

터널 선행변위를 활용한 한계변형을 개념의 적용 연구

박시현^{1*}

A study on the application of the critical strain concept by using the displacements occurring before excavation in tunneling

Si-Hyun Park

Abstract Critical strain is a new material property of the ground. Critical strain concept which was established in tunnel engineering can be applied to deformation limits in the ground due to tunneling by using the measured displacement at the tunnel construction site. In this study, quantitative evaluations for the tunnel stability are conducted by analysing the displacement results obtained at the construction field. Especially, critical strain concept was reviewed from a total displacement point of view using the displacements occurring before excavation. As a results, the variation characteristics of the tunnel stability are presented on the critical strain diagram with or without the preceding displacements.

Keywords: Critical strain, tunnel stability, preceding displacements, measured displacements

요 지 한계변형률은 지반재료에 대한 새로운 역학적 물성치중에 하나이다. 터널공학에서 정립된 한계변형률 개념은, 터널 현장에서 계측된 변위를 이용하여 굴착지반의 변형에 대한 한계치 설정에 활용될 수 있다. 본 연구에서는, 실제 터널시공현장에서 계측된 변위를 분석하여 터널에 대한 정량적 안정성을 평가한 것이다. 특히, 터널막장 전방의 선행변위를 이용하여, 터널충변위 관점에서 한계변형률 개념을 검토하였다. 그 결과, 선행변위 유무에 따른 터널안정성의 변화 특성을 한계변형률도표상에서 파악할 수 있었다.

주요어: 한계변형률, 터널안정성, 선행변위, 계측변위

1. 서 론

한계변형률(critical strain)은 지반에 대해 새롭게 정의된 역학적 물성치의 하나이다. 이는 櫻井(Sakurai)에 의하여 처음으로 제안되었으며, 현장에서 채취된 토사 및 암석시편의 일축압축시험 결과를 토대로 정립되었다(櫻井春輔, 1982). 한계변형률(ϵ_o)은 그림 1과 같이 일축

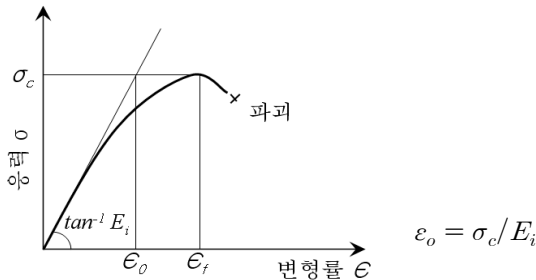


그림 1. 일축압축시험에 의한 응력-변형률도

압축시험 결과인 응력-변형률 관계에서 초기접선탄성계수에 대한 일축압축강도의 비로 정의되어 있다. 여기서, σ_o , E_i , ϵ_f 는 각각 시편의 일축압축강도, 초기접선탄성계수, 파괴변형률을 나타낸다.

그림 2는 한계변형률과 지반재료의 일축압축강도와의 관계이다. 그림에서 보듯이 일축압축강도가 증가할수록 한계변형률이 감소하는 상관성을 가지고 있다. 그림에

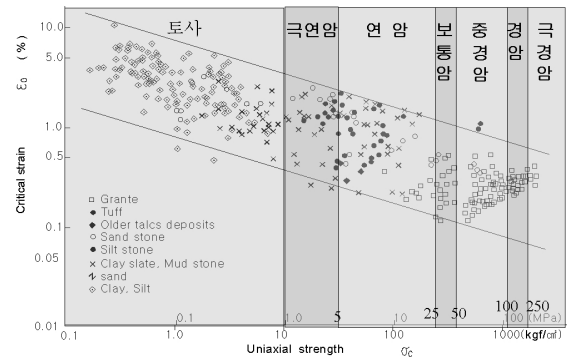


그림 2. 한계변형률과 일축압축강도와의 관계(櫻井春輔, 1982)

¹정회원, 한국시설안전공단, 팀장

*교신저자: 박시현 (parksh@kistec.or.kr)

서 강도에 따른 암종 구분은 ISRM(1981) 기준을 적용한 것이며, 그림에서와 같이 토사에서 경암에 이르기까지 비교적 동일한 정도의 감소 경향이 특징이다.

한계변형률 값들을 살펴보면 상한 및 하한 경계치의 내부에 위치하고 있는데, 이는 곧, 하한 경계치보다 아래에서는 지반재료의 파괴가 발생하지 않는 구간임을 의미하고 있음을 알 수 있다. 또한, 상한 및 하한 경계치 내부는 지반재료의 탄성범위 한계로 평가할 수 있으며, 상한 경계치를 넘어서면 지반재료의 파괴 가능성이 높음을 의미하는 것으로 분석할 수 있다.

따라서 한계변형률 물성치는 지반재료의 파괴에 대한 시점을 고려하여 지반 변형을 규정하고 있음을 알 수 있다. 이를 이용하여 Sakurai(1997)는 터널굴착으로 인한 터널주변 지반의 변형을 현장계측으로 파악하여 지반재료의 한계변형률에 연계시킴으로서, 변위개념에 의한 터널안정성을 평가하기 위해 시도하였다. 그러나 터널굴착시 실제 현장에서 계측되는 변위에 대한 개념구

분의 모호성(박시현, 신용석, 2007), 한계변형률의 정의와 활용상의 차이점(박시현 등, 2008) 등은 한계변형률 개념을 실제 시공현장에 활용하기에 앞서 해결해야 할 과제로 지적되어 실무 활용사례가 그다지 많지 않은 상태이었다. 그럼에도 불구하고 실제 터널시공현장에서 시공관리 측면에서는 변위를 토대로 안정성을 평가하는 것이 응력개념에 의한 평가법보다 편리하고 경제적인 것은 일반적으로 인식되는 바이다. 이러한 인식을 토대로 한계변형률 개념에 대한 연구가 최근에 점차적으로 증가하고 있는 추세이다(Hoek, 1998; Swarup et al, 2000; British Tunnelling Society, 2004; Kontogianni et al, 2004; Mahendra, 2007).

