

쏘일 네일링을 이용한 굴착토류벽의 거동 분석

The behavior of excavation wall reinforced by Soil Nailing

김종수¹⁾ · 최 혁²⁾ · 전진규 · 이 송³⁾
Kim, Jong-Soo^{*} · Choi, Hyuck^{**} · Jeon, Jin-Gyu^{**} · Lee, Sung^{***}

Abstract

A soil wall reinforced by soil nailing is excavated in the typical soil conditions which are consisted of weathered soil, weathered rock and soft rock. The resulting nail loads computed are compared to loads measured by utilizing strain gauges during construction. The wall deflection at two locations are related to construction events and specific soil conditions, providing an understanding of the behavior of soil nailed walls. The load distribution along the nail indicated relatively high loads close to the wall. The mobilized load on the nail is proportional to the wall deflection showing the maximum value at the surface of the wall. The construction monitoring for this project provided valuable information in understanding the behavior of soil nailed walls.

Keywords : Soil Nailing, Wall deflection, Excavation

요 지

본 연구에서는 매립토, 풍화토, 연암등으로 구성된 지반의 흠막이 가시설 시공에 쏘일네일링을 적용하였다. 굴착중 지반 및 네일의 거동특성을 분석하기 위하여 계측과 수치해석을 수행하였다. 계측은 경사계로부터 벽면의 변위를 측정하였고 변형률계를 네일에 설치하여 굴착중 발생하는 네일의 축력을 측정하였는데 네일에 작용하는 축력은 벽면의 변위와 비례하는 것으로 조사되었으며 네일에 작용하는 축력은 벽면가까이에서 최대로 측정되었다. 또한 수치해석과 실측치를 비교한 결과 벽체변위는 실측치와 일치하였으나 네일의 축력의 크기 및 축력이 발생하는 위치등은 계측치와 상당한 차이를 보이는 것으로 분석되었다.

주요어 : 쏘일네일링, 벽체변위, 축력, 굴착

1. 서 론

쏘일네일 보강벽체는 1972년에 프랑스의 베르사이유에서 최초로 사면 보강용으로 적용된 이후 주로 독일과 프

랑스 등의 유럽지역에서 굴착면에 대한 지보 및 사면보강에 사용되어 왔다. 미국에서는 1978년에 통상적인 엄지말뚝과 버팀보에 의한 흠막이벽 대신에 수평 보강 시스템이라 불리는 쏘일네일링 공법이 개발되었다. 이와 같이 유럽,

미국 등지에서는 70년대 초반부터 쏘일 네일링에 대한 연구 및 적용이 이루어져 왔으며, 국내에는 1980년대 후반부

* 단체회원 · 현대산업개발(주) 토목설계팀 부장
** 단체회원 · 현대산업개발(주) 토목설계팀
*** 서울시립대학교 토목공학과 교수
* 단체회원 · 현대산업개발(주) 토목설계팀 부장
** 단체회원 · 현대산업개발(주) 토목설계팀 부장
*** 서울시립대학교 토목공학과 교수

터 그에 대한 기초이론 및 설계기법이 처음으로 소개되기 시작했다. 현재 시공 과정의 간편성, 경제성등의 장점으로 인해 많은 현장에서 쏘일네일링 공법을 적용하고 있으며, 흙막이 가시설 또는 사면보강공법으로 적용되고 있다.

이러한 쏘일네일링에 대한 본격적인 연구는 1986년 프랑스에서 "CLOUTERRE"를 시작으로 이론적 배경, 설계 개념 등이 정립되었으며 쏘일네일링의 거동을 이해하기 위해 사질토지반에서 실크기의 네일보강벽체에 대한 현장계측이 수행되었다. Cartier & Gigan(1983)도 네일을 이용한 지하굴착의 거동을 측정하여 분석하였는데, 굴착중 네일의 인발시험을 수행하여 흙과 네일의 상호작용을 분석하였다. Stocker & Riedinger(1990)도 네일에 1.5m 간격으로 변형률계를 부착하여 굴착진행에 따른 네일에 작용하는 축력과 굴착후 10년에 걸친 네일에 작용하는 축력의 분포를 계측한 결과를 분석하여 장기적인 쏘일네일링 구조물의 거동을 분석하였다. Cheng & Hansen 등(1994)은 잔적토층의 굴착지반에 변형률계와 경사계를 설치하여 쏘일네일링의 거동을 계측하였는데, 네일에 작용하는 최대축력은 네일벽면에서 어느정도 떨어진 곳에서 최대로 작용하며 최대작용점을 연결하면 원호형의 파괴형태를 보이는 것으로 발표하였다. 쏘일 네일링 구조물의 계측을 통한 거동 분석에 대한 연구는 꾸준히 진행되고 있으나, 이는 대부분 단일 지반 또는 흙지반에서 계측된 결과에 기초한 연구이다. 따라서, 국내지반처럼 풍화토, 풍화암, 연암순으로 구성되어 있는 지반에서의 체계적인 계측에 기초한 쏘일네일링 구조물의 거동에 대한 연구가 요구되고 있는 실정이다.

본 연구에서는 매립토, 풍화토, 연암 순으로 구성된 지반의 흙막이 가시설에 대한 쏘일네일링의 적용시, 굴착이 진행됨에 따른 지반 및 네일의 거동특성을 분석하고자 하였다. 이에 수평변위를 측정할 수 있는 경사계, 네일의 축력을 측정하는 변형률계 등을 설치하여 굴착에 따른 지반 및 네일의 거동을 계측하였다. 또한 수치해석을 수행하여 계측결과와 비교함으로써 전반적인 쏘일 네일링 구조물의 거동을 분석하였다.

2. 현장계측결과 및 분석

2.1 현장 지반 개요

쏘일네일링 가시설 굴착 시공현장은 ○○지역의 건축공

사현장이며, 굴착공법은 Shotcrete로 구성된 토류벽체를 쏘일네일링으로 지지하면서 굴착하는 방법으로 -11.40 ~ -12.20 m까지 굴착하였다.

해석대상단면에서 사용된 Shotcrete의 강도는 28일 강도를 기준으로 200 kg/cm^2 이상이고, 두께는 20cm로 하였으며, Soil Nail의 제원은 D25($\psi 25.4\text{mm}$) 철근을 사용하고, 길이는 5.5m이며, 수직간격 1.0m 또는 1.2m, 수평간격 1.2m로 설치하였다. 그림 1은 공사현장의 평면과 설치한 계측기의 위치, 종류, 해석단면의 위치를 보인 것이다.

