

NATM 시공에 의한 터널 굴착시 선행변위 추정에 관한 연구

신동오¹⁾ · 임한욱²⁾ · 김치환³⁾

Estimation of Preceding Displacement at Tunnel Excavation by NATM

Dong-Oh Shin, Han-Uk Lim and Chi-Hwan Kim

ABSTRACT Field instrumentation and numerical analysis by the finite difference method were applied to estimate the relaxed zone in a subway tunnel of shallow depth in soft rock, excavated by NATM. The convergence and ground displacement can be used to estimate the deformation behavior and the relaxed zone. Parameters for the several models previously suggested were measured using regression analysis techniques adopting a function of time and the face advance. The estimated relaxed zone by the MPBX and FDM analysis were 1.5~3.0 m and 1.5~2.0 m, respectively. It was concluded that the visco-elastic model and the time-dependent elasto-plastic model correlate very well ($r^2 > 0.9$) with results of the numerical analyses.

1. 서 론

NATM 시공은 많은 장점을 갖고 있으나 반드시 계측에 의한 보완이 전제되어야 한다. 즉 원지반의 지질 구조 및 지보재의 특성은 복잡하기 때문에 터널의 계획 단계에서 충분한 조사를 실시하더라도 얻어지는 정보에는 한계가 있다. 따라서 터널의 거동은 설계시에 예측한 것과 반드시 일치하지 않으므로 예측과 실제의 차이를 보완하기 위하여 현장계측을 실시한다. 즉 시공중 터널에서 현장계측을 하여 그 결과를 설계시의 예측과 비교함으로써 당초 설계의 타당성 및 시공법의 적부를 검토하고 필요에 따라 이들을 변경하게 된다.

본 연구에서는 몇 개의 지하 구조물이 복잡하게 교차되는 구간을 선정하여 여러 종류의 현장계측을 실시하고, 상용 프로그램인 FLAC을 이용하여 계측 결과와 비교함으로써 터널의 안정성을 파악하고자 하는데 그 목적이 있다.

이를 위해 내공변위, 지중변위를 계측하고 분석하였으며, FLAC 해석결과로부터 터널주위의 소성영역을 파악하고 지보재의 변위 및 축력 등의 계측치와 비교함으로써 터널지보의 적정성과 터널의 안전성을 판단하였다.

본 연구의 대상지역은 행정구역상 서울 특별시 마포구

공덕동 로타리를 시점으로 용산구 효창동을 경유하여 용산동 일대에 속하는 서울지하철 6-6 공구로서 단선병렬 마제형 터널이며, 굴착 방법은 Breaker와 발파 그리고 무진동 유압 암반절개공법(H. R. S.)이 적용되었다.

연구 대상지역의 상층부(1.2m~6.3m)는 매립토층으로 도로조성시 인위적으로 형성된 지층이며 모래 및 자갈로 구성되어 있고 일부 지역에서는 6.7m~25.5m에서 모암인 편마암이 풍화되어 흙으로 변해 가는 과도기상태의 지층인 풍화암층이 존재하기도 한다. 지층의 기반암은 대체로 9.0m~27.0m의 심도에 흑운모 등의 유색광물과 석영, 장석 등의 무색광물이 토층을 이루는 호상 흑운모 편마암이 본역의 전반부에 걸쳐 분포한다.

암반평가와 수치해석의 입력자료를 위해 암반분류를 실시하였다. 분류방법으로는 RMR 방법을 채택하였으며 RMR 법에 의한 암반평가결과 28~48의 점수를 보인다.

2. 계측 및 계측결과의 해석

현장계측의 목적은 터널굴착에 따른 지반 및 주변구

1) 학생회원, 강원대학교 자원공학과 석사과정

2) 정회원, 강원대학교 자원공학과 교수

3) 정회원, LG ENC 이사(기술연구소장)

조물의 거동을 파악하고 각종 지보재의 효과를 확인하여 터널공사에 따른 주변시설물이나 터널 자체의 안정성 및 경제성을 확보하는 것이다.

2.1 내공변위의 계측 및 결과 해석

계측기는 터널 벽면과 천단에 내공변위 측정용 고정핀을 삽입하여 각 핀 사이의 거리를 직접 측정하는 것으로 정밀도 ±0.001 mm인 미국 Sinco사의 테이프 변위계(tape convergence meter)를 사용하였다.

