

측압계수의 변화에 따른 터널 속크리트의 휨응력에 관한 연구

유광호¹, 정지성^{2*}, 박연준³

A study on the bending stresses of tunnel shotcrete due to the coefficient of lateral earth pressure

Kwang-Ho You, Ji-Sung Jung, Yeon-Jun Park

Abstract This study was performed to investigate the bending stresses of tunnel shotcrete as a function of the coefficient of lateral earth pressure. To perform this study, a large scale model tunnel with an one-lane horseshoe shaped road tunnel was prepared. The 3 dimensional numerical analyses were carried out to verify the results obtained from the model tests. For the loading system during the tests, 11 cylinder pressure jacks which can be controlled individually were used to simulate various loading conditions. The tests were preformed three times with three different lateral earth pressure coefficients of 0.5, 1.0 and 2.0. The bending stresses of shotcrete measured in tests were compared and analyzed with those calculated from numerical analyses. As a result, it was found that the bending compressive stresses obtained from numerical analyses were similar to those of tunnel model tests and bending tensile stresses were slightly overestimated during numerical analyses.

Keywords: Bending stress, coefficient of lateral earth pressure, tunnel large scale model test

요지 본 연구는 터널의 주 지보재인 속크리트의 휨응력을 측압계수 변화에 따라 파악하기 위해 수행되었다. 이를 위해 1차로 마제형인 도로터널과 유사한 크기의 터널모형을 제작하여 수행하였으며 실험 결과를 3차원 수치해석으로 검증하였다. 실험의 하중재하를 위해 다양한 하중조건의 모사가 가능하도록 개별조절이 가능한 가압실린더 11개를 사용하였다. 측압계수를 0.5, 1.0 및 2.0으로 하여 3번의 실험을 수행하였으며 각 실험에서 측정된 속크리트 휨응력이 수치해석에서 계산된 휨응력과 비교·분석되었다. 그 결과 수치해석에서 얻은 휨압축응력은 실험과 유사한 결과를 보였지만, 휨인장응력은 수치해석 시 약간 과대평가되는 것을 알 수 있었다.

주요어: 휨응력, 측압계수, 터널모형실험

1. 서 론

우리나라는 국토의 효율적인 이용을 위해 터널을 활용한 지하공간의 의존도가 높아지고 있다. 또한 환경문제가 대두되고 있는 요즘 지상 구조물과는 달리 환경의 훼손이 적은 지하공간 구조물의 연구가 중요시 되고 있다. 또한 터널 설계 시 터널의 안정성을 고려하면 지반의 파괴뿐만 아니라 지보재의 파괴도 터널의 안정성에 큰 영향을 미치므로 터널의 내공변위를 억제하고 소성 영역의 발생을 방지하는 지보재의 파괴도 고려되어야 한다. 이런 지보재 중 굴착 후 즉시 타설되는 1차 지보재인 속크리트의 정확한 설계를 위해서는 지반과 속크리트의 상호거동이 고려되어야 한다.

전중규 등(2006)에 의하면 기존 터널의 효율적인 안

전 및 유지관리를 위해서는 터널 콘크리트 라이닝의 역학적 진전도를 평가하는 것이 필수적이라 하였다. 이 연구에서 사용된 콘크리트 라이닝 모형 시험체는 실제 도로터널의 축소모형으로서 단일라이닝으로 구성되어 있으며, 하중조건, 라이닝 두께, 천단부 배면 공동 유무 및 강섬유 혼입율 등과 같은 라이닝 조건에 따른 모형실험을 실시하였다. 터널모형에 하중을 재하하여 터널 콘크리트 라이닝의 균열발생하중과 파괴하중, 처짐과 균열 발생 형태를 조사하여 터널 콘크리트 라이닝의 변형 및 역학적 특성을 평가하였다.

유광호 등(2007)은 터널의 주 지보재인 속크리트의 파괴거동을 규명하기 위해 실제 터널과 유사한 크기의 마제형 터널을 제작하여 터널모형실험을 수행하였고 3 차원 수치해석에 의해 검증하였다. 터널모형실험에서

¹수원대학교 토목공학과 교수 (E-mail: khyou@suwon.ac.kr)

²삼보기술단 지반사업부 (E-mail: stopcastle@hotmail.com)

³수원대학교 토목공학과 교수 (E-mail: yjpark@suwon.ac.kr)

숏크리트에 좌우 대칭으로 7개의 가압실린더를 사용하여 등분포하중을 가하였고 지보재에 최대한 하중이 고르게 배분되도록 숏크리트 배면에 30 cm 두께의 모래로 뒤채움하였다. 이 때 숏크리트의 거동을 파악하기 위해 균열 발생 시기, 위치, 작용하중 및 변위를 측정하였다. 3차원 수치해석을 통해 모형실험과 유사한 숏크리트의 거동을 모사할 수 있었지만 7개의 가압실린더를 사용한 하중재하는 실제 터널이 받는 지반하중의 분포를 모사하는 것에는 무리가 있었다.

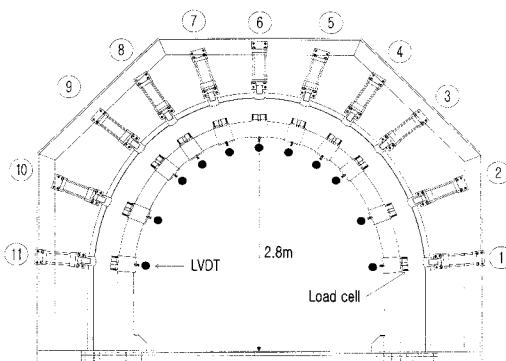
따라서 유광호 등(2008)은 효과적인 하중조건의 모사가 가능하도록 터널모형에 11개의 가압실린더를 설치하였고 재하되는 하중과 발생하는 콘크리트의 변위는 11개의 로드셀 및 LVDT를 통해 측정하였다. 또한 11개의 가압실린더를 개별 조절하여 측압조건을 설정할 수 있도록 하였으며 모형실험의 검증을 위해 3차원 수치해석을 실시하였다. 3차원 수치해석은 터널모형실험과 같은 조건으로 해석하기 위하여 모형실험에서 얻어진 하중이력곡선이 수치해석 시에도 가능하면 동일하게 재현되도록 수행하였다. 수치해석을 통해 터널모형실험의 하중-변위를 비교적 유사하게 모사할 수 있었지만 이는 터널모형에 콘크리트의 변위거동에 중점을 맞춘 연구로서 본 연구의 콘크리트에 작용하는 응력을 연구한 것과는 차이가 있다. 또한 수치해석 시 콘크리트는 허용응력설계법에 의해 파괴를 판단하였다. 하지만 허용응력설계법에 근거한 방법은 터널의 안정성을 실제보다 낮게 평가하였는데, 이는 콘크리트의 허용 휨응력이 과소평가되어지기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 터널의 안정

성을 보다 정확히 산정하기 위해서는 솟크리트 파괴거동이 실험을 통해 확인되어져야 하며, 수치해석적으로 검증될 필요성이 있다.

