

## 절리암반 터널의 안전율 평가를 위한 수치 해석적 연구

유광호<sup>1)</sup> · 박연준<sup>1)</sup> · 강 용<sup>2)</sup>

### A Numerical Study on the Estimation of Safety Factor of Tunnels Excavated in Jointed Rock Mass

Kwang-Ho You, Yeon-Jun Park and Yong Kang

**Abstract.** Jointed rock mass can be analyzed by either continuum model or discontinuum model. Finite element method or finite difference method is mainly used for continuum modelling. Although discontinuum model is very attractive in analyzing the behavior of each block in jointed blocky rock masses, it has shortcomings such that it is difficult to investigate each joint exactly with the present technology and the amount of calculation in computer becomes too excessive. Moreover, in case of the jointed blocky rock mass which has more than 2 dominant joint sets, it is impossible to model the behavior of each block. Therefore, a model such as ubiquitous joint model theory which assumes the rock mass as a continuum, is required. In the case of tunnels, unlike slopes, it is not easy to obtain safety factor by utilizing analysis method based on limit equilibrium method because it is difficult to assume the shape of failure surface in advance. For this reason, numerical analyses for tunnels have been limited to analyzing stability rather than in calculating the safety factor. In this study, the behavior of a tunnel excavated in jointed rock mass is analyzed numerically by using ubiquitous joint model which can incorporate 2 joint sets and a method to calculate safety factor of the tunnel numerically is presented. To this end, stress reduction technique is adopted.

**Keywords :** jointed rock mass, tunnel, ubiquitous joint model, stress reduction technique, safety factor

**초 록.** 절리가 발달한 암반의 거동평가를 위한 해석적 방법은 연속체 모델과 불연속체 모델을 사용하는 방법으로 대별할 수 있으며, 연속체 모델을 사용할 경우에는 유한요소법이나 유한차분법을 이용하는 방법이 주로 사용되고 있다. 불연속체 모델은 개별 블록들의 움직임을 일일이 계산하므로 매우 매력적인 방법이지만 현재의 지반조사 기술수준으로는 지반내의 발달된 절리를 개별적으로 정확히 파악하기가 매우 어려우며, 컴퓨터의 계산용량이 너무 과다해지는 단점이 있다. 더욱이 2조 이상의 주절리군을 갖는 절리암반의 경우, 개별 블록의 거동을 모델링하는 것은 불가능하다. 따라서, 불연속면을 포함한 암반을 연속체로 가정한 편재절리 모델(ubiquitous joint model)을 이용한 연구가 요구된다. 터널의 경우에는 사면의 경우와는 달리 파괴면의 형상을 사전에 가정하기 어렵기 때문에 한계평형법에 기초한 해석법 등을 적용하여 안전율을 구하기가 곤란하다. 이러한 이유에서 터널을 대상으로 한 수치해석은 안전율을 구하기보다는 안정성을 평가하는 데만 제한적으로 사용되어 왔다. 본 논문에서는 2조의 절리군을 고려할 수 있는 편재절리모델을 이용하여 절리암반터널의 거동이 평가되었고, 수치해석에 의해 터널의 안전율을 구하는 방법이 제시되었다. 이를 위해, 강도감소기법이 사용되었다.

**핵심어:** 절리암반, 터널, 편재절리모델, 강도감소기법, 안전율

## 1. 서 론

절리가 발달한 암반의 거동평가를 위한 해석적 방법은 연속체 모델과 불연속체 모델을 사용하는 방법으로 대별할 수 있으며, 연속체 모델을 사용할 경우에는 유한요소법이나 유한차분법을 이용하는 방법이 주종을 이

루고 있다. 반면 불연속체 모델의 경우는 개별요소법을 이용하는 방법이 주로 사용되는데, 이에 기초한 방법들은 암반을 암석 블록의 집합체로 보고 블록간의 접촉력을 계산하여 가속도를 구하고, 이로부터 블록들의 속도와 변위, 회전 등을 계산한다. 이러한 불연속체 모델은 개별 블록들의 움직임을 일일이 계산하므로 매우 매력적인 방법이지만 현재의 지반조사 기술수준으로는 지반내의 절리발달사항을 정확히 파악하기가 매우 어려우며, 컴퓨터의 계산용량이 너무 과다해지는 단점이 있다. 또한, 2조 이상의 방향성이 우세한 절리가 발달한

<sup>1)</sup>정회원, 수원대학교 토목공학과 조교수

<sup>2)</sup>한국연구엔지니어링 지반공학 사업본부

원고 접수일 : 2001년 6월 1일

원고심사완료일 : 2001년 9월 19일

암반은 매우 잘게 분할되어 있어 절리의 거동을 일일이 계산하기에는 블록의 수가 과도하게 많아지므로, 불연속면을 포함한 암반을 연속체로 가정한 편재절리 모델(ubiquitous joint model) 등을 이용한 연구가 요구된다.

터널의 경우는 사면과는 달리 파괴면의 형상을 사전에 가정하기 어렵기 때문에 한계평형법에 기초한 해석법 등을 적용하여 안전율을 구하기가 곤란하다. 이러한 이유에서 터널을 대상으로 한 수치해석은 안전율을 구하기보다는 안정성을 평가하는 데만 제한적으로 사용되어 왔다(유광호 외 2명, 2000).

박연준과 Dawson(1997)은 두 조의 절리를 가진 암반에 대한 편재절리모델을 구성하여 기초의 내하력 결정에 적용하였다. 수치해석 시뮬레이션과 극한해석의 상한해(upper bound solution)를 구한 후 절리의 간격을 변화시켜 가면서 개별요소법에 의한 해들을 구하여 비교하였다.

박연준과 유광호(1998)는 임의방향으로 발달한 두 조의 절리군을 고려할 수 있는 편재절리모델을 사용하여 사면과 절리의 상대적인 방향성이 사면의 안전율에 어떠한 영향을 주는지에 관해 연구하였다.

본 논문에서는 모암을 강체(rigid body)로 간주하고, 암반의 변형 및 파괴는 절리에서만 발생하는 것으로 가정하는 편재절리모델을 이용하여, 수치 해석적으로 절리암반터널의 안전율을 구하는 방법을 제시하는 데에 그 목적이 있다. 터널의 안전율은 강도감소기법에 근거하여 계산하였다.

