

## 터널링에 의한 암반-지보 반응거동에 관한 연구

백승한<sup>1)</sup> · 문현구<sup>2)</sup>

### A Study on the Rock-Support Response Behavior in Tunnelling

Seung-Han Baek and Hyun-Koo Moon

**ABSTRACT** A reliable analysis of tunnelling is needed to accomplish technically sound design and safe and economical construction. For the reliable analysis, a series of procedures of construction which include excavation and support stages must be considered. In this study, rock-support response behavior is studied and simulated in 2-D and 3-D finite element methods. Through the analysis of rock-support response behavior, the effects of the properties of shotcrete on the load distribution ratio can be quantified. The load distribution ratios for different rock types, different unsupported spans and various lateral earth pressure coefficients can be determined from the results of the 3-D finite element analysis. This load distribution ratios can be applied to a practical tunnel design through understanding of the trend of those various factors affecting the rock-support interaction.

**Key words :** tunnel, rock-support response behavior, FEM analysis, unsupported span, lateral earth pressure coefficient, load distribution ratio

**초 록** 기술적으로 타당성이 있는 설계와 안전하고 경제적인 시공을 달성하기 위하여 필요한 터널해석의 신빙성 확보는 굴착 및 보강작업으로 이루어진 일련의 시공과정을 역학적으로 파악해야 하고 암반과 지보재의 반응 거동에 대한 이해가 선행되어야 한다. 따라서 터널의 굴착으로 야기되는 암반거동과 지보재의 반응거동에 관한 연구를 위해 이론해와 유한요소 프로그램을 사용하였다. 암반-지보 반응거동의 분석 결과 슛크리트의 물성에 대한 영향을 정량적으로 파악할 수 있었다. 단계별 굴착단계를 모사한 3차원 유한요소 해석을 통하여 지반 물성치와 무지보 굴착길이 그리고 측압계수가 하중분담율에 미치는 영향 분석을 통하여 하중분담율을 결정할 수 있었다. 이러한 인자들의 경향을 파악함으로써 실제 터널 해석에 적용할 수 있을 것이라 판단된다.

**핵심어 :** 터널, 암반-지보 반응거동, 유한요소 해석, 무지보 굴착길이, 측압계수, 하중분담율

## 1. 서 론

국토의 면적이 좁고 인구가 밀집되어 있는 우리나라, 일본, 유럽 등지에서는 이용공간을 확보하기 위하여 지하철 및 고속철도 터널, 유류비축기지의 대공동, 지하양수발전소 공동 등 다양한 용도의 지하시설에 많은 관심과 함께 활발한 연구가 진행되어 왔다. 그러나 이러한 연구들의 대부분은 과거 이론의 관행적인 반복이나 경험적 방법에 의해 수행되어 왔다.<sup>8,9)</sup> 따라서 기술적인 타당성을 위해서는 굴착으로 야기되는 지반거동에 관한 연구가 필요하게 되었다. 기술적으로 타당성이 있는 (technically sound) 설계와 안전하고 경제적인 시공을 달성하기 위해서는 우선 터널해석의 신빙성이 확보되

여야 하며, 신뢰할 수 있는 터널해석을 위해서는 굴착 및 보강작업으로 이루어진 일련의 시공과정이 역학적으로 어떠한 의미를 갖고 있는지 정확히 파악하여야 한다. 그리고 단순 굴착-보강작업은 물론, 다단계 분할 굴착-보강작업을 수행할 경우 각 작업 공정에서의 암반과 지보재의 반응거동에 대한 이해가 없이는 합리적인 터널설계가 이루어질 수 없으므로 지금까지 관행적으로 사용해 온 하중분담율에 대한 재평가와 그에 대한 이론적 배경의 정립이 필요하다.

- 1) 학생회원, 한양대학교 대학원 자원공학과 박사과정
  - 2) 정회원, 한양대학교 공과대학 지구환경건설공학부 부교수
- 원고 접수일 : 1998년 11월 1일  
원고 심사 완료일 : 1998년 12월 15일

따라서 본 연구에서는 터널 굴착시 암반의 변형거동에 관한 기초연구와 지보재의 반응거동에 대한 이론 및 수치해석적 연구를 수행하였다. 그리고 하중분담율의 전반적인 문제점을 조사하고 터널 굴착시 암반 및 지보재의 반응거동 연구결과를 중심으로 다단계 분할 굴착 및 보강과정에서 갖는 역학적 의미를 규명하고 굴착단계별 암반-지보재 반응거동을 유한요소법을 이용하여 해석하였다. 마지막으로 3차원 모델링을 통하여 지반물처치, 무지보 굴착길이, 그리고 축압계수가 터널해석시 하중분담율에 미치는 영향에 대해 분석하였다.

## 2. 암반-지보 상호관계

### 2.1 무지보 터널과 지보재의 변형 특성

터널 굴착후 록볼트나 슛크리트 라이닝 등의 지보가 설치되지 않고 단지 막장면의 암반에 의해서 터널이 지지된다면 축정 변위는 막장면에서 터널의 반경거리만큼의 전방에서부터 시작되고 변위는 점점 증가하다가 축정점이 터널의 막장면과 일치할 때 반경방향의 변위가 최대변위의 약 1/3 정도가 된다. 터널 굴착이 진행되어 축정점이 공동직경의 1.5배 후방에서 최대변위에도 달하여 수렴하게 되고 암반자체에 의한 지보는 더이상 효과를 발휘할 수 없게 된다.<sup>3,5)</sup>

막장면에서는 총 변형량의 약 1/3이 이미 발생하고 이 변형량은 회복될 수 없다. 또한 막장면과 가장 가까이 설치된 지보요소 사이의 차이가 생기는 굴착공정의 단계가 있기 마련이다. 그러므로 지보가 효과적으로 작용하기 전에 더 많은 변형이 생기게 되며 이를 초기변형이라고 한다. 지보재가 설치되어 암반과 완전히 그리고 효과적으로 접촉하고 있다면 지보재는 탄성적으로 변형을 일으킨다. 지보재의 특성, 터널 주변의 암반 그리고 초기 현장응력 수준에 의존해서 지보재는 터널의 단함에 반응하며 변형을 일으킨다. 지보반응곡선이 암반반응곡선과 함께 멀리 진행하기전에 암반반응곡선과 만나면 평형을 이룬다. 그러나 지보재의 설치가 늦으면 암반이 이미 변형되어 암반의 이완이 회복될 수 없을 정도로까지 되며, 또한 지보재의 저항능력이 부적절하다면 지보반응곡선이 암반반응곡선과 교차하기도 전에 지보재가 항복상태에 도달한다.

