

터널 슛크리트 계측의 개선방안

김학준^{1*}, 박시현², 배규진³

Suggestion for the improvement of the field measurements on the shotcrete lining

Hak-Joon Kim, Si-Hyun Park, Gyu-Jin Bae

Abstract The field measurements on the shotcrete lining are usually performed during the tunnel construction. However, the credibility of the measurements is not certain because of the non-stress related strains occurring in the shotcrete, the uncertainty of the deformation modulus of the shotcrete, and the intrinsic difficulties involved in the strain measurements in the shotcrete. The problem related to the field measurements on the shotcrete is investigated using the review of the previous studies and the field measurement performed for this study. A method for the correction of stress measurements at the shotcrete lining, considering the non-stress related strains, is suggested using the literature review and the actual measurements obtained from the non-stress shotcretes. The deformation modulus used for the calculation of the stress acting on the shotcrete is also suggested.

Keywords: Field measurements, shotcrete lining, non-stress shotcretes, deformation modulus of the shotcrete

요 지 터널현장에서는 터널의 안정성을 평가하기 위하여 슛크리트 계측이 활발히 수행되고 있다. 그러나 슛크리트 응력 측정은 지반하중과 관계없이 발생하는 변형률 및 슛크리트 변형계수의 불확실성, 슛크리트 응력 측정 자체의 어려움 등에 의하여 측정 결과의 신뢰성을 기대하기 어렵다. 본 연구에서는 국내외의 슛크리트 계측의 현황 분석 및 현장 계측 결과를 통하여 기존 슛크리트 계측의 문제점을 분석하였다. 문헌조사 및 터널 현장에서의 무응력 슛크리트 계측 결과를 이용하여 무응력 상태에서 발생하는 슛크리트 응력의 보정 방안을 제시하였다. 또한 측정된 변형률을 응력으로 환산할 경우에 적용할 슛크리트 변형계수를 제시하였다.

주요어: 현장 계측, 슛크리트 라이닝, 무응력 슛크리트, 슛크리트 변형계수

1. 서 론

국내에서 가장 활발히 적용되고 있는 NATM 공법은 슛크리트와 강지보를 일차 지보재로 사용하고 있으며 일차 지보재의 안정성 및 이차라이닝의 두께와 시공 시기 등을 결정하기 위해서 주로 슛크리트에 응력계를 설치하여 계측을 수행하고 있다. 그러나 슛크리트 응력 측정은 계측기 설치 후 슛크리트의 수축으로 인한 계측기와 슛크리트의 접촉성 결여 가능성 및 여굴이나 슛크리트 타설시 노즐맨의 숙련도에 따라 발생될 수 있는 슛크리트 지보재 두께의 불균질성으로 인한 축력 계산의 오차 가능성 등의 근본적인 문제 외에도 다른 여러 해결해야 할 과제를 갖고 있다. 첫째는 터널에 슛크리트를 타

설한 후 슛크리트의 건조수축 및 온도변화 등 과 같은 지반하중과 관계없는 인자들에 의해 발생하는 변형률을 지반 응력에 의한 슛크리트 변형과 구분하기 어렵다는 것이다. 현재 국내 터널 현장에서의 슛크리트 계측에서는 무응력 상태에서 지반하중과 관계없이 슛크리트에서 발생하는 변형률에 대한 보정은 거의 이루어지지 않고 있으며 보정이 이루어지더라도 표준화된 방법이 없어 신뢰성이 의문시 되고 있다. 둘째는 슛크리트의 변형계수가 시간에 따라 변하므로 현장에서 측정된 변형률을 응력으로 환산할 때 사용될 슛크리트 변형계수 값의 결정이 어렵다는 것이다. 실제로 국내 터널 현장이나 문헌에서는 다양한 값의 슛크리트 변형계수가 사용되고 있다. 셋째는 슛크리트에 사용되고 있는 게이지 자체의 신뢰성이 의문시 되며, 제조사에 관계없이 거의 일정한 게이지 상수를 사용하고 있다. 그러므로 국내 터널의 일차 라이닝 계측값은 지반 응력에 의한 절대적인 터널 하중

¹대전대학교 지반설계정보공학과 교수

²한국시설안전공단 일반도로팀 지반파트장

³한국건설기술연구원 부원장

*교신저자: 김학준 (E-mail: hakkim@dju.ac.kr)

값을 제시해 주지 못하고 슛크리트 타설 이후 시간이 경과함에 따른 슛크리트 라이닝의 상대적인 응력 변화만을 보여 주고 있는 실정이다. 본 연구에서는 국내외 슛크리트 계측의 현황 분석 및 현장 계측 결과를 통하여 기존 슛크리트 계측의 문제점을 분석하였고 슛크리트 계측의 신뢰성을 향상시킬 수 있는 방안을 제시하였다.

2. 슛크리트 응력 측정 현황 및 문제점

스�크리트 응력 측정은 정밀계측에 해당되며 슛크리트의 접선방향 및 반경방향의 응력을 측정하여 응력의 변화속도와 수렴여부, 슛크리트의 두께, 시공시기의 타당성 및 단면폐합에 의한 효과를 판단한다.

한국터널공학회(2009)에 의하면 일반적으로 응력계는 1단면마다 좌우 측벽부 및 천장부 등을 포함하는 3~5개소에 배치하여 계측을 수행한다. 특히 10 kPa(0.1 kg/cm²) 이상의 정확도로 측정된 응력을 허용 응력과 비교함으로써 부재의 적정성을 확인한다. 또한, 슛크리트 응력계는 슛크리트 타설 시에 설치하고 다음 막장굴진이 진행되기 전에 초기치를 측정하여 터널 굴진에 따른 응력변화를 최대한 측정할 수 있도록 하여야 한다고 규정하고 있다. 슛크리트 응력계는 설치 후부터 변위의 수렴이 확인될 때까지 계측을 수행하는데 변위 속도 혹은 막장 거리에 따라 2회/일~1회/주 빈도로 실시한다.

스�크리트 응력 측정에 사용되는 게이지는 토압계(Shotcrete stress cell), 라이닝 응력계(Embedment VW strain gages), 슛크리트 응력계(VW Shotcrete stressmeter) 등이 있으며 플랫 잭에 의한 슛크리트 응력 측정도 Kuwajima(1991)에 의하여 시도되었다.

토압계는 측정면을 원지반과 슛크리트의 경계면에 반경 방향으로 향하게 매설하여 슛크리트에 미치는 배면토압을 측정하고 또한 슛크리트의 접선방향으로 토압계의 측정면을 매설하여 슛크리트의 내부 접선방향 응력을 측정한다. 라이닝 응력계는 일반적으로 길이 약 14 cm(5.5인치)의 진동현식 게이지를 슛크리트 내부에 매설하여 변형률을 측정한다. 압력 감지판이 게이지의 양단에 있고 그 사이에 전동현이 고정되어 있는 형태이다. 슛크리트 응력계는 길이 약 5 cm(2인치)의 진동현이 압력 감지판의 양단 사이에 있어 변형률을 측정하며 터널 반경 방향과 접선 방향의 변형률을 동시에 측정하고 게이지 설치를 간편

하게 하기 위하여 한쌍이 수직으로 조립되어 있다. 플랫 잭은 원래 암반의 응력을 측정하기 위하여 개발되었으며 원형 톱날을 사용하여 슛크리트를 절단하여 좁아진 거리를 플랫 잭을 넣어 원래의 거리로 복원했을 때 측정된 압력을 지보재 절단 전의 절단면에 작용하던 수직응력으로 가정하는 것이다.

국내에서는 라이닝 응력계와 슛크리트 응력계가 슛크리트 응력 측정에 주로 사용되고 있으므로 본 논문에서는 이에 대하여 집중적으로 조사하고자 한다. 터널현장에서 라이닝 응력계나 슛크리트 응력계를 이용하여 슛크리트 계측을 수행하는 경우 계측값은 진동수(Hz)나 주기로 측정하는 방법과 측정값이 변형률로 환산되는 장비를 이용하는 방법이 있다. 어느 방법을 사용하더라도 변형률 값을 구하기 위해서는 특정한 게이지 상수(Gage factor, GF)가 사용되며 구해진 변형률에 슛크리트 변형계수(E_{st})를 곱하여 슛크리트 응력을 환산한다. 측정된 응력값은 한국터널공학회(2007)에서 규정한 재령 28일 슛크리트의 설계기준 강도(210 kg/cm²)의 40%인 허용 압축응력(84 kg/cm²)과 비교하여 터널의 안정성을 평가한다.

국내의 6개 계측 회사에 의하여 슛크리트 계측에 사용된 게이지 종류 및 응력 산정에 이용된 상수를 요약하면 표 1과 같다. 슛크리트 응력계와 라이닝 응력계는 제조사가 다르더라도 거의 모든 계측사에서 각각 0.39102 및 3.304의 게이지 상수를 이용하였고 응력환산을 위한 슛크리트 변형계수는 217,370 kg/cm²을 가장 많이 적용하였다.

