

터널공학을 중심으로 한 한계변형률의 공학적 적용성

신용석¹, 박시현^{2*}

Engineering interpretation of critical strains in the ground based on the tunnel engineering

Yong-Suk Shin, Si-Hyun Park

Abstract This paper discusses an application method of critical strains concept for tunnels' safety by using the values of measured displacements which are obtained in the field. The aim of this paper is to: (1) study on the engineering meanings of critical strains concept by reviewing the previous researches and application examples with measured displacement values; (2) study on the engineering reasonability of critical strains concept with the view point of a tunnel engineering and a geotechnical engineering; (3) study on the features of ground deformation due to tunneling and reciprocal relation between total displacement and measured displacement; (4) evaluate a tunnel safety by using domestic measurements collected in the field; and (5) re-evaluate the control criteria which were previously used in the field, with the view point of critical strains concept. Consequently, it was confirmed that critical strains in the ground has a reasonability and a possibility of unified or common concept with the view point of a tunnel engineering.

Keywords: Critical strain, measured displacements, control criterion, tunnel safety

요 지 본 논문은 시공현장에서 계측된 변위값을 이용하여, 터널구조물의 안정성을 정량적으로 평가하는 한계변형률 개념의 활용성에 관한 것이다. 한계변형률 개념의 활용성을 높이기 위해서 (1) 변위개념을 활용한 기존의 현장 및 연구사례를 정리하여 한계변형률 개념의 공학적 의미; (2) 터널공학적 및 지반공학적 관점에서 한계변형률 개념의 타당성; (3) 터널굴착에 의해 발생하는 지반의 변위 구분 및 총변위와 계측변위의 관계성; (4) 국내 터널시공 현장의 계측사례를 활용하여 한계변형률 관점에서의 터널안정성 평가; 그리고 마지막으로 (5) 기존에 현장에서 활용된 시공관리기준치를 한계변형률 관점에서 재평가 등에 대한 연구를 수행하였다. 결론적으로, 한계변형률 개념은 터널공학적인 측면에서 타당한 근거가 있으며, 통일된 관리기준으로 활용가능 한 것으로 평가되었다.

주요어: 한계변형률, 계측변위, 시공관리기준, 터널안정성

1. 서 론

시공중인 터널의 안정성을 판단하기 위하여, 국가별로 현장상황에 따라 변위 및 응력과 관련된 현장계측을 실시하도록 추천하고 있다(미국: Engineering and Design TUNNELS AND SHAFTS IN ROCK, 1997; Road Tunnel Design Guidelines, 2004; 영국: British Tunnelling Society, 2004; 한국: 한국터널공학회, 2007). 그러나 실제 시공 현장에서 일상적으로 실시되는 계측은 변위계측들이며, 응력계측은 특별한 경우(터널구조물의 안전성이 확보되기 어렵다고 판단되는 경우)에 적용되며, 또한 계측값을 평가하는 것이 어려운 현실이다(김학준, 2004). 따라서

현장 관리자들은 변위계측치들에 대해서 관리기준치를 설정해 두고서, 이를 이용하여 터널의 안전성을 평가하고 있다. 그러나 이들 관리기준치는 국가별로 또는 시공주체별로 일관성이 결여되어 있으며, 그 설정근거도 불명확한 경우가 많으며 때로는 수치해석 결과를 그대로 활용하기도 하고 있다(2.1절 참조).

터널 시공관리측면에서는, 변위개념(혹은, 변형률개념)이 응력개념보다 활용성이 높은 것으로 판단된다. 왜냐하면, 변위계측은 응력계측에 비해 단순하며 계측지점도 쉽게 확보할 수 있어 경제적이기 때문이다. 터널은 연장이 긴 구조적 특징이 있어, 긴 구간에 걸친 계측이 필요하기 때문에, 응력계측보다는 변위계측이 더욱 유리하다. 시공현장에서 계측되는 변위값들은 지반상태, 지반굴착방법, 지보재 양과 설치방법, 지반-지보재의 상호 거동 등이 함축되어 나타나게 되는 의미있는 지표이다.

¹정회원, 한국시설안전공단, 실장

²정회원, 한국시설안전공단, 과장

*교신저자: 박시현 (E-mail: parksh@kistec.or.kr)

따라서 신뢰성있는 계측변위를 얻고, 또 이를 제대로 평가할 수 있다면, 시공중인 터널의 안정성 평가는 물론 지보재의 적절성에 대한 평가까지 가능하게 되어, 결과적으로는 경제적인 터널시공이 가능할 것으로 판단된다.

