

## 터널의 지보방법에 관한 遠心模型實驗

### The Support Types of the Tunnel for Centrifuge Model

유 남 재\* 이 명 옥\*\* 박 병 수\*\*\*  
Yoo, Nam-Jae Lee, Myung-Woog Park, Byung-Soo

#### Abstracts

This research is experimental thesis to prepare the structural safety of the upper bridge for support type on tunnel and the effect of settlement. Unit weight test and uni-axial compression test have been performed to simulate the physical property of foundation on the tunnel.

Tunnel model of slip form type for centrifuge model has been developed to performed the tunnel excavation while field stress is activated. And the support type of tunnel such as umbrella arch method and large diameter steel pipe reinforce method has been tested for the centrifuge model.

After the analysis of experiment, results show that internal displacement of large diameter steel pipe reinforce method is smaller than that of the umbrella arch method.

키워드 : 강관다단그라우팅, 대구경강관지보공법, 원심모형실험

Keywords : *Umbrella Arch Method, large diameter steel pipe reinforced method, centrifuge model test*

#### 1. 서 론

터널이 토피가 얇은 지역이나 지반조건이 열악한 토사지반 및 상부 경암층의 두께가 터널직경에 비해 얇은 지역을 통과하거나 절리나 파쇄대 등이 터널의 진행방향에 불리하게 분포되어 있는 경우에는 터널의 붕락이 우려되며 이에 대한 보강대책이 필요하게 된다. 이러한 지역에 터널을 시공할 경우 터널의 안정성 증대와 인접구조물의 손상방지를 위하여 그라우팅공법이나 강관다단공법, Forepoling 방법 등이 이용되며 이러한 지하굴착 보조공법은 공통적으로 원지반을 강화시키는 특성을 가지고 있다.

이러한 터널굴착 보조공법들은 시공중인 터널주

변 지반의 응력 및 변형상태를 변화시켜 터널시공 중 안정화를 이루기 위해서 사용되며 각 공법들은 지반조건이나 지질특성, 지하수 상태에 따라 서로 다른 목적으로 사용되거나, 경제성 및 시공성을 고려하여 2개 이상의 공법을 혼용하여 사용하기도 한다. 최근 국내에서도 각종 지하철 및 도로터널, 전력구 공사를 수행하면서 터널보조공법중 많은 시공사례를 찾아볼수 있는 공법이 강관보강형 다단 그라우팅 공법(Umbrella Arch Method, UTM)이다. 그러나 이 공법은 현장에서의 경험과 시공사례가 설계와 시공방법을 결정하는 주요요인으로 작용한다. 강관보강형 다단 그라우팅 공법에 대한 연구로는 Barisone등(1982), Pelizza등(1993), 최용기와 김창기(1997)등은 시공사례를 통한 분석을 통해 강관 보강형 다단그라우팅 공법이 연약한 지반이나 건물이 밀집된 도심지에서 터널의 막장자립도를 향상시키고, 지반침하를 억제하며, 지하수 유입을 차단하는 등 시공성 및 경제성 측면에서 매

\* 강원대학교 토목공학과 교수, 공학박사

\*\* 동해대학교 건설공학부 전임강사, 공학박사

\*\*\* 강원대학교 토목공학과 연구원, 공학박사

우 우수한 것으로 보고되고 있다. 한편, Bruce와 Gallavresi(1988), Pellizza등(1994), 배규진등(1997)은 현장계측을 통해 이 공법의 보강효과에 관련하여 연구를 수행하였으며 이들중 배규진등(1997)은 본 공법을 적용할 경우, 풍화암 구간에서 타보조공법적용시 보다 지표침하량이 약 1/2 정도, 천단침하량은 1/3정도의 경감효과를 얻을수 있고, 막장의 안정성을 판단할수 있는 안정비도 증진된다는 연구결과를 보고 하였다.

Swoboda와 Wagner(1993), Pellizza와 Peila(1993), Kotake등(1994), 배규진등(1994), 유충식등(1995), 이봉렬등(1996)은 수치해석을 통해 지반 거동경감 효과 및 그라우팅 효과, 지반조건 및 각종설계매개변수 변화에 의한 다양한 해석결과들을 제시하였다.

본 연구는 육교 하부지반을 통과하는 지하터널의 안정성 확보를 위하여 터널 보조공법중 강관다단 그라우팅 공법과 대구경 강관지보공법을 적용하여 터널의 지보형태에 따른 상부교각구조물의 안정 및 지반침하 방지와 터널의 안정성 확보에 미치는 영향을 알아보았다. 연구방법은 현장의 지반조건과 터널구조물 실내실험에 맞게 변형하여 모형토조에 조성한뒤 실내 원심모형실험을 실시하여 터널지보방법의 변화가 터널의 안정성에 미치는 영향을 비교 분석하였다.

## 2. 실험

실험은 터널이 위치하는 층적층과 풍화암층을 모사하기 위해서 층적층을 모사하기 위해서는 주문진표준사의 단위중량 시험을, 풍화암층을 모사하기 위해서는 석교와 주문진표준사를 혼합한 재료의 일축압축시험을 수행하였다.

### 2.1 기본 물성시험

본 연구에서 수행하고자 하는 터널이 위치한 지반 물성은 표 1에 나타난 바와 같다. 터널이 위치하고 있는 지반은 그림 1, 2에 나타난 바와 같이에서의 풍화암층이며 교대가 위치하는 구간은 모래지반의 층적층이다. 한편 교대위치는 파일의 선단이 터널의 스프링라인에 위치한 A-A 단면과 파일의 선단이 터널의 천단에 위치한 B-B 단면에 대하여 해석을 수행하였다.

