

## 대심도 터널의 안정성 해석 방법에 대한 고찰

### A Consideration on the Stability Analysis Method of Great Deep Tunnels

김주봉<sup>1)</sup>, Joo-Bong Kim, 안경철<sup>2)</sup> Kyung-Chul Ahn, 김영준<sup>3)</sup> Young-Joon Kim

<sup>1)</sup>(주) 바우컨설팅 대표이사, President, BAU Consultant Company

<sup>2)</sup>(주) 바우컨설팅 부장, Manager, BAU Consultant Company

<sup>3)</sup>(주) 바우컨설팅 대리, Assistant Manager, BAU Consultant Company

**SYNOPSIS** : The construction of great deep tunnels has become an important part in tunnel construction especially in the mountain area. Therefore, it is necessary to establish the proper method of the stability analysis for great deep tunnels. In this paper presents the study result on the followings:

- (1) Evaluation of practical problem on the stability analysis of great deep tunnels.
- (2) Proposal of the proper on method for great deep tunnels analysis considering the depth of overburden.
- (3) Understanding of the ground behavior of the great deep tunnel through the sensitivity analysis and the parametric study.

**Key words** : Great Deep Tunnel, Stability Analysis Method, Overburden

## 1. 서론

최근 터널 설계의 특징을 살펴보면 장대화, 대단면화, 기계화, 정밀시공 등을 들 수 있다. 산악지역이 많은 우리나라 도로 터널의 경우는 심도가 깊은 대심도 터널이 전체 터널공사의 상당부분을 차지하고 있으며, 이러한 대심도에 위치한 터널의 주변암반은 암질의 상태가 양호한 경암 또는 보통암 이상의 지반조건을 보인다.

대심도 터널의 안정성 검토시, 심도에 따른 영향을 고려하지 않았기 때문에 지보재 및 지반응력이 허용범위를 초과하거나 예측과 상이한 결과를 보이며, 또한 대심도 터널의 표준지보패턴 Type-1,2에 사용되는 쏫크리트(Shotcrete)나 록볼트(Rockbolt)는 실링(Sealing)이나 국부적인 붕락을 방지하기 위한 보강재의 개념이 지보재의 개념으로 잘못 사용되고 있다.

따라서 본 논문에서는 기존 대심도 터널의 설계현황을 분석, 검토하여 문제점을 파악하고, 대심도 터널의 깊이에 따른 효과를 고려한 올바른 수치해석 방법을 제시하며, 이에 따른 예민성 연구(Sensitivity Analysis) 및 매개변수 연구(Parametric Study)를 통하여 대심도 터널의 거동특성을 분석, 파악하고자 한다.

## 2. 대심도 터널의 특징

### 2.1 이론적 배경

터널 설계를 위한 하중 산정시 하중의 크기 및 분포는 암의 종류 및 응력 상태에 따라 심도의 영향을 받는다. 일반적인 암의 경우 응력이 탄성한계를 초과하는 경우 하중의 크기는 토피고의 크기에 따라 변하며, 하중의 분포는 시간에 따라 달라진다. 따라서 대심도 터널의 경우 토피고에 따른 영향의 고려가 필요하며 토피고에 따른 응력분포 이론은 다음과 같다.

### 2.1.1 BIERBÄUMER의 이론

BIERBÄUMER<sup>1)</sup>의 이론에 따르면 터널은 포물선 높이  $h = \alpha \cdot H$  를 경계로 하는 암괴의 하중만이 작용한다. 터널굴착에 따른 암반의 파괴면의 각도를  $45^\circ + \frac{\phi}{2}$  로 가정하면, 미끄러지려는 암괴의 중량에 대하여

$$S = 2fe = 2 \cdot \tan \phi \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \cdot \frac{H^2 \gamma}{2} \quad (1)$$