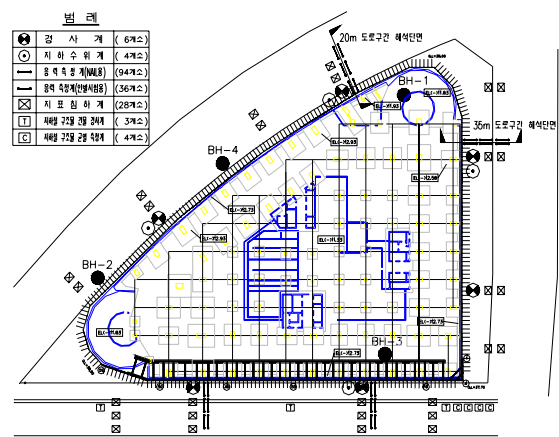


그림 1. ○○ 지역의 건축공사 현장 평면도

해석대상단면은 그림 1에서와 같이 폭 20m 도로에 인접한 20m 도로구간단면과 폭 35m 도로에 인접한 35m 도로구간 단면으로 구분하였다. 그림 2는 20m, 35m 도로구간의 가시설 단면을 보인 것이다. 20m 도로구간 단면에서는 10단의 네일이 시공되었으며, 4,5단 사이, 6,7단 사이, 9,10단 사이 3개소에는 굴착중 인발시험을 수행할 시험네일을 설치하였다. 또한 35m 도로구간 단면에서는 11단의 네일이 시공되었으며, 4,5단 사이, 7,8단 사이의 2개소에도 시험네일을 설치하여 현장인발시험을 수행하였다.

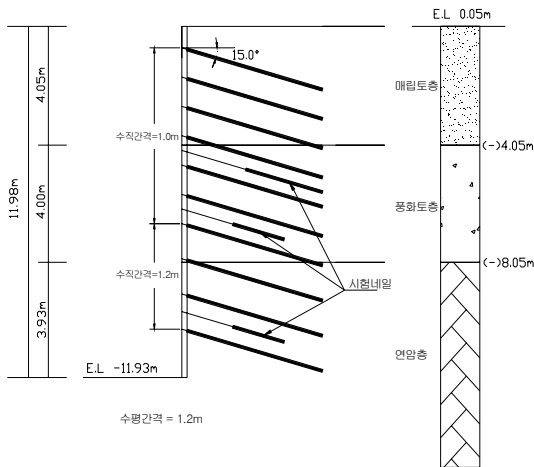
일반적으로 CLOUTERRE(1991)에 의하면 본 현장과 같이 Borehole에 그라우팅하는 네일인 경우 굴착심도의 0.8~1.2배로 네일 길이를 즉 9.6~14.4m 길이로 설계하는 것을 제안하고 있으나, 본 현장의 경우 5.5m로 비교적 짧게 설계되어 있으며, 네일 설치각도는 (-)15°의 기울기로 시공되었다. 수직간격은 20m 도로구간단면에서 1~7단 사이가 1.0m, 7~10단 사이가 1.2m이며, 35m 도로구간단면에서 1~7단 사이가 1.0m, 7~11단 사이가 1.2m로 각각 네일간격이 다르게 시공되었다.

각 지층상태는 상부의 매립토층과 그 하부에 N치 50이상을 상회하는 매우 조밀한 상태의 모래 지층으로 구성되어 있으며, 암반층은 편마암으로 풍화가 심한 상태를 나타낸다. 20m 와 35m 도로구간의 지층상태는 같은 지층순서를 보이지만, 35m 도로구간의 지층이 매립층, 풍화토층의 두께가 얇고 N치도 20m 도로구간보다 크게 평가되었는데, 이러한 차이를 보인 것이 그림 2이다.

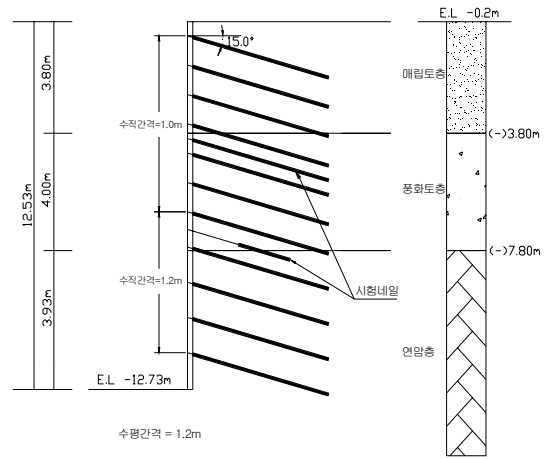
본 굴착현장의 굴착 시공과정을 단계별로 요약정리한 것이 그림 3 이며 이러한 굴착과정을 수치해석에 반영하였다.