## 2. 전단강도 감소기법에 의한 안전율의 계산

유한요소해석으로 안전율을 구하기 위한 전단강도 감소기법은 이미 1975년에 Zienkiewicz 등에 의하여 사용된 바 있으며, 그 이후에도 Naylor(1982), Donald & Giam(1988), Matsui & San(1992), Ugai(1989), Kobayashi(1990), Ugai & Leshchinsky(1995) 등에 의하여 사용된 바 있다.

사면이나 둑, 제방 등에 있어서 안전율은 '파괴를 막을 수 있는 최소 전단강도와 실제 지반의 전단강도와의 비'라고 정의된다(Bishop, 1955). 즉 안전율은 실제 물질과 가상의 물질, 혹은 실제 지반의 강도와 지반이 붕괴될 때의 가상 지반 강도와의 비를 비교함으로써 구할 수 있다. 따라서 안전율은 Duncan(1996)이 지적했듯이 지반의 실제 전단강도를 파괴가 일어나기 시작하는 강도로 줄이기 위하여 나눈 값이 된다고 할 수 있다.

유한요소법을 이용한 사면해석에서 안전율은 실제

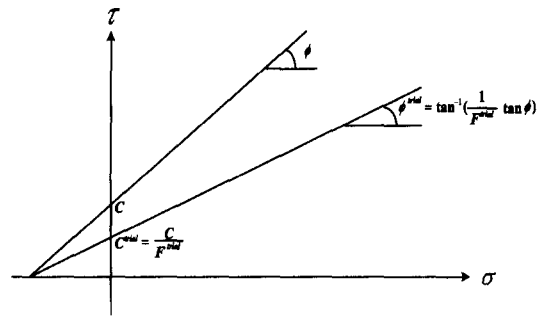


Fig. 1. A relationship between the actual strength and a strength reduced by a trial safety factor (After Park and You, 1998).

지반의 강도를 사면의 파괴가 발생할 때까지 점진적으로 감소시켜가며 해석을 반복 수행하여 구할 수 있다. 만일 탄성-완전소성 구성 방정식과 연상유동법칙(associated flow rule)이 적용될 경우, 전단강도 감소기법으로 구해진 안전율은 분할법(slice method)에 의하여 구해진 안전율과 일치하며, 유일한 값을 가진다. 이 값은 탄성정수나 초기응력(initial stress), 혹은 응력 경로(stress path)와 무관하다(Dawson et al., 1999).

사면안정 해석에서 전단강도 감소기법을 사용하려면 실제 지반의 점착력  $c$ 와 내부 마찰각  $\phi$ 를 시험 안전율  $F^{trial}$ 로 나누어 일련의 해석을 반복 수행한다. 이때 시험 안전율과 이에 의해 감소된 지반 물성치는 Fig. 1에 나타낸 바와 같이 원래의 물성을 선형적으로 감소시킨 것이며 원래의 물성과는 다음의 관계를 갖게 된다.

$$c^{trial} = \frac{1}{F^{trial}}c \quad (1)$$

$$\phi^{trial} = \arctan\left(\frac{1}{F^{trial}}\tan\phi\right) \quad (2)$$

본 연구에서는 한계상태를 찾기 위해, 점진적으로 전단강도를 낮추어 가며 찾는 방법(incremental search)을 사용하였다. 즉 초기 시험 안전율을 0.5로 정하고 이 결과가 수렴하면 시험안전율을 다시 0.5 간격으로 증가시켜가며(즉 1.0, 1.5, 2.0 등) 해석을 수행한다. 이 때 해석에 사용되는 지반의 강도는 점차 감소하게 된다.

만일, 2.0에서 해석결과가 수렴하지 않을 경우, 실제 안전율은 1.5에서 2.0 사이의 값을 가지게 되므로 1.5에서부터 0.1 간격으로 다시 시험안전율을 증가시켜가며 해석을 수행한다.

