

한계변형률 개념을 활용한 터널 안정성 평가에 관한 연구

A Study on the Safety Assessment Technique of a Tunnel Using Critical Strain Concept

박 시 현¹ Park, Si-Hyun

신 용 석² Shin, Yong-Seok

Abstract

An assesment technique for the quantitative evaluation of tunnel safety during tunnel excavation was newly proposed in this study using displacement measurements. First of all, field measurement guidelines used at tunnel construction sites in Korea and other countries were investigated. It was found out that the criteria of the guidelines were not clear and varied depending on the construction sites. The practical use of field measurement data for the evaluation of tunnel safety was very limited due to uncertainties of the guidelines related to the interpretation of measured data during the excavation. Critical strain concept is introduced in this study for the assesment of tunnel safety during the tunnel excavation. Moreover, the characteristics of tunnel displacements caused by the tunnel excavation were investigated in detail in order to investigate the practical application of the critical strain concept. The total tunnel displacements can be subdivided into three parts: displacements occurring ahead of tunnel face, displacements occurring prior to measurements, and displacements occurring after the installation of instruments. The characteristic of each portion of displacements is analysed in this study. Finally, a general method on the use of the displacement measurement data for the critical strain concept was suggested in the concrete manner, considering the field measurement practice in Korea.

요 지

본 연구에서는 굴착이 진행 중인 터널 시공현장에서 계측변위를 활용하여 신속하게 터널의 안정성을 정량적으로 평가할 수 있는 기술을 새롭게 제안하였다. 이를 위해 먼저, 현재 국내외적으로 터널 시공현장에서 활용하고 있는 계측관리지침 사례를 조사하였다. 그러나 이들 지침은 그 근거가 뚜렷하지 못하고, 터널시공현장마다 서로 달라 통일적인 관리가 이루어지지 못할 뿐만 아니라 터널 계측과 관련된 다양한 제약으로 인해 현장 실무에서 활용도와 그 중요성이 높지 않은 것을 알 수 있었다. 터널굴착에 의해 발생하는 변위에 대한 기준 설정을 위해서 본 연구에서는 한계변형률 개념을 새롭게 도입하였으며 이를 활용하여 시공 중인 터널의 안정성 평가 기법을 새롭게 제안하였다. 또한 한계변형률 개념을 터널 실무에 활용하기 위해서, 지반굴착에 의해 발생하는 변위발생 특징을 종합적으로 검토하였으며, 터널굴착에 의해 발생하는 총변위를[굴착전 변위], [계측전 변위], [계측변위]로 구분하여 이들 각각에 대한 특성을 살펴보았다. 마지막으로 시공중인 터널에 대하여 한계변형률 개념을 도입하여 현장 계측결과를 활용하는 방안 에 대하여 구체적으로 언급하였으며 이를 현재 국내의 계측현황 조사를 토대로 그 활용방안에 대해 기술하였다.

Keywords : Critical strain, Field measurement, Stability of tunnel

1 정희원, 한국시설안전기술공단 지하시설실 팀장 (Member, Director, Dept. of Underground Structure, KISTEC, parksh@kistec.or.kr, 교신저자)

2 정희원, 한국시설안전기술공단 지하시설실 실장 (Member, Section Chief, Dept. of Underground Structure, KISTEC)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

일반적으로 구조물의 안정성을 판단하는 방법으로는 응력 개념과 변형을 개념으로 나눌 수 있다. 이러한 판단기준은 터널 시공현장에서도 그대로 활용되고 있으며 오늘날 대부분의 터널현장에서는 막장의 지반굴착과 더불어 변위 및 응력과 관련된 계측을 실시하도록 규정(대한터널협회, 1999)하고 있다.

그러나 실제 터널시공현장에서는 변위계측이 주류를 이루고 있으며, 응력계측은 특별한 관리대상 구간에 대해서만 수행하고 있는 것이 현실이다. 터널현장에서의 계측결과는 터널의 안정성에 가장 중요한 판단기준으로 활용될 수 있으며 일반적으로 터널 시공현장에서는 변위에 대한 관리기준치를 제시하여 계측치가 관리기준치 이내이면 터널의 안정성이 확보된 것으로 판단하고 있다. 또한 지보재에 설치된 응력계를 통하여 계측된 값에 대해서도 부재가 가지고 있는 내하력 이내의 값으로 판단되면 그 부재는 안정성을 확보한 것으로 판단하고 있다.

터널시공현장에서 계측치를 활용하여 터널의 안정성을 판단하는 이러한 방법은 일련의 시스템으로서 그 역할을 충실히 수행하는 것으로 보이는 일면이 있다. 그러나 실상 터널시공현장의 상황을 살펴보면 계측으로 터널의 안정성을 판단하는 것이 그렇게 단순하지만은 않은 것을 알 수 있다.

먼저 응력계에 의해 계측된 값으로 터널의 안정성을 파악함에 있어서는, 응력계의 설치 및 계측에 경제적·시간적 제약이 따른다. 비록 이러한 단점은 존재하지만, 응력 계측값을 활용한 안정성 판단은 비교적 간단하게 수행될 수 있다. 그러나 터널 굴착현장에서 매 굴착위치마다 응력계를 설치하여 안정성을 판단할 수는 없기 때문에 주로 특별히 관리가 요망되는 지점에 대해서만 수행하고 있다. 따라서 구조물의 연장이 구조체의 단면적에 비해 긴 특징을 가지는 터널에서는 전체 구조체의 안정성 판단 측면에서는 응력 계측값을 활용하기에는 제약이 너무 크다.

한편, 터널굴착과 더불어 주변지반의 변위량을 계측하는 것은 응력계측에 비해 매우 단순하며 계측지점도 손쉽게 확보할 수 있어 이를 터널 안정성 판단에 활용하는 것이 훨씬 경제적이며 유리한 것을 알 수 있다. 그러나 변위 계측치를 관리기준치와 비교하여 안정성을 판단함에 있어서는, 변위계측을 시작하는 시점과 막장으로부터 떨어진 거리 및 굴착 후 지보재 설치까지 시간

등에 의해 계측되는 변위값이 크게 달라질 수 있기 때문에, 단순히 계측된 변위값을 그대로 관리기준치와 비교할 수 없다. 또한 무엇보다도 중요한 것은, 현장에서 계측된 변위로 안정성 여부를 판단하기 위해 활용되고 있는 계측관리 기준치는, 나라마다 지역마다 그리고 터널 시공현장마다 서로 다른 값을 보이고 있는데, 그 근거에 대한 뚜렷한 지침이 없는 실정이다. 다만 계측관리기준치를 설정함에 있어서 현장의 경험적 사례나 수치해석을 통해 설정하는 것으로 알려져 있을 뿐이다.

따라서 새로운 터널현장에서 계측관리 기준치를 설정함에 있어서 통일적 지침이 될 수 있는 뚜렷한 기준이 부재한 실정이기 때문에 아직까지 국내 터널시공현장에서 터널계측에 대한 중요성이 높지 않으며 그 활용성도 미비한 실정(천병식 등, 1996)이다. 그러나 앞에서 지적한 바와 같이, 터널시공현장에서 신속한 안정성 판단을 위해서는, 응력계측보다 변위계측이 매우 효과적이며 그 활용성이 크다는 것을 알 수 있다. 일반적으로 응력계측치를 이용하여 터널의 안정성을 평가함에 있어서는 정량적인 판단이 가능하지만, 변위계측치를 이용하기에는 그 판단기준이 뚜렷하지 않은 것이 현실이다.

터널시공현장마다 달리 적용되고 있는 관리기준치는 결과적으로 터널이 굴착되는 지반의 변형특성을 의미하는 것이기 때문에, 지반의 변형특성을 적절히 규정해 줄 수만 있다면, 시공관리 기준치에 대한 통일적 지침을 마련할 수 있을 뿐만 아니라, 관리기준치의 합리성을 확보할 수 있고, 더 나아가 터널의 안정성과 연계되어 경제적인 터널시공을 수행할 수 있다. 이러한 관점에서 본 연구에서는 응력개념이 아닌, 변위 개념만을 활용하여 시공 중인 터널현장에서 신속하고 정량적으로 터널의 안정성을 판단할 수 있는 새로운 기법의 제안에 관한 연구를 수행한 것이다.

