

팽창성 암석절리의 개별요소 모델링에 관한 연구

장석부¹⁾ · 문현구²⁾

A Study on Distinct Element Modelling of Dilatant Rock Joints

Seok-Bue Chang and Hyun-Koo Moon

ABSTRACT

The behaviour of a jointed rock mass depends mainly on the geometrical and mechanical properties of joints. The failure mode of a rock mass and kinematics of rock blocks are governed by the orientation, spacing, and persistence of joints. The mechanical properties such as dilation angle, shear strength, maximum closure, strength of asperities and friction coefficient play important roles on the stability and deformation of the rock mass. The normal and shear behaviour of a joint are coupled due to dilation, and the joint deformation depends also on the boundary condition such as stress or stiffness conditions. In this paper, the joint constitutive law including the dilatant behaviour of a joint is numerically modelled using the edge-to-edge contact logic in distinct element method. Also, presented is the method to quantify the input parameters used in the joint law. The results from uniaxial compression and direct shear tests using the numerical model of the single joint were compared to the analytic results from them. The boundary effect on the behaviour of a joint is verified by comparing the results of direct shear test under constant stress boundary condition with those under constant stiffness boundary condition. The numerical model developed is applied to a complex jointed rock mass to examine its performance and to evaluate the effect of joint dilation on tunnel stability.

1. 서 론

거친 암석절리의 직접전단시험 중에 전단변위의 증가에 비례하여 수직변위가 발생하는 현상을 절리의 팽창성(dilatancy)이라고 하고 이러한 수직변위를 팽창변위(dilation)라 한다. 토질역학에서 팽창성이란 조밀한 사질토의 삼축압축시험에서 부피가 증가하는 현상을 의미하는 것으로 입자의 배열이 조밀할 수록 팽창효과는 증가한다.¹⁾ 이는 절리가 거칠고 맞물림이 심할 수록 팽창성이 증대되는 것과 유사한 효과로 볼 수 있다.

절리의 전단변형은 돌기(asperity)간의 미끄러짐과 돌기가 파괴되는 전단(shearing)에 의하여 발생한다.

절리의 수직응력이 낮을 때는 낮은 마찰력과 팽창변위가 발생하여 절리의 미끄러짐이 전단변형의 주원인이 되지만, 수직응력이 높을 수록 마찰력의 증가와 팽창변위의 억제로 인하여 다수의 돌기들이 파괴되는 전단이 우세한 영향을 미치게 된다. 암반 사면에 비하여 터널은 높은 응력수준과 제한된 자유면으로 인하여 암석절리의 팽창변위는 억제되지만 돌기들에 가해지는 수직응력은 증가하여 절리의 평균수직응력을 증가시킴으로써 전단강도는 본래의 응력수준과 절리물성에 의하여 결정될 수 있는 수치보다 더 큰 값을 갖게 된다.

이러한 배경에서, Leichnitz²⁾는 종래의 일정수직하중(CNS : constant normal loading)조건 외에 팽창변

* 1995년 1월 26일 접수

1) 학생회원, 한양대학교 자원공학과 박사과정

2) 정회원, 한양대학교 자원공학과 부교수

위에 비례하여 수직하중이 증가하는 일정수직강성 (CNS : constant normal stiffness) 조건에서의 직접전단시험을 통하여 절리의 변형거동이 경계조건에 지배됨을 입증하였다. 일반적으로 재래적으로 수행되어 온 전단시험에서는 수직하중이 일정하게 유지되었으나 CNL조건은 수직방향에 일정한 하중이외에 팽창변위에 비례하는 하중이 시편의 경계에 작용하여 수직하중은 팽창변위에 따라 변하게 된다. 수직응력을 상수가 아닌 팽창변위의 함수로 설정하면 대부분의 CNL조건에서 만들어진 절리법칙은 CNS와 같은 다른 경계조건에도 적용되어 경계조건에 따라 선택적인 절리법칙을 정의할 필요는 없다.³⁾

개별요소법을 이용한 절리압반의 안정성 해석을 위하여 절리법칙은 개별요소법에서 블록간의 변-변 접촉 (edge-edge contact)에 도입되어 왔다. Belytschko 등⁴⁾은 단순한 Coulomb식을 사용하여 절리의 마찰계수를 지하공동의 안정성에 미치는 가장 중요한 변수로 고려하였고 절리의 팽창성이 절리압반의 안정성에 미치는 영향과 강체모델에 고려하는 방법에 대하여 문제를 제기하였다. 이에 Plesha⁵⁾는 팽창성이 절리법칙에 포함되지 않는 별도의 방법을 사용하여 팽창성이 전단강도에 중요한 영향을 미침을 보여 주었으나 방법상 다수의 절리가 분포하는 암반에는 적용하기가 어렵다. UDEC⁶⁾의 continuously-yielding과 Barton-Bandis 모델에는 절리법칙에 팽창성이 포함되어 있으나 종래의 단순한 실험실 시험을 통하여 매개변수를 결정하는 데 다소 어려움이 있다.

본 논문에서는 개별요소법을 이용하여 Saeb과 Amadei⁷⁾가 제시한 팽창성 암석절리를 전산모델링하여 단일절리에 대한 CNL조건에서의 직접전단시험 결과를 해석적 결과와 비교하여 모델의 타당성을 검증하였고 CNS조건과 CNL조건의 전단시험 결과를 비교하여 팽창성에 의하여 전단강도가 경계조건에 지배됨을 입증하였다. 또한 본 연구에서 개발된 모델을 추계적 (stochastic) 모델링 기법을 이용한 복잡한 암반에 굴착된 터널에 적용하여 절리의 팽창성이 터널 안정성에 미치는 효과와 기하학적으로 복잡한 문제에 대한 적용성을 평가해 보았다.

