# Nailed－Soil 굴착벽체의 발휘인장력 예측

## A Prediction of the Mobilized Tensile Forces of Nailed－Soil Excavated Walls

김 홍 택*1 강 인 규*2
Kim, Hong－Taek Kang, In－Kyu
성 안 제*3 방 윤 경*4
Sung, An－Jae Bang, Yoon－Kyung

**Abstract**

In the present study an analytical modeling was carried out to predict mobilized shear strength at the interface between the nail and surrounding soils by carefully examining the behavior characteristics of nailed－soil excavated walls. Based on the developed model of mobilized shear strength, the method of overall stability analysis of nailed－soil walls was also developed using the Morgentern－Price limit－equilibrium slice method. The developed analytical procedure could predict the behaviors of nailed－soil excavated walls during the successive excavation stages, at the final stage of construction and post－construction stages. To verify the validity of the developed model and method of stability analysis, mobilized tensile forces of nails and overall stability estimated by the developed procedure were compared with test measurements from three nailed－soil experimental walls having different soil conditions. The effect of seepage pressures inside the soil mass was considered in the developed procedure.

**요 지**

본 연구에서는 nailed－soil 굴착벽체의 거동특성 분석결과를 토대로, 벽체의 움직임 정도에 따라 네일－주변흙 사이에서 발휘되는 전단강도 예측을 위한 해석적 모델링이 이루어졌다. 또한 제시된 발휘전단강도 예측모델을 토대로, nailed－soil 굴착벽체의 전체적인 안정성 평가를 위한 한계평형해석법이 Morgenstern－Price 절편법을 응용하여 제시되었다. 본 연구 제시 모델 및 해석법은, 굴착단계별로 또한 최종굴착시공 완료직후 및 장기적인 측면에서, nailed－soil 굴착벽체의 거동예측이 가능하며 이에 대한 적합성 검토를 위해, 지반조건 등이 서로 다른 3개의 nailed－soil 실험벽체에 대해 제시된 설치네일의 발휘인장력 측정결과 및 전체안정성 평가결과 등을 본 연구의 예측치와 비교·분석하였다. 본 연구 해석법에는 지반내부에 존재할 수 있는 침투수압의 영향이 포함되었다.

*1 정회원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 부교수
*2 정회원, 홍익대학교 과학기술연구소
*3 정회원, (주) 동아지질
*4 정회원, (주) 동부엔지니어링

## 1. 서 론

쏘일네일링(soil nailing)은 NATM(New Austrian Tunneling Method)과 유사한 지반보강공법으로, 사면보강 및 굴착면에 대한 유연한 지보 등의 목적으로, 유럽 및 미국지역에서 널리 활용되고 있다. nailed-soil 토류벽체의 주된 구조적 요소는, 원지반(in-situ ground), 저항력을 발휘하는 네일(nail) 및 전면판(shotcrete facing, concrete 또는 steel panel) 등이다. 쏘일네일링은 기본적으로, 네일을 프리스트레싱 없이 비교적 촘촘한 간격으로 원지반에 삽입하여, 원지반 자체의 전체적인 전단강도를 증대시키고 또한 공사도중 및 완료후에 예상되는 지반의 변위를 가능한 억제하는 공법이다. 특히 굴착지보의 경우, 다른 공법들(중량콘크리트벽체, 엄지말뚝벽체 및 현장타설 슬러리벽체 등)과 비교할 때, 쏘일네일링 공법은 몇가지 상대적인 장점(저렴한 공사비, 경량의 시공장비, 현장여건 및 지반조건의 적응성, 유연성 등)을 지니고 있으며, 지진 등 동적하중의 경우에도 과다한 변위 없이 저항능력을 충분히 발휘하는 것으로 Gassler-Gudehus[4]는 보고한 바 있다.

nailed-soil 굴착벽체의 경우 일반적으로, 벽체의 전면부(facing) 변위는 지표면에 가까운 상단부에서 가장 크게 발생되고 벽체하단부쪽으로 내려갈수록 점차 감소하는 현상을, 또한 벽체전면부에서 거리가 멀어질수록 배면지반내부의 변위는 점차 줄어드는 현상을 보이고 있으며, 아울러 각 깊이에서의 발생변위는 굴착이 진행됨에 따라 점차적으로 커지는 현상을 나타내고 있다. 이와같은 변위의 변화형태는 top-down 방식의 시공과정과 관련이 있으며 결과적으로는, 각 네일의 축방향으로 발휘되는 인장력의 깊이별 분포에 있어, bottom-up 시공방식의 일반 보강토벽체(reinforced earth walls)의 경우와는 달리, 벽체 중·상단부에 설치된 네일에서는 큰 인장력이 하단부 네일에서는 비교적 작은 크기의 인장력이 발휘되는 특성을 지니게 된다. nailed-soil 굴착벽체의 이와같은 거동적 특성은 여러 연구자들(Schlosser, Cartier-Gigan 및 Juran 등)이 행한 다양한 실험 및 계측 등을 통해 이미 입증된 결과이다. 아울러 Thompson-Miller[12]는 Davis 방법등 현재 제시되어 있는 한계평형해석법이, 현장에서 실제로 발휘되는 네일의 인장력 크기 및 깊이별 분포 등을 당초설계시에 적절히 반영하지 못하는 단점을 지니고 있다고 지적한 바 있다. 따라서 현재 실무에서는, 현장인발시험을 주기적으로 실시하여 다음 단계의 굴착시공에 앞서 기 설계된 내용을 일부 변경하거나 또는 안전측에서 최하단 설치네일의 인장력을 무시하는 방법에 의해 이와같은 nailed-soil 굴착벽체의 거동특성을 당초설계에 근사적으로 반영하는 방식이 적용되고 있다.

본 연구에서는 앞에서 지적된 기존 한계평형해석법 설계상의 단점 보완 및 nailed-soil 굴착벽체의 거동특성 등에 착안하여, 굴착벽체의 움직임 정도에 따라 네일-주변흙 사이에서 발휘되는 전단강도 예측을 위한 해석적 모델링이 수행되었다. 또한 제시된 발휘전단강도 예측모델을 토대로, nailed-soil 굴착벽체의 전체적인 안정성평가를 위한 한계평형해석법이 Morgenstern-Price 절편법[1]을 응용하여 제시되었다. 본 연구 제시 모델 및 해석법은, 굴착단계별로 또한 최종굴착시공 완료직후 및 장기적인 측면에서, naild-soil 굴착벽체의 거동예측이 가능하며 이에 대한 적합성 검토를 위해, 지반조건 및 설치네일의 제원 등이 서로 다른 3개의 nailed-soil 실험벽체[2, 3, 8, 10, 11]에 대해 제시된 설치네일의 발휘인장력 측정결과 및 전체안정성 평가결과 등을 본 연구의 예측치와 비교·분석하였다. 본 연구 해석법에는 지반내부에 존재할 수 있는 침투수압의 영향이 포함되었다.

본 연구 제시 모델 및 해석법은, 비교적 작은 크기의 지반변형 즉 허용변위 이내에 해당되는 사용하중(service loads)하에서의 적용을 기본조건으로 하였으며 따라서 수동토압, 휨모멘트

및 전단력 등의 영향은 고려하지 않았다. 참고문헌 10에 제시된 허용최대수평변위에 대한 대체적인 기준을 정리하면, 최종굴착깊이 $H_f$의 0.1%(약한 강도의 암반)~0.4%(점토지반) 정도이다. 본 연구해석법에서 파괴면의 형상은 Schlosser[10] 및 Juran[7] 등의 벽체실험결과를 토대로 대수나선형태로 가정하였다.

## 2. 안정해석법

### 2.1 힘의 평형조건

그림1에 표시된 균질한(homogeneous) 상태의 파괴흙쐐기 내부 임의의 절편 $k$에 대해, 네일에 직각된 방향으로 작용하는 모든 힘들의 평형조건식을 세우면,

$$(E_{tk}-E_{bk})+W_k\cos\varepsilon_k-S_k\sin(\beta_k+\varepsilon_k)-N_k\cos(\beta_k+\varepsilon_k)=0 \quad (1)$$

여기서, $S_k=\frac{1}{FS}\{c'b_k+(N_k-U_k)\tan\psi\}$

$U_k$ = 침투수압합력,

$\psi$ = 지반흙의 발휘전단저항각,

$c'$ = 지반흙의 발휘점착력

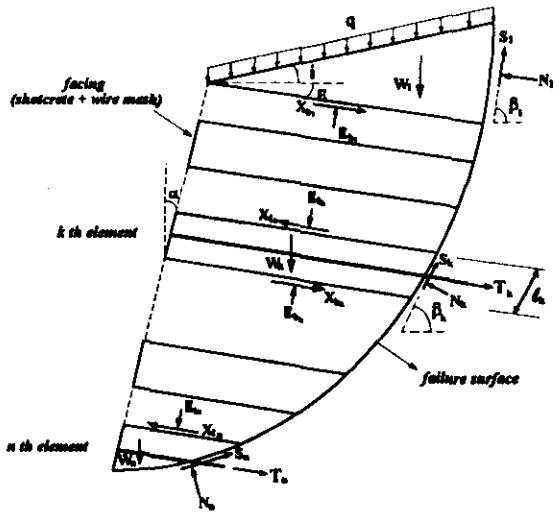


그림 1. 파괴흙쐐기에 작용하는 힘들

또한 파괴흙쐐기를 구성하는 모든 절편에 대해 식(1)을 확대 적용하고, 조건식 $\sum_{k=1}^{n}(E_{tk}-E_{bk})=\sum_{k=1}^{n}(X_{tk}-X_{bk})=0$을 토대로 힘의 평형조건에 대한 안전율 $FS_f$ 계산식을 유도하면 다음과 같다.

$$FS_f=\frac{\Sigma\{c'b_k+(N_k-U_k)\tan\psi\}}{\Sigma W_k\sin\beta_k+\Sigma(X_{tk}-X_{bk})\cos(\beta_k+\varepsilon_k)-\Sigma T_k\cos(\beta_k+\varepsilon_k)} \quad (2)$$

식(2)에 포함된, 각 절편 파괴면에 수직되게 작용하는 반력 $N_k$의 계산식은 네일의 축방향으로 작용하는 힘들의 평형조건식을 토대로 유도되며, 이를 정리하면 다음과 같다.

$$N_k=\frac{(X_{bk}-X_{tk})+W_k\sin\varepsilon_k+\frac{1}{FS}(c'b_k-U_k\tan\psi)\cos(\beta_k+\varepsilon_k)+T_k}{\sin(\beta_k+\varepsilon_k)-\frac{\tan\psi\cos(\beta_k+\varepsilon_k)}{FS}} \quad (3)$$

여기서 식(3)에 포함된, 각 절편 경계면을 따라 작용하는 전단력 $X_k$의 크기 결정은, Morgenstern-Price가 사면안정해석에 적용한 방식 즉 전단력 $X_k$와 수직력 $E_k$ 사이의 관계를 함수 $f(x)$ 및 scaling factor $\lambda$로 표현하는 아래의 식(4) 및 식(1)의 평형조건식을 토대로, 최상단에 위치한 첫번째 절편으로부터 아래쪽으로 순차적으로 이루어진다. 만약 지표면에 등분포 상재하중 $q$가 존재하는 경우에는, 첫번째 절편의 자중 $W_1$에 이에 대한 영향이 추가적으로 포함되어진다.

$$X_k=\lambda f(x)E_k \quad (4)$$

### 2.2 모멘트 평형조건

대수나선형태의 연속함수로 가정된 파괴면을 토대로, nailed-soil 굴착벽체의 기하학적 조건

을 극좌표계를 이용해 표시하면 그림2와 같다.

