

대규모 지하공동의 파괴거동 예측 및 지반제어를 위한 종합시스템

조 태 진¹⁾

Comprehensive Monitoring System for the Prediction of Failure Behavior and the Ground Control of Large Scale Underground Excavation

Tae-Chin Cho

ABSTRACT Comprehensive monitoring system for the safe and economical excavation of underground opening has been established by employing the 3 independent models each of which can i) predict the ultimate convergence, ii) assess the in-situ stresses and the elastic modulus of excavating rock, iii) calculate the time-dependent opening behavior with respect to the face advance rate and support pressure at the equilibrium state. Accuracy of each model has been verified through illustrative examples. The step-by-step procedures of comprehensive monitoring system for analyzing the rock behavior and the optimum support installation has been explained. The capability and applicability of this system to the practical excavation also has been discussed.

1. 서 론

인류사에서 지하채굴에 의한 자원획득 및 공간활용은 기원전 4만년까지 거슬러 올라가며(Bieniawski, 1984), 현대사회에서의 지속적인 채굴기술의 발달에 따라 대규모 지하굴착이 가능하게 되어 지하공간 활용기술은 국가전략 정책의 일익을 담당하는 중요한 분야로 인정되고 있다. 지하공간 기능의 다양화 및 특수목적의 활용성 확보를 위해서는 굴착심도의 증가가 필요하며, 심부굴착에 대한 경제성 제고를 위해 대규모의 지하공동 건설이 필수적으로 요구된다. 이와 같이 심부 대규모 지하공동 굴착을 위해서는 기본설계 단계에서부터 암반거동에 대한 정확한 설계자료가 필수적으로 요구되어지며, Terzaghi(1946)의 암반하중분류법을 시초로 개발된 RMR(Bieniawski, 1973), Q-system(Barton *et al.*, 1974) 등의 암반분류에 의한 설계 및 보강 자료도출은 공동굴착 과정에서 활용되는 암반특성의 정확도를 충족시키지 못하고 있다. 굴착공법의 발전과 병행하여 현재까지 개발된 암반의 제반 특성 및 거동 분석을 위한 실험적, 수치해석적 방법은 독자적인 이론적 우수성에도 불구하고 국지적으로 변화되는 현장암반의 거동을 대표할 수 없어서 분석자료의 활용에 한계성을 지닐 수 밖에

없다. 특히 절리가 분포되어 있는 현장암반의 경우 전체 지반의 역학적 거동이 무결암의 역학적 특성보다는 절리의 분포 및 밀집도와 절리면 거절기 및 절리틈의 고결정도에 크게 지배받기 때문에 무결암시료를 사용하여 실험적으로 분석된 강도 및 변형특성과 이들을 사용하여 예측되는 굴착공동에 대한 수치해석적 결과들이 현장측정 결과와 상당한 차이를 나타내게 되어 지하굴착에 대한 설계자료로서의 가치가 상실되는 경우가 상당히 존재한다. 이와 같은 문제점들을 극복하기 위하여 NATM(Rabcewicz, 1964)에서는 계측에 의한 지반 제어 및 보강량 산정에 중점을 두고 있다. 현장계측을 수행하면 굴착진행에 따른 대상 암반의 변형 및 응력변화에 따른 정확한 결과가 도출된다. 그러나 계측 결과에 대한 정확한 이해와 활용방안이 정립되지 못하면 이들 결과들은 단지 내공변위의 수렴성 또는 지중응력 분석에 의한 이완범위 산정에 그칠 수 밖에 없어 현장암반의 역학적 특성과 응력수준을 도출하기 위하여 개발된 역학적 모델링과 굴착진행에 따른 공동주위 응력변화에 근거한 보강량 산정 등을 정확하게 수행할 수 없다. 본 연구에서는 이와 같은 지하굴착에서의 난제들을 해결하기 위하여 현장계측 결과 및 실험적 암반특성 결

1) 정회원, 부경대학교 응용지질학과 교수

과를 조합하여 초기지압 및 강성도를 역해석으로 분석하고 굴착진행에 따른 지보압 산정과 거동제어를 공동 굴진속도 및 현장 암반특성에 근거하여 효과적으로 수행할 수 있는 종합시스템을 구축하였다.

2. 이론적 고찰

2.1 내공변위 분석

내공변위는 현장계측을 수행하여 용이하게 도출될 수 있는 자료이며 터널거동 양상에 대한 직접적인 분석 자료를 제공하기 때문에 다수의 통계적 분석이론들이 굴진에 따른 내공변위의 수렴성 및 최종변위량 산정을 위하여 개발되었다. 일반적으로 터널벽면에서 발생하는 굴진에 대한 내공변위는 Fig. 1에 도시된 양상을 따른다. 특정 계측단면을 기준으로 내공변위는 굴착면 도달 이전부터 f_a 함수 형태로 발생되며(Fig. 1, U_a 참조), 굴착면이 계측단면에 도달한 $x=t=0$ 시점부터 새로운 양상(f_b 함수 형태)으로 발생되어 굴착면이 기준면에서 상당히 멀어짐에 따라 최종 변위량 U_c 에 수렴하는 형태로 가정된다. 일반적으로 함수 f_a 와 f_b 는 형태적 특성이 상이하기 때문에 대부분의 통계적 분석방법은 계측기 설치 시점(x_0, t_0) 이후에 관찰된 변위량을 기준으로 함수 f_b 에 대한 회귀분석을 실시하여 최적화를 시도하며, 이를 위하여 굴착대상 암반의 역학적 거동 특성에 따라 Log 함수 및 지수함수(Panet, 1979)와 분수함수(Sulem *et al.*, 1987a) 등이 f_b 에 대한 기본함수 형태로 선정된다. Barlow and Kaiser(1987)는 보강재 설치효과를 고려하기 위하여 특정한 f_b 함수 형태를 제시하였으나 분석에 필요한 기초적인 계수들이 공동형태 및 원지반 응력에 따라 변화되어 현재까지 널리 활용되지 못하고 있다. 본 연구에서는 Sulem *et al.*(1987a)이 제시한 굴착대상 암반의 점·탄소성 변형거동에 기초한 분수함수 (1)식을 f_b 함수의 기본형태로 선정하였다.