국내 슛크리트 계측 현황 조사에 의하면 다음과 같은 문제점이 발견된다. 첫째, 국내 터널표준시방서(한국터널공학회, 2009)에 의하면 슛크리트 계측의 초기치 측정시기를 다음 막장굴진이 진행되기 전에 수행하여 터널 굴진에 따른 축력변화를 최대한 측정할 수 있도록 하여야 한다고 규정하고 있는데 초기치 측정시기에 대한 기준이 명확하지 않다. 일반적으로 슛크리트 응력은 계측 초기에 많은 변화가 있으며 특히 지반 상태가 불량할수록 초기치 측정시기에 따라 계측값이 상당히 달라질 수 있다. 특히 슛크리트 타설 직후에 초기값을 실시하는 경우 지반하중과 관계없이 발생하는 슛크리트 변형의 영향을 많이 받을 수 있다. 또한 특별한 사유로 터널 공사가 잠시 중단되는 경우 현재의 국내 터널표준시

표 1. 각 계측회사 별 슛크리트 응력 환산 사례

계측 회사	계측기	계측값 종류	게이지 상수	스�크리트 변형계수(kg/cm ²)	터널 종류
A	스�크리트 응력계	진동수	0.39102	217,370	지하철
B	스�크리트 응력계	진동수	0.7756	50,000	도로
	라이닝 응력계	주기	3.304		
C	라이닝 응력계	주기	3.338	217,370	고속철도
	스�크리트 응력계	진동	0.39102		도로
D	스�크리트 응력계	진동	0.39102	217,370	도로
E	라이닝 응력계	주기	3.304	220,000	수로
F	스�크리트 응력계	진동	0.39102	217,370	지하철

방사에 의하면 막장굴진이 진행되기 전에 초기값을 측정하면 되므로 슛크리트 타설 후 몇 일이 경과된 후 수행해도 되는 문제점이 있다. 둘째, 터널 표준시방서에 의하면 슛크리트 응력계는 10 kPa 이하의 오차 범위를 가져야 한다고 규정되어 있으나 실제 터널 현장에서 사용되는 슛크리트 응력계의 정확도는 검증 없이 사용되고 있다. 셋째, 국내에서는 다양한 크기 및 모양의 슛크리트 응력계가 국내 업체에 의하여 제작되어 사용되고 있으며 설치의 편리를 위하여 반경방향과 접선방향을 함께 측정하도록 설계되어 있다. 그러나 슛크리트와 게이지의 강성이 차이가 있으므로 게이지가 커질수록 응력을 교란시킬 가능성이 크다. 넷째, 슛크리트 변형률 산정시 제조회사가 다르더라도 각 게이지별로 일률적인 게이지 상수를 이용하고 있다. 김학준과 박찬(2008)에 의하면 같은 종류의 변형률 게이지라 하더라도 제조회사에 따라서 게이지 상수값이 다를 수 있으므로 게이지에 대한 상수값을 동일하게 적용하는 것은 계측의 신뢰성을 저하시킬 수 있다. 다섯째, 측정된 슛크리트 변형률을 응력으로 환산할 경우 국내 터널현장에서 사용하고 있는 슛크리트 변형계수의 최소값(50,000 kg/cm²)과 최대값(232,379 kg/cm²)은 4.7배의 차이를 보이고 있다. 또한 현장에서 국내 계측회사에 의하여 슛크리트 응력환산에 가장 널리 사용되고 있는 217,370 kg/cm²의 슛크리트 변형계수값의 타당성도 의문시된다. 마지막으로 무응력 상태에서 지반하중과 관련없이 발생하는 응력의 보정방법에 대한 명확한 규정이 없어 현장에 따라 슛크리트 계측시 이에 대한 보정을 하지 않거나 보정을 수행하더라도 현장마다 상이하게 적용하고 있어 이에 대한 기준마련이 시급한 실정이다.

3. 슛크리트 응력 측정 개선 방안

3.1 슛크리트 응력 초기치 측정 시기 및 측정 빈도

한국터널공학회(2009)의 터널표준시방서에 의하면 슛크리트 응력계는 슛크리트 타설 시에 설치하고 다음 막장굴진이 진행되기 전에 초기치를 측정하여 터널 굴진에 따른 응력변화를 최대한 측정할 수 있도록 하여야 한다고 규정하고 있다. 터널을 굴착하는 암반상태가 양호한 경우에는 일반적으로 라이닝에서의 응력변화가 터널 굴진에 의한 영향이 가장 클 것이므로 막장굴진이 진행되기 전에 슛크리트 응력의 초기치를 측정하면 큰 문제가 없을 것으로 판단된다. 그러나 Ward(1978)는 터널 막장이 전진하지 않더라도 시간에 의존(time-dependent)하는 변형 때문에 터널 변위가 있음을 관찰하였으며 Kielder 실험 터널의 일부구간에서는 총 발생된 12 mm 변위 중에서 7.5 mm의 변위가 막장이 정지한 상태에서 발생하였다. 따라서 암반상태가 불량하거나 시간에 의존하는 변형을 보이는 지반, 팽창성 지반, 혹은 현장사정에 의하여 터널공사가 일정기간 중지되는 경우에는 초기치 측정시기에 따라 측정되는 슛크리트 응력이 달라질 수 있다.

Kuwajima(1991)는 SLRT 터널에서 측정된 변형률에 대한 하중 시험, 변형률 제어 시험 결과 및 재령 10시간 전의 슛크리트 강성 등을 고려하여 슛크리트 타설 후 10시간 동안 발생하는 응력은 매우 작아서 무시할 수 있을 정도이므로 10시간 전후에 측정된 값을 초기값으로 사용할 것을 제안하였다. 이 방법은 게이지와 슛크리트 사이의 상대적인 강성차이로 인해 발생하는 문제 및 슛크리트 타설 후 처음 10시간 동안은 슛크리트의 열

팽창계수, 포아송비, 수축 특성 등을 얻는 것이 어려우며 지반하중과 관계없이 슛크리트 수축에 의해 발생하는 응력을 제외할 수 있다는 장점이 있다. 그러나 Barrett와 McCreath(1995)에 의하면 재령 8시간의 일반 슛크리트의 일축 압축강도는 5 MPa, ASCE(1995)에 의한 재령 5시간의 강도는 6.9 MPa(70 kg/cm²) 정도로 높을 수 있으므로 10시간 전의 슛크리트 응력을 무시하는 것은 부정확한 계측결과를 초래할 수 있다.

상기 문헌조사에 의하면 슛크리트 응력 초기치 측정 시기는 최소 슛크리트 타설 직후부터 최대 타설 후 10시간 경과 후까지이다. 슛크리트 타설 직후에 발생하는 슛크리트 응력을 놓치지 않기 위해서는 슛크리트 타설 후 바로 계측을 수행해야 한다. Golser et al.(1989)은 Langen 터널에서 슛크리트를 타설한 직후부터 슛크리트 계측을 수행하였다. 그러나 실제 터널에서 슛크리트가 하중을 지지하기 위해서는 일정 수준 이상의 강도가 필요하다. 즉, 그림 1과 같이 슛크리트 계측시 지반 하중에 의하여 슛크리트에 변형이 발생하더라도 슛크리트 타설 직후의 슛크리트 응력은 0에 가까울 것이다. 일정한 시간이 경과한 후 슛크리트에 강성이 생기게 되면 슛크리트 응력이 증가하게 된다.

스�크리트가 지반 하중을 받아줄 수 있도록 충분한 강성을 발현하는 시점은 슛크리트 배합비, 급결재의 종류 및 함량비, 터널 내부의 온도, 슛크리트 두께 등에 따라서 차이가 있으며 현장상황이나 계절에 따라 달라질 수 있다. 기존 연구 결과에 의하면, 초기 재령 슛크리트의 압축강도는 표 2와 같다. 표 2에 의하면, 슛크리트의 압

축강도는 1시간 경과 후 평균 0.3 MPa(0.1~0.5 MPa), 2시간 경과 후 평균 1.0 MPa(0.3~1.85 MPa), 3시간 경과 후 평균 1.5 MPa(0.5~3.4 MPa)이다. 따라서 흙과 암석을 구분하는 압축강도에 해당하는 1.0 MPa 정도이면 이미 지반하중을 받아줄 수 있을 것이다. 따라서 슛크리트 초기 압축강도를 고려했을 경우, 초기값 측정은 슛크리트 타설 후 약 2-3시간 사이에 시작해야 할 것으로 사료된다. 슛크리트 강도값을 고려하여, 슛크리트 초기값 측정 시기를 슛크리트 타설 2-3시간 경과 후로 제안하였으나 막장이 정지 상태에 있는 경우 특정지반을 제외하고는 초기치 측정시기에 1-2시간의 차이가 있다고 해도 측정값에 크게 영향을 미칠 것으로는 판단되지 않는다.

국내 터널 표준시방서에 의하면 슛크리트 응력계의 측정빈도는 표 3과 같이 변위 속도 및 막장 거리에 따라 2회/일~1회/주까지로 변위가 수렴될 때까지 측정하도록 규정되어 있다. 그러나 터널 하중은 터널 막장의 전진과 밀접한 관계가 있을 수 있으므로 표 3에 의한 계측빈도를 유지하더라도, 막장 이격거리가 3D 이내인 경우에는 가능한 슛크리트 응력 측정시기를 발파 직전과 발파 직후에 추가적으로 수행하는 것이 바람직하다. 즉, 터널 굴진시기와 관련하여 계측 시기를 결정하는 것이 막장 전진에 따른 슛크리트 응력 증가의 영향 평가를 가능하게 하여 슛크리트 응력 증가의 원인 및 응력이 증가한 정확한 시점을 파악하는데 도움을 줄 것으로 판단된다.

