

# 풍화암지반에 시공되는 콘크리트라이닝의 적정시공에 관한 연구

김형건<sup>1\*</sup> · 이철<sup>2</sup> · 이선우<sup>3</sup> · 박준우<sup>3</sup>

<sup>1</sup>정회원, 서울시 도시기반시설본부 도시철도설계부 경전철설계전문관

<sup>2</sup>비회원, 서울시 기술심사담당관 심사총괄팀장

<sup>3</sup>비회원, 서울시 도시기반시설본부 도시철도설계부 주무관

## Study on the optimal construction of a concrete lining in a weathered rock

Hyeongkeon Kim<sup>1\*</sup>, Chul Lee<sup>2</sup>, Sun-Woo Lee<sup>3</sup>, Jun-Woo Park<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Rapid Transit Planning Division Special design member, Seoul Metropolitan Infrastructure Headquarters,8 Cheonggyecheonno, Seoul 100-777

<sup>2</sup>Team Leader, Seoul Engineering Review Division, 110 Sejong-daero, Seoul 100-744

<sup>3</sup>Rapid Transit Planning Division member, Seoul Metropolitan Infrastructure Headquarters,8 Cheonggyecheonno, Seoul 100-777

**ABSTRACT:** Concrete lining in tunnel construction is used as secondary support for downward loads when primary support decays. The use of concrete lining varies greatly depending on the intentions of engineer and/or client. An engineer uses much smaller deformation modulus which determines the concrete lining thickness than of a pattern 3, when supporting patterns 4 and 5 are used in a weathered rock and soil. Considering these conditions, this study intends to suggest optimal construction procedures through a back analysis using a computer program(MIDAS-civil). Cases of Seoul Subway System line00 zone00 were selected to be examined for this study. The results show that it is possible to reduce the thickness of concrete lining. When results from this study were applied to Seoul Metropolitan subway construction projects, it is expected to bring economic benefits.

**Keywords:** Tunnel, Concrete lining, Back analysis, Weathered rock, Supporting pattern

**초 록:** 터널에 시공되는 콘크리트라이닝은 1차지보재의 열화를 가정하여 상부로부터 오는 하중을 부담할 수 있도록 설계하는 2차지보재로서, 설계자나 발주기관(client)의 의도에 따라 많은 차이를 나타내고 있다. 특히 풍화암이나 풍화토에 적용하는 지보패턴 4, 5패턴의 콘크리트라이닝 두께를 결정하는 변형계수값을 3패턴에 비해 크게 작은 값을 사용해 보수적으로 설계하고 있는 것으로 나타났다. 본 연구에서는 이런 현재의 여건을 감안 컴퓨터 프로그램(MIDAS-civil)을 사용 역해석을 실시하여 적절한 시공방안을 제시하고자하며, 본 연구를 위해 검토한 기존 프로젝트는 서울지하철 ○○호선 ○○공구의 시공사례를 활용하였다. 검토결과 콘크리트라이닝 두께는 축소할 수 있는 것으로 나타났으며 이를 향후 서울시 도시철도 건설사업에 적용할 경우 경제적인 효과도 클 것으로 기대하고 있다.

**주요어:** 터널, 콘크리트라이닝, 역해석, 풍화암지반, 지보패턴

## 1. 서론

NATM공법은 재래식공법과 달리 지반의 지보능력을 평가하여 지보재의 양을 획기적으로 줄여 경제

적인 시공이 가능토록 하였다. 그러나, NATM터널에서 필요한 콘크리트라이닝은 서울시도시철도의 건설에 따라 당초에 비해 두께가 크게 시공되어 왔다. 3호선의 콘크리트라이닝은 30 cm로 설계되었으나, 9호선은 60 cm인 경우도 있다. 이 처럼 콘크리트라이닝의 규모가 커진 것은 공법 도입초기 터널의 미관확보, 낙수방지, 낙반방지 등을 위해 비구조재로 설계되

\*Corresponding author: Hyeongkeon Kim  
E-mail: chunryung@seoul.go.kr

Received January 5, 2015; Revised January 19, 2015;  
Accepted January 23, 2015

었으나 설계과정에서 충분히 지반조건을 반영하지 못하는 사례가 증가함에 따라 구조재로서 역할을 위해 매시브(Massive)한 구조로 시공되었기 때문이다. 특히, 지반보강을 위한 패턴 중 풍화토 및 풍화암 지반에 적용되는 4~5패턴과 3패턴과의 과도한 차이는 콘크리트라이닝 설계과정에서 많은 예산문제를 야기할 수도 있을 것으로 판단되었다. 본 연구는 서울 시에서 시행하는 도시철도 건설사업의 효율적이고 적정한 시공을 위해 현재 적용되고 있는 지보패턴의 적정성을 분석하고 이후 지보패턴 4단계와 5단계를 구분하는 방법의 합리성을 검증하기 위해 수행되었다.

본 연구에서 다룬 내용은 지반보강 패턴 중 4, 5패턴을 적용하는 터널에서의 적정 콘크리트라이닝 시공법을 제시하고자 한다.

## 2. 터널 콘크리트라이닝

### 2.1 기본개념

#### 2.1.1 콘크리트라이닝의 역할

콘크리트라이닝은 구조체로서의 역학적 기능, 영구 구조물로서의 내구성 확보, 터널내부시설물 보호 및 미관유지 등의 기능을 가지며, 설계시에는 지반조건, 하중조건, 구조물의 중요도 등 제 조건을 충분히 검토하여야 한다.

#### 2.1.2 콘크리트라이닝의 재료 및 강도

콘크리트라이닝 재료는 터널 사용목적에 적합해야 하며 일반적으로 현장타설 무근 또는 철근 콘크리트를 사용하며 현장여건에 따라 프리캐스트라이닝도 사용할 수 있다.

콘크리트라이닝의 소요강도는 지반특성, 콘크리트라이닝의 형상, 지보재의 종류 및 라이닝에 작용하는 하중 등에 적합하도록 설계해야 하고, 비배수형 터널에서는 방수목적상 수밀콘크리트를 사용해야 하며, 터널의 장기 안정성이 확보되는 경우나 현장여건에

따라 라이닝을 설치하지 않을 수 있다.

#### 2.1.3 콘크리트라이닝의 형상 및 두께

콘크리트라이닝의 형상은 소요 내공단면을 포함하며 국부적인 응력집중을 방지하고 휨모멘트가 작게 발생하도록 급격한 만곡, 모서리, 요철 등을 피해야 하며 필요시 모따기 등을 고려해야 한다.

콘크리트라이닝의 두께는 터널 단면의 크기와 형상, 지반조건, 작용하중, 수압, 사용재료 및 시공법 등을 고려하여 설계해야 한다. 콘크리트라이닝을 철근으로 보강하는 경우에는 구조적 안전성과 시공성을 함께 고려하여 두께를 산정해야 한다.

## 2.2 콘크리트라이닝의 설계방법

### 2.2.1 설계방법의 종류

#### 가) 경험적인 방법

경험적인 방법은 과거 시공시 계측 등을 이용한 방법으로서 Morgan (1961)은 탄성보이론을 이용하여 라이닝 변형으로 발생하는 최대 휨모멘트 산정식을 식 (1)과 같이 제안하였다.

$$M_{\max} = 3EI \cdot \Delta R / R^2 \quad (1)$$

여기서,  $EI$  : 휨강성,  $\Delta R$  : 라이닝의 상대변위

$R$  : 터널반경

#### 나) Ring & Plate 모델

이 방법은 지반을 Plate로 모델링하고 라이닝은 연속 Ring으로 모델링한다. 연속체 역학에 기초한 탄성해(Closed form solution)를 제공하며, 그 해는 지중응력의 균등여부에 따라 균등 응력장에서의 해와 비균등 응력장에서의 해로 나뉜다.

