

# 터널해석 및 안정성 평가

유 총 식 / 성균관대 교수



# 터널 해석 및 안정성 평가

## 1. 터널 굴착 전·후의 응력상태

### 1.1 초기 응력

터널을 굴착하기 이전 지반은 정역학적 평형상태에 있다. 이러한 평형상태에 있는 지반내의 응력을 초기응력이라고 한다. 초기응력의 분포는 피복두께, 지형 및 지질구조 등의 영향을 받으며, 조산운동 등의 지질구조에 의한 응력 등의 영향을 받지 않는 수평지반에서 임의 깊이  $h$ 에서의 연직응력( $\sigma_v$ ) 및 수평응력( $\sigma_h$ )은 식 (1)과 같다.

$$\sigma_v = \gamma h, \quad \sigma_h = K_0 \sigma_v \quad (1)$$

여기서  $\gamma$  : 암반의 단위중량,  $K_0$  : 측압계수

암반의 포아송 비를  $\nu$  라고 하면, 측압계수는 탄성이론에 근거하여 다음과 같이 구해진다.

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{(\nu - 1)} \quad (2)$$

터널의 갱구와 같이 평면변형을 상태로 간주할 수 없는 경우 터널 갱구 부근에서는 변형으로 인해 지표면에서는 터널 축방향 응력이 0으로 되기 때문에, 이 상태를 나타내는 계수  $s$ 를 사용해서 갱구 부근의 초기 응력상태를 구할 수 있다. 여기서,  $s$ 는 지표면에서  $s=1$ , 터널 전방에서  $s=0$ 으로 된다. 이 경우, 갱구 부근의 측압계수는 다음과 같이 된다.

$$K_0 = 1 - \frac{s}{(s + \nu - 1)} \quad (3)$$

한편, 대심도에서는 조산운동으로 인한 잔류응력 때문에 탄성이론에 근거한 측압계수를 적용할 수 없는 경우가 있다. 터널의 거동은 초기 응력 상태가 좌우하므로 이러한 경우에는 현장 실험을 통해 측압계수를 결정하여야 한다.

## 1.2 터널 굴착 후 주변 암반의 응력 상태

터널 굴착은 응력해방을 통해 주변 지반의 변형을 야기시켜 응력 재분배를 발생시킨다. 굴착으로 인한 지반의 응력-변형 관계는 상호 연관되어 있으며 이는 곧 지보재 설계에 매우 큰 영향을 미친다. 따라서 보다 효율적인 터널 설계를 위해서는 터널 굴착으로 인한 지반의 응력 상태를 예측하고 이를 설계에 반영하는 과정이 매우 중요하다. 본 절에서는 정수압적(Hydrostatic,  $p_v=p_h=p_z$ )인 초기 응력 상태에 있는 균질하고 등방성인 지반에 원형 터널이 굴착되는 경우 지반의 응력 상태를 고찰하기로 한다.

### (1) 탄성 상태의 터널 주변 응력

원형터널이 굴착될 경우 탄성이론에 의한 터널 주변의 응력 상태는 그림 1과 같다. 즉 터널 벽면( $r=a$ )에서는 터널 중심에서의 초기응력( $p_z$ )의 2배에 해당하는 접선응력( $\sigma_\theta=2p_z$ )과 영의 방사응력( $\sigma_r=0$ )이 발생하게 되므로, 터널 벽면에는 전단응력  $\tau=\sigma_\theta-\sigma_r=2p_z$ 가 발생하게 된다. 따라서 터널 벽면에서는 접선응력( $\sigma_\theta=2p_z$ )을 축응력으로 하는 일축압축상태에 있는 것을 알 수 있으며, 터널 벽면 근방 지반의 파괴여부는 지반의 일축압축강도  $q_u$ 와 전단력  $\tau=\sigma_\theta-\sigma_r=2p_z$ 와의 비교를 통해 파악할 수 있다.

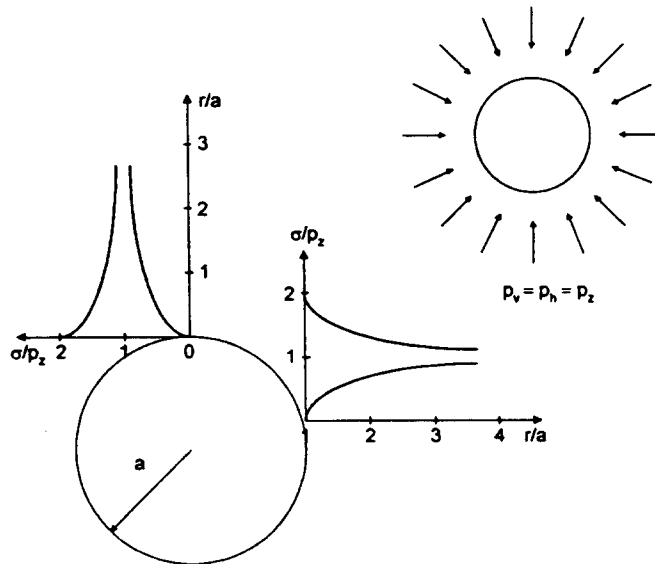
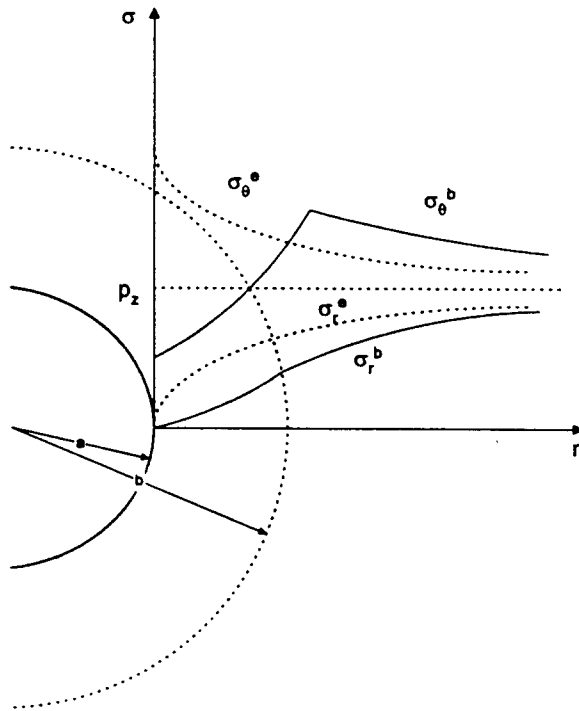


그림 1. 탄성상태의 터널주변응력

(2) 탄소성 상태의 터널 주변 응력

터널 굴착으로 인해 지반 매체에 형성되는 응력상태가 탄성한계를 초과할 경우 지반은 소성변형을 일으키며, 이러한 경우의 터널 주변의 응력 상태는 탄성 지반에서의 그것과 상당한 차이를 보인다. 그림 2는 탄소성 상태의 터널 주변 응력을 도식적으로 보여주고 있는데 보이는 바와 같이 이완영역에서는 탄성지반에서의 그것 보다 현저히 큰 접선응력이 발생하며, 최대 응력 집중은 터널 벽면이 아니라 이완 영역밖에서 발생함을 알 수 있다. 이는 이완 영역이 크면 클수록 응력 재분배로 인해 터널 주변 응력이 초기 응력 보다 현저히 크게 됨을 의미한다.

이러한 경향은 쌍철 터널이 굴착될 경우 큰 의미를 가진다. 즉, 터널 굴착시 응력 상태가 탄성영역내에 있는 지반의 경우 두 터널의 이격 거리는 두 터널중 큰 터널의 직경에 해당하는 거리로 유지하면 되나, 소성 영역이 발생하는 지반의 경우 응력 중첩으로 인한 이완 영역 확장을 고려하여 이보다 현저히 넓은 이격 거리를 유지하여야 한다.



$\sigma_{\theta}^e, \sigma_r^e$  = 탄성영역에서의 접선 및 방사응력  
 $\sigma_{\theta}^b, \sigma_r^b$  = 소성영역에서의 접선 및 방사응력

그림 2. 탄소성 상태의 터널주변응력

## 2. 터널 해석 기법

기존의 터널 해석은 탄성 및 탄소성 이론에 근거하여 유도된 이론해에 근거하여 수행되었으나, 최근 들어 수치해석 기법의 발달로 인해 수치 해석 기법이 매우 활발히 적용되고 있다. 본 절에서는 터널 해석 기법에 대해 알아보도록 한다.

### 2.1 이론해를 이용한 해석 기법

이론 해석에서는 주어진 외력에 대한 터널 주변의 응력-변형 상태를 수학적 접근방법으로 유도된 이론해(Closed Form Solution)로 계산한다. 이러한 이론해는 지반 조건을 균질한 등방성의 매체로 가정하며 매체의 자중을 무시하는 대신 이에 상응하는 응력장을 터널 주변에 작용시키고 탄성 또는 탄소성 이론에 근거하여 주어진 경계조건의 평형 및 적합 조건(Equilibrium and Compatibility Conditions)을 만족하도록 유도되었다.

이론 해석 기법은 아직까지도 현장에서의 간단한 검토 및 수치해석적 근사해의 검증 수단으로서도 매우 유용하게 적용되고 있으나 적용 가능한 재료 모델 및 터널 형상에서 많은 제약이 따르므로 실제 터널 설계에 사용할 경우에는 세심한 주의가 요구된다. 본 절에서는 이론해를 이용한 터널 주변 응력-변형 평가 방법을 알아보기로 한다.

#### (1) 탄성 해석

그림 3에서와 같이 반지름이  $a$ 인 원형터널이 굴착될 경우 평면변형상태에서의 응력 및 변형은 아래 식 (4)에서와 같이 극좌표( $r, \theta$ )계에서의 Kirsch의 해(Terzaghi and Richart, 1952)를 이용하여 산정할 수 있다. 경계조건을 고려하여 보다 엄밀한 해라고 할 수 있는 Mindlin(1940)의 해와 비교해 볼 때 Kirsch의 해는 터널의 토피가 직경의 4배 이상일 경우 유효한 것으로 보고되고 있다.

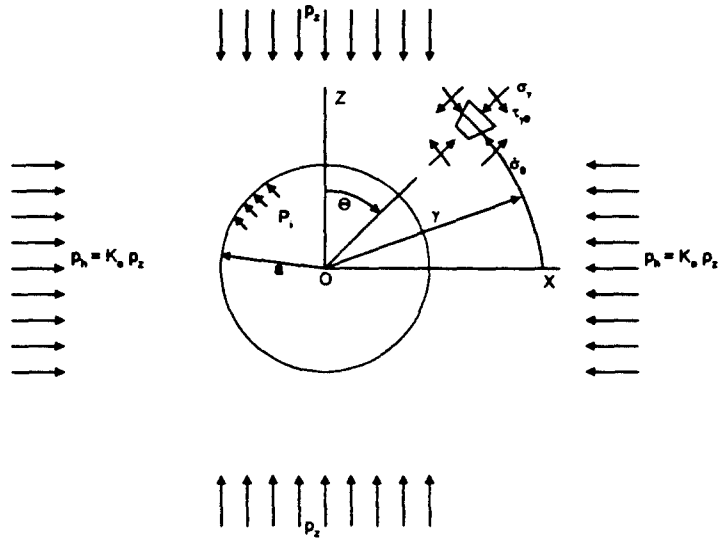


그림 3. 원형 터널에서의 응력

1) 비정수압 응력장(Non-Hydrostatic Stress Field;  $K_0 \neq 1.0$ )에서의 응력 및 변형

가) 응력

$$\sigma_r = \frac{1}{2} p_z \left[ (1 + K_0) \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - (1 - K_0) \left( 1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (4a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} p_z \left[ (1 + K_0) \left( 1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + (1 - K_0) \left( 1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (4b)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} p_z \left[ (1 - K_0) \left( 1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right] \quad (4c)$$

나) 변형

$$u_r = \frac{-p_z a^2 (1 + \nu)}{2Er} \left[ (1 + K_0) - (1 - K_0) \left[ 4(1 - \nu) - \frac{a^2}{r^2} \right] \cos 2\theta \right] \quad (4d)$$

$$u_\theta = \frac{-p_z a^2 (1 + \nu)}{2Er} \left[ (1 - K_0) \left[ 2(1 - 2\nu) + \frac{a^2}{r^2} \right] \sin 2\theta \right] \quad (4e)$$

여기서 E,  $\nu$ ,  $K_0$ 는 각각 매체의 탄성계수, 포아송비, 측압계수를 나타낸다.