2. 팽창성 암석절리의 구성식

절리실험에 대한 문헌연구를 통하여 Saeb과 Amadei⁷⁾

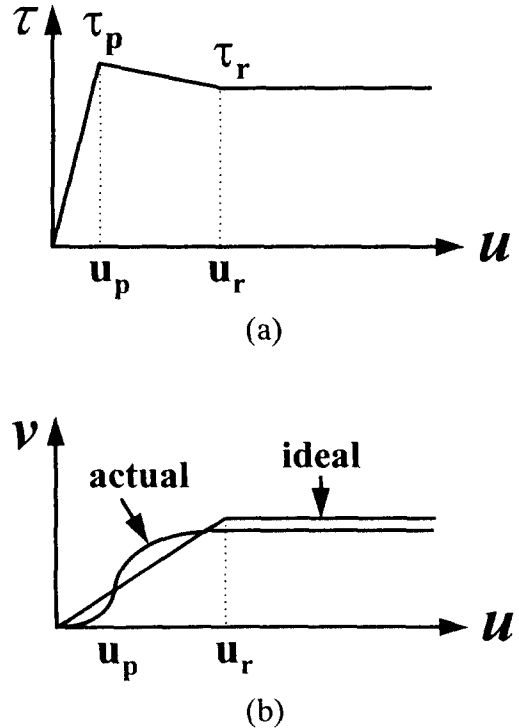


Fig. 1. Shear and dilatant behaviour of a joint.

- (a) Idealized shear stress-shear displacement curve.
 (b) Idealized dilation-shear displacement curve.

가 정리한 절리법칙은 비선형의 수직압착, 최대전단변위와 잔류전단변위를 경계로 구분되는 전단변형특성 및 전단변위와 수직응력에 지배되는 팽창특성을 갖는다.

절리의 수직압착을 음(-)으로 압축수직응력을 양(+)으로 하면 맞물린 절리(mated joint)에 대한 수직응력(σ_n) 대 수직변위(v)의 관계는 최대절리압착(V_m)에 접근하는 쌍곡선 함수로써 다음과 같다.⁸⁾

$$\sigma_n = \frac{-v k_m V_m}{V_m + v} \quad (1)$$

여기서 k_m 는 절리의 초기수직강성이고 V_m 의 크기는 일반적으로 절리두께 이하로 제한된다.

절리의 전단응력(τ)과 전단변위(u) 곡선은 Fig. 1(a)와 같이 최대전단응력(τ_p)과 잔류전단 응력(τ_r)을 경계로 세 영역으로 구분된다. 절리의 미끄러짐 파괴와 전단파괴를 고려할 수 있는 최대전단응력과 잔류전단응력은 다음과 같다.

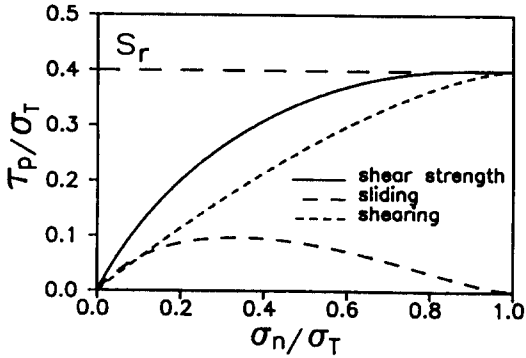


Fig. 2. Normalized shear strength-normal stress curves.

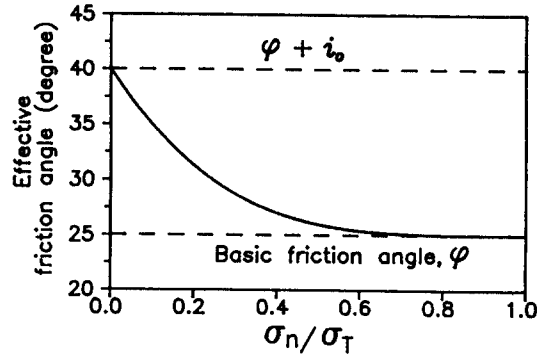


Fig. 3. Effective friction angle-normalized normal stress curve.

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi + i) (1 - a_s) + a_s S_r \quad (2)$$

$$\tau = \tau_p \left(B_0 + \frac{1 - B_0}{\sigma_T} \sigma_n \right) \quad (3)$$

여기서 ϕ 는 기본마찰각, S_r 은 돌기의 전단강도, B_0 는 매우 낮은 수직응력에서 최대전단강도와 잔류전단강도의 비, σ_T 는 신선암의 일축압축강도 이하로 간주할 수 있는 돌기의 압축강도이다. 팽창각 i 와 절리의 파괴양상과 밀접한 관계가 있는 a_s 는 다음과 같이 수직응력의 함수로써 정의된다.

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T} \right)^{k1} \quad (4)$$

$$i = \tan^{-1} \left[\left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T} \right)^{k2} \tan i_0 \right] \quad (5)$$

여기서 $k1$ 과 $k2$ 는 경험상수로서 1.5와 4가 사용되고 i_0 는 초기 팽창각이다.