탄성모델의 장점이자 단점인 단순성으로 인하여 현장조건을 직접 고려하기 어렵고 그 결과를 적용하기 위해서는 신중한 판단이 요구된다. 그럼에도 불구하고

하고 각종 매개변수가 설계에 미치는 영향을 검토하는 경우에는 유용하게 이용될 수 있다.

다) Beam & Spring 모델(보 요소법)

이 방법은 지반을 평면변형률 조건의 스프링(Spring)으로, 라이닝은 빔(Beam)요소로 표현한다. 이 방법은 라이닝에 임의방향의 하중을 가할 수 있는 장점이 있는 반면에, 지반거동을 선형탄성거동으로 가정하여 지반응력 이완 후에 라이닝이 설치되는 것을 고려할 수 없는 단점이 있다. 보요소법은 일반적으로 강성계수  $\beta$  가 200이하인 경우에 적용하는 것이 바람직한 것으로 알려져 있으며 아래 식으로 산출한다.

$$\beta = E_s \cdot R^3 / EI < 200 \quad (2)$$

여기서,  $E_s$  : 지반의 탄성계수,  $R$  : 터널반경  
 $EI$  : 라이닝의 휨 강성

라) 수치해석방법

이 방법은 라이닝의 거동 예측을 위해 주변 지반을 연속체요소로 모델링하는 유한요소법(FEM) 또는 유한차분법(FDM) 등을 이용하는 방법으로 지반 및 라이닝은 연속체로 취급된다. 수치해석법의 주된 장점은 라이닝 하중과 지반변위가 동시에 얻어질 수 있으며 임의의 터널 형상, 지질학적 불연속면 그리고 비선형재료 등 다양한 요소를 고려할 수 있는 장점이 있다.

이 방법은 쉴드터널과 같이 지반 이완하중을 세그먼트 라이닝이 모두 지지하는 경우에는 유용하나, NATM을 적용한 터널에서와 같이 1차 지보재인 슛크리트와 록볼트가 모든 하중을 지지하는 개념으로 설계하는 경우, 하중분담을 콘크리트라이닝에 얼마나 적용시킬 것인가 하는 문제점이 있다.

2.2.2 기존 시설의 설계현황

가) 제1기 서울지하철 설계현황

서울지하철 1호선은 서울역에서 청량리까지 9.54

km로 계획되어 1971년 4월 12일 착공되었다. 1호선 공사는 3년 4개월의 공기로 총 공사비 330억 원이 투입되었으며, 서울구간(청량리~서울역 7.8 km)은 경부선(서울역~수원 41.5 km), 경인선(구로~인천 28 km) 및 경원선(용산~청량리~성북 18.2 km) 등 수도권전철과 동시에 1974년 8월 15일 개통되었다.

2호선은 1, 2단계별로 추진되었으며, 1단계로 군자기지~성수동~잠실~영동~관악~구로동(현 신도림)간 강남구간을 1978년 3월 9일 착공하였다. 그러나 2호선은 NATM공법이 도입되기 이전 설계 및 시공된 구간임에 따라 재래식공법이 적용되었으며, 3호선 구간 중 일부인 구파발~홍은동 터널구간도 재래식공법으로 설계 및 시공되었다. 4호선도 3호선과 같이 착수시기는 동일하나 공사구간내 협의지연 등의 이유로 NATM 도입 후 착공되어 일본기술진의 검토하에 공법을 변경하였다. 그래서 3호선 일부구간과 4호선에 적용된 콘크리트라이닝은 지반조건에 상관없이 30 cm을 기준으로 설계에 적용하였다.

나) 제2기 서울지하철 설계현황

서울지하철 5-8호선을 일컫는 2기 서울지하철은 지하철 3, 4호선을 시공한 경험을 살려 다양한 요구사항 등이 반영되었다. 콘크리트라이닝 설계시 적용되는 하중의 종류를 명기하였으며, 5, 7호선에서 적용되었던 잔류응력 대신에 6호선에서는 크리프응력을 적용하였으며, 이는 적당한 하중의 반영이라고 판단된다. 당시 콘크리트 생산기술 발전단계에 있어 일반 콘크리트 21 MPa가 적용되었으며 콘크리트라이닝의 두께는 최소 30 cm이상으로 기준을 설정하였다. 그러나, 실제 시공 과정에서 있어서는 지반조건이 양호한 구간을 제외한 구간은 40 cm의 콘크리트라이닝을 시공해 1기 지하철에 비해 큰 규격이 적용되었다.

다) 제3기 서울지하철 설계현황

서울시 3기 지하철은 그간 추진된 도시교통정책에 따라 서울지하철 9~12호선을 바탕으로 도시철도망

을 완성하기 위해 추진되었으나, 9호선을 제외한 노선은 기본설계만 거친 상태로 중단되어 있다. 1998년 9월 계획된 3기 지하철 노선 중 3호선 오금구간연장과, 9호선만 원안대로 착공하였으며, 11호선은 신분당선으로 단축 추진되었다.

이후 실시설계가 완료되어 있던 9호선에 대한 타당성 조사를 통해 수익형민자사업(BTO)으로 사업계획이 승인되어 2001년 착공이 확정되었고, 3호선 수서~오금 연장구간은 2002년 예비타당성 조사를 통과하여 2004년 착공되었다. 9호선에서의 콘크리트라이닝은 소단면을 기준으로 30 cm를 적정 규모로 결정하여 설계 및 시공하였다. 이에 소요되는 콘크리트는 재령 28일 강도 24 MPa를 적용하였으며, 이형철근은 SD300 이상을 적용하였다.

#### 라) 경전철 설계현황

서울시에서 처음으로 도입한 경전철 건설사업은 우이~신설선 경전철 건설사업으로써 신설동~우이동간 11.38 km(정거장 13개소 포함)을 민간사업으로 2009년 9월부터 7년간 시행하여 2016년 11월 사업완료를 목표로 추진 중에 있다. 경량전철은 중량전철에 비해 터널단면이 약 78%(55.1 m<sup>2</sup>/70.5 m<sup>2</sup>)로서 작음에도 불구하고 콘크리트라이닝의 두께는 ‘단선터널의 마제형 및 난형터널을 기준으로’ 30 cm를 표준으로 하였다. 이와 더불어 주요 재료인 콘크리트의 경우 재령 28일 강도를 24 MPa로, 철근은 SD300이상으로 하였다. 이는 기존 중량전철과 비교해 볼 때 달라진 점이 없으며 콘크리트라이닝 설계가 매우 보수적으로 시행되고 있음을 반증하는 것이다.

## 2.3 콘크리트라이닝의 설계기준

### 2.3.1 국내 설계기준

#### 가) 터널설계 기준(2007)

콘크리트라이닝 설계에 관한 사항은 터널설계기준(2007) 제6장에 정리되어 있다. 콘크리트라이닝의 두

께는 소단면터널의 경우 30 cm를 표준으로 하고 단면적과 지반조건 등 현장 여건을 감안 증감할 수 있도록 하였다. 또한 콘크리트라이닝 설계시 고려할 하중으로는 고정하중, 활하중, 토압하중, 지반이완하중, 수압, 온도하중, 지진하중, 터널 내 설비하중 및 기타 콘크리트라이닝에 영향을 미치는 하중 등으로 규정하고 있다.