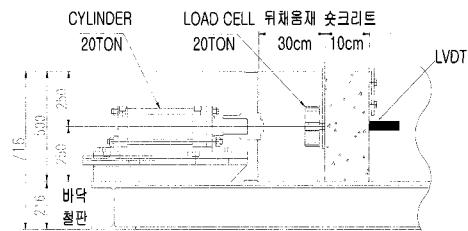
본 연구는 측압계수에 따른 터널모형의 휨응력 변화를 파악하기 위해 다양한 하중조건의 모사가 가능하도록 개별조절이 가능한 가압실린더를 11개 사용하였다. 11개의 가압실린더에서 재하되는 하중에 대한 솗크리트의 휨응력 변화는 스트레인게이지를 통하여 측정하였다. 터널모형의 두께는 10 cm로 고정하였으며 측압계수는 0.5, 1.0, 2.0의 3가지에 대하여 실시하였다. 터널모형실험에서 발생한 솗크리트의 균열 및 파괴가 일어나는 휨응력수준을 수치해석에서 별도로 개발된 FISH routine을 이용하여 간접적으로 계산된 솗크리트의 휨응력과 비교하였다. 이러한 결과를 토대로 각각의 측압계수에 따라 터널의 주 지보재인 솗크리트의 휨응력 변화를 규명할 수 있었다. 또한 수치해석적으로 취약부분을 미리 파악할 수 있도록 터널모형실험의 솗크리트에 가해지는 휨응력을 실험 시와 수치해석적인 방법으로 확인하고 서로 비교하였다.

2. 터널모형실험 및 응력측정

실제 지반에 굴착된 터널의 거동을 파악하고 응력을 측정하는 데에는 많은 어려움이 있다. 때문에 실제 터널과 유사한 크기의 터널모형을 제작하여 솟크리트의 응력과 파괴거동을 확인할 필요가 있다. 따라서 본 연구에서는 다양한 측압을 조절할 수 있는 터널모형시험장치를 사용



(a) 터널모형실험장치 평면도



(b) 로드셀 측면도

그림 1. 터널 모형실험 모식도 및 하중재하장치

하여 솗크리트의 휨응력, 균열특성에 대해 연구하였다. 실험에 사용한 터널 모형실험장치는 그림 1의 (a)와 같이 철판위에 1차로 마제형 터널과 유사하게 크기는 폭 3.3 m, 높이 2.9 m, 깊이 0.5 m로 하고 솗크리트 두께를 5, 10, 20 cm의 두께로 타설할 수 있도록 제작되었다. 하지만 본 논문에서는 두께는 10 cm로 고정하고 측압계수만을 달리하여 측압계수의 영향을 살펴보았다. 또한, 지보재인 솗크리트의 거동과 발생하중 및 위치를 파악하기 위해 작용하중을 $\phi 200$ mm, 190 kN의 용량인 11개의 로드셀로 측정하고, 내공변위는 100 mm 용량의 LVDT(Linear Variable Differential Transformer) 7개, 50 mm 용량의 LVDT 4개, 총 11개의 LVDT를 사용하였다. 사용된 로드셀, LVDT는 모두 바닥 철판면으로부터 솗크리트 깊이의 중심인 바닥에서 25 cm 높이에 설치하였다. 하중재하를 위해 그림 1의 (b)와 같이 $\phi 125$ mm, 190 kN(최대 245 kN)의 용량인 11개의 가압실린더가 사용되었고, 본 연구에서는 그림 1의 (a)와 같이 반시계방향으로 ①부터 ⑪까지의 실린더 번호를 부여하여 서술하였다. 하중재하는 천단부 5개(④, ⑤, ⑥, ⑦, ⑧), 좌·우 측벽부의 6개(①, ②, ③, ⑨, ⑩, ⑪)의 가압실린더를 각각 천단부, 측벽부 두 그룹으로 나누어 연결하여 가압조절이 용이하도록 하였다.

속크리트는 강섬유보강 속크리트를 사용하였으며 강섬유량은 45 kg/m^3 , 배합비는 일반적으로 현장에서 많이 적용되는 값을 사용하였고, 균질한 속크리트 타설을 위해 봉다짐을 실시하였다(유광호 등, 2007). 가압실린더를 통해 하중이 가해지면서 속크리트가 측성파괴를

일으키는 것을 방지하고 가압실린더에 골고루 하중이 분포될 수 있도록 하중재하속도를 50 N/sec미만이 되도록 수동으로 아주 천천히 조절하였다.

또한 속크리트에 작용하는 휨응력을 측정하기 위하여 스트레인게이지를 사용하였다. 스트레인게이지는 터널 모형 전체의 변형율을 구할 수 있도록 그림 2의 (a)에 나타낸 것처럼 5개 지점의 내면과 배면 총 10개 지점에 변형율을 측정하여 속크리트의 접선방향 휨응력을 계산하였다. 스트레인게이지는 정확한 계측을 위해 그림 2의 (b)와 같이 속크리트에 코팅제를 도포 후 그 위에 속크리트 접선방향으로 부착하였다. 또한 실험준비작업 시나 실험 시에 스트레인게이지가 파손되거나 스트레인게이지 연결선이 끊어지는 것을 막기 위하여 필름으로 덧댄 후에 청 테이프를 이용하여 주변을 보호하였다.

실험은 측압계수를 0.5, 1.0 및 2.0으로 달리하여 3번에 걸쳐 실시되었다. 식 (1)과 같이 실험 시 스트레인게이지로부터 측정된 변형율 이력에 각각의 실험마다 측정된 탄성계수를 곱하여 스트레인게이지가 부착된 위치의 속크리트 접선방향 휨응력을 계산하였다.

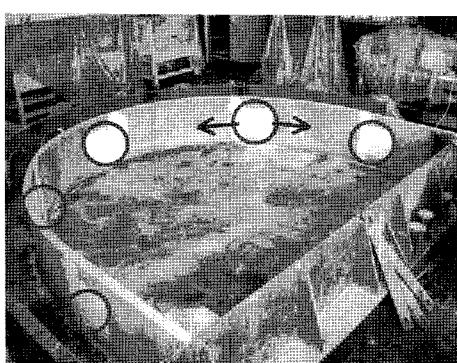
$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1)$$