표 1. 터널통과구간 지반특성치

구 분	단위중량 (tf/m <sup>3</sup> )	점착력 (tf/m <sup>2</sup> )	마찰각 (°)	변형계수 (tf/m <sup>2</sup> )	포아송비	
매립층	1.7	1.0	30	450	0.35	
층적층 (모래)	1.8	2.6	27	400	0.40	
풍화 암 토	N < 50	1.8	2.0	30	1,100	0.33
	N ≥ 50	1.9	3.0	32	2,700	0.33
풍화암	2.1	4.0	34	20,000	0.33	
연암	2.4	12.0	33	160,000	0.30	
보통암	2.5	35.0	40	550,000	0.25	
경암	2.6	107.0	44	1,100,000	0.20	

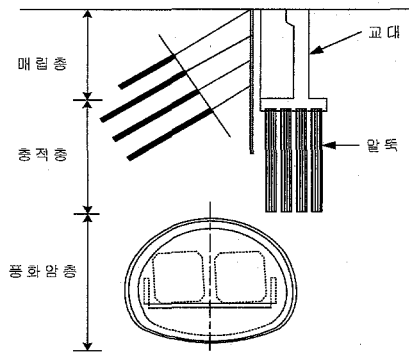


그림 1. A-A 단면

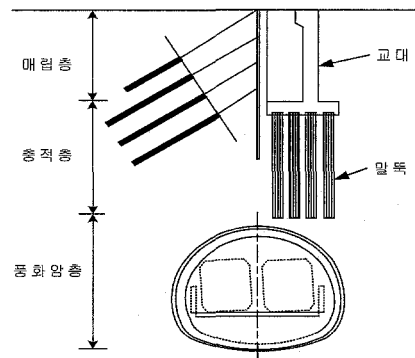


그림 2. B-B 단면

#### 2.1.1 단위중량 시험

터널상부의 원지반 층적층의 탄성계수는 400 tf/m<sup>2</sup>이며 이러한 원지반의 탄성계수를 모사하기 위해서 주문진 표준사를 이용한 지반을 조성하였다. 현장과 유사한 지반의 단위중량을 조성하기 위하여 강사장치(Raining Device)의 토출구의 폭과 강

사 높이를 조절해가면서 현장과 가장 적절한 지반을 모사하기 위한 예비시험을 수행하였다. 강사장치는 그림 3에 나타낸 바와 같으며 시험에 사용된 주문진 표준사의 물성은 표 2와 같다.

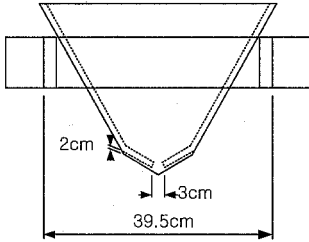


그림 3. 강사장치

표 2. 주문진 표준사의 기본물성

입도분포특성	$D_{10} = 0.21 \text{ mm}$ $C_u = 1.19$ $C_c = 1.01$
최대건조밀도	1.682 gf/cm <sup>3</sup>
최소건조밀도	1.384 gf/cm <sup>3</sup>
최대 간극비	0.879
최소 간극비	0.546
비 중	2.6

단위중량 시험은 토출구의 폭과 강사높이를 조절하여 수행하였으며 몇차례의 예비시험을 통해 토출구의 폭을 1.5mm로 하고 강사높이를 1m 고정하여 조성된 지반의 단위중량을 증적층 지반의 단위중량으로 결정하였다. 단위중량시험을 통해 아래의 표 3과 같이 세 번의 실험을 통해 평균단위중량을 구하여 실험에 이용하였다.

표 3. 단위중량 시험 결과

시험	토조+표준사	표준사	체적	단위중량
	(kg)	(kg)		
	19.76	13.06	8000	1.633
	19.79	13.09	8000	1.636
	19.78	13.08	8000	1.635
평균 단위중량				1.635

2.1.2 일축압축시험

터널의 위치하고 있는 지반은 풍화암층으로 이층의 변형계수는 20000 tf/m<sup>2</sup> 이다. 이 지반을 모사하기 위하여 주문진표준사에 석고를 혼합고형하여 풍화암층을 재현하였다. 석고와 주문진 표준사의

혼합비율은 주문진표준사의 중량에 대해 15 %에서 5 % 증가시켰으며 혼합비를 30 % 까지 변화시켰다. 각각의 혼합비로 조성된 시료의 일축압축 시험을 결과는 아래의 그림 4 - 그림 7과 같다.

일축압축실험을 통해 현장의 풍화암층의 변형계수를 추정하는 것은 현장상황의 경우 3축응력 상태이나 본 실험의 경우 일축 상태로 응력조건이 상이하기는 하나 편이상 일축시험을 사용하여 석고혼합율에 따른 변형계수를 추정하였다.

그림 4는 석고의 혼합율이 15 %일 때 응력-변형곡선을 응력-변형율로 나타낸 결과이다. 이 곡선의 접선기울기를 이용하여 변형계수를 다음과 같이 추정할 수 있다.

NO. 1, 2번 시료의 경우

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{13.5}{0.0175 - 0.009} = 1588 \text{ kgf/cm}^2 = 15880 \text{ tf/m}^2$$

이며, NO. 3 번의 경우

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{14}{0.02 - 0.0125} = 1800 \text{ kgf/cm}^2 = 18000 \text{ tf/m}^2$$

로 구할 수 있다.

위와같은 방법으로 그림 4 - 7의 결과를 통해 탄성계수를 추정하여 표 4에 정리하였다.

표 4의 결과에 보인바와 같이 현장에서의 변형계수인 20000 tf/m<sup>2</sup> 에 가장 유사한 석고의 혼합율은 30 % 이므로 본 실험에서는 주문진 표준사에 석고를 30% 혼합하여 풍화암층으로 모사하였다.

