

# 터널 지보재로서 격자지보의 하중지지력에 관한 실험적 연구

An Experimental Study on Load Bearing Capacity  
of Lattice Girder as a Steel Support in Tunnelling

유	충	식*1	김	연	정*2
Yoo,	Chung	-Sik	Kim,	Yeon	-Jung
배	규	진*3	문	홍	득*4
Bae,	Gyu	-Jin	Moon,	Hong	-Deuk

## Abstract

It has long been recognized that the H-beam steel rib has many shortcomings when used as a steel support in tunneling. One of the major shortcomings is the shotcrete shadow created behind H-beam flange which eventually reduces the load bearing capacity of shotcrete shell. In many European countries, plate girder as the H-beam steel rib has been replaced by lattice girder which has many advantages over the H-beam steel rib. Successful application of the lattice girder as a steel support requires a thorough investigation on the load bearing capacity of the lattice girder. Therefore, laboratory bending and compression tests were conducted on lattice girders with the aim of investigating the load bearing capacity of the lattice girders. The results of tests show that the load bearing capacity of lattice girders is higher than that of H-beams, which indicates that the lattice girder can be effectively used as a support in tunneling.

## 요 지

NATM 터널에서 강지보재로 이용되어지는 H형강은 그 동안 많은 단점이 지적되어 왔으며, 그 중 하나는 슛크리트 타설시 H형강 flange 배면에 발생하는 공동으로 인하여 슛크리트를 포함한 초기 지보재의 하중지지력 저감을 들 수 있다. 이와 같은 단점을 보완하기 위하여 유럽의 많은 나라에서는 H형강 지보재와 같은 plate girder 형태의 지보재에 비하여 많은 장점을 가진 lattice girder(격자지보)라는 지보재를 개발하여 현장에 적용하고 있다. 터널 굴착시 격자지보를 초기 지보재로서 효율적으로 사용하기 위해서는 하중지지력에 대한 심도있는 연구가 필요하다. 따라서 본 연구에서는 격자지보의 하중지지력 평가 및 검증의 일환으로 격자지보에 대한 굴곡시

\*1 정희원, 성균관대학교 공과대학 토목공학과 조교수

\*2 정희원, 성균관대학교 토목공학과 박사과정수료

\*3 정희원, 한국건설기술연구원 지반연구실 지반연구실장

\*4 정희원, 한국건설기술연구원 지반연구실 선임연구원

험과 압축시험을 수행하였다. 그 결과 격자지보는 H형강 지보재에 비하여 우수한 하중지지력을 보유하는 것으로 나타났으며, 따라서 터널 시공시 지보재로서 효율적으로 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

Keywords : NATM tunnel, Steel support, Lattice girder, Shotcrete shadow

## 1. 서론

NATM 터널에서는 굴착에 따른 암반의 이완 및 붕락을 최소화하기 위하여 굴착 직후 강지보재를 설치하는데 현재 국내에서는 H형강이 대부분 적용되고 있다. 그러나 H형강 지보재는 현장에서 다루기가 어려워 시공시간이 지연되면서 이완영역이 확대되거나 슛크리트 타설시 H형강의 flange 배면에 공동(shotcrete shadow)이 형성되는 등 주변지반과 지보재가 일체로 거동하여야 하는 NATM 공법의 기본 개념과 상충되는 문제점이 지적되어 왔다.

이와 같은 문제점을 보완하기 위하여 독일, 오스트리아 등 유럽에서는 lattice girder(격자지보)라고 하는 격자형 지보재를 개발하여 많은 터널현장에 적용하고 있는데 Braum(1983), Betzle(1987) 등은 시공성과 경제성 측면에서 격자지보의 우수성을 평가하였다. 또한 일본에서도 이와 유사한 철근지보공(花田基樹 등, 1989)을 시험시공하여 그 우수성을 확인한 바 있다.

한편 국내에서는 경부고속철도 등 각종 토목공사에서 대규모 터널이 시공되면서 격자지보에 관한 관심이 높아져 가고 있으며, 최근에 들어 문 등(1995)과 배 등(1996)은 격자지보에 대한 모형시험과 시험시공을 통해서 시공성, 슛크리트와의 부착성, 보조공법과의 일체성, 하중분담율 등 여러 가지 측면에서 격자지보의 우수성을 입증하였다. 특히 이들의 연구에서는 격자지보를 이용할 경우 슛크리트 타설시 굴착면과 girder 사이의 공극을 최소화할 수 있어 슛크리트와 격자지보가 일체화된 합성재료로 거동할 수 있음을 확인하였다.

격자지보를 터널지보재로 적용하기 위해서

는 하중지지력에 대한 평가가 선행되어야 하나 국내에서는 이러한 연구가 미흡한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 터널지보재로서 격자지보의 적용성에 관한 연구의 일환으로 국내에 적용되고 있는 H형강 지보재와 격자지보를 대상으로 굴곡시험과 압축시험을 수행하여 하중지지능력을 알아보았다.

## 2. 격자지보의 특성

### 2.1 격자지보의 일반적 특성

격자지보는 그림 1에서 보는 바와 같이 하중을 지지하는 3~4개의 지지강봉(bar)과 이를 연결하는 연결부재(spider)로 이루어져 있어 다양한 형태로 제작이 가능하다. 주 부재인 bar를 연결하는 spider는 bar의 뒤틀림을 방지하고 휨모멘트나 전단력을 분산하는 구조적인 기능을 가지도록 설계되어 있다.

이와 같이 격자지보는 3차원 구조로 설계되어 있어 가벼울 뿐만 아니라 하중분배 효과가 우수하고 슛크리트와 효과적으로 부착된다는 점이 H형강 지보재와 큰 차이점이라 할 수 있다.