본 연구에서는 한계변형률 개념을 활용하여 실제 터널 시공현장에서 계측된 변위 정보를 활용하여 터널의 안정성을 정량적으로 분석하기 위한 연구를 수행한 것이다. 이를 위해 도심지 NATM 시공현장에서 계측된 터널굴착 변위에 대한 상세한 검토를 수행하였다. 특히, 본 구간에서는 터널 막장전방의 선행변위를 수평경사계를 이용하여 계측하였기 때문에, 터널굴착으로 인해 발생하는 지반 변위의 절대값(총변위)과 굴착후 계측에 의해서 얻어진 계측변위를 상호 비교하여, 한계변형률 개념에 의한 안정성 평가의 차이점에 대해서도 검토하였다.

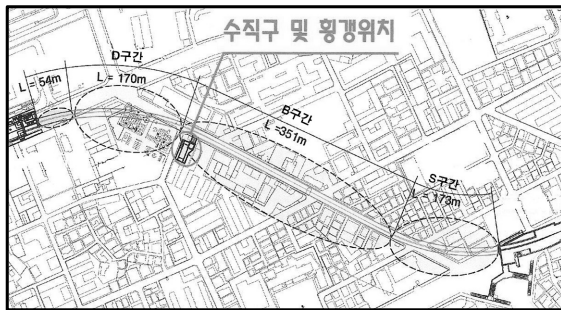


그림 3. 대상 구간의 터널 평면도

2. 현장 및 계측개요

(1) 현장개요

본 연구의 대상구간(노원석 등, 2006)은 서울지하철 9호선 ○○공구로서 연장 748 m 구간이다. 이 구간은 그림

표 1. 대상 구간에서의 지층현황

지층	분포심도 (GL-m)	층후 (m)	TCR (%)	RQD (%)	구성물질 (암종)	지층설명
매립층	0.0-5.6	1.7-5.6	-	-	자갈, 모래, 실트	보통견고, 느슨 내지 보통 조밀한 상태
충적층	2.3-10.7	3.2-8.4	-	-	실트, 모래, 자갈	보통견고 내지 견고 및 보통조밀 내지 조밀한 상태
풍화토	7.0-24.5	4.5-15.7	-	-	암편쇄인 실트질 모래	보통조밀 내지 매우조밀한 상태
풍화암	11.5-36.0	2.5-18.5	-	-	암편쇄인 실트질 모래	완전풍화 내지 심한풍화 상태, 풍화암 연·경이 교호
연암	23.0-46.2	4.3-15.4	30-100	0-39	호상흑운모 편마암	60°~수직절리 발달
보통암	35.2-43.0	2.0-7.8	100	63-88	호상흑운모 편마암	80°~수직절리 발달
경암	41.1-45.1	4.0 이상	100	60-80	호상흑운모 편마암	

3에서와 같이 지층상태와 상부구조물에 따라 D구간, B구간, S구간으로 구분되어있다. 수직환기구를 기점으로 D구간 하부와 B구간으로 양방향 굴착되었고, S구간의 경우에는 정거장과 연결되는 터널 갱구부에서 굴착이 진행되었다. 표 1은 이 구간에서의 지층현황을 요약한 것이다.

본 구간에서는 위치에 따라 각각 PD-2A, PD-2B, PD-2C의 지보패턴(표 2)이 적용되었고, 도심지터널인 관계로 굴착공법은 Ring cut으로 수행하여 막장주변의 지반이완을 최소화하였다. 125 mm의 H-Beam을 0.8 m 간격으로 설치하고, 강섬유보강 슛크리트를 3차에 걸쳐 두께 250 mm로 타설하였다. 본 연구 대상구간에서는 시공중 붕괴나 붕락사고는 발생하지 않았다.

(2) 천단 및 내공변위 계측

본 터널은 도심지 터널시공에 해당하며, 터널 직상부에 진물이 놓여 있는 등 시공조건이 매우 까다롭다. 따라서 터널굴착과 시공, 현장계측 등에 많은 주의를 기울인 특징이 있으며, 특히, 계측결과를 비교 평가하기에 신뢰성이 높다고 볼 수 있다. 현장계측시에는 계측간격을 일반 터널보다 축소하여 계측기의 신뢰도와 정확성을 높여 중점적으로 관리하였다. 즉, 천단침하 및 내공변위계의 계측간격을 당초 10 m에서 4 m로 축소하였으며, 설치수량도 천단침하의 경우 당초 58개소에서 108개소로, 그리고

내공변위의 경우 152개소에서 368개소로 늘렸다. 계측기의 측정빈도는 굴착 후 15일까지는 1~2회/일, 15일에서 30일까지는 2회/주, 30일 이후부터는 1회/주로 관리하였고, 변위량의 과다발생지점에서는 2시간 간격으로 측정하였다. 표 3에는 계측기기별 설치현황을 요약하였다.

터널굴착으로 인해 발생하는 총변위는 서로 다른 세 가지 변위의 합으로 구성된다(박시현, 신용석, 2007). 즉, 굴착전에 발생하는 선행변위, 지반굴착 후 계측기 설치이전에 발생하는 선행변위, 그리고 계측기를 설치한 후 얻게 되는 계측변위가 그것이다. 이 중에서 실제 시공현장에서는 계측기를 설치한 후 얻게 되는 계측변위뿐이다. 따라서 일반적으로 시공현장에서는 두 종류의 선행변위를 얻을 수 없다. 본 연구대상 현장에서 천단 및 내공변위계의 경우 굴착 후 1시간 이내에 계측핀을 설치하고 슛크리트의 양생시간을 고려하여 5시간 이내에 초기치를 확보한 것으로 나타났다. 이는 일반적인 시공현장 여건(정형식 등, 1998)을 고려할 때, 현장에서 취할 수 있는 최대한의 신속한 계측노력이 반영된 것으로 판단된다. 따라서, 실제 계측과 관련된 현장여건을 반영하여 현장에서 최대한 신속하게 계측변위를 취득한 경우, 선행변위를 포함하지 않는 계측변위 값만으로 정량적 터널안정성 평가에 대한 가능성을 검토해 보는 것은 의미있는 평가로 볼수 있다.

