

강성블록법에 의한 지반 및 지보재 해석

Analysis of Rock Masses and Rock Supports by Rigid Block Method

김문겸* 황학주** 엄인수*** 허태녕****
Kim, Moon Kyum Hwang, Hak Joo Eom, In Soo Huh, Taik Nyung

ABSTRACT

Underground structures usually consist of rock masses or concretes which can be cracked or have cracks. This study aims to develop an analysis program which can deal with the effect of discontinuous behavior due to those cracks using the block theory. It is assumed that rock masses form blocks along the discontinuity lines, and deformation within the block is relatively small. The behavior of discontinuity plane of the structures is divided into sliding along the discontinuity plane, separation of discontinuity by tensile force, and degradation of asperity angle of discontinuity plane by external force with sliding of rock masses. These behaviors are implemented using constitutive relation and relevant load-displacement relation defined through normal and shear stiffnesses. Time varying displacements and block velocities are calculated by explicit time stepping algorithm. The effect of rock supports including rockbolts is also considered, and the bending effects which occurs in relatively thin lining is also considered.

1. 서론

지하구조물에서와 같이 그 해석 대상이 불연속면을 포함하고 있을 경우, 불연속면의 거동을 수치해석하는 것이 용이하지 않다. 통상 이러한 구조체를 해석하기 위하여는 탄소성 또는 점성해석을 실시하나 이러한 해석에서는 구조체를 실제와 다른 연속체로 가정하므로, 불연속면의 거동이 지배적인 실제구조체의 거동과는 다른 해석결과를 얻게 된다.

구조체에서 불연속면의 거동은 미끄러짐, 불연속면의 분리, 그리고 불연속면의 파쇄등으로 나타난다. 이러한 불연속면의 거동은 구성방정식과 불연속면에서의 수직, 전단강성에 따른 적절한 힘-변위관계를 이용함으로써 고려될 수 있다. 또한 불연속면의 강도는 순수 암반 재료에 비하여 상대적으로 약하기 때문에, 하중이 작용할 경우 불연속면에서의 거동이 전체구조체의 거동을 지배하게 된다. 그러므로 본 연구에서는 Cundall⁽¹⁾이 제안한 기본식으로부터 암반체를 불연속면에 따라 블록으로 형성하여 해석을 한다. 또한 이러한 불연속면의 거동을 explicit 시간증분해법을 이용함으로써 시간에 따른 암반체의 거동을 해석하도록 한다.

지보재에 대해서는 암반체에 비하여 상대적으로 얇은 라이닝에 발생하는 휨모멘트를 고려하고, 블록으로 구성된 암반체의 상호거동으로 인하여 rockbolt 에 발생하는 전단거동을 고려한다.

2. 블록이론

블록의 기하학적 구성

그림 1 과 같은 x, y, z 좌표계에 있는 블록을 고려하여 보자. 블록 B_1 과 B_2 사이의 면 S 를 접촉면으로 하고 이 접촉면 S 를 따라 극부좌표계 X_L, Y_L, Z_L 을 설정

한다. 3차원 좌표계의 경우 각 블록의 자유도는 x, y, z 방향의 변위성분과 각 축에 대한 회전변위 등 6 개이며, 각 블록은 서로 관입되지 않는다고 가정한다⁽²⁾. 즉, 블록의 상대수직변위를 u_n 이라 하면

$$u_n \geq 0 \quad (1)$$

이다. 또한 블록 B_i 의 하중벡터 $\{f_i\}$ 는 식(2) 와 같이 쓸 수 있다.

$$\{f_i\}^T = \{f_x, f_y, f_z, M_x, M_y, M_z\} \quad (2)$$

두 블록의 상대적인 접선변위를 미끄러짐 (glide) 이라 하고 u_t 로 나타내면 이는 X_L, Y_L 방향으로의 전단변위의 조합형태로 표시된다.

$$u_{tXL}(s) = (\{u_2(s)\} - \{u_1(s)\}) \cdot \{v_1\} \quad (3)$$

$$u_{tYL}(s) = (\{u_2(s)\} - \{u_1(s)\}) \cdot \{v_2\} \quad (4)$$

여기서 u_{tXL}, u_{tYL} 은 상대전단변위의 X_L, Y_L 방향성분, $\{u_i(s)\}$ 는 접촉면 S 상의 한 점 s 에서의 변위벡터, $\{v_i\}$ 는 각각 극부좌표계에서 주향, 경사, 수직방향으로의 단위법선벡터이다.

