

수치해석 및 현장계측에 의한 대단면 터널 표준지보패턴의 적정성 검증

Evaluation of the Standard Support Pattern in Large Section Tunnel by Numerical Analysis and Field Measurement

변요셉¹⁾ · 정성래¹⁾ · 송시명²⁾ · 천병식³⁾ · 박두희[†]

Byun, Yoseph · Chung, Sungrae · Song, Simyung · Chun, Byungsik · Park, Duhee

ABSTRACT : When choosing the support pattern of tunnel, the characteristics of rock are identified from the result of the surface geologic survey, boring, and geophysical prospecting and laboratory test. And a rock mass rating is classified and excavation method and standard support pattern are designed considering rock classification, domestic and international construction practices, numerical analysis. According to the revised design standard for tunnel, it was recommended to classify the rock mass rating for the design of tunnel into a rating based on RMR. If necessary, it proposed a flexible standard allowed applying more atomized the rock mass rating and Q-System. Also, the reasonable verification of the support pattern must be accompanied because the factors affecting the structure and behavior of ground during the construction of tunnel are the main factors of uncertainty factors such as the nature of ground, ground water and the characteristics of structural materials. These days, such verification method is getting more specialized and diversified. In this study, the empirical method, numerical analysis and comparative analysis of in situ measurements were used to prove the reasonableness in the support pattern by RMR and Q-value on the Imha Dam emergency spillway.

Keywords : NATM, Rock mass rating, Support pattern, Empirical method, Numerical analysis

요지 : 터널의 지보패턴 선정 시 지표지질조사, 시추조사, 물리탐사 및 실내암석 시험 등의 결과로부터 암질을 파악하고 암반분류법, 국내·외 시공사례, 수치해석 등을 종합적으로 고려하여 암반등급을 구분하고 등급별 굴착공법 및 표준지보패턴을 설계하게 된다. 개정된 터널설계기준에 의하면 터널 설계를 위한 암반등급은 RMR을 바탕으로 등급별로 구분할 것을 권장하고 있으며, 필요할 경우 보다 세분화된 등급구분과 Q분류법 적용을 허용하는 등 탄력적인 기준을 제시하고 있다. 또한, 터널건설 시 구조물과 지반의 거동에 영향을 미치는 인자는 주로 지반자체의 특성, 지하수, 그리고 구조물 재료의 특성 등 불확실한 요소들이 주요 인자들이므로 터널 설계 시 지보패턴의 적정성 검증은 반드시 수반되어야 하며, 오늘날 이러한 검증방법 역시 다양화되고 전문화 되어가는 실정이다. 본 연구에서는 임하댐 비상여수로 터널에 대해 RMR과 Q값에 의한 지보패턴의 선정의 적정성을 경험적 방법 및 수치해석을 통한 분석과 현장 실측자료와의 비교·분석을 시행하여 검증하였다.

주요어 : NATM, 암반분류, 지보패턴, 경험식, 수치해석

1. 서론

최근 들어 사회기반 시설의 확충 및 급속한 경제성장으로 인해 국토 이용의 효율성을 위하여 터널 및 지하공간 건설 시공이 증가되고 있어, 여러 형태의 지하공간에 대한 많은 연구가 진행되고 있다.

터널의 설계를 위해서는 다양한 지질조사 및 각종 시험을 수행하여 지질학적 특성 및 암반의 공학적 특성 등을 파악해야 하며, 이를 바탕으로 표준지보패턴을 선정해야 한다. 표준지보패턴 선정 시 터널주변의 지반거동 특성에 부합되도록 설계하여야 하며, 시공 중이나 완공 후에도 터널의 안정을 유지할 수 있도록 하여야 하기 때문에 지반조건

에 따른 지보재 선정기준을 수립함으로써 굴착 시 해당지반에 적합한 지보재를 선정할 수 있도록 설계하는 것이 바람직하다. 한편, 터널 지보패턴의 설계를 성공적으로 수행하기 위해서는 각 항목에 대한 합리적인 토질정수의 산정이 대단히 중요하나, 국내에서는 수많은 터널공사(도로·철도)를 수행하였음에도 불구하고 국내 건설 환경과 암반특성에 맞는 기준치가 적으며, 연구가 미미하여 제대로 활용되지 못하고 있어 이에 대한 연구가 절실한 실정이다. 국내에서는 지왕률 등(1994)이 지하철 터널의 적정지보패턴 선정에 대한 연구를 진행하였고, 박승호 등(2006)가 암질특성에 따른 지보패턴선정에 관한 연구를 수행하였다. 또한, 천병식 등(2008)이 2-Arch 도로터널에 적용된 표준지보패턴의 적

1) 정회원, 한양대학교 대학원 건설환경공학과 박사과정

2) 정회원, 한국수자원공사 댐유역관리처

3) 정회원, 한양대학교 공과대학 건설환경공학과 교수

† 정회원, 한양대학교 공과대학 건설환경공학과 조교수(E-mail : dpark@hanyang.ac.kr)

정성 검토에 대한 연구를 수행하였다.

이에 본 연구에서는 터널설계의 적정성과 시공의 안전성 판단 및 예상치 못한 지반의 출현 시 적절한 보강기준 설정을 위한 연구로서 국내 최대단면 3련 수로터널(D=15m)의 시공사례를 바탕으로 지표지질조사·시추조사 및 각종 탐사 결과를 바탕으로 한 터널구간의 지반특성 및 암반분류를 경험식에 의한 분석과 수치해석을 통한 수치해석자료와 현장 계측자료와의 비교·분석을 통해 대상 터널에 적용된 지보패턴의 적정성을 검증하였다.