본 논문은, 시공현장에서 계측된 변위값을 이용하여 터널구조물의 안정성을 평가하는 방법으로 최근에 새롭게 주목받고 있는 한계변형률 개념의 활용성에 대한 연구이다. 현장에서 계측된 변위값을 이용하여, 한계변형률 개념을 제안한 것은 櫻井(1982)가 최초이다. 그 후, 변형률을 이용한 유사한 연구가 점차적으로 실무에 시도되고 있다(Sakurai, 1997; Swarup et al, 2000; Hoek and Marinos, 2000). 그러나 아직까지 한계변형률은 터널분야에서 폭넓게 활용되고 있지 못하다. 이는 한계변형률이 가지고 있는 공학적 의미, 시공현장에 적용하는 방법에 대한 공학적 타당성 등에 대한 명확한 설명과 실무적용 연구가 부족한 것에 기인하는 것으로 판단된다. 특히, 터널시공시의 변위값은 지반의 굴착방법과 굴착시간, 지보재의 설치시기와 강성, 계측기기의 설치시점 등에 의해 달라지는 값이다. 또한 터널을 굴착하기 앞서 터널전방의 계측지점은 변형이 발생하게 되는데, 계측변위에는 이러한 선행변위가 포함되어 있지 않는 점이 지적될 수 있다.

이러한 관점에서, 본 연구에서는 다음과 같은 분야에 대한 연구를 수행하여 한계변형률 개념의 실무 활용성을 높이고자 한다. (1) 먼저 터널시공현장에서 사용된 계측 관리기준들을 수집하여 비교하였다. (2) 변위개념을 활용한 기존의 연구사례를 정리하여 한계변형률 개념의 공학적 의미를 검토하였다. (3) 한계변형률 개념의 공학적 타당성을 터널공학적 관점과 지반공학적 관점에서 각각 검토하였다. (4) 터널굴착에 의해 발생하는 지

반의 변위를 구분하였으며, 총변위와 계측변위의 관계성 등에 대해 검토하였다. 그리고 (5) 마지막으로 기존에 현장에서 활용된 시공관리기준치를 한계변형률 관점에서 새롭게 평가하였다.

2. 기존의 사례 연구

2.1 터널시공현장에 적용된 터널안정 관리기준치

표 1은 터널시공현장에서 적용되었던 국가별 및 시공주체별 관리기준치 사례를 정리한 것이다.

표에서 보는 바와 같이, 지반의 종류, 주의레벨, 변위량 또는 변위속도, 지보재의 길이 등에 의해 관리기준치들이 결정되어 있다. 이 중에는 정지토압계수(K_0)를 활용한 사례도 있는데, 이는 수치해석에 의한 결과임을 추정할 수 있다. 그러나 대부분의 관리기준치는 예전부터 현장에 사용된 경험치로 알려져 있으며, 뚜렷한 공학적 근거나 통일적 기준에 의해 수립된 것이 아님을 확인할 수 있다.

2.2 한계변형률 개념의 정의

한계변형률(Critical strain)은 Sakurai(櫻井)에 의해 처음으로 제안된 지반특성에 대한 새로운 물성치이다. Critical strain(ϵ_0)은 그림 1과 같이 터널시공 현장에서 채취한 흙 또는 암석시편의 일축압축시험결과인 응력-변형률 관계로부터 구해졌다. 즉 Critical strain은 초기탄성영역의 거동특성과 파괴시의 일축압축강도를 이용하여 정의되며, 일반적으로 파괴변형률(ϵ_f)보다는 항상 작은 값을 가지게 된다.