암반-지보 반응곡선을 결정하는데는 여러 가지 인자가 필요하기 때문에 단순한 정수압 상태의 원형 터널의 경우에도 지보재의 선택에 대한 기준을 제시하기 어렵

다. 그러므로 초기 현장응력 수준, 암반의 강도 그리고 지보재 특성 등의 조합에 의한 매개변수 연구에 의해 이러한 기준이 평가되어야 한다. 본 논문에서는 지보재 특성중 슛크리트의 강성과 설치시기에 대해 분석하였다.

### 2.2 암반-지보 반응거동의 이론적 고찰

지하구조물을 위해 암반이 굴착될 때 굴착전 지반응력은 굴착에 의해 재분배되고 새로운 평형상태로 조정된다. 이러한 응력 변화는 변위를 발생시키고, 굴착된 지반의 변위는 굴착대상 암반의 물성, 굴착 방법 그리고 터널의 크기 등에 의존한다.<sup>10)</sup>

암반-지보 반응거동 분석을 위하여 Hoek과 Brown (1980)은 수평 및 연직응력의 크기가 동일한 원형터널에서의 변위를 산정할 수 있는 이론식을 제시하였다.<sup>4)</sup> Hoek과 Brown에 의해 제시된 파괴조건 (1)식과 지보재에 작용하는 지보압과 변위의 관계식 (2)를 포함한 일련의 과정<sup>1)</sup>을 통하여 슛크리트의 두께 및 설치시기를 변화시켜가며 상호 반응을 분석하였다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2} \quad (1)$$

$$u_i = u_{s0} + \frac{r_i}{k} P_i \quad (2)$$

여기서,  $\sigma_1$ 은 최대주응력,  $\sigma_3$ 은 최소주응력,  $\sigma_c$ 은 일축압축강도이며 m과 s는 암반의 파괴특성계수이다. 그리고  $u_{s0}$ 는 지보 설치전의 초기변형, k는 지보재의 강성도,  $r_i$ 는 터널의 반경이다.

Table 1. Properties of rock mass and shotcrete.

	parameter	value
	uniaxial compressive strength	64.9 MPa
	modulus of elasticity (E)	12.0 GPa
	Poisson's ratio	0.2
rock mass	unit weight of broken rock mass ( $\gamma$ )	0.02 MN/m <sup>3</sup>
	material constants m, s	m=1.261 s=0.00089
	material constants for broken rock mass $m_r, s_r$	<del><math>m_r=0.013</math></del> $s_r=0.00001$
	modulus of elasticity ( $E_c$ )	20.7 GPa
shotcrete	Poisson's ratio	0.25
	uniaxial compressive strength	34.5 MPa

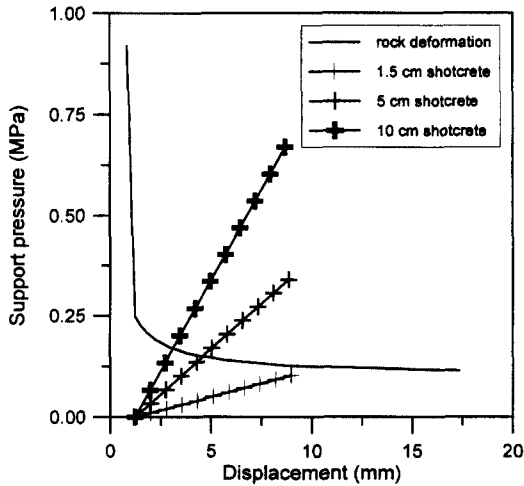


Fig. 1. Rock-support interaction for different thicknesses of shotcrete

해석 조건으로는 초기응력은 2.7 MPa, 직경은 10 m 그리고 심도는 100 m인 터널을 설정하였으며 Table 1에 나타낸 암반의 물성과 보강요소인 슛크리트의 물성을 사용하였다.

Fig. 1은 슛크리트 두께에 대한 암반-지보 반응거동을 나타낸 결과로서 변위가 약 1.23 mm일 때까지는 탄성적인 거동을 하고 이후에는 소성거동이 발생하였다. 슛크리트는 터널의 초기변형이 탄성거동을 나타내는 1.23 mm일 때 각각 1.5 cm, 5 cm 그리고 10 cm로 타설하였다. 먼저 1.5 cm로 타설하는 경우는 두께의 감소로 인하여 강성도가 저하되어 평형상태에 도달하지 못하며 효과적인 지보의 역할을 수행하지 못하는 것으로 나타났다. 두 번째로 5 cm로 타설한 경우는 터널의 변위가 약 4.58 mm 까지 발생한 후 평형상태에 도달하게 되며 슛크리트에 작용하는 지보압은 0.150 MPa이므로 약 44%의 지보압 비율을 나타낸다. 그리고 10 cm를 타설한 경우는 터널의 변위가 약 3.1 mm에서 평형상태에 도달하고 슛크리트에 작용하는 지보압은 0.167 MPa이며 약 25%의 지보압 비율을 나타내므로 5 cm를 타설한 경우보다 비효율적이다. 따라서 단지 슛크리트의 두께를 증가시킨다고 항상 효율적이라고는 할 수 없다.

Fig. 2는 슛크리트를 5 cm 타설한 경우의 각각 초기변형이 1.23 mm와 5 mm 그리고 10 mm에서 슛크리트를 설치한 경우의 반응거동을 나타내었으며, 각각의 경우 평형상태에 도달하는 변위는 4.58 mm, 7.98 mm 그리고 12.75 mm 이다. 이 때에 슛크리트에 작용하는 지보

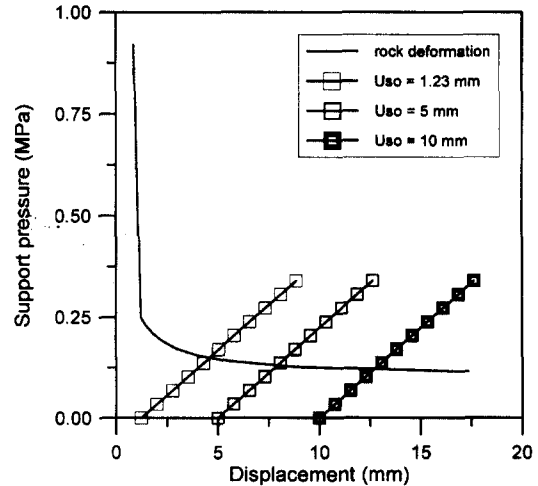


Fig. 2. Rock-support interaction for different installation times of shotcrete

압은 0.150 MPa, 0.133 MPa 그리고 0.122 MPa이므로 지보압 비율은 각각 44%, 39% 그리고 36%로 세 경우가 큰 차이를 보이지 않고 있다. 일반적으로 초기응력이 매우 높은 곳을 제외하고는 탄성변형에 의한 터널의 불안정성이 발생할 가능성이 낮으며, 또한 탄성 변형을 지지할 경우 과도한 지보압이 필요하게 되므로 소성거동이 발생한 직후 이완영역이 확대되지 않는 상태를 유지하도록 보강대책을 수립하는 것이 바람직하다. 그리고 실제 시공시는 지보재 설치이전의 변형을 고려하여 적절한 시기에 지보를 설치해야 하고 록볼트 등의 지보와 결합하여 지보력을 유기적으로 조화시키는 것이 바람직하다고 판단된다.

