

강섬유 보강 슛크리트의 터널모형실험 및 수치해석적 검증

유광호^{1)*}, 정지성²⁾, 박연준¹⁾

A Tunnel Mock-up Test and Numerical Analysis on Steel Fiber Reinforced Shotcrete

Kwangho You, Jisung Jung, Yeonjun Park

Abstract In this study, the failure and deformation characteristics of steel fiber reinforced shotcrete (SFERS) which is a primary tunnel support was investigated to find out ground-support mutual behavior. To this end, a mock-up of a tunnel was made and experimented with the conditions of lateral earth pressure coefficient 0.5 and 1.0. During the tests, 11 hydraulic cylinders were used for loading. For better simulation of the lateral earth pressure effect, these cylinders were controlled separately by two groups; crown and side wall. Meanwhile, the deformation of shotcrete was measured by 11 LVDTs. Backfill material was also used for better load transfer from hydraulic cylinders to shotcrete. For the validation of the mock-up test results, 3D numerical analysis is carried out. To do numerical analysis under the same condition as a mock-up test, the load history curve which was obtained during the test was tried to be simulated using an individual FISH routine in the numerical analysis.

Key words Tunnel mock-up test, Steel fiber reinforced shotcrete

초 록 본 논문은 터널의 지반과 지보재의 상호 거동을 규명하기 위해 터널의 1차 지보재인 강섬유 보강 슛크리트의 파괴 및 변형특성을 살펴보았다. 이를 위해 실제와 유사한 크기의 터널모형을 제작하여 실험하였다. 실험은 측압계수를 0.5와 1.0으로 설정하여 수행하였으며 11개의 유압실린더를 사용하여 하중을 재하하였다. 11개의 유압실린더는 측압을 효과적으로 모사하기 위해 천단부와 측벽부 두 그룹으로 나누어 조절하였다. 한편 슛크리트의 변형은 11개의 LVDT를 사용하여 측정하였다. 또한 각 실린더에서 가해지는 하중이 슛크리트에 분산되어 잘 전달되도록 뒤채움재를 사용하였다. 모형실험의 검증을 위해 3차원 수치해석을 실시하였다. 3차원 수치해석은 터널모형실험과 가능하면 같은 조건으로 해석하기 위하여 모형실험의 로드셀에서 얻어진 하중이력곡선이 수치해석 시에도 가능하면 동일하게 재현되도록 FISH routine을 별도로 작성하여 수행되었다.

핵심어 터널모형실험, 강섬유 보강 슛크리트

1. 서 언

우리나라는 국토가 좁고 산악지역이 70% 이상을 차지하고 있고, 근래에 증가하는 터널 건설 등으로 인해 지하시설물 특히, 터널구조물에 대한 연구가 활발히 수행되고 있다. 이러한 터널구조물을 안전하고 경제적으로 설계하기 위해서는 터널 굴착 시 발생하는 다양한 하중조건에 대한 연구가 요구된다. 또한 지반의 파괴

뿐만 아니라 지보재의 파괴도 터널의 안정성에 큰 영향을 미치므로 터널의 내공변위를 억제하고 소성영역의 발생을 방지하는 지보재의 파괴도 고려되어야 한다.

김중우 등(1994)은 심부 갱도 내에 타설되는 철재지보의 합리적인 지보법을 개발하고 하중 역산법에 의한 지보하중의 간접 계측 방법을 확립하기 위해, 강성 아치지보와 가축성 아치지보에 대하여 실험물기의 시험을 실시하였다. 최대 7점 하중을 가하여 지보의 변형 거동을 조사하였고, 유한요소해석을 실시하여 실험 결과를 비교검토하였다. 또한, 김중우(1998)는 가축성 강재지보에 대해 실내 및 현장실험을 실시하여 강도특성을 연구하였다. 하지만 이들 연구는 심부 광산에서 사용되는 철재지보에 관한 연구로서 슛크리트 지보와는 거리

¹⁾ 수원대학교 토목공학과 교수

²⁾ 수원대학교 토목공학과 석사과정

* 교신저자 : khyou@suwon.ac.kr

접수일 : 2008년 3월 14일

심사 완료일 : 2008년 4월 16일

가 있다.

한편 Jukes 등(1983)은 철재 아치 지보만을 축소모형으로 제작하여 아치 정상부에 집중하중을 가하는 실험을 실시하였다. 이때 지보재의 물성은 그대로 유지한 상태로 3차원 지보 모형에서 지보의 파괴 강도와 이음 철판 및 절장의 영향 등을 연구하였다. Salder(1984)는 9개의 철재 아치지보를 절장으로 서로 연결하고 아치정상부에서 1점 하중을 가하는 3차원 실험을 실시하였다. 이들 연구에서도 시멘트 지보가 아닌 철재 아치 지보에 대한 실험을 수행하였으며 하중모사는 아치 정상부 한 점에서 집중하중을 가하는 시스템을 사용하여 실제 지반하중의 다양한 하중분포를 모사하는 것에는 무리가 있다.

H. Mashimo 등(2004)은 강섬유 보강 콘크리트 라이닝의 모형실험을 실시하고 유한요소해석을 수행하여 비교하였다. 한편 국내에서는 이대혁 등(1998a, 1998b)은 터널 복공의 역학적 거동 및 균열 특성을 파악하기 위해 모형실험 및 수치해석을 수행하였다. 모형실험은 경부고속철도 표준단면을 축소하여 1.6 m 직경의 터널 모형에 5 m×5 m의 반력대를 타설하여 다양한 하중 형상을 재현하여 실시하였다. 가압장치는 최대 7점까지 가할 수 있도록 제작되었다. 하지만, 이와 같은 방법은 콘크리트 반력대를 미리 타설해야 하고 반력대의 재령 완료 후에 실험해야 하는 시간적인 문제점과 터널모형의 3배 이상의 폭을 가진 반력대를 타설해야 하는 공간적으로 제약을 많이 받는 문제점이 있다. 이들의 연구는 콘크리트 라이닝에 대한 연구로서 여전히 굴착 후 터널에 1차로 타설되는 숏크리트의 연구와는 거리가 있다.

유광호 등(2006)은 의해 실물 크기의 터널모형을 제작하여 실험을 수행하고 실험결과를 2차원 수치해석과

비교검증한 바 있다. 하중재하를 위해 지나치게 공간을 낭비하지 않도록 바닥에 강판을 설치하여 그 바닥판위에 하중재하 장치를 고정하여 실험하였다. 하지만 이 연구에서는 하중재하장치를 7개만 사용하여 측압효과를 살펴보기에는 충분하지 못하였으며, 유압실린더가 개별 조절이 되지 않아 측압계수가 1.0인 경우에 대해서만 연구되었다. 숏크리트의 모델링은 보요소와 연속체요소를 모두 사용하였으며 연속체 요소가 해석에 적합하다는 결론을 얻은 바 있다.