2. 터널 계측의 현황과 문제점

2.1 터널계측의 종류 및 계측결과의 활용 현황

터널 시공시 수행하는 계측 종류로는 크게 두 가지로 구분하고 있다(대한터널협회, 1999). 즉, 일상적인 시공 관리를 위한 일상계측과 지반거동의 정밀분석을 위한 정밀계측이 그것이다. 일상계측과 정밀계측에 대한 계측항목과 계측간격은 일반적으로 표 1과 같다.

계측치를 활용하여 굴착터널의 안정성을 판정하는

방법으로는 일반적으로 터널시공현장에서 변위(천단변위, 내공변위 등) 혹은 변위속도를 구하여 그 값을 지반의 조건(혹은 지질조건) 또는 구조물 형식별로 관리기준치를 달리 설정하여 이를 초과하는 경우에 대하여 굴착공법 및 지보공법을 변경하는 방식으로 적용되고 있다. 표 2는 국내외의 여러 기관 및 현장에서 적용되었거나 현재 적용되고 있는 관리기준치를 조사하여 종합적으로 나타낸 것이다.

2.2 터널 계측관리의 문제점

현장에서 계측되는 지반의 변위 계측결과는 계측지

점의 지질조건하에서 실제 굴착터널의 역학적 거동을 수치적으로 보여주는 의미 있는 정보로서 이를 제대로 분석·평가함에 따라, 타설된 지보재에 대한 지보효과를 정량적으로 평가할 수 있을 뿐만 아니라, 굴착중인 터널의 안전성을 판단하는데 매우 중요한 자료로 활용될 수 있다. 그럼에도 불구하고 표 2에서 나타내고 있는 바와 같이, 국내외 계측관리 기준치들은 나라마다, 터널시공현장마다 서로 상이하며 관리기준치 설정 근거가 뚜렷하지 못한 실정이다. 이들 중에는 정지토압계수(K_0)를 활용한 사례도 볼 수 있는데, 이는 수치해석에 의해 제시된 결과임을 의미하는 것으로 추정된다. 터널주변지반의 불확실성으로 인해, 수치해석결과와 실제거동과는

표 1. 계측항목 및 간격

구분	계측항목	계측간격
일상계측	갱내관찰조사	전연장
	내공변위측정	10~30m
	천단침하측정	10~30m
정밀계측	Rock Bolt 인발시험	50~100m
	지반재료 시험	200~500m
	지중변위	
	Rock Bolt 축력측정	
	Shotcrete 응력측정	500m 마다 (필요시)
	지표 및 지중침하	
	갱내 탄성파속도 시험	500m 마다 (필요시)

표 2. 국내외의 터널 관리기준

국내외 기준	구분조건	관리기준치					
한국지반공학회(1996)	주의레벨 I	내공변위속도가 막장에서 5mm/일 이상			지반은 비교적 안정, 이완영역 발생 시작		
	주의레벨 II	내공변위속도가 - 막장에서 10mm/일 이상 - 후방에서 5mm/일 이상			이완영역이 발생하는 것으로 간주		
	주의레벨 III	내공변위속도 가속			확실한 이완영역이 발생된 것으로 판단		
서울지하철 3, 4호선구간 관리기준 (한국도로공사, 1995) · K_0 : 정지토압계수	항 목	K_0	단선구간		복선구간		
			중화토	중화암	중화토	중화암	
	천단침하(mm)	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	-0.6	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 5m기준	지반분류	주의레벨 수준(cm)					
		I	II	III			
	경암	0.3~0.5	1.0~1.5	3~4			
	연암	0.5~1	1.5~4	4~11			
중화암	1~3	4~9.5	11~27				

표 2. 국내외의 터널 관리기준 (continued)

국내외 기준		구분조건		관리기준치			
일본 (주)TOBISHIMA건설 (한국도로공사, 1995) · 터널직경 10m 기준 · 주의레벨 II에서 시공법 변경, 보조공법 및 지보 부재 추가 등 고려		지반조건		주의레벨 I		주의레벨 II	
				내공변위(cm)	내공변위속도	내공변위(cm)	
		경암지반		2~3	5mm/day가 3일 이상	3~5	
		연암지반		3~5	상동	5~7	
		토사 지반	사질토	2~3	상동	3~5	
			점성토	3~5	10mm/day가 3일 이상	5~7	
		팽창성지반		10	30mm/day가 3일 이상	20~30	
일본 (주)SIMIZU건설 (清水建設株式会社, 1998) · 내공변위는 수평축선 기준		지반분류		내공변위(mm)	내공변위구배(mm/m)		
					막장에서의 거리		
					0~0.5D	0.5D~1.5D	> 1.5D
		봉적토	기준치	40	8	4	2
			경계치	80	16	8	4
			한계치	120	24	12	6
		기반암	기준치	30	6	3	2
			경계치	60	12	6	4
			한계치	88	18	9	6
일본 국철 관리기준 (高山 昭, 1993)		지반 분류	특s, Is	단 선	75mm 이하		
				복 선	150mm 이하		
		In	단 선	25~75mm 이하			
			복 선	50~150mm 이하			
		In, VN	단 선	25mm 이하			
			복 선	50mm 이하			
프랑스 공업성 (한국도로공사, 1995) · 천단침하 관리기준		최대허용변위량		경질지반에서 토피고에 따라 10~50m인 경우, 1~2mm 50~100m인 경우, 2~6mm 100m이상인 경우, 6~12mm	소성지반에서 토피고에 따라 10~50m인 경우, 2~5mm 50~100m인 경우, 10~20mm 100m이상인 경우, 20~40mm		
		1일 허용변위량		막장통과시, 전체 허용변위량의 1/5~1/4 1주일 경과후, 전체 허용변위량의 1/20			
오스트리아 Alberg터널 관리기준 (한국도로공사, 1995)		최대허용 변위		터널반경 및 R/B길이의 10% 이내			
		이상적인 변위		터널반경 및 R/B길이의 3~4% 이내			
		내공변위 속도		2차 라이닝 설계강도에 따라 200kg/cm ² 인 경우, 0~1mm/30일 240kg/cm ² 인 경우, 1~3mm/30일 320kg/cm ² 인 경우, 3~5mm/30일			

많은 차이가 실재한다는 점을 감안하면 실무활용성은 높지 않은 것으로 판단된다. 따라서 새로운 터널현장에서 계측관리 기준치를 설정함에 있어서 통일적 지침이 될 수 있는 뚜렷한 기준은 아직까지 전 세계적으로 부재한 실정이다.

3. 한계변형률 개념의 도입

터널 굴착이 진행중인 시공현장에서 터널 전 구간에 대한 안정성을 정량적이고 경제적으로 평가하기 위해서는 일상계측에 해당하는 내공변위 및 천단변위 등의 변위 계측 결과를 활용하는 것이 가장 유용한 것으로 판단

된다. 본 연구에서는 터널 굴착에 의해 발생하는 변위를 활용하여 이를 굴착터널의 안정성 평가에 정량적으로 활용하기 위해 한계변형률 개념을 새롭게 도입하였다.

3.1 한계변형률 개념과 일축압축강도와 관계

한계변형률(critical strain)은 일본의 櫻井(1982)에 의하여 처음으로 제안되었으며, 초기에는 주로 현장에서 채취한 토사 및 암석 시편에 대한 실내실험 결과를 토대로 정립된 개념이다. 한계변형률(ϵ_c)은 그림 1과 같이 현장에서 채취한 시편의 일축압축시험결과인 응력-변형률 관계로부터 구해진다. 즉 한계변형률은 일축압축시

험으로부터 초기탄성영역의 거동특성과 파괴시의 일축 압축강도를 이용하여 다음 식과 같이 정의되며, 일반적으로 파괴변형률(ϵ_f)보다는 작은 값을 가지게 된다.

