

한계전단변형률 개념을 이용한 터널의 지반이완하중 평가

김정주¹ · 이재국¹ · 김종욱² · 유한규^{1*}

¹정회원, 한양대학교

²비회원, 한양대학교

Evaluation of rock load based on critical shear strain concept on tunnels

Jung-Joo Kim¹, Jae-Kook Lee¹, Jong-Uk Kim², Han-Kyu Yoo^{1*}

¹Korea, Hanyang university, 55 Hanyangdaehak-ro, Sangnok-gu, Ansan 426-791

²Korea, Hanyang university, 55 Hanyangdaehak-ro, Sangnok-gu, Ansan 426-791

ABSTRACT: After studying the characteristics of three different evaluation methods of rock load; namely theoretical method, empirical method and numerical method, there were too many limitations for them to be applied on tunnels. Therefore, in this research paper, the method based on numerical analysis is selected to use as this method is the most reasonable one since it considers all parameters that are necessary for rock load estimations, and it also considers the interaction between ground and tunnel support. The critical shear strain concept formulated by Sakurai (1981) was used in order to measure exact rock load values based on numerical analysis. Evaluation on a Level 1 rock load height, which is depicted by the stable region in the graph shows that rock load is not affecting between ground grade 1~3, and it was evaluated that the fourth and fifth grades show less values of rock load height which led to the conclusion of a more economical design of concrete lining.

Keywords: Critical strain, Critical shear strain, Rock load, Concrete lining, In-situ stress ratio

초 록: 터널의 지반이완하중 산정방법에는 이론식, 경험식, 수치해석적인 방법 등이 있는데 이론식과 경험식은 실무에 적용하기에는 많은 한계점이 있다. 따라서, 본 연구에서는 그 중에서 수치해석적 방법이 지반이완하중 산정에 필요한 모든 매개변수를 고려할 수 있고, 지반과 지보재의 상호작용을 모사할 수 있기 때문에 보다 합리적인 방법이라 판단하였다. 수치해석 결과를 바탕으로 명확한 지반이완영역을 결정하기 위하여 Sakurai(1981)의 한계전단변형률 개념을 이용하였다. Stable region의 경계영역인 Level 1의 지반이완하중고를 산정한 결과 지반등급 3까지는 지반이완하중이 산정되지 않았고, 지반등급 4, 5에서는 기존 산정방법들에 비해 지반이완하중고가 작게 산정되어 보다 경제적인 콘크리트라이닝 설계가 가능할 것으로 판단하였다.

주요어: 한계변형률, 한계전단변형률, 지반이완하중, 콘크리트라이닝, 축압계수

1. 서 론

NATM에서는 숏크리트 및 록볼트 등의 1차 지보재를 설치하여 터널주변의 변위가 수렴된 이후 콘크리트라이닝을 시공하는 것이 일반적이다. 따라서 콘크리트라이닝에는 외력이 작용하지 않아 비역학적 기능을 가지는 경우가 많다(터널설계기준 해설서, 2009).

그러나 현재 국내에서는 양호한 암반의 경우를 제외하고 콘크리트라이닝이 최종적으로 지반이완하중을 지지하도록 하고 있다. 즉, 미관 및 유지관리 등의 비구조적인 기능뿐만 아니라 구조적인 기능을 담당하도록 설계하고 있다. 국내·외 지반이완하중 산정방법에 대한 설계기준 조사 결과 지반이완하중을 명확히 산정하는 것은 어렵기 때문에 Terzaghi 아칭효과를 고려한 이론식과 Terzaghi 암반분류, RMR값, Q값 등의 암반분류를 이용한 경험식을 제시하고 있지만 명확한 기준이 정립되지 않은 실정이다. Terzaghi의

*Corresponding author: Han-Kyu Yoo
E-mail: hankyu@hanyang.ac.kr

Received November 16, 2013; Revised November 24, 2013;
Accepted November 28, 2013

수정 이완하중식과 지반과 지보재의 상호작용을 고려할 수 없는 경험식을 적용할 경우 지반이완하중을 과다하게 산정되는 것으로 알려져 있으며 이는 콘크리트라이닝 설계 시 경제성이 떨어질 수 있다. 이러한 이유로 콘크리트라이닝에 작용되는 지반이완하중을 합리적으로 산정하고자 하는 접근들이 있었다. Chun et al. (2001)은 콘크리트라이닝 설계 시 적용할 수 있는 지반이완하중 산정방법들에 대하여 고찰하고 콘크리트라이닝의 하중조합을 제시한 사례가 있다. Yoo et al. (2008)은 수치해석을 통해 터널 주변의 국부안전률을 결정하고 국부안전률이 2~3에 존재하는 영역을 경계로 지반이완하중을 산정하였다. 그리고 Seo et al. (2002)은 질량-스프링 모델을 통하여 지반, 1차 지보재, 콘크리트라이닝 상호작용 특성을 반영한 수치해석을 수행하여 콘크리트라이닝에 작용하는 지반이완하중 산정 및 특성에 관한 연구를 수행하였다. 또한 Kim et al. (2012)은 지반-라이닝 상호작용 모델을 이용한 수치해석 결과를 지반변수를 이용한 다중회귀분석을 통하여 지반-라이닝 상호작용 관계식을 제안하였다. 계측자료를 활용한 Park et al. (2013)은 1차 지보재의 골조모델을 활용하여 계측자료 중 천단침하를 목적함수로 역해석(back analysis)을 실시하였다.

콘크리트라이닝의 경제적 설계를 위하여 합리적인 지반이완하중 산정과 1차 지보재의 장기적인 하중지능력에 대한 평가가 이루어져야 한다. 본 연구에서는 합리적인 산정방법에 초점을 맞추고 Sakurai의 한계전단변형률 개념을 이용하여 터널에서의 합리적인

지반이완하중 산정방법을 제안하였다.

2. 지반이완하중 산정방법 고찰

지반이완하중 산정방법에는 이론식에 의한 방법과 경험식에 의한 방법, 수치해석을 이용한 방법으로 분류할 수 있다. 지반이완하중을 공학적으로 명확히 규명하는 것은 어려운 일이며 국내·외 터널설계기준에서도 명확한 기준이 정립되어 있지 않다. 터널 설계 시 위 산정방법들에 대해 최대값이 아닌 산술평균 등을 이용하여 지반이완하중을 결정하고 콘크리트라이닝을 설계하고 있다. 보다 합리적인 지반이완하중 산정방법을 결정하기 위해서 각 산정방법 별 특징 파악이 선행되어야 하며 이를 위해서 국내 터널설계 사례를 바탕으로 조사된 Table 1에서의 지반등급별 특성치의 평균값을 매개변수로 하여 분석하였다. 또한 터널심도와 축압계수에 영향을 받는 초기응력상태를 고려하기 위해 토피고는 0~100 m로 변화시키고 축압계수는 0.5~3.0으로 변화시켜 분석하였다.

2.1 이론식에 의한 방법

Terzaghi (1946)는 비점착성의 건조한 사질토에 대해서 Fig. 1의 파괴면을 가정하여 식 (1)을 제안하였고, 점착력을 고려한 경우에는 식 (2)로 나타낼 수 있다.