수직응력 σ_n 은 수직방향의 절리의 강성 k_n 에 의해 발생되며, 수직방향의 절리의 톨은 하중에 따라 감소되는 형태를 보인다. 즉,

$$|\sigma_n| = -k_n u_n \quad (5)$$

로 표현된다. 또한 전단응력 σ_t 는 식(6) 과 같이 표현된다.

$$\sigma_{ti} = k_{si} u_{ti} \quad (6)$$

여기서 첨자 i 는 X_L 과 Y_L 의 두 방향 모두를 나타낸다. 절리의 전단에 대한 거동은 스프링계로 모형화하며, Mohr-Coulomb 의 마찰법칙의 한계에 도달할 때까지는 선형으로 본다.

블록 B_i 의 변위벡터를 식(7) 과 같이 정의한다.

* 정회원, 연세대학교 토목공학과 부교수
** 연세대학교 토목공학과 교수
*** 연세대학교 토목공학과 연구조교
**** 연세대학교 대학원 토목공학과 박사과정

$$\{u_i\}^T = \{u_{xi}, u_{yi}, u_{zi}, \theta_{xi}, \theta_{yi}, \theta_{zi}\} \quad (7)$$

블록상의 임의의 점 P(x_p, y_p, z_p)의 전체좌표계에 대한 변위 {u_p}는 식(8)에 따라 계산된다.

$$\{u_p\} = \{u_i\} + \{Q_i\} \times \{GP\} \quad (8)$$

이 식에서 {u_i}는 블록 도식에서의 변위벡터이며 {Q_i}는 전체좌표계에 대한 회전변위벡터이다. 또한 {GP}는 블록의 도심과 P점간의 거리로서

$$\{GP\} = \{x_p - x_{ci}, y_p - y_{ci}, z_p - z_{ci}\} \quad (9)$$

이다. 이 전체좌표계에 대한 P점의 변위를 전체좌표계에 대한 극부좌표계의 방향여현으로 구성되는 변환행렬 [T]를 이용하여 극부좌표계로 변환하면,

$$\{u_{pL}\} = [T] \{u_p\} \quad (10)$$

로 쓸 수 있다[7].

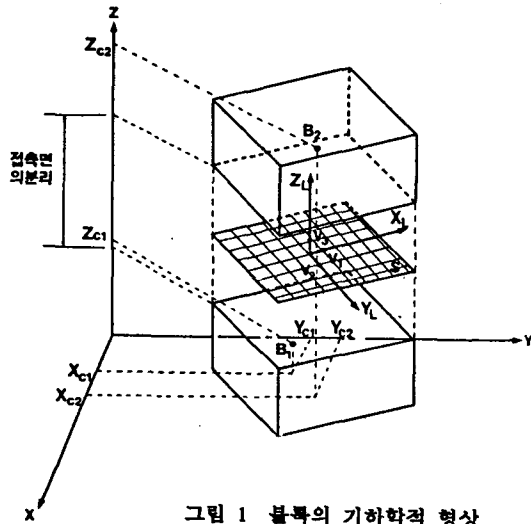


그림 1 블록의 기하학적 형상

블록 접촉면에서의 구성관계식

접촉면을 따라 발생하는 응력은 접촉면상의 한 점에서 다른 점까지 연속적으로 변화한다. 따라서 접촉면을 따라 수개의 점에 물성을 집중 (lumped) 시킬 필요가 있다. 각 질량집중점 (lumped point)에 작용하는 등가하중 {F_{ti}}와 등가모멘트 {M_{ti}}는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\{F_{ti}\} = \int_{S_{ti}} \{\sigma_i\} ds_i \quad (11)$$

$$\{M_{ti}\} = \int_{S_{ti}} \{c_{Li}Q\} \times \{\sigma_i\} ds_i \quad (12)$$

여기서 {σ_i}는 접촉면에 발생하는 응력벡터, {σ_q}는 접촉면 S_{ti}상의 한 점 Q에 작용하는 응력벡터, {c_{Li}Q}는 블록의 질량집중점 c_{Li}와 점 Q간의 위치벡터이다. 식(11)의 질량집중점에 작용하는 등가하중은 각각 수직 방향력 F_{oi}와 주향과 경사방향으로 작용하는 분력

F_{sixL}과 F_{siyL}으로 구성된다[14][16].

$$F_{oi} = k_{oi} u_{oi} \quad (13a)$$

$$F_{sixL} = k_{sixL} u_{sixL} \quad (13b)$$

$$F_{siyL} = k_{siyL} u_{siyL} \quad (13c)$$

질량집중점의 등방성 거동

각 블록의 질량집중점 c_{Li}에 대하여 θ 방향으로 접촉면에 발생하는 전단력은

$$F_{si} = k_{si}(\theta) u_{si}(\theta) \quad (14)$$

로 표현된다. 접촉면의 등가전단강성 k_{si}(θ)의 값을 알기는 어려운 일이므로 일반적으로 이 값은 θ에는 무관하고 재료의 물성에 의해 결정되는 값이라고 가정한다. 최대전단력 (F_{si})_{max}이 발생하는 방향 θ_{max}을 결정하기 위해서는 식(14)를 미분함으로써 결정할 수 있다.