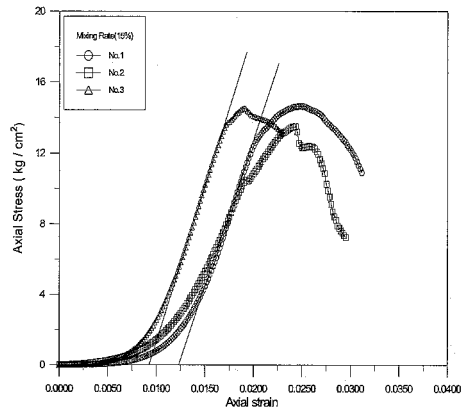


그림 4. 석고혼합율 15 %

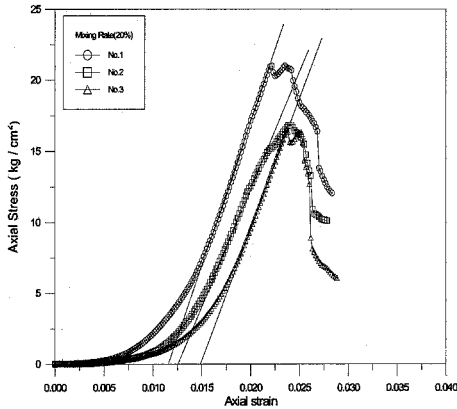


그림 5. 석고혼합율 20 %

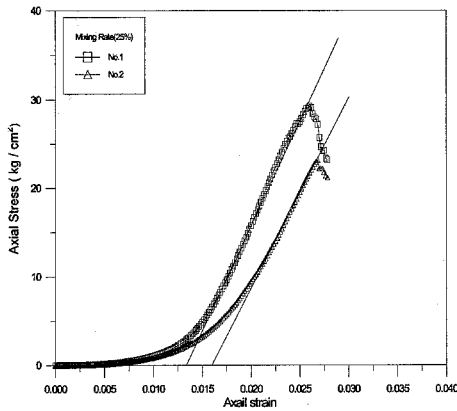


그림 6. 석고혼합율 25 %

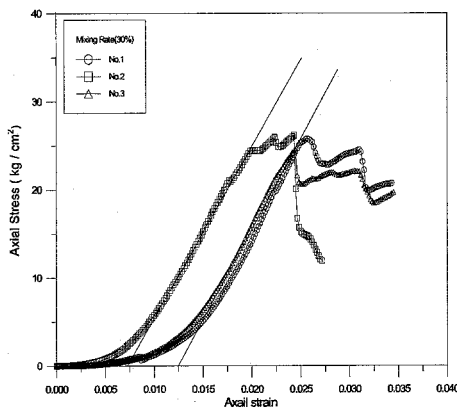


그림 7. 석고혼합율 30 %

표 4. 석고혼합율에 따른 탄성계수

혼합율 (%)	Sample No.	E (tf/m <sup>2</sup> )	Eave (tf/m <sup>2</sup> )
15	No 1, 3	15,880	16,940
	No 2	18,000	
20	No 1	18,260	17,630
	No 2, 3	17,000	
25	No 1	23,200	22,280
	No 2	21,360	
30	No 1, 3	19,250	19,620
	No 2	20,000	

### 2.2 원심모형실험

강관 다단그라우팅공법과 대구경 강관지보공법을 이용하여 각각 보강된 터널에 대한 원심모형실험은 각각의 지보형태를 적용하여 제작된 모형터널을 이용하였다. 실험을 통해 터널굴착시 터널지보 패턴에 따른 터널의 내공변위를 측정하여 터널지보 방법에 따른 그의 안정성여부를 알아보았다.

터널의 지보형태에 따른 원심모형실험에서는 지정된 모형 터널을 형성한 후, 현장상황과 유사한 지반을 모사하고 현장조건과 동일한 하중조건을 재현시켰다. 모형터널의 성형이 완성된 후 모형을 50G의 원심력을 가하여 현장응력상태 유발시킨 뒤 터널을 굴착하고 터널 굴착과정중 발생하는 내공변위를 측정하였다. 내공변위의 측정은 터널내부에 LVDT를 위치별로 설치하여 계측하였다.

### 3. 작용하중의 재현

그림 1, 2에 보인바와 같이 터널의 상부에는 매립층과 충적층의 지반이 있으며 터널의 상단에는 교대가 위치하고 있고 교대하부에는 파일이 설치되어 있다. 따라서, 터널상부의 지반과 교대파일에 전달되는 하중을 모형실험에서 재현하기 위해서 강봉과 납구를 이용하여 하중으로 사용하였다.

#### 3.1 말뚝본당 작용하중의 재현

교대 하부에 위치한 말뚝은 1열부터 4열까지 서로 다른 축력을 받으나 모형실험에서 재현하기 곤란하여 총합을 이용하였다.

상시말뚝 본당 축력의 현지상태이거나 고정상태의 경우 총합이 현장상태에서 2835.213ton이므로 이를 교대 단면적으로 나누어 주게 되면 교대기초가 받는 하중강도는 다음과 같이 구할수 있다.

- ① 교대하부의 기초의 면적  
 $21.588m \times 6.6m = 142.481m^2$
- ② 단위 면적당 하중

$$\frac{2835.213}{142.481} = 19.899 \text{ tf/m}^2 = 1.9899 \text{ kgf/cm}^2$$

따라서, 원심모형실험에서 중력수준을 50G로 하였기 때문에 위 하중강도를 50으로 나누게 되면 모형실험에서 0.0398kgf/cm<sup>2</sup>으로 재현할 수 있다.

이것을 실내모형실험에 작용하는 하중값으로 바꾸어주면 모형교대의 폭은 9.8 cm, 길이는 30cm 이므로 모형교대의 단면적은 294 cm<sup>2</sup>이 되며 이것을 총하중으로 바꾸어 주게되면 하중강도에 모형교대의 단면적을 곱하여 0.0398 kgf/cm<sup>2</sup> × 294 cm<sup>2</sup> = 11.7 kg의 하중으로 계산할 수 있다.

따라서, 총적층에 설치되어 있는 파일의 본당 축력을 모형실험에서 재현하기 위해서는 모형교대속에 강봉을 채워 11.7kg이 하중을 재하시키면 실제 단면에서 말뚝이 본당 받는 축력을 모형화할 수 있다.

### 3.2 교대 뒷채움토의 작용하중 재현

성토층의 단위중량을 1.7tf/m<sup>3</sup>으로 가정하면 총적층 상부로부터 즉, 성토고가 10.04m 일 때 단위 체적당 성토층의 자중은 다음과 같다.

① 교대뒤채움 자중

$$1.7\text{tf/m}^3 \times 10.04\text{m}^3 = 17.068 \text{ t}$$

② 단위 면적당 작용하중은 17.068 tf/m<sup>2</sup> 이다.

따라서 본 실험은 원심모형 실험에서 중력수준을 50G로 하였기 때문에 하중강도는 1/50 비율로 실내실험에서 0.34136 tf/m<sup>2</sup> 이며 이 값을 실내실험에 적용하게 되면 성토층 폭이 30 cm, 길이가 30cm 성토층의 면적은 900 cm<sup>2</sup> 이 된다.

따라서 이것을 하중값으로 계산하게 되면 0.34136 kgf/cm<sup>2</sup> × 900 cm<sup>2</sup> = 30.72 kg 의 하중으로 계산할 수 있다.