- 점착력 미고려시 :

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

Table 1. Properties of each ground grade(Kim et al, 2012)

Content	RMR value	Q value	Deformation modulus (MPa)	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Friction angle (°)	Poisson's ratio (ν)
Ground grade 1	81~100	above 40	20,000~30,000	27	4,000~5,000	45	0.20
Ground grade 2	80~61	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

- 점착력 고려시 :

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

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

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

Terzaghi의 이론식은 지반이완하중 산정에 중요한 매개변수를 반영하고 있지만 Table 1에서의 암반의 점착력을 고려하게 되면 식 (2)의 $\gamma B - 2c$ 가 0보다 작아져 지반등급 1~4까지는 지반이완하중을 산정할 수 없게 된다. 이는 사질토지반의 산정식이기 때문에 점착력이 큰 암반에 적용하기 어렵다. Fig. 2와 Fig. 3의 분석결과 Terzaghi 이론식은 토피고가 증가함에 따라 지반이완하중도 크게 증가하다가 아칭효과에 의해 토피고 100 m에서 130.64 kN/m²에 수렴하는

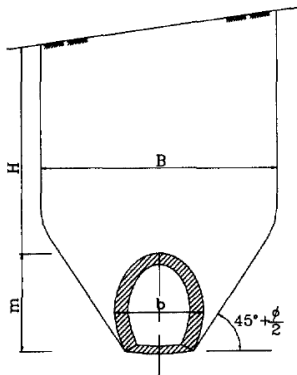


Fig. 1. Assumption of the rock load theory (Terzaghi, 1946)

경향을 보였고, 측압계수가 커짐에 따라 천단부의 지반이완하중은 133.01~43.59 kN/m²으로 크게 감소하였다.

2.2 경험식에 의한 방법

경험식에 의한 방법은 크게 Terzaghi 암반하중 분류와 RMR 그리고 Q값에 의한 방법으로 구분할 수 있다.

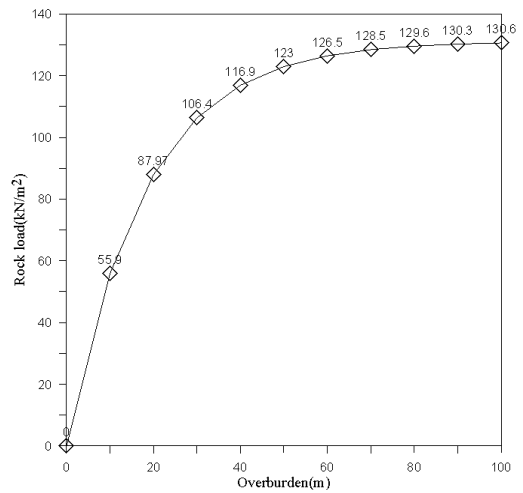


Fig. 2. Rock load according to overburden (Ground grade 5, K=1.0)

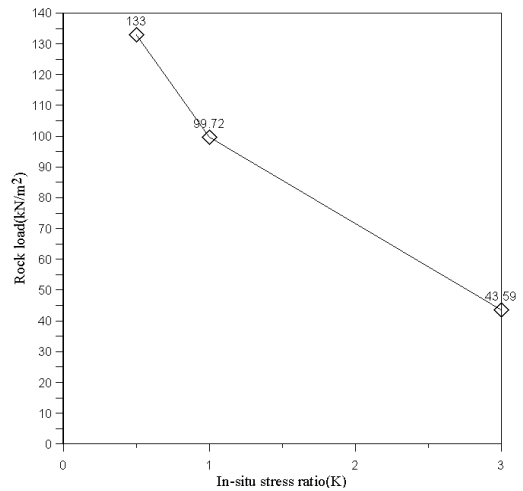


Fig. 3. Rock load according to in-situ stress ratio (Ground grade 5, H=25 m)

터널의 경우 막장면과 상부 천단부의 암반상태에 따라 그 거동이 결정되기 때문에 지반이완하중을 산정하는 방법이 보다 합리적이라 생각할 수 있다. 그러나 지반이완하중에 영향을 미치는 중요한 매개변수(초기응력의 크기 및 방향)를 고려할 수 없고, 지반과 지보재의 상호작용을 고려할 수 없는 한계점이 있다. 또한 분류방법에 따라 지반이완하중의 값이 차이가 많아 산정에 어려움이 있다.

2.2.1 Terzaghi 암반하중 분류표

Terzaghi는 1946년에 강지보재에 대한 암반하중 산정방법을 제시하였고, Rose에 의해 1982년에 수정되었다. 터널 굴착 후 지보재를 설치하면 터널 주변지반의 아칭효과에 의한 지반의 이완범위가 일정범위까지만 진행된다는 가정에 근거하였다. Table 2의 Terzaghi 암반하중 분류표는 현재 터널설계 시 많이 사용되고 있지만 Fig. 4와 같이 암반상태 2 (hard

Table 2. Modified ground load classification table of Terzaghi (Deere et al. 1970 : Rose, 1982)

Rock condition	RQD	Ground load height Hp (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	0~0.5 B	Light support, mainly for protection against spalls. Load may change erratically from point to point
3. Massive, moderately jointed	85~95	0~0.25 B	-
4. Moderately blocky and seamy	75~85	0.25 B~0.20 (B + Ht)	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 + Ht)	
6. Completely crushed but chemically intact	3~30	(0.60~1.10) (B + Ht)	
6a. Sand and gravel	0~3	(1.10~1.40) (B + Ht)	
7. Squeezing rock, moderate depth	NA	(1.10~2.10) (B + Ht)	Heavy side pressure invert struts required Circular ribs are recommended
8. Squeezing rock, great depth	NA	(2.10~4.50) (B + Ht)	-
9. Swelling rock	NA	Up to 250ft irrespective of value of (B + Ht)	Circular ribs required In extreme cases, use yielding support

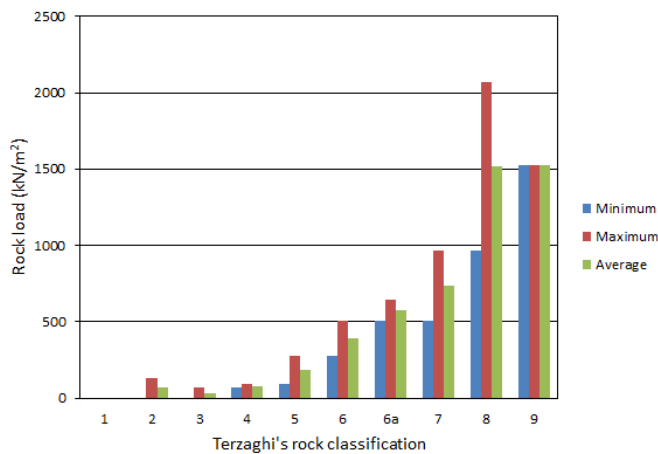


Fig. 4. Comparison of rock load by Terzaghi's rock load classification table (Park et al, 2013)

stratified or schistose)의 경우도 큰 지반이완하중 (0.5B)이 산정될 수 있고, 그 값이 차이가 많아 객관적인 판단이 어렵다.

