

굴착으로 인한 응력전이효과를 고려한 터널의 지반이완하중 평가

이재국¹ · 김정주² · Hafeezur Rehman³ · 유한규^{4*}

¹정회원, 한양대학교 건설환경공학과 박사과정

²정회원, 한양대학교 건설환경공학과 박사후연구원

³비회원, 한양대학교 건설환경공학과 박사과정

⁴정회원, 한양대학교 건설환경공학과 교수

Evaluation of rock load based on stress transfer effect due to tunnel excavation

Jae-Kook Lee¹ · Jung-Joo Kim² · Hafeezur Rehman³ · Han-Kyu Yoo^{4*}

¹Ph.D. Student, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University

²Post Doctor, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University

³Ph.D. Student, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University

⁴Professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University

*Corresponding Author : Han-Kyu Yoo, hankyu@hanyang.ac.kr

Abstract

Theoretical, empirical and numerical methods are used to evaluate the rock load due to tunnelling. Theoretical and empirical methods do not consider ground conditions, tunnel shape, and construction conditions. However, through numerical analysis, it is possible to analyze the displacement and stresses around tunnel due to its excavation, and evaluate the rock load considering ground and construction conditions. The stress transfer ratio(e) which is defined as a ratio of the difference between the major and minor principal stresses to major principal stress is used in order to understand the stress transfer effect around the tunnel excavation using numerical analysis results. The loosened area around tunnel periphery was found based on this approach. The difference of rock load from stress transfer effect were found according to the ground grade. From comparison, rock load obtained from stress transfer effect ($e = 10\%$) were somewhat larger than the results obtained from the critical strain method, but smaller than those obtained from theoretical and empirical methods. The stress transfer effect approach considers the ground condition, tunnel shape; therefore, it can be applied to evaluate the rock load in concrete lining design.

Keywords: Stress transfer ratio(e), Stress transfer effect, Rock load, Principal stresses, Concrete lining

OPEN ACCESS

Journal of Korean Tunnelling and
Underground Space Association
19(6)999-1012(2017)
<https://doi.org/10.9711/KTAJ.2017.19.6.999>

eISSN: 2287-4747

pISSN: 2233-8292

Received October 19, 2017

Revised November 10, 2017

Accepted November 15, 2017



This is an Open Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution

Non-Commercial License (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

Copyright © 2017, Korean Tunnelling and Underground Space Association

www.kci.go.kr

초 록

터널 굴착에 따라 발생하는 지반이완하중은 이론식, 경험식 및 수치해석적 방법에 의해 산정할 수 있다. 이론식 및 경험식에 의한 방법은 지반조건, 터널형상, 그리고 시공조건을 고려할 수 없다. 그러나 수치해석적인 방법은 터널 굴착으로 인해 발생하는 굴착면 주변의 변위와 응력 분석이 가능하며, 지반조건 및 시공조건을 고려한 지반이완하중 산정이 가능하다. 터널 굴착면 주변에 발생하는 응력전이효과를 파악할 수 있는 최대주응력과 최소주응력과의 차이와 최대주응력에 대한 비로서 응력전이비(e)를 제시하였다. 이 결과를 이용하여 터널 굴착에 따른 굴착면 주변에서의 이격된 거리에 따라 발생하는 주응력 차이에 의한 지반이완 영역을 확인할 수 있었다. 또한, 지반등급별 변화와 응력전이비(e) 변화에 따른 수치해석을 실시하여 지반이완하중 값의 차이를 확인할 수 있었다. 본 연구의 방법과 기존의 지반이완하중 산정 결과와 비교한 결과, 응력전이효과($e = 10\%$)를 고려한 결과값이 한계변형률을 이용한 방법보다는 지반이완하중이 다소 크게 나타났으나 대체로 이론식 및 경험식 보다는 작게 나타났다. 따라서 응력전이효과를 고려한 지반이완하중 산정은 실제 지반조건과 터널 시공조건을 고려한 것으로 콘크리트라이닝 설계에 적용 가능한 방법이 될 것으로 판단된다.

주요어: 응력전이비(e), 응력전이효과, 지반이완하중, 주응력, 콘크리트라이닝

1. 서론

Conventional tunnelling에서는 터널굴착에 따라 발생한 지반이완에 대해 숏크리트 및 록볼트, 그리고 보조공법 등을 적용하여 터널의 안정성을 확보하게 되며 계측을 통하여 터널 굴착 주변의 변위가 수렴된 것을 확인한 이후에 콘크리트라이닝을 시공한다. 국내 터널설계 개념은 변위가 수렴된 이후에는 콘크리트라이닝에 하중이 작용하지 않지만 공용중에 예상되는 외력에 대비하는 구조체로서의 기능을 발휘하도록 하고 있다. 예를들어, 숏크리트가 영구 구조물로서 지보기능이 저하되거나, 충분한 안전율을 확보하지 못한 경우와 콘크리트라이닝에 지반하중, 수압, 상재하중 등의 외력이 작용할 것으로 예상되는 경우에는 콘크리트라이닝의 사용년한 동안 역학적 기능을 충분히 수행할 수 있도록 지반이완하중을 고려하고 있다(Korean Tunnelling Association, 2009). 그러나 설계 기준에는 터널 굴착에 따른 지반이완하중 산정에 대한 구체적인 방법이 제시되어 있지 않다. 해외의 경우에도 콘크리트라이닝 설계 시 이러한 지반이완하중의 개념이 명확하지 않고, 상부 지반의 자중만을 고려한 사례가 많기 때문에 국내에서는 이론식과 경험식(Terzaghi, 1946; Unal, 1983; Reza and Erdal, 2009; Grimstad and Barton, 1993) 위주로 콘크리트라이닝 설계에 적용하고 있다. 그러나 기존의 방법은 지반이완하중을 과다하게 산정하는 것으로 알려져 있으며(Kim et al., 2013), 다양한 지반조건, 터널형상 및 시공과정을 고려할 수 없기 때문에 실제 지반조건을 고려한 지반이완하중 적용이 어렵다. 전산해석의 발달로 인해 터널 수치해석을 통하여 터널 굴착면 주변의 변위와 응력에 대해 상세한 분석이 가능하게 되었다. 이에 따라 콘크리트라이닝에 작용되는 지반이완하중을 수치해석을 통해 합리적으로 산정하고자 하는 연구들이 있었다. You and Lee (2007, 2008)는 수치해석을 통해 터널 주변의 국부안전율을 결정하고, 국부안전율이 2~3에 존재하는 영역을 경계로 지반이완하중을 산정하였다. Yu and Wang (2008)은 터널을 유한요소법으로 해석하여 터널 굴착주변 임반에서의 응력상태를 분석하였다.