지보재의 강성에 대해 슛크리트의 탄성계수와 두께를 변화시켜가며 유한요소해석을 수행하여 이론해와 비교하였다. 슛크리트는 굴착과 동시에 설치되어 초기변형은 발생하지 않는 것으로 가정하였다. 슛크리트 두께를 20 cm로 하여 탄성계수를 10 GPa에서 30 GPa까지 5 GPa씩 증가시켰으며, 그리고 탄성계수 15 GPa를 기준으로 슛크리트 두께 10, 20, 30 cm의 경우를 터널의 천단변위를 기준으로 비교·분석하였다.

Fig. 3은 탄성계수의 변화에 따른 슛크리트의 반응곡선을 나타낸다. 탄성계수가 클수록 슛크리트의 강성이 증가하여 높은 응력상태에서 평형을 이루어 변위의 억제량이 크며, 유한요소해석은 Hoek과 Brown(1980)이 제시한 이론식에 비해 높은 응력과 적은 변위량을 보여 준다. 유한요소해석에서는 이론식과 달리 무지보 굴착

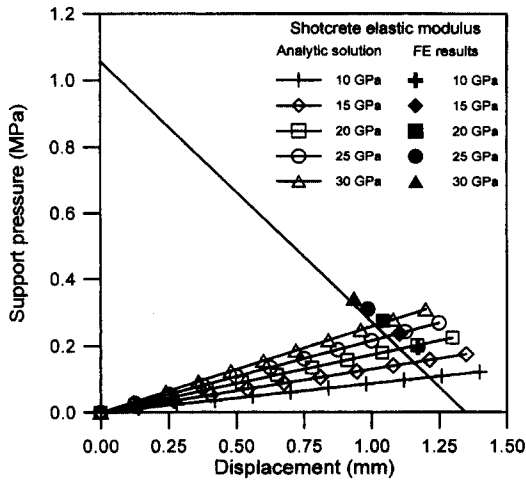


Fig. 3. Rock-support response curves for different elastic moduli of shotcretes

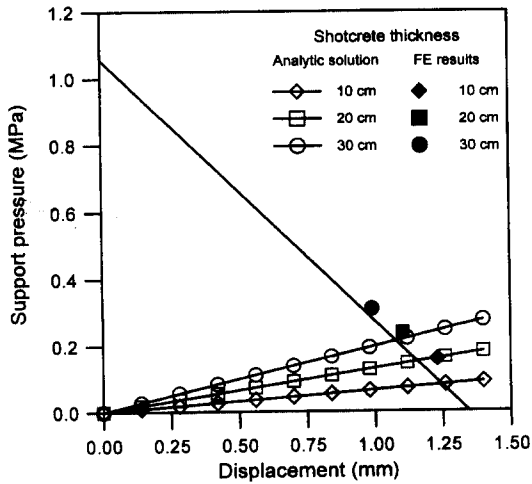


Fig. 4. Rock-support response curves for different thicknesses of shotcretes

Table 2. Comparison of analytic solution with FE results for different elastic moduli of shotcretes.

elastic modulus	analytic solution		FE results	
	displacement (mm)	stress (kPa)	displacement (mm)	stress (kPa)
no support	-	-	1.35	73.81
10 GPa	1.24	106.22	1.17	194.89
15 GPa	1.18	152.23	1.10	236.56
20 GPa	1.13	193.65	1.04	274.55
25 GPa	1.07	230.32	0.99	309.39
30 GPa	1.02	262.29	0.94	341.48

시도 무지보 변위에 대해 응력이 73.81 kPa에서 평형을 이루어 변위가 적게 발생하는 암반자체의 지보 효과를

Table 3. Comparison of analytic solution with FE results for different thicknesses of shotcretes.

thickness	analytic solution		FE results	
	displacement (mm)	stress (kPa)	displacement (mm)	stress (kPa)
no support	-	-	1.35	73.81
10 cm	1.27	80.29	1.23	156.71
20 cm	1.18	152.23	1.10	236.56
30 cm	1.10	215.06	0.99	308.00

를 나타내는 현상에서 기인한다. Fig. 4는 슛크리트의 탄성계수를 15 GPa로 고정하고 슛크리트 두께를 변화시켰을 때의 암반-지보 반응곡선이다. 암반 자체의 지보 효과를 고려하는 유한요소해석의 경우보다 이론식의 경우가 낮은 지보압에서 평형을 이루고 변위는 많이 발생하였다. Fig. 3과 4에서 비교·분석한 수치를 Table 2와 3에 나타내었다.

### 3. 하중분담율

터널시공에 따른 주변지반의 응력-변형률 관계는 막장의 효과로 인해 3차원적 거동을 보이게 된다. 즉, 굴착으로 인한 굴착상당력은 터널 막장에 근접한 단면에서는 횡방향 아치 뿐만 아니라 막장 전면부에서는 종방향 아치에 의해서도 지지된다. 그리고 막장부에 지보재가 설치되기 전에 막장부는 굴착으로 인한 변형이 일어나며 이를 막장부 선변형이라고 한다.<sup>2,10,13)</sup>

또한 시공 중에 있는 터널에서 지보재로 사용되는 슛크리트는 터널의 시공 공정으로 인하여 막장부 후면으로 감에 따라 강성이 증가하게 된다. 이러한 막장부 종방향 아치 효과, 막장부 선변형 효과 및 터널 축에 따른 슛크리트 지보재의 강성변화를 반영하기 위해서는 3차원 해석이 필수적이다. 그러나 3차원 해석시에는 입력 및 출력자료가 방대하여 처리 및 분석의 어려움이 따르고 많은 해석시간을 요하는 등 시간적, 경제적인 문제가 있다. 이러한 문제점을 해결하는 방안으로써 단계별 시공과정으로 인한 3차원 효과를 모사할 수 있는 2차원 해석모델들이 제안되었는데 이 중 하나가 바로 하중분담 모델로서 그동안 많이 사용되어 왔다.<sup>1,2)</sup>

#### 3.1 적용 배경

합리적인 터널의 시공을 위해서는 많은 노력이 요구된다. 특히 터널 현장 주변의 지질조사와 터널의 크기,

터널의 형상, 터널의 방향성 그리고 터널 지보재의 선택이 무엇보다 중요한 문제라고 할 수 있다. 이러한 조건에 따라 터널 주변의 응력과 변형, 그리고 지반과 지보재의 거동은 다양한 양상을 보인다. 특히 터널이 3차원적 구조임을 감안할 때 지질학적 문제 뿐만 아니라 3차원적인 응력 및 변형의 관계로 2차원 해석은 실제와 많은 차이를 나타낸다.<sup>1,10)</sup>