특히 터널굴착시 지반조건 및 터널단면 형상에 따라 지보재에 작용하는 하중이 다르기 때문에 터널지보재는 여러 가지 조건의 하중지지력이 요구되지만 국내에 적용되는 H형강 지보재는 지반조건에 따라서 주로 H형강 100×100 및 125×125가 적용되며, 150×150가 적용되는 경우도 있다. 이에 반해서 격자지보의 경우는 여러 가지 규격의 bar와 상·하 bar 사이의 간격과 형상을 조정하여 다양한 강성을 지니도록 할 수 있으며, 하중지지력 뿐만 아니라 지반의

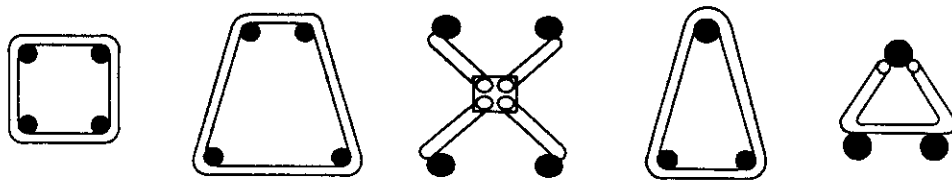


그림 1. 각종 격자지보의 형상(Braum, 1983)

연경도, 터널형상 등에 따라 적절히 적용될 수 있도록 제시하고 있다.

### 2.2 재료적 특성

격자지보를 개발한 독일에서는 격자지보의 제작에 있어 단면의 구조뿐만 아니라 강재의 재료적 측면에서도 H형강 지보재보다 우수한 재질로 제작되도록 규정하고 있다. 일반적으로 H형강 지보재는 항복응력이  $235\text{N/mm}^2$  이상인 강재를 사용하나 격자지보의 bar와 spider

는 항복응력이  $510\text{N/mm}^2$  및  $500\text{N/mm}^2$  이상인 특수강이 사용되고 있다.

표 1은 격자지보와 H형강 지보재에 사용된 강재의 특성을 보여주는데 화학적 조성은 대동소이하나 격자지보는 특수한 공정으로 제작되어 항복 및 인장강도가 H형강 지보재에 비하여 우수한 특성을 지니고 있다. 또한 강재단면의 소재분석 결과 격자지보는 일정한 금속성분이 아닌 경화층과 경계층 및 내부층으로 구성되며, 각 층을 적절히 조화시켜 강도와 인성이 증가되도록 제작되고 있다.

표 1. 격자지보와 H형강 지보재의 재료적 특성(기아특수강, 1996)

시 료		탄소 (C, %)	규소 (Si, %)	망간 (Mn, %)	인 (P, %)	황 (S, %)	극한강도 ( $\text{N/mm}^2$ )	항복강도 ( $\text{N/mm}^2$ )	연신율 (%)
격자지보	φ18	0.20	0.16	0.84	0.022	0.031	674.0	554.0	39.50
	φ22	0.22	0.17	0.83	0.016	0.038	678.0	565.0	25.30
H형강 지보재	100×100	0.13	0.18	0.62	0.023	0.034	475.6	339.3	25.00
	125×125	0.12	0.18	0.62	0.030	0.036	469.5	351.0	26.83

### 2.3 터널지보재로서 격자지보의 장점

격자지보는 H형강 지보재에 비하여 상대적으로 경량이고 spider로 bar를 연결하여 제작되었기 때문에 여러가지 시공성과 안정성 측면에서 장점이 있는 것으로 알려져 있다. 즉, 시공성 측면에서 격자지보는 H형강 지보재에 비하여 20~40% 가볍기 때문에 운반과 설치가 용이한데 花田基樹 등(1989)이 수행한 시험시공 결과 터널 굴착 직후 조립에 소요되는 시공 시간은 H형강 지보재에 비하여 30~50% 단축

되며, 운반, 설치, 슛크리트 타설까지의 공정시간이 약 10% 단축되는 것으로 확인되었다. 또한 격자지보는 그림 2에 나타나 있는 것과 같이 보조공법인 Forepoling 이나 Spile를 bar 사이에 설치할 수 있어 설치각도의 조정이 용이할 뿐만 아니라 록볼트와의 접합이 용이하다고 보고되고 있다.

안전성 측면에서도 격자지보는 문 등(1995)과 배 등(1996)이 수행한 모형시험 결과에서 밝혀졌듯이 슛크리트와 부착이 우수하여 리바운드량이 경감되며, 완전하게 슛크리트를 타설

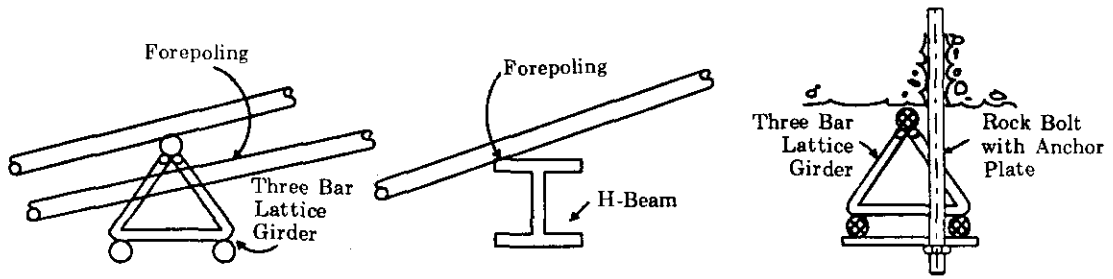


그림 2. 격자지보와 H형강에서 보조공법과의 결합 방법

할 수 있어서 방수효과가 뛰어나고 지보재와 굴착면 사이에 공극이 없어서 슛크리트와 일체화된 합성부재로 지보 기능을 수행할 수 있는 것으로 알려져 있다. 그 외에도 선행긴장(prestressing)이 용이하여 주변 암반에 대한 밀착 시공이 용이하며, 특히 花田基樹 등(1989)과 배 등(1996)이 수행한 시험시공에서 격자지보는 H형강 지보재에 비하여 하중재분배 효과가 커서 슛크리트와 록볼트를 유효하게 이용할 수 있음을 확인하였다.