$$k_{si} \frac{du_{si}(\theta)}{d\theta} = 0 \quad (15)$$

이 때, 접촉면 상의 점 c_{Li}에 작용하는 최대전단력의 방향은 최대전단변위증분의 방향과 일치하게 되고 이 경우 식(14)로부터 다음 식(16)을 쓸 수 있다.

$$(F_{si})_{max} = k_{si} (u_{sixL}^2 + u_{siyL}^2)^{1/2} \quad (16)$$

만일 전단강성 k_{si}가 θ에 영향을 받는다면 질량집중점에 작용하는 최대전단력의 방향은 최대전단변위증분의 방향과 일치하지 않는다. 식(16)에서 정의된 최대전단력은 Mohr-Coulomb의 마찰법칙에 의해 주어지는 최대전단력 F_{iallow}까지로 한다. 즉,

$$(F_{si})_{max} \leq \mu F_{oi} = F_{iallow} \quad (17)$$

이다. 만일 최대전단력이 허용전단력을 초과하게 되면 소성전단변위 u_{siP}가 발생한다. 소성변위의 발생방향은 최대전단력의 방향으로 발생한다고 보며, 그 크기는

$$|u_{siP}| = \frac{|F_{si} - \mu F_{oi}|}{k_{si}} \quad (18)$$

로 나타낸다[16].

접촉력의 블록도식으로의 변환

블록의 접촉면 S에 발생하는 응력은 질량집중점에 분포된다. 이 응력에 의해 블록도식에 작용되는 등가력 {F^(*)_{oq}}와 등가모멘트 {M^(*)_{oq}}는 다음의 식으로 부터 계산할 수 있다.

$$\{F^{(*)}{}_{oq}\} = \sum_{i=1}^n [T]^T \{F_{ti}\} \quad (19a)$$

$$\{M^{(*)}{}_{oq}\} = \sum_{i=1}^n \{D^{(*)}{}_{i}\} \times ([T]^T \{F_{ti}\}) \quad (19b)$$

이며, 여기서 {F_{ti}}는 c_{Li}에 작용되는 하중벡터이다. 그리고 {D^(*)_i}는 c_{Li}점의 좌표와 블록도식의 좌표 사

이의 거리로 정의된다. 블록 B_j 에 작용되는 전체좌표계에 대한 접속력 $\{F_j\}$ 와 모멘트 $\{M_j\}$ 는 각 등가력의 합력으로 표현된다.

$$\{F_j\} = \sum \{F^{(e)}_{oq}\} \quad (20a)$$

$$\{M_j\} = \sum \{M^{(e)}_{oq}\} \quad (20b)$$

Explicit 해석기법

본 연구에서 사용한 explicit 해석기법의 기본방정식은

$$[M] \{u\} + [C] \{u\} = \{F^{ext}\} - \{F^{int}\} \quad (21)$$

이다. 여기서 $\{u\}$, $\{u\}$ 는 각각 블록의 가속도 및 속도 벡터이며, $[M]$ 은 질량행렬이고 $[C]$ 는 감쇠행렬이다. 위의 기본방정식을 중앙차분법 (central difference method) 을 이용하여 정리하면,

$$m_i u_i^n = (F_i^{ext})^n - (F_i^{int})^n - c_i u_i^{n-1/2} \quad (22)$$

이 된다. 여기서 n 은 n 번째의 시간증분을 뜻한다.

본 연구에서는 Rayleigh 감쇠를 사용한다. 즉,

$$c_i = c_m m_i + c_k k_i \quad (23)$$

이다. 여기서 c_m 은 질량비례감쇠 (mass proportional damping) 계수이며, c_k 는 강성비례감쇠 (stiffness proportional damping) 계수이다.

식(22) 에 각 감쇠계수를 대입하여 정리하면,

$$m_i u_i^n = (F_i^{ext})^n - (F_i^{int})^n - (c_m m_i + c_k k_i) u_i^{n-1/2} \quad (24)$$

로 표시할 수 있다. 시간 $n-1/2$ 과 $n+1/2$ 에서의 속도로부터 시간 n 에서의 가속도를 구하면,

$$u_i^n = \frac{u_i^{n+1/2} - u_i^{n-1/2}}{\Delta t} \quad (25)$$

로 쓸 수 있다. 식(25) 를 식(24) 에 대입하면,

$$m_i (u_i^{n+1/2} - u_i^{n-1/2}) = \Delta t \{ (F_i^{ext})^n - (F_i^{int})^n - (c_m m_i + c_k k_i) u_i^{n-1/2} \} \quad (26)$$

이 된다. 식(26) 을 m_i 로 나눈 다음 다시 정리하면 식(27) 과 같은 속도 방정식이 된다.