2.2.2 RMR 암반분류에 의한 방법

Unal (1983)과 인도의 Venkateswarlu (1986)는 Bieniawski (1973)에 의해 제안된 RMR값을 이용하여 지반이완하중을 산정하는 경험식을 제안하였다. Fig. 5는 암반등급별 RMR값에 따른 지반이완하중을 나타낸 결과 Unal 방법에 의한 식보다 Venkateswarlu의 방법이 RMR값에 따른 지반이완하중의 변화폭이 큰 것으로 분석되었다. 하지만 이 두 방법 역시 암반분류에 따른 산술적인 식으로 같은 암반분류에 의해서도 차이가 크며 위에서 언급한 것과 같이 초기응력상태 그리고 지반과 지보재의 상호작용을 고려할 수 없는 한계점이 있다. Unal 방법으로 RMR값이 10인 경우를 생각해 보면 초기응력상태와 관계없이 지반이완하중 고가 약 8m로 일정하게 산정되는 한계점이 존재한다.

• Unal의 방법 :

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

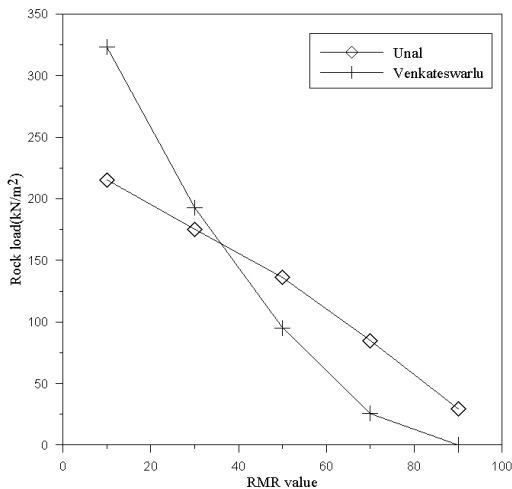


Fig. 5. Rock load according to RMR value

• Venkateswarlu의 방법 :

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

2.2.3 Q-system에 의한 방법

Grimstad와 Barton (1993)은 절리군수 3을 경계로 Q값에 의한 지반이완하중을 산정하는 경험식을 제안하였다.

Fig. 6은 절리군수를 3이상, 절리면의 거칠기 수를 1로 가정하여 지반등급 4, 5의 지반이완하중을 산정한 결과 Q값이 1이하인 지반등급 5에서 급격하게 지반이완하중이 커짐을 확인할 수 있었다. Q값이 1인 경우도 마찬가지로, 초기응력상태와 상관없이 지반이완하중 고가 약 17 m로 일정하게 산정됨을 알 수 있다. Q-system에 의한 지반이완하중은 암반의 기하학적 상태, 절리의 전단강도, 환경적인 요소를 고려하여 산정하기 때문에 기술자의 판단에 따라 변화폭이 크다.

• 절리군수 ≥ 3 :

$$P_{roof} = \left[\frac{2.0}{J_r} \right] Q^{-\frac{1}{3}} (\times 10^2 kN/m^2) \quad (5)$$

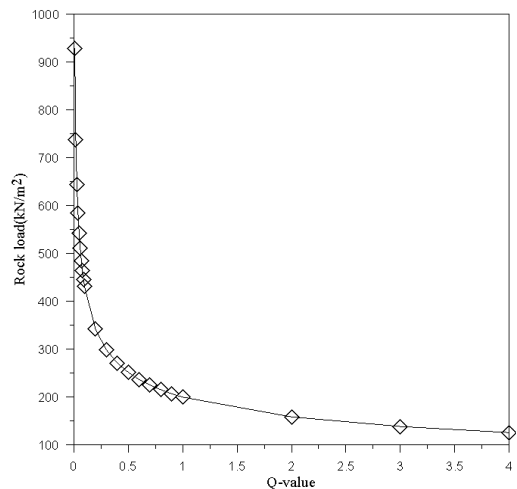


Fig. 6. Rock load according to Q-value (Ground grade 4, 5)

• 절리군수 < 3 :

$$P_{roof} = \frac{2.0J_n^2 Q^{-\frac{1}{3}}}{3.0J_r} (\times 10^2 kN/m^2) \quad (6)$$

여기서, Q : Q 값

J_n : 절리군수

J_r : 절리면의 거칠기 수

2.3 수치해석 방법

수치해석방법은 터널단면 형상, 지형조건, 재료적·기하학적 비선형성 조건을 고려할 수 있으며 하중과 지반변위를 동시에 얻을 수 있는 장점이 있다. 또한 지반과 지보재간의 상호작용을 고려할 수 있으며 터널의 시공단계에 대한 해석이 가능하기 때문에 보다 합리적인 방법이다. 수치해석을 통하여 지반이완하중을 산정하기 위해서는 어느 범위까지를 이완영역으로 판단할지의 명확한 기준이 제시되어야 한다.

2.3.1 국부안전율을 이용한 방법

Yoo et al. (2008) 등에 의한 연구는 수치해석을 통해 터널 주변의 국부안전율을 결정하고 국부안전율이 2~3에 존재하는 영역을 경계로 지반이완하중고를 결정하였다. 여기서 국부안전율이란 지반강도와 실제 발생하는 지반응력 간의 비율($F.S. = R_{1\text{ or }2}/r$)이다.

Fig. 7과 같이 해석영역의 각 요소가 얼마나 파괴에 가까운가를 설명하는 데에는 효과적이며, 터널의 안정성 해석 시 굴착으로 인해 발생한 터널 주변부의 파괴영역이나 양상, 보강이 필요한 부분을 찾아내는 데에 효과적으로 사용될 수 있다(Yoo et al, 2000).

2.3.2 지반-라이닝 상호작용 모델 관계식

지반-라이닝 상호작용 모델을 이용한 수치해석방법은 기존의 터널 수치해석이 굴착과 지보설치 과정으로 한정된 것을 콘크리트라이닝 시공과정까지 확장한 개념으로서 1차 지보재의 열화에 의해 지반과 지보재의 평형상태가 깨어짐으로 불평형력이 발생하여 2차 평형상태에 도달할 때까지 콘크리트라이닝에 하중이 작용하게 된다는 개념이다. 이는 NATM의 설계 개념을 충족시키는 가운데 지반 자체의 지지력과 지반-지보재의 상호작용, 그리고 1차 지보재의 시간경과에 따른 열화현상을 고려할 수 있다는 점에서 합리적인 접근방법이다.

Kim et al. (2012)은 지반-라이닝 상호작용 모델의 결과를 바탕으로 몇 가지 지반변수를 이용하여 지반이완하중을 산정할 수 있도록 식 (7)을 제안하였다. 터널심도 50 m를 기준으로 분석한 결과 지반등급 1, 2의 경우 지반이완하중이 발생하지 않았고 터널심도를 80 m까지 임의로 제한하고 있어 갱구부를 제외하고 콘크리트라이닝을 무근으로 설계하고 있는 일본의 경우를 생각하면 Fig. 8과 같이 지반등급 3의 경우