본 연구에서는 측압에 따른 강섬유 보강 숏크리트의 파괴거동을 파악하기 위해 다양한 하중조건인 모사가 가능하도록 유압실린더를 11개 설치하였다. 재하되는 하중과 발생하는 숏크리트의 변위는 로드셀과 LVDT를 통해 측정되었다. 설치된 11개의 유압실린더는 천단부와 측벽부로 나누어 그룹별 조절이 가능하도록 하여 측압에 따라 하중을 재하할 수 있도록 하였다. 측압계수는 1.0과 0.5에 대해 실험하였으며 실험 결과를 3차원 수치해석을 수행하여 더욱 정밀한 비교·검증을 실시하였다.

2. 터널모형실험

2.1 장비의 제작 및 지원

터널 모형실험장치는 그림 1과 같이 철판 위에 1차로 마제형 터널의 크기와 유사하게 폭 3.3 m, 높이 2.9 m, 깊이 0.5 m로 두께 10 cm의 숏크리트를 타설할 수 있도록 제작되었다. 또한, 지보재인 숏크리트의 거동과 균열의 발생 시기 및 위치를 파악하기 위해 작용하중을 ϕ 200 mm, 20 ton의 용량인 11개의 로드셀로 측정하고 내공변위는 100 mm 용량의 LVDT 7개, 50 mm 용량

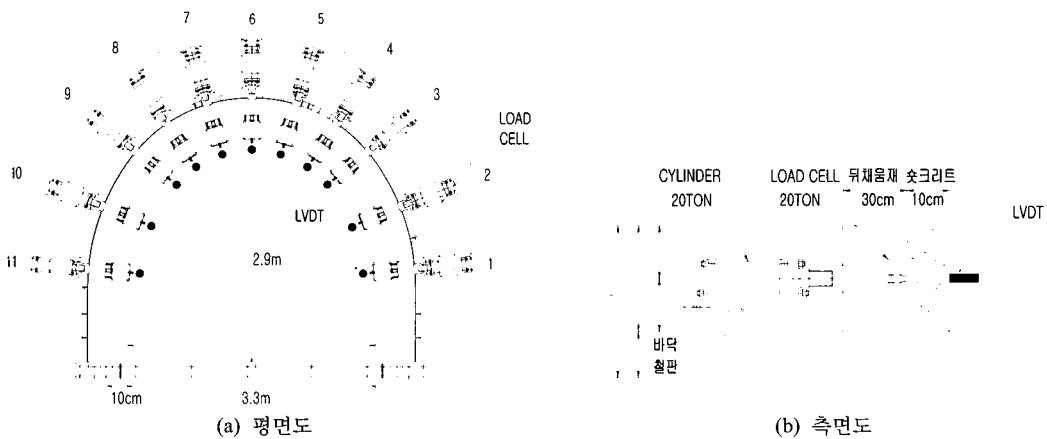


그림 1. 모식도 및 하중재하장치

의 LVDT 4개, 총 11개의 LVDT를 슛크리트의 방사방향으로 측정하였고 사용된 로드셀, LVDT는 모두 바닥 철판면으로부터 슛크리트 깊이의 중심인 바닥에서 25 cm 높이에 설치하였다. 실제 지하하중과 유사한 등분포 하중을 모사할 수 있도록 슛크리트 배면에 30 cm 두께의 모래로 뒤채움을 하고 좌우 대칭으로 배열된 11개의 유압 실린더를 통해 하중을 가하였다. 이 11개의 유압실린더는 개별 조절을 가능하게 하여 측압계수에 대한 영향을 살펴볼 수 있게 하였다.

하중재하를 위해 그림 2와 같이 $\phi 125$ mm, 20 ton (최대 25 ton)의 용량인 11개의 유압실린더가 사용되었고, 본 논문에서는 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 유압실린더를 각각 천단부, 측벽부 두 그룹으로 나누어 연결하여 유압조절이 용이하도록 하였다.

스�크리트에 작용하는 하중과 내공변위를 측정하기 위해 그림 1의 (a)와 같이 유압실린더 정면의 슛크리트 배면과 안쪽면에 각각 11개의 로드셀과 LVDT를 설치하였다. 단, 상대적으로 변위가 적을 것으로 예상되는 어깨부(③, ④, ⑧, ⑨번)에는 50 mm 용량의, 그 외 7지점에는 100 mm 용량의 LVDT를 설치하였으며, 그림 1의 (b)에서 보는 바와 같이 바닥으로부터 25 cm 상부에 설

치하였다. 로드셀에서 측정되는 하중을 모니터링하면서 지반응력 상태를 측압계수가 1.0과 0.5가 되도록 유압장치를 조절하여 실험을 수행하였다.

스�크리트는 강섬유 보강 슛크리트를 사용하였으며 강섬유량은 45 kg/m^3 , 배합비는 일반적으로 현장에서 많이 적용되는 값을 사용하였고, 균질한 슛크리트 타설을 위해 붓다짐을 실시하였다(유광호 등, 2007). 유압실린더를 통해 하중이 가해지면서 슛크리트가 취성파괴를 일으키는 것을 방지하고 유압실린더에 골고루 하중이 분포될 수 있도록 하중재하속도를 5 kgf/sec 정도로 가능하면 아주 천천히 수동으로 유압을 조절하였다.

2.2 터널모형실험 결과

2.2.1 측압계수 1.0의 경우

측압계수(K_0)를 1.0으로 설정하여 실험하였을 때의 측벽부와 천단부의 하중-변위 곡선은 그림 3과 같다. 그림 3의 (a)에 나타난 측벽부 하중-변위 곡선은 1번 실린더 위치에서, 그림 3의 (b)의 천단부 하중-변위 곡선은 6번 실린더 위치에서 로드셀과 LVDT를 이용하여 측정된 결과이다.