3.2 슛크리트 응력계의 정확도

스�크리트 내부에 매설된 게이지 강성(stiffness)은 슛크리트 강성과 유사해야 슛크리트에 작용하는 응력을 교란시키지 않는다. 그러나 슛크리트 강성은 타설 후 시간이 경과함에 따라 바뀌게 되므로 이런 이상적인 상황은 이루기 어렵다. 따라서 슛크리트 내부에 응력계를 매설하는 것은 필연적으로 슛크리트 응력의 교란을 수반하게 된다. 그러나 사용하는 게이지의 종류에 따라 슛크리트 응력 교란을 최소화할 수 있다. Selig(1964)에 의하면 강성이 큰 게이지의 두께가 클수록 게이지의 바로 위쪽으로 응력 집중현상이 더 많이 발생하게 되고 응력계의 인접한 부분은 평균응력보다 작게 되는 응력 교란 현상이 발생한다. 따라서 게이지에는 실제 보다 큰 응력

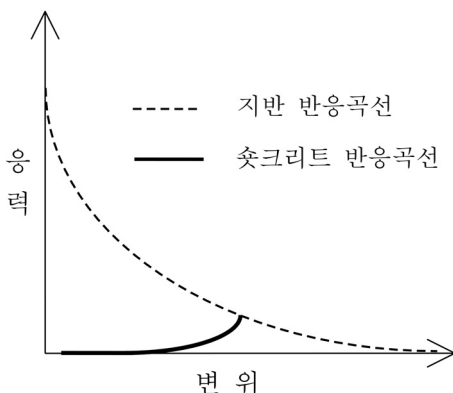


그림 1. 지반 및 슛크리트 반응곡선 모식도

표 2. 초기 재령 슛크리트 일축 압축강도(단위: MPa)

시간(hr)	압축 강도(MPa)	참고 문헌
1-3	0.3~3.4	Mahar et al.(1975)
3-8	0.7~8.2	
24	10.4~20.6	
5	6.9	ASCE(1995)
8	5	Barrett와 McCreath(1995)
1-3	0.1~0.5	Bernard(2008)
3-8	0.3~2.5	
10	3.2	
3	0.96	장수호 등(2009)
4	0.56~0.72	Kuwajima(1991)
6	1.45	
9	6.61	
1	0.5	Kusterle와 Lukas(1990)
2	0.92	
3	1.17	
5	4.14	
8	10.0	
10	14.2	
5	3.97	Yang et al.(2007)
10	6.56	

표 3. 슛크리트 응력 계측의 측정 빈도(한국터널공학회, 2009)

측정 빈도	변위 속도	막장 이격거리	비 고
2회/일	10 mm/일 이상	0D ~ 1D	D는 터널 직경
1회/일	10~5 mm/일	1D ~ 2D	
1회/2일	5~1 mm/일	2D ~ 5D	
1회/주	1 mm/일 이하	5 D 이상 ~ 수렴 후 30일까지	

이 측정되므로 Dunicliff(1988)는 슛크리트 응력교란을 최소화하기 위하여 토압계의 셀 두께와 직경의 비율을 1:10이하로 할 것을 제안하였다.

국내에서 널리 사용중인 슛크리트 응력계는 길이 약 5 cm(2인치)의 진동현이 압력 감지판의 양단 사이에 있어 변형률을 측정하며 터널 반경 방향과 접선 방향의 변형률을 동시에 측정하고 게이지 설치를 간편하게 하기 위하여 한쌍이 수직으로 조립되어 있다. 이러한 슛크리트 응력계는 국내 업체에 의하여 그림 2와 같이 다양한 크기 및 모양으로 제조되어 사용되고 있다. 국내 터널표준시방서에서는 10 kPa(0.1 kg/cm²)이상의 정확도를 가진 슛크리트 응력계를 사용할 것을 규정하고 있으

나 실제 현장에서는 이에 대한 검증 과정 없이 사용되고 있다. 특히, 슛크리트 응력계는 슛크리트와 강성이 매우 다르므로 그림 2의 (c) 및 (d)와 같이 육면체 형태로 제작된 응력계는 게이지의 부피가 크고 모서리가 직각으로 되어 있어서 응력 교란이 더 심할 것이므로 사용하지 않는 것이 바람직하다. 계측의 편리함을 위하여 반경과 접선방향을 함께 계측하도록 슛크리트 응력계를 제작하려면 최대한 외부 상자의 부피를 줄이고 날카로운 모서리가 없도록 설계되어야 한다.

국내 터널현장에서 라이닝 응력계나 슛크리트 응력계를 이용하여 슛크리트 계측을 수행하는 경우 계측값은 진동수(Hz)나 주기로 측정하는 방법과 측정값이 변형률

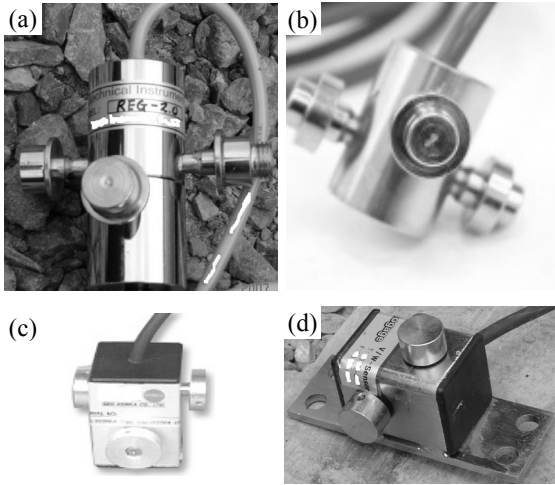


그림 2. 다양한 형태의 슛크리트 응력계

로 환산되어 표시되는 장비를 이용하는 방법으로 크게 나누어진다. 슛크리트에서 발생하는 변형을 라이닝 응력계를 이용하여 주기로 측정할 경우와 슛크리트 응력계를 이용하여 진동수로 측정할 경우 응력환산식의 예는 각각 식(1) 및 식(2)와 같다.

$$(GF \times 10^9) \times \{(\text{초기값})^2 - (\text{측정값})^2\} \times 10^{-6} \times E_{sh} \quad (1)$$

$$(GF \times 10^{-3}) \times \{(\text{초기값})^2 - (\text{측정값})^2\} \times 10^{-6} \times E_{sh} \quad (2)$$

여기서 GF는 응력계의 게이지 상수, Esh는 슛크리트의 탄성계수이다.

측정결과가 변형률로 바로 환산되는 장비를 이용한 경우의 응력 환산식은 식(3)과 같다.

$$(\text{초기값} - \text{측정값}) \times E_{sh} \quad (3)$$

식(1)-식(3)을 이용하여 슛크리트에 작용하는 응력을 환산하는 경우 측정된 응력값은 게이지 상수(GF)에 따라 큰 차이가 발생하게 된다. 국내에서 사용되고 있는 라이닝 응력계와 슛크리트 응력계는 대부분 국내의 다수 중소기업에 의하여 제작되고 있으나 현장의 계측업체에서 사용하는 게이지 상수는 표 1에서와 같이 제조업체와 무관하게 특정한 값을 적용하고 있다. 그러나 같은 종류의 변형률 게이지라 하더라도 제조회사에 따라서 게이지 상수값이 다를 수 있으므로 게이지에 대한 상수

값을 동일하게 적용하는 것은 계측의 신뢰성을 저하시킬 수 있다. 따라서 계측기를 현장에 설치하기 전에 게이지 상수값을 실내시험을 통하여 정확히 산정해야 하며 이를 위해서는 공신력 있는 기관에 의한 게이지 검증 의무화를 포함한 제도적인 개선이 필요하다.

3.3 슛크리트 변형계수 산정

계측기에 의하여 측정된 슛크리트 변형률을 응력으로 환산하기 위해서는 슛크리트 변형계수를 측정된 변형률에 곱해주어야 한다. 문제는 슛크리트의 변형계수가 시간이 경과함에 따라 증가하며 슛크리트의 응력-변형률 관계가 비선형이므로 슛크리트 변형계수를 정확히 추정하는 것이 용이하지 않다는 것이다. 특히 슛크리트의 변형계수는 배합비, 압축강도, 시료 모양 및 크기, 시험 오차, 간극, 포획된 수분, 다짐의 차이 등에 의해서 다양한 값이 나올 수 있다.

현재 국내 계측업체에서 사용되고 있는 슛크리트 변형계수는 표 1에 포함되지 않은 다른 국내 계측업체의 경우까지 포함하면 50,000, 100,000, 150,000, 200,000, 220,000 등 다양한 값(단위: kg/cm²)이 사용되고 있다. 일부 계측업체에서는 ACI(1971, 1992)의 콘크리트에 대한 압축강도(f_c)를 이용한 탄성계수 환산식 $57,000 \sqrt{f_c}$ (단위 1 b/in²) 혹은 $E=4.733 \sqrt{f_{cc}}$ (E, GPa; f_c, MPa)를 kg/cm²단위로 환산($15,000 \sqrt{f_c}$)한 후, 현장 슛크리트 설계 기준강도인 210 kg/cm² 혹은 240 kg/cm²을 압축강도에 대입하여 산정한 217,370 kg/cm² 혹은 232,379 kg/cm²을 슛크리트 변형계수로 사용하고 있다. 측정된 변형률을 응력으로 환산할 경우 232,379 kg/cm²의 변형계수를 이용하는 경우 50,000 kg/cm²을 사용할 경우보다 약 4.7배 큰 응력을 얻게 되므로 과다 설계의 가능성이 있다.

