

## 가축성 강재 지보의 강도특성에 관한 연구

김 종 우<sup>1)</sup>

### A Study on Strength Characteristics of Yieldable Steel Arch Supports

Jong-Woo Kim

**ABSTRACT** The brief results of laboratory and field tests of yieldable steel arches are represented. The test supports were fabricated with three U-sectional beams which are 25.8 kg/m of Glocken profile. The structural analyses of semi-circular and arch supports were conducted to find out shape factor of U beam to be 1.35 and the location of 2nd plastic hinges. Load capacity of arch supports under crown loading were examined as a function of leg length. Yieldable characteristics of test supports were investigated with various bolting torque of connection part. Determination method of bolting torque were also studied. Finally, test supports were installed in-situ with torque of 21 kg · m, which showed a typical yielding procedure.

**Key words :** yieldable steel arches, U-sectional beam, structural analysis, plastic hinge, bolting torque

**초 록** 이 연구에는 가축성 강재지보에 대한 실내실험 및 현장실험 결과가 제시된다. 시험지보는 단위중량이 25.8 kg/m 인 Glocken profile U 빔 3매를 조립하여 제작되었다. 양단이 힌지로 지지되는 반원형 및 아치형 지보에 대한 정역학적인 해석이 실시되었다. 실험된 U 빔의 형상계수는 1.35 이었고 지보형태에 따른 2차 소성힌지의 위치를 산정하였다. 천정부에서 단일집중하중을 받는 아치형 지보의 내하력을 조사하여 이를 지보 각주 길이의 함수로 나타내었다. U 빔 연결부의 결합 토크를 변화시키는 실물크기 지보시험을 수행하여 시험지보의 가축특성을 파악하였으며, 결합토크를 설계하는 방법을 연구하였다. 결합토크가 21 kg · m 인 시험지보를 현장에 설치하고 계측한 결과 전형적인 가축현상을 관찰할 수 있었다.

**핵심어 :** 가축성 강재지보, U 빔, 구조해석, 소성힌지, 결합토크

## 1. 서 론

국내 광산 및 토목공사용 소단면 터널의 지보재로 I 형강 또는 H 형강과 연결대(fishplate)를 사용한 준강성 강재 지보가 널리 사용되고 있다. 그러나, 이 지보의 지보재 자체는 고강성이나 연결대 부분이 취약하기 때문에 지압이 지보 강도보다 크게 작용하면 연결대 부분에서 영구변형을 동반한 파괴에 도달하게 된다. 더욱이 일단 변형된 지보재의 재사용은 불가능하며 지보의 교체 및 재보수 작업에 드는 비용이 증가하게 된다.

이러한 준강성 지보의 단점을 보완하기 위하여 구미 선진국에서는 중압개소 암반터널의 지보재로서 U 형강을 이용한 가축성 강재지보를 널리 사용하고 있다. 이 지보는 흔히 3개의 U 형강 곡선부재와 연결대 및 폭크 볼트로써 구성된다. 연결부분에는 적절한 토크(torque)와 겹침길이를 줌으로써 지보재에 강도 이상의 초과하

중이 작용할 경우, 부재간의 미끄러짐이 발생하여 과도한 초과하중을 마찰로써 흡수하며 단면축소를 인위적으로 유도하는 특징을 가지고 있다. 또한, 지압이 매우 크게 작용하여 터널의 유효단면 이상의 단면축소가 발생한 경우에도 지보재 자체의 영구변형은 없기 때문에 지보재를 재활용 할 수 있으며 결과적으로 지보의 재보수 비용을 절감할 수 있는 장점이 있다.

가축성 지보에 대한 최초의 시도는 1924년 독일에서 광산용 강재기둥에 완충장치를 한 것이다(Eilertson, 1962). 2차 대전 직후 Toussaints-Heinzmann 회사에서 개발된 T-H Profile은 유럽의 여러 광산에서 본격적으로 사용되었으며, 특허권이 종료된 이후 단면 형태를 개량한 Glocken Profile과 Kunstler Profile 등이 개

1) 정회원, 청주대학교 이공대학 지구환경시스템공학과 조교수

원고 접수일 : 1998년 10월 9일

원고 심사 완료일 : 1998년 11월 15일

발되어 사용되고 있다. 이 지보의 필요성은 국내에서도 깊이 인정되어 약 10여년 전부터 한국자원연구소를 주축으로 가축성 지보의 국산화 연구가 시행된 바 있으나(이경운, 1987), 최근 국내 광산산업의 사양화로 인해 지속적인 연구가 중단된 상태이다. 그러나, 이 지보는 광산 뿐 아니라 일반 토목 터널에도 적용할 수 있으며, 지보재의 국산화가 이루어지면 그 경제성은 매우 클 것으로 기대된다.

이 연구에서는 단위중량 25.8 kg/m인 U 빔을 이용한 가축성 강재 지보의 변형 및 강도 특성과 가축특성을 조사하였다. 또한, 이를 위해 반원형 및 아치형 지보의 정역학적인 해석을 실시하였고, 가축 연결부의 토크를 설계하는 방법을 제시하였다.

## 2. 가축성 지보의 특성

### 2.1 기본 원리

1개 단위부재로 이루어진 강지지보(rigid support)와 2개 부재 및 연결대로 이루어진 준강지지보(semi-rigid support)는 가해지는 하중의 증가에 따라 탄성변형에 이어서 소성변형을 하게 된다. 이때 가해진 하중이 지보의 강도한계를 넘어서면 이 지보들은 영구변형되고 나아가 파괴에 이른다.

이러한 단점을 보완하는 가축성 지보는 보통 3개의 곡선부재와 연결대 및 후크볼트로써 구성된다. Fig. 1은

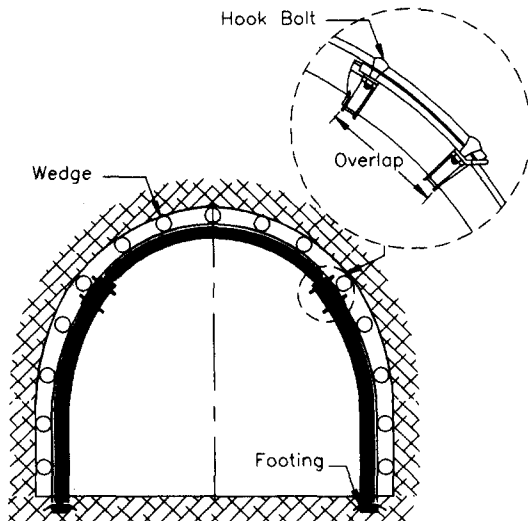


Fig. 1. General view of yieldable steel arches showing connection parts

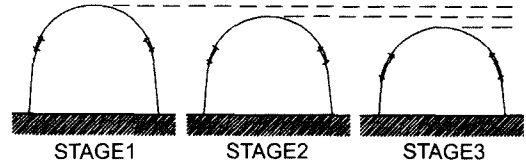


Fig. 2. Working principle of yielding arches(After Biron)

Glocken 형 가축성 강재지보를 나타낸 것으로, 이 지보의 시공방법은 먼저 하부부재의 기초를 터널의 하반에 설치한 후 벽면에 세우고, 하부부재 상단의 곡선부와 상부부재 하단의 곡선부를 일부분 겹치며, 적절한 토크로써 후크볼트를 죄어 연결 접침부분을 만드는 순서로 진행된다.

한편, Fig. 2는 가축성 지보의 원리를 나타낸 것으로(Biron, 1983), 아치형 지보에 소정의 토크에 의한 마찰강도 이상의 하중이 가해지면 상부부재는 하부부재에 연하여 미끌어지면서 단면축소가 일어난다. 이때 부재 자체는 탄성영역하에 있으므로 영구변형은 동반되지 않으며, 운영중인 터널내에서 때때로 후크볼트의 조임을 점검하면 터널은 장기간 안정적으로 유지될 수 있다.

