

# 원지반의 암반조건과 시공으로 인한 손상을 고려한 터널주변 탄·소성영역의 산정

## Estimation of elastic and plastic zones near a tunnel considering in situ rock mass conditions and the damage induced by excavation

사공명\*<sup>1</sup>, 백규호<sup>2</sup>

Sagong, Myung · Paik, Kyuho

### Abstract

Tunneling in rock mass produces two types of damages in the vicinity of a tunnel: structural and constructional damages. Structural damage represents the damage induced by the unbalance of geostatic stress caused by the tunneling, and constructional damage is the damage produced during the construction. In this study, formulations of tangential and radial stresses in the elastic and plastic zones near a tunnel, and the calculation of radius of plastic zone surrounding a tunnel are introduced by modifying the Hoek-Brown criterion of 2002 edition, which has capability of considering in situ rock mass characteristics and construction damage. From the parametric study, influences of rock mass quality, uniaxial compressive strength of intact rock, and the dimension of the tunnel on the plastic zone are investigated. The accuracy of the proposed approach is evaluated by comparing with results from the previous study.

**Keywords:** Elastic zone, plastic zone, damage zone, tangential stress, radial stress

### 요 지

터널의 시공은 터널주변 지반에 구조적인 손상과 시공상의 손상을 불러일으킨다. 여기서의 구조적인 손상이란 터널굴착으로 인한 원지반응력의 교란으로 인하여 발생하는 것을 의미하며, 시공상의 손상이란 시공방법에 따른 주변지반의 손상을 의미한다. 본 논문에서는 원지반의 특성과 시공 중 손상을 고려할 수 있는 Hoek과 Brown 2002년도 공식을 이용하여 터널주변 탄·소성 영역에 작용하는 접선 및 반경방향의 응력 산정을 위한 식과 터널 주변 소성영역의 산정방법이 제시되었다. 또한, 매개변수분석을 통하여 암반의 등급, 무결암의 일축압축강도, 그리고 터널의 크기와 소성영역간의 상관관계를 조사하였으며, 기존의 연구에서 제안된 방법과의 비교를 통하여 본 연구에서 제안된 방법의 정확도를 검증하였다.

**주요어:** 탄성영역, 소성영역, 손상영역, 접선응력, 반경응력

\*1 정회원, 한국철도기술연구원 궤도토목연구본부 선임연구원 (rockcore@krri.re.kr)

2 비회원, 관동대학교 토목공학과 부교수

## 1. 서론

구속압이 작용하는 원지반내에서 터널의 굴착은 터널 단면에 해당하는 만큼의 빈 공간을 형성하며 이 공간에 해당하는 터널의 영역은 응력 및 유체의 연속적인 흐름이 가능한 연속체의 상태에서 불연속체 상태가 된다. 터널의 형성은 터널 공간 내에 작용하는 원지반상태의 응력을 터널주면을 따라 회전시키며, 지압조건에 따라 달라지겠지만, 결국 터널의 측면 혹은 천단부에서 회전된 응력이 집중되는 현상을 보인다. 집중된 응력은 암반자체의 지보능력으로 인하여 집중된 응력의 일부가 터널에 작용하여 결국 터널주변에 소성영역을 형성한다. 이러한 소성영역에서는 하중의 집중으로 인하여 원지반에 비하여 암반의 손상(크랙숫자 및 길이의 증가 등)이 점진적으로 발생한다 (Cai et al., 2001). 본 논문에서는 이러한 암반의 손상을 구조적 손상이라 칭하기로 한다.

한편, 터널주변 지반의 손상은 구조적 손상과 더불어 시공과정에서 (기계굴착 및 발파) 발생하는 손상 또한 무시하지 못 할 수준이다. Pusch와 Stanfors (1992)는 깊이 50m에 위치하며 10MPa, 7MPa, 그리고 1.5MPa 크기의 최대, 중간, 최소주응력이 작용하는 Åspö 터널에서 발파에 의한 주변지반의 손상도를 측정하기 위하여 “보통”, “조심”, “매우조심” 3가지 타입의 발파를 수행하여 각 조건 별 터널의 주변지반에 미치는 손상정도를 관측하였다. 여기서 손상정도는 불연속면의 특성, 지구물리학적 탐사기법, 음향방향기법 (acoustic emission), 발파로 인한 진동측정, 투수시험 등의 항목으로 평가하였다. 이러한 기법을 이용하여 주변지반의 손상정도를 측정한 결과 예상대로 “보통”의 발파정도의 경우 가장 큰 손상심도를 보였으며, 터널주면에서 최대 (“보통”) 및 최소 (“매우조심”) 손상심도는 2.1m와 0.3m로 관측되었다. 이상의 실험결과는 지반조건, 구속압 상태, 장약량 등에 따라 다르겠지만 한가지 확인할 수 있는 사항은 결코 발파에 의한 주변지반의 손상이 무시될 수 있는 수준은 아니라는 점이다. 따라서, 본 논문에서는 터널굴착으로 인한 주변지반의 구조적 손상과 시공중의 손상을 고려하여 암반상태 별 손상영역을 산정하고자 한다.