국내에서 터널해석시 하중분담율은 암반의 종류에 따라 굴착, 1차 숏크리트, 2차 숏크리트 단계에서 일반적으로 40% - 30% - 30% 또는 50% - 25% - 25% 등을 사용하고 있으며 이러한 일률적인 하중분담율의 적용은 터널해석시 다소 무리가 있다. 그러므로 하중분담율의 결정시에는 터널의 무지보 굴착길이와 지반의 탄성계수, 축압계수, 터널 단면의 크기와 심도 그리고 암반의 종류와 지질 상태 등과 같은 요인들을 고려해야 함은 물론, 가능한 많은 조사와 전산 실험으로 실제에 근접한 수치를 결정하여야 할 것이다. 따라서 본 논문에서는 지반물성치, 무지보 굴착길이 그리고 축압계수가 하중분담율에 미치는 영향을 연구하였다.

### 3.2 내공변위

터널의 변형은 굴착면 진행의 영향과 굴착면 주변의 하중이력에 대응한 암반의 변형 특성 그리고 암반 보강의 종류와 특성에 의해 결정된다. 이러한 응력 변화는

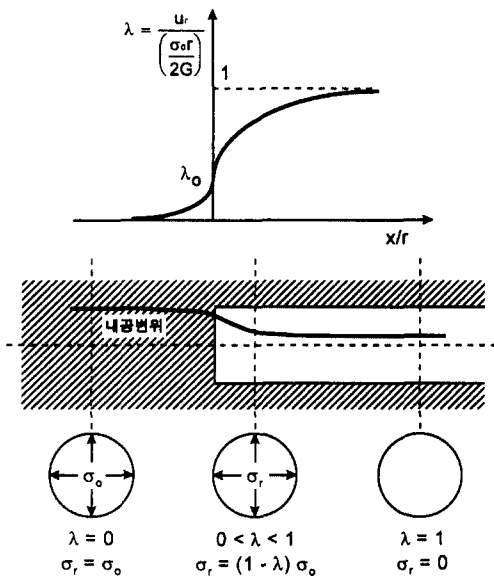


Fig. 5. Radial displacements behind advancing tunnel face(after Panet & Guenet, 1982)

Fig. 5와 같이 변위를 발생시키고 굴착된 지반은 굴착면의 전진에 따라 점진적인 닫힘(closure), 즉 내공변위(convergence)가 굴착면 후방에서 발생한다. 굴착면 후방 임의의 지점에서의 내공변위는 수치해석을 통해 해석이 가능한 3차원적 문제이며 평면변형을 조건을 가정하여 해석할 수 있다.<sup>8,9,11,12)</sup>

Sulem 등(1987)은 내공변위를 막장전진의 효과를 나타내는 x와 시간에 관련된 t의 2개의 파라미터의 함수로 표현하였다.<sup>11)</sup> Sulem에 의해 사용된 매개변수는 암반의 특성, 보강량, 작업속도 등의 계측치를 이용하여 내공변위를 모델함수로 한 회귀분석으로 결정할 수 있다. 그러나 내공변위의 계측은 굴착이 이루어진 후에 행해지며 계측된 내공변위는 터널의 최종변위보다 항상 작은 값이 되어 전체적인 내공변위를 표현할 수 없는 단점이 있다.

Pan과 Dong(1993)은 시간 의존적인 터널의 내공변위는 암반의 물성, 터널의 굴착공정, 지보재의 보강 시기, 지보재의 시간 의존적 성질, 터널의 크기, 그리고 터널 굴착공법 등에 의하여 결정된다고 보았으며, 이 인자들 중 특히 암반의 유동학적 특성, 터널의 막장 전진 효과, 그리고 보강효과를 중심으로 터널의 내공변위를 점탄성 모델을 이용하여 분석하였다.<sup>6,7)</sup> Pan과 Dong은 시간 개념을 해석에 적용하기 위하여 creep 함수를 사용함으로써 Kelvin 모델 및 Maxwell 모델 그리고 일반화된 Kelvin 모델에 대한 creep 효과 그리고 터널의 막장 전진 효과 및 보강 효과를 이론적으로 잘 정립하고 있으나 각 변수에 대한 실질적인 수치 산정에 어려움이 있는 것으로 판단된다.

### 4. 하중분담율을 위한 전산해석

하중분담율을 결정하기 위해서 고려해야 하는 변수로는 지반의 물성치, 토피의 두께, 축압계수, 굴착단면의 크기와 형상 그리고 시공속도 등이 있다. 이러한 변수들 중에서 하중분담율에 대한 지반 물성치와 무지보 굴착길이 그리고 축압계수의 영향에 대해 3차원 유한요소해석을 수행하였다.

본 3차원 해석에 사용된 유한요소 프로그램은 일반적인 이방성 탄소성체(anisotropic elastic plastic medium)를 대상으로 일련의 굴착-보강-퇴채음 과정을 분석하는 주 프로그램과 12개의 부 프로그램으로 구성되어 있다. 암석 또는 토질의 이방성 탄소성 거동은 탄성영역에서

직교 이방성 Hooke의 법칙을 적용하였으며 항복조건으로는 Drucker-Prager의 선형 항복조건을 확장한 이방성 비선형 항복조건(anisotropic non-linear yield

Table 4. Properties of rock mass and shotcrete used for 3-dimensional analyses.

	rock			shotcrete	
	type 1	type 2	type 3	soft	hard
Young's modulus (MPa)	5000	1000	500	5000	15000
Poisson's ratio	0.25	0.3	0.35	0.2	0.2
shear modulus (MPa)	2000	385	185	2083	6250
friction angle (°)	45	40	35	-	-
cohesion (MPa)	0.42	0.25	0.13	-	-
unit weight (MN/m <sup>3</sup> )	0.026	0.024	0.022	0.02	0.02

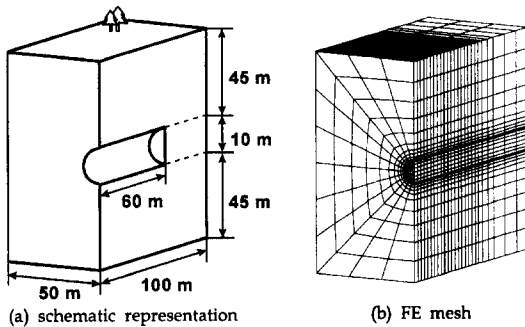


Fig. 6. The 3-dimensional model of tunnel excavation

criterion)을 사용하였다.