표 2. 지보패턴별 적용구간 및 적용된 보조공법

	PD-2A	PD-2B	PD-2C
적용구간	D구간	B구간	S구간
굴착단면적(m ²)	130.4	94.6	130.4
보조공법	막장보강그라우팅 대구경자천공강관그라우팅 측벽부보강그라우팅 하반부보강그라우팅 측벽부자천공그라우팅 Invert 타설	막장보강그라우팅 측벽부보강그라우팅 측벽부자천공그라우팅 Invert 타설	막장보강그라우팅 대구경자천공강관그라우팅 측벽부보강그라우팅 하반부보강그라우팅 GRP하반선행그라우팅 Invert 타설

표 3. 계측기기 설치현황

계측기 종류	계획 수량	설치 수량	배치	측정빈도			설치시기
				0~15일	15~30일	30일 이상	
천단 침하계	58	108	1개소	1~2회/일	2회/주	1회/주	막장후방 1~3 m
내공 변위계	152	368	수평 2측선 대각 4측선				

천단침하는 레벨기를 이용하여 측정하였으며, 내공변위는 광파측량기를 도입하지는 않았으며 두점간의 상대변위 측측이 가능한 내공변위계를 사용하여 측측하였다. 특히, 천단침하계의 측정은 측정핀 고리에 함착을 설치한 후, 터널갱내에 설치한 수준점을 기준으로 침하량을 측측하였다. 하반굴착시에는 측정핀에 Rod를 2.5 m 길이로 연장해서 측측하여 정밀도를 높였다.

(3) 수평경사계 측측

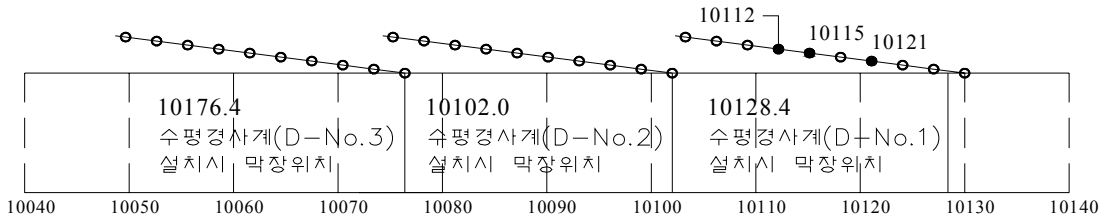
본 현장에서는 터널 막장전방의 선행변위량을 파악하기 위해 수평경사계를 도입하였다. 수평경사계는 터널 중앙부 정점에 강관다단과 동일한 경사로 상향 천공하여 삽입한 후, 그라우팅하여 주변지반과 일체화되도록 하여 설치되었다. 30 m 길이의 케이블에 3 m 간격으로 10개의 측측점을 설치하였고, 1 m 연장된 끝단을 이용해 수평경사계를 지중에 고정하였다. 수평경사계는 자동으로 하루 1시간 간격으로 총 24회 측측되지만, 측측 때마다 변동이 심하여 1일 평균값으로 평가되었다. 그림 4와 같이 설치위치는 D구간에 3개소, S구간에 4개소로서 총 7개소가 설치되었다. 각 수평경사계 설치 위치간 중첩길이는 2 m를 유지하였으며, 측측기간은 상반굴착 완료시까지이며, 하반 굴진시의 발생변위량은 천단침하계로 대체하였다.

3. 현장 측측결과

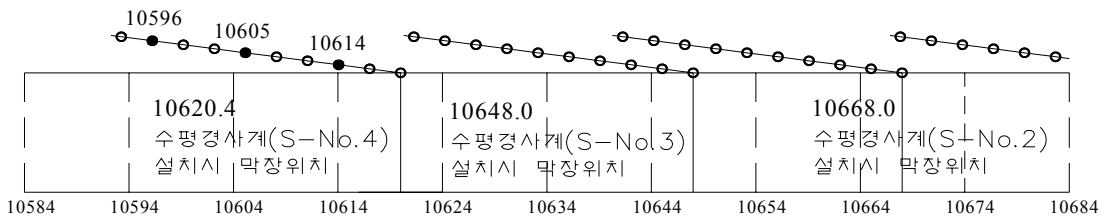
(1) 총 천단침하량

본 연구대상 터널에서 구간별 분석하고자 하는 측측점은 D구간의 10112, 10115, 10121의 3개 측측점, 그리고 S구간의 10596, 10605, 10614의 3개 측측점에 대해 각각 막장거리에 따른 침하량의 변화를 살펴보았다 (그림 4 참조). 각각의 측측점 선정은 해당 구간에서 비교적 큰 변위가 측측된 지점 및 수평경사계에 의해 일정거리 이상의 선행변위가 획득된 지점으로 선정하였다. 그림 5에서 보듯이 침하초반부에 해당하는 굽은 선은 수평경사계에 의해 측측된 천단변위이며, 측측점과 막장면이 일치하는 위치에서 레벨기에 의해 측측된 천단변위(굴착후 변위값)를 서로 연결한 것이다. 수평경사계의 측측점과 천단침하계의 설치위치가 정확하게 일치하지 않는 경우(D구간의 10115과 10121, S구간의 10596)에는 수평경사계 측측점에서의 침하를 천단침하계의 위치(D구간의 10116과 10120, S구간의 10597)에 맞추어 내삽하였다.