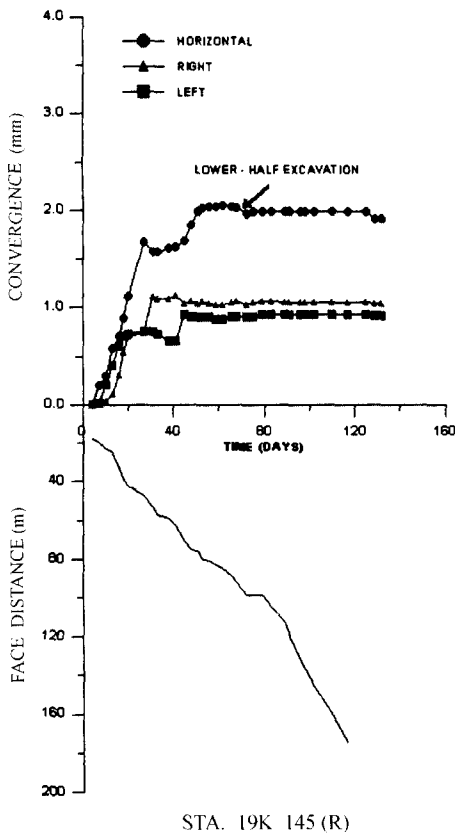


Fig. 1. Relationship between convergence, time and face-distance

내공변위의 계측결과는 계측위치, 계측선, 계측일자, 계측점과 막장과의 거리, 변위량, 변위속도 등의 요소에 따라 다르다. 각각의 계측결과를 변위와 시간과의 관계, 변위와 계측점과 막장사이 거리와의 관계, 변위속도 등을 비교·분석하였다.

터널내 28개 지점에서의 내공변위 계측결과중 예로서 STA.19K145(R) 측정점의 자료를 도시하면 Fig. 1과 같고, 그 결과는 Table 1과 같다. 다른 측정점에서의 계측결과도 이와 유사하게 나타났다. 19K145(R) 지점에서는 발파로 상·하반 분할 굴착한 지점으로 굴착 후 4일 이후, 측정 지점과 막장과의 거리가 18 m 일 때 계측이 시작되었다.

지하구조물이 위치하고 있는 암반의 거동은 일반적으로 지압, 지하수, 구조물의 형상, 단층 등 암반내 불연속면 등에 의해 결정된다. 암반변형거동에서 터널벽면의 변위해석은 지하공간 굴착의 설계 변경과 시공시 중요한 요소로 작용된다. 암반내에 새로운 구간에서 굴착이 진행되면 몇 주나 몇 달의 시간이 경과되면서 복공에 내공변위와 지반압력이 생긴다. 따라서 터널의 변형 거동은 시간 경과에 따라 변위가 수렴된다는 이론을 토대로 해석하였다.^{5,6)}

각 지점에서의 내공변위 결과를 이용하여 Table 2와 같이 탄성, 점소성, 탄소성 등의 모델링 함수를 통한 회귀분석을 수행하여 상수들을 결정한 다음 이들 결과를 비교하여 적합한 모델함수의 선택과 선행변위, 최종변위를 예측하여 완전한 내공변위의 해석을 실시하였다. 또한 모델 함수 중 연구 지역에 가장 적절한 함수를 판단하였다.

시간 t_0 이전에 발생한 단면변형 C_0 는 다음 식을 성립시킨다. 즉 실제측정된 내공변위를 C_m 이라 한다면 $C_m = C(x, t) - C_0$ 이므로 회귀분석시 C_0 도 미지수가 되어 모델 함수에서 주어진 변수와 함께 해석에 포함되어야 한다.

$$p = Aq + B \tag{1}$$

Table 1. Convergence rate

Station No.	Measuring Line	Convergence rate per period [mm/day]			
		Upper-half Excavation	Converged	Lower-half Excavation	Converged
19K145(R)	Horizontal	0.046	0.004	0.003	0.001
	Right	0.032	0.005	0.002	0
	Left	0.025	0.003	0.001	0.001

Table 2. The modeling function

Modeling Function	Parameter	Remarks
$C(x) = a \{1 - \exp(-bx)\}$ or $C(t) = a \{1 - \exp(-bt)\}$	a, b	Elastic
$C(t) = a \{\log(1+bt)\}$	a, b	Visco-plastic
$C(t) = C_x \left\{ 1 - \left(\frac{X}{X+x} \right)^2 \right\}$	C_x, X	Elasto-Plastic
$C(x, t) = a \{1 - \exp(-bx)\} + c \{1 - \exp(-dt)\}$	a, b, c, d	Visco-Elastic (Kelvin-Voigt)
$C(t) = C_x \left\{ 1 - \left(\frac{X}{X+x} \right)^2 \right\} \times \left[1 + m \left\{ 1 - \left(\frac{T}{T+t} \right)^{0.3} \right\} \right]$	C_x, X, T, m	Elasto-Plastic with Time-Dependent Closure

여기서 $p=Cm(x, t)$ 이며, q 는 모델 함수, 새로운 미지수 A 는 모델함수의 상수이고 $B=C_0$ 로서 p 와 q 는 계측 결과 및 회귀분석 결과로부터 결정될 수 있으므로 식 (1)에 대해 회귀분석을 새롭게 실시함으로써 미지수가 결정된다. 즉 각 모델링 함수를 사용한 1차 회귀분석에 의하여 각각의 변수를 결정하고 식(1)을 이용한 2차 회귀분석에 의하여 모델링 함수의 상수와 측정전 변형량 C_0 를 결정함으로써 전체적인 갱도단면 변형곡선의 정량화가 가능한 것이다.