$$u_i^{n+1/2} = \Delta t \{ (F_i^{eff})^n / m_i - c_m u_i^{n-1/2} + u_i^{n-1/2} \} \quad (27)$$

여기서 $(F_i^{eff})^n$ 은 유효하중으로서 식(28) 과 같이 정의된다.

$$(F_i^{eff})^n = (F_i^{ext})^n - (F_i^{int})^n - c_k k_i u_i^{n-1/2} \quad (28)$$

식(27) 을 각 시간증분과 각 자유도의 방향에 대하여 풀어서 모든 블록의 이동속도성분이 계산된다.^{[2][3][4]}

운동방정식

각 블록의 이동은 블록에 작용하는 불평형력과 불평형

모멘트의 크기와 방향에 따라 달라진다. Newton 의 제 2 운동법칙에 의하여

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{F}{m} \quad (29)$$

이다. 식(29) 의 왼쪽항을 중앙차분법을 이용하여 시간 t 에 대하여 정리하면,

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u^{n+1/2} - u^{n-1/2}}{\Delta t} \quad (30)$$

로 된다. 이 식(30) 을 식(29) 에 대입하고 다시 정리하면 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$u^{(n+1/2)} = u^{(n-1/2)} + \frac{F(t)}{m} \Delta t \quad (31)$$

또한, $n+1/2$ 에서의 변위는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$u^{n+1/2} = u^n + u^{n+1/2} \Delta t \quad (32)$$

회전변위 θ 와 각속도 θ 에 대해서도 유사한 식을 유도할 수 있다.

위에서 계산된 각 값들은 블록의 이동된 새로운 위치를 찾는 데 이용된다.

$$x_i^{n+1/2} = x_i^n + u_i^{n+1/2} \Delta t \quad (33)$$

$$\theta_i^{n+1/2} = \theta_i^n + \theta_i^{n+1/2} \Delta t \quad (34)$$

여기서 x_i 는 이동된 블록 B_i 의 도심 좌표이며, θ_i 는 도심에 대한 블록의 회전변위량이다. 각 시간증분의 반복계산에서 각 블록의 새로운 위치가 계산되고 이에 따른 새로운 블록면의 접촉응력을 발생시킨다. 이러한 계산들은 각 블록들이 평형상태를 만족할 때까지 계속 반복하여 연산한다.

블록의 안정성

각 시간증분에 대한 변위를 계산한 다음 대상 구조계가 평형상태에 이르렀는지의 여부를 판단하여야 한다. 이 평형상태에 대한 판별은 블록의 이동에 따라 발생하는 구조계의 운동에너지를 계산함으로써 알 수 있다.

$$KE_i = \frac{1}{2} m_i u_i^2 + \frac{1}{2} I_i \Omega_i^2 \quad (35)$$

여기서 Ω_i 는 블록의 각속도벡터이고 u_i 는 블록의 속도벡터이다. 또, I 는 블록의 단면 2차모멘트이고 m_i 는 블록의 질량이다. 전체구조계에 대한 운동에너지는 각 블록의 운동에너지를 모두 합하므로써 구할 수 있다.

$$KE = \sum_{i=1}^n KE_i \quad (36)$$

각 시간증분에서 이 운동에너지를 계산함으로써 전체구조계가 안정상태로 나아 가는지의 여부를 알 수 있다. 안정상태에 이르게 되면 이 운동에너지의 값이 0 이 된다.

3. 지보재의 모형화

완전 부착된 지보재의 축방향 힘-변위 관계

Gerdeen^[9]은 완전 부착된 보강재 요소의 축방향 강성 k_a 를 계산하는 데 식(37)을 이론적으로 제안하였다.

$$k_a = \pi k d_1 \quad (37)$$

여기서, d_1 는 보강재의 지름이며 k 는 다음과 같이 정의된다.

$$k = [\frac{1}{2} G_E E_b / (d_2/d_1 - 1)]^{1/2} \quad (38)$$

이식에서, G_E 는 그라우트의 전단탄성계수, E_b 는 보강재료의 탄성계수, d_2 는 구멍의 지름이다.

극한부착강도 P_{ult} 의 산정을 위하여 John과 Bruce^[6]가 제안한 식을 사용한다.

$$P_{ult} = 0.1 \sigma_o \pi d_2 L \quad (39)$$

여기서 σ_o 는 암반의 일축압축강도이고, L 은 부착길이이다.