## 2) 정수압 응력장(Hydrostatic Stress Field; $K_0=1.0$ )에서의 응력 및 변형

### 가) 응력

$$\sigma_r = p_z \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (5a)$$

$$\sigma_\theta = p_z \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (5b)$$

$$\tau_{r\theta} = 0 \quad (5c)$$

### 나) 변형

$$u_r = \frac{-p_z a^2 (1 + \nu)}{Er} \quad (5d)$$

$$u_\theta = 0 \quad (5e)$$

## (2) 탄소성 해석

탄소성 해석에 의한 터널 주변 응력-변형 해석 방법은 지반이 파괴 후에도 원래의 강도 ( $c, \phi$ )를 유지한다고 가정하는 경우와 파괴 후에는 잔류강도( $c_p, \phi_p$ )로 저하된다고 가정하는 경우로 대별된다. 매체의 강도의 손실을 고려할 경우에는 소성영역의 반경( $R$ )이 커지고, 경계면 ( $r=R$ )에서는 응력 불연속을 유발시킨다. 본 절에서는 정수압적인 초기응력상태( $K_0=1.0$ )에 있는 지반에서 지반이 파괴 후에도 원 강도를 유지하고 내압( $p_i$ )이 작용하는 경우 Mohr-Coulomb 파괴 기준에 의한 이론해를 알아보도록 한다.

### 1) 소성영역의 발생 조건

$$p_z > \frac{p_i + c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (6)$$



2) 소성 영역 반경, R

$$R = a \left[ (1 - \sin \phi) \frac{p_z + c \cot \phi}{p_i + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi}} \quad (7)$$

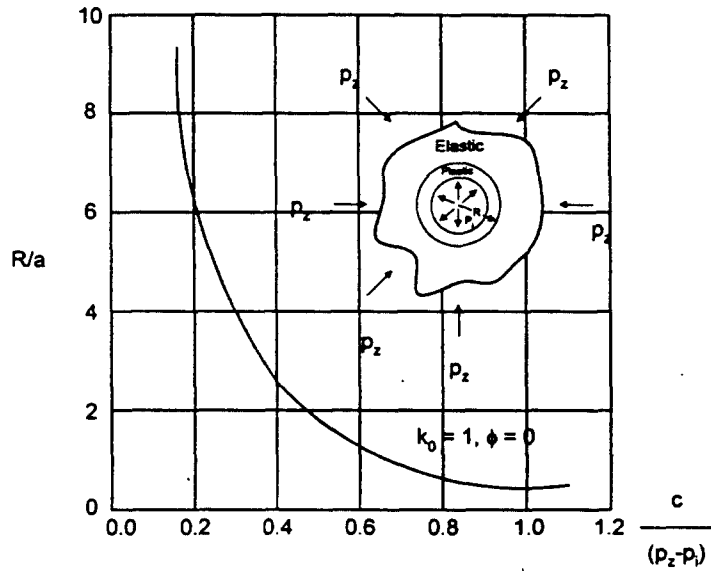


그림 4.  $\frac{c}{p_z - p_i}$  에 따른 소성영역 반경(R) 변화 경향

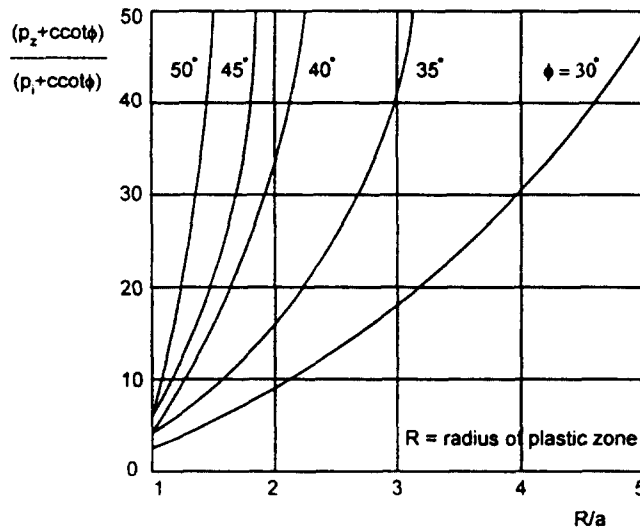


그림 5.  $\frac{p_z + c \cot \phi}{p_i + c \cot \phi}$  에 따른 소성영역 반경(R) 변화 경향

### 3) 응력

가) 소성 영역( $a \leq r \leq R$ )에서의 응력

$$\sigma_r = -c \cot \phi + (p_i + c \cot \phi) \left(\frac{r}{a}\right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (8a)$$

$$\sigma_\theta = -c \cot \phi + (p_i + c \cot \phi) \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}\right) \left(\frac{r}{a}\right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (8b)$$

$$\tau_{r\theta} = 0 \quad (8c)$$

나) 소성 영역과 탄성 영역 경계면에서의 응력

$$\sigma_R = p_z (1 - \sin \phi) - c \cos \phi \quad (9a)$$

$$\sigma_\theta = p_z (1 + \sin \phi) + c \cos \phi \quad (9b)$$

$$\tau_{r\theta} = 0 \quad (9c)$$

다) 탄성 영역( $r \geq R$ )에서의 응력

$$\sigma_r = p_z \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) + \sigma_R \left(\frac{R}{r}\right)^2 \quad (10a)$$

$$\sigma_\theta = p_z \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) - \sigma_R \left(\frac{R}{r}\right)^2 \quad (10b)$$

$$\tau_{r\theta} = 0 \quad (10c)$$

그림 6은 원형터널주변의 응력상태를 도식적으로 나타내고 있는데, 보이는 바와 같이  $p_z/p_i$ 의 비가 클수록 소성영역이 확장되는 경향을 볼 수 있다.

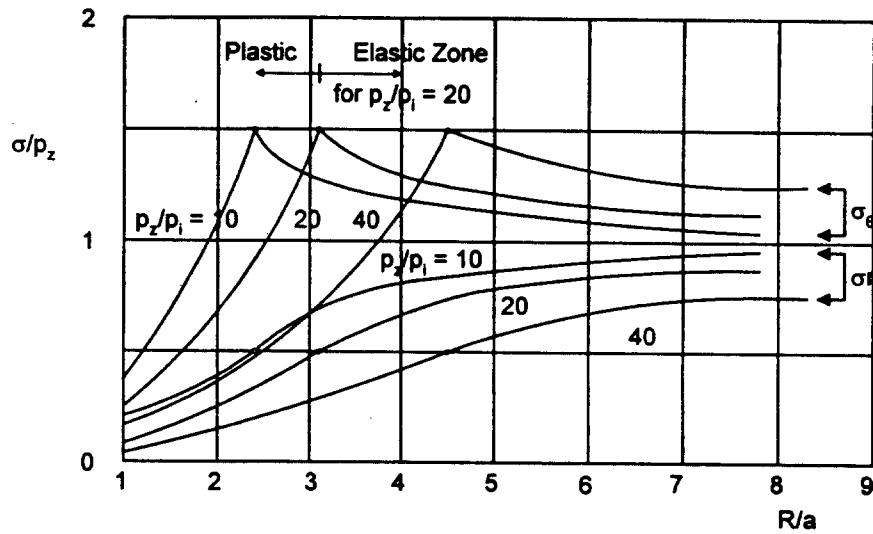


그림 6. 탄소성 해석에 의한 원형 터널 주변의 응력 분포 경향

4) 터널 벽면에서의 반경방향 변위( $u_a$ )

소성영역에서 체적의 변화가 발생하지 않는다고 가정할 때, 즉  $\nu=0.5$ , 탄성과 소성영역의 경계면에서의 반경 방향 변위는 식 (11)과 같이 표현된다. 한편, 소성영역의 체적 불변의 조건[식 (12)]을 적용하면 식 (13)이 유도되며 따라서 터널 벽면에서의 반경방향 변위는 식 (14)와 같이 표현된다.

$$\begin{aligned}
 u_R &= (p_z - \sigma_R) \frac{1+\nu}{E} R \\
 &= (p_z \sin \phi + c \cos \phi) \frac{1+\nu}{E} \left[ (1 - \sin \phi) \frac{p_z + c \cot \phi}{p_i + c \cot \phi} \right]^{\frac{1-\sin \phi}{2 \sin \phi}} \\
 &= \frac{(1+\nu)}{E} \sin \phi (p_z + c \cot \phi)^{\frac{1+\sin \phi}{2 \sin \phi}} \left( \frac{1 - \sin \phi}{p_i + c \cot \phi} \right)^{\frac{1-\sin \phi}{2 \sin \phi}} \quad (11)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2 a u_a - u_a^2 &= 2 R u_R - u_R^2 \\
 &= (a - u_a^2) \frac{2(1+\nu)}{E} \sin \phi \left( \frac{1 - \sin \phi}{p_i + c \cot \phi} \right)^{\frac{1-\sin \phi}{2 \sin \phi}} (p_z + c \cot \phi)^{\frac{1}{\sin \phi}} \quad (12)
 \end{aligned}$$

$$u_a^2 - 2au_a + a^2 \frac{A}{1+A} = 0 \quad (13)$$

$$\frac{u_a}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}} \quad (14)$$

여기서  $A = \frac{2(1+\nu)}{E} \sin \phi [(1 - \sin \phi) \frac{p_z + c \cot \phi}{p_i + c \cot \phi}]^{\frac{1 - \sin \phi}{2 \sin \phi}} (p_z + c \cot \phi)$

## 2.2 수치 해석 기법

최근 들어 컴퓨터 및 수치해석 기법의 발달로 터널 해석에 수치 해석 기법이 적용됨에 따라 종래의 이론해로 해결할 수 없었던 매우 복잡한 조건에 대한 해석이 가능하게 되었다. 또한 탄소성 모델, 탄점소성 모델 등 진보된 지반구성모델의 개발과 함께 매우 복잡한 경계조건 뿐만 아니라 지반의 이방성(Anisotropy), 비균질성, 비선형성, 불연속성 등의 재료 특성, 그리고 복잡한 시공과정의 해석도 가능하게 되었다.

일반적으로 터널해석에 적용되는 수치해석기법은 크게 유한요소법(Finite Element Method), 유한차분법(Finite Difference Method), 경계요소법(Boundary Element Method) 등과 같은 연속체 모델, 개별요소법(Distinct Element Method)과 같은 불연속체 모델, 보요소법(Beam Element Method with Elastic Support)와 같은 지반반력모델 등 세 가지로 구분된다.