균열순서는 표 1과 같이 측벽부에서 최초로 발생하였고 그 후에 천단부로 이동한 후 측벽부에서 균열이 확

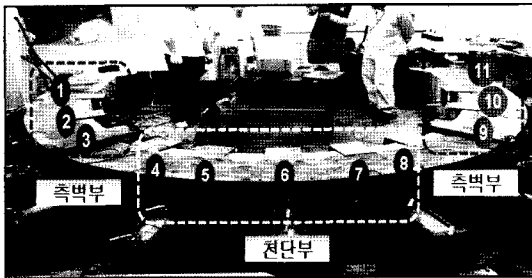
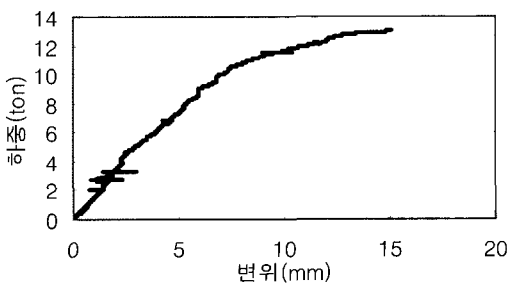


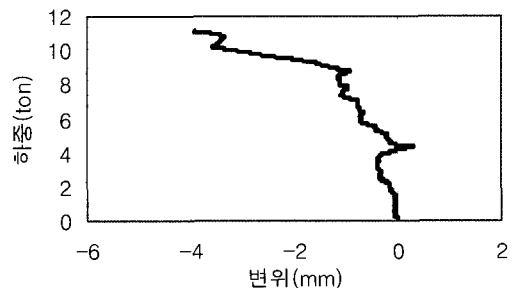
그림 2. 터널모형실험 전경

표 1. 측압계수가 1.0일 때의 균열 발생순서

균열 순서	발생위치	하중(ton)	비고
1	1번 (측벽부)	9.3	균열 발생
2	11번 (천단부)	10.89	균열 발생
3	2번 (측벽부)	11.3	균열 발생
4	7번 (천단부)	12.7	균열 발생
5	2/3번 (측벽부)	12.9	균열 증가
6	1번 (측벽부)	12.97	파괴



(a) 측벽부



(b) 천단부

그림 3. 측압계수 1.0의 터널모형실험 시 하중-변위 곡선

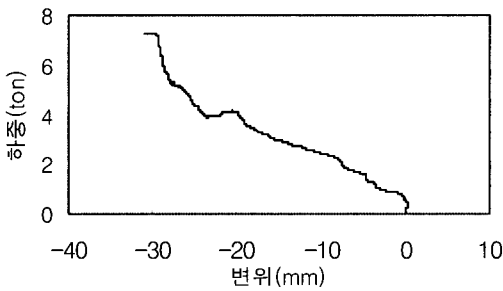
대된 직후 파괴되어 실험이 종료되었는데, 이때의 측벽부 파괴하중은 약 13 ton이었다. 그림 3의 (a)와 같이 측벽부에서는 하중이 13 ton일 때 내측으로 약 15 mm의 변위가 발생하였고, 그림 3의 (b)와 같이 천단부에서는 하중이 약 11 ton일 때 외측으로 약 4 mm 정도의 변위가 발생한 것으로 나타났다. 변위의 발생량 또한 천단부에서보다 측벽부에서 크게 나타났다. 이런 결과를 볼 때 마제형 터널 단면의 경우 축압계수가 1.0이라도 천단부에서보다 측벽부에서 응력집중이 발생하여 슛크리트가 취약한 것을 알 수 있다. 또한 변위양상을 살펴보면 축압계수가 1.0인 경우 수평방향, 즉 측벽부가 내측으로 들어가고 수직방향, 즉 천단부가 외측으로 들리는 현상을 볼 수 있으며 어깨부에서 내측과 외측으로의 변곡점이 생겼다.

2.2.2 축압계수 0.5의 경우

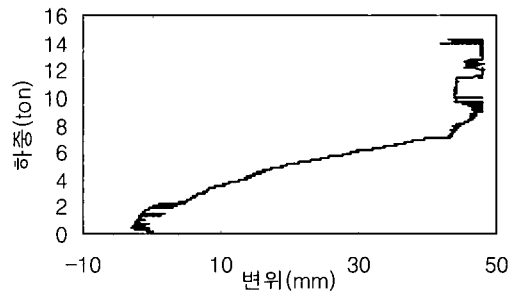
천단부의 유압장치를 통해 가해지는 하중이 측벽부를 통해 가해지는 하중보다 2배 정도가 되도록 하중을 가하여 실험을 수행하였고, 그 결과 그림 4에 도시된 하중-변위 곡선을 얻었다.

균열순서는 축압계수가 1.0인 실험과는 반대양상으로 천단부에서 균열이 먼저 발생하고 이어서 측벽부에서 균열이 발생한 후 천단부에서 균열이 확장되어 파괴되었으며 이때 천단부의 파괴 하중은 약 14 ton이었다. 1번 실린더에서 측정한 그림 4의 (a)와 같이 측벽부에서는 7 ton의 하중에서 외측으로 약 30 mm의 변위가 발생하였고, 6번 실린더에서 측정한 그림 4의 (b)와 같이 천단부에서는 14 ton의 하중에서 약 48 mm의 변위가 발생하여 완전파괴 되었지만 약 8 ton의 하중에서 이미 내측으로 약 45 mm 가량의 변위가 발생하였다. 실험 시 약 8 ton에서 그림 5에서 보는 바와 같이 천단부에서 바닥으로부터 중앙부까지 약 30 cm 길이 및 폭 5 mm의 균열이 발생하였는데 이때 슛크리트가 이미 파괴되어진 것으로 나타났다. 이러한 문제점은 실험 시 천단부에 측벽부의 하중재하 속도보다 약 2배의 속도로 하중을 가하여 빠른 시간에 큰 하중이 가해졌고, 또한 슛크리트 타설시 다짐이 부분적으로 제대로 이루어지지 않아 슛크리트가 제대로 강성을 가지지 못해 파괴된 것으로 판단된다.

그림 6은 터널모형실험의 결과를 토대로 터널의 내공 변위 양상을 축압계수 1.0과 0.5인 경우를 비교한 것이



(a) 측벽부



(b) 천단부

그림 4. 축압계수 0.5의 터널모형실험 시 하중-변위 곡선

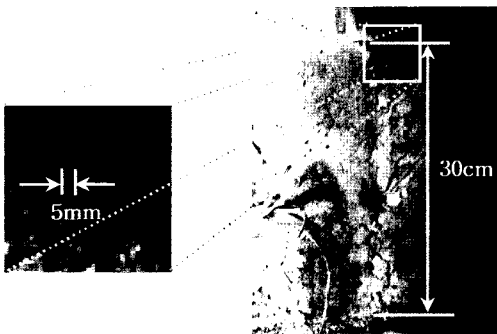
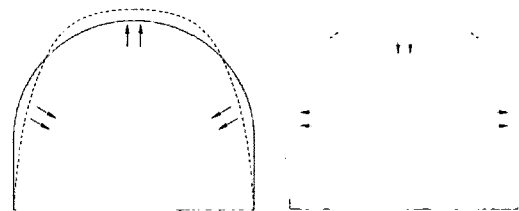


그림 5. 천단부의 균열 발달 양상



(a) $K_0=1.0$ 인 경우

(b) $K_0=0.5$ 인 경우

그림 6. 터널 내공변위 발생 양상

다. 터널모형의 변위양상을 살펴보면 축압계수가 0.5인 경우는 측벽부가 외측으로 밀리고 수직방향, 즉 천단부가 내측으로 변형한 것을 알 수 있다. 이는 축압계수 1.0의 경우와 반대의 양상인 것을 알 수 있다.