한편 배 등(1996)은 지보재의 생산원가는 격자지보가 H형강 지보재에 비하여 약간 높으나 터널현장에서의 시공시간 단축에 따른 인건비와 기타경비의 감소요인을 포함한 시공원가를 분석한 결과 격자지보가 H형강 지보재에 비하여 저렴한 것으로 평가되어 상당히 우수한 경제성을 보유하고 있는 것으로 보고하고 있다.

### 3. 격자지보의 이론적 하중지지력

#### 3.1 해석조건

터널지보재의 하중지지능력을 평가하는데

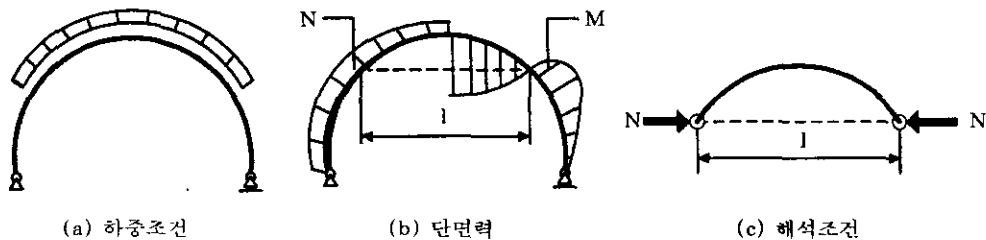


그림 3. 격자지보의 해석조건(Lattice Girder)

있어서 지보재의 가장 극단적인 지지조건은 슛크리트가 타설되기 직전의 상태에서 그림 3(a)와 같이 터널 천단부에 하중이 작용하는 경우이다. 이때 지보재에는 전체적으로 축력(N)이 작용하며, 이로 인하여 그림 3(b)에서 보이는 것과 같이 지보재에는 휨모멘트(M)가 발생하게 된다. 일반적으로 최대 휨모멘트는 터널의 천단부 아치에서 발생되므로 지보재의 하중지지력을 평가하기 위해서는 그림 3(c)와 같이 모멘트 변곡점(M=0)을 지점으로 하는 지간이 1인 단순 아치에 축력이 작용하는 경우로 단순화시킬 수 있는데, 이러한 단순 아치는 다시 그림 4와 같은 등가 보로 대체된다. 한편 해석모델의 지간은 그림 3(a)에서와 같이 방사방향의 등분포하중이 터널 천단부에 작용하는 경우에 대한 정적인 계산으로 구해질 수 있는데 지보 아치의 지점이 gerber hinged support인 경우와 암반에 의하여 완전히 구속되는 경우의 평균값을 사용한다.(Lattice Girder)

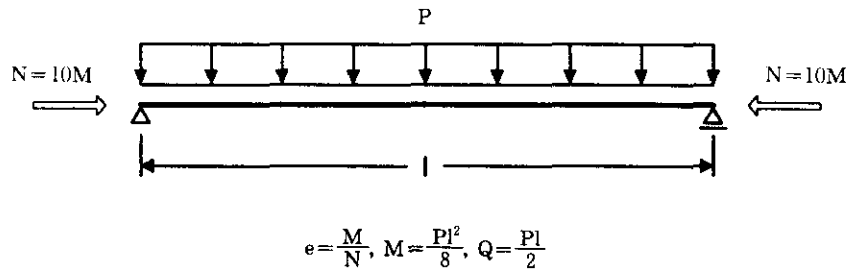


그림 4. 하중지지력 평가를 위한 해석 모델(Lattice Girder)

### 3.2 이론적 하중지지력

격자지보의 하중지지력은 그림 4의 해석 모델에 대하여 DIN 4114(1952)에 규정한  $\omega$ -법을 적용하여 계산한다. 즉, DIN4114에서는 그림 4의 해석 모델과 같이 축력(N)과 등분포하중(P)을 받는 휨 부재에 대하여 부재의 허용 응력을 고려한 축력(N)을 검토하도록 규정하고 있다.(Linder, 1986) 즉, 식 (1)을 이용하여 허용 축력 N을 계산한 후 그림 4의 해석 모델을 이용하여 주어진 편심(e)에 대한 휨모멘트(M)와 전단력(Q)을 계산함으로써 주어진 부재에 대한 부재의 허용 하중지지력이 계산되며, 표 2는 이러한 방법으로 계산된 다양한 종

류의 격자지보의 하중지지력이 제시되어 있다.

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \omega \cdot \frac{N}{A} + 0.9 \cdot \frac{M}{Z} \\ &= \omega \cdot \frac{N}{A} + 0.9 \cdot \frac{N \cdot e}{Z} \end{aligned} \quad (1)$$

표 3은 국내 터널 현장에서 주로 사용되고 있는 H형강 지보재와 이와 유사한 재원을 갖는 격자지보의 하중지지력을 비교하고 있다. 보는 바와 같이 격자지보가 H형강 지보재에 비하여 작은 단면을 갖고 있음에도 불구하고 우수한 하중지지력을 보유하고 있는 경향을 관찰할 수 있는데 이는 표 1에 나타난 바와 같이 격자지보의 주 부재인 bar가 우수한 재료적 특성을 보유하는데 그 원인을 들을 수 있다.