다시 1.8에서 결과가 수렴하지 않으면, 실제 안전율은 1.7에서 1.8 사이에 존재하므로 1.7에서부터 0.02 간

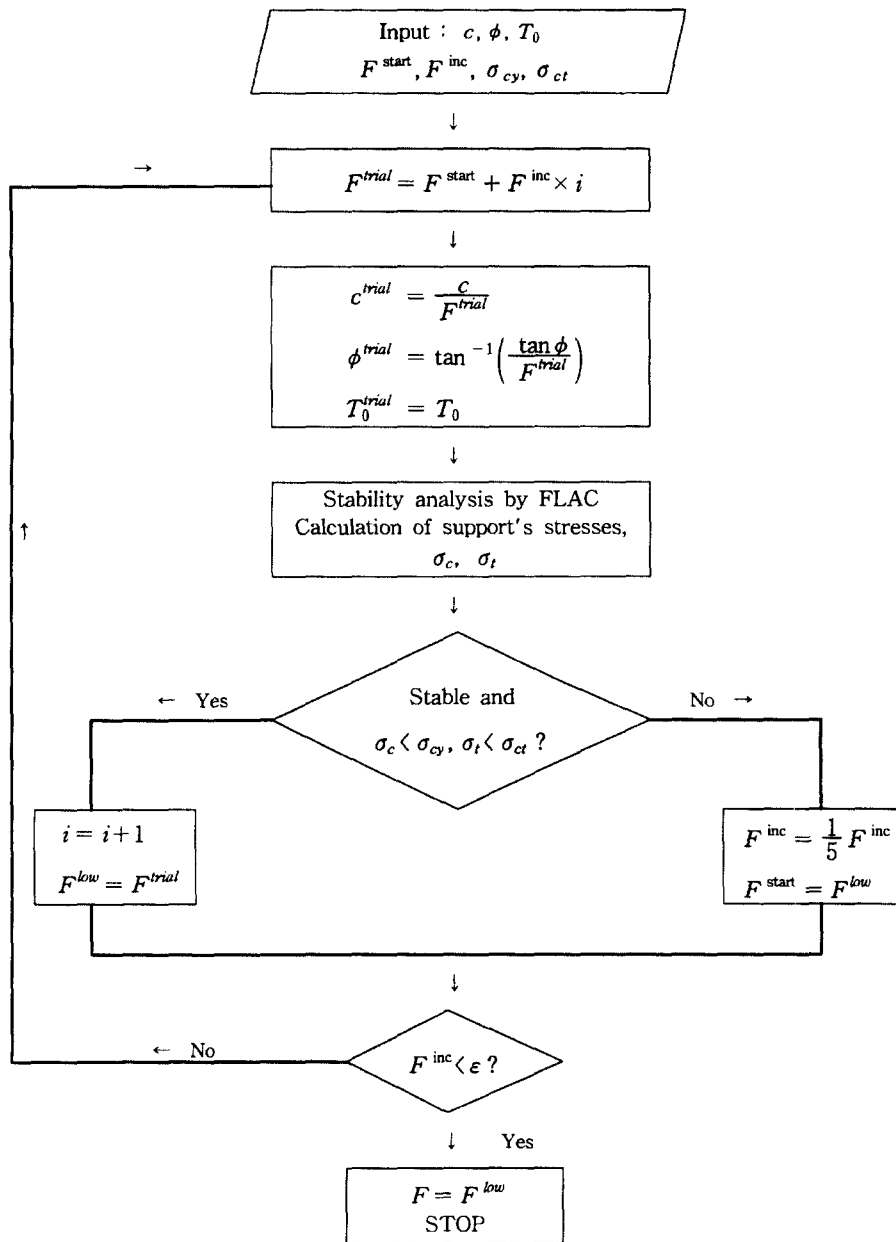


Fig. 2. Flow chart for the calculation of safety factor (You et al., 2000).

격으로 시험안전율을 증가시켜가며 해석을 수행한다. 만일 해석 결과가 1.76에서 수렴하지 않으면 실제 안전율은 1.74에서 1.76 사이의 값이므로 1.75를 해석 단면의 안전율로 취한다.

숏크리트 지보재로 보강된 경우에는, 해석결과가 수렴하게 되더라도 파괴가 된 지보재가 있는지를 지보재

의 압축강도( $\sigma_c$ )와 인장강도( $\sigma_t$ )를 허용압축강도( $\sigma_{cy}$ )와 허용인장강도( $\sigma_{ct}$ )와 각각 비교하여 검색하고, 파괴된 지보재가 존재하는 경우에는 터널이 불안정한 것으로 판단한다.

이상과 같이 안전율을 구하는 과정을 도식적으로 나타내면 Fig. 2와 같다.

**Table 1.** Rock, supports and joint properties.

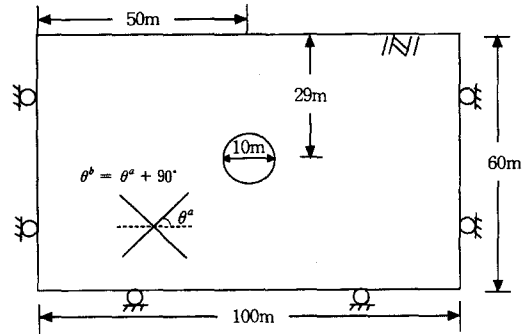
rock property				shotcrete property			joint property	
rock condition	density (kg/m <sup>3</sup> )	Young's modulus(Pa)	Poisson's ratio	Poisson's ratio	thickness (m)	Young's modulus(Pa)	cohesion (Pa)	friction angle (°)
fair	2,600	6.9×10 <sup>9</sup>	0.25	0.20	0.2	5×10 <sup>9</sup>	1×10 <sup>3</sup> ~1×10 <sup>5</sup>	30~45

**3. 절리 암반터널의 수치해석**

본 연구에서는 절리가 우세한 암반터널의 안정성 해석에 있어서 터널 주위의 거동을 파악하고, 편재절리모델의 적용 가능성을 살펴보기 위하여 연속체 해석 프로그램인 FLAC을 이용하였다. 이를 위해 터널주위의 변위속도, 응력분포, 파괴면의 양상 및 안전을 등을 파악하였다. 특히, 터널의 안전율은 전 절에서 설명된 전단강도 감소기법에 근거하여, FLAC의 내장언어인 FISH로 작성된 프로그램에 의해 구하였다.

터널의 해석단면은 원형단면으로 직경(D)은 10 m로 가정하였으며, 암반터널의 굴착은 응력해방을 고려하지 않은 전단면 굴착으로 가정하였다. Table 1은 해석에 사용된 지반, 지보재 및 절리의 물성치를 보여주는데, 이는 경기도 건설안전 관리본부(1999)가 발주한 탄도-송탄간 도로 확·포장공사 실시설계 터널해석을 위해 조사된 기존 적용사례와 기존 문헌을 토대로 산정된 값들이다. 지반은 균열 및 절리가 다소 발달되어 있는 암반 상태에 해당하는 RMR이 61~80에 속하는 보통암에 해당하는 일반적인 물성치이며, 절리의 물성에 대해서는  $c_j, \phi_j$ 가 각각 1×10<sup>3</sup>, 1×10<sup>4</sup>, 1×10<sup>5</sup> Pa와 30, 35, 40, 45°를 적용하였다. 터널이 위치한 암반 내 절리조건의 영향성을 검토하기 위해 절리의 방향성에 대해서는 첫째 절리군 'a'의 경사각(dip angle)을 0, 15, 30, 45°로 변화시켜가며 해석을 수행하였다. 이 때 둘째 절리군 'b'는 절리군 'a'와 직교하도록 하였다

Fig. 3과 같이 해석영역의 크기는 터널 굴착에 의한 주변지반의 거동을 보다 정확히 파악하기 위해 터널 중심으로부터 해석영역의 지표면 경계는 약 3D(D, 터널 직경), 좌·우 경계는 5D, 하부 경계는 3D로 하였으며, 좌우 경계는 수평변위를, 바닥 경계는 수직변위를 구속



**Fig. 3.** Configuration of a rock tunnel with two perpendicular joint sets (intact rock :  $\gamma=2,600 \text{ kg/m}^3, E=6.9 \times 10^9 \text{ Pa}, \nu=0.25$ , joint :  $\phi_j=30\sim45^\circ, c_j=1 \times 10^3 \sim 1 \times 10^5 \text{ Pa}, K_0=1.0$ ).

하였다. 또한, 초기응력 조건을 재현하기 위해 사용된 축압계수는 1.0이었다.