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma_c}{E_i} \quad (1)$$

여기서, σ_0 와 E_i 는 각각 암석시편의 일축압축강도와 초기접선탄성계수를 나타낸다.

흙 및 암석에 대한 한계변형률(ϵ_0)과 일축압축강도(σ_c)의 관계는 그림 2와 같다. 그림 2에서 나타낸 바와 같이 한계변형률은 일축압축강도가 증가할수록 감소하는 경향을 나타내고 있다. ISRM(1981)에서는 암석과 흙과의 경계를 일축압축강도 1MPa를 기준으로 분류하는데, 암석의 경우에 대한 한계변형률의 범위는 0.1~1.0%이고, 토사(주로 점성토)의 경우는 1~8% 정도의 값을 보이고 있다. 또한 그림 2에서는 일축압축강도가 0.05MPa인 토사에서 200MPa인 경암에 이르기까지 동일한 경향을 보이며 그 분산폭도 강도에 크게 영향받지 않으며 일정한

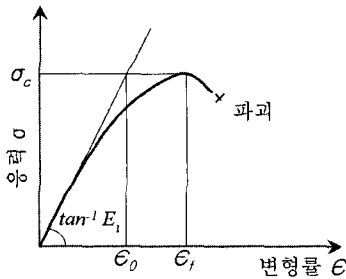


그림 1. 일축압축시험에 의한 응력-변형률선도

범위내에서 연속적으로 변화하는 특징을 가지고 있는 것을 알 수 있다. 櫻井에 의하면, 파괴변형률이 한계변형률보다 최대 2.5~4.0배 정도 더 큰 값을 나타내고 있는 것으로 조사되었다.

3.2 변형률 개념을 활용한 사례

Sakurai(1997)는 실내시험결과에 의해 한계변형률 개념을 정립한 이후 다시 그 결과를 터널현장으로 활용을 시도하였다. 그림 3은 지반굴착으로 인하여 발생하는 천단변위(계측변위)를 터널반경으로 나누어 그 값을 종축의 변형률로 설정하고, 천단변위를 측정된 지점에서의 지반의 일축압축강도를 횡축으로 하여 수집한 데이터들을 도시한 것이다.

그림 3은 터널시공도중에 변상이 발생한 경우와 발생하지 않은 경우의 계측값들이 함께 표시되어 있다. 변상이 발생한 경우에 대해서는 검은색으로 표시하였으며, 이 때 숫자도 함께 표시하였는데, 각각의 숫자가 의미하는 것은 표 3과 같다. 그림 가운데 표시된 두개의 파선은 일축압축시험에 의해 구한 한계변형률 실험결과(그림 2)를 그대로 나타낸 것이다.

상기의 연구결과에서는 일축압축강도가 매우 넓은 범위에 걸쳐 조사된 것을 알 수 있으며, 터널시공현장에서 변상이 발생한 경우와 그렇지 않은 경우에 대해서 계측값의 분포가 뚜렷이 구분되는 것을 알 수 있다. 특히, 한계변형률 개념에서 구한 하한 경계치의 아래에서는 시공 중 아무런 변상이 발생하지 않은 것을 쉽게 확

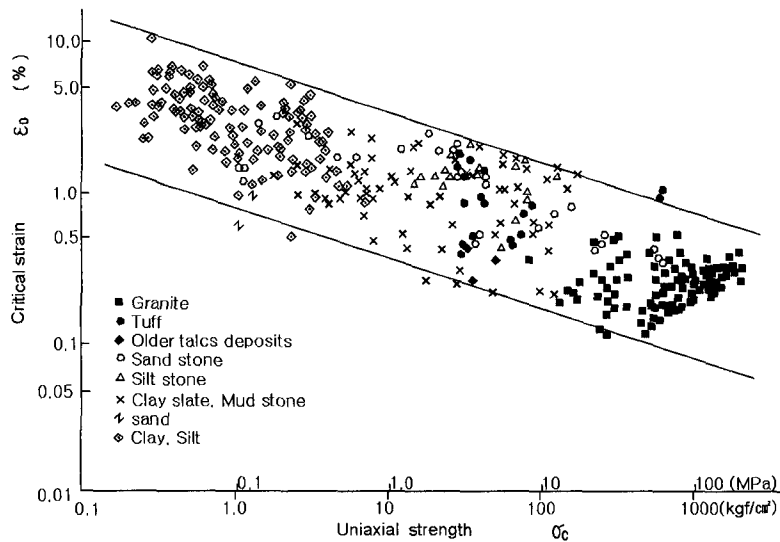


그림 2. 한계변형률과 일축압축강도와의 관계(櫻井, 1982)

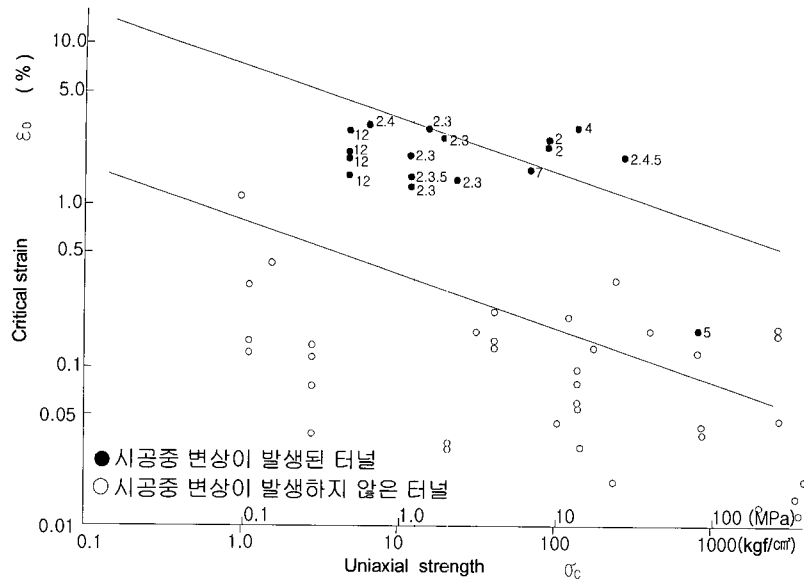


그림 3. 천단침하에 의한 변형률 개념의 평가 사례(Sakurai, 1997)

표 3. 터널에 발생한 변상구분 (Sakurai, 1997)

번호	변상 구분	번호	변상 구분
1	터널단장에서의 붕괴	2	숏크리트의 균열 등
3	강지보공의 좌굴	4	특볼트의 파단
5	천단의 붕락	6	인버트 변상
7	그 밖의 경미한 변상		

인할 수 있다. 반면에 한계변형률의 상한 경계치에 근접할수록 터널시공도중에 다양한 변상이 발생하여 터널의 안정성에 문제점이 있는 것으로 나타났다. 이러한 사실은 한계변형률의 특성을 잘 보여주는 사례로서 현장에서 측정되는 일상 계측의 하나인 천단변위를 이용하여 터널 안정성을 평가하는 것이 어느 정도 가능하다는 것을 의미하고 있다.

Hoek(1998), Hoek and Marinos(2000), Hoek(2001)는 터널의 초기설계지침으로서 지중응력에 대한 압박강도의 비와 터널의 직경에 대한 해석변위의 비를 변형률로 환산하여 실무에 적용하고 있다. 터널에서 발생하는 변형률 개념이 포함된 관계를 이용하여 팽창성지반의 문제성 여부를 판정하는 도표(그림 4) 및 지보압(support pressure)을 이용하여 지보를 설계할 수 있는 도표(그림 5)를 각각 제시하였다.

