

## 굴착과정에서 록볼트로 보강된 절리암반의 점소성 거동 분석

이연규<sup>1)</sup> · 이정인<sup>2)</sup> · 조태진<sup>3)</sup>

### A study on the visco-plastic behavior of the jointed rock mass reinforced by rockbolts during excavation

Youn-Kyou Lee, Chung-In Lee and Taechin Cho

**ABSTRACT** A two dimensional visco-plastic finite element model capable of handling the multi-step excavation was developed for investigating the effect of excavation-support sequences on the behaviour of underground openings in the jointed rock mass. Ubiquitous joint pattern was considered in the model and joint properties in each set were assumed to be identical. Passive, fully-grouted rockbolts were considered in the model. Visco-plastic deformations of joints and rockbolts were assumed to be governed by Mohr-Coulomb and von Mises yield criteria, respectively. With the ability of removing elements, the model can simulate the multi-step excavation-support sequences. The reliability of the model to the stability analysis for the underground excavation in practice was checked by simulating the behavior of underground crude oil storage caverns under construction.

## 1. 서 론

유한요소법을 이용한 대규모 암반 구조물의 응력 및 변형거동의 해석에 있어 암반의 특성과 시공방법을 해석에 고려하는 것이 대단히 중요하다. 굴착 대상이 되는 지하 암반은 단층, 절리, 균열 등이 발달되어 있고 이들 불연속면의 역학적 특성과 공간적 분포는 암반구조물의 거동에 큰 영향을 미치며 특히 응력장에서 불연속면을 따라 발생하는 과도한 소성변형은 구조물을 불안정하게 만드는 원인이 된다. 암반내에 대단면의 공동을 굴착할 경우 공동의 역학적 안정성을 도모하고 작업의 편의성을 위하여 전단면 굴착이 아닌 부분 단면의 순차적 굴착에 의하여 시공된다. 비탄성 암반에서 굴착보강이 완료된 시점에서의 응력분포 및 변형상태는 이 단계적인 굴착 및 보강순서에 큰 영향을 받는다. 따라서 유한요소법에 의한 암반거동의 해석이 설계 및 시공과정에서 효과적인 안정성 평가 수단으로 활용되기 위해서는 절리의 존재로 인한 암반거동의 비선형성을 해석에 반영할 수 있어야 하며 또한 시공순서에 입각한

단계적 굴착 및 지보재 설치 효과를 고려할 수 있어야 한다.

지금까지 제시되고 있는 절리의 해석모델은 개별체 요소를 개발하여 이용하는 방법(Goodman 등, 1968; Wilson, 1977; 이상필과 이정인, 1990; Beer, 1985)과 절리의 역학적 성질을 무결암과 결합시켜 절리를 포함한 암반의 전체적인 거동이 개별절리를 고려할 때와 유사한 결과를 나타내도록 하는 연속체 개념의 절리 해석법(Zienkiewicz & Pande, 1977; Pande & Gerrard, 1983; Olofsson, 1985)으로 나눌 수 있다. 록볼트의 해석에 있어서도 개별체 모델(St. John & Van Dillen, 1983; Cho & Lee, 1993)과 연속체 모델(Larsson & Olofsson, 1983; Sharma & Pande, 1988)이 제시되고 있다. 절리를 고려한 암반의 유한요소 해석에 있어

\* 1995년 5월 15일 접수

- 1) 정회원, 서울대학교 에너지자원신기술연구소 특별연구원, 연구당시 서울대학교 대학원 박사과정
- 2) 정회원, 서울대학교 공과대학 자원공학과 교수
- 3) 정회원, 부산수산대학교 응용지질학과 교수

서 개별체 모델을 적용하는 경우 특정 절리면 또는 단층의 개별거동 해석에 유용하게 적용될 수 있으나 절리의 수, 절리의 경사 및 간격의 변화에 따라 유한요소망을 재구성해야 하는 어려움을 가지고 있다. 개별체 록볼트 요소를 이용하는 경우에도 록볼트의 보강형태 및 보강량의 변화에 따라 유한요소망을 재구성해야 하는 단점을 가지고 있다. 연속체 절리모델의 경우 대규모 터널의 굴착에서 흔히 관찰되는 바와 같이 절리의 간격과 록볼트의 설치간격이 해석대상 구조물의 크기에 비하여 충분히 좁은 경우에 적용성이 높은 해석모델로서 개별체 모델에 비하여 절리와 록볼트의 공간적인 분포 특성의 변화에 따라 유한요소망을 재구성할 필요가 없다는 장점을 가지고 있다.

굴착순서 해석에 있어서도 굴착되는 영역의 암반강도 및 변형계수를 약화시키는 방법(Van Dillen & Feller, 1979)과 굴착면에서 생성되는 등가 굴착력을 근사적으로 계산하여 굴착을 해석하는 방법(Chandrasekaran & King, 1974)이 시도되기도 하였지만, 최근에 이르러 수치해석으로 정확한 굴착해석이 가능한 방법(Ghaboussi & Pecknold, 1984)이 제시되고 있다. 그러나 지금까지의 연구는 암반의 절리거동, 보강재의 표현 및 굴착순서에 대한 각각의 분야를 대상으로 하고 있는 경우가 대부분이며, 연속체 개념에서 록볼트가 설치된 절리암반의 해석에 대한 연구(Larsson & Olofson, 1983; Sharma & Pande, 1988; 조태진과 이정인, 1992; 조태진과 이정인, 1993)가 발표되고 있으나 굴착순서까지를 종합적으로 동시에 고려하는 연구는 미흡하여 공학적으로 실제 설계 및 시공에 활용하기에는 아직도 연구되어야 할 여지가 많다.

이 연구에서는 절리암반내에 굴착되는 암반구조물의 굴착순서 및 보강에 따르는 변형거동의 특성을 종합적으로 고려할 수 있는 유한요소법을 이용한 수치해석 모델을 개발하였다. 먼저 굴착순서를 유한요소 프로그램에서 연속적으로 반영시킬 수 있는 해석모델을 개발하였다. 이와 함께 현장의 절리는 역학적 특성과 간격이 동일한 몇개의 절리군으로 구분할 수 있다는 가정 하에 무결암, 절리 그리고 록볼트의 물성을 유변학적 모델(rheological model)에 기초하여 결합하고 굴착 및 보강에 따르는 절리암반의 비선형 거동을 해석할 수 있는 연속체 개념의 2차원 점소성 유한요소해석 모델을 개발하였다. 록볼트 효과를 해석결과에 반영하기 위하여 전면 접촉형 볼트를 가정하고 볼트의 강성이 절리암반

과 연속체 개념으로 결합되어 보강해석이 가능하도록 하였다. 절리의 전단 항복조건식으로는 Mohr-Coulomb 조건식을 이용하였으며, 또한 절리의 인장항복을 고려할 수 있도록 하였다. 록볼트의 경우는 von Mises 조건식을 이용하였다. 개발된 모델에서 무결암은 균질 등방체이며 탄성거동을 하는 것으로 가정하였으며, 점소성 거동은 절리 및 록볼트에 의해서만 발생하는 것으로 가정하였다.