#### 나) 철도설계 기준(2013)

철도설계기준 제12장에서 규정하고 있는 콘크리트라이닝은 ① 구조체로서의 역학적 기능, ② 비배수형 터널에서의 내압기능, ③ 미관유지, ④ 점검 및 보수관리 기능 등을 부담하도록 하였으며, 콘크리트라이닝의 소요강도는 지반특성, 콘크리트라이닝 형상, 지보재의 종류 및 작용 하중 등에 적합하여야 한다고 규정하고 있다. 이에 따라 재령 28일 강도가 21~24 MPa인 것을 표준강도로 하였으며, 비배수형 터널의 경우 28일 강도를 27 MPa 이상이 되도록 하였다.

#### 다) 서울지하철 9호선 설계 기준(2008)

콘크리트라이닝의 두께는 터널의 크기와 형상, 지반조건, 작용하중, 사용재료, 시공법 등을 고려하여 결정하여야 하며, 소단면터널을 기준하여 30 cm 정도로 정하는 것을 원칙으로 하고 단면적과 지반조건 등 현장여건을 감안하여 증감할 수 있도록 하였다.

또한, 이와 별개로 터널주변의 지역여건, 지반여건, 터널형상 등을 복합적으로 검토하여 결정토록하였으며, 온도·건조수축균열의 억제와 내구성 증대를 위해 보강토록 하였다.

#### 라) 도로설계 편람(2010)

콘크리트라이닝의 설계기준 중 두께의 설계에 있어서는 콘크리트라이닝의 기능상 필요한 두께, 터널 단면의 크기와 형상, 지반조건, 작용하중, 사용재료, 시공법 등을 고려하여 설계 두께를 결정하여야 한다. 또한 콘크리트라이닝은 슛크리트 등 지보재의 시공

여건을 감안 설계를 하여야 하며, 터널이 시공된 후 잔류변형 가능성이 있는지의 여부가 콘크리트라이닝 두께를 결정하는 중요한 요인이 될 수 있다.

만약 설계되는 콘크리트라이닝에 대해 구조체로서의 역할을 기대할 경우 작용되는 하중을 충분히 감당할 수 있는 범위내에서 경제적이면서 안전한 콘크리트라이닝의 규모를 결정하여야 한다.

마) 철도설계 편람(2011)

철도설계편람 KRC-12040 콘크리트라이닝 편에서 규정하고 있으며 ① 내구연한 동안 구조체로서의 역학적기능, ② 비배수형 방수형식 터널에서의 내압기능, ③ 터널 내장재로서 미관유지 기능, ④ 터널내 점검 및 보수관리 기능 등을 부담하도록 하였으며,

콘크리트라이닝의 소요강도는 일반적으로 재령 28일 강도가 21~24 MPa 인 것을 표준강도로 하였으며, 비배수형 터널의 경우 28일 강도를 27 MPa 이상이 되도록 하였다.

콘크리트라이닝의 두께는 소단면 철도터널을 기준으로 30 cm를 표준으로 규정하고 있으나 단면크기, 형상 및 지반조건 등에 따라 증감할 수 있도록 하였다.

2.3.2 국외 설계기준

가) 미 해군시설 엔지니어링 매뉴얼 7.01 (NAVFAC, Naval Facilities Engineering Manual 7.01, 1986)

미 해군시설의 엔지니어링 매뉴얼에는 터널 등 개구부에 작용하는 상부하중에 대해 규정하고 있는데, 이 때 터널의 토피는 터널의 폭과 높이를 더한 값의

Table 1. Rock conditions (Terzaghi, 1946)

Rock Conditions	Rock Load Hp in Feet	Remarks
1. Hard and intact	zero	Sometimes spalling or popping occurs
2. Hard stratified or schistose	0 to 0.5B	Light pressure
3. Massive, moderately jointed	0 to 0.25B	Load may change erratically from point to point
4. Moderately blocky and seamy	0.25B to 0.35(B+Ht)	No side pressure
5. Very blocky and seamy	0.35 to 1.10(B+Ht)	Little or no side pressure
6. Completely crushed but chemically intact	1.10(B+Ht)	Considerable side pressure. Softening effect of seepage towards bottom of tunnel.
7. Squeezing rock, moderate depth	(1.10 to 2.10)(B+Ht)	
8. Squeezing rock, great depth	(2.10 to 4.50)(B+Ht)	Heavy side pressure
9. Swelling rock	Up to 250 ft. irrespective of value of (B+Ht)	Very heavy pressure

Table 2. Typical Initial Support and Lining Systems Used in the Current Practice(TRB. 2006)

Ground	Rock bolts	Rock bolts with wire mesh	Rock bolts with shotcrete	Steel ribs and lattice girder with shotcrete	Cast-in-place concrete	Concrete segments
Strong rock	○	○				
		○	○			
Medium Rock		○	○	○		
			○	○	○	
Soft Rock				○	○	○
				○	○	○
Soil				○	○	○

1.5배 보다 크고, 지하수위는 터널의 상부에 위치한다고 가정을 한다. 만약 지하수위가 터널 높이보다 항구적으로 낮을 경우는 Table 1의 암반조건(Rock Conditions)의 4~6항목을 50% 감해야 한다고 규정하고 있다.

나) 미 연방도로관리청(FHWA, Federal Highway Administration) 기준(2009)

미 연방도로관리청(FHWA) 기준에는 지반의 종류에 따라 시공되는 지보재의 종류는 상부에서 가해지는 하중에 대해 지보재의 종류를 반복적으로 계산하는 절차를 거쳐 결정하게 되는데 Table 2와 같이 제안하였다.

Table 2는 다양한 지반에 현재 사용되고 있는 지보재의 종류를 보여주고 있으며, 초기단계에서 지보재를 선정하는데 사용할 수 있을 것이다. 그리고 FHWA에서도 NAVFAC에서도 같이 Terzaghi의 암반하중 분류표에 따른 하중을 사용하고 있다.

## 2.4 작용하중 산정방법

### 2.4.1 이론식에 의한 방법

가) Terzaghi 이론식

Terzaghi (1946)는 Janssen (1895)의 Silo 방정식을 사질토 터널의 이완하중 계산에 응용한 것으로서 식 (3)을 제안하였으며 점착성을 고려할 경우에는 식 (4)를 제시하였다.

i) 점착력 미고려 시

$$P_{roof} = \frac{\gamma B}{2K \tan \Phi} (1 - e^{-K \tan \Phi \frac{2H}{B}}) \quad (3)$$

ii) 점착력 고려 시

$$P_{roof} = \frac{\gamma B - 2c}{2K \tan \Phi} (1 - e^{-K \tan \Phi \frac{2H}{B}}) \quad (4)$$

여기서,  $B = 2 \left[ \frac{b}{2} + m \cdot \tan(45 - \frac{\Phi}{2}) \right]$

$P_{roof}$  : 하중,  $B$  : 이완영역 폭

$H$  : 토피고,  $\gamma$  : 지반단위중량

$\Phi$  : 내부마찰각,  $K$  : 측압계수

$m$  : 터널의 높이,  $b$  : 터널의 폭

$c$  : 점착력

Terzaghi의 이론식을 보면 지반이완하중 산정을 위한 중요한 매개변수를 반영하였지만 점착력을 고려할 경우 식 (4)의  $\gamma B - 2c$ 가 0보다 작아져 지반등급 1~4까지는 지반이완하중을 산정할 수 없게 되는데 이는 사질토에 적용되는 산식이기 때문이다.