3.3 [한계변형률] 개념을 활용한 굴착터널 안정성 평가 기법의 제안

한계변형률은 그 정의에서 알 수 있는 바와 같이, 지반이 가지고 있는 역학적 물성 중에서 무엇보다도 중요

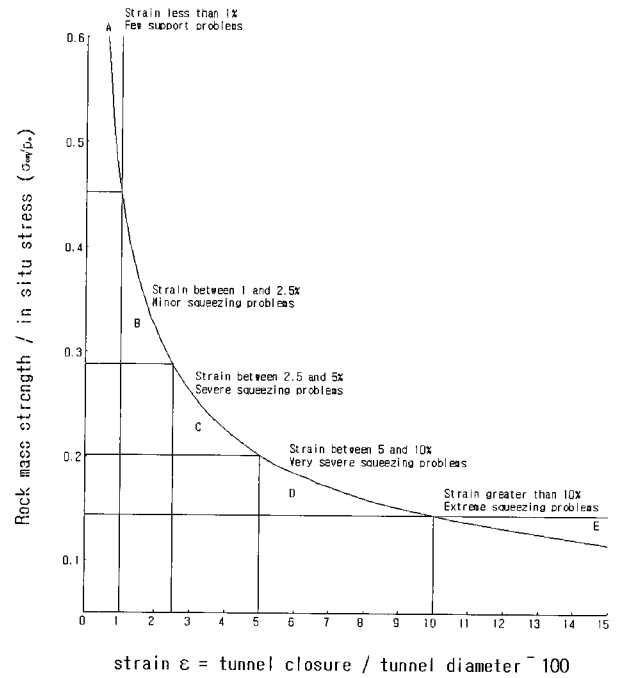


그림 4. 팽창성 지반에 대한 적용사례(Hoek, 2000, Hoek 등, 2000)

하다고 판단되는 지반강도와 변형률에 의해 결정된다. 한계변형률 개념은 해당 지반에 대해 터널의 규모(크기)가 결정되면, 이로 인해 터널 굴착시 발생할 수 있는 변위에 대한 시공관리측면에서 최대 허용변위를 설정할 수 있으며 이는 기준에 터널 굴착시 시공현장마다 달리 제시하는 변위관리 기준치에 대한 통일적 관리가 가능한 것으로 기대된다. 물론 터널굴착에 의해 발생하는 변위의 양상은 단순히 지반의 변형특성에 의해서만 결정되지는 않으며, 시공 상황을 반영한 다양한 요인

이 함께 작용하여 그 양상이 복잡하게 나타날 것이다. 이렇듯이 지반의 특성만이 아니라 굴착방법, 지보재 타설 등에 의한 영향을 그대로 표현하고 있는 변위계측 결과를 직접적으로 활용하는 것은 터널 실무면에서 매우 가치있는 평가 방법이다. 뿐만 아니라, 터널의 파괴시에 발생하는 파괴변형률보다 안정적이며 보수적인 한계변형률을 활용함으로써 시공관리 측면에서도 매우 합리적이며, 아울러 특정규모의 터널을 시공함에 있어서 허용 가능한 변위량을 명확히 제시할 수 있게 된다면, 터널현장 실무측면에서 매우 유용한 자료가 아닐 수 없다.

또한 한계변형률 그래프에서 나타난 상, 하한 경계치를 활용함으로써 굴착중인 터널의 안정성을 정량적으로 평가할 수 있을 것으로 기대된다. 구체적으로는 상, 하한 경계치와 그 중간 경계치 등을 활용하여 터널굴착

중에 계측된 굴착변위를 주의레벨로 구분하여 활용 가능할 것으로 기대된다. 이를 위해서는 터널굴착으로 인해 발생하는 변위 특성을 명확히 할 필요가 있다. 이와 더불어, 현재 제시되어 있는 한계변형률 도표(그림 2)는 실내에서의 일축압축시험에 의한 것으로서, 실제지반에서의 삼축응력 상태에 대한 상호관계 및 역학적 물성치(압축응력 및 변형계수)의 변화특성을 파악할 필요가 있다. 아울러 한계변형률 도표에 대해서도 국내지반 특성을 반영한 새로운 도표와 활용지침을 수립할 필요가 있다. 이를 위해서는 먼저 국내지반에서 채취한 시료를 이용하여 한계변형률 도표를 작성할 필요가 있으며, 또한 지반의 특성을 일축압축강도로만 평가할 것이 아니라, RMR(Bieniawski, 1989) 및 Q(Barton 등, 1974) 분류에 의한 값 등을 한계변형률 개념에 활용함으로써 암반에 대해 그 적용성을 보다 구체적으로 평가하여야 할 것이다. 그림 6은 한계변형률 개념을 활용하여 굴착중인 터널에 대한 안정성 평가 기법의 일례를 도시한 것이다. 그림 6(a)은 현장에서 채취한 시편의 일축압축강도와 터널굴착면의 변위(변형률)를 활용하여 안정성을 3단계로 구분하는 평가기법의 일례이며, 이는 표 2에서 살펴본 한국 및 일본지반공학회의 주의레벨 I, II, III에 착안한 것이다. 또한 그림 6(b)은 막장면에서의 RMR 값을 이용하여 안정성을 평가하는 기법으로 RMR 값의 변화에 대해 연속적인 평가가 가능할 것으로 기대된다.

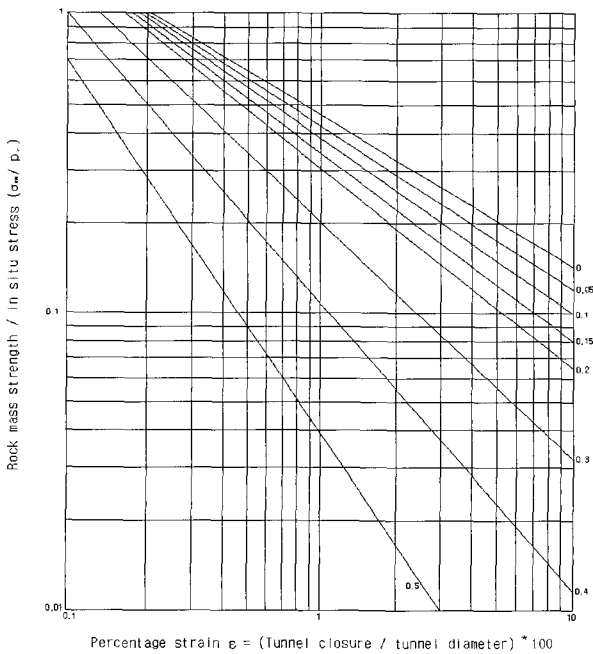


그림 5. 지보설계에 대해 적용한 사례(Hoek, 1998)

4. 한계변형률 개념 활용성 검토

4.1 한계변형률 개념 적용 선결조건에 대한 검토

한계변형률 개념을 터널시공현장 실무에서 활용하기 위해서는 먼저 표 4와 같은 세부사항에 대해 명확한 해결방안을 제시하여야 하며 동시에 현장에서의 활용성

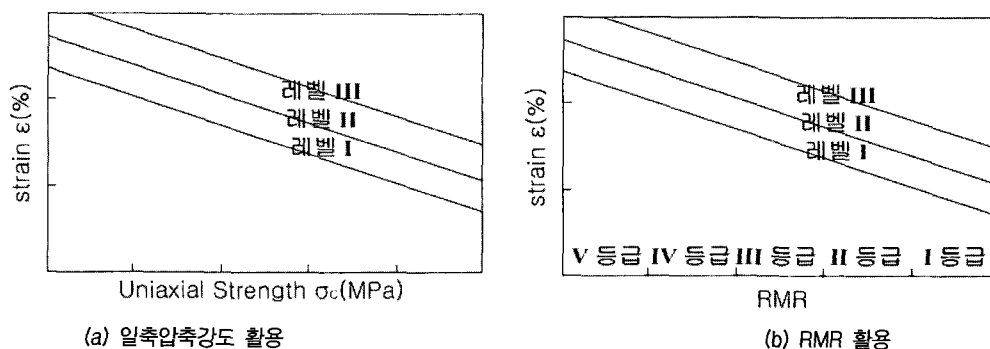


그림 6. 한계변형률 개념을 활용한 안정성평가 도표

표 4. 한계변형을 개념을 활용하기 위한 선결조건

순번	한계변형을 개념을 활용하기 위한 선결조건
1	· [변형률] 개념을 터널시공현장에 대응시키는 방법
2	· 암반 (Rock Mass)에서 한계변형을 산정 방법 - 암반에 대한 탄성계수 산정방법 - 암반에 대한 일축압축강도 산정방법 (구속압의 영향을 고려)
3	· 터널굴착에 의한 지반변위 및 활용성 검토 - [상대변위]와 [절대변위]의 구분 - [상대변위] 계측현실에서 [절대변위]로의 접근방법 - [계측변위]와 [총변위]와의 관계
4	· 계측지침 수립을 위한 검토 - [계측변위]의 활용방법 - [최종굴착변위] 추정 방법

을 확보할 수 있어야 한다. 이하는 이들 선결조건에 대한 해결방안을 구체적으로 검토한 것이다.