압축강도와 변형계수 사이의 상관관계는 표 4와 같이 많은 연구자들에 의하여 제시되었다. 이러한 도표는 슛크리트의 강도값이 비교적 잘 알려져 있고, 코어 시료를 이용하여 쉽게 얻을 수 있으므로 사용하기 매우 편리하다. 그러나 Kuwajima(1991)는 표 4를 이용한 변형계수 추정은 오차가 크며 특히 재령 5일 이내의 낮은 강도의 슛크리트에서는 편차가 심하고 초기 재령의 슛크리트를 과대평가하는 경향이 있으며 특히 ACI(1971)의 제안식

표 4. 슛크리트의 변형계수와 압축강도 사이의 관계

제안자	연 도	관계식	사용자
ACI	1971, 1992	$E=4.733 \sqrt{f_{cc}}$	Parker, 1976 Brierley, 1975
ABNT	1980	$E=6.577 \sqrt{f_{cc}}$	Negro, 1988
Pauw	1960	$E=5.581 \sqrt{f_{cc}}$	Brameshuber and Kottas, 1987
CEB-FIP	1978	$E=9.5 \sqrt[3]{f_{cc} + 8}$	

단위: E(GPa), f_{cc} (MPa)

은 슛크리트 강도가 10 MPa 이상일 경우에만 타당성이 있다고 평가하였다. Brierley(1975)도 슛크리트 강도가 20.7 MPa 보다 작은 경우에는, ACI(1971)가 제안한 식을 사용하여 슛크리트의 변형계수를 산정하면 실제 슛크리트 변형계수가 상당히 과대평가됨을 보고하였다. 홍건호 등(1996)도 콘크리트의 양생기간에 따른 압축강도 및 상대적 탄성계수의 발현정도를 연구한 결과 ACI에 의하여 제시된 압축강도와 탄성계수의 상관관계식은 보통강도의 재령 28일 콘크리트에 대해서는 비교적 양호한 결과를 얻을 수 있었으나 그 외의 경우에 대해서는 적용에 한계가 있음을 지적하였다.

각 터널 현장별로 몰드에 슛크리트를 타설하여 재령에 따른 슛크리트의 변형계수를 실험을 통하여 직접 결정하는 것은 슛크리트 변형계수를 산정하는 가장 정확한 방법으로 간주되어 진다. 그러나 일반적으로 변형계수는 변형량에 따라 달라지는데, 라이닝에 타설된 슛크리트와 변형계수 측정용 몰드에 타설된 슛크리트의 변형량의 차이로 인하여 변형계수가 달라질 수 있다는 문제점 외에도 현장에서 매번 몰드를 이용하여 초기 재령에 따른 슛크리트 변형계수를 산정하는 것은 현실적으로 어렵다. 또한 Bernard(2008)에 의하면 코어를 채취하여 일축 압축강도 시험을 수행하기 위해서는 슛크리트 강도가 약 7-8 MPa 이상이어야 하므로 타설된 슛크리트 코어를 채취하여 압축강도 시험을 통한 초기 재령 슛크리트의 변형계수 산정도 가능하지 않다. 따라서 본 논문에서는 기존의 연구결과를 토대로 슛크리트 변형계수를 산정하는 방법을 제안하고자 한다.

표 5는 기존의 연구결과를 토대로 슛크리트의 변형계수를 요약하였으며 연구자나 슛크리트 특성에 따라 다양한 값을 보인다. 슛크리트 변형계수는 슛크리트에 변

형이 작용하는 시점의 슛크리트 재령에 따라 다르다. 따라서 슛크리트 지보재에서 계측된 변형률을 응력으로 환산하는 경우 슛크리트가 하중을 받는 시점을 고려하여 슛크리트 변형률을 산정해야 한다.

Ward와 Pender(1981)에 의하면 응력이 수렴되는 시점은 지질 및 암반의 상태와 밀접한 관계가 있다. 국내 슛크리트 응력 측정 결과에 의하면 암반 상태가 불량하더라도 응력계 설치 후 일주일 내에 상당량의 변형이 발생되며 응력계 설치 후 15일 이내에 거의 대부분의 변형이 수렴된다. 암반이 양호한 지반에서는 일주일 이내에 변형이 수렴하는 경우도 빈번히 관찰된다. 국내에서는 일반적으로 양생이 충분히 진행된 hard 슛크리트에 대하여 150,000 kg/cm²의 변형계수를 널리 사용하고 있으며 John과 Mattle(2003)도 경화된 슛크리트에 대하여 150,000 kg/cm²의 변형계수를 사용할 것을 권장하였다. 그러나 터널에 타설된 슛크리트의 경우에는 완전히 경화되지 않은 상태에서 많은 하중을 받게 되므로 100,000 kg/cm²의 변형계수를 사용하여 슛크리트 응력을 산정하면 오차를 크게 줄일 수 있을 것으로 판단되며 이 값은 Kuwajima(1991)에 의해서도 검증되었다.

4. 무응력 몰드 슛크리트 응력 측정

4.1 무응력 상태의 슛크리트 변형 영향 인자

현재 국내 터널 현장에서의 슛크리트 계측에서는 지반하중과 관계없이 슛크리트에서 발생하는 변형률에 대한 보정은 거의 이루어지지 않고 있으며 보정이 이루어지더라도 표준화된 방법이 없어 신뢰성이 의문시 되고 있다. 외부하중에 의한 순수 변형률(ϵ_s)은 총변형률에서 건조수축 변형률(ϵ_{sh})과 온도변화 변형률(ϵ_t)을 제외한

표 5. 슛크리트 변형계수

(단위: kg/cm²)

6-7시간	1일	3-8일	초기 재령	최종	참고문헌(비고)
100,000 -200,000	-	200,000 -500,000			Fernandez et al., 1975
-	-	200,000 -300,000			Litvin & Shideler, 1966
	200,000 -220,000	200,000 -300,000			Parker, et al., 1975
		180,000 -240,000			Corps of Engineers, 1974
40,000 -70,000	140,000 -240,000	190,000 -220,000			Bortz, et al., 1973(Dry mix)
	120,000 -280,000	230,000 -280,000			Bortz, et al., 1973(Wet mix)
	130,000 -290,000	180,000 -340,000			Mahar et al., 1975(문헌조사)
	110,000 -210,000	140,000 -250,000			Mahar et al., 1975(전형적 수치)
				100,000	Negro, 1988(역해석)
			10,000 -30,000		John & Mattle, 2003(무보강)
			40,000 -60,000	150,000	John & Mattle, 2003(강섬유보강)
				300,000	Jones, 2007
				210,000 -280,000	Yang et al., 2007(압축강도 200-400)
				200,000	이상준 & 문현구, 2000
				51,000	김성열 & 윤지선, 2009(Soft 슛크리트)
				153,000	김성열 & 윤지선, 2009(Hard 슛크리트)
		118,500 -131,900			장수호 등, 2009(일반 슛크리트)
	114,000	142,100 -204,900			장수호 등, 2009(고강도 슛크리트)

값이다. 무응력계는 터널에 슛크리트를 타설한 후 화학적 작용에 의한 슛크리트 자체의 변화나 슛크리트의 건조수축 및 온도변화 등의 지반하중과 관계없는 인자들에 의해 발생하는 응력을 측정하기 위해 설치된다.

하중을 받지 않는 상태에서 발생하는 슛크리트내의 응력은 슛크리트 강도, 골재의 탄성계수, 슛크리트 배합내의 골재 함량비, 최대 골재 크기 등에 영향을 받는 것으로 알려져 있으며 이들 인자들이 증가하면 수축되는 양이 감소하여 응력발생이 적게 된다. 이러한 응력발생은 주로 슛크리트의 건조와 열에 의한 수축 때문에 발생하는

데 건조에 의한 수축은 주로 물과 시멘트의 비율에 의해서 좌우된다. Litvin과 Shideler(1966) 및 ASCE(1995)에 의하면 건조에 의한 수축(Drying shrinkage)변형은 슛크리트 배합에 사용된 수분함량에 가장 큰 영향을 받으며 건조식이나 습식 슛크리트에 포함된 물의 함량이 증가할수록 건조 수축이 증가하여 무응력 상태에서의 응력발생이 증가하게 된다. 구속되지 않은(non-restrained) 상태에서의 전형적인 수축값의 범위는 28일 경과 후 0.06~0.10% (600~1000 x 10⁻⁶ cm/cm)의 범위를 보인다. 그러나 Mahar et al.(1972)에 의하면 구속된 슛크리트의 경우에는 구

속되지 않은 숏크리트에서의 수축에 비해 몇 배 더 적은 크기의 수축이 발생한다.

Blanck(1974)는 시멘트 함량과 경화재가 감소하면 온도 상승이 저하되어 수축이 줄어들게 될 것임을 제안하였다. 같은 이유에서 두꺼운 라이닝에 비해서 얇은 라이닝이 온도 수축이 감소될 것인데 이는 두꺼운 라이닝의 경우 온도 상승이 더 클 것이기 때문이다. 또한 강섬유 보강 숏크리트의 경우 일반 숏크리트에 비해 라이닝에 균열을 발생시키는 수축과 온도에 의해서 유발되는 변형을 감소시키는 것으로 알려져 있다. silica fume을 포함한 숏크리트는 silica fume을 포함하지 않은 숏크리트에 비해 경화 전에 수축이 더 많이 되는 경향을 보인다.

Mahar et al.(1975)은 골재 입자가 시멘트가 수축되는 것을 막아주므로 분급이 좋은 골재와 그 나머지 공극을 몰탈이 거의 완전하게 채우면 수축이 감소한다고 보고하였다. Pihlajavaara(1982)는 주변 공기의 상대습도와 온도에 따른 콘크리트의 건조를 예측하는 실험을 수행하였는데 일반적으로 내부 상대습도가 클수록 건조 수축은 감소되지만 상대습도 10-50% 범위 내에서는 콘크리트 내부에 잔류하는 수분 함량은 큰 변화를 보이지 않으므로 건조 수축은 일정하다고 결론지었다. 또한 콘크리트가 건조되는 속도는 숏크리트 두께와 밀접한 연관이 있음을 보였다.