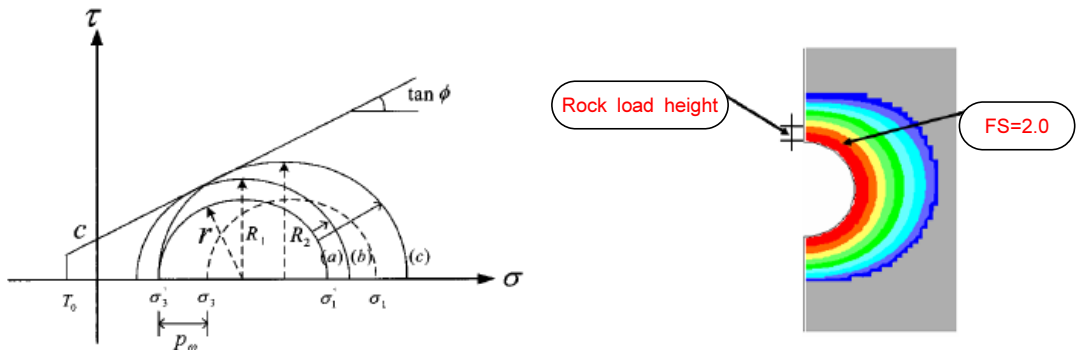


Fig. 7. Rock load height according to local safety factor of 2.0 (Yoo et al, 2008)

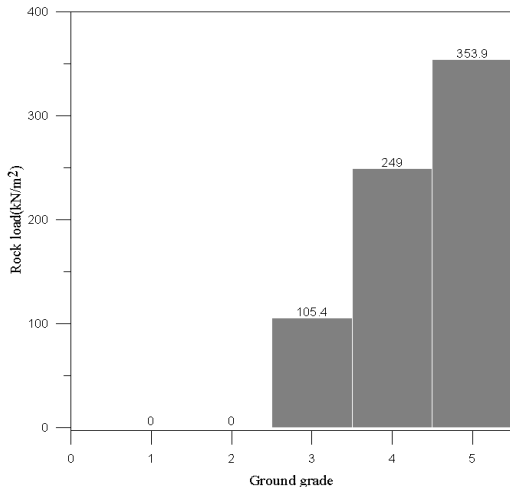


Fig. 8. Rock load for each ground grade (H=50 m)

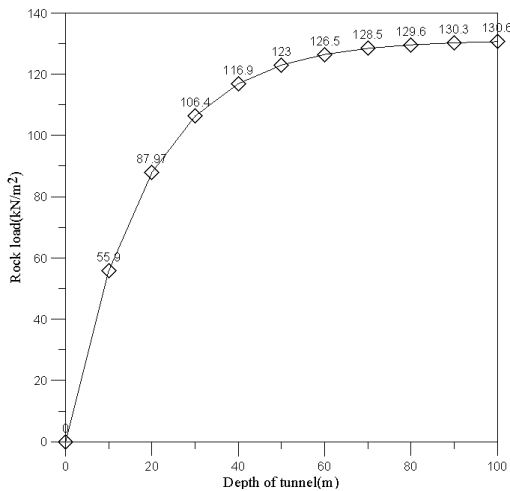


Fig. 9. Rock load according to depth of tunnel (Ground grade 3)

도 다소 크게 지반이완하중이 산정되었다.

$$P_{roof} = \left[\frac{\gamma \cdot (B+H) - c}{7 \tan \phi} \right] \cdot e^{-\frac{E}{1000(\gamma \cdot B)}} \quad (7)$$

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

(단, H > 80 m 인 경우, H = 80 m로 적용)

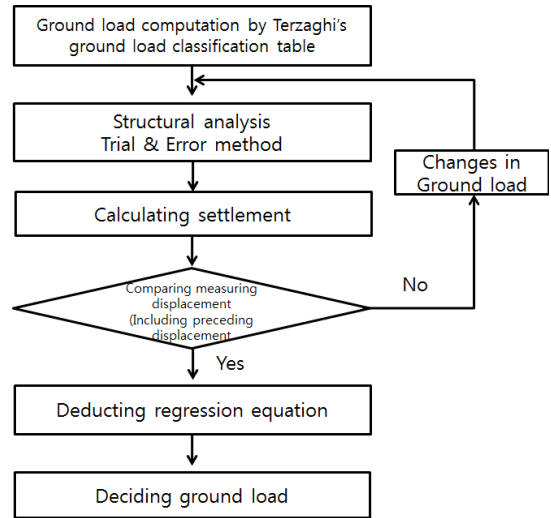


Fig. 10. Flow chart of back analysis computing rock load (Park et al, 2013)

2.4 계측자료를 활용한 방법

Park et al. (2013)은 기존 지반이완하중 산정방법들은 모든 영향요소와 지반의 불확실성을 고려하지 못하고, 추정값이기 때문에 계측자료를 활용한다면 보다 합리적으로 현장조건을 고려한 지반이완하중 산정이 가능하다고 판단하였다. 이에 계측자료 중 선행변위를 포함한 천단침하값을 목적함수로 슛크리트와 강재보재를 합성부재를 모사하고, 지중골조 모델에 적용시켜 역해석을 실시하였다. Fig. 10은 역해석을 이용한 지반이완하중 수행 흐름도 이다. 이는 추정값이 아닌 현장의 지반조건을 반영한 실제의 지반이완하중에 근사하다는 점에서 합리적이라 생각되며, 1차 지보재 중 임시지보재인 강지보재의 지지력을 고려한 점에서 보다 경제적인 방법이다.

3. 한계변형률 개념을 이용한 지반이완하중 산정방법 제시

일반적으로 콘크리트라이닝은 고정하중, 활하중, 지반이완하중, 수압 등 다양한 하중을 지형 및 지반조

건을 고려하여 구조계산을 수행한다. 콘크리트라이닝은 보 요소로, 지반은 축력에만 저항할 수 있는 스프링 요소로 적용하여 골조모델(Beam-spring model)에 적용하고 강도설계법으로 설계하고 있다. 이처럼 실무에서 주로 사용되는 이유는 1차 지보재와 같은 수치해석법을 적용할 수 없고 작용하중의 크기 및 조합, 재료 물성과 관련된 매개변수 등은 설계자의 공학적 판단에 의해 수행할 수 있기 때문이다. 본 연구에서도 보다 합리적으로 지반이완하중을 산정하고 콘크리트라이닝의 골조모델에 적용할 수 있는 방법을 제시하고자 한다.

지반이완하중 산정방법에 대한 고찰결과 수치해석을 이용할 경우 지반이완하중 산정에 영향을 미치는 모든 매개변수를 고려할 수 있고, 지반과 지보재의 상호작용을 반영할 수 있기 때문에 다른 산정방법들보다 합리적인 방법이라 판단하였다. 수치해석을 통한 지반이완영역 산정을 위해 설정한 한계전단변형률은 지반이완영역을 판단하는데 보다 공학적인 근거를 제시할 수 있을 것이다.

3.1 한계변형률 개념

Sakurai (1981)는 암석의 일축압축강도실험 결과로부터 한계변형률을 구하고 터널의 천단변위 및 내공

변위를 활용하여 터널 주변 지반의 안정성을 평가하는 방법을 제안하였고, 영국터널협회에서 출간한 Tunnel lining design guide (2004)에서는 Sakurai의 한계변형률 개념을 도입하여 터널 안정성지표로 사용하고 있다. 또한 국내의 경우도 Park (2007)과 Shin (2009)은 한계변형률 개념의 공학적 적용성에 대한 연구와 터널 시공현장에서 계측변위를 활용하여 신속하게 터널의 안정성을 정량적으로 평가하는데 활용하였다.

한계변형률은 일본의 Sakurai (1981)에 의해 처음으로 제안되었으며 주로 토질 및 암석 시편에 대한 실내실험의 결과를 토대로 정립한 개념이다(Fig. 11).