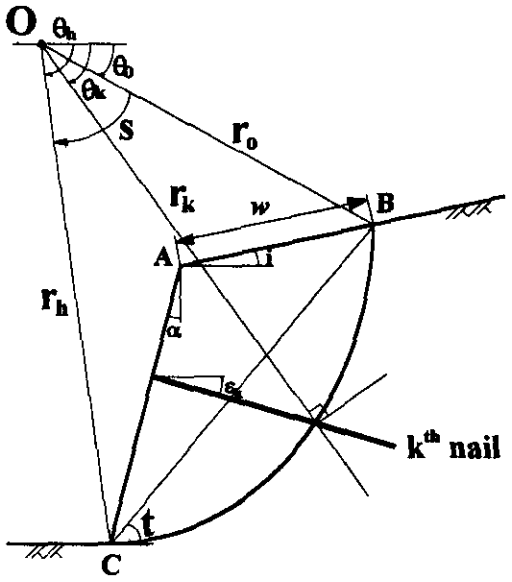


그림 2. 파괴면의 기하학적 체계

그림2에 표시된 예상파괴흙쐐기 ABC의 자체중량에 의해 예상되는 활동모멘트 $M_d$의 계산식을 정리하면 다음과 같다.

$$M_d = M_{d1} - M_{d2} - M_{d3} = \gamma r_0^3 (f_1(\theta_h,\theta_0) - f_2(\theta_h,\theta_0) - f_3(\theta_h,\theta_0)) \quad (5)$$

여기서, $\gamma$= 지반흙의 단위중량

$$f_1(\theta_h,\theta_0) = \frac{[(3\tan\phi'\cos\theta_h + \sin\theta_h)\exp\{3(\theta_h-\theta_0)\tan\phi'\} - 3\tan\phi'\theta_0 - \sin\theta_0]}{3(1+9\tan^2\phi')}$$

$$\tan\phi' = \frac{\tan\phi_{ave}}{FS}$$

$$f_2(\theta_h,\theta_0) = \frac{1}{6}\cdot\frac{w}{r_0}\cdot\left(2\cos\theta_0 - \frac{w}{r_0}\cos i\right)\cdot\sin(\theta_0+i)$$

$$f_3(\theta_h,\theta_0) = \frac{1}{3}\cdot\frac{H_e}{r_0}\cdot\frac{\cos(\theta_h-\alpha)}{\cos\alpha}\left[\cos\theta_h\cdot\exp\{2(\theta_h-\theta_0)\tan\phi'\} + \frac{H_e}{r_0}\tan\alpha\right]$$

$H_e$ = 지표면으로 부터 굴착면까지의 깊이

식(5)의 활동모멘트 $M_d$에 대응하는 저항모멘트 $M_r$은, 지반흙의 발휘점착력 및 네일의 축방향 인장력 등에 의해 유발되어지며, 각각에 의한 저항모멘트 계산식을 정리하면 다음과 같다.

발휘점착력 $c'$에 의한 저항모멘트 $M_{rc}$의 계산식은,

$$M_{rc} = \int_{\theta_0}^{\theta_h}\left(\frac{c'_{ave}}{FS}\right)r^2 d\theta = \frac{c'_{ave}r_0^2}{2\tan\phi'}\left[\exp\left\{2(\theta_h-\theta_0)\frac{\tan\phi'}{FS}\right\} - 1\right] \quad (6)$$

또한 네일의 축방향 인장력에 의한 저항모멘트 $M_{rn}$을 효율적으로 계산하기 위해, 임의의 절편 $k$(그림 1 참조) 내부에 위치한 네일에서 예상되는 축방향 인장력 $T_k$를 그림3에 표시된 2개의 힘 $N'_k$ 및 $S'_k$으로 다시 표현하면 서로의 관계식은 다음과 같다.

$$N'_k = T_k\cos(\theta_k - \varepsilon_k)$$
$$S'_k = T_k\sin(\theta_k - \varepsilon_k) \quad (7)$$

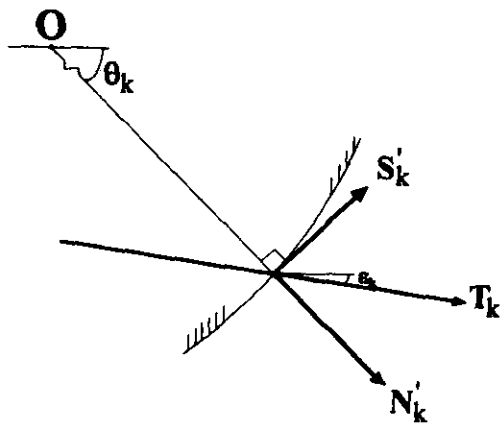


그림 3. 축방향 인장력 $T_k$의 재구성

결과적으로 축방향 인장력 $T_k$에 의해 유발되는 저항모멘트는 식(7)에 정의된 힘 $S'_k$을 이용해 계산 가능하며, 이를 파괴흙쐐기 내부에 설치된 전체 네일에 대해 확대하여, 저항모멘트 $M_{rn}$의 계산식을 정리하면 다음과 같다.

$$M_m = \sum_{k=1}^{n} r_k \cdot T_k \cdot \cos(\theta_k - \varepsilon_k) \tag{8}$$

따라서 모멘트 평형조건에 대한 안전율 $FS_m$은,

$$FS_m = \frac{M_{rc} + M_{rn}}{M_d + M_u} \tag{9}$$

위의 식(9)에서, $M_u$는 침투수압합력 $U_k$에 의해 예상되는 활동모멘트를 의미하며 계산식은 다음과 같다.

$$M_u = \sum_{k=1}^{n} r_k \cdot U_k \cdot \frac{\sin\psi'}{FS} \tag{10}$$

또한 식(5), (6) 및 (10)에 포함된 $\psi_{ave}$ 및 $c'_{ave}$는 nailed-soil 굴착벽체 배면지반 내부의 파괴면을 따라 발휘되는 깊이별 전단강도의 평균치이다.

### 2.3 각 네일의 축방향 인장력 $T_k$의 결정

쏘일네일링 시스템(system)의 경우 흙쐐기가 파괴면을 따라 미끄러지는 순간에, 네일(grouted type의 경우에는 네일과 그라우팅 부분을 모두 포함한 것을 의미하며, driven type의 경우에는 네일자체만을 의미한다)에는 수동토압, 휨모멘트 및 전단력 등이 작용하게 되며, 또한 주변흙과의 마찰등에 의해 축방향으로의 인장력이 발생한다. 그러나 일반적으로, 네일에 작용하는 수동토압 및 휨모멘트 등은 쏘일네일링 시스템의 전체안정성에 미치는 영향이 비교적 작으며, 주된 저항력은 파괴면의 바깥쪽(stable zone)에 위치한 네일의 주변마찰 등에 의해 유발된다는 사실을 여러 연구자들이[6, 7, 9] 이미 밝힌 바 있다. 따라서 본 연구의 안정해석에서는 수동토압 및 휨모멘트 등의 영향은 무시하였으며, 각 네일의 축방향을 따라 유발되는 인장력 $T_k$만 네일-주변흙 사이의 상호작용으로 고려하였다.

또한 네일-주변흙 사이에서 발생되는 전단응력은 파괴면 부근에서 작용방향이 서로 바뀌게 되며[6], 따라서 nailed-soil 굴착벽체를 밀어부치는 토압에 저항하는 실질적인 저항력은 파괴면 바깥쪽에 위치하는 네일에 한해 유발된다. 결국 식(2) 및 (3)에 포함된 네일의 축방향 인장력 $T_k$는, 파괴면 바깥쪽 네일의 길이(유효길이 $l_k$ 그림 4)에 한해 주변흙과의 마찰응력 및 부착응력 등을 토대로 결정되며, 내적안정조건 충족을 위해 네일의 인장항복강도 $T_{yield}$ 보다는 작아야 한다. 여기서 $T_k$ 계산식을 정리하면 다음과 같다.

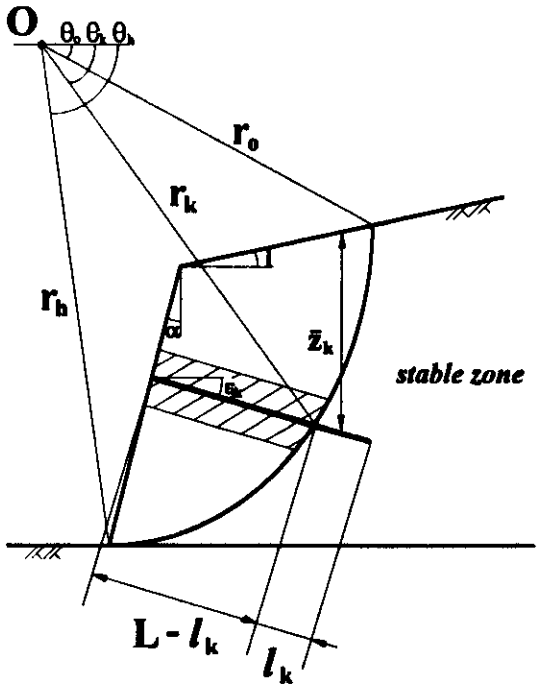


그림 4. 유효길이 $l_k$ 및 축방향 인장력 $T_k$의 결정

$$T_k = \frac{\pi \cdot d_k \cdot l_k \cdot (\tau_{nr} + c_{ak})}{S_H} \tag{11}$$

여기서,

$\tau_{nr} = (\sigma_{nr} - \sigma_{wr}) \cdot \tan\delta_k'$, $d_k$ = 네일의 천공직경

$$\sigma_{nr} = \frac{\sigma_{yr} \cdot \cos^2\varepsilon_k - \sigma_{xr} \cdot \sin^2\varepsilon_k}{\cos 2\varepsilon_k + \sin 2\varepsilon_k \cdot \tan\delta_k'}$$

$\sigma_{yr} = r \cdot \bar{z}_k$, $\sigma_{xr} = K \cdot \sigma_{yr}$, K=토압계수

$\sigma_{wr}$ = 유효길이 $l_k$를 따라 작용하는 침투수압

$S_H$ = 네일의 수평방향 설치간격

$\delta_k'$ = 네일-주변흙 사이에서 발휘되는 마찰각

$c_{ak}'$ = 네일-주변흙 사이에서 발휘되는 부착응력

식(11)에 포함된 토압계수 $K$의 크기는 지반변형의 정도를 정확히 반영하여 결정함이 원칙이나 본 연구에서는 근사적으로, 파괴면과 네일의 교차지점 오른쪽 지반의 경우는 정지토압계수 $K_0$를, 벽체전면부에서는 주동토압계수 $K_a$를 적용하였다. 식(11)을 토대로 각 네일에서 발휘되는 인장력 $T_k$의 크기를 최종적으로 결정하기 위해서는, 깊이가 서로 다른 지점에 설치되는 각 네일과 주변흙 사이에서 발휘되는 (mobilized) 전단강도 즉, 발휘마찰각 $\delta_k'$ 및 발휘부착응력 $c_{ak}'$의 크기가 반드시 정의되어야 한다. 본 연구에서는, 아래에 기술된 nailed-soil 굴착벽체의 거동특성 등을 근거로 발휘전단강도 예측을 위한 모델을 제시하였으며, 이를 구체적으로 정리하면 다음과 같다.