### 2.2 지보재의 단면특성

현재 터널의 강재 지보로 널리 사용되는 것은 I 형강(DIN 규격의 GI70~GI140)과 H 형강(광폭 또는 세폭 H 형강) 등이다. 이들은 단위길이당 중량에 비해 비교적 큰 단면계수를 가지는 경제적인 장점이 있으나, 횡방향의 단면계수( $Z_x$ )에 비해 종방향의 단면계수( $Z_y$ )는 매우 작으며, 연결되는 부재간의 일부분을 서로 겹치는 가축 기구를 만들 수 없는 문제점이 있다.

이에 비해 가축 기구를 만들 수 있는 단면의 형상은 O 형강(얇은 두께의 강관)과 U 형강(T-H, Glocken, Kunstler) 등이 고려될 수 있다. 이중에서 O 형은 U 형에 비해 큰 단면계수를 가지는 경제성이 있으나, 곡선부재를 제작하는데 구조적인 단점이 있으므로 잘 사용되지 않는다. U 형강은 가축기구를 만드는데 가장 유리하고, 종방향 및 횡방향 단면계수가 거의 비슷하므로 3차원 응력장에 놓여 있는 지하 터널구조물에 가장 적합한 형태로 생각된다.

Table 1은 단위길이당 중량이 유사한 대표적인 I, H, O, U 형강의 단면 특성을 비교하여 나타낸 것이다. 표 중에서 U-26 빔은 독일 Bergbaustahl 사의 Glocken Type 제품으로 단위길이당 중량은 25.8 kg/m 이다.

Table 1. Characteristics of selected beam sections

Classification	I beam	H beam	O beam	U beam
Symbol	GI-110	H-125 · 125	O-190.7 · 5.3	U-26
Shape	I	II	⊙	U
Weight (kg/m)	24.5	23.8	24.2	25.8
H×B (mm)	110×84	125×125	Φ190.7 (t=5.3)	123.2×141
Sectional area (cm <sup>2</sup> )	31.1	30.31	30.87	32.9
Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	103	136	139	83
Z <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	24.5	47	139	75.2
Reference	DIN21541	JIS G 3192	JIS G 3444	Bergbaustahl

### 3. 강재 지보의 구조 해석

터널의 단면 형상으로 원형, 사각형, 아치형 등이 사용되고 있다. 이 중에서 아치형은 상반의 응력집중을 완화하고 하반의 유효단면적을 크게 할 수 있기 때문에 가장 널리 사용되고 있다. 이때 아치형 강재 지보에 작용하는 지압에 관해서는 여러 가지 이론이 있는데, 대표적으로는 Terzaghi, Bierbäumer, Kommerell, Protodyakonov의 이론 등을 들 수 있다. 이들은 대부분 아치 상부에 포물선형 분포하중이 작용하고 아치 측벽에는 측압계수에 기인한 사다리꼴 분포하중이 작용하는 것으로 가정하였다.

그러나, 현지압반내의 지압분포는 개소에 따라 매우 다양하며, 이때 강재 지보는 암반과 지보 사이에 위치한 썬기로부터 수개의 집중하중이 가해지는 것으로 단순화 될 수 있다. 또한, 일반적으로 아치구조물은 분포하중보다는 집중하중에 취약한 것으로 알려져 있으며 (Ambrose & Whittaker, 1985), 지보과피를 가장 촉진시키는 것은 아치천정부에서 단일 집중하중이 작용하는 경우이다(Khan *et al.*, 1996).

한편, 강구조물의 구조해석은 재료의 탄성한계를 고려하는 탄성해석과 파괴메카니즘을 고려하는 소성해석으로 대별된다. 본 절에서는 반원형 및 아치형 강재 지보에 대한 정역학적인 구조해석을 수행하고 이를 간단히 고찰해 본다.

#### 3.1 반원형 지보

##### 3.1.1 경계조건 및 부호규약

지보의 경계조건에 대해서는 지보의 양단이 터널 하반과 힌지 내지는 완전 고정되는 것으로 생각할 수 있다. Jukes(1983)는 지보의 축소모형실험을 실시하면서

양단이 힌지로 지지되는 것으로 고려하였는데, 이는 현장 상태를 비교적 잘 묘사하며 이론적인 구조계산을 단순화 시킬 수 있는 장점이 있기 때문이라고 보고하였다. 실제로 현장지보의 각주는 터널 하반에 끝단이 일부 묻히는 형태이며 이를 힌지로 단순화하는 것에는 다소 문제점이 있으나, 본 연구에서는 구조계산의 편의성을 위하여 지보의 양단을 힌지로 지지되도록 하였다.

한편, 본 연구에서 사용되는 부호는 일반적인 구조해석의 관례에 준해서 표시하였다. 즉, 인장력은(+), 압축력은(-)이며, 휨모멘트는 상현이 압축일때를 (+)로 하였다.

##### 3.1.2 탄성해석

양단이 힌지로 지지되는 반경  $r$  인 반원형 지보가 천정부에서 집중하중( $P$ )을 받는 경우를 Fig. 3에 나타내었다. 이 구조물에는 4개의 지점반력성분이 존재하므로 1차 부정정이 된다. 여기서 수직반력성분  $V_A$ 와  $V_B$ 는 대칭성을 이용하면 다음과 같다.

$$V_A = V_B = \frac{P}{2} \quad (1)$$

또한, 수평반력성분  $H_A$ 와  $H_B$ 는 Castigliano의 정리

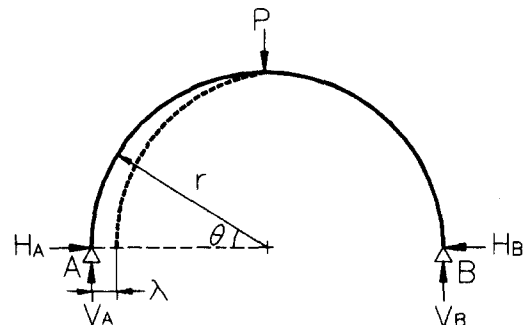


Fig. 3. A semi-circular support model with both hinges

를 이용하여 구하면 다음과 같다. 만약 A 점에서  $H_A$  방향으로 가상수평변위  $\lambda$ 가 발생한다고 하면,

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{\partial U}{\partial H_A} = \frac{\partial}{\partial H_A} \int_0^\pi \frac{M^2}{2EI} ds \\ &= \frac{\partial}{\partial H_A} \int_0^\pi \frac{M^2}{2EI} r d\theta \end{aligned} \quad (2)$$

여기서  $U$ 는 지보재에 축적된 변형률 에너지이고  $ds$ 는 곡선부재의 미소길이이다. 또한, 모멘트  $M$ 은  $H_A$ 의 함수이므로 위 식을 변형하면,

$$\lambda = \frac{2}{EI} \int_0^{\pi/2} M \left( \frac{\partial M}{\partial H_A} \right) r d\theta \quad (3)$$

이다. 한편, 극좌표( $r, \theta$ )에 위치한 임의의 점에서 모멘트  $M$ 을 구하고 미분하면,

$$M = \frac{P}{2} r(1 - \cos \theta) - H_A r \sin \theta \quad (4)$$

$$\frac{\partial M}{\partial H_A} = -r \sin \theta \quad (5)$$

이다. 이를 (3)식에 대입하면 다음과 같다.

$$\lambda = \frac{2}{EI} \left( -\frac{1}{4} P r^3 + \frac{\pi}{4} H_A r^3 \right) \quad (6)$$

실제로  $\lambda=0$  임을 이용하고 대칭을 고려하면,

$$H_A = H_B = \frac{P}{\pi} \quad (7)$$

이다. 한편, 상기의 반력성분들을 이용하여 극좌표 ( $r, \theta$ )에 위치한 임의의 점에서의 축력과 휨모멘트를 구하면 다음과 같다.