2. 이론적 배경

2.1 NATM의 기본개념

NATM은 1948년에 오스트리아에서 개발된 이래 1962년에 명명된 터널공법으로 기본개념은 적절한 시기에 지보재를 설치하여 지보압으로 인해 새로운 평형상태를 유지시켜 주어 위로 볼록한 아치를 이루도록 유도하는 터널설계와 시공법을 말한다(이인모, 2006). 기본원리는 암반이 스스로 지니고 있는 자체 원지반의 지지력을 이용하여 록볼트로 고정된 후 숏크리트와 강지보재로 보강하여 지반을 안정시킨 뒤 터널을 굴착하는 방식이다. 이 공법은 지보재가 재래식 공법에 비해 현저히 적게 사용되어 경제적이고, 지반과 지보공 사이에 공간이 허용되지 않을 뿐 아니라, 지보공의 강성을 합리적으로 조정하여 굴착에 따른 주변지반의 변형을 억제할 수 있다는 장점을 가지고 있으며, 지속적인 지반거동도 측정하여 안정성을 판단할 수 있다.

2.2 터널의 지보재 및 지보패턴

2.2.1 터널의 지보재

지보재는 터널을 안정화시키는 기능을 수행하기 때문에 터널시공에 있어서 지보재의 선택은 대단히 중요한 사항이다. 또한, 지보재는 터널의 형상·초기응력·지반의 등급·터널의 용도와 규모·시간적 요소 등에 따라 결정된다. 터널 지보재는 강지보재·록볼트·숏크리트 등으로 구성되어 있는 주지보재와 굴착의 용이성 및 안정성 증진을 목적으로 주지보재에 추가하여 시공하는 휘폴링·록볼트 등의 보조 지보재로 구분할 수 있다. 지보재의 역할은 그 종류에 따라 다소 차이가 있지만 주요 기능은 터널의 주요 지보재인 지반으로 하여금 역학적 기능을 발휘할 수 있도록 하는 것이다. 따라서 지보재는 터널주변의 지반거동 특성에 부합되도록 설계하여야 하며, 시공 중이나 완공 후에도 터널의 안정을 유지할 수 있도록 하여야 한다. 특히, 굴착면 주변

지반의 지보능력을 활용하기 위해서는 지반특성에 적합한 지보재를 적절한 시기에 합리적으로 설치하여야 하기 때문에 지반조건에 따른 지보재의 선정기준을 수립해둠으로써 굴착 시 해당지반에 적합한 지보재를 선정할 수 있도록 하는 것이 바람직하다. 이것은 설계 시의 지보재 선정이 최종 지보재가 아닐 수 있음을 의미하고, 실제 굴착 시의 지반조건은 설계당시의 지반조건과 다르게 될 수 있음을 의미하는 것이다.

2.2.2 표준지보패턴

지반조건별로 적합한 지보재의 제원과 시공순서 및 위치 등을 결정한 터널의 표준화된 지보형식을 말한다. 일반적으로 대상지반을 균일한 조건으로 가정하고 있으며 동일한 지반조건에 대해서도 터널의 크기와 형상에 따라 지보패턴은 다르게 된다(한국도로공사, 2004). 표준지보패턴은 축적된 시공실적이나 경험 등을 반영하여 결정되며 특수조건이나 암반등급의 폭을 감안하여 결정하고, 해석적인 기법으로 검증을 거쳐서 최종안으로 확정된다. 표준지보패턴의 적용은 지반조사 결과를 토대로 터널 전구간에 대한 지반조건을 분류하여 각 지반에 적합한 표준지보패턴을 적용하되 필요에 따라 보조공법도 병행하여 적용한다. 표준지보패턴은 천단부 상부 지층의 지층별 두께를 참고하여 적용하여야 한다.

2.3 지보압의 추정방법 및 이론해에 의한 방법

2.3.1 지보압의 추정방법

터널에 작용하는 지보압의 추정방법으로는 표 1에서 보는 바와 같이 매우 다양하며, 정량적으로는 물론 정성적으로도 확립되어 있지 않은 면이 있다. 이는 암석의 절리나 풍화상태, 파쇄정도, 지하수 상태 등이 매우 다양하며, 터널단면의 크기와 토피의 두께, 굴착방법, 굴착방식의 차이, 굴착 후의 시간의 경과, 뒷채움의 상황에 따라 지보압은 다르게 나타나기 때문이다.

표 1. 터널에 작용하는 지보압의 추정방법(박영, 2005)

| 구분 | 지보압의 추정방법 |
|---------------|--|
| 시공시의 붕괴 | • Terzaghi의 하중, 터널 붕괴높이 |
| 터널의 지보하중 | • 지보공에 작용하는 토하중과, 내공단면과 토하중, Q 값과 지보하중의 관계, RMR과 지보하중과의 관계 |
| 이론해에 의한 방법 | • Culmann, Bierbaumer, Terzaghi, Protodyakonov 이론 |
| 계측에 의한 방법 | • 암반 탄성파속도, 이완층두께, 소성범위 등과의 관계 |
| 토피가 작은 터널의 경우 | • 편압, 상재하중 |

2.3.2 이론해에 의한 방법

(1) Culmann의 이론

지보에 작용하는 압력 P의 크기는 그림 1에서 보는 바와 같이 터널 굴착폭 B와 천단으로 부터의 토피 H에 정해지는 토피하중 ABCD의 1차 토압 W로부터 AB, CD면에 작용하는 마찰력 F와의 차로 유도되는데, 이때 마찰력 F는 Coulomb의 토압 E로부터 구해진다. 이것을 식 (1)로 나타낼 수 있다.