2.2.3 축압계수 0.5의 추가 실험

축압계수를 0.5로 설정하여 실시한 터널모형실험이 슛크리트 타설 시 다짐이 제대로 이루어지지 않은 등의 문제점으로 인해 추가 터널모형실험이 수행되었다. 추가실험에서는 슛크리트 타설 시 배합 및 다짐을 특히 세심하게 하였으며 실험을 통해 얻은 하중-변위 곡선을 그림 7과 같이 도시하였다.

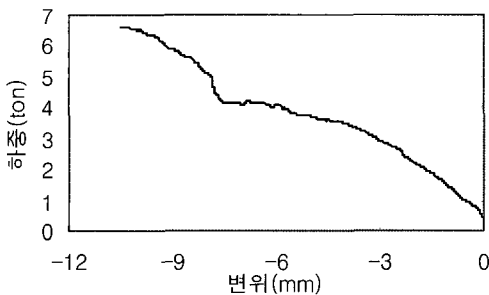
균열 발생순서는 표 2에서와 같이 축압계수 0.5의 1차 실험과 마찬가지로 최초 천단부에서 발생하고 그 후에 측벽부로 이동하였으며 최종적으로 천단부에서 균열이 확장한 후 약 13.7 ton의 하중에서 파괴되었다. 터널모형의 변위는 그림 7의 (a)와 같이 측벽부에서는 하중이 약 6.8 ton일 때 외측으로 10 mm 가량이 발생하였고, 그림 7의 (b)와 같이 천단부에서는 하중이 약 13 ton일 때 내측으로 43 mm 가량이 발생하였다. 터널모형의 변위양상은 1차 실험과 마찬가지로 수평방향, 즉

측벽부에서 외측으로 밀리고 수직방향, 즉 천단부에서 내측으로 들어오는 거동양상을 나타내었다.

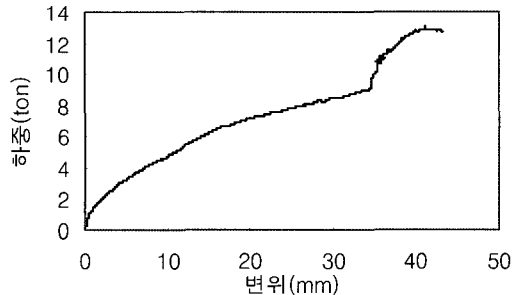
측벽부의 변위는 1차 실험에 비해 약 1/3인 10 mm 정도가 발생하였고 천단부의 하중-변위 곡선의 기울기가 완만해진 것으로 보아 1차 실험에 비해 슛크리트의 배합과 다짐이 잘 이루어졌다고 판단되었다. 천단부의

표 2. 축압계수가 0.5일 때의 균열 발생순서

균열 순서	발생위치	하중 (ton)	비고
1	6번 (천단부)	6.1	균열 발생
2	5번 (천단부)	6.3	균열 발생
3	4/5번 (천단부)	6.7	균열 발생
4	2번 (측벽부)	7.7	균열 발생
5	9번 (천단부)	7.9	균열 발생
6	6번 (천단부)	8.5	균열 증가
7	2/3번 (측벽부)	9.4	균열 발생
8	1/2번 (측벽부)	9.8	균열 발생
9	2번 (측벽부)	11.2	균열 증가
10	5번 (천단부)	12.5	균열 증가
11	6번 (천단부)	13.7	파괴



(a) 측벽부



(b) 천단부

그림 7. 축압계수 0.5의 추가 터널모형실험 시 하중-변위 곡선

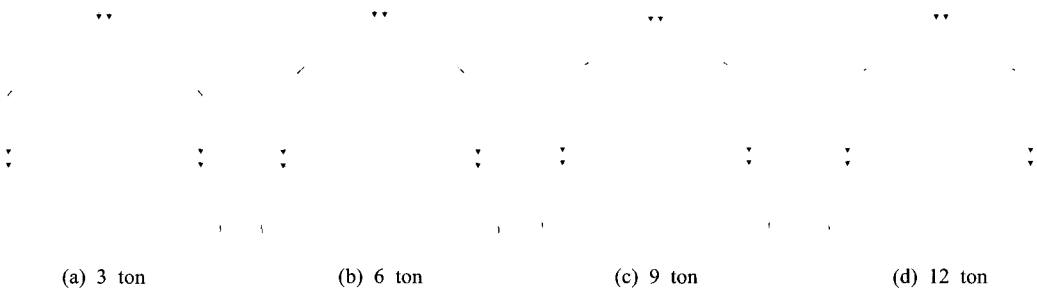


그림 8. 터널모형의 내공변위 양상 변화도($K_0=0.5$)

하중이 측벽부의 하중보다 2배 크기 때문에 천단부에서 균열과 파괴가 먼저 일어나고 취약하게 거동하는 것을 볼 수 있다. 각 하중단계에서의 변위양상을 모니터링 하였는데 이를 그림 8에 도시하였다. 이런 변위양상의 변화도를 이용하여 수치해석 시 각 하중에 대해 단계별로 수치해석을 실시하였다.

3. 수치해석적 검증

3차례에 걸쳐 수행된 터널모형실험 결과의 타당성을 살펴보기 위해 3차원 수치해석을 실시하였다. 본 논문에서 사용된 프로그램은 범용 지반해석 프로그램인 FLAC-3D ver. 3.10이다(Itasca Consulting Group, Inc., 2006). 터널모형실험과 동일한 조건 즉, 터널모형실험에서 얻은 하중-변위 곡선을 수치해석에서 가능한 한 동일하게 재현하여 해석을 수행하였고, 슛크리트의 파괴하중 및 내공변위를 중심으로 비교·검증하였다.

3.1 해석 개요

해석 모델링은 그림 9와 같이 터널모형실험과 동일한 기하학적 조건을 설정해 주었고 해석결과를 실제 실험 결과와 비교·검증하고자 하였다. 또한 해석시간을 절약하기 위해 터널모형이 좌우 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.