2.3.1 nailed-soil 굴착벽체의 거동특성 분석

nailed-soil 굴착벽체의 경우, top-down 방식의 지속적인 굴착작업에 의해 시공이 진행된다. 이 과정을 통해, 굴착배면의 지반흙은 횡방향으로의 응력감소(lateral decompression)와 아칭(arching)효과의 영향을 동시에 받게된다. 결과적으로 벽체최상단에서 움직임이 가장 크고 아래쪽으로 내려올수록 움직임이 점차 감소하여, 최하단 부근에서는 움직임이 거의 없는 변위형태(그림5)를 최종굴착단계에서 보이게 된다.[10]

또한 nailed-soil 실험벽체 측정결과[10, 11]에 따르면, 각 네일에서 발휘되는 인장력은 네일

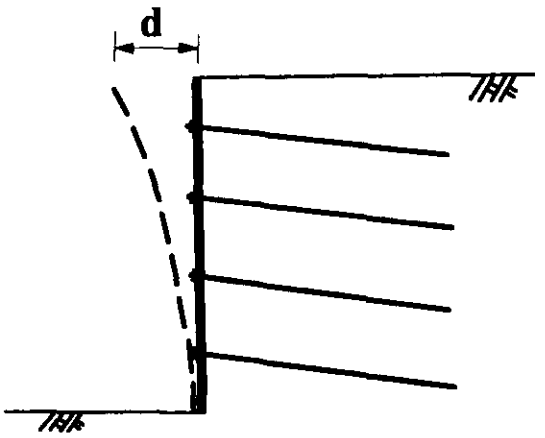


그림 5. nailed-soil 굴착벽체의 전형적인 움직임 형태

이 설치된 이후 계속되는 굴착과정을 통해 점진적으로 증가하게 된다. 예를 들어 그림6에 표시된 3번째 네일(No.3 nail)의 경우, 주로 ④, ⑤, ⑥ 및 ⑦의 4단계 굴착과정을 통해 인장력의 발휘가 점진적으로 이루어져 일정한 값에 도달하게 된다. 이와같은 원인 등으로 인해 벽체하단부 부근에 설치되는 네일의 경우에는, 충분한 인장력의 발휘를 최종굴착시공이 바로 완료된 시점에서는 기대하기 어려운 실정이다.

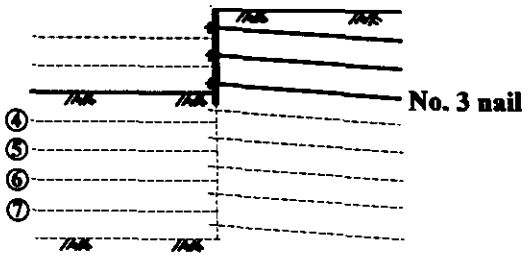


그림 6. 굴착단계 및 네일의 인장력 발휘 개요

그러나 장기적으로 볼 때 네일의 발휘인장력 및 굴착벽체의 전면부 변위 등은 몇가지 요인들 예를 들어, 기후변화, 동결융해현상, 지반조건, 특히 크리이프(creep) 특성 등에 의해 변화하게 된다. Juran-Elias[8]가 Cumberland Gap nailed-soil 실험벽체(잔류토지반, $\phi$ =38°, $c/(r \cdot H_f) = 0.05$) 및 Allentown 실험벽

체(모래질지반, $\phi$=39°, $c/(r \cdot H_f)$=0.05) 등에 대한 측정결과를 분석하여 밝힌 바에 따르면, 우선 Cumberland Gap 실험벽체의 경우 최종굴착이 바로 완료된 시점부터 3개월이 지나는 동안에 네일의 인장력은 30~50% 정도, 벽체변위는 1.44~3.22mm 정도 더욱 증가한 것으로 보고되었다. 또한 Allentown 실험벽체의 경우에는 최종굴착 완료시점으로 부터 2년이 경과하는 동안에 네일의 인장력은 60% 이상, 벽체변위는 1.03~3.40mm 정도 더욱 증가한 것으로 보고되었다. 또한 대체적으로 볼 때, 2가지 실험벽체의 경우 모두에 있어 특히 벽체 중·상단부 설치네일의 인장력이 장기적으로 더욱 증가하는 현상을 보이고 있다.

이외에도 nailed-soil 굴착벽체 배면지반 내부의 움직임에 관련된 경사계 측정결과를 살펴보면, 벽체전면부 부근에서 움직임이 가장 크고, 전면부로 부터 멀어질수록 점차 움직임이 작아지는 경향을 보이고 있다[10]. 또한 각 네일의 축방향 길이를 따라 발휘되는 인장력의 크기를 측정한 결과[10, 11], 파괴면과 네일의 교차지점 부근에서 가장 큰 인장력이 발휘되고, 네일의 양쪽 끝단 쪽으로 갈수록 인장력이 점차적으로 작아지는 경향을 나타내고 있다.

### 2.3.2 발휘전단강도 모델링

본 연구에서는 앞절에서 분석된, nailed-soil 굴착벽체의 전형적인 움직임 형태 및 장기적인 거동특성 등을 토대로, 또한 지반내부의 움직임에 관한 경사계 측정결과 및 각 네일을 따라 발휘되는 인장력 측정결과 등을 토대로, 다음과 같은 발휘전단강도 모델링이 이루어 졌다. 본 연구에서는, 각 네일의 축방향을 따라 유발되는 인장력 $T_k$ 값(2.3절 참조)을 예측하기 위해 각 네일과 주변흙 사이에서 발휘가 예상되는 전단강도 즉, 발휘마찰각 $\delta_k'$ 및 발휘부착응력 $c_{ak}'$의 변화에 대한 모델링이 주된 목적이며, 이를 위해 또한 nailed-soil 굴착벽체의 전체안정성(2.1절 및 2.2절 참조) 평가에 필요한 파괴면 부근 지반의 발휘전단강도 예측을 위해, 굴착벽체의 전면부에서 발생이 예상되는 변형형태 중 수평방향으로의 변위를 토대로 한 전면부 지반흙의 발휘전단강도 모델링이 우선적으로 이루어 졌다. 지반흙의 거동은 탄성-완전소성(elastic-fully plastic)으로 가정하였다.

1) 벽체전면부로 부터 파괴면까지의 지반

nailed-soil 굴착벽체의 최상단 수평변위 $d$ (그림 5 참조)가 흙입자의 소성응력상태를 유발하기에 불충분한 경우에는, 벽체의 전깊이에 걸쳐 지반상태는 탄성(elastic)으로 가정하였다. 여기서 소성응력상태는 발휘되는(mobilized) 흙입자의 전단강도, 즉, 발휘되는 전단저항각 $\phi_z$ 및 점착력 $c_z'$의 크기가 지반흙의 최대전단저항각 $\phi$ 및 최대점착력 $c$에 도달한 경우를 의미한다. 이와같은 탄성 지반상태의 경우, nailed-soil 굴착벽체의 다양한 움직임단계를 모델링하기위한 $\beta$를 도입하고 또한 Dubrova 토압재분포이론[5]을 토대로, 발휘되는 전단저항각 $\phi_z$의 깊이 z에 따른 변화를 선형으로 가정하여 모델링하면 그림7($0.0 \leq \beta < 1.0$인 경우)과 같다.

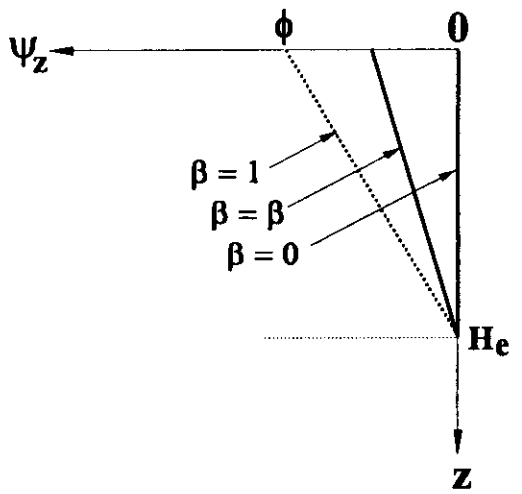


그림 7. 발휘전단저항각 $\varphi_z$의 깊이별 변화 모델링 ($0.0 \leq \beta < 1.0$)

또한 굴착시공이 더욱 진행됨에 따라 벽체의 움직임이 추가되어 소성상태가 벽체최상단으로 부터 아래쪽 지반으로 점차 확대되는 경우, 전단강도변화의 모델링은 그림8과 같다. 그림8에 도시된 모델링은, 벽체최상단에 위치한 흙입자만이 소성상태에 도달한 경우($\beta=1.0$), 이와같은 소성상태가 벽체의 추가적인 움직임에 따라 아래쪽 지반으로 점차 확대되는 탄소성(elastoplastic) 상태의 경우($1.0<\beta<2.0$), 또한 시간경과에 따른 크리이프 등 장기변형에 의해 벽체의 전깊이에 걸쳐 완전 소성상태에 도달하는 경우($\beta=2.0$인 경우) 등을 모두 나타내고 있다. 그림7 및 8에서 $H_e$는 지표면으로 부터 굴착면까지의 깊이를 의미하며, 굴착단계에 따라 변화하게 된다.