의 마찰력을 작용시키며, 이 경우 미끄러지려는 토괴의 토괴고는  $H$  가 아니고  $\alpha \cdot H$  의 높이가 적용되어진다. 따라서 폭( $B = b + 2m \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ )의 상부에 작용하는 압력  $P$  는 다음과 같다.

$$P = \alpha \cdot H \cdot \gamma \quad (2)$$

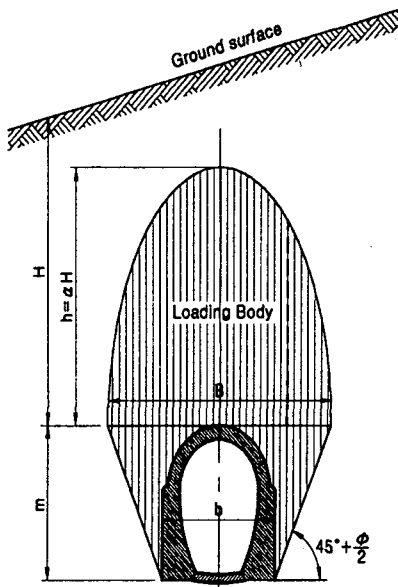


그림 1. Rock pressure bulb

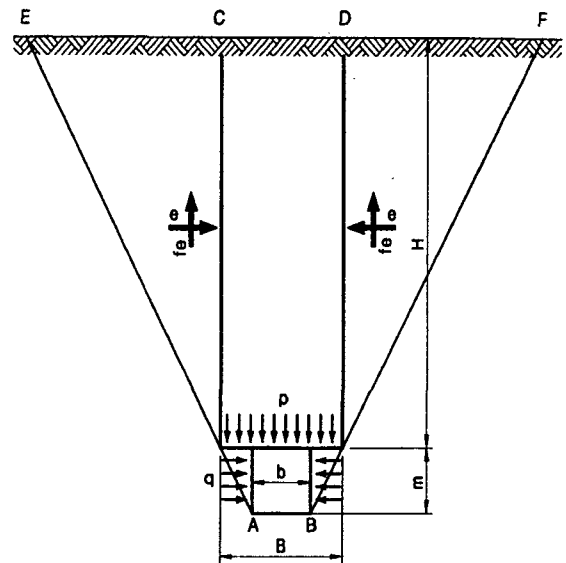


그림 2. Assumption Model of BIERBÄUMER's theory

그림에서 보는 바와 같은 하중도를 고려하여  $\alpha$ 을 유도하여 보면

$$\alpha = \left( 1 - \frac{\tan \phi \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) H}{b + 2m \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})} \right) \quad (3)$$

수직전단 평면에 작용하는 썩기에 의한 수평토압에 의하여 발생된 마찰력으로 인하여 지중응력은 감소하게 된다. 감소계수  $\alpha$ 은 다음과 같은 제한값을 갖는다. 즉 토괴가 매우 낮은 경우의 감소계수의 값은 1이고 토괴가 수백미터 이상이거나 혹은  $H \geq 5B$  인 경우에 감소계수는 더 이상 터널의 심도의 영향을 받지 않으며, 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$\alpha = \tan^4(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \quad (4)$$

BIERBÄUMER의 이론은 심도가 깊고, 암반의 내부마찰각등의 전단강도가 큰 경우에 잘 적용된다.

## 2.1.2 TERZAGHI의 이론

TERZAGHI<sup>2)</sup>의 이론에 따르면 터널 굴착으로 인하여 터널 주변이 교란되어지고, 굴착후부터 임시지보가 설치 될 때까지 변위가 발생된다. 파괴면을 유발하는 폭을 결정할때는  $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ 의 파괴경사면을 기준으로 하여 설정하며, 이때 폭  $B$ 는 다음과 같다.

$$B = 2 \cdot \left[ \frac{b}{2} + m \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \right] \quad (5)$$

변형에 따른 수직 전단 응력이 발생되어 지며, 전단응력은 다음과 같이 표현된다.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi = c + \sigma_h \cdot \tan \phi \quad (6)$$