완전 부착된 지보재의 전단력-변위관계

암반체와 지보재의 거동에서 전단강성에 대한 자료를 얻기 위하여 Gerdeen^[9]이 제안한 다음 식을 이용한다.

$$\begin{aligned} k_a &= E_b I \beta^3 \\ \beta &= [k / (4 E_b I)]^{1/2} \\ k &= 2 E_E / (d_2/d_1 - 1) \end{aligned} \quad (40)$$

여기서, I 는 보강재요소의 단면 2차모멘트, E_E 는 그라우트의 탄성계수이다. 보강재 요소에 발생하는 최대전단력 $(F_{s,b})_{max}$ 를 계산하기 위해 Bjurstrom^[10]이 제안한 식을 사용한다.

$$(F_{s,b})_{max} = 0.67 d_1^2 (\sigma_b \sigma_o)^{1/2} \quad (41)$$

여기서, σ_b 는 보강재의 항복강도이다.

보강재가 불연속면에 대해 수직으로 존재할 때 최대전단력은 일축인장강도와 그 단면적의 곱에 반경도의 값을 갖는다. 최대전단력이 이 두 항의 곱에 80-90%에 이르렀을 때 보강재는 전단력이 작용하는 방향으로 기울어 지게 된다. 최대전단력 $(F_{s,b})_{max}$ 는 식(42)로부터 계산할 수 있다.

$$\begin{aligned} (F_{s,b})_{max} \\ = (F_{s,b})_{max} [1 + \{ \sin(\cos\theta_o, \Delta u_s) \cdot \cos(\theta_o) \}] / 2 \end{aligned} \quad (42)$$

여기서, θ 는 불연속면과 지보재의 각도, $(F_{s,b})_{max} = \pi d_1^2 \sigma_b / 4$ 이고, Δu_s 는 전단변위의 증가량이다. $\theta_o = 0^\circ$ 일 때는 $\theta_o = 90^\circ$ 일 때의 약 50% 정도의 $(F_{s,b})_{max}$ 값을 갖는다.

지보재요소의 수치해석모형

하나의 불연속면을 포함하고 있는 암반속에서 인장력을 받지 않고 완전히 부착된 보강재에 생기는 변형률은 불연속면 주위에 집중되어 존재한다. 이러한 보강재의 거동특성은 수치해석모델의 기본이 된다.

전단변위가 불연속면을 따라 발생할 때 보강재는 그림 2와 같이 변형을 일으킨다고 가정한다. 불연속면에서 전단거동을 하는 동안 임의의 각도로 변형되는 길이를 활동길이(active length)라고 한다. 그림 3에 나타난 바와 같이 불연속면에 위치한 두개의 스프링을 가정하고 보강재의 축에 대해 평행하게, 또는 수직인 방향으로 움직인다고 가정하자. 전단변위가 발생하면, 축방향 스프링은 활동길이에 평행하게 움직이고 전단스프링은 그림 3(b)에 보인 바와 같이 원래의 방향에 수직인 채로 존재한다. 수직변위가 불연속면에 작용할 때도 이와 유사한 거동을 하게 된다^{[6][10]}.

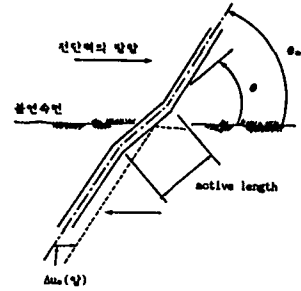


그림 2 전단변위 Δu_s 가 발생한 후의 보강재

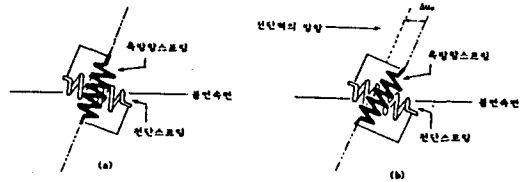


그림 3 지보재의 모델화

터널 라이닝의 모델화

터널 라이닝은 암반구조체에 비해 상대적으로 두께가 얇기 때문에 힘에 의한 변형을 무시할 수 없다. 터널 라이닝에 대해서는 보 요소를 도입함으로써 힘 효과를 쉽게 고려할 수 있다. 본 연구에서는 라이닝요소를 그림 4와 같이 축방향력과 전단력 그리고 힘에 저항하는 부재로 모델화하여 해석을 실시하였다. 암반과 구조요소의 접촉면은 지지점에 대해 방사방향과 접선방향으로 회전 가능한 스프링으로 모형화한다.

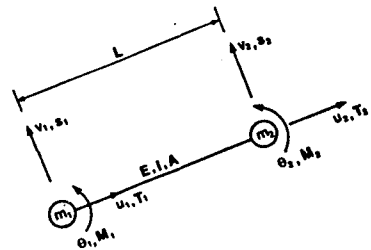


그림 4 라이닝요소의 모델화

4. 개발된 프로그램의 검증

본 연구에서 개발된 프로그램의 검증을 위하여 그림 5와 같은 구조체를 선택하였다^[6]. 이 해석 대상 구조체는 폭 60m, 높이 24m의 지반 구조체에 10m 가량의 불연속면이 존재하는 경우이다. 이 수치해석에 사용되는 물성은 표 1에 나타내었다. 이 해석대상 구조체에 대한 엄밀해와 본 프로그램에 의한 해석치를 그림 6에 비교 도시하였다. 여기서 x는 불연속면의 중앙에서부터의 거리이고 a는 불연속면의 중앙에서부터 불연속면 끝까지의 길이이다. 이 모델에 대한 수치해석 결과, 최소 약 1.9%에서 최대 약 9%의 오차가 발생하였으나, 만족할 만한 결과로 사료된다.

