

## 연약암반에 굴착되는 지하철 터널의 안정성 해석

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

### Stability Analysis of a Subway Tunnel Excavated in Soft Rock

Youn-Kyou Lee, Young-Ho Suh and Chung-In Lee

#### ABSTRACT

In this study, the results of elasto-plastic analysis for a subway tunnel using finite element method are presented. To determine input data for the analysis we carried out rock mass classification, insitu test and back analysis using measured displacements. Tunnel convergence, extension of yielding zone and support load are described. By comparing the results of four different reinforcement patterns, the influence of those patterns on tunnel stability is presented. As a result of the analysis we suggest a rational reinforcement pattern.

#### 1. 서 론

지하 암반내에 경제적으로 터널을 굴착하여 이를 오랜 기간동안 안전하게 유지하기 위해서는 설계 및 시공과정에서 역학적 안정성을 해석하는 것이 반드시 필요한 과정이 되고 있다. 최근 안정성 평가를 위한 경험적, 해석적 여러방법중 RMR이나 Q시스템 등 암반의 공학적 분류에 의한 방법<sup>1)</sup>과 유한요소법에 의한 수치해석적 방법이 가장 효과적으로 많이 이용되고 있다. 이러한 방법들에 의하여 지하터널의 크기, 단면의 형상과 배열에 따른 터널주위의 응력분포와 변위 및 이완영역의 발달범위를 파악하고 이에 따라 강재지보의 설치유무, 록볼트의 길이와 간격, 슛크리트와 라이닝의 두께 등의 보강방법을 결정할 수 있게

되었다. 특히 유한요소법에 의해 역학적 안정성을 해석하기 위하여 그 입력자료로써 암반의 역학적 특성과 암반내에 작용하고 있는 초기응력 등을 알아야 한다.

한편 설계단계에서 계산된 응력과 변위를 지하터널 굴착중 실측한 응력 및 변위와 비교할 때 여러가지의 암석역학적 시험 및 측정으로 암반의 특성을 조사하고 암반의 공학적 분류에 따른 측정결과와 보정등을 통하여 입력자료를 가급적 정확히 나타내려는 노력에도 불구하고 실측치와 계산치는 큰 차이를 보인다. 이는 실험실 및 현장에서 측정된 암반의 물성과 초기지압 등이 주로 측정지점 주위의 국부적인 영역에 대한 측정결과이고 암반에 발달한 절리, 파쇄대, 단층대 등 불연속면의 영향과 암반의 불균질성, 이방성 등에서

\*1993년 11월 4일 접수

- 1) 정회원, 서울대학교 공과대학 자원공학과 박사과정
- 2) 정회원, 현대건설(주) 연구소 지반기술부
- 3) 정회원, 서울대학교 공과대학 자원공학과 교수

기인하는 암반고유의 영향을 정확히 고려할 수 없기 때문이다.

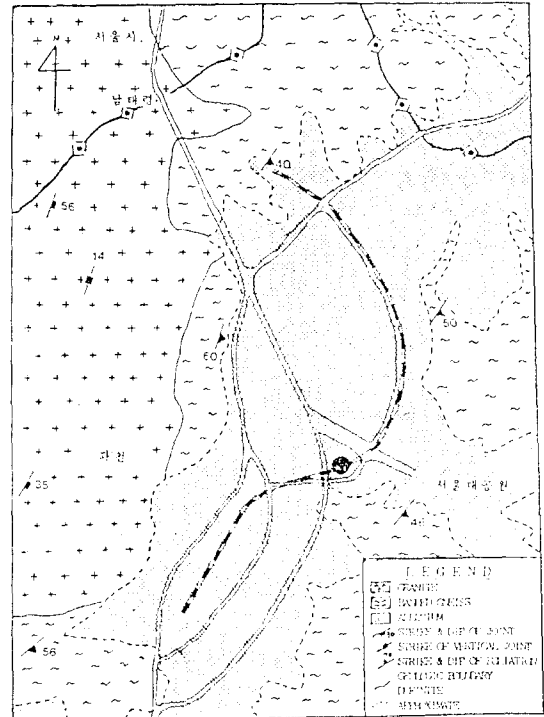
따라서 최근에는 현장에서 시공 중 실측한 계측변위와 응력해석에 의해 구한 계산변위가 최소의 오차로 일치하도록 측정된 암반의 물성을 보정한 후 응력해석에 이용함으로써 역학적 안정성을 보다 정확히 검토하려는 역해석에 대한 연구가 주목을 받고 있다.<sup>2)</sup> 그러나 국내에서는 최근 유한요소법을 이용하여 암반의 물성을 변화시켜 반복계산함으로써 굴착시 실측한 변위와 응력해석을 통한 계산치를 시행착오적으로 접근시키려는 몇 건의 연구가 있을 뿐 터널 시공과정에서 실측한 변위를 이용하여 역해석한 연구는 이정인·김치환의 연구<sup>6)</sup>외에는 거의 없는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 암반의 공학적 분류, Elastometer 를 이용한 현지암반의 변형계수 측정, 그리고 현장변위 계측치의 역해석 결과 등을 입력자료로 하여 과천선 금정-사당간 복선 전철의 제7공구 PD-4, PD-5 구간의 터널에 대한 굴착보강 단계별 7단계 탄소성 유한요소해석을 실시하였다. 그 결과로 지반의 변형 거동과 이완영역의 발달범위, 그리고 보강재에 작용하는 응력 또는 하중 등을 계산하였다. 터널 굴착예정부분을 그라우팅으로 보강했을 때와 록볼트, 숏크리트, 강재지주 등 지보재를 사용할때 보강방법과 정도를 몇가지로 나누어 해석함으로써 각각에 따른 암반거동의 변화를 고찰하여 바람직한 보강방법과 그에 따른 보강효과를 제시하였다.

## 2. 해석대상 지역의 지질 및 지반의 역학적 성질

### 2.1 지질 개요

본 연구대상지역 일대는 경기 편마암 복합체(Kyeonggi Gneiss Complex)의 일부로서 주로 선캄브리아기의 편마암류, 그 후기에 관입한 화성암류 그리고 충적층으로 이루어져 있다. 화성암류들은 대체로 북동방향의 주향과 남동방향의 경사를 나타내며 이들은 구성광물 성분상 화강암질에 유사하다. 변성암류들을 관입한 화성암류들은 쥐라기의 대보화강암이다. 이 암체는 제4기 충적층에 의해 부정합으로 덮혀 있으며 분포지역은 과천면, 관악산, 남태령 등지에 잘 발달되어 있다. 충적층은 주로 농경지 및 주택지로 이용



해석 대상 지역

Fig. 1. 해석 대상지역 부근의 지질도.

되고 있으며 대체로 큰 변동없이 거의 수평에 가깝게 완만한 경사로 퇴적되어 있으며 변성암류와 화성암류를 부정합으로 덮고 있는데 주로 실트질로 이루어져 있다. Fig.1은 대상지역의 지질도이다.<sup>7)</sup>

본 해석대상구간은 남서울대공원 정차장종점에서 관문리 정차장사이에 속하는 지역으로서 흑운모대상 편마암이 기반암으로 분포하고 있으며 지층분포상태는 지표로부터 매립층, 표토층, 충적층, 풍화암층, 연암층, 경암층의 순으로 구성되어 있다. 이 중 본 지하철 시공구간의 심도에는 주로 풍화암층으로 이루어져 있으며 약간의 연암층이 나타나고 있다.

### 2.2 암반의 공학적 분류 및 암반물성

#### 2.2.1 RMR(Rock Mass Rating) 에 의한 분류

RMR은 1973년 Bieniawski가 제안한 방법으로 이는 암반에 점수를 주어 암반을 평가하는 방법이다.<sup>1)</sup> 암반을 평가하는 방법으로 6가지 변수 즉, 신선한 암반에서의 단축압축강도, RQD(rock quality designation, 암질지수), 불연속면의 상태, 지하수 상태, 불

Table 1. RMR에 의한 대상 터널 암반의 분류 결과

(a) PD-4 구간		
분류기준	측정값의 범위	점 수
1. 단축 압축 강도	100 MPa	7
2. RQD	25% 이하	3
3. 불연속면의 간격	60 mm 이하	5
4. 불연속면의 상태	연약한 홈>5 mm, 이 격>5 mm, 연속적	0
5. 지하수 상태	젖어 있음	7
6. 불연속면의 방향	터널방향에 불리	-10
총	점	12

(b) PD-5 구간		
분류기준	측정값의 범위	점 수
1. 단축 압축 강도	10~20 MPa	2
2. RQD	25% 이하	3
3. 불연속면의 간격	60~200 mm 이하	8
4. 불연속면의 상태	연약한 홈>5 mm, 이 격>5 mm, 연속적	0
5. 지하수 상태	물방울이 떨어짐	4
6. 불연속면의 방향	터널방향에 불리	-10
총	점	7

연속면의 방향 등의 분류 기준을 두고 있는데 이들 변수들은 실험실과 현장시험에서 측정할 수가 있다. 이 분류법은 각 매개변수에 대한 암반의 상태에 따른 등급별 점수를 할당하고 있는데 이들 변수에 대한 점수의 합계에 대해 다시 터널의 굴진방향에 따른 불연속면의 주향과 경사의 영향에 대해 보정한 값을 최종적인 RMR값으로 한다. 이 값에 따른 암반의 등급에 따라 터널의 평균 유지기간과 폭, 암반의 점착력 및 마찰각( $\Phi$ ) 등을 추정할 수 있다.