흙 및 암석에 대한 Critical strain과 일축압축강도의 관계는 그림 2와 같다. 그림 2에서 나타낸 바와 같이

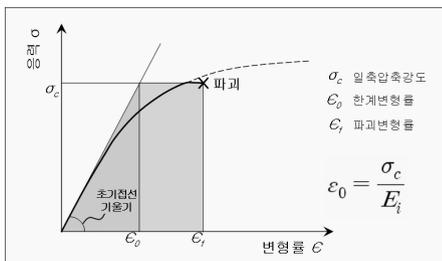


그림 1. 일축압축시험에 의한 응력-변형률도

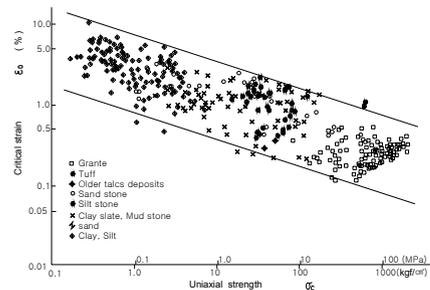


그림 2. Critical strain과 일축압축강도와의 관계⁸⁾

표 1. 터널시공현장에서 사용된 관리기준치들

국내외 기준		구분조건	관리기준치				
한국지반공학회(1996)	주의레벨 I	내공변위속도가 막장에서 5 mm/일 이상		지반은 비교적 안정, 이완영역 발생 시작			
	주의레벨 II	내공변위속도가 - 막장에서 10 mm/일 이상 - 후방에서 5 mm/일 이상		이완영역이 발생하는 것으로 간주			
	주의레벨 III	내공변위속도 가속		확실한 이완영역이 발생된 것으로 판단			
서울지하철 3, 4호선구간 관리기준 (한국도로공사, 1995) · K0: 정지토압계수	항 목	K ₀	단선구간		복선구간		
	천단침하(mm)		봉화토	봉화암	봉화토	봉화암	
		0.5	6.8~38.1	2.0~6.8	8.7~43.7	4.5~16.6	
	1.0	0.4~9.0	0.9~1.5	6.6~25.0	2.5~7.2		
	내공 변위 (mm)	상반	0.5	8.3~44.2	3.2~11.4	2.0~12.4	2.4~5.5
			1.0	23.5~95.2	7.8~29.1	15.5~59.0	8.1~26.1
하반	0.5	2.9~12.3	2.1~8.4	0.5~3.9	1.7~5.9		
	1.0	10.6~34.4	5.0~19.6	14.4~55.3	5.2~18.6		
일본터널기술협회(1983) · 터널반경 5 m기준 (천단변위)	지반분류	주의레벨 수준(cm)					
	경암	I		II			
	연암	0.3~0.5		1.0~1.5			
	풍화암	0.5~1		1.5~4			
일본터널기술협회(1983) · 터널반경 5 m기준 (천단변위)	지반분류	주의레벨 수준(cm)					
	경암	I		II			
	연암	0.3~0.5		1.0~1.5			
	풍화암	0.5~1		1.5~4			
일본 (주)TOBISHIMA건설 (한국도로공사, 1995) · 터널직경 10 m 기준 · 주의레벨 II에서 시공법 변경, 보조공법 및 지보부재 추가 등 고려	지반조건	주의레벨 I		주의레벨 II			
	경암지반	내공변위(cm)		내공변위속도			
	연암지반	2~3		5 mm/day가 3일 이상			
	토사 지반	사질토	3~5		상동		
		점성토	2~3		상동		
	팽창성지반	3~5		10 mm/day가 3일 이상			
팽창성지반	10		30 mm/day가 3일 이상				
일본 (주)SIMIZU건설 (清水建設株式会社, 1998) · 내공변위: 수평축선기준	지반분류	내공변위(mm)	내공변위구배(mm/m)				
	붕괴토		막장에서의 거리				
		기준치	0~0.5D	0.5D~1.5D	> 1.5D		
	경계치	40	8	4	2		
	한계치	80	16	8	4		
	기반암	기준치	120	24	12	6	
한계치		30	6	3	2		
일본 국철 관리기준 (高山 昭, 1993) (천단변위)	특s, Is	단 선	75 mm 이하				
		복 선	150 mm 이하				
	I _N	단 선	25~75 mm 이하				
		복 선	50~150 mm 이하				
	II _N , V _N	단 선	25 mm 이하				
		복 선	50 mm 이하				
프랑스 공업성 (한국도로공사, 1995) · 천단침하 관리기준	최대허용변위량	경질지반에서 토피고에 따라 10~50 m인 경우, 1~2 mm 50~100 m인 경우, 2~6 mm 100 m이상인 경우, 6~12 mm		소성지반에서 토피고에 따라 10~50 m인 경우, 2~5 mm 50~100 m인 경우, 10~20 mm 100 m이상인 경우, 20~40 mm			
	1일 허용변위량	막장통과시, 전체 허용변위량의 1/5~1/4 1주일 경과후, 전체 허용변위량의 1/20					
	최대허용 변위 이상적인 변위	터널반경 및 R/B길이의 10% 이내 터널반경 및 R/B길이의 3~4% 이내					
오스트리아 Alberg터널 관리기준 (한국도로공사, 1995)	내공변위 속도	2차 라이닝 설계강도에 따라 200 kg/cm ² 인 경우, 0~1 mm/30일 240 kg/cm ² 인 경우, 1~3 mm/30일 320 kg/cm ² 인 경우, 3~5 mm/30일					

Critical strain은 일축압축강도가 증가할수록 감소하는 경향을 나타내고 있다. Sakurai(1997)에 의하면, 파괴변형률이 Critical strain보다 최대 2.5~4.0배 정도 더 큰 값을 나타내고 있으며, 또한, 암반(Rock Mass)에서의 Critical strain이 암석공시체(Intact Rock)의 Critical strain에 비해 1.0~4.0배 정도 더 큰 값을 보이는 것으로 조사되었다. 그림 2의 한계변형률 그래프가 가지는 의미는 다음과 같다. 즉, 하한선 아래에서 지반 상태는 안정하며, 상한선 위에서는 불안정하다는 것이다.