### (1) 보요소법

본 해석 기법은 터널 복공 및 쉘드터널의 라이닝 설계에 주로 쓰이는 방법으로서 복공은 보요소를 이용하고 주변 지반은 스프링요소를 이용하여 터널구조 및 주변지반을 모델링한다. 이때, 스프링요소는 복공과 직각을 이루도록 모델링하여 지반으로부터 전달되는 수직응력을 모사하며 복공과 접선을 이루는 스프링 요소를 추가하여 복공과 주변지반 사이에 발생하는 전단응력을 모사 한다. 적용되는 스프링 요소의 강성은 주변지반 및 복공의 곡률(Curvature)에 따라 결정하여야 하며, 중요한 점은 계산과정에서 인장력을 받는 스프링 요소의 강성은 포함되지 않도록 반복법을 이용하여 처리하도록 하여야 한다. 보요소법은 일반적으로 식 (15)와 같이 정의되는 강성계수( $\beta$ )가 200 이하인 경우에 적용하는 것이 바람직한 것으로 알려져 있다.

$$\beta = E_s R^3 / EI < 200 \quad (15)$$

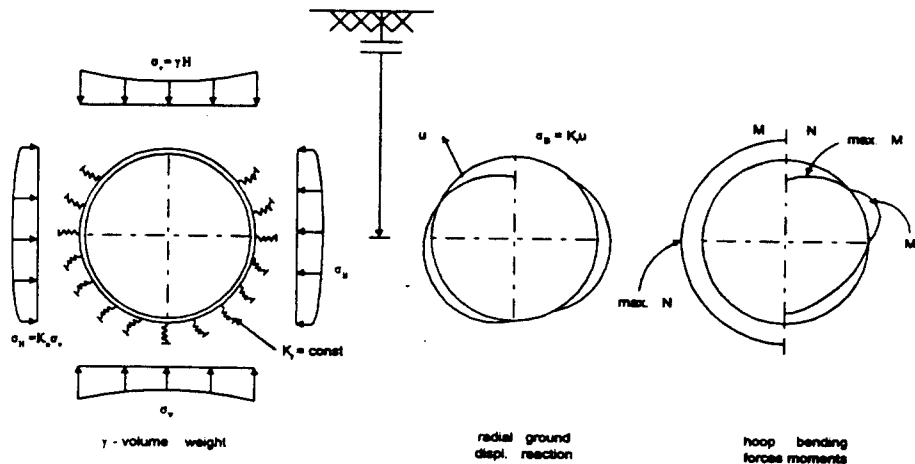


그림 7. 보요소법 例

여기서:  $E_s$  = 지반의 탄성계수,  $R$ =터널 반경

$EI$  = 라이닝의 굴곡강성(bending stiffness)

본 해석기법은 일반적으로 사용되고 있는 구조해석 프로그램을 적용할 수 있고 해석 과정이 간단하며, 소요 연산시간 및 요구되는 컴퓨터의 용량이 작다는 장점이 있으나 지반을 반영하는 스프링 요소의 강성(지반 반력 계수) 및 작용시켜야 할 외력의 설정시 세심한 주의를 기울여야 한다.

## (2) 유한요소법

유한요소법에서는 지반 및 기타 지보재를 연속체(Continuum)로 간주하며, 각 절점으로 연결되는 특정한 크기를 갖는 한정된 수의 요소로 이산화 된다. 외력의 변화에 따른 지반의 변형특성은 프로그램에서 채택하는 응력-변형을 구성법칙(Constitutive Law)에 의해서 결정된다. 유한요소법의 적용범위는 무한하다고 할 수 있으며 특히 지반공학에서 문제시되는 지반의 비균질성, 비등방성(Anisotropy), 시간의존성(Time Dependency) 등 복잡한 구성법칙을 비교적 간단히 해결할 수 있다. 해석 모델링에서는 지반 및 지보재의 모델링이 적절히 이루어져야 하며, 터널 시공과정과 같이 단계적 시공이 이루어지는 경우에는 시공 단계를 적절히 반영할 수 있는 프로그램을 사용하여야 한다.

### (3) 유한차분법(Finite Difference Method)

유한차분법은 지반을 각 절점에서 연결된 요소로 이산화된 연속체로 간주한다는 점에서 전술한 유한요소법과 유사하나 미지수를 구하기 위해 채택하는 방법에서 그 차이점을 찾을 수 있다. 일반적으로 유한요소법을 음해법(Implicit Method)이라고 하면 유한차분법은 양해법(Explicit Method)이라고 하는데 양해법은 매우 작은 시간간격(Time Step)에서 임의의 절점에서 발생하는 교란효과는 오직 인접한 절점에만 영향을 미친다고 간주한다. 따라서 각 절점에서 '해'를 구하기 때문에 유한요소법과 같이 행렬을 작성할 필요가 없기 때문에 요구되는 컴퓨터의 용량 또한 작다는 잇점이 있다.

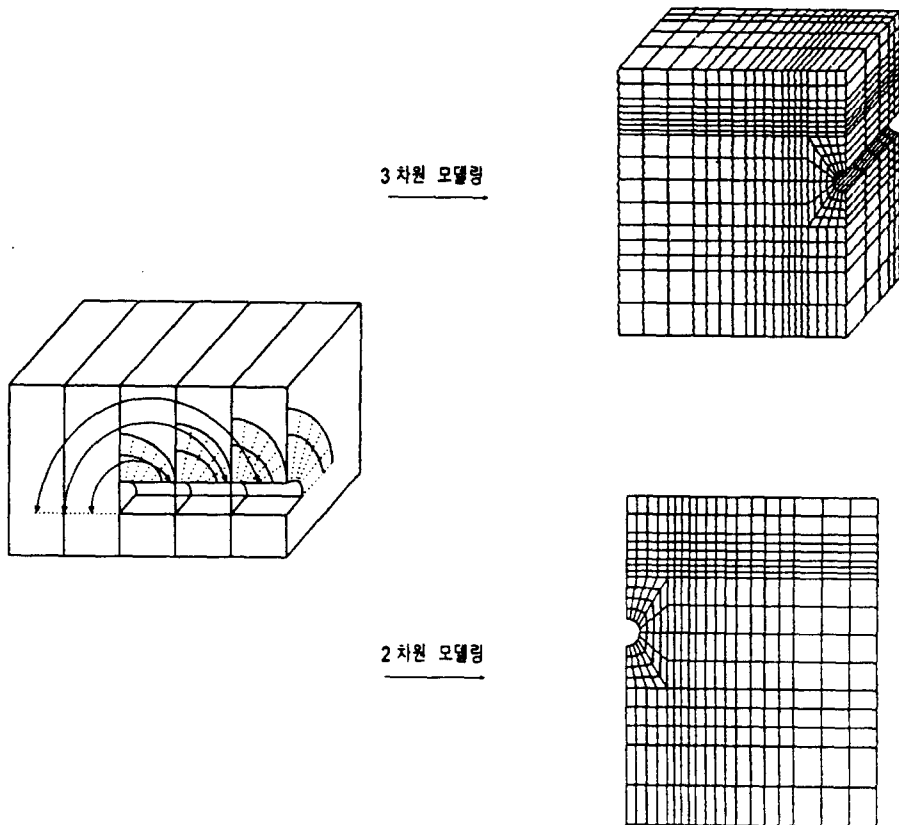


그림 8. 유한요소 및 유한차분법 예

#### (4) 경계요소법(Boundary Element Method)

유한요소법이나 유한차분법과 마찬가지로 지반을 연속체로 간주하나 경계에 해당하는 부분만 이산화가 요구되며 이러한 경계부분에서만 수치연산이 행해진다. 경계요소법은 다루어야 할 방정식의 수가 유한요소법에 비해 매우 적으므로 사용하는 컴퓨터의 용량이 작아도 무방하며 입력 및 출력자료가 비교적 간단하다는 장점이 있으며, 또한 경계면에서의 거동이 매우 중요한 2차원 및 3차원 해석에 매우 효율적으로 적용될 수 있다는 장점이 있다. 경계요소법은 아직 발전 단계에 있다고 할 수 있으며 침투해석 및 열전달 해석에 매우 유용하게 적용될 수 있는 반면에 재료의 비선형거동 해석이 매우 어려우며 단계별 해석이나 시간 의존성 재료의 거동해석이 매우 어렵다는 단점이 있다.

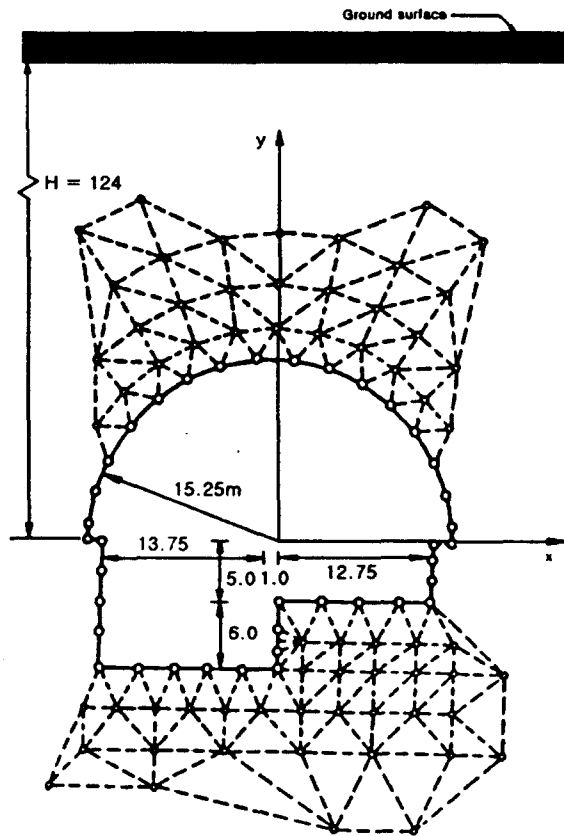


그림 9. 경계요소법 例

(5) 개별요소법(Distinct Element Method)

개별요소법은 대상 암반을 연속체로 간주하는 전술한 연속체 해석 기법과는 달리 지반을 개개의 강성 블록으로 모델링하며, 따라서 절리에서의 변위가 블록 자체의 변형보다 월등히 큰 경우 효과적으로 적용할 수 있다. 본 해석 기법은 절리가 매우 많이 형성된 암반에서의 터널 거동 해석에 매우 효율적으로 적용될 수 있으나, 정확한 해석을 위해서는 절리의 위치 및 방향등 절리 분포 특성에 관한 상세한 입력이 요구된다.