모델함수에 대한 변수를 결정하기 위한 회귀분석 프로그램에서 사용된 방법은 최소자승법에서 사용되어지는 알고리즘인 *Leverberg-Marquardt* 법⁴⁾이 사용되었다.

굴착이전에 발생하는 변위(U_0)는 암반의 변형 특성에 의존하는 것으로 알려져 있다. T. Kitagawa, T. Kumeta etc.¹⁰⁾는 상·하반 분할굴착을 할 경우 선행 변위(preceding displacement)는 상반 벤치 내공변위의 약 40%, 최종 변위에 대하여 약 17%를 차지한다고 발표하였다. 본 연구에서 내공변위의 회귀분석을 통해 초기변위와 최종변위의 비율을 산정하여 연구지역에서의 최종변위에 대한 선행변위의 비율을 산정한다.

Fig. 2는 실험 지역의 내공변위 추정 그래프이며 다양한 함수 모델링으로부터 결정된 변수들을 나타내면 Table 3과 같다. 위 결과로부터 모델 함수 중 점탄성 모델 함수와 시간 의존을 고려한 탄소성 모델 함수가 높은 상관 계수를 보임에 따라 이 두 가지 모델 함수가 적합한 것으로 판단된다.

최종 변형량에 대한 선행 변위량의 비율은 대부분 20~30%로 나타나 T. Kitagawa 이론과 유사하게 나타났다. 이 값은 수치 해석에서 하중분담을 산정에 사용

되었다.

2.2 지중변위의 계측 및 결과의 해석

터널의 반경방향으로 발생하는 변위를 측정하여 이 완영역의 범위 및 지반의 거동양상을 파악하는 계측방법이다. 최심부의 측정점은 터널굴착의 영향에 따라 변위의 발생이 없다고 생각되는 깊이에 설정하고 이것을 가상부동점으로 하여 측정결과를 평가한다. 본 연구에서 지중변위의 계측은 6 m 길이의 다점식 지중변위계가 사용되었는데 이는 측정기준점으로부터 터널벽면과 심도별 측정점과의 상대변위를 측정할 수 있는 것으로 정밀도는 $\pm 1/100$ mm 이다.

지중변위계에는 전기식과 기계식이 있는데 본 지역에서는 전기식 지중변위계가 사용되었다.

연구대상지역 중 11개의 측정에서 계측된 결과를 분석하였으며 그 예로 STA. 19K210(L) (Right-wall)의 결과를 Fig. 3에 나타냈다. 대상 측정에서는 3 m 구간에서 많은 변위가 발생하였고 95일 이후에 수렴되었다. 위의 결과들로부터 본 연구 지역에서 1.5~3 m 구간에 이완영역이 형성되는 것을 알았다. 그리고 변위는 100~150일 사이에 수렴되는 것을 알 수 있으며 이것은 내공 변위 계측결과와 대체적으로 일치함을 알 수 있다.

3. 유한차분법에 의한 해석

3.1 유한 차분법 해석의 모델링

수치해석 적용시 터널의 거동과 가까운 결과를 얻기 위해서는 현장의 시공방법과 시공순서를 고려하여야 한다. 본 연구에서는 수치해석 입력자료에 현장의 시공