2.3 한계변형률을 활용한 연구들

한계변형률 개념을 이용하여 터널구조물에 적용한 연구 사례가 있다(Sakurai, 1997; Swarup et al, 2000; Hoek and Marinos, 2000). 이 연구들에서는 터널굴착시 계측된 천단변위를 터널의 반경으로 나누어 변형률을 구하였으며, 그 값을 한계변형률 도표에 도시하여 터널안정성을 평가하였다. 그림 3(a)는 Sakurai와 Hoek가 각각 발표한 연구내용을 본 연구에서 통합적으로 하나의 도표상에 표현한 것이다. 그림을 잘 살펴보면, Sakurai의 상한선(실선) 부근과 Hoek의 경계선(굵은 실선) 상부에 도시된 계측치들은 터널안정성이 확보되지

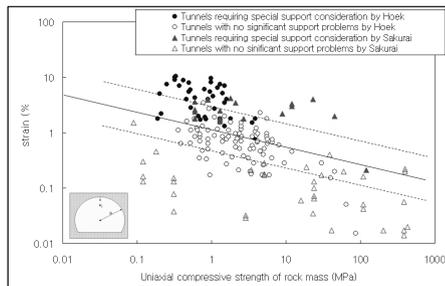
못하고 있는 것을 쉽게 알 수 있다. 이 그림을 통해 두 연구자의 연구결과는 유사한 개념을 활용하고 있음을 추정할 수 있다. 그림 3(b)는 Sakurai가 처음 제안한 한계변형률 경계선(그림 2)과 터널구조물에 적용한 경계선(그림 3(a))을 함께 도시한 것이다. 그림에서와 같이, Sakurai는 실내실험에 의한 경계치를 그대로 사용하지 않고, 그 값을 줄여서(Shift down) 터널실무에 적용한 것을 알 수 있다. 그리고 이때 줄인 양은 전체 변위량에 비해 상행선 65%, 하행선 45% 정도이다. 그가 이렇게 줄인 근거와 타당성 등에 대한 검토를 수행하였으며, 터널에서의 계측변위와 관련하여 후술(3.3절)하기로 한다.

3. 한계변형률의 실무적용을 위한 타당성 검토

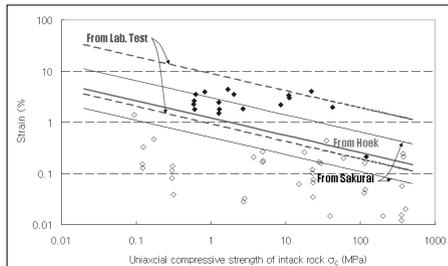
3.1 터널공학적인 측면

기존에 수행된 연구에서는 지반굴착시 계측된 천단변위를 터널반경으로 나누어 변형률을 결정하고 있다. 하지만 이렇게 결정된 변형률을 도시하여 평가할 때는 일축압축시험을 실시하여 구한 한계변형률 도표를 활용하고 있다. 여기서, 한계변형률 정의시와 활용시의 개념이 마치 서로 다른 방법에 의한 것처럼 여겨지는 면이 있다. 이러한 관점에서, 변형률 정의와 활용성에 대한 터널공학적인 타당성을 검토해 보면 다음과 같다.

터널굴착으로 인해 발생하는 주변지반의 응력변화 및 내공변위에 대해서는 다양한 이론식(Szechy, 1974)이 제안되어 있다. 이에 는 터널주변지반을 탄성체 또는 탄소성체로 간주하기도 하며, 또한 초기의 지반응력상태를 서로 달리 설정하기도 한다. 그 중에서 대표적인 것이 Kirsch 이론(Szechy, 1974)이며 그림 4는 Kirsch가



(a) sakurai와 Hoek의 연구결과 통합



(b) Sakurai 경계선의 비교

그림 3. 기존 연구결과에 대한 재검토

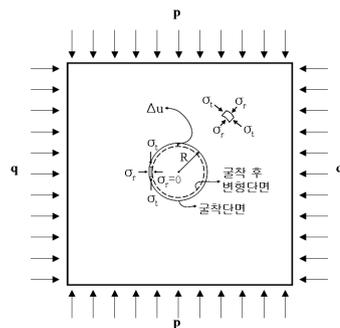


그림 4. 터널 굴착시의 지반 거동 모델

제한한 모델과 유사하다.

그림 4에는 2차원 평면변형률 조건에 대하여, 굴착단면과 함께 굴착 후 응력재분배로 인해 변형된 단면이 함께 도시되어 있다. 굴착면 측벽요소에 대한 응력상태를 살펴보면, 굴착으로 인한 응력해방으로 인해 원주응력(σ_r)이 0이 됨을 알 수 있다. 이때 접선응력(σ_t)은 증가하게 된다. 터널굴착으로 인해 발생하는 접선방향의 변형률(ϵ_t , 즉, 압축변형률)은 다음 식 (1)과 같이 전개 가능하다.

$$\epsilon_t = \frac{\Delta L}{L} = \frac{2\pi R - (2\pi(R - \Delta u))}{2\pi R} = \frac{2\pi \Delta u}{2\pi R} = \frac{\Delta u}{R} \quad (1)$$

상기 식으로부터 터널굴착시 굴착으로인한 주변지반의 압축변형률은 천단변위와 터널반경으로 표현 가능하다는 것을 나타내고 있다.