임의 방향의 수직인 2조 절리군을 고려한 편재절리모델을 이용하여 암반터널의 해석을 수행하는데 있어서 보강효과를 조사하기 위해 원형터널을 보강하지 않는 무보강, 인버트를 제외한 나머지 부분만을 슛크리트로 보강한 부분보강, 전체를 슛크리트로 보강하는 전체보강으로 나누어 실시하였다. 해석에 있어서 슛크리트 지보재는 빔(beam) 요소로 모델링되었다. 또한 절리를 포함한 암반 내에 터널을 굴착할 경우, 절리에 의한 터널의 상호거동 판단과 요소 크기에 대한 민감도 분석을 위해 암반터널 주위의 요소 크기를 0.5, 1.0, 2.0 m로 적용하여 해석을 실시하였다. 절리 물성치의 크기가 원형터널의 안전을 해석에 어떠한 영향을 미치는지 검토하기 위하여 값을 각각 1×10<sup>3</sup>, 1×10<sup>4</sup>, 1×10<sup>5</sup> Pa과 30, 35, 40, 45°로 변화시켜가며 해석을 실시하였다. 보강효과 및 민감도 분석을 위해 사용된 해석 조건을 종합하여 정리하면 Table 2와 같다.

**Table 2.** Sensitivity analysis.

support	FLAC mesh size (m)	dip angle of joint 'a' (°)	joint property	
			$c_j$ (Pa)	$\phi_j$ (°)
no partial full	0.5	0, 15, 30, 45	1×10 <sup>3</sup> , 1×10 <sup>4</sup> , 1×10 <sup>5</sup>	30, 35, 40, 45
	1.0	0, 15, 30, 45	1×10 <sup>3</sup> , 1×10 <sup>4</sup> , 1×10 <sup>5</sup>	30, 35, 40, 45
	2.0	0, 15, 30, 45	1×10 <sup>3</sup> , 1×10 <sup>4</sup> , 1×10 <sup>5</sup>	30, 35, 40, 45

### 4. 터널의 안전율 평가

안정성 해석 시 임의방향으로 발달한 두 조의 절리군을 고려할 수 있는 편재절리모델을 사용하여 절리의 방향에 따라 터널의 안전율에 어떠한 영향을 주는지 검토하였다.

절리암반터널의 지보재 보강유무에 따른 원형터널의 안정성을 검토하기 위하여 무보강, 부분보강, 전체보강으로 나누어 해석하였으며, 범용 프로그램인 FLAC의 요소 크기에 대한 영향을 알아보기 위해 요소 크기를 0.5, 1.0, 2.0 m로 변화시켜 가며, 총 9가지 경우에 대해 해석을 수행하였다.

#### 4.1 무보강 시의 안전율

Table 3은 직교하는 2조 절리군을 포함한 암반에 대한 무보강 원형터널의 안정성 해석에 있어서 안전율을 검토한 결과를 정리한 것이며, Fig. 4와 5는 절리 'a'의 경사각에 따른 안전율의 경향을 절리 물성치( $c_j, \phi_j$ )에 따라 보여주고 있다. 무보강 원형터널의 안전율 해석에 있어서 요소 크기 0.5, 1.0 m에서의 일반적인 경향을 살펴보면, 절리 'a'의 경사각이 30°인 경우가 4가지 경사각 중 가장 적은 안전율을 주고, 0°와 45°인 경우에 가장 큰 안전율을 줄 수 있었다. 무보강 시

요소 크기가 0.5 m와 1.0 m인 경우, 경사각에 따른 안전율의 변화 양상이 유사하게 나타났다. 따라서 요소 크기가 작을수록 더욱 정확한 터널의 거동을 평가할 수 있지만, 무보강 시 원형터널의 직경(D)이 10 m인 경우에는 대체로 요소 크기는 1 m 정도이면 충분한 결과를 얻을 수 있을 것으로 판단된다. 반면, 요소 크기가 2.0 m인 경우에는 경사각에 따른 안전율이 거의 일정하게 나타나, 경사각에 대한 영향은 거의 볼 수 없었다. 또한, 절리의 물성치가 증가함에 따라 안전율이 점점 크게 나타났으며,  $1 \times 10^3 \sim 1 \times 10^5$  Pa 내에서 변하는 점착력 값에 따른 안전율의 변화폭이 30°~45° 내에서 변하는 값에 따른 안전율의 변화폭에 비하여 크게 나타남을 알 수 있었다.

Fig. 6과 7은 요소 간격이 1.0 m이고, 절리 조건이  $c_j = 1 \times 10^3$  Pa,  $\phi_j = 30^\circ$ 이고, 각각 절리 'a'의 경사각이 0°와 45°인 원형터널의 무보강 시 전단변형률 속도 (shear strain rate)를 도시한 것으로, 무보강 시 원형터널의 파괴 양상은 주로 천단부에 국부적인 파괴가 발생함을 알 수 있었다.

#### 4.2 부분보강 시의 안전율

Table 4는 직교하는 2조 절리군을 포함한 암반에 대한 인버트를 제외한 나머지 부분만을 보강한 부분보강

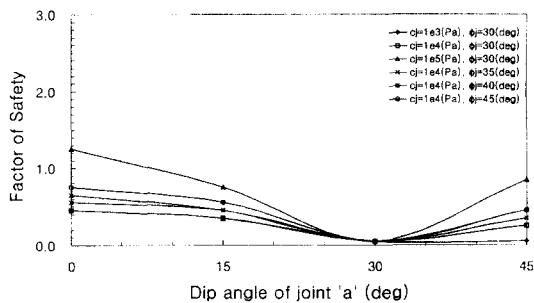


Fig. 4. Safety factor vs dip angle of joint 'a' in the case of an unsupported circular tunnel (mesh size = 0.5 m).

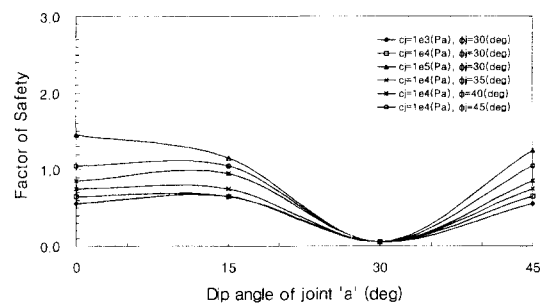


Fig. 5. Safety factor vs dip angle of joint 'a' in the case of an unsupported circular tunnel (mesh size = 1.0).