여기에서,

σ : 속크리트에 가해지는 접선방향 휨응력

E : 속트리트의 탄성계수

ε : 스트레인게이지로부터 측정된 속크리트의 접선방향 변형율



(a) 부착 위치



(b) 부착 및 LVDT 거치

그림 2. 스트레인게이지 부착 전경

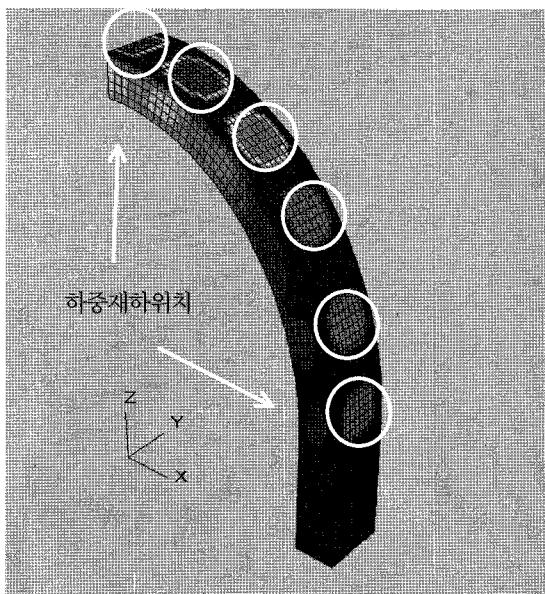
3. 모형실험 결과 검증을 위한 3차원 수치해석

본 연구에서는 3차례에 걸친 터널모형실험 결과의 타당성을 검증하기 위하여 3차원 수치해석을 실시하였다. 수치해석 시 각각의 측압계수와 작용하중에 대해 솟크리트에 발생하는 응력을 파악할 수 있도록 shell 요소에서 발생하는 축력과 모멘트를 사용하여 최대 압축응력 및 발생위치를 하중단계별로 구할 수 있는 솟크리트 휨응력 산정 FISH routine을 작성하였다. 수치해석 또한 실제 실험과 같은 조건으로 3가지의 측압계수(0.5, 1.0, 2.0)를 사용하여 수행되었다. 본 연구에 사용된 수치해석 프로그램은 범용 지반해석 프로그램인 FLAC-3D ver. 3.10이다(Itasca Consulting Group, Inc., 2006). 또한 터널모형실험 시 각각의 로드셀에서 읽히는 하중이 정확히 일치하는 것은 아니기 때문에 실험과 동일한 조건을 수치해석으로 모사하기 위해 별도의 측압 재현을 위한 하중재하 FISH routine을 작성하여 실험에서 얻은 하중이력곡선을 수치해석에서 가능한 동일하게 재현하여 해석을 수행하였다(유광호 등, 2008).

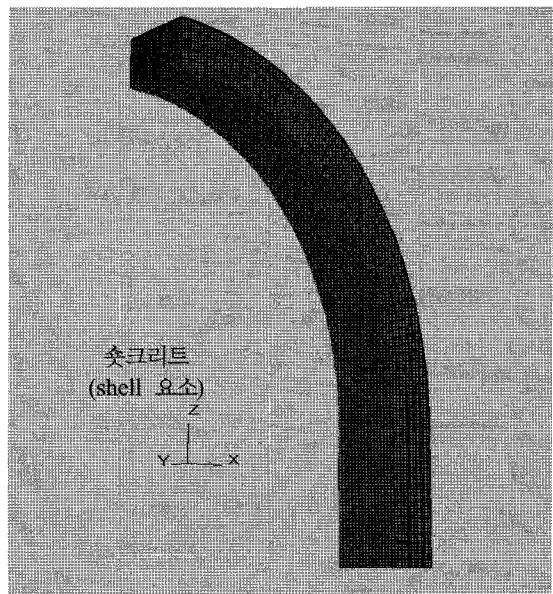
해석 모델링은 그림 3과 같이 터널모형실험과 동일한 기하학적 조건을 설정해 주었다. 또한 해석시간을 절약

하기 위해 터널모형이 좌·우 대칭인 점을 감안하여 반단면으로 수행하였다. 요소의 크기는 x 방향으로 0.6 m, y 방향으로 0.5 m, 굴착면 방향으로는 약 0.5 m이며, 총 4,260개의 요소가 사용되었다. 그럼 3의 (a)는 3차원 수치해석 시의 하중재하 위치로서 실제실험의 하중재하 위치와 동일한 지점에 하중을 가하는 것을 볼 수 있다. 솟크리트는 탄성거동을 하는 shell요소를 사용하여 그림 3의 (b)와 같이 총 1,440개의 요소를 사용하여 모델링하였다. 단, 솟크리트와 뒷채움재의 경계면은 경계요소를 사용하지 않고 일체로 거동하는 것으로 가정하였다. 터널모형실험과 같은 조건을 설정해주기 위하여 그림 3에서 나타낸 축을 기준으로 인버트 부분의 솟크리트 양단부는 x축 방향의 변위를, 뒷채움재의 외곽부는 하중이 재하되는 부분을 제외하고 x 및 z 방향의 변위를 고정시켰다. 수치해석 시 측압계수별 하중재하를 다르게 하기 위해 천단부와 측벽부로 묶어 실험 시의 하중이력곡선이 수치해석 시에도 동일하게 나타나게 하였다(유광호 등, 2008).

지보재인 솟크리트 내부에 발생하는 휨응력은 shell 요소에서 발생하는 축력과 모멘트를 사용하여 구하고 최대압축응력, 최대인장응력 및 발생위치를 하중단계별



(a) 하중재하 위치



(b) 솟크리트 요소

그림 3. 수치해석 모델링 개요

로 구하여 각각의 실험마다 실제실험에서의 휨응력 및 균열순서와 비교하였다. 이때 허용응력설계법을 적용하여 속크리트의 파괴를 판단하였다. 한편 굴착 후 타설되는 강섬유보강 속크리트는 일반 속크리트에 비하여 설계기준강도 f_{ck} 가 약 10% 증가한다고 알려져 있으며, 파괴 후에도 지지력을 상실하지 않아 에너지 흡수량이 수백% 증가한다고 알려져 있고(한국도로공사 도로연구소, 2001), 강섬유보강 속크리트의 허용휨응력을 일반 속크리트 값 보다 약 50% 증가시켜 사용하는 것이 타당하다고 알려진 바 있다(유광호 등, 2005). 따라서 본 연구에서는 설계기준강도(f_{ck})는 각 실험을 통해 얻은 속크리트 공시체의 일축압축강도로 가정하여 계산하였으며, shell 요소의 최대휨압축 및 인장응력이 각각 계산된 허용휨응력을 초과하게 되면 균열이 발생한다고 판단하였다.

4 터널모형실험 및 수치해석 결과 비교

4.1 측압계수 0.5의 경우

측압계수를 0.5로 설정하여 실시한 터널모형실험 시 유효안으로 관찰한 균열순서는 표 1과 같다. 표 1에서 보는 바와 같이 균열순서는 최초 천단부에서 균열발생 → 측벽부로 균열이동 → 천단부 파괴로 나타나 실험이 종료되었다. 또한 표 1을 보면 실제 실험 시 최초 균열 발생 시기는 천단부에서 약 60 kN의 하중이 가해질 때인 것을 알 수 있다. 이로 인해 천단부가 취약하게 거동

표 1. 측압계수가 0.5인 실제 실험 시 균열발생순서

균열순서	발생위치	하중(kN)	비고
1	6번 (천단부)	59.78	균열 발생
2	5번 (천단부)	61.74	균열 발생
3	4/5번 (천단부)	65.66	균열 발생
4	2번 (측벽부)	75.46	균열 발생
5	9번 (천단부)	77.42	균열 발생
7	6번 (천단부)	83.3	균열 증가
8	2/3번 (측벽부)	92.12	균열 발생
9	1/2번 (측벽부)	96.04	균열 발생
11	2번 (측벽부)	109.76	균열 증가
12	5번 (천단부)	122.5	균열 증가
13	6번 (천단부)	134.26	파괴

한 것을 알 수 있는데 측압계수로 인해 수평응력보다 2배 큰 수직응력이 발생하기 때문인 것으로 판단된다. 대부분의 균열은 천단부에서 일어났으며 하중이 75.46 kN이 가해질 때 측벽부로 균열이 이동한 후 최종적으로 134.26 kN의 하중이 가해질 때 천단부가 파괴되어 실험이 종료되었다. 최초 균열과 파괴 모두 천단부에서 발생한 것을 알 수 있다.