그림 9의 (a)는 3차원 수치해석 시의 하중재하 위치를 보여주며, 슛크리트는 탄성거동을 하는 shell 요소로 그림 9의 (b)와 같이 모델링하였다. 단, 슛크리트와 뒷채움재의 경계면은 경계요소를 사용하지 않고 일체로 거동하는 것으로 가정하였다. 터널모형실험과 같은 조건을 설정해주기 위하여 그림 9에서 나타난 축을 기준으로 인버트 부분의 슛크리트 양단부는 x축 방향의 변위를, 뒤채움재의 외곽부는 하중이 재하되는 부분을 제외하고 x 및 z 방향의 변위를 고정시켰다.

터널모형실험 시 하중재하는 측벽부 한 셋트, 천단부 한 셋트로 묶어 수행하였기 때문에 유압이 동시에 균일하게 증가하지 않고 각각 개별적으로 차이를 보이는 문제가 발생하였다. 이에 따라 각각의 유압실린더 앞에 설치된 로드셀에서 읽히는 하중이 다르게 나타났다. 수치해석에서는 실험 시의 상황을 정확하게 모사하기 위해 실험 시의 얻어진 그림 10의 (a)에 나타난 하중이력곡선을 동일하게 재현할 수 있도록 각각의 하중재하 속도를 조절하였다. 이를 위해 하중재하 및 슛크리트 배면에 작용하는 하중은 별도의 FISH routine을 작성하여 하중증가를 재현하였으며 결과적으로 수치해석에 사용된 하중이력곡선은 그림 10의 (b)와 같이 얻어졌다. 그림 10의 (a)와 (b)를 비교해 보면, 비교적 측압의 효과가 수치해석에서 잘 모사된 것으로 판단되었다.

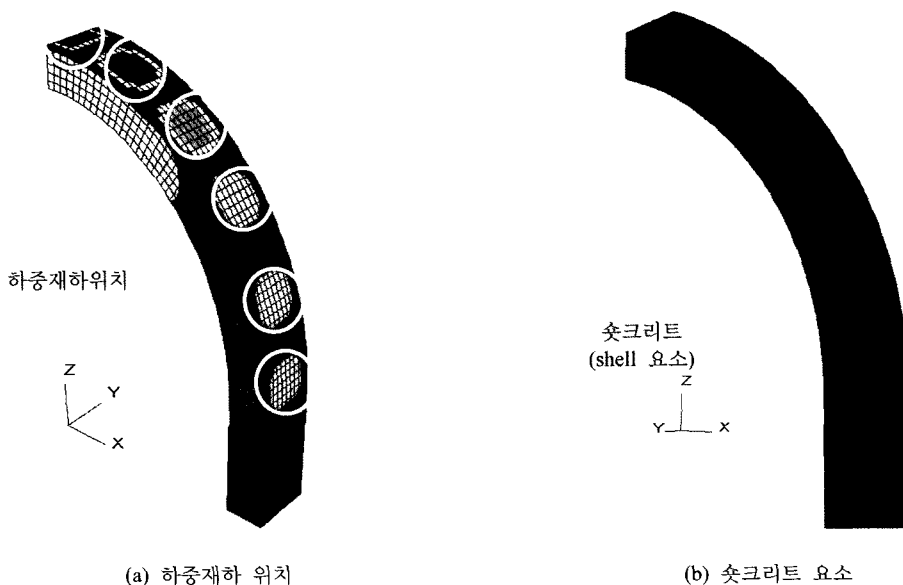
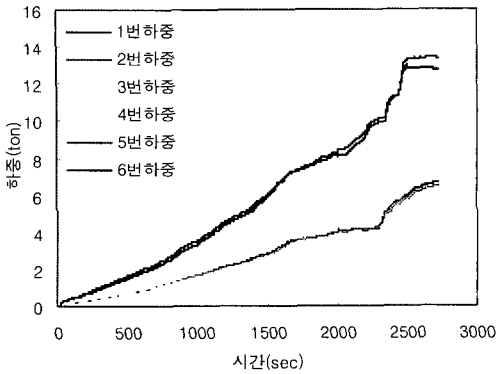
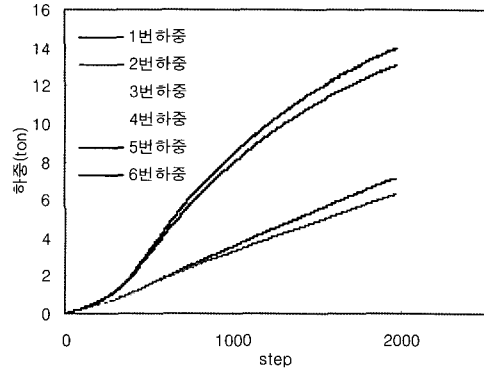


그림 9. 수치해석 모델링 개요

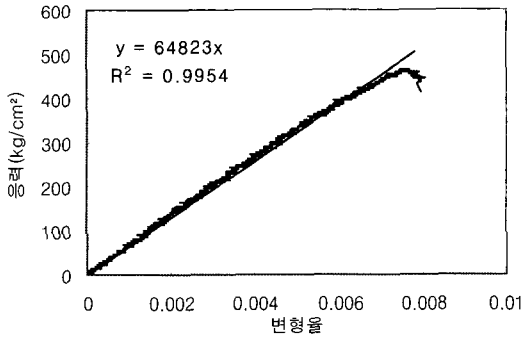


(a) 터널모형실험 시

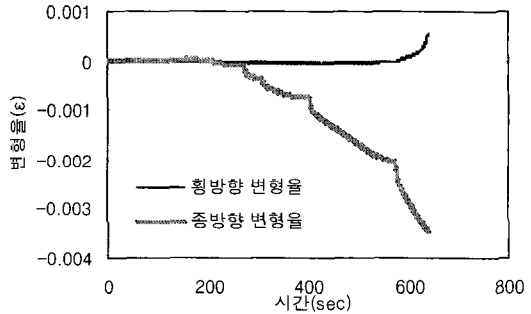


(b) 수치해석 시

그림 10. 하중이력 곡선



(a) 응력-변형률 곡선



(b) 변형률 이력 곡선

그림 11. 슛크리트 공시체의 일축압축시험 결과

3.2 수치해석 입력강도 정수

수치해석에 사용할 슛크리트의 탄성계수와 포아송 비를 구하기 위하여 터널모형실험의 슛크리트 타설과 함께 지름 5 cm, 길이 10 cm로 공시체를 제작하여 동일 조건으로 양생한 후 일축압축시험을 수행하였다. 시험 결과 일축압축강도는 450 kg/cm²으로 측정되었다. 그림 11은 일축압축시험에서 얻은 축방향 응력-변형률 곡선 및 종-횡방향 변형률 이력곡선을 보여주며, 이로부터 구해진 탄성계수 및 포아송비는 각각 6.48GPa 및 0.2이며 일축압축강도는 탄성계수와 포아송비 산정에 사용된 식은 식 (1)과 식 (2)와 같다.