Zhu et al. (2008)은 3차원 모델을 통한 천층터널에서 시공순서와 지보재 특성을 고려한 해석을 수행하여 분석하였다. Kim et al. (2013)은 Sakurai (1981, 1982, 1995, 1997)의 한계전단변형률 개념을 이용하여 지반등급별 경제적인 지반이완하중을 산정하였다. Park et al. (2013)과 Kim et al. (2015)은 빔-스프링 모델을 이용하여 현장 계측자료를 역해석 후 1차 지보재에 작용하는 하중을 산정하였다. Yang et al. (2015)은 터널 수치해석을 수행하여 응력전이비(e)를 제시하고 터널 굴착면 주변에서의 응력아치에 대해 지반조건, 터널형상 비 조건에 대한 응력상태를 분석하였다.

본 연구에서는 터널 굴착면 주변에 발생하는 응력의 전이효과를 고려하여 터널에 작용하는 지반이완하중을 산정하는 방법을 제시하였다. 지반등급별 대표단면을 선정하여 이론식, 경험식, 한계전단변형률 등의 방법과 함께 응력전이효과를 고려한 방법도 아울러 수행하여 그 결과를 비교하고 분석하였다.

2. 지반이완하중 산정방법에 대한 고찰

2.1 이론식에 의한 지반이완하중 산정방법

Terzaghi (1946)는 비점착성의 건조한 사질토에 대해서 Fig. 1의 전단 파괴면을 가정하여 식 (1)을 제안하였고, 점착력을 고려한 경우에는 식 (2)로 나타내었다. 그러나 이러한 방법은 점착력이 큰 지반이완하중의 경우에는 적용하기 어렵고, 토피고도가 증가함에 따라 지반이완하중도 크게 증가하게 되며 토피고 100 m에서 수렴하는 경향을 보이는 것으로 나타났다(Kim et al., 2015).

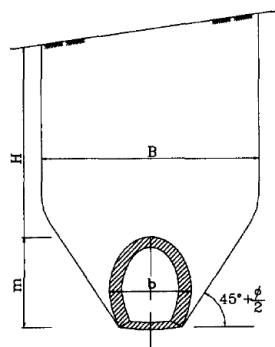


Fig. 1. Assumption of the rock load theory (Terzaghi, 1946)

$$\text{점착력 미고려시: } P_{roof} = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}}) \quad (1)$$

$$\text{점착력 고려시: } P_{roof} = \frac{\gamma B - 2c}{2K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}}) \quad (2)$$

where, $B = 2[\frac{b}{2} + m \cdot \tan(45 - \frac{\phi}{2})]$,

P_{roof} : 지반이완하중, B : 이완영역 폭, H : 토피고, γ : 지반단위중량, ϕ : 내부마찰각, K : 측압계수, m : 터널의 높이, b : 터널의 폭, c : 점착력

2.2 암반분류법에 의한 지반이완하중 산정방법

암반분류법에 의한 지반이완하중 산정방법은 굴착면의 암반상태에 따라 터널에 작용하는 지반이완하중을 산정하는 방법이다. 이 방법은 터널 설계자의 경험과 판단에 의해 결과가 다소 차이날 수 있다. 그리고 지반이완하중에 영향을 미치는 초기응력의 크기 및 방향, 지반과 지보재의 상호작용, 터널형상, 시공조건 등을 고려할 수 없다는 한계가 있다. Terzaghi는 1946년에 동유럽의 알프스에서 강지보재에 대한 암반하중 산정방법을 제시하였고, Rose에 의해 1982년에 수정되었다. Table 1의 Terzaghi 암반하중 분류표는 현재 국내 콘크리트라이닝 설계에 많이 사용되고 있다.

Table 1. Modified rock load classification of Terzaghi (Rose, 1982)

Rock condition	RQD	Rock load height $H_p(m)$	Remarks
1. Hard and intact	95~100	0	Light lining required only if spalling or popping occurs
2. Hard stratified or schistose	90~99	0~0.5b	Light support, mainly for protection against spalls. Load may change erratically from point to point
3. Massive, moderately jointed	85~95	0~0.25b	-
4. Moderately blocky and seamy	75~85	0.25B~0.20 (b + m)	Types 4, 5, and 6 reduced by about 50% from Terzaghi value because water table has little effect on rock load (Terzaghi, 1946; Brekke 1968)
5. Very blocky and seamy	30~75	(0.20~0.60) (b + m)	
6. Completely crushed but chemically intact	3~30	(0.60~1.10) (b + m)	
6a. Sand and gravel	0~3	(1.10~1.40) (b + m)	
7. Squeezing rock, moderate depth	NA	(1.10~2.10) (b + m)	Heavy side pressure invert struts required Circular ribs are recommended
8. Squeezing rock, great depth	NA	(2.10~4.50) (b + m)	-
9. Swelling rock	NA	Up to 76.2 irrespective of value of (b + m)	Circular ribs required In extreme cases, use yielding support