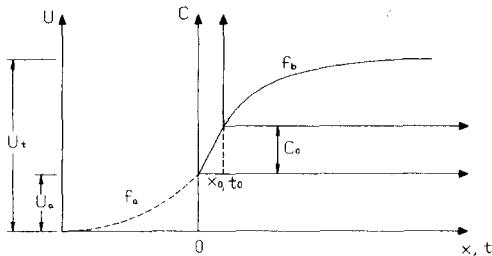


Fig. 1. Generalized form of tunnel convergence.

$$C(x, t) = C_{\infty x} g(x) \{1 + h(t)\} \quad (1)$$

$$g(x) = 1 - \left(\frac{X}{x+X} \right)^2 \quad (2)$$

$$h(t) = m \left\{ 1 - \left(\frac{T}{t+T} \right)^n \right\} \quad (3)$$

여기서,

$C_{\infty x}$: 무한대의 굴진률에 따른 내공변위

x : 막장거리

X : 굴진에 관계된 계수

t : 경과시간

m, T, n : 시간의존성 거동에 관계된 계수

Sulem *et al.*(1987a)에 의하면 (1)식은 다음과 같은 이론적 배경을 토대로 성립되었다. 터널벽면에서의 변위는 막장진행에 관계된 탄소성 거동 $C_{\infty x} g(x)$ 가 일차적으로 발생한다. 2차적으로 점성거동 $h(t)$ 가 굴진경과 시간에 관계되어 발생하며, 그 크기는 점성거동이 발생될 때까지 진행된 탄소성 변위량에 비례한다. 이에 근거하여 Sulem *et al.*(1987a)은 회귀분석에 의한 (1)식의 계수추정에 2단계 분석과정을 제안하였다. 첫 단계에서는 막장진행이 중지된 기간 또는 막장이 계측단면에서 충분히 진행된 구간에서 측정된 계측결과를 토대로 (3)식에 의하여 계수 m, n, T 를 회귀분석하여 산정하고, 둘째 단계에서 $C_{\infty x}$ 및 관계 (2)식의 계수 X 를 산정한다. 한편, 이와 같은 2단계(bistep) 분석방법은 현장계측이 충분히 수행되지 못한 경우에는 자료의 불충분성에 의해 원활한 회귀분석이 실행되기 어렵다. 본 연구에서는 계수추정을 위한 회귀분석에 Leverberg-Marquardt 방법을 도입하여 내공변위 분석 프로그램을 개발하였으며, 모든 함수의 계수들을 동시에 산정하는 전단계(unistep)방법의 타당성 검토를 위해 모의 계측자료를 토대로 2단계 분석방법과의 상대적인 정확도를 비교하였다.

가상터널의 내공변위 분석을 위한 자료도출을 위하여 (1)식~(3)식의 계수들을 Table 1에 수록된 function 값들로 가정하였다. 또한 상이한 터널 굴진속도에 대한 계측자료의 회귀분석 신뢰도를 검증하기 위하여 2가지 경우의 굴진율을 가정하였다(Fig. 2 참조). 경우 A: 굴진속도 1 m/day. 경우 B: 굴진속도 0.5 m/day ($0 \leq t \leq 30$ day), 0.0 m/day ($30 \leq t \leq 60$ day), 0.5 m/day ($t \geq 60$ day).

Table 1. Results of convergence curve-fitting.

Case A			
	function	unistep	bistep
$C_{\infty x}$	10.0	10.083	10.375
X	4.0	3.442	2.821
m	3.0	3.238	3.563
T	1.5	1.156	0.784
C_0	16.593	19.271	23.748
S		0.0677	0.1405
Case B			
	function	unistep	bistep
$C_{\infty x}$	10.0	9.739	10.315
X	4.0	4.142	3.955
m	3.0	3.018	2.976
T	1.5	1.588	1.302
C_0	19.032	18.177	20.194
S		0.1014	0.1988

$$S = \frac{1}{k} \sum_{i=1}^k \frac{|y_m - y_f|}{|y_m|} \times 100$$

y_f : function value, y_m : curve-fitting value

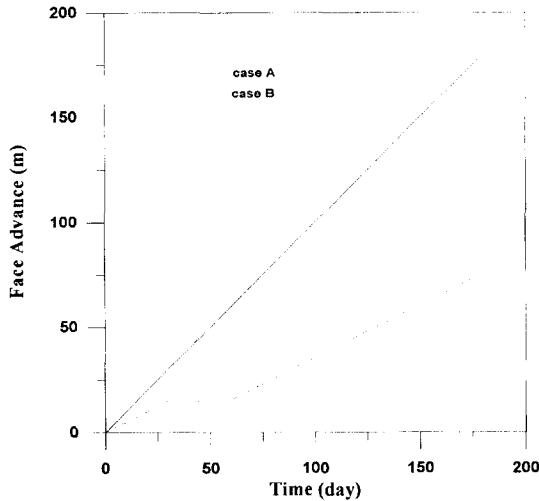


Fig. 2. Face advance rates for monitoring simulation.