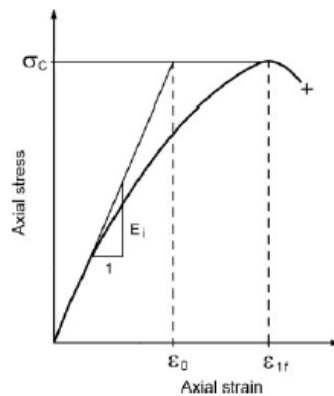


Fig. 12. Definition of critical strain (Sakurai, 1981)

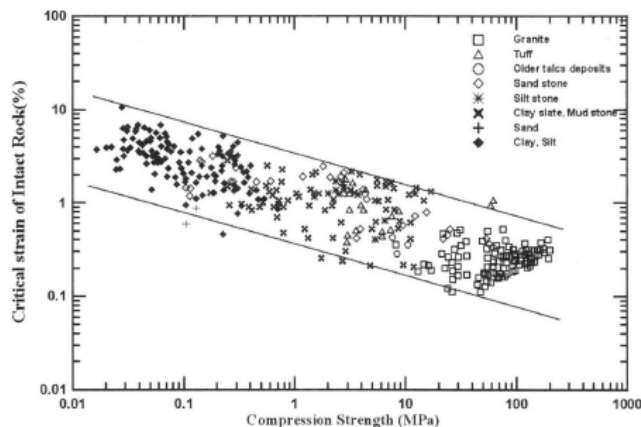


Fig. 11. Relationship between critical strain and unconfined compressive strength (Sakurai, 1982)

한계변형률은 암석시료의 일축압축강도시험 결과 인 응력-변형률 관계로부터 구해지며 초기탄성영역의 거동특성과 파괴시의 일축압축강도를 이용하여 정의되고, 일반적으로 파괴변형률(ϵ_{1f}) 보다는 작은 값을 나타낸다(Fig. 12).

$$\epsilon_0 = \sigma_c / E_i \quad (8)$$

여기서, σ_c : 일축압축강도
 E_i : 변형계수

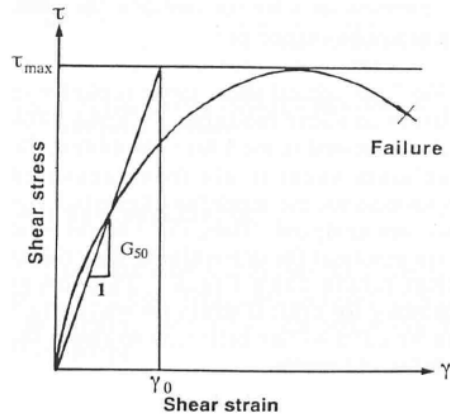


Fig. 13. Definition of critical shear strain (Sakurai, 1995)

Kirsh의 이론에서 살펴보면 굴착면의 경계에서는 원주응력(σ_r)은 0이 되며, 접선응력(σ_θ)은 $\sigma_v[(1+K) + 2(1-K)\cos 2\theta]$ 로 정의된다. 즉, 터널 경계면에서는 일축상태이므로 Sakurai의 한계변형률과 굴착에 의한 천단변위를 터널반경으로 나눈 값을 비교하여 터널의 안정성을 판단하고 있다.

test)과 같은 전단시험에 의해 구해야 하지만 일축압축 시험과 삼축압축시험의 결과와 유사하기 때문에 Sakurai (1995)는 한계전단변형률을 식 (9)와 같이 한계변형률을 이용하여 정의하였다(Fig. 13).

$$\gamma_0 = \epsilon_0(1+\nu) \quad (9)$$

3.2 한계전단변형률 개념을 이용한 산정방법 제시

여기서, $\gamma_0 = \frac{\tau_{max}}{G_{50}}$, $\tau_{max} = \frac{\sigma_c}{2}$, $G_{50} = \frac{E_{50}}{2(1+\nu)}$

한계전단변형률은 비틀림 전단시험(torsional shear

ν : 포아송비

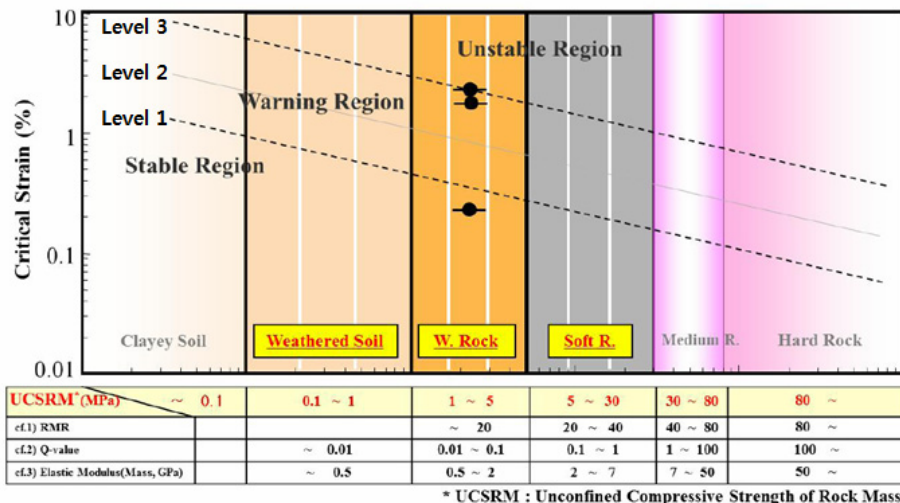


Fig. 14. A new critical strains diagram (Park, 2013)

터널주변부의 경우 토사와 암반은 모두 삼축상태에 놓이게 되고, 전단변형에 의해 파괴가 발생하는 경우가 많아 토사와 암반의 파괴를 전단응력 및 전단변형률로 평가해야 한다(Sakurai, 1995). 이에 본 연구에서는 수치해석의 결과인 최대전단변형률값과 대응시켜 지반이완하중을 산정하였다.

또한 Park (2013)은 Fig. 14에서와 같이 Sakurai의 한계변형률 도표를 바탕으로 RMR값, Q값, 지반의 변형계수 등 다양한 지질학적 요소를 반영한 새로운 평가도표를 제시하였다. 기존 도표의 경우 암석 및 토사시료에 대한 일축압축강도시험을 통해 산정된 한계변형률을 암반으로 대응시켜야 하나 새로운 도표를 통하여 터널 통과 지반의 RMR값으로 보다 쉽게

한계전단변형률을 산정할 수 있다.

4. 한계전단변형률을 이용한 ○○터널 지반이완하중 산정

지형조건, 터널형상, 지중응력 상태, 지보재의 시공 조건 등을 반영할 수 있는 유한요소 프로그램인 Midas NX를 이용하여 ○○터널의 지반이완하중을 산정하였다.