이상의 RMR 분류법을 사용하여 본 연구대상터널의 주변암반에 대한 분류결과는 Table 1과 같다. 그 결과 PD-4구간과 PD-5구간 암반의 RMR값은 각각 12와 7로서 매우 불량한 암반상태로 나타났다. 한편 대상구간 암반의 점착력과 마찰각은 각각 100 KPa, 15° 이하로 추정되었다.

또한 RMR 지수로부터 다음식에 의해 현지암반의 변형계수를 예측할 수 있다. RMR 값이 50 이상인 암반에 대하여 1978년 Bieniawski<sup>11)</sup>가 제안한 식은

Table 2. RMR에 의한 해석대상 구간 암반의 변형계수

(a) PD-4 구간		
구 간	RMR	변형계수(MPa)
PD-4	12	1120
PD-5	7	841

Table 3. Q-System에 의한 대상 터널 암반의 분류 결과

(a) PD-4 구간		
분류기준	측정값의 범위	점 수
1. RQD	10 이하	10
2. Jn	심하게 파쇄된 암반	20
3. Jr	모래, 파쇄대 등이 존재	1.0
4. Ja	마찰력이 작은 점토성 광물의 파복	4.0
5. Jw	적당한 양의 유출(가끔 충전물의 유출)	0.66
6. SRF	연약대가 많고 매우 이완된 주변암석	10

$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF) = 0.008$

(b) PD-5 구간		
분류기준	측정값의 범위	점 수
1. RQD	10 이하	10
2. Jn	심하게 절리가 발달된 상태	15
3. Jr	모래, 파쇄대 등이 존재	1.0
4. Ja	약간 과압밀된 점토성 광물의 충전	8.0
5. Jw	적당한 양의 유출(가끔 충전물의 유출)	0.66
6. SRF	연약대가 많고 매우 이완된 주변암석	10

$Q = (RQD/J_n) \times (J_r/J_a) \times (J_w/SRF) = 0.006$

$E_m = 2 \cdot RMR - 100(\text{MPa})$  (1)

이며 RMR 값이 50 이하인 암반에 대하여 1983년 Serafim과 Pereira가 제안한 식은

$E_m = 10^{(RMR-100)/40}(\text{GPa})$  (2)

이다.

윗 식들로부터 구한 PD-4 와 PD-5 구간암반의 변형계수는 Table 2와 같다.

### 2.2.2 Q system에 의한 분류

Barton, Lien 그리고 Lunde는 주어진 암반상태에서 채굴상태와 크기에 적합한 지지형태와 규모를 구하기 위해 약 200가지 경우를 분석하여 300,000 가지가 넘는 지질학적 조건 상태를 6가지의 매개변수를 사용,

Table 4. Elastometer를 이용한 현지암반 탄성계수 측정 결과

Borehole No	Depth(m)	E(kg/cm <sup>2</sup> )	Remark
PD-4	9.4	648.5	C.W-H.W
	11.5	8733.3	H.W
PD-5	9.0	388.0	Residual Soil
	11.5	915.0	C.W

수치적으로 분류하였으며 이를 Q (rock mass quality) 로 나타내었다.<sup>4)</sup> 이 방법은 주어진 굴착과 암반상태에 가장 적합한 지보형태를 찾기위해 많이 사용되고 있다. Q (rock mass quality)는 6가지의 매개변수에 의해 다음과 같이 표시된다.

$$Q = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \cdot \left( \frac{J_r}{J_a} \right) \cdot \left( \frac{J_w}{SRF} \right) \quad (3)$$

여기서 RQD는 암질지수,  $J_n$ 은 절리군의 수,  $J_r$ 은 절리면의 거칠기,  $J_a$ 는 절리면의 변질 정도,  $J_w$ 는 지하수에 의한 계수, SRF는 응력에 의한 계수를 나타낸다.

이 6가지 매개변수의 각각에 할당된 점수의 합으로 Q 값을 결정한다. Table 3은 Q system에 의한 연구대상 지역의 암반분류 결과이다. 그 결과 PD-4, PD-5 양 구간암반의 Q값이 각각 0.008과 0.006으로서 그 값들이 모두 1.0보다 훨씬 못미치는 매우 불량한 암반상태임을 알 수 있다.

### 3. 현지암반 변형계수의 현장측정

지하구조물의 안정성 해석에 있어 가장 중요한 입력치는 현지암반의 변형계수이다. 현지암반은 많은 역학적 결함을 포함하고 있어 실험실에서 구한 변형계수와는 큰 차이가 있다. 대개의 경우 실험실에서의 변형계수와 암반분류 등의 자료등을 참고로하여 현지암반의 변형계수를 추정하는 방법을 많이 사용되지만 현지암반으로부터 직접 측정된 값에 비하면 정확성이 매우 떨어진다고 할 수 있다. 또한 현장측정은 측정 자체가 어렵고 비싸며 고도의 숙련을 필요로 하기때문에 현재 국내에서 측정된 예가 별로 없으나 지하구조물 설계에 대단히 중요한 자료를 제공한다는 데 큰 의의가 있는 실험이다. 본 연구에서는 시추공을 이용한 Elastometer로 현지암반의 변형계수를

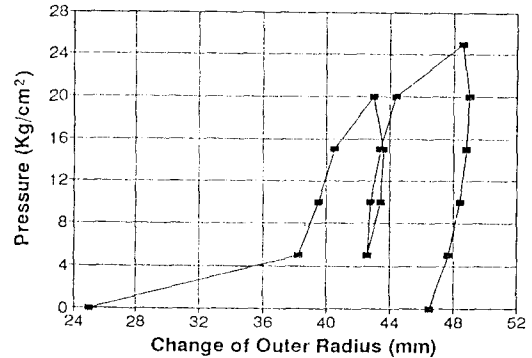


Fig. 2. Elastometer에 의한 압력-변형곡선(PD-5, 9M).

직접 측정하여 안정성 해석의 입력자료로 활용함으로써 신뢰성 있고 정확한 결과를 얻을 수 있었다.

측정에 사용된 Elastometer-100 장비는 일본 OYO 사 제품으로 Sonde(Model 4149), Digital Indicator(Model 4918 A), Control Cable(Model 3981), 수동식 펌프(Model 4153)로 구성되어 있다. 이 기기를 사용하여 지반의 변위를 측정하는 방법은 시추공내에 감응기(sonde)를 삽입하고 가압장치에서 Sonde 외부에 부착된 packer 를 팽창시킨다. 이때 발생하는 공벽의 변위를 Sonde 에서 측정한다.

현장시험에서 얻은 Data는 팩커의 압력과 벽면의 변위로서 압력-변위 곡선을 얻을수 있다. 이 곡선은 압밀단계, 탄성단계 그리고 소성단계로 구분할 수 있으며 지반의 탄성변형계수는 탄성단계내에서 결정된다. 본 실험은 PD-4 구간과 PD-5 구간에 대해 각각 시추공을 천공하여 시추공내에 심도를 달리하며 총 4회의 측정을 하였다.

Fig. 2는 PD-5구간의 9.0 M 심도에서 시험한 압력-변위 곡선을 나타낸 것으로 압력의 증가와 감소를 반복하면서 얻은 곡선이다. 곡선의 초기 압밀단계를 거치면 기울기가 변하는 변곡점을 찾을 수 있으며, 첫번째와 두번째 사이클 동안에 선형적인 압력-변위 관계를 보임을 볼 수 있다. 이러한 곡선으로부터 Packer의 변형특성을 고려한 보정을 거쳐 최종적으로 지반의 탄성변형계수를 얻는다. Table 4에 측정결과를 정리하였다. PD-4구간에서는 9.4 m 심도에 648.5 kg/cm<sup>2</sup>, 11.5 m 심도에 8733.5 kg/cm<sup>2</sup>이며, PD-5구간에서는 9.0 m 심도에 388 kg/cm<sup>2</sup>, 11.5 m에 915 kg/cm<sup>2</sup>로 나타났다.