D구간의 경우 수평경사계는 막장이 10128.4에 위치할 때 설치되었으며, S구간의 수평경사계는 막장이 10620에 위치할 때 설치되었다. 이에 따라 D구간에서 분석된 측측점 10112, 10116, 10120에서는 막장과 최소 8 m의 거리를 가지므로 이 굴착거리만큼의 천단에서의 선행변



(a) D 구간



(b) S 구간

그림 4. D구간 및 S구간의 수평경사계 설치위치도

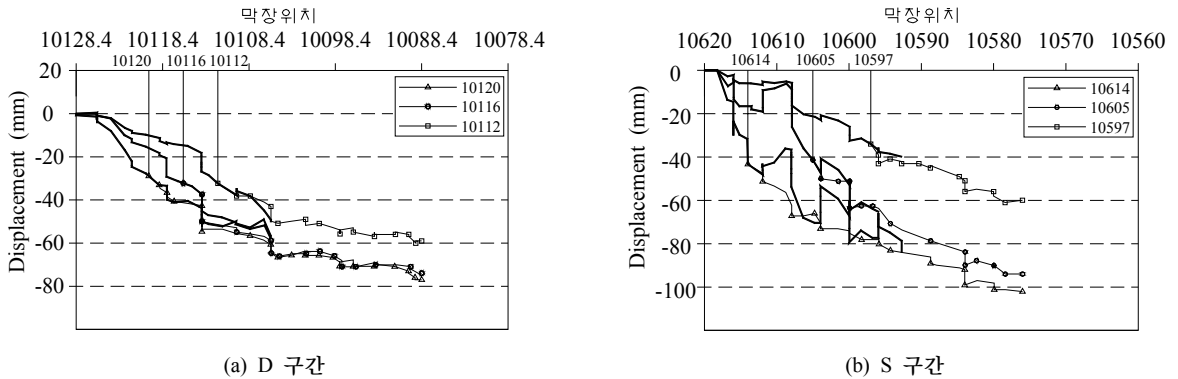


그림 5. 굴착에 의한 천단침하(총변위)

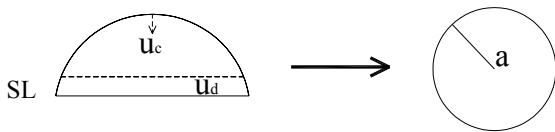


그림 6. 굴착단면적으로 고려한 등가반경 계산

위를 획득할 수 있다. 마찬가지로 S구간에서는 각 계측점에서 최소 6 m의 거리를 굴착하는 동안의 선형변위 획득이 가능하다.

구간별 선형변위량을 비교하기 위해 D구간과 S구간에서는 계측점과 막장과의 거리를 6 m를 기준으로 하여 이 이상의 거리에서 발생하는 선형변위는 0점으로 설정하였다. 예를 들어 D구간의 계측점 10116은 수평경사계 설치 당시 막장면과 계측점간의 거리는 12.4 m이지만, 다른 계측점과의 비교를 위해서 막장면이 10110까지 접근할때까지의 선형변위는 0으로 설정하고, 이후 6 m의 거리를 굴착하는 동안 발생하는 선형변위만을 분석에 활용하기로 한다. 이는 분석지점 모두에 대하여 동일

조건에서 발생한 변위량을 활용하기 위함이다.

한편, 한계변형을 개념을 터널시공현장에 적용하기 위해서는 먼저 계측에 의해 얻어지는 변위를 이용하여 지반의 변형률로 산출하여야 한다. 변형률은 정해진 일정 길이와 변화된 길이의 비로 결정되는 무차원의 변수로서, 터널에서는 굴착단면의 크기에 대한 계측된 변위의 비로서 나타낼 수 있다(박시현 등, 2008). 터널이 원형터널일 경우 터널반경 및 직경계산은 간단하나, 마제형 터널의 경우(그림 6)에는 상반 및 전단면에 대한 등가단면적원을 계산하여 등가단면적원에 대한 등가반경 및 등가직경을 이용하여 변형률을 식 (1)과 같이 계산하였다.

$$\varepsilon = u_c/a \text{ or } (a'), \quad \varepsilon = u_d/2a \text{ or } (2a') \quad (1)$$

여기서, u_c , u_d , a , a' 는 각각 천단변위, 내공변위, 반경, 등가반경이다.

D구간과 S구간의 지보패턴은 각각 PD-2A, PD-2C로서 굴착단면적은 동일하다. 계측된 천단변위는 상반굴

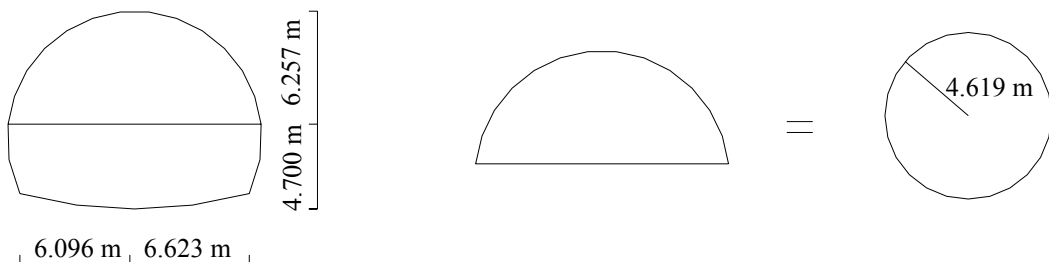


그림 7. 상부반단면에 의한 등가반경

착상태에서의 변위이므로 상부반단면의 등가반경을 구하여(그림 7) 막장거리에 따라 변형률을 산정하였다. 계산된 상부 반단면의 등가반경은 4.619 m로 나타났다.