Unal (1983)과 Venkateswarlu (1986)는 Bieniawski (1989)에 의해 제안된 RMR (Rock Mass Rating)값을 이용하여 지반이완하중을 산정하는 경험식을 식 (3)과 (4)와 같이 제안하였다. Unal (1983)은 천장부에서 잠재적인 불안정 영역의 높이를 지반이완하중으로 정의하였다.

$$\text{Unal의 방법: } P_{roof} = \frac{100 - RMR}{100} \gamma b \quad (3)$$

$$\text{Venkateswarlu의 방법: } P_{roof} = b \times \gamma \times (1.7 - 0.037RMR + 0.0002RMR^2) (\times 10^2 MPa) \quad (4)$$

Reza and Erdal (2009)는 식 (3)을 바탕으로 지질강도지수(Geological Strength Index, GSI)와 식 (5)와 같은 다양한 변수들을 반영하여 지보재에 작용하는 지반이완하중을 정의하였다.

$$P_{roof} = \frac{100 - \left[\left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{100} GSI} \right]}{100} C_s S_q \gamma D \quad (5)$$

where, GSI: 지질강도지수, D: 굴착에 따른 교란요소, σ_{cr} : 터널주위 이완영역의 잔류압축강도, D_e : 등가 터널직경, C_s : 측압계수의 보정계수, S_q : 압착성 지반상태에 대한 보정계수

그리고, Grimstad and Barton (1993)은 절리군수 3을 경계로 Q값에 의한 지반이완하중을 산정하는 경험식을 식 (6)과 (7)과 같이 제안하였다. 이 방법은 절리군수가 3보다 작으면 암반의 움직임이 상대적으로 급격하게 감소한다는 개념으로 제안하였다.

$$\text{절리군수} \geq 3: P_{roof} = \left[\frac{2.0}{J_r} \right] Q^{-\frac{1}{3}} (\times 10^2 kN/m^2) \quad (6)$$

$$\text{절리군수} < 3: P_{roof} = \frac{2.0 J_n^{\frac{1}{2}} Q^{-\frac{1}{3}}}{3.0 J_r} (\times 10^2 kN/m^2) \quad (7)$$

where, Q : Q값, J_n : 절리군수, J_r : 절리면의 거칠기 수

2.3 수치해석을 이용한 지반이완하중 산정방법

터널 수치해석을 수행하면 터널 굴착면 주변의 변위, 지반응력, 부재력, 그리고 변형률 등 다양한 해석결과를 분석할 수 있다. 터널 굴착에 따른 지반이완영역을 산정하기 위해서는 해석결과와 비교하여 이완영역을 판단할 수 있는 기준이 필요하다. You and Lee (2007, 2008)는 지반강도와 실제 발생하는 지반응력 간의 비율인 국부안

전율(strength-stress ratio)을 정의하고, 국부안전율이 2~3에 존재하는 영역을 경계로 지반이완하중을 결정하였다. Kim et al. (2013)은 Sakurai (1981, 1982)가 제안한 한계변형률(한계전단변형률)을 이용하여 수치해석 결과인 전단변형률과 비교 후 콘크리트라이닝에 하중으로 고려할 수 있는 지반이완하중을 산정하였다. 국내의 경우 한계변형률은 터널 시공 시 계측자료를 활용하여 터널의 안정성을 판단할 수 있는 근거로 활용하고 있다. Fig. 2와 같이 한계변형률은 토질과 암석시료의 초기 탄성영역과 파괴 시의 일축압축강도를 이용하여 정의할 수 있으며, 식 (8)과 (9)를 이용하여 한계전단변형률을 구할 수 있다. Fig. 3과 같이 암반의 RMR값과 한계전단변형률과의 상관관계를 이용하여 지반이완하중을 산정한 사례가 있다.

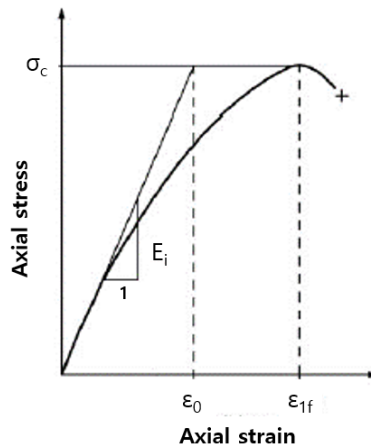


Fig. 2. Definition of critical strain (Sakurai, 1981)