이상의 결과를 검토해 볼때 PD-4구간의 11.5 m

심도에서는 암반이 나타나 변형계수가 매우 높게 나타났으나 그 외의 측정치는  $1000 \text{ kg/cm}^2$  이하로 낮은 값을 보이고 있다. 이는 주위 암반이 심한 풍화를 받고 또한 절리가 매우 발달한 상태임을 잘 말해주고 있다. 따라서 본 실험을 실시한 대상 암반은 구간과 심도에 따라 차이는 있으나 해석상의 안전성을 고려하여 가장 낮은 값을 채택한다면 본 연구 대상의 현지암반 변형계수는 약  $400 \text{ kg/cm}^2$ 라 할 수 있다.

#### 4. 유한요소해석에 의한 설계검토

PD-4구간과 PD-5구간에 대한 기존설계의 타당성 여부를 검토하고 아울러 기존설계가 현재의 지반조건에 불리하다고 판단될 경우 설계 변경을 위한 자료를 제시하기 위하여 본 연구에서는 유한요소법을 이용한 굴착보강단계별 탄소성 해석을 실시하였다. 유한요소해석에 사용된 프로그램은 범용해석 프로그램인 ADINA<sup>®</sup>이다.

해석에 이용한 항복조건식은 일반적으로 친부터널에 적용성이 높은 것으로 알려진 Drucker-Prager 항복조건을 이용하였다.<sup>3)</sup> 이 항복함수는 다음식으로 표현된다.

$$F = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - K \quad (12)$$

(12)식에서  $J_2$ 는 편차응력의 2차 불변량,  $I_1$ 은 응력의 1차 불변량 그리고  $\alpha$ 와  $k$ 는 암반의 삼축압축 실험 결과로부터 얻어지는 내부마찰각( $\Phi$ )와 Cohesion으로부터 계산할 수 있는 상수이다. 본 연구에서는 평면 변형을 조건항에서 Drucker-Prager 항복함수가 Mohr-Coulomb 항복함수의 외부 꼭지점에 접하도록  $\alpha$ 와  $k$ 를 결정하였다.<sup>10)</sup> 터널의 굴착, 보강 단계별 해석은 ADINA 프로그램의 요소생성, 제거기능(element birth and death option)을 이용하였다. 프로그램 수행 전 미리 암반요소군, 록볼트요소군, I-Beam 요소군, 슛크리트요소군 그리고 콘크리트 라이닝요소군을 선언한 후 단계별 굴착, 보강이 진행되면서 록볼트, I-Beam, 슛크리트요소 그리고 라이닝요소군은 생성기능을, 암반요소군은 제거기능을 이용하여 해석을 수행하였다.

##### 4.1 유한요소해석을 위한 기초 물성

본 해석에서 이용되는 암반의 물성은 변형계수,

포아송비, 비중, 내부마찰각 그리고 점착력(cohesion)이 있다. 포아송비와 비중은 지질조사 보고서를 토대로 하여 각각 0.35,  $2.3 \text{ g/cm}^3$ 을 이용하였다.<sup>7)</sup>

암반의 변형계수는 대상암반의 변형특성을 나타내는 중요한 입력 물성이다. 시험대상 암반의 부피가 클수록 시험결과는 그 대상암반의 변형특성을 잘 대변해주므로 신뢰성있는 암반의 변형계수를 얻기 위해서는 실내시험보다 현장시험이 수행되어야 한다. 현장에서 암반의 변형계수를 측정하는 방법으로는 평판 재하시험, 플랫잭시험, 가압터널시험, Goodman잭시험, Elastometer를 이용하는 방법 등이 있다.<sup>11)</sup> 정확한 변형계수를 구하기 위해서는 이러한 방법 중 두가지 이상을 선택하여 수차례에 걸쳐 시험이 수행되어야 한다. 그러나 본해석에서는 여건상 이러한 자료가 충분치 못하므로 암반의 공학적 분류 결과로부터 얻은 RMR 지수를 이용한 예측치와 현장계측 자료를 이용한 역해석 결과 및 Elastometer를 이용한 현장 시험결과를 토대로 결정하였다. 역해석에 의해 지반의 변형계수를 결정하는 방법은 김치환·이정인의 연구<sup>6)</sup>에 자세히 나타나 있으며 본 논문에서는 이를 생략하였다.

RMR 지수에 의한 예측결과는  $1000.0 \text{ kg/cm}^2$  이하이다. 또한 지하철 터널을 굴착하면서 계측한 내공 변위와 친단침하, 지표침하량을 입력하고 역해석한 결과 계산 결과 정규화 초기 연직응력  $\sigma_v/E$ 는 약  $0.2084E-2$ 였으며 정규화 초기 수평응력  $\sigma_h/E$ 는 약  $0.2987E-2$ 이므로 초기 연직응력에 대한 초기 수평응력의 비  $K$ 는 약 0.7이다. 암반의 변형계수를 구하기 위하여 암반의 단위 중량을  $2.2\text{-}2.3 \text{ g/cm}^3$ 로 가정하고 지표로부터 계측점까지의 깊이를 약 16m로 가정하였다. 정규화 초기 연직응력과 초기 연직응력에 의해 구한 암반의 변형계수는 약  $1170\text{-}1232 \text{ kg/cm}^2$ 로 나타났다. 따라서 역해석에 의한 예측치는 약  $1200 \text{ kg/cm}^2$ 로 판단하였다. 3장에서 설명한 바와 같이 PD-4와 PD-5구간에서 터널 통과 예상 심도인 9~12m 구간에서 Elastometer를 이용한 공내 수평재하시험 결과는  $648.5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $8733.3 \text{ kg/cm}^2$ ,  $388.0 \text{ kg/cm}^2$ ,  $915.0 \text{ kg/cm}^2$ 이다. 그리고 일반적으로 시험대상 암반의 부피가 클수록 시험결과는 신뢰성이 있으며 얻어지는 변형계수는 적어지는 경향이 있다. 따라서 Elastometer를 이용한 시험법보다 대상암반의 부피가 큰 시험법을 채택할 경우 그 결과는 더 낮은 수치를 보일

Table 5. 지반, 록볼트, I-beam, 콘크리트라이닝, 슛크리트의 물성

종류	단위	암반	록볼트	I-Beam	라이닝	스�크리트
E	kg/cm <sup>2</sup>	400.0	2.1E6	2.1E6	2.0E5	1.5E5
c	kg/cm <sup>2</sup>	0.3				
φ	(°)	15				
v		0.35	0.28	0.28	0.25	0.25
ρ	g/cm <sup>3</sup>	2.3	7.86	7.86	2.4	2.2
단면적	cm <sup>2</sup>		4.9	* 29.5		
				# 39.1		

\* : 125×125×6.5×9 규격의 경우, # : 150×150×7×10 규격의 경우

E: Young's modulus, c: 점착력, φ: 내부마찰각,

v: 포아송 비 ρ: 비중

수도 있음을 예측할 수 있다. 따라서 이상의 결과를 종합해 볼 때 Elastomter를 이용한 계측치 중 가장 낮은 값인 388 kg/cm<sup>2</sup>이 신뢰도가 크다고 판단되어 400.0 kg/cm<sup>2</sup>을 입력치로 결정하였다.

암반의 RMR 분류 결과 PD-4구간과 PD-5구간은 모두 Bieniawski에 의한 암반분류 등급 중 등급 5 (RMR 지수 20 이하)에 속하며 이 등급에 속하는 암반의 점착력과 내부마찰각은 각각 1.0 kg/cm<sup>2</sup> 이하, 15° 이하이다. 그러나 이들 자료에 대한 신뢰성 있는 현장시험결과가 없으므로 PD-5구간은 풍화상태가 극히 심하고 PD-4구간은 절리가 매우 발달된 파쇄대 구간이라는 사실과 일본 등지의 유사한 지질조건에서의 NATM 시공사례들을 바탕으로 종합적으로 판단하여 현장 암반의 점착력과 내부마찰각을 각각 0.3 kg/cm<sup>2</sup>, 15°로 결정하였다. Table 5은 암반의 물성과 함께 지보재로 사용한 록볼트, 강지보, 콘크리트라이닝, 슛크리트의 물성을 나타내었다.