(2) 선행변위의 구분

표 4는 선행변위 계측결과를 요약한 것이다. D구간의 계측점 10112, 10116, 10120에서 수평경사계를 통해 계측되는 선행변위는 각각 32.3 mm, 32.3 mm, 48.9 mm로 평균 37.8 mm가 발생했다. 굴착거리 6 m를 기준으로 하였을 때에는 18.5 mm, 20.5 mm, 27.5 mm로 평균 22.2 mm가 발생하였다(그림 8). 즉, D구간에서 굴착거리 6 m를 기준으로 하였을 때 획득된 선행변위량은 전체 선행변위량의 약 60%에 해당됨을 알 수 있다. S구간의 10597, 10605, 10614에서 수평경사계를 통해 계측되는 선행변위는 각 34.0 mm, 41.4 mm, 43.3 mm로 평균 39.6 mm가 발생했다. 굴착거리 6 m를 기준으로

하였을 때에는 12.4 mm, 32.7 mm, 43.3 mm로 평균 29.5 mm가 발생하였다(그림 9). 즉, S구간에서 굴착거리 6 m를 기준으로 하였을 때 획득된 선행변위량은 전체 선행변위량의 36.5~100.0%까지 다양하게 나타났다. 특히 10597의 경우 총 선행변위는 34.0 mm로 나타난 것에 반해, 6 m를 기준으로 획득된 선행변위는 전체 선행변위의 40%에도 미치지 못함을 알 수 있다. 이는 D구간의 경우 풍화암을 굴착한 반면, S구간은 풍화토층을 굴착하였기 때문에 굴착 초기침하가 급격히 나타났기 때문으로 판단된다.

D구간의 10120 지점은 총 선행변위가 10116과 10112에 비하여 많이 발생했다. 이러한 이유는 D구간의 10120 지점은 10116, 10112지점과 달리 지반이 풍화암에서 풍화토로 바뀌는 경계면에 위치하고 있는 것이 주된 원인으로 판단된다.

표 4. 선행변위 계측결과 요약

계측점	선행변위			
	선행변위	선행변위(6 m 기준) (mm)	총선행변위 (mm)	선행변위(6 m 기준)/ 총선행변위
D 구간	10120	27.5	48.9	56.2(%)
	10116	20.5	32.2	63.7(%)
	10112	18.5	32.3	57.3(%)
	평균	22.2	37.8	-
S 구간	10614	43.3	43.3	100.0(%)
	10605	32.7	41.4	78.9(%)
	10597	12.4	34.0	36.5(%)
	평균	29.5	39.6	-

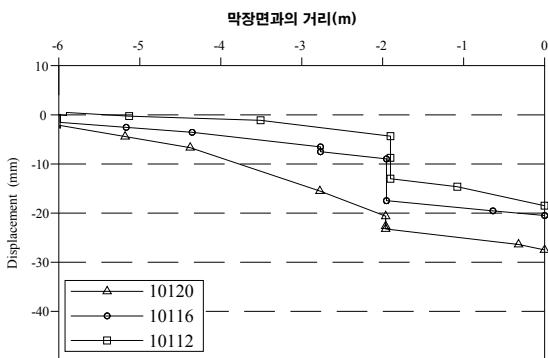


그림 8. 막장과의 거리에 따른 선행변위(D구간)

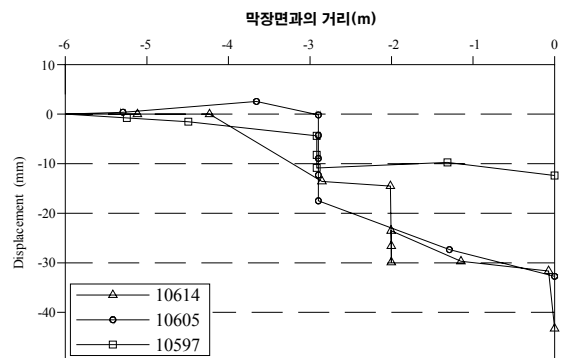


그림 9. 막장면과의 거리에 따른 선행변위(S구간)

4. 한계변형을 개념에 의한 터널안정성 평가

(1) 굴착후 계측된 계측변위만을 활용한 안정성 평가

그림 10과 그림 11은 굴착 후 계측된 계측변위(천단침하)만을 토대로 계측점과 막장면과의 거리에 따라 정리한 것이다. 계측 시작 후 막장면과의 거리 20 m를 굴착하는 동안에 발생된 변위로, D구간의 최대변위는 10116 지점의 38.7 mm이고, S구간의 최대변위는 10605지점

의 41.3 mm가 발생하였다.

표 6은 표 5의 계측변위를 등가반경을 이용하여 변형률로 환산한 결과를 정리한 것이다.

한계변형을 개념을 이용한 터널 안정성 평가를 위하여 굴착 지반의 조건을 일축압축강도와 표 1의 지층현황 등을 고려하여 D구간은 풍화암, S구간은 풍화토로 구분하였다. 또한, 그림 12와 그림 13에서는 그림 2의 한계변형률 도표를 모두 6개의 지반으로 구분하였으며, 이는 주로 일축압축강도를 기준으로 구분하였다.