손상영역의 산정은 터널주변의 탄·소성 영역의 구분에서 출발하며, 이를 위해서는 지반의 거동을 적절하게

표현하는 항복이론의 적용이 필요하다. 본 논문에서는 손상영역을 소성영역으로 나타내며, 이 영역에서의 암반의 거동은 완전소성거동을 보이는 것으로 가정한다. 암반에 대한 항복이론으로서 대표적으로 사용되는 Hoek-Brown (1980a) 이론이 제안되기 이전에는 소성영역의 산정을 위해서 다양한 시도가 이루어 졌으며 이때 대다수가 Mohr-Coulomb 이론을 항복이론으로 사용하였다. 그러나 암반의 인장특성, 불연속면의 존재 등의 특성을 고려할 때 Hoek-Brown 공식이 Mohr-Coulomb 항복이론에 비해 암반의 거동을 보다 정확히 예측하므로 본 논문에서는 Hoek-Brown 공식을 항복이론으로 사용하고자 한다.

Hoek-Brown 공식을 이용하여 터널의 소성영역을 산정하고자 하는 시도는 몇 차례 수행되었는데 (Brown et al., 1983; Wang, 1996; Pan과 Brown, 1996; Carranza-Torres와 Fairhurst, 1999), Hoek-Brown 이론의 발전에 따라 새로운 연구결과가 제시되었다. 예를 들면, Brown 등 (1983)은 Hoek-Brown 1980년 공식을 이용하였으며 Carranza-Torres와 Fairhurst (1999)는 지반강도정수 (GSI, Geological Strength Index)를 추가함으로써 적용성을 증대시킨 Hoek-Brown (1997) 1997년 공식을 이용하여 터널의 소성영역을 산정하였다.

본 논문에서는 가장 최근에 제안된 Hoek-Brown (Hoek 등, 2002) 2002년도 공식을 항복이론으로 사용하여 터널주변의 소성영역을 산정하였다. 그 이유로서 Hoek-Brown 2002년 공식에는 터널굴착으로 인한 암반의 손상을 반영할 수 있는 손상계수가 새로이 추가되어 본 연구에서 추구하는 터널 주변지반의 구조적 손상 및 굴착으로 인한 손상을 모두 고려할 수 있기 때문이다.

## 2. 터널주변 탄·소성 영역의 산정식의 도출

### 2.1 Hoek-Brown 2002년 공식 및 기본가정

Hoek-Brown 공식 중 2002년도에 제안된 식의 형태는 다음과 같다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

여기서,

$\sigma_1$  과  $\sigma_3$  = 절리를 내포한 풍화된 원지반 암반의 파괴 시 최대 및 최소 주응력

$\sigma_{ci}$  = 원지반의 무결암에 대한 일축압축강도

$m_b$  = 원지반 상태를 고려한 Hoek과 Brown 인자

$$= m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (2)$$

$m_i$  = 암석의 종류에 따른 암반관련 인자

GSI (Geological Strength Index) = 원지반의 풍화도 및 절리빈도 등을 고려한 지반 특성값

D = 지반손상계수 (표 1 참조)

s, a = 원지반의 상태에 의존하는 Hoek-Brown 인자

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (4)$$

Hoek-Brown<sub>1997</sub> (아래첨자는 제안연도를 의미함)과 Hoek-Brown<sub>2002</sub> 공식의 가장 큰 차이점은  $m_b$ , s와 a의 산정에 있다. 특히 s와 a의 경우 Hoek-Brown<sub>1997</sub>에서는 GSI값이 25일 때를 기준으로 GSI값에 따른 산정공식이 다르기 때문에 GSI=25인 경우 불연속적인 경향을 보였다. 이에 반해 Hoek-Brown<sub>2002</sub> 식에서는 s와 a의 산정이 식 (3)과 (4)를 따르며, 이 식들은 모든 GSI 값에

서 s와 a가 연속적이다.