그림은 임의의 깊이  $z$ 에서 미소높이  $dz$ 와 폭  $B$ 인 미소면적에 작용하는 힘을 보여주고 있다. 여기서 힘의 방정식은 다음과 같이 표현된다.

$$B \cdot \gamma \cdot dz = B(\sigma_v + d\sigma_v) - B\sigma_v + 2cdz + 2K\sigma_v dz \tan \phi \quad (7)$$

이 식을 정리하면

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma - \frac{2c}{B} - 2K\sigma_v \cdot \tan \frac{\phi}{B} \quad (8)$$

경계조건을 깊이  $z=0$ 에서  $\sigma_v = q$ 라 가정하면 이 미분방정식의 해는

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{2c}{B})}{2K \tan \phi} \left[ 1 - e^{-K \tan \phi \frac{2z}{B}} \right] + q e^{-K \tan \phi \frac{2z}{B}} \quad (9)$$

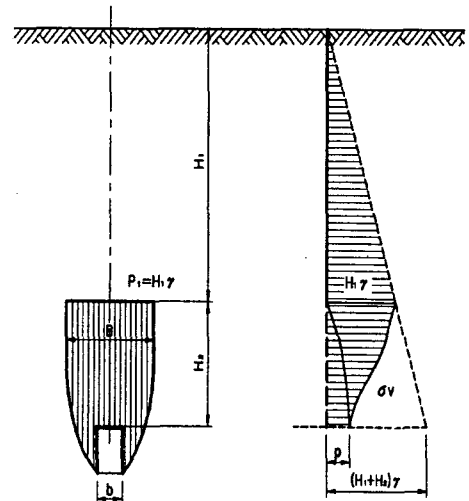
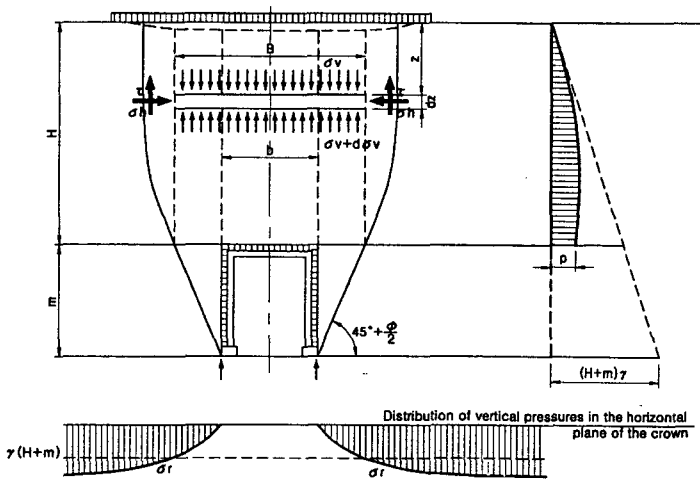


그림 3. Basic assumptions of Terzaghi's rock pressure theory    그림 4. Rock pressure greater depth

따라서  $c=0$ ,  $q=0$ 라 하고, 토피고가  $H$ 인 경우에 다음과 같은 식을 얻을 수 있다.

$$p_v = \frac{B \gamma}{2K \tan \phi} \left[ 1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}} \right] \quad (10)$$

## 2.2 기존 대심도 터널의 설계현황 및 분석

대심도 터널의 설계 현황을 알아보기 위해 최근 설계된 14개소의 도로 터널에 대해 해석조건 및 해석 결과를 정리하였다. 대심도 터널의 기준은 지금까지 명확하게 제시되지 않고 있으나 그 동안 건설되었거나 혹은 건설중인 터널 시공 실적에 따른 경험적인 기준은 대략 토피고가 80~100m 이상의 값을 갖는 터널을 대심도 터널로 분류하고 있다.