ASA(2009)에 의하면 일반적인 숏크리트 수축값은 유사한 강도의 콘크리트에 비하여 약간 더 큰데 이것은 콘크리트와 비교하여 숏크리트에 조립질 물질이 더 적게 포함되고 시멘트나 시멘트질 물질을 더 많이 함유하고 있기 때문이다. 그러나 숏크리트는 콘크리트보다 시멘트질 물질에 대한 물의 함량 비율이 약간 낮으므로 숏크리트와 콘크리트 사이의 수축값의 차이를 약간 감소시키는 작용을 한다. 또한 강섬유 보강 숏크리트의 경우 일반 숏크리트에 비해 라이닝에 균열을 발생시키는 수축과 온도에 의해서 유발되는 변형을 감소시키는 것으로 알려져 있다.

숏크리트의 리바운드는 작업 위치, 공기 압력, 시멘트 함량, 수분함량, 골재의 최대 크기 및 분급, 보강재의 양, 숏크리트층의 두께에 좌우되는 것으로 알려져 있는데 리바운드량은 처음에는 크다가 숏크리트가 완충역할을 하므로 리바운드량이 감소한다. 리바운드되는 것은 대부분 조립질의 골재이며 따라서 타설된 숏크리트내에

시멘트 함량이 증가하게 되고 이것은 숏크리트 강도를 증가시키며 수축을 더 발생시키게 된다.

4.2 무응력 숏크리트 응력측정 사례

국내 터널 현장에서의 숏크리트 계측에서는 무응력 상태에서 지반하중과 관계없이 숏크리트에서 발생하는 변형률에 대한 보정은 거의 이루어지지 않고 있으며 일부 현장에서 수행되었다. 한국수자원공사(1989)는 충주댐에서 토압계의 일종인 콘크리트 응력계(Stress meter)를 그림 3(a) 같은 직경 50 cm, 높이 53 cm의 원통형 무응력 용기에 설치하여 댐 내부의 무응력 상태에서 발생하는 콘크리트 응력을 측정하였다. 설치규정으로는 타설한 콘크리트에 의해 무응력계가 뜨는 것을 방지하기 위한 적합한 조치를 강구해야 하며 용기내의 콘크리트는 2단으로 타설되어야 한다고 명시되어 있다. 일부 현장에서는 그림 3(b)와 같은 가로 15 cm x 세로 50 cm x 높이 15 cm 규격의 몰드를 사용하여 무응력 숏크리트 응력을 측정하기도 하지만 현재까지는 무응력 몰드의 규격에 대한 규정이 없는 상태이다.

박동순(2001)은 OO도수로터널에서의 무응력 측정사례를 제시하였으며 압축강도와외의 상관관계를 통해 계산된 220,000 kg/cm²를 숏크리트 탄성계수를 가정하여 약 11 kg/cm²의 응력이 건조수축 및 온도변화와 관련하여 발생하였다고 보고하였다. Clayton et al.(2002)에 의하면 토압계(pressure cells)에 의하여 무응력 상에서 측정된 숏크리트 수축응력이 60일 경과 후 약 1 MPa(10 kg/cm²)이 발생하였다.

국내 에이스인스트루먼트(2009)에서 사용하는 무응력 용기의 규격은 외벽을 기준으로 가로 50 cm, 폭 15 cm, 높이 20 cm의 직육면체이다. 이중으로 된 벽체의 사이에는 스티로폼으로 채우고 15.3 cm 길이의 매립형 라이닝 응력계(VW embedment strain gage)를 무응력 용기의 가로방향으로 내부에 매설하여 외부하중을 차단한 상태에서의 숏크리트 응력을 측정하도록 제작되어 있다. 국외의 경우, Geokon(2009)은 스티로폼으로 채워져 있는 3 cm 두께의 플라스틱 판을 높이 60 cm, 폭 30 cm의 직육면체 형태로 제작하여 외부로부터의 응력을 차단한 상태에서 상자 내부에 25 cm 길이의 진동현식 라이닝 응력계(Concrete embedment strain gage)를 바닥에서 10 cm 띄워서 용기의 높이 방향으로 매설하여 무응력

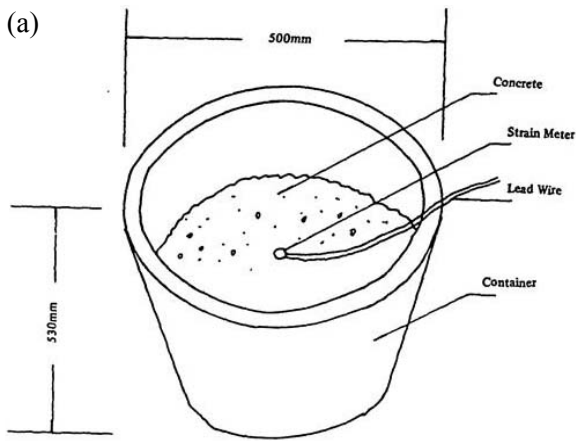


그림 3. 숯크리트 무응력 몰드

상태에서의 숯크리트 응력을 측정하고 있다. 이와 같이 국내외적으로 다양한 규격의 무응력 몰드 및 서로 상이한 방법을 사용하여 무응력 숯크리트 응력을 측정하고 있으므로 이에 대한 규격화가 필요하다.

국내 5개 터널에서 총 13개의 다양한 크기의 무응력 몰드를 제작한 후 숯크리트 응력계 23개, 라이닝 응력계 10개를 사용하여 숯크리트에 가해지는 변형률의 발생시간을 측정한 결과를 요약하면 표 6과 같다. 무응력계의 응력 발생시간은 일반적으로 숯크리트의 건조시간과 밀접한 연관이 있을 것이며 주변 온도가 낮고, 숯크리트의 강도가 증가하고, 주변 공기의 상대습도가 크고, 숯크리트의 두께가 증가하면 건조시간이 증가할 것으로 예상된다.

측정 결과에 의하면 평균적으로 숯크리트 타설 약 2일 경과 후 총 응력의 50%, 3일 경과 후에 총 응력의 75%, 약 6일 경과 후 100%의 응력이 발생되었다. 경주터널의 경우 다른 현장에 비하여 무응력 숯크리트의 응력발생시간이 더 오래 소요되었는데 이것은 경부고속철도, 장호원 터널, 추부면 터널은 6월, 부산지하철 현장은 5월에 시험이 수행된 반면 경주터널은 1월에 시험이 실시되어 온도차에 영향을 받은 것으로 판단된다. Mahar et al.(1975)은 숯크리트 타설 후 약 7-10일 경과 후에는 숯크리트가 충분한 인장강도를 가지게 되므로 수축에 의한 균열 가능성은 감소하게 된다고 하였으며 이는 표 6의 계측 결과와 일치한다.

무응력 몰드에서 숯크리트 응력을 측정한 국내 5개 터

널현장 중에서 경주터널에서의 시험 결과는 그림 4와 같으며 그림에서 압축응력은 양(+)의 부호이다. 몰드 크기의 제한으로 인한 실험오차를 줄이기 위하여 그림 5와 같이 94 cm * 61 cm * 27 cm(가로 * 세로 * 높이)의 목재 몰드를 제작하였으며 실험에 사용된 숯크리트 응력계는 OO사의 진동현식 게이지로 REG-2.0모델을 사용하였다. 반경(몰드 높이)방향과 접선(몰드 길이)방향의 응력을 측정하도록 철근에 3개의 숯크리트 응력계를 고정시킨 후 현장 상태를 재현하기 위하여 몰드에 직접 숯크리트를 타설하였다. 그림 4의 응력 측정 결과에 의하면 몰드의 중앙부에 설치된 숯크리트 응력계(R2, T2)는 초기부터 압축응력을 보이나 몰드의 가장자리 쪽에 설치한 두 개의 숯크리트 응력계는 인장응력을 보이다 최종적으로 압축응력이 측정되었다. 무응력 숯크리트에서 발생된 최대 압축 응력은 몰드 중심부 반경방향(R2)의 13.2 kg/cm² 이었고 평균값은 6.1 kg/cm²이었으며 접선방향 평균응력(7.0 kg/cm²)이 반경방향 평균응력(5.2 kg/cm²)에 비하여 약간 더 높았다. 이러한 현상은 추부면 터널현장에서의 무응력 숯크리트 응력측정 결과와 일치한다. 초기에 인장응력을 보이는 것은 수화열 발생에 의하여 숯크리트에 팽창이 발생하는 것에 기인할 것으로 판단된다.