Hoek-Brown<sub>2002</sub> 식을 이용하여 탄·소성영역을 산정함에 있어 아래와 같은 경계조건과 가정이 사용되었으며, 추가 이해를 도모하기 위하여 그림 1을 참조할 수 있다.

- 1) 터널의 기하학적 형상은 원형이고 터널에 대한 하중 및 형상은 축 대칭 조건으로 가정한다.
- 2) 지반의 응력상태는 정수역학적으로 평형인 상태이며 평면변형률 조건으로 가정한다.
- 3) 터널주변에서 발생하는 탄·소성영역의 형태는 원형으로 가정한다.
- 4) 터널주변의 암반은 탄성완전소성(elastic-perfectly plastic) 거동을 보이는 것으로 가정하며, 탄·소성영역의 구분은 원형경계부를 기준으로 한다.

이상의 기본가정을 바탕으로 터널주변의 탄·소성영역의 산정을 위한 공식의 도출은 다음과 같다.

## 2.2 소성영역의 산정 (R<r<b)

그림 1과 같이 축 대칭의 극좌표계에서 터널주변부의 소성영역에 대한 평형방정식은 식 (5)로 나타낼 수 있다.

$$\frac{d\sigma_r^p}{dr} + \frac{\sigma_r^p - \sigma_\theta^p}{r} = 0 \quad (5)$$

정수역학상태인 경우 터널주변 전단응력은 영이 되며,

표 1. 암반의 손상상태 및 해당하는 손상계수 (D)

암반의 상태	예상 손상계수
제어가 잘된 발파나 TBM에 의한 기계굴착 등으로 주변지반의 교란이 최소화 된 경우	D=0
암질이 불량한 경우 기계굴착이나 수굴착에 의해 주변지반의 교란이 최소화 된 경우	D = 0
스퀴징의 발생으로 바닥의 융기가 발생하며 인버터를 설치하지 않을 경우 주변지반이 심하게 교란될 경우	D = 0.5 인버터 미설치시
양질의 암반에서 제어 불량의 발파로 심각한 국부 손상이 약 2~3m 반경방향으로 발생할 경우	D = 0.8
사면에 대한 소규모의 발파로 적당한 암반손상이 발생한 경우. 특히 제어발파가 적용된 경우	D=0.7 (양호한 발파) D=1.0 (불량한 발파)
채굴시 형성된 사면에서 구속하중의 제거 및 채굴을 위한 발파로 인한 심각한 수준의 교란 발생시 연약암반 굴착시 기계굴착(ripping, dozing)에 의해 사면에 대한 손상 정도가 적은 경우	D=1.0 (채굴발파) D=0.7 (기계굴착)

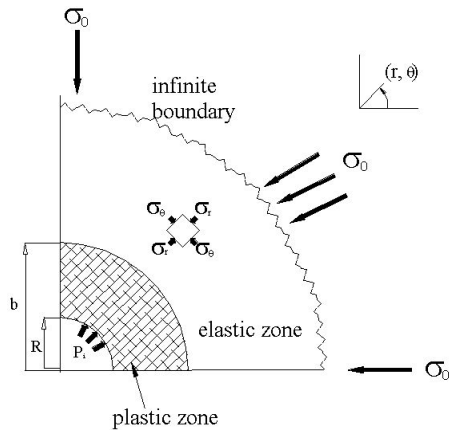


그림 1. 실린더형 터널주변의 탄·소성영역에 대한 개념도 및 응력장

할렬인장을 기본과괴 메커니즘으로 가정할 때  $\sigma_r^p = \sigma_1$ ,  $\sigma_\theta^p = \sigma_3$ 가 된다. 따라서, 이상의 상관관계를 식 (1)에 적용한 후 이 식을 식 (5)에 대입하면 다음과 같다.

$$\frac{d\sigma_r^p}{dr} = \frac{\sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_r^p}{\sigma_{ci}} + s \right)^a}{r} \quad (6)$$

식 (6)의 미분방정식을 풀면 다음과 같은 형태의 해가 얻어진다.

$$\frac{1}{1-a} \left( m_b \frac{\sigma_r^p}{\sigma_{ci}} + s \right)^{1-a} = m_b \ln r + C \quad (7)$$