4.2 터널 현장에서의 변형률 개념 도입

한계변형을 개념을 터널시공현장에 활용하기 위해서는 먼저 계측에 의해 얻어지는 변위값을 변형률 값으로 변환시킬 수 있어야 한다.

변형률은 정해진 일정 길이와 변화된 길이의 비로 결정되는 무차원의 변수로서, 터널시공현장에서는 다음과

같은 두 가지 방법으로 평가가 가능하다. 터널계측 중에서 정밀계측에 해당하는 지중변위(그림 8(a) 참조)를 계측하게 되면 두 계측점의 결과를 이용하여 변형률 산정이 가능하다. 또 다른 방법은 일반적인 변형률 산정방법의 응용방법으로서, 지반내부에서 굴착에 의해 단면을 형성하게 되면, 지반이 원래 받고 있던 지중응력에 의해 단면의 변화가 발생된다. 터널에서는 굴착단면의 크기와 내공변위의 비를 활용한 내공변위 평가법(그림 7)에 의해 변형률 값을 구할 수 있게 되며, 실무적인 측면에서는 천단변위, 내공변위를 계측하여 터널의 크기 또는 직경과 비교함으로써 변형률 산정이 가능하다.

그림 8은 상기에서 언급한 두 가지 방법에 대한 모식도를 나타낸 것이다. 이를 식으로 표시하면 각각 다음과 같다.

$$\text{지중변위 평가시, } \epsilon_r = \frac{u_1 - u_2}{l} \quad (2)$$

$$\text{내공변위 평가시, } \epsilon_\theta = \frac{u_c}{a} \quad (3)$$

여기서, u_c 은 천단침하량, u_1 과 u_2 는 각각 터널벽면으로부터 지반내부에 설치된 지중변위계(extensometer)의 두

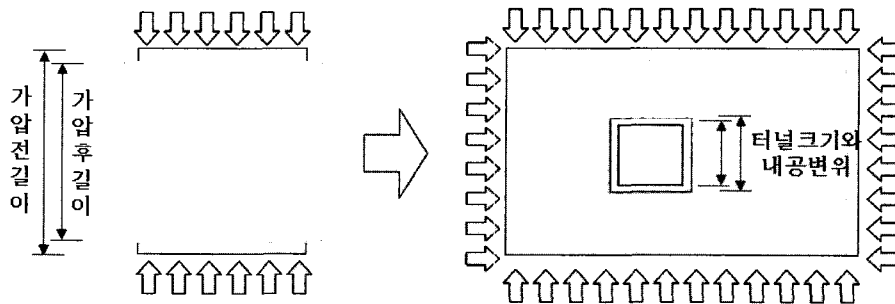
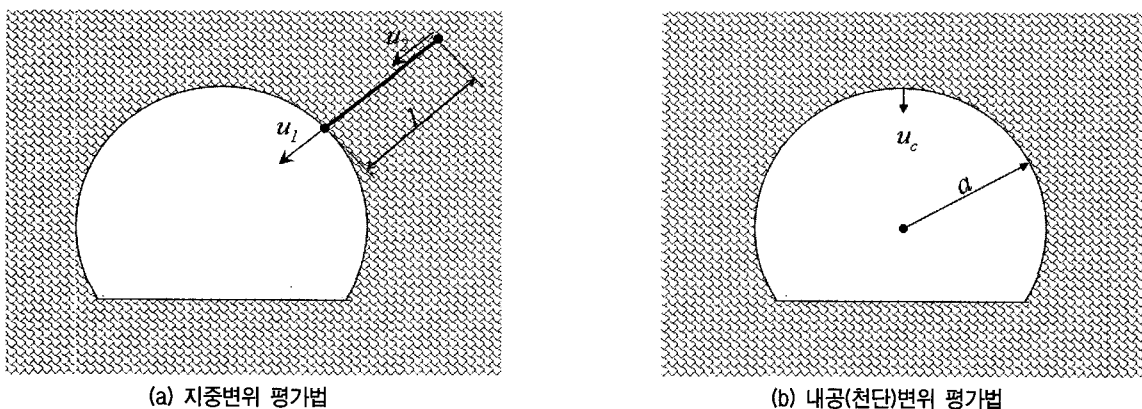


그림 7. 내공변위 평가법



(a) 지중변위 평가법

(b) 내공(천단)변위 평가법

그림 8. 변형률 측정을 위한 모식도

측점들로부터 측정된 지중변위, a 는 터널의 반경, 그리고 l 은 지중변위계의 두 측정 사이의 간격을 나타낸다.

4.3 암반(Rock mass)의 한계변형률 산정

암석 및 토사시료에 대하여 실내실험을 통해 산정된 한계변형률 개념을 실제 터널이 굴착되는 원지반으로 활용하기 위해서는 암석(intact rock)에 대한 실험결과를 각종 불연속면이 존재하는 암반(rock mass)으로 대응시킬 수 있어야 한다. 대상지반이 토사만으로 구성되었다면, 실내실험결과로부터 추정된 한계변형률은 현장의 토사지반에 대한 한계변형률과는 큰 차이가 발생하지 않는 것으로 추정할 수 있으나, 암반의 경우에는 크기효과, 불연속면 등으로 인하여 큰 차이가 발생할 수 있다. 원지반의 암반(rock mass)에 대해서는 다음 식에 의하여 한계변형률을 산정할 수 있다.

$$\epsilon_R = \frac{\sigma_R}{E_R} \quad (4)$$

여기서, σ_r , E_R 은 각각 암반의 일축압축강도와 탄성계수이다.

상기 식을 암석의 한계변형률 식과 함께 조합하여 아래와 같이 정리하면, 암반의 한계변형률을 암석의 한계변형률로 표기가 가능한 것을 알 수 있다.

$$\epsilon_R = \frac{\sigma_R}{E_R} = \frac{m\sigma_i}{nE_i} = \left(\frac{m}{n}\right)\epsilon_i \quad (5)$$

여기서, σ_i , E_i 은 각각 암석에 대한 암반의 일축압축강도와 탄성계수의 저감율을 나타내는 것으로서, m , n 에 대한 값을 미리 조사해 두기만 하면 실내실험에 의한 결과를 그대로 현장암반에 대해서 활용할 수 있게 된다.

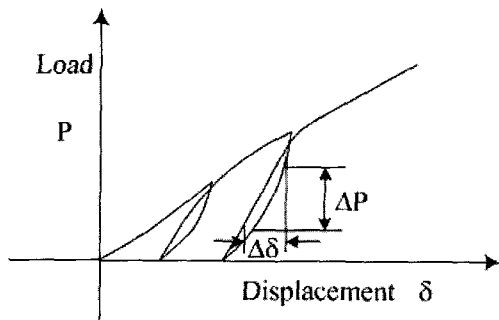


그림 9. 재하시험에 의한 탄성계수의 추정

그러나 여기서 암반에 대한 일축상태에서의 압축강도와 탄성계수를 어떻게 구하는가 하는 것이 문제로 제기된다. 이들 각각에 대한 산정은 다음과 같은 방법으로 결정 가능하다.