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\epsilon_z} \quad (1)$$

$$\nu_s = -\frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} \quad (2)$$

여기에서, E : 슛크리트의 탄성계수

- σ : 슛크리트에 가해지는 응력
- ϵ_z : 슛크리트의 종방향 변형률
- ν_s : 슛크리트의 포아송비
- ϵ_x : 슛크리트의 횡방향 변형률

이 외의 슛크리트 입력강도는 일축압축시험에서 측정 한 2,300 kg/m³의 단위중량을 사용했다. 또한 슛크리트에 등분포 하중이 가해지도록 도와주는 뒤채움재의 물성치는 실내실험을 통해 얻은 값들을 기준으로 수치해석 결과가 실제 갱도모형실험 결과와 일치하도록 역해석을 실시하여 조정하였다. 그 결과 뒤채움재의 물성치는 탄성계수 25 MPa, 포아송비 0.3, 단위중량 2,000 kg/m³ 및 내부마찰각 35°를 사용하여 수치해석을 실시하였다.

3.3 수치해석 결과 정리 및 비교

터널모형실험과 동일한 조건으로 수행한 3차원 수치해석 결과를 축압에 따라 슛크리트의 변위벡터도를 그

림 12와 같이 도시하였다. 그림 12에서 알 수 있듯이 축압계수가 1.0인 경우 변위가 천단부는 상향으로 약간 발생하였고, 측벽부는 터널 내측으로 변위가 발생하여 실제 모형실험과 유사한 거동을 보이고 있다. 또한 축압이 0.5인 경우는 천단부의 변위가 하향으로 발생하고 측벽부는 바깥쪽으로 발생하여 실험과 유사한 축압에 의한 변위양상을 보여주고 있다.

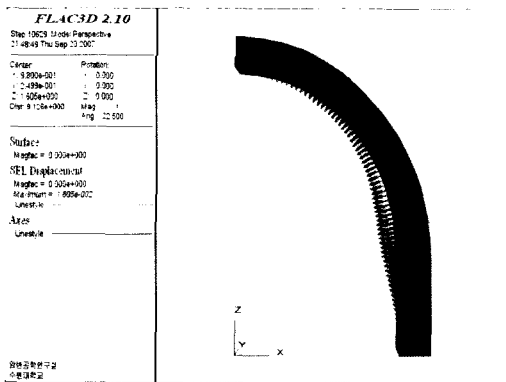
3.3.1 축압계수 1.0일 경우

수치해석에 사용된 축압계수가 1.0일 때의 천단부와 측벽부의 하중 변위 곡선은 그림 13과 같다. 그림 13의 (a)와 같이 측벽부에서는 하중이 약 13.5 ton일 때 변위가 내측으로 14 mm 가량 발생하였고 그림 13의 (b)와 같이 천단부에서는 외측으로 약 2 mm 정도가 발생하였다. 실제실험의 결과와 비교해보면 천단부에서의 15 mm 가량의 변위와 거의 일치하며 천단부는 약 4 mm 정도의 변위와 약 2 mm 정도의 근소한 차이를 보여주고 있어 수치해석 결과와 실제 실험의 결과가 일치함을 알 수 있다.

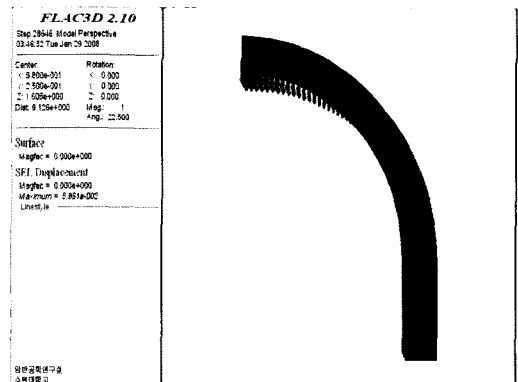
그림 14는 수치해석 시 지보재에 작용하는 모멘트도와 축력도를 나타낸 것이다. 그림 14의 (a)는 13.5 ton의 하중에서 숏크리트에 발생하는 굴착면의 접선방향으로 발생하는 모멘트 분포도를 나타내는데 어깨부 위치에서는 양(+)의 모멘트가, 천단부와 측벽부 아래에서는 음(-)의 모멘트가 발생하는 것을 알 수 있다. 그림 14의 (b)는 숏크리트의 축력을 나타내는데 측벽부보다 천단부에 높은 축력이 가해지는 것을 알 수 있다. 그림 14의 (a)와 (b) 모두 천단부가 측벽부보다 큰 모멘트와 축력이 걸리는 양상이 보여 천단부가 취약하게 거동하는 것을 알 수 있다.

3.3.2 축압계수 0.5일 경우

축압계수를 0.5로 하여 수행한 터널모형실험 결과를 재현하기 위해 수행한 수치해석을 통해 얻은 하중 변위 곡선을 그림 15와 같이 도시하였다. 그림 15의 (a)와 같이 측벽부에서는 하중이 약 6 ton일 때 변위가 외측으로 7 mm 가량 발생하였고 그림 15의 (b)와 같이 천단

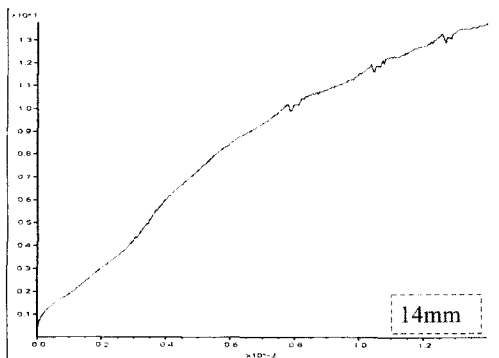


(a) 축압계수 1.0

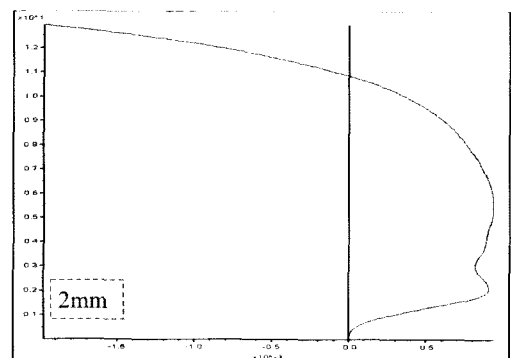


(b) 축압계수 0.5

그림 12. 축압에 따른 숏크리트의 변위 벡터도



(a) 측벽부



(b) 천단부

그림 13. 축압계수 1.0인 경우 수치해석 시 얻어진 하중-변위 곡선

부에서는 내측으로 약 50 mm 정도가 발생하였다. 실제 1차 터널모형실험 시 측벽부에서 발생한 30 mm 변위보다 매우 적은 변위가 발생하였고, 천단부에서는 48 mm 가량의 변위가 발생하여 실제 터널모형실험 결과와 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 측벽부 변위량의 차이는 실제 실험에서는 슛크리트 타설 시 슛크리트의 다짐이 제대로 이루어지지 않아 측벽부에서 균질하지 못한 상태이고 측벽부 아래 인버트 부분이 다른 부분에 비해 약하여 변형이 많이 발생하여 나타난 결과라고 판단된다.