소성영역에 작용하는 반경방향 및 접선방향 응력을 구하기 위하여 식 (7)에  $r=R$  (터널의 반경)에서  $\sigma_r^p = P_i$ 의 경계조건을 대입하면 식 (8)과 (9)를 구할 수 있다. 여기서  $P_i$ 는 터널내부에 작용하는 반경방향의 내압의 크기이다.

$$\sigma_r^p = \frac{\sigma_{ci}}{m_b} \left\{ \left[ \left( m_b \frac{P_i}{\sigma_{ci}} + s \right)^{1-a} + m_b(1-a) \ln \left( \frac{r}{R} \right) \right]^{\frac{1}{1-a}} - s \right\} \quad (8)$$

$$\sigma_\theta^p = \sigma_{ci} \left[ \left( m_b \frac{P_i}{\sigma_{ci}} + s \right)^{1-a} + m_b(1-a) \ln \left( \frac{r}{R} \right) \right]^{\frac{1}{1-a}} \times \left\{ \frac{1}{m_b} + \left[ \left( m_b \frac{P_i}{\sigma_{ci}} + s \right)^{1-a} + m_b(1-a) \ln \left( \frac{r}{R} \right) \right]^{-1} \right\} - \frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (9)$$

결국, 식 (8)과 (9)는 터널주변 소성영역에서의 응력의 분포를 나타내는 식이 된다.

### 2.3 탄성영역의 산정 ( $b < r < \infty$ )

공동이 존재하는 무한경계조건의 탄성영역에 압축이 작용 할 경우 평형조건과 적합조건을 만족시키는 반경방향 및 접선방향의 응력은 다음의 식으로 나타낼 수 있다 (Timoshenko와 Goodier, 1970).

$$\sigma_r^e = X + \frac{Y}{r^2} \quad (10)$$

$$\sigma_\theta^e = X - \frac{Y}{r^2} \quad (11)$$

여기서 X와 Y는 변수이다. 식 (10)에 무한경계부에서 작용하는 응력은 원장응력 (far field stress)과 동일 ( $r = \infty$ 에서  $\sigma_r^e = \sigma_0$ )하다는 경계조건을 적용하면  $X = \sigma_0$ 를 구할 수 있다. 그리고 탄성영역과 소성영역의 경계부에서 작용하는 반경방향 및 접선방향의 응력이 같다는 경계조건 ( $r = b$ 에서  $\sigma_r^e = \sigma_r^p$ ,  $\sigma_\theta^e = \sigma_\theta^p$ )을 적용하면 식 (10)과 (11)은 다음과 같이 표현 될 수 있다. 여기서 b는 탄·소성영역 경계부의 반경이다.

$$\sigma_0 + \frac{Y}{b^2} = \frac{\sigma_{ci}}{m_b} \left\{ \left[ \left( m_b \frac{P_i}{\sigma_{ci}} + s \right)^{1-a} + m_b(1-a) \ln \left( \frac{b}{R} \right) \right]^{\frac{1}{1-a}} - s \right\} \quad (12)$$

$$\sigma_0 - \frac{Y}{b^2} = \sigma_{ci} \left[ \left( m_b \frac{P_i}{\sigma_{ci}} + s \right)^{1-a} + m_b(1-a) \ln \left( \frac{b}{R} \right) \right]^{\frac{1}{1-a}} \times$$

$$\left\{ \frac{1}{m_b} + \left[ \left( m_b \frac{P_i}{\sigma_{ci}} + s \right)^{1-a} + m_b(1-a) \ln \left( \frac{b}{R} \right) \right]^{-1} \right\} - \frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (13)$$

이 두 식으로부터 변수 Y를 구한 후 변수 X와 Y를 식 (10)과 (11)에 대입하면, 터널주변 탄성영역에 작용하는 반경 및 접선방향의 응력을 산정할 수 있는 식을 다음의 형태로 구할 수 있다.

$$\sigma_r^e = \sigma_0 - \frac{\sigma_{ci}}{2} \left[ \left( m_b \frac{P_i}{\sigma_{ci}} + s \right)^{1-a} + m_b(1-a) \ln \left( \frac{b}{R} \right) \right]^{\frac{a}{1-a}} \left( \frac{b}{r} \right)^2 \quad (14)$$

$$\sigma_\theta^e = \sigma_0 + \frac{\sigma_{ci}}{2} \left[ \left( m_b \frac{P_i}{\sigma_{ci}} + s \right)^{1-a} + m_b(1-a) \ln \left( \frac{b}{R} \right) \right]^{\frac{a}{1-a}} \left( \frac{b}{r} \right)^2 \quad (15)$$