표 2. 여러 가지 격자지보의 허용지지력(Lattice Girder)

TYPE	휨모멘트 (M, kN-m)	축력 (N, kN)	전단력 (Q, kN)	TYPE	휨모멘트 (M, kN-m)	축력 (N, kN)	전단력 (Q, kN)
50/18/26	7.0	70	6.0	110/20/30	20.0	200	17.8
50/20/30	9.6	96	8.5	110/22/32	24.1	241	21.4
				110/26/34	29.6	296	26.3
70/18/26	10.3	103	9.1	115/20/30	20.7	207	18.4
70/20/30	13.8	138	12.2	115/22/32	25.1	251	22.3
70/22/32	16.7	167	14.3	115/26/34	30.7	307	27.3
70/26/34	20.9	209	18.6				
95/20/30	18.2	182	16.2	130/20/30	22.2	222	19.8
95/22/32	21.9	219	19.5	130/22/32	26.7	267	23.8
95/26/34	27.0	270	24.0	130/26/34	33.0	330	29.4

[Type에서 50/18/26은 격자지보에서 (bar 간격/하부bar 직경/상부bar 직경)을 의미함]

표 3. 격자지보와 국내 적용되는 H형강 지보재의 하중지지능력

구 분		단면적 (A, cm <sup>2</sup> )	단면계수 (Z, cm <sup>3</sup> )	$\omega$ -계수	휨모멘트 (M, kN·m)	축 력 (N, kN)	전단력 (Q, kN)
격자지보	Type 70	15.64	60.0	2.14	16.7	167	14.3
	Type 95	19.70	92.0	1.62	27.0	270	24.0
H형강 지보재	100×100	21.90	76.5	2.29	12.9	129	11.5
	125×125	30.31	135.0	1.70	24.1	241	21.5

[표에서  $\omega$ -계수는 DIN4114의  $\omega$ -Chart(Linder, 1986)를 이용하였음]

#### 4. 하중지지력 시험

##### 4.1 시험내용

##### 4.1.1 시험방법

격자지보와 H형강 지보재의 하중지지력을 비교·분석하기 위하여 국내에서 주로 적용되고 있는 H형강 100×100 및 125×125와 이와 유사한 지보능력을 보유하고 있는 것으로 알려져 있는 격자지보 Type 70 및 95를 대상으로 굴곡시험과 압축시험을 수행하였다.

굴곡시험은 격자지보의 품질시험 규정에 따라 그림 5와 같이 단순지지보(지간=1.5m)의 중앙에 집중하중을 적용시키는 삼점재하 굴곡 시험(three-point bending test)을 수행하였으며, 압축시험은 단순압축시험을 수행하였다. 하중 재하속도는 1.0(mm/min)로 하였으며, load cell과 LVDT로 측정된 하중과 변위는 data logger인 TDS-301을 이용하여 수치화하였다.

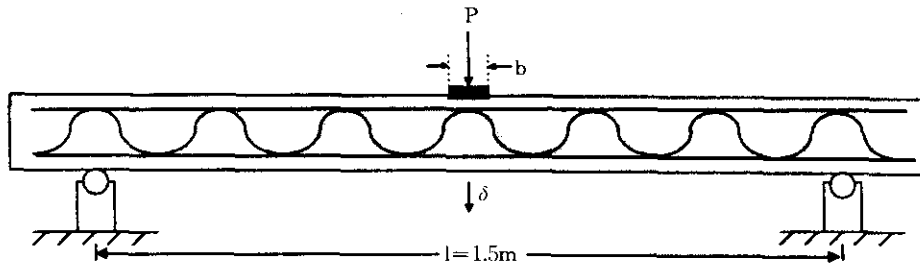


그림 5. 굴곡시험(삼점재하시험) 방법

굴곡시험 결과는 시험에서 얻어진 하중-변위 곡선으로부터 아래의 식 (2)로 계산된 굴곡모멘트( $M_u$ )와 극한하중( $P_u$ )의 관계를 이용하여 분석하였으며, 압축시험 결과는 극한하중( $P_u$ )과 단면적(A)으로부터 아래 식 (3)으로 계산된 축 응력( $\sigma_u$ )의 비교를 통해 분석하였다.

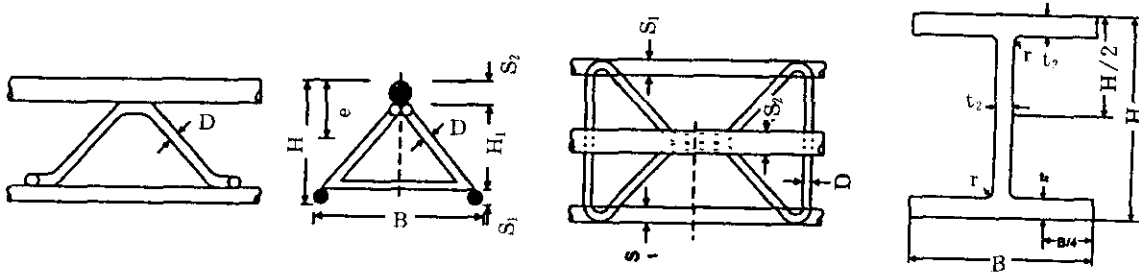
$$M_u = \frac{P_u}{8}(2\ell - b) \quad (2)$$

(여기서, b는 재하폭  $b=7.5\text{cm}$ )

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A} \quad (3)$$

##### 4.1.2 시편의 준비

그림 6는 굴곡시험과 압축시험에 이용된 격자지보 Type 70, 95 및 H형강 100×100, 125×125의 제원을 보여주고 있다. 굴곡시험용 시편



재료구분		H(mm)	B(mm)	t or $\phi$ (mm)	A(cm <sup>2</sup> )	W(N/m)
격자지보	Type 70	124	140	s <sub>1</sub> =22, s <sub>2</sub> =32	15.64	143
	Type 95	155	180	s <sub>1</sub> =26, s <sub>2</sub> =34	19.70	182
H형강 지보재	100×100	100	100	t <sub>1</sub> =6.0, t <sub>2</sub> =8.0	21.90	172
	125×125	125	125	t <sub>1</sub> =6.5, t <sub>2</sub> =9.0	30.31	238

(격자지보의 Spider 직경은  $\phi$ 10mm)

그림 6. 격자지보 및 H형강 지보재의 재원(천원공업주식회사, 1996)