4.1 ○○터널의 표준 지보패턴 및 설계정수

지보패턴별로 지반이완하중을 산정하기 위하여

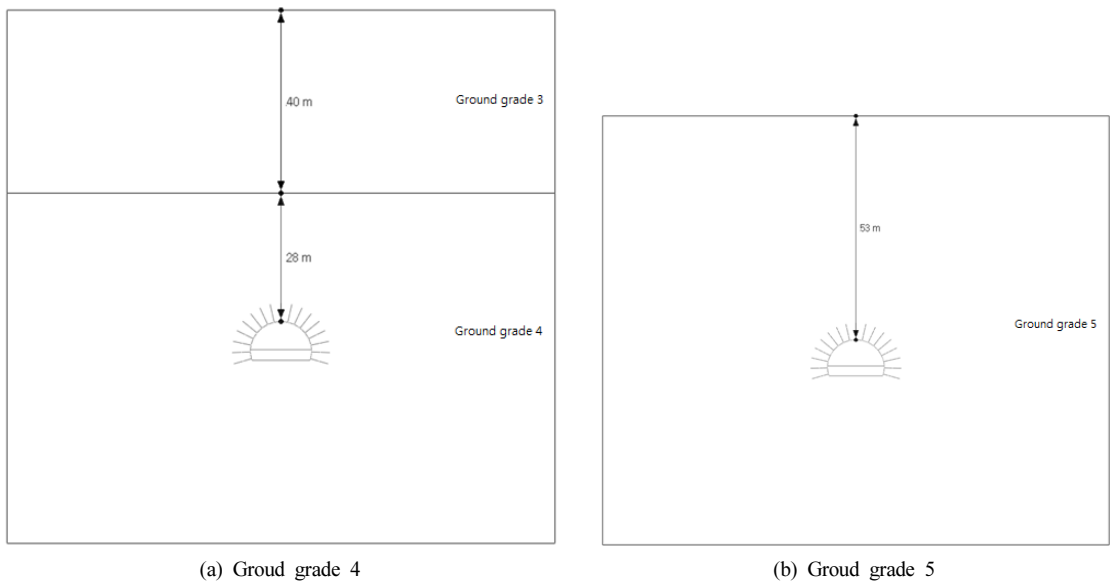


Fig. 15. Ground conditions of ○○tunnel

Table 3. Standard supporting patterns of ○○tunnel

Contents	Tunnelling method	Advance (top/bottom)	Thickness of Shotcrete (mm)	Rock bolt	
				Length	Longitudinal
Ground grade 1	full face excavation	3.5	50	3.0	random
Ground grade 2	full face excavation	3.0	50	3.0	3.0
Ground grade 3	full face excavation	2.0	80	4.0	2.0
Ground grade 4	divided excavation	1.5/1.5	120	4.0	1.5
Ground grade 5	divided excavation	1.2/1.2	160	4.0	1.2

Table 4. Design parameters for numerical analysis

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
Shotcrete	Soft	5,000	25.0	-	-	0.20
	Hard	15,000	25.0	-	-	0.20
Rock bolt		200,000	78.5	-	-	0.30

Fig. 15와 같이 ○○터널의 지반등급 별 대표단면을 설정한 후 Table 3의 표준 지보패턴과 같이 모델링하고, Table 4의 물성값을 입력하여 해석을 수행하였다. ○○터널의 폭은 13.3 m, 터널의 높이는 8.5 m이며 경계조건의 영향이 미치지 않도록 터널 측방으로 3.5 D 이상으로 확대하여 모델링하였다. 하중분담률은 일반적으로 사용되는 지반등급 1, 2에서는 60%–20%–20%, 지반등급 3에서는 50%–25%–25%, 그리고 지반등급 4, 5에서는 40%–30%–30%를 적용하였다. 시공단계를 반영하기 위하여 지반등급 1~3의 경우 전단면 굴착 후 슛크리트 타설 및 록볼트 설치, 슛크리트 경화의 순서로 시공단계별로 해석을 수행하고 지반등급 4~5의 경우 상·하반 분할 굴착의 시공단계를 고려하였다.

4.2 ○○터널의 지반이완하중 산정

대표단면의 RMR값을 이용하여 가장 안전측인 Fig. 14의 Stable Region (상한선, Level 1)을 기준으로 한계변형률을 구하고, 식 (9)를 이용하여 한계전단변형률을 구한 결과는 Table 5와 같다.

측압계수에 따른 지반이완하중을 산정하기 위하여 0.5, 1.0, 1.5의 세 가지 경우로 나누어 해석을 실시하였다. 지반등급 1~3에서는 Level 1의 한계전단변형률의 값이 존재하지 않아 지반이완하중이 작용하지 않

는 것으로 판단하였다. Fig. 16에서 안전율(F.S=2)를 고려하여 지반등급 4에서 측압계수 0.5의 경우 측벽부에만 2.0 m, 측압계수 1.0의 경우는 천장부 1.4 m, 측벽부 3.4 m의 지반이완하중고가 작용하는 것으로 나타났다. 측압계수 1.5의 경우는 천장부는 3.0 m, 측벽부는 5.5 m로 나타나 천장부 보다는 측벽부의 지반이완하중이 더 크게 작용하였다. 그리고 Fig. 17에서 안전율(F.S = 2)를 고려하여 지반등급 5에서 측압계수 0.5의 경우 측벽부에만 2.8 m, 측압계수 1.0의 경우는 천장부 0.9 m, 측벽부 3.7 m의 지반이완하중고가 작용하였고, 측압계수 1.5의 경우는 천장부는 2.4 m, 측벽부는 5.8 m로 나타났다.

측압계수에 따라 지반이완하중의 크기와 형상의 변화를 확인할 수 있었다. 또한 터널심도의 조건이 다르기 때문에 지반등급 5의 천장부의 지반이완하중이 지반등급 4보다 작게 산정되었다. 측압계수 0.5의 경우는 측벽부에서만 지반이완하중이 작용하였고, 측압계수가 커짐에 따라 천장부와 측벽부의 모두 지반이완하중이 작용하였다.

Table 5. Critical shear strain according to RMR value

contents	RMR value	
	40	20
Level 1	0.1985 (%)	0.3574 (%)
Level 2	0.4762 (%)	0.8571 (%)
Level 3	1.3105 (%)	2.3379 (%)

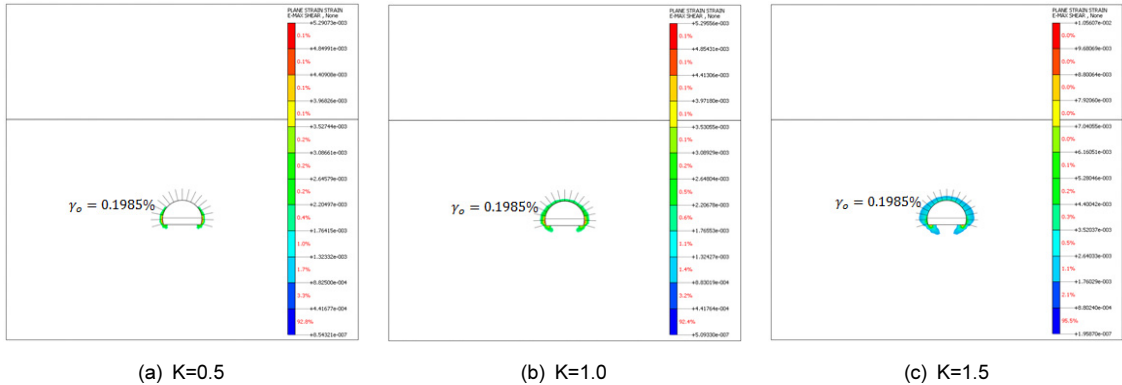


Fig. 16. Evaluation on rock load using critical shear strain(Ground grade 4)