## 2. 암반 굴착 모델링

모델링 대상 암반에 표면력  $\Phi$ , 점하중  $p$ , 그리고 자중이 작용하고 있을 때  $i$ 번째 굴착이 끝난 후 가상절점변위  $\delta U$ 를 가정하면 이 가상변위에 의한 내력과 외력은 같아야 하므로 다음의 관계가 성립한다.

$$\int_{v_i} \delta \epsilon_i^T \sigma_i dv = \int_{v_i} \delta U^T N^T \gamma dv + \int_{s_i} \delta U^T N^T \Phi ds + \sum p_i \delta U^T \quad (1)$$

여기서,  $v_i$ :  $i$ 번째 굴착이 끝난 후에도 남아 있는 모델의 부피  
 $s_i$ :  $i$ 번째 굴착이 끝난 후에도  $\Phi$ 가 작용하고 있는 면적  
 $p_i$ :  $i$ 번째 굴착이 끝난 후에도 작용하고 있는 절점력  
 $N$ : 형상함수(변위 내삽함수)

그리고  $(i-1)$ 번째와  $i$ 번째 굴착 사이에 발생한 절점변위, 변형률, 응력의 증분을 각각  $\Delta U_i$ ,  $\Delta \epsilon_i$ 라 정의하면 다음식과 같이 표현할 수 있다.

$$\Delta U_i = U_i - U_{i-1}, \quad \Delta \epsilon_i = \epsilon_i - \epsilon_{i-1}, \quad \Delta \sigma_i = \sigma_i - \sigma_{i-1} \quad (2)$$

(2)식을 이용하여 (1)식을 변형하면  $(i-1)$ 번째와  $i$ 번째 굴착 사이에 발생한 절점변위에 대한 다음과 같은 증분 평형방정식을 얻을 수 있다.

$$K_i^* \Delta U_i = -I_{i-1}^* + R_i^* \quad (3)$$

여기서,  $K_i^* = \int_{v_i} B^T DB dv$

$$I_{i-1}^* = \int_{v_i} B^T \sigma_{i-1} dv$$

$$R_i^* = \int_{v_i} N^T \gamma dv + \int_{s_i} N^T \Phi ds + \sum p_i$$

(3)식에서 B는 변형률-변위 행렬, D는 응력-변형률 행렬을 나타낸다. (3)식은 일반적인 비선형 유한요소해석에 이용되는 증분식의 형태를 보인다. (3)식의 우변은 (i-1)번째 해석단계에서 만족되었던 평형상태가 요소의 제거 혹은 생성에 의해 깨어지고 이에 따라 발생한 불평형력을 나타낸다. 즉, 외력이 작용하고 있을 때 i번째 굴착에 의한 변위증분  $\Delta U_i$ 는 i번째 해석단계에서 존재하는 외력  $R_i^*$ 에서 등가절점력  $F_{i-1}^*$ 을 뺀값을 외력으로 작용시킴으로써 얻을 수 있음을 알 수 있다. 여기서  $F_{i-1}^*$ 은 (i-1)번째 해석단계에서 평형상태에 있던 응력을 i번째 굴착해석시 남아있는 요소에 대해서만 적분하여 얻어진다. 한편 이때 이용되는 강성행렬  $K_i$ 도 i번째 굴착단계에서 남아있는 요소에 대해서만 조립된 것이다. 굴착만을 모델링하는 경우 굴착이 수행되면서 아직까지 굴착되지 않는 부분에 작용하고 있는 총 외력의 크기에 변화가 없다면 (3)식 우변의 불평형력은 새로 형성되는 굴착 경계면에서만 발생하게 된다. 따라서 (3)식을 이용하여 굴착과정을 모델링하는 경우 비선형 유한요소 기법을 그대로 적용하여 임의의 굴착단계까지 손쉽게 해석을 수행할 수 있음을 보여준다. 일반적인 해석의 비선형성은 재료의 비선형거동 특성에서 기인하지만 (3)식에 의해 주어지는 증분방정식은 모델의 기하학적 형상의 변화로 인한 모델의 비선형 거동까지를 해석할 수 있는 일반적인 형태라 생각할 수 있다. 또한 (3)식은 요소가 생성되는 경우에도 적용될 수 있다.

### 3. 절리암반의 점소성 해석

#### 3.1 점소성 이론

점소성 재료의 거동 개념은 Fig. 1와 같은 유변학적 모델로써 설명될 수 있다. Fig. 1에서 직렬로 연결된 스프링은 탄성거동을 나타내는 요소이며, 서로 병렬로 연결된 dashpot과 슬라이더(slider)는 점소성 거동을 설명하는 요소들이다. 슬라이더는 재료의 항복조건에 대응되는 요소로서 재료의 항복 이후부터 미끄러지기 시작하여 dashpot에 의한 점성 변형을 발생시킨다. 따라서 슬라이더는 실제 해석에서 항복조건식에 대응된다.

점소성 재료에서 발생하는 변형률 증분( $\Delta \epsilon$ )은 탄성 변형률 증분( $\Delta \epsilon^e$ )과 점소성 변형률증분( $\Delta \epsilon^p$ )의 합으로 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$\Delta \epsilon = \Delta \epsilon^e + \Delta \epsilon^p \quad (4)$$

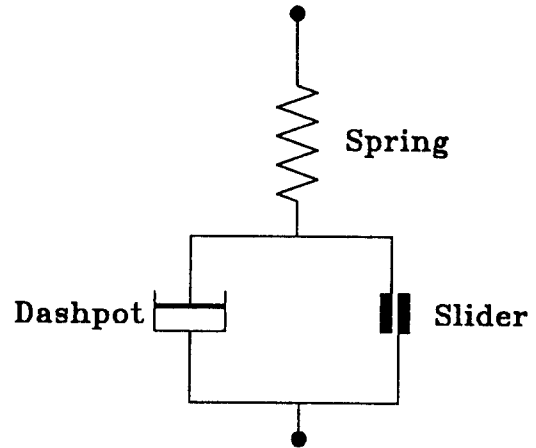


Fig. 1. Rheological components for elasto-viscoplastic behavior

한편 특정 시점에서 점소성 변형률의 변화율( $\dot{\epsilon}^p$ )은 점소성 유동법칙에 의하여 다음과 같이 정의된다.

$$\dot{\epsilon}^p = \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (5)$$

여기서,  $\mu$ : 점소성 유동인자(fluidity parameter)

F: 항복 함수

$$\langle \Phi(F) \rangle = \begin{cases} \Phi(F) & \text{if } F > 0 \\ 0 & \text{if } F \leq 0 \end{cases}$$

Q: 소성포텐셜 함수

(5)식에서  $\Phi(F)$ 는 양의 함수로 증가함수다.  $\mu \langle \Phi(F) \rangle$ 는 점소성유동의 크기를 결정하는 항이며,  $\partial Q / \partial \sigma$ 는 점소성 유동의 방향을 결정하는 항이다. F와 Q는 일반적으로 총응력과 총 점소성 변형률의 함수로 표시된다.