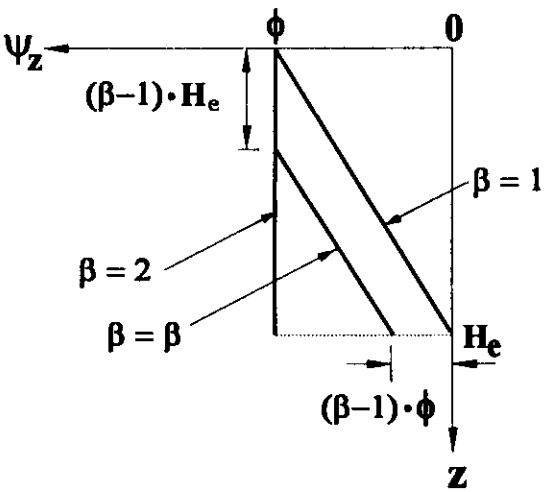


그림 8. 발휘전단저항각 $\varphi_z$의 깊이별 변화 모델링 ($1.0\leq\beta<2.0$)

2) 네일주변

각 네일의 축방향 길이 $l$ (벽체전면부에서는 $l=0.0$, 파괴면과의 교차지점에서는 $l=L-l_k$, 네일 끝부분에서는 $l=L$, $L$=네일의 전체길이)를 따라 발휘되는 네일−주변흙 사이의 전단강도, 즉, 발휘마찰각 $\delta_k'(l)$ 및 발휘부착응력 $c_{ak}'(l)$의 변화를 모델링하기 위해, nailed−soil 벽체의 전면부로 부터 파괴면과 각 네일의 교차지점까지 발휘되는 네일−주변흙 사이의 전단강도를 각 네일의 벽체전면부 설치위치에서 발휘되는 지반흙의 전단강도 $\psi_{zk}$, 및 $c_{zk}'$와 동일한 크기로($\delta_k'=\psi_{zk}$, $c_{ak}'=c_{zk}'$) 가정하였고, 교차지점 이후 네일 끝부분까지는 선형형태로 감소하는 것으로 가정하였다.

탄성상태 및 탄소성상태 각각에 대해, 각 네일의 축방향 길이 $l$을 따라 발휘되는 마찰각 $\delta_k'(l)$의 변화를 정의하는 관계식을 구체적으로 정리·제시하면 다음과 같다.

(1) 탄성상태($0.0\leq\beta<1.0$, 그림 9)

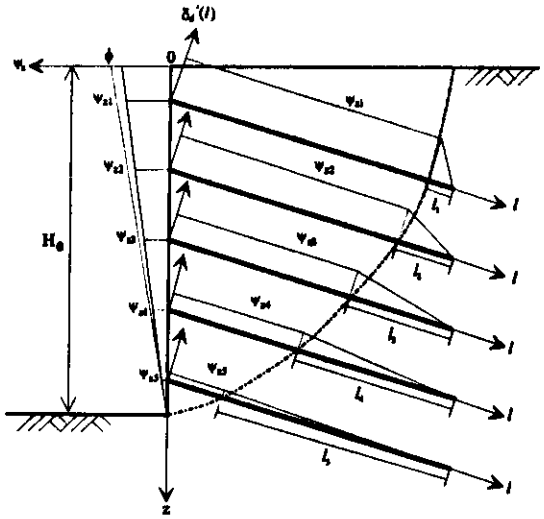


그림 9. 네일−주변흙 사이의 발휘마찰각 $\delta_k'(l)$의 변화 모델링($0.0\leq\beta<1.0$)

벽체전면부로 부터 파괴면까지의 지반 :

$$\psi_{zk}=\phi\cdot(1.0-\frac{z_k}{H_e})\cdot\beta$$

네일주변 : ① $0.0\leq l<(L-l_k)$

$$\delta_k'(l)=\psi_{zk}$$

② $(L-l_k)\leq l<L$

$$\delta_k'(l)=\psi_{zk}\frac{L-l}{l_k}$$

(2) 탄소성상태($1.0 \le \beta < 2.0$, 그림 10)

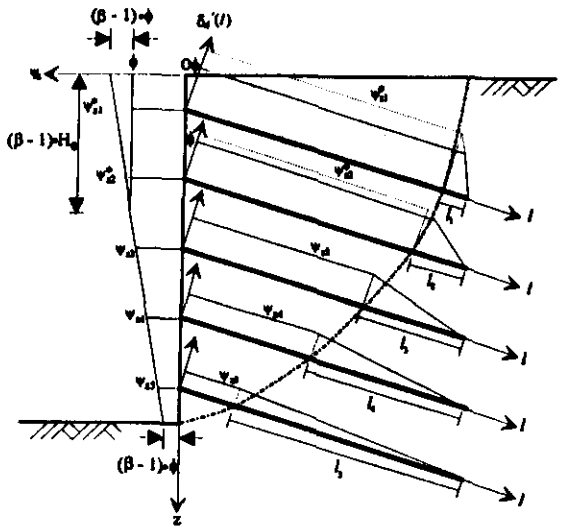

그림 10. 네일-주변흙 사이의 발휘마찰각 $\delta'_k(l)$의 변화 모델링($1.0 \le \beta < 2.0$)

가) 소성영역($0.0 \le z < (\beta - 1.0)H_e$)

벽체전면부로 부터 파괴면까지의 지반 :

$$\psi_{sk} = \phi,\ \psi_{sk}^{*} = \psi_{sk} + \phi \cdot \left((\beta - 1.0) - \frac{z}{H_e}\right)$$

네일주변 : ① $L - l_k \le l < L - l_k \dfrac{\phi}{\psi_{sk}^{*}}$

$$\delta_k'(l) = \psi_{sk}$$

② $L - l_k \dfrac{\phi}{\psi_{sk}^{*}} \le l \le L$

$$\delta_k'(l) = \psi_{sk} \frac{L-l}{l_k}$$

발휘되는 마찰각 $\delta_k'(l)$은 지반흙의 최대전단저항각 $\phi$값 보다 클 수 없으며, 따라서 위의 제시모델 및 그림10에 포함된 $\psi_{sk}^{*}$는 nailed-soil 굴착벽체의 추가적인 움직임에 따라 파괴면 바깥쪽에 위치한 네일의 축방향 길이를 따라 소성상태($\delta_k' = \phi$) 영역이 확대되는 부분을 적절히 모델링하기 위한 가상적인 발휘전단저항각에 해당된다.

나) 탄성영역($(\beta - 1.0)H_e \le z \le H_e$)

벽체전면부로 부터 파괴면까지의 지반 :

$$\psi_{sk} = \phi \cdot \left(\beta - \frac{z}{H_e}\right)$$

네일주변 : ① $0.0 \le l < (L - l_k)$

$$\delta_k'(l) = \psi_{sk}$$

② $(L - l_k) \le l \le L$

$$\delta_k'(l) = \psi_{sk} \frac{L-l}{l_k}$$

또한 네일-주변흙 사이에서 발휘되는 부착응력 $c_{ck}'$의 크기는, 발휘되는 마찰각 $\delta_k'$과 부착응력 $c_{ak}'$의 크기 비(ration)가, 지반흙의 최대전단저항각 $\phi$와 최대점착력 c의 크기 비와 동일하다는 가정하에 결정되며, 이와같은 가정은 사면안정해석의 마찰원법에 적용되는 개념[1]을 토대로 하였다. 즉,

$$\frac{c}{\tan\phi} = \frac{c_{ak}'}{\tan\delta_k'}$$

nailed-soil 굴착벽체의 전깊이에 걸쳐 완전소성상태인 경우 ($\beta = 2.0$인 경우)는 설치된 모든 네일에 대해 $\delta_k'(l) = \phi$ 및 $c_{ak}'(l) = c$인 상태를 의미한다.

### 2.4 침투수압합력 $U_k$의 계산

지반내부에서 지하수 등 정상류 상태의 물의 흐름이 예상되는 경우, 각 절편의 파괴면에 작용하는 침투수압합력 $U_k$(식(1), (2) 및 그림11 참조)의 계산은 참고문헌 13에 제시된 방법(Gray 침투이론, 좌표변환 및 4-point Gauss quadrature 수치적분기법 등)을 일부 수정하여 이루어지며, 이를 개략적으로 정리하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned}\sigma_w &= \gamma_w \cdot h_p \\ &= \gamma_w \cdot \{h_t(X, Y) - H(X) + Y\} \cos\alpha \\ &= \gamma_w \{Y - \frac{8H}{\cos\alpha \cdot \pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{(-1)^m}{(2m+1)^2} \sin(M \cdot Y) \\ &\quad \cdot \exp(-M \cdot X)\} \cos\alpha\end{aligned}$$

여기서,

$h_p$ = 압력수두

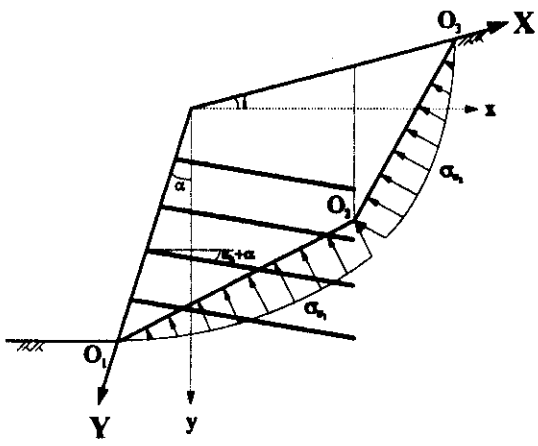


그림 11. 침투수압 분포도

$$h_t(X, Y) = H(X) - \frac{8H}{\cos\alpha \cdot \pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{(-1)^m}{(2m+1)^2}$$
$$\sin(M \cdot Y) \cdot \exp(-M \cdot X)$$
$$M = \frac{(2m+1)\pi}{2H(X)}$$
$$H(X) = \frac{H}{\cos\alpha} + \frac{\sin i}{\cos\alpha}$$

결국 임의의 절편 $k$에 작용하는 침투수압합력 $U_k$는,

$$U_k = \int_{a_{i-1}}^{a_i} \sigma_w dl = \frac{\cos(\alpha+\beta_i)}{\sin(i-\beta_i)} \int_{Y_{ai-1}}^{Y_{ai}} \sigma_w dY$$

또한 보강재에 작용하는 수압 $\sigma_{wr}$(식(11) 참조)도 이와 유사한 방식에 의해 계산되며, 상세한 내용은 참고문헌 13에 기술되어 있다.

만약에, 간극수압계수 $r_u$를 이용하여 $\sigma_w$를 계산하는 경우에는,

$$\sigma_w = \gamma_t \cdot Y \cdot r_u$$

### 2.5 해석절차

nailed-soil 굴착벌체의 전체안전율 $FS$는 힘의 평형조건에 대한 안전율 $FS_f$와 모멘트 평형조건에 대한 안전율 $FS_m$이 같아지는 조건($FS = FS_f = FS_f = FS_m$)으로 정의된다. 임의의 활동면은 그림3과 같이 각도 $s$와 $t$에 의해 결정되며, 임의의 활동면에 대한 전체안전율 $FS$는 scaling factor $\lambda$값을 변화시켜 조건식 $f(\lambda) = FS_m - FS_f = 0$을 충족시키는 $\lambda$값을 계산하여 결정한다. 이를 위해 본 해석법에서는 bisection method를 적용하였으며, 계속해서 각도 $s$ 및 $t$를 변화시켜 최종적으로 전체안전율 $FS$의 최소값 $FS_{min}$을 결정하며, 이때의 활동면이 예상되는 파괴면이 된다.