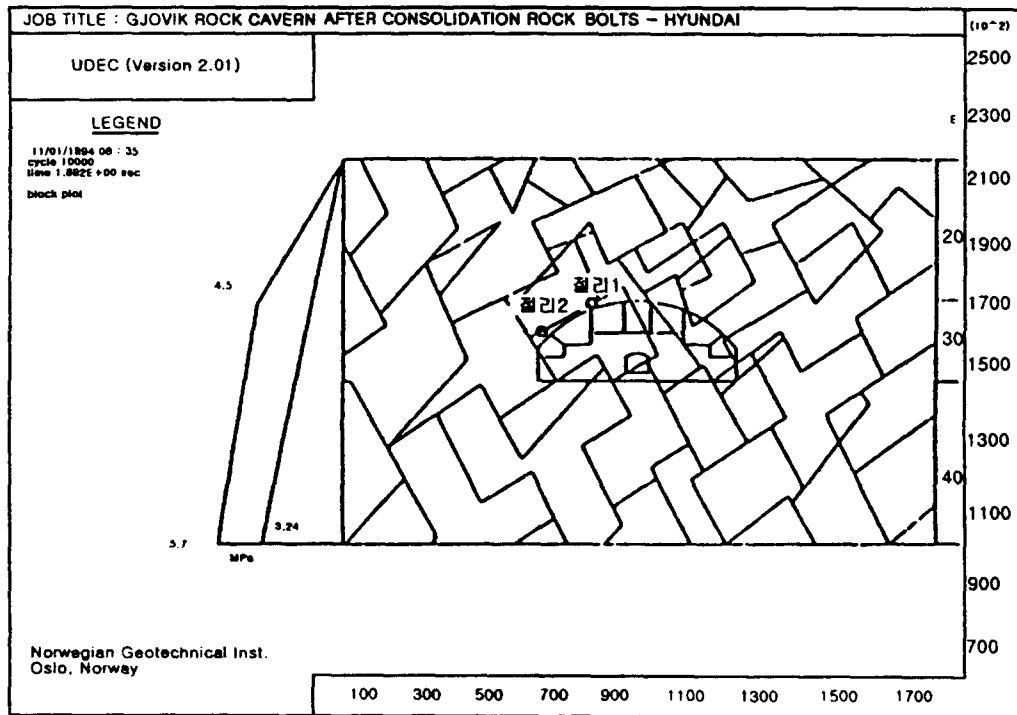


그림 10. 개별요소법 例



### 3. 연속체 모델을 이용한 터널 수치 해석

#### 3.1 지반/암반의 재료 모델링

유한요소법 혹은 유한차분법 등의 연속체역학에 근거한 수치해석기법을 이용하여 터널 및 주변 암반 혹은 지반의 거동을 해석할 경우 해석 결과의 신뢰성은 터널의 기하적 형상 혹은 경계조건이 적절히 모델링에 반영되었다고 할 때 해석에서 적용된 암반 혹은 지반의 응력-변형률 관계를 표현하는 구성법칙(Constitutive Law)의 타당성에 좌우된다. 구성법칙이란 재료의 외력에 대한 응력-변형률 관계를 수학적으로 표현한 것이라고 할 수 있는데 해석 모델링에서는 대상 지반/암반의 종류 및 하중조건에 따라 재료 모델화가 적절히 이루어져야 한다.

##### (1) 해석 모델의 종류

###### 1) 선형탄성모델(Linear Elastic Model)

선형탄성모델에서는 응력-변형률 관계가 일반화된 Hooke의 법칙을 따른다고 간주하며, 그림 11에서 보이는 바와 같이 응력-변형률 관계가 직선으로 표현된다. 선형탄성모델에서 필요한 재료상수는 탄성계수(E)와 포아송 비( $\nu$ )이다.

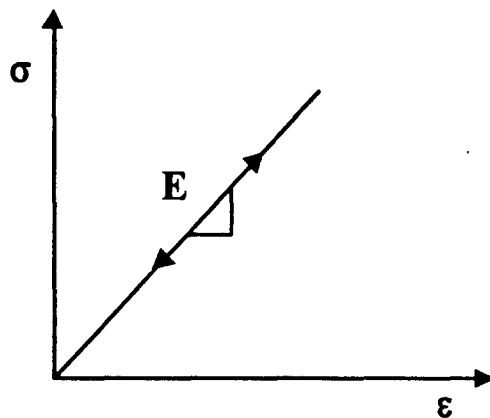


그림 11. 선형 탄성 응력-변형률 관계

## 2) 비선형 탄성모델(Non-Linear Elastic Model)

일반적으로 지반의 응력-변형을 관계는 비선형성을 나타내기 때문에 이러한 경우에 있어서 선형탄성모델은 적합하지 않다. 비선형 탄성모델의 대표적인 모델로는 Duncan-Chang Hyperbolic 모델을 들 수 있는데 이 모델은 흙의 탄성계수는 외력에 의해 흙 내부에 발생하는 응력 수준에 따라 변화하는 것으로 간주한다. 이 모델을 적용하는데 있어서는 흙의 비선형 거동을 부분선형탄성(Piecewise Linear Elastic) 거동으로 근사화하며, 각 하중 재하단계에서 흙은 선형 탄성 거동을 따른다고 가정하되 응력 수준에 따라 새로이 결정되는 식 (16)으로 정의되는 접선탄성계수(Tangential Modulus)를 이용하여 각 하중재하 단계에서의 증분 응력-변형 관계를 결정한다.

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 K P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (16)$$

여기서,  $R$ 는 극한 편차응력과 파괴시의 편차응력의 비로 정의되는 재료상수이며 일반적으로 0.7~1.0의 값을 가지며  $P_a$ 는 대기압, 그리고  $K$ 와  $n$ 은 삼축압축시험 결과로부터 결정되는 흙의 재료상수이다.

## 3) 탄소성 모델(Elasto-Plastic Model)

어떤 물체에 외력이 작용하면 응력과 변형이 발생하게 되는데, 외력을 제거하였을 경우 물체에 발생한 변형의 일부는 회복되나 나머지는 그대로 잔존하게 된다. 그림 12에서 보이는 바와 같이 회복 가능한 변형을 탄성변형이라고 하며, 이와는 반대로 회복 불가능한 변형을 소성변형이라고 하는데 이와 같이 재료의 변형을 탄성 및 소성 변형으로 표현하는 모델을 탄소성 모델이라고 한다. 탄소성 모델에서는 재료의 응력수준이 항복점에 도달하기 전까지의 거동은 탄성 거동으로 모사되나 항복점에 도달한 이후의 거동은 소성거동을 따르는 것으로 가정된다. 탄소성 모델을 적용하기 위해서는 주어진 응력 상태에서 항복이 여부를 결정하는 항복규준(Failure Criteria)과 항복 후 거동을 모사하기 위한 유동법칙(Flow Rule)이 필요하다.

가) 항복 기준

항복 기준은 응력 상태의 조합으로 표현되는 탄성 변형의 한계로 정의되며, 식 (17) 과 같은 방정식으로 표현된다.

$$f(\sigma) = f(J_1 J_2 J_3) = 0 \quad (17)$$

여기서  $J_1, J_2, J_3$ 는 응력 불변량이다. 만일  $f < 0$  이면 재료는 탄성 영역 내에 있으며,  $f \geq 0$  이면 재료는 소성 상태에 있게 되며 채택한 소성 이론을 토대로 소성 변형이 결정된다. 지금까지 지반/암반에 적용 가능한 많은 항복기준이 개발되어 있으나, 일반적으로 Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hoek-Brown 항복 기준 등이 터널 해석에 많이 적용된다.

㉠ Mohr-Coulomb 항복 기준

Mohr-Coulomb 항복 기준을 응력 불변량으로 표현하면 식 (18)과 같은 함수로 표현되며, 항복 여부를 판정하는데 필요한 재료 상수는 점착력( $c$ )과 내부 마찰각( $\phi$ )이다.

$$f = J_1 \sin \phi + \sqrt{J_{2D}} \cos \theta - \frac{\sqrt{J_{2D}}}{3} \sin \phi \sin \theta - c \cos \phi = 0 \quad (18a)$$

$$\theta = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left( -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_{3D}}{J_{2D}^{3/2}} \right) \quad (18b)$$

$$-\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6} \quad (18c)$$

여기서,  $J_1$ 는 응력의 1차 불변량,  $J_{2D}$ 는 편차응력의 2차 불변량이다.

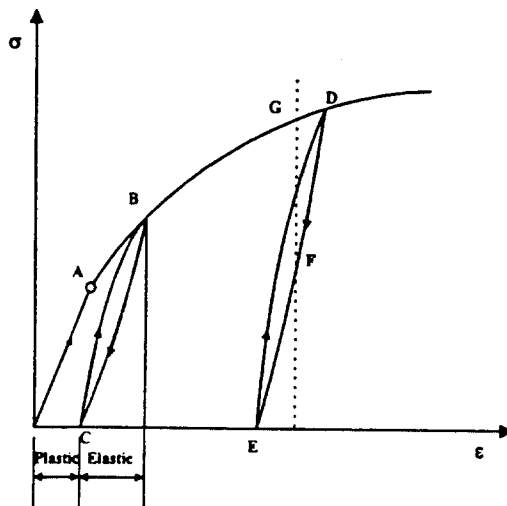


그림 12. 탄소성 응력-변형을 관계

㉔ Drucker-Prager 항복 기준

Drucker-Prager 항복기준은 모든 주응력 효과를 고려한 수정된 형태의 Mohr-Coulomb 항복기준으로서 식 (19)와 같은 함수로 표현된다.

$$f = \sqrt{J_{2D}} - \alpha J_1 - k \quad (19)$$

여기서의  $\alpha$  와  $k$ 는 재료 상수로서  $J_1$ - $J_{2D}$ 평면에 도시된 Drucker-Prager 파괴 포락선의 절편 및 기울기를 의미하며, 아래와 같이  $c$  와  $\phi$ 로부터 계산된다.

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}}, k = \frac{3C}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (20)$$

㉕ Hoek-Brown 항복 기준

본 모델은 최근 많이 적용되고 있는 암석의 경험적 파괴 기준으로서 Griffith 기준에 근간을 두고 있다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m C_o \sigma_3 + s C_o^2} \quad (21)$$

여기서  $\sigma_1$  = 최대 주응력,  $\sigma_3$ =최소 주응력,  $C_o$  = 암석의 일축압축강도,

$m$  = 경험적 상수; 0.001(Highly Disturbed Rock Mass)~25 (Hard Rock)

$s$  = 경험적 상수; 0 (Jointed rock mass)~1(Intact rock)

Hoek과 Brown(1988)이 제안한 교란 및 불교란 암석에 대한  $m$  및  $s$  값을 표 1과 같이 제안하였으며, Bieniawski(1973)의 RMR 값을 이용하여  $m$  및  $s$ 를 유추할 수 있는 의 관계를 다음과 같이 제시하였다.

$$m = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{14} I_m\right) \quad (22)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6I_s}\right) \quad (23)$$

여기서  $m_i$  = 암편의  $m$  값 (RMR=100)

$I_m$  및  $I_s$  = 1(불교란 암석), 2(교란 암석)

본 항목규준은 대상 암반이 네개 군 이상의 불연속면을 포함하고 한군의 불연속면이 다른 것들보다 현저히 약하여 이방성을 나타내는 암반에는 적용할 수 없다.[Hoek과 Brown(1988)]