$$N = -\frac{P}{2} \cos \theta - \frac{P}{\pi} \sin \theta \quad (8)$$

$$M = \frac{P}{2} r(1 - \cos \theta) - \frac{P}{\pi} r \sin \theta \quad (9)$$

이 지보 구조물의 최대 변위는 하중점인 천정부에서 발생하며, 가상일의 원리를 이용하여 처짐량을 구하면 다음과 같다(Blake, 1990).

$$Y = 0.01894 \frac{P r^3}{EI} \quad (10)$$

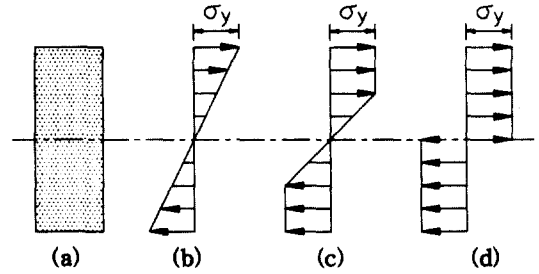


Fig. 4. Distribution of bending stress

여기서,  $E, I$ 는 각각 부재의 탄성계수와 단면 2차 모멘트이다.

### 3.1.3 소성해석

일반적으로 강구조물의 설계는 탄성이론에 근거한 허용응력설계법에 의해 실시되고 있으나, 구조물 내의 임의의 점에서의 응력이 항복점에 도달한 이후에도 구조물이 파괴되지 않고 상당한 추가응력에 저항할 수 있다는 소성이론에 근거한 소성설계법도 고려되고 있다. 이는 강재가 항복된 이후에도 큰 영구변형을 동반하는 파괴메카니즘을 가지는데 근거한 것으로서, 특히 임시가설터널의 지보설계에서 적용가치가 크다.

Fig. 4는 직사각형 단면 부재에 대한 휨응력 분포도를 부재 상태에 따라 나타낸 것이다. 부재의 탄성영역에서 휨응력은 Fig. 4(b)와 같이 Hook 법칙에 의해 중립축에서 0으로부터 연단의 응력이 항복응력( $\sigma_y$ )에 도달할 때까지 선형적으로 변화한다. 허용응력설계법에서 최연단의 응력이 항복응력에 도달하고 단면의 나머지 부분은 아직 항복되지 않은 경우에 부재의 저항모멘트는 다음과 같다.

$$M_y = \sigma_y \cdot Z \quad (11)$$

여기서,  $M_y$ 는 항복모멘트이고  $Z$ 는 단면계수이다. 점차적으로 외력이 증가되면 부재는 Fig. 4(c)와 같이 비선형거동을 하게 되어, 종국적으로 Fig. 4(d)의 상태가 된다. 이때에는 단면 전체가 항복되므로 더 이상의 추가적인 모멘트에 저항할 수 없게 된다. 이때의 모멘트를 소성모멘트( $M_p$ )라고 하며, 구조물 내의 이 단면지점에서는 소성힌지(plastic hinge)가 생성된다.

$$M_p = \sigma_y \cdot Z_p \quad (12)$$

여기서,  $Z_p$ 는 소성단면계수(plastic modulus)로서 다음 식으로부터 구해진다(Fig. 5 참고).

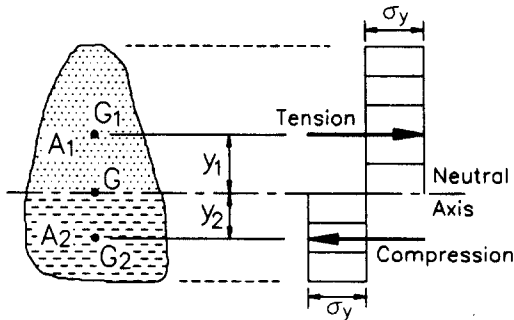


Fig. 5. Illustration of plastic modulus

$$Z_p = \frac{A}{2} (y_1 + y_2) \quad (13)$$

한편, 항복모멘트에 대한 소성모멘트의 비를 형상계수(shape factor)라고 하며, 이는 단면 및 구조물의 형태에 좌우된다.

$$f = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z_p}{Z} \quad (14)$$

### 3.1.4 U 빔의 단면해석

가축성 지보의 변형 및 강도특성을 조사하기 위해서는 부재를 이루는 강재의 단면 성능을 먼저 파악해야 한다. Bergbaustahl 사의 Glocken Type U-26 빔의 단면 형상은 Fig. 6(a)와 같으며, 여기서 H=12.32 cm, B=14.1 cm 이다. 또한, Fig. 6(b)는 이 단면을 최소화승법을 사용하여 단순화시킨 것으로 상부포락선과 하부포락선의 방정식은 cm 단위로 각각 (15), (16)식과 같다.

$$\begin{aligned} \cdot \text{상부} : f(x) &= 0.236 |x|^{2.373} + 2.15 \\ &; \text{for } 0 \leq x \leq 4.883 \end{aligned} \quad (15)$$

$$\cdot \text{하부} : g(x) = 0.154 |x|^{2.638}; \text{for } 0 \leq x \leq 4.883 \quad (16)$$

Fig. 6과 같은 U 단면에 대해서 (15), (16)식을 이용

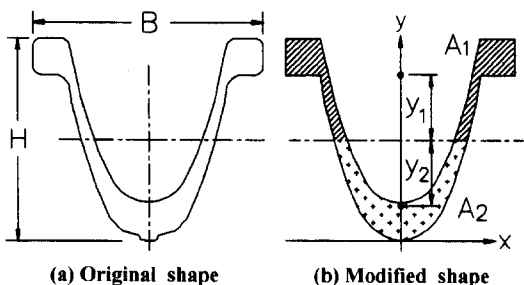


Fig. 6. Shape of U-sectional beam

하여 Fig. 5의  $y_1, y_2$ 를 구하면 각각 3.402 cm, 3.393 cm 이다. 다음으로, (12), (13), (14)식을 사용하여 U 단면의 소성단면계수, 소성모멘트, 형상계수 등을 구하면 다음과 같다.

$$Z_p = \frac{32.9}{2} (3.402 + 3.393) \approx 112 \text{ cm}^3 \quad (17)$$

$$M_p = \sigma_y \cdot 112 \text{ (kg} \cdot \text{cm)} \quad (18)$$

$$f = \frac{M_p}{M_y} = \frac{\sigma_y \cdot 112}{\sigma_y \cdot 83} \approx 1.35 \quad (19)$$

(19)식에서 U 빔의 소성모멘트는 항복모멘트에 비해 35% 더 크며, 지보가 정정구조물인 경우 극한하중( $P_u$ , ultimate load)은 항복하중( $P_y$ , yielding load)보다 35% 더 큰 값이 된다. 한편, I 형 단면의 형상계수는 1.1~1.2의 값을 나타내는데(Timoshenko, 1972), 이로부터 U 단면이 I 단면보다 소성영역에서 우수함을 알 수 있다. 또한, 현장지보와 같은 부정적 구조물은 부정정차수에 따라 정정구조물에 비하여, 항복하중에 대한 극한하중의 비가 더 커지기 때문에, U 빔 부재로 만든 지보는 소성영역에서 강도가 더욱 더 증가될 것으로 예상된다.

### 3.1.5 반원형 지보의 내하력

U 단면의 지보재로 양단 힌지인 반원형 지보를 구성한 경우에 천정부에서 작용될 수 있는 집중하중의 최대 크기를 고찰해 본다. 이 구조물은 1차 부정정이므로 파괴메카니즘을 조사하기 위해서는 두 단면에서 두 개의 소성힌지가 필요하나, 실제로 반원형 지보의 대칭성 때문에 3개의 소성힌지가 생성될 것이다(Jukes, 1983). 이들 중의 하나는 하중점인 아치천정부이고, 다른 하나는 지보의 양쪽 어깨부분이 된다.