원위치 암반에 대한 탄성계수(E_R)는 평판재하시험과 같은 재하시험을 실시함으로써 산정할 수 있다. 반경 r 인 재하판을 이용하여 재하시험을 실시하면, 그림 9와 같은 하중-변위관계 곡선을 얻을 수 있으며 이를 이용하여 암반에 대한 탄성계수(E_R)를 다음과 같이 산정(황정규, 1992)할 수 있다.

$$E_R = \frac{1-v^2}{2r} \frac{\Delta P}{\Delta \delta} \quad (6)$$

여기서, v 는 암반의 포아송비, $\Delta P/\Delta \delta$ 는 침하량의 증분에 대한 재하하중의 증분을 나타낸다.

원위치 암반의 일축상태에서 압축강도를 구하기 위해서는 먼저 현장전단시험 등을 실시하여 암반의 파괴포락선을 결정하여야 한다. 파괴포락선이 설정되면, 구속압이 0이고 파괴포락선에 접하는 Mohr원을 그릴 수 있는데 이때의 최대주응력이 곧 일축상태에서의 압축강도를 의미하게 된다. Mohr-Coulomb의 파괴포락선을 활용하여 암반의 강도정수(c_R , ϕ_R)를 이용하면 암반의 일축압축강도(σ_R)를 다음과 같이 산정할 수 있다(그림 10).

$$\sigma_R = \frac{2c_R \cos \phi_R}{1 - \sin \phi_R} \quad (7)$$

식 (5)에서 나타낸 바와 같이 암석(intact rock)과 암반(rock mass)에 대한 강도 및 변형계수에 대한 상관관계(즉, m , n)를 미리 파악해 둘 수 있다면, 터널이 굴착되는 원지반에서 채취한 암석에 대한 한계변형률만으로도 원지반의 암반에 대한 한계변형률을 추정할 수 있으

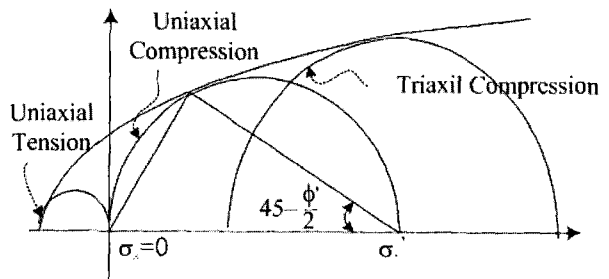


그림 10. 원위치 전단시험에 의한 일축압축강도의 추정

며 이로서 원지반에 굴착되는 터널에 대해서 한계변형률 개념을 활용할 수 있을 것으로 기대된다.

Sakurai(1997)는 암종과 암질(rock type & rock class)에 따라서 암석과 암반에 대한 한계변형률을 비교한 결과, 암석의 한계변형률에 대한 암반의 한계변형률의 비는 대체적으로 1~3의 범위를 띠는 것으로 조사되었다. 이 결과로부터 암반의 한계변형률은 암석의 한계변형률과 거의 같거나 약간 큰 값을 갖는다는 사실을 알 수 있다. 이는 암반의 일축압축강도와 탄성계수는 절리의 영향으로 인해 그 각각의 값이 암석의 값들에 비해 저하지만, 일축강도보다 탄성계수의 저하가 상대적으로 더 크다는 것을 추정할 수 있다. 또한 암석의 한계변형률과 암반의 한계변형률이 거의 같은 값을 보이는 것은 한계변형률은 지반재료 자체가 가지고 있는 재료고유의 값을 의미하고 있는 가능성이 크며 이에 대한 보다 구체적인 연구가 수행되어야 할 것이다. 이러한 사실로부터 보수적인 시공관리 측면에서는 암석의 한계변형률을 암반의 한계변형률로 활용함에 있어서 타당한 근거를 제시하는 것으로 볼 수 있다.

4.4 터널굴착에 의한 지반변위 구분 및 활용성 검토

일반적으로 터널을 굴착하게 되면 지반의 응력조건이 변화하게 되는데, 터널 주변지반의 응력이력의 가시적인 결과로서 터널에는 변형이 발생하게 된다. 터널의 변형은 오직 계측을 통하여만 그 양을 측정할 수 있다. 그러나 현장에서 계측하는 내공변위 및 천단변위 값들은 계측기를 설치하는 시점, 계측기와 막장면과의 떨어진 거리뿐만 아니라 지보재의 타설 시기, 타설 시간, 타설량 등의 다양한 요인에 의해 영향을 받아 큰 차이를 나타내게 된다. 터널에 발생하는 변위의 발생경향은 Panet(1982)에 의하여 그림 11과 같이 제시되었다.

그림 11에서는 무지보 상태에서 터널굴착에 의해 발생하는 총변위는(a-b-c-g-d) 곡선으로 나타나게 되며, 굴착에 의해 발생하는 총변위는 식 (8)과 같이 표현된다. 이 그림에서 알 수 있는 바와 같이 터널을 굴착하게 되면 막장면에 도달하기 이전 상태에서부터 지반변위(U_a)는 발생하게 되며, 지반굴착 후에도 내공편을 설치하여 계측을 실시하기 이전에도 지반변위(C_0)는 발생한다.

$$U_{final} = U_a + C_o + C_m \quad (8)$$

여기서, U_{final} : 총변위

U_a : 굴착전 변위

C_0 : 계측전 변위

C_m : 계측변위

Panet이 제시한 변위발생 경향(그림 11의 곡선 a-b-c-g-d)을 내공편의 설치시기와 지보재의 강성 등의 영향을 고려하여 보다 상세하게 검토하면 다음과 같다.

- 내공편의 설치시기에 따른 차이: 터널 굴착 후 내공편의 설치시기에 따라 계측전 변위는 서로 다른 값을 나타내게 된다. 내공편을 신속히 설치하게 되면, 곡선 b-c에 해당하는 변위가 발생하며, 내공편의 설치시기가 늦으면, 곡선 b-g에 해당하는 변위가 각각 발생한다.
- 지보재의 강성에 따른 차이: 내공편의 설치위치가 동일(그림 11에서 c 지점)하더라도, 타설된 지보재의 강성에 따라 계측변위는 서로 다른 값을 나타내게 된다. 지보재의 강성이 큰 경우에는 곡선 c-e에 해당하는 변위가 발생하며, 강성이 작은 경우에는 곡선 c-f에 해당하는 변위가 각각 발생한다.
- 지보재의 강성은 동일하나 타설시기가 다른 경우: 이 경우에는 지보재의 강성이 동일하기 때문에, 내공편을 설치한 후에 계측된 계측변위량은 동일하다(곡선 c-e와 곡선 g-h).

터널굴착에 의해 발생하는 변위는 그림 11에서와 같이 3 종류의 변위로 구성되는데, 통상적으로 터널계측 변위라고 할 때는 이 중에서 계측으로 인해 얻게 되는 계측변위(C_m)만을 일컫는다. 따라서 통상적인 계측치는 절대변위(총변위) 개념이 아니며, 상기에서 지적한 바와 같이 내공편의 설치시기, 지보재 강성의 차이, 지보재의 타설시기 등에 의해 달라지는 상대변위임을 알

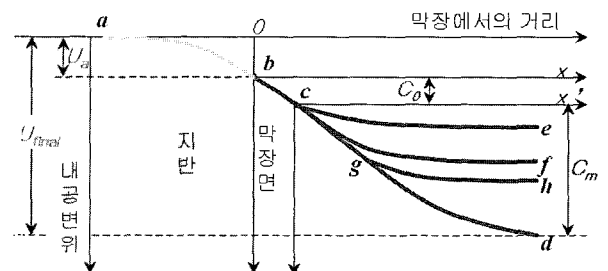


그림 11. 터널굴착에 의한 지반변위(Panet, 1982)

수 있다. 그러나 한계변형률 개념은 일정한 길이(크기)에 대해 발생하는 절대변위 개념이기 때문에 이를 터널 굴착 변위에 활용하여야 한다. 따라서 본 연구에서는 무지보 상태에서 터널굴착에 의해 발생하는 총변위를 터널굴착 지반의 시공관리 기준치로 설정하며, 이를 설정함에 있어서 한계변형률에 의한 한계변위를 허용변위로 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

아래에서는 한계변형률 개념을 활용하기 위해 절대변위(총변위)를 구하는 방법에 대해 정리한 것이다. 이를 위해서 터널굴착에 의해 발생하는 3가지 변위 중에서 굴착전 변위와 계측전 변위의 변형 특성과 이들을 한계변형률 개념에 어떻게 활용할 것인가에 대해서 검토하였다.