#### 4.2 안정성해석을 위한 접근방법 및 굴착보강단계의 유한요소 모델화

4.2.1 그라우팅을 이용한 암반개량 효과의 모델화  
본 해석에서 Case 1은 기존의 지보 패턴을 바탕으로 해석한 경우이고 Case 2~Case 5는 그라우팅에 의한 터널 상부의 개량과 강지보의 규격 및 설치 간격을 변화시킨 경우이다.

보강방법을 변화시킨 4가지 경우의 해석에서는 그라우팅에 의하여 벤치 상부의 지반이 터널 벽면으로

부터 약 6m까지 개량된 경우를 고려하였다. 터널 벽면으로 부터 얼마의 깊이까지 그라우팅을 실시할 것인지를 정확히 결정하려면 시험터널 등에서 그라우팅 정도와 지표침하, 터널의 천단침하 및 내공변위와의 관계를 조사함으로써 적정수준을 결정할 수 있다. 그러나 이러한 자료가 없으므로 본 해석에서는 길이 3m 이상의 록볼트와 지반 사이의 접착력을 향상시켜 록볼트의 지보능력을 증대시키고 터널 상부의 내공변위를 줄이는 데 충분한 효과가 있을 것으로 판단되는 지표로 부터 터널상부까지의 깊이의 약 1/2에 해당하는 6m 깊이까지 그라우팅을 실시한 경우를 가정하였다. Fig. 3에 그라우팅에 의해 암반이 개량될 부분을 표시하였다. 그라우팅에 의한 암반개량의 효과는 암반의 변형계수와 점착력 그리고 내부마찰각에 반영된다는 가정하에서 해석을 실시하였다. 따라서 해석모델의 그라우팅 예상 부분에서 이들 물성을 변화시키는 방법으로 그라우팅 효과를 유한요소해석에 반영하였다.

그라우팅에 의한 개량암반의 강도는 주입재료, 주입방식, 주입압력 그리고 주입량 등에 크게 좌우된다. 그러나 그라우팅을 실시하여 지반을 개량할 경우 개량된 지반의 단축압축강도는 개량전에 비하여 약 1.5~2배 정도 증가하는 것으로 알려져 있다.<sup>12)</sup> 본 해석에서 그라우팅에 의해 개량된 부분의 암반의 점착력은 개량전 암반의 0.3 kg/cm<sup>2</sup>에 비하여 0.5, 0.75, 1.0, 1.25 kg/cm<sup>2</sup>으로 증가되고 개량된 부분의 암반의 변형계수는 개량전 400 kg/cm<sup>2</sup>에 비하여 800, 1200, 1600, 2000 kg/cm<sup>2</sup>으로 증가된 4가지 경우를 고려하였다. 그리고 개량된 부분의 암반의 내부마찰각은 4가지 경우 모두 20°로 증가한 것으로 가정하였다.

강지보의 경우, Case 1에서는 기존 설계에 의거하여 125×125×6.5×9 규격의 강지보가 1m 간격으로 설치되는 것으로 해석하였다. Case 2~Case 5의 경우는 모두 150×150×7×10 규격의 강지보가 0.5m 간격으로 설치되는 것으로 해석하였다. 강지보의 지보간격은 강지보의 단면적을 변화시키는 시키는 방법으로 해석에 반영하였다.

다섯가지 경우 모두 슛크리트 두께와 콘크리트 라이닝의 두께는 기존의 설계에서 제시된 바와 같이 각각 20 cm, 30 cm로 하였다. 록볼트 지보량도 다섯가지 경우 모두 같은 것으로 해석하였다.

Table 6에서 기존의 지보 패턴과 그라우팅에 의한

Table 6. Case별 지보 패턴 및 개량된 지역의 암반 물성

	개량암반물성 (kg/cm <sup>2</sup> )	강지보규격	강지보 간 격	shotcrete 두께	라이닝 두께
Case 1	E= 400, c=0.3	125×125×6.5×9	1 m	20 cm	30 cm
Case 2	E= 800, c=0.5	150×150×7×10	0.5 m	20 cm	30 cm
Case 3	E=1200, c=0.75	150×150×7×10	0.5 m	20 cm	30 cm
Case 4	E=1600, c=1.0	150×150×7×10	0.5 m	20 cm	30 cm
Case 5	E=2000, c=1.25	150×150×7×10	0.5 m	20 cm	30 cm

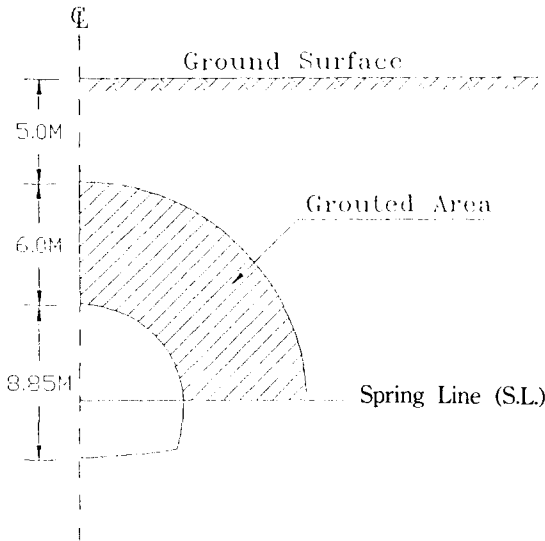


Fig. 3. 해석에서 고려한 Grouting 지역.

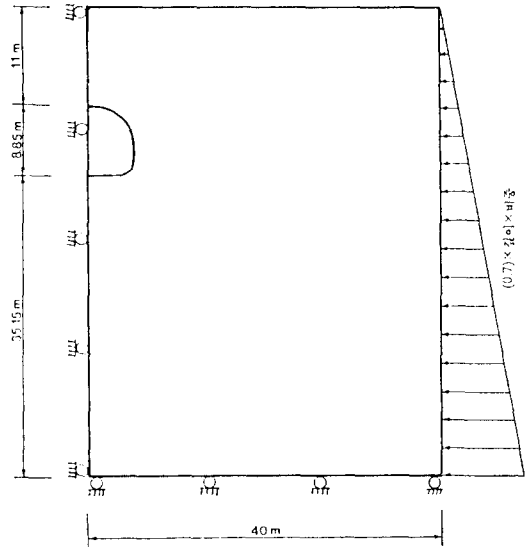


Fig. 4. 해석에 이용한 모델의 모습과 경계조건.

지반 개량과 강지보의 간격과 규격을 변화시킨 경우의 4가지 경우에 대한 지보 패턴 및 변화된 암반의 물성을 비교하였다.

#### 4.2.2 굴착보강단계의 모형화

해석 대상 터널은 지표로부터 지하 약 11m에 위치하며 폭 약 11m, 높이 약 9m의 복선 지하철용 터널이다. 해석 대상 터널의 대칭성을 이용하여 본 해석에서는 반단면만을 모델화하였다. 해석에 이용한 모델의 전체 모습과 경계조건은 Fig.4에 나타난 바와 같다. 모델의 수직방향으로는 중력에 의한 자중이 작용하도록 하였고 우측 경계부에서는 Fig.4에 나타난 바와 같이 측압이 작용하도록 하였다. 우측 경계부에서 작용하는 측압은 같은 심도의 자중에 의한 수직압의 70%가 작용하도록 하였다. 수직압에 대한 수평지압의 비를 70%로 한 근거는 3장에서 설명한

현장 계측자료를 이용한 역해석 결과 이 값이 0.6977이라는 계산결과이다.

본 연구에서는 설계에 나타난 시공순서도에 기초하여 Fig.5에 나타난 바와 같이 굴착보강 과정을 7 단계로 나누어 탄소성 유한요소 해석을 실시하였다.

유한요소망의 구성은 굴착보강 단계를 모델화하기 위하여 터널 외부의 암반요소군, 터널상반의 링부분에 해당하는 암반요소군, 상반의 턱에 해당하는 암반요소군, 터널 벤치의 암반요소군, 상반과 하반에 각각 보강되는 shotcrete, 라이닝 요소군 및 Beam 요소군, 상반과 벤치에 보강되는 록볼트 요소군, 그리고 그라우팅 지역의 암반요소군, 이렇게 12개의 요소군을 선언하였다. 암반요소군, shotcrete요소군 및 라이닝 요소군은 4개의 절점을 갖는 사각요소로 하였으며

단계	0	1	2	3	4	5	6
모식도							
록볼트				도입		도입	
쑤크리브		도입			도입		
I-Beam		도입			도입		
레이닝							도입

Fig. 5. 7단계 해석의 모식도.