3.2 지반공학적인 측면

지반구조물의 안전성은 구조물 자체뿐만 아니라 주변 지반에 크게 좌우된다. 한계변형률은 지반물성치로서 압축변형률을 의미하고 있다. 지반과괴를 비롯한 안정성을 평가함에 있어서는 압축변형률이 아닌 전단변형률에 의해 평가하는 것이 일반적이다. 이러한 관점에서, 터널 굴착시의 압축변형률과 전단변형률에 대한 관계를 명확히 할 필요가 있다. 그림 4를 이용하여 굴착면에서의 변형률에 대한 관계식을 정리하면 다음과 같다 ($\sigma_r = 0$).

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \nu \left(\frac{\sigma_\theta}{E} + \frac{\sigma_r}{E} \right) = 0, \quad \sigma_z = \nu \sigma_\theta \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \epsilon_r &= \frac{\sigma_r}{E} - \nu \left(\frac{\sigma_\theta}{E} + \frac{\sigma_z}{E} \right) = -\nu \left(\frac{\sigma_\theta}{E} + \frac{\sigma_z}{E} \right) \\ &= -\nu \left(\frac{\sigma_\theta}{E} + \frac{\nu \sigma_\theta}{E} \right) = -\frac{\nu \sigma_\theta}{E} (1 + \nu) \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \epsilon_\theta &= \frac{\sigma_\theta}{E} - \nu \left(\frac{\sigma_r}{E} + \frac{\sigma_z}{E} \right) = \frac{\sigma_\theta}{E} - \nu \frac{\sigma_z}{E} \\ &= \frac{\sigma_\theta}{E} - \nu \frac{\nu \sigma_\theta}{E} = \frac{(1 - \nu^2) \sigma_\theta}{E} \end{aligned} \quad (4)$$

상기 식을 이용하여 전단변형률을 정리하면 다음과 같다.

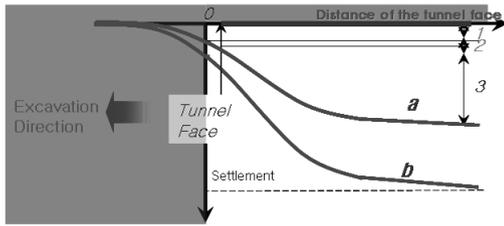
$$\begin{aligned} \gamma_{\max} &= \frac{\epsilon_\theta - \epsilon_r}{2} = \frac{(1 - \nu^2) \sigma_\theta / E + \nu \sigma_\theta (1 + \nu)}{2} \\ &= \frac{\epsilon_\theta}{2(1 - \nu)} = \frac{\epsilon_{\max}}{2(1 - \nu)} \end{aligned} \quad (5)$$

식 (5)는 무지보 탄성지반 원형터널($\epsilon_\theta = \epsilon_{\max}$) 조건을 반영한 것으로서, 지반의 전단변형률과 지반의 압축변형률과의 상관관계를 표현하고 있는 것이다. 이는 마치 탄성계수와 전단탄성계수와의 관계에서도 쉽게 이해할 수 있는 내용이다. 지반의 포아송비 $\nu = 0.3$ 으로 가정하면, $\epsilon_{\max} = 1.4\gamma_{\max}$ 이 된다. 즉, 터널굴착시 지반의 최대 압축변형률은 최대전단변형률에 비해 40% 더 큰 값을 나타내게 됨을 알 수 있다. 또한 상기의 식 전개를 통해, 천단변위와 터널반경으로 구해진 압축변형률은 터널굴착시 발생하는 전단변형률 값보다 더 큰 값을 보여주고 있기 때문에, 전단변형률을 이용하여 지반의 안정성을 검토하는 것 보다 더 보수적인 관점에서의 평가가 이루어지고 있음을 이해 할 수 있다. 이는 곧 터널굴착시 압축변형률을 이용한 지반안정성 평가시 전단변형률을 이용한 지반안전성 평가보다 1.4배의 안전율이 내포되어 있다는 것을 의미하기도 한다. 이는 현장 실무측면에서 안전성 확보가 용이한 것을 의미하기 때문에, 실무 활용성이 높아진 것으로 풀이된다.

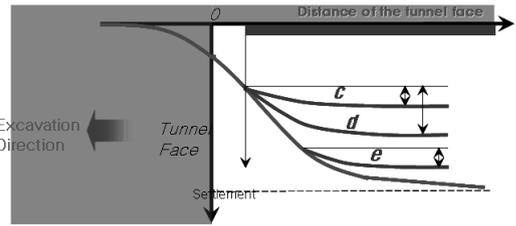
3.3 지반변위의 구분

터널굴착으로 인한 지반변형을 상세히 살펴보면 다음과 같다. 그림 5(a)는 무지보(곡선 b)때와 지보재 설치(곡선 a)때의 지반변위를 나타낸 것이다. 지보재를 설치하게 되면 무지보인 상태보다 지반 변위가 줄어들게 된다. 이 그림에서 중요한 것은 지반굴착전에 지반변형이 발생하고 있으며, 계측변위(그림의 3) 이외에도 두 종류의 변위(그림의 1과 2)가 존재한다는 점이다. 그림 5(b)는 지보재의 강성(곡선 c와 d의 비교)과 계측기 설치위치(곡선c와 e의 비교)에 따라서 계측변위가 변하게 되는 것을 나타낸 것이다.