한편 강지보재는 굴착단계 또는 단면형상을 고려하여 터널 내부에서 조립되므로 연결부가 발생하기 때문에 연결부가 포함된 시편에 대한 하중지지력을 평가하기 위해 연결부가 포함된 시료에 대한 시험도 아울러서 수행하였다. 일반적으로 격자지보의 연결은 bolt 연결법과 격자지보의 품질시험 규정에 따라 그림 5와 같이 7개의 spider가 포함되도록 하였는데 시편의 길이는 Type-70 및 95의 경우 각각 200 및 210cm이며, H형강 100×100 및 125×125 역시 같은 길이로 제작하였다. 또한 슛크리트가 타설된 경우의 하중지지력을 평가하기 위하여 현장 여건(두께 20cm)을 감안하여 현장에서 슛크리트를 이용하여 가로·세로 20cm의 합성보를 제작하여 7일간 양생한 후 굴곡시험을 수행하였다. 압축시험을 위한 시편은 격자지보에서 3개의 spider가 포함된 길이로 제작하였는데 Type 70의 경우는 87cm, Type 95는 90cm이며, H형강 역시 같은 길이로 제작하였다.

bolt 및 screw 연결법이 적용되나(Baumann and Betzle, 1984) 본 연구에서는 H형강 지보재와 같은 bolt 연결법으로 제작하였다.

## 4.2 시험결과 및 분석

### 4.2.1 휨 지지력

#### 1) 슛크리트 타설 전

그림 7은 격자지보와 H형강 지보재에 대한 굴곡시험에서 얻어진 하중(P)과 재하지점의 수직변위( $\delta$ )의 관계를 보여주고 있다. 그림 7(a)에서 보는 바와 같이 연결부가 없는 경우 격자지보 Type 70과 Type 95 모두 약 85kN의 최대하중을 보이고 있으며, H형강 100×100과 125×125의 경우는 각각 71kN 및 118kN의 최대하중을 나타내고 있다. 한편 최대하중에서의 수직변위는 격자지보가 16~31mm, H형강은 8~9mm 정도 나타나고 있어 격자지보는 H형강에 비하여 작은 강성을 갖고 있으나 하중지지력은 우월한 경향을 보인다고 할 수 있다. 또

한 격자지보의 경우는 변위가 증가하면서 하중의 감소와 회복이 반복되는 경향을 보이는데 이는 하중이 증가하면서 용접부 및 spider의 파괴에 기인한 것이며, H형강은 약 7mm의 변위에서 항복상태에 도달한 후 소성변형이 지속되는 경향을 보여 주고 있다.

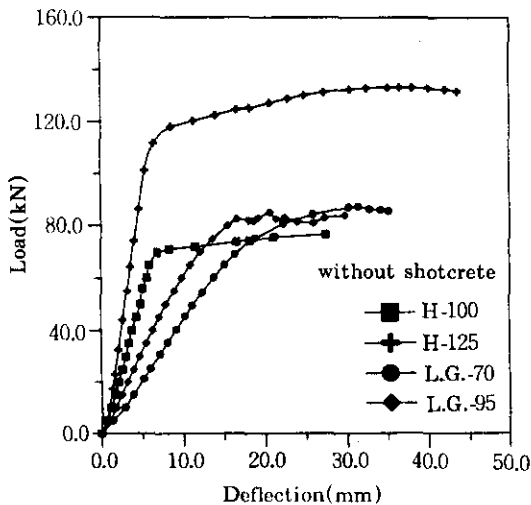
연결부가 없는 시편에 대한 굴곡시험에서 얻어진 최대하중과 변위 및 굴곡모멘트는 아래의 표 4에 제시되어 있는 바와 같이 격자지보 Type 70과 Type 95의 하중지지능력은 유사한 단면을 갖는 H형강 100×100에 비해 우수하다는 것을 보여주고 있다. 그러나 H형강 125×125의 하중지지력이 가장 크게 나타난 것은 부재의 단면적이나 단면계수가 가장 크기 때문이

라고 할 수 있다. 한편 격자지보 Type 95의 경우는 Type 70 보다 큰 단면을 보유함에도 불구하고 유사한 최대하중을 보이고 있는데 이는 용접부에서의 파괴가 발생하는데 따른 것으로 그 원인을 들 수 있다. 이러한 경향을 감안할 때 격자지보의 품질은 용접부의 품질에 좌우됨을 알 수 있다.

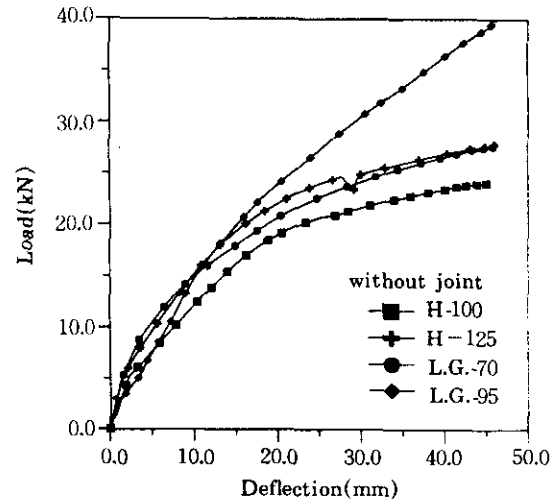
시험과정에서 보여준 변위 양상에서 H형강은 재하지점의 과도한 굴곡으로 파괴가 발생하는데 반해 격자지보는 재하지점과 지점 사이의 용접부 또는 spider의 파괴가 발생한 것을 관찰할 수 있었는데 이는 spider가 격자지보의 상·하부 bar 사이에서 적절히 하중을 분산시켜 하중지지력을 향상시키는 매우 중요한 요소

표 4. 굴곡시험 결과(연결부가 없는 경우)

구 분		최대하중 ( $P_u$ , kN)	파괴시변위 ( $\delta_v$ , mm)	지간(l, m)	최대굴곡모멘트 ( $M_w$ , kN-m)
격자지보	Type 70	87.3	31.3	1.5	31.9
	Type 95	82.5	16.5	1.5	30.1
H형강 지보재	100×100	71.2	8.3	1.5	26.0
	125×125	118.0	8.5	1.5	43.1



(a) 연결부가 포함되지 않은 경우



(b) 연결부가 포함된 경우

그림 7. 격자지보와 H형강 지보재의 굴곡시험 결과



임을 알 수 있다.