따라서, 총적층위의 매립층과 성토층에 의한 상재하중은 원심모형실험에서 강사장치를 통해 모사한 총적층위에 강봉을 이용하여 31 kg의 하중을 재하하게 되면 실제 단면에서 단위면적당 하중 17.068 tf/m<sup>2</sup>을 재현할 수 있다.

아래의 그림 8은 하중이 재하된 모형토조를 보여 주고 있다.

## 4. 모형장치의 제작

강관 다단그라우팅공법과 대구경 강관지보공법에 대한 원심모형실험을 수행하기 위한 각각의 지보형태의 모형터널과 지보를 제작하여 원심모형 실험에 이용하였다.

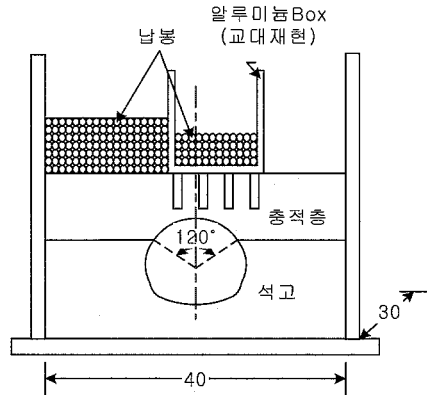


그림 8. 하중재하시 모형토조

### 4.1 모형토조

모형실험을 실시하기 위하여 다음 그림 9에 보인바와 같이 직사각형 모형토조를 제작하였다. 모형토조는 폭 300mm, 길이 450mm, 높이 400mm이며 원심모형 실험동안 증가하는 무게의 최소화를 위하여 알루미늄 합금재질을 사용하였다.

### 4.2 모형터널

실제 터널단면을 기준으로 1:0.7의 비율로 축소시켜 모형터널을 제작하며 축소시킨 단면에 상사법칙을 적용하여 최대폭 16.8cm, 최대높이 14cm의 크기와 두께 5 - 10mm, 외경 14.7cm 내외의 알루미늄 재질의 관을 사용하여 아래의 그림 10과 같은 단면의 Slip Form 형태의 모형터널을 제작하였다.

모형터널의 제작시 정확한 터널 제원의 재현이 요구되나 시험의 편의성과 모형제작의 용이성을 고려하여 부분적인 변형을 하였다.

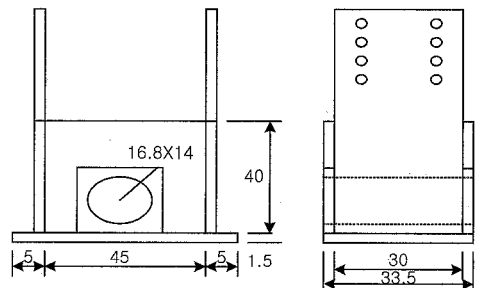


그림 9. 모형토조의 제원

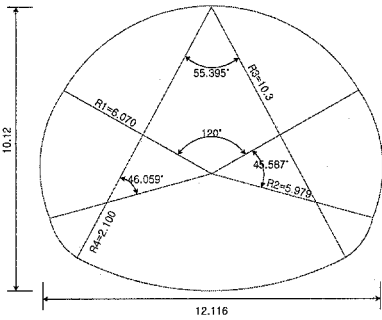


그림 10. 모형터널의 단면

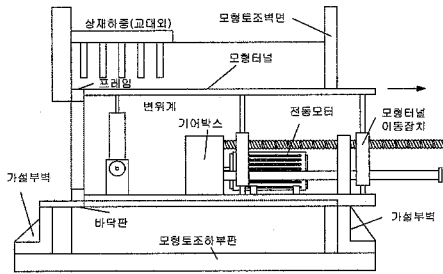


그림 11. 모형터널

그림 11은 현장에서 주어진 하중조건 상태에서 터널굴착 상황을 원심모형실험에서 재현하기 위하여 제작된 터널이다. 그림 11의 모형터널은 터널단면과 같은 크기의 Slip Form 형태로 모형터널을 토조내에 설치하여 모형터널에 중력수준을 증가시킨 상태에서도 전동모터를 이용하여 터널을 이동함으로써 터널굴착효과를 재현할 수 있다.

#### 4.3 모형지보

대구경 강관지보공법의 터널의 지보는 아래의 그림 12에 나타난 바와 같이 알루미늄봉(직경 10mm, 길이300mm)을 이용하였으며, 지보의 설치 방법은 알루미늄봉의 크기에 맞게 토조전면판에 천공하여 알루미늄봉을 삽입 설치하였다. 그림 12에 보인바와 같이 대구경 강관지보재인 알루미늄봉을 설치한 터널이 완성되면 터널의 위치하는 구간은 석고혼합물을 이용한 풍화압축을 조성하고 터널 상단은 주문진 표준사를 이용한 충격충을 조성한뒤 토조가 완성되면 현장의 하중조건을 재현시킨 후 중력수준을 올린뒤 Slip Form 형태의 모형터널을 이동시킴으로써 굴착률에 따른 터널의 내공변위를 측정하였다. 한편, 그림 13은 터널굴착시 내부의 변위 측정위치로 터널 정중앙에 위치한 LVDT를 사용하여 측정하였다.