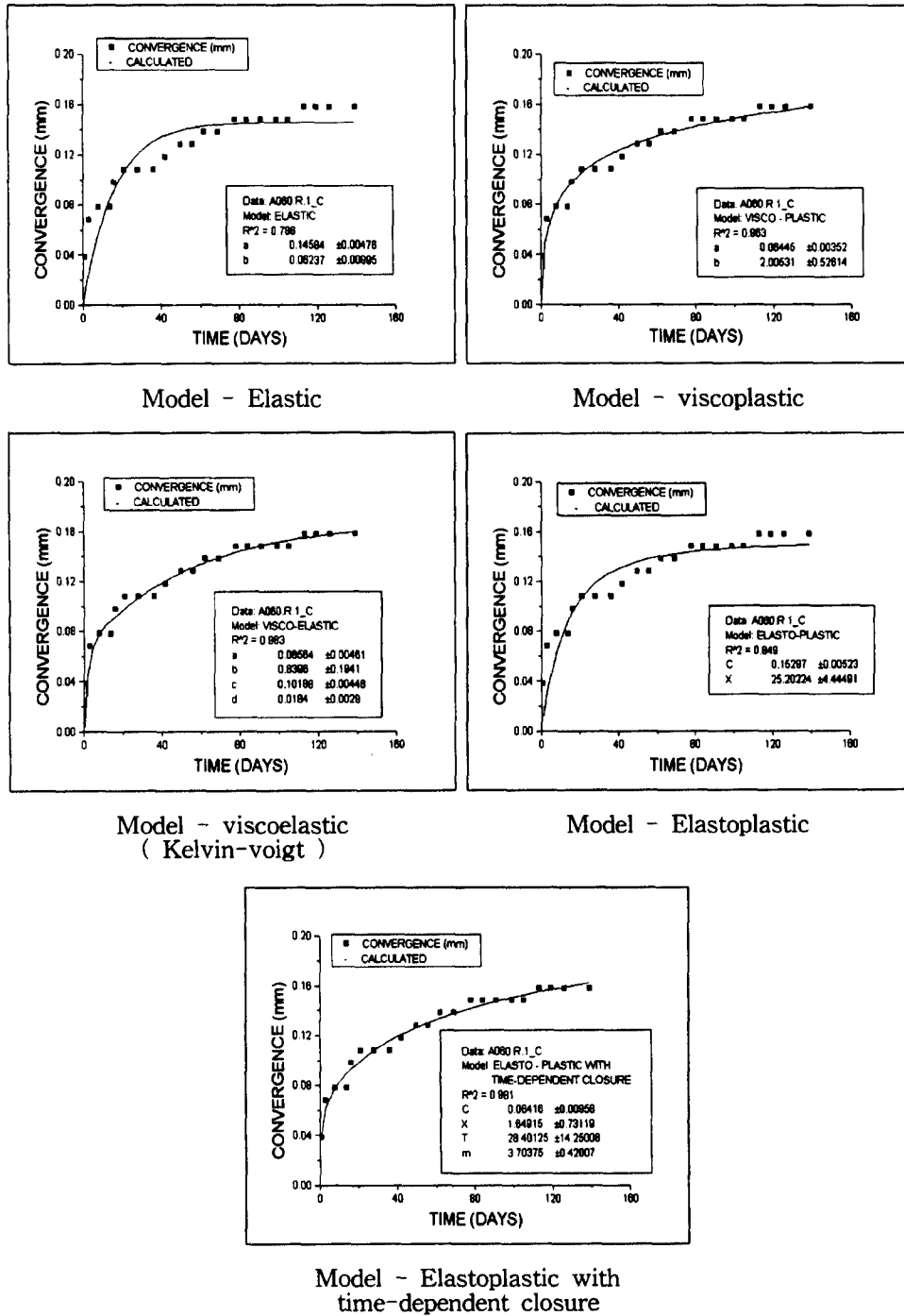


Fig. 2. Measured and calculated convergence considering pre-displacement [STA. 18K060(L)]

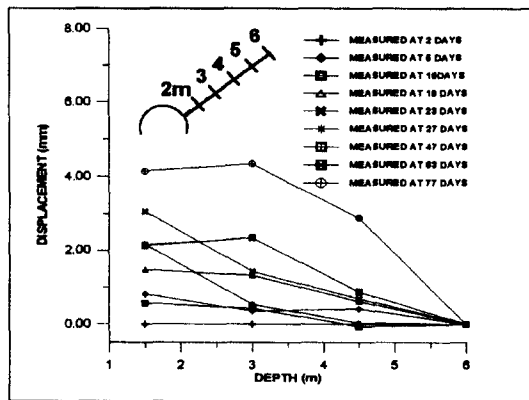
절차와 같은 순서로 모델링을 적용하였고 지보설계 또한 유사한 방법과 크기로 실시하였다.

대상지역의 터널은 상·하반 분할 굴착으로 진행되었으며, 이때 상반 굴착후 와이어 메쉬와 일차 슛크리

Table 3. Results of regression analysis at measuring points [STA. 18K060(L)]

Model	Parameter	a	b	c	d	R ²
Elastic		0.146	0.062			0.786
Visco-plastic		0.064	2.005			0.963
Visco-Elastic (Kelvin-Voigt)		0.066	0.840	0.102	0.018	0.983
Model	Parameter	Cx	X	T	m	R ²
Elasto-Plastic		0.153	25.202			0.849
Elasto-Plastic with Time-Dependent Closure		0.064	1.649	28.401	0.004	0.981

$C_0=0.038$



STA. 19K210(L) (Right-wall)

Fig. 3. Ground displacement measured with extensometer

트를 타설하고 록볼트를 설치한 다음 이차 슛크리트로 보강하고 하반굴착이 이루어졌다. 하반 굴착후 다시 상반굴착과 같은 순서로 시공이 진행되고 마지막으로 인버트 타설을 하는 과정으로 시공되었다.

그러나 수치 해석에서는 일차 및 이차 슛크리트와 록볼트는 지보의 모델링에서 고려하였지만 와이어 메쉬는 암반에 작용되는 응력과 변형거동을 고려할 때 다른 지보재에 비해 영향을 보다 적게 받을 것으로 생각되므로 모델링의 편의상 고려하지 않았다.