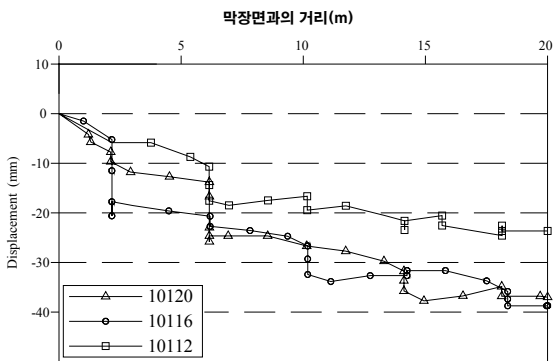


그림 10. 굴착 후 막장면과의 거리에 따른 계측변위(D구간)

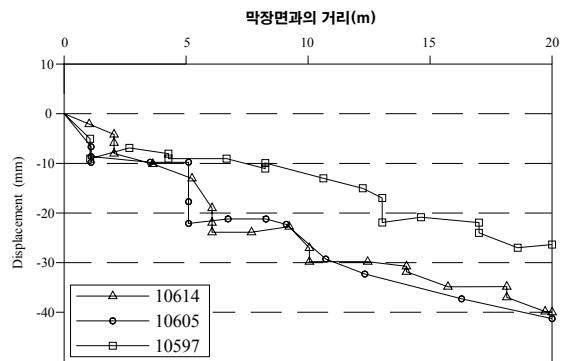


그림 11. 굴착 후 막장면과의 거리에 따른 계측변위(S구간)

표 5. 터널굴착 후 막장면과의 거리에 따른 계측변위

계측점		막장면과의 거리				비고
		5 m (mm)	10 m (mm)	15 m (mm)	20 m (mm)	
D구간	10120	13.0	26.5	37.7	37.0	상부반단면 굴착상태 등가반경 =4.619 m
	10116	19.9	26.3	31.6	38.7	
	10112	8.9	16.7	21.0	23.7	
S구간	10614	12.6	26.8	33.6	40.0	
	10605	9.8	26.2	35.7	41.3	
	10597	9.0	12.2	21.0	26.4	

표 6. 계측변위 변형률 산정

계측점		막장면과의 거리				비고
		5 m (%)	10 m (%)	15 m (%)	20 m (%)	
D구간	10120	0.281	0.574	0.816	0.801	상부반단면 굴착상태 등가반경 =4.619 m
	10116	0.431	0.569	0.684	0.838	
	10112	0.193	0.362	0.455	0.513	
S구간	10614	0.273	0.580	0.727	0.866	
	10605	0.212	0.567	0.773	0.894	
	10597	0.195	0.264	0.455	0.572	

그림 12는 D구간, 그리고 그림 13은 S구간의 막장면의 거리에 따른 변형률을 한계변형률 도표에 도시한 것이다.

실제 계측변위만을 이용한 안정성 평가에서는 D구간과 S구간 모두 막장거리에 따른 변형률이 상향으로 이동하고 있음을 알 수 있다. 우선 D구간을 살펴보면, 구간내 계측점간의 차가 나타나고 있다. 10120은 0.28%에서 0.8%, 10116은 0.4%에서 0.8%, 10112는 0.19%에서 0.5%로 이동하였다. D구간의 막장 20 m 지점의 변형률은 하한선의 경계를 초과하여 상한선과 하한선의 내부에 위치하고 있다. S구간의 결과도 D구간과 같이 막장이 멀어질수록 상향으로 이동하는 동일한 경향을 나타내고 있다. 10164는 0.27%에서 0.88%, 10605는 0.2%에서 0.89%, 10597은 0.19%에서 0.57%로 이동하였다. 그러나, S구간은 D구간과 달리, 하한선의 근처에서 머무르는 것으로 나타났다.

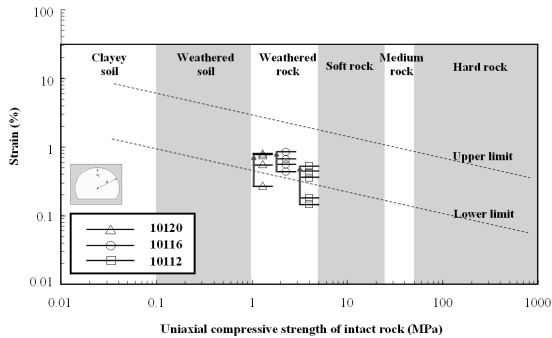


그림 12. D구간에서의 한계변형률 도표

(2) 계측변위와 선행변위를 합한 변위를 활용한 안정성 평가

그림 14와 그림 15는 D구간과 S구간에서 6 m를 굴착하는 동안 계측된 선행변위와 계측기 설치 후 20 m를 굴착하는 동안 계측된 변위를 더하여 총 26 m를 굴착할 때 발생된 변위를 나타낸 것이다.

표 8은 표 7의 계측변위를 등가반경을 이용하여 변형률로 산정한 결과를 정리한 것이다.

한계변형률 개념에 의한 안정성 평가 도표는 그림 16 및 그림 17과 같다. 이들 결과에서도 계측지점이 막장과 멀어짐에 따라 상향으로 이동하는 것을 알 수 있다. 또한 계측변위만을 이용한 결과보다 선행변위를 포함한 경우가 한계변형률 도표에서 더욱 상향에 위치하고 있다. D구간에서는 막장면이 5 m에서 20 m로 이동하면서, 10120은 0.8%에서 1.39%로, 10116은 0.8%에서 1.28%, 10112는 0.59%에서 0.9%로 이동하였다. S구간은 막장면이 5 m에서 20 m로 이동하면서, 10614는 1.2%

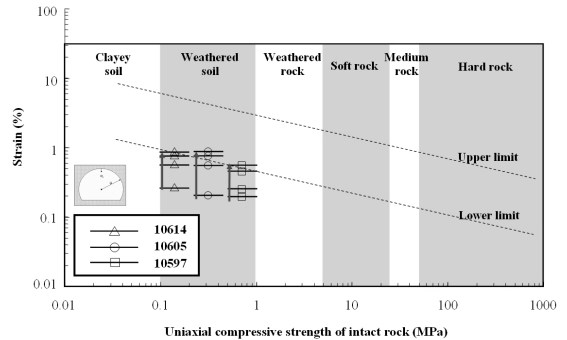


그림 13. S구간에서의 한계변형률 도표

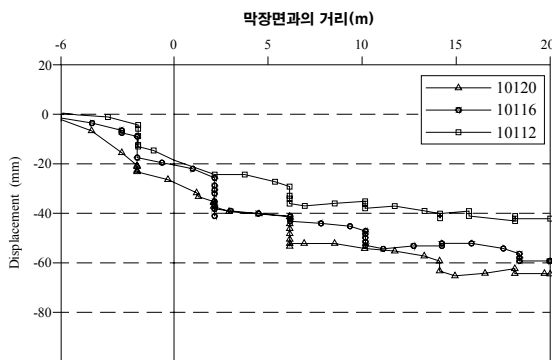


그림 14. D구간의 총변위(선행+계측변위)