이상의 과정을 거쳐 Hoek-Brown<sub>2002</sub>를 이용하여 공동주변 탄·소성영역에서의 응력을 나타내는 식을 식 (14)와 (15)의 형태로 나타내었다. 하지만, 탄성영역에 작용하는 응력을 구하기 위해서는 이들 식에 포함된 소성영역의 반경 (b)이 사전에 결정되어야 한다. 그러나 소성영역의 반경 b를 정제화된 식의 형태로 표현하기에는 한계가 있으므로, 소성영역의 반경은 탄·소성 경계부에서 탄성 및 소성영역의 반경방향 응력이 동일하다는 조건을 이용하여 식 (8)과 (14)로부터 계산되는  $\sigma_r^p$ 와  $\sigma_r^e$ 의 차이가 0.01% 미만일 때의 탄·소성 경계부의 반경으로 결정하였다.

### 3. 기존 결과와의 비교

#### 3.1 터널주변 응력

이상에서 터널주변의 탄성 및 소성영역에 작용하는 응력과 소성영역의 반경을 산정하는 기법에 대하여 논의하였으며, 그 결과 터널 주변에 작용하는 응력은 식 (8), (9), (14), (15)를 이용하여 산정하는 것이 가능하였다. 이 식들을 이용해서 손상계수 (D)가 0.8 (불량한 제어발파의 경우)이고 반경이 5m, 원지반에 작용하는 응력이 2MPa인 터널을 굴착할 때 터널 주변의 암질에 따라 발생 가능한 터널주변 응력을 그림 2에 나타내었다. 이 때 암질은 크게 세가지 상태 (우수, 보통, 불량)로 구분하였으며, 이에 대한 물성치는 Hoek (1998)이 제시하는 값을 사용하였다. 각각의 암질에 대한 입력값은 표 2에 정리되었다.

본 연구에서 제안된 방법에 따르면 암질이 우수한 경우에는 터널 주변부에서 소성영역은 관측되지 않는 것으로

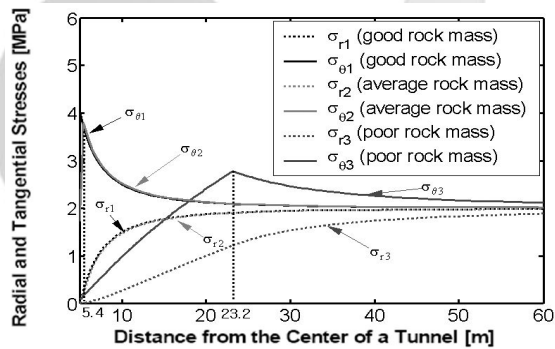


그림 2. 터널주변 접선방향 및 반경방향 응력 (터널 반경 5m, 손상계수 0.8)

표 2. 그림 2에서 적용한 Hoek-Brown 파괴규준 변수 및 기타 입력값

	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	mi	D	R(m)	$\sigma_0$ (MPa)	소성반경b (m)
우수	75	150	25	0.8	5	2	0
보통	50	80	12				0.4
불량	30	20	8				18.2

나타났으며, 암질이 보통인 경우에는 터널의 중심으로부터 5.4m (터널 반경이 5m이므로 터널 내벽으로부터는 0.4m)의 범위까지 그리고 암질이 불량한 경우가 23.2m (터널 내벽으로부터 18.2m)의 범위까지 소성영역이 발달하는 것으로 나타났다. 그리고 터널 주변부에 작용하는 반경방향 응력은 그림 2에 보이는 바와 같이 쌍곡선의 형태로 분포하고 있으며, 특히, 암질이 불량한 경우가 이것이 수렴하기까지는 터널의 주변에서 상당한 거리가 필요한 것으로 나타났다. 또한, 접선방향 응력의 경우 터널 주변부에서 침두응력의 크기는 암질이 불량할수록 (즉 터널의 소성영역이 넓을수록) 감소하는 것으로 나타났다.