FLAC에서 슛크리트는 Beam 요소로, 록볼트는 Cable 요소로 모델링 된다. 또한 터널에서 변위비율과 응력비율곡선이 유사한 형태로 나타나는 것을 근거로 하중분담율을 산정하였다.¹¹⁾ 본 해석에서는 굴착단계별 하중

분담율을 내공변위의 회귀분석자료로부터 각 내공변위에서 추정되어진 단계별 변위비율을 사용하여 하중분담율을 산정하였다. 상반 굴착후 초기에 전체 변위의 20% 정도가 발생하고 수렴되기까지 50%의 변위가 발생한 후 암반이 안정화 되었을 때 100%의 변위가 발생하는 것으로 나타났으므로 초기에는 전체 응력이 20%, 하반 굴착을 하기 전까지 50%, 최종적으로 하반 굴착 후 100%의 전체 하중이 작용되어지도록 모델링을 실시하였다. FLAC에서 사용할 수 있는 기본적인 구성방정식은 크게 Null model group과 Elastic model group, Plastic model group이 있다. 본 연구에서는 토질과 암석의 모델링에 사용되는 소성모델 중에 하나인 Mohr-Coulomb 모델을 사용였다.

3.2 입력물성치 결정

암반에서 수치해석을 적용하는데는 전술한 바와 같이 입력물성치를 결정하는데 많은 어려움이 있다. 일반적으로 굴착예정 지역의 시추코어로부터 구해진 물성 결과를 수치해석 입력자료로 적용하는 경우 많은 문제를 내포하게 된다. 즉, 실험실내 물성시험은 현장에서와 같은 지압 조건이나 불연속상태를 정확히 구현하기 힘들다는 것과, 일반적으로 실험실 값은 시추코어에서 신선한 부분으로 값을 결정하기 때문에 이 값은 굴착지역에서의 일반적인 자료는 될 수 있지만 완전한 현장암반의 값으로 결정하기에는 무리가 따른다. 따라서 아래와 같은 과정을 거쳐 실험실 결과를 기초로 현장암반의 상태를 추정하였다.

해석과정에서 입력되는 각종 물성치는 18K260 지점

Table 4. Input data

Input Data	Rock Type	Weathered Rock			Soft Rock			Hard Rock
		DATA1	DATA2	DATA3	DATA1	DATA2	DATA3	
Young's Modulus [kgf/cm ²]		503	803	1338	10000	14130	23550	43070
Poisson's ratio		0.34			0.27			0.205
Density [g/cm ³]		1.2	2	2	1.49	2.48	2.48	2.70
Cohesion [kgf/cm ²]		1.224	2.04	3.4	3.02	4.04	8.4	10.14
Tensile Strength [kgf/cm ²]		0.59	0.98	1.64	1.47	2.45	4.08	9.81
Internal Friction Angle [degree]		11	15	19	16	21.4	26	30
Horizontal Stress / Vertical Stress (K)		0.45			2.52			3.48

의 RMR 분류 값을 사용하였다.

초기지압의 크기와 이방성은 터널단면의 형상과 터널의 배치방향, 보강패턴을 결정하는데 중요한 입력변수가 된다. 수치 해석을 이용한 해석적 방법에서 초기 지압은 해석의 경계 조건으로 필수적인 입력 자료가 된다. 본 연구지역에서는 초기응력의 측정이 이루어지지 않았으므로 응력추정 경험식을 사용하기로 한다.

Terzaghi와 Richart(1952)는 초기 연직응력은 암반의 단위중량과 지표로부터의 심도에 비례하며 초기 수평응력은 포아송비와 초기 연직응력을 이용한 식

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v \text{로 표시 할 수 있다고 주장하였다. 하지만}$$

이것은 넓은 지역에서 지층이 교란되지 않은 수평 토적층일 경우에만 성립될 수 있다는 것이 입증되었다.

임한욱과 이정인(1995)³⁰⁾은 최근에 국내에서 측정한 초기 지압 결과에 대한 추정식을 발표하였다.

OVERCORING METHOD

$$\sigma_v \text{ (MPa)} = 0.233 + 0.024Z \quad r = 0.955$$

$$\sigma_{hav} \text{ (MPa)} = 1.858 + 0.018Z \quad r = 0.869$$

본 연구에서는 토사 층에서는 Terzaghi와 Richart의 식을, 암석층에서는 임한욱과 이정인의 식중 오버코어링법에 의한 추정식을 사용하였다.

현지 암반에서 적용되어지는 탄성계수의 산정은 Bieniawski의 RMR과 현지 변형 계수와의 관계를 이용하였다. 이 식은 RMR이 50보다 클 경우에 적합도가 높은 것으로 알려져 있으나 RMR이 50 이하일 때는 적합도가 떨어지는 것으로 보고되고 있다. 한편 최근에 Serafim과 Pereira(1983)는 RMR 값이 50보다 적을 때 현장 변형 계수와 RMR 관계를 아래의 식으로 보완

하였다.

$$E_m = 10^{(RMR-10)/40} \text{ [GPa]}$$

대상 지역의 RMR 분류점수를 50 이하이므로 Serafim과 Pereira의 식을 사용하여 경암 지역의 암반 탄성 계

Table 5. Input data of physical properties at support system

Support system	Soft shoterete	Hard shoterete	Rockbolt
Specific gravity [kg/m ³]	2400	2400	7850
Young's modulus [kgf/cm ²]	4905	14715	206010
Poisson's ratio	0.2	0.2	