팽창에 의한 수직변위증분(Δv)은 Fig. 1(b)와 같이 전단변위가 잔류상태에 이를 때까지 다음 식을 따른다.

$$\Delta v = \Delta u \tan i = \Delta u \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T} \right)^{k2} \tan i_0 \quad (6)$$

식(2)-(6)으로 표현되는 절리의 전단강도와 팽창성에 미치는 수직응력의 영향을 알아보기 위하여 정규화된 전단강도(τ_p/σ_T)와 돌기의 팽창각과 기본마찰각의 합으로 정의한 유효마찰각의 관계를 도시하였다. Fig. 2에 의하면 수직응력이 높을수록 미끄러짐보다는 전단이 우세하게 작용하여 절리

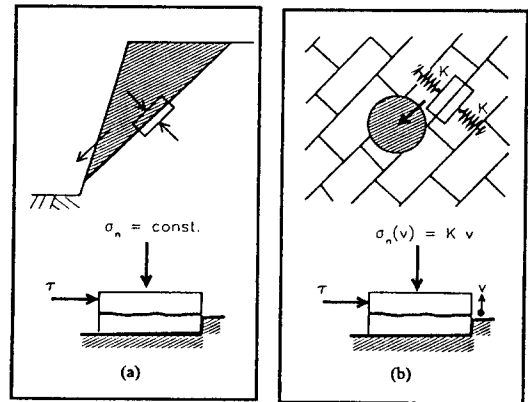


Fig. 4. Direct shear tests corresponding to different in situ boundary conditions (after Leichnitz, 1985).

의 전단강도는 점차 돌기의 전단강도와 같게 된다. 즉, (4)식에서 수직응력이 증가하면 a_s 가 증가하여 (2)식에서 절리의 마찰 미끄러짐과 관계 있는 첫 번째 항보다는 절리의 전단과 관계가 있는 두 번째 항이 우세하게 된다. 또한 Fig. 3은 수직응력이 높으면 돌기가 파괴됨으로써 팽창각이 감소하여 절리면의 마찰각이 기본마찰각에 접근함을 보여준다.

절리의 경계조건은 절리가 위치하는 현장조건에 의하여 결정된다. 예를 들면 Fig. 4(a)의 사면에 비하여 Fig. 4(b)와 같은 터널에서는 암석블록의 미끄러짐에 수반되는 팽창변위가 주변 암반에 의해 억제됨으로써 수직응력이 증가하여 절리의 전단강도가 증가한다. 이는 Fig. 2와 Fig. 3에서 보여진 바와 같이 수직응력이 증가하면 팽창변위가 감소하고 전단이 우세해짐으로써 전단강도가 증가하는 것으로 설명될 수 있다.

전단응력과 전단변위의 관계를 정의하는 모델에는

(1) 피크 전의 전단강성이 일정한 모델(constant stiffness model)과 (2) 최대전단변위(u_p)와 잔류전단변위(u_r)가 일정한 모델(constant displacement model)이 있다. 많은 문헌에 의하면 전단강성은 수직응력에 따라 변하기 때문에 본 연구에서는 일정변위모델을 선택하였다. 이때, 절리법칙은 신선압의 σ_r 와 S_r , 그리고 절리의 V_m , k_{ni} , ϕ , i_0 , B_0 , u_p 및 u_r 의 9개의 매개변수를 사용하여 표현된다.

신선압과 절리에 대한 재래적인 일축압축시험과 직접전단시험에 의하여 정량적으로 결정될 수 있는 다른 매개변수와 달리 초기팽창각 i_0 는 정량적인 결정이 제일 어려운 변수이다. 절리면의 관찰 또는 절리단면의 윤곽(profile)을 이상화하여 실험모델에 재현하는 방법이 사용되어 왔으나 이는 절리의 수많은 단면 중에서 선택된 윤곽이 절리를 대표한다고 보기가 어려운 문제가 따른다.^{5), 9)}

일반적으로 실험실 시험에서 CNL조건에서의 직접전단시험은 CNS조건보다 비교적 쉽게 수행될 수 있다. 본 연구에서는 CNL조건에서의 직접전단시험에서 얻어지는 전단과 수직변위 곡선으로부터 팽창각(i)을 결정한 후 식(5)를 통하여 초기팽창각(i_0)을 결정하는 방법을 제안한다.

3. 개별요소 모델링

개별요소법을 사용하여 준 정적(quasi-static) 문제의 해를 구할 때는 질량비례감쇠를 사용하여 블록의 진동 에너지를 산란시켜야 한다.¹⁰⁾ 감쇠가 포함된 가속도 식은 다음과 같다.

$$\frac{d^2u}{dt^2} = \frac{\sum F}{m} + \alpha \frac{du}{dt} + g \quad (7)$$

여기서, $\sum F$ 는 합력, m 은 질량, α 는 감쇠상수, g 는 중력가속도, du/dt 는 속도이다.

2차원 개별요소법에서 블록간의 상호작용을 결정하는 접촉 유형에는 변-모서리(edge-corner)와 변-변접촉이 있다. 한 점에서 접촉하는 두 물체에 대한 Hertz의 탄성접촉 이론과 Coulomb의 마찰법칙은 변-모서리접촉에 대한 이론적 바탕이 되었으나 절리와 같이 접촉면에 대해서 이루어지는 블록간의 접촉을 묘사하는 데는 한계가 있고 절리거동에 대한 많은 실험적, 이론적 결과들이 또한 접촉면에 대한 응력과 변위의 관

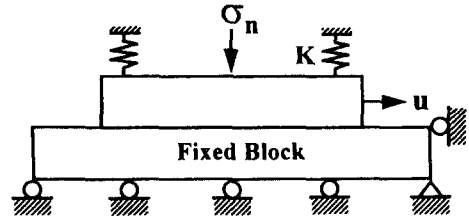


Fig. 5. Single joint test model.

계로써 정의됨에 따라 변-변접촉이 개발되었다.^{4, 5, 10)} 본 모델에서 변-변접촉은 변-모서리접촉 중에서 두 변이 거의 평행한 경우에 적용되고 블록의 회전 등에 의하여 두 변이 어떤 크기의 각을 이루게 되면 자동적으로 변-모서리접촉으로 변환된다. 정반대의 접촉유형의 변환도 가능하다.