또한 본 연구 해석법에서는, 각 절편의 경계면을 따라 작용하는 전단력 $X_k$와 수직력 $E_k$ 사이의 관계를 정의하는 함수 $f(x)$식((4) 참조)의 변화형태에 대한 결정이 필요시 되며 이를 위해 FLAC 프로그램을 이용한 분석이 수행되었다. 쏘일네일링 공법의 일반적인 설계변수인 설치네일의 전체길이 $L$(=7.5, 10.0, 15.0m) 및

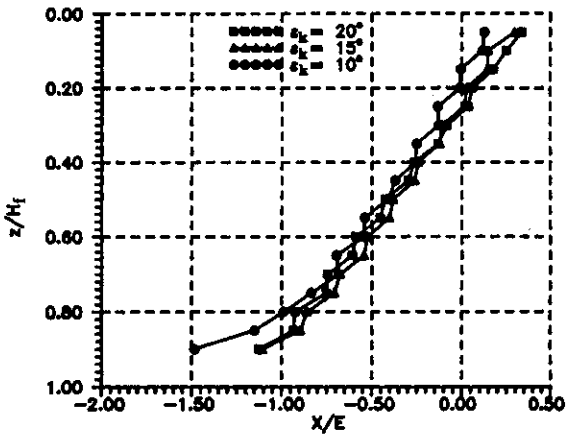


그림 12. FLAC 프로그램 해석결과(α=0°, L=7.5m인 경우)

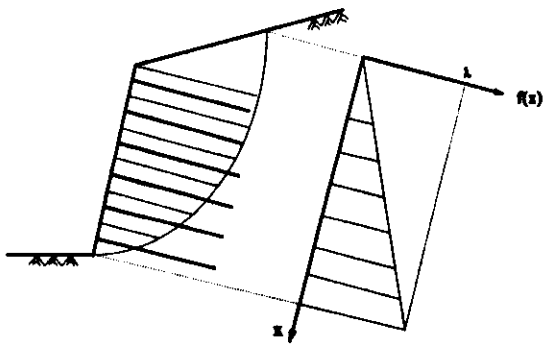


그림 13. 함수 $f(x)$의 변화형태

설치각도 $\varepsilon_k$(=10°, 15°, 20°) 등을 변화시켜 FLAC 프로그램 해석을 수행하였으며, 해석결과 $X_i/E_i$값의 깊이에 따른 변화형태는 해석에 적용된 $L$ 및 $\varepsilon_k$의 크기에 거의 상관없이 그림 12에 도시된 결과와 대체적으로 유사함을 확인하였다. 따라서, 이와같은 분석결과를 토대로 함수 $f(x)$의 변화형태를 본 연구 해석법에서는 삼각형 형태의 선형변화(그림13)로 가정하였다.

## 3. CLOUTERRE 측정결과와의 비교

Schlosser 등[10, 11]에 따르면 CLOUTERRE로 명명된 쏘일네일링 대형프로젝트가 1986년부터 4년여에 걸쳐 프랑스에서 수행되었으며, 이 과정에서 strain gauge 등 현장계측을 통해 각 네일의 축방향 발휘인장력이 굴착단계별로 측정되었다. 단계별 굴착깊이는 1.0m이었고, 지표면이 수평이고 상재하중이 가해지지 않은 nailed-soil 연직실험벽체의 최종굴착깊이 $H_f$는 7.0m이었다. 설치된 네일(grouted type)의 총갯수는 7개이고 각 네일의 전체길이 $L$은 6.0m(최상단 및 최하단 설치네일의 경우), 7.5m(지표면으로 부터 3번째 설치네일의 경우) 및 8.0m 등이었다. 또한 경사계 측정결과, 최종굴착단계에서 최대수평변위는 벽체의 최상단부에서 발생하였으며 그 크기는 최종굴착깊이 $H_f$ = 7.0m의 0.3% 정도인 21mm 정도이었다. Fontainebleau 모래로 이루어진 굴착지반의 강도정수 및 시공에 적용된 네일의 제원 등은 표1에 명시되어 있다.

표 1. 지반조건 및 시공된 네일의 제원

| | |
|---|---|
| 지반조건 | 단위중량, $\gamma = 1.69\,t/m^3$<br>최대전단저항각, $\phi = 38°$<br>최대점착력, $c = 0.41\,t/m^2$ |
| 네 일 | 네일직경, $d_n = 26\,mm$<br>천공직경, $d_h = 10\,cm$<br>네일의 인장항복강도,<br>$\sigma_y(=T_{yield}/\frac{\pi \cdot d_n^2}{4}) = 3600\,kg/cm^2$<br>네일의 설치각도, $\varepsilon_k = 10°$<br>네일의 수직설치간격, $S_V = 1.0m$<br>네일의 수평설치간격, $S_H = 1.15m$ |

### 3.1 최대인장력 $T_{k(max)}$의 측정결과 분석 및 계산치와의 비교

Schlosser등[10, 11]이 측정하여 제시한 각 네일의 축방향 발휘인장력 중 최대값에 해당되는 $T_{k(max)}$를 무차원화 하여

$\left(TN = \frac{T_k \cdot \cos\varepsilon_k}{\gamma \cdot H \cdot S_H \cdot S_V}\right)$ 점으로 도시하면 그림 14와 같다.

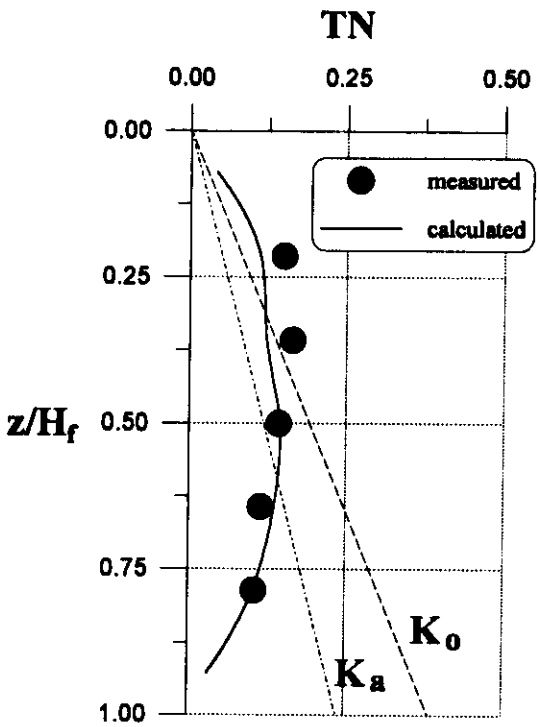


그림 14. CLOUTERRE 측정결과와의 비교

Schlosser 등은 아울러, 최대인장력 $T_{k(max)}$의 발생지점은 대체적으로 파괴면과 네일의 교차지점 부근이라고 밝힌 바 있으며, 또한 벽체전면부에서 측정된 인장력 $T_0$의 크기는 대략적으

로 $T_{k(max)}$의 40~50% 정도라고 밝히고 있다. 최상단 및 최하단 설치네일에 대한 인장력 측정은 이루어지지 않았으며 따라서 나머지 5개 설치네일 각각에 대해 그림14에 도시된 $T_{k(max)}$ 측정결과의 길이별 변화를 살펴보면, 일반 보강토벽체(reinforced earth walls)의 경우와는 달리 벽체중앙부를 지나 하단부쪽으로 갈수록 발휘되는 $T_{k(max)}$의 크기가 점차 감소하여 전체적인 분포형상이 포물선에 가까운 경향을 나타내고 있다. 그림14에 점선으로 표시된 $K_0$ ($=1.0-\sin\phi$) 및 $K_a(=\tan^2(45°-\phi/2))$는 정지토압계수 및 주동토압계수를 각각 나타내며, 각 네일에 의해 발휘가 예상되는 최대인장력 $T_{k(max)}$의 수평분력을 네일이 설치되지 않은 일반 강성벽체의 경우에 작용이 예상되는 토압과 크기를 비교해 보기 위한 참고적인 목적으로 표시하였다. 그림14에 도시된 바와 같은 $T_{k(max)}$의 깊이별 변화현상은, 쏘일네일링 공법의 경우 천공 및 그라우팅 작업에 따른 지반 흙의 특성변화가 네일-주변흙 사이의 마찰 등에 크게 영향을 미친다는 사실과[7, 9], 또한 앞의 2.3.1절에서 기 분석한 대로 top-down 형태의 시공방식 및 이에 따른 벽체전면부의전형적인 변위형태(그림 5 참조) 등에 주로 관련되어 있는 것으로 판단된다. 또한 Schlosser 등은 최종굴착단계에서 예상된는 nailed-soil 실험벽체의 최소전체안전율을 Bishop 방법에 의한 모멘트 평형조건을 토대로 계산하였으며, 그 결과는 $FS_m=1.1$ 정도라고 밝힌 바 있다. 계속해서 Schlosser 등은 최종굴착시공이 완료된 직후 지반흙을 지표면으로부터 벽체하단부 쪽으로 점차적으로 포화시켜 파괴시 까지의 거동을 살펴보았다.

또한 Schlosser 등이 제시한 네일의 축방향 최대인장력 $T_{k(max)}$ 측정결과와의 비교를 위해, 본 연구 제시 모델 및 해석법을 토대로 유효길이(그림4 참조)를 따라 네일-주변흙 사이에서 발휘가 예상되는 마찰력 및 부착력의 계산이 이루어 졌으며, 계산결과는 그림14에 선으로 도시되어 있다. 그림14에 선으로 도시된 본 연구의 계산치는 nailed-soil 굴착벽체의 움직임 정도를 정의하는 계수 $\beta$값이 0.98인 경우(그림 7 참조))로 벽체의 최상단부 지반흙이 소성상태에 거의 도달된 단계이긴 하나 아직까지는 $\beta$값이 1.0보다는 작으므로 벽체의 전굴착깊이에 걸쳐 탄성상태인 경우에 해당되는 결과이다. 그림14의 비교결과를 살펴볼 때, 중·상단부 부근의 네일에서 0.52~0.57 t/m 정도 인장력 크기에 차이가 있긴 하나, 전체적으로 볼 때 측정치와 계산치가 비교적 잘 일치하는 경향을 보이고 있다. 그림14의 계산치 중에서 선이 일부 꺾이는 부분은 네일의 전체길이 L이 7.5m인 경우로 다른 4개의 설치네일(L=8.0m)보다 짧은 경우에 해당된다. $\beta=0.98$인 본 경우에, 본 연구해석법을 토대로 계산된 nailed-soil 실험벽체의 최소전체안전율 $FS_{min}$은 1.072 정도이고, 이와같은 크기의 최소전체안전율은 Schlosser 등이 모멘트 평형조건을 토대로 밝힌 안전율 $FS_m=1.10$과 거의 부합되는 결과이다.