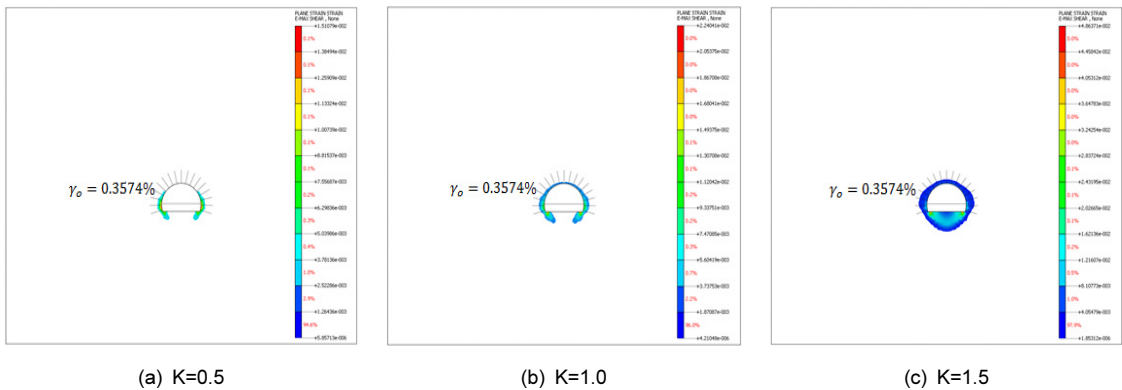


Fig. 17. Evaluation on rock load using critical shear strain (Ground grade 5)

4.3 한계전단변형률로 산정한 지반이완하중과 기존 방법들과의 결과 비교·분석

본 연구에서 산정한 지반이완하중과 기존 방법들의 값을 보다 정확하게 비교·분석하기 위하여 Table 6의 실제 측정된 ○○터널의 지반물성값과 암반분류인

RMR값과 Q값(절리군의 수, 절리면의 거칠기계수)을 사용하였다.

각 산정방법에 따라 매개변수를 대입하고 지반이완하중고를 산정한 결과 Table 7 및 Fig. 18과 같다.

점착력을 고려한 Terzaghi 이론식의 경우 암반의 큰 점착력으로 인하여 지반이완하중을 산정할 수 없

Table 6. Parameters of the Empirical Equation

Contents	RMR value	Q-system value		
		Q	J_r	J_n
Ground grade 1	95	130	1	3.0
Ground grade 2	80	19	1	3.0
Ground grade 3	60	8	1	3.0
Ground grade 4	40	2	1	3.0
Ground grade 5	20	1	1	3.0

으며 점착력을 고려하지 않은 사질토지반의 이론식과 비교한 결과 암반이 양호한 1등급의 경우에도 지반이완하중고가 8.9m로 과다하게 산정되고 있는 것으로 나타났다.

암반분류방법인 RMR과 Q-system을 이용한 경험식의 경우에서도 지반등급 2에서 지반이완하중이 다소 크게 작용되고 있으며 Q-system에 의한 방법의 경우 암반의 기하학적 상태, 절리의 전단강도, 환경적인 요소에 따라 변화폭이 크기 때문에 객관적인 지반이완하중산정에 어려움이 있을 것으로 판단된다. 이러한 경험식은 암반의 공학적 특성을 고려하였지만 지반이완하중을 산정에 사용되는 매개변수는 중 터널 심도와 측압계수와 같은 초기응력상태 및 NATM 터널의 지보재 역할을 고려할 수 없어 합리적인 산정방

법으로 보기 어렵다.

그리고 지반-라이닝 상호작용 모델 관계식의 경우 지반등급 3의 경우는 경험식에 비해 작게 산정되었지만 지반등급 4, 5의 경우는 경험식에 비해 큰 지반이완하중이 작용하는 것으로 검토되어 콘크리트라이닝의 경제적인 설계와는 다소 거리가 있으며 측압계수는 고려할 수 없는 한계가 있다.

본 연구에서 적용한 Sakurai 한계변형률 개념 중 가장 안전측인 Level 1을 이용하여 지반이완하중을 산정한 결과 지반등급 1~3의 경우 지반이완하중이 작용하지 않았으며 지반등급 4, 5의 경우는 산정된 지반이완하중고에 안전율(F.S = 2)를 적용할 경우 측벽부에 3.4 m와 3.7 m로 산정되었다. 이는 이론식의 19, 18%에 해당하고, 경험식에 47, 39% 해당하는

Table 7. Comparison of rock load heights based on different evaluation methods

	Ground grade 1	Ground grade 2	Ground grade 3	Ground grade 4	Ground grade 5
Terzaghi's theory (1946)	8.9	11.0	15.5	17.3	19.8
RMR value	0.7	2.7	5.3	8.0	10.6
Q value	1.4	2.8	3.8	6.3	8.3
GLI model	0	0	2.7	12.8	14.6
Critical Strain (Level 1)	0	0	0	3.4	3.7

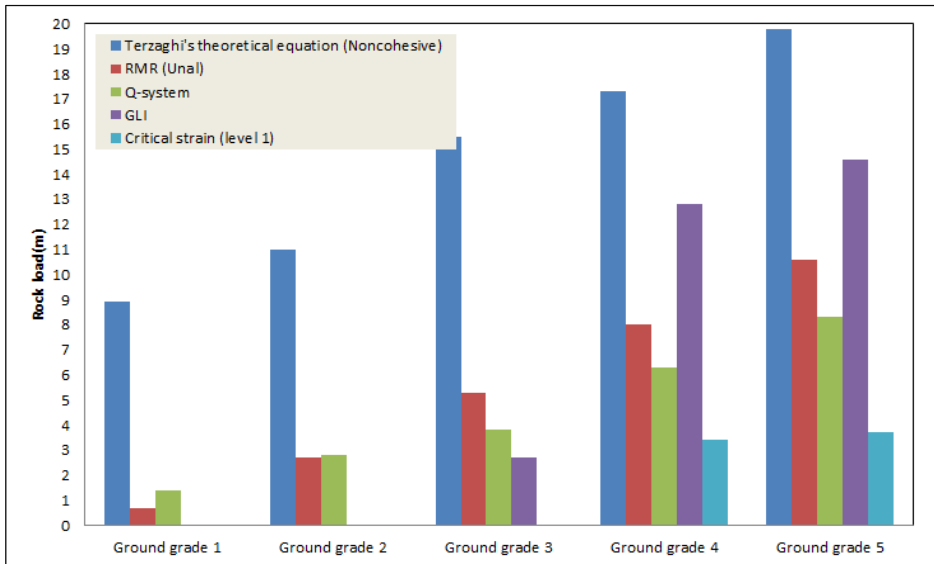


Fig. 18. Comparison of rock load by various evaluation methods in this study (K=1.0)

값이다. 또한 지반-라이닝 상호작용 모델 관계식의 26, 25%에 해당한다.

5. 결론 및 제언

국내터널 설계는 콘크리트라이닝은 1차 지보재가 지지하고 있는 지반이완하중을 콘크리트라이닝이 부담하는 개념이며 지중골조 모델로 적용시켜 설계를 하고 있다.