2.2 현장 계측 및 분석

본 해석단면의 현장계측에서는 경사변위계, 지하수위계,



(a) 20m 도로구간 단면



(b) 35m 도로구간 단면

그림 2. 가시설 단면 개요도

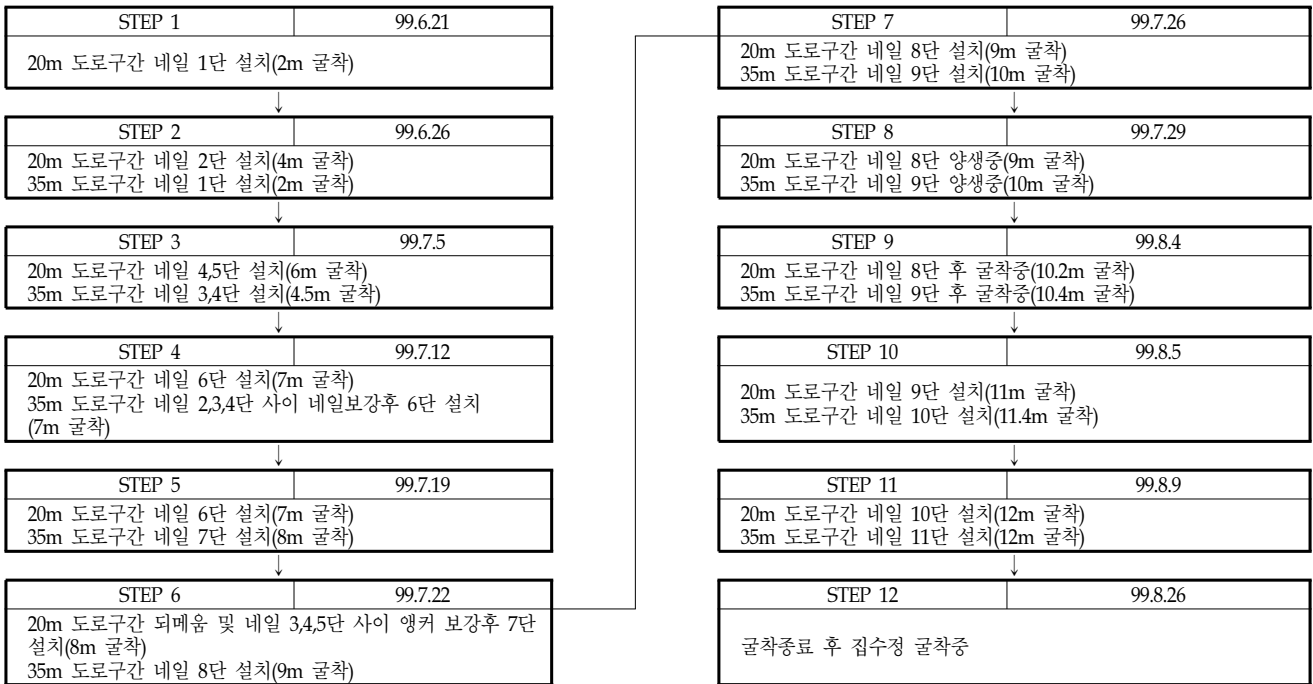
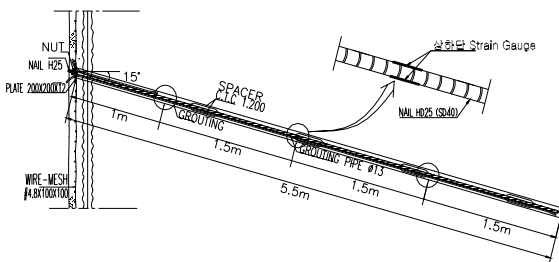
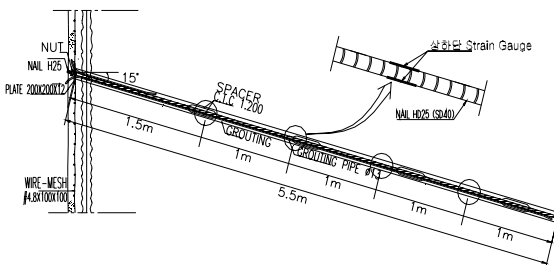


그림 3. 현장 시공 과정

변형율계가 사용되었으며, 설치위치는 그림 1 에서와 같다. 변형율계는 전기저항식 변형율계를 사용하였다. 20m 도로구간단면 3,4단과 35m 도로구간단면 3단에서의 네일 길이방향에 따른 변형율계 설치지점은 그림 4 (a)에서와 같이 1.0m, 1.5m, 1.5m, 1.5m의 간격이며, 20m 도로구간단면 6, 8, 10단과 35m 도로구간단면 5, 7, 9, 11단에서의 네일길이방향에 따른 변형율계 설치지점은 그림4 (b)에서와 같이 1.5m, 1.0m, 1.0m, 1.0m, 1.0m의 간격으로 설치하여 굴착공사 진행중 네일에 작용하는 인장력, 지중변위를 체계적으로 계측토록 하였다.



(a) 20m 구간(3,4단), 35m 구간(3단)



(b) 20m 구간(6,8,10단), 35m 구간(5,7,9,11단)

그림 4. 네일에 설치한 변형율계 위치

(1) 경사계 계측결과

해석대상단면에서의 굴착심도별, 공사기간별 경사계 계측결과는 공사완료 시점(99년 8월 9일~26일)까지는 수평변위가 증가하는 경향을 보이다가, 굴착이 완료된 시점부터 변화가 거의 없이 수렴되어 가는 경향을 보이고 있으며, 변위양상은 지표면에서 가장 변위가 많이 생기고, 하단으로 내려갈수록 변위가 작게 발생한 것으로 계측되었다. 20m 도로구간과 35m 도로구간의 벽체 수평변위는 그림 5 에서 보는 바와 같이 20m 도로구간에 최대 73mm의 변위를 보이는 반면 35m 도로구간에서는 38mm의 수평변위가 계측되었는데, 이러한 차이는 그림 2 에서 보는 바와 같은

상부토사지반의 심도와 강도차이에 의한 지반조건, 네일의 배수조건, 세부적인 시공순서 등에 의한 차이 등으로 인해 발생한 것으로 평가된다.

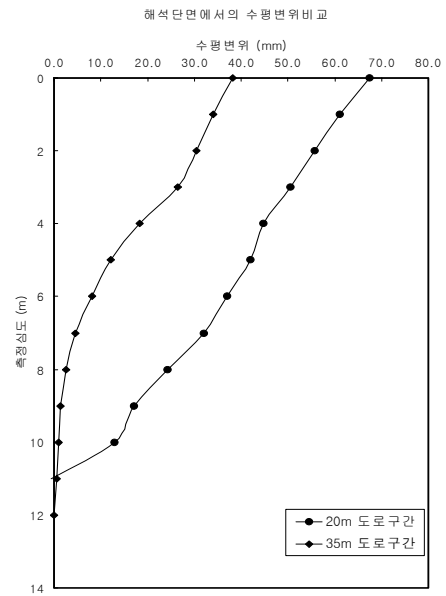


그림 5. 해석단면에서의 경사계 결과

(2) 굴착중 네일의 축력 변화

변형율계는 20m 도로구간단면에서 3단(심도-2.73m), 4단(심도-3.73m), 6단(심도-5.73m), 8단(심도-7.93m), 10단(심도-10.33m)에, 35m 도로구간단면에서는 3단(심도-2.48m), 5단(심도-4.48m), 7단(심도-6.48m), 9단(심도-8.88m), 11단(심도-11.28m)에 설치되었으며, 네일 길이별 세부적인 설치위치는 그림 4 에서와 같다. 그림 6~13의 결과는 변형율계가 설치된 각각의 네일에서 상하단 변형율계의 계측결과를 평균함으로써 네일축력을 계산하였다.