Table 3. Safety factor of an unsupported circular tunnel.

joint property		factors of safety with varying dip angles of joint 'a'											
c (Pa)	φ (°)	mesh size = 0.5 m				mesh size = 1.0 m				mesh size = 2.0 m			
		0°	15°	30°	45°	0°	15°	30°	45°	0°	15°	30°	45°
$1 \times 10^3$	30	0.45	0.35	< 0.1	< 0.1	0.55	0.65	< 0.1	0.55	0.75	0.65	0.65	0.75
$1 \times 10^4$		0.45	0.35	< 0.1	0.25	0.65	0.65	< 0.1	0.65	0.85	0.65	0.65	0.85
$1 \times 10^5$		1.25	0.75	< 0.1	0.85	1.45	1.15	< 0.1	1.25	1.75	1.75	1.65	1.95
$1 \times 10^4$	35	0.55	0.45	< 0.1	0.35	0.75	0.75	< 0.1	0.75	1.05	0.85	0.85	0.95
	40	0.65	0.45	< 0.1	0.45	0.85	0.95	< 0.1	0.85	1.25	0.95	0.95	1.15
	45	0.75	0.55	< 0.1	0.45	1.05	1.05	< 0.1	1.05	1.35	1.15	1.15	1.35

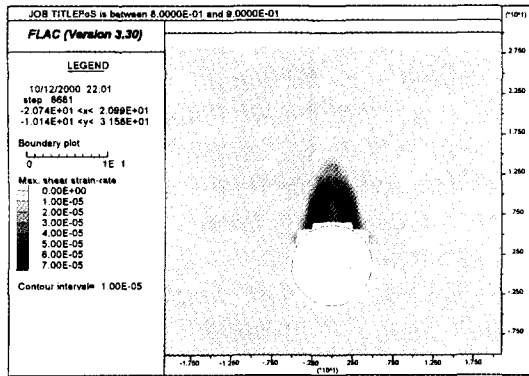


Fig. 6. Typical failure mechanism of an unsupported circular tunnel (dip angle of joint 'a' = 0°).

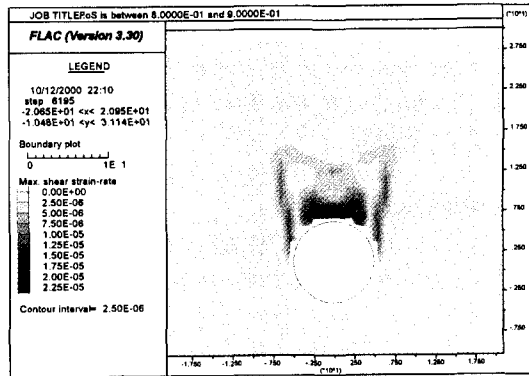


Fig. 7. Typical failure mechanism of an unsupported circular tunnel (dip angle of joint 'a' = 45°).

원형터널의 안정성 해석에 있어서 안전율을 검토한 결과이며, Fig. 8과 9는 절리 'a'의 경사각에 따른 안전율의 경향을 절리 물성치( $c_j, \phi_j$ )에 따라 보여주고 있다. 부분보강 원형터널의 안전성 해석에 있어서 요소 크기가 0.5 m인 경우, 절리 'a'의 경사각 변화에 따른 안전율은

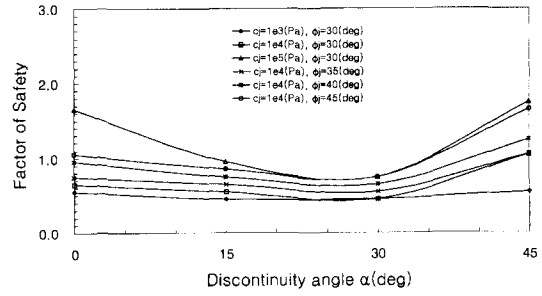


Fig. 8. Safety factor vs dip angle of joint 'a' in the case of a partially supported circular tunnel (mesh size = 0.5 m).

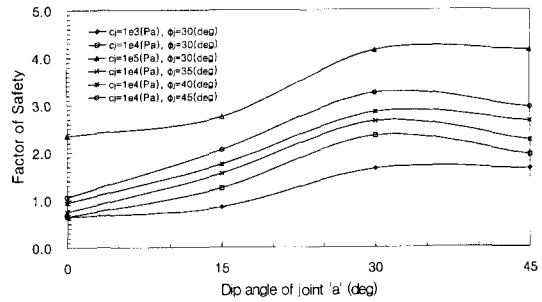


Fig. 9. Safety factor vs dip angle of joint 'a' in the case of a partially supported circular tunnel (mesh size = 1.0 m).

절리 'a'의 4가지 경사각 중 경사각이 30°인 경우가 최소 안전율을 주어 가장 불안정하였고, 경사각이 0°, 45°인 경우 최대 안전율을 주어 무보강인 경우와 유사한 경향을 보였다. 반면, 요소 크기가 1.0 m와 2.0 m에서는 절리 'a'의 경사각이 30°인 경우에 최대 안전율을 나타내어 경사각에 따른 일반적인 안전율의 경향과 다른 결과를 얻을 수 있었다. 일반적 경향 분석(trend analysis)을 위한 curve fitting의 결과를 Fig. 8과 9에서 볼 때, 안전율이 실제로 최소가 되는 경사각은 30°보다 다소 작은 각도이며, 최대가 되는 경사각은 30°보다 약간 큰 각도임을 추론할 수 있다.

Table 4. Safety factor of a partially supported circular tunnel.

joint property	factors of safety with varying dip angles of joint 'a'												
	mesh size = 0.5 m				mesh size = 1.0 m				mesh size = 2.0 m				
c (Pa)	$\phi$ (°)	0°	15°	30°	45°	0°	15°	30°	45°	0°	15°	30°	45°
1×10 <sup>3</sup>	30	0.55	0.45	0.45	0.55	0.65	0.85	1.65	1.65	2.55	1.35	2.55	1.05
1×10 <sup>4</sup>		0.65	0.55	0.45	1.05	0.65	1.25	2.35	1.95	2.65	1.35	3.45	1.05
1×10 <sup>5</sup>		1.65	0.95	0.75	1.75	2.35	2.75	4.15	4.15	5.25	2.45	6.25	1.85
1×10 <sup>4</sup>	35	0.75	0.65	0.55	1.05	0.75	1.55	2.65	2.25	3.05	1.65	3.95	1.25
	40	0.95	0.75	0.65	1.25	0.95	1.75	2.85	2.65	3.85	1.95	4.85	1.45
	45	1.05	0.85	0.75	1.65	1.05	2.05	3.25	2.95	3.85	2.35	5.35	1.75

요소 크기의 영향은 부분보강 해석의 경우와는 달리 요소 크기가 0.5, 1.0, 2.0 m로 커질수록 안전율은 더욱 커짐을 볼 수 있는데, 이는 단위 길이 당 지보재에 작용하는 응력이 요소 크기가 작을수록 커지기 때문인 것으로 추측되며, 따라서 부분보강인 경우 0.5 m 보다 작은 크기의 요소를 사용하는 것이 신뢰할 만한 결과를 얻을

수 있을 것으로 판단된다.