### 3.2 기존결과와의 비교

본 연구에서 제안된 암반조건과 굴착에 의한 손상정도를 고려한 터널 주변부 소성영역의 산정 방법에 대한 정확도를 검증하기 위하여 동일한 조건에 대하여 본 연구에서 제안하는 방법에 의한 결과와 Carranza-Torres와 Fairhurst (1999)에 의해 제안된 방법으로부터 얻어진 결과를 비교하였다. 터널 주변의 소성영역 산정과 관련한 연구는 여러 연구자들에 의해서 시도된바 있으나 Carranza-Torres와 Fairhurst (1999)의 방법은 Hoek-Brown 파괴규준을 사용한 것 중 가장 최근에 제안된 것으로, Londe (1988)가 제안한 무차원 형태의 Hoek-Brown 공식을 변형시킴으로써 터널의 손상영역을 터널의 반경에 대한 비례계수의 형태로 산정하고 있다.

동일한 암반조건과 굴착조건에 대하여 본 연구에서 제안된 방법과 Carranza-Torres와 Fairhurst (1999)에 의해 제안된 방법으로부터 얻어진 결과값들을 비교하였으며, 이때 사용된 입력변수들의 값이 표 3에 정리되어

있다. 그 결과 Carranza-Torres와 Fairhurst (1999)의 방법으로부터 터널주변의 소성영역을 산정하기 위한 비례계수 1.64가 구해짐으로써 터널의 시공으로 인한 손상영역의 반경이 8.2m ( $5 \times 1.64$ )에 달하였다 (그림 3 참조). 그리고 본 연구에서 제안된 방법에 의해서는 소성영역의 반경이 8.18m로 계산되었다. 단, 이때 Carranza-Torres와 Fairhurst (1999)의 제안방법은 손상계수를 적용할 수 없으므로 손상계수는 영을 적용하였다. 따라서 본 연구에서 제안된 방법과 Carranza-Torres와 Fairhurst (1999)의 방법이 거의 동일한 계산결과를 제공함을 알 수 있었다.

이에 반해 그림 4는 손상계수의 변화에 따른 소성영역 반경의 변화를 보이고 있는데, 손상계수가 증가할수록 소성영역의 반경 또한 증가함을 알 수 있다. 이는 Pusch와 Stanfors (1992)의 실험결과와 부합하는 결과로서,

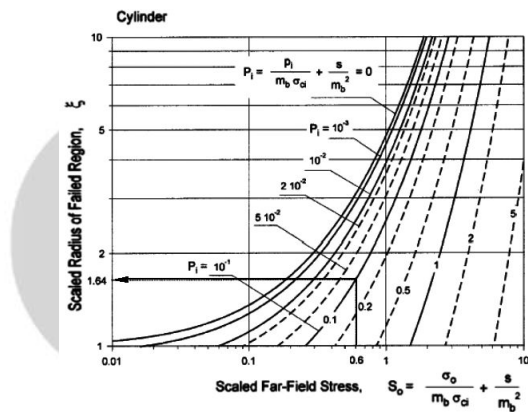


그림 3. 실린더형 터널의 소성영역 산정을 위한 축척화된 경계부응력 및 터널주변 소성영역 (Carranza-Torres와 Fairhurst, 1999)

표 3. Carranza-Torres와 Fairhurst의 방법과 비교를 위해 사용한 변수들의 입력값

	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$P_i$ (MPa)	GSI	s	$m_i$	$m_b$	a	R(m)	$\sigma_0$ (MPa)	소성반경 b (m)
C-F	30	5	50	0.0036	10	1.7	0.5	5	30	8.2
S-P	30		50	0.0039	10	1.68	0.506		30	8.18

(여기에서 C-F는 Carranza-Torres와 Fairhurst를 S-P는 본 연구를 의미함)

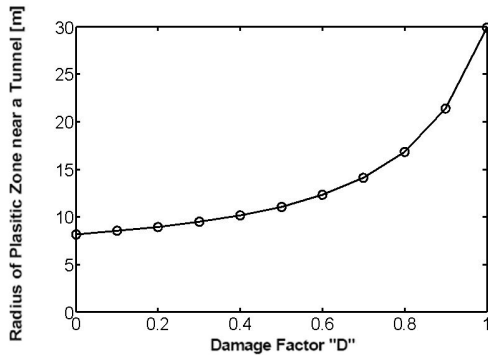


그림 4. 손상계수에 따른 소성영역의 변화 ( $R=5m$ ,  $m_i=10$ ,  $\sigma_{ci}=30MPa$ ,  $P_i=5MPa$ ,  $\sigma_o=30MPa$ ,  $GSI=50$ )