터널모형실험의 수치해석적 검증을 위해 측압계수를 0.5로 실시한 실험과 동일한 조건을 입력한 수치해석을 실시하였다. 수치해석에 앞서 수치해석에 필요한 속크리트의 탄성계수와 일축압축강도를 알기 위해 직경 10 cm 높이 20 cm의 원통형 공시체를 제작하여 일축압축실험을 실시하였다. 일축압축실험은 1.9 MN 용량의 UTM(만능 시험기)을 사용했으며 결과로 공시체의 하중-변위 곡선을 얻었다. 또한 하중이력을 공시체의 면적으로 나누어 응력이력을 구하였으며 변위이력을 공시체의 길이로 나누어 변형율 이력을 구하였다. 이를 이용해 응력-변형율 곡선을 구하였다. 일축압축강도는 파괴 직전의 하중을 사용했으며 탄성계수는 응력-변형율 곡선의 기울기를 구하여 사용하였다(유광호 등, 2008).

실험 결과 속크리트의 물성값은 일축압축강도 44.1 MPa, 탄성계수 6.48 GPa의 결과를 얻었다. 측압계수가 0.5인 실험의 설계기준강도(f_{ck})는 실험을 통해 얻은 속크리트 공시체의 일축압축강도인 44.1 MPa을 사용하였으며 일축압축강도를 이용하여 표 2에서 보는 바와 같이 허용휨압축응력(f_{cu}) 26.46 MPa과 허용휨인장응력(f_{ta}) 1.30 MPa을 얻었다.

수치해석에 대한 휨응력 결과는 표 2와 같이 나타내었다. 표 1에서와 같이 실제실험에서 속크리트에 처음 균열이 발생하는 하중 수준은 59.78 kN이었는데 비해 수치해석 결과는 표 2에서와 같이 휨압축응력 의한 균열이 속크리트 배면에서 58.8~68.6 kN의 하중 작용 시에 처음으로 발생하는 것으로 나타나 비교적 잘 일치하며 또한 속크리트 내면에서 68.6~78.4 kN의 하중 작용 시에 균열이 일어나 크게 차이나지 않음을 알 수 있다. 균열 위치도 속크리트 내면에서 천단부로 나타나 비교적 일치되는 것을 알 수 있다. 이에 반해 표 2에서 나타난 수치해석 시 휨인장응력에 의한 균열은 78.4~88.2 kN 정도의 하중 작용 시 배면에서 처음으로 발생하는 것으로 예측되어 균열 발생하중을 약 20 kN~30 kN 정도

표 2. 측압계수가 0.5인 수치해석 시 솗크리트의 휨응력

하중 ton/kN	최대 휨압축응력(MPa)		최대 휨인장응력(MPa)		$f_{ct} = 0.6f_{ck}$ (MPa)	$f_{ta} = 0.19\sqrt{f_{ck}}$ (MPa)
	내면 (발생위치)	배면 (발생위치)	내면 (발생위치)	배면 (발생위치)		
1.0/9.8	3.72(4번)	4.15(3번)	0	0		
2.0/19.6	7.10(4번)	7.90(3번)	0	0		
3.0/29.4	10.39(4번)	11.39(3번)	0	0		
4.0/39.2	13.50(4번)	14.81(3번)	0	0		
5.0/49.0	17.19(5번)	18.38(3번)	0	0		
6.0/58.8	21.38(5번)	22.41(3번)	0	0		
7.0/68.6	26.22(5번)	26.99(3번)	0	0		
8.0/78.4	31.23(5번)	31.42(3번)	0	0		
9.0/88.2	37.05(5번)	36.28(3번)	0	-1.38(5번)		
10.0/98.0	43.78(5번)	41.69(3번)	-0.37(3번)	-3.86(5번)		
11.0/107.8	51.81(5번)	47.68(3번)	-1.41(3번)	-6.95(5번)		
12.0/117.6	61.49(5번)	54.74(3번)	-2.78(3번)	-11.03(5번)		
13.0/127.4	72.29(5번)	62.12(3번)	-4.47(3번)	-15.99(5번)		
14.0/137.2	86.16(5번)	71.18(3번)	-6.79(3번)	-22.55(5번)		

표 3. 측압계수가 0.5인 실제 실험 시 천단부 솗크리트의 균열 발생 시기

균열순서	실제 하중(kN)	하중재하시간(sec)	비고
1	59.78	1,600	균열 발생(천단부)
2	83.3	2,060	균열 발생(천단부)
3	134.26	2,400	균열 발생(천단부)

과대평가하는 것을 알 수 있다. 수치해석에서의 휨압축응력에 의한 균열 시의 하중수준은 실제 실험과 일치하지만 휨인장응력에 의한 균열 발생하중은 수치해석 시 약간 과대평가 된 것을 알 수 있다. 이는 실제실험 시 관찰한 균열 순서는 대부분 휨압축응력에 의해서 발생한 것이라고 보여 진다.

표 1과 2를 보면 측압계수가 0.5인 실험에서는 실제 실험 시나 수치해석 시 모두 수평응력보다 높은 수직응력이 발생하여 천단부에 높은 응력이 발생하게 되었고 천단부에 균열이 지배적으로 발생하며 취약하게 거동한 것을 알 수 있다. 속크리트에 균열이 발생할 때 균열발생위치에 작용하는 휨응력을 알아보기 위하여 육안으로 관찰한 균열 발생 시기와 스트레인게이지를 통해 구해진 휨응력을 비교하였다. 표 3은 실제 실험 시 발생한 균열의 발생시간을 나타낸 표이다. 표 3을 보면 천단부

에서 최초 균열이 발생한 시간은 실험 실시 후 1,600 sec인 것을 알 수 있다.

실험 시 천단부에 부착한 스트레인게이지를 통해 얻어진 변형율 이력을 이용하여 속크리트에 작용하는 휨응력을 구하였다. 휨응력은 식 (1)을 통해 일축압축실험을 실시하여 구한 탄성계수 6.48 GPa을 변형율 이력에 곱하여 구하였으며 천단부에 작용하고 있는 휨응력이력을 계산하여 그림 4에 나타내었다.

그림 4를 보면 실제 실험 시 속크리트에 허용휨압축응력인 26.46 MPa을 초과한 시간은 그림 4의 (a)와 같이 속크리트 내면에서 실험 실시 후 1,624 sec로 표 3에 나타나있는 최초 균열 발생 시기와 비교적 유사한 결과가 나타났다. 실제 실험 시 나타난 최초균열은 휨압축응력에 의한 것임을 확인할 수 있다. 이에 반해 그림 4의 (b)를 보면 속크리트 배면에서 허용휨인장응력 1.30