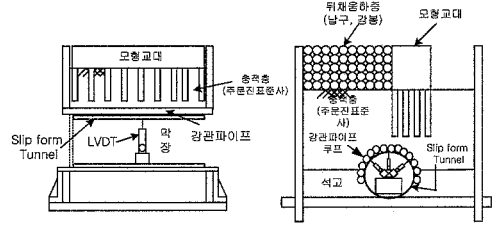


그림 12. 대구경 강관지보공법 모형토조

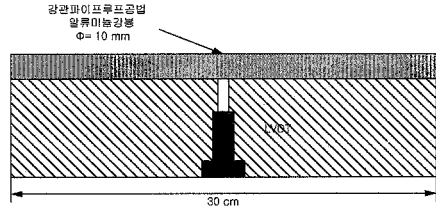


그림 13. 대구경 강관지보공법 모형토조의 내부

강관다단그라우팅공법에 대한 터널지보 패턴은 아래의 그림 14의 모형토조에 보인바와 같이, 콘크리트라이닝을 모사하기 위하여 0.8 mm 두께의 황동판을 사용하였다. 황동판은 터널단면제원과 동일하게 제작하였으며 현장에서 터널굴착시 지보재를 설치한후 강관다단그라우팅공법을 실시하는 것을 재현하기 위하여 0.8 mm 두께, 10 mm 폭의 황동판을 콘크리트 라이닝을 모사한 황동터널 내부에 설치하였다. 한편, 황동피의 지보와 동일한 위치에 강봉을 20° 경사로 납땜하여 강관보강 다단그라우팅을 모사하였다. 한편, 그림 15는 강관다단그라우팅공법의 모형실험의 내부를 도시한 그림이며 터널굴착에 따른 내공변위를 측정하기 위하여 터널의 전면부와 중앙부 두곳에 LVDT를 설치하였다. 강관다단그라우팅 공법을 재현하기 위해 터널의 지보 위에 설치한 모형강봉은 그림 16에 보인 바와 같으며 이 강봉에 그라우티 효과를 재현하기 위해 강봉에 접착제를 사용하여 강봉을 도포한 뒤 주문진표준사를 붙혀 현장의 그라우팅효과를 재현하고자 하였다.

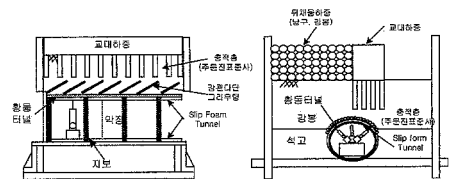


그림 14. 강관다단 그라우팅 모형토조

터널의 지보방법에 관한 원심모형실험

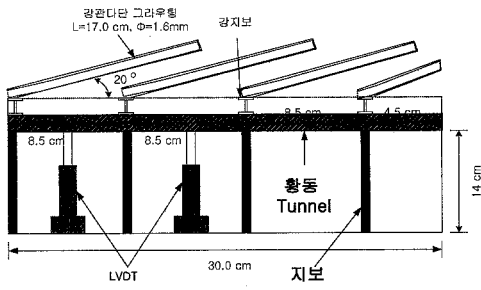


그림 15. 강관다단 그라우팅 모형토조내부

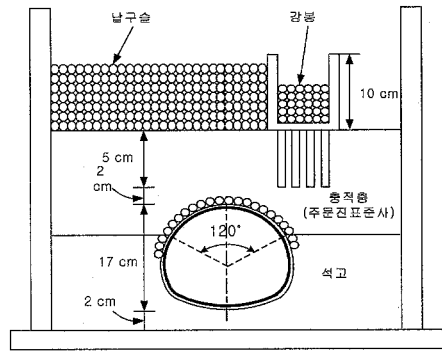


그림 18. 완성된 모형토조 (A-A단면)

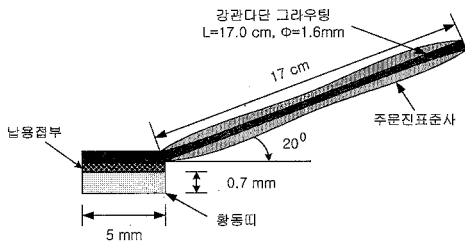


그림 16. 모형 강관 다단그라우팅 공법

한편, 현장 상황을 나타낸 그림 1, 2에 대한 원심 모형 실험을 수행하기 위하여 터널의 지보형태를 변형시키고 주문진 표준사와 주문진표준사와 석고의 혼합물을 이용해 충적층과 풍화암층을 모사한 완성된 모형토조인 아래의 그림 17와 18과 같은 단면에 대한 원심모형실험을 수행하였다. 아래의 그림 17은 교대의 하부에 설치된 파일의 선단이 터널 천단에 위치하는 경우(B-B단면)이며 그림 18은 교대의 하부에 설치된 파일의 선단이 터널의 스프링 라인에 설치된 경우이다.

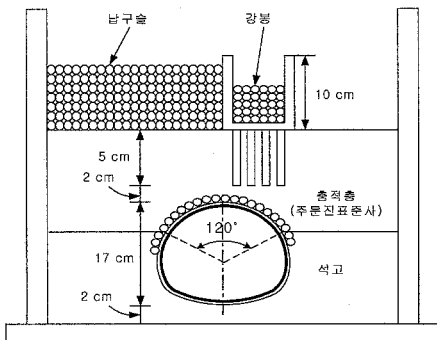


그림 17. 완성된 모형토조 (B-B 단면)

5. 결과의 분석

육교 하부 지반을 통과하는 지하 터널의 설계와 관련하여 터널의 지보형태에 따른 상부교량구조물의 안정 및 지반침하 방지와 터널의 안정성 확보를 알아보기 위하여 강관다단그라우팅 공법과 대구경강관지보공법을 적용한 모형터널에 대한 원심 모형실험을 실시하여 터널내의 내공변위를 측정하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

5.1 대구경강관지보공법 원심모형실험결과

대구경강관지보공법에 대한 원심모형실험을 실시하여 터널굴착시 터널중앙부의 천단(Crown; C)과 양쪽스프링라인(Left Springline; LS, Right Springline; RS)에서의 변위를 측정하여 그림 19 ~ 20의 결과를 얻었다. 원심모형실험에서 변위의 측정은 중력수준 50G에서 터널을 굴착함으로써 유발되는 변위를 측정하였다.

그림 19는 그림 17(B-B단면)에 대한 원심모형 실험결과로 교대하중이 터널의 천단부분에 위치한 실험이다. 터널의 내공변위는 터널중앙부에서 조, 우측과 중앙 세곳을 계측하였으나 우측부분의 계측기의 이상으로 인해 천단부(C)와 좌측 Springline (LS)의 변위만 측정되었다.

계측결과 터널이 굴착율이 증가할수록 변위가 증가하는 경향을 보이고 있으며 터널이 완전히 굴착되었을 때 계측된 변위는 터널 중앙부에서 0.09 mm가 좌측 스프링라인에서는 0.06 mm의 변위가 발생한 것으로 계측되었다. 이를 현장값으로 환산한 값으로 중력수준 50G를 고려하게 되면 터널 중앙부에서는 4 mm의 변위가 터널좌측부에서는 3 mm의 변위가 발생할것으로 예상된다.