### 2.2.1 해석단면 및 해석조건

해석단면은 대부분의 터널에서 100m이상의 토피고를 갖는 보통암 이상의 지질조건을 나타내며, 해석 시 사용된 지반특성치는 보통암의 평균적인 값이 사용되었으며 축압계수 및 하중분담율도 다양한 값이 적용됨을 알 수 있다.

표 1. 해석단면의 토피 및 지반조건

구 분	토 피 (m)	지반조건	구 분	토 피 (m)	지반조건
기계터널	145	연암	둔내터널	279	경암
	87	경암		243	보통암
고성터널	97	연암		240	보통암
	232	연암		240	연암
	250	경암	정리터널	194	연암
	80	경암		180	연암
죽령터널	271	극경암	중원터널	94	경암
	97	경암	마달터널	72	경암
	393	보통암	고덕터널	161	경암
초읍터널	165	경암	광곡터널	90	경암
	150	연암	광암터널	97	경암
와촌터널	185	경암	임고터널	123	경암
			점촌터널	192	연암

표 2. 해석조건

구 분	점착력 (t/m <sup>2</sup> )	내부 마찰각 (°)	탄성계수 (t/m <sup>2</sup> )	단위 중량 (t/m <sup>3</sup> )	축압계수 / 하중분담률	구 분	점착력 (t/m <sup>2</sup> )	내부 마찰각 (°)	탄성계수 (t/m <sup>2</sup> )	단위 중량 (t/m <sup>3</sup> )	축압계수 / 하중분담률
기계터널	30	35	300,000	2.30	1.1, 40-30-30	둔내터널	180	47	2,000,000	2.62	2.0, 60-20-20
	30	45	500,000	2.60	1.0, 45-30-25		136	40	300,000	2.62	2.0, 60-20-20
고성터널	70	40	300,000	2.50	1.0, 50-25-25		300	45	500,000	2.60	1.0, 40-30-20
	40	40	500,000	2.50	1.0, 50-25-25		100	40	300,000	2.50	1.0, 40-30-20
	100	48	1,000,000	2.75	1.0, 70-15-15	정리터널	45	45	1,000,000	2.39	1.0, 50-25-25
	40	48	1,000,000	2.75	1.0, 70-15-15		100	40	150,000	2.50	1.0, 50-25-25
죽령터널	200	45	5,600,000	2.68	1.0, 60-20-20	중원터널	170	45	3,640,000	2.71	1.0, 50-25-25
	100	45	1,600,000	2.68	1.0, 60-20-20	마달터널	40	45	2,000,000	2.60	2.0, 40-30-30
	100	45	10,000,000	2.68	1.0, 60-20-20	고덕터널	300	50	1,800,000	2.66	1.0, 50-25-25
초읍터널	200	45	1,000,000	2.60	1.5, 60-20-20	광곡터널	300	50	1,800,000	2.66	1.0, 50-25-25
	200	45	1,000,000	2.60	1.5, 60-20-20	광암터널	100	45	1,250,000	2.70	2.0, 40-30-30
와촌터널	180	45	1,500,000	2.60	1.3, 60-20-20	임고터널	40	45	940,000	2.69	2.0, 40-30-30
						점촌터널	50	45	1,000,000	2.39	1.0, 50-25-25

### 2.2.2 해석결과

해석결과 슛크리트의 응력은 대부분 허용값 이내이나, 몇몇 터널에서는 허용값에 근접하거나, 초과한 결과를 보이며, 록볼트의 축응력 역시 유사한 결과를 보이고 있다.