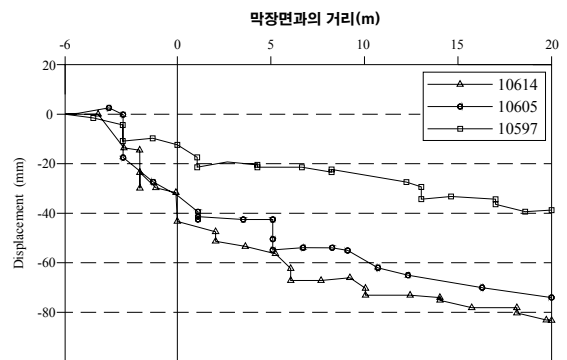


그림 15. S구간의 총변위(선행+계측변위)

에서 1.8%로, 10605은 0.9%에서 1.6%, 10597는 0.4%에서 0.8%로 이동하였다. 상기의 결과에서 보면, D구간의 결과는 S구간의 결과보다 상한선에 근접한 결과를 보이고 있다. S구간에서는 하한선과 상한선의 중간지점에 위치하고 있다. 선형변위를 적용함으로써 D구간에서는 0.4%정도, S구간에서는 0.3~1%정도 변형률이 증가한 것으로 나타났다.

이상의 결과로서, 터널굴착에 의하여 천단변위가 계속해서 증가하여, 계측지점에서 터널막장이 멀어질수록, 변형률은 한계변형률 도표에서 상향으로 이동하고 있으며, 이를 토대로 변위를 이용하여 정량적 안정성 평가가 가능한 것을 확인하였다. 한계변형률 개념을 이용한 안정성 판단에서는 S구간이 D구간보다 안정성을 더욱더 확보하고 있는 것으로 나타났다. 이로서, D구간의 지반

표 7. 굴착 후 막장면과의 거리에 따른 총변위

막장면과의거리		0 m (mm)	5 m (mm)	10 m (mm)	15 m (mm)	20 m (mm)	비고
D구간	10120	27.5	40.5	54.0	65.2	64.5	
	10116	20.5	40.4	46.8	52.1	59.2	
	10112	18.5	27.4	35.2	39.5	42.2	
	평균	22.2	36.1	45.3	52.3	55.3	
S구간	10614	43.3	55.9	70.1	76.9	83.3	
	10605	32.7	42.5	58.9	68.4	74.0	
	10597	12.4	21.4	24.6	33.4	38.8	
	평균	29.5	39.9	51.2	59.6	65.4	

표 8. 선형변위를 포함한 변형률산정

막장면과의거리		0 m (%)	5 m (%)	10 m (%)	15 m (%)	20 m (%)	비고
D구간	10120	0.595	0.877	1.169	1.412	1.396	
	10116	0.444	0.875	1.013	1.128	1.282	
	10112	0.401	0.593	0.762	0.855	0.914	
	평균	0.482	0.782	0.948	1.132	1.264	
S구간	10614	0.937	1.210	1.517	1.664	1.803	
	10605	0.709	0.921	1.276	1.482	1.603	
	10597	0.268	0.463	0.532	0.722	0.839	
	평균	0.638	0.864	1.108	1.289	1.448	

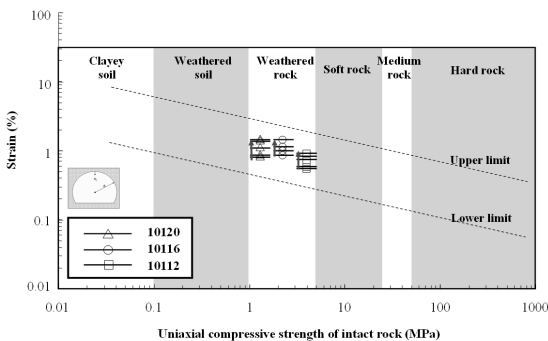


그림 16. D구간에서의 한계변형률 도표

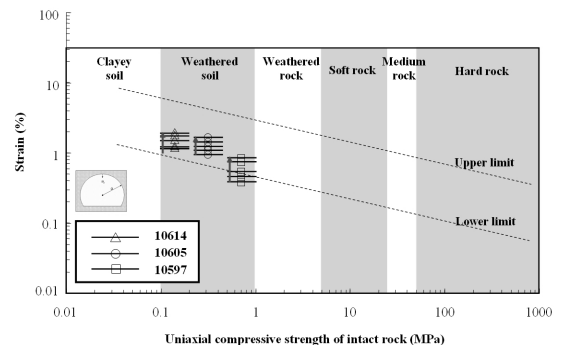


그림 17. S구간에서의 한계변형률 도표

상태가 S구간보다 양호하지만, S구간의 지보패턴이 터널 안정성에 더욱 유리하게 시공되어 있음을 알 수 있다. 또한, 선행변위를 포함하여 터널안정성을 평가하는 경우, 굴착 후 계측된 계측변위만을 이용하여 평가하는 것보다 안정성이 낮은 것을 확인하였으며, 한계변형률 도표상에서의 변화를 실증적으로 검토하였다.