표 1. Hoek-Brown 항복규준 정수

HOEK-BROWN FAILURE CRITERION $\sigma_1 = \sigma_3 = (mC_0\sigma_i + sC_0^2)^{1/2}$ $\sigma_1 =$ 최대주응력 $\sigma_3 =$ 최소주응력 $C_0 =$ 무결함 암석시편의 일축압축강도 상수 : 교란된 암반에서는 $m', s'$ 불교란 암반에서는 $m, s$	(A) 결정·벽개가 양호하게 발달된 탄산염암 <sup>1)</sup>	(B) 이질암 <sup>2)</sup>	(C) 잘결합되어 벽개가 존재하지 않는 사암 <sup>3)</sup>	(D) 새립이며 다수의 광물로 이루어진 결정질 화성암 <sup>4)</sup>	(E) 거칠며 다수의 광물로 이루어진 결정질 화성암 및 변성암 <sup>5)</sup>
[무결함 암석시편]	$m'$ 7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
절리가 발달하지 않은 실내시험용 공시체 크기	$s'$ 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
*RMR = 1000, Q = 500	$m$ 7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
	$s$ 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
[매우 양호한 암질]	$m'$ 2.40	3.43	5.14	5.82	8.56
풍화되지 않은 절리가 1~3 m의 간격으로 발달되어 있는 잘 결합된 불교란 암석	$s'$ 0.082	0.082	0.082	0.082	0.082
	$m$ 4.10	5.85	8.78	9.95	14.63
RMR = 85, Q = 100	$s$ 0.189	0.189	0.189	0.189	0.189
[양호한 암질]	$m'$ 0.575	0.821	1.231	1.3395	2.052
다소 교란된 절리가 1~3 m의 간격으로 발달된 신선하거나 다소 풍화된 암석	$s'$ 0.00293	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293
	$m$ 2.006	2.865	4.298	4.871	7.163
RMR = 65, Q = 10	$s$ 0.0205	0.0205	0.0205	0.0205	0.0205
[보통의 암질]	$m'$ 0.128	0.183	0.275	0.311	0.458
중간정도로 풍화된 절리가 0.3~1 m 간격으로 발달	$s'$ 0.9E-04	0.9E-04	0.9E-04	0.9E-04	0.9E-04
	$m$ 0.947	1.353	2.030	2.301	3.383
RMR = 44, Q = 1	$s$ 0.00198	0.00198	0.00198	0.00198	0.00198
[불량한 암질]	$m'$ 0.029	0.041	0.061	0.069	0.102
30~500mm의 충전물을 지닌 풍화된 다수의 절리가 발달	$s'$ 0.3E-05	0.3E-05	0.3E-05	0.3E-05	0.3E-05
깨끗하게 다짐된 부스러기로 이루어진 암석	$m$ 0.447	0.639	0.959	1.087	1.598
RMR = 23, Q = 0.1	$s$ 0.00019	0.00019	0.00019	0.00019	0.00019
[매우 불량한 암질]	$m'$ 0.007	0.010	0.15	0.17	0.025
심하게 풍화된 절리가 50cm 이하의 간격으로 분포된 암석	$s'$ 0.1E-06	0.1E-06	0.1E-06	0.1E-06	0.1E-06
새립분을 포함한 부스러기 암석	$m$ 0.219	0.313	0.469	0.532	0.782
RMR = 3, Q = 0.01	$s$ 0.2E-04	0.2E-4	0.2E-04	0.2E-04	0.2E-04

\*1) 돌로마이트, 석회암 및 대리석  
 \*2) 이암, 실트암, 혈암 및 점판암(벽개에 수직)  
 \*3) 사암 및 규암  
 \*4) 안산암, 조립 현무암, 휘록암 및 유문암  
 \*5) 각섬암, 반려암, 편마암, 노라이트 및 석영섬록암

## 나) 유동 법칙

재료의 응력 상태가 항복 기준에 도달하면 재료에는 소성 변형이 발생한다. 이러한 소성 변형의 발생을 소성 유동(Plastic Flow)이라고 한다. 소성 이론에서 소성 변형 벡터의 방향은 소성 포텐셜 함수에 의한 유동 법칙을 통해 정의 된다.

유동 법칙은 소성 포텐셜 함수(Q)를 정의하는 방법에 따라 조합(Associated) 및 비조합(Non-Associated) 유동 법칙으로 나눌수 있는데 포텐셜 함수를 항복 함수(f)로 취하는 경우 조합 유동 법칙이라하며 항복 함수와는 다른 함수를 포텐셜 함수로 취하는 경우 비조합 유동 법칙이라 한다.

일반적으로 대부분의 지반/암반은 비조합 유동 법칙을 따르는 재료로 알려져 있으나 비조합 유동 법칙을 적용함으로써 얻어지는 잇점 보다는 이를 적용하는데서 비롯되는 수치적 어려움이 발생하므로 적합 유동 법칙을 적용하는데 큰 무리가 없는 것으로 알려져 있다.

## 4) 점탄성 및 점탄소성 모델

탄성 모델에 점성을 고려하는 경우를 점탄성 모델, 그리고 탄소성 모델에 점성을 고려하는 경우를 점탄소성 모델이라고 한다. 이러한 경우 계산과정이 매우 복잡하게 되며 연산 노력이 증대된다. 점탄소성 모델의 경우 지반의 탄성, 소성, 점성 거동을 고려한다는 측면에서는 주변 지반의 거동을 실제의 거동에 가깝게 모사한다는 잇점이 있으나 점성 거동의 모델링이 그다지 용이하지 않다는 어려움이 있다.

이러한 점성을 고려한 모델은 터널 및 주변지반의 거동이 지보 및 복공의 타설 시기에 의해 많은 영향을 받는 경우 혹은 시공 단계에 따른 터널의 거동 평가가 매우 중요한 경우에 채택된다.

### (2) 불연속면의 모델링

터널이 절리 혹은 단층 등의 불연속면이 산재해 있는 암반에 굴착되는 경우 터널의 거동은 불연속면의 역학적 특성에 의해 좌우된다. 따라서 이러한 경우에는 불연속면을 반드시 해석 모델링에 있어서 고려하여야 한다. 일반적으로 불연속면은 Joint 요소, Pin 요소 등의 상호면 요소(Interface Element)를 이용하여 모델링하는데 불연속면의 역학적 특성을 정확히 입력하여야 한다.

### (3) 재료 모델의 선정

터널해석에서 무엇보다도 중요한점은 대상 지반에 적합한 해석 모델을 선정하는 일이다. 일반적으로 Mohr-Coulomb 혹은 Drucker-Prager 항복기준을 이용한 탄소성 모델은 실무에 적용할 때에 만족할 만한 결과를 제시한다고 알려져 있다.

한편, 대부분의 상용 프로그램에는 다양한 항복 기준을 포함하고 있는데 본 지침서에서 제시한 항복기준중에서 Drucker-Prager 항복 기준이 중간 주응력의 영향을 고려하였다는 점에서 Mohr-Coulomb 항복 기준보다 진보된 항복 기준이라 할 수 있으나 각기 장, 단점을 내포하고 있어 실무에 적용하는데 별 차이 없이 적용할 수 있다.

암반에 적용되는 Hoek-Brown 항복 기준은 현장에서 얻어지는 암반 평가자료를 이용하여 입력에 필요한 재료상수를 결정할 수 있다는 잇점이 있으나 실무 적용에 있어서 보다 많은 연구가 필요하다.

## 3.2 해석 대상 지반의 모델링

### (1) 경계면 위치의 설정

지반의 모델링에 있어서는 무한요소(Infinite Element)를 적용하는 경우를 제외하고는 먼저 가상의 경계면을 설치하여 해석영역을 설정하여야 한다. 경계면은 해석결과에 영향을 주지 않는 곳에 설치하여야 하는데 일반적으로 터널굴착으로 인한 지반의 응력변화가 발생하는 위치에서 멀리 떨어진 지점에 설치하여야 하며, 일반적으로 측면 및 하부 경계는 터널 주변으로부터 터널 직경의 4~5배 되는 지점에 설치하는 것이 바람직하다. 경계면을 설정한 후에는 다음과 같이 경계조건을 부여하여야 한다.

㉠ 2차원 모델 ⇒ 측면 경계: x-방향 변위 구속, 하부 경계: y-방향 변위 구속

㉡ 3차원 모델 ⇒ A 측면 경계: z-방향 변위 구속, B 측면 경계: x-방향 변위 구속,

하부 경계: y-방향 변위 구속



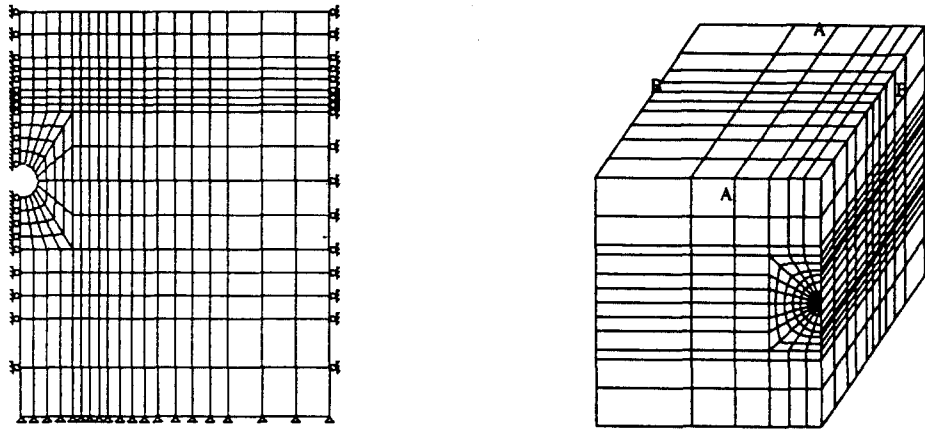


그림 13. 2차원 및 3차원 모델의 경계조건

### (2) 요소의 크기 및 배열

지반의 모델링에서 중요시되는 사항은 요소의 크기 및 배열을 설정이다. 유한요소 해석에 있어서 경제성을 고려하지 않고 해석결과의 정확성만을 고려한다면 요소의 크기는 작을수록 그리고 배열은 균일할수록 바람직하다고 할 수 있다. 그러나 유한요소해석에서 절점수에 따라 요구되는 연산 시간은 기하급수적으로 증가하기 때문에 이러한 방법은 바람직하지 않다. 따라서 예비해석을 수행하여 대상 문제에 적합한 요소의 크기를 설정하여야 하며, 일반적으로 터널주변과 같이 응력구배가 급한 영역에서는 조밀하게, 외곽지역은 거칠게 이산화 하는 것이 바람직하다.

### (3) 해석영역의 설정

심도가 그리 깊지 않은 터널의 경우 터널 천단 위의 지반 전체를 모델링에 포함시키면 되지만 대심도 터널의 경우 이러한 방법으로 모델링 할 경우 해석영역이 광범위해져 처리하여야 할 절점 및 요소의 수가 많아지게 되고 특히 3차원 해석에서는 막대한 컴퓨터 처리시간이 필요로 하게 된다. 따라서 대심도의 경우에는 경제성을 고려하여 굴착으로 인한 영향이 미치는 영역만을 모델링에 포함시키고(일반적으로 터널 천단 상부에서부터 터널 직경의 3.0~4.0 배 정도) 그 이외의 지역은 상재하중으로 처리함으로써 해석영역을 줄여서 해석하여도 무방하다.

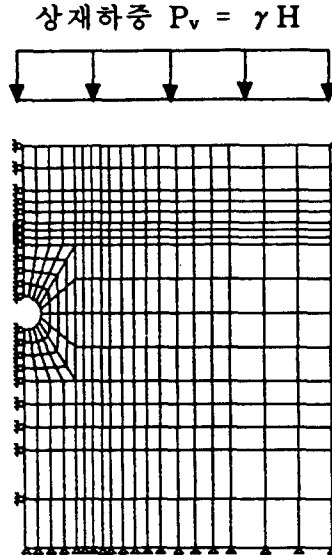


그림 14. 해석영역의 설정

### 3.3 지보재의 모델링

일반적으로 터널 굴착시 적용되는 슛크리트, 록볼트 등의 지보재는 다음과 같은 방법으로 모델링된다.

(1) 주변 지반과 같이 연속체 요소로 모델링하는 방법

일반적으로 복공 및 슛크리트의 모델링에 적용되며, 요소 및 절점수가 많아지고 지보 설계에 필요한 부재력을 다시 계산하여야하는 단점이 있다.

(2) 보(Beam) 요소 혹은 붕(Truss) 요소와 같은 구조 요소로 모델링하는 방법

스�크리트나 록 볼트의 모델링에 가장 널리 적용되는 방법으로 지보 설계에 필요한 부재력이 자동적으로 출력되며, 절점수 또한 증가하지 않는다는 잇점이 있다.

(3) 주변 지반의 공학적 성질을 향상시키는 방법

지보 효과를 또한 세 번째 방법과 같이 점착력 혹은 탄성계수 등 주변 지반의 공학적 성질을 개선시키는 방법으로 모델링 하나, 개선시켜야 할 공학적 특성치의 정확한 설정이 매우 어려울 뿐만 아니라 지보 설계에 필요한 부재력을 평가할 수 없다는 단점이 있다.