day). 상이한 조건하에서 (1)식을 사용하여 도출된 굴착 진행에 따른 내공변위 변화를 Fig. 3에 도시하였다. 굴진속도가 상대적으로 높은 경우 A에 비해서 경우 B에서의 내공변위는 전반적으로 낮게 나타난다. 굴착이 중지된 30~60 day 기간동안에는 시간의존성 거동만에 의해 내공변위 증가가 매우 완만하며, 굴착이 재 진행된 60 day 이후에는 증가율이 상승하여 상당한 시간이 경과한 이후에는 경우 A의 내공변위와 거의 동등한 수준

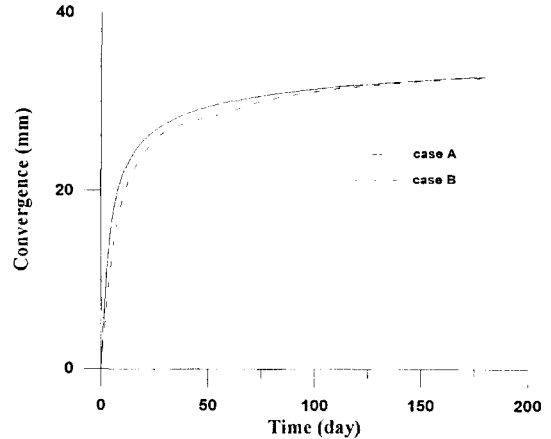


Fig. 3. Convergences for 2 different face advance rates in simulation monitoring.

으로 접근한다. 이와 같은 2가지 경우의 모의 계측자료를 대상으로 전단계(unistep) 회귀분석 및 2단계(bistep) 회귀분석을 수행한 결과를 Table 1에 수록하였다. 회귀분석자료는 현장계측 환경을 고려하기 위하여 계측기준면 통과후 5 m 굴진시점에 계측이 실시된 것으로 가정하여 해당자료를 선정하였다. 2단계 회귀분석의 경우에는 기준단면 굴착 60일 경과 이후의 자료를 대상으로 시간의존성계수 m과 T를 산정한 후 굴착거리 의존성 계수 X 및 $C_{\infty x}$ 를 산출하였다. 시간의존성함수 h(t)의 계수 n은 대부분의 분석에서 0.3으로 가정되어 사용되며, 본 연구에서도 동일한 수치를 활용하였다. 경우 A 및 B에 대한 회귀분석 결과는 Table 1에 수록된 바와 같이 전단계 및 2단계 분석 알고리즘에 대하여 계수추정 능력에 확인한 차이를 나타내진 않으나, 전단계 분석의 경우가 2단계 분석에 비해 가정된 계수치에 약간 더 근접한 수치를 산출하는 것으로 나타나고 있다. 굴진속도가 일정하게 가정된 경우 A에서 추정된 계수들을 이용하여 산정된 내공변위 거동은 계측초기 부분에서 전단계 및 2단계 분석결과가 기존자료값과 거의 일치하게 나타나지만, 계측수행 이전에 발생된 내공변위량(C_0 , Fig. 1 참조) 추정에는 2단계 분석방법에서 실제값보다 상당히 높은 결과가 산정되어 최종 내공변위가 전단계 분석결과보다 과장되게 도출된다(Fig. 4 참조). 결과적으로 회귀분석의 정확도를 지시하는 S 값도 2단계 분석방법에서 크게 산출되어(Table 1 참조) 전단계 분석방법보다 정확도가 낮은 것을 지시한다. 한편, 굴진속도가 상대적으로 낮고 굴착이 일시적으로 중지된 경우 B에서는 Fig. 5에 도시된 바

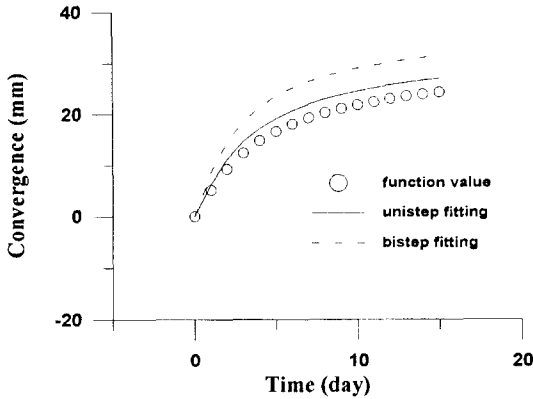


Fig. 4. Curve fittings for simulation monitoring-case A.

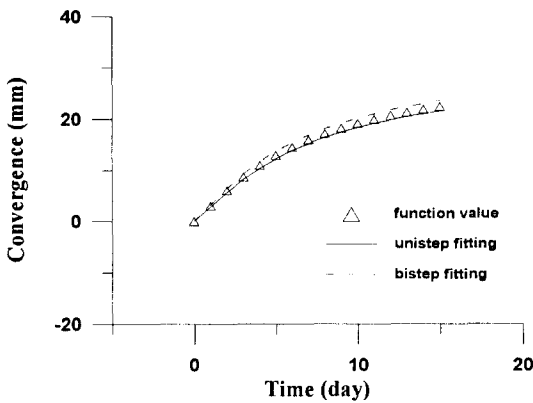


Fig. 5. Curve fittings for simulation monitoring-case B.