표 3. 해석결과

터널명	지보패턴	스�크리트 응력 (kg/cm <sup>2</sup> )		R/B 축력 (ton)	천단 변위 (mm)	터널명	지보패턴	스�크리트 응력 (kg/cm <sup>2</sup> )		R/B 축력 (ton)	천단 변위 (mm)
		압축*	인장					압축*	인장		
기계터널	Type-3	62.7(12)	3.0	2.1	5.01	둔내터널	Type-1	84.7 (5)	-	-	2.90
	Type-3	66.4(12)	-	7.4	9.46		Type-2	65.3 (5)	-	2.1	2.30
고성터널	Type-3	68.8 (8)	-	1.6	8.05		Type-2	62.1(10)	-	0.4	3.98
	Type-3	70.2 (8)	1.5	1.6	5.59		Type-3	74.5(15)	-	1.9	7.76
	Type-1	75.6 (5)	-	-	8.30	정리터널	Type-3	79.8 (8)	-	9.0	4.17
	Type-1	15.6 (5)	-	-	2.33		Type-3	72.5 (8)	-	2.1	5.47
죽령터널	Type-1	16.7 (5)	1.9	-	1.34	중원터널	Type-1	15.9(10)	4.0	0.9	1.03
	Type-3	22.1 (5)	5.9	13.6	2.59	마달터널	Type-2	33.3 (5)	1.8	2.9	0.67
	Type-2	74.1 (5)	-	0.5	1.32	고덕터널	Type-1	18.7 (5)	-	-	2.29
초읍터널	Type-2	30.0 (5)	-	1.1	1.19	광곡터널	Type-1	9.9 (5)	-	-	1.20
	Type-3	43.2(10)	-	9.2	3.37	광암터널	Type-2	32.0(12)	-	1.9	4.68
						임고터널	Type-1	28.1 (8)	-	7.8	3.85
와촌터널	Type-1	46.8 (5)	-	-	3.39	점촌터널	Type-3	77.9 (8)	-	7.3	5.89

\* 괄호안은 슛크리트 두께(cm)

## 3. 대심도 터널 안정성 해석

### 3.1 기존터널 해석방법 적용

#### 3.1.1 해석조건

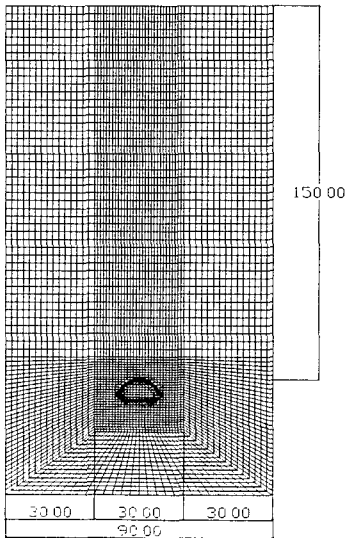


그림 5. 해석대상 지반

기존 대심도 터널해석 방법에 대한 문제점을 파악하기 위해 기 설계된 터널에 대한 분석결과를 기준으로 해석을 수행하였다. 해석단면은 고속도로 2차선 터널단면을 기준으로 하였으며, 수평 및 수직경계는 터널의 굴착으로 인한 영향을 미치지 않는 범위인 2.5~3.0D로 설정하였다. 보강시(스�크리트+록볼트설치시, 록볼트설치시)와 무보강시로 구분하여 해석을 실시하여 결과를 비교하였다.

표 4. 지반 및 지보재 조건

구분	점착력 (c)	내부 마찰각 (φ)	탄성계수 (E)	축압계수 (K <sub>0</sub> )	하중 분배율	스�크리트 두께(cm)	록볼트 간격 (종/횡방향) (m)
적용	40 t/m <sup>2</sup>	40 °	1.0E6 t/m <sup>2</sup>	1.0	50-25-25	5.0	2.0 /2.0

### 3.1.2 해석결과 분석

해석결과 무보강시 터널주변 변위는 보강시보다 약간 크게 발생하는 경향을 보이며, 소성영역은 무보강시와 보강시 모두 발생하지 않는다. 보강시 지보재의 응력 허용응력을 초과하거나 근접한 값을 나타낸다. 따라서 기존 해석방법 적용시 무보강의 경우가 보강의 경우보다 안정한 것으로 결과가 나타나는 데 이는 종래의 갖고 있는 개념과 상이한 내용으로 대심도 터널에 사용된 슛크리트와 록볼트가 지보재의 개념이 아니라 보강재의 개념임을 알 수 있다.