해석에 사용된 지반조건은 Table 4와 같고 굴착직경 10 m 원형 터널로서 총 60 m를 굴착하였으며 30 cm의 슛크리트를 설치하였다. Fig. 6의 (a)는 터널 굴착의 개략도를 나타내며 (b)는 해석에 사용된 유한요소망이다. 그리고 해석시 슛크리트는 굴착후 1일간은 연한 슛크리트로 하고 그 이후부터는 강한 슛크리트로 하였다. 터널 굴착단계에 대한 모식도는 Fig. 7에 나타내었다.

4.1 하중분담율에 대한 지반 물성치의 영향

지반 물성치가 하중분담율에 미치는 영향을 분석하기 위하여 축압계수를 1로 하여 Table 4의 물성치 type 1, type 2, type 3의 세가지 경우에 대하여 변위와 응력을 비교하였다. 사용된 물성치는 type 1, type 2, type 3에서 탄성계수가 각각 5 GPa, 1 GPa, 0.5 GPa이고 전단계수가 각각 2 GPa, 0.385 GPa, 0.185 GPa로서 type 3으로 갈수록 낮은 값을 가진다. 그리고 전단강도를 나타내는 인자로서 내부마찰각과 점착력도 역시 45°, 40°, 35°이며 0.42 MPa, 0.25 MPa, 0.13 MPa로서 type 3으로 갈수록 낮으므로 연약한 물성을 나타낸다.

Fig. 8은 지반 물성치에 대한 무지보시와 지보시의 천정부 변위를 비교한 결과로서 압중에 대하여 모두 지보에 의해서 변위가 억제됨을 알 수 있고, type 3의 경우 즉 압질이 나뉠수록 그 변위의 억제량이 크다는 것을 알 수 있다. 각 압반 조건에 대하여 슛크리트 지보에

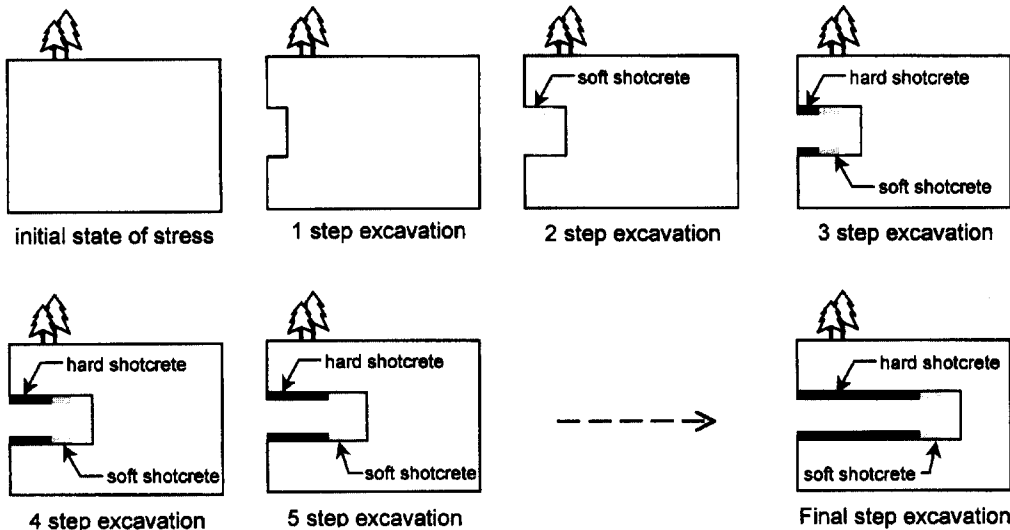


Fig. 7. Schematic representation of tunnel excavation and support

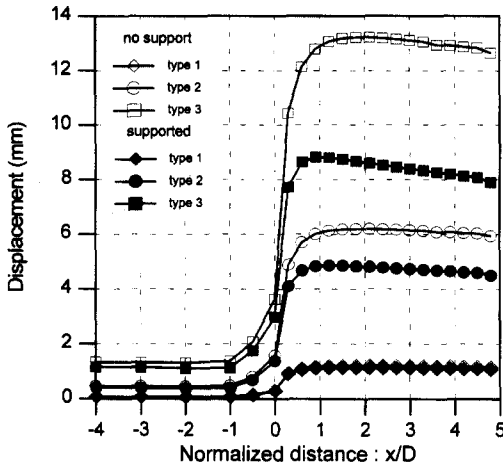


Fig. 8. Comparison of roof displacements for rock types

의한 변위의 억제량을 보면 type 1에서 5.8%, type 2에서 21.5%, type 3에서 33.3%으로 나타났다. 그리고 터널 막장면에서의 변위는 무지보시의 경우 type 1에서 0.30 mm, type 2에서 1.57 mm, type 3에서 3.62 mm로 각각 전체 변위의 25%, 25.4%, 27.4%이며 지보시의 경우는 type 1에서 0.29 mm, type 2에서 1.37 mm, type 3에서 2.98 mm로서 선변형의 비율은 25.7%, 28.2%, 33.8% 이다. 이는 막장면에서 3차원 효과를 고려한 터널 종방향의 아치 효과로 인해 변위가 억제되어 생긴 결과로써 막장부 선변형은 약 30% 정도가 발생한다는 여러 연구자들의 이론에 잘 부합된다.

Fig. 9는 암중에 대한 무지보시와 지보시의 천정부

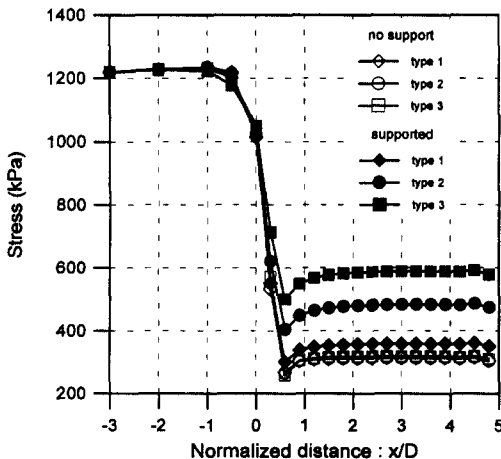


Fig. 9. Comparison of roof radial stresses for rock types

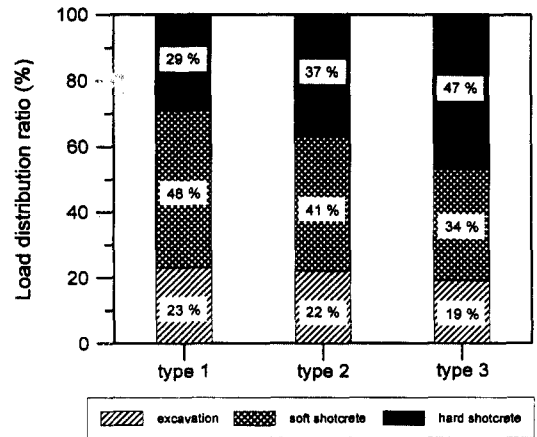


Fig. 10. Load distribution ratios for different rock types

응력을 비교한 결과이다. 세가지 모두 지보에 의해 응력이 증가하였고, 역시 변위의 경우와 같이 type 1에서 type 3로 갈수록 즉 암질이 나뉠수록 응력이 많이 증가함을 볼 수 있다. 이러한 응력의 증가가 변위를 억제할 수 있으므로 type 3에서의 변위가 많이 감소한다.