와 같이 전단계 및 2단계 분석법에서 공통적으로 유사한 내공변위 변화정도를 나타내고 있다. 또한 Table 1에 수록된 추정계수들도 가정된 계수치에 매우 근접되게 산출되며, 다만 방법론의 정확성 척도인 S 값만이 전단계 분석법이 약간 더 정확한 것을 지시한다. 이상의 결과들을 종합하여 볼 때 Sulem *et al.*(1987a)이 제시한 계수추정에 대한 2단계 분석법도 상당한 수준의 정확도를 나타내지만 전단계 분석법을 사용하는 것이 분석방법상의 난이도 및 상대적인 정확성을 고려할 때 더욱 현실적인 것으로 사료된다.

2.2 역해석 기법

터널굴착 현장에서 계속된 자료를 이용하여 현장암반의 역학적 상수 및 응력수준을 산정하기 위하여 역해석 기법이 제기되었다. Kavanagh(1973) 및 Cividini *et al.*(1981) 등에 의해 역해석 방법에 대한 원리들이

연구되었으며, Sakurai(1983)에 의해 역순법에 의거한 현장암반의 역학적 상수를 수치해석적으로 분석할 수 있는 알고리즘이 개발되었다. 이후에 다수의 연구자들에 의해 소성거동 및 점탄성거동까지 해석할 수 있는 방법론이 제시되었으며, 해석기법의 발달에 따라 분석 대상 영역도 확대되어졌다. 본 연구자도 절리암반의 역학적 상수를 산출할 수 있는 역해석 모델을 개발하였다(조, 1996). 유한요소법에 근거하여 구성된 이 모델에서는 암반의 역학적 상수 뿐만 아니라 각 요소절점에서의 변위산출에 근거하여 응력해석을 직접 수행할 수 있는 능력도 보유하고 있다. 또한 기존의 수치해석 모델링에서 사용되던 해석영역 경계에서의 원지반 응력 적용 대신에 (4)식을 이용한 굴착경계면에서의 등가 절점력 $\{P_0\}$ 를 산정하여 역해석 모델링에 적용하는 기법도 도입하여 분석결과와 정확도를 확보하였다.

$$\{P_0\} = \int_v [B]^T \{\sigma_0\} dv \quad (4)$$

여기서,

$[B]$: 변형률-변위 행렬

$\{\sigma_0\}$: 원지반 응력벡터

현재까지 개발된 역해석 기법들은 모의 수치해석 결과에 대하여는 이론적인 정확도를 충족시킨다. 그러나, 실제 굴착터널에 대한 역해석의 경우에는 분석과정에서 요구되는 입력자료의 정확성에 따라 현장활용성에 대한 신뢰도가 매우 변화된다. 본 연구에서는 조(1996)에 의해 개발된 역해석 모델을 지하공동의 파괴거동 예측 및 지반제어를 위한 종합시스템을 구축하는데 이용하기 위하여 역해석 수행방법에 다음의 사항을 고려하였다. 역해석을 수행하기 위하여는 모델 자체에서 두가지 계수를 기본적으로 가정한다. 첫째는 터널굴착 암반에 작용하는 수직 주응력(σ_v)이며, 특수한 경우를 제외하고는 터널 굴착심도만에 의해 수직 주응력 수준이 산정될 수 있다. 둘째는 지하구조물의 강성행렬 구축에 사용되는 굴착암반의 포아송 비이다. 포아송 비는 굴착암반의 탄성거동에 중요한 영향을 끼치는 계수이나, 암반의 경우 대체적으로 일정구간에서 변화되는 값을 갖기 때문에 실제 측정이 수행되지 않는 경우 0.2~0.3 사이에서 적당한 수치를 가정하여 역해석을 실시하고 있다. 실제로 조(1996)에 의한 수치해석 연구결과에도 포아송 비 0.15~0.27 사이에서 역해석에 의한 탄성계수 E 산정오차가 0.1% 이내인 것으로 보고되었다. 결과적으로 역해석 수행에서의 두가지 기본적 가정은 상당한

타당성을 지녀서 해석결과에 큰 영향을 끼치지 않는 다. 결국, 역해석을 수행하는데 가장 중요한 사항은 현장측정에 의한 입력자료 도출이다. 현장암반의 탄성거동에 의거한 역해석 모델링을 수행하기 위해서 굴착벽면에서 계측된 내공변위 자료를 직접적으로 사용할 경우에는 내공변위 자체에 소성 및 점성거동에 의거한 변위량이 포함되어 있기 때문에 역해석으로 산출되는 탄성계수 E 및 수평 주응력이 실제와 매우 상이하게 된다. 따라서 계측된 내공변위 자료에 대해서 2.1절에 기술된 회귀분석을 수행한 후에 터널굴진만에 의거한 탄성 내공변위를 산정하여 역해석 입력자료로 활용해야 한다. 이에 따라 본 연구에서는 굴착이 충분히 진행된 상태에서 터널벽면에서 발생하는 탄성 내공변위 산정을 위해 다음과 같은 과정을 수립하였다. 일차적으로 현장 계측자료를 이용하여 (1)식~(3)식에 의거한 회귀분석을 수행한다. 분석결과인 계수 $C_{\infty x}$ 는 터널굴진만에 의거한 탄성 내공변위를 지시한다. 이차적으로 기준 단면 굴착이전에 발생된 내공변위량을 추가한다. 이 기간동안에 발생하는 변위는 탐사터널 굴착에 의해 사전에 계측기가 설치되는 경우에만 측정이 가능하기 때문에, 대부분의 경우 수치해석적 분석을 수행하여 굴착이전 변위량을 유추하고 있다. Panet(1982) 및 Vassilev(1988)에 의해 수행된 탄성거동에 대한 수치해석 결과에 의거하면 Fig. 1에 도시된 굴착이전 변위량 U_a 는 총 변위량 U_t 에 대해 굴착형상에 따라 28~32% 정도이다. 이를 막장도달 이후 변위량에 대한 비율(α_0)로 환산하면 39~47% 정도이다. 따라서 굴착에 의해 발생하는 터널 벽면에서의 총 탄성 내공변위(C_t)는 다음의 관계식으로 산정되어 역해석 입력자료로 활용될 수 있다.