표 5는 굴곡시험 조건에 대한 이론적 최대하중과 시험결과를 비교하고 있는데 표에 제시한 항복하중( $P_y$ )과 극한하중( $P_u$ )은 굴곡시험과 같이 양단지지보에 집중하중이 작용하는 경우에 대해서 정역학적으로 계산될 수 있다. 즉, 응력과 모멘트는  $\sigma=M/Z$  및  $M=(P \cdot \ell)/4$ 이므로  $P_y$  및  $P_u$ 는 아래의 식 (4)와 같이 정의된다.

$$P_y = \frac{4 \cdot \sigma_y \cdot Z}{\ell}, P_u = \frac{4 \cdot \sigma_u \cdot Z}{\ell} \quad (4)$$

식(4)에서  $Z$ 는 단면계수,  $\ell$ 은 지간(1.5m)

이며, 강재의 응력은 H형강의 경우  $\sigma_y = 235\text{N/mm}^2$ ,  $\sigma_u = 400\text{N/mm}^2$ 이며, 격자지보는  $\sigma_y = 510\text{N/mm}^2$ ,  $\sigma_u = 560\text{N/mm}^2$ 이므로 굴곡시험 조건에 대한 격자지보와 H형강의 항복하중과 극한하중은 표 5와 같이 계산된다. 표 5에서 보이는 바와 같이 시험에서 얻어진 최대하중은 계산된 항복하중과 극한하중 사이의 값으로 하중지지능력은 비교적 잘 일치한다고 할 수 있으나 격자지보 Type 95의 경우는 계산에서 얻어진 항복하중에 미치지 않는데 이는 앞서 언급한 바와 같이 집중하중에 의한 용접부와 spider의 파괴 때문인 것으로 판단된다.

표 5. 굴곡시험 시편의 최대하중에 대한 계산치와 시험결과와의 비교

구 분	단면계수 $Z, \text{cm}^3$	계 산 결 과(kN)		실험결과 $P_u$ (kN)	비 고	
		항복하중, $P_y$	극한하중, $P_u$			
격자지보	Type 70	60.0	81.6	89.6	87.3	$\sigma_y = 510\text{N/mm}^2$ $\sigma_u = 560\text{N/mm}^2$
	Type 95	92.0	125.1	137.3	82.5	
H형강 지보재	100×100	76.5	47.9	81.6	71.2	$\sigma_y = 235\text{N/mm}^2$ $\sigma_u = 400\text{N/mm}^2$
	125×125	136.0	85.2	145.0	118.0	

연결부가 포함된 시편의 하중-변위 관계는 그림 7(b)에서 보이는 바와 같이 연결부가 포함되지 않는 경우와 큰 차이를 보인다. 즉, 연결부를 포함하지 않은 경우는 취성과 파괴의 경향을 보이거나 연결부를 포함한 경우는 하중의 증가에 따라 변위가 지속되는 연성과 파괴 현상을 보이고 있는데 하중지지력은 표 6에 나타나 있는 것과 같이 모든 시편이 연결부가 없는 경우

에 비하여 약 23~43%에 불과한 경향을 보이지만 역시 격자지보가 H형강 지보재에 비해서 다소 우수한 하중지지력을 보유한다고 할 수 있다. 이러한 경향은 지반의 국부적인 파괴로 인해 강지보재의 연결부에 과도한 변형이 일어날 수 있음을 나타내므로 강지보재 연결부의 강성을 높일 수 있는 연결부 제작방법에 관한 연구가 요구된다.

표 6. 굴곡시험 결과(연결부를 포함한 경우)

구 분		최대 하 중 ( $P_u$ , kN)			최대 굴곡모멘트 ( $M_n$ , kN-m)
		without joint	with joint	하 중 비	
격자지보	Type 70	87.3	26.6	30 %	9.7
	Type 95	82.5	36.4	43 %	13.3
H형강 지보재	100×100	71.2	23.4	30 %	8.5
	125×125	118.0	26.8	23 %	9.8

## 2) 슛크리트 타설 후

스�크리트가 타설된 지보재의 초기 지반보강 효과를 알아보기 위하여 현장에서 제작된 슛크리트 합성보를 7일간 양생시킨 후 굴곡시험을 수행하였으며, 그 결과는 그림 8 및 그림 9에 나타나 있다. 그림에서 보는 바와 같이 격자지보와 H형강의 하중-변위곡선은 슛크리트 타설로 인해 하중지지력이 크게 증가한 것을 관찰할 수 있는데, 특히 그림 9에서 보이는 것과 같이 격자지보의 경우는 슛크리트 타설 후 강성이 H형강과 거의 유사하게 증가된 경향을 관찰할 수 있다.

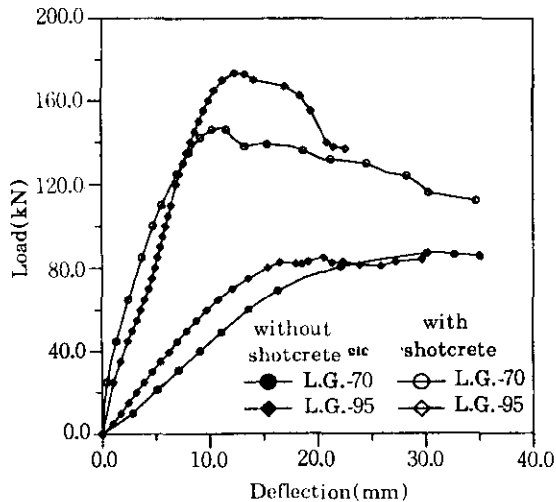
스�크리트가 타설된 각 시편의 최대하중과 변위 및 최대굴곡모멘트가 표 7에 요약되어 있는데 슛크리트 타설 후 하중지지력은 격자지보의

경우 약 70~110%의 증가를 보이는 반면에 H형강의 경우는 60~70% 정도의 증가만을 보이고 있으며, 최대 변위는 비슷한 양상을 보인다. 이와 같은 경향은 격자지보의 경우 슛크리트와 합성구조체를 형성하여 일체의 거동을 하는 반면에 H형강은 flange 배면에 발생하는 공동으로 인해 합성구조체로서의 거동이 미흡하기 때문인 것으로 사료된다.