표 1 불연속면을 포함한 해석의 물성

물 성	물 성 치
전단탄성계수	Pa
포아손 비	
마찰계수	
질량밀도	kg/m ³
수직강성	Pa/m
전단강성	Pa/m
절리면의 수직강성	Pa/m
절리면의 전단강성	Pa/m

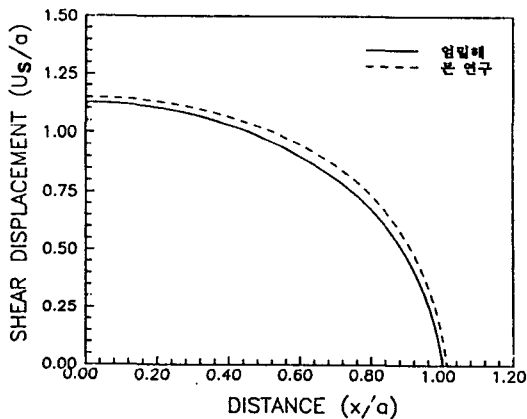
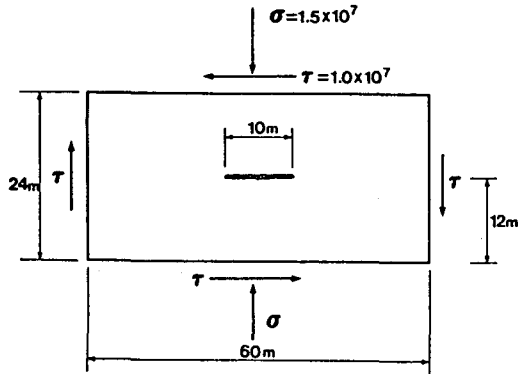


그림 6 불연속면을 포함한 구조의 수치해석비교

5. 개발된 프로그램을 이용한 수치해석

본 연구에서 개발된 프로그램을 이용하여 그림 7과 같은 지하구조물을 해석하여 보았다. 이 수치해석대상 구조는 폭 60m, 길이 60m의 영역의 암반내에 반경 5m의 터널을 설치한 구조이다. 이 암반체는 45°의 각도를 가지며 2.5m의 간격으로 분포하는 하나의 절리군과 135°의 각도를 가지며 5m 간격으로 분포되어 있는 또 하나의 절리군이 존재하는 구조이다. 표 2는 이 구조체의 암반물성을 나타내고 있으며 또한 표 3에는 절리면의 물성을 나타내었다.

이 구조체를 해석함에 있어 굴착단계별 거동을 알아보기 위하여 우선 지보재인 라이닝이 설치되기 전의 상태에 대한 해석을 실시하였다. 터널의 굴착이 끝난 상태에서 이 굴착에 따른 터널의 천정부와 측벽부, 그리고 터널 저면부의 시간에 따른 변위거동을 알아보기 위하여 절리군을 따라 블록을 형성한 다음 해석을 실시하였다. 그림 8과 그림 9는 터널의 천정부에 대한 시간에 따른 X, Y 방향의 변위를 보여주고 있다. 또한 그림 10과 그림 11은 터널의 측벽부의 보강이 되지 않은 상태에서의 변위거동을 나타내고 있다. 그림 12와 그림 13은 터널 저면부의 거동을 나타내고 있다.