나) Bierbaumer 이론식

이 이론은 포물선 형태의 높이  $h = \alpha H$  하중이 터널 상부에 작용하는 것으로 가정하였으며,  $\alpha$ 는 저감계수이다. 압력구근(pressure bulb)의 암반은 “이완영역”으로 불리며 터널 상부에 하중으로 작용되며, 여기서 소개되고 있는 공식에 적용된 값은 단위 길이에 해당

Table 3. Properties of each ground grade (KIM et al. 2012)

Content	RMR value	Q value	Deformation modulus(MPa)	Unit weight (KN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (kPa)	Friction angle(°)	Poisson's ratio(v)
Ground grade 1	81~100	above 40	20,000~30,000	27	4,000~5,000	45	0.20
Ground grade 2	61~80	10~40	10,000~15,000	26	2,000~3,000	40	0.22
Ground grade 3	41~60	4~10	6,000~8,000	25	1,000~1,500	35	0.24
Ground grade 4	21~40	1~4	2,000~4,000	23	400~700	32	0.26
Ground grade 5	below 20	below 1	600~800	22	100~200	30	0.28

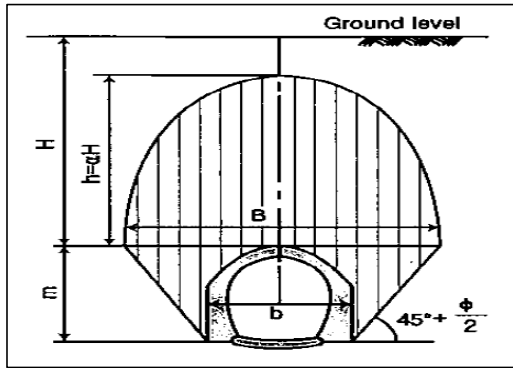


Fig. 1. rock pressure bulb after Bierbaumer (Szechy, 1973)

되며 응력이 작용하는 방향은 터널축에 직각인 방향으로 작용된다고 가정된다(plain strain 조건).

Bierbaumer는 저감계수를 산정하기 위하여 Fig. 1과 같이 암반은 지반으로부터  $45^\circ + \frac{\Phi}{2}$ 의 각도로 미끄러진다고 가정하였다.

$$S = H^2 \gamma \tan \Phi \left[ \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \right] \quad (5)$$

여기서,  $S$  : 마찰력

$f$  : 마찰계수(= $\tan \Phi$ )

$\gamma$  : 단위중량

$H$  : 터널 높이

$\Phi$  : 암반의 마찰각

### 2.4.2 경험적인 방법

경험적인 방법을 통해 콘크리트라이닝을 설계하는 방법은 크게 Terzaghi 암반하중 분류에 의한 방법, RMR을 이용한 방법 및 Q System에 의한 방법이 있다. 이 방법은 그간의 경험적인 토압분포를 이용하여 산정하였다.

Peck (1972)등은 토사터널에서 콘크리트라이닝은 터널직경의 0.5%이하로 변형한다고 하였다. 이 방법은 콘크리트라이닝에 균등한 압축력이 작용한다고 가정하고 전 상재하중을 고려하므로 너무 보수적이

고, 콘크리트라이닝 변형으로 인하여 발생하는 모멘트를 고려하지 못하는 문제점이 있어 잘 사용되지 않는다.

가) Terzaghi 암반하중 분류표를 이용하는 방법  
Terzaghi의 암반하중분류는 무결암(intact rock)에서 팽창성 암반까지 암반상태에 따른 암질지수(RQD)를 9단계로 구분하였으며 Rose (1982)가 수정하였다. 이는 지반을 절리상태 등에 따라 구분하였으나, 개괄적이어서 암질의 객관적인 평가가 곤란한 실정이다.

나) RMR 암반분류에 의한 방법

Bieniawski의 암반분류(RMR) 시스템은 광산터널의 자료를 정리하여 제안하였고, 일부 1979년에 수정하였다. RMR 분류법을 이용하여 암반을 분류하는 6가지 매개변수는,

1. 암석 재료의 일축압축강도
2. 암질비(RQD)
3. 불연속면의 간격
4. 불연속면의 조건
5. 지하수 조건
6. 불연속면의 방향성

Unal (1983)과 Venkateswarlu (1986)는 RMR을 이용하여 지반이완하중을 산정하는 경험식을 제안하였다.

i) Unal의 방법

$$P_{roof} = \frac{100 - R}{100} \gamma b \quad (6)$$

ii) Venkateswarlu의 방법

$$P_{roof} = b \times \gamma \times (1.7 - 0.037R + 0.0002R^2) \times 10^2 MP_a \quad (7)$$

여기서,  $P_{roof}$  : 작용하중,  $\gamma$  : 지반단위중량

$b$  : 터널의 폭

다) Q System에 의한 방법

노르웨이 NGI (Norwegian Geotechnical Institute) 의 Barton 등(1974)은 지하굴착의 다수의 사례를 평가 하여 암반의 특징과 지보의 규격을 결정하기 위한 암반분류법(Q System)을 제시하였다. 지수 Q의 값은 0.001에서 1,000까지 지수축적으로 변화되며 다음 식으로 산출된다.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (8)$$

여기서,  $RQD$  : 암질지수,  $J_a$  : 절리면의 변질계수  
 $J_n$  : 절리군의 수,  $J_r$  : 절리면의 거칠기 계수  
 $J_w$  : 절리의 지하수에 의한 저감계수  
 $SRF$  : 응력 저감계수

위 식 중 첫 번째 항( $RQD/J_n$ )은 암반의 구조를 나타내는 항으로서 두 극한값을 가지며(100/0.5~10/20), 두 번째 항( $J_r/J_a$ )은 절리면이나 절리면을 채우고 있는 채움재의 거칠기 및 마찰특성을 나타낸다. 세 번째 항( $J_w/SRF$ )은 두 개의 응력 매개변수로 이루어진다<sup>1)</sup>. Q System은 블록의 크기, 블록사이의 전단 강도 및 작용응력 등으로 이루어져 있다고 볼 수 있다.

2.4.3 해석적인 방법

수치해석방법은 터널 형상, 지형조건, 기하학적 비선형성 등을 고려할 수 있으며, 하중과 지반변위를 동시에 얻을 수 있는 장점이 있다. 또한, 지반과 지보재의 상호작용을 고려할 수 있으며, 터널의 시공단계별 해석이 가능하므로 상당히 합리적인 방법이라 할 수 있다. 지반의 굴착으로 인해 발생하는 지반의 스트레스 상태는 해석적인 방법(analytical elastic closed form)으로 계산이 가능하며,<sup>2)</sup> 터널의 지보재와 주변

지반과의 반응은 Hoek 등이 1995년에 제안한 지반반응곡선에 잘 나타나 있으며, Hoek은 1999년에 터널 굴착에 있어 암반의 파괴를 제한하는 극한 지보압을 아래 식으로 제안하였다.

$$P_{cr} = \frac{2P_0 - \sigma_{cm}}{1+k}, \quad k = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (9)$$

여기서,  $P_{cr}$  : 극한 지보압,  $P_0$  : 정수압  
 $\sigma_{cm}$  : 암반 일축압축강도,  $\phi$  : 암반의 마찰각

2.5 지보패턴별 라이닝 설계현황

2.5.1 표준지보패턴 해석

가) 표준지보패턴 구성

표준지보는 일반적으로 보조지보재로 이루어진다. 강지보재는 슛크리트가 제 기능을 발휘할 때까지 지보의 역할을 수행하는 것으로써 해석시에는 이를 고려하지 않아도 좋으나 필요시 이의 지보능력을 설계에 반영할 수 있다. 슛크리트는 시공단계에 따라 연한 상태와 강한 상태로 구분하여 설계에 반영하고 재료 특성치를 고려하여야 한다. 록볼트는 지반과의 부착을 고려하도록 하고, 굴착공동의 크기 및 지반조건에 따라 그 길이 및 갯수를 조정하여 해석하도록 한다.