여기서, 굴착율은 터널의 이동정도를 말하는 것으로 원심모형실험에서 중력수준 50G에서 모터를 이용하여 Slip Form 터널을 모형토조의 기어박스로 이동시키는데 걸리는 시간은 5분30초가 소요된다. 이때부터 일정한시간별로(실험에서는 3초당 변

위를 기록)변위를 계속하고 변위가 계속된 시간으로부터 5분 30초를 나누어 주게 되면 굴착율을 구할수 있다. 예를들면 Slip Form 터널이 모형토조의 기어박스로 완전히 이동되었을때 즉, 변위계측을 시작한지 5분 30초가 지나게 되면 이때가 굴착율 100 %가 된다.

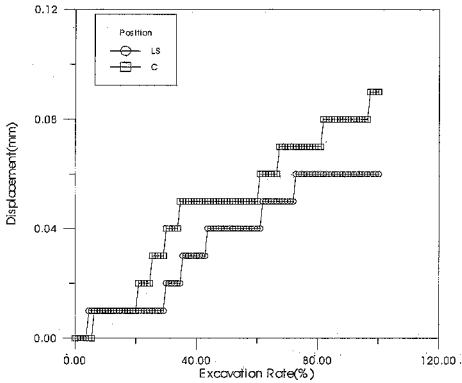


그림 19. 대구경강관지보공법 B-B 단면 (실험값)

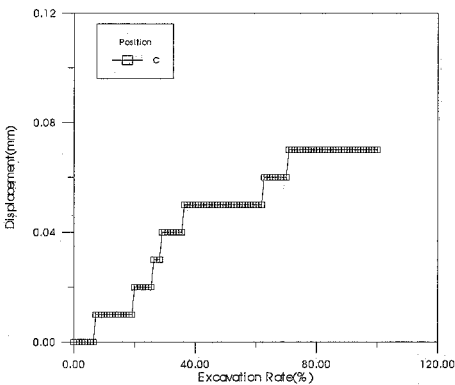


그림 20. 대구경강관지보공법 A-A 단면(실험값)

그림 20은 그림 18(A-A)단면, 교대하중이 터널의 우측 스프링라인에 위치한 실험으로 내공변위는 터널중앙부에서 세곳을 계속하였으나 모형전면에서 좌, 우측부분의 스프링라인에 설치한 계측기의 이상으로 인해 터널의 중앙부 천단에서의 변위만 측정되었다.

전술의 실험결과와 마찬가지로 터널의 굴착율이 증가할수록 변위가 증가하는 경향을 보이고 있으며 실제 계속된 값은 터널 중앙부에서 0.07 mm의 변위가 발생한 것으로 계속되었다.

실험에서 계속된 값을 현장값으로 환산하기위해 중력수준 50G를 고려하게 되면 터널 중앙부에서는

현장에서는 3.5 mm의 변위가 발생할 것으로 추정된다. 아래의 표 5에 나타낸 바와 같이 B-B 단면의 경우 즉, 말뚝선단부가 터널의 천단부에 근접하여 있는 경우가 A-A 단면 말뚝의 선단위치가 터널 스프링라인에 위치한 것 보다 천단부의 침하가 약간 크게 발생했음을 알 수 있다.

표 5. 대구경강관지보공법 원심모형실험결과

현장단면	변위계 위치	변위계측 위치	실험계측값 (mm)	현장환산값 (mm)
B-B 단면	터널중앙	LS	0.06	3
	터널중앙	C	0.09	4.5
A-A 단면	터널중앙	C	0.07	3.5

### 5.2 강판다단그라우팅공법 원심모형시험결과

강판다단그라우팅공법에 대한 원심모형실험을 실시하여 터널굴착시 터널중앙부의 천단과 양측스프링라인에서의 변위를 측정하여 그림 22 ~ 23의 결과를 얻었다. 변위의 측정은 중력수준 50G에서 터널을 굴착함으로써 유발되는 내공변위를 측정하였으며 대구경강관지보공법의 경우 터널의 터널의 입구에서 15cm 되는 정중앙부 변위를 측정하였으나 강판다단그라우팅공법의 경우 아래의 그림 21에 보인바와 같이 터널 전면부에서 4.3cm 안쪽에 위치한 부분(B 지점)과 터널의 전면부에서 15cm 떨어져 설치된 정중앙부(A 지점) 두 군데에서 좌우측 스프링라인과 터널의 천단부분의 내공변위를 굴착율에 따라 계속하였다.

그림 22 결과에서 A는 LVDT 중앙위치를 ,B는 터널입구에서 4.3cm 떨어진 부분의 변위계측위치를 나타내고 있다. 한편, L 은 터널 전면부에서 좌측, R은 우측을 표시하고 있으면 S는 스프링라인 부분의 변위, C는 중앙 천단에서의 변위를 나타내고 있다.

그림 23의 B-B단면에서의 실험결과 터널 중앙부(A지점)의 천단부분의 변위는 굴착율 30 %와 60 % 를 지나면서 굴착율 변위가 현저히 증가하는 경향을 보이고 있으며 좌우측 스프링 라인에서의 변위는 60 %를 통과하면서 급격히 변위가 증가하는 경향을 보이고 있다.

한편, 중앙에서의 변위는 변위계위치 B에서 0.65 mm, 변위계 위치 A(중앙)에서는 0.6 mm가 발생하고 있으며 측벽에서는 변위위치 B에서 우측 스프링라인의 경우 0.32 mm, 변위위치 A에서 우측 스프링라인은 0.2 mm, 좌측 스프링라인은 0.26 mm의 변위가 발생하는 것으로 조사되었다.

이를 현장값으로 환산하여 표 6에 나타내었다. 한편, 터널 입구부의 좌측 스프링라인의 변위는 계측기의 오작동으로 인해 계속할수 없었다.