점소성 변형률증분은 (5)식에 시간증분( $\Delta t$ )를 곱함으로써 얻을 수 있다.

$$\Delta \epsilon^p = \dot{\epsilon}^p \Delta t = \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \Delta t \quad (6)$$

탄성 변형률증분은 재료의 탄성 강성행렬(D)과 응력증분( $\Delta \sigma$ )에 의해 다음식으로부터 얻을 수 있다.

$$\Delta \epsilon^e = D^{-1} \cdot \Delta \sigma \quad (7)$$

따라서 점소성 재료의 응력증분과 변형률증분의 관계는 (4),(6),(7)식에 의해 다음과 같이 표시된다.

$$\Delta \epsilon = D^{-1} \cdot \Delta \sigma + \Delta \epsilon^p \quad (8)$$

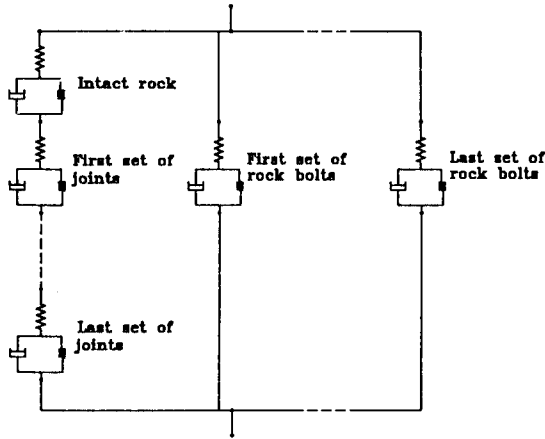


Fig. 2. Linkage of rheological units for reinforced jointed rock mass

$$\Delta\sigma = D(\Delta\varepsilon - \Delta\varepsilon^{vp}) \quad (9)$$

점소성이론에 의해 절리암반을 해석하려는 시도는 다층모델을 이용하여 Zienkiewicz & Pande(1977)에 의해 처음 시도되었으며, Pande & Gerrard(1983), Larsson & Olofsson(1983) 등에 의해 록볼트를 포함시킨 해석이 시도되었다. Gerrard & Pande(1985)는 볼트와 암반과의 경계의 거동까지를 포함한 유변학적 모델을 제시하였다.

록볼트에 의해 보강된 절리암반의 점소성거동은 무결암, 절리균 및 볼트균을 나타내는 단위로 구성되는 유변학적 모델에 의하여 설명될 수 있으며 각 단위는 Fig. 1에서 도시한 것과 같이 스프링, 슬라이더, 그리고 dashpot 으로 구성된다. 점소성 변형률의 변화율을 정의하는 (5)식에서 유동인자  $\mu$ 와 함수  $\Phi(F)$ 는 실험적으로 결정하여야 하나 아직까지 절리나 록볼트에 대한 이와 같은 자료는 거의 제시되어 있지 않는 실정이다. 절리 및 록볼트가 존재하는 암반의 점소성 연속체 모델에서 항복함수  $F$ 가 적용되고 있다.

록볼트에 의하여 보강된 절리암반의 유변학적 모델은 Fig. 2에 나타낸 바와 같이 무결암을 나타내는 단위와 절리균을 나타내는 유변학적 단위가 서로 직렬로 연결되며 이것은 다시 록볼트균을 나타내는 단위들과 병렬로 연결되는 형태를 취한다. 따라서 첫번째 열은 절리암반에 대한 유변학적 모델이 되며, 이것은 록볼트균 수 만큼의 유변학적 단위와 서로 병렬로 연결되어 전체적으로는 보강된 절리암반에 대한 등가암반의 유변학적 모델을 구성하게 된다. 직렬로 연결된 무결암과 절

리균을 나타내는 유변학적 단위들에서 나타나는 응력은 동일하며, 이 단위들에서 발생하는 변형률의 합은 병렬로 연결된 록볼트 단위들에서 발생한 변형률과 동일하게 된다. 전체 모델에 작용하는 하중은 평행한 각 열의 부피비로 분담되어 각 열에 작용하게 된다. 이 연구에서 무결암은 탄성거동을 하는 것으로 가정하였으며 점소성 변형은 절리균과 록볼트만을 통하여 발생하는 것으로 가정하였다. 점소성 해석에 필요한 지배방정식의 자세한 유도과정은 이연규(1994)에 기술되어 있다.

절리의 점소성 거동의 시작은 항복함수에 의하여 결정되며 점소성 변형률의 방향은 포텐셜 함수에 의하여 결정된다. 절리의 항복조건식으로 전단응력에 대한 Mohr-Coulomb 조건식이 간편성 때문에 현재까지도 많이 이용되고 있다. 이 연구에서도 절리면에 수직인 방향으로의 인장강도가 존재하지 않는 tension cut-off 조건식과 함께 절리의 탄소성 및 점소성 해석에 대한 항복함수로 이용하였으며 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$F_1 = |\tau| + \sigma \tan \phi - C = 0 \quad (10)$$

$$F_2 = \sigma = 0 \quad (11)$$

한편, 인장응력에 의해 절리의 벌어짐이 발생한 후 응력상태의 변화로 절리의 닫힘이 발생하면 다시 전단저항을 갖게 된다. 이러한 경우에 대해서 Zienkiewicz & Pande(1977)는 다음과 같은 항복조건식을 이용하였다.

$$F_3 = |\sigma| = 0 \quad (12)$$

Associated flow rule을 이용하여 점소성 변형률을 계산할 경우 항복조건식이 소성포텐셜 함수로 이용된다. 그러나 이 경우 절리의 전단거동에서 수직팽창각과 마찰각을 같게 하여 점소성 변형률을 계산하는 결과를 낳는다. 이것은 절리에 대한 전단실험결과와 절리의 수직팽창각은 마찰각에 비하여 작게 나타난다는 실험결과와 모순이 된다. 따라서 절리의 전단거동에서 발생하는 점소성 변형률은 non-associated flow rule을 이용하여 계산되어야 정확한 결과를 얻을 수 있다는 것을 알 수 있다. 이에 필요한 Mohr-Coulomb 조건식 형태의 점소성 포텐셜 함수는 수직팽창각  $\psi$ 를 이용하여 다음식과 같이 표현할 수 있다.