표 2. 지보의 모델링에 적용되는 요소 종류

구 분	적용되는 요소의 종류
복 공	연속체 요소, 보 요소
강재 지보공	보 요소
Shotcrete	보 요소, 봉 요소, 연속체 요소
Rock Bolt	봉 요소

2차원 해석을 수행하는 경우 해석에서는 단위 폭에 대한 모든 계산이 이루어진다. 따라서 지보의 모델링에서는 터널 굴진방향으로의 설치간격을 고려하여 단위 폭 당의 환산강성을 적용하여야 한다.

예) · Rock Bolt를 봉 요소로서 모델링하는 경우: 굴진방향의 설치간격(1.5 m)

필요한 입력 ⇒ 탄성계수(E), 단면적(A)

단위 폭 당의 환산 강성 ⇒  $E/1.5$

· 슛크리트를 보 요소로서 모델링하는 경우: 굴진방향의 설치간격(1.5 m)

필요한 입력 ⇒ 탄성계수(E), 단면2차 모멘트(I), 단면적(A)

단위 폭 당의 환산강성 ⇒  $E/1.5$

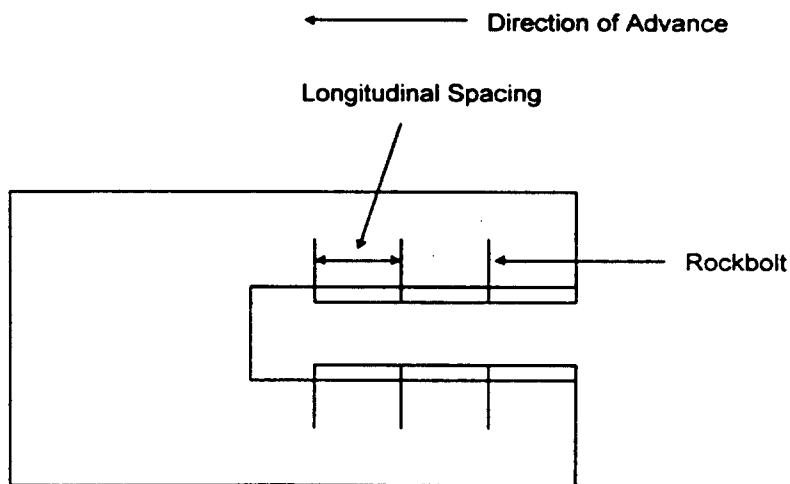


그림 15. 굴진방향 설치 간격을 고려한 Rock Bolt의 모델링

### 3.4 입력자료의 선정

수치해석의 정확도를 높이기 위해서는 해석에 사용하는 지반의 공학적 특성치의 정확한 선정이 무엇보다도 중요하다. 해석에 진보된 지반 구성모델을 적용하였다더라도 입력자료의 신뢰도가 떨어지는 경우 해석 결과의 신뢰성은 그 만큼 저하된다. 특히 많은 경우에 있어서 지반조사 자료를 이용하기 보다는 문헌에 제시된 지반 혹은 암반의 특성치를 가정하여 사용하는 경우가 있는데 이러한 접근방법은 피하여야 한다. 일반적으로 수치해석에서 필요한 지반의 입력 자료로는 탄성계수(E), 점착력(c), 내부마찰각( $\phi$ ), 축압계수( $K_0$ ), 포아송 비( $\nu$ ) 등이 있으며 이러한 입력자료의 선정은 지반 전문가가 해석 단면 위치에서 실시한 지반조사 자료와 현장 및 실내시험 결과를 종합적으로 평가한 후 결정하여야 한다.

## 4. 시공과정을 고려한 2차원해석 기법

터널시공에 따른 주변지반의 응력-변형을 관계는 막장의 효과로 인해 그림 16과 같이 3차원적 거동을 보이므로 정확한 거동 해석을 위해서는 3차원 해석이 수행되어야 한다. 그러나 3차원 해석시에는 입력 및 출력자료가 방대하여 처리 및 분석의 어려움이 따르고 많은 해석시간을 요하는 등 시간적, 경제적인 어려움이 따르기 때문에 일반적으로 시공과정을 적절히 고려한 2차원 해석 모델을 이용하여 터널 해석을 수행할 수 있다.

시공과정이 고려된 2차원 해석 모델은 해석단면의 위치에 따른 종방향 아치의 감소율을 결정하여 각 해석단계에 적용하는 방법으로서 막장부에서 멀어질수록 감소하는 종방향 아치효과를 모사하는 방법에 따라 크게 하중분배모델(Stress Distribution Method)과 강성변화모델(Stiffness Variation Method)로 분류되나, 본 절에서는 일반적으로 많이 적용되는 하중분배모델에 관해서 알아보기로 한다.

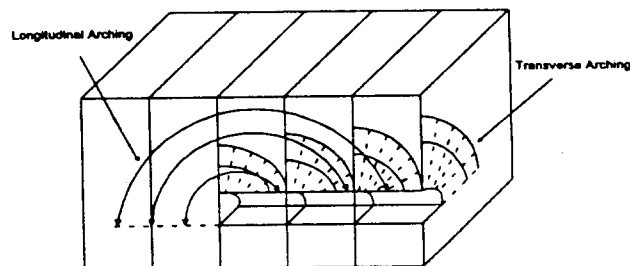


그림 16. 터널 막장에서의 3차원 거동

## 4.1 하중 분배 모델의 기본 개념

하중분배모델은 막장으로부터 종축방향으로 떨어진 위치에 따라 종방향 아치효과가 변화하는 경향을 반영하기 위하여 2차원 해석의 각 해석단계를 3차원 터널 축상의 각 위치와 대응시켜 해석 단계별로 굴착에 의해 발생하는 굴착상당력을 분배하여 적용시키는 방법이다. 본 해석모델에서는 터널에 발생된 변위가 응력 수준에 비례한다는 가정 하에 응력분배 정도를 나타내는 하중분배율을 이용하여 굴착상당력을 조절함으로써 해석을 수행하게 된다.

하중분배모델에서 필요한 하중분배율은 터널시공조건 및 지반조건 등에 따라서 달라지므로 시공조건을 고려하지 않고 일률적으로 적용하는 것은 많은 문제를 야기시킬 수 있다. 따라서 하중분배율은 시공과정을 고려하여 선택하여야 하며 유사한 지반 및 시공조건에서의 계측자료를 이용하거나 3차원 예비 해석을 통해 얻어지는 종방향 침하곡선을 이용하여 선정할 수 있다.

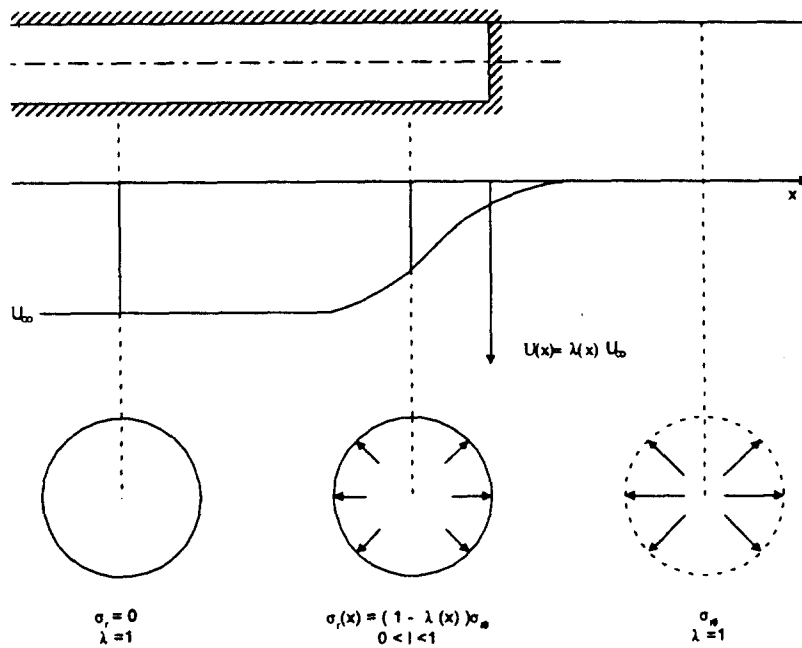


그림 17. 하중 분배모델의 기본 개념도

## 4.2 하중 분배 모델 적용 예

대표적인 터널시공과정 경우에 있어서의 하중분배모델을 이용한 2차원 해석과정은 다음과 같다.

### (1) 롱 벤치 커트

막장에 근접하여 슛크리트 및 록 볼트와 같은 지보재가 막장에 근접하여 타설되는 경우 해석단면은 막장부, 상반 슛크리트부, 하반부, 하반 슛크리트부로 채택할 수 있으며 해석 과정은 아래와 같다.

단 계	해 석 과 정
1	상반굴착에 해당하는 굴착상당외력( $F_s$ ) 산정
2	상반굴착상당외력( $F=a_1 \times F_s$ ) 적용
3	상반 shotcrete 타설
4	상반굴착상당외력( $F=a_2 \times F_s$ ) 적용 -- Soft Shotcrete
5	상반굴착상당외력( $F=a_3 \times F_s$ ) 적용 -- Hard Shotcrete
6	하반굴착에 해당하는 굴착상당외력( $F_a$ ) 산정
7	하반굴착상당외력( $F=\beta_1 \times F_a$ ) 적용
8	하반 shotcrete 타설
9	하반굴착상당외력( $F=\beta_2 \times F_a$ ) 적용 -- Soft Shotcrete
10	하반굴착상당외력( $F=\beta_3 \times F_a$ ) 적용 -- Hard Shotcrete

•  $a_1+a_2+a_3=1$  ;  $\beta_1+\beta_2+\beta_3=1$

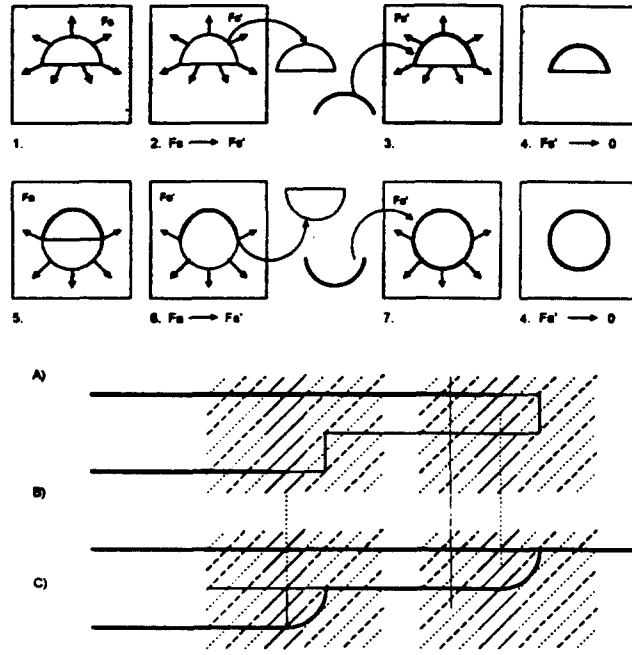


그림 18. 하중분배모델 적용 예: 롱 벤치 커트

(2) 쇼트 벤치 커트

쇼트 벤치 커트 공법과 같이 하반 굴착이 상반에 인접하여 수행되는 경우에는 상반 및 하반 굴착의 영향이 중복되게 된다. 이러한 경우에서의 해석에서는 시공과정을 충분히 고려하여 중복 영향을 반드시 고려하여야 한다.