표 5. 해석결과의 정리

검토항목 해석 경우	천 단 변 위 (mm)	측 벽 변 위 (mm)	Shotcrete (kg/cm <sup>2</sup> )	Rockbolt (ton)
무 보 강	5.45(100)	1.23(100)	-	-
R/B 보강	5.29(96.9)	1.15(93.7)	-	12.60
S/C+R/B 보강	5.12(94.0)	0.98(80.2)	132.80	7.90

주) 괄호안의 값은 무보강시의 값을 100으로 보았을 경우의 백분율을 나타냄.

## 3.2 마찰력을 고려한 대심도 터널해석

### 3.2.1 마찰력 적용범위 검토

터널 상부 변위에 의한 마찰력 발생으로 인해 응력이 감소되는데 수치해석상의 마찰력 적용범위의 결정을 위해 토피에 따른 영향 범위를 검토하였다. 고속도로 2차선 터널 단면에 대해 토피를 각각 100m, 150m, 200m, 300m로 변화시켜면서 해석을 수행한 결과 굴착 완료후 토피에 따른 영향 범위는 85~95m로 나타났다.

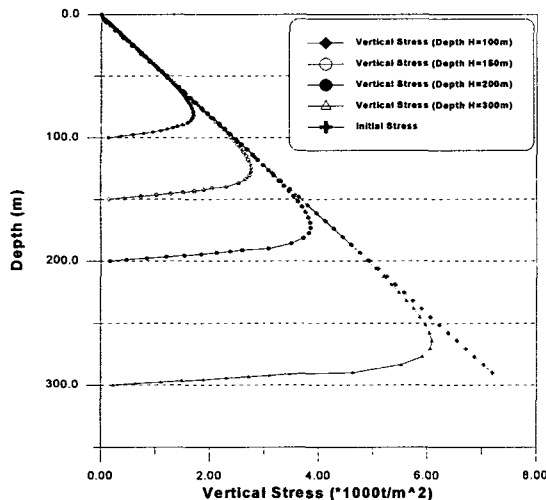


그림 6. 터널 심도에 따른 영향범위

표 6. 터널의 심도에 따른 영향범위

터널의 심도 (m)	영향 범위 (m)	비 고
100	95	원지반 초기응력의 99% 적용시
150	92	
200	90	
300	85	

원지반 응력은 심도에 따라 영향범위가 약간 감소하고 있으나 전체적인 굴착에 따른 영향범위는 일정한 패턴을 유지하고 있음을 알 수 있다.

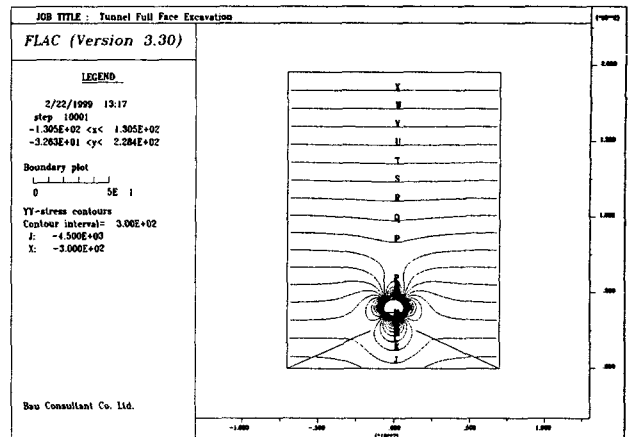
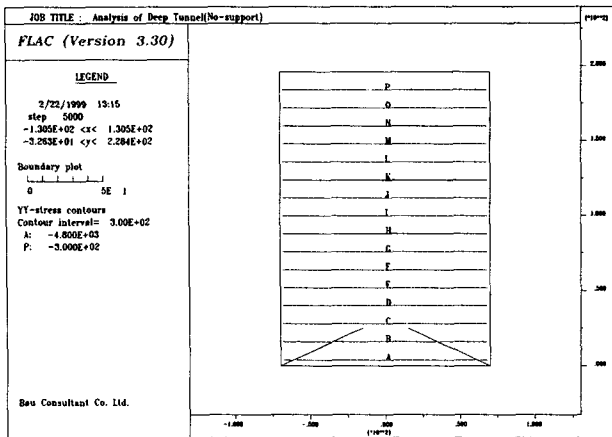