### 3.2 벽체전면부에서의 발휘인장력 $T_0$값의 굴착단계별 변화 비교

또한 Schlosser 등은 앞에서 기술된 nailed-soil 실험벽체를 이용해, 지표면으로 부터 3번째로 설치된 네일(No.3 nail, 전체길이 L=

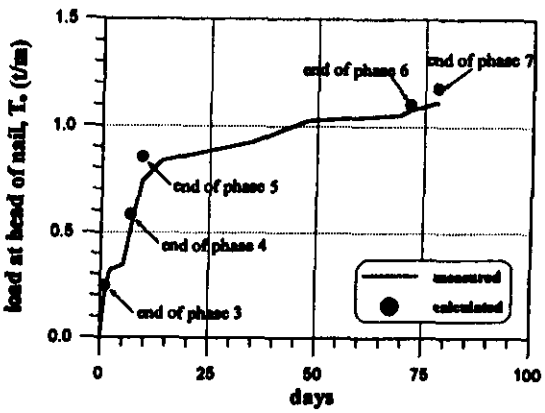


그림 15. 굴착단계에 따른 벽체전면부에서의 네일의 발휘인장력 $T_0$값 비교

7.5m, 그림6 참조)에 한해 발휘되는 인장력의 변화를 계속되는 굴착단계별로 측정하여 제시하였으며, 결과는 그림15에 선으로 도시되어 있다.

그림15에 선으로 도시된 측정결과는 3.1절에서 기 비교·분석된 파괴면 부근의 최대인장력 $T_{k(max)}$가 아니고, nailed-soil 굴착벽체 전면부에서 측정된 인장력 $T_0$이며, 그림15에서 예를 들어 'end of phase 3'는 ③번째 단계(그림6 참조)까지의 굴착작업 및 No.3 nail의 설치작업 등이 모두가 완료된 시점을 의미한다. 그림 15의 측정결과를 살펴보면 예상된 대로 굴착시공이 계속됨에 따라 No.3 nail의 발휘인장력 $T_0$는 최종굴착시공 완료시점인 'end of phase 7'까지 지속적으로 증가함을 알 수 있으며, 'end of phase 5'까지는 증가율이 크고 그 이후로는 증가율이 비교적 완만한 경향을 보이고 있다.

Schlosser 등이 제시한 No.3 nail의 인장력 변화 측정결과와의 비교를 위해, 각각의 굴착단계에 대해(그림7에서 굴착깊이 $H_e$를 변화시켜) 본 연구 제시 모델 및 해석법을 토대로 $\beta$값(nailed-soil 굴착벽체의 움직임 정도를 정의하는 계수)을 변화시켜 계산한 결과는 그림15에 점으로 도시되어 있다. 그림15에서 각각의 굴착단계에 해당되는 $\beta$값의 점차적인 크기 증가는, 굴착깊이 $H_e$가 깊어짐에 따라 No.3 nail이 설치된 벽체전면부의 수평변위가 커져 발휘전단강도가 점차적으로 증가하는 nailed-soil 굴착벽체의 거동특성 및 본 연구 제시 모델의 가정사항 등을 반영하고 있다. 그림15에 점으로 도시된 본 연구의 계산치 $T_0$는 그림16에 개략적으로 도시된 대로, 파괴면과 각 네일의 교차지점을 기준으로 좌측(unstable zone) 및 우측(stable zone) 각각의 영역에서 발휘가 예상되는 네일-주변흙 사이의 마찰력을 계산한 다음 그 차이를 벽체전면부에서 예상되는 네일의 인장력 $T_0$로 결정하였다.

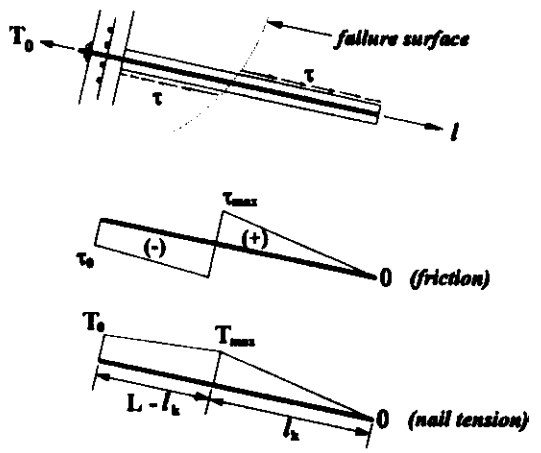


그림 16. 벽체전면부에서의 발휘인장력 $T_0$결정방법

### 3.3. 관측된 파괴면과의 비교

각 네일의 발휘인장력 측정 등이 완료된 다음 Schlosser 등은 지표면으로 부터 물을 가해 nailed-soil 실험벽체의 배면지반을 점차적으로 포화시키는 방식에 의해, 벽체 붕괴시까지의 거동을 살펴보았다. 지반이 포화되는 경우 단위중량이 증가하게 되어 파괴흙쐐기의 중량이 커지고 또한 점착력 및 부착력에 의한 저항능력이 거의 발휘되지 않아 결국은, 지표면 부근에서의 균열발생, 설치네일의 파단(breakage) 및 변형집중에 따른 전단영역(sheared zone) 형성 등으로 이어지는 붕괴를 초래하게 된다. 또한 Schlosser 등은 nailed-soil 실험벽체 붕괴시점의 대략적인 최소전체안전율을 Bishop 방법에 의한 모멘트 평형조건을 토대로 예측하여 보았다. 포화상태의 정도를 감안하여 예측에 적용된 지반단위중량 $\gamma$값은 1.97 t/m$^3$ 이었고 점착력 및 부착력의 저항능력은 무시하였으며, 이외의 조건은 표1의 명시내용과 동일하다. Schlosser에 의해 예측된 최소전체안전율은 $FS_m = 1.0$ 정도이다. 아울러 관측된 파괴면의 위치는 최대인장력 $T_{k(max)}$의 발생지점과 거의 일치한다고 Schlossee 등은 밝히고 있으며, 그 결과는 그림17에 점으로 도시되어 있다. Schlosser 등이 Bishop 방법에 적용한 강도정수 등을 토대로 본 연구 해석법에 의한 최소전체안전율 계산 등이 비교를 목적으로 수행되었으며, 계산된 최소전체안전율 $FS_{min}$값

은 0.998 정도이고 이때의 파괴면은 그림17에 선으로 도시되어 있다. 본 연구의 해석법을 토대로 계산된 $FS_{min}$값 및 그림17에서 직선형태와 유사하게 보이는 대수나선 파괴면(각도 s가 상당히 작은 경우, 그림2 참조)의 위치 등은 Schlosser등의 제시결과와 거의 일치함을 알 수 있다. 또한 본 연구 해석법의 경우, 최소전체안전율 $FS_{min}$값이 0.998인 경우에 nailed-soil 굴착벽체의 움직임 정도를 정의하는 계수 $\beta$값은 1.48이며, 이는 지반에 물을 가해 포화시키기 이전 즉 최종굴착이 바로 완료된 시점에 해당되는 $\beta$=0.98 보다 nailed-soil 굴착벽체의 전면부 변위가 더욱 커져 지표면으로 부터 최종굴착깊이 $H_f$=7.0m의 중간 정도되는 부분까지 소성영역이 확대된 경우로서, 이와같은 본 연구의 예측결과는 Schlosser 등이 보고한 수평변위의 크기와 대체적으로 부합되는 것으로 판단된다. 즉 벽체최상단에서 측정된 최대수평변위는 21mm(=0.003 · $H_f$, 최종굴착이 바로 완료된 시점) 정도에서 90mm(=0.013 · $H_f$, 붕괴시점) 정도로 증가되었다고 Schlosser 등은 보고한 바 있다. 아울러 본 연구의 계산과정에서는, Schlosser 등이 실험벽체의 붕괴를 유발할 목적으로 지표면으로부터 물을 가해 일부 포화된 지반 상태를 적절히 다루기 위해 2.4절에 기술된 침투수압 영향을 포함하여 계산이 수행되었다.

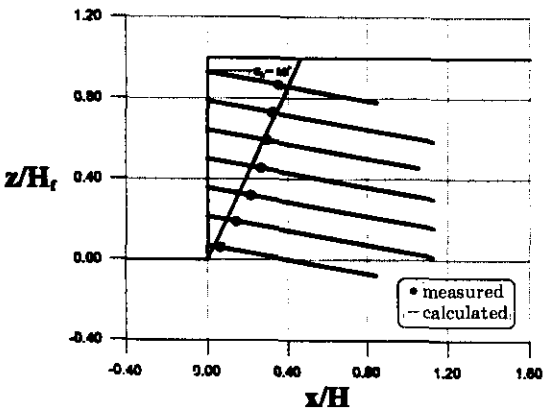


그림 17. 파괴면 비교결과

## 4. Cartier-Gigan 측정결과와의 비교

Cartier-Gigan[2, 3]은 최종굴착깊이 $H_f$=5.6m의 nailed-soil 연직벽체(상재하중은 가하지 않았음)를 실험목적으로 시공하고, 각각의 네일에 4쌍의 strain gauge를 설치하여 각 네일을 따라 발휘되는 인장력의 분포를 측정하였다. 총 8개의 네일을 설치하였으며, 수평한 지표면으로 부터 2.0m정도 아래쪽에 설치된 3번째 네일부터 인장력의 측정이 이루어졌고, 각 네일의 전체길이 $L$은 5.5m로 모두 동일하였다. 최종굴착단계에서의 측정결과를 살펴보면, 벽체상단부 및 중앙부에 설치된 네일의 경우는 대체적으로 네일 전체길이 $L$의 중간정도되는 지점에서 가장 큰 인장력이 측정되었으며, 하단부 설치네일의 경우는 인장력의 발휘가 비교적 미미한 현상을 나타내고 있다. 또한 휨모멘트는 거의 유발되지 않는 것으로 확인되었으며, 이외에도 경사계 측정결과 벽체최상단부 부근의 수평변위가 6mm 정도(최종굴착깊이의 $H_f$=5.6m의 0.11% 정도)의 작은값에 그치는 결과를 나타내었다. Cartier-Gigan이 밝힌 실트질 세립모래지반(측정된 함수비는 14~22% 정도)의 강도정수 및 설치네일의 제원 등은 표2에 명시되어 있다.