$$Q_1 = |\tau| + \sigma \tan \psi + const. = 0 \quad (13)$$

절리의 벌어짐이 발생한 경우에 대한 점소성 포텐셜 함수로 (11)식이 이용되기도 하지만, (11)식과 (13)식의

교점에서 발생하는 특이점에 의한 수치해석상의 난점을 해소하기 위하여 다음식으로 표현되는 타원형태의 함수를 이용하였다(Sharma & Pande, 1988).

$$Q_2 = \sqrt{\alpha\tau^2 + \sigma^2} \quad (14)$$

또한 절리의 벌어짐 - 닫힘이 반복하여 발생하는 경우 완전한 맞물림이 발생한 경우에만 절리면을 통하여 압축 및 전단응력이 전달된다는 가정하에 해석을 수행하였다. 절리의 닫힘을 판단하는 기준은 다음식을 이용하였다.

$$\epsilon + \epsilon_{\max} \leq 0 \quad (15)$$

여기서  $\epsilon_{\max}$ 는 해석 시점까지 발생한 절리면에 수직한 방향의 총 인장변형률의 누적값을 나타내며  $\epsilon$ 은 현재의 수직방향 총변형률이다. 절리면에 수직한 응력이 압축 응력이고 (15)식을 만족할 경우 항복조건식으로 (12)식을 적용하였다.

록볼트는 재질이 강철임을 고려하여 항복함수로 von Mises 항복함수를 이용하였으며 associated flow rule을 적용하여 탄성 - 완전소성체로 가정하고 해석을 수행하였다. 록볼트의 축방향 응력을  $\sigma_b$ , 축방향 전단응력을  $\tau_b$ 라고 할 때 항복함수는 다음과 같이 표시된다.

$$F = \sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau_b^2} - \sigma_y = 0 \quad (16)$$

여기서  $\sigma_y$ 는 록볼트의 항복강도를 나타낸다.

### 3.2 점소성 거동의 검증

암반에 절리가 발달되어 있고 록볼트가 설치되어 있는 경우에 대한 점소성 모델의 신뢰성을 검증하기 위한

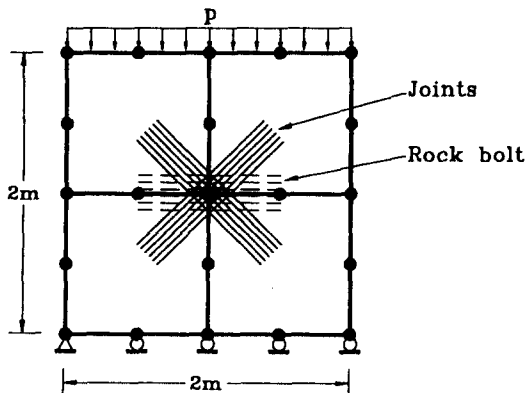


Fig. 3. Model for simulating visco-plastic behavior of reinforced jointed rock mass

모델로써 Sharma & Pande(1988)가 사용한 암반 블록모델과 동일한 모델을 선정하였다. 모델은 Fig. 3에 나타낸 바와 같이 가로 및 세로의 길이가 2m이며 4개의 8절점요소로 구성되어 있다. 모델 내부에는 경사각 45°와 135°인 2개의 절리군이 발달되어 있고, 수평방향으로 1개의 록볼트군이 설치되어 있다. 모델 하부면의 변위를 구속하고 상부면에서 표면력 p가 균등하게 작용되도록 하여 해석을 수행하였다. 두개 절리군의 물성은 동일한 것으로 가정하였다. 해석에 이용된 입력자료는 Table 1과 같다. 해석에서 점소성 유동인자는 단위 값을 사용하였다.

상부면에 작용하는 표면력을 10단계로 15 MPa까지 증가시키면서 각 단계에서 수렴된 점소성 변형 결과를 Sharma & Pande(1988)의 결과와 비교하여 Fig. 4에 나타내었다. Fig. 4에서 수직축은 외부하중을 절리면의 점착강도(c)로 정규화시킨 값을 표시하며, 수평축은 모

Table 1. Properties of rock, joint, and rock bolt for reinforced jointed rock mass

Component	Properties	Values
Intact rock	Young's modulus( $E_R$ )	7 GPa
	Poisson's ratio( $\nu$ )	0.2
Joint	normal stiffness ( $k_n$ )	$5 \times 10^3$ GPa/m
	shear stiffness ( $k_s$ )	$5 \times 10^3$ GPa/m
	cohesion (C)	50 kPa
	friction angle ( $\phi$ )	40°
	dilatancy angle ( $\psi$ )	40°
	joint spacing (S)	1 m
Rock bolt	Young's modulus ( $E_R$ )	200 GPa
	shear modulus (G)	76.9 GPa
	yield strength ( $\sigma_y$ )	250 MPa
	volumetric proportion ( $\gamma$ )	0.005

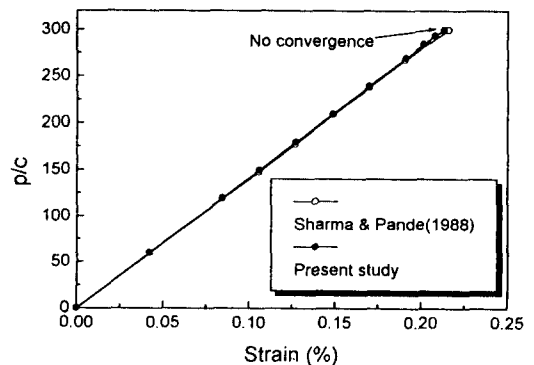


Fig. 4. Converged strain of reinforced jointed rock mass at each load level

델의 변형률을 표시한다. 상부면에 작용하는 수직응력의 크기가 15 MPa일때 해의 수렴이 이루어지지 않았으며 이때의 외력을 선정한 모델의 파괴응력으로 간주할 수 있다. 이상의 해석결과는 Sharma & Pande (1988)의 결과와 일치하고 있음을 보여주고 있다.

### 4. 현장 적용

개발된 유한요소 프로그램의 현장 터널에 대한 활용성을 고찰하기 위하여 단계적 굴착 해석기능과 절리 및 록볼트의 점소성 해석 기능이 동시에 적용될 수 있는 해석모델로서 현재 건설중인 원유 지하 비축기지 단면을 선정하였다. 지하공동 단면에 대한 굴착 및 보강이 단계적으로 진행됨에 따라 발생하는 터널의 점소성 거동 특징에 대한 고찰을 시도하였다.

#### 4.1 모델의 구성

주 저장공동 단면의 크기는 폭 18 m, 높이 30 m이다. 갤러리와 3단위의 벤치로 나누어 4단계 굴착이 이루어지도록 설계되어 있으며, 각 단의 높이는 7.5 m이다. 저장공동은 해수면을 기준으로 -30 ~ -60 m 사이에 위치하고 있다. 연구수행 시점에서 갤러리 굴착이 완료된 상태이다. 해석 지점에서의 갤러리 천장 심도는 지표기준 약 260 m 이다. 해석에서 고려한 절리군은 갤러리 굴착중 해석단면이 위치하는 지점에서 관찰된 결과를 이용하였다. 이 지점에서는 규칙적인 분포형태를 보여주는 3개의 절리군이 관찰되었다. 각 절리군의 주향, 경사 및 절리간격은 Table 2와 같다.