상기 그림을 통해 알 수 있는 것은, 터널현장에서 계측되는 일반적인 변위(그림의 3)는 굴착전 선행변위(그림의 1과 2)가 포함되어 있지도 않으며 또한 계측기 설치 시점에 따라 계측결과가 변화하는 상대적인 값이라는 점이다(김창용 등, 2004; 김범주와 황영철, 2008). 이러

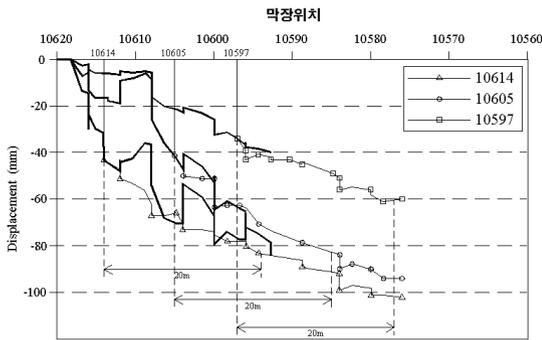


(a) 지보재 설치에 따른 지반변위의 변화

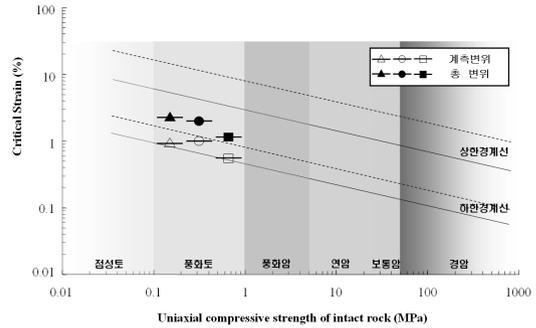


(b) 지보재강성 및 계측위치에 따른 변화

그림 5. 터널굴착에 의한 지반변위



(a) 터널굴착에 따른 지반의 총변위



(b) 한계변형률 개념에 의한 터널안정성 평가

그림 6. 선행변위를 포함한 총변위에 의한 평가사례

한 특징을 가지는 현장의 계측치를 이용하여, 터널굴착 지반이 가지고 있는 한계변위(즉, 한계변형률)와 직접적으로 비교하여 평가한다는 것은 불합리하다는 것을 쉽게 짐작할 수 있다. 이러한 관점에서 한계변형률 개념의 원저자인 Sakurai는, 그림 3(b)에서와 같이, 실내실험 결과(절대변위 개념, 즉, 선행변위까지 포함된 총변위개념)를 그대로 사용하지 않고 실무적용시에는 그 값을 줄여서 사용한 것으로 판단된다. 최근 계측기술의 발달로 인해, 선행변위를 계측할 수 있는 방법이 개발(鈴木 등, 2003; 노원석 등, 2006)되어 있다. 따라서 실제적으로 선행변위를 포함한 총변위값을 이용하여 한계변형률 도표에 도시해 보는 것은 매우 의미있는 검토가 될 수 있다.

3.4 현장계측결과를 활용한 검토

다음은 3.3에서 언급한 바와 같이 터널굴착에 의해 발생하는 계측변위를 활용하여, 한계변형률 관점에서의 터널안정성 평가의 타당성에 대해 국내계측결과를 활용

하여 검토한 것이다. 국내터널 시공현장의 계측결과를 수집함에 있어서는 신중하고 신속한 계측활동과 동시에 막장굴착이전에 발생한 선행변위도 함께 계측한 곳을 대상으로 하였다. 즉, 선행변위를 포함하는 경우와 그렇지 않은 경우에 대해 한계변형률 관점에서 터널안정성을 평가함으로써, 한계변형률 도표의 경계선이 가지는 실무활용상의 특징에 대해 검토하여 기술하였다.

그림 6(노원석 등, 2006)은, 터널시공시, 터널내부에서 막장전방에 설치한 수평경사계를 이용하여 선행변위를 계측하고서, 지반굴착후에 천단변위 계측결과와 서로 연결하여, 총변위를 구한 것이다. 계측위치별 계측치는 각각 다음과 같다. ① 10614지점: 선행변위 45 mm, 총변위 102 mm, ② 10605지점: 선행변위 42 mm, 총변위 95 mm, ③ 10597지점: 선행변위 35 mm, 총변위 60 mm. 이들 계측치를 통해 선행변위는 총변위에 대해 약 44~58%정도 발생한 것을 알 수 있다. 계측이 실시된 지점들은 모두 풍화토 지반에 해당하며, 계측결과를 이용하여 한계변형률 도표에 표시한 것이 그림 6(b)이다.