표 2. 지반강도정수 및 설치네일의 제원

| | |
|---|---|
| 지반조건 | 단위중량, $\gamma$ = 2.04 t/m³<br>최대전단저항각, $\phi$ = 33°<br>최대점착력, $c$ = 0 |
| 네 일 | 네일직경, $d_n$ = 26 mm<br>천공직경, $d_h$ = 10 cm<br>네일의 인장항복강도, $\sigma_y$ = 3600 kg/cm²<br>네일의 설치각도, $\varepsilon_k$=20°<br>네일의 수직설치간격, $S_V$ = 0.7m<br>네일의 수평설치간격, $S_H$ = 0.7m |

Cartier-Gigan이 최종굴착단계에 대해 제시한 각 네일의 축방향 최대인장력 $T_{k(max)}$를 무차원화하여

$\left(\mathrm{TN}=\dfrac{\mathrm{T_k}\cdot\cos\varepsilon_k}{\gamma\cdot H\cdot S_H\cdot S_V}\right)$ 점으로 도시하면 그림 18과 같다. 그림18에 점으로 도시된 측정결과를 살펴보면 3장에서 기 분석된 Schlosser 등의 측정결과와 마찬가지로, 벽체중앙부를 지나 하단부쪽으로 갈수록 발휘되는 $T_{k(max)}$의 크기가 점차 감소하여 전체적인 분포형상이 포물선에 가까운 경향을 나타내고 있다.

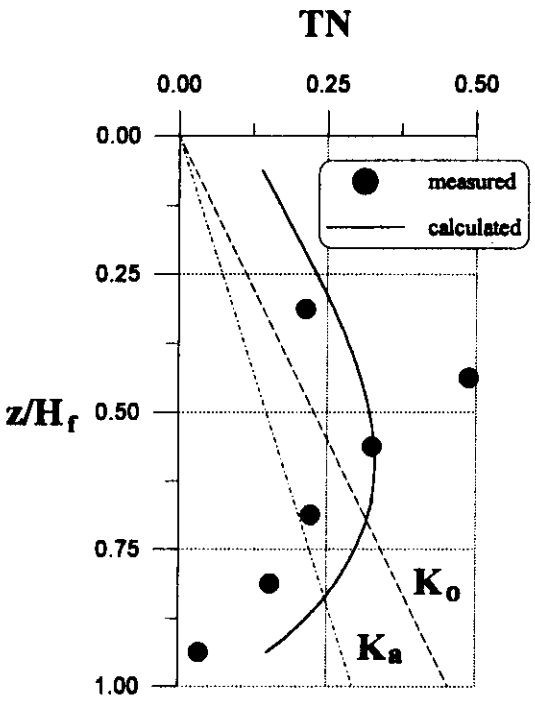


그림 18. Cartier－Gigan 측정결과와의 비교

또한 Cartier－Gigan이 제시한 최대인장력 $T_{k(max)}$ 측정결과와의 비교를 위해, 본 연구의 제시모델 및 해석법을 토대로 계산이 이루어졌으며 그 계산결과는 그림18에 선으로 도시되어 있다. 그림18에 선으로 도시된 본 연구의 계산치는 nailed－soil 굴착벽체의 움직임 정도를 정의하는 계수 $\beta$값이 1.04인 경우(그림8 참조)로 벽체 최상단부에서만 소성영역이 형성되고 그 아래쪽 지반은 아직까지 탄성상태인 경우를 의미한다. 그림18의 비교결과를 살펴볼 때, 벽체중앙부에 설치된 네일의 경우를 제외하고는 본 연구의 계산치가 측정치 보다 0.03~1.06 t/m 정도 크게 평가되는 결과를 나타내고 있다. 여기서 측정된 네일의 최대인장력 $T_{k(max)}$값이 본 연구 계산치와 차이를 보이는 이유는, 참고문헌 3에서 Cartier－Gigan이 밝힌 대로 또한 참고문헌 7에서 Guilloux－Schlosser가 지적한 대로, 네일－주변흙 사이에서 실제적으로 발휘되는 마찰계수 $\mu(=\tan\delta_k')$, 식(11) 참조) 값은 네일의 설치방법(grouted 또는 driven type), 또는 시멘트 그라우팅시 가하는 압력정도 등에 따라 깊이별로 크게 변화하는 현상을 통해 부분적으로 설명 가능하다. Cartier－Gigan은 실험을 실시한 nailed－soil 굴착벽체의 전체적인 안정성 평가결과를 구체적으로 밝힌 바 없으며 따라서 전체안정성에 대한 정확한 비교·분석은 어려우나 참고적으로 살펴볼 때, 벽체의 예상움직임 상태가 $\beta$=1.04로 정의되는 본 경우 본 연구 해석법에 의한 nailed－soil 실험벽체의 최소전체안전율 $FS_{min}$은 1.060정도이며 이와같은 결과는 3장에서 분석된 Schlosser 등의 실험벽체의 경우와 거의 유사함을 알 수 있다.

## 5. Plumelle 측정결과와의 비교

Juran－Elias가 그들의 연구논문[8]에서 개략적으로 보고한 바에 따르면, Plumelle는 상재하중 없이 지표면이 수평인 nailed－soil 연직실험벽체를 시공하고 최종굴착단계에서 각 네일에 대한 최대인장력 $T_{k(max)}$값을 측정하였다. Plumelle가 실시한 nailed－soil 연직실험벽체의 최종굴착깊이 $H_f$는 7.0m 이었고, 설치된 네일(알루미늄 튜브형태의 네일)의 총개수는 7개이고 각 네일의 전체길이 $L$은 6~8m 정도이었다. 또한 경사계 측정결과, 최대수평변위는 벽체의 최상단부 부근에서 발생하였으며 그 크기는 23mm 정도(최종굴착깊이 $H_f$=7.0 m의 0.33% 정도)이었다. 굴착지반의 강도정수 등은 표 3에 명시되어 있으며, 적용된 네일직

경 등은 표2의 경우와 동일하다.

표 3. 지반강도정수 및 네일의 제원

| | |
|---|---|
| 지반조건 | 단위중량, $\gamma = 1.8\,t/m^3$<br>최대전단저항각, $\phi = 38°$<br>최대점착력, $c = 0$ |
| 네 일 | 네일의 설치각도, $\varepsilon_k = 10°$<br>네일의 수직설치간격, $S_V = 1.0m$<br>네일의 수평설치간격, $S_H = 1.0m$ |

Juran－Elias의 연구논문[8]에 보고된 내용을 토대로, Plumelle이 최종굴착단계에 대해 제시한 각 네일의 축방향 최대인장력 $T_{k(max)}$를 무차원화 하여

$$\left(TN = \frac{T_k \cdot \cos\varepsilon_k}{\gamma \cdot H \cdot S_H \cdot S_V}\right)$$

점으로 도시하면 그림 19와 같다. 최상단 및 최하단 설치네일에 대한 측정결과는 보고되지

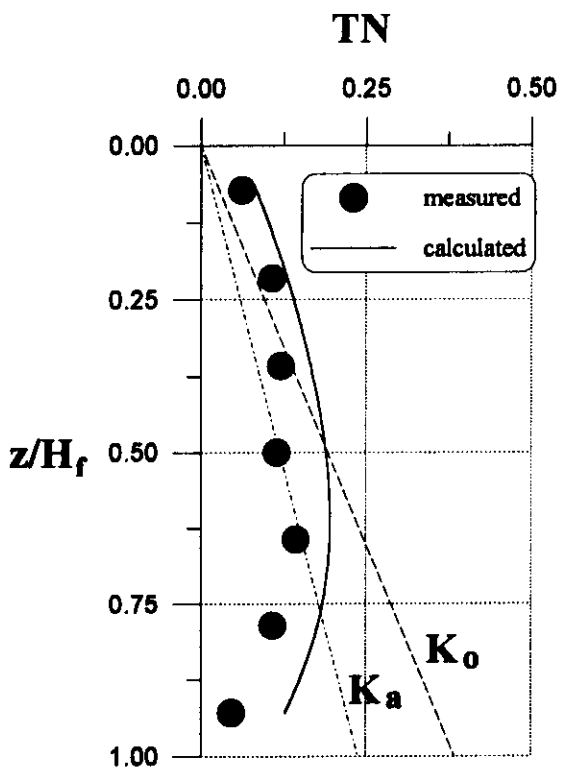


그림 19. Plumelle 측정결과와의 비교

않았으며 따라서 나머지 5개 설치네일 각각에 대해 그림19에 점으로 도시된 $T_{k(max)}$ 측정결과의 깊이별 변화를 살펴보면, 3장 및 4장에서 기 분석된 Schlosser, Gartier－Gigan 등의 측정결과와 마찬가지로, 벽체중앙부를 지나 하단부쪽으로 갈수록 발휘되는 $T_{k(max)}$의 크기가 점차 감소하여 전체적인 분포형상이 포물선에 가까운 경향을 역시 나타내고 있다.

또한 Plumelle이 제시한 최대인장력 $T_{k(max)}$ 측정결과와의 비교를 위해, 본 연구 제시 모델 및 해석법을 토대로 계산이 이루어졌으며 그 계산결과는 그림19에 선으로 도시되어 있다. 그림 19에 선으로 도시된 본 연구의 계산치는 nailed－soil 굴착벽체의 움직임 정도를 정의하는 계수 $\beta$값이 1.15인 경우로 벽체상단부 근처에서만 소성영역이 부분적으로 형성되고 그 아래쪽 지반은 아직까지 탄성상태인 경우를 의미한다. 그림19의 비교결과를 살펴볼 때, 전체적으로 본 연구의 계산치가 측정치 보다 0.28~1.05 t/m 정도 크게 평가되는 결과를 나타내고 있다. 여기서 측정된 네일의 최대인장력 $T_{k(max)}$ 값이 본 연구 계산치와 차이를 보이는 이유는, Plumelle이 nailed－soil 벽체실험에 적용한 알루미늄 튜브형태의 네일에 대한 제원 및 설치방법 등이 Juran－Elias 연구논문에는 명확히 보고되지 않아 이를 본 연구 해석법에 적절히 반영하여 시뮬레이션 하는데 어려움이 있었으며, 이 과정에서 네일－주변흙 사이에서 실제적으로 발휘되는 마찰계수 $\mu$값($=\tan\delta_k'$, 식 (11) 참조) 등의 산정이 불명확한데 원인이 있을 것으로 믿어진다. 또한 Plumelle이 실험을 실시한 nailed－soil 굴착벽체의 전체적인 안정성 평가결과도 구체적으로 보고된 바 없으며 따라서, 벽체의 예상움직임 상태가 $\beta$=1.15로 정의되는 본 경우 본 연구 해석법을 토대로 Plumelle의 nailed－soil 실험벽체의 최소전체안전율 $FS_{min}$을 평가하여 보았으며 그 결과 $FS_{min}$ 값은 1.078 정도이며, 이와같은 결과는 3장 및 4장에서 기 분석·기술된 Schlosser, Cartier－Gigan 등의 실험벽체의 경우와 거의 비슷한

정도의 안정성을 보이고 있다.