Fig. 10과 11은 부분보강 원형터널의 대표적인 전단 변형률 속도를 도시한 것으로 각각 요소크기가 0.5 m와 1.0 m였다. 요소 크기가 0.5 m, 1.0 m일 때, 파괴 활동면은 절리 'a'의 경사각이 0°, 30°에서 보강재의 끝 부분에서 국부적인 파괴가 발생하며, 절리 'a'의 경사각이 15°, 30°인 경우는 원형터널의 하단부에서 지표에 근접한 부분까지 파괴영역이 확대되었다. 그러나 요소 크기가 2.0 m에서는 보강재의 휨압축응력에 의한 지보재의 파괴가 발생하였다.

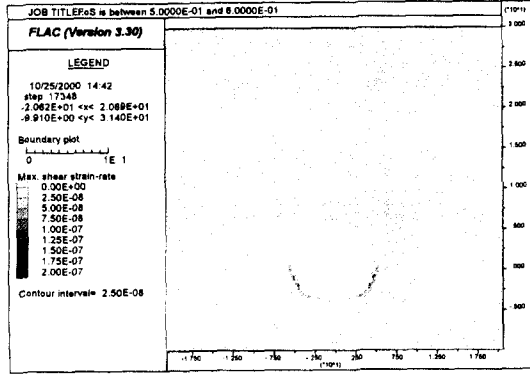


Fig. 10. Typical failure mechanism of a partially supported circular tunnel (dip angle of joint 'a' = 0°).

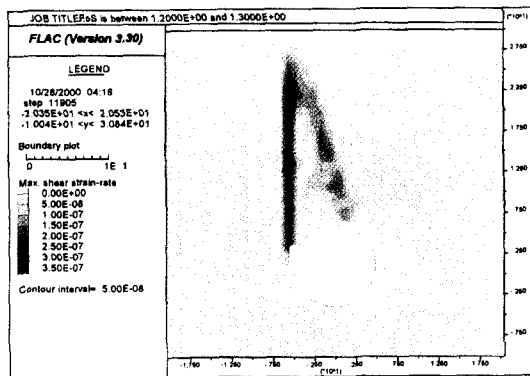


Fig. 11. Typical failure mechanism of a partially supported circular tunnel (dip angle of joint 'a' = 15°).

### 4.3 전체보강 시의 안전율

Table 5는 인버트를 포함하여 전체를 폐합한 전체보강 원형터널의 안정성 해석에 있어서 안전율을 검토한 결과이며, Fig. 12와 13은 절리 'a'의 경사각에 따른 안전율을 절리 물성치( $c_j, \phi_j$ )에 따라 표현한 것이다. 요소 크기가 0.5 m인 경우, 전체보강 원형터널의 안정성 해석에 있어서 경사각의 변화에 따른 안전율은 절리 'a'의 경사각이 0°, 15°인 경우에 안전율이 최하가 되는 경향을 보였다. 요소 크기가 1.0 m인 경우는 요소 크기가 0.5 m일 때와는 달리 15°가 30°보다 안정한 결과를 얻었다. 반면, 요소 크기가 2.0 m인 경우에 경사각에

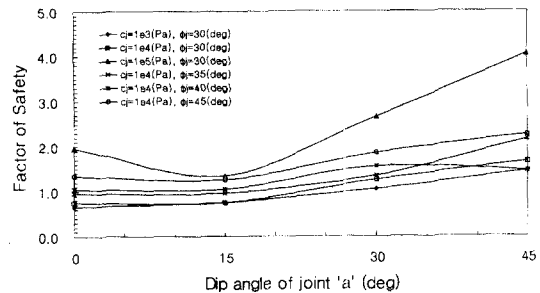


Fig. 12. Safety factor vs dip angle of joint 'a' in the case of a fully supported circular tunnel (mesh size = 0.5 m).

Table 5. Safety factor of a fully supported circular tunnel.

joint property	factors of safety with varying dip angles of joint 'a'											
	mesh size = 0.5 m				mesh size = 1.0 m				mesh size = 2.0 m			
c (Pa) $\phi$ (°)	0°	15°	30°	45°	0°	15°	30°	45°	0°	15°	30°	45°
$1 \times 10^3$	0.65	0.75	1.05	1.45	1.05	3.25	2.05	5.55	3	9	131	11
$1 \times 10^4$	0.75	0.75	1.25	1.65	1.15	3.05	2.75	3.35	3	10	90	71
$1 \times 10^5$	1.95	1.35	2.65	4.05	3.05	3.15	4.05	6.65	5	14	11	21
35	0.95	0.95	1.35	2.15	1.45	4.15	3.05	6.15	3	11	101	81
$1 \times 10^4$	1.05	1.05	1.55	1.45	2.05	3.45	2.55	8.05	3	14	151	81
45	1.35	1.25	1.85	2.25	2.05	4.55	3.25	8.35	5	16	11	11

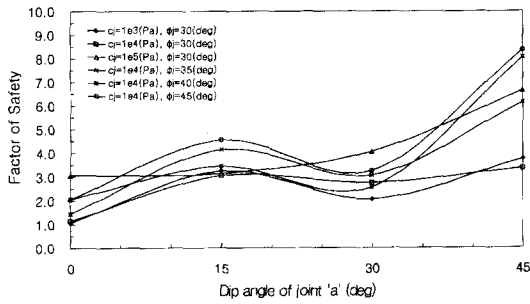


Fig. 13. Safety factor vs dip angle of joint 'a' in the case of a fully supported circular tunnel (mesh size = 1.0 m).