그림 7. 터널 굴착후 연직응력( $\sigma_v$ ) Contour의 변화 (토피고=150m)

### 3.2.2 마찰력을 고려한 대심도 터널의 해석

기존 대심도 터널 자료 분석결과와 토피에 따른 굴착 영향 범위 결과를 토대로 마찰력을 고려한 대심도 터널의 안정성 해석을 실시하였다.

굴착에 따른 가상 파괴면을 결정하고 마찰력을 산정하여 굴착에 따른 영향 범위까지 마찰력을 작용시킨다. 이때 임의의 파괴면에 작용되는 마찰력은 다음과 같이 산정하여 작용시킨다

$$F = c + \sigma_v \cdot \tan \phi \quad (11)$$

$$f = (c + \sigma_v \cdot \tan \phi) \times \Delta h / B \times \frac{H - \Delta h}{H} \quad (12)$$

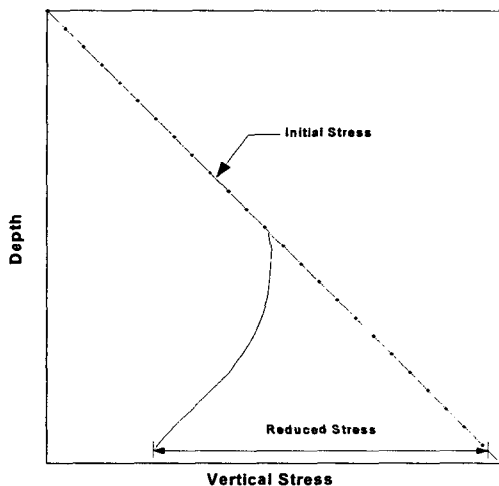


그림 8. 마찰력을 고려한 해석 개념도

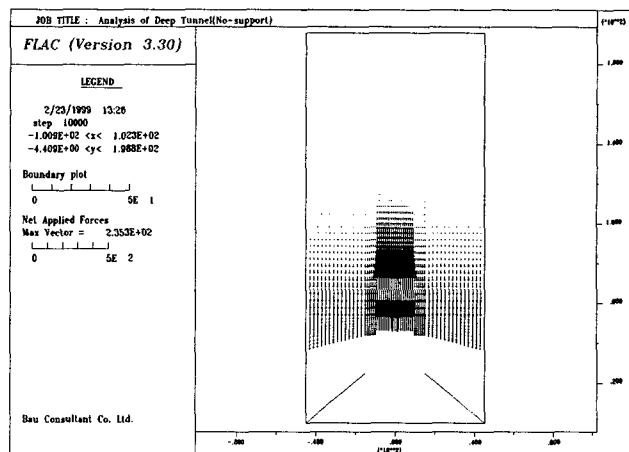


그림 9. 마찰력을 고려하기 위한 응력 작용도

마찰력을 고려한 초기응력분포는 종래의 깊이에 따라 증가하던 응력 분포가 터널 상부에서 감소하는 경향을 나타내고 있음을 알 수 있었으며, 일부구간에서는 응력의 크기가 초기응력보다 약간 증가하는 경향을 나타내며, 전체적으로 이론에서 제시한 응력분포와 유사한 경향을 보이고 있다.