$$P = W - 2F = W - 2\mu E \quad (1)$$

여기서, $W = \gamma BH$

$$u = \tan\phi$$

$$E = \frac{K_a \gamma H^2}{2}$$

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

(2) Bierbaumer의 이론

Bierbaumer는 토피가 굴착저면으로부터 경사 $45 + \frac{\phi}{2}$ 의 파괴면을 따라서 발생한다고 가정하고 터널 상부에는 포물선의 범위로 토하중이 작용하는 것이라고 하였다. 그림 2는 Bierbaumer 이론을 모델화한 것으로 터널 상부면에 작용하는 수직압력 P_f 는 터널 측면에 발생하는 마찰력 F의 차로

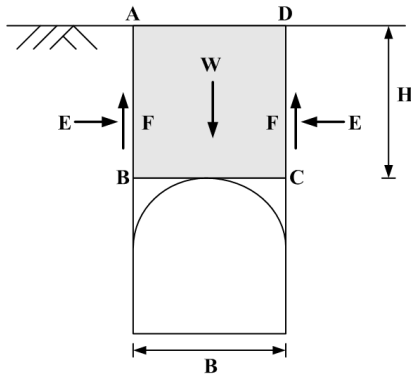


그림 1. Culmann의 이론의 모델화

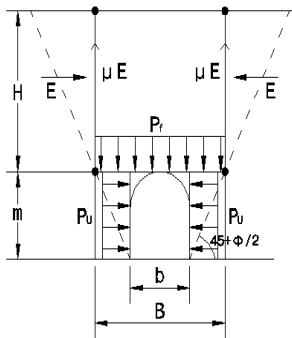


그림 2. Bierbaumer의 이론의 모델화(박영, 2005)

부터 유도된다. 이것은 식 (4)와 같다.

$$P = \gamma HB - F \quad (2)$$

여기서, $B = b + 2m(\tan(45 - \frac{\phi}{2}))$

$$F = 2\mu E = 2\tan^2(45 - \frac{\phi}{2})H^2\frac{\gamma}{2}$$

$$P_u = P_f \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$P = \gamma H[b + 2m \cdot \tan(45 - \frac{\phi}{2})] - \gamma H^2 \tan\phi \cdot \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \quad (3)$$

$$\therefore P_f = \frac{P}{B} = \gamma H \left(1 - \frac{\tan\phi \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})H}{b + 2m \tan(45 - \frac{\phi}{2})}\right) \quad (4)$$

(3) Terzaghi의 이론

Terzaghi는 그림 3에서 보는 바와 같이 경사각 $45 + \frac{\phi}{2}$ 에 활동면이 발생하고 폭 b의 수직단면에 생기는 마찰력을 받는다고 가정하였다. 전단면에서의 전단강도는 식 (5)와 같고, 심도 Z에서의 토피의 힘의 합은 식 (6)과 같다.

$$\tau = c + \sigma_h \tan\phi \quad (5)$$

여기서, c : 점착력

σ_h : 심도 Z에서의 수평응력

$$P = \frac{\gamma B}{2K \tan\phi} (1 - e^{-\tan\phi \frac{2H}{B}}) \quad (6)$$

여기서, K : 토압계수

b : 터널폭

m : 터널 높이

B : 지반이완범위

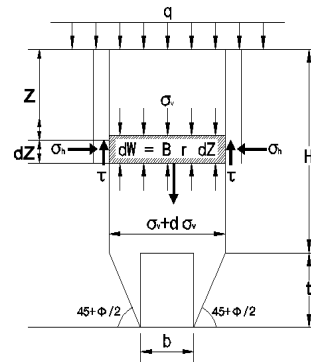


그림 3. Terzaghi의 토압(박영, 2005)

3. 대상터널의 현황 및 지보패턴의 선정

3.1 대상지역의 현황

대상터널은 최대구경 3륜(#1,#2,#3)수로터널로 연장 1.261km 이고 직경은 15m로 천이부(굴착단면이 넓어지는 부분)터널 및 일바나부터널로 계획되었다. 대상터널의 지형 및 지질조

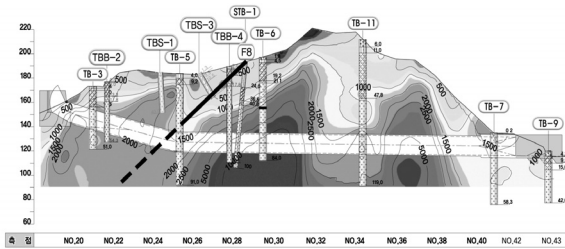


그림 4. 대상터널 전기비저항탐사 결과

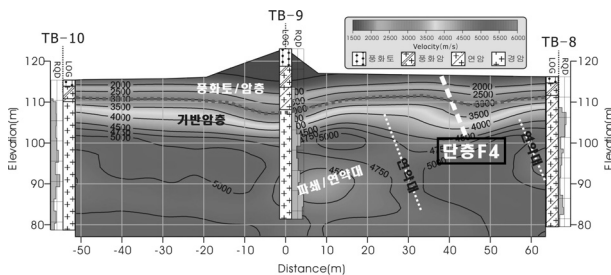


그림 5. 대상터널 탄성파도모그래피 분석 결과

표 2. 표준 지보패턴의 선정(한국수자원공사, 2006)