그러나 지반이완하중을 공학적으로 명확하게 규명하기 어려우며 일반적으로 이론식이나 경험식을 적용할 경우에는 보수적인 설계가 될 수 있는 한계가 있다. 본 연구에서는 기존 지반이완하중 산정법들의 한계점을 고찰하고 지반이완하중 산정에 필요한 모든 매개변수와 지반과 지보재의 상호작용을 고려하는 수치해석을 통한 합리적인 지반이완하중 산정방법을 제안하였다. 또한 터널의 안정성을 판단할 수 있는 기준인 Sakurai (1995)의 한계전단변형률 개념을 도입하여 지반이완영역 판단에 공학적 근거를 제시하였다.

1. 지반이완하중 산정방법 중 이론식의 경우 점착력이 큰 암반터널에 적용하기에는 제약이 크며, 암반 분류 방법에 따른 경험식의 경우 지반이완하중 산정에 암반의 공학적 상태를 고려한 점은 합리적이나 중요한 매개변수의 부재와 지반과 지보재의 상호작용을 고려할 수 없는 단순 산술적인 식이기 때문에 한계가 분명하다고 판단하였다. 본 연구에서는 다양한 매개변수를 고려할 수 있고 지보재의 역할을 모사할 수 있는 수치해석적 방법이 보다 합리적인 산정방법이라 판단하였다.
2. ○○터널의 지반등급 별 대표단면을 선정하고 축압계수 변화에 따라 지반이완하중을 한계전단변형률 Level 1을 기준으로 산정한 결과 지반등급 1~3까지는 지반이완하중이 작용하지 않았으며 지반등급 4, 5는 축압계수에 따라 크기와 형상이 다르게 작용하였다. 축압계수 0.5의 경우 지반등급 4, 5 모두 측벽부에만 작용하였고, 축압계수 1.0, 1.5의

경우는 측벽부가 천장부에 비해 더 크게 지반이완하중이 작용하였다. 지반등급 5의 경우 천장부의 지반이완하중이 지반등급 4보다 작게 산정된 이유는 터널의 심도가 다르기 때문이며 암반의 상태가 불량할수록 지표면에 가깝게 존재하므로 이를 고려하여 비교해 주는 것이 중요하다.

3. ○○터널의 지반이완하중을 한계전단변형률 Level 1을 기준으로 산정한 결과 지반등급 4의 지반이완하중고는 경험식의 47%의 수준이며, 지반-라이닝 상호작용 모델 관계식의 26%에 해당하는 값이다. 또한 지반등급 5의 경우 경험식의 39%, 지반-라이닝 상호작용 모델 관계식의 25%에 해당하는 값이기 때문에 특수한 지반조건을 제외한 일반적인 조건의 경우 보다 경제적인 콘크리트라이닝 설계가 가능할 것으로 판단된다.

그러나 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 필요하다.

감사의 글

본 논문은 “2010년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임 (No. 2010-0026196).” 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Bierbäumer, A. (1913), “Die dimensionierung des tunnelmanerwerks.” pp. 101.
2. Bieniawski, Z.T. (1989), “Engineering rock mass classifications”, John Wiley & Sons, pp. 162-169.
3. Chun, B.S., Shin, Y.W. (2000), “A case study on the design loads of tunnel concrete lining.” Civil Expo, pp. 5-8.

4. Chun, B.S., Shin, Y.W. (2001), "A study on the design loads of NATM tunnel concrete lining." J. of Korean Society for Rock Mechanics TUNNEL & UNDERGROUND, Vol. 11, No. 2, pp. 96-108.
5. Grimstad, E., Barton, N. (1993), "Updating the Q-system for NMT." Proc. int. symp. on sprayed concrete - modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes. Oslo, pp. 46-66.
6. Huh, D.H., Chang, S.B., Moon, H.K. (2008), "A study on the secondary tunnel lining design using a ground lining interaction model." J. of The Korean Society for Geosystem Engineering, Vol. 45, No. 4, pp. 370-380.
7. Korean Tunneling Association. (2009), A manual of tunnel design criteria, CIR, Korea, pp. 145-165.
8. 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." J. of Korean Tunnelling and Underground Space Association, Vol. 12, No. 6, pp. 443-450.
9. Kim, S.H., Kim, K.L., Jeong, S.S., Choi, W.I. Lee, K.J., Lee, S.W. (2012), "Estimation of the ground loads acting on concrete lining in NATM tunnel." Korean Society for Railway pp. 415-420.
10. Kwa'sniewski, M., Takahashi, M. (2010), "Strain-based failure criteria for rocks : State of the art and recent advances." Rock Mechanics in Civil Environmental Engineering. pp. 45-56.
11. Park, J.J., Kim, Y.M., Hwang, T.J., Jeong, S.S. (2011), "Numerical analysis of tunnel lining under loosening Load." J. of THE KOREAN GEOTECHNICAL SOCIETY, Vol. 27, No. 7, pp. 35-45.
12. Park, S.H. (2013), "Engineering interpretation of critical strains in the ground and a new approach to assess the tunnel stability." Proc. of Tunnelling and Underground Space Construction for Sustainable Development., Korea Tunnelling Underground Space Association, Seoul, Korea, pp. 273-276.
13. 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." J. of the Korean Society of Civil Engineers, Vol. 33, No. 5, pp. 1957-1968.
14. Rose, D. (1982), "Revising Terzaghi's tunnel rock load coefficient", Proc. 23rd U.S Symposium on Rock Mechanics., AIME, New york, pp. 953-960.
15. Ryu, D.H., Kim, S.C., Lee, C.J., Park, J.Y., Lim J.G., Moon, J.W. (2012), "A study on the application based on the equations of loosening loads for the optimized design of concrete lining." Korean Society for Railway, pp. 7-18.
16. Sakurai, S. (1981), "Direct strain evaluation technique in construction of underground opening", Proc. 22nd U,S, Sympo. Rock Mech., Cambridge, MIT, pp. 298-302.
17. Sakurai, S. (1982), "An evaluation technique of displacement measurements in tunnels", Journal of Geotechnical Engineering, JSCE, Vol, 317, pp 93-100.
18. Sakurai, S., I.Kawashima & T.Otani. (1995), "A criterion for assessing the stability of tunnels." Eurock'93, Ribeiro e Sousa & Grossmann(eds), pp. 969-973.
19. Sakurai, S. (1997), "Lesson learned from field measurements in tunnelling", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 12, No. 4, pp. 453-460.
20. Seo, S.H., Chang, S.B., Lee, S.D. (2002), "An analysis model of the secondary tunnel lining Considering ground-primary support-secondary lining interaction." J. of Korean Society for Rock Mech, Vol. 12, No 2, pp. 107-114.
21. Shin, Y.S., Park, S.H. (2009), "Engineering interpretation of critical strains in the ground based on the tunnel engineering." J. of TUNNELLING TECHNOLOGY, Vol 11, No. 4, pp. 403-410.
22. Terzaghi, K. (1943), Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons, New York, pp. 66-76.
23. The British Tunnelling Society and The Institution of Civil Engineers. (2004), Tunnel lining design guide, Thomas Telford, UK, pp. 92-95.
24. Unal, E. (1983), Design guideline and roof control standards for coal mine roofs, Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University.

25. 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.
26. Yoo, 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." J. of Korean Society for Rock Mechanics, pp. 137-146.