터널의 지보방법에 관한 원심모형실험

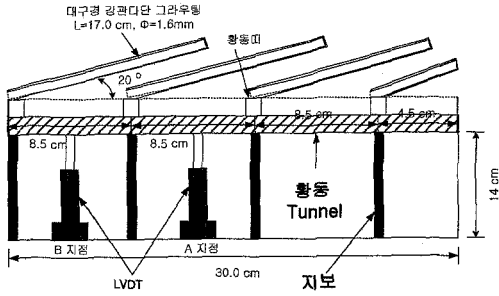


그림 21. 강판다단그라우팅공법 변위측정지점

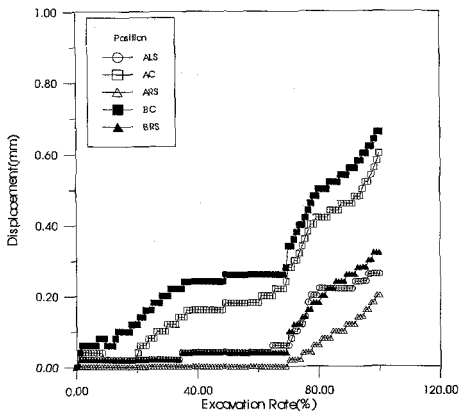


그림 22. 강판다단그라우팅공법 B-B 단면(실험값)

표 6. 강판다단그라우팅공법 B-B 단면 원심모형실험결과

현장 단면	변위계 위치	변위계측 위치	실험계측값 (mm)	현장환산값 (mm)
B-B 단면	터널중앙 (A)	ALS	0.26	13
		AC	0.6	30
		ARS	0.2	10
	터널전면 (B)	BC	0.65	32.5
		BRS	0.32	16

표 6의 결과에 의하면 터널의 입구부(B지점)에서의 변위가 변위가 터널 중앙부(A지점)보다 변위가 크게 발생한 것으로 조사되었다. 이는 변위계측위치 B는 위의 그림 21에 나타난 바와 같이 두 개 지보의 가운데 위치하고 있고, 변위계측위치 A지점은 터널 입구에서 15cm 되는 부분에 위치하고 있으며 이 위치는 세 번째 지보에 근접하고 있으므로 이 지보의 영향으로 인해 변위가 상대적으로 약간 작게 측정된 것으로 판단된다.

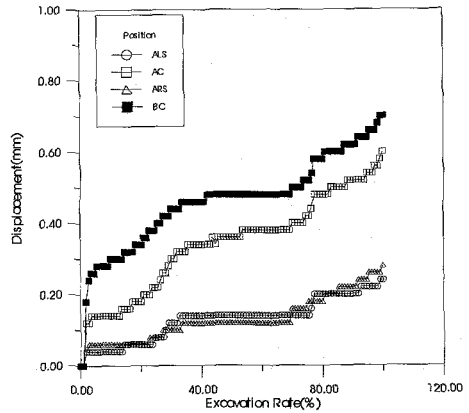


그림 23. 강판다단그라우팅공법 A-A 단면(실험값)

그림 23은 A-A 단면에 강판다단 그라우팅 공법에 대한 원심모형시험결과로 결과를 정리하여 표 7에 나타내었다. 이 실험결과에서도 앞서 결과와 마찬가지로 터널 입구부(B지점)의 천단부분의 변위가 중앙부분(A지점)에 비해 크게 발생하는 것은 터널내부의 변위측정위치와 지보의 관계에 따른 것으로 판단된다.

표 7. 강판다단그라우팅공법 A-A 단면 원심모형실험결과

현장 단면	변위계 위치	변위계측 위치	실험계측값 (mm)	현장환산값 (mm)
A-A 단면	터널중앙 (A)	ALS	0.28	14
		AC	0.6	30
		ARS	0.24	12
	터널전면 (B)	BC	0.7	35

한편, 아래의 표 8은 지보재와 현장단면에 따른 터널의 천단에서의 변위를 비교한 결과이다.

B-B 단면에 대한 강판다단그라우팅공법의 경우 천단부에서의 변위는 현장값으로 터널 전면부에서는 32.5mm, 터널 중앙부에서는 30mm의 변위가 발생하는 것으로 측정되었으며 대구경강관지보의 경우는 터널중앙부의 천단에서의 변위가 4 mm가 발생하는 것으로 측정되었다.

한편, A-A 단면의 경우도 마찬가지로 강판다단 그라우팅 공법의 경우 천단에서의 변위는 현장값으로 터널 전면부에서는 35mm, 터널 중앙부에서는 30mm의 변위가 발생하는 것으로 측정되었으며 대구경강관지보공법의 경우는 터널중앙부의 천단에서의 변위가 3.5 mm가 발생하는 것으로 측정되었다.

표 8. 천단에서의 변위

현장 단면	설계방법	변위 계 위치	계측 위치	실험 계측값 (mm)	현장 환산값 (mm)
B-B	강관다단 그라우팅공법	A	AC	0.6	30
		B	BC	0.65	32.5
	대구경강관 지보공법	A	AC	0.09	4.5
A-A	강관다단 그라우팅공법	A	AC	0.6	30
		B	BC	0.7	35
	대구경강관 지보공법	A	AC	0.07	3.5

표 9은 터널의 스프링라인 부분의 변위를 각각의 설계방법과 설계단면에 따른 비교한 결과이다.

B-B 단면의 경우 강관다단그라우팅 공법의 경우 터널중앙부의 좌우측 스프링라인에서의 변위는 현장값으로 좌측라인에서는 13 mm, 우측라인에서는 10mm 가 발생하였으며, 터널 전면부 우측라인에서 16 mm의 변위가 발생하는 것으로 계측되었다. 한편, 대구경강관지보공법의 경우는 터널중앙부의 좌측스프링라인에서 3 mm가 발생하는 것으로 계측되었다. 이 경우에도 강관다단그라우팅공법의 터널전면부의 우측라인에서 가장큰 변위가 발생하는 것은 앞서 언급한 변위계측위치와 지보재의 위치와 관계가 있는 것으로 판단된다.

한편, A-A 단면의 경우는 강관다단그라우팅공법의 경우 좌우측 라인에서 각각 14mm 와 12 mm의 변위가 발생하는 것으로 계측되었다.

표 9. 스프링라인에서의 변위

현장 단면	설계방법	변위계 위치	계측 위치	실험 계측값 (mm)	현장 환산값 (mm)
B-B	강관다단 그라우팅 공법	A	ALS	0.26	13
			ARS	0.2	10
	대구경 강관 지보공법	A	BRS	0.32	16
			ALS	0.06	3
A-A	강관다단 그라우팅 공법	A	ALS	0.28	14
			ARS	0.24	12

위와 같이 터널내부에서의 변위상황을 종합해 보면 원안설계(강관다단그라우팅 공법)의 경우 터널중앙부의 좌우측 스프링라인에서의 변위는 대안

설계(대구경강관푸공법)에 비해 천단에서의 변위는 약 8 - 9 배의 변위가 크게 발생하였으며, 좌우측 스프링라인에서는 약 4 - 5 배 정도 변위가 크게 발생하는 것으로 조사되었다.