2차원 해석에서는 실제 절리의 3차원 공간적 특징을 해석에 직접 반영시킬 수 없으므로 절리군의 경사와 절리간격은 터널단면에서의 겉보기 값으로 환산하여 해석을 수행하였다. Table 2에 수록된 절리군 1은 터널 방향이 N80 W임을 고려할 때 터널 단면에서 수평축을 기준으로 시계방향으로 경사가 88°인 거의 수직인 절리군으로 나타나며, 절리군 2는 34°의 경사로 나타난다. 절리군 3은 주향이 공동축 방향의 수직에 가깝고 경사

Table 2. Spatial characteristics of joint sets

	Set 1	Set 2	Set 3
Strike	N70E	N45W	N15W
Dip	85~88NW	50SW	72SW
Spacing	0.5~1.0 m	1.0~2.0 m	2.0~4.0 m

가 커 2차원 해석의 경우 무시할 수 있다고 판단되어 절리군 1, 2만을 고려하여 해석을 수행하였다. 공동 단면에서 나타나는 절리군 1의 겉보기 절리간격은 0.9 m, 절리군 2의 경우는 1.5 m로 계산되었다.

Fig. 5는 해석에 이용한 모델의 크기와 2개 절리군의 분포형태를 보여준다. 모델의 크기는 인접 공동과의 거리를 고려하여 가로 88 m, 세로 150 m로 설정하였으며 모델의 상부경계는 지표로부터 200 m 하부에 위치하고 있다. 공동은 모델의 중앙에 위치하고 있다. 터널 형상은 모델의 수직 중심선에 대하여 대칭을 이루고 있으나 해석단면에 나타나는 절리군의 비대칭성으로 인하여 전단면을 유한요소로 분할하였다. 요소망은 4절점 요소를 이용하여 구성하였으며 첫단계 해석에서 굴착되는 갤러리 부분은 요소망을 구성하지 않았다. 갤러리가 굴착된 상태인 첫번째 단계에서의 총 절점수는 456개 그리고 총요소수는 414개이다. 요소망 경계의 모든 절점에서 수직 및 수평변위를 구속하고 터널굴착 전 암반내에는 (17)식에 의해 계산되는 초기응력이 작용하고 있는 것으로 가정하였다.

$$\begin{aligned} \sigma_{vo} &= \gamma \cdot H \\ \sigma_{ho} &= K \cdot \sigma_{vo} \\ \tau_{ho} &= 0 \end{aligned} \tag{17}$$

여기서  $\gamma$ 는 암반의 단위중량을 나타내며, H는 지표로부터 요소망의 가우스 적분점까지의 깊이이다. K는 초기 수직응력에 대한 수평응력의 크기를 나타내는 측압 비이다.

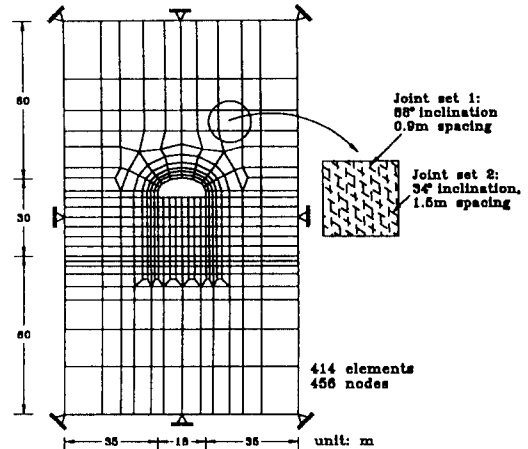


Fig. 5. Mesh for simulating the visco-plastic behavior of underground structure for energy storage.

해석은 갤러리, 벤치 1, 벤치 2 그리고 벤치 3이 차례로 굴착, 보강되는 순서를 고려한 총 4단계 해석이 수행되었다. 각 단계 굴착후에 설치되는 보강재로 록볼트만을 고려하였으며, 록볼트는 굴착과 동시에 설치되는 것으로 가정하였다. 록볼트의 설치형태는 현장에서 갤러리 굴착중 시공한 것을 바탕으로 4 m 길이의 록볼트가 터널벽면에 대해 법선방향으로 설치되는 것으로 해석을 수행하였다.

Table 3에는 해석에 이용된 암반, 절리 및 록볼트의 물성을 나타내었으며, 실내시험 및 현장시험 결과를 바탕으로 결정하였다. 해석에서 절리 및 록볼트의 점소성 유동인자는 단위값을 사용하였다. 록볼트의 체적비는 현장 갤러리 굴착과정에서 시공한 결과를 바탕으로 결정하였다.

4.2 해석결과 및 고찰

Fig. 6(a)는 갤러리 굴착에 해당하는 1단계 해석이 완료된 시점에서의 터널의 변형된 형태를 300배 확대하여 나타낸 것이다. 2개 절리군의 존재로 인한 암반의 이방성으로 인하여 갤러리 천장의 우측 부분에서 좌측에 비하여 많은 변위량을 보이고 있다. 갤러리 좌측 천장에서의 최대 변위는 약 3.3 mm 정도였으며, 갤러리 바닥에서의 최대변위는 8.1 mm 로써 전체적으로 벽면에 비하여 바닥부분에서 많은 변위가 발생하였다.

Fig.6(b)~Fig.6(d)는 각각 벤치1, 벤치2 및 벤치3 굴

착후의 터널 단면의 변형 모습을 보여준다. 벤치1 굴착 후부터 2개 절리군에 의한 변형의 비대칭성이 더욱 뚜렷하게 나타나고 있다. 즉 갤러리 부분에서는 좌측에 비하여 우측 천장부에서 더 큰 변위가 발생하고 있으며 벤치 하단 모서리 부분에서의 변위는 우측에 비하여 좌측 지역에서 크게 나타나고 있다. 이 같은 변형의 비대칭성은 거의 수직인 경사를 갖는 절리군 1과 수평축에 대해 반시계 방향으로 34°의 경사를 갖는 절리군 2의 공간적인 분포 특성에서 기인된 것이다. 또한 두 절리군의 공간적인 분포 특성으로 인하여 측벽에 수직인 방향으로의 암반 강성저하가 크다는 것을 예상할 수 있으며, 초기 수직응력에 비하여 초기 수평응력이 상대적으로 크게 작용하고 있는 응력조건에서 벤치의 굴착이 진행될수록 터널의 높이가 증가되기 때문에 갤러리 굴착 후와는 달리 터널측벽에서의 변위량이 터널 바닥 부분에 비하여 커지는 경향을 볼 수 있다. 벤치 1 굴착후 터널 측벽에서의 최대 변위로 좌측벽의 벤치 1 중간부분에서 8.81 mm가 발생하였다. 벤치 2 굴착후에도 측벽에서의 최대 변위는 벤치 1 우측 측벽에서 발생하며 크