개별요소법에서 절리법칙이 고려되는 부분의 입력은 수직변위증분과 전단변위증분이고 출력은 수직응력과 전단응력으로 각 응력성분은 변위성분으로부터 계산된다. 절리의 팽창에 의한 수직변위증분은 이에 상응하는 수직응력증분으로 치환되어 절리의 수직응력에 더해진다. 일반적으로 개별요소법에서 수직의 접촉변위는 제거해야 할 대상인 벌칙함수(penalty function)의 변수⁵⁾ 또는 수치해석 과정의 구속조건으로 고려된다. 그러나 본 연구에서는 팽창성 암석절리를 전산모델링하기 위하여 수직의 접촉변위를 물리적으로 의미 있는 절리의 압착으로 간주하였다.

주어진 하중 조건에 대하여 포텐셜 에너지를 최소화함으로써 정적 수치해를 구하는 전산 해석법과 달리 시간의 진행에 따라 운동방식의 가속도해를 직접 적분하는 explicit scheme에서는 계의 전체 에너지를 산란시키기 위하여 감쇠효과가 사용된다. 단일 절리를 형성하는 두 블록에 대한 일축압축시험에서 감쇠가 적용되지 않거나 낮은 수준의 감쇠가 적용되면 가해진 응력에 중심으로 진동이 발생하여 가해진 응력에 해당하는 평형상태의 변위에 도달하는 데 긴 시간 또는 많은 연산주기가 소요된다. 수직응력의 진동은 이의 함수인 전단응력의 진동을 초래하여 주어진 하중조건에 대하여 절리법칙을 따르는 안정된 블록의 운동을 보장할 수 없기 때문에 높은 수준의 감쇠효과를 적용하여 주어진 수직응력 또는 변위의 진동을 빠르게 제거해야 절리의 변형특성을 정의하는 매개변수들의 영향을 적절히 고려할 수 있다.

3.1 단일절리에의 적용

Table 1. Mechanical joint properties for single joint tests.

σ_r (MPa)	S_r	$\tan \phi$	i_o	V_m (mm)	k_{ni} (KPa/mm)	u_p (mm)	u_r (mm)	B_o
11.2	2.0	0.7	30°	1.0	5-20	0.1	0.3	0.8

실험에 사용된 모델은 Fig. 5와 같이 길이 30 cm, 높이 5 cm의 상반 블록과 고정된 하반 블록으로 구성되며 시험 중에 블록의 큰 회전을 방지하기 위하여 폭과 높이의 비를 6:1로 하였다. 절리면의 거칠기는 절리법칙에서 사용되는 매개변수로 표현되기 때문에 Plesha⁵⁾가 사용한 톱니 형태의 절리를 이용한 모델에 비하여 많은 수의 절리가 존재하는 블록성 암반에 적용하기가 용이하다.

이 모델을 이용하여 비선형 압착특성을 확인하기 위한 일축압축실험을 수행하였다. 또한 세 영역으로 구분되는 전단변형과 수직응력에 따른 팽창특성을 알아보기 위하여 CNL조건에서 전단변위가 일정하게 증가하는 전단실험을 수행하였다. 이 두 실험결과를 전산모델의 신빙성 검증을 위하여 해석적 결과와 비교하였고 경계조건이 절리의 변형에 미치는 영향을 알아보기 위하여 CNS조건에 대한 전단실험을 수행하여 CNL조건 결과와 비교하였다.

실험에서 사용된 절리물성의 값과 범위는 Table 1과 같다. 각 수치들은 실험논문들에서 참고하거나 적절한 물성치를 가정한 것이다.^{2, 11)}

Fig. 6은 일축압축하에서 5, 10, 20 KPa/mm의 초기 수직강성(k_{ni})에 대한 단일절리의 압착특성을 보여주는 것으로 해석적 결과와 개별요소 실험결과는 잘 일치한다. 수직응력이 증가할 수록 절리의 압착은 증가하지만 최대 절리압착에 근접할 수록 응력의 증가폭은 크고 절리압착의 증분은 현저하게 감소한다. 수직강성은 수직응력 또는 수직변위에 의존하고 초기수직강성(k_{ni})이 높을 수록 절리압착량은 감소한다.

CNL조건에서의 전단실험은 20 KPa/mm의 k_{ni} 에서 Fig. 5의 상반 블록에 2~5 MPa의 수직응력이 가해지고 수평방향으로는 일정한 속도가 유지되는 조건에서 수행됨으로써 일정한 전단변위의 증가에 대하여 전단응력이 발생하게 된다. 전산효율을 고려하여 수평방향의 속도는 실험실 실험에서 사용된 1~2 mm/min의 속도²⁾의 비하여 약 6~10배가 큰 12 mm/min가 사용되었다. 그러나 속도가 지나치게 크지 않을 때는 실험

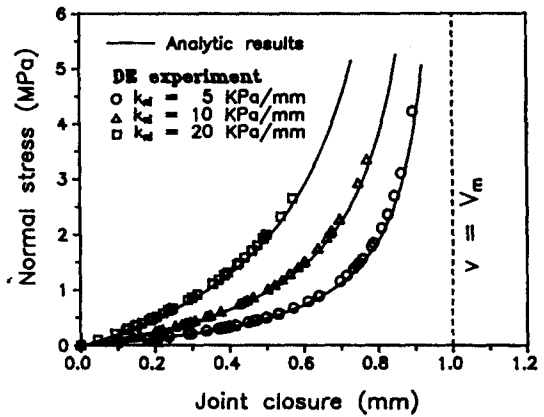


Fig. 6. Joint closure-normal stress curves for different k_{ni} values.