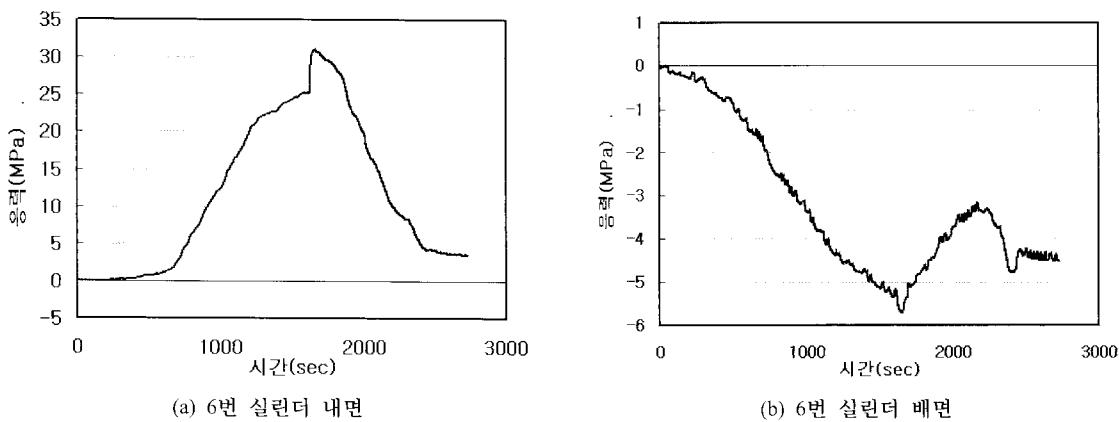


그림 4. 측압계수가 0.5인 실제 실험 시 천단부 부분의 휨응력변화도

표 4. 측압계수가 1.0인 실제 실험 시 균열발생순서

균열순서	발생위치	하중(kN)	비고
1	1번 (측벽부)	91.14	균열 발생
2	11번 (측벽부)	106.72	균열 발생
3	2번 (측벽부)	110.74	균열 발생
4	7번 (천단부)	124.46	균열 발생
5	2/3번 (측벽부)	126.42	균열 증가
6	1번 (측벽부)	127.11	파괴

MPa을 초과한 시간은 약 603 sec정도인데 실제 균열발생시간 보다 훨씬 이전에 균열이 발생한 것으로 나타났다. 이는 강섬유보강 솗크리트가 강섬유로 인하여 인장응력에 대해 좀 더 큰 저항력을 가지며 사실상 허용률인 장응력 기준이 과소하게 설정되어 있어 솗크리트가 1.30 MPa이상의 휨인장응력에 저항한 것이라고 판단된다. 또한 실제 실험에서 솗크리트 천단부에 휨인장응력이 발생한 부분은 솗크리트의 배면인데 이는 뒤채움재가 있는 부분이므로 육안으로 판단하기 힘들어 균열을 파악하지 못할 수 있는 문제점이 있다.

4.2 측압계수 1.0의 경우

측압계수를 1.0으로 설정하여 실시한 터널모형실험의 육안으로 관찰한 균열순서는 표 4와 같이 최초 측벽부에서 균열발생 → 천단부에서 균열발생 → 측벽부 파괴로 나타났다. 또한 실제 실험 시의 최초 균열 발생 시기는 91.14 kN의 하중이 가해질 때인 것을 볼 수 있다. 수평응력과 수직응력의 비는 같았지만 측벽부에서 먼저 균

열이 발생하고 천단부로 균열 이동 후 측벽부에서 파괴가 일어난 것을 보아 측압계수가 0.5인 실험과 반대로 측벽부가 취약하게 거동한 것을 알 수 있다. 균열이 최초 발생한 시기는 측압계수가 0.5인 실험의 59.78 kN의 하중수준보다 높은 하중수준인 91.14 kN 가량에서 발생하였다. 터널모형이 파괴되는 하중수준과 크게 차이가 나지 않는 124.46 kN 가량의 하중수준에서 측벽부에서 천단부로 균열이 이동하였으며 최종적으로 127.11 kN에서 측벽부가 파괴되어 실험이 종료되었다.

측압계수가 1.0인 실험 또한 터널모형실험의 비교·검증을 위해 실험과 동일한 조건을 설정하여 수치해석을 실시하였다. 수치해석의 휨응력 결과 중 균열 발생 시의 휨응력 분포도를 그림 5와 같이 나타났다. 그림 5는 균열 발생하중 전·후 49 kN과 58.8 kN의 휨응력분포도로 각 그림의 좌측은 솗크리트 배면, 내면의 각 실린더별 휨압축응력을 나타내고 우측은 휨인장응력을 나타낸다.

측압계수가 1.0인 실험의 설계기준강도(f_{ck})는 일축압축실험을 통해 얻은 솗크리트공시체의 일축압축강도인

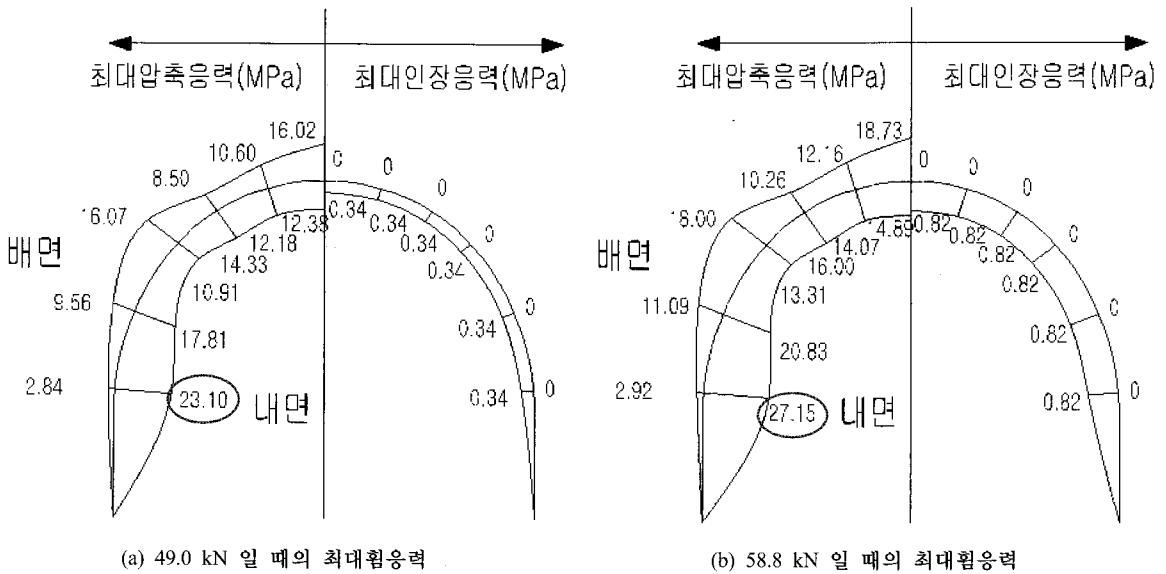


그림 5. 측압계수가 1.0인 수치해석 시 균열 발생 전·후 휨응력분포도

44.59 MPa를 사용하였고 허용휨압축응력(f_{cu}) 26.75 MPa과 허용휨인장응력(f_{ta}) 1.30 MPa을 계산을 통해 구하였다. 솔크리트의 탄성계수는 5.3 GPa로 측정되었다. 실제실험의 최초 균열 하중수준은 91.14 kN 이었지만 수치해석 시 허용응력을 초과한 하중 수준은 솔크리트 내면에서 허용휨압축응력이 26.75 MPa을 초과한 하중 수준 49~58.8 kN 사이인 것으로 나타났다. 그림 5의 (a)는 49 kN의 하중이 가해지고 있을 때의 휨응력도이며 최대휨압축응력인 1번 실린더 부분의 압축휨응력이 23.10 MPa로 허용휨압축응력인 26.75 MPa에 미치지 못하여 균열이 발생하기 전인 것을 알 수 있다. 그림 5의 (b)는 58.8 kN의 하중이 가해지고 있을 때의 휨응력도이며 1번 실린더의 최대휨압축응력이 27.17 MPa로 허용휨압축응력인 26.75 MPa을 초과하여 균열이 발생한 상태에서의 휨응력분포를 보여준다.