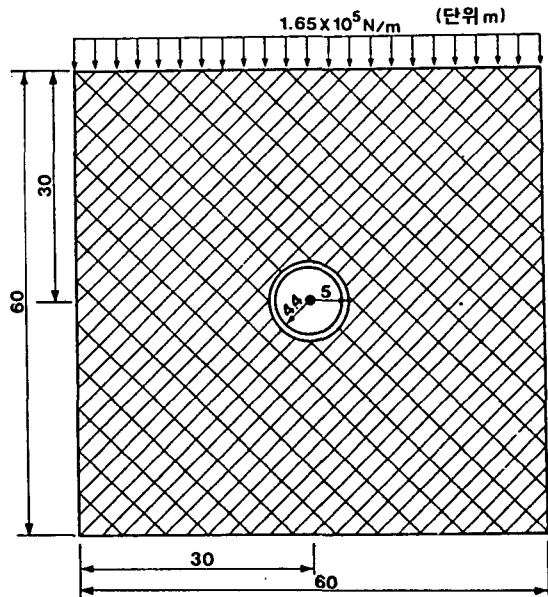


그림 7 수치해석모델

표 2 수치해석대상 암반의 물성

물 성	물 성 치
질량밀도	kg/m ³
전단탄성계수	Pa
포아손 비	
체적탄성계수	Pa
수직강성	Pa
전단강성	Pa

다음으로 터널에 지보재를 설치하여 불연속면으로 인한 불록의 변위를 제한하는 대신 이로 인하여 지보재에 발생되는 시간에 따른 응력의 변화를 해석하여 보았다. 표 4 에는 사용된 지보재에 대한 물성을 나타내었다. 그림 14 로부터 그림 16 은 Y 방향으로의 응력의 변화를 도시한 것이다. 그림 9, 그림 11 그리고 그림 13 에 나타난 Y 방향의 변위가 계속 증가하는 경향을 보이듯이 이에 따른 응력의 변화 역시 증가되는 경향을 보이고 있음을 알 수 있다.

표 4 지보재의 물성

물 성		물 성 치
질량밀도	kg/m ³	2.0 x 10 ³
전단탄성계수	Pa	9.13 x 10 ⁹
체적탄성계수	Pa	1.0 x 10 ¹⁰
수직강성	Pa/m	5.0 x 10 ⁹
전단강성	Pa/m	5.0 x 10 ⁹
마찰계수		1.0

표 3 암반 절리면의 물성

물 성	물 성 치		
	45° 절리군	135° 절리군	
질량밀도	kg/m ³	2.0 x 10 ³	2.0 x 10 ³
전단탄성계수	Pa	9.13 x 10 ⁹	9.13 x 10 ⁹
체적탄성계수	Pa	1.0 x 10 ¹⁰	1.0 x 10 ¹⁰
포아손 비		0.25	0.25
수직강성	Pa/m	5.0 x 10 ¹⁰	5.0 x 10 ¹⁰
전단강성	Pa/m	5.0 x 10 ¹⁰	5.0 x 10 ¹⁰
마찰계수		0.767	0.5
점착력	Pa	1.0 x 10 ⁶	1.0 x 10 ⁶
Tension cut-off	Pa	1.0 x 10 ⁶	1.0 x 10 ⁶

6. 결론

본 연구에서는 지반의 불연속거동이 지반 및 지보 구조체의 거동에 미치는 영향을 해석하기 위하여 불록이론을 도입하여 해석프로그램을 구성하였다. 이러한 해석 방법은 불연속 거동을 실제적으로 모형화하므로 지하구조체의 해석 및 설계에 있어서 사용될 수 있는 합리적인 방법으로 사료된다. 또한 동역학적 해석 방법을 도입함에 의하여 지하구조체의 급격단계 별 또는 시간 별 변위 및 응력을 해석할 수 있으므로 경제적인 보강대책을 수립하는데 효율적으로 사용될 수 있을 것으로 기대된다.