## 6. 결 론

육교 하부지반을 통과하는 지하터널의 설계와 관련하여 상부교량구조물의 안정 및 지반침하 방지와 터널의 안정성 확보를 알아보기 위하여 강관다단그라우팅 공법과 대구경강관지보공법의 모형터널에 대한 원심모형실험을 실시하여 터널내의 내공변위를 측정하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

1. 원심모형 실험에서 터널굴착효과를 재현하기 위하여 Slip Form 터널모형을 제작하여 굴착율에 따른 터널내공변위를 계측할수 있는 실험기법을 개발하였다.
2. 현장의 지반조건을 재현하기 위하여 현장지반의 변형계수를 근접하게 모사하기 위하여 상부토사층은 주문진표준사를 사용하였으며 풍화암층은 주문진표준사와 석고를 혼합하여 고휘화시킴으로써 그의 물성을 재현하였다.
3. 동일한 지반조건과 하중조건에서 강관다단그라우팅공법과 대구경강관지보공법의 지보공법을 변화시킨 원심모형실험결과 다음의 내공변위 계측결과를 얻었다.
  - 3.1 강관다단그라우팅공법과 대구경강관지보공법에 대한 50G 응력수준에서의 터널굴착률에 따른 내공변위를 계측한결과, B-B 단면의 경우 천단부에서의 터널의 내공변위가 강관다단그라우팅공법 모형실험에서는 터널 전면부에서는 32.5mm, 터널 중앙부에서는 30mm의 변위가 계측되었으며 대구경강관지보공법의 경우는 터널중앙부의 천단에서의 변위가 4.5 mm가 계측되었다.
 

한편, A-A 단면의 경우도 마찬가지로 강관다단그라우팅공법의 경우 천단에서의 변위는 터널 전면부에서는 35mm, 터널 중앙부에서는 30mm의 변위가 계측되었으며 대구경강관지보공법의 경우는 터널중앙부의 천단에서의 변위가 3.5 mm가 발생하는 것으로 계측되었다.

따라서, 강관다단그라우팅공법의 경우 대구경강관지보공법에 비해 약 10배의 큰변위가 발생하는 것으로 조사되었다.
- 3.2 스프링라인 부분의 변위를 각각의 설계방법과

설계단면에 따른 비교를 한 결과 B-B 단면의 모형실험에서는 강관다단그라우팅공법의 경우 터널중양부의 좌우측 스프링라인에서의 변위는 현장값으로 좌측라인에서는 13 mm, 우측라인에서는 10mm 가 발생하였으며, 터널 전면부 우측라인에서 16 mm의 변위가 발생하는 것으로 계측되었다. 한편, 대구경강관지보공법의 경우는 터널중양부의 좌측 라인에서 3 mm가 발생하는 것으로 계측되었다.

한편, A-A 단면의 경우는 강관다단그라우팅공법의 경우 좌우측 라인에서 각각 14 mm 와 12 mm의 변위가 발생하는 것으로 계측되었다.

따라서, 강관다단그라우팅공법의 경우 대구경강관지보공법에 비해 약 4 - 5 배의 변위가 크게 발생되는 것으로 조사되었다.

4. 상기의 실험결과로 보아 현장의 지보재의 물성 및 제원, 지보재의 구속조건 등에따라 그의 안정성이 변화될 수 있으나 주어진 동일한 지반 조건과 하중조건에서 대구경강관지보공법이 강관다단그라우팅공법에 비해 안정한 터널굴착공법임을 확인할 수 있었다.

### 참 고 문 헌

- [1] 김형탁, 김학문, "3차원 터널 해석에 의한 강관다단그라우팅 보강효과", 한국지반공학회 가을 학술 발표회 논문집, pp 25-38, 1995
- [2] 배규진, 김창용, 문홍득, 홍성완 "Umbrella Arch 공법에 의한 터널 천단부 보강시 주변 지반의 거동에 관한 연구", 한국암반공학회지, 터널과 지하공간, 제 7권, 제 4호, pp. 299-309, 1997
- [3] 김창용, 배규진, 문현구, 최용기 " Umbrella Arch 공법 적용된 터널의 3차원 유한요소해석에 관한 연구," 한국암반공학회지, 터널과 지하공간, 제 8권, 3호, 1998
- [4] 이봉렬, 김학문, " 3차원 터널해석에 의한 강관보강형 다단그라우팅의 보강효과," 한국지반공학회지, 제 12권, 제 4호, pp. 3-20, 1996
- [5] 최용기, 김창용, " 연약지반 터널 굴착시의 지반보강 사례연구," 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, pp.133-139, 1997
- [6] Barisone, G., Pigorini, B., Pelizza, S., " Umbrella Arch Method for Tunneling in Difficult Conditions-Analysis of Italian Cases," Proc. 4th Cong. Inter. Assoc. of Engineering Geology, New Delhi, Vol. 4, pp. 15-27, 1982
- [7] Bruce, D. A., Gallavaresi, F., "Special Tunneling Methods for Settlement Control : Infilaggi and premilling," Proc. 2nd Inter. Conf. on Case histories in Getechnical ㅉㅎ,, pp. 1121-1126, 1988
- [8] Kotake, No., Yamamoto, Y., Oka, Ko., " Design for Umbrella Method based on Numerical Analyses and Field Measurement," Tunneling and Ground Condition, Abdel Salam(ed), Balkeman, pp. 501-508, 1994
- [9] Pelizza, S., Peila, D., "Soil and Rock Reinforcements in Tunneling," Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 8, No. 3, pp. 357-372, 1993
- [10] Pelizza, S., Corona, G., Grasso, F., Raineri, R., "Improvement of Stability Conditions from half to full Face Excavation in Difficult Geotechnical Conditions," Tunneling and Ground Conditions, Abdel Salam(ed), Balkema, pp. 267-271, 1994
- [11] Swoboda, G., Wagner, H., "Design Based on Numerical Modelling a Requirement for an Economical Tunnel Construction," Proceedings of Rapid Excavation and Tunneling Conference, pp. 368-379, 1993