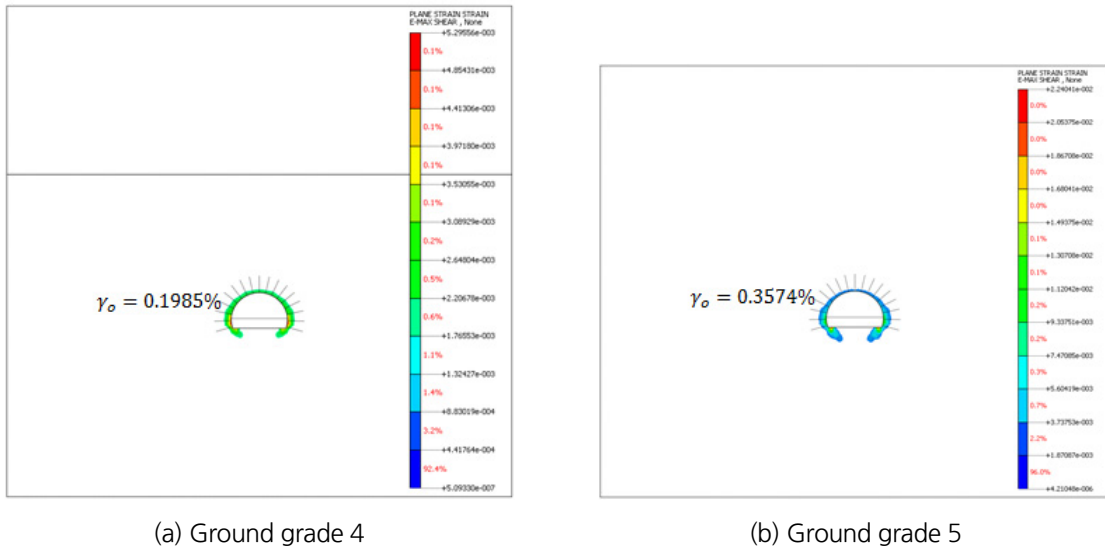


Fig. 3. Evaluation of rock load based on critical shear strain according to ground grade (Kim et al., 2013)

$$\epsilon_0 = \sigma_c / E_i \tag{8}$$

$$\gamma_0 = \epsilon_0 (1 + \nu) \tag{9}$$

where, ϵ_0 : 한계변형률, σ_c : 지반의 일축압축강도, E_i : 탄성계수, γ_0 : 한계전단변형률, ν : 포아송비

그러나 수치해석적 방법은 지반이완하중의 영역을 선정하기 위한 명확한 기준이 없다. 다만, 국부 안전율, 한계변형률 등의 개념을 이용하여 산정하고 있으나 터널 굴착면 주변의 전단변형률이 복잡한 형태로 나타나고 있어 콘크리트라이닝 설계를 위한 지반이완하중 산정에 어려움이 있다.

3. 굴착에 따른 응력전이효과 및 이를 이용한 지반이완하중 산정방법 제안

등방조건을 가정하고 탄성 지반 내에 터널을 굴착하면 굴착면 주변의 지반은 원래의 3축응력 상태에서 2축응력 상태가 된다. 이때 Fig. 4와 같이 소멸되는 터널 반경방향의 지중응력 때문에 굴착면의 접선응력은 크게 증가하고, 굴착면의 변위가 굴착공동 내측으로 발생한다. 탄성 평형상태를 초과하게 되면 굴착면 주변에 소성영역이 형성된다.

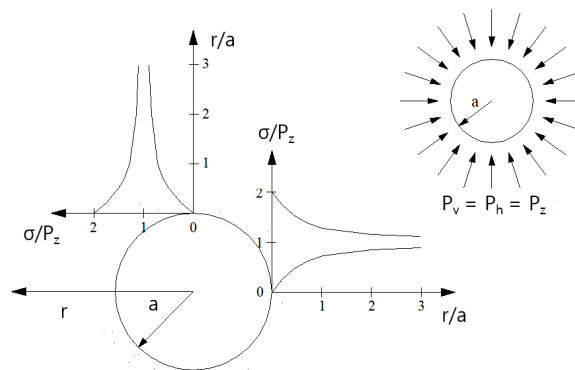


Fig. 4. Stress condition around tunnel

Yang et al. (2015)은 터널 수치해석을 수행하여 터널 굴착면 주변의 최대주응력 차이에 대한 응력전이를 제시하고, 터널 굴착면 주변에서의 응력아치에 대해 지반조건, 터널형상의 비에 대한 응력상태를 분석하였다. Fig. 5와 같이 터널 주변에서의 응력전이효과로 인해 최소주응력은 굴착면에서 0이 되나 굴착면에서 멀어질수록 응력 값은 점차 증가하게 된다. 반면, 최대주응력은 굴착면에서 원지반으로 이동될수록 최대값까지 증가하다가 다시 감소하게 된다. 이러한 지반아치현상은 터널 굴착면 주변에서 발생하게 되며 천장부와 측벽부에서도 나타난다.

굴착된 터널 굴착면 주변 아치의 모양은 다양하며, Fig. 5와 같이 터널 굴착면 주변의 최대주응력의 최대점 A와 그 밖의 응력은 점차 수렴하게 된다. A 영역까지를 굴착에 의해 발생한 소성영역으로 보고 있다. A 영역을 벗어나게 되면 반경방향과 접선방향의 응력이 유사하게 수렴되는데 소성영역을 벗어난 탄성영역내의 범위 B까지의 영역을 지반아치가 작용하는 것으로 보았다. 이때 최대주응력과 최소주응력의 차이에 대한 최대 주응력과의 비를 식 (10)과 같이 응력전이비(e)로 정의하였다. 응력전이비(e)가 10% 일 때 점 B에 해당하는 경계를 지반아치가 작용하는 것으로 보았다. Rankine 이론과 같이 전단파괴 영역범위인 β 는 $45 + \phi/2$ 와 같이 정의되며(여기서, ϕ 는 지반의 내부 마찰각), 주변 지반의 내부 마찰각과의 관계로 콘크리트라이닝에 작용하는 하중의 영역으로 보았다.