#### ▷ 단계 1

Fig. 7(a)는 양단 힌지인 반원형 지보에서 천정부의 집중하중에 의한 휨모멘트 분포도를 나타낸 것으로, 천정부( $\theta=90^\circ$ )에서 최대 모멘트가 발생함을 볼 수 있다. 여기서 발생한 모멘트가 부재의 소성모멘트에 도달하면 천정부에서는 소성힌지가 생성된다. 천정부에서의 모멘트의 크기를 구하기 위해 (9)식을 이용하면,

$$M_p = \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{\pi} \right) Pr \quad (20)$$

또한, 이때 가해진 하중 P는 부재의 항복하중에 해당되므로

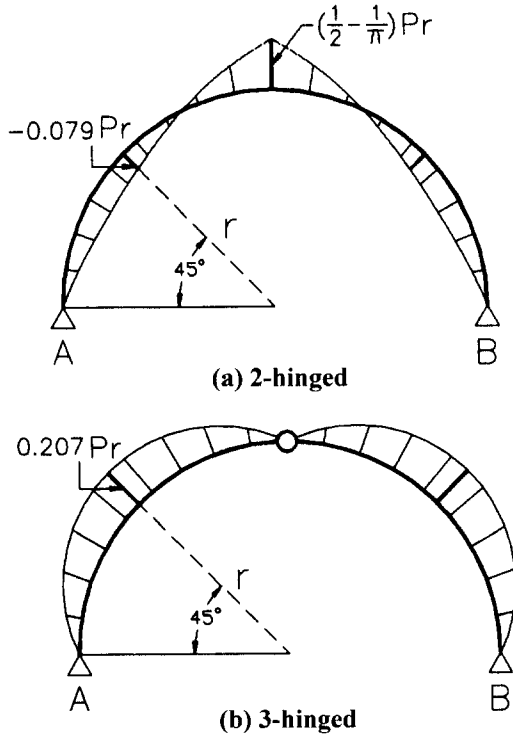


Fig. 7. Bending moment diagram of semi-circular support

$$P_y = 5.504 \frac{M_p}{r} \quad (21)$$

이다.

▷ 단계 2

지보에 가해지는 하중이 항복하중 이상으로 증가되면 천정부에 소성힌지가 생성되므로 Fig. 7(b)와 같은 3힌지 구조가 되어 모멘트의 재분배가 이루어진다. 이때 지보의 양쪽 어깨부분인  $\theta=45^\circ$ ,  $\theta=135^\circ$  지점에서 최대 모멘트가 발생하며 이 지점들은 또 다른 소성힌지가 될 것이다. 이 지점에서의 모멘트의 크기는 3힌지 반원형 구조물의 해석 결과 아래와 같다.

$$M(\theta=45^\circ) = \frac{(\sqrt{2}-1)}{2} Pr = 0.207 Pr \quad (22)$$

한편,  $\theta=45^\circ$  인 지점은 단계 1의 하중에 의해서 이미 어느 정도의 모멘트를 받고 있었으며, 그 절대 크기는 (9), (21)식으로부터 다음과 같이 구해진다.

$$M = 0.079 Pr = 0.079 \times 5.504 \times \frac{M_p}{r} \times r = 0.435 M_p \quad (23)$$

따라서, 이 지점에서 추가적으로 부담할 수 있는 모멘트는

$$M_p - 0.435 M_p = 0.565 M_p \quad (24)$$

이다. 그러므로, 이 지점에서 추가적으로 부담할 수 있는 하중의 크기  $\Delta P$ 는 (22)식과 (24)식에서 다음과 같다.

$$\Delta P = \frac{0.565 M_p}{0.207 r} = 2.729 \frac{M_p}{r} \quad (25)$$

또한, 이 지보의 극한하중( $P_u$ )은 (21), (25)식에서

$$P_u = P_y + \Delta P = 8.233 \frac{M_p}{r} \quad (26)$$

이다. 이와 같이, 양단 힌지인 반원형 지보에서 항복하중과 극한하중의 비는 (21), (26)식에서 약 1.5이며, 소성해석에 의하면 이 지보는 항복하중보다 50% 더 큰 하중을 지지할 수 있다. 또한, U 단면의 부재를 사용하여 반원형 지보를 구성할 경우, 단면의 형상계수는 (19)식에서 1.35 이므로 이 지보는 항복하중보다  $1.5 \times 1.35 \approx 2$ 배의 하중을 더 지지할 수 있다.

### 3.2 아치형 지보

#### 3.2.1 구조해석

반원형 단면은 터널내에 Box 구조물 등을 설치할 경우 유효면적이 작아지므로, 일반적인 터널 현장에서는 아치형 단면이 주로 사용되고 있다. 따라서, 본 절에서는 양단이 힌지로 지지되는 아치형 지보(반경  $r$ , 각주길이  $h$ )가 천정부에 집중하중을 받는 경우를 해석한다. Fig. 8은 해석모델을 나타낸 것으로, 수직반력  $V_A$ 와  $V_B$ 는 각

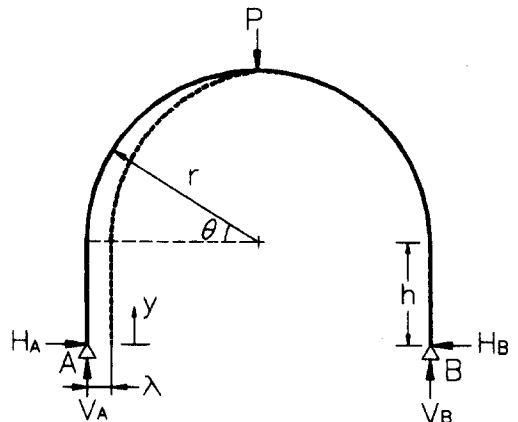


Fig. 8. An arch support model with both hinges

각  $P/2$  이고, 수평반력  $H_A$ 와  $H_B$ 는 3-1-2절과 유사한 방법으로 다음과 같이 구해진다. 먼저 가상수평변위  $\lambda$ 는

$$\lambda = \frac{\partial U}{\partial H_A} = \frac{\partial U_1}{\partial H_A} + \frac{\partial U_2}{\partial H_A} \quad (27)$$

이다. 여기서  $U_1$ 과  $U_2$ 는 각각 각주 부분과 원호 부분에 축적된 변형을 에너지이다. (27)식의 두 항을 각각 계산하여 정리하면,

$$\frac{\partial U_1}{\partial H_A} = \frac{\partial}{\partial H_A} \left( 2 \int_0^h \frac{M^2}{2EI} dy \right) = \frac{2H_A h^3}{3EI} \quad (28)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial U_2}{\partial H_A} &= \frac{\partial}{\partial H_A} \int_0^\pi \frac{M^2}{2EI} r d\theta \\ &= \frac{2}{EI} \left\{ \left( \frac{1}{2} - \frac{\pi}{4} \right) Phr^2 - \frac{1}{4} Pr^3 + H_A \left( \frac{\pi}{2} hr^2 + 2hr^2 + \frac{\pi}{4} r^3 \right) \right\} \end{aligned} \quad (29)$$

(27), (28), (29)식에서  $\lambda=0$ 를 취하여 수평반력성분을 구하면,

$$H_A = H_B = P \cdot \left( \frac{3r^3 - (6-3\pi)hr^2}{4h^3 + 6\pi h^2 r + 24hr^2 + 3\pi r^3} \right) \quad (30)$$

이다. 한편, (30)식에서  $h=0$  이라 두면 이는 (7)식과 같은 형태가 된다.