그림의 지반분류는 ISRM (1981)의 일축압축강도를 기준으로 하였다. 그림에서 알 수 있는 바와 같이, 3지점의 계측값은 선행변위 유무에 관계없이 상한 경계선보다는 아래에 위치하고 있다. 선행변위를 제외한 계측변위만을 이용하여 터널안정성을 평가하게 되면, 현재까지 계측된 변위값으로는 안정성이 확보된 상태이며, 하한경계선 인근에 위치하고 있다.

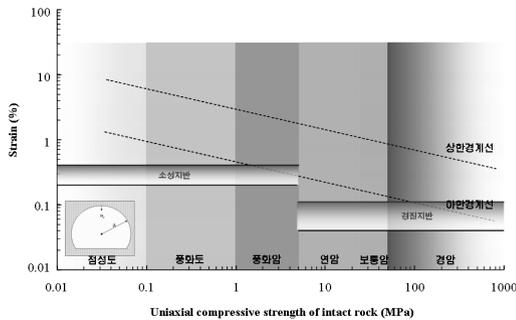
선행변위를 포함한 변위치를 이용하여 평가하게 되면, 상하한 경계치의 중간부분에 위치하고 있어 주의가 요구되는 정도임을 알 수 있다. 그러나 선행변위를 포함한 변위로 평가하고자 하는 경우에는 경계선 자체도 상향으로 이동(그림 3(b) 참조)된 점선의 경계선을 사용하여야 합리적이다. 이러한 관점에서 Sakurai가 실무에 활용하도록 제안한 상하한 경계선(그림 3(a) 참조)은 선행변위를 제외한 것으로서, 실무 활용성 측면에서도 활용성이 높은 것을 확인 할 수 있다.

따라서 한계변형률 개념을 활용하게 되면 터널현장에서 막장 굴착후 신속하게 계측된 계측변위만을 이용하더라도 터널안정성을 일관성 있게 평가하는 것이 가능

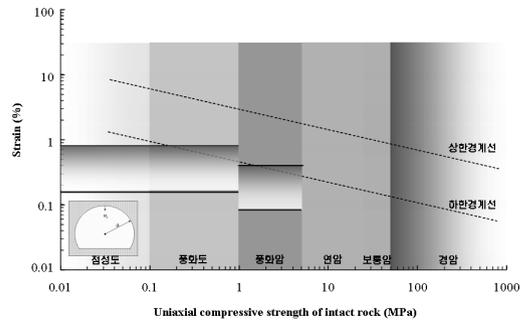
한 것을 확인하였다. 한편, 본 논문에서는 국내 시공사례 1건에 대해 검토한 것이다. 국외에서 적용된 사례도 앞에서 검토하였으나, 향후 보다 다양한 국내의 계측결과를 활용하여 현장적용성에 대한 평가를 통해 본 해석기법의 타당성에 대한 추가적인 검토가 수행될 필요가 있다.

3.5 기존 관리기준치에 대한 재평가

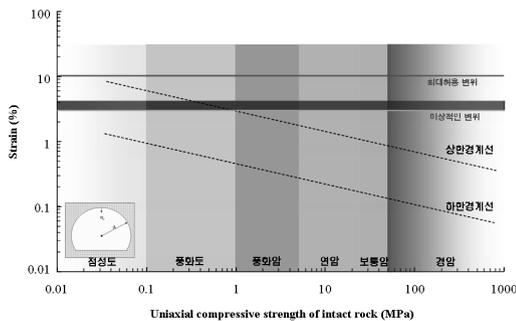
표 1에서 제시한 관리기준치들에 대해 한계변형률 개념으로 새롭게 재평가하였다. 이 때 터널의 폭은 10 m 를 사용하였으며 그 결과는 그림 7에 나타내었다. 먼저, 프랑스 공업성의 경우는 서울지하철 복선구간($K_0=0.5$)의 경우에서와 같이, 관리기준치가 한계변형률 하한선 아래에 위치하고 있는 것을 알 수 있으며, 비교적 엄격한 관리기준임을 알 수 있다. 오스트리아는 점성토 지반인 경우에 적절한 기준으로 평가된다. 한편, 그림 7(d)는 콘크리트 재료(압축강도 40 MPa로 가정)를 나타낸 것인데, 콘크리트 구조설계기준(장현수 등, 2004)에서 제시하는 극한변형률(0.003e)도 한계변형률 개념에서 적절한 값을 이해할 수 있다.



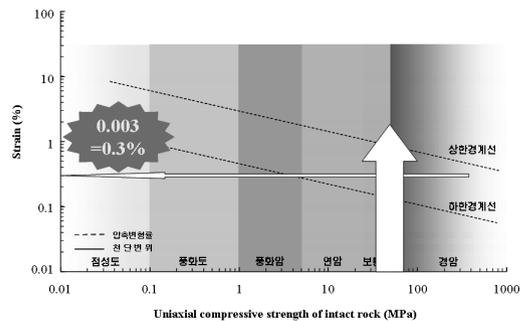
(a) 프랑스 공업성 기준



(b) 서울지하철 복선구간



(c) 오스트리아 기준



(d) 일반 콘크리트 재료

그림 7. 기존관리기준에 대한 재평가

www.kci.go.kr

4. 결 론

본 연구에서는 지반의 한계변형률을 이용하여, 터널안정성 평가와 관련된 다양한 내용을 검토한 것이다. 다음은 본 연구의 결론을 정리한 것이다.