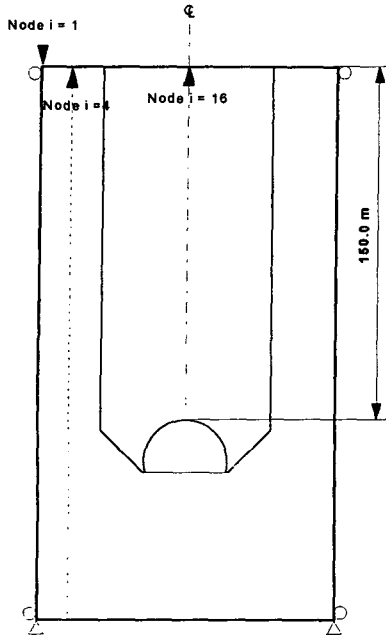


그림 10. 응력의 측정지점

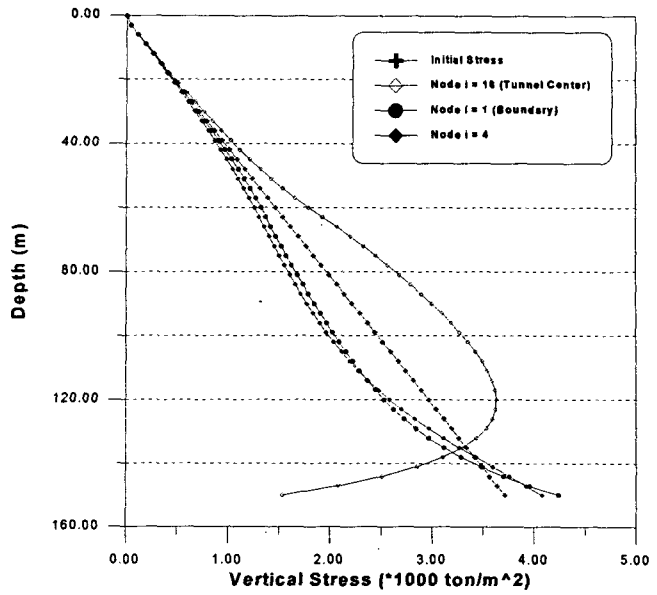


그림 11. 초기응력과 마찰력을 고려한 응력의 비교

#### 4. 연구 결과 및 추후 연구과제

기존해석방법 및 마찰력을 고려한 대심도 터널에 대한 수치해석 결과 다음과 사실을 알 수 있었다

- 1) 기존 해석방법 적용에 의한 대심도 터널의 해석결과 설계시 적용되는 슛크리트 및 록볼트는 지보재의 개념보다는 보강재의 개념으로 설계하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.
- 2) 심도에 따른 마찰력을 고려한 대심도 터널의 안정성 해석을 위한 초기응력 분포 결과를 살펴보면, 초기응력분포는 종래의 깊이에 따라 증가하던 응력 분포가 터널 상부에서 감소하는 경향을 나타내고 있음을 알 수 있었으며, 일부구간에서는 응력의 크기가 초기응력보다 약간 증가하는 경향을 나타내며, 전체적으로 이론에서 제시한 응력분포와 유사한 경향을 보이고 있다.
- 3) 제안된 방법에 의한 대심도 터널의 해석시 심도에 따른 마찰력의 산정 및 분포는 이론적인 검토 및 영향인자에 대한 추가적인 검토가 필요할 것으로 사료된다.
- 4) 현재 대심도 터널에 대한 설계규정은 미흡한 실정으로 설계자의 주관에 따른 설계가 이루어지고 있어 이에 대한 관련 규정의 정립이 이루어져야 할 것이며 대심도 터널의 수치해석 방법에 대한 지속적인 연구가 이루어져야 할 것으로 사료된다.

#### \* 참고문헌

1. Fenner, R., 『Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes』, Gluckeouf, Vol. 74, Essen, Germany, 1938.
2. Károly Széchy., 『The Art of Tunnelling』, Akadémiaikiado, Budapest, 1973.
3. Terzaghi K., 『Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage』, Franz Deuticke, Vienna, Austria, 1925.