상기의 반력성분들을 이용하여 극좌표  $(r, \theta)$ 에 위치한 임의의 점에서의 축력과 휨모멘트를 구하면 다음과 같다.

$$N = -\frac{P}{2} \cos \theta - H_A \sin \theta \quad (31)$$

$$\begin{aligned} M &= \frac{P}{2} r(1 - \cos \theta) - H_A(h + r \sin \theta); \\ &\text{for } 0 \leq \theta \leq \pi \end{aligned} \quad (32)$$

$$M = -H_A \cdot y; \text{ for } 0 \leq y \leq h \quad (33)$$

### 3.2.2 아치형지보의 내하력

양단 힌지인 아치형 지보에 대하여 천정부에서 작용될 수 있는 집중하중의 최대 크기를 조사한다. (32)식과 같이 휨모멘트는  $h$ 와  $r$ 의 함수이므로 계산의 간편성을 위해서는 아치형 지보의 형상을 단순화할 필요가 있으며, 본 절에서는  $h=r$ 인 경우에 대해서 해석한다. 이때 수평반력성분과 휨모멘트는 (30), (32), (33)식에서 다

음과 같다.

$$H_A = H_B = 0.114 P \quad (34)$$

$$\begin{aligned} M &= \frac{P}{2} r(1 - \cos \theta) - 0.114 Pr(1 + \sin \theta); \\ &\text{for } 0 \leq \theta \leq \pi \end{aligned} \quad (35)$$

$$M = -0.114 Py; \text{ for } 0 \leq y \leq h \quad (36)$$

이 해석에서 소성힌지는 하중점인 아치천정부와 지보의 양쪽 어깨부분에서 생성되나, 그 위치는 각주의 길이에 의존하므로 반원형 지보에서와 같이  $\theta=45^\circ$ 인 지점은 아니다.

#### ▷ 단계 1

Fig. 9(a)는 아치형 지보의 휨모멘트 분포도를 나타낸 것으로, 천정부( $\theta=90^\circ$ )에서 최대 모멘트가 발생한다. 소성모멘트의 크기를 구하기 위해 (35)식을 이용하면,

$$M_p = 0.272 Pr \quad (37)$$

따라서, 항복하중  $P_y$ 는

$$P_y = 3.681 \frac{M_p}{r} \quad (38)$$

이다. 한편, (38)식을 (21)식과 비교하면,  $h=r$ 인 아치형 지보는 반원형 지보에 비하여 약 67%의 항복하중을 가지는데, 이는 각주의 길이로 인해 모멘트가 증가하기 때문이다.

#### ▷ 단계 2

천정부에 소성힌지가 생성된 후에는 Fig. 9(b)와 같이 모멘트의 재분배가 이루어진다. 이때  $h=r$ 인 3힌지 아치형 지보에 대한 수평반력이  $P/4$  임을 이용하여 간단한 계산을 수행하면 최대 휨모멘트의 발생지점은  $\theta=26.57^\circ$ 와  $\theta=153.43^\circ$ 이며, 여기서 또 다른 소성힌지가 생성된다. 이 지점에서의 모멘트의 크기는 3힌지 아치의 구조해석 결과 아래와 같다.

$$M(\theta=26.57^\circ) = -0.309 Pr \quad (39)$$

한편, 이 지점에서 단계 1에 의한 모멘트의 절대 크기는 (35), (38)식으로부터 다음과 같이 구해진다.

$$M = 0.112 Pr = 0.112 \times 3.681 \times \frac{M_p}{r} \times r = 0.412 M_p \quad (40)$$

따라서, 추가적으로 부담할 수 있는 모멘트는

$$M_p - 0.412 M_p = 0.588 M_p \quad (41)$$

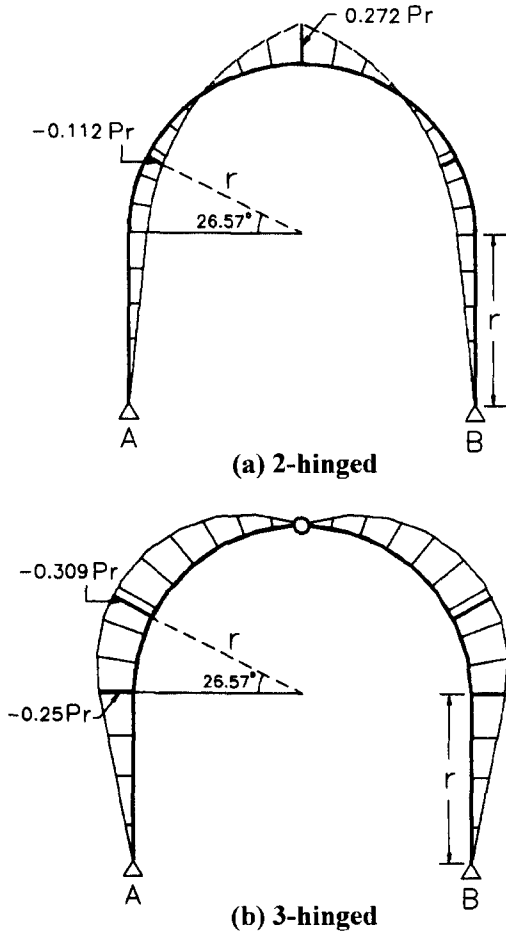


Fig. 9. Bending moment diagram of an arch support

이다. 그러므로, 추가적으로 부담할 수 있는 하중은 (39), (41)식에서 다음과 같다.

$$\Delta P = \frac{0.588 M_p}{0.309 r} = 1.903 \frac{M_p}{r} \quad (42)$$

따라서, 이 지보의 극한하중은 (38), (42)식에서

$$P_u = P_y + \Delta P = 5.584 \frac{M_p}{r} \quad (43)$$

3.2.3 각주 길이에 따른 내하력 분포

전절에서 언급한 것은  $h=r$  인 특수한 형태의 아치형 지보에 대한 해석결과이다. 일반적으로 아치형 지보는 일정한 크기의 각주 길이를 가지고 있으며 대개는  $0 \leq h \leq r$  인 경우가 많다. 본 절에서는 일반적인 형태의 아치형 지보에 대한 항복하중과 소성힌지의 위치 및 극한

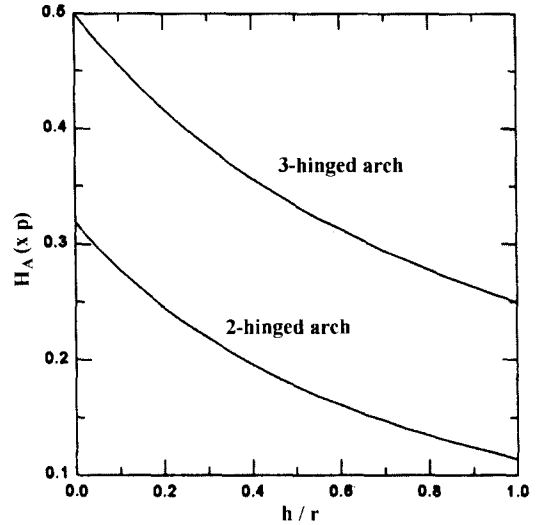


Fig. 10. Horizontal reaction force of arch support according to leg length

하중을 제시한다.

양단 힌지인 아치형 지보의 수평반력은 (30)식에 나타낸 바 있다. 또한, 천정부에 힌지를 가지며 집중하중을 받는 3힌지 아치형 지보에서 수평반력성분은 다음과 같다.

$$H_A' = \frac{Pr}{2(h+r)} \quad (44)$$

(30), (44)식을 이용하면 임의의 형태를 가진 아치형 지보에서의 수평반력을 구할 수 있으며, Fig. 10은 양단 힌지와 3힌지 지보에서의 수평반력성분을 각 지보의 형태에 따라 구하는 도표를 제시한 것이다.