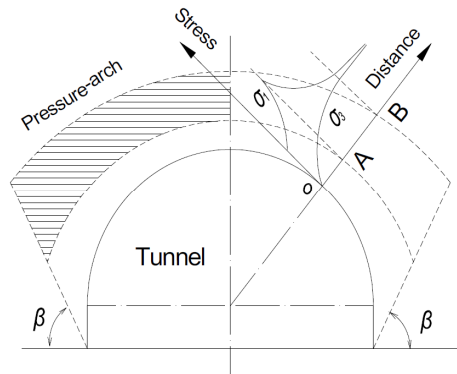


Fig. 5. Boundaries of the pressure arch (Yang et al., 2015)

$$e(\%) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1} \times 100 \quad (10)$$

where, σ_1 : 터널 굴착면과 주변 지반에서 최대주응력, σ_3 : 터널 굴착면과 주변 지반에서 최소주응력

본 논문에서는 지반이완하중이 작용하는 범위를 소성영역이 아닌 소성영역을 벗어난 일정한 탄성영역 범위까지로 보았다. 터널 굴착시 주변 지반 응력의 전이 정도를 파악하여 이완영역 범위를 산정하였다. 즉 터널굴착면에서는 반경방향의 응력이 0이 되고 점차 원지반쪽으로 갈수록 반경방향과 접선방향의 응력이 동일하게 된다. 이를 착안하여 등방조건에 대해 반경방향과 접선방향의 응력이 같게 된다면 굴착이 이루어지지 않은 초기상태의 조건과 같이 최대주응력과 최소주응력의 차이는 0이 된다. 비등방 조건의 경우에도 최소주응력에 측압계수를 적용하면 가능할 것으로 본다.

지반이완하중 산정을 위해 굴착의 영향을 받지 않는 범위에서 출발하여 지반응력비(e)가 5%, 10%, 15%로 설정되는 굴착영향범위를 파악하고자 하였다. 또한 이론식, 경험식 및 기타 수치해석적인 방법에 의해 산정된 결과와 응력전이효과를 고려한 결과와 지반이완하중고를 비교하였다.

4. 응력전이효과를 고려한 지반이완하중 산정

지형조건, 터널형상, 지중응력 상태, 그리고 지보재의 시공조건 등을 고려할 수 있는 유한차분 프로그램인 FLAC 7.0을 이용하여 ○○터널의 지반이완영역을 검토하고, 지반이완하중을 산정하였다.

4.1 ○○터널의 표준 지보패턴 및 설계정수

본 연구는 응력전이효과를 고려하여 산정한 지반이완하중고와 한계변형률 개념에 의해 산정된 지반이완하중고와 직접적인 비교를 위해 Kim et al. (2013)에서 수행한 조건과 동일하게 수치해석을 수행하였다. 수치해석에 적용된 지반특성값은 ○○터널의 설계자료(Kim et al., 2013)를 사용하였다. 지반등급별 지반이완하중을 산정하기 위하여 Fig. 6과 같이 ○○터널의 대표단면을 선정하였으며, Table 2와 같이 지반등급별 지반특성치를 수치해석에 반영하였다. 지반의 구성방정식은 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다. ○○터널 폭은 13.3 m, 터널 높이는 8.5 m이며 경계조건에 영향을 미치지 않도록 터널 측방으로 3.5D (여기서, D는 터널 직경) 이상으로 확대하여 모델링하였다. 지반등급 4의 토피고는 68 m이고, 지반등급 5는 53 m이다. 측압계수의 경우는 1.0을 적용하였다.

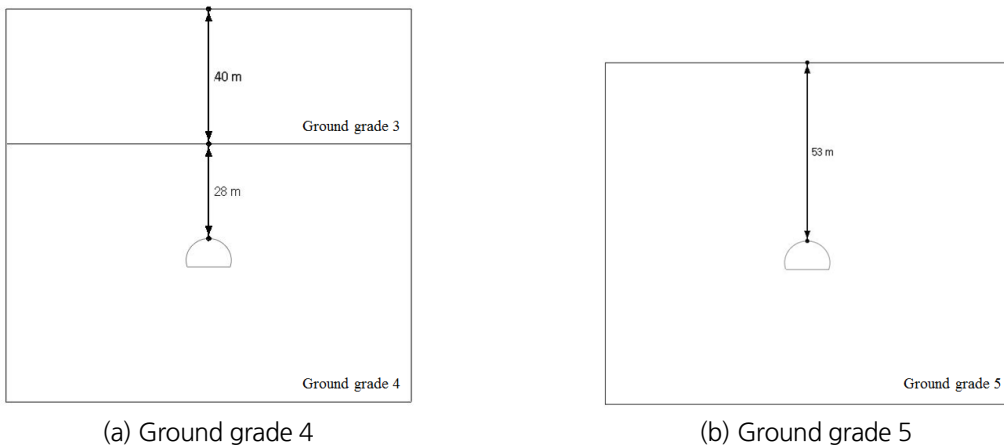


Fig. 6. Ground conditions of ○○tunnel (Kim et al., 2013)

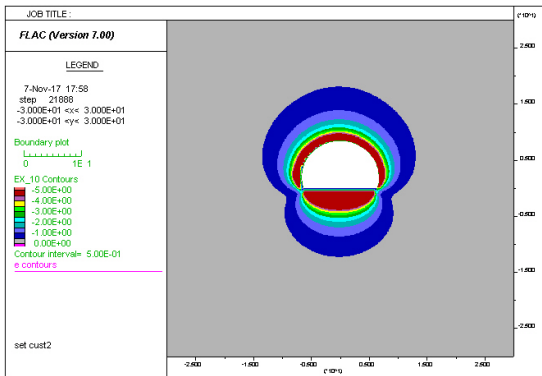
Table 2. Ground properties for numerical analysis (Kim et al., 2013)

Contents	Deformation modulus (MPa)	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (MPa)	Friction angle (°)	Poisson's ratio (ν)
Ground grade 1	21,000	28.0	5.5	48	0.20
Ground grade 2	12,000	27.0	4.0	43	0.22
Ground grade 3	5,500	26.0	2.0	37	0.25
Ground grade 4	1,500	25.0	0.8	33	0.27
Ground grade 5	600	24.0	0.4	30	0.30

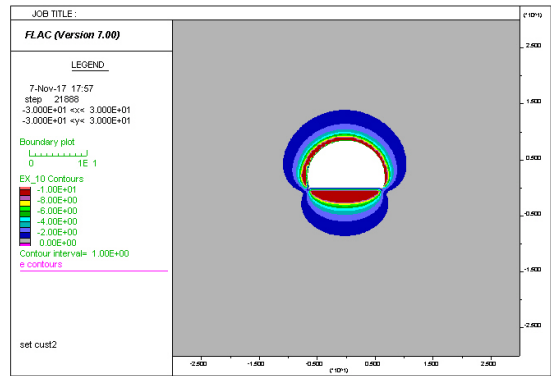
4.2 응력전이효과를 고려한 ○○터널의 지반이완하중 산정

터널 굴착면 주변에 발생하는 최대주응력 및 최소주응력의 차이와 최대 주응력과의 관계를 이용하여 터널 굴착면에서부터 원 지반까지 응력비를 표현할 수 있으며, 이를 응력전이비(e)로 규정하였다.