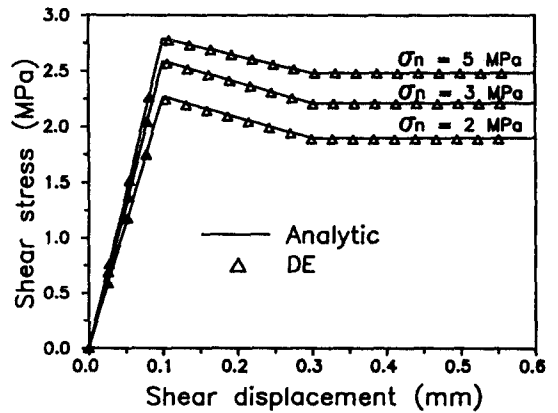


Fig. 7. Shear stress-shear displacement curves for different σ_n values under CNL condition.

결과에 큰 영향을 미치지 않는다.

Fig. 7은 전단변위의 증가에 따른 전단응력의 변화로써 해석적 결과와 개별요소 결과는 잘 일치함을 보여준다. 수직응력이 클 수록 최대전단응력이 증가하고 이에 따라 전단강성을 의미하는 피크 전의 직선의 경사와 잔류전단강도도 증가하며 최대전단응력과 잔류전단응력의 차는 감소한다. 전단변위의 증가에 대한 수직변위의 변화를 보여주는 Fig. 8에 의하면 수직응력이 높을 수록 초기의 압착량은 증가하지만 절리의 팽창에 의한 수직변위의 증가는 감소함으로써 높은 수직응력은 절리의 팽창특성을 억제시키는 경향을 보여준다. 해석적 결과와 달리 전산실험은 두 블록의 접촉변위가 0인 상태에서 시작되기 때문에 초기에 절리의 압착이 진행된 후 전단변위의 증가에 따라 수직변위가

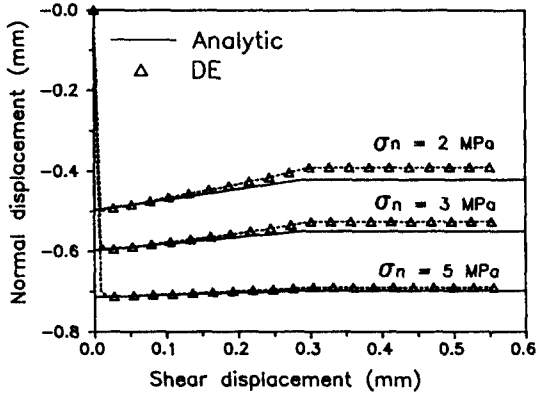


Fig. 8. Normal displacement-shear displacement curves for different σ_n values under CNL condition.

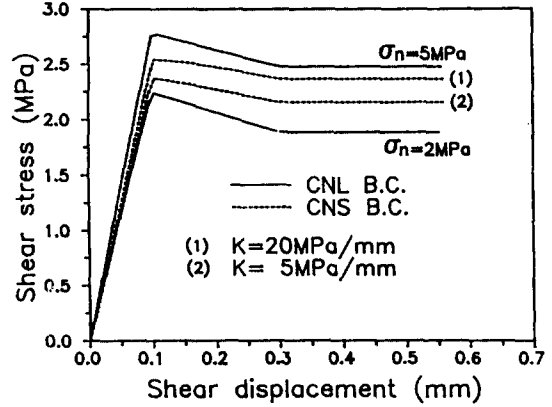


Fig. 10. Shear stress-shear displacement curves under CNL and CNS conditions.

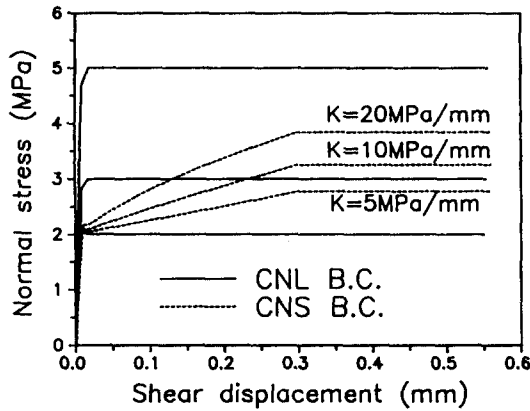


Fig. 9. Normal stress-shear displacement curves under CNL and CNS conditions.

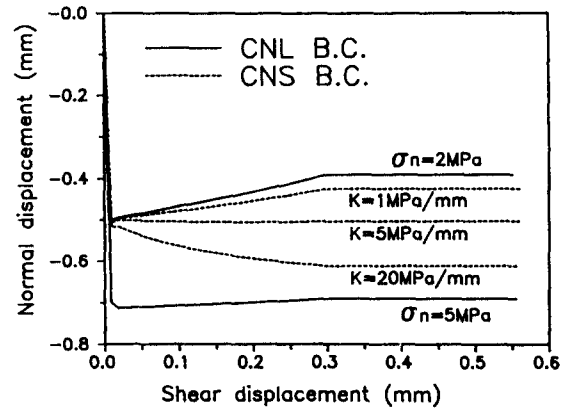


Fig. 11. Normal displacement-shear displacement curves under CNL and CNS conditions.

증가한다.

경계조건에 따른 절리의 변형특성을 파악하기 위하여 CNL조건에서의 전단실험 외에 일정한 CNS조건에서의 전단실험을 수행하였다. CNL조건 실험을 수행하기 위하여 Leichnetz는 팽창변위를 감지하여 수직응력을 통제하는 servo-control 장치를 사용하였고 Ohnish 등¹²⁾은 절리의 수직하 방향에 임의의 스프링 상수를 갖는 스프링을 설치한 장치를 사용하였다. 따라서 K는 팽창변위로부터 수직응력증분을 계산하기 위한 상수이다. 본 전단실험은 Leichnetz의 실험²⁾과 같은 방법으로 초기수직응력과 상수 K가 Fig. 5의 상반 블록에 수직으로 가해지고 전단방향으로는 일정한 속도가 주어진다. 이 때 초기응력은 일정한 수직응력조건에

서의 실험 중 가장 낮은 2 MPa가 사용되었고 K는 1~20 MPa/mm가 사용되었다. 수직방향의 스프링은 압축스프링이기 때문에 팽창에 의한 수직변위의 증가에 의해서만 작용하게 된다. Fig. 8에서 수직응력이 2 MPa이므로 팽창에 의한 수직응력의 크기를 5 MPa 이하로 조정하기 위하여 K의 최대값은 20 MPa/mm로 정하였다. 실험은 1, 5, 10, 그리고 20 MPa/mm의 K값에 대해서 수행되었다.