$$C_t = C_{\infty x} (1 + \alpha_0) \quad (5)$$

2.3 지보거동 분석

지하굴착에 따른 암반변형과 지보재 설치에 의한 보강효과가 Daemen(1977)에 의해 도식적으로 기술되었다. 굴착이 진행됨에 따라 터널벽면에서의 변위가 증가하며, 상대적으로 추가적인 변형을 억제하기 위해 요구되는 지보압은 감소한다. 적절한 시기에 지보재가 설치될 경우 터널벽면에서의 변위증가에 따라 지보재에 작용하는 응력도 증가하며, 최종 지보응력이 지보재의 파괴강도 이하에서 형성될 경우 보강효과가 충족된다. Hoek and Brown(1980)은 이와 같은 이론적 배경에서

원형공동에 대한 변형-지보효과를 분석할 수 있는 알고리즘을 Hoek-Brown 파괴기준을 이용하여 제시하였고, 김 등(1997)은 거제도 코어분석자료에 기초하여 지하공동 심도에 따른 필요 보강량을 산정하였다.

Hoek and Brown(1980)의 터널 변형-지보 분석방법은 굴착대상 암반의 탄소성 거동에 기초하여 수립되었으며, 보강재 설치시점에 대한 지보효과를 고려할 수 있어 일반적인 경암에서의 터널굴착에 대한 분석에 상당수준의 정확성을 기할 수 있을 것으로 사료된다. 그러나 굴착대상 암반이 연암이거나 굴진속도가 매우 낮은 경우, 즉 암반의 시간의존성 거동이 상당히 발생할 경우에는 터널 변형거동에 점성변형을 고려할 수 없어서 분석결과와 정확성이 저하된다. 이와 같은 문제점을 극복하기 위하여 Sulem *et al.*(1987b)은 원형공동에서의 시간의존성 거동에 대한 이론적 해를 Mohr-Coulomb 파괴기준 및 creep modulus(G_f)를 사용하여 구하였다. 원형공동의 반경이 r 이고, 주위 응력이 정수압 상태 σ_0 인 경우에 터널벽면에서 발생하는 반경방향 변위 u_r 은 다음과 같이 기술된다.

$$\frac{u_r}{r} = \xi(x) \cdot \eta(t) \quad (6)$$

$$\xi(x) = \frac{\lambda(x(t)) \sigma_0}{2G_0}, \text{ 탄성변형시} \quad (7)$$

또는,

$$\xi(x) = \lambda \frac{\sigma_0}{2G_0} \frac{r_0^2}{r^2}, \text{ 소성변형시} \quad (8)$$

$$\eta(t) = 1 + \frac{G_0}{G_f} f(t) \quad (9)$$

여기서,

$$\lambda(x) = 1 - \alpha_0 \left(\frac{X}{x+X} \right)^2$$

G_0 = shear modulus

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left(K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

r_p = plastic radius

$$f(t) = 1 - \left(\frac{T}{t+T} \right)^n$$

(6)식에 기술된 $\xi(x)$ 는 터널굴진에 의한 변위이며, $\eta(t)$ 는 점성거동에 의한 시간의존성 변위이다. (6)식을 (1)식에 대비시키면 $G_0/G_r = m$ 관계를 도출할 수 있다. 결과적으로 터널굴착에 의한 내공변위를 계측하여 2.1절에 기술된 회귀분석을 수행하면 분석결과인 (1)식에 대한 계수들을 이용하여 원형터널의 시간의존성 거동을 (6)식에 의거하여 이론적으로 산출할 수 있다. 따라서 굴착대상 암반이 시간의존성 거동 양상을 나타낼 경우, 특히 터널굴착이 상당기간 중지되어 있는 경우에 대해서도 지반변위에 대한 분석이 가능하며 현장 굴착조건에 부합되는 터널 변형-지보효과 분석을 원활히 수행할 수 있다.