단 계	해 석 과 정
1	상반굴착에 해당하는 굴착상당외력( $F_s$ ) 산정
2	상반굴착상당외력( $F=a_1 \times F_s$ ) 적용
3	상반 shotcrete 타설
4	상반굴착상당외력( $F=a_2 \times F_s$ ) 적용
5	하반굴착에 해당하는 굴착상당외력( $F_a$ ) 산정
6	상반굴착상당외력( $F=a_3 \times F_s$ ) 적용 및 하반굴착상당외력( $F=\beta_1 \times F_a$ ) 적용
7	하반 shotcrete 타설
8	상반굴착상당외력( $F=a_4 \times F_s$ ) 적용 및 하반굴착상당외력( $F=\beta_2 \times F_a$ ) 적용

•  $a_1+a_2+a_3+a_4=1$  ;  $\beta_1+\beta_2=1$

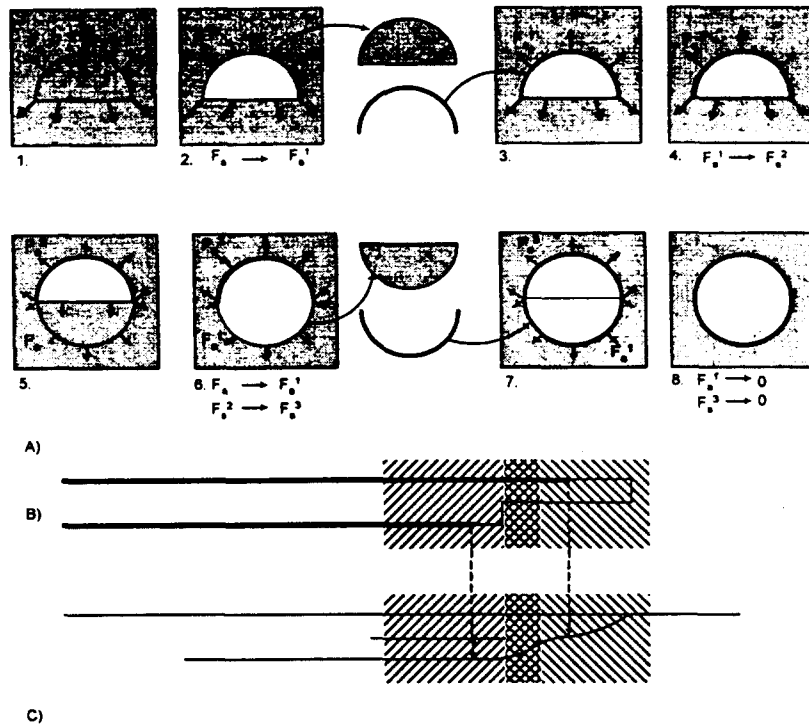


그림 19. 하중분배모델 적용 예: 쇼트 벤치 커트

## 5. 터널 해석을 이용한 안정성 평가

터널 해석의 주 목적은 주어진 설계 및 시공 과정의 적절성 및 안정성 여부를 파악하는데 있다. 본 절에서는 터널 해석을 통한 안정성 평가 방법을 고찰하기로 한다.

### 5.1 터널 설계단계에서의 안정성 평가

터널 설계 단계에서는 지반 조건 및 굴착 방법에 관한 제반 정보를 바탕으로 설계된 터널 구조계를 해석하고 그 결과를 바탕으로 터널의 안정성을 평가하여야 한다. 이 단계에서는 주어진 정보가 매우 미흡하므로 정량적 안정성 검토 보다는 정성적 평가에 주안점을 둘 필요가 있다. 이때에는 터널의 변위, 슛크리트 및 록볼트의 응력 등을 종합 분석하여 지보 패턴의 타당성을 검토하고 이에 대한 시공 관리 기준치를 설정할 필요성이 있으며, 다양한 지반 조건에 대한 매개변수 연구를 통해 관리 기준치의 범위를 제안하는 것이 바람직하다.

이 밖에 터널 해석을 통한 안정성 평가를 통해 터널 및 주변 지반 보강 필요성 여부 및 굴착 영향 범위 등을 파악하여 시공 계획 수립에 도움을 줄 수 있는 정보를 제공할 필요성이 있다.



## 5.2 터널 시공단계에서의 안정성 평가

앞서 언급한 바와 같이 터널 설계 단계에서는 제한된 정보만으로 설계 및 해석이 수행되므로 정보화 시공의 개념으로 시공중 계측을 수행하여 이를 바탕으로 지보 패턴 및 굴착 공법 등 기 수행된 설계를 재검토하게 된다. 즉 이 과정에서는 터널 변위 및 지보재 응력 계측 결과를 바탕으로 기 수행된 설계의 적절성 여부를 파악하고 지반의 역학적 특성 및 설계 단계에서 가정하였던 해석 모델에 대한 재 평가를 수행하여야 한다.

또한 시공중에는 현장 계측 결과를 이용한 역 해석(Back Analysis)을 수행한다. 역해석은 설계 해석과 역 해석 과정을 보여주는 (표 3)에서 보이는 바와 같이 설계 해석의 역순으로 수행되며 계측된 응력 및 변위를 이용하여 지반의 역학적 특성치를 재 평가하는데 적용된다. 또한 재 평가된 지반의 특성치를 이용하여 당초 설계의 타당성 검토하고 필요한 경우 지보패턴 및 굴착공법을 조정하는 과정을 거친다.

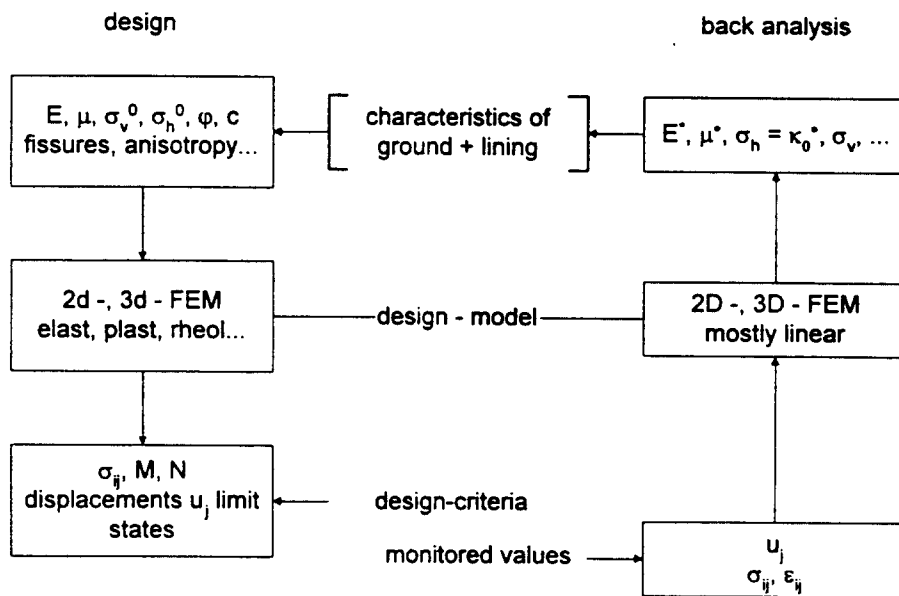


표 3. 직접설계 및 역해석 과정

역해석의 종류는 다음과 같다.

1) 역정식화법(Inverse Formulation Method)

- 계측 변위를 지지량으로 하여 통상의 구조해석을 역으로 정식화하고 초기응력, 하중 및 재료정수를 얻는 방법
- 비선형 문제에 적용하기가 어렵다.

2) 직접정식화법(Direct Formulation Method)

- 계측 변위를 지지량으로 하여 아래와 같은 오차함수가 최소가 되도록 초기응력이나 재료정수를 Simplex 법 등의 최적화 기법을 이용하여 반복계산하여 결정하는 방법
- 비선형 문제에도 적용할 수 있으나 연산시간이 많이 소요된다.

계측 자료를 이용한 역해석 시에는 다음사항을 고려하여야 한다.

- 계측 자료는 수집될 당시의 실제 상황에 대해서만 유효하다.
- 계측기 설치 이전에 발생한 선행변위는 누락되어 있다.
- 지반 및 지보재 단면이 작을수록 계측 결과의 정밀성은 감소한다.
- 계측된 변위는 많은 인자에 의해 영향을 받으므로 계측 자료로부터 변위 발생인자를 분별하기가 용이하지 않다.
- 동일한 단면에 대한 반복 측정이 불가능하므로 계측 당시 발생한 오류를 분별하기가 매우 어렵다.

## 5. 수치해석을 이용한 터널 해석 예

본 절에서는 유한요소법을 이용하여 직경 10m의 원형 터널이 굴착되는 경우에 대한 예제를 다루어 보기로 한다.

### (1) 해석 조건

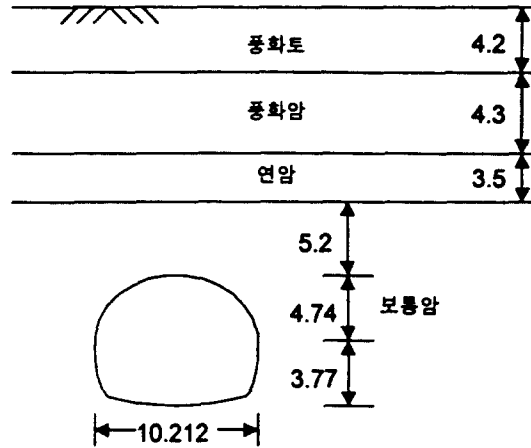


그림 20. 해석 대상지반 개략도

- 터널 형상 : 마제형 (D=10.2 m)
- 지반조건 :
  - 풍화토 (G.L. -4.2 m) - 풍화암 (G.L. -8.5 m) -
  - 연암 (G.L. -12.0 m) - 보통암 (G.L. -35.0 m)
- 시공단계 : 상·하반 굴착
- 해석 영역 :
  - 측면 및 하부 경계 - 터널중심으로부터 3.0D 지점에 롤러 설치
- 지반 및 지보재 입력 물성치

구 분	E (t/m <sup>2</sup> )	v	γ (t/m <sup>3</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )	φ (degree)	K <sub>0</sub>
풍화토	2 x 10 <sup>3</sup>	0.33	1.9	3	30	0.5
풍화암	5 x 10 <sup>3</sup>	0.30	1.9	30	35	0.43
연 암	2 x 10 <sup>4</sup>	0.25	2.4	7	40	0.3
보통암	2 x 10 <sup>5</sup>	0.2	2.6	100	45	0.25
숫크리트(soft)	5 x 10 <sup>5</sup>	0.2	2.3	-	-	-
숫크리트(hard)	1.6 x 10 <sup>6</sup>	0.2	2.3	-	-	-
rock bolt	2.1 x 10 <sup>7</sup>	-	-	-	-	-

\*주) 탄성이론에 의해 계산된 수치:  $K_0 = v/(1-v)$

(2) 유한요소망의 작성

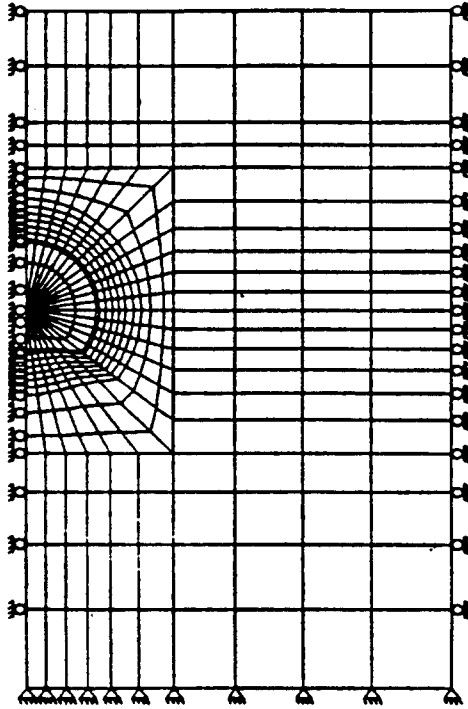


그림 21. 해석에 적용된 유한요소망

- 해석에 적용된 절점 및 요소수

절점수: 466    요소수: 440

- 지반 및 지보재의 모델링

지반 : 3절점 및 4절점 연속체 요소 (Mohr-Coulomb 탄소성 모델)