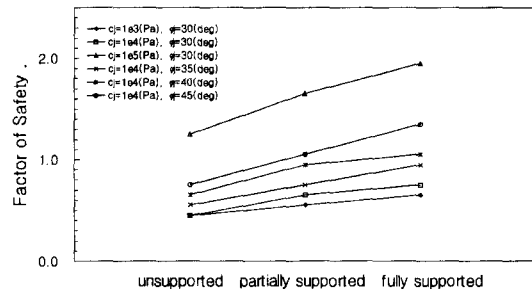


Fig. 16. Supporting effect when dip angle of joint 'a' = 0° and mesh size = 0.5 m.

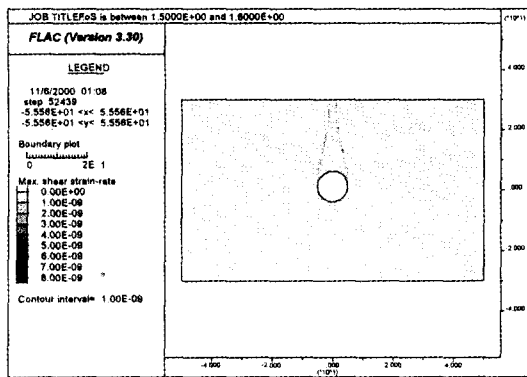


Fig. 14. Typical failure mechanism of a fully supported circular tunnel (dip angle of joint 'a' = 0°).

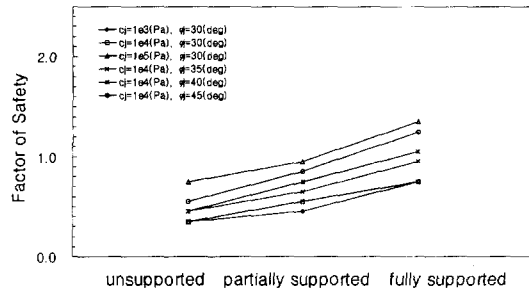


Fig. 17. Supporting effect when dip angle of joint 'a' = 15° and mesh size = 0.5 m.

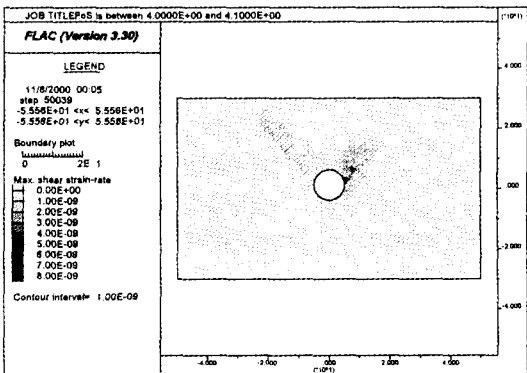


Fig. 15. Typical failure mechanism of a fully supported circular tunnel (dip angle of joint 'a' = 45°).

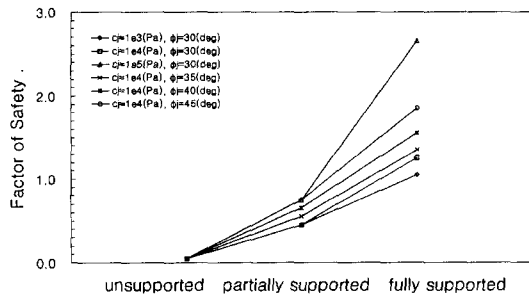


Fig. 18. Supporting effect when dip angle of joint 'a' = 30° and mesh size = 0.5 m.

대한 안전율의 양상은 절리 'a'의 경사각이 30°, 45°에서 예상과 달리 상당히 크게 나타났는데, 이에 대한 추후 검증이 필요할 것으로 판단된다.

요소 크기의 영향은 부분보강 해석의 경우에 비하여 요소 크기가 0.5, 1.0, 2.0 m로 커질수록 안전율이 크게 증가하였다.

Fig. 14와 15는 전체보강 원형터널의 요소 크기가 0.5 m일 때, 절리 'a'의 경사각에 따른 전단변형률 속도를 도시한 것이다. 일반적인 파괴양상을 보면 대체로 파괴 활동면이 터널로부터 지표면까지 연장되고 있음을 알 수 있었다.



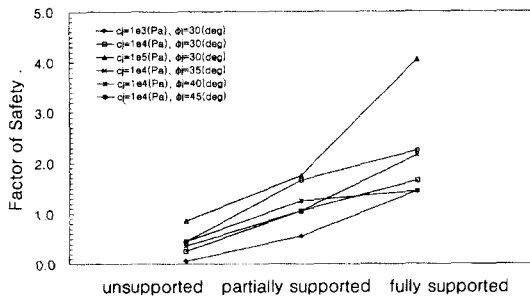


Fig. 19. Supporting effect when dip angle of joint 'a' = 45° and mesh size = 0.5 m.

4.4 보강효과

Fig. 16에서 19까지는 지보재의 보강유무에 따른 안전율을 도시한 것이다. 그림에서 보듯이 보강유무에 따라 안전율이 뚜렷이 증가하는 양상을 알 수 있으며, 따라서 보강효과가 증가됨을 알 수 있다. 요소 크기가 0.5 m일 때, 무보강에 대하여 절리 'a'의 경사각이 0°인 경우, 부분보강과 전체보강은 각각 22~46, 44~80%, 절리 'a'의 경사각이 15°인 경우, 각각 29~55%, 80~127% 정도 증가하였다. 또한, 절리 'a'의 경사각이 30°일 때, 각각 800~1,400%, 2,000~5,200% 정도와 절리 'a'의 경사각이 45°일 때 각각 106~1,000%, 222~2,900% 정도의 증가를 보였다.

따라서 보강효과는 절리 'a'의 경사각이 30°와 45°인 경우 가장 큰 폭의 증가를 보여, 보강의 유무에 따라 원형터널의 안정성에 큰 영향을 미침을 알 수 있었고, 절리 'a'의 경사각이 0°, 15°인 경우, 무보강에 대한 전체보강이 부분보강의 증가율에 비하여 2배 정도의 증가를 보였다.

무보강 시 원형터널 상부에서 비교적 국부적인 파괴를 보였으며, 부분보강 시 원형터널 하단부의 좌·우측인 보강재의 끝 부분에서 국부적인 파괴와 경사각에 따른 지반의 파괴가 나타났다. 또한, 전체보강 시 파괴가 원형터널의 상부에서부터 지표까지 이어지는 경향을 볼 수 있었다.