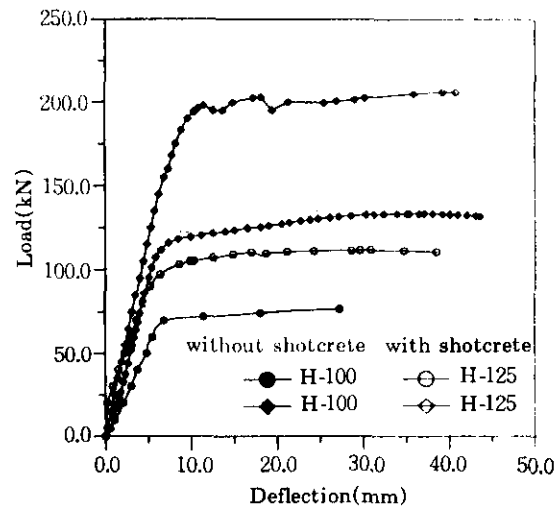
이상의 결과로부터 격자지보는 슛크리트와 합성구조체를 형성하여 하중을 지지하므로 H형강 지보재에 비해 매우 큰 하중지지력을 보유하고 있다고 할 수 있으며, 따라서 터널지보재로서 격자지보는 H형강 지보재에 비하여 우수하다고 할 수 있다.

표 7. 슛크리트 타설 후 굴곡시험 결과

구 분	최대하중 ( $P_u$ , kN)	최대연직변위 ( $\delta_v$ , mm)	최대 굴곡모멘트 ( $M_u$ , kN-m)			
			스�크리트 전	스�크리트 후	증가율(%)	
격자지보	Type 70	147.0	11.1	31.5(1.00)	53.7(1.00)	68
	Type 95	173.5	12.0	30.1(0.94)	63.4(1.18)	110
H형강 지보재	100×100	113.0	10.0	26.0(0.81)	41.3(0.77)	59
	125×125	200.0	12.0	43.1(1.35)	73.1(1.36)	69



(a) 격자지보의 하중-변위곡선



(b) H형강 지보재의 하중-변위곡선

그림 8. 슛크리트 타설 전·후의 격자지보와 H형강 지보재의 굴곡시험 결과

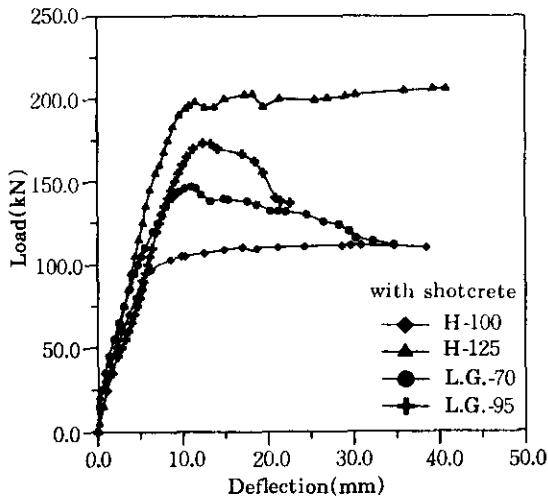


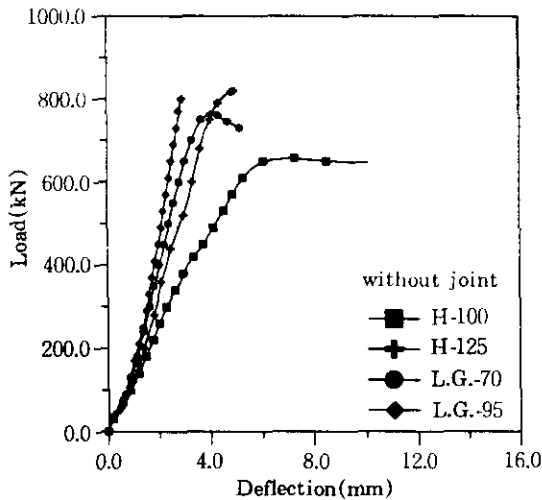
그림 9. 슛크리트가 타설된 격자지보와 H형강 지보재의 하중-변위곡선

#### 4.2.2 압축 지지력

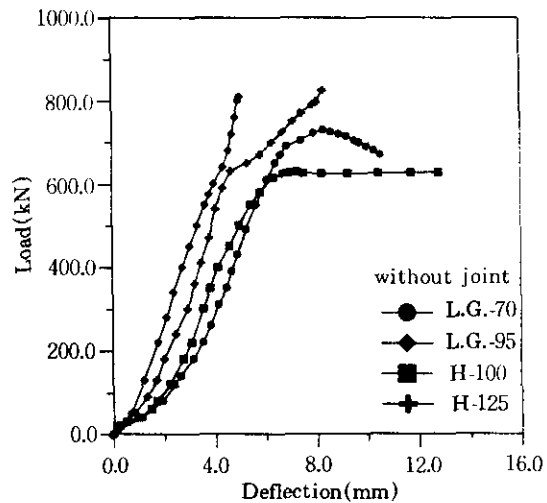
강재의 압축응력은 재료의 특성에 의존하지만 지보재는 극한응력에 도달하기 전에 좌굴되므로 본 시험에서는 격자지보와 H형강 지보재의 압축 지지력을 단순 비교하는데 의의를 두고 슛크리트가 타설되지 않은 시편에 대해서만 시험하였다. 또한 격자지보 Type 95 및 H형강

125×125의 경우에는 UTM의 재하능력을 감안하여 약 800kN 정도에서 시험을 종료하였다.