균열 위치는 실제 실험과 수치해석이 모두 1번 실린더 부근인 측벽부로 일치하였지만 수치해석 시 균열 발생 하중이 실험 시보다 32.24~42.14 kN가량 과소평가 되었는데 이는 휨압축응력에 의한 균열이 발생하여도 솔크리트에는 균열양상이 정확하게 나타나지 않아 육안으로 관찰하는 실험 시의 균열이 정확하게 파악되지 않은 것이라고 판단된다. 하지만 허용휨인장응력 1.30 MPa

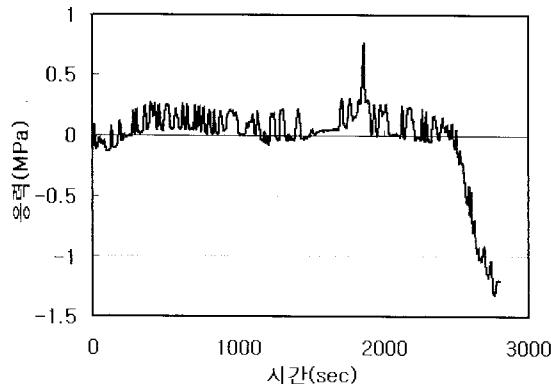
을 초과하는 하중 수준은 88.2~98 kN으로 나타났는데 이는 실제 실험결과에 일치하는 것을 알 수 있다. 이는 실제 실험 시에 솔크리트의 휨압축응력에 의한 균열이 육안으로 잘 파악되지 않지만 휨인장응력에 의한 균열은 눈에 잘 판단되기 때문인 것으로 판단된다.

측압계수를 1.0으로 실시한 실험에서는 수평응력과 수직응력이 동일하게 작용하였지만 1번 실린더 즉 측벽부가 천단부에 비해 취약하게 겨동한 것을 알 수 있다. 때문에 측벽부의 응력을 중점적으로 살펴보기 위하여 측벽부의 실제 실험 시의 균열 순서를 표 5에 나타내었다.

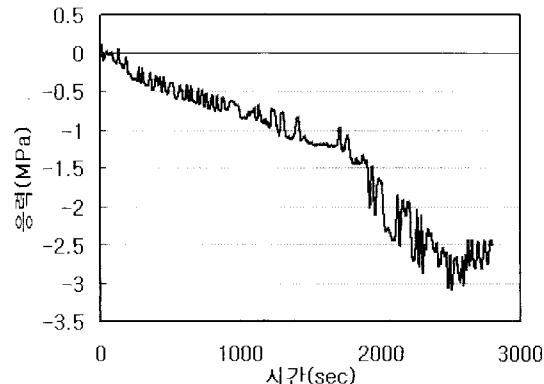
그림 6은 실제 실험 시 측벽부에서 솔크리트 내면과 배면에 작용한 휨응력이력이다. 그림 6의 (a) 및 (b)를 보면 내면과 배면 모두 휨압축응력은 크게 작용하지 않았으며 휨인장응력에 의해 파괴된 것을 알 수 있다. 허용휨인장응력 1.30 MPa을 초과한 시간은 그림 6의 (a)를 보면 솔크리트 내면의 경우 약 2,760 sec정도이며 그림 6의 (b)를 보면 배면의 경우 1,780 sec정도이다. 솔크리트 내면의 경우 휨응력에 의해 나타난 솔크리트 균열 발생 시기 2,760 sec와 표 5에 나타난 실제 균열 발생 시기 2,410 sec와 큰 차이가 나지 않음을 알 수 있다. 하지만 수치해석에서 추정된 솔크리트의 균열 발생 시기는 약 322~434sec인데 실험 시 관찰한 균열 발

표 5. 측압계수가 1.0인 실제 실험 시 측벽부의 균열 발생 시기

균열순서	실제하중(kN)	발생시간(sec)	비고
1	91.14	2,410	균열 발생(측벽부)
2	127.11	2,780	균열 발생(측벽부)



(a) 1번 실린더 내면



(b) 1번 실린더 배면

그림 6. 측압계수가 1.0인 실제 실험 시 측벽부 부분의 휨응력변화도

생 시기인 2,410 sec와는 큰 차이가 나는 것을 알 수 있다. 이러한 균열 발생 시기의 차이는 실험 시 균열은 육안으로 확인하기 때문에 미세한 균열이나 배면균열은 확인하기 어렵기 때문에 나타나는 문제점이라고 추측된다. 또한 솗크리트를 탄성체로 모델링하고 허용응력설계법에 의해 간접적으로 균열을 예측하였기 때문인 것으로 판단된다. 또한 실험 시 솗크리트의 배면 쪽 균열은 눈으로 판단하기 힘들어서 터널모형실험 시 파괴하중이 과대평가될 수도 있다. 따라서 솗크리트의 파괴거동을 정확히 규명하기 위해서는 솗크리트를 탄소성요소로 모델링하고 균열발생 위치 및 하중을 정확히 파악하기 위한 정밀한 연구가 선행되어야 할 것이다.

4.3 측압계수 2.0의 경우

측압계수를 2.0으로 설정하여 실시한 터널모형실험의 육안으로 관찰한 균열순서는 표 6과 같다. 표 6을 보면 최초 측벽부에서 균열발생 → 천단부에서 균열발생 → 측벽부 파괴로 나타나 실험이 종료되었다. 표 6에서 보는 바와 같이 최초 균열발생 시기는 측벽부에서 31.36kN의 하중이 가해질 때인 것을 볼 수 있다. 측벽부가 천단부보다 균열 및 파괴가 먼저 발생한 것을 보아 측압계수

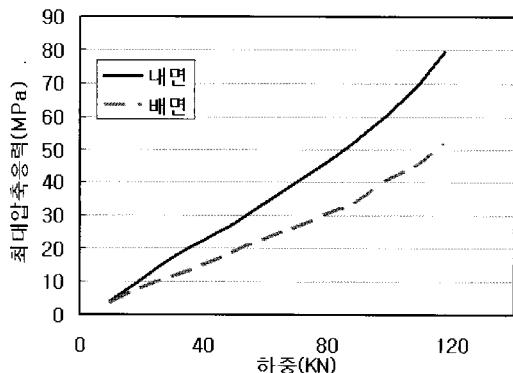
가 0.5인 실험과 반대로 수직응력보다 큰 수평응력이 발생하기 때문에 측벽부가 취약하게 거동한 것을 볼 수 있다. 또한 측벽부에서 대부분의 균열이 발생하였으며 49.98kN가량의 하중이 가해질 때 천단부로 균열이 이동한 후 최종적으로 117.6kN에서 측벽부가 파괴되어 실험이 종료되었다.