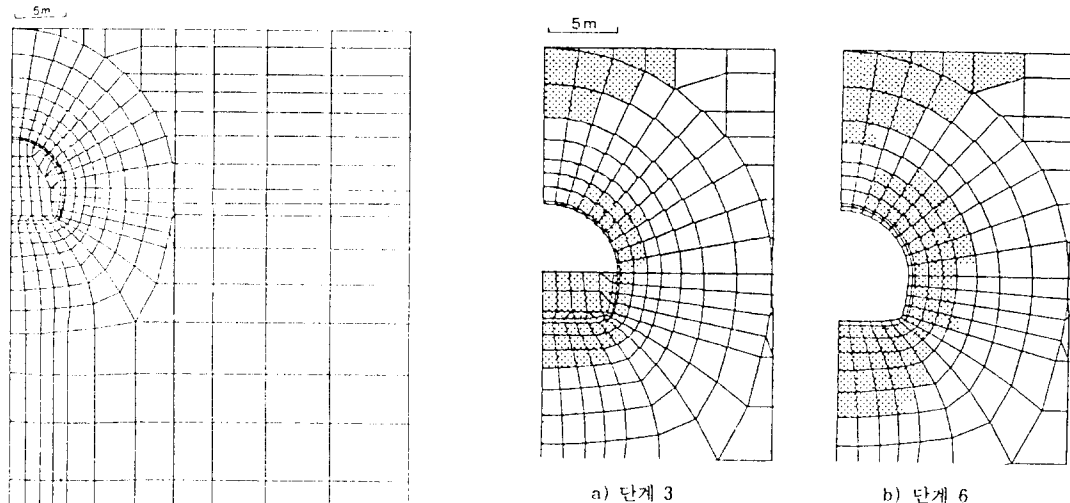


Fig. 6. 유한요소망.

Fig. 7. Case 1의 소성역.

록볼트는 두개의 절점을 갖는 Truss 요소로 모델화 하였다. 보강재로 사용되는 강지보는 두개의 절점을 갖는 Beam 요소로 모델화 하였다. 각 요소군은 굴착과 보강이 진행됨에 따라 제거되거나 생성된다. 굴착전 총 절점수는 368개이고 요소수는 342개이다. 해석에 이용된 요소망은 Fig. 6와 같다.

### 4.3 해석결과 및 고찰

#### 4.3.1 소성영역의 범위

Fig. 7~Fig. 11에서 Case 1~Case 5에 해당하는 소성영역의 발달 정도를 도시하였다. 각 그림은 7단계

해석중 단계 3과 단계 6에 대한 결과만을 도시한 것이다. 각 경우의 a)는 터널 상반의 굴착과 보강이 끝난 경우에 해당하는 해석 결과이고 b)는 마지막 단계인 벤치의 굴착보강과 터널의 폐합이 끝난 상태에 대한 해석 결과이다.

Fig. 7은 기존설계에 바탕을 둔 해석 결과이다. 터널 상반의 굴착보강이 끝났을 때, 터널 상부 지표로부터 약 5m 깊이까지 소성대가 발달하고 있으며 상반의 벽면에서 깊이 약 2m까지 소성역이 발달하였다. 그리고 벤치 굴착 예정 부분 전체를 포함한 넓은 지역에 걸쳐 소성대가 형성되어 하반으로부터 터널 내부로 변위가 크게 일어나고 있음을 암시하여 준다. Fig. 7



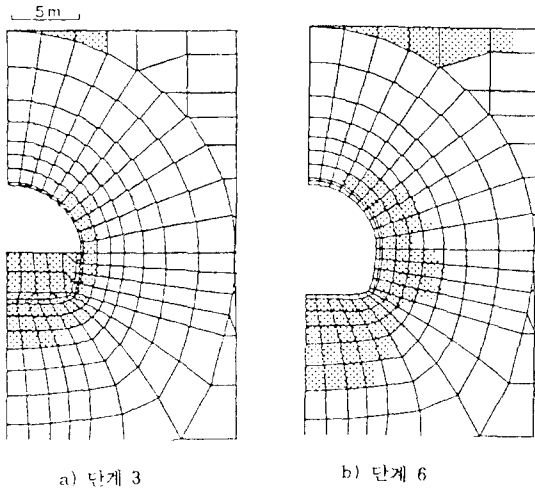


Fig. 8. Case 2의 소성역.

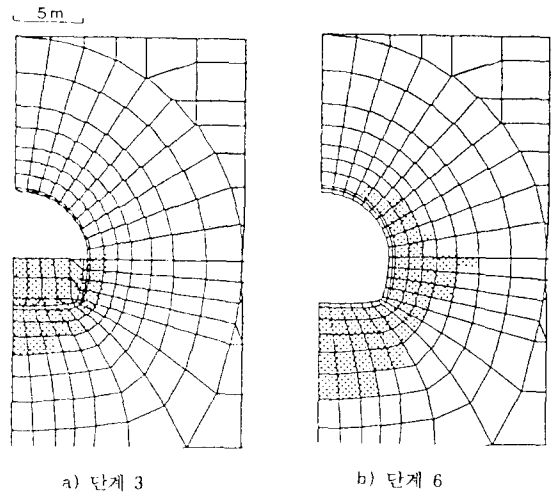


Fig. 10. Case 4의 소성역.

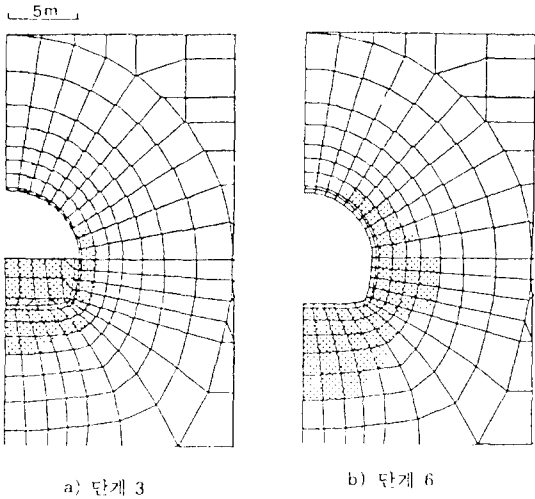


Fig. 9. Case 3의 소성역.

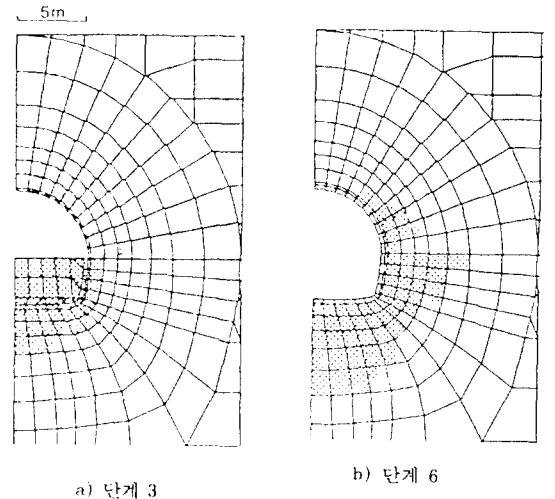


Fig. 11. Case 5의 소성역.

b)는 마지막 단계에 대한 결과로서 소성역이 더욱 확대되었음을 보여준다. 터널 상부 지표로부터 약 6m까지 소성역이 확대되었고 그 폭은 터널 수직축 좌우로 약 12m에 이른다. 터널 상반 벽면의 소성역도 약 4.5m 길이까지 확대되었다. 따라서 지표로부터의 소성역과 터널 굴착으로 인한 터널 상반 벽면 주위의 소성역이 서로 연결되는 양상을 보이고 있어 이 부분의 지반이 암반 자체의 지보 능력을 잃은 사하중으로 작용할 경우 터널의 안정성에 문제가 발생할 것으로 판단된다. 더우기 터널의 상반 벽면과 벤치 벽면에 설치된 3m 길이의 록볼트는 모두 소성거동을

하는 암반내에 위치하게 되어 3m 길이의 록볼트는 암반지지의 본래 기능을 다하지 못하는 것으로 판단된다. 따라서 터널 상부 지반이 사하중으로 작용할 경우 이 사하중의 대부분이 굴착과 동시에 설치한 슛크리트와 강지보에 걸리게 되어 슛크리트나 강지보에 과도한 응력이 걸릴 것으로 판단된다.