| 구분 | 일반부 | | | | | | |
|---------|--------|-----------|----------|---------------|---------------|------------------|--------------|
| 지보패턴 | P-1 | P-2 | P-3 | P-4 | P-5 | P-5-1 | |
| 개요도 | | | | | | | |
| 암반등급 | I | II | III | IV | V | 단층대 | |
| RMR | 100~81 | 80~61 | 60~41 | 40~21 | 20이하 | 20이하 | |
| Q-Value | 62.3이상 | 62.3~10.7 | 10.7~1.8 | 1.8~0.3 | 0.3이하 | 0.3이하 | |
| 굴착공법 | 3분할 | 3분할 | 3분할 | 3분할 (가인버트) | 3분할 (가인버트) | 3분할 (가인버트) | |
| 굴진장(m) | 3.0 | 2.5 | 2.0 | 1.5 | 1.2 | 1.0 | |
| 쑏크리트 | 종류 | 일반 | 강섬유 | 강섬유 | 강섬유 | 강섬유 | |
| | 두께(cm) | 5 | 8 | 15 | 20 | 25 | 25 |
| 록볼트(m) | 길이 | 5.0 | 5.0 | 5.0 | 5.0 | 5.0 | 6.0 |
| | 종간격 | 랜덤 | 2.5 | 2.0 | 1.5 | 1.2 | 1.0 |
| | 횡간격 | 랜덤 | 2.5 | 2.0 | 1.5 | 1.2 | 1.0 |
| 강지보재 | 제원 | - | - | - | LG-95×22×32 | LG-115×22×32 | LG-115×22×32 |
| | 간격(m) | - | - | - | 1.5 | 1.2 | 1.0 |
| 보조공법 | - | - | - | - | 포폴링 (필요시) | 포폴링강관다단 (필요시) | |

건은 그림 4와 5에서 보는 바와 같다. 대상터널구간의 지반 토사층은 매립, 붕적, 풍화토로 구성되었으며 주 구성성분은 실트섞인 모래 및 자갈로 구성되었으며, 매립층 및 붕적층은 0.2~4.5m의 두께로 분포하며 느슨 내지 매우 조밀한 상태를 보였다. 또한 기반암은 임하화강암으로 구성되었으며 부분적으로 파쇄가 심하여 연·경암이 변갈아가며 출현하였다.

3.2 지보패턴의 선정

기존문헌, 지반조사결과, RMR 및 Q-System 분류를 비교·분석하여 시공성 및 안정성을 확보할 수 있는 최적의 지보량을 선정하였으며, 표 2의 각 패턴(한국수자원공사, 2006)별로 최적 지보시기 및 안전율을 산정하여 지보패턴의 적정성을 검증하였다.

4. 터널 지보패턴의 적정성 검증

4.1 경험식에 의한 지보 적정성

암반의 이완으로 인한 하중은 터널의 지보재에 압력으로 작용하며 이를 지보압이라 정의하고, 지보재에 작용하는 지보압을 쑏크리트, 록볼트 및 강지보로 구분하여 산정한다. 쑏크리트에 작용하는 지보압은 쑏크리트의 일축압축강

도, 터널의 반경 및 숏크리트의 두께를 변수로 산정되며 일반적으로 숏크리트의 일축압축강도와 비례하는 경향을 나타낸다. 록볼트에 작용하는 지보압은 록볼트 타설에 따른 인발강도, 록볼트의 간격 및 길이를 변수로하며 록볼트의 인발강도에 비례하는 경향을 보인다.

강지보에 작용하는 지보압은 강지보의 휨강도, 단면적 및 간격을 변수로 산정되며 강지보의 휨강도 및 강지보의 단면적과 비례하는 경향을 보이며 이에 합성지보재에 의한 지보압은 숏크리트, 록볼트 및 강지보의 합계에 의하여 결정된다.

경험식에 의한 표준지보패턴의 적정성 검토는 그림 6과 7에서 보는 바와 같이 일반부와 천이부로 구분하여 분석을

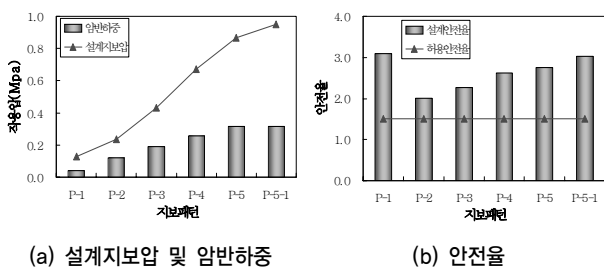


그림 6. 일반부 지보패턴별 설계지보압 및 안전율

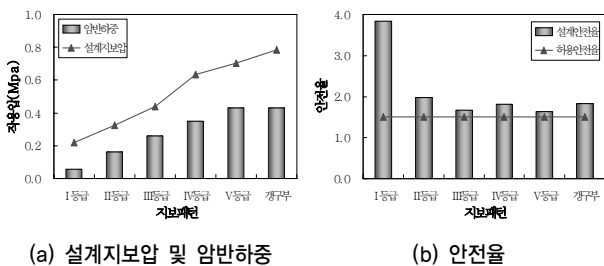


그림 7. 천이부 지보패턴별 설계지보압 및 안전율

수행하였다. 일반부 지보패턴별 안전율 분석 결과 P-2에서 최소 안전율이 발생하고, 안전율(FS)은 2.0으로 기준치 1.5를 상회하는 결과로 나타났다. 또한 천이부는 암반등급에 따른 분석 결과는 암반등급 5등급에서 최소 안전율이 발생하였으며, 안전율(FS)은 1.63으로 일반부 지보패턴 안전율과 같이 기준치를 상회하는 것으로 나타났다. 경험식에 의한 지보패턴의 적정성을 검토한 결과 적용 지보패턴이 적정한 것으로 분석되었다.