천정부에 집중하중을 받는  $0 \leq h \leq r$  인 아치형 지보는 하중점인 천정부( $\theta=90^\circ$ )에서 먼저 항복이 일어나며, 이때 소성모멘트는 (32)식으로부터 다음과 같다.

$$M_p = \frac{P}{2}r - H_A(h+r) \quad (45)$$

여기서, 하중  $P$ 는 항복하중( $P_y$ )에 해당되며, 이는 (45)식의  $H_A$ 에 (30)식을 대입하면 구해진다. 한편, 천정부에 제 1의 소성힌지가 생성되어 3힌지 아치의 형태가 되면 모멘트의 재분배가 이루어지고, 지보의 양쪽 어깨부분에서 제 2의 소성힌지가 생기게 된다. 이 소성힌지의 위치는 각주의 길이에 따라 달라지며, (46)식과 같은 3힌지 아치의 모멘트 분포식에서  $\frac{dM}{d\theta} = 0$ 을 취함으로써 (47)



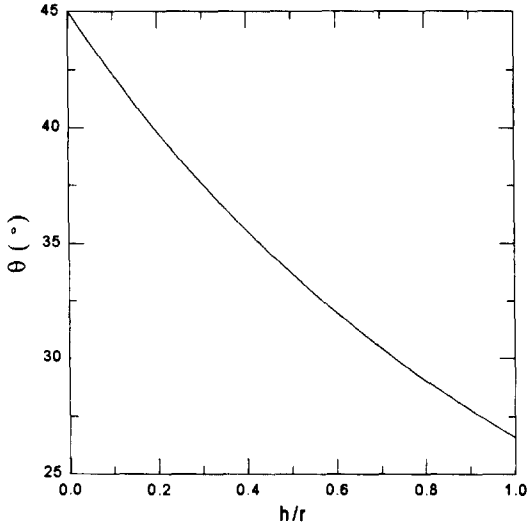


Fig. 11. Position of 2nd plastic hinges of arch support

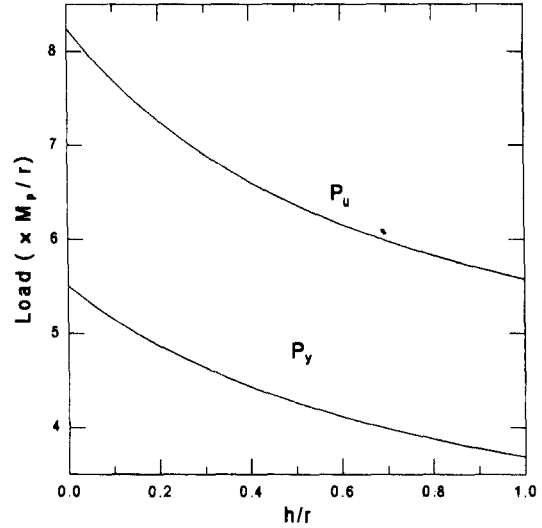


Fig. 12. Distribution of yielding load and ultimate load of arch support

식과 같이 구해진다.

$$M = \frac{P}{2} r (1 - \cos \theta) - H_A' (h + r \sin \theta) \quad (46)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{2H_A'}{P} \right) \quad (47)$$

Fig. 11은 제 2의 소성힌지의 위치를 각주의 길이 즉, 아치의 형태에 따라 나타낸 것이다.

한편, 여기서 추가적으로 부담할 수 있는 하중  $\Delta P$ 를 구한 후에 극한하중을 구하는 과정은 3-1-5절 및 3-2-2절과 유사하며, Fig. 12는 아치의 형태에 따른 극한하중을 항복하중과 비교하여 나타낸 것이다.

### 3.2.4 분포하중을 받는 아치형 지보

전술한 바와 같이 천정부에서 단일 집중하중이 가해지는 것은 지보 시스템에 가장 불리한 경우를 가정한 것이다(Khan *et al.*, 1996). 한편, Biron(1983)은 천정부에 분포하중이 작용될 경우에 대하여 반력성분, 지보 내 임의의 지점에서의 축력과 모멘트 등을 구한 바 있으나, 여기서는 축압을 고려하지 않은 문제점이 있었다. 즉, 강재 지보와 터널벽면 사이에 뒤채움이 완벽하게 되었을 경우에는 Fig. 13과 같은 천반의 분포하중 및 축압계수  $K$ 에 기인한 축압이 강재지보에 작용하는 것으로 볼 수 있으며, 이러한 구조물에서 반력성분, 임의의 지점에서의 축력과 모멘트 등을 구한 결과는 다음과 같다.

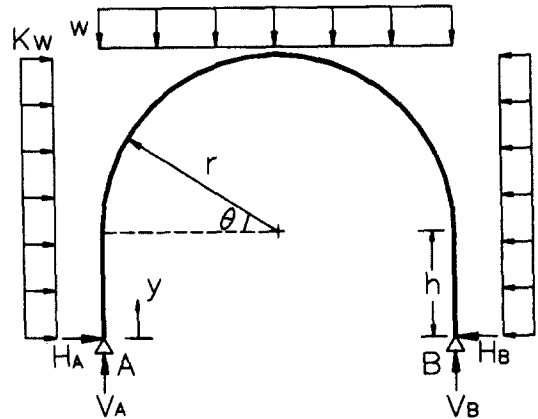


Fig. 13. An arch support model under distributed load

$$H_A = H_B = -w \cdot$$

$$\left( \frac{3Kh^4 + 6\pi Kh^3 r + 36Kh^2 r^2 + 3\pi(3K-1)hr^3 + 8(K-1)r^4}{8h^3 + 12\pi h^2 r + 48hr^2 + 6\pi r^3} \right) \quad (48)$$

$$N = -wr; \text{ for } 0 \leq y \leq h \quad (49)$$

$$N = -wr \cos \theta - H_A \sin \theta - Kw(h + r \sin \theta) \sin \theta + wr(1 - \cos \theta) \cos \theta; \text{ for } 0 \leq \theta \leq \pi \quad (50)$$

$$M = -H_A y - \frac{1}{2} Kw y^2; \text{ for } 0 \leq y \leq h \quad (51)$$

$$M = -H_A(h + r \sin \theta) - \frac{1}{2} w (Kh^2 + 2 Khr \sin \theta + Kr^2 \sin^2 \theta - r^2 + r^2 \cos^2 \theta);$$

for  $0 \leq \theta \leq \pi$  (52)

#### 4. 가축 연결부의 설계

##### 4.1 단위부재의 굴곡시험

U 빔의 단면성능 및 강도특성을 조사하기 위하여 단위중량이 25.8 kg/m 인 Glocken 형 U 빔 단위부재에 대하여 3점 굴곡시험을 실시하였다. Fig. 14는 시험편의 제원을 나타낸 것으로, A, B 지점간의 현의 길이는 90 cm,

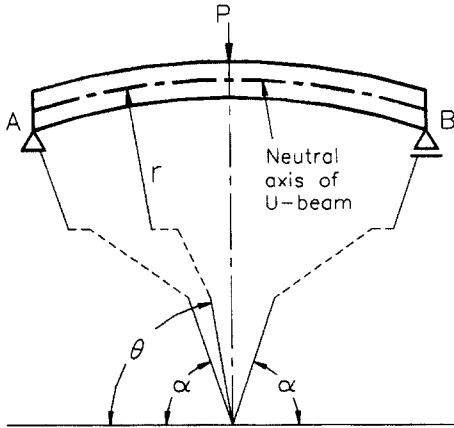


Fig. 14. Three-point bending test of U beam

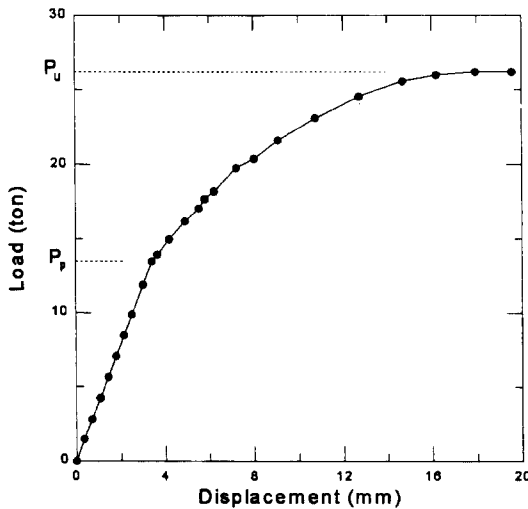


Fig. 15. Load-deflection curve of three-point bending test

중립축의 곡률반경(r)은 146.16 cm,  $\alpha=71.25^\circ$  이다. 천정부에서 집중하중(P)을 가하면서 천정부의 변위를 측정하였으며, Fig. 15는 하중-변위 곡선을 나타낸 것이다. 여기서 비례한계하중( $P_v$ )은 13.5 ton이고 극한하중( $P_u$ )은 26.6 ton 이었다.