나) 표준지보패턴의 설계

지보재의 설계는 복잡하게 변화하는 지반특성을 터널 굴착 전에 파악하기가 곤란하기 때문에 지반분류에 의해 설정된 지반의 등급에 따라 지보부재를 적절히 선정하고 표준이 되는 지보패턴을 설정하여 굴착 중 관찰, 계측 등의 결과에 따라 필요한 경우 지보패턴을 변경할 수 있도록 현장조건에 맞는 지보패턴을 설정해 놓아야 한다. 지보구조의 선택에 있어서는 예상되는 지반에 대해 시공법이나 시공 설비의 대폭적인 변경을 수반하지 않고 일관성 있는 시공이 되도록 해야 하며, RMR분류방법을 활용하여 표준지보패턴을 선정할 수 있다.

1) Hoek et al., 1993. Support of underground excavation in hard rock. pp. 38.  
 2) FHWA, 2009. Technical manual for design and construction of road tunnels - civil elements



이와 별개로 Q-system에 의해 표준지보패턴을 선정하는 방법도 활용되고 있으며, Q값은 0.001~1,000 범위로서 매우 불량부터 매우 양호까지 9등급으로 분류하여 터널 폭과 Q값에 따른 지보방법을 제시하였다. Q값에 의한 지보방법은 터널의 유효크기( $D_e$ )에

따라서 결정되며, 다음과 같이 구할 수 있다.

$$D_e = \frac{B(\text{터널굴진장, 직경 또는 높이})}{ESR (\text{Excavation Support Ratio : 굴착지보비})} \quad (10)$$

**Table 4.** Characteristic of each geotechnical distribution (Seoul city geotechnical detecting manual, 1996)

Geotechnical name and characteristic	Classification guideline
<b>Sedimentary layer (DS)</b> This layer weaker than original strata.	Classed by unified soil classification system
<b>Weathered soil layer (RS)</b> Minerals are weathered and lost the rock characteristic. Almost all joints are filled with the secondary mineral such as clay.	$N < 50$ blows/100 mm
<b>Weathered rock layer (WR)</b> Discoloration extends throughout the rock, and the rock material is partly friable. The original texture of the rock has mainly been preserved, but separation of the grains has occurred.	TCR $\geq 10\%$ RQD $< 10\%$ $N \geq 50$ blows/100 mm $q_u < 10$ MPa
<b>Soft rock layer (SR)</b> Material can be scraped and peeled with a knife: indentations 1/16 to 1/8 in. show in the specimen with firm blows.	TCR $\geq 30\%$ RQD $\geq 10\%$ $q_u > 10$ MPa $J_s \geq 200$ mm
<b>Moderate hard rock (MR)</b> Contains joints and hair cracks, but the blocks between joints are locally grown together or so intimately interlocked. Space of joint is wide.	TCR $\geq 60\%$ RQD $\geq 25\%$ $q_u \geq 50$ MPa $J_s \geq 600$ mm
<b>Hard rock layer (HR)</b> Minerals are almost fresh, joint space is wide. Hand-held specimen breaks hammer end of pick under more than one blow.	TCR $\geq 80\%$ RQD $\geq 50\%$ $q_u \geq 100$ MPa $J_s \geq 2,000$ mm
<b>Very hard rock layer (XHR)</b> Contains neither joints and hair cracks. Fresh intact rock. Joint space is very wide.	TCR $\geq 80\%$ RQD $\geq 75\%$ $q_u \geq 150$ MPa $J_s \geq 3,000$ mm

note) N : Blows of SPT, TCR : Total core recovery, RQD : Rock quality designation,  $q_u$  : uniaxial strength,  $J_s$  : Space of joint

**Table 5.** Modified RMR of Seoul city's geotechnical classification (Seoul city geotechnical detecting manual, 1996)

Strata	Seoul city geotechnical classification				Modified RMR* classification				
	N-value (blows/m)	TCR (%)	RQD (%)	$q_u$ (MPa)	R1	R2	R3	R4	RMR*
Sedimentary layer	Classed by unified soil classification system				-				
Weathered soil layer	$< 50/0.1$	Classed by unified soil classification system			-				
Weathered rock layer	$\geq 50/0.1$	$\geq 10$	$< 10$	$< 10$	$\leq 2$	$\leq 3$	$\leq 8$	$\leq 20$	RMR* $< 33$
Soft rock layer	-	$\geq 30$	$\geq 10$	$> 10$	$\leq 3$	$\leq 3$	$\leq 10$	$\leq 25$	$33 < \text{RMR}^* < 41$
Moderate hard rock layer	-	$\geq 60$	$\geq 25$	$> 50$	$\leq 7$	$\leq 8$	$\leq 15$	$\leq 25$	$41 < \text{RMR}^* < 55$
Hard rock layer	-	$\geq 80$	$\geq 50$	$\geq 100$	$\leq 12$	$\leq 13$	$\leq 20$	$\leq 30$	$55 < \text{RMR}^* < 75$
Ultimate hard rock layer	-	$\geq 80$	$\geq 75$	$\geq 150$	$\leq 12$	$\leq 17$	$\leq 20$	$\leq 30$	$79 < \text{RMR}^*$

note) RMR\* based on Bieniawski's classification and summed of rock strength(R1), RQD(R2), spacing of joint(R3) and state of joint(R4)

여기에서 굴착지보비(ESR)는 시행착오에 의해서 계산되는 것인데 터널의 사용목적에 따른 안정성에 관계되는 수치로서 안전율( $F_s$ )의 역수개념이다. 따라서 산정된 터널의 유효크기( $D_e$ )와 Q값을 이용하여 터널지보재 선정이 이루어진다.

### 2.5.2 서울시 표준지보패턴 설계기준

설계단계에서의 지반분류는 시추조사 결과를 기준으로 표준설계 패턴을 설정하기 위하여 공학적 특성에 따라 지반을 정량적으로 분류하며, RMR, Q-System, GSI 등을 이용하여 정량적 분류를 시도하고, 이를 기본으로 전산해석에 필요한 기준값을 설정한다. 이 때 지반의 구조적 특성과 지하수 상태를 고려하여야 하며, 표준지보패턴 설계를 위한 지반분류와 분류될 각 지반 특징은 Table 4, 5와 같다.

## 3. 라이닝의 적정성검토

### 3.1 역해석을 이용한 작용하중 산정

#### 3.1.1 검토수행방법

본 검토에서는 지중골조모델중 하나인 빔-스프링에 의한 작용하중을 검토하였다. 빔-스프링 모델은 지반을 평면변형률 조건의 스프링(spring)으로, 지보재 또는 콘크리트라이닝은 보(beam) 요소로 표현하였다.

지반과 터널 구조물과의 상호작용은 탄성스프링으로 시뮬레이션하여 주변지반을 모사하였다.

본 검토에서는 공사중 및 운영중 유지관리 계측을 분석하여 MIDAS-CIVIL 프로그램을 사용한 역해석을 수행 분석하고, 작용하중을 산정하였다. 또한, 동 프로그램을 활용하여 콘크리트라이닝의 자중에 의한 처짐량을 산정하였다.