전체적으로 네일축력은 공사완료시점까지 증가하다가, 공사완료이후에는 어느 일정한 값으로 수렴되는 경향을 보이고 있다. 즉, 네일에 작용하는 축력발생의 직접적인 원인은 지반굴착과 관계가 있으며, 굴착완료후에는 네일 축력이 변화를 보이지 않고 있는데, 이는 Stocker 및 Riedinger(1990)의 연구결과와 유사한 경향을 보이고 있는 것으로 조사되었다. 또한 각 네일에 작용하는 축력의 분포는 굴착벽면에 가까운 쪽에서 큰 축력이 발생하다가, 점차 감소되어 가는 경향을 보이고 있다.

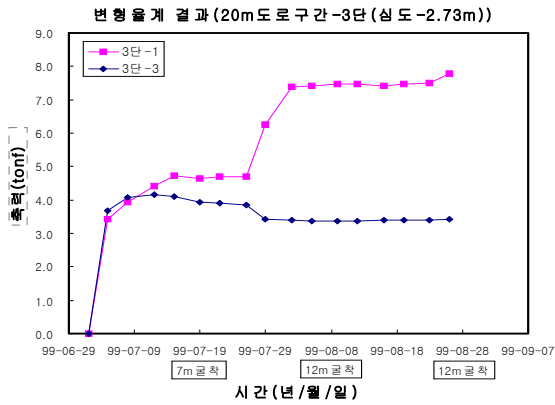


그림 6. 20m 도로구간단면에서 3단 네일의 변형율계 결과

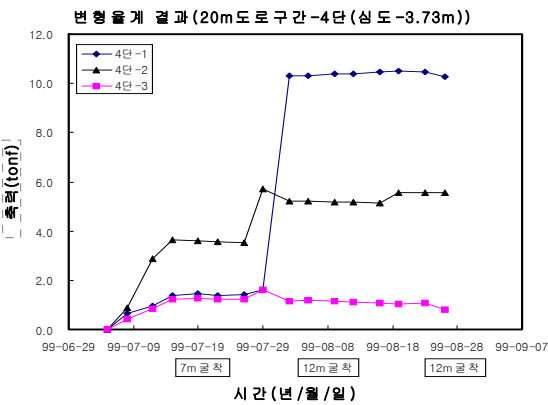
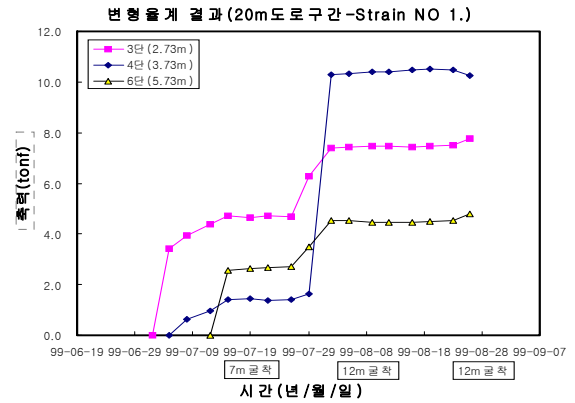


그림 7. 20m 도로구간단면에서 4단 네일의 변형율계 결과

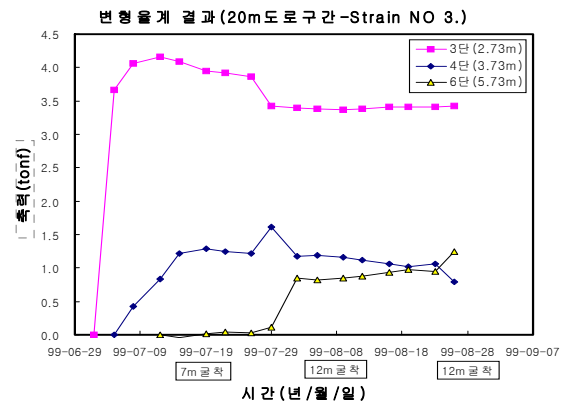
그림 6 은 20m 도로구간의 지표면으로부터 2.73m깊이 에 설치한 네일 3단에 걸리는 축력의 분포를 보인 것이다. 축력의 분포는 네일 앞쪽에서 축력이 크게 작용하고 네일 뒤쪽으로 갈수록 그 크기가 감소하는 경향을 보이고 있다. 또한 네일 설치후 네일의 축력은 굴착에 따라 점점 증가하는 양상을 보이는 것으로 조사되었다.

그림 7은 같은 단면의 4단 네일의 축력 변화를 보인 것이다. 그림 6, 7에서 보는 바와 같이 네일축력의 경향은 굴착면 가까이에서 최대를 보이다가 점점 네일 끝단으로 갈수록 줄어드는 경향을 보인다. 그러나 그림 6의 3단 네일 과 비교해 볼 때 변형률계(1)에 작용하는 축력은 3단 네일 보다는 4단 네일에서 크게 작용하는 것을 볼 수 있다. 하지만, 동일한 네일의 변형률계 (3)에서 계측된 네일의 축력은 3단 네일보다는 4단 네일에서 작게 평가된 것을 볼 수 있다. 또한 6단 네일 역시 네일축력은 굴착면 가까이에서 크고, 네일에 작용하는 최대축력은 앞의 3단, 4단 네일보다 전반적으로 작게 평가되었다. 이러한 굴착깊이에 따라

동일한 변형률계 위치에서의 네일 축력을 보인 것이 그림 8, 9이다.