3. 굴착제어 시스템

지하 터널 굴착현장에서 측정된 내공변위 계측자료를 기반으로 굴진속도를 고려한 터널 암반 변형거동과 지반제어를 위한 최적 지보량 및 설치시기를 분석할 수 있는 종합 시스템을 2장에서 기술된 이론적 방법들을 이용하여 다음과 같이 구축하였다. 시스템 구성에는 계측자료에 대한 회귀분석 모델, 역해석 모델 및 지반제어 모델이 상호 유기적인 관계를 유지하면서 독자적인 분석 수행이 가능하도록 배치되어 있으며, 이들 3개 모델을 이용한 시스템 분석 흐름도를 Fig. 6에 표시하였다. 굴착현장에서 계측을 수행하여 적정규모의 내공변위 자료가 축적되면 2.1절에 기술된 회귀분석 방법을 이용하여 (1)식~(3)식에 대한 계수 C_{∞} , X , T , m 을 산출한다. 회귀분석에 사용되는 함수형태의 제한성 때문에 C_{∞} 는 기준단면 굴착이전의 변위를 포함할 수 없어서 터널형상에 따른 변위량 비율 α_0 를 추정하여 $C_{\infty}(1+\alpha_0)$ 가 역해석의 최종 입력자료로 산정된다. 이와 같이 도출된 입력자료를 이용하여 역해석에 의해 굴착 현장암반의 원지반 응력 및 탄성계수를 산출한다. 한편, 역해석 모델은 이론적인 정확성에도 불구하고 상기한 바와 같이 입력자료 산정에 회귀분석상의 오차가 내재되어 있기 때문에 현장 굴착대상 암반에 대하여 탄성계수 및 원지반응력이 실험적으로 산출되어 있는 경우에는 역해석 분석과정이 생략될 수 있다. 이와 같은 분석과정이 수행되면 도출된 현장암반의 특성계수들을 이용하여 일차적으로 굴착에 대한 암반거동을 (6)식~(9)식에 의거하여 분석한다. 이 경우 소성암반 거동을 분석하기 위하여 암반 파괴기준에 대한 실험적 자료의 도

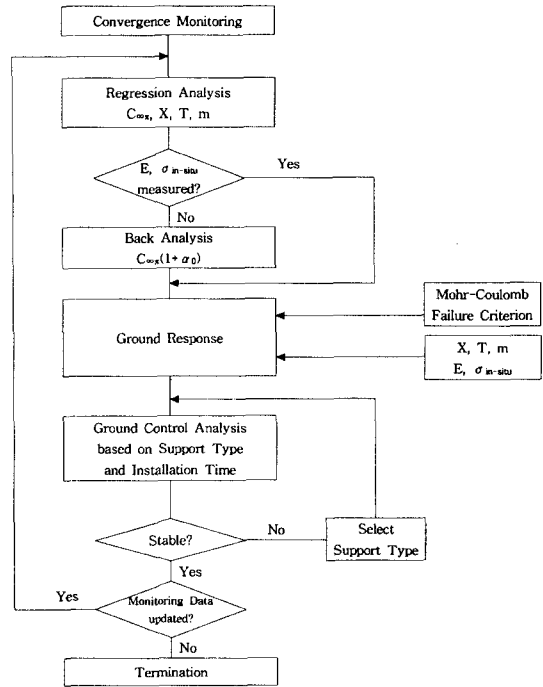


Fig. 6. Flowchart of Excavation Response-Support Control System

출이 요구된다. 암반의 시간의존적 거동은 내공변위 분석 결과인 계수 m 을 사용하여 분석된다. 굴착진행에 따른 터널 벽면에서의 거동양상이 산출되면 이차적으로 지반제어를 위해 요구되는 지보형태 및 설치시점에 대한 최적화 분석을 수행한다. 보강재 종류 및 지보량에 대한 강성도 산출방법은 Hoek and Brown(1980)과 Sulem *et al.*(1987b) 등에 수록되어 있다. 지보재의 강성도가 산정되면 최대허용 암반변위량 및 평형상태에서 지보재에 작용하는 하중들을 고려하여 최적 지보설치 시점을 반복적으로 추적한다. 설정된 지보형태에 대해 안정성이 확보되지 않은 경우에는 지보량을 변경하여 지반제어 가능성을 재분석한다. 이상과 같은 분석과정이 완료된 이후에 추가적인 현장계측자료가 상당한 정도의 변화성을 나타내면 지반제어에 대한 전체 분석과정을 반복하여 최적 제어조건을 도출할 수 있다.

4. 현장적용사례

지하굴착에서의 터널 거동 예측 및 지반제어에 대한 종합적 분석 시스템의 현장 활용성을 설명하기 위하여 현장계측자료에 근거하여 3장에서 기술된 굴착제어에

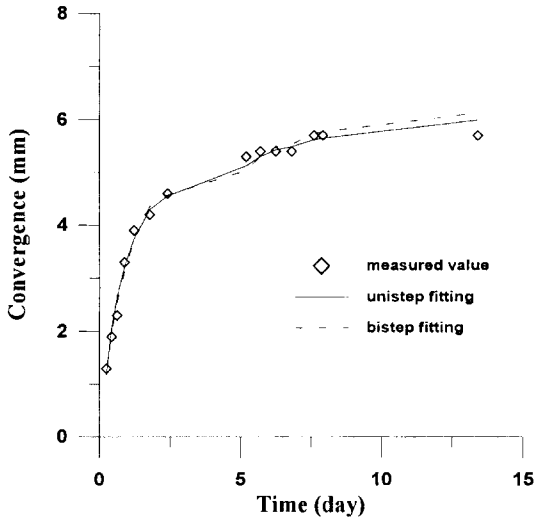


Fig. 7. Curve fittings for the convergence of Las Planas tunnel.