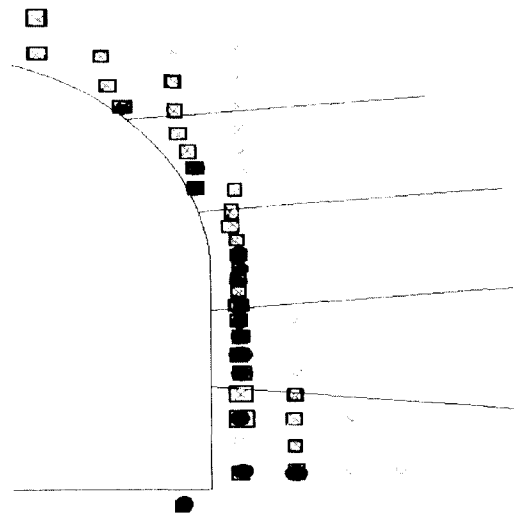


Fig. 4. Plot of relaxed zone

●: DATA 1, □: DATA 2, ×: DATA 3

수를 구하였다. 18K260의 RMR 분류를 이용하여 구한 탄성계수 값은 Table 4와 같다. 풍화암과 연암에서의 각 물성치는 경암의 입력물성치를 근거로 하여 반복 수행한 결과 각각 Data2의 입력물성치가 실제 계측 자료와 유사하여 Data2를 이용한 해석을 실시 하였다.

또한 Trueman(1988)은 RMR을 기초로 하여 암반의 점착력과 내부마찰각을 추정하는 경험식을 발표하였다.⁸⁾

$$C_{tm} = 0.25 \exp (0.05 \cdot RMR) \quad [MPa]$$

$$\Phi_{tm} = 0.5 \cdot RMR + 5 \quad [degree]$$

여기서, C_{tm} 은 암반의 점착력, Φ_{tm} 은 암반의 내부 마찰각 이다.

그리고, 가장 최근에 Trunk(1989)는 Trueman이 발표한 내부마찰각 추정식을 개선하여 발표하였다.