수치해석의 결과를 그림 7과 같이 나타내었다. 그림 7은 각각의 하중수준에 발생하는 최대 휨응력이력을 나타낸 것이다. 측압계수가 2.0인 실험의 설계기준강도(f_{ck})는 일축압축실험을 통하여 얻은 솗크리트공시체의 일축압축강도인 37.24 MPa을 사용하였고 허용휨압축응력(f_{ct}) 22.34 MPa과 허용휨인장응력(f_{ta}) 1.17 MPa을 계산을 통해 구하였다. 솗크리트의 탄성계수는 6.71 GPa로 측정되었다.

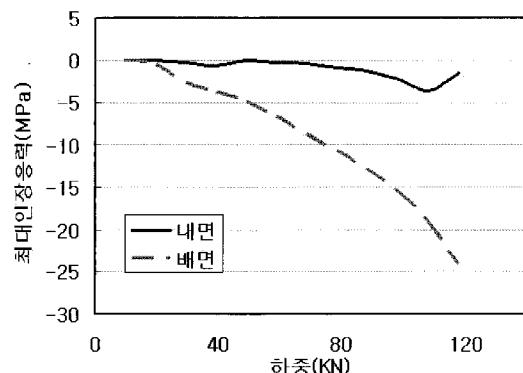
그림 7에서 보는 바와 같이 19.6~29.4 kN사이에서 허용휨인장응력을 초과하는 응력이 속크리트 배면에 작용한 것을 볼 수 있다. 이는 실제실험 결과에서의 31.36 kN에서 최초 균열이 발생한 것과는 약 2~11 kN 정도의 차이를 보여 비교적 일치한다. 하지만 수치해석 시 균열하중수준을 약간 과소평가하였는데 이는 실제 실험 시 속크리트 배면에는 뒤채움재가 있기 때문에 속크리

표 6. 측압계수가 2.0인 실제 실험 시 균열 발생순서

균열순서	발생위치	하중(kN)	비고
1	10번 (측벽부)	31.36	균열 발생
2	1/2번 (측벽부)	34.30	균열 발생
3	10번 (측벽부)	42.14	균열 증가
4	6번 (천단부)	49.98	균열 발생
5	2번 (측벽부)	54.88	균열 발생
6	10번 (측벽부)	66.64	균열 증가
7	6번 (천단부)	67.62	균열 증가
8	1번 (측벽부)	78.40	균열 발생
9	1번 하측 (측벽부)	88.20	균열 발생
10	11번 하측 (측벽부)	89.18	균열 발생
11	5/6번 (천단부)	91.14	균열 발생
12	10번 (측벽부)	117.6	파괴



(a) 휨압축응력



(b) 휨인장응력

그림 7. 측압계수가 2.0인 수치해석 시 하중별 솗크리트 발생 휨응력 이력

표 7. 측압계수가 2.0인 실제 실험 시 측벽부 솗크리트의 균열 발생 시기

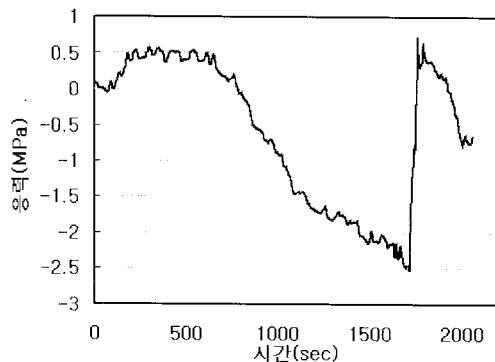
균열순서	실제하중(kN)	발생시간(sec)	비고
1	34.3	700	균열발생(측벽부)
2	78.4	1400	균열증가(측벽부)
3	88.2	1560	균열발생(측벽부)

트 배면에서 발생한 균열을 파악하지 못한 문제점 때문이라고 판단된다.

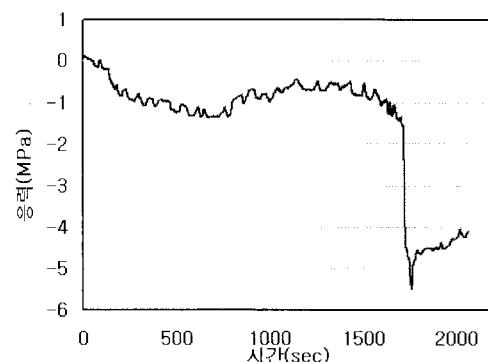
측압계수가 2.0인 실험에서는 측압계수로 인하여 1번 실린더 즉 측벽부가 균열이 지배적으로 발생하며 취약하게 거동한 것을 알 수 있다. 표 7은 1번 실린더에서

발생한 균열들의 발생시간을 나타낸 표이다.

그림 8은 실제실험에서 1번 실린더의 솗크리트 내면과 배면에 작용한 휨응력의 변화를 보여준다. 그림 8의 (a)를 보면 허용휨인장응력 1.17 MPa을 초과한 시간은 솗크리트 내면의 경우 약 1,060 sec정도이며 그림 8의

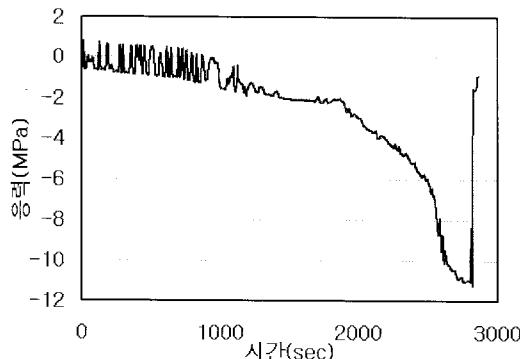


(a) 1번 실린더 내면

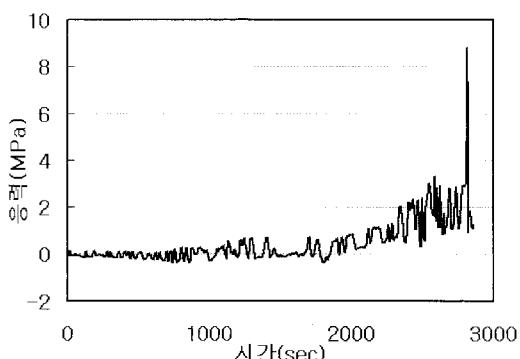


(b) 1번 실린더 배면

그림 8. 측압계수가 2.0인 실제 실험 시 측벽부 부분의 흡응력 변화도



(a) 속크리트 내면



(b) 속크리트 배면

그림 9. 측압계수가 1.0인 실제 실험 시 천단부 흡응력 변화도

(b)를 살펴보면 속크리트 배면의 경우 허용휨인장응력을 초과한 시간은 490 sec정도이다. 측압계수 1.0인 경우와 마찬가지로 휨압축응력에 의한 균열은 발생하지 않았다. 스트레인게이지에서 측정한 허용인장응력을 초과한 490 sec와 실제 균열 확인 시간인 700 sec와는 차이가 있는데 이는 속크리트 배면의 균열을 관찰하지 못하였으며 배면의 균열이 내면의 균열로 이동한 것으로 파악된다.