Fig. 8~11은 터널 상반의 깊이 6m까지 그라우팅에 의해 개량되었고 강지보도 150×150×7×10 규격을 사용하며 그 설치 간격도 0.5m로 한 경우에 대한 소성영역을 도시한 것이다. 그라우팅 전과는 다르게 Case 2를 제외하고는 터널 상부에 거의 소성영역이

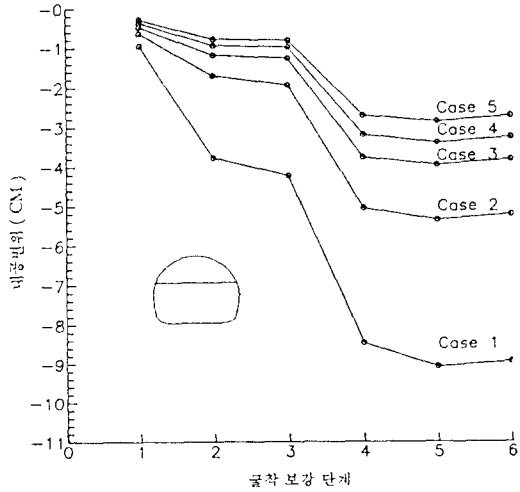


Fig. 12. S.L 라인 1m 상부에서의 각 Case별 수평 내공변위.

나타나지 않고 있다. 터널의 안정성에 가장 심각한 문제를 주는 터널 상반 벽면에서의 소성역의 범위도 Case 2를 제외하고는 모두 3m 이내로 줄어들고 있음을 보여준다. 따라서 그라우팅에 의해 터널 상부의 지반을 개량할 경우 터널굴착으로 인한 소성역의 발달을 억제함으로써 암반 자체의 지보 능력을 유지시켜 터널의 안정성에 기여할 수 있을 것으로 판단된다. 또, Case 3, Case 4, Case 5의 경우 터널 벽면에 설치된 3m 길이의 록볼트는 록볼트 본래의 지보 기능을 하고 있는 것으로 판단된다.

4.3.2 내공 변위

내공변위 계측에 의해 터널이 불안정하다고 판단할 경우는 계측변위량이 한계치를 넘거나 변위속도가 줄어들지 않는 경우이다. 경험적으로 변위량이 20~50 mm 정도이면 터널 주위 지반의 안정성에 문제가 있으며 대단면 터널의 경우 변위의 속도가 하루에 1.0 mm 이상이면 지보방법에 대한 재고가 필요한 것으로 알려지고 있다.

Fig. 12은 현장에서 계측이 진행 중인 S.L. 라인 약 1m 상부에서의 수평변위를 Case 별로 비교하여 도시한 것이다. 각 경우 모두 벤치 굴착이 이루어진 후에 많은 변위가 발생하고 있다. 마지막 단계에서의 변위 크기는 Case 1의 경우 약 9.5cm가 발생하였으나, Case 2에서는 약 5cm 그리고 Case 3, 4, 5에서는 4cm 이내로 줄어든 결과를 보여주고 있다. 따라서

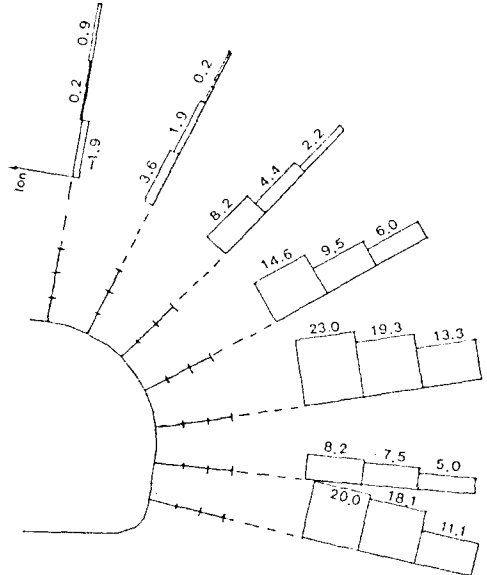


Fig. 13. Case 1의 단계 6에서의 록볼트 축력 분포.

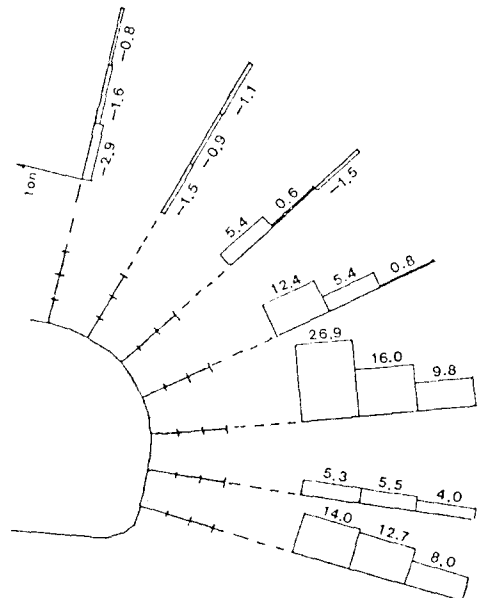


Fig. 14. Case 2의 단계 6에서의 록볼트 축력 분포.

터널 상반 주위의 그라우팅으로 상반 벽면에서의 수평변위를 약 50% 이상 줄일 수 있음을 보여준다. 이와 같은 결과는 그라우팅으로 인한 지반의 개량으로 터널 상부에 암반 자체의 지보대가 형성되고 또한 록볼트의 지보효과가 나타나기 때문이라 판단된다. 또한 강지

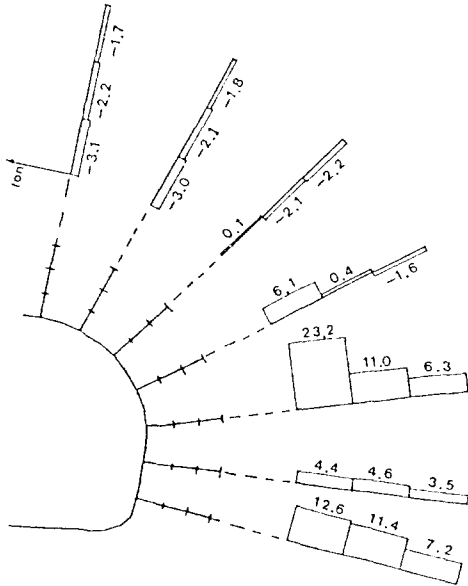


Fig. 15. Case 3의 단계 6에서의 록볼트 축력 분포.

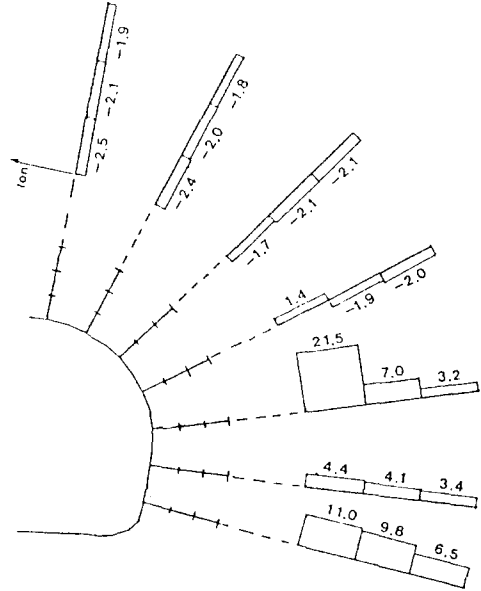


Fig. 17. Case 5의 단계 6에서의 록볼트 축력 분포.

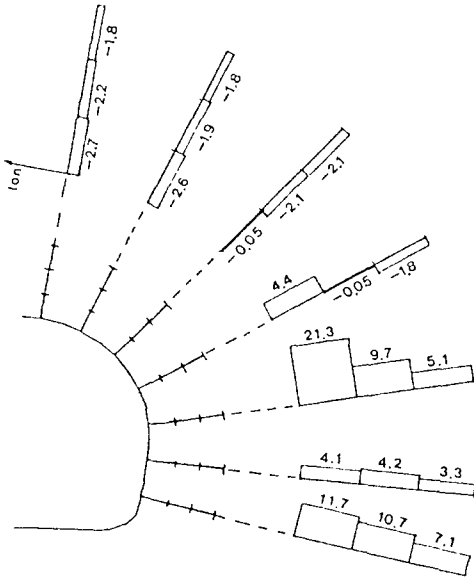


Fig. 16. Case 4의 단계 6에서의 록볼트 축력 분포.

보의 규격 확대와 설치 간격을 0.5 m로 줄인 것도 벽면에서의 내공변위를 억제 시키는데 기여했을 것으로 판단된다.