### 3.1.2 계측분석 위치선정 및 목표함수 산정

#### 가) 계측분석 위치선정 및 현황

본 검토의 목표함수는 서울시 도시철도 OO호선 O공구 내 지반취약구간에 해당하는 STA.30k055와 정릉천 하부통과구간인 STA.30k220으로 선정하였다. 지반취약구간인 STA.30k055의 상부토피고는 16.18 m로서 주변지반 및 상부지반이 불량한 구간으로 터널 주변지반이 풍화암이며, 적용지보패턴은 PD-4A로서 콘크리트라이닝은 40 cm에 철근을 배근하였다. STA.30k220의 상부토피고는 14.10 m로서 터널 주변지반은 풍화암과 연암으로 되어 있으며, 적용지보패턴은 PD-4B이며 콘크리트라이닝은 60 cm이다.

#### 나) 계측분석

본 검토에서는 내공변위에 비해 터널 굴진에 따른 거동 특성을 보다 명확하게 반영하고 있는 천단침하

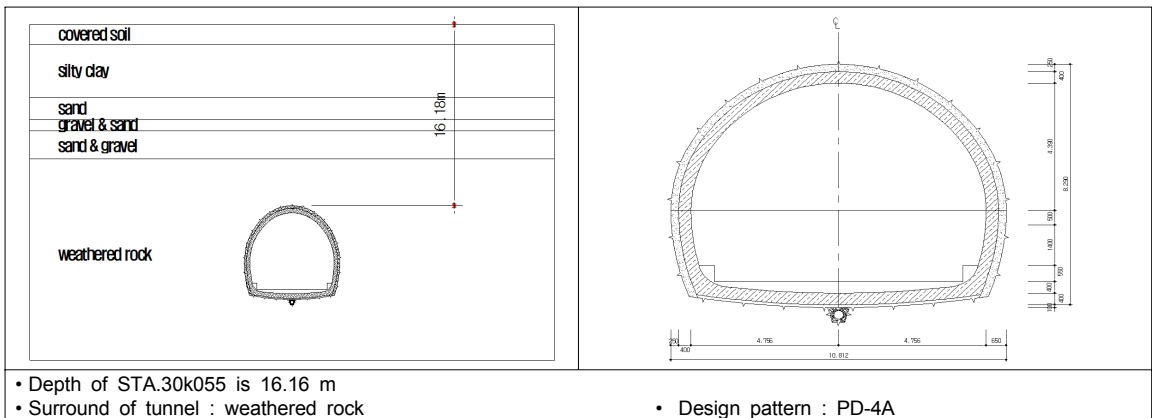


Fig. 2. Weak geotechnical section (STA. 30k055) strata conditions and normal cross section

를 목적함수로 선정하였으며, 역해석의 목적함수는 공사중 계측과 운용중 계측 결과를 토대로 최대 발생 값을 목적함수로 설정하였다. 또한, 계측기의 설치시기는 터널 굴진 후 지보가 설치되고 측정이 수행되기 때문에 지보자중에 의한 변위 측정이 이루어지지 않았다. 따라서 수치해석을 이용하여 자중에 의한 변위를 계측 값에 반영하여 최종목적함수로 활용하였다.

이를 위해 콘크리트라이닝의 변위 산정이 필요하며 먼저 콘크리트의 자중에 의해 발생하는 변위를 추정하기 위해 공사 중 숏크리트 및 운용 중 콘크리트라이닝에 대해 해석을 실시한 결과, 공사 중 숏크리트는 1.484 mm의 침하가 발생하는 것으로 검토되었으며, 운용 중의 콘크리트라이닝에서는 0.402 mm의 침하가 발생하는 것으로 나타났다. 그리고 계측 위치인 STA. 30k055 구간의 공사 중 계측기는 1998년 11월에 처음 설치되었으며 굴착 이후 숏크리트가 타설된 이후 추가 변위는 발생하지 않은 것으로 나타났다. 이때의 천단 침하량은 4.0 mm로 굴착으로 인한 상부 지반은 1차 지보재 시공과 더불어 안정기로 접어들었다고 판단된다.

동일 위치에 대한 유지관리 계측은 2002년부터 2012년까지 시행되고 있으며, 설치된 계측기는 공사 중에는 타겟을 활용하여 광파기로 일상계측을 시행하였고, 운용 중에는 매립식 자동센스와 부착식 내공변위계를 활용하여 매 6시간 및 3시간마다 데이터를

축적하고 있다. 그리고 본 계측 데이터는 약 10년에 걸쳐 시행된 계측을 통해서 나타난 천단 침하량은 1.16 mm로서 거의 변위가 발생되지 않은 것을 알 수 있다. 그리고 홍제천 하부를 통과하는 구간인 STA. 30k220구간의 공사 중 숏크리트의 자중 변위는 1.136 mm로 해석되었으며, 운용 중 콘크리트라이닝의 자중에 의한 변위 값은 0.479 mm로 검토되었다. 같은 구간의 공사 중 계측기는 1998년 5월에 설치되어 1999년 3월까지 지반침하를 측정하였다. 그 결과 1998년 7월 초에 천단에 최대 침하량인 10 mm가 발생되었으나, 이후 지보설치 및 지반안정화의 영향으로 7.0 mm로 침하량이 감소하는 경향을 보이고 있다. 그럼에 따라 본 구간의 역해석을 위한 목적함수 값은 7.0 mm로 결정하였다.

동일 위치에 대한 유지관리 계측은 2003년부터 2012년까지 시행되었으며 이 구간도 설치된 계측기는 STA. 30k055와 동일하게 매립식 자동센스 및 부착식 내공변위계이며 계측주기 또한 동일하였다. 그리고 동 구간에서 유지관리 계측기간 동안에 발생한 총 천단침하량은 0.85 mm로서 매우 적은 값을 알 수 있다.

해당위치의 자중에 의한 계측 값과 계측기분석에 의한 지반 취약구간 및 정릉천 하부통과 구간의 목표 계측변위는 Table 6과 같다.

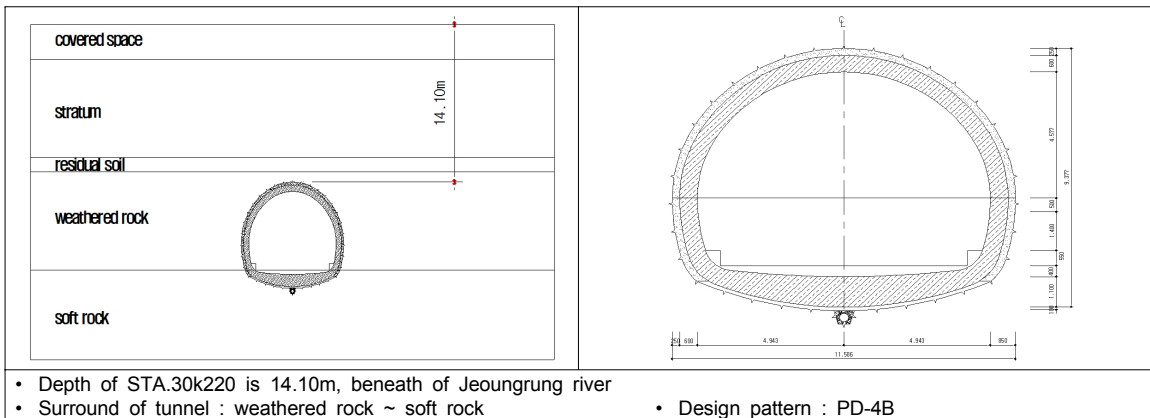


Fig. 3. Passage section beneath of Jeoungnung river (STA. 30k220) strata conditions and normal cross section

### 3.1.3 역해석 방법 및 조건

#### 가) 역해석 개요 및 방법

역해석이란 일반적인 정해석(Forward Analysis)에 반대되는 개념으로 실제 계측된 변위 및 응력 결과로부터 설계시 적용된 안정검토 모델의 불확정적인 설계조건을 재산정하는 방법이다. 시공중 계측결과의 지속적인 피드백(Feedback)을 통해 설계시 적용한 검토모델 및 조건에 대한 보완이 필요하며, 여기에 역해석 방법이 주로 이용되고 있다. 본 검토에서 수행한 역해석 방법의 선정 과정은 다음과 같다.