이러한 3차원 해석을 통하여 무지보와 지보시의 응력과 변위를 구할 수 있으며 하중분담율은 이러한 응력과 변위의 변화곡선을 이용하여 구할 수 있다. Fig. 8과 Fig. 9를 통하여 각 단계에서의 하중분담율은 굴착 단계-연한 슛크리트 단계-강한 슛크리트 단계에서 각각 type 1의 경우 23%-48%-29%, type 2의 경우 22%-41%-37%, type 3의 경우 19%-34%-47% 이며 Fig. 10에 도시하였다. 지반 물성치가 양호할수록, 즉 type 3에서 type 1로 갈수록 굴착단계의 하중분담율은 미소하게 증가하고 연한 슛크리트 단계의 하중분담율도 점차 증가하며, 강한 슛크리트 단계의 하중분담율은 감소한다. 따라서 암질이 양호할수록 굴착과 연한 슛크리트 단계에서의 하중분담율이 크며, 굴착과 연한 슛크리트 단계가 초기변형을 분담한다면 각각 type 1은 71%, type 2는 63%, type 3은 53%로 암질이 양호할수록 초기의 하중분담율이 크게 나타났다.

#### 4.2 하중분담율에 대한 무지보 굴착깊이의 영향

여기서는 하중분담율에 대한 무지보 굴착깊이의 영향을 분석하기 위하여 type 2의 물성을 이용하여 무지보 굴착깊이를 3 m와 6 m의 두가지 경우에 대하여 검토하였다.

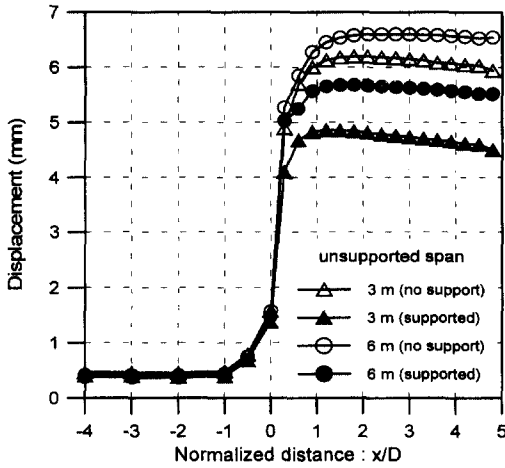


Fig. 11. Comparison of roof displacements for different unsupported spans

Fig. 11은 무지보 굴착길이에 대하여 무지보시와 지보시의 천정부 변위를 비교한 결과로서 3 m 무지보 굴착길이에 비해 6 m 무지보 굴착길이의 경우가 큰 변위를 보인다. 지보에 의한 변위의 감소율은 3 m의 경우는 19%, 6 m의 경우는 14%로 무지보 굴착길이가 길수록 변위의 감소율이 작게 나타났다. 그리고 막장면의 선변형의 비율을 보면, 무지보시의 경우에 3 m의 무지보 굴착길이는 25.4%, 6 m의 무지보 굴착길이는 23.7%이며, 지보시의 경우에 3 m의 무지보 굴착길이는 28.3%, 6 m의 무지보 굴착길이는 25.8% 이다.

Fig. 12는 천정부에서의 무지보와 지보시의 응력을 비교한 결과이다. 지보에 의해 지반의 응력은 증가하며

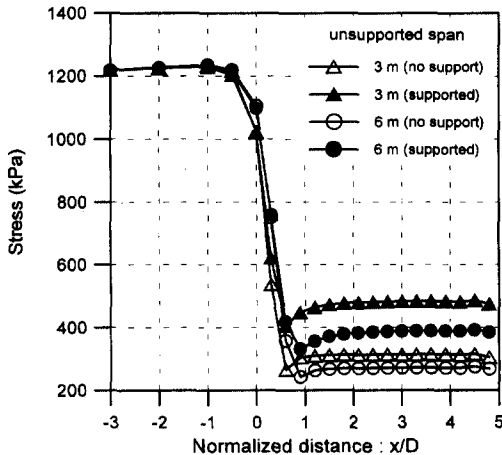


Fig. 12. Comparison of roof radial stresses for different unsupported spans

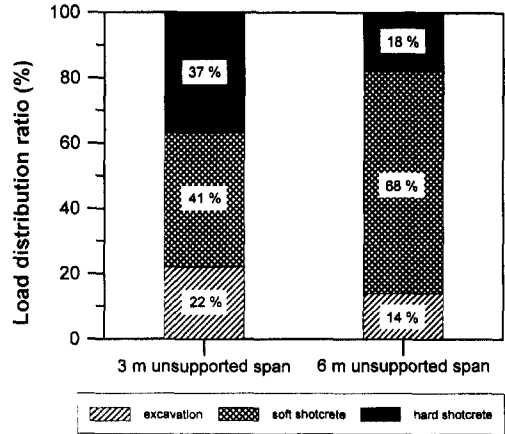


Fig. 13. Load distribution ratios for different unsupported spans

무지보 굴착길이가 3 m일 경우의 응력은 405 kPa, 6 m일 경우의 응력은 331 kPa 이다. 이러한 무지보 굴착길이에 따른 응력의 변화가 존재하고 무지보 굴착길이가 작을 때 지보에 의한 응력의 증가가 크고 무지보 굴착길이가 길수록 응력이 완화되기 쉽고 변위가 크게 나타나며 이로 인해 낮은 응력에서 평형상태가 유지하게 됨을 알 수 있다.

이를 이용하여 하중분담율을 구하면 3 m와 6 m의 무지보 굴착길이에 대해 각각 22% - 41% - 37%, 14% - 68% - 18%로 Fig. 13에 도시하였다. Fig. 13에서 보듯이 굴착단계의 하중분담율은 6 m 보다 3 m인 경우가 다소 크지만 연한 숏크리트 단계에서의 분담율은 무지보 굴착길이가 길수록 크고, 굴착단계와 연한 숏크리트 단계를 합산한 초기 변형의 단계는 3 m와 6 m의 경우 각각 63%와 82%로 무지보 굴착길이가 길수록 초기에 받는 하중분담율이 크다고 할 수 있다.