## 6. 분 석

본 분석에서는 지표면이 수평인 nailed－soil 연직벽체의 움직임 정도를 정의하는 계수 $\beta$값이 변화하는 경우($1.0 \leq \beta \leq 2.0$, 그림 8 참조), 최종굴착단계에서 각 네일의 축방향 발휘인장력 $T_k$를 무차원화

$$\left( TN = \frac{T_k \cdot \cos \varepsilon_k}{\gamma \cdot H \cdot S_H \cdot S_V} \right)$$

하여 깊이에 따른 변화를 살펴 보았다. 침투수압 및 상재하중의 영향을 무시하고 본 연구의 제시 모델 및 해석법을 토대로 계산된 결과는 그림20 및 21에 각각 도시되어 있으며, 본 분석에 적용된 nailed－soil 굴착벽체의 최종굴착깊이 $H_f$는 6.0m이고, 각 네일의 전체길이 L은 8.0m로 모두 동일하다. 굴착지반의 최대전단저항각 $\phi$값이 40°인 것을 제외하고는, 적용된 지반조건 및 네일의 제원 등이 표4의 경우와 동일하다.

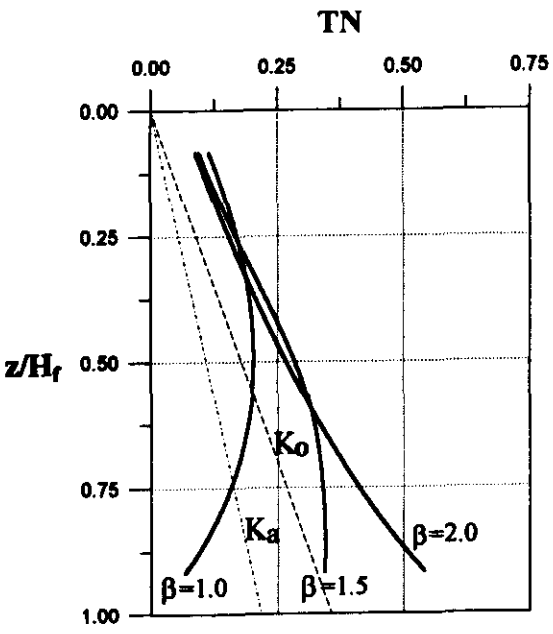


그림 20. 벽체의 움직임 정도에 따른 발휘인장력의 깊이별 변화

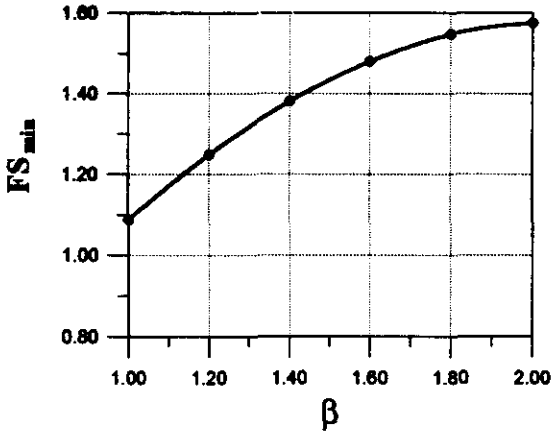


그림 21. 벽체의 움직임 정도에 따른 최소전체안전율 $FS_{min}$값의 변화

그림20의 결과를 살펴보면 $\beta$값이 커질수록 (벽체전면부의 변위가 증가되어 소성영역이 벽체 중·하단부쪽 지반으로 더욱 확대되어 최대전단강도의 발휘영역이 커지는 경우) 벽체 중·하단부 설치네일의 발휘인장력 증가현상이 특히 두드러짐을 알 수 있다. 또한 그림20에서 $\beta$값이 1.0인 경우를 살펴보면, 하단부 설치네일의 경우에는 주동토압계수 $K_a(=\tan^2(45° - \phi/2))$값 보다 무차원 형태로 표현된 네일의 발휘인장력 TN값이 작게 평가되는 결과를 보이고 있으며, 이와는 달리 중·상단부 설치네일의 경우에는 정지토압계수 $K_o(=1.0-\sin\phi)$값 보다 네일의 발휘인장력 TN값이 더욱 크게 평가되는 결과를 보이고 있다. 이와같은 결과 또한 Schlosser 등[10]이 밝힌 다양한 측정결과 및 유한요소법 해석결과 등과 대체적으로 부합되는 결과이다.

앞의 3, 4 및 5장에서 비교·분석된 결과를 종합하면, 최종굴착이 바로 완료된 시점에서 예상되는 네일의 발휘인장력은, 본 연구 제시 모델에서 굴착벽체의 움직임 정도를 정의하는 계수 $\beta$값 0.98~1.15 범위 정도에 해당되는 결과임을 감안할 때, $\beta$값이 1.5 또는 2.0인 경우의

계산결과는 Juran－Elias가 밝힌 nailed－soil 굴착벽체의 장기적인 거동특성(2.3.1 및 2.3.2절 참조)을 어느 정도 반영한다고 볼 수 있다. 또한 각각의 $\beta$값에 해당되는 네일의 발휘인장력 예측결과(그림20)를 토대로, nailed－soil 굴착벽체의 전체적인 안정성을 평가한 결과는 그림21에 도시되어 있다. 그림21의 결과를 구체적으로 살펴보면, $\beta$=1.0인 경우에는 nailed－soil 굴착벽체의 최소전체안전율 $FS_{min}$값은 1.088 정도이고, $\beta$=1.5인 경우에는 $FS_{min}$ 값이 1.432 정도, 또한 $\beta$=2.0인 경우에는 $FS_{min}$ 값이 1.576 정도이다. $\beta$값이 커짐에 따라 $FS_{min}$값의 증가율은 점차적으로 작아지고 있으며, $\beta$=1.0인 경우에 비해 31.62%($\beta$=1.5인 경우)～44.85%($\beta$=2.0인 경우)정도 증가되는 결과를 나타내고 있다.

## 7. 요약 및 결론

본 연구에서는, 한계평형해석법 설계상의 문제점 보완 및 nailed－soil 굴착벽체의 거동특성 등에 착안하여, 굴착벽체의 움직임 정도에 따라 각 설치네일의 축방향을 따라 발휘가 예상되는 인장력의 크기 및 깊이별 분포 등을 예측하기 위한 시도가 이루어 졌다. 이를 위해 nailed－soil 굴착벽체의 다양한 움직임 단계(굴착단계별 시공도중, 최종굴착시공 완료시점 및 장기적인 거동 등)에서, 배면지반 및 네일 주변의 발휘전단강도 예측모델을 제시하였다. 또한 제시된 모델 및 Morgenstern－Price 절편법을 토대로, nailed－soil 굴착벽체의 전체적인 안정해석법 제시가 이루어 졌다.

최종적으로는 지반조건 및 설치네일의 제원 등이 서로 다른 3개의 nailed－soil 실험벽체에 대한 측정결과들과의 비교를 통해, 본 연구 제시 모델 및 안정해석법에 대한 적합성 확인이 이루어 졌다. 이를 통해 최종굴착이 바로 완료된 시점에서 측정된 각 네일의 최대인장력 크기 및 깊이별 분포는 본 연구 모델링에서 굴착벽체의 움직임 정도를 정의하는 계수 $\beta$값이 0.98～1.15 정도인 상태와 대략적으로 일치함을 확인하였다. 이 상태는 벽체상단부 부근의 지반은 소성상태가 유발되기에 충분한 변위가 발생되어 최대전단강도의 발휘가 예상되고 그 아래쪽 지반은 아직까지 탄성상태에 해당되어, 특히 중·하단부 설치네일의 인장력의 발휘가 대체적으로 불충분한 상태를 의미한다. 이와같은 상태는 여러 연구자들이 보고한 nailed－soil 굴착벽체의 거동특성 분석결과에 부합되는 결과이긴 하나, 주어진 지반조건 등에 가장 적합한 $\beta$값의 범위 설정을 위해서는 체계적인 실험 및 계측결과가 다양한 경우에 대해 추가적으로 더욱 필요시 되며, 이를 통해서 완벽한 설계지침 등의 제시가 가능할 것으로 판단된다. 또한 한계평형해석법의 또다른 단점을 보완한다는 측면에서, 본 연구의 해석법을 통해 예측 가능한 nailed－soil 굴착벽체 전면부에서의 발휘인장력 $T_0$ 값을 토대로 한 전면부 변위의 정량적인 예측이 향후 계속되어야 할 연구과제이다.

## 참 고 문 헌


1. Anderson, M.G. and Richards, K.S.(1987), Slope Stability, John Wiley & Sons.
2. Beech, J., Delaure, E., and Juran, I.(1984), "Experimental Study of the Behaviour of Nailed Soil Retaining Structures on Reduced Scale Models", International Symposium on In－situ Soil and Rock Reinforcement, pp. 309～314.
3. Cartier, G. and Gigan, J.P.(1983), "Experiments and Observations on Soil Nailing Structures", Proceeding of the 8th ECSMFE., Helsinki, Finland, pp.473～476.
4. Gassler, G. and Gudehus, G.(1981), "Soil Nailing－some Soil Mechanical Aspects of In－Situ Reinforced Earth", Proc. of the 10th ICSMFE, Vol. 3, 665～670.
5. Harr, M.E.(1966), Foundations of Theoretical Soil Mechanics, McGraw－Hill Book Co.
6. Hausmann, M.R.(1990), Engineering Principles of Ground Modification, McGraw－Hill Publishing Co.
7. Juran, I(1991), "Nailed－Soil Retaining

Structures : Design and Practice", Soil Nailing Design and Applications, Slurry Wall Committee of Deep Foundation Institute.
8. Juran, I and Elias, V.(1990), "Behaviour and Working Stress Design of Soil Nailed Retaining Structures", Performance of Reinforced Soil Structures, British Geotechnical Society, Thomas Telford, pp.207~212.
9. Mitchell, J.K. and Villet, W.C.B.(1987), Reinforcement of Earth Slopes and Embankments, Transportation Research Board.
10. Schlosser, F.(1991), Recommendations Clouterre/Soil Nailing Recommendations, French National Research Project Report No. FHWA-SA-93-026.
11. Schlosser, F. and Unterreiner, P.(1991), "Soil Nailing in France : Research and Practice", Transportation Research Record No. 1330, pp.72~79.
12. Thompson, S.R. and Miller, I.R.(1990), "Design, Construction and Performance of a Soil Nailed Wall in Seattle, Washington", Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE, pp.629~643.
13. 김홍택(1992), 새로운 보강석축의 안정해석에 관한 연구, 한국과학재단 결과보고서.

(접수일자 1995. 1. 9)