전체 터널현장의 경우 숯크리트에서 측정된 응력은 사용된 게이지 및 측정 방향에 따라서 편차를 보였으나 평균값은 3~8 kg/cm²의 범위를 보였다. 발생 수화열은 10시간(장호원 터널)-12시간(추부면 터널)사이에서 최고 온도에 도달하였고 최고 온도는 25.5℃(장호원 터

표 6. 무응력 슛크리트 변형률 발생 기간(단위: 일)

현장명칭(몰드 개수)	변형률	50%	75%	100%수령	변형률 측정 방법(몰드 규격)
경부고속철도(2)	반경	2	4	7.5	스�크리트 응력계 (반경: 15 cm, 접선: 50 cm)
	접선	2	4	9	
장호원 터널(3)	반경	1	1.5	4	스�크리트 응력계 (반경: 15 cm, 접선: 50 cm)
	접선	2	2.5	3.5	
	반경	3	4	4	스�크리트 응력계 (반경: 25 cm, 접선: 30 cm)
	접선	2	6	8	
추부면 터널(3)	반경	2	3.3	7	스�크리트 응력계 (반경: 16 cm, 접선: 60 cm)
	접선	1.7	4	6.7	
	반경	1	2.3	7.3	라이닝 응력계 (반경: 16 cm, 접선: 60 cm)
	접선	3	2.7	6.7	
부산지하철(4)	반경	1.5	2.3	3.2	스�크리트 응력계 (반경: 60 cm, 접선: 90 cm)
	접선	1.2	1.3	2.8	
	반경	1	2	4	라이닝 응력계 (반경: 30 cm, 접선: 90 cm)
	접선	3	4	4	
	반경	1	1	4	스�크리트 응력계 (반경: 60 cm, 접선: 90 cm)
	접선	1	1.2	3.7	
	반경	1	2	3	라이닝 응력계 (반경: 20 cm, 접선: 90 cm)
	접선	1	2	3	
경주 터널(1)	반경	4	5.5	11	스�크리트 응력계 (반경: 27 cm, 접선: 61 cm)
	접선	2	2.5	12	
평균	반경	1.8	2.8	5.5	
	접선	1.9	3.0	5.9	
	종합	1.8	2.9	5.7	

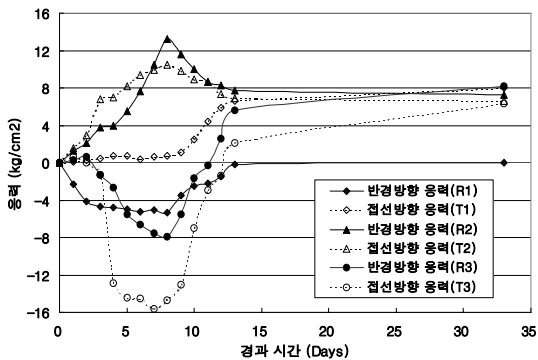


그림 4. 경주 OO 터널현장에서의 무응력 슛크리트 응력측정 결과

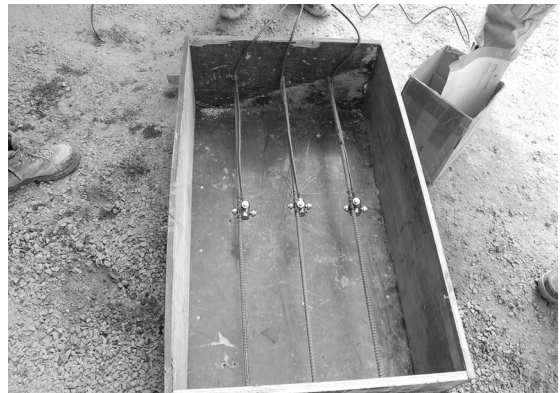


그림 5. 무응력 슛크리트 계측

닐)-32.9℃(추부면 터널)를 보였으며 몰드의 부피가 클 수록 최고 온도 및 최고온도 도달 시간이 더 큰 값을

보였다.

무응력 몰드에서 슛크리트응력 측정 결과에 의하면

비교적 큰 응력이 지반응력과 상관없이 쏘크리트에서 발생된다. 따라서 터널현장에서 쏘크리트 응력측정 결과를 활용하여 지반하중을 산정하기 위해서는 이에 대한 보정이 반드시 필요하다.

4.3 무응력 쏘크리트 응력 보정 방법 제안

현재 국내 터널 현장에서의 쏘크리트 계측에서는 지반하중과 관계없이 쏘크리트에서 발생하는 변형률에 대한 보정은 거의 이루어지지 않고 있으며 보정이 이루어지더라도 표준화된 방법이 없어 신뢰성이 의문시 되고 있다. 국내 터널의 쏘크리트 지보재에서 측정되는 응력의 대부분이 국내 쏘크리트의 허용 압축응력(84kg/cm²)에 훨씬 못 미치는 응력이 측정되므로 무응력 쏘크리트에 대한 응력보정 방법의 정확성이 크게 문제가 되지 않고 있다. 그러나 터널 설계시 사용하는 이완하중의 크기나 주지보재의 하중분담률을 결정하기 위해서는 중요한 문제이며 국내 터널발전을 위해서는 측정 방법에 대한 표준화가 필요하다.

지반하중과 관계없이 발생하는 쏘크리트 응력은 쏘크리트 배합비, 터널 내부의 온도나 습도 등에 따라서 보정값이 차이가 날 수 있으므로 각 터널 현장별로 보정값을 산정해야 한다. 터널 내부는 외부에 비하여 일반적으로 습도가 높고 온도가 낮은 경향이 있으므로 쏘크리트 내부에서 외부로 배출되는 수분의 이동이 오래 걸리는 경향이 있으며 수축되는 양도 차이가 있을 수 있다. 따라서 반드시 터널 내부에 무응력 몰드를 설치하여 응력을 측정해야 현장 상황을 대표한다고 할 수 있다. 무응력 게이지는 실제 현장에서 사용되는 것과 동일한 종류의 게이지를 이용하여 지보재 계측과 동일한 시간에 측정하여야 한다.

일부 현장에서는 무응력 쏘크리트 응력 측정시 무응력 몰드에 쏘크리트를 고압으로 타설하는 경우 게이지 손상이 우려되고 게이지를 단단히 고정하기 위하여 더 많은 시간이 소요되므로 쏘크리트를 몰드에 직접 부어서 측정하는 경우가 있다. 그러나 쏘크리트는 노즐에서 고압으로 분사되며 일부 재료가 더 많이 반발되어 탈락되므로 원래 배합된 쏘크리트를 시험 패널에 분사시키지 않고 그냥 넣었을 경우에는 현장 타설 쏘크리트와 특성이 달라질 수 있다. Ward와 Hills(1976)의 시험 결과에 의하면 실제 터널 벽에 타설되어 붙어 있는 쏘크리트

트는 원래 배합된 쏘크리트보다 더 큰 세립질 함량을 보일수 있으며 Parker et al.(1976)은 실제 현장과 동일한 상태에서 시험을 수행해야 현장과 동일한 쏘크리트 반발률을 얻을 수 있음을 지적하였다. 따라서 무응력 쏘크리트 계측시에는 노즐로 분사하여 시료를 얻어야 한다. 노즐맨은 터널 라이닝에 쏘크리트를 타설하는 방법과 동일한 방법으로 무응력 몰드에 쏘크리트를 타설해야 되는데 이것은 Mahar et al.(1975)의 보고에서와 같이 노즐맨이 시험에 사용될 쏘크리트라고 생각할 경우 더 신중하게 쏘크리트를 타설하여 압축 강도값이 더 높게 측정될 수 있기 때문이다.

ASCE(1995)는 시험용 쏘크리트 타설시 실제 쏘크리트 타설 위치(천단부, 측벽부 등)에 따라서 목재를 거꾸로 매달아서 지표에서 머리 위쪽으로 타설하거나 수직으로 목재를 세워서 타설할 것을 제안하였지만 현실적으로 실용성이 떨어지므로 제작한 무응력 몰드를 가능한 70° 이상으로 세워서 쏘크리트 타설을 한다면 현장 라이닝과 유사한 반발률을 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

무응력 쏘크리트 몰드는 실제 현장 쏘크리트 규격과 유사해야 수분이 유동하는 것을 비슷하게 재현할 수 있으므로 현장에 타설되는 쏘크리트의 두께와 동일한 높이를 갖는 몰드를 사용해야 한다. 몰드의 가로와 세로 길이는 충분히 커야하는데 이것은 현장 지보재에 타설되는 쏘크리트가 터널 종방향과 횡방향으로 변형에 제한을 받지 않을 정도의 규모이기 때문이다. 몰드의 부피가 작으면 수축에 의한 압력 증가가 제한될 수 있으므로 몰드의 크기가 커야 하지만 너무 커도 몰드를 다루기가 어려워지므로 적당한 크기를 선정해야 한다.

무응력 몰드의 크기는 압축시험을 수행하기 위한 몰드의 크기를 참고로 결정하고자 하는데 이것은 시험용 몰드의 크기가 시료의 균질성을 유지할 수 있을 정도로 충분히 큰 것으로 제작되었기 때문이다. Gebler와 Schutz(1992)는 일반적으로 콘크리트에 대한 압축강도 시험이 직경 6인치(152 mm), 길이 12인치(305 mm)의 시료 5개를 사용해서 수행되므로 쏘크리트 압축강도를 위한 시험 패널은 적어도 30 x 30인치(762 x 762 mm)의 크기로 만들 것을 제안하였다. Morgan(1992)은 쏘크리트의 압축강도를 시험하기 위하여 450 x 450 x 100 mm의 크기로 제작된 패널을 수직으로 세워 놓은 상태에서 쏘크리트를 타설한 후, 직경 75 mm, 길이 100 mm의

코어 시료를 채취하여 각 시간 별로 두 개씩의 시료를 시험하였다. Gebler(1992)도 같은 규격의 패널을 합판을 이용하여 제작하였으나 압축강도 시험은 직경 50 mm, 길이 100 mm의 코어 시료를 채취하여 수행하였다.