#### 나) 역해석 방법 선정

역해석 방법은 시공시 계측된 기지의 값을 기준으로 설계조건 재산정을 위한 미지의 값을 찾아가는 방법으로서 크게 직접법(Direct Method)과 역산법(Inverse Method)이 있으며, 본 검토에서는 계측변위를 목표함수로 설정한 후 시행착오법을 적용한 직접

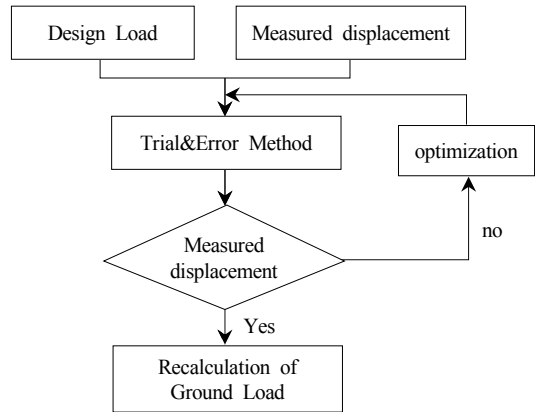


Fig. 4. Back analysis procedure

법을 적용하였다.

#### 다) 역해석 조건

역해석을 위해 사용되는 재료의 물성치 중 숫크리

Table 6. Sectional displacement of construction and runs

Contents	Displacement of dead weight	Displacement of measuring	Target value (Dead weight+measuring)
Weak section (STA.30k055)-under construction	1.484 mm	4.0 mm	roughly 5.5 mm
Weak section (STA.30k055)-under running	0.402 mm	1.16 mm	roughly 1.6 mm
Beneath of Jeoungnung river (STA.30k220)-under construction	1.136 mm	7.0 mm	roughly 8.2 mm
Beneath of Jeoungnung river (STA.30k220)-under running	0.479 mm	0.85 mm	roughly 1.4 mm

Table 7. Geotechnical analysis result(STA.30K055)

Content	Strata	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (kPa)	Friction angle (°)	Deformation modulus (MPa)	Poisson's ratio	Displacement (mm)	Remark
case 6	Weathered rock	21.0	260	33	550	0.34	4.04	applied

Table 8. Geotechnical analysis result(STA.30K220)

Content	Strata	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion (kPa)	Friction angle (°)	Deformation modulus (MPa)	Poisson's ratio	Displacement (mm)	Remark
case 4	Weathered rock	21.0	260	33	240	0.34	7.02	applied

트는 강도 21 MPa 탄성계수 15,000 MPa, 강지보는 강도 400 MPa 탄성계수 210,000 MPa, 철근콘크리트는 강도 24 MPa 탄성계수 25,800 MPa를 적용하였다.

이와 별개로 지반은 Table 7, 8과 같이 당초 “부착식 전단면 내공변위계 설치단면 역해석 보고서(2011)”에 의해 산정된 결과를 준용하였다.

작용하중은 본 역해석 검토시 연직하중을 매개변수로 선정하여 등비에 따라 작용하중을 적용하였으며, 축압조건은 실시설계 구조물 검토시 적용한 0.7를 준용하여 검토하였다.

잔류수압은 콘크리트라이닝 타설 전에는 숏크리트를 통해 지하수가 유출되고 방수막이 시공되기 전이므로 공사중 검토시는 잔류수압을 적용하지 않았으며, 운용중 검토시 각각의 배수터널과 비배수터널을 수압 형태를 고려하여 적용하였다.

### 3.1.4 역해석을 이용한 작용하중 산정

#### 가) 지반취약구간(STA.30K055)

공사중 작용하중 추정은 목적함수로 선정된 천단침하 5.5 mm에 대하여 매개변수인 작용하중을 변화시켜가며, 목적함수를 만족하는 작용하중을 재산정하였다. 운용중 작용하중 추정은 목적함수로 선정된 천단침하 1.6 mm에 대하여 매개변수인 작용하중을 변화시켜가며, 목적함수를 만족하는 작용하중을 재산정하였다.

#### 나) 정릉천 하부통과구간(STA.30K220)

공사 중 작용하중 추정은 목적함수로 선정된 천단침하 8.2 mm에 대하여 매개변수인 작용하중을 변화시켜가며, 목적함수를 만족하는 작용하중을 재산정하였다. 운용 중 작용하중 추정은 목적함수로 선정된 천단침하 1.4 mm에 대하여 매개변수인 작용하중을 변화시켜가며, 목적함수를 만족하는 작용하중을 재산정하였다. 역해석 결과 본 연구에서 비교대상으로 선정된 2개소에서 콘크리트라이닝에 작용하는 하중은 Fig. 5와 같다.

## 3.2 콘크리트라이닝의 경제성 검토

### 3.2.1 개요

본 검토에서는 작용하중 감소에 따른 당초 실시설계 대비 콘크리트라이닝 구조물의 안정성을 검토하고 하중조건에 부합하는 경제성을 판단하고자 한다.

본 검토에서의 하중조건은 앞선 Fig. 5의 결과를 준용하여 검토하였으며, 또한, 작용하중의 감소로 인한 콘크리트라이닝 단면축소(굴착량 감소시 : 5 cm)시 안정성을 검토하였다.

### 3.2.2 지반취약구간(STA.30K055) 검토결과

STA. 30k055구간에 대한 강도검토 결과는 실시설계나 역해석 시행 시 극한모멘트( $M_u$ )가 공칭모멘트( $OM_n$ )보다 작고 극한축력( $P_u$ )이 공칭축력( $OP_n$ )보다

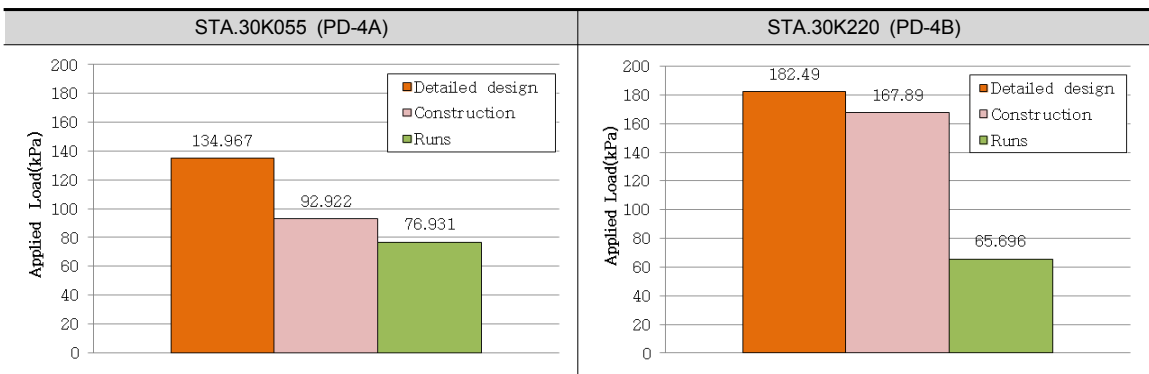


Fig. 5. Applied load on concrete lining through the back analysis

작은 값으로 검토되어 적정한 것을 알 수 있다. 이에 따른 결과를 판단할 경우 역해석 시행 시( $t = 400 \text{ mm} \rightarrow 350 \text{ mm}$ ) 철근량은 Fig. 6과 같이 각각 45% 이상 적게 산출되어 경제적인 효과가 있는 것으로 판단되었다.