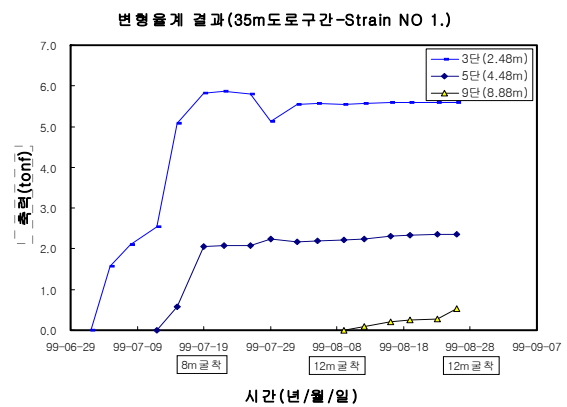


(a) 변형률계 (1)에서의 네일축력

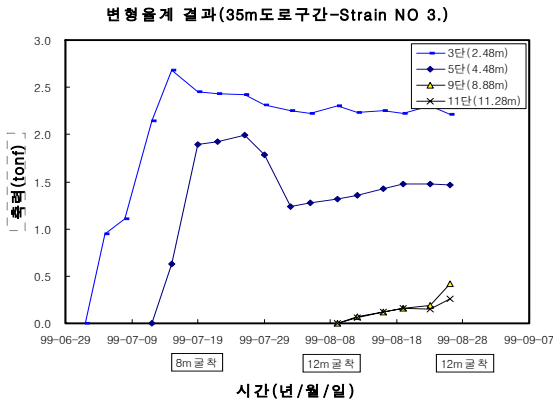


(b) 변형률계 (3)에서의 네일축력

그림 8. 20m 도로구간단면에서 네일에 작용하는 축력분포



(a) 변형률계 (1)에서의 네일축력



(b) 변형률계 (3)에서의 네일축력

그림 9. 35m 도로구간단면에서 네일에 작용하는 축력 분포

20m 도로구간에서와 같이 35m 도로구간에서도 굴착면 가까이에서 최대축력이 발생하였다가 굴착면에서 멀어질수록 축력이 감소하는 경향과 굴착면 하단부로 내려갈수록 네일에 발생된 축력이 감소하는 경향을 보이는 것으로 나타났다. 이러한 네일의 축력에 직접적으로 영향을 미치는 것이 벽체의 변위로 판단되어 벽체의 변위와 네일에 걸리는 최대축력과의 관계를 그린 것이 그림 10 이다. 그림에서 벽체에 발생한 변위와 네일에 걸리는 축력은 직접적으로 비례하는 것을 볼 수 있는데, 벽체의 변위가 크게 발생했던 20m 도로구간에서의 네일의 축력이 크게 발생한 것을 볼 수 있다.

하지만, 이러한 벽체변위와 네일의 축력이 항상 비례하는 것이 아닌 것으로 조사되었는데, 20m 도로구간의 3단 네일과 4단네일의 축력을 비교해 볼 때 상부변위가 많이 발생한 3단네일의 축력이 크게 발생하여야 하나 그림 8(a)에서 보는 것과 같이 최대축력은 오히려 변위가 작은 4단에서 크게 발생하는 것으로 조사되었으며, 굴착면에서 떨어진 변형률계 (3)에서의 네일축력은 그림 8(b)에서 보는 바와 같이 4단보다 3단에서 크게 발생하여 발생변위에 비례하는 경향을 보이고 있다. 이는 3단 네일의 경우 전반적으로 네일 전체에 변위가 발생하여 벽체에서 떨어진 위치에서도 축력이 크게 발생하는 반면, 4단 네일에서는 아직까지 네일의 전반부에서만 큰 축력이 발생하고 벽체에서 떨어진 위치에서는 최대축력이 발생하는데 필요한 변위가 발생하지 않은 것으로 판단된다. 그러므로 네일에 걸리는 축력은 벽체에 가까운 위치로부터 점진적으로 벽체에서 먼 위치로 벽체의 변위와 함께 전이되는 것으로 판단할 수 있

다.

이러한 현상은 굴착심도가 증가할수록 벽체 변위가 증가하고 지반의 소성상태가 벽체의 하단쪽으로 점진적으로 진행한다는 김홍택 외(1995)의 결과와도 유사한 것으로 판단된다. 즉, 3단 네일 부근의 지반은 소성상태가 유발되기에 충분한 변위가 발생되어 최대 전단 강도의 발휘가 예상되고 4단 네일의 경우에는 아직도 탄성상태에 해당되어 네일의 인장력 발휘가 불충분한 것으로 판단된다. 이와같이 20m 도로구간에서 굴착면 가까이에서 지반의 수평변위가 지표면에서 최대 72mm를 보이다가 굴착면하부로 내려갈수록 감소하는 경향을 보이는데, 굴착심도 2.73m에 위치하는 네일 3단에서 55mm 정도의 벽체변위가 발생하여 변형률계 (1)에서의 전단응력이 최대값을 지나 잔류응력값에 수렴됨에 따라 네일의 축력이 감소하는 경향을 보인다. 35m 도로구간은 20m 도로구간보다 벽체의 수평변위가 작게 발생하였는데, 3단네일의 설치심도가 2.48m로 벽체의 수평변위가 28mm 발생한 경우와 5단 네일의 설치심도가 4.48m 인 경우, 벽체수평변위가 16mm 발생하였을 경우, 20m 도로구간과 다르게 벽체의 변위가 크지 않아 3단에 걸리는 네일축력이 5단에 걸리는 네일의 축력보다 크게 측정된 것을 그림 9(a)에서와 같이 볼 수 있는데, 이는 3단 네일이 28mm의 수평변위가 발생하여도 아직 전단응력이 최대(peak)값에 도달하지 않았기 때문인 것으로 판단된다.

벽체의 변위가 발생할수록 최대축력이 발생하는 위치는 20m 도로구간 경우에서처럼 벽체변위가 12m 굴착깊이에서 최대 72mm 발생하여 상부 네일에 걸리는 축력이 잔류 전단응력에 이르는 값을 보이며 굴착면에서 먼 쪽으로 전이하는 경우를 보이거나, 일반적인 네일의 최대인장력 발생 위치는 굴착면 가까이에 위치하는 것을 볼 수 있다. 이러한 경향은 보강토옹벽에서 벽체로부터 어느정도 떨어진 보강재의 중간정도에서 최대 인장력이 발생한다는 기존의 연구 결과(CLOUTERRE, 1991)와는 상당한 차이를 보이고 있다.

CLOUTERRE(1991)에 의하면 쏘일네일링 벽체의 상부수평변위를 측정한 결과 3H/1000이상의 변형에 이르면 쏘일네일링 구조물의 사용성에 문제가 있는 것으로 보고하고 있는데, 20m도로구간의 경우 이러한 허용변위는 보다 많은 변위가 발생한 상태에서 즉, 소성영역이 충분히 발달한 상태에서도 네일에서 측정된 최대축력을 연결하여 가상

파괴면을 예측해 보면, 그림 11 과 같이 계측에 의한 파괴면이 기존의 연구결과 또는 설계시 가정한 파괴면보다 훨씬 가까이 위치하는 것으로 조사되었다.