그림 10은 격자지보와 H형강 지보재의 압축 시험에서 얻어진 하중-변위의 관계를 보여주며, 이러한 하중-변위 곡선에서 얻어진 최대 압축력과 이때의 변위 및 최대압축응력은 표 8에 나타나 있다. 그림 10(a)에서 보이는 바와 같이 연결부가 없는 격자지보 Type 70의 최대압축력은 770kN, H형강 100×100은 660kN 정도를 보여주고 있으며, 이 때의 변위는 각각 4mm 및 7mm 정도이다. 또한 연결부가 포함된 경우의 하중-변위 관계는 그림 10(b)에서 보이는 바와 같이 연결부가 포함되지 않는 경우와 큰 차이는 보이지 않고 있는데 이러한 결과는 굴곡시험과 달리 연결부 존재 여부가 축방향 압축지지능력에 큰 영향을 주지 않는다는 것을 보여주고 있다. 한편 식 (3)으로 계산된 최대압축응력은 격자지보 Type 70의 경우가 H형강 100×100에 비하여 연결부에 관계없이 약 1.6배의 지지능력을 발휘하는 것으로 나타나 격자지보가 H형강에 비하여 우수한 압축 지지력을 보유하는 것으로 판단된다.



(a) 연결부가 포함되지 않은 경우



(b) 연결부가 포함된 경우

그림 10. 격자지보와 H형강 지보재의 압축시험 결과

표 8. 압축강도시험 결과

구 분		연결부가 없는 경우			연결부가 있는 경우		
		변위 ( $\delta$ , mm)	최대하중 ( $P_{ult}$ , kN)	최대압축응력 ( $\sigma_{max}$ , MPa)	변위 ( $\delta$ , mm)	최대하중 ( $P_{ult}$ , kN)	최대압축응력 ( $\sigma_{max}$ , MPa)
격자지보	Type 70	4.09	770	495.5	8.64	730	469.7
	Type 95	2.96	810(중단)	411.2	5.03	810(중단)	411.2
H형강 지보재	100×100	7.41	658	300.5	7.25	630	287.7
	125×125	5.35	820(중단)	261.8	8.50	825(중단)	263.5

## 5. 결론

터널지보재로서 격자지보의 적용성에 관한 연구의 일환으로 격자지보와 H형강 지보재의 하중지지력을 평가하기 위하여 현장에서 선정된 시편을 대상으로 실내 굴곡시험 및 압축시험을 수행한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 격자지보는 H형강 지보재에 비해 강재의 사용량이 70~80% 정도이지만 우수한 하중지지력을 보유하는 것으로 나타나는데 이는 사용강재의 특성 및 전체적인 구조적 특성에 기인한 것으로 사료된다.
- 2) 굴곡시험 결과 연결부를 포함한 경우나 포함하지 않은 경우 모두 격자지보 Type 70 및 95가 H형강 지보재 H-100×100 보다 다소 우수한 휨 지지력을 보유한다.
- 3) 슛크리트가 타설된 경우 격자지보는 슛크리트가 합성구조체를 형성하여 하중에 대응하므로 H형강 지보재에 비하여 우수한 휨 지지력을 보인다.
- 4) 압축시험에서도 격자지보는 H형강 지보재에 비하여 다소 우수한 압축 지지력을 보유한 것으로 나타났으며, 특히 격자지보는 항복에 이르기까지 bar의 독립적인 좌굴이 발생하지 않았는데 이는 spider의 하중분산효과 때문인 것으로 판단된다.
- 5) 시험결과를 종합해 볼 때 격자지보는 현재 국내에서 사용되는 H형강 지보재에 비하여 우수한 하중지지력을 보유하고 있

으며, 특히 슛크리트가 타설된 후에는 보다 큰 하중지지력을 발휘할 수 있을 것으로 사료된다.

- 6) 격자지보와 H형강 지보재 모두 연결부가 포함되어 있는 경우는 현저히 낮은 휨 지지력을 보유하므로 효율적인 연결부 제작 방법에 관한 연구가 요구되며, 아울러 향후 실제 조건과 유사한 하중조건에 대한 재하시험과 현장계측을 통해 격자지보의 구조적인 특성을 계속적으로 확인하여야 할 것이다.

## 감사의 글

본 연구는 1996년 천원공업주식회사의 지원으로 이루어진 것이며, 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. 기아특수강(1996), "Tubar 소재 Sample 분석 결과 보고서", 기아특수강 금속기술 연구소
2. 문홍득, 배규진(1995), "터널지보재로서 H형강 steel rib와 삼각지보재의 비교연구", 한국지반공학회 '95 가을 학술 발표회, pp 11-17~11-24.
3. 배규진 등(1996), "터널 지보용 래티스거더의 현장적용성 연구", 한국건설기술연구원 연구보고서
4. 천원공업주식회사(1996), "PANTEX LAT-TICE GIRDER 카다로그"
5. 花田基樹, 井春輔, 下村, 大西三郎(1989), "鐵筋支保工の試験施工- 神戸市へ"ルトコンへ"ヤト

- ンネル”, トンネルと地下, 第20巻 11號, pp17~21
6. Baumann Th. and Betzle M.(1984), “Investigation of the Performance of Lattice Girders in Tunnelling”, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol 17, pp67~81
  7. Betzle M.(1987), “Lattice Girders Giving Arches a Dig in the Ribs”, *Tunnel & Tunnelling*, Nov
  8. Braum W. M.(1983), “Lattice girders offer economy and performance for tunnel support”, *Tunnel & Tunnelling*, May, pp19~22
  9. Din 4114(1952), “Stabilitätsfalle(Knickung, Kippung, Beulung)”, Blatt 1, seite 2~20, Blatt 2, seite 2~32
  10. Linder, J.(1986), “STAHLBAU II”, Technische Universität Berlin Fachbereich 7
  11. Lattice Girder, “Supporting Element in Today's Tunnel Construction”  
(접수일자 1997. 4. 23)