Table 3. Properties of rock, joint, and rock bolt for simulating the visco-plastic behavior of oil storage cavern

component	Properties	values
Intact rock	Young's modulus ( $E_n$ )	75 GPa
	Poisson's ratio ( $\nu$ )	0.23
	unit weight ( $\gamma$ )	0.0263 MN/m <sup>3</sup>
	coefficient of horizontal stress (K)	1.3
Joint set 1, 2	normal stiffness ( $k_n$ )	30 GPa/m
	shear stiffness ( $k_s$ )	15 GPa/m
	cohesion (c)	100 KPa
	friction angle ( $\phi$ )	45°
	dilatancy angle ( $\psi$ )	40°
	joint spacing (S)	0.9 m, 1.5 m
Rock bolt	Young's modulus ( $E_b$ )	200 GPa
	shear modulus ( $G_b$ )	76.9 GPa
	yield strength ( $\sigma_y$ )	250 MPa
	diameter	0.025 m
	volumetric proportion ( $\gamma$ )	0.00014

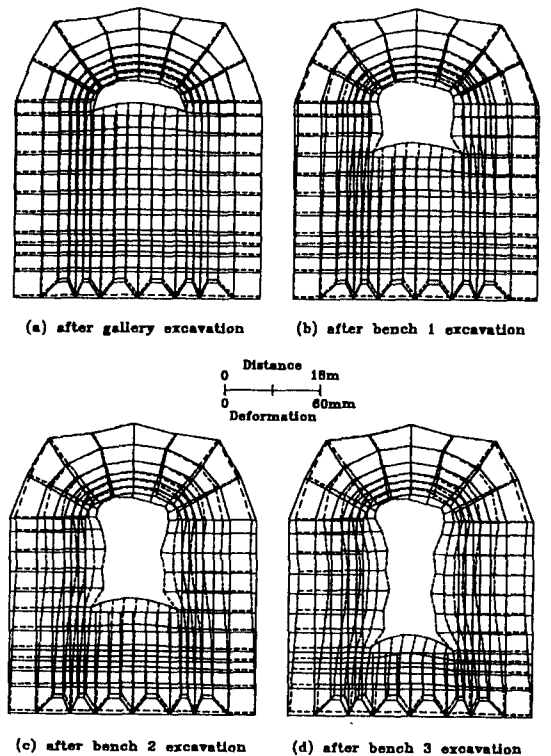


Fig. 6. Tunnel deformation after each excavation step.

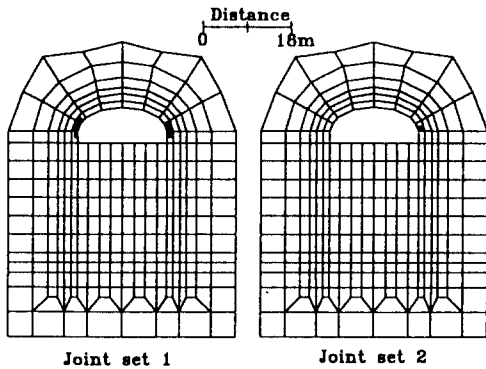


Fig. 7. Yield zone after gallery excavation

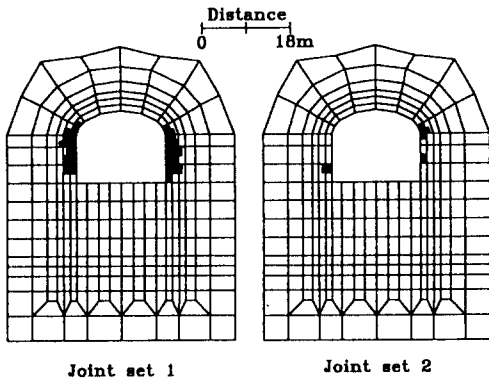
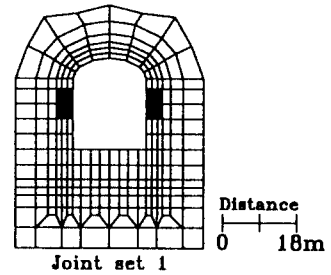


Fig. 8. Yield zone after bench 1 excavation

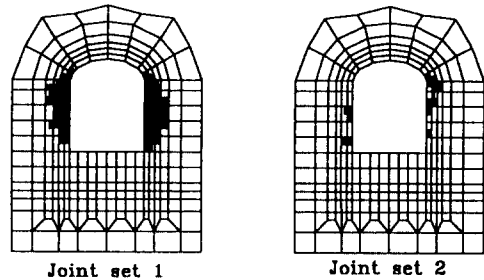
기는 13.05 mm 였다. 벤치 3 까지 굴착이 완료된 후에 측벽에서 변위량이 전단계에서 크게 증가되었음을 볼 수 있으며 벤치 2 우측벽에서 17.43 mm의 최대 변위가 발생하였다.

갤러리 굴착이 완료된 상태에서 발생한 절리압반의 항복 영역을 Fig. 7에 도시하였다. 두개의 절리군 모두에서 인장응력에 의한 절리의 항복은 발생하지 않았다. 갤러리 좌우측 측벽부분에서 절리군 1의 전단항복이 발생하였고, 우측 측벽 부근에서 절리군 2의 전단항복이 시작되고 있음을 알 수 있다.

Fig. 8은 벤치 1 굴착이 끝난 시점에서의 절리의 항복영역을 보여준다. 이 단계에서도 역시 두 절리군 모두에서 인장응력에 의한 항복은 발생하지 않았다. 갤러리 하단부와 벤치 1 측벽부 거의 전 영역에 걸쳐 절리군 1의 전단항복이 발생하고 있고 측벽 중앙 부분에서 깊이 약 3.3m까지 항복영역이 확대되고 있음을 볼 수 있다. 그리고 갤러리 하단부에서 절리군 2의 전단항복 영역이 전단계에 비하여 확대되고 있다.