4.2 수치해석에 의한 지보 적정성

터널의 대표단면에 대하여 지반조건, 시공순서, 보강조건 등을 고려하여 2차원·3차원 연속체 해석을 수행하였다. 해석 시 사용된 프로그램은 FLAC-2D(Itasca, 1994a), FLAC-3D(Itasca, 1994b)이다. 해석모델은 Mohr-Coulomb 모델을 적용하여 지형적으로 안정성에 대해 취약하다고 판단되는 부분 및 터널구간 중 구조적 안정성이 취약하다고 판단되는 단층대 구간, 만곡부 구간, 편토압 구간 등을 선정하여 안정성 해석을 수행하였다. 그림 8은 안정성 해석을 위한 위치 선정에 대해 보여 주고 있다.

4.2.1 단층대구간 안정성 검토

그림 9에는 안정성검토 해석 단면도를 보여주고 있으며, 표 3은 해석지반 적용물성치를 보여주고 있다. 지반등급은 I~V로 풍화도 등급이며, 해석단면의 범위는 지반 및 터널의 변위를 정확히 파악할 수 있도록 터널의 좌우측 경계는 5.0D, 하부경계는 4.0D로 모델링하여 주요 해석 영역이 경계조건에 의하여 영향을 받는 것을 최소화하였다.

그림 10에서 보는 바와 같이 굴착단계에 따라 변위 및 지

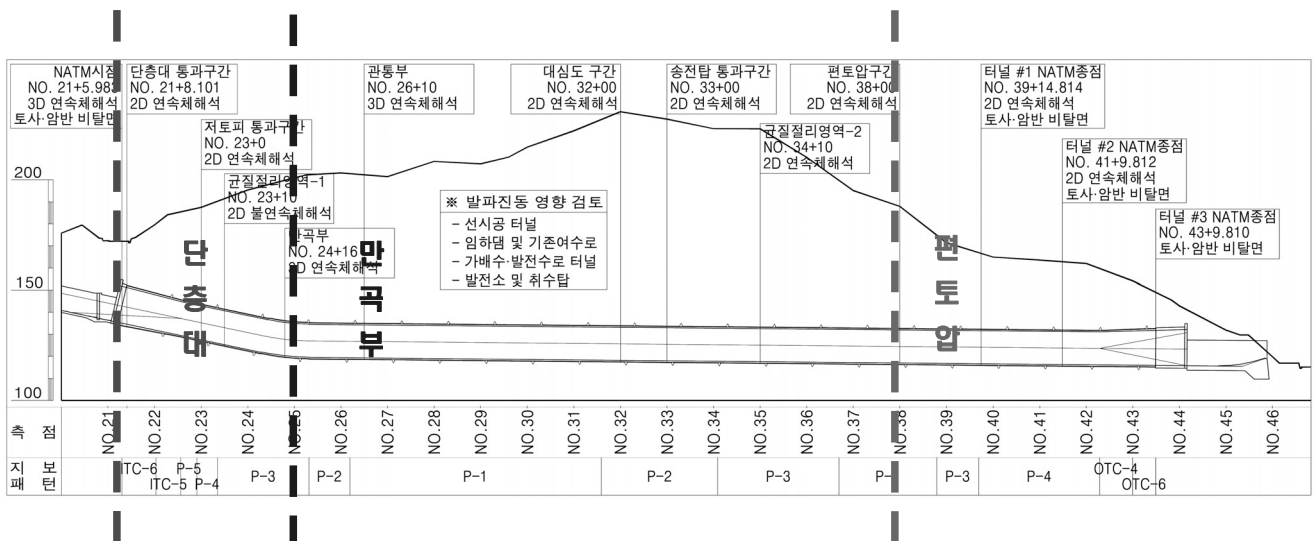


그림 8. 안정성 해석 위치선정 도면

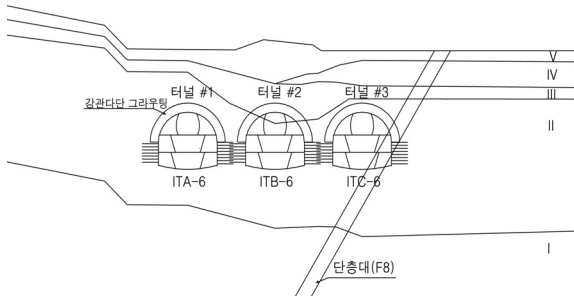


그림 9. 단층대구간 안정성검토 해석 단면도

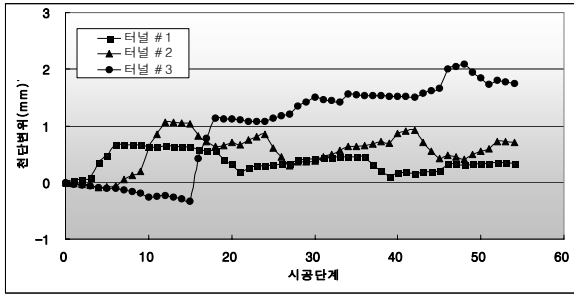


그림 10. 시공단계별 천단변위(단층대구간)

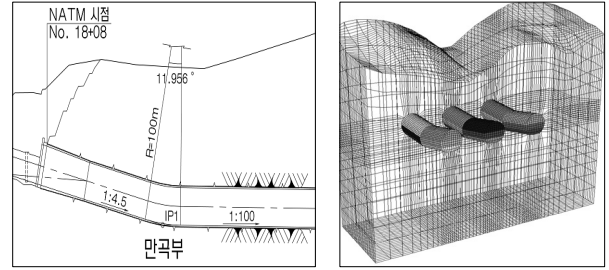
표 3. 해석지반 적용 물성치(단층대구간)

| 구분 | 탄성계수 (MPa) | 포아송비(v) | 단위중량 (kN/m ³) | 내부마찰각(°) | 점착력 (MPa) |
|----------|------------|---------|---------------------------|----------|-----------|
| 지반등급 I | 20,000 | 0.23 | 27 | 46 | 3.5 |
| 지반등급 II | 10,000 | 0.25 | 26 | 43 | 1.5 |
| 지반등급 III | 5,000 | 0.27 | 25 | 40 | 0.9 |
| 지반등급 IV | 1,000 | 0.28 | 24 | 35 | 0.6 |
| 지반등급 V | 300 | 0.30 | 23 | 32 | 0.034 |