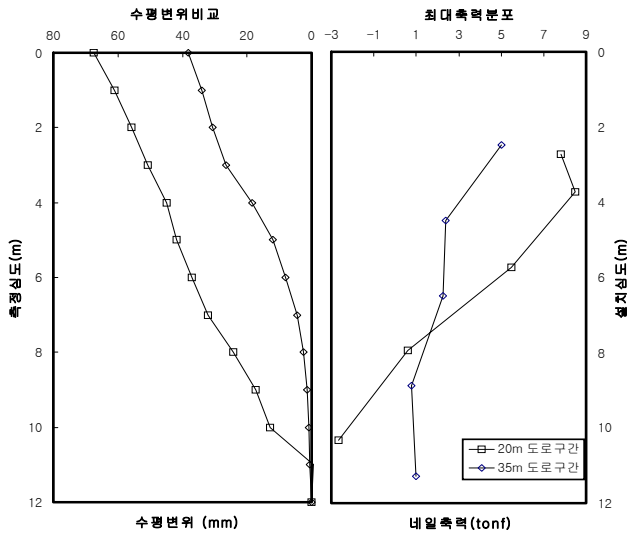


그림 10. 해석단면에서의 네일 축력의 비교

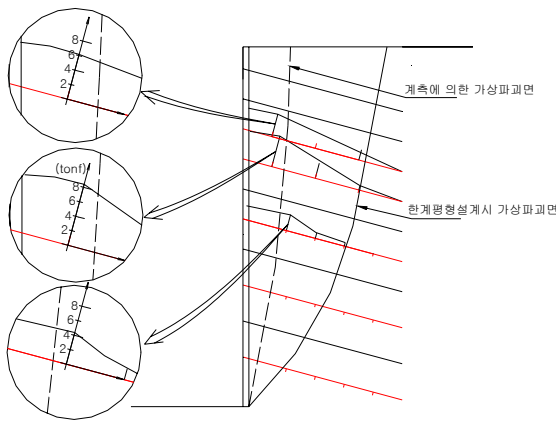


그림 11. 20m 도로구간에서의 최대네일축력의 위치 (벽체변위가 72mm인 경우)

3. 수치해석에 의한 쏘일네일링 벽체 거동해석

3.1 벽체에 대한 모델링

본 지층과 지층형상은 매립층, 풍화토층, 연암층으로 구성되어 있다. 퇴적토층의 경우 모래와 자갈이 혼재되어 있는 상태로 매우 조밀 또는 조밀한 상태이다. 기반암은 편마

암의 약간풍화 또는 보통 풍화된 상태로 암석코아에 절리가 발달된 상태인 지반이다.

이러한 지반의 물성치를 추정하기 위해서는 적절한 현장, 실내시험을 통해 구해야 하지만 본 지반조사에서는 표준관입시험만 수행되어 신뢰성있는 물성치 산정에 한계가 있다. 그러므로 계측결과인 벽체의 수평변위를 기준으로 수치해석을 수행하였다. 해석에 사용한 프로그램은 지반해석 범용 FEM 프로그램인 2D Pentagon을 이용하였으며 Mohr-Coulomb Model을 사용하였다. 또 해석을 위한 node수는 5620개, element는 2229개를 사용하였으며, 메쉬의 경계조건은 하단경계는 상하방향을 구속하고, 좌우측 경계는 좌우방향움직임을 구속하였다. 이러한 지반물성치의 산정과정을 나타낸 것이 그림 12 이고 표 1 은 해석결과와 계측결과를 비교하여 근사값 및 경향을 얻을때까지 반복수행함으로써 결정한 지반의 물성치이다.

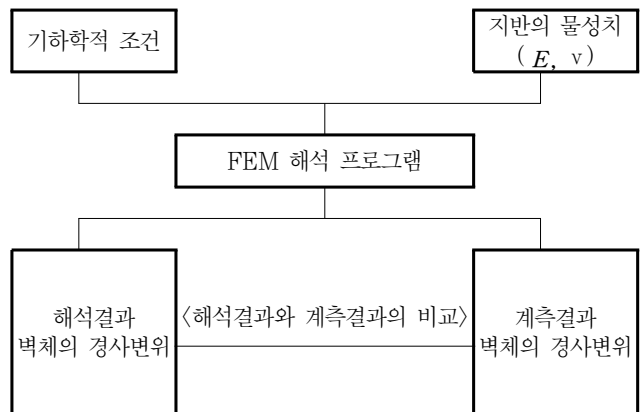


그림 12. 시행착오법에 의한 역해석 과정 (지반 물성치 산정)

표 1. 굴착지반의 각 지층별 토질정수

토 층	γ_t (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	ν	K_0	C (t/m ²)	ϕ (°)	E (t/m ²)	K (t/m ³)	G (t/m ³)	σ_t (t/m ²)
매립층	1.90	2.00	0.3	0.470	0.0	32.0	1500	1250.0	576.9	0.0
퇴적층	2.00	2.10	0.25	0.398	0.0	37.0	5000	4166.7	1923.1	0.0
연암층	2.30	2.40	0.25	0.331	5.0	42.0	25000	16666.7	10000.0	200.0

굴착단면에 대한 모델링은 굴착심도, 지층구분, 네일제원 등을 고려하여 모델링하였고, 벽체는 Solid 요소로 해석하였다. 네일에 대한 모델링은 그라우트를 무시하여 적

용하였다. 시공과정은 각각 굴착과 벽체, 네일설치가 한 단계에서 이루어지는 과정을 통해 굴착심도까지 11단계에 걸쳐 모델링하였으며, 이러한 굴착과정의 모델링은 그림 4의 실제굴착과정을 모델링하였다. 해석단면 중 35m 도로구간에 대한 해석메쉬를 보인 것이 그림 13이다.

벽체의 전면판은 Beam 요소와 Solid 요소등으로 모델링할 수 있지만 Beam 요소와 Solid 요소를 모두 사용하여 해석을 수행한 결과 Solid 요소를 사용한 경우가 보다 실제 계측치의 분포에 근접하게 해석되어 Solid 요소를 사용하였다. 표 2는 전면판의 물성치를 표시하였으며 이러한 물성치도 역해석과정을 거쳐 결정하였다. 하지만 네일과 지반 사이에 interface model을 사용하지는 않았는데 이는 벽체의 변위가 크게 발생하지 않아 지반과 네일의 상대 변위가 크지 않을 것으로 예상되기 때문이다.