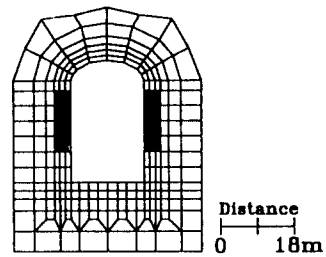


(a) Yielding under tension

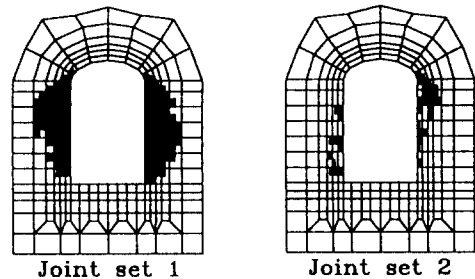


(b) Yielding under shear stress

Fig. 9. Yield zone after bench 2 excavation



(a) Yielding in tension



(b) Yielding under shear stress

Fig. 10. Yield zone after bench 3 excavation

Fig. 9는 3번째 단계 해석인 벤치 2가 굴착된 후의 결과로써 벤치 1 측벽 부분에 깊이 4m까지 절리군 1의 인장 항복이 발생하였음을 볼 수 있다. 이 단계에서도 절리군 2의 인장항복은 발생하지 않았다. 절리군



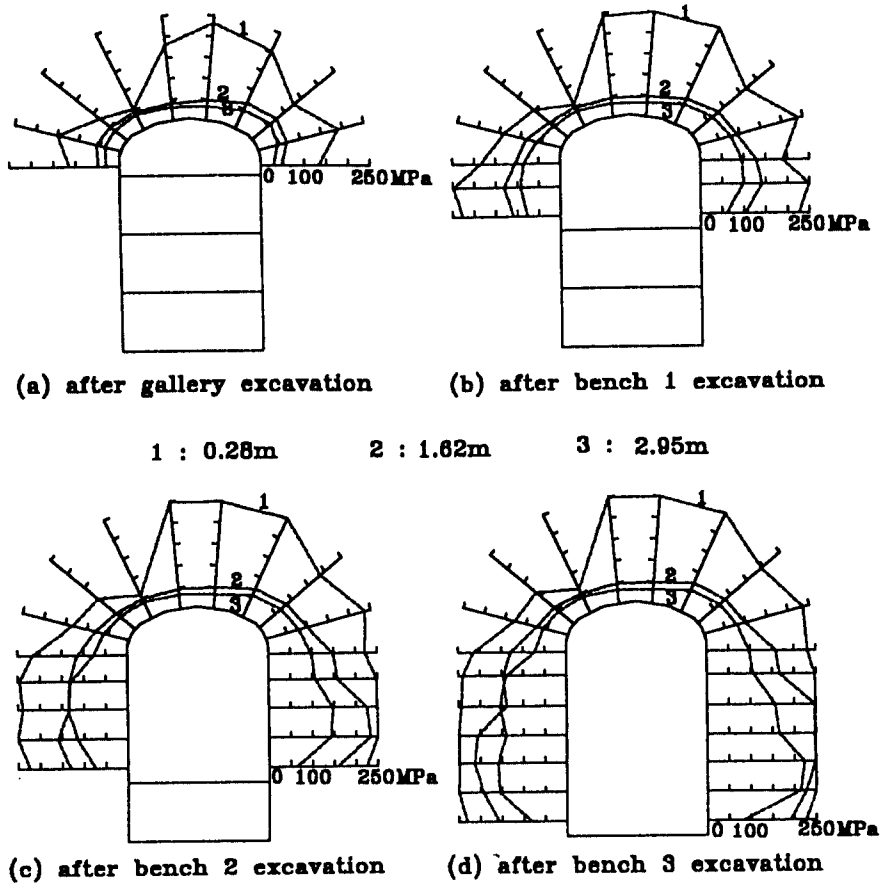


Fig. 11. Axial rockbolt stresses after each excavation step

1의 전단항복 영역은 갤러리 하단부부터 벤치 2 하단까지 분포하며 전 단계에 비하여 더욱 확대되어 벤치 1 좌측 측벽과 우측의 벤치 1과 벤치 2의 경계부분에서 6 m 깊이까지 발전하고 있다. 절리군 2의 전단항복 영역도 갤러리 우측 측벽과 벤치 1측벽 그리고 벤치 2 좌측 하단부에서 발생하고 있다.

Fig. 10은 마지막 단계에서 나타난 절리의 항복영역을 도시한 것으로 절리군 1에서의 인장 항복영역은 벤치 1과 벤치 2 측벽의 전 범위에 걸쳐 4m 깊이까지 발달하고 있음을 볼 수 있다. 절리군 1에서의 전단항복은 측벽 전 범위에 걸쳐 발생하며, 특히 벤치 1 좌측 측벽 부분과 벤치 2 우측 측벽에서 9 m 깊이까지 확대되고 있다. 이 단계에서 절리군 2의 전단항복은 Fig. 10에 나타난 바와 같이 좌측 측벽에서는 벤치 1, 2 하단 및 벤치 3의 벽면 부분에 깊이 약 4 m까지 확대되고 있다. 우측 측벽에서는 갤러리, 벤치 1 및 벤치 2의 영역에서

주로 발생하고 있으며, 벤치 1 측벽에서는 깊이 6 m까지 발전하였다. 4번째 굴착단계에서도 절리군 2에서의 인장항복은 나타나지 않았다. 해석 결과에서 나타난 동일한 절리군 내에서의 인장항복과 전단항복이 중복되는 부분은 일차적으로 인장항복이 발생한 후 점소성 해의 수렴과정에서 이차적으로 전단 항복이 발생되었음을 말해준다.

이상의 결과로 부터 해석단면의 점소성 거동을 지배하는 절리군은 절리군 1임을 알 수 있으며 각 절리군의 항복 영역은 대체로 해당 절리군의 방향과 수직한 방향으로 발달되고 있음을 보여준다.

Fig. 11은 벽면으로부터의 깊이 0.28 m, 1.62 m, 2.95 m에서 굴착단계별 록볼트에 작용하는 축응력을 보여주는 해석결과이다. 4단계 굴착에서 공통적으로 록볼트 축응력은 인장응력으로 나타났다. Fig. 11(a)는 갤러리 굴착후의 축응력 상태이며 터널 수직 중심축을 기

준으로 왼쪽에 비하여 오른쪽 벽면에서의 축응력이 증가된 것을 나타내고 있다. 이것은 록볼트의 축력은 볼트내에서 축방향 변위 구배에 의하여 발생하는 것으로 절리균의 영향에 의해 오른쪽 단면부분에서 상대적으로 큰 변형이 일어나기 때문이다. 오른쪽 천장부분 0.28 m 깊이에서의 최대 축응력 값은 약 230 MPa 정도로 록볼트의 항복강도 250 MPa에는 미치지 못하고 있다. Fig. 11(b)는 벤치 1 굴착후의 결과를 보여주는 것으로 갤러리 우측천장 그리고 벤치 1 좌우 측벽에서 볼트의 항복이 발생하였음을 알 수 있다. 갤러리 우측 천장에서의 축응력은 벤치 측벽부분에 비하여 터널 벽면에서 멀어질수록 급격히 감소하는 특징을 보여주고 있다. Fig. 11(c)와 Fig. 11(d)는 각각 벤치 2 와 벤치 3 굴착후의 결과로서 굴착이 진행됨에 따라 전단계에 비하여 축응력이 증가되고 있음을 알 수 있다. 그리고 벤치 2 굴착 후부터 좌우 측벽과 갤러리 천장 우측의 거의 전부분에 걸쳐 터널의 벽면 부근에서 볼트의 항복이 발생하고 있음을 알 수 있다. 갤러리 우측천장에서 볼트의 항복깊이는 1 m 이내로 나타났으며 그 이상의 깊이에서는 급속히 감소하는 경향을 보였다. 그러나 벤치 좌우측 벽면에서 보여주는 록볼트 축응력은 벽면근처에서 항복응력에 도달하고 깊이의 증가에 따라 서서히 감소하는 특징을 보여준다. 벤치 3 굴착 완료시 좌측벽의 벤치 2와 벤치 3의 경계부분에 설치된 록볼트에서 4 m 볼트 길이 전체에 가장 큰 축응력이 발생하였다.