$$\Phi_{tm} = (0.5 \cdot RMR + 8.3) \pm 7.2 \quad [degree]$$

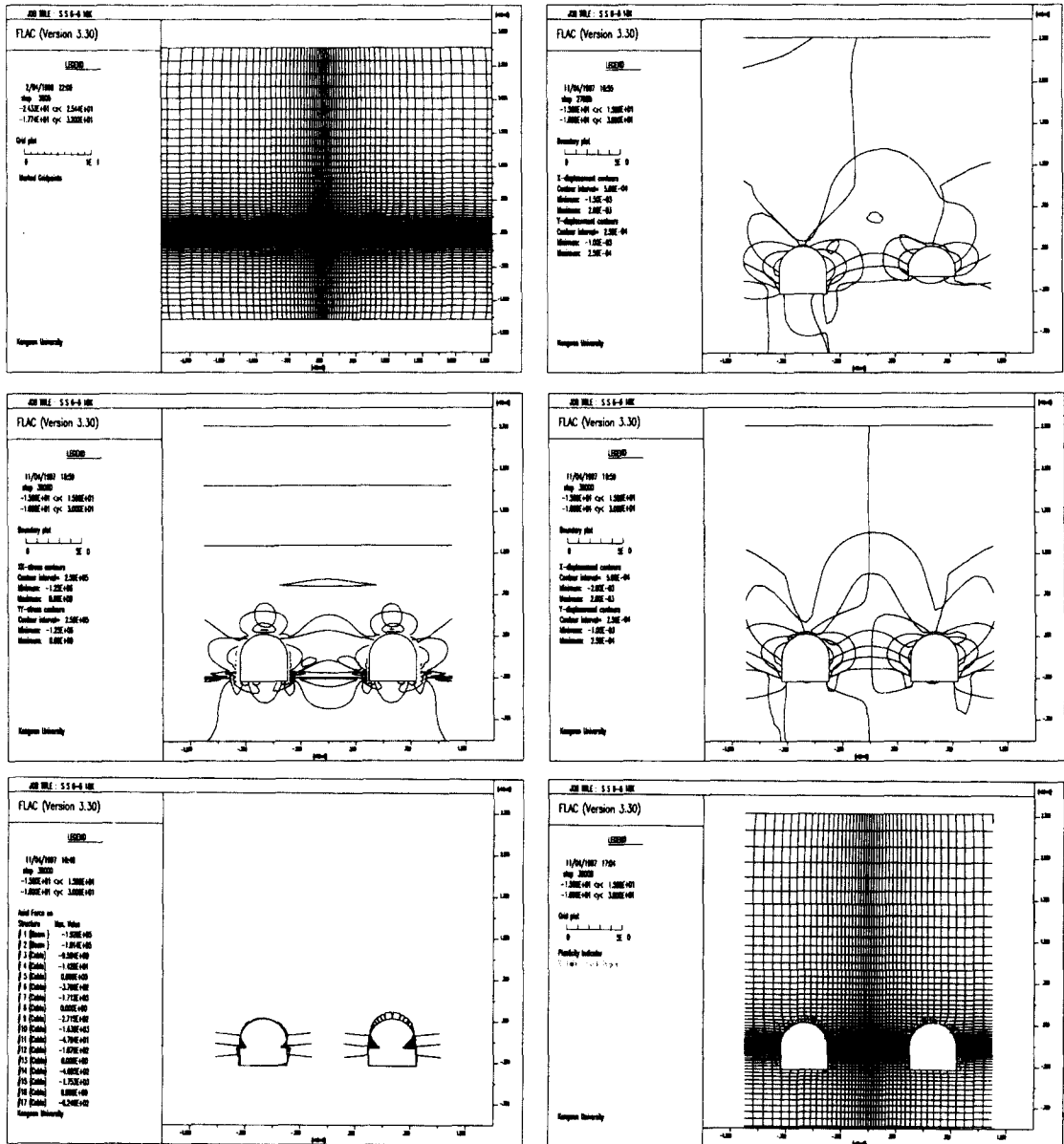


Fig. 5. Result of numerical analysis with FLAC

대상지역의 암석 코어로부터 구한 점착력은 21.47 MPa이며 RMR 값이 28일 때 Trueman의 식을 이용하여 구한 점착력은 1.014 MPa이다. Trueman(1988)의 식에 의한 내부마찰각은 19° 이고, Trunk와 Hönish의 식을 사용하여 구한 내부마찰각은 $15\sim 30^\circ$ 이다.

유한 차분 해석에서 실제와 유사한 값을 얻기 위하여 지보재의 물성입력치는 시공시 사용되어지는 지보재의 물성치를 사용하였다. 록볼트의 길이는 4 m를 사용하였으며, Table 5는 FLAC에 의한 해석에서 사용한 지보재의 물성입력치이다.

3.3 해석 결과의 분석

응력 분포는 각 해석 단계별 터널 주위의 최대 주응력 및 최소 주응력을 계산 하므로써 굴착이 진행됨에 따라 변화되는 응력 변화 추이를 관찰하였다. 그 결과 터널 주변의 응력이 상·하반 굴착후 증가하는 경향을 보이다가 일·이차 보강후 안정화되는 경향을 볼 수 있다.

변위 해석 결과 Y 방향의 변위보다 X 방향의 변위가 상대적으로 크게 나타났다. 이것은 실제 내공변위 결과에서 나타난 것과 같이 천반의 침하로 인한 변위보다 벽면의 상대적 변위가 더 큰것에서 그 원인을 찾을 수 있다.

쑏크리트 응력해석결과 실제 계측되어진 쑏크리트 응력보다 약간 큰 값을 보이나 이 값은 터널 시방서의 쑏크리트 허용 응력내에 있음을 알 수 있다.

록볼트 축력 해석결과 실제 계측된 록볼트 축력보다 작은값을 보이는 것은 해석 과정에서 쑏크리트가 록볼트보다 지보로서 다소 크게 작용한 것으로 판단된다.

이완 영역 터널을 굴착하면 지하공동 주위 암반은 응력의 재배치와 응력 집중 등에 의해 암반의 거동 특성은 변하게 된다. 이에 따라 이완영역이 발생하게 되는데 지하공동의 역학적 안정성을 유지하기 위해서는 이완대를 고려하여 보강하는 것이 중요하다. 즉 이완대의 크기와 발달방향에 따라 록볼트의 길이와 간격, 쑏크리트의 두께 등을 결정할 수 있을 뿐만 아니라 최적의 보강방법을 선택하므로써 시공의 경제성을 높일 수 있다.

FLAC 해석 결과에 따른 이완영역을 도시하면 Fig. 4와 같다. 이 그림에서 ●, □, ×는 Table 4에서의 Data 1, 2, 3를 이용하여 구한 이완영역을 표시한 것이다. 풍화암과 연암의 물성 입력치를 변화시켜 반복 수행한 결과 Data 2의 입력치가 실제 계측한 변위값과 유사한 경향을 나타내어 이 결과를 연구 대상지역의 이완영역 산정에 적용하였다. 그 결과 터널 주위에 대체

로 1.5~2 m 정도의 이완 영역이 존재하며, 실제 계측에서 나타난 이완대 역시 1~3 m 사이로 평가됨에 따라 이 지역의 지보는 적절한 것으로 판단된다. Fig. 5는 FLAC을 이용한 해석의 결과를 나타낸 것이다.

4. 결 론

얕은 심도에서 NATM을 응용한 지하철 터널에 대하여 지중변위와 록볼트축력 측정 등의 계측자료의 분석과 수치해석을 통하여 터널의 이완영역을 평가하였다. 그리고 내공변위결과를 여러 모델함수를 이용하여 시간과 거리에 대한 회귀분석을 실시하였다. 이 때 초기 변위값과 최종 변위값, 그리고 각 모델의 변수값을 결정하여 터널의 완전 변형거동을 예측하였다.