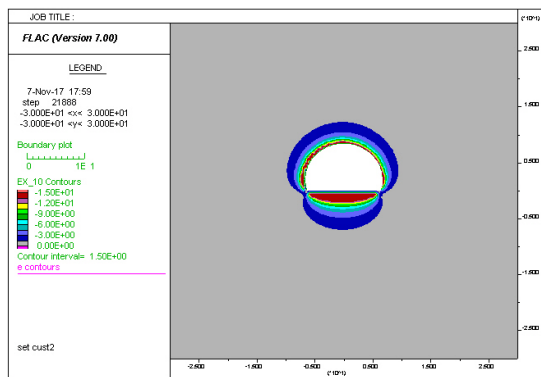
지반등급 4와 5에서 터널 굴착 후의 응력전이비(e)에 따른 영역(contours)은 Fig. 7 그리고 8과 같다. 지반등급 4에서는 응력전이비(e)가 5, 10, 그리고 15%로 증가함에 따라 지반이완영역 범위가 9.4, 5.3, 그리고 3.8 m로 점차 작아졌다(Fig. 7 참조). 이는 굴착면 주변에서는 주응력간의 차이가 크기 때문에 응력전이비(e)값이 크며 점차 굴착면으로부터 원 지반으로 이격될수록 최대주응력과 최소주응력과의 차이가 작아지게 된다. 반대로 응력전이비(e)가 작은 범위의 경우에는 큰 범위 보다 상대적으로 지반이완하중 영역은 확대되었다.



(a) Stress transfer ratio(e) = 5%



(b) Stress transfer ratio(e) = 10%



(c) Stress transfer ratio(e) = 15%

Fig. 7. Evaluation of rock load according to stress transfer ratio (ground grade 4)

지반등급 5의 경우도 마찬가지로 응력전이비(e)가 5, 10, 그리고 15%로 증가함에 따라 10.4, 6.0, 그리고 4.4 m로 작아졌다(Fig. 8 참조). 동일한 응력전이비(e)값에서 지반등급 4와 5와의 차이에 의한 지반이완하중 값은 응력전이비와의 차이에 의한 값에 비해 크지 않고 지반등급 4에 비해 5는 약 1.10~1.16배 증가하였다.

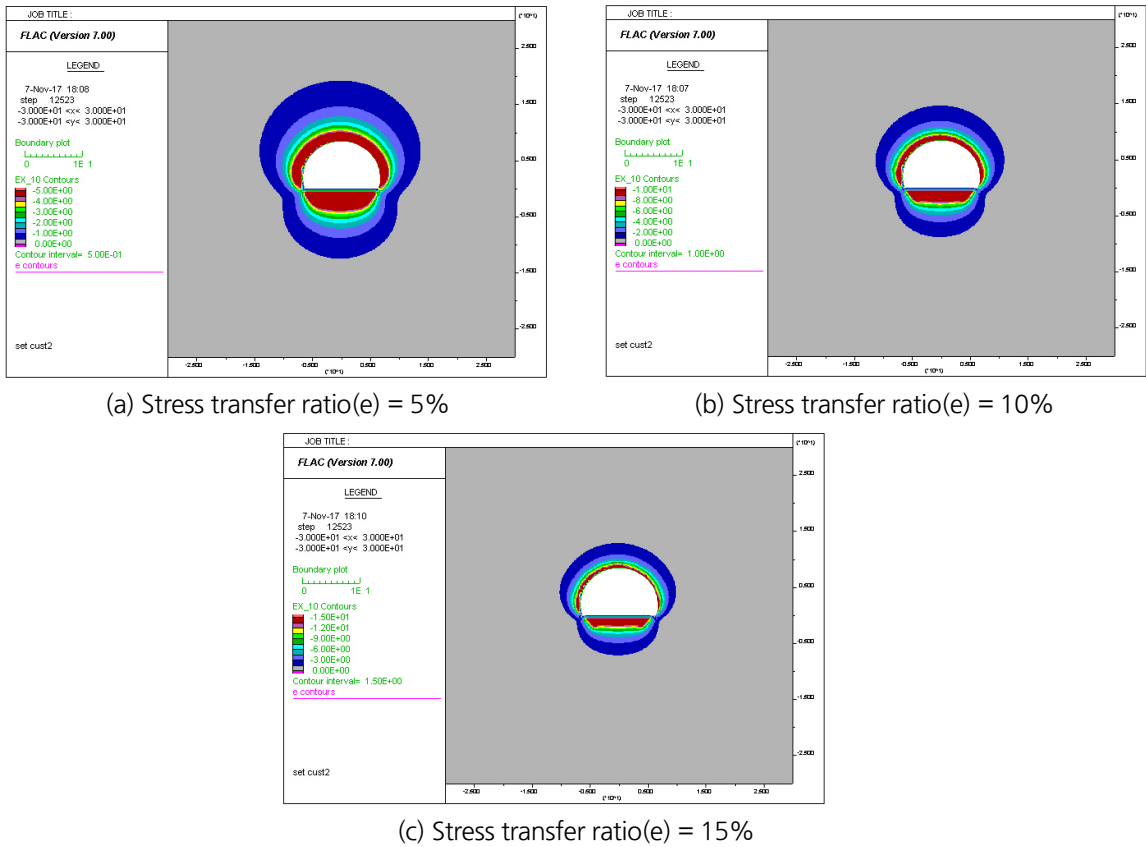


Fig. 8. Evaluation of rock load according to stress transfer ratio (Ground grade 5)