## 5. 결 론

절리암반에 굴착되는 록볼트로 보강된 지하 암반구조물의 굴착단계별 변형거동의 해석이 가능한 2차원 점소성 유한요소 수치해석 모델을 개발하였다. 개발된 모델에서는 유한요소의 제거 및 생성 기능에 의한 굴착 및 보강 단계별 비선형 거동의 해석이 가능하도록 하였다. 보강된 절리암반의 비선형 거동을 해석하는 기법으로 유변학적 모델에 기초한 절리 및 록볼트의 연속체 점소성 거동해석 모델을 선정하고, 이를 개발된 굴착단계별 해석모델과 결합하여 절리암반에 굴착되는 터널의 굴착단계 및 록볼트 보강에 따르는 점소성거동의 해석이 가능한 프로그램을 완성시켰다.

완성된 점소성 프로그램을 이용하여 현재 건설중인 지하 원유 비축기지를 대상으로 한 굴착단계 및 록볼트 보강에 따른 4단계 점소성 거동 해석에 적용함으로써

공학적인 현장 활용성을 검토하였다. 해석결과에서 얻어진 변위, 절리 항복범위, 록볼트 축응력에 대한 고찰 결과, 터널 및 지보재의 거동특성은 절리의 공간적인 분포형태에 따라 이방성을 뚜렷하게 보여주었다. 터널의 변형거동은 절리의 분포특성에 큰 영향을 받는다는 점을 고려할 때 이러한 해석결과는 개발된 모델이 절리 및 보강패턴의 변화에 따른 터널의 비선형 거동특성을 예측하는 데에 효과적으로 이용될 수 있음을 보여주었다.

볼트 축응력에 대한 해석 결과로부터 록볼트의 축응력분포는 터널의 변형형태와 밀접한 관계가 있음을 알 수 있으며 터널의 변형이 크게 발생하는 방향으로 설치된 볼트에서 축응력이 크게 나타남을 알 수 있었다. 또한 현장의 갤러리 굴착시 시공한 록볼트 설치 예에서 처럼 록볼트 설치간격 및 길이를 확립적으로 일정하게 시공하는 것보다 이 연구에서와 같은 절리의 분포특성을 고려한 안정성 해석 결과를 바탕으로 록볼트 시공형태를 결정하는 것이 합리적이라 판단되었다. 즉 절리의 공간적 분포 특성을 고려한 안정성 해석을 수행하여 얻어진 록볼트의 축응력 분포, 변형특성을 바탕으로 단면의 위치에 따라 록볼트 보강형태에 변화를 줌으로써 경제적인 보강작업이 이루어질 수 있을 것으로 판단되었다.

## 참 고 문 헌

- 1) Goodman R.E., Taylor R.L. and Brekke T.L., (1968), *A model for the mechanics of jointed rock*. J. of the Soil Mech. and Found. Div. Proc. of A.S.C.E., Vol.94, No. SM3 pp.637-657
- 2) Wilson E.L., (1977), *Finite elements for foundations, joints and fluids*. In "Finite elements in geomechanics" G. Gudehus (Ed.), Wiley, Chichester
- 3) 이상필, 이정인, (1990), 불연속 암반내 공동주위의 응력 및 변형거동에 관한 수치해석, 한국자원공학회지, 27, pp.268-282
- 4) Beer G. (1985), *An isoparametric joint/interface element for finite element analysis*. Int. J. Num. Meth. in Eng., Vol.21, pp.585-600
- 5) Zienkiewicz O.C. and Pande G.N., (1977), *Time-dependent multilaminar model of rocks - A numerical study of deformation and failure of rock masses*. Int. J. for Num. Anal. Meth. in Geomech. Vol.1, pp.219-247

- 6) Pande G.N. and Gerrard C.M., (1983), *The behaviour of reinforced jointed rock masses under various simple loading stages*. Proc. of fifth Cong. of the Int. Soc. for Rock Mech., Vol.2, pp. F217-F223, Melbourne
- 7) Olofsson T., (1985), *Mathematical modelling of jointed rock masses*. Doc. Thesis, Lulea University of Technology
- 8) St. John C.M. and Van Dillen D.E., (1983), *Rockbolts: A new numerical representation and its application in tunnel design*. 24th U.S. Symp. on Rock Mech., pp.13-25
- 9) Cho T.F. and Lee C.I. (1993), *A new discrete rock bolt element for finite element analysis*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 30, pp.1307-1310
- 10) Larsson H. and Olofsson T., (1983), *Bolt action in jointed rock*. Proc. of Int. Symp. on Rock Bolting, Abisko, pp.33-46
- 11) Sharma K.G. and Pande G.N., (1988), *Stability of rock masses reinforced by passive, fully-grouted rock bolts*. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol.25, No.5, pp.273-285
- 12) Van Dillen D., Fellner R.W. and Dendrou B., (1979), *A two-dimensional finite element technique for modelling rock/structure interaction of a lined underground opening*. 20th US symp. on Rock Mech., pp.251-258
- 13) Chandrasekaran V.S. and King G.J.W., (1974), *Simulation of excavation using finite elements*. J. Geotech. Eng. Div., Vol.100, pp.1086-1089
- 14) Ghaboussi J. and Pecknold D.A., (1984), *Incremental finite element analysis of geometrically altered structures*, Int. J. for Num. Meth. in Eng., Vol.20, pp.2051-2064
- 15) 조태진, 이정인, (1992), 연속체 모델을 이용한 절리 암반 거동의 수치해석, 한국자원공학회지, 29, pp. 299-309
- 16) 조태진, 이정인, (1993), 록볼트 점소성 거동에 의한 지보효과 분석 - 수치해석, 지질공학, 3, pp.215-230
- 17) Gerrard C.M. and Pande G.N. (1985), *Numerical modelling of reinforced jointed rock masses I. Theory*, Computers and Geotechnics, Vol.1, pp.293-318
- 18) 이연규, (1994), 록볼트로 보강한 절리암반의 점소성 거동에 관한 수치해석 모델 개발, 서울대학교 공학박사 학위논문