4.4 측압계수별 결과 비교

그림 9는 측압계수를 1.0로 설정하였을 때의 실험 시 천단부 속크리트의 내면과 배면의 응력이력을 나타낸 그래프이다. 그림 9의 (a)와 (b)를 비교해보면 속크리트

내면에는 휨인장응력이 지배적으로 발생하였고 속크리트 배면에서는 휨압축응력이 지배적으로 발생한 것을 알 수 있다. 그림 9의 (a)에서 작용한 휨인장응력은 최대 11.27 MPa정도로 허용휨인장응력인 1.30 MPa을 훨씬 초과 하였지만 휨압축응력의 발생은 그림 9의 (b)에서 작용한 휨압축응력은 최대 8.82 MPa정도로 허용휨압축응력 26.46 MPa에는 훨씬 못 미치는 것을 알 수 있다. 측압계수가 1.0인 실험에서는 속크리트에 작용하는 휨인장응력이 속크리트에 균열이나 파괴를 발생시키는 것으로 판단된다.

그림 10은 측압계수를 2.0으로 설정하였을 때의 천단부 속크리트의 내면과 배면의 흡응력 변화도를 나타낸 그래프이다. 그림 10의 (a)와 (b)도 측압계수를 1.0로 설

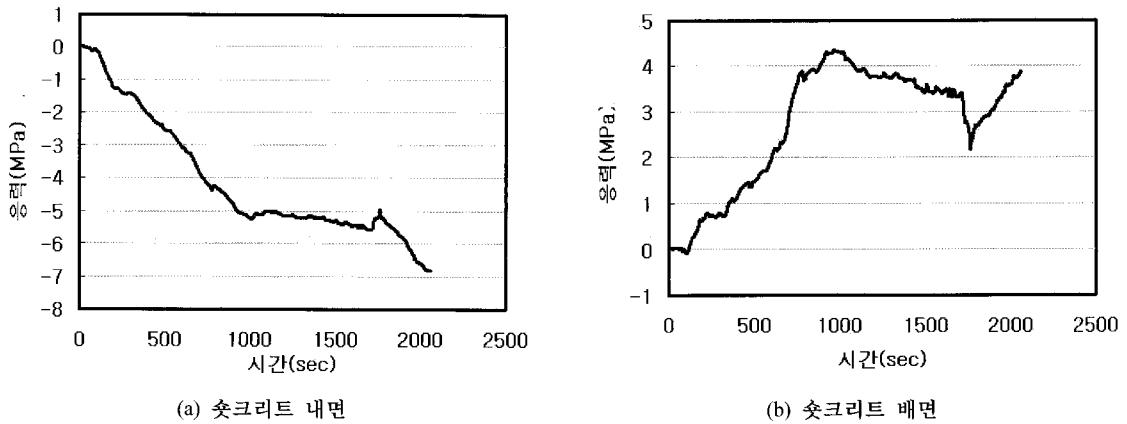


그림 10. 측압계수 2.0일 때의 천단부 휨응력 변화도

정한 그림 9와 마찬가지로 솗크리트 내면인 그림 10의 (a)에서는 휨인장응력이 지배적으로 발생하였고 그림 10의 (b)에서는 휨압축응력이 지배적으로 발생하였다. 측압계수 1.0 및 2.0은 천단부에 솗크리트 내면에서는 휨인장응력이 발생하고 솗크리트 배면에서는 휨압축응력이 발생한 것을 알 수 있다. 다만 측압계수가 2.0인 경우의 휨응력 변화는 측압계수가 1.0인 경우의 휨응력 변화에 비해 빠른 변화를 보여준다. 이는 그림 4의 측압계수 0.5인 경우와 측압계수 1.0 및 2.0인 경우는 반대 양상인 것을 알 수 있다.

5. 결 론

본 연구를 통해 터널의 주 지보재인 솗크리트의 파괴응력을 규명하기 위해 실제터널과 유사한 크기의 마제형 터널을 제작하여 터널모형실험을 수행하고 3차원 수치해석에 의해 검증하였다. 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 3차원 수치해석 시 솗크리트의 휨응력을 산정하기 위해 FISH routine을 작성하였으며 측압계수 0.5, 1.0 및 2.0의 경우 솗크리트에 발생하는 휨응력이 수치해석으로 비교적 유사하게 모사할 수 있었다.
2. 측압계수가 0.5인 경우는 실험 시 허용휨인장응력을 초과하여 솗크리트가 파괴되었으며 허용압축응력에 의해 솗크리트가 파괴되었다. 수치해석 시에도 허용

3. 측압계수가 1.0일 때와 2.0일 때에는 솗크리트 측벽부의 내면 및 배면 모두 인장응력이 지배적으로 발생하였다. 이는 터널모형의 인버트 부분이 고정되어 있기 때문에 터널모형이 외압을 받을 시 고정되어있는 인버트 부분 근처의 측벽부가 이완되기 때문인 것으로 판단된다.
4. 수치해석 시 균열 발생하중은 압축응력에 의한 예측은 비교적 일치하나 인장응력에 의한 경우는 수치해석의 결과가 실제 실험 시보다 약간 과대평가됨을 알 수 있었다. 이는 솗크리트를 탄성체로 가정하고 허용응력설계법을 적용하여 간접적으로 솗크리트의 파괴를 판정하였기 때문인 것으로 판단된다. 또한 강섬유보강 솗크리트에서는 강섬유의 영향으로 인하여 휨인장응력에 대한 저항성이 높아지기 때문인 것으로 판단된다.

향후 본 연구에서 사용한 수치해석 루틴을 이용하여 측압계수에 대한 터널의 솗크리트에 작용하는 휨응력을 수치해석을 통해 파악할 수 있을 것이라고 사료된다. 하지만 본 연구에서는 수치해석 시 솗크리트의 파괴기준을 허용응력설계법을 사용하였으므로 보다 다양한 방법에 의해 솗크리트의 파괴기준을 살펴볼 필요성이 있다. 또한 실험 시 크랙발생여부의 판단은 눈으로만 판단하기 때문에 배면에 발생하는 균열이나 미세한 균열 등을 파악하기 어려워 육안으로 잘 판단될 정도의 균열만을

판단한 문제점이 있으므로 정확한 균열을 파악할 수 있는 연구가 선행되어야 할 것이다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부의 건설기술개발사업을 위한 연구지원(04핵심C01)에 의해 수행된 결과의 일부로서 관계기관에 깊은 감사드립니다.

참고문헌

1. 유광호, 박연준, 홍근영, 이현구, 김재권 (2005), “지보재 파괴를 고려한 터널 안전율의 수치해석적 산정 연구”, 한국터널공학회 논문집, Vol. 7, No. 1, pp. 37-49.

2. 유광호, 이민호, 박연준 (2007), “속크리트 거동에 대한 쟁도모형실험과 수치해석의 비교”, 한국암반공학회 춘계학술발표회, 서울대 호암 캔션션 센터, pp. 112-121.
3. 유광호, 정지성, 박연준 (2008), “강섬유보강 속크리트의 터널모형실험 및 수치해석적 검증”, 한국암반공학회 논문집, Vol. 18, No. 2, pp. 107-117.
4. 전중규, 전찬기, 김낙영, 김수만, 이종은 (2006), “모형 실험에 의한 터널 콘크리트 라이닝의 천단부 균열 제어에 관한 연구”, 한국터널공학회 논문집, Vol. 8, No. 3, pp. 227-235.
5. 한국도로공사 도로연구소 (2001), 강섬유보강 속크리트의 성능 향상 및 품질기준 정립(II), 2001년도 연구보고서, pp. 199.
6. Itasca Consulting Group, Inc. (2006), FLAC-3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.10, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, USA.