보재 응력은 증가하지만 굴착직후 수렴한다. 최대 천단변위는 #3터널 하반 굴착 시 2.125mm가 발생하였으며, 슛크리트 최대 휨압축응력은 단층이 직접적으로 영향을 미치는 #3터널에서 4.396MPa, 록볼트 축력 역시 #3터널 측벽부에서 80.69kN이 발생하였으나 허용치 이내로 발생하여 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다. 본 구간은 단층대가 #3터널에 직접적인 영향을 미쳐 #3터널이 #1,2터널에 비해 응력이 크게 발생하였으나 허용치 이내로, 양질의 지반자체가 지보재 역할을 충분히 수행하는 것으로 판단된다.

4.2.2 만곡부구간 안정성 검토

만곡부는 여수로 터널에 있어 지형적 여건에 의해 발생하는 경사변화 구간으로, 1:4.5 경사구간과 1:100 경사구간이 접속된다. 만곡부는 터널이 약 12°의 각도로 접속되어 응력집중으로 안정성이 취약하다고 판단되어 3차원 해석을 통해 터널 거동 특성을 분석하여 지보패턴의 타당성을 검증하였다. 해석구간은 그림 11에서 보는 바와 같이 접속부를



(a) 종단면도

(b) 해석모델링도

그림 11. 만곡부구간 안정성검토 해석단면도

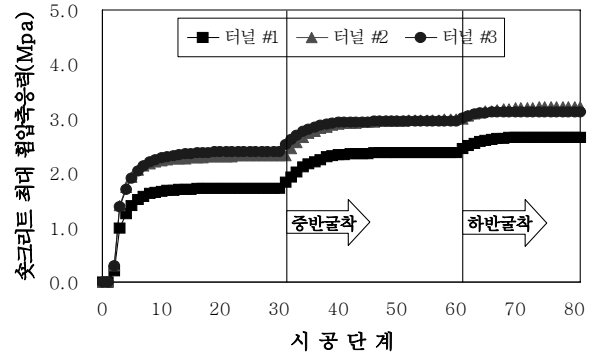


그림 12. 시공단계별 슛크리트 휨압축응력(만곡부구간)

중심으로 전·후 각각 30m 구간의 전체적인 지형과 지층을 실제와 유사하게 모델링 후 해석을 수행하였다.

해석단계별 경사변화 지점에 대한 변위 검토결과 최대 천단변위는 터널 #1에서는 1.938mm, 터널 #2에서는 2.827mm, 터널 #3에서는 1.972mm로 터널 #2에서 가장 크게 발생하였으며, 최대 내공변위는 터널 #1에서는 5.867mm, 터널 #2에서는 4.851mm, 터널 #3에서는 5.635mm로 터널 #1에서 가장 크게 발생하였다. 발생된 변위는 경사변화 지점 굴착시 급격히 증가하나 지보재 설치 후 일정 값으로 수렴하여 최종단계에서는 터널 전 구간에서 천단변위는 3mm 이하, 내공변위는 6mm 이하의 값을 나타내어 안정한 것으로 판단된다.

만곡부의 시공단계에 따른 최대 슛크리트 휨압축응력을 검토한 결과, 그림 12에서 보는 바와 같이 #2터널에서 3.219MPa로 최대 슛크리트 휨압축응력 발생하였으나, 허용치 이내의 값을 나타냈다.

4.2.3 편토압구간 안정성 검토

본선구간 중 편토압이 가장 큰 대표구간을 선정하고 단계별 굴착을 수행하였으며, 해석단면의 범위는 편토압의 영향으로 인한 지반 및 터널의 변위를 정확히 파악할 수 있도록 터널의 좌우측 경계는 5.0D, 하부경계는 4.0D로 설정하여 2차원 연속체 해석을 수행하였다. 해석지반 적용 물성치

표 4. 해석지반 적용 물성치(편토압구간)

| 구분 | 탄성계수 (MPa) | 포아송비 (ν) | 단위중량 (kN/m ³) | 내부 마찰각(°) | 점착력 (MPa) |
|----------|------------|----------|---------------------------|-----------|-----------|
| 지반등급 I | 20,000 | 0.23 | 27.0 | 46 | 3.50 |
| 지반등급 II | 10,000 | 0.25 | 26.0 | 43 | 1.50 |
| 지반등급 III | 5,000 | 0.27 | 25.0 | 40 | 0.90 |
| 풍화토 | 50 | 0.35 | 20.0 | 30 | 0.003 |

는 표 4와 같다.

최대 천단변위는 #1터널 상반 굴착 시 9.4mm가 발생하였으며, 슛크리트 최대 휨압축응력은 #1터널에서 2.390MPa, 록볼트 축력은 #3터널에서 7.712kN이 발생하였으나 허용치 이내로 발생하여 안정성에는 문제가 없을 것으로 판단된다. 본 구간은 #1터널보다 #3터널이 굴착심도가 약 1.7배 크에 따라 편토압 발생으로 각 터널의 좌측부에 더 큰 슛크리트 휨압축응력이 발생하는 경향을 보이거나 허용치 이내로, 양질의 지반자재가 지보재 역할을 충분히 수행하는 것으로 판단된다.