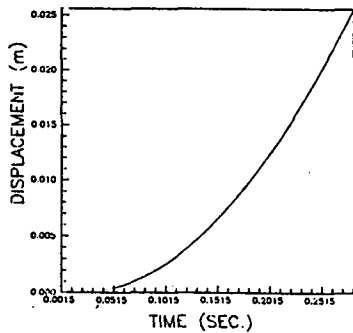


그림 8 천정부에서의 X 방향 변위

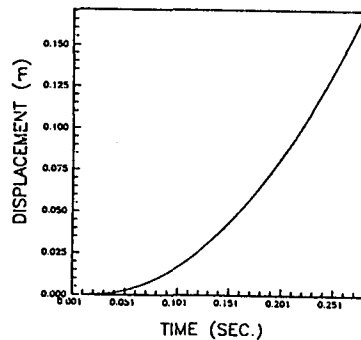


그림 9 천정부에서의 Y 방향 변위

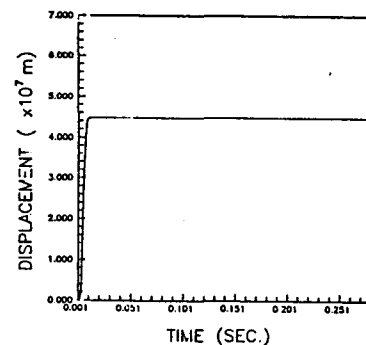


그림 10 측벽부에서의 X 방향 변위

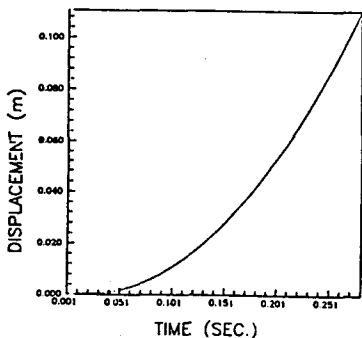


그림 11 측벽부에서의 Y 방향 변위

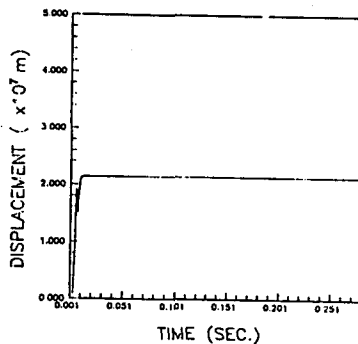


그림 12 저면부에서의 X 방향 변위

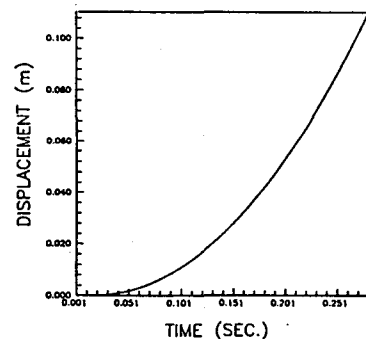


그림 13 저면부에서의 Y 방향 변위

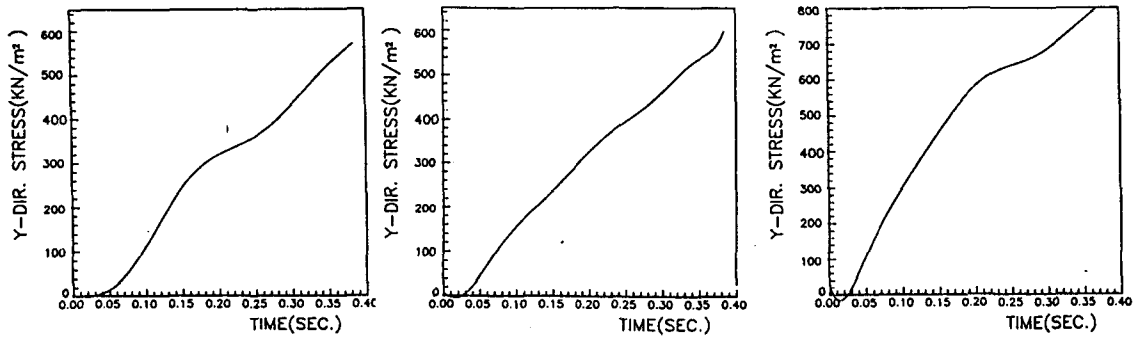


그림 14 천정부에서의 Y 방향 응력 그림 15 측벽부에서의 Y 방향 응력 그림 16 저면부에서의 Y 방향 응력

참고문헌

1. Cundall, P.A., A Computer Model for Simulating Progressive Large Scale Movements in Blocky Rock System, *Proceedings of the Symposium of the I.S.R.M.*, Vol.1, paper No.II-8, Nancy, France, 1971.
2. Gilbert, C.M., *Developmenet of a Three Dimensional Small Displacement Rigid Block Model for Dynamic Analysis*, Ph.D thesis, Northwestern University, Evanston, 1988.
3. Yen, H.J., *Rigid block Model for Transient Analysis of Rock Structures*, Ph.D thesis, Northwestern University, Evanston, 1982.
4. Kawai, T., New Discrete Structural Models and Generalization of the Method of the Limit Analysis, *Int. Conference on finite Elements in NonLinear Solid and Structural Mechanics*, Vol.2, Norway, 1977, pp.604.1-604.20.
5. Gilbert, C.M., Dowding, C.H., *Three Dimensional Small Displacement Rigid Block Model for Dynamic Analysis of Rock Masses*, Northwestern University, Evanston, 1983.
6. Cundall, P.A., *UDEC-A Generalized Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock*, Report PCAR-1-80, Peter Cundall Associates; Contract DAJA37-79-C-0548, European Research Office, U.S. Army 1980.
7. Goodman, R.E., Shi, G.H., *Block Theory and Its Application to Rock Engineering*, Prentice-Hall, 1985.
8. Lorig, L.J., *A Hybrid Computational Model for Excavation and Support Design in Jointed Media*, Ph.D thesis, University of Minnesota, 1984.
9. Gerdeen, J.C., Snyder, V.W., Viegelahn, G.L., and Parker, J., *Design Criteria for Roof Colling Plans using Fully Resin-Grouted Notensioned Bolts to Reinforce Bedded Mine Roof*, U.S. Bureau of Mines OFR 46(4)-80, 1977.
10. Bjurstrom, S., Shear Strength on Hard Rock Joints Reinforced by Grouted Untension Bolts, *Proc. 3rd Int. Congress on Rock Mechanics*, Vol.2, 1979, pp.1194-1199.
11. Cundall, P.A. and Hart, R.D., *Development of Generalized 2-D and 3-D Distinct Element Program for Jointed Rock*, Itasca Consulting Group, 1985.