숏크리트: 4절점 연속체 요소(탄성 모델 적용)

Rock bolt: 2절점 트러스 요소(탄성 모델 적용)

(3) 해석 순서 및 적용 하중분배율

표 4. 해석 순서 및 적용된 하중분배율

Percent Stress Relief	Initial K <sub>0</sub> State	Upper Half Excavation			Lower Half Excavation		
		50%	75%	100%	50%	75%	100%
Load Step	2	3	4	5	6	7	8
Construction State							

- Load Step 3: 상반굴착 50%
- Load Step 4: 상반 Soft 슛크리트+록볼트 25%(도합 75%)
- Load Step 5: Hard 슛크리트+록볼트 25%(도합 100%)
- Load Step 6: 하반굴착 50%
- Load Step 7: 하반 Soft 슛크리트 25%(도합 75%)
- Load Step 8: 하반 Hard 슛크리트 25%(도합 100%)

(4) 해석 결과의 평가

STEP	최대변위량(mm)			SHOTCRETE(kg/cm <sup>2</sup> )		ROCKBOLT(ton)	
	지표면침하	CORWN	SPRINGLINE	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.
3	-0.72	-1.6	0.3	-	-	-	-
4	-1.05	-2.4	0.5	9.80	-1.00	0.30	-0.08
5	-1.30	-3.0	0.6	25.60	-1.70	0.59	-0.20
6	-1.42	-3.2	0.5	15.10	-1.40	0.59	-0.05
7	-1.45	-3.2	0.5	13.70	-1.20	0.59	-0.05
8	-1.45	-3.2	0.5	13.80	-1.20	0.59	-0.05

- 최대 지표침하: 1.45 mm (load step 8)
- 최대 천단침하: 3.2 mm (load step 8)
- 최대 슛크리트 응력 < 허용응력 ∴ 안정  
 압축응력 25.6 kg/cm<sup>2</sup> (load step 5)  
 인장응력 1.7 kg/cm<sup>2</sup> (load step 5)
- 최대 록볼트: 0.59 ton (load step 8) ∴ 안정

상기의 해석결과와 같이 터널 및 지보재는 안정한 것으로 판단되나 록볼트 축력이 1.0 ton 미만으로 나타나므로 록볼트의 개수 및 간격을 하향 조정할 필요가 있다.

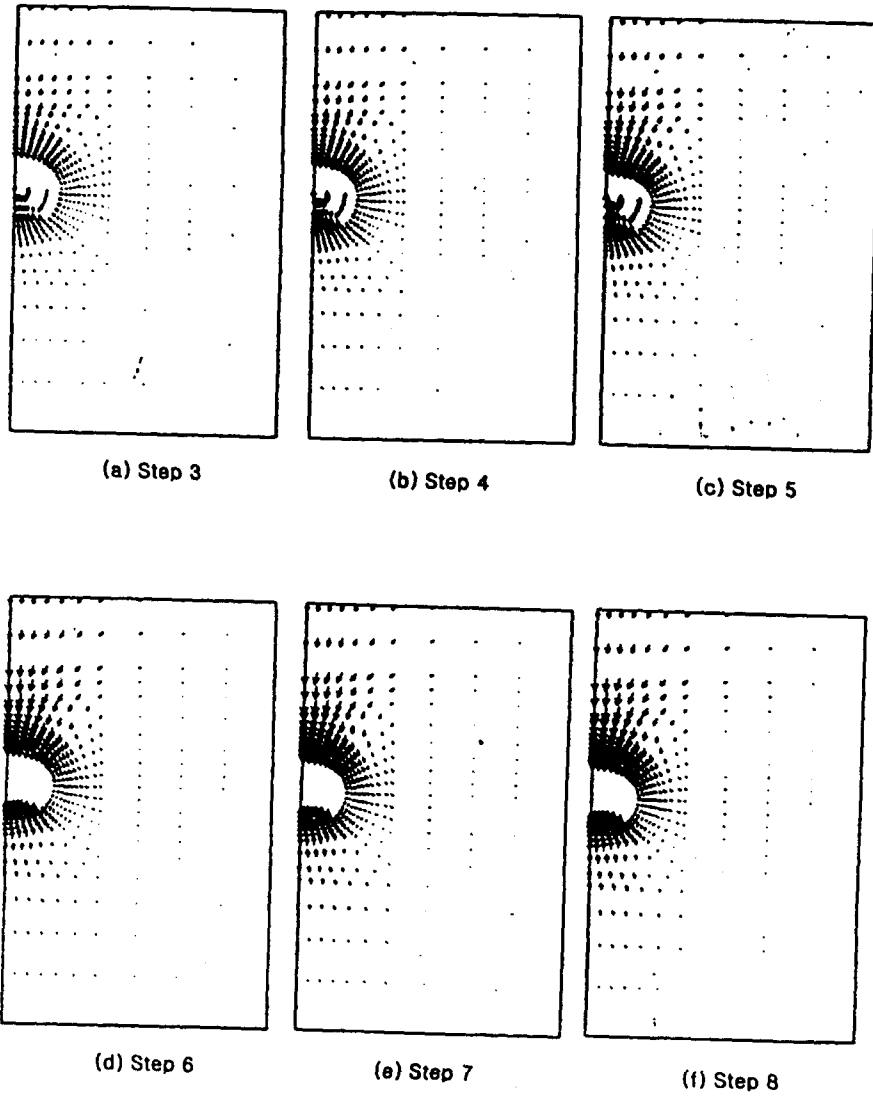
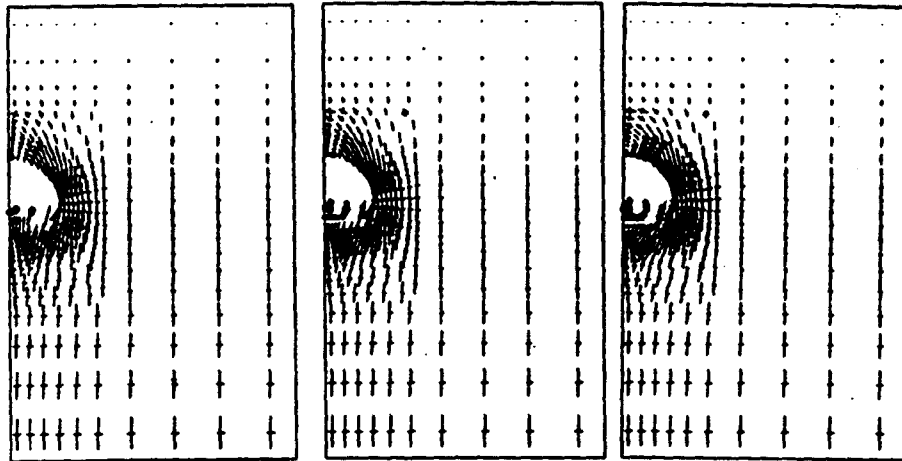


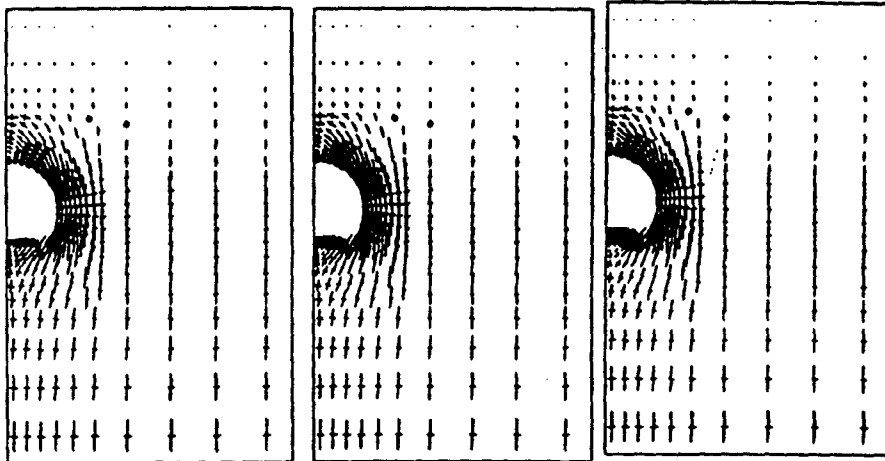
그림 22. 각 굴착단계에서의 변위벡터



(a) Step 3

(b) Step 4

(c) Step 5

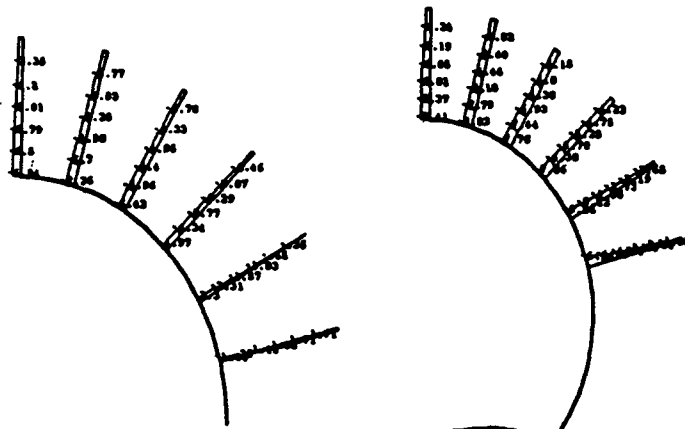


(d) Step 6

(e) Step 7

(f) Step 8

그림 23. 각 굴착단계에서의 주응력도





- 참고 문헌

1. ASCE, "Civil Engineering Guidelines for Planning and Designing Hydroelectric Developments", Vol 2 Waterways, Chapter 3, 1989
2. Bickel, J. O., Kuesel, T. R., and King, E. H.; "Tunnel Engineering Handbook second edition", Chapman and Hall, 1996
3. Brady, B. H. G., and Brown, E. T., "Rock Mechanics for Underground Mining" second edition, Chapman and Hall,
4. COE(U.S. Army Corps of Engineers), "Tunnels and Shafts in Rock", Engineering Manual EM 1110-2-2901, 1978
5. Deer, D. U., et. at., "Design of Tunnel Liners and Support Systems, U. S. Department of Transportation", pp III-1 ~ III-28, 1969
6. Duddeck, H., "Application of Numerical Analyses for Tunnelling", International Journal for Numerical ana Analytical Methods in Geomechanics, Vol 15, No 4, pp 223~239, 1991
7. ITA Working Group on General Approaches to the Design of Tunnels, "Guidelines of the Design of Tunnels", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 3, pp 237~249, 1988
8. Mahtab, M. A. and Grasso, P., "Geomechanics Principles in the Design of Tunnels and Caverns in Rocks", Chapter 3, pp 52~87, Elsevier, 1992
9. Shinha, R., "Underground Structures Design and Instrumentation", Elsevier, 1989
10. 윤지선, "터널공학(조사·계획의 평가와 이용)", 구미서관, 1994
11. 한국도로공사, "고속도로 터널설계 실무 자료집", pp 155-178, 1995