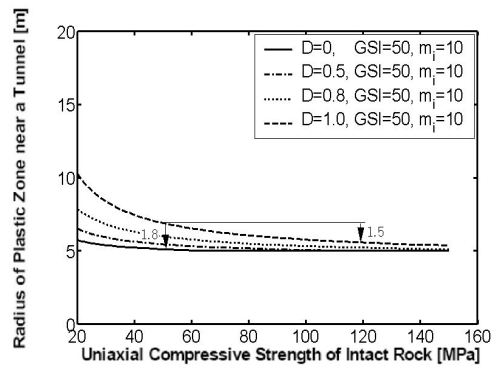


그림 5. 일축압축강도 및 손상계수에 따른 소성영역의 반경

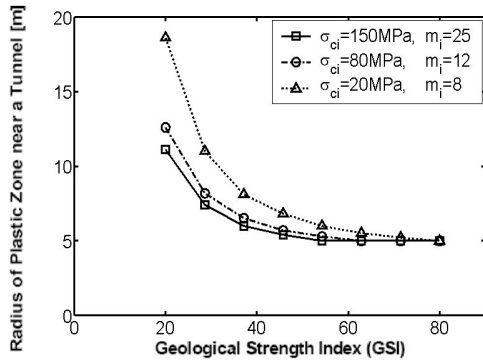


그림 6. 지질강도정수에 따른 소성영역의 반경

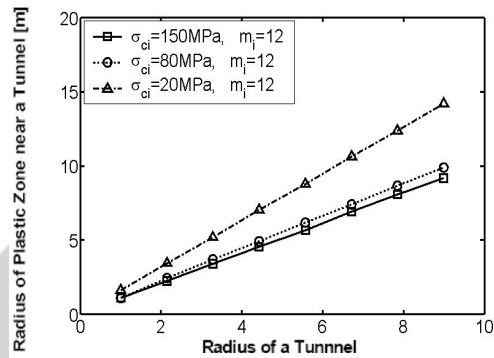


그림 7. 터널의 반경에 따른 소성영역의 반경

시공에 따른 손상은 암질에 따라 다르겠지만 특수한 경우에는, 구조적인 손상을 능가할 수 있음을 보이고 있다.

#### 4. 매개변수분석

본 절에서는 식 (8), (9), (14)와 (15)를 이용하여 터널 주변의 소성영역을 산정함에 있어 중요한 변수를 확인하고자 한다. 그림 5는 일축압축강도와 손상계수의 값을 제외하고는 표 3에서 사용한 물성값과 동일한 값을 사용하여 손상계수와 일축압축강도에 따른 소성영역 반경의 변화를 나타낸 것이다. 그림 4에서 살펴본 바와 같이 손

상계수가 증가함에 따라 터널주변의 소성영역 또한 증가함을 알 수 있었다. 이러한 소성영역의 증가양상은 그림 5에서는 일축압축강도가 증가할수록 감소하는 것으로 나타난다. 해석에 적용한 표 3의 조건을 보통의 암반조건으로 가정하고, 보통암반의 일축압축강도를 50MPa에서 120MPa의 범위로 가정할 경우, 손상계수의 변화에 따른 최대소성영역 반경의 변화는 1.8m이며 일축압축강도의 변화에 따른 최대소성영역 반경의 변화는 약 1.5m이다 (그림 5 참조). 따라서, 보통암반의 조건인 경우 암반의 강도특성에 비해서 시공방법 혹은 시공 정도가 터널주변 소성영역의 산정에 있어 더 중요한 역할을 한다는 것을 유추할 수 있다. 이러한 점은 터널주변의

지반이 불량할수록 소성영역 산정에 있어 터널의 시공방법 (손상계수)에 의한 영향은 암반의 강도의 영향에 비해서 더욱 중요한 역할을 함을 알 수 있다.

그림 6은 손상계수가 0.8인 경우 원지반 암반의 상태에 따른 터널의 소성영역 반경을 나타내고 있다. 그림을 살펴보면 지반의 상태가 불량한 경우가 가장 큰 소성반경을 예측하고 있다. 또한 본 그림과 그림 5를 비교해보면, 지질강도정수가 일축압축강도에 비해 소성영역 산정에 있어 더 큰 역할을 함을 알 수 있다.