4.3.3 록볼트 축력 및 슛크리트 응력

Fig. 13~17은 벤치 굴착보강이 끝난 마지막 단계에서 Case별로 나타난 록볼트의 축력을 보여준다.

기존 보강 패턴에 의한 해석결과인 Case 1의 경우 터널 측벽뿐만 아니라 터널 상부에 설치된 록볼트에서 축력은 대부분 인장력으로 나타나고 있다. 특히 터널 상반과 벤치의 경계부에 위치한 록볼트에서 큰 축력이 나타나고 있다. 이는 상반굴착으로 인하여 응력 집중이 생겼던 이곳이 벤치의 굴착으로 응력이 개방되어 터널방향의 변위가 갑자기 커졌기 때문이라 판단된다. 4.3.1절의 소성영역 해석 결과와 4.3.2절의 내공변위 해석결과로 미루어 볼 때 Case 1의 경우 3 m 길이의 록볼트는 대부분 소성영역내에 위치하게 된다. 따라서 Fig. 13에 나타난 축력은 소성역내에서 록볼트 축방향으로의 변위구배 차이에 의한 결과로 생각되며 터널 주위 암반을 보강하거나 암반변위를 억제하는 과정에서 나타난 축력은 아니라고 판단된다. Case 1에 대한 이러한 해석결과는 록볼트를 모델화 하는데 사용된 Truss 요소의 두 절점이 항상 암반과 함께 거동한다고 가정한 해석결과이다. 그러므로 PD-4, PD-5와 같은 풍화된 연약 지반과 파쇄대 구간에서 지반 개량 없이 록볼트를 시공할 경우, 터널상반 측벽 및 벤치 측벽에서의 급격한 변위 구배의 변화로 암반과 록볼트 사이에 결합력을 상실할 가능성이 큼을 알 수 있다.

Fig. 14~17은 그라우팅에 의한 터널 상부의 개량

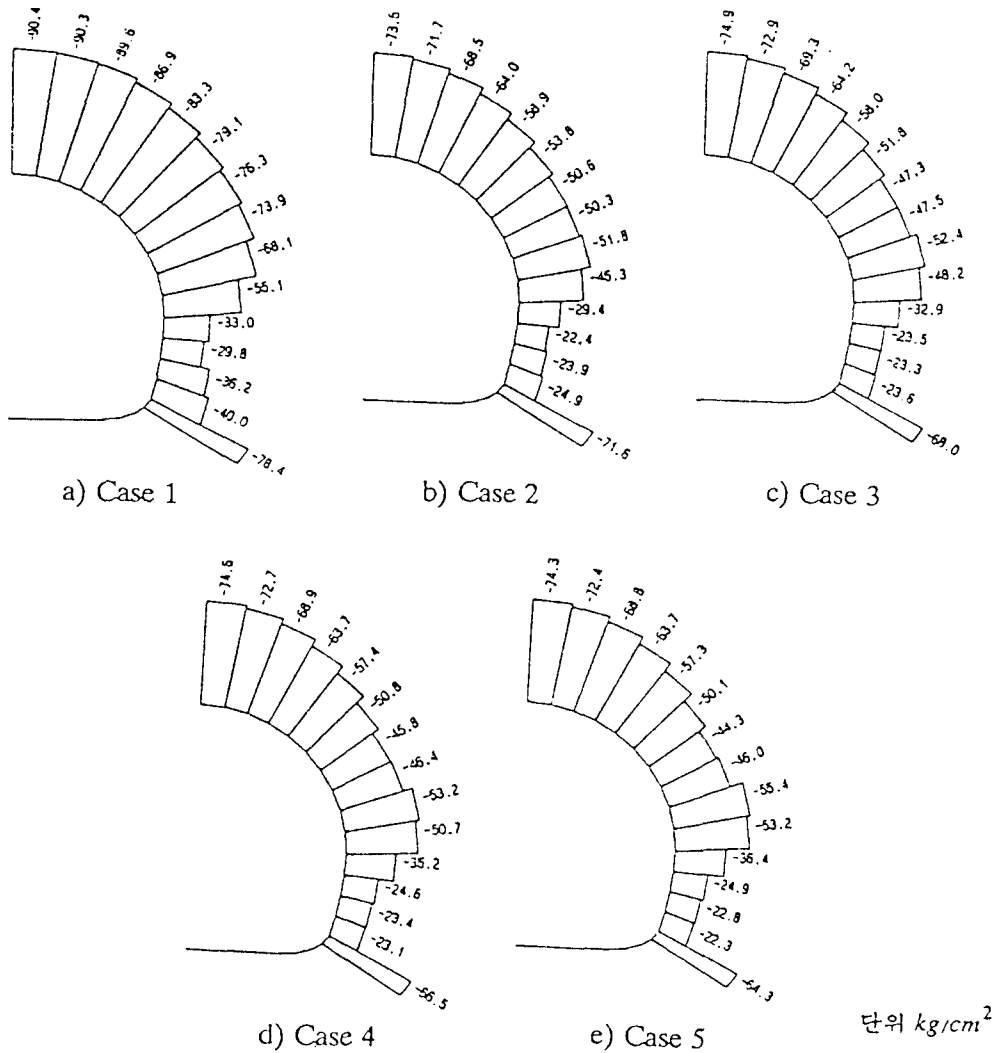


Fig. 18. 각 Case별 단계 6에서 숏크리트에 나타난 최소주응력.

후 록볼트를 설치한 경우에 대한 해석결과로 지반개량 효과가 커질수록 터널상부에서의 록볼트 축력은 압축력으로 바뀌어 가고 있음을 알 수 있다. Case 5의 경우 터널 상부에 설치된 록볼트에서 약 2 ton 정도의 압축력이 나타나고 있으며 벤치 측벽부에서 4~10 ton 정도의 인장력이 나타나고 있다.

Fig. 18은 마지막 단계에서 각 Case별 숏크리트에 나타나는 최소 주응력을 도시한 것이다. 기존 보강 패턴에 의한 해석결과인 Case 1의 경우 터널 천정부에서 55~90  $kg/cm^2$  정도의 압축응력으로 나타나고

벤치 측벽부에서 30~40  $kg/cm^2$  정도의 압축응력으로 나타나고 있다. Case 1에 비하여 그라우팅과 강지보 규격 및 간격의 변화를 고려한 4의 경우에 있어서는 Crown 부분에서 약 20%의 응력 감소 현상을 보였고 상반 벽면에서 최대 52%의 응력 감소 현상이 나타났다. Fig. 19는 마지막 단계에서 숏크리트에 나타난 각 Case 별 최대 주응력을 나타낸 것이다. 기존 보강 패턴에 의한 Case 1의 경우 터널상반 천정부와 측벽에서 14~30  $kg/cm^2$ 의 인장응력으로 나타나고 있다. 그리고 벤치 측벽에서는 약 12  $kg/cm^2$  정도의