Fig. 9의 전단변위에 따른 수직응력의 변화곡선에 의하면 K값이 증가함에 따라 수직응력이 증가함을 알 수 있다. CNL조건에서는 절리의 수직응력이 일정하게 유지되지만 CNS조건에서는 잔류전단변위에 도달할 때까지 연속적인 수직응력의 증가가 발생하여 Fig. 10에서와 같이 전단응력이 증가하는 원인이 된

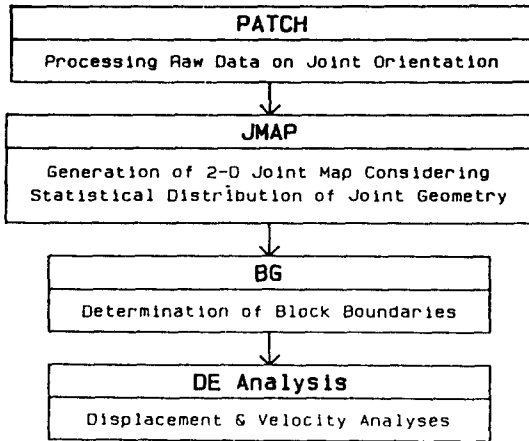


Fig. 12. Flow diagram for stochastic distinct element modelling.

다. 실험에 사용된 K의 범위에서 전단응력 곡선은 최대수직응력과 최소수직응력 조건일 때의 곡선 사이에 위치한다. 전단곡선의 특징은 최대 전단응력에 도달한 후에도 연속적인 수직응력의 증가로 인하여 최대와 잔류전단응력의 차가 감소하는 것이다. Fig. 11의 전단변위 증가에 따른 수직변위의 변화에 의하면 K가 1 MPa/mm일 때는 팽창에 의한 수직변위증가량이 감소하고, 5 MPa/mm일 때는 수직변위의 변화가 거의 없고, 20 MPa/mm일 때는 과도한 수직변위의 억제효과를 보인다.

3.2 복잡한 블록성 암반에의 적용

이미 암반 사면에 적용된 바 있는 추계적 모델링 기법은 현장 지질조사를 통하여 관찰된 절리자료로부터 개별요소해석에 이르기까지 Fig. 12의 과정¹³⁾을 거친다. 모델링 과정 중에 절리의 방위에 대한 통계처리와 절리발생에는 각각 PATCH프로그램과 JMAP프로그램이 사용되었다.¹⁴⁾ 절리도로부터 개별요소해석을 위한 블록 집합체를 구성하기 블록경계정의 프로그램 BG가 사용되었다. BG프로그램을 작성하기 위한 기본적인 기하학적 이론은 Shi 등¹⁵⁾의 방법을 사용하였고 원형, 말굽형, 거형 등과 같은 굴착면을 고려할 수 있도록 하였다.

추계적 개별요소모델링 과정 중 본 연구에서는 Table 2와 같은 3개 절리군의 기하학적 자료로부터 직접 절리를 발생시키는 과정부터 시작하였다. Fig. 13은 이상의 과정을 거쳐서 구성된 개별요소모델이다. 좌우

Table 2. Geometric properties of 3 joint sets used for distinct element analysis stochastic tunnel model.

	Joint set(1)	Joint set(2)	Joint set(3)
Dip angle	34°	76°	65°
Dip Direction	303°	107°	157°
Spacing	0.3-1.52 m	0.4-3 m	0.4-0.5 m
Persistence	3-8 m	1-4 m	0.5-2 m

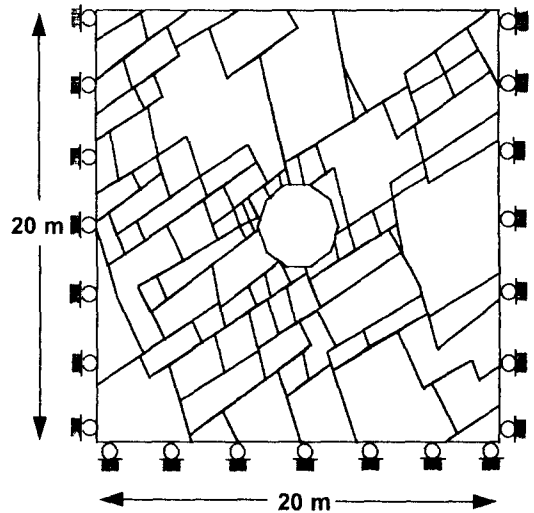


Fig. 13. Stochastic model for distinct element analysis.

측과 하부 경계의 변위는 구속되고 상부는 자유면이고 모든 블록은 중력을 받는다. 일반적인 결정적 (deterministic)모델에 비하여 추계적 모델은 개개 블록의 형태 및 크기 등이 매우 다양하여 오목한 블록이 생성되기 쉽다. 이러한 블록의 운동을 해석에 포함시키기 위하여 오목한 블록의 질점(mass center), 질량과 관성 모멘트를 정의할 수 있는 방법이 기존의 개별요소 코드¹⁶⁾에 추가되었다.