### 4.3 하중분담율에 대한 축압계수의 영향

축압계수는 지반저동 해석시 중요한 요인이지만 현재는 초기응력의 측정이 어려워 수치해석시 암질에 따라 경험적인 값을 사용하는 등 초기응력의 영향을 정확하게 분석하지 못하고 있는 실정이다. 특히 해석 대상이 심부의 암반일 때 축압계수가 1 이상으로 수평응력이 연직응력보다 큰 경우가 존재하므로 축압계수의 영향은 더 중요하다고 할 수 있다. 여기서는 type 2의 물성치를 사용하였으며 무지보 굴착길이는 3 m로 하여 해석을 수행하였다. 축압계수는 0.5, 1, 1.5, 2를 이용하



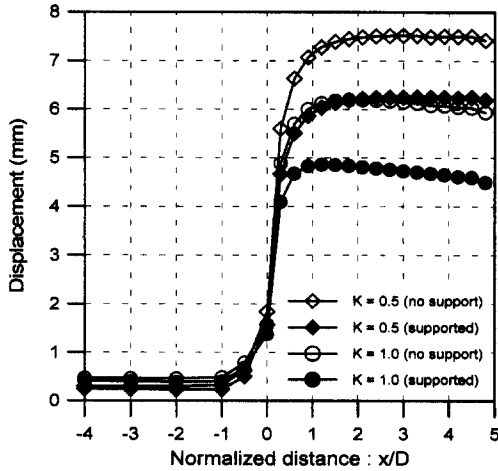


Fig. 14. Comparison of roof displacement for different lateral earth pressure coefficients

여 모두 4가지 경우를 분석하였다.

Fig. 14는 측압계수가 1 이하인 경우로 전술했듯이 측벽이 아닌 천정부 변위가 크게 나타나므로 천정부 변위를 기준으로 도시한 결과로서 지보에 의해 모두 변위의 감소를 보이며, 측압계수가 0.5인 경우는 17%의 감소를 보이고 측압계수가 1인 경우는 22%의 감소를 보여 측압계수가 1인 경우에 더 큰 감소를 보였다. 같은 지점의 경우에 측압계수가 1인 경우보다 0.5인 경우가 더 큰 변형을 나타내는 것은 측압계수가 0.5 보다 1인 경우가 봉압으로의 작용이 커서 변위를 충분히 억제하고 안정성도 우수한 것으로 판단된다.

Fig. 15는 측압계수가 1.5와 2인 경우로 천정부와 바

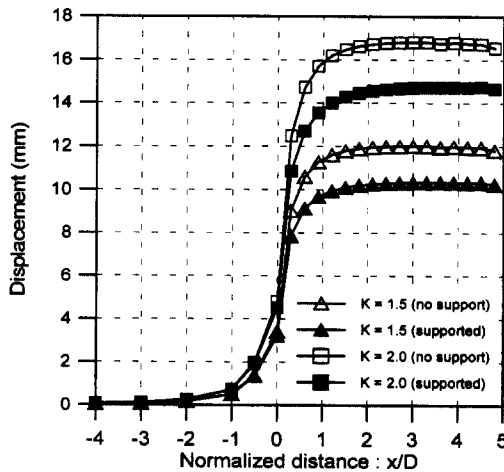


Fig. 15. Comparison of wall displacement for different lateral earth pressure coefficients

닥부의 변위보다 측벽부의 변위가 크므로 최대변위의 지점인 측벽부 변위를 기준으로 도시하였다. 측압계수가 1.5와 2인 경우를 비교하면 천정부와 바닥부의 변위는 측압계수가 1.5일 경우가 크며, 반면에 측벽부의 변위는 측압계수가 2인 경우가 크게 나타났다. 이는 초기의 연직응력은 같지만 측압계수가 1.5인 경우보다는 2인 경우가 더 큰 수평응력의 작용으로 수평방향의 변형이 크게 발생함을 알 수 있다. 또한 연직응력은 동일하지만 수평방향의 응력에 비해서는 측압계수가 1.5일 경우가 2인 경우보다 상대적 연직응력이 크므로 천정부와 바닥부의 변위가 크게 나타남을 알 수 있다. 그리고 측압계수에 대한 모든 경우에 막장부 선변형은 25%~

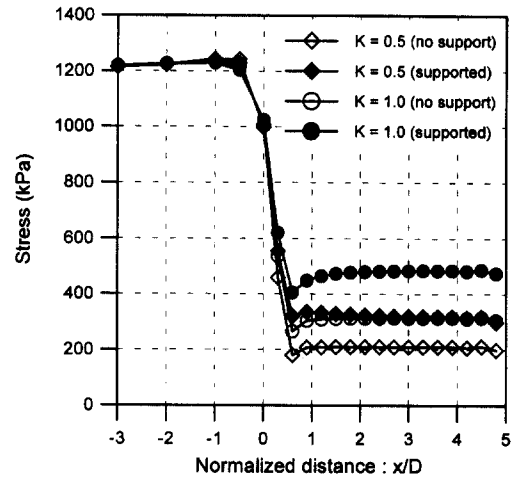


Fig. 16. Comparison of roof radial stresses for different lateral earth pressure coefficients

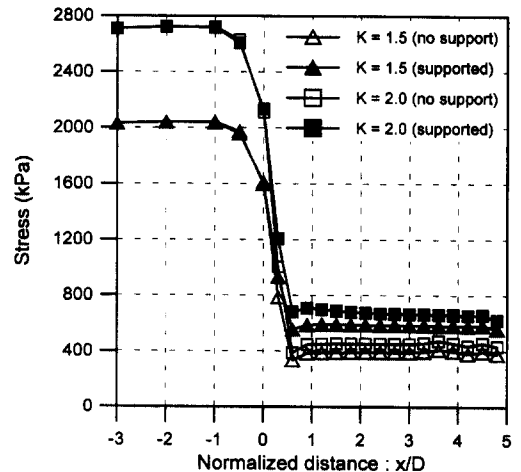


Fig. 17. Comparison of wall radial stresses for different lateral earth pressure coefficients

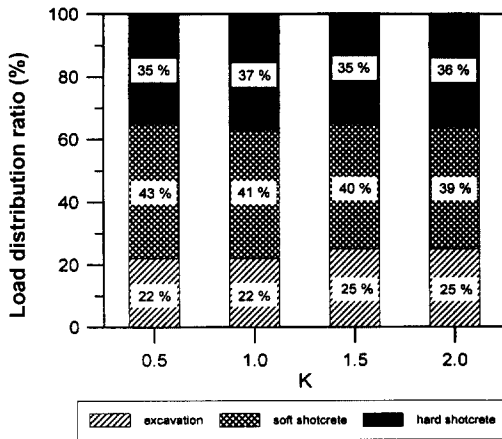


Fig. 18. Load distribution ratios for different lateral earth pressure coefficients

30% 정도로 나타났다.