쑏크리트 응력측정 및 록볼트 축력측정 결과를 이용하여 지보재의 적정성을 판단하였다. 또한 유한차분법 해석을 통해 터널주변의 응력과 변위의 분포상태를 파악하고 이완영역을 산정하였는데 주요 결과는 다음과 같다.

- 1) 지중변위로부터 평가한 이완영역은 대체로 1.5~3.0 m이고, 유한차분법에 의한 해석결과는 1.5~2.0 m이다.
- 2) 내공변위계측을 통하여 터널 변형거동을 관찰한 결과 최대변위는 1.18~19.06 mm가 발생했다. 터널의 변위속도는 상반굴착 후 수렴되기 전까지 평균 0.07 mm/day이고, 하반굴착 직전 수렴된 후의 속도는 0.026 mm/day이다. 그리고 하반굴착 후 수렴되기 전까지의 속도는 0.031 mm/day이며, 완전히 수렴된 후의 속도는 0.002 mm/day이다. 상반굴착이 완료된 후 30~50일 경과하였을때 변위가 수렴되며, 하반굴착 100~150일 경과 후 수렴되는 현상이 나타났다. 그리고 측정 지점에서 막장까지의 거리가 상반굴착 후 20~60 m 이후에, 대체로 80~170 m 이후에 수렴되었다.
- 3) 상반굴착 후 내공변위 계측자료를 이용하여 다양한 회귀분석을 실시하였다. 내공변위 분석결과 선행변위는 0.637 mm가 계산되었다. 그 결과 Otsuka의 Kelvin-Voigt 모델을 이용한 점탄성 모델과 시간 의존성을 고려한 탄소성 모델이 적합한 것으로 평가 되었으며, 이때 각각 90% 이상의 상관관계를 보인다.

Visco-elastic(Kelvin-Voigt)

$$C(t) = 2.674 \{1 - \exp(-0.171x)\} + 2.199 \{1 - \exp(-0.302t)\}$$

Elasto-plastic with time-dependent closure

$$C(t) = 1.613 \left\{ 1 - \left(\frac{15.024}{15.024 + x} \right)^2 \right\} \times \left[1 + 5.030 \left\{ 1 - \left(\frac{11.680}{11.680 + t} \right)^{0.3} \right\} \right]$$

터널굴착 후 신속한 내공변위 측정이 어려우므로 내공변위 측정과 지중침하 측정을 동시에 실시하여 선형 변위를 찾는 방법과 본 연구에서 수행되어진 회귀분석 결과를 이용하면 변형거동의 예측이 가능하게 되어 동일지역 터널에서의 시공이 용이해질 수 있을 것으로 생각된다.

내공변위 추정으로 유사지역 터널에서 록볼트의 타설시기나 슛크리트 타설시기의 판단이 용이해지고 변위의 측정자료로부터 시공의 안전성이나 지보의 추가 설치 여부를 판단할 수 있다.

참 고 문 헌

1. 김호영, 박의섭, 1993, 터널 내공변위의 이론과 측정 결과의 분석, 터널과 지하공간(한국암반학회) Vol. 3, pp. 80-95.
2. 임한욱, 이희근, 1995, 터널·지하공간 굴착공학, 구미서관, 667p.
3. Han-Uk Lim & Chung-In Lee, 1995, Fifteen years experience on rock stress measurement in south Korea, proceedings, Int. Workshop on rock stress measurement at great depth, Japan, pp. 7-12.
4. Shragar, I. R., 1972, Quadratic programming for nonlinear regression, communication of the ACM, pp. 41-45.
5. Sulem, J., Panet, M., Guenot, A., 1987, An analytical solution for time-dependent in a circular tunnel, Int. J. rock mech. sci. & geomech., Vol. 24, No. 3, pp. 155-164.
6. Sulem J., Panet M., Guenot A., 1987, Closure analysis in deep tunnels, Int. J. rock mech. sci. & geomech., Vol. 24, No. 3, pp. 145-154.
7. Nakano M., Nishikawa Y., 1993, The study on the observed result during the large scale cylindrical excavation with shotcrete and rockbolt, Geotechnical engineering of hard soils-soft rocks, pp. 1535-1540.
8. Mohammad N., Reddish D.J., Stace L. R., 1997, Technicl note, The relation between in-situ and laboratory rock properties used in numerical modelling, Int. J. rock mech. min. sci. & geomech. abstr., Vol. 34, pp. 289-297.
9. Kitagawa T. & Rohde J. K. G., 1986, Design of rock support for a major Urban highway tunnel, Large rock caverns, Pergamon press, pp. 1281-1292.
10. Kitagawa T., Kumeta T., etc., 1991, Application of convergence confinement analysis to the study of preceding displacement of a squeezing rock tunnel, Rock mech. & rock Eng. Vol. 24, pp. 31-51.
11. Zdenek Eisenstein, Heinrich Heinz, 1984, On Three-Dimensional Ground Response To Tunnelling, Tunnelling in soil and rock, pp. 107-126.