1. 천단변위를 터널반경으로 나누어서 결정된 변형률은 터널굴착에 의한 지반의 압축변형률과 동일하다는 것을 밝혔다.
2. 탄성지반에서 무지보 원형터널 굴착시, 지반의 최대 압축변형률은 최대전단변형률에 비해 약 40% 더 큰 값을 나타내게 됨을 밝혔다. 이는 곧 터널굴착시, 압축변형률을 이용한 지반안정성 평가가 전단변형률을 이용한 지반안전성 평가보다 보수적인 평가임을 밝힌 것이, 향후 실무 활용성이 인정된다.
3. 국내시공현장에서 수행한 사례를 통해, 터널굴착에 따른 지반변위를 상세하게 검토한 결과 선행변위는 총변위에 비해 약 44~58% 정도 발생한 것을 확인하였다. 또한, Sakurai의 한계변형률 도표에서 제시한 상하한 경계선은 실내실험에서 얻은 경계선을 45~65% 정도 줄여서 실무에 활용한 것으로 확인되었다. 이는 터널굴착 현장에서 발생하는 선행변위를 감안하여 줄인 것으로 판단되며, 그 정도는 타당한 것으로 판단된다.
4. 기존에 터널현장에 적용된 관리기준치는, 한계변형률 개념에 의해 새롭게 통합적으로 설명이 가능한 것을 확인하였다. 이는 터널실무 측면에서 중요한 사항이므로, 향후 이에 대한 추가적인 실증연구가 필요한 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 김범주, 황영철 (2008), “NATM 터널굴착시 초기 내공변위와 최종 내공변위의 상관관계 연구”, 터널기술 한국터널공학회 논문집, 제9권, 제10-3호, pp. 233-243.
2. 김창용, 홍성완, 김광염, 백승현 (2004), “터널내공변위 거동분석에 관한 연구”, 터널기술 한국터널공학회 논문집, 제9권, 제6-3호, pp. 183-197.
3. 김학준 (2004), “토사터널의 일차 라이닝에 작용하는 하중 예측사례 연구”, 터널기술 한국터널공학회 논문집, 제3권, 제6-1호, pp. 17-23.
4. 노원석, 권형석, 강석기 (2006), “수평경사계를 이용한 토사터널의 막장변위 거동특성”, KGS Fall Conference 2006, pp. 1-16.
5. 장헌수, 조순부, 이차돈, 은희창, 박복만 (2004), 철근 콘크리트 구조설계, 태림문화사, pp. 91.
6. 한국도로공사 (1995), 고속도로 터널설계 실무 자료집, 한국도로공사 설계사업소, pp. 349-380.
7. 한국지반공학회 (1996), 지반공학시리즈 7 터널, 구미서관, 서울, pp. 442.
8. 한국터널공학회 (2007), 건설교통부 제정 터널설계기준.
9. 櫻井春輔 (1982), “トソネル工事における變位計測結果の評價法”, 土木學會論文報告集, 第 317号, pp. 93-100.
10. 鈴木健之, 土門 剛, 西村 和夫, 徐景源 (2003), “地山特性曲線および応力解放曲線を用いたトソネル掘削時の地山舉動予測”, トソネル工学研究會論文報告集, 第 13券, pp. 129-134.
11. 清水建設株式会社 (1998), “トソネル施工マニユアル”.
12. 高山 昭 (1993), N A T M의理論と實際, 日本土木工學社, pp. 31.
13. 日本トソネル技術協會 (1983), トソネル技術講演會テキスト, pp. 63-71.
14. British Tunnelling Society (2004), Tunnel lining design guide, ICE.
15. Engineering and Design TUNNELS AND SHAFTS IN ROCK (1997), U.S. Army Corps of Engineers.
16. Hoek, E. and Marinos, P. (2000), “Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses”, Tunnels and Tunnelling.
17. ISRM. (1981), Basic geotechnical description of rock masses, int J. Rock Mech Min. & Geomech Abstr. 18, pp. 85-110.
18. Road Tunnel Design Guidelines (2004), Federal Highway Administration, U.S. DOT.
19. Sakurai, S. (1997), “Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 12, No. 4, pp. 453-460.
20. Swarup, A. Goel R.K. and Prasad V.V.R. (2000), Observational Approach for Stability of Tunnels, Tunneling Asia 2000, New Delhi, pp. 38-44.
21. Szechy, K. (1974), The Art of Tunnelling, AKADÉMIAI KIADO-BUDAPESAT.

접수일(2009.10.9), 수정일(1차: 2009.10.22, 2차: 2009.11.4), 게재 확정일(2009.11.13)