대한 일련의 분석을 수행하였다. 전체 분석과정에는 현장계측자료 및 굴착대상 암반에 대한 제반 실험적 자료가 요구되며 국내에서 발표된 현장사례에는 충분한 자료를 포함하고 있지 않아서 Sulem *et al.*(1987a)에 수록된 Las Planas 터널 굴착에 대한 자료를 이용하였다. Las Planas 터널은 marly soil 층에 굴착되었으며, 터널 형상은 약간 변형된 타원형태이다. 터널의 상단부분이 일차적으로 굴착되었으며, 계측지점에서 굴착후 약 14일(굴진거리 49 m) 경과된 시점까지 측정된 내공변위를 자료로 이용하여 회귀분석을 수행하였다. 2.1절에서 제시한 2단계 분석법에 대한 전단계 분석의 상대적인 우수성을 입증하기 위하여 동일 계측자료에 대해 2가지 방법을 사용하여 회귀분석을 실시하였으며 분석결과를 Fig. 7에 도시하였다. 현장계측자료에 대한 회귀분석 결과는 Fig. 4에 도시한 모의계측에 의한 결과와 매우 유사한 양상을 나타낸다. 굴착 초기 기간에 대하여는 2가지 회귀분석법에서 공통적으로 매우 정확한 분석결과를 도출하나, 최종 변위량 산정에서 2단계 분석법이 전단계 분석법보다 과장된 결과를 산출한다. 이에 따라 분석결과와 정확도를 지시하는 S 값도 전단계 분석의 경우 4.08%, 2단계 분석의 경우 5.27%로 나타나 전단계 분석법을 활용할 수 있는 근거를 제시한다.

굴착 제어분석의 다음 단계는 역해석에 의한 굴착대상 암반의 탄성계수 및 원지반 응력 추정이며, (5)식에 의거하여 총변위량을 산정한 후 역해석을 실시할 수 있

다. 그러나 역해석 결과의 정확성을 입증할 수 있는 추가자료가 미비하고, 회귀분석에 사용된 계측결과가 터널의 상단부 굴착만에 의한 것이어서 터널 형상이 원형인 것을 가정하여 유도된 지보거동 분석에 대한 (6)식~(9)식에 직접 활용할 수 없다. 또한, 종합 시스템 구축에 사용된 역해석 모델의 정확성은 조(1996)에서 입증되었기 때문에 본 논문에서는 역해석 수행에 의한 원지반 응력 및 탄성계수 산출은 생략하였다. 대신에 동일 암종인 marly soil 층에 굴착된 반경 $r=1.5$ 원형의 실험 공동에 대한 분석결과를 토대로 보강제어 분석을 수행하였다.

Sulem *et al.*(1987b)은 굴착암반에 대한 실내실험을 수행하여 $E=360$ MPa, $\nu=0.4$ 를 도출하였다. 또한 현장응력을 측정하여 원지반 응력 $\sigma_0=1.84$ MPa를 구하였다. Marly soil의 파괴기준은 일축압축강도 $\sigma_c=2.0$ MPa, 내부마찰각 $\phi=30^\circ$ 로 보고되었다. 동일 암종의 터널 계측 분석결과에 의거하여 $X=1.5$ m, $T=0.2$ day, $m=2.5$ 로 추정하였다. 실험공동의 굴진율은 초기에 1 m/day이며, 3일간의 굴착중단 이후 동일한 굴진율로 재굴착되었다. $x_0=0.2$ m 지점에서 5 cm 두께의 슛크리트가 타설되었으나 굴착이 진행됨에 따라 초기의 예측과는 상이하게 최대 슛크리트 파괴강도 0.8 MPa를 상회하는 지보압이 작용하여 슛크리트 파괴가 발생하였다. 상기한 현장암반의 특성계수들을 사용하여 산정된 굴착암반의 거동 특성을 Fig. 8에 도시하였다. a-곡선은 시간의존성 거동을 고려하지 않을 경우의

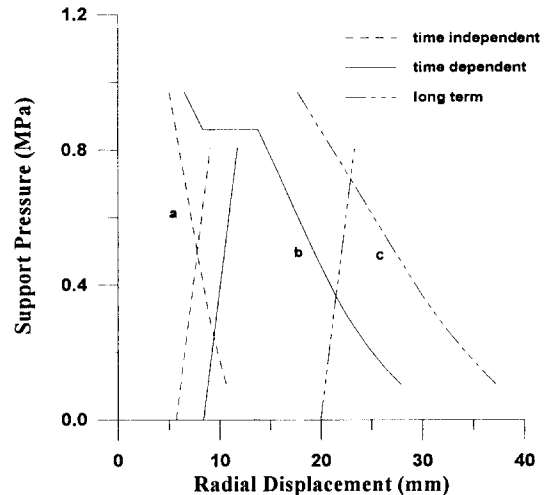


Fig. 8. Convergence-confinement analysis for 3 different rock responses.

암반거동이다. b-곡선은 굴진속도가 반영된 경우의 거동변화이며, 굴착이 중지된 기간동안의 거동이 특징적으로 나타나 있다. c-곡선은 굴진율이 매우 낮은 경우에 대한 가상적인 암반거동이며, (9)식에서 $f(t) = 1$ 을 가정하여 산출된다. Hoek and Brown(1980)의 분석기법과 유사하게 굴착에 의한 역학적 거동만을 고려할 경우(a-곡선) 보강재 설치에 의한 지반제어는 암반변위 7.93 mm, 지보압 0.523 MPa에서 평형조건을 만족시켜 안정한 지반제어가 수행된 상태로 분석된다. 그러나 시간 의존적 거동이 고려된 b-곡선을 이용한 분석에서는 암반변위 12.3 mm, 지보압 0.934 MPa로 슛크리트 최대 지보압 0.8 MPa를 초과하여 불안정한 지반제어를 지시하며, 실제로 현장 굴착시 슛크리트 파괴가 보고되었다(Sulem *et al.*, 1987b). Fig. 8에 도시된 암반거동 추세를 고려할 때 3일간의 굴착중단 없이 연속적인 굴착이 진행되었으면 상대적으로 감소된 평형상태에서의 슛크리트 지보압에 의해 안정한 보강상태를 지시할 수도 있다. 이 결과는 굴착기간중의 굴진을 변화가 보강 효과에 지대한 영향을 미칠 수 있는 단적인 예를 나타내고 있다. 한편, 굴진율이 매우 낮은 c-곡선에 의한 지보효과 분석에서는 암반변위 23.2 mm, 지보압 0.763 MPa로 슛크리트에 작용하는 응력이 파괴강도 0.8 MPa에 근접하여 안전도는 매우 낮지만 지반제어가 가능한 상태로 반전될 수 있는 가능성을 보여준다. 즉, 터널 변위가 최대 허용치를 초과하지 않을 경우에는 굴진을 저하시켜 암반에 자체적으로 형성되는 지보압을 소멸시킨 후 지보재를 설치하는 것도 지보효과를 극대화시킬 수 있는 방법이 될 수 있다는 예를 보여주고 있다.