동 구간에 대한 부재의 전단검토 결과는 역해석을 시행한 결과 극한전단력( $V_u$ )에 비해 공칭전단력( $\phi V_c$ )이 커 전단에 대해서도 안전한 것으로 나타났다.

### 3.2.3 정릉천하부 통과구간(STA.30K220) 검토결과

STA. 30k220구간에 대한 강도검토 결과는 실시설계나 역해석 시행 시 극한모멘트( $M_u$ )가 공칭모멘트( $\phi M_n$ )보다 작고 극한축력( $P_u$ )이 공칭축력( $\phi P_n$ )보다 작은 값으로 검토되어 적정한 것을 알 수 있다. 이에 따른 결과를 판단할 경우 역해석 시행 시( $t = 600 \text{ mm} \rightarrow 550 \text{ mm}$ ) 철근량은 Fig. 6과 같이 각각 44% 이상 적게 산출되어 경제적인 효과가 있는 것으로 판단되었다.

동 구간에 대한 부재의 전단검토 결과는 역해석을 시행한 결과 극한전단력( $V_u$ )에 비해 공칭전단력( $\phi V_c$ )이 커 전단에 대해서도 안전한 것으로 나타났다.

## 4. 결론

본 연구는 공사중 및 운용중 유지관리 계측을 통해 지보재의 작용하중을 산정하였으며, 검토구간인 서울 지하철 OO호선은 약 15년간의 운용기록을 수집 및 계측하고 있어, 이에 대한 신뢰도 높은 계측 값을 제공하고 있다. 또한, 본 연구에 앞서 계측 자료 분석을 토대로 역해석시 기초자료로 활용하였으며, 검토위치는 고려대~월곡(STA.30K055)구간과 정릉천 하부 통과(STA.30K220)구간을 검토 위치로 선정하였다.

분석된 계측결과를 토대로 역해석 수행에 의한 지반 연직작용하중의 결과는 다음과 같다.

1. 터널의 설계시 작용하중 산정에 의한 터널의 안정성 검토는 지반의 불확실성에 의한 안전율을 가정하고 설계를 한다. 때문에 공사중이나 운용중 계측에 의한 실질적인 작용하중 산정시 산정된 작용하중 크기가하로 나타날 수 있다.
2. 콘크리트라이닝 설계시 안전을 확보를 위해 1차 지보재가 장기적인 거동에 의해 완전히 기능을 상실했다고 가정을 하고, 2차 지보재의 지반하중을 모두 받는 것으로 가정하였으나, 실제 본 검토의 계측분석 및 상위의 역해석 결과에서도 볼 수 있듯

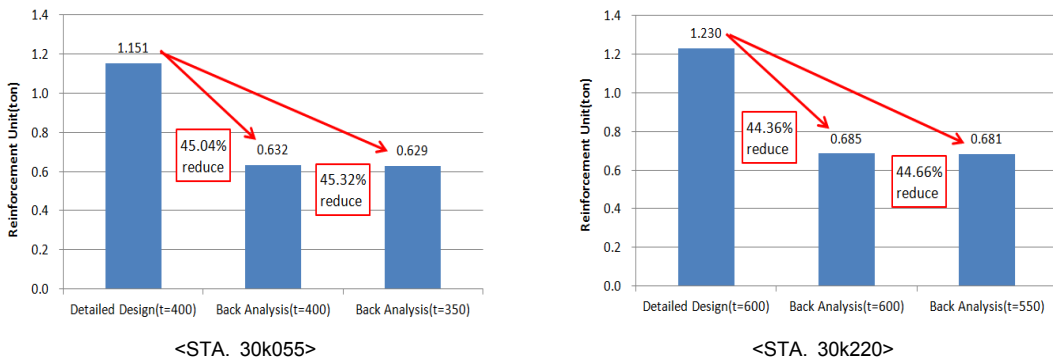


Fig. 6. Comparison of reinforced bar saving amount<sup>3)</sup> (ton)

3) 철근량은 전단 철근 및 배력근은 실시설계시와 동일하게 산정되므로 주철근에 대한 비교임

이 장기적인 거동을 하더라도 1차 지보재가 기능을 완전히 상실하지 않으며 초기의 기능적인 역할에 의해 지반의 안정화를 도모하고, 2차 지보재의 부담될 수 있는 지반의 하중을 분담해주는 것을 알 수 있었다.

3. 상위 계측에 의한 역해석 결과를 바탕으로 콘크리트라이닝 구조 검토를 실시하였으며, 검토결과 당초 실시설계 대비 작용하중의 감소로 철근량 감소 및 단면 축소등을 통한 공사비 감소로 경제성있는 결과를 도출하였다.
4. 본 연구는 준공 후 15년이 경과된 터널을 대상으로 설계 시 예상하였던 하중조건외의 적정성에 대하여 계측자료를 활용 검토하였으며, 향후 추가연구를 통하여 지보재 설계시 장기적 역할을 판단하여 설계에 반영할 때 경제적이고 안전한 설계가 시행될 것으로 판단되므로 다각적인 연구가 필요하다.

## References

1. Back analysis report of bonded-type displacement instrument on the tunnel cross section. Hanyang Univ. (2011)
2. Highway design manual (2010)
3. Tunnel design guideline (2007)
4. Railroad design guideline (Basement, 2013)
5. Railroad design manual-chapter 10 tunnel (2011)
6. Morgan, H.D. (1961), "A contribution to the analysis of stress in a circular tunnel.", *Geotechnique*. Vol. 11, pp. 37-46.
7. Peck, R.B., Hendron, A.J., Mohraz, B. (1972), "State of the art of soft ground tunneling." *Proc. 1st Rapid Excavation and Tunneling Conference, AIME*, (1), pp. 259-286.
8. Kim, J.J., Lee, J.K., Kim, J.U., Yoo, H.K. (2013), "Evaluation of rock load based on critical shear strain concept on tunnels"
9. Bieniawski, Z.T. (1976), "Rock mass classification in rock engineering.", In *exploration for rock engineering. Proc. of the symp.*, (ed. Z. T. Bieniawski) 1. pp. 97-106.
10. Peck, R.B. (1969), "Deep excavation and tunneling in soft ground." *State of the art Report of Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. Foundation Engineering, Mexico*. Vol. 3, No. 1, pp. 225-290.
11. Kim, S.H., Kim, K.L., Jeong, S.S., Choi, W.I., Lee, K.J., Lee, S.W. (2012), "Estimation of the ground action on concrete lining in NATM tunnel." *Korea Society for Railway*, pp. 415-420.
12. Park, K.H. (2013), "A study on the estimation method of ground load applied to concrete lining using back analysis." *Hanyang Univ.*