본 연구에서 응력전이효과를 고려하여 산정한 지반이완하중과 기존 방법들의 값을 보다 정확하게 비교·분석하기 위하여 ○○터널의 지반특성치와 RMR 값과 Q 값(절리군의 수, 절리면의 거칠기계수)을 Table 1, 경험식 (3)과 (6), 그리고 (7)에 사용하였으며 각 방법별 산정된 지반이완하중은 Table 3과 같다. Terzaghi's theory (1946), Unal (1983), Grimstad and Barton (1993), Critical Strain (Level 1)에 의한 방법은 Kim et al. (2015)에 제시된 결과값과 같다. 금번 연구에서는 응력전이비(e)에 의한 결과와 이론식과 경험식 등과의 객관적인 비교를 위하여 수치해석을 수행하여 비교 분석하였다.

Fig. 9와 같이 Terzaghi의 이론식과 암반분류법(RMR과 Q 시스템), 그리고 수치해석에 의한 방법 모두 지반등급이 불량해질수록 지반이완하중이 일괄적으로 증가하는 것을 알 수 있다. Table 3과 Fig. 9에서와 같이 응력전이비(e)를 5%로 설정하였을 경우 RMR 값의 경험식으로 구한 지반이완하중과 유사한 값으로 나타났다.

지반등급 4의 경우는 RMR 값으로 산정한 값보다 1.4 m 더 크게 산정되었고, 지반등급 5의 경우는 0.2 m 차이로 작게 산정되어 매우 유사하였다. 응력전이비(e)를 10%를 설정하였을 경우 5%에 비해 지반이완하중이 약 56~58% 정도로 감소하였다. 한계전단변형률로 산정한 값보다 지반등급 4의 경우 1.56배 증가하였고, 지반등급

Table 3. Comparison of rock load heights(m) based on different evaluation methods

Contents	Ground grade 1	Ground grade 2	Ground grade 3	Ground grade 4	Ground grade 5
Terzagi's theory (1946)	8.9	11.0	15.5	17.3	19.8
Unal (1983)	0.7	2.7	5.3	8.0	10.6
Grimstad and Barton (1993)	1.4	2.8	3.8	6.3	8.3
Critical Strain (level 1)	0	0	0	3.4	3.7
Stress transfer ratio (5%)	0	0	0	9.4	10.4
Stress transfer ratio (10%)	0	0	0	5.3	6.0
Stress transfer ratio (15%)	0	0	0	3.8	4.4

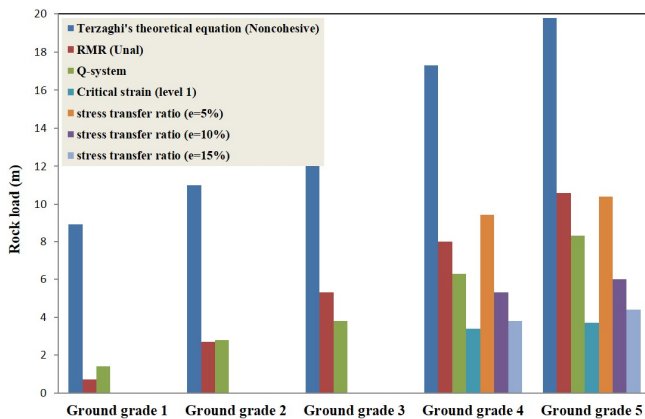


Fig. 9. Comparison of rock load by various evaluation methods in this study

5의 경우 1.62배 증가하는 경향을 나타냈으나 Q값으로 구한 지반이완하중에 비해 약 72~84% 수준으로 감소하였다. 또한, 응력전이비(e)를 15%로 설정하였을 경우 10%에 비해 약 72~73% 정도로 감소하였지만 한계전단변형률로 산정된 값과 유사한 값을 나타내었다.

위 결과를 종합해 보면 응력전이비(e) 10%는 한계전단변형률에 의한 방법 보다는 큰 값이며 Q값에 의해 산정된 값보다는 작아 콘크리트라이닝 설계시 지반이완하중으로 적용할 수 있을 것으로 판단된다. 그러므로 응력전이비(e) 값의 적용은 지반조사 및 계측자료를 분석하고 통계 분석 등을 통하여 보완하면 지반이완하중으로 적용할 수 있을 것으로 본다.

5. 결론

터널 굴착으로 인한 응력전이효과를 고려한 지반이완하중 산정 및 평가를 위해 수행한 결론은 다음과 같다.

1. 터널굴착에 따른 지반이완하중 산정방법에는 이론식과 경험식, 수치해석적인 방법이 있으며 지반조건과 터널형상의 반영이 가능한 수치해석 방법이 합리적일 것으로 판단된다. 그러나 국부안전율, 한계전단변형률 등

의 방법도 터널 굴착면 주변에서 발생한 전단변형률 또는 소성영역에 의해 산정되는 방법으로 지반이완하중의 영역이나 형상이 실제 설계에 적용하기 어려운 한계가 있다.