5. 결 론

지하공동 굴착의 안정적 수행을 위해 계측자료를 이용하여 최종변위를 예측하며 원지반 응력 및 탄성계수를 산출한 후 굴진을 변화에 따른 지반거동 및 보강효과를 분석할 수 있는 종합 시스템을 구축하였다. 시스템 구축에는 3개의 독립적인 해석 모델이 사용되었으며, 개별적 해석결과를 상호 연계시켜 종합적인 분석을 수행할 수 있도록 구성하였다. 특히, 본 연구를 통하여 터널 내공변위 자료에 대한 전단계 분석이 기존의 2단계 분석보다 정확한 회귀분석 결과를 도출하는 것을 판명하여 해석과정의 용이성을 제고시켰다. 또한, 지반제어 모델의 경우 실제 굴진을 변화에 의한 영향을 암반

거동분석에 고려할 수 있어 현장굴착단계에 부합되는 지반제어를 위한 보강 시스템을 디자인하는데 필수적인 해석자료의 도출이 가능하였다. 한편 이론적 해법의 한계성에 기인하여 막장진행에 의한 암반거동분석은 현재로서는 정수압 상태에서의 원형공동이 일차적인 대상이나, 제반 굴착조건에 대한 등가 공동반경 및 응력수준 산정에 대한 연구가 진행되면 다양한 현장조건에 대해서도 신뢰성있는 분석이 수행될 수 있을 것으로 기대된다.

사 사

본 연구는 한국학술진흥재단 '96대학교수 해외과연 연구 프로그램에 의해 수행되었으며, 후원해 주신 한국학술진흥재단에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 김혁진, 조태진, 김남연, 1997, 암반-지보 거동분석에 의거한 지하굴착 지보설계에 관한 연구. 한국암반공학회지, 7권, 1호.
2. 조태진, 1996, 절리암반의 역학적 특성 분석을 위한 역해석 모델 개발. 한국암반공학회지, 6권, 1호.
3. Barlow J. P. and Kaiser P. K., 1987, Interpretation of tunnel convergence measurements, 6th Int. Cong. Rock Mech.
4. Barton N., Lien R. and Lunde J., 1974, Engineering classification of rock masses for the design of Tunnel Support. Rock Mech., Vol. 6, pp. 183-236.
5. Bieniawski Z. T., 1984, Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling. A. A. Balkema.
6. Bieniawski Z. T., 1973, Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Transactions, South African Institution of Civil Engineers, Vol. 15, No. 12, pp. 335-344.
7. Cividini A., Jurina L. and Gioda G., 1981, Some aspects of 'Characterization' problems in geomechanics. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 18, pp. 487-503.
8. Daemen J. K., 1977, Problems in tunnel support mechanics. Underground Space, Vol. 1, pp. 163-172.
9. Hoek E. and Brown E. T., 1980, Underground Excavation in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London.
10. Kavanagh K. T., 1973, Experimental versus analysis: computational techniques for the description of static material response. Int. J. Num. Method Engng, Vol. 5, pp. 503-515.
11. Panet M., 1979, Time-dependent deformations

- in underground works. 4th Int. Cong. Rock Mechanics, ISRM, Montreux, Vol. 3, pp. 279-289.
12. Panet M. and Guenot A., 1987, Analysis of convergence behind the face of a tunnel. *Tunnelling* 82, IMM, Brighton, pp. 197-204.
 13. Rabcewicz L., 1964, The New Austrian Tunneling Method. *Water Power*, pp. 453-467.
 14. Sakurai S., 1983, Displacement measurements associated with the design of underground openings. *Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics*, Kobe, pp. 1163-1178.
 15. Sulem J., Panet M. and Guenot A., 1987a, Closure analysis in deep tunnels, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 24, No. 3, pp. 145-154.
 16. Sulem J., Panet M. and Guenot A., 1987b, An analytic solution for time-dependent displacements in a circular tunnel, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 24, No. 3, pp. 155-164.
 17. Terzaghi K., 1946, Rock defects and loads on tunnel supports in rock tunneling with steel support. R. V. Proctor and T. White Eds, *Commercial Shearing and Stamping Co.*, Youngstown, pp. 15-99.
 18. Vassilev V. H. and Hrisstov T. N., 1988, Influence of the heading face and a two-dimensional calculation model of tunnel linings. *6th Int. Conf. Numerical Methods in Geomech.* Innsbruck, Vol. 3, pp. 1551-1555.