표 2. 벽체를 Solid 요소로 모델링한 경우, Shotcrete의 물성치

사용부재	$\gamma_f(t/m^3)$	K_0	$c(t/m^2)$	$\Phi(^{\circ})$	$K(t/m^2)$	$G(t/m^2)$	$\sigma_f(t/m^2)$
Shotcrete (solid 요소)	24	1.5	1×10^{10}	50	555555.56	416666.67	1×10^{10}

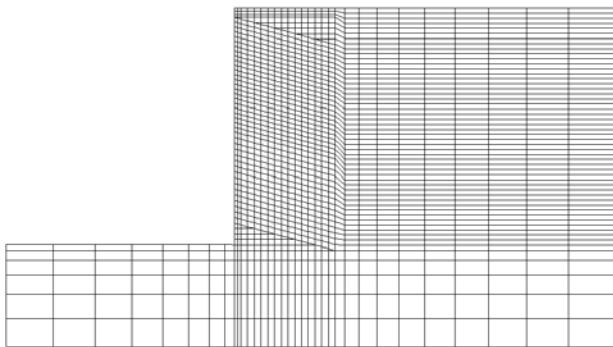


그림 13. 35m 도로구간에서의 수치해석단면

4. 수치해석 결과 분석

4.1 수평 변위 결과 비교

35m 도로구간단면에 대하여 벽체를 Solid 요소로 모델링한 유한요소해석을 수행한 결과를 현장계측결과와 비교한 것이 그림 14와 같다. 35m 도로구간단면의 결과를 비교해 보면, 수치해석결과와 계측치가 서로 비슷한 경향을

보이고 있다. 이러한 수치해석결과는 계측결과를 기준으로 지반물성치를 정한 것이기 때문에 수평변위가 계측치와 잘 일치하는 것을 볼 수 있다.

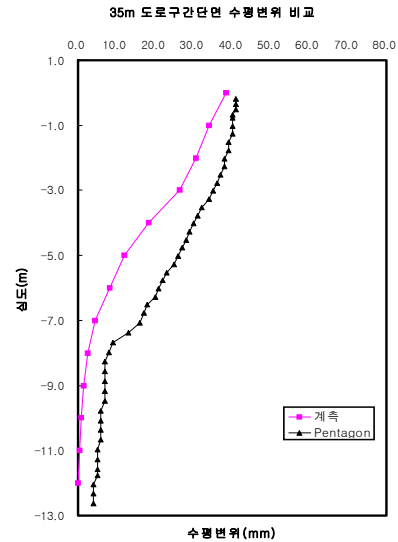


그림 14. 35m 도로구간 해석단면에서의 수평 변위 결과 비교

4.2 네일 길이방향별 축력 비교

지반의 수평변위가 일치할 때 굴착단계에 따른 네일의 축력을 실측치와 계측치를 비교하여 쏘일네일 구조물의 거동특성을 이해할 수 있다. 네일의 축력은 네일의 상하단에 설치한 변형률로부터 축력을 계산하였다. 설계단계에서 계측단면을 선정하여 네일에 변형률계를 설치하였지만 변형률계의 일부 파손등으로 인해 네일전체에 걸친 응력분포를 전반적으로 파악하는에는 한계가 있지만 20m 도로구간 6단 네일과 35m 도로구간 5단 네일의 계측된 축력과 수치해석 결과를 비교하면 그림 15, 16과 같다.

계산된 축력의 분포는 굴착면에서 최대가 되었다가 굴착면에서 멀어질수록 축력의 크기가 줄어드는 경향을 보인다. 또한 계측치와 비교하였을 경우, 계산치가 크게 평가된 것을 볼 수 있다. 네일에 걸리는 이러한 축력의 분포는 지반의 전단강도와 직접적인 관계가 있다.

일반적으로 네일과 지반의 상대변위에 의해서 전단응력이 발생하면 지반을 탄소성으로 모델링하는 경우, 발생했던 전단응력과 지반의 파괴규준을 비교하여 파괴여부를 판단하게 되며 네일에 작용하는 축력은 발생했던 전단응력으로부터 구하여진다. 그러므로 네일에 작용하는 수직력이 커지면 네일에 작용하는 전단응력은 커지게 됨으로 네일의

축력은 증가하게 된다. 또한, 네일에 작용하는 축력은 지반의 전단강도, 수직응력, 지반과 네일의 상대변위 등에 영향을 받게 된다.

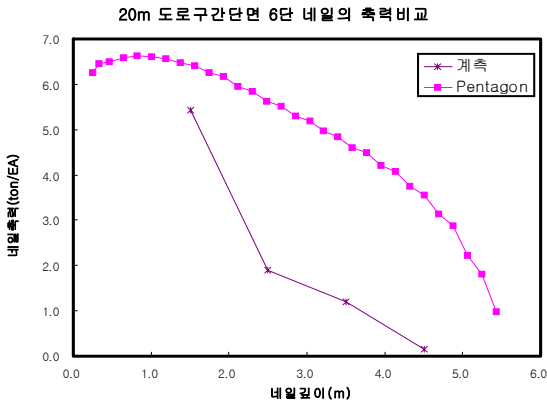


그림 15. 20m 도로구간단면에서 6단 네일의 축력결과 비교

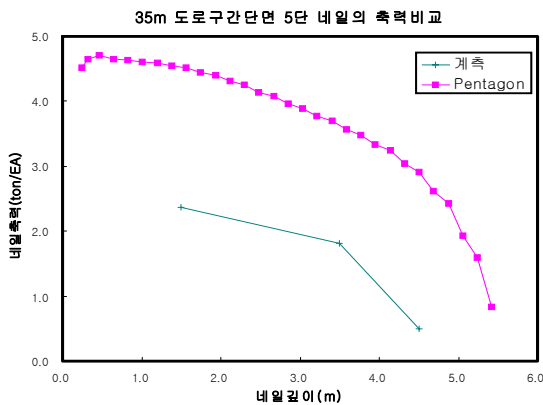


그림 16. 35m 도로구간단면에서 5단 네일의 축력결과 비교

그림 17은 수치해석결과 각 네일에 따라 작용하는 축력 분포를 그린 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 지반의 전단강도가 낮은 상부지반보다도 지반의 전단강도와 수직응력이 큰 굴착하부 네일의 축력이 증가하는 양상을 볼 수 있다. 하지만 굴착면 하부의 연암층에서 네일의 축력은 크지 않은 것을 볼 수 있는데, 이는 굴착면 하부의 연암층의 변위가 미소하여 네일의 축력은 크게 평가되지 않은 것을 볼 수 있다. 그러므로 수치해석결과 네일에 작용하는 축력은 굴착심도의 중간정도에서 최대축력이 작용하는 것을 볼 수 있다. 이러한 수치해석결과는 계측결과와는 상당히 상이함을 볼 수 있다. 이와 같이 벽체의 변위는 수치해석 방법으로 최대변위발생위치, 크기 등을 적절하게 모델링할 수 있

으나, 네일에 작용하는 축력의 방향, 크기 등을 모델링하는데 한계가 있으며, 이러한 문제를 해결하기 위해서는 지반과 네일의 상호작용을 적절히 모델링할 수 있는 Interface 모델의 개발이 필요한 것으로 판단된다.