5. 결 론

본 논문은 편재절리모델과 전단강도 감소기법에 근거한 FLAC의 FISH 프로그램을 이용하여 해석요소의 크기, 터널의 보강유무, 수직한 두 절리의 방향성 및 물성 등의 조건에 따라 절리암반터널의 안정성에 미치는 영향을 검토한 것으로, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있

었다. 다만, 초기응력은 축압계수 1.0을 사용하여 재현되었다.

1. 본 연구를 통하여 절리가 발달한 암반 내에 굴착된 터널의 안전을 및 파괴형상을 편재절리모델과 전단강도 감소기법에 근거하여 작성된 FLAC의 FISH 프로그램을 이용하여 효과적으로 구할 수 있었다.

2. 해석요소의 크기에 대한 영향에 대하여 직경(D)이 약 10 m인 경우, 무보강 시 원형터널의 요소 크기는 약 1 m 이내이며, 부분보강과 전체보강 시 0.5 m 이내에서 해석할 때, 신뢰할 만한 결과를 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

3. 절리의 물성치가 증가함에 따라 터널의 안전율도 증가하였으며,  $1 \times 10^3 \sim 1 \times 10^5$  Pa 내에서 변하는 점착력 값에 따른 안전율의 변화폭이 30°~45° 내에서 변하는 값에 따른 안전율의 변화폭에 비하여 더 큼을 알 수 있었다. 그러나 전체보강의 경우 보강재의 파괴 및 국부적인 지반파괴로 인하여 절리 물성치의 크기에 따른 안전율의 일반적인 경향을 따르지 않았다.

4. 지보재 보강유무에 따라 안전율이 뚜렷이 증가함을 알 수 있었다. 또한, 보강효과에 따른 원형터널의 파괴 양상은 무보강 시 원형터널 상부에서 국부적인 파괴를 보였으며, 부분보강 시 원형터널 하단부의 좌·우측인 보강재의 끝 부분에서 국부적인 파괴와 경사각에 따른 지반의 파괴가 나타났다. 반면, 전체보강 시 원형터널의 상부에서 지표부분까지 이어지는 파괴 양상을 볼 수 있었다.

종합적으로, 본 논문에서 제시된 방법은 절리가 발달한 암반터널의 설계 및 해석에 유용하게 활용될 수 있을 것으로 판단된다. 다만, 인버트를 폐합한 전체보강 원형터널에서 요소 크기가 2.0 m인 경우에 절리의 각도에 대한 안전율의 양상은 절리 'a'의 경사각 30°와 45°에서 예상하지 못한 결과를 얻었는데, 이에 대해서는 추후 연구를 통해 규명되어야 할 것이다. 또한 추후 불연속체 모델을 이용하여 구한 절리암반터널의 안전율과 비교·검증이 이루어져야 할 것이다.

참고문헌

1. 경기도 건설안전 관리본부, 1999, 탄도-송탄간 도로 확·포장공사 실시설계 터널해석 보고서, 신성엔지니어링, 1-52.
2. 박연준, Dawson E. M., 1997, 편재절리모델의 유용성과 한계성, 터널과 지하공간, 7. 3, 202-207.
3. 박연준, 유광호, 1998, 편재절리모델을 이용한 절리 암

- 반 사면의 안정성 해석, 터널과 지하공간, 8. 4, 287-295.
4. 유광호, 박연준, 배규진, 2000, 연약 암반층에 굴착된 터널의 안전을 평가, 대한터널협회 논문집, 2. 3, 47-57.
  5. Bishop A. W., 1955, The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slope, Geotechnique, Vol. 5, 7-17.
  6. Dawson E. M. & W. H. Roth, & A. Drescher., 1999, Slope Stability Analysis by strength reduction, Geotechnique, 49. 6, 835-840.
  7. Donald I. B. & S. K. Giam., 1988, Application of the Nodal Displacement Method to Slope Stability Analysis, Proc. Fifth Australia-New Zealand Conf. on Geomech., Sydney, Australia, 456-460.
  8. Duncan J. M., 1996, State of the Art Limit Equilibrium and Finite-element Analysis of Slopes, J. Geotech. Engng. Div. Am. Soc. Civ. Engrs. 122. 3, 577-596.
  9. Kobayashi M., 1990, A Study on Application of Finite Element Method to Stability and Settlement Analysis in Geotechnical Engineering, Technical Note of PHRIMT, Japan, No. 1 (in Japanese).
  10. Matsui T. and K. C. San., 1992, Finite Element Slope Stability Analysis by Shear Strength Reduction Technique, Soils and Found., 32. 1, 59-70.
  11. Naylor D. J., 1982, Finite Elements and Slope Stability, Numer. Meth. in Geomech. Proc. NATO Advanced Study Institute. Lisbon, Portugal, 229-244.
  12. Ugai K., 1989, A Method of Calculation of Total Factor of Safety of Slopes by Elasto-plastic FEM, Soils and Foundations, 29. 2, 190-195 (in Japanese).
  13. Ugai K. and D. Leshchinsky., 1995, Three-dimensional Limit Equilibrium and Finite Element Analyses: A Comparison of Results, Soils and Foundations, 35. 4, 1-7.
  14. Zienkiewicz O. C. and C. Humpheson and R. W. Lewis., 1975, Associated and non-associated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics, Geotechnique, 25. 4, 6719-689.

### 유 광 호



1984년 연세대학교 공과대학 토목공학과 학사  
 1986년 연세대학교 대학원 토목공학과 석사  
 1992년 미국 Minnesota대학교 대학원 토목공학과 공학박사  
 Tel : 031-220-2566  
 E-mail : khyou@mail.suwon.ac.kr  
 현재 수원대학교 토목공학과 조교수

### 박 연 준



1981년 서울대학교 자원공학과 학사  
 1983년 서울대학교 대학원 자원공학과 석사  
 1992년 미국 Minnesota대학교 대학원 토목공학과 공학박사  
 Tel : 031-220-2580  
 E-mail : yjpark@mail.suwon.ac.kr  
 현재 수원대학교 토목공학과 조교수

### 강 용



1999년 수원대학교 토목공학과, 학사  
 2001년 수원대학교 대학원 토목공학과, 석사  
 Tel : 02-515-4358  
 E-mail : anjella0@chollian.net  
 현재 (주)한구엔지니어링 근무