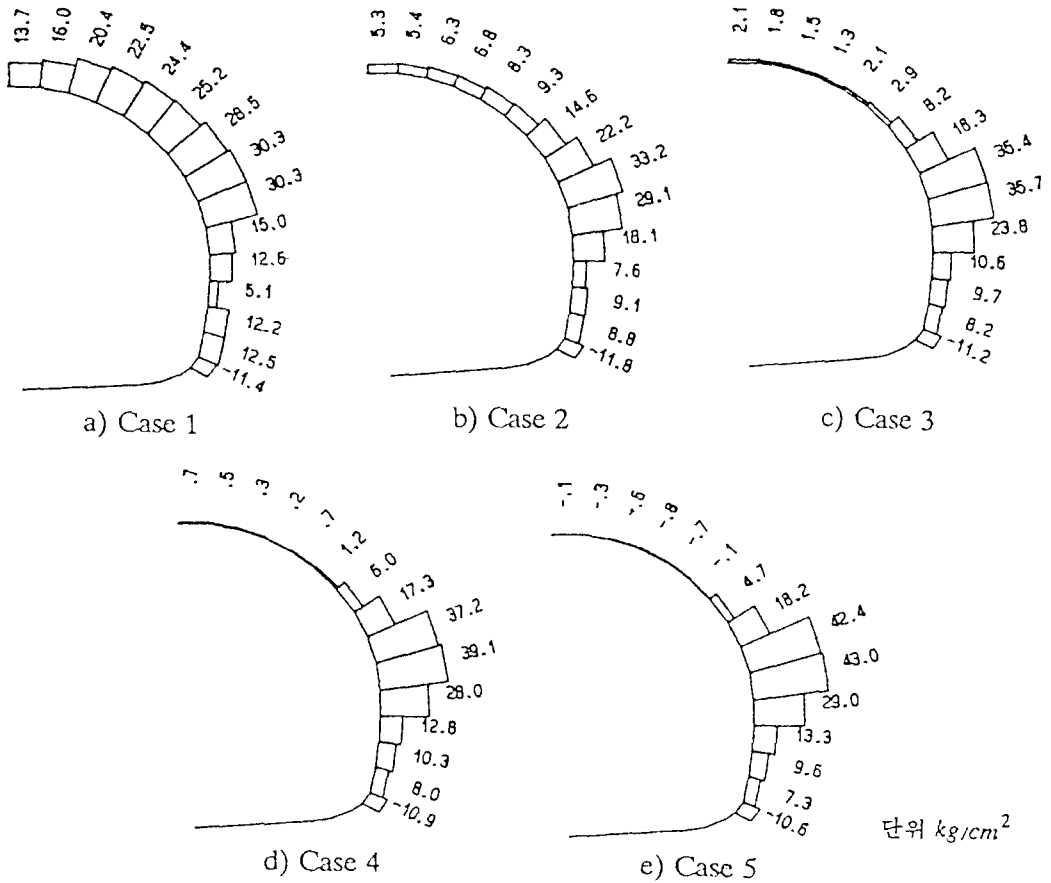


Fig. 19. 각 Case별 단계 6에서 숏크리트에 나타난 최대주응력.

인장응력으로 나타나고 있다. Case 2~Case 5의 경우의 결과로 볼 때 보강효과가 높아질수록 터널상부 천정에서 최대 주응력으로 나타나는 인장응력은 대폭 줄어들고 있으며 Case 5의 경우 오히려 압축응력으로 나타나고 있다. 그러나 S.L. 라인 근처 벽면에서 최대 주응력으로 나타나는 인장응력은 그라우팅에 의한 개량효과가 커질수록 조금씩 증가하는 경향을 보이고 있다.

숏크리트의 설계 압축강도는 24시간 강도가 100 kg/cm<sup>2</sup>이고, 28일 강도가 200 kg/cm<sup>2</sup> 이다. 따라서 해석결과 압축응력에 의해 숏크리트에 균열이 발생할 가능성은 적은 것으로 나타났다. 그러나 숏크리트와 같은 취성재료는 압축강도에 비하여 인장강도가 상대적으로 매우 낮은 사실로 미루어 볼 때 Case 1의 경우 터널상부 벽면에서 인장균열이 나타날 가능성이 매우 큼을 알 수 있다. 그러나 그라우팅을 실시한 경우

터널 천장부의 숏크리트에 최대 주응력으로 걸리는 인장응력을 효과적으로 억제할 수 있음을 알 수 있다. 한편 그라우팅에 의한 보강효과가 커질수록 증가하는 S.L. 라인 부근 벽면에 나타나는 인장력은 터널 폐합 시 콘크리트 라이닝에 철근을 첨가하여 인장강도를 증가시키는 방법으로 대처할 수 있다고 판단된다.

### 5. 결 론

과천선 금정-사당간 복선 전철의 제7공구 터널 구간은 NATM공법을 적용하고 있다. 그러나 본 구간은 비교적 지표로부터의 심도가 얕으며, 절리와 균열이 매우 발달되어 있고 심하게 풍화되어 있는 등 지반조건이 지극히 불량하다. 이에 따라 본 연구에서는 암반의 공학적 분류, Elastometer를 이용한 현 지암반의 변형계수 측정, 그리고 현장변위 계측치의

역해석 결과 등을 입력자료로 PD-4, PD-5구간의 터널에 대한 굴착보강 단계별 7단계의 탄소성해석을 실시하여 이완대의 범위, 내공변위, 지보재 응력 등을 해석하였다. 이를 기초로 보강형태를 결정함으로써 기존의 설계를 검토하였다. 본 연구에서 얻어진 결과는 다음과 같다.

1) RMR 분류법을 사용한 결과 PD-4 구간과 PD-5구간 암반의 RMR 값은 각각 12와 7로서 매우 불량한 암반상태임을 알 수 있다. Q system에 의한 분류 결과 또한 PD-4와 PD-5 양 구간의 Q 값이 각각 0.008과 0.006으로 나타나 본 대상구간의 암반등급은 5등급에 속하는 "매우불량"한 암반상태로 판정되었다.

2) Elastometer 를 이용한 현지암반의 변형계수 측정결과는  $388 \sim 915 \text{ kg/cm}^2$ 로서 암반의 상태가 매우 불량함을 말해주고 있다. 그리고 터널 굴착시 계측한 변위를 입력하고 암반의 변형계수와 암반의 초기응력을 구하기 위하여 역순법(inverse method) 프로그램을 개발하여 역해석을 한 결과, 암반의 변형계수는  $1170 \sim 1232 \text{ kg/cm}^2$ 로 나타났으며, 초기 연직응력에 대한 초기 수평응력의 비 K는 0.7로 나타났다.

3) 터널에 대한 7단계의 탄소성 유한요소법을 적용하여, 현재의 지반 조건에서 기존 설계대로 보강하는 방법에 대하여 해석한 결과 소성영역은 상부의 지표까지 연결되어 지표에서 터널상부의 지반은 사하중으로 작용함을 알 수 있었다. 따라서 3m 길이의 록볼트는 대부분이 소성영역내에 위치하게 되어 지보역할이 불충분함을 말해주는데 이는 현장의 시공 과정에서도 확인된 바가 있으며, 과도한 사하중이 슛크리트에 인장 균열을 발생시킬 가능성이 있는 것으로 나타났다.

4) 암반의 자체지지력을 향상하여 소성역의 발생 범위를 줄이고 지보재의 지보효과를 높이기 위해서는 터널 굴착 예정지의 상부암반을 그라우팅으로 개량한 후 터널을 굴착하는 것이 바람직하다고 판단되었다. 상부의 그라우팅에 의한 암반 개량정도를 단계적으로 증가하면서 해석한 결과 소성역의 크기가 벽면으로 축소되었고, 벽면변위와 응력집중, 그리고 지보재 작용응력 등에서 상당한 효과가 나타났다. Case 3의 경우 기존의 보강에 비해 상당한 개선을 보이거나 Case 4와 Case 5의 결과는 Case 3에 비해 현저한 향상을 보이지 않기 때문에 Case 3의 보강패턴이 바람직하다고 판단되었다.

## 참고문헌

- 1) Bieniawski, Z.T., 1984, Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling, A.A. Balke mma, Rotterdam/Boston
- 2) Cividini, A., Jurina, L. and Gioda, G., 1981, Some Aspects of Characterization Problems in Geomechanics, Int. J. Rock. Min. Sci. and Geomech. Abstr., Vol. 18, pp. 487-503
- 3) Gioda, G. and Sakurai, S., 1987, Back Analysis Procedures for the Interpretation of Field Measurements in Geomechanics, Int. J. for Num. and Analy. Meth. in Geomech., Vol. 11, pp. 555-583.
- 4) Hisakake, M. and Ito, T., 1985, Back Analysis for Tunnels by Optimization Method, 5th Int. Conf. of Numer. Meth. in Geomech., Nagoya, pp. 1301-1307.
- 5) Sakurai, S. and Takeuchi, K., 1983, Back Analysis of Measured Displacements of Tunnels, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 16/3, pp. 173-180.
- 6) 김치환, 이정인, 1991, 현장 계측치의 역해석에 의한 지하공동 주위 암반의 응력해석 및 변형거동에 관한 연구 : (II) 역해석 이론, 터널과 지하공간, 1권 2호, pp. 204-217
- 7) 서울특별시 지하철공사, 1982, 지하철4호선 제4차 지질조사보고서
- 8) ADINA-A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, Report AE84-1, ADINA Eng. AB and ADINA Eng. Inc., 1984
- 9) Drucker, D.C. and Prager, W., 1952, Soil Mechanics and Plastic or Limit Design, Q. Appl. Math., Vol. 10, pp. 157-175
- 10) Wullschläger, D. and Natau O., 1983, Studies of the Composite System of Rock Mass and Non-Pre-stressed Grouted Rock Bolts, Proc. Int. Symp. on Rock Bolting, pp. 75-85
- 11) Brown, E.T., 1981, Rock Characterization Testing & Monitoring, Pergaman Press
- 12) 吉田福次, 杉村昌利, 池田宏, 1980, 土かぶりの薄い砂地盤を貫く 鹿島線大貫 トンネル, NATMの設計と施工実例集 2, 日本トンネル 技術協會, pp. 215-224.