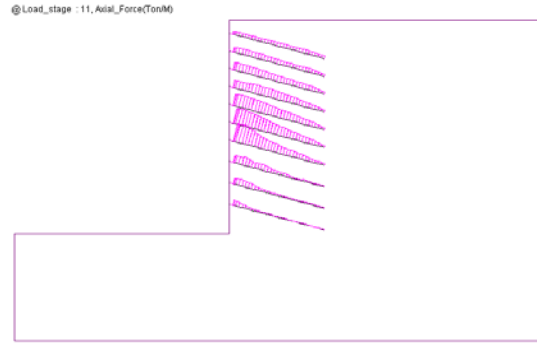


그림 17. 20m 도로구간단면에서 네일축력 수치해석결과

5. 결론

쏘일네일링을 이용한 지하굴착현장에 대한 현장계측, 분석, 수치해석을 통하여 쏘일네일링 벽체의 거동에 대해 다음과 같은 결론을 얻었으며, 국내지반처럼 풍화암, 연암 등에 네일을 시공하는 경우, 쏘일네일의 거동분석을 위한 보다 많은 연구가 필요할 것으로 판단된다.

1. 벽체의 변위는 지표면에서 최대를 보이다가 굴착하단부로 내려 갈수록 줄어 드는 경향을 보이는 것으로 계측되었으며, 네일에 걸리는 축력은 이러한 지반변위와 비례적으로 증가하는 것으로 조사되었다.
2. 네일의 축력은 굴착상단부에서 크게 발생하며 굴착면에 가까운 네일에 최대인장력이 발생하는 경향을 보였다. 하지만, 수평변위가 크게 발생함에 따라 네일의 최대축력은 하단 네일로, 각 네일에 작용하는 최대축력의 위치는 네일 뒤쪽으로 점진적으로 이동하는 경향을 보인다.
3. 12m 굴착심도에 벽체 상부 변위가 72mm 발생한 경우 굴착면 각단에 작용하는 네일의 최대 축력은 굴착면에서부터 1~2m 떨어진 곳에서 발생하여 실제로 쏘일 네일로 보강된 벽체의 가상 파괴면은 굴착면 가까이에 위

- 치한 것으로 나타나 기존의 연구결과와는 상이한 결과를 보인 것으로 조사되었다.
4. 수치해석결과 네일에 작용하는 계측치와 다르게 굴착면 중간에서 최대 축력이 발생하여 굴착면 상부에서 최대 축력이 발생한 계측치와 차이를 보였으며, 그 크기도 크게 평가되었다.
5. 벽체의 변위는 수치해석방법으로 최대 변위 발생위치, 크기 등을 적절하게 모델링할 수 있으나, 네일의 축력을 모델링하는데 한계가 있으며, 이러한 문제를 해결하기 위해 지반과 네일의 상호작용을 적절히 모델링할 수 있는 Interface 모델이 필요한 것으로 판단된다.
(접수일자 : 2001. 4. 30.)

참 고 문 헌

1. 김홍택, 강인규(1995), "쐐일네일링 시스템의 최적 설계방법에 관한 연구", 한국지반공학회 가을학술발표회, pp. 13~18.
2. 김홍택, 강인규, 성안제, 방윤경(1995), "Nailed-Soil 굴착벽체의 발휘인장력 예측", 한국지반공학회 논문집, Vol.11, No.2, pp. 79~97.
3. 김홍택, 심영중, 성안제(1995), "보강사면의 설계 및 시공 : Nailing 공법의 역할 및 시공사례", 사면안정대책-조사 및 설계방법-시공사례 학술발표집, pp. 176~209.
4. 홍원표, 김장호, 임혜식(1997), "쐐일네일링 벽체의 변형거동에 관한 연구", 한국지반공학회 97 사면안정학술발표회, pp. 147~170.
5. Bathe, Klaus-Jurgen(1996), "Finite Element Procedures", Prentice-Hall, Inc.
6. BS 8006(1995), "Strengthened / Reinforced Soils and Other Fills", British Standard Institute Document No. 94/105986.
7. C. K. Shen et al.(1981), "Field Measurements of an Earth Support System", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. 12, pp. 1625~1642
8. Cartier, G. & Gigan, J. P.(1983), "Experiments and Observations on Soil Nailing Structure", Proc. 8th ESCMFE, Helsinki, Vol. 2, pp. 473~476.
9. Desai, C. S. & Siriwardane, H. J.(1984), "Constitutive Laws For Engineering Materials with Emphasis on Geologic Materials", Prentice-Hall, Inc.
10. Guilloux, A. & Schlosser, F.(1982), "Practical Applications, Proc. Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques", Bangkok, pp. 389~397.
11. James K.M & Willia C.Villet(1987), "Reinforced of Earth Slopes and Embankments", NCHRP-290 Transportation Research Board.
12. Jewell, R. A.(1990), "Review of Theoretical Models for Soil Nailing, Performance of Reinforced Soil Structure", British Geotechnical Society, Thomas Telford, pp. 265~275.
13. Joseph P. Welsh.(1987), "Soil Improvement - A Ten Year Update", ASCE, Geotechnical Special Publication No.12, pp. 18~35.
14. Kakurai, M. & Hori, J.(1990), "Soil-Reinforcement with Steel Bars on a Cut Slope", Performance of Reinforced Soil Structures, British Geotechnical Society, Thomas Telford, pp. 213~217.
15. Manfred F. Stocker & Georg Riedinger(1990), "The Bearing Behaviour of Nailed Retaining Structures", ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, pp. 612~628
16. Nichoson, P. J., "In-situ Ground Reinforcement Techniques, Soil Nailing and Application", 1st Edition, Deep Foundation Institute, pp. 1~20.
17. R.J. Byrne & D.Cotton etc(1996), "Manual for Design & Construction Monitoring of soil nail walls", FHWA-SA-96-069R.
18. Suang S. Cheng & Lawrence A. Hansen(1994), "Design, Construction and Performance of a Soil Nailed Wall in Puerto Rico", ASCE Geotechnical Special Publication No. 42, pp. 1~16.
19. Schlosser, F. & Unterreiner, P.(1991), "Soil Nailing in France : Research and Practice", Transportation Research Record No. 1330, pp. 72~79.
20. Schlosser, F.(1993), "Recommendations Clouterre 1991/ Soil Nailing Recommendations", French National Research Project Report No. FHWA-SA-93-026.