하지만, 추가로 슛크리트의 다짐을 신경을 써서 세심하게 수행했던 추가실험의 결과와 비교해보면 측벽부에서는 실제실험 시 발생했던 10 mm 변위와 약 2.5 mm의 차이가 나는 것을 알 수 있다. 또한 천단부에서도 실제실험 시 발생했던 48 mm 가량의 변위와 거의 일치하는 것을 알 수 있다. 따라서 수치해석이 터널모형실험을 비교적 잘 모사했다는 것을 알 수 있었다. 또한 터널모형실험의 슛크리트 타설 시 다짐을 전체적으로 균질하게 하는 것이 매우 중요하다는 것을 확인할

수 있었다.

지보재인 슛크리트 내부에 발생하는 휨응력을 shell 요소에서 발생하는 축력과 모멘트를 사용하여 구하고 최대압축응력, 최대인장응력 및 발생위치를 하중단계별로 구하여 표 3에 정리했다. 이때 허용응력 설계법을 적용하여 슛크리트의 파괴를 판단하였다. 한편 굴착 후 타설되는 강섬유 보강 슛크리트는 일반 슛크리트에 비하여 설계기준강도 f_{ck} 가 약 10% 증가한다고 알려져 있으며, 파괴 후에도 지지력을 상실하지 않아 에너지 흡수량이 수백% 증가한다고 알려져 있고(한국도로공사 도로연구소, 2001), 강섬유 보강 슛크리트의 허용휨응력을 일반 슛크리트 값 보다 약 50% 증가시켜 사용하는 것이 타당하다고 알려진 바 있다(유광호등, 2005). 따라서 본 연구에서는 설계기준강도(f_{ck})를 실험은 통해 얻은 슛크리트 공시체의 일축압축강도인 450 kg/cm^2 로 가정하여 허용휨압축응력(f_{ca})과 허용휨인장응력(f_{ta})을 표 3과 같이 계산하였으며, shell 요소의 최대휨압축 및 인장응력이 각각 계산된 허용휨응력을 초과하게 되면

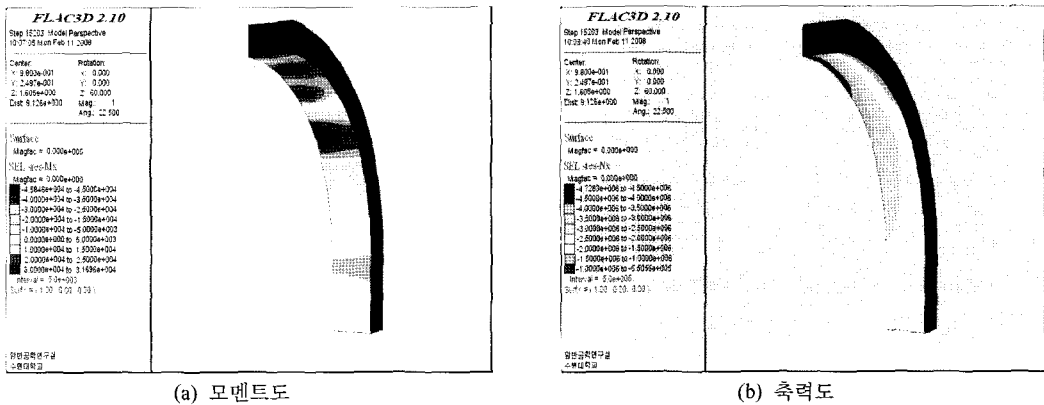


그림 14. 슛크리트에 발생하는 부재력

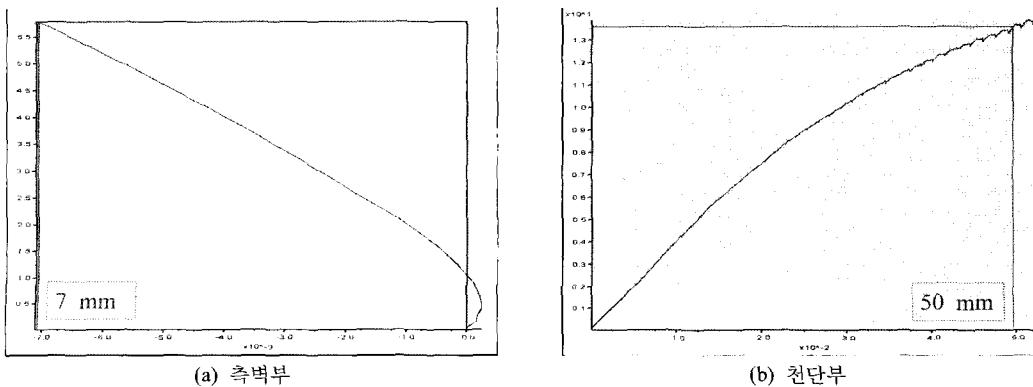


그림 15. 축압계수 0.5인 경우 수치해석 시 얻어진 하중-변위 곡선

표 3. 수치해석 시 슛크리트의 응력

하중 (ton)	최대압축응력 (kg/cm ²)	최대인장응력 (kg/cm ²)	발생위치	$f_{ca} = 0.6f_{ck}$ (kg/cm ²)	$f_{ta} = 0.63\sqrt{f_{ck}}$ (kg/cm ²)
1.0	42.39	0	5번 (천단부)	270	13.4
2.0	80.66	0	5번 (천단부)		
3.0	116.24	0	5번 (천단부)		
4.0	151.13	0	5번 (천단부)		
5.0	187.64	0	6번 (천단부)		
6.0	228.76	0	6번 (천단부)		
7.0	275.43	0	6번 (천단부)		
8.0	320.63	0	6번 (천단부)		
9.0	378.12	14.09	6번 (천단부)		
10.0	446.70	39.40	6번 (천단부)		
11.0	528.78	70.94	6번 (천단부)		
12.0	627.49	112.56	6번 (천단부)		
13.0	737.79	163.24	6번 (천단부)		

균열이 발생한다고 판단하였다.