ASCE(1995)는 패널의 규격은 시료의 균질성을 유지하고 모든 시험용 시료를 얻기에 충분할 정도로 커야 하는데 최소 한 번의 길이가 90 cm 이상인 정사각형이고 높이는 라이닝의 두께와 일치해야 하며 2 cm(3/4인치) 두께의 목재로 제작할 것을 제안하였으며 최소 시험 패널의 크기는 적어도 18 x 18 x 3인치(46 x 46 x 8cm) 이상이어야 한다고 규정하였다. 한국터널공학회(2009)의 터널 표준시방서에 의하면 압축강도시험용의 시료는 숏크리트 라이닝에서 채취하거나 150 x 150 x 530 mm의 몰드를 사용하여 반발재가 유출되도록 70° 정도 경사지 제한 후 뽑어 붙여 얻어진 시료를 사용할 것을 규정하고 있다. 무응력 몰드에 타설된 숏크리트를 이용해서 각종 시험을 수행할 것이 아니므로 ASCE(1995)에서 권장하는 한 번이 90 cm 이상일 필요는 없다. 표 6의 5개 터널 현장에서의 무응력 숏크리트 시험과 국내외 문헌조사를 통한 압축강도시험 몰드를 고려했을 때 2 cm 두께의 목재로 460 x 460 mm의 규격의 몰드를 현장 숏크리트 타설 두께로 제작하면 몰드의 규격이 충분할 것으로 판단된다. 그러나 무응력 몰드에는 응력계가 설치되어야 하므로 이를 고려하여 600 x 600 mm의 규격의 몰드를 사용한다면 시료의 균질성을 유지하면서 현장라이닝에 타설된 숏크리트와 유사한 상태의 숏크리트 시료를 얻을 수 있을 것으로 사료된다.

결론적으로 무응력 숏크리트 몰드는 2 cm 두께의 목재로 600 x 600 mm의 규격으로 제작한 후 70° 이상으로 세운 상태에서 숏크리트 타설시 벽면과 90°각을 유지하고 터널 라이닝에 숏크리트를 타설하는 방법과 동일하게 분사하면 현장 라이닝과 유사한 상태의 숏크리트 시료를 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

4.4 무응력 몰드 숏크리트 변형계수 산정

무응력 몰드에서 측정된 숏크리트 변형률을 응력으로 환산하기 위해서는 숏크리트 변형계수를 측정된 변형률에 곱해주어야 한다. 국내 터널 현장의 경우 무응력 몰드에서의 숏크리트 응력계산에서는 3.3절에서 언급한대로 주로 압축강도와의 상관관계를 이용한 숏크리트 변

형계수를 사용하고 있으며 많은 현장에서 숏크리트 지보재와 동일한 변형계수값을 사용하고 있다. 박동순(2001)이 조사한 OO도수로터널에서의 무응력 측정사례에 의하면 압축강도(210 kg/cm²)와의 상관관계를 통해 계산된 220,000 kg/cm²를 숏크리트 탄성계수를 가정하여 약 11 kg/cm²의 응력이 건조수축과 온도변화에 따라 발생한 것으로 계산하였다.

표 6의 국내 5개 터널에서 무응력상태에서 숏크리트에 가해지는 변형률의 발생시간을 측정한 결과에 의하면 평균 약 6일 경과 후 100%의 변형률이 발생하였다. 경부고속철도와 경주터널의 경우 각각 9일과 12일에 100%의 변형률이 발생하였으나 이들 터널에서도 숏크리트의 초기재령에서 대부분의 변형이 발생되고 있다. 따라서 무응력 몰드에서의 숏크리트 응력계산에는 숏크리트 지보재보다는 더 초기 재령의 숏크리트 변형계수가 사용되어야 한다. Bortz, et al.(1973)이 제시한 6-7시간 경과 후의 숏크리트 변형계수는 표 5에서와 같이 40,000-70,000 kg/cm²이다. John과 Mattle(2003)은 숏크리트의 종류 및 하중상태를 고려하여 초기 재령 숏크리트의 변형계수를 6개 그룹으로 제시하였는데 무보강 숏크리트는 10,000-30,000 kg/cm², 강섬유보강 숏크리트는 40,000-60,000 kg/cm²의 범위를 보인다. 무보강과 강섬유보강 숏크리트의 변형계수가 다른 이유는 강섬유 보강 숏크리트가 경화되는 속도가 무보강 숏크리트에 비하여 더 빠르기 때문이다.

무응력 몰드에서의 숏크리트 응력 계산에서는 위 범위의 숏크리트 변형계수를 사용하는 것이 권장되는데 일반적으로 국내 터널현장에서 널리 사용되고 있는 강섬유보강 숏크리트의 경우에는 50,000 kg/cm²을 사용하면 큰 오차가 없을 것으로 판단된다. 국내에서도 이미 유광호 등(2007) 및 하태욱 등(2008)에서와 같이 양생이 충분히 진행되지 않은 soft 숏크리트에 대해서 50,000 kg/cm²를 숏크리트 변형계수로 널리 사용하고 있다. 박연준 등(2004)은 52,000 kg/cm²을 soft 숏크리트의 변형계수로 사용하여 수치해석을 수행하였다.

5. 숏크리트 지보재 응력 산정방법

본 논문에서 제시된 방법을 숏크리트 계측에 적용할 경우, 숏크리트 지보재에서 측정된 변형률에 100,000

kg/cm²의 슛크리트 변형계수를 곱하여 슛크리트 응력을 구한 후 무응력 몰드에서 측정된 변형률에 50,000 kg/cm²의 슛크리트 변형계수를 곱하여 계산된 응력을 빼면 이완하중에 의한 슛크리트 지보재 응력을 결정할 수 있다. 그러나 이 방법은 슛크리트 지보재의 최종 응력 계산에는 오차가 크지 않겠지만 측정 초기에는 지보재와 무응력 몰드에서 재령이 같음에도 다른 슛크리트 변형계수를 사용하는 문제점이 있다. 슛크리트 지보재에서 측정된 변형률에서 동일 시간에 측정된 무응력 몰드 변형률을 뺀 후 100,000 kg/cm²의 슛크리트 변형계수를 이용하여 슛크리트 응력을 환산하면 이와 같은 문제점을 해결할 수 있다. 지보재와 무응력 몰드에서의 초기값은 슛크리트 타설 후 2-3시간 사이의 동일 시간에 측정하고 슛크리트 타설 후 약 10일까지는 지보재와 몰드에서 동시에 계측이 수행되어야 한다. 무응력 몰드의 슛크리트에서 지반하중과 관계없이 발생하는 응력을 별도로 알고자 한다면 슛크리트 타설 직후부터 몰드에서 계측을 수행한 후 50,000 kg/cm²의 슛크리트 변형계수를 사용하면 간단히 응력을 구할 수 있다.

6. 결 론

본 연구에서는 국내외 슛크리트 계측의 현황 분석 및 현장 계측 결과를 통하여 기존 슛크리트 계측의 문제점을 분석하였고 슛크리트 계측의 신뢰성을 최대한 향상시킬 수 있는 방안을 제시하였다. 본 연구로부터 얻어진 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 슛크리트 라이닝에서의 초기치 측정시기는 슛크리트의 강도가 발현되는 시점을 고려하여 슛크리트 타설 후 약 2-3시간 사이가 적합할 것으로 판단되며 측정빈도는 국내 터널 시방서에 따라 수행하되 막장이 정지상태일 경우와 터널 발파에 의하여 막장이 앞으로 전진했을 경우의 슛크리트에서의 하중증가를 알기 위해서는, 계측지점과 막장의 거리가 적어도 3D 이내일 경우에는, 발파 직전과 발파 직후에 슛크리트 응력 측정을 하는 것이 바람직하다.
2. 슛크리트와 게이지의 강성이 매우 다르므로 슛크리트 계측은 가능한 부피가 작은 게이지를 이용하는 것이 바람직하다. 응력계의 게이지 상수는 게이지 제조회

사에 의하여 제시된 값을 이용해야 하며 이를 위해서는 공신력 있는 기관에 의한 게이지 검증 의무화를 포함한 제도적인 개선이 필요하다.

3. 측정된 변형률을 응력으로 환산할 때 사용할 변형계수는 무응력 몰드에 타설된 강섬유 슛크리트와 터널 지보재에 타설된 슛크리트의 경우, 각각 50,000 kg/cm²와 100,000 kg/cm²를 사용하면 측정 오차를 크게 줄일 수 있을 것으로 판단된다. 현재 터널 현장에서 가장 널리 사용하고 있는 압축강도로부터의 환산식을 이용해 얻은 슛크리트 변형계수는 사용하지 말아야 한다.
4. 현장 슛크리트 응력을 측정할 경우에는 무응력 몰드를 터널 내부에 설치하여 무응력 보정을 해주어야 한다. 무응력 몰드는 2 cm 두께의 목재로 600 x 600 mm의 규격의 몰드를 현장 슛크리트 타설 두께로 제작하면 시료의 균질성을 유지하면서 현장 라이닝에 타설된 슛크리트와 유사한 상태의 슛크리트 시료를 얻을 수 있을 것으로 판단된다. 슛크리트 타설은 무응력 몰드를 70° 이상으로 세워 놓은 상태에서 라이닝을 타설하는 노즐맨에 의하여 터널 라이닝에 슛크리트를 타설하는 방법과 동일하게 타설한다.
5. 본 연구에서 제시한 방법에 의하여 제작한 무응력 몰드를 터널 내부에 설치한 후, 슛크리트 지보재에서 측정된 변형률에서 무응력 몰드 변형률을 뺀 후 100,000 kg/cm²의 슛크리트 변형계수를 이용하여 슛크리트 응력을 환산하면 현재보다 측정 오차를 크게 줄일 수 있을 것으로 판단된다.