절리에 대한 물성은 Table 3과 같이 고정하고 5°, 10°, 15°및 20°의 초기팽창각에 대하여 개별요소해석을 수행하였다. 오목한 형태를 포함한 불규칙한 블록들의 맞물림으로 인하여 큰 변위는 발생하지 않았다. Fig. 14는 각각의 경우에 대하여 블록의 변위벡터를 나타낸 것이다. 모든 경우에 절리의 방향성으로 인하여 블록의 변위는 주로 터널 천장 및 우측 벽에서 발생하였고 대조적으로 좌측 벽은 매우 안정함을 볼 수 있다. 각각의

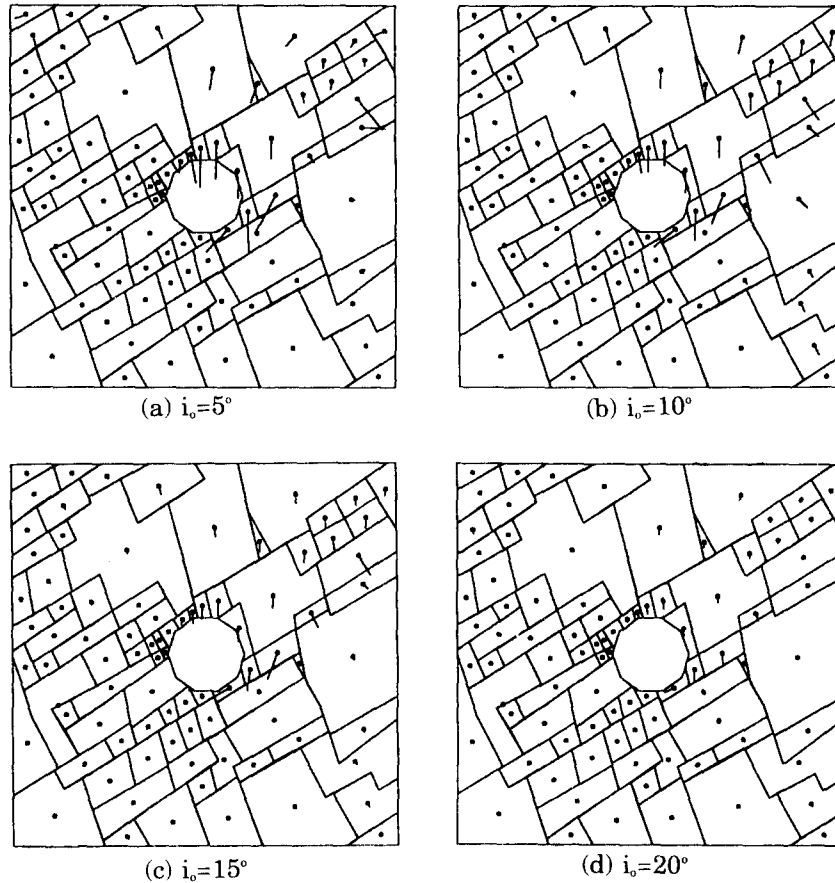


Fig. 14. Displacement vector plots for difereint i_0 values.

Table 3. Mechanical joint properties for distinct eldment analyses of a complex tunnel model.

σ_r (MPa)	S_r (MPa)	V_m (mm)	$\tan \phi$	k_{ni} (KPa/mm)	u_p (mm)	u_r (mm)	B_0
40	4	1.0	0.36	50	1	3	0.8

Table 4. Block displacement in tunnel roof with various initial dilation angle.

Initial Dilation angle(degree)	5	10	15	20
Displacement (mm)	20.18	12.51	7.77	4.22

경우에 터널연직상부의 천장에 위치한 블록의 변위는 Table 4와 같이 초기팽창각이 증가할 수록 블록의 변위가 감소함을 알 수 있다. 초기팽창각의 증가는 절리

의 유효마찰각을 증가시킬 뿐만 아니라 절리의 전단변위에 수반되는 팽창변위에 의하여 절리의 수직응력을 증가시키는 효과로 인하여 블록의 거동을 제한하여 암반의 안정성에 기여한다.

4. 결 론

개별요소법을 이용한 팽창성 암석절리의 전산모델링 및 팽창성이 터널의 안정성에 미치는 영향을 평가한 본 연구에서 얻은 결론을 요약하면 다음과 같다.

1. 개별요소법의 변-변접촉을 이용하여 팽창성에 의한 완전한 연성특성(coupling)을 갖는 절리법칙을 전산 모델링 하였다. 절리의 거칠기로 인하여 전단변위는 팽창변위를 발생시킨다. 이러한 팽창변위가 주변 조건에 의하여 억제되면 수직응력이 증가하여 마찰 저항력을 증대시킴으로써 절리의 파괴양상과 전단강도에 중요한

영향을 미친다. 자연 상태의 절리는 거칠기를 내포하고 있기 때문에 절리암반의 전산해석기구에 팽창성을 포함시키는 것은 매우 중요하다.

2. 단일절리모델을 이용한 직접전단실험결과와 해석적 결과와의 비교로 개별요소법을 이용한 팽창성 암석 절리의 전산모델에 대한 신빙성을 입증하였다. 또한 CNL과 CNS경계조건의 실험결과의 비교로부터 절리의 팽창성에 의하여 전단강도가 경계조건에 크게 지배됨을 알 수 있었다. CNL조건과 달리 CNS조건에서는 억제되는 팽창에 의한 수직변위가 부수적인 응력증분으로 변환되어 절리에 작용하는 수직응력 및 전단응력을 증가시킨다. 이 현상은 자유면이 제한되어 있고 응력수준이 비교적 높은 지하공동 주변에 위치한 블록들이 미끄러질 때 발생한다. 팽창성을 억제하는 정도는 신선암의 탄성과 같은 역학적 특성과 블록간의 배열과 같은 기하학적 특성에 의존한다.