그림 7은 터널의 반경에 따른 소성영역의 크기를 나타내고 있는데, Kirsh (Hoek과 Brown, 1980b)의 탄성체상의 공동에 대한 응력 이론식은 공동의 단면제원에 대한 항을 포함하지 않고 있으므로 터널에 작용하는 접선 및 반경방향 응력의 항이 터널의 크기와 무관한 것으로 오해할 수 있으나, Hoek과 Brown (1980b)이 명시한 바와 같이 터널의 안정성은 터널 주변에 위치하는 암반블럭의 안정성과 상관이 있으므로 터널의 안정성은 어느 정도의 크기 의존적인 경향이 있을 것으로 판단된다. 이러한 논리는 그림 7에서도 확인할 수 있는데, 그림 7에서는 터널의 크기가 클수록 소성영역의 반경이 증가하는 양상을 보인다. 따라서, 터널의 반경이 클수록 터널에 작용하는 하중은 더 커지며, 결국에는 요구되는 지보재의 성능 혹은 수량은 더 증가 할 것을 예상할 수 있다.

## 5. 결론

본 연구에서는 암반의 지질조건과 터널 굴착시 발생하는 암반의 손상을 고려하여 터널 주변에서 발생하는 소성영역의 범위를 산정하는 방법과 터널주변에서 발생하는 탄·소성 영역내의 응력들을 산정할 수 있는 식을 제안하였다. 이 과정에서 원지반의 특성과 시공에 따른 손상정도를 고려하기 위하여 Hoek-Brown 2002년 공식을 사용하였으며 대상터널의 형태는 원형으로 그리고 구속압의 조건은 정수역학 상태로 가정하였다.

제안된 방법을 이용하여 암반조건에 따른 소성영역의 변화를 조사한 결과 암질이 불량 할수록 소성영역은 증가하였으며, 접선방향의 침투응력과 반경방향의 응력은 감소하는 경향을 보였다. 그리고 동일한 조건에 대하여

제안된 방법과 Carranza-Torres와 Fairhurst (1999)의 방법으로부터 얻어진 결과들을 비교한 결과 이들 두 가지 방법은 거의 유사한 결과를 제공하는 것으로 나타났다. 또한 매개변수 분석결과 소성영역의 크기는 암반의 상태가 불량할수록 일축압축강도보다는 지반의 상태 (지반강도정수)를 나타내는 인자에 더욱 큰 영향을 받으며, 소성영역의 크기는 터널의 크기와 비례관계를 보이는 것으로 나타났다.

## 참고문헌

1. Brown, E. T., Bray, J. W., and Landanyi, B. (1983), "Ground Response Curves for Rock Tunnels", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109(1), pp. 15-39.
2. Cai, M., Kaiser, P. K., and Martin, C. D. (2001), "Quantification of rock mass damage in underground excavations from microseismic event monitoring", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, Vol. 38, pp. 1135-1145.
3. Carranza-Torres, C., and Fairhurst, C. (1999), "The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 36, pp. 777-809.
4. Hoek, E. (1998), Rock Engineering course note by Evert Hoek, <http://www.rocksience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp>, retrieved on Jun 5, 2004.
5. Hoek E. and Brown E. T. (1980a), "Empirical strength criterion for rock masses", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol 106, No. GT9, pp. 1013-1035.
6. Hoek E. and Brown E. T. (1980b), "Underground excavation in rock", The institute of mining and metallurgy, London. pp. 107.
7. Hoek E. and Brown E. T. (1997), "Practical estimation of rock mass strength", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol 34(8), pp. 1165-1186.
8. Hoek E., Carranza-Torres C., and Corkum B. (2002), "Hoek-Brown failure criterion-2002 edition",



- 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC*, pp. 267-271.
9. Londe, P. (1988), "Discussion on the Determination of the Shear Stress Failure in Rock Masses", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114(3), pp. 374-376.
  10. Pan, X. -D. and Brown, E. T. (1996), "Influence of Axial Stress and Dilatancy on Rock Tunnel Stability", *Journal Geotechnical Engineering*, Vol. 122(2), pp. 139-148.
  11. Pusch, R. and Stanfors, R. (1992), "The zone of disturbed around blasted tunnels at depth", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstract*, Vol. 29, No. 5, pp. 447-456.
  12. Timoshenko, S. P., and Goodier, J. N. (1970), *Theory of Elasticity International Third Edition*, McGraw-Hill, Singapore, pp. 69.
  13. Wang, Y. (1996), "Ground Response of Circular Tunnel in Poorly Consolidated Rock", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122(9), pp. 703-708.

K C I



**사공명**

한국철도기술연구원  
궤도토목연구본부 선임연구원  
rockcore@krri.re.kr



**백규호**

관동대학교 토목공학과 부교수  
pkh@kwandong.ac.kr