한편, Fig. 14와 같이 단순 지지되는 아치 구조에서 모멘트는 다음과 같다(Blake, 1990).

$$M = \frac{1}{2} Pr (\cos \alpha - \cos \theta) \quad (53)$$

여기서, 본 시험편의  $\alpha=71.25^\circ$ 를 (53)식에 대입하면, 시험된 U 빔의 비례한계모멘트는 3.17 t · m, 소성모멘트는 6.25 t · m 이다. 또한, 3-1-4절에서 언급된 바와 같이, 이 U 빔의 소성모멘트는 항복모멘트보다 35% 더 큰 값이므로, U 빔의 항복모멘트는 4.63 t · m에 해당한다.

##### 4.2 가축특성

U-26 빔의 가축 특성을 조사하기 위하여 실물크기의 실험을 실시하였으며, 실험장치에 대해서는 기발표한 바 있다(J.W. Kim, 1997). 본 실험에서는 접침길이를 40 cm로 하고 흑크볼트에 5, 10, 14, 18 kg · m 등의 토크를 가하여 두 부재를 연결한 후에, 아치천정부에서 1점 내지 5점의 하중들을 작용시키면서, 연결부의 미끄러짐 변위를 측정하였다.

한편, 시험된 U 빔 지보는 양단이 완전 고정인 3심원의 복잡한 형태이므로 정역학적 구조해석이 곤란하였

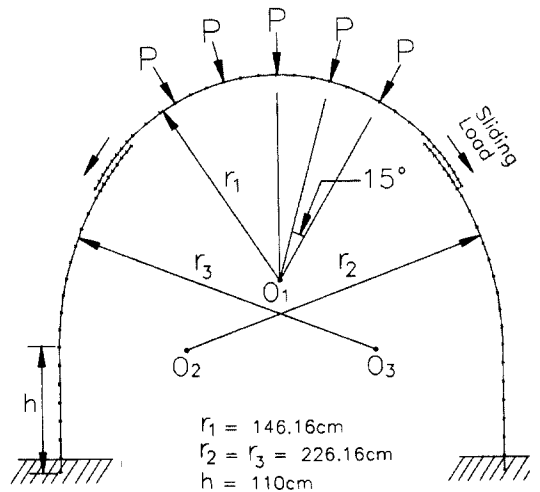


Fig. 16. Finite element mesh of test support

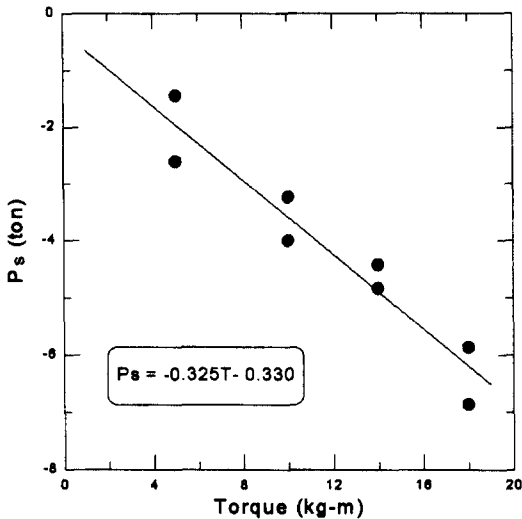


Fig. 17. Relation between torque and sliding load

다. 따라서, 본 연구에서는 SAP2000을 사용하여 시험 지보를 모델링하였으며, Fig. 16은 유한요소망을 나타 낸 것이다. 해석 결과, 천정부에 1점 하중이 가해질 경 우 연결부의 축력은 가해진 하중의 54.7%에 해당되었다.

총 8회의 가축 특성 시험이 실시되었으며, 미끄러짐 이 일어났을 때 연결부에서의 축력( $P_s$ , sliding load)과 토크( $T$ , torque)의 관계는 Fig. 17 및 (54)식과 같다.

$$P_s = -0.325T - 0.330 \quad (54)$$

여기서  $P_s$ 의 단위는 ton 이고, 토크는  $kg \cdot m$ 이며, 0.330은 실험오차로 생각된다.

### 4.3 가축부의 토크 설계

가축 연결부의 토크를 너무 작게 하면 작은 하중하에 서도 연결부가 쉽게 미끄러지게 되고, 반대로 토크를 너무 크게 하면 큰 하중을 받아 부재가 항복됨에도 불 구하고 미끄러짐이 발생하지 않기 때문에 가축성 지보 의 특성을 충분히 살릴 수 없게 된다. 따라서, 부재가 항복되는 시점에 맞추어 미끄러짐이 일어나도록 적절 한 토크를 가해서 연결부를 구성해야 한다. 본 절에서 는 가축부의 토크를 설계하는 예를 들어본다.

먼저 시험지보의 형태는 Fig. 16과 같이 복잡한 형태 이므로 정역학적 해석이 곤란하기 때문에, 터널 단면적 이 동일한 1심원의 형태로 단순화 하였다(Fig. 18 참 고). 즉, 시험지보를  $h=1.06\text{ m}$ ,  $r=1.59\text{ m}$  이며 양단 힌 지인 아치형 지보로 고려하였다. 이때 연결부의 위치는

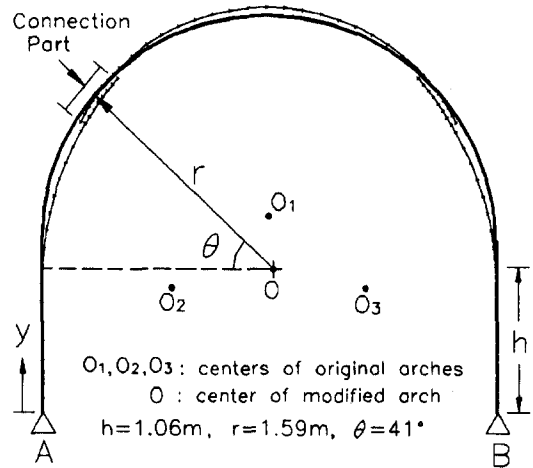


Fig. 18. Simplified shape of test support

$\theta=41^\circ$  이고, 이와 같이 형태를 단순화하면 3-2절의 관 계식들을 적용할 수 있어 계산상 편리하다.

한편, 현장 지보에 가해지는 암반하중은 개소에 따라 현저히 다르므로 대표적인 두 가지 하중조건에 대해 해 석을 실시한다.

#### ▷ 천정부에 단일 집중하중이 작용할 경우

이 경우는 지보 시스템에 가장 불리한 경우를 가정한 것이다. 수평반력은 (30)식에서  $H_A = 0.151 P$  이며, 최대 모멘트는 천정부에서 발생하며 그 크기는 (32)식에서

$$M = \frac{P}{2} \times 1.59 - 0.151 P (1.06 + 1.59) \quad (55)$$

이다. 여기서 U 빔의 항복모멘트  $4.63\text{ t} \cdot \text{m}$ 를 대입하면 항복하중은 11.73 ton 이다. 천정부의 11.73 ton에 대한 연결부에서의 축력은 (31)식에서  $N(\theta = 41^\circ) = -5.59\text{ ton}$  이며, 이를 다시 (54)식에 대입하면, 설정 토크는  $16.18\text{ kg} \cdot \text{m}$ 이 된다.