Fig. 16과 Fig. 17는 측압계수에 대한 천정부와 측벽부의 응력을 비교한 결과이다. 측압계수가 1.5와 2인 경우는 연직응력보다 수평응력이 크므로 미굴착된 부분의 응력은 측벽부가 크지만 굴착후 평형상태의 응력은 바닥이나 천정부에 비해서 작게 나타났으며 측벽부 변위가 크게 나타난 부분과 일치한다. 모든 경우에서 지보에 의한 응력의 차가 커짐을 알 수 있으며 이는 슛크리트가 각 부분에 작용하는 지보효과에 차이가 있음을 시사한다.

Fig. 14~17를 이용하여 하중분담율을 구하면 측압계수 K=0.5일 경우는 22%-43%-35%, K=1일 경우는 22%-39%-36%, K=1.5의 경우는 25%-40%-35%이며 K=2의 경우는 25%-39%-36%로 이 결과는 Fig. 18에 도시하였다. 결과에서 보면 측벽부의 응력과 변위로부터 계산된 측압계수가 1.5와 2인 경우의 하중분담율은 거의 일치하며 측압계수가 0.5인 경우도 역시 큰 차이를 보이지 않고 있다.

해석 결과로부터 측압계수가 작을수록 천정부의 변위가 증가하고 측압계수가 클수록 측벽부의 변위가 증가함을 알 수 있으므로 최대변위를 기준으로 하중분담율에 대한 측압계수의 영향을 분석할 경우에는 측압계수가 1 이하의 경우 즉 수평응력에 비해 연직응력이 큰 경우는 측벽부보다 천정부에서 큰 변위가 발생하므로 천정부를 기준으로 하고 측압계수 1 이상일 경우는 반대로 측벽부를 기준으로 하는 것이 바람직하다고 할 수 있다. 따라서 터널 시공시 변위가 문제시되는 경우에는

전술한 것처럼 측압계수에 따라 관심을 가져야 하는 부분이 달라져야 하며, 본 연구에서는 최대변위의 발생지점을 기준으로 분석한 결과이다.

### 5. 결 론

본 연구에서는 지하구조물중 터널의 시공에 있어서 암반과 지보의 반응거동 분석하였다. 그리고 단계별 시공과정으로 인한 3차원 효과를 모사할 수 있는 2차원 해석기법인 하중분담율의 분석 및 합리적인 방향을 제시하였다. 본 연구에서 수행한 일련의 전산해석과 이론식을 통하여 얻어진 결론을 요약하면 다음과 같다.

1) Hoek과 Brown이 제시한 이론과 유한요소해석을 통하여 암반과 지보의 상호반응을 분석한 결과, 슛크리트의 두께가 증가할수록 그리고 설치시기가 빠를수록 터널의 변위가 적게 발생하였다. 따라서 터널의 변위는 지보재의 강성도 및 설치시기의 영향을 많이 받으므로 슛크리트의 두께와 설치시기는 경제성 및 효율성 등의 시공상의 문제 등을 고려하여 적절한 값을 결정하여야 한다. 그리고 이론식에 비하여 유한요소해석시의 슛크리트의 강성이 높게 평가되었으며 적은 변위를 나타내었다.

2) 지반 물성치 type 1, type 2 그리고 type 3의 조건을 적용한 3차원 유한요소해석을 통하여 하중분담율을 결정하였다. 하중분담율은 type 1에서 23%-48%-29%, type 2에서 22%-41%-37%이며 type 3의 경우는 19%-34%-47%로 나타나 굴착 단계와 연한 슛크리트 단계의 분담율이 type 1에서 크게 나타나 암질이 양호할수록 초기에 큰 하중을 받았다.

3) 무지보 굴착길이에 따른 하중분담율은 변위와 응력의 관계로부터 3m의 경우 22%-41%-37% 이고 6m의 경우 14%-68%-19%이며, 굴착과 연한 슛크리트 단계를 합하여 초기변형의 단계라고 한다면 무지보 굴착길이가 클수록 초기에 받는 하중분담율이 크다고 할 수 있다.

4) 측압계수에 따른 하중분담율을 결정하기 위하여 측압계수 K가 1 이상인 경우는 천정부의 변위보다 측벽부의 변위가 크게 나타나므로 최대변위를 기준으로 분석할 경우 측벽부를 기준으로 함이 바람직하다. 하중분담율은 측압계수 K=0.5일 경우는 22%-43%-35%, K=1일 경우는 22%-39%-36%, K=1.5의 경우는 25%-40%-35%이며 K=2일 경우는 25%-39%-36%로 거

의 유사한 값을 나타내었다. 따라서 축압계수는 하중분담율에 큰 영향이 없음을 알 수 있다.

## 사 사

본 연구는 한국과학재단의 연구비지원(KOSEF-981-0403-013-2)으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

1. 이인모, 김동현, 최항석, 최수일, 1996, 응력집중을 고려한 터널의 3차원 거동에 관한 연구, 한국지반공학회지, Vol. 12, No. 1, pp. 87-108.
2. 한국지반공학회, 1996, 터널 수치해석의 올바른 적용을 위한 Work shop, 한국지반공학회 터널분과위원회.
3. Baudendistel, M., 1985, Significance of the Unsupported Span in Tunnelling, Tunnelling '85, pp. 103-109.
4. Hoek, E. and Brown, E.T., 1980, Underground Excavations in Rock, The Institute of Mining and Metallurgy, London, p. 527.
5. Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F., 1995, Support of Underground Excavations in Hard Rock, Balkema, p. 215.
6. Pan, Y.-W. and Dong, J.-J., 1991, Time-dependent Tunnel Convergence-I. Formulation of the Model, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 28., No. 6, pp. 469-475.
7. Pan, Y.-W. and Dong, J.-J., 1991, Time-dependent Tunnel Convergence-II. Advance Rate and Tunnel-Support Interaction, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 28., No. 6, pp. 477-488.
8. Panet, M., 1993, Understanding Deformations in Tunnels, Comprehensive Rock Engineering, Vol. 1, Pergamon, pp. 197-204.
9. Panet, M. and Guenot, A., 1982, Analysis of Convergence Behind the Face of a Tunnel, Tunnelling '82, pp. 197-204.
10. Sinha, R.S., 1989, Underground Structure-Design and Instrumentation, Elsevier Science Publishers B.V., p. 480.
11. Sulem, J., Panet, M. and Guenot A., 1987, Closure Analysis in Deep Tunnels, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 24, No. 3, pp. 145-154.
12. Sulem, J., Panet, M. and Guenot A., 1987, An Analytical Solution for Time-dependent Displacements in a Circular Tunnel, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 24, No. 3, pp. 155-164.
13. Wittke, W., 1990, Rock Mechanics, Springer-Verlag, p. 1075.