측압계수가 0.5일 때의 터널모형실험 결과(표 2)에 의하면, 슛크리트에 처음 균열이 발생하는 하중 수준은 6.1 ton이었는데 비해 수치해석 결과는 압축응력에 의한 균열이 6.0~7.0 ton의 하중 작용 시에 처음으로 발생하는 것으로 나타났으며 균열 위치도 천단부로 나타나 실험결과와 비교적 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 또한 수치해석 시 인장응력에 의한 균열은 8.0~9.0 ton 정도의 하중 작용 시 처음으로 발생하는 것으로 예측되어 균열 발생하중을 약 2.0~3.0 ton 정도 과대평가하는 것을 알 수 있다. 이러한 균열 발생하중의 차이는 슛크리트를 탄성체로 모델링하고 허용응력 설계법에 의해 간접적으로 균열을 예측하였기 때문인 것으로 판단된다. 또한 실험 시 슛크리트의 배면 쪽 균열은 눈으로 판단하기 힘들어서 터널모형실험 시 파괴하중이 과대평가될 수도 있다. 따라서 슛크리트의 파괴거동을 정확히 규명하기 위해서는 슛크리트를 탄소성요소로 모델링하고 균열발생 위치 및 하중을 정확히 파악하기 위한 정밀한 연구가 선행되어야 할 것이다.

4. 결론

본 연구를 통해 터널의 주 지보재인 슛크리트의 파괴거동을 규명하기 위해 실제 터널과 유사한 크기의 마제형 터널을 제작하여 터널모형실험을 수행하고 3차원 수치해석에 의해 검증하였다. 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- 3차원 수치해석을 통해 터널모형실험의 하중-변위 관계 및 파괴하중은 비교적 유사하게 모사할 수 있었다. 측압계수가 1.0과 0.5인 경우 슛크리트의 변위양상이 상반되게 발생하였다. 측압계수가 1.0인 경우 천단부의 변위는 상향으로 4 mm 가량 측벽부의 변위는 터널내측으로 15 mm 정도 발생하였다. 또한 측압계수가 0.5인 경우는 천단부의 변위는 터널내측으로 43 mm 가량 발생하였고 측벽부는 터널외측으로 10 mm 가량 밀려났다.
- 균열 발생하중은 압축응력에 의한 예측은 비교적 잘 일치하나 인장응력에 의한 경우는 수치해석의 결과가 과대평가됨을 알 수 있었다. 이는 슛크리트를 탄성체로 가정하고 허용응력 설계법을 적용하여 간접적으로 슛크리트의 파괴를 판정하였기 때문인 것으로 판단된다.

향후 본 연구에서 개발된 하중-변위 조절을 위한 수치해석 루틴을 이용하여 측압계수 2.0 혹은 다른 측압계수에 대한 거동과 파괴양상 또한 예측이 가능할 것으로 판단된다. 또한, 슛크리트의 파괴거동을 정확히 규명하기 위해서는 슛크리트를 탄소성요소로 모델링하고, 균열발생 위치 및 하중을 정확히 파악하기 위한 정밀한 연구가 선행되어야 할 것이다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부의 건설기술개발사업을 위한 연구지원(04핵심C01)에 의해 수행된 결과의 일부로서 관

제기관에 깊은 감사드립니다.

참고문헌

1. 김종우, 이희근, 1994, “심부갱도내 철재지보의 변형거동과 지보하중결정에 관한 연구”, 한국자원공학회지, Vol. 31, pp. 60-69.
2. 김종우, 1998, “가축성 강재 지보의 강도특성에 관한 연구”, 한국암반공학회 논문집, Vol. 8, pp. 261-274.
3. 유광호, 박연준, 홍근영, 이현구, 김재권, 2005, “지보재 파괴를 고려한 터널 안전율의 수치해석적 산정 연구”, 한국터널공학회 논문집, Vol. 7, No. 1, pp. 37-49.
4. 유광호, 박연준, 이민호, 2006, “모형실험 및 수치해석에 의한 터널의 정량적 안정성 평가기술 연구”, 2006년 한국지반공학회 기술학술발표회 대구 경북대학교, pp. 2150-2159.
5. 유광호, 이민호, 박연준, 2007, “숫크리트 거동에 대한 경도모형실험과 수치해석의 비교”, 한국암반공학회 춘계학술발표회, 서울대 호암 컨벤션 센터, pp. 112-121.
6. 이대혁, 김영근, 이희근, 1998, “모형실험에 의한 터널 복공의 역학적 거동 및 균열 특성에 관한 연구”, 한국암반공학회 논문집, Vol. 8, pp. 53-66.
7. 이대혁, 김재순, 이희근, 김성운, 1998, “수치해석에 의한 터널 복공의 역학적 거동 및 균열 특성에 관한 연구”, 한국암반공학회 논문집, Vol. 8, pp. 146-156.
8. 한국도로공사 도로연구소, 2001, 강섬유보강 숫크리트의 성능 향상 및 품질기준 정립(II), 2001년도 연구보고서, pp. 199.
9. Itasca Consulting Group, Inc., 2006, FLAC-3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.10, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, USA.
10. Mashimo, H., N. Isago, and T. Kitani, 2004, “Numerical approach for design of tunnel concrete lining considering effect of fiber reinforcements, Tunneling and Underground Space Technology”, Vol. 19 No. 4-5, pp. 454-455.
11. Jukes, S.G., F.P. Hassani and B.N. Whittaker, 1983, “Characteristics of steel arch support systems for mine roadways, part 1. Modeling theory, Instrumentation and preliminary result”, Mining Science and Technology, Vol. 1, Issue 1, pp. 43-58.
12. Salder, G.W., 1984, “Testing of roadway support equipment”, The Mining Engineer, Vol. 144, pp. 237-245.

유 광 호



1984년 연세대학교 공과대학 토목공학과 공학사
 1986년 연세대학교 대학원 토목공학과 공학석사
 1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원 토목공학과 공학박사
 Tel: 031-220-2566
 E-mail: khyou@suwon.ac.kr
 현재 수원대학교 토목공학과 교수

정 지 성



2007년 수원대학교 공과대학 토목공학과 공학사
 Tel: 031-220-2522
 E-mail: stopcastle@hotmail.com
 현재 수원대학교 토목공학과 석사과정

박 연 준



1981년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사
 1983년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사
 1992년 미국 Minnesota 대학교 대학원 토목공학과 공학박사
 Tel: 031-220-2580
 E-mail: yjpark@suwon.ac.kr
 현재 수원대학교 토목공학과 교수