한편, 본 연구에서 활용한 안정성 도표(그림 12, 그림 13, 그림 16 및 그림 17)는 일축압축시험에 의해 작성된 도표이며 또한, 파괴변형률(ϵ_f)이 아니라 한계변형률(ϵ_c)에 의해 작성된 것이다. 따라서 실제 지반의 안정성을 평가하는 관점에서는 안전율이 포함된 보수적인 도표임을 파악할 수 있다. 따라서 한계변형률을 이용한 터널안정성 평가시 선행변위를 포함하게 되면, 도표에서 변형률 자체가 상향으로 이동되지만, 한계변형률 도표에서 상, 하한 경계선도 상향으로 이동할 수 있는 여지가 있다. 이러한 관점에서 터널시공현장에서 터널굴착 후 신속하게 변위를 계측하기 위해 노력한다면, 본 연구에서의 계측결과에서 알 수 있는 바와 같이, 계측변위만을 토대로 정량적인 안정성 평가가 가능하다는 것을 알 수 있다. 이는 터널시공 실무 측면에서 터널의 안정성을 변위계측 정보로 파악할 수 있는 근거를 제시하는 것으로 파악할 수 있다. 향후 이에 대한 보다 다양하고 구체적인 사례검토가 추가적으로 수행될 필요가 있다.

5. 결 론

본 연구에서는, 한계변형률 개념을 활용하여 터널시공 현장에서 실제 계측된 다양한 변위정보를 이용하여 변위개념으로 정량적 안정성 평가를 실시하여, 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 시공현장에서 계측된 변위정보를 크게 두 가지로 구분하여 터널안정성을 평가하였다. 즉, 막장굴착 이전부터 계측된 선행변위를, 막장굴착 후에 계측된 계측변위에 포함시킨 경우와 시키지 않은 경우에 대해 종합적으로 검토하였다. 그 결과, 변위정보를 토대로 터널안정성을 평가하는 경우 정량적인 평가의 가능성을 확인하였다.
2. 선행변위를 제외한 계측변위만을 이용하여 한계변형률 개념으로 안정성 평가를 실시한 경우, D구간은 하

한경계선을 넘어 상한선과 하한선의 중간에 위치하였으나, S구간은 하한경계선 부근에서 머무는 것으로 나타났다. 이로써, D구간의 지반상태가 S구간보다 양호하지만, S구간의 지보패턴이 터널 안정성에 더욱 유리하게 시공되어 있음을 알 수 있었다.

3. 선행변위를 포함한 계측정보를 이용하여 한계변형률 개념으로 안정성 평가를 실시한 경우, D구간은 상한경계선에 근접하고 있으나, S구간은 상한선과 하한선의 중간에 위치하는 것으로 나타났다. 즉, 선행변위를 포함하더라도 한계변형률 도표상에서 상한경계선을 넘어서지는 않는 상태인 것으로 나타났다. 이로써, 본 구간에서의 터널지보상태는 터널의 안정성을 적절히 확보하고 있는 것으로 평가할 수 있었다.
4. 선행변위가 한계변형률 도표를 활용한 터널의 안정성 평가결과에 미치는 영향을 확인할 수 있었다. 즉, 선행변위를 제외하고 계측변위만을 고려한 경우에 비하여 선행변위를 포함한 경우에서는, D구간에서 0.4%정도, S구간에서는 0.3~1%정도의 변형률이 증가하는 것으로 확인되었다.
5. 향후, 선행변위를 포함한 경우와 제외한 경우에 대한 실제 계측현장에서의 보다 많은 계측정보를 획득하여, 한계변형률 개념에서의 안정성 평가시 선행변위 유무에 따른 안전율 변화 정도에 대한 보다 구체적인 가이드라인 정립 등이 필요하다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부의 지원에 의하여 건설핵심기술 연구개발사업(과제관리번호 R&D/05 건설핵심 D03-01) 주관으로 수행된 과제 내용의 일부를 정리한 것입니다. 연구비 지원에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 노원석, 권형석, 강석기 (2006), “수평경사계를 이용한 토사터널의 막장변위 거동특성”, KGS Fall Conference 2006, pp. 1-16.
2. 박시현, 신용석 (2007), “한계변형률 개념을 활용한 터널 안정성 평가에 관한 연구”, 한국지반공학회논문집, 제 23권 제5호, pp. 29-42.
3. 박시현, 신용석, 배규진 (2008), “터널공학에서 한계변

- 형률 개념의 공학적 의미에 관한 연구”, 한국터널공학 회논문집, 제 10권 제 2호, pp. 129-137.
4. 정형식, 김성환, 이상돈, 김낙영 (1998), “통계적 방법에 의한 터널 최종변위량 예측에 관한 연구”, 한국지반공학회 봄학술발표회 논문집, pp. 347-356.
 5. 櫻井春輔 (1982), “トン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.
 6. British Tunnelling Society (2004), Tunnel lining design guide, ICE.
 7. Hoek, E. (1998), “Tunnel support in weak rock”, Keynote address, Symposium of Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan, Nov.20-22, pp. 1-13.
 8. ISRM. (1981), “Basic geotechnical description of rock masses”, Int J. Rock Mech Min. & Geomech Abstr. 18, pp. 85-110.
 9. Kontogianni, V., Tzortzis, A. and Stiros, S. (2004), “Deformation and failure of the Tymfristos Tunnel”, Greece, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, October (2004), pp. 1004-1013.
 10. Mahendra, S., Bhawani, S. and Jaysing, C. (2007), “Critical strain and squeezing of rock mass in tunnels”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 22, pp. 343-350.
 11. Sakurai, S. (1997), “Lessons Learned from Field Measurements in Tunnelling”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 12, No. 4, pp. 453-460.
 12. 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.



박 시 현

한국시설안전공단
팀장

E-mail: parksh@kistec.or.kr