(1) 굴착전 변위에 대하여

굴착전에 발생하는 변위가 어느 정도인지를 파악하기 위해서 먼저, 기존 연구사례를 조사하였다. 굴착전 변위에 대한 체계적인 연구는 수치 해석적 연구가 일반적이었으며, 실제 현장계측 연구는 사례가 많지 않은 것으로 조사되었다. 본 연구에서는 수치해석적 연구 결과를 요약하여 그 특성을 정리하였다. 총변위에 대한 굴착전 변위의 비에 대한 연구 성과는 아래 표 5와 같다. 이 표에서는 지보재를 전혀 고려하지 않은 순굴착에 의한 해석결과임에 유의할 필요가 있다.

표 5를 살펴보면, 지반의 변형특성에 따라 전체 변위에 대한 굴착전 변위의 비는 20~30%의 범위인 것을 알 수 있으며 지반의 특성을 가정하는 방법에 따라 차이가 남을 알 수 있다. 또한 지반을 선형탄성체로 가정한 상태(이때의 변위비는 Panet에 의해 27%)에 비해 굴착단면의 형태를 변화시킨 경우에 대해서는 그 차이가 크지 않은 것을 알 수 있다. 이러한 연구결과로부터, 터널굴착에 의해 발생하는 굴착전 변위는 무지보상태에서 발

생하는 전체 변위에 대해 약 25% 내외임을 알 수 있다. 일반적으로 터널 시공시에는 지반굴착후 지보를 가급적 신속하게 타설하기 때문에 무지보 상태에서의 변위량과는 차이가 발생한다. 굴착전 변위는 무지보상태에서 발생하는 총변위(절대변위)에 대해서 약 25%이기 때문에 결코 작은 양은 아니다. 하지만, 파괴변형률에 비해 비교적 보수적인 평가를 나타내고 있는 한계변형률 개념을 도입함에 있어서는 무시할 만한 것으로 판단되나, 이에 대한 현장 계측데이터에 의한 검토 등 보다 실증적인 연구가 추진될 필요가 있다.

(2) 계측전 변위에 대하여

계측전 변위를 파악하기 위해서도 기존 연구사례를 조사하였다. 그 결과, 계측전 변위를 파악하기 위해서는 실제 계측자료인 계측변위(C_m)를 활용하여 계측전 변위량에 대한 추정을 실시한 연구(Hanafy & Emery, 1980; Kaiser, 1980; Lombardi, 1979; Otsuka & Kondoh, 1981; Panet, 1979; Panet & Guenet, 1982; Sulem, Panet & Guenet, 1987; Vassilev & Hrisstov, 1988)가 많이 시도되어 왔다. 이들 연구에서는 계측결과를 표현할 수 있는 곡선 함수식을 정해 놓고 회귀분석을 실시하여 곡선 함수식에 사용된 파라미터를 결정하는 방법으로 연구를 수행하였다.

국내에서도 이와 유사한 연구가 수행되었다(김호영 등, 1993; 정형식 등, 1998; 송승곤 등, 2002). 그러나 상기의 국내외 연구에서는 모두 계측변위만을 이용하여 수학적으로 계측전 변위를 추정하기만 하였을 뿐, 내공된 설치전에 발생한 실제의 변위를 측정하여 그 타당성을 논하지는 않고 있다. 그러나 최근에는 계측기술과 계측기법의 발달로 인하여 실제현장에서 발생하는 계측전 변위에 대해 수평변위계를 활용하여 실질적으로 계측전 변위를 계측하는 사례(서용석 등, 2006)가 발표되

표 5. 총변위에 대한 굴착전 변위 및 터널형상의 영향

구 분	연구자	U_a / U_{fmal} (%)	해석조건
막장 굴착전 변위	Panet (1982) (축대칭 유한요소해석)	27	선형탄성 (linear elastic)
		20	완전탄소성 (Drucker-Prager)
		21	변형률연화 (strain softening)
	Hanafy 등 (1980)	30	점탄성 (visco-elastic)
터널 형상의 영향	Vassilev 등 (1988) (지반을 선형탄성체로 가정한 3차원 유한요소해석)	28	원형터널
		32	마제형터널
		31	일반형태터널
		30	반원형터널

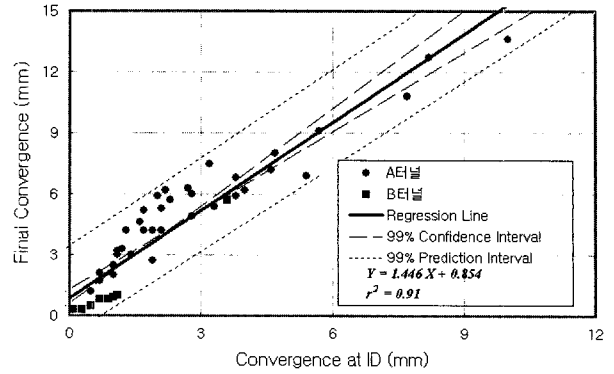
고 있다. 따라서 터널을 굴착하기 이전에 수평변위계 계측기법 등에 의해, 내공핀 설치 이전의 계측전 변위에 대한 실제 변위정보를 보다 광범위하게 수집하여 그 상관성을 대한 검토를 수행할 필요가 있다.

4.5 계측지침 수립을 위한 검토

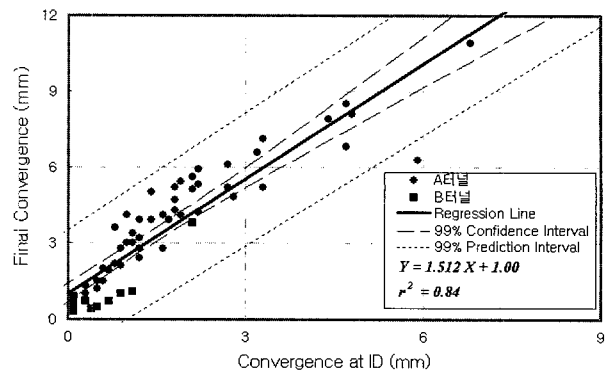
한계변형률은 굴착에 의해 발생하는 절대변위(총변위) 개념으로서, 상대변위 개념이 강하고 또한 계측방법에 따라 그 값이 서로 달라질 수 있는 계측변위를 활용하기 위해서는 현장에서의 계측지침을 명확하게 수립하여 현장계측실무에 적용할 필요가 있다. 아래에서는 향후 계측지침 수립을 위한 검토의 일환으로서, 국내의 계측현황을 토대로 현장에서의 계측지침 수립의 방향에 대해 논한 것이다.

정형식 등(1998)과 송승곤 등(2002)은 막장 지반굴착 후 계측변위를 이용하여, 막장에서 비교적 가깝고 짧은 구간에서 나타나는 선형적 변형 특성(鈴木健之 등, 2003)을 토대로, 최종굴착변위(계측전 변위 + 계측변위)를, 막장거리 ID(D: 터널의 직경) 지점에서의 초기굴착변위(계측전 변위 + 계측변위)의 직선함수식으로 나타내었다. 그 결과는 그림 12와 같이 높은 상관성을 가지는 것으로 조사되었다.