사 사

본 연구는 2009년 건설교통부가 출현하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 건설핵심연구개발사업인 “IT 및 신소재를 활용한 급속 안정화 터널시공기술개발(과제번호: 09CHUD-B050408-05-000000)” 연구사업의 일환으로 수행되었으며 연구비 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. 김성열, 윤지선 (2009), “터널막장안정 평가기법 및 막장볼트의 보강효과에 관한 수치해석적 연구”, 터널기

- 술, 한국터널공학회 논문집, 제11권, 제1호, pp. 11-22.
2. 김학준, 박찬 (2008), “터널 진동현식 변형률 게이지의 신뢰성 시험 연구”, 지질공학, 대한지질공학회 논문집, 제18권, 제2호, pp. 153-158.
 3. 박동순 (2001), “그라우팅 보강에 의한 터널 라이닝 하중 연구”, 경희대학교, 토목공학과, 석사학위논문, pp. 88.
 4. 박연준, 유광호, 최영태, 김재웅 (2004), “과지압 하에 있는 대규모 지하공동의 지보 시스템에 관한 연구”, 터널과 지하공간, 한국암반공학회지, 제14권, 제2호, pp. 154-166.
 5. 에이스인스트루먼트 (2009), “에이스인스트루먼트 인터넷 홈페이지 제품 카탈로그”, www.aceinstrument.com/datasheet/028k.pdf.
 6. 유광호, 이민호, 박연준 (2007), “터널의 정량적 안정성 평가를 위한 슛크리트 모델링 방법 비교 검증에 관한 연구”, 터널기술, 한국터널공학회 논문집, 제9권, 제2호, pp. 99-107.
 7. 이상준, 문현구 (2000), “시간의존성을 고려한 터널지반과 슛크리트의 상호반응거동에 관한 연구”, 한국자원공학회지, 제37권, 제5호, pp. 350-361.
 8. 장수호, 최순욱, 최영식, 배규진 (2009), “실대형실험에 의한 조기재령 슛크리트 라이닝의 거동 평가”, 2009년도 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 1019-1022.
 9. 하태욱, 김대영, 신영환, 양형식 (2008), “이차원 수치해석에 의한 강지보 성능을 고려한 슛크리트 라이닝의 부재력 평가 방법”, 터널기술, 한국터널공학회 논문집, 제10권, 제3호, pp. 269-282.
 10. 한국수자원공사 (1989), “충주댐 계측자료를 이용한 거동분석(2차): 간극수압, 양압력, 변형 및 응력을 중심으로”, 한국수자원공사 보고서.
 11. 한국터널공학회 (2007), “건설교통부 제정 터널설계기준”, 씨아이알, pp. 138.
 12. 한국터널공학회 (2009), “국토해양부 제정 터널표준 시방서”, 씨아이알, pp. 135.
 13. 홍건호, 신영수, 정일영, (1996), “콘크리트 강도 및 강성 발현평가에 대한 기초적 연구”, 대한건축학회논문집, 제12권, 제7호, pp. 229-236.
 14. ABNT (1980), “Projeto e execucao de obras de concreto armado. NBR-6118”, Associacao Brasileira de Normas Tecnicas.
 15. ACI (1971), “ACI Standard building code requirement for reinforced concrete”. ACI 318-63, American Concrete Institute, pp. 143.
 16. ACI (1992), “Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89) and commentary -ACI 318R-89”, American Concrete Institute, pp. 347.
 17. ASA (2009). “www.shotcrete.org”, Homepage of the American Shotcrete Association.
 18. ASCE (1995), “Standard practice for shotcrete”, Technical Engineering and Design Guides as adapted from the US Army Corps of Engineers, No. 11, American Society of Civil Engineers Press, pp. 66.
 19. Barrett, S. V. L. and McCreath, D. R. (1995), “Shotcrete support design in blocky ground: Towards a deterministic approach”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 10, No. 1, pp. 79-89.
 20. Bernard, E. S. (2008), “Early-age load resistance of fibre reinforced shotcrete linings”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 23, pp. 451-460.
 21. Blanck, J. A. (1974), “Shotcrete durability and strength - A practical viewpoint”, Use of Shotcrete for Underground Strength Support, ASCE and ACI SP-45, pp. 320-329.
 22. Bortz, S. A., Aleshin, E., Wade, T. B. and Chugh, Y. P. (1973), “Evaluation of present shotcrete technology for improved coal mine ground control”, IIT Research Institute, Bu. Mines Report OFR-54-73, pp. 219.
 23. Brameshuber, W. and Kottas, R. (1987), “Ein Verfahren zur Bestimmung der Fruhfestigkeitsentwicklung von Spritzbeton”, Beton und Stahlbetonbau, No. 10, pp. 270-273.
 24. Brierley, G. S. (1975), “The performance during construction of the liner for a large, shallow underground opening in rock”, Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, pp. 318.
 25. CEB-FIP (1978), “Model code for concrete structures”, Comite Euro-international du Beton, Paris.
 26. Clayton, C.R. I., van der Berg, J. P., Heymann, G., Bica, A. V. D. and Hope, V. S. (2002), “The performance of pressure cells for sprayed concrete tunnel linings”, Geotechnique, Vol. 52, No. 3, pp. 245-255.
 27. Corps of Engineers (1974), “Shotcrete for multipurpose tunnel, New Melones Lake, Stanislaus River, California”, Corps of Engineers, U. S. Army, Sacramento District, Sacramento, California, pp. 87.
 28. Dunncliff, J. (1988), “Geotechnical instrumentation for monitoring field performance”, John Wiley & Sons, pp. 577.
 29. Fernandez-Delgado, G., Mahar, J., and Cording, E. (1975), “Shotcrete, Structural testing of thin liners”, Report for Department of Transportation, Federal Railroad Administration, Washington, D. C., pp. 219.
 30. Gebler, S. H. (1992), “Durability of dry-mix shotcrete containing regulated-set cement”, Shotcrete, American Concrete Institute, Compilation 18, pp. 44-46.
 31. Gebler, S. H. and Schutz, R. (1992), “Is 0.85fc’ valid for shotcrete”, Shotcrete, American Concrete Institute, Compilation 18, pp. 3-5.
 32. Geokon (2009), “Products catalogue”, www.geokon.com/products/datasheets/4200.pdf.

-
33. Golser, J., Schubert, P. and Rabensteiner, K. (1989), "A new concept for evaluation of loading in shotcrete linings", Proceedings, International Congress on Progress and Innovation in Tunnelling, Edited by K. Y. Lo, Toronto, Sept., pp. 79-85.
34. John, M. and Mattle, B. (2003), "Factors of shotcrete lining design", Tunnels and Tunnelling International, Vol. 35, No. 10, pp. 42-44.
35. Jones, B. D. (2007), "Stresses in sprayed concrete tunnel junctions", Thesis for the Degree of Engineering Doctorate, School of Civil Engineering and the Environment, University of Southampton, UK.
36. Kusterle, W. and Lukas, W. (1990), "High-grade shotcrete for the single permanent shotcrete lining method", Shotcrete for Underground Support, Proceedings of the Engineering Foundation Conference, Uppsala, Sweden, American Society of Civil Engineers, pp. 27-51.
37. Kuwajima, F. M. (1991), "Behavior of shotcrete in shallow tunnels", Ph. D. Thesis, University of Alberta, Edmonton, Canada, pp. 511.
38. Litvin, A. and Shideler, J. J. (1966), "Laboratory study of shotcrete", ACI SP-14, Shotcreting, pp. 165-184.
39. Mahar, J. W., Gau, F. L. and Cording, E. J. (1972), "Observations during construction of rock tunnels for the Washington, D. C. Subway", Proceedings, North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, Lane and Garfield, ed., American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers.
40. Mahar, J. W., Parker, H. W. and Wuellner, W. W. (1975), "Shotcrete practice in underground construction", Final Report Prepared for Department of Transportation, Federal Railroad Administration, Washington, D. C., pp. 503.
41. Morgan, D. R. (1992), "High early strength blended-cement wet-mix shotcrete", Shotcrete, American Concrete Institute, Compilation 18, pp. 23-27.
42. Negro, A. Jr. (1988), "Design of shallow tunnels in soft ground", Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, pp. 1480.
43. Parker, H. W., Fernandez, G. and Lorig, L. J. (1975), "Field-oriented investigation of conventional and experimental shotcrete", Report for Department of Transportation, Federal Railroad Administration.
44. Parker, H. W., Fernandez, G. and Lorig, L. J. (1976), "A practical new approach to shotcrete rebound losses", ACI SP-54, Shotcrete for ground support, Eaton, Maryland, Oct., pp. 149-187.
45. Pauw, A. (1960), "Static modulus of elasticity of concrete as affected by density", Title No. 57-32, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 57, pp. 679-687.
46. Pihlajavaara, S. E. (1982), "Estimation of drying of concrete at different relative humidities and temperatures of ambient air with special discussion about fundamental features of drying and shrinkage", In Creep and Shrinkage in Concrete Structures Edited by Bazant, Z. P. & Wittmann, F. H., John Wiley & Sons, pp. 87-108.
47. Selig, E. T. (1964), "A review of stress and strain measurement in soil", Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction, University of Arizona, Tucson, AZ, pp. 172-186.
48. Ward, W. H. (1978), "Ground supports for tunnels in weak rocks". Geotechnique, Vol. 28, No. 2, pp. 133-171.
49. Ward, W. H. and Hills, D. L. (1976), "Sprayed concrete: tunnel support requirements and the dry mix process", ACI, Publication SP-54: Shotcrete for ground support, Eaton, Maryland, Oct., pp. 475-532.
50. Ward, W. H. and Pender, M. J. (1981), "Tunnelling in soft ground - General Report", Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 4, pp. 261-275.
51. Yang, C. Y., Xu, M. X. and Chen, W. F. (2007), "Reliability analysis of shotcrete lining during tunnel construction", Journal of Construction Engineering and Management, ASCE, Vol. 133, No. 12, pp. 975-981.
-
- 접수일(2010.2.17), 수정일(2010.3.3), 게재확정일(2010.3.10)