2. 따라서 본 연구에서 제안한 주응력의 차이에 의한 응력전이비(e)와 같은 개념으로 지반등급별 지반이완하중을 산정하여 이론식, 경험식, 수치해석적인 방법과 결과를 분석하였다.
3. ○○터널의 지반등급별 대표단면을 산정하고 지보패턴을 적용하여 수치해석에 의한 응력전이비(e) 개념에 의해 지반이완하중을 산정하여 비교하였다. 비교 결과 응력전이비(e)를 5%에서 10%로 증가할 경우 약 56~58% 정도로 지반이완하중고가 감소하였고, 이를 15%로 증가할 경우 약 72~73% 수준으로 감소하는 경향을 나타냈다.
4. 합리적인 응력전이비(e)를 판단하기 위하여 암반분류법을 이용한 경험식과 한계전단변형률(Level 1)을 기준으로 산정된 지반이완하중과 비교하였다. 응력전이비(e)를 10%로 고려할 때 한계전단변형률로 산정한 지반이완하중보다 약 1.56~1.62배 크게 산정되었지만 경험식에 비해 작게 산정되어 보다 합리적인 값이라고 판단할 수 있다.
5. 본 연구는 ○○터널의 지반이완하중 산정 사례의 대한 연구이며, 수치해석의 경우 지반의 불확실성을 모두 고려할 수 없고 본 연구에서 제안한 방법도 실제값이 아닌 추정값이기 때문에 다양한 조건에서의 계측자료를 활용하여 정확한 지반이완하중을 검증하려는 노력이 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부 국토교통과학기술진흥원의 건설기술연구사업(지반함몰 발생 및 피해저감을 위한 지반 안정성 평가 및 굴착·보강 기술개발, 17SCIP-B108153-03)의 지원으로 수행되었으며 이에 깊은 감사를 드립니다.

References

1. Bieniawski, Z.T. (1989), Engineering rock mass classifications, John Wiley & Sons, New York, pp. 162-169.
2. Grimstad, E., Barton, N. (1993), "Updating the Q-system for NMT", Proceedings of int. symp. on sprayed concrete - modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes, Oslo, pp. 46-66.
3. Kim, J.J., Kim, J.S., Kim, M.K., Yoo, H.K. (2015), "Prediction of ground load by performing back analysis using composite support model in concrete lining design", KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 19, No. 6, pp. 1697-1706.
4. 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", Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association, Vol. 15, No. 6, pp. 637-652.
5. Kim, S.H., Park, I.J., Moon, H.K., Shin, Y.S. (2010), "A study on behavioral characteristics of concrete

- lining based on the equations of relaxed rock loads”, *Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association*, Vol. 12, No. 6, pp. 443-450.
6. Korean Tunneling Association (2009), *A manual of tunnel design criteria*, CIR, Seoul, pp. 145-165.
 7. Park, K.H., Shin, Y.W., Kim, J.J., Yoo, H.K. (2013), “A study on the estimation method of rock load applied to concrete lining using back analysis”, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 33, No. 5, pp. 1957-1968.
 8. Reza, R.O., Erdal, Ü. (2009), “An empirical method for design of grouted bolts in rock tunnels based on the Geological Strength Index (GSI)”, *Engineering Geology*, Vol. 107, No. 3-4, pp. 154-166.
 9. Rose, D. (1982), “Revising Terzaghi’s tunnel rock load coefficient”, *Proceedings of 23rd U.S Symposium on Rock Mechanics*, AIME, New York, pp. 953-960.
 10. Sakurai, S. (1981), “Direct strain evaluation technique in construction of underground opening”, *Proceedings of 22nd U.S. Sympo. Rock Mech.*, Cambridge, MIT, pp. 298-302.
 11. Sakurai, S. (1982), “An evaluation technique of displacement measurements in tunnels”, *Journal of Geotechnical Engineering*, JSCE, Vol. 317, pp 93-100.
 12. Sakurai, S. (1997), “Lesson learned from field measurements in tunnelling”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 12, No. 4, pp. 453-460.
 13. Sakurai, S., Kawashima, I., Otani, T. (1995), “A criterion for assessing the stability of tunnels.” *Eurock’93*, Ribeiro e Sousa & Grossmann (eds), pp. 969-973.
 14. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical soil mechanics*, John Wiley and Sons, New York, pp. 66-76.
 15. Terzaghi, K. (1946), *Introduction to tunnel geology in rock tunneling with steel supports*, Commercial shearing and stamping company, Youngstown, Ohio.
 16. Unal, E. (1983), *Design guideline and roof control standards for coal mine roofs*, Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University.
 17. Venkateswarlu, V. (1986), “Geomechanics classification of coal measure rocks vis-a-vis roof supports”, *Engineering Rock Mass Classification* (ed. Bieniawski, Z. T.), John Wiley & Sons.
 18. Yang, J.H., Wang, S.R., Wang, Y.G., Li, C.L. (2015), “Analysis of arching mechanism and evolution characteristics of tunnel pressure arch”, *Jordan Journal of Civil Engineering*, Vol. 9, No. 1, pp. 125-132.
 19. You, K.H., Lee, D.H. (2007), “The estimation of the relaxed rock mass height of a subsea tunnel under the overstressed ground conditions in coupled analysis”, *2007 Special Symposium Korean Society for Rock Mechanics*, pp. 137-146.
 20. You, K.H., Lee, D.H. (2008), “A numerical comparison study on the estimation of relaxed rock mass height around subsea tunnels with the existing suggested methods.” *Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association*, Vol. 10, No. 1, pp. 25-36.
 21. Yu, B., Wang, H.J. (2008). *Pressure arch theory and the tunnel depth classification method*, China Railway Press, Beijing.
 22. Zhu, Z.G., Qiao, C.S., Gao, B.B. (2008), “Analysis of construction optimization and supporting structure under load of shallow multi-arch tunnel under unsymmetrical pressure”, *Rock and Soil Mechanics*, Vol. 29, No. 10, pp. 2747-2752.