상기의 연구 결과는 곧, 막장면부터 ID 이내의 일정 구간에서 변위계측 데이터를 확보할 수만 있다면, 이를 이용하여 선형 회귀분석을 실시하여 최종굴착변위를 추정할 수 있게 됨을 의미하고 있다. 정형식 등(1998)은 국내에서 도로터널 시공시 계측을 최초로 실시하는 시점이 일반적으로 막장에서 계측지점까지의 이격거리가 약 5~6m 정도인 것도 함께 조사하였다. 이는 2차선 도로터널의 폭을 약 10m 정도로 보면, 막장에서 약 0.5D 정도 이격된 지점에서부터 터널계측이 수행되고 있는 것이 현재 국내의 계측 실정인 것을 알 수 있으며, 따라서 0.5D~1.0D 이내의 계측데이터(계측변위)를 활용하여 최종굴착변위를 추정할 수 있으며, 이를 한계변형률 개념에 활용함으로써 굴착중인 터널에 대한 신속한 안정성 평가가 가능할 것으로 기대된다. 뿐만 아니라 현장계측 작업을 보다 철저히 수행하여 최초 계측지점을 막장면 0.5D 지점보다 가까운 위치에 확보할 수 있게 되면, 계측데이터와 더불어 굴착터널의 안정성에 대해서 보다 더 신뢰성 높은 평가가 가능할 것으로 판단된다.



(a) 지수함수를 이용한 경우



(b) 선형회기분석을 이용한 경우

그림 12. 초기굴착변위(ID)와 최종굴착변위와의 관계(정형식 등, 1998)

5. 결론

본 연구에서는 굴착이 진행중인 터널 시공현장에서 계측변위를 활용하여 신속하게 터널의 안정성을 정량적으로 평가할 수 있는 새로운 기법을 제안하였다. 이를 위해서 먼저, 터널 변위계측에 대한 전반적인 특성을 재조명하였다. 그리고 굴착터널의 안정성을 신속하게 평가하기 위하여 응력개념이 아닌 변위 또는 변형률 개념을 활용하여 굴착터널의 안정성을 정량적으로 평가할 수 있는 한계변형률 개념을 도입하였다. 이하는 본 연구 수행의 결과를 요약한 것이다.

- (1) 터널굴착에 의해 발생하는 변위에 대한 기준 설정을 위해서 본 연구에서는 한계변형률 개념을 새롭게 도입하였다. 한계변형률 개념을 터널현장 실무에 적용하기 위한 선결조건을 지적하고 이에 대한 해결방법을 제시하였다.
- (2) 변형률 개념을 터널시공 실무에 활용하기 위해서는, 터널굴착에 의해 발생하는 변위(내공변위 또는 천단변위)와 터널의 직경(또는 높이)의 비를 활용하는 방

법을 제시하였다. 또한 이를 위해서 터널굴착에 의해 발생하는 변위 발생특징을 종합적으로 검토하여 내공 편 설치시기와 지보재 강성의 차이에 의해 지반변위에 미치는 영향을 상세 검토하였다.

- (3) 본 연구에서는 무지보 상태에서 터널굴착에 의해 발생하는 총변위를 터널굴착 지반의 사공관리 기준치로 설정하며, 이를 설정함에 있어서 한계변형률 개념을 도입하여 터널의 직경(또는 높이)에 대한 허용변위량으로 제시할 수 있는 것으로 판단된다.
- (4) 한계변형률 개념을 활용하여 변위에 대한 터널시공관리 기준치와 비교하여 평가하기 위해서는 총변위량을 파악할 필요가 있는데, 이를 위해 현재 국내의 계측현황을 조사하여 현장에서의 계측결과(계측변위)를 이용해 총변위로의 추정이 가능토록 하기 위한 계측지침에 대한 검토도 실시하였다. 그 결과 막장면으로부터 1D 이내의 구간에서 확보한 계측데이터를 활용하여 터널굴착에 의해 발생하는 굴착변위(계측전 변위 + 계측변위)가 높은 상관성을 가지는 것으로 조사되었으며, 이를 굴착에 의한 총변위량 선정 지침으로 활용 가능한 것을 지적하였다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2005년도 CTRM(05건설핵심 D03-01)에 의해 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 김호영, 박익섭 (1993), "터널 내공변위의 이론과 계측결과의 분석", *터널과 지하공간, 한국암반역학회*, 제3권, pp.80-95.
2. 한국지반공학회 (1996), *지반공학시리즈 7 터널*, 구미서관, 서울, pp.442.
3. 서용석, 임성빈, 박시현, 이상백, 안명운 (2006), "터널시공중 막장 선행변위 계측기법", *대한지질공학회논문집*, 제16권 3호, pp.307-313.
4. 송승곤, 양형식, 임성식, 정소걸 (2002), "초기계측치를 이용한 경암 지반내 터널의 최종변위량 예측", *터널과 지하공간, 한국암반역학회*, 제12권 2호, pp.99-106.
5. 정형식, 김성환, 이상돈, 김낙영 (1998), "통계적 방법에 의한 터널 최종변위량 예측에 관한 연구", *한국지반공학회 분학술발표회 논문집*, pp.347-356.
6. 천명식, 남순성 (1996), "서울지하철 터널의 계측관리 기준치에 관한 연구", *대한토목학회논문집*, 제 16권, 제 III-1호, pp.47-59.

7. 대한터널협회 (1999), *건설교통부제정 터널설계기준*, pp.52-55.
8. 한국도로공사 (1995), *고속도로 터널설계 실무 자료집*, 한국도로공사 설계사업소, pp.349-380.
9. 황정규 (1992), *건설기술자를 위한 지반공학의 기초이론*, 구미서관, 서울, pp.411-427.
10. 櫻井春輔 (1982), "トソネル工事における變位計測結果の評価法", *土木學會論文報告集*, 第 317号, pp.93-100.
11. 日本トンネル技術協會 (1983), *トンネル技術講演會テキスト*, pp. 63-71.
12. 清水建設株式会社 (1998), "トンネル施工マニュアル".
13. 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", *トンネル工学研究會論文報告集*, 第 13券, pp. 129-134.
14. 高山 昭 (1993), *N A T M の理論と實際*, 日本土木工學社, pp.31.
15. Barton, N. and Lunde, J. (1974), "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", *Rock Mech. and Rock Eng.*, Vol.6, pp.183-236.
16. Bienniaowski, Z. T. (1989), *Engineering Rock Mass Classification*, John Wiley & Sons, New York, pp.251.
17. Hanafy, E. A. and Emery J. J. (1980), "Advancing face simulation of tunnel excavations and lining placement", *13th Canadians Rock Mechanics Symp.*, CIMM, Montreal, pp.119-125.
18. Hoek, E. (1998), "Tunnel support in weak rock", *Keynote address, Symposium of Sedimentary Rock Engineering*, Taipei, Taiwan.
19. Hoek, E. (2001), "Big tunnels in bad rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.127, No.9, pp.726-740
20. Hoek, E. and Marinos, P. (2000), "Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses", *Tunnels and Tunnelling*.
21. ISRM, (1981), "Basic geotechnical description of rock masses", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 18, pp.85-110.
22. Kaiser, P. K. (1980), "Effect of stress-history on the deformation behavior of underground openings", *13th Canadians Rock Mechanics Symp.*, CIMM, Montreal, pp.133-140.
23. Lombardi, G. (1979), "Long-term measurements in underground opening and their interpretation with special consideration to the rheological behaviour of the rock", *Field Measurements in Rock Mechanics*, Zurich, Vol.2, pp.839-858.
24. Otsuka, M. and Kondoh, T. (1981), "On the displacement forecasting methods and their application to tunnelling by NATM", *Int. Symp. on Weak Rock*, Tokyo, pp.945-950.
25. Panet, M. (1979), "Time-dependent deformations in underground works", *4th Int. Congr. on Rock Mechanics*, ISRM, Montreux, Vol.3, pp.279-289.
26. Panet, M. and Guenot, A. (1982), "Analysis of convergence behind the face of a tunnel", *Tunnelling* 82, IMM, Brighton, pp.197-204.
27. Sakurai, S. (1997), "Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 12, No.4, pp.453-460.
28. Sulem, J., Panet, M. and Guenot, A. (1987), "Closure analysis in deep tunnels", *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol.24, No.3, pp.145-154.
29. Vassilev, V. H. and Hrisstov, T. N. (1988), "Influence of the heading face and a two-dimensional calculation model of tunnel linings", *6th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomech.*, Innsbruck, Vol.3, pp.1551-1555.

(접수일자 2006. 7. 27, 심사완료일 2007. 5. 23)