4.3 현장 계측에 의한 지보 적정성

터널 굴착 작업 이후 나타난 막장관찰을 통해 지보패턴을 선정하였으며, 지보설치에 대한 적정성을 현장 계측값을 통해 검증하였다. 지보설치는 터널표준시방서(한국터널공학회, 2009)의 지침을 최대한 준용하였으며, 내공변위 및 천단침하 측점은 실링스�크리트가 타설된 직후 설치하고 다음 막장의 굴진이 진행되기 전에 초기치를 측정하여, 터널의 거동특성상 막장에 근접하기 이전에 발생하는 선행변위를 최대한 고려하였다. 또한, 계측기 설치 지연 등의 현장 사유로 선행변위를 고려하지 못하는 경우를 고려하여, 일반적으로 알려진 선행변위 값인 25~50%(우종태, 2006)를 계측값에 추가로 고려하여 안정성을 분석하였다.

천단침하 계측결과 표 5에서 보는 바와 같이 최대 천단침하는 #2,3터널 편토압 구간에서 -15.4mm로 계측되었으며,

표 5. 천단침하 계측결과

| 구분 | 설치위치 | 측정치(mm) | 적용패턴 | 비고 |
|----|------|---------|-------|-----|
| #1 | A | -9.8 | ITA-6 | 단층대 |
| | B | -4.2 | P-4 | 만곡부 |
| | C | -14 | OTA-1 | 편토압 |
| #2 | A | -9.8 | ITB-6 | 단층대 |
| | B | -11.2 | P-2 | 만곡부 |
| | C | -15.4 | P-3 | 편토압 |
| #3 | A | -8.4 | ITC-6 | 단층대 |
| | B | -14 | P-4 | 만곡부 |
| | C | -15.4 | P-3 | 편토압 |

표 6. 슛크리트 휨압축응력 계측결과

| 구분 | 설치위치 | 측정치(mm) | 적용패턴 | 비고 |
|----|------|---------|-------|-----|
| #1 | A | -1.093 | ITA-6 | 단층대 |
| | B | 1.276 | P-4 | 만곡부 |
| | C | -0.813 | OTA-1 | 편토압 |
| #2 | A | -1.162 | ITB-6 | 단층대 |
| | B | -1.05 | P-2 | 만곡부 |
| | C | -1.038 | P-3 | 편토압 |
| #3 | A | 1.330 | ITC-6 | 단층대 |
| | B | 1.184 | P-4 | 만곡부 |
| | C | 1.614 | P-3 | 편토압 |

표 7. 록볼트 축력 계측결과

| 구분 | 설치위치 | 측정치(mm) | 적용패턴 | 비고 |
|----|------|---------|-------|-----|
| #1 | A | -5.2 | ITA-6 | 단층대 |
| | B | -8.2 | P-4 | 만곡부 |
| | C | -15.4 | OTA-1 | 편토압 |
| #2 | A | -5.0 | ITB-6 | 단층대 |
| | B | 4.2 | P-2 | 만곡부 |
| | C | -18.3 | P-3 | 편토압 |
| #3 | A | -6.3 | ITC-6 | 단층대 |
| | B | -6.7 | P-4 | 만곡부 |
| | C | -18.9 | P-3 | 편토압 |

이는 수치해석 결과(#2터널 만곡부구간 5.867mm)보다 다소 큰값으로 나타났으나, 이는 선행변위 추정치를 추가 고려 등에 인한 것으로 판단되며, 현장 관리기준치인 20~30mm에는 못미치는 양호한 결과로 확인되었다.

스�크리트 휨압축응력은 표 6에서 보는 바와 같이 #3터널 편토압 구간에서 1.614으로 계측되었으며, 이는 수치해석 결과(#3터널 단층대 구간 4.396MPa)의 36.7% 정도의 계측값을 보였다.

록볼트 축력은 표 7에서 보는 바와 같이 #3터널 편토압 구간에서 18.9으로 계측되었으며, 이는 수치해석 결과(#1터널 단층대 구간 80.69MPa)보다 22.7% 정도의 계측값을 보였다.

4.4 수치해석 및 현장계측값 비교·검토

단층대 구간의 해석결과 수치해석 프로그램상의 검토결과 표 8에서 보는 바와 같이 단층대가 직접 조우하는 #3터널이 모든 결과 값이 최대로 검토되었으나, 실제 굴착결과 단층대는 설계대비 상당히 작은 규모로 확인되었으며, 포폴링등의 추가 보강으로 실제 미치는 영향은 미미한 것으로 분석되었다.

만곡부 구간 안정성 해석결과 표 9에서 보는 바와 같이 지반변위 및 응력모두 굴착초기에 증가하는 값을 보이거나,

표 8. 단층대구간 안정성 해석 결과

| 구 분 | 천단변위 (mm) | | 숫크리트 휨압축응력 (MPa) | | 록볼트 축력 (kN) | |
|-------|-----------|-----|------------------|-------|-------------|-----|
| | 해석 | 계측 | 해석 | 계측 | 해석 | 계7측 |
| 터널 #1 | 0.545 | 9.8 | 2.612 | 1.093 | - | 5.2 |
| 터널 #2 | 1.105 | 9.8 | 3.516 | 1.162 | 73.9 | 5.0 |
| 터널 #3 | 2.125 | 8.4 | 4.396 | 1.330 | 80.69 | 6.3 |
| 허용기준 | 20~30 | | 8.4 | | 88.67 | |
| 비고 | 안정 | | 안정 | | 안정 | |