3. 자연 상태로 분포하는 방위, 간격, 연속성 등과 같은 절리의 기하학적 특성은 통계적 분포특성을 가지고 있다. 특히 해석대상의 크기 또는 터널의 크기에 따라 다르지만 대부분 공학적 크기에서 절리의 길이는 무한하게 간주할 수 없다. 이러한 특성을 고려한 개별요소 해석은 보다 현실성이 높은 현상을 모델링 할 수는 있지만 실제 설계를 위한 안정성 해석에서는 기존의 결정적 모델보다 더 바람직하다고 주장할 수는 없다. 추계적 모델이 결정적 모델에 비하여 현실성이 높은 것은 사실이지만 실제 발생할 수 있는 결과와 어느 정도의 차이가 날것인지는 예측할 수 없기 때문이다. 반면에 결정적 모델은 발생할 수 있는 결과의 한계를 예측하는데 유용한 장점이 있다.

4. 추계적 모델링과정을 통한 복잡한 절리 분포를 갖는 터널모델의 개별요소해석을 통하여 초기팽창각의 변화에 따른 팽창성의 증대는 블록의 변위를 감소시킬 수 있었고, 본 연구에서 개발한 전산모델이 기하학적으로 복잡한 문제에 적용될 수 있음을 보였다. 따라서 절리의 역학적 특성 및 절리의 기하학적 분포 특성에 대한 민감도 해석 및 안정성 해석에 유용하게 사용될 수 있을 것이다.

사 사

이 연구는 1994년도 한양대학교 산업과학연구소 연구비 지원에 의한 것으로 이에 감사를 드린다.

부 호

CNL	: Constant normal loading
CNS	: Constant normal stiffness
k_{ni}	: Initial joint normal stiffness
V_m	: Maximum joint closure
v	: Normal displacement of joint
u	: Shear displacement of joint
σ_n	: Normal stress of joint
τ	: Shear stress of joint
τ_p	: Peak shear strength
τ_r	: Residual shear strength
u_p	: Peak shear displacement
u_r	: Residual shear displacement
ϕ	: Basic friction angle
i	: Dilation angle
i_0	: Initial dilation angle
S_r	: Shear strength of joint asperity
B_0	: Ratio of residual to peak shear strength at zero or very low normal stress ($0 \leq B_0 \leq 1$)
σ_T	: Intact rock unconfined compressive strength
K	: Applied stiffness at boundary
$\sum F$: Resultant force of block
m	: Mass of block
α	: Damping constant
g	: Gravitational acceleration
du/dt	: Velocity of block

참 고 문 헌

- 1) Lambe, T.W. & Whitman, V.R. (1979) Soil Mechanics, SI Version, Korean student Ed., John Wiley & Sons, INC, for manufacture and distribution within the Republic of Korea.
- 2) Lechnitz, W. (1985) Mechanical properties of rock joints, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 22, No. 5, pp. 313-321.
- 3) Cuisiat, F.D.E., Hyett, A.J. & Hudson, J.A. (1990) Numerical Investigation of the boundary conditions effect on rock joint behavior, Proc. of Int. Conf. on Rock Joints, ISRM, Loen, Norway,

- A.A.Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 611-616.
- 4) Belytschko, T., Plesha, M. & Dowding, C. (1984) A computer method for stability analysis of caverns in jointed rock, *Int. J. for Num. & Ana. Methods in Geomech.*, Vol. 8, pp. 473-492.
 - 5) Plesha, M., (1987) Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation, *Int. J. for Num. & Ana. Methods in Geomech.*, Vol. 11, pp. 345-362.
 - 6) UDEC ver. 1.8 manual, Itasca Consulting Group, INC. Vol. 1-2.
 - 7) Saeb, S. & Amadei, B. (1992) Modelling rock joints under shear and normal loading, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 29, No. 3, pp. 267-278.
 - 8) Bandis, S., Lumsden, A. & Barton, N. (1983) Fundamental of rock joint deformation, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 20, No. 6, pp. 249-268.
 - 9) Harberfield, C.M. & Johnston, I.W. (1994) A mechanically-based model for rough rock joints, *Int. J. for Num. & Ana. Methods in Geomech. Abstr.* Vol. 31, No. 4, pp. 279-292.
 - 10) Lorig, L. & Hobbs, B., (1990) Numerical modelling of slip instability using the distinct element method with state variable friction laws, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol.27, No. 6, pp. 525-534.
 - 11) Yoshinaka, R. & Yamada, T. (1986) Joint stiffness and the deformation behaviour of discontinuous rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 23, No. 1, pp. 19-28.
 - 12) Ohnishi, Y. & Dhamaratne, P.G.R. (1990) Shear behaviour of physical models of rock joints under constant normal stiffness conditions, *Proc. of Int. Conf. on Rock Joints, ISRM, Loen, Norway, A.A.Balkema, Rotterdam, Netherlands*, pp. 267-273.
 - 13) 장 석부, 문 현구 (1993) 통계적 개별요소 모델링기법에 관한 연구, 제60회 한국자원공학회 학술발표회 논문집, 한국자원공학회, pp. 221-228.
 - 14) 이 근채 (1992) 통계적 절리구조 모델링과 지하공동 안정성 평가에의 적용, 한양대학교 석사학위논문, p.124
 - 15) Shi, G.H., Goodman, R.E. & Tinucci, J.P. (1985) Application of Block Theory to simulated joint trace map. *Proc. of the Int. Sym. on Fund. of Rock Joint*, pp.367-382
 - 16) Maini, T. *et al.* (1978) Computer modelling of jointed rock masses, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, p.397