표 9. 만곡부구간 안정성 해석 결과

| 구 분 | 천단변위 (mm) | | 숫크리트 휨압축응력 (MPa) | | 록볼트 축력 (kN) | |
|-------|-----------|------|------------------|-------|-------------|-----|
| | 해석 | 계측 | 해석 | 계측 | 해석 | 계7측 |
| 터널 #1 | 1.939 | 4.2 | 2.655 | 1.276 | 16.80 | 8.2 |
| 터널 #2 | 2.827 | 11.2 | 3.219 | 1.05 | 16.65 | 4.2 |
| 터널 #3 | 1.972 | 14 | 3.130 | 1.184 | 16.31 | 6.7 |
| 허용기준 | 20~30 | | 8.4 | | 88.67 | |
| 비고 | 안정 | | 안정 | | 안정 | |

표 10. 편토압구간 안정성 해석 결과

| 구 분 | 천단변위 (mm) | | 숫크리트 휨압축응력 (MPa) | | 록볼트 축력 (kN) | |
|-------|-----------|------|------------------|-------|-------------|------|
| | 해석 | 계측 | 해석 | 계측 | 해석 | 계측 |
| 터널 #1 | 1.063 | 14 | 1.586 | 0.813 | 4.821 | 15.4 |
| 터널 #2 | 1.435 | 15.4 | 1.116 | 1.038 | 7.523 | 18.3 |
| 터널 #3 | 1.235 | 15.4 | 2.164 | 1.614 | 7.712 | 18.9 |
| 허용기준 | 20~30 | | 8.4 | | 88.67 | |
| 비고 | 안정 | | 안정 | | 안정 | |

굴착이 진행됨에 따라 일정한 값으로 수렴하였으며, 지반패턴이 양호한 #2터널(P-2)이 #1,3터널(P-4)보다 응력값이 작게 계측되었다. 또한, 천단침하는 현장계측치가 수치해석치보다 상당히 큰 값을 나타내고 있는데, 이는 선행변위 추정치를 추가로 고려하였고 경사가 1:4.5에서 1:100으로 변화하는 현장 특성상 계측오차의 값이 상당히 작음하였을 것으로 추정되며, 허용 변위값에 미치지 못하는 양호한 값으로 나타났다.

편토압 구간 안정성 해석결과 표 10에서 보는 바와 같이 천단침하는 현장계측치가 수치해석치보다 상당히 큰 값을 나타내고 있는데, 이는 선행변위 추정치를 추가로 고려하여 차이가 나는 것으로 판단되며, 허용 변위값에 미치지 못하는 양호한 값으로 나타났다.

5. 결 론

본 연구에서는 국내 최대단면 3련 수로터널(D=15m)의 시공사례를 바탕으로 하여 터널구간의 지반특성 및 암반분류를 경험식에 의한 분석과 수치해석을 통한 수치해석자료와 현장 계측자료와의 비교·분석을 통해 대상 터널에 적용된 지보패턴의 적정성을 검증하였다.

이상의 연구결과를 요약하여 정리하면 다음과 같다.

- (1) 대상지역의 지표지질조사 등을 바탕으로 터널구간의 RMR-Q, RMR-전기비저항 및 RMR-탄성파속도의 상관관계를 분석한 결과 전체 터널구간 대부분이 1~3등급의 양호한 암반으로 분류되었다.
- (2) 암반의 이완하중과 터널의 지보압의 비를 통하여 경험적으로 표준지보패턴의 적정성을 검토한 결과, 안전율은 모든 지보패턴에서 1.5 이상으로 기준치를 상회하는 양호한 것으로 나타났다.
- (3) 또한, 현장 계측치를 바탕으로 수치해석 자료와의 비교를 수행한 결과, 수치해석에 의한 분석보다도 더 높은 안전율을 나타냈다. 이는 표준지보패턴이 안전성을 강조한 매우 보수적인 설계(허용 기준치의 30~40%)를 수행하였음을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 박승호, 정진호(2006), 암질특성에 따른 TBM터널의 지보패턴 선정에 관한 연구, 2006년도 대한토목학회 정기 학술대회논문집, 대한토목학회, pp. 3537~3540.
2. 박영(2005), 가배수로터널 지보패턴의 적정성, 석사학위논문, 충남대학교, pp. 6~18.
3. 우중태(2006), 터널계측의 이론과 실무, 구미서관, pp. 123~136.
4. 이인모(2006), 터널기술 원리의 허와실 아칭현상 중심으로, 터널시공기술 대토론회, 대한토목학회, pp. 3~13.
5. 지왕률, 최재진(1994), 대구 지하철 터널의 적정지보패턴 선정에 관한 연구, 터널과 지하공간, 한국암반공학회, Vol. 4, No. 2, pp. 119~131.
6. 천병식, 최광보, 김혜양, 유준희(2008), 2-Arch 도로터널에 적용된 표준지보패턴의 적정성 검토, 한국지반환경공학회 논문집, Vol. 9, No. 7, pp. 25~35.
7. 한국도로공사(2004), 고속도로 터널설계실무 자료집, 한국도로공사, pp. 113~116.
8. 한국수자원공사(2006), 임하댐 비상여수로 건설공사 실시설계 보고서, 한국수자원공사, pp. 8~96.
9. 한국터널공학회(2009), 터널표준시방서-국토해양부 제정-, 씨아이알, pp. 43~58.
10. Itasca(1994a), FLAC-2D Ver4.0 Manual, pp. 532~687.
11. Itasca(1994b), FLAC-3D Ver4.0 Manual, pp. 786~829.

(접수일: 2010. 7. 6 심사일: 2010. 7. 19 심사완료일: 2011. 6. 15)