#### ▷ 분포하중이 작용할 경우

지보의 시공성이 좋은 경우는 Fig. 13과 같은 등분포 하중의 상태도 고려될 수 있다. 예를 들어, 축압계수 K 를 1로 가정하면, (48)식에서 수평반력은  $H_A = -0.789 w$  이다. 최대 모멘트의 발생지점은 (51), (52)식에서 각 각  $\frac{dM}{dy} = 0$ ,  $\frac{dM}{d\theta} = 0$ 을 적용함으로써 구해지는데, 이 중에서 절댓값이 더 큰 것이 지보의 최대모멘트가 된다.  $K=1$  인 경우에는 각주 하단에서  $0.789\text{ m}$  떨어진 지점 에서 최대모멘트가 발생하며, 그 크기는 (51)식에서

$$M = 0.789w \times 0.789 - 1 \times w \times \frac{0.789^2}{2} = 0.311w \quad (56)$$

이다. 여기서 U 빔의 항복모멘트 4.63 t·m를 대입하면 항복하중( $w_y$ )은 14.89 ton/m이다. 이때, 연결부에서의 축력( $P_s$ )은 (50)식에서  $N(\theta = 41^\circ) = -26.32$  ton이며, 이를 다시 (54)식에 대입하면, 설정 토크는 79.96 kg·m가 된다.

한편, 축압계수 K가 달라지면 상기의 계산은 다시 수행되어야 하는데, Table 2는 여러 가지 K에 대해 설정 토크를 계산한 결과를 요약한 것이다. 또한, Fig. 19는  $h=1.06$  m,  $r=1.59$  m이며 양단 힌지인 아치형 지보에 분포하중이 작용할 경우, 수평반력과 최대 휨모멘트를 K에 대하여 도시한 것이다.

Table 2와 같이 U 빔 부재의 탄성 범위내에서 가축을 일으키기 위한 연결부의 토크는 축압계수에 따라 상당

Table 2. Torque with variation of geostatic stress ratio(K)

K	$H_A$ (ton)	$M_{max}$ (t·m)	$w_y$ (ton/m)	$P_s$ (ton)	T (kg·m)
0	0.325w	0.404w	11.46	-12.82	38.43
0.25	0.046w	0.264w	17.54	-22.47	68.11
0.5	-0.232w	0.124w	37.34	-53.88	164.78
0.75	-0.511w	0.174w	26.61	-42.72	130.42
1	-0.789w	0.311w	14.89	-26.32	79.96
1.42	-1.257w	0.557w	8.31	-16.95	51.15
2	-1.903w	0.906w	5.11	-12.35	36.98
3	-3.017w	1.518w	3.05	-9.35	27.75

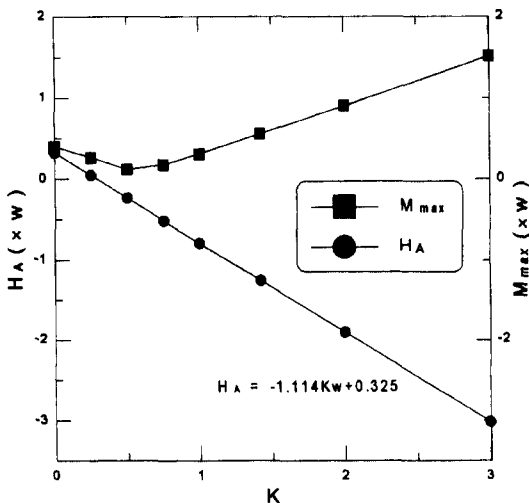


Fig. 19. Distribution of horizontal reaction force and maximum bending moment according to K, where  $h=1.06$  m,  $r=1.59$  m

히 변화한다. 본 시험지보의 경우 축압계수가 0.5 부근에서 최대 휨모멘트의 값은 가장 작아지므로 안정된 지보시스템이 유지될 수 있으나, 축압계수가 클수록 지보의 최대 모멘트는 커지기 때문에 U 빔의 탄성을 유지하기 위해서는 연결부의 토크를 작게 설정하여야 한다.

한편, 이상과 같이 집중하중과 분포하중이 작용하는 두 가지 예는 극단적인 경우를 나타낸 것이라 할 수 있다. 현장 지보는 대개 터널 벽면과 지보 사이의 썩기로부터 압박하중을 전달받기 때문에 지보에 분포하중이 작용될 것을 기대하기는 어려우며, 또한 천정부에서 1개의 집중하중만이 작용하는 것도 아니다. 따라서, 토크의 적절한 값은 지보의 시공상태와 현지 지압의 분포 상태 등과 같은 현장의 조건에 의존한다고 볼 수 있으며, 국내에서의 시공 경험이 축적될 경우 일종의 경험식이 유도될 수 있을 것으로 기대된다. 참고적으로 Biron (1983)은 독일 광산에서 사용되는 경험식을 제시하고 있다.

또한, 일반적인 한국 성인이 토크렌치를 사용하여 가할 수 있는 토크는 20~30 kg·m 정도이므로, 설정 토크의 계산 결과가 과도하게 크게 나왔을 때는 사용되는 U 빔 부재를 단위중량이 다른 것으로 교체하고 다시 설계하는 것이 좋을 것이다.

#### 4.4 현장적용의 예

U 빔 지보 31매가 삼척탄과 정암광업소의 중앙개소에 시험적으로 시공되었으며, 이후 260일 동안 계측이 실시되었다(김중우 외, 1994). 시공시에 설정 토크는 21 kg·m로 하였는데, 이는 4-3절의 토크 계산 결과에 따른 것이다.

즉, 시험지보에 천정부의 단일 집중하중이 작용한다고 가정하면 설정토크는 16.18 kg·m 이고, 분포하중이 작용한다고 가정하면 이 지역의 축압계수는 임한욱(1988)에 의해 1.42이므로 Table 2에서 토크는 51.15 kg·m이다. 따라서, 본 시험지보의 토크는 16.18~51.15 kg·m의 범위에서 설정되어야 할 것으로 판단되었는데, 본 시험장소에 대한 사전조사를 실시한 결과, 터널 벽면과 지보 사이의 썩기의 시공상태가 다소 불량할 것으로 생각되었기 때문에 위의 평균값보다 다소 작은 21 kg·m으로 하여 시험지보를 시공하였다.

Fig. 20은 현장의 계측 결과로서, 지보 우측 및 좌측 연결부에서의 미끄러짐 변위와 지보의 천정부, 우상부, 좌상부에서의 휨모멘트를 경과시간에 따라 나타낸 것

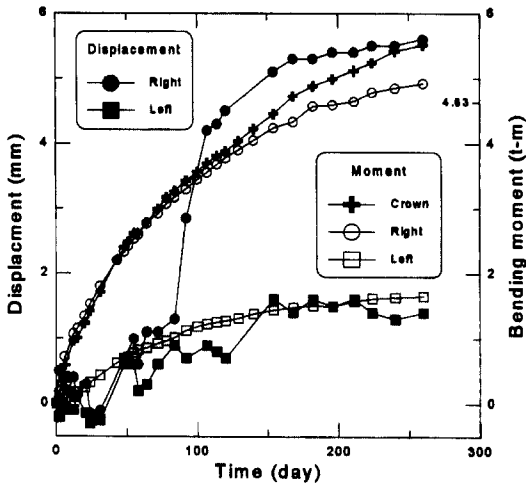


Fig. 20. Displacement and bending moment of test support according to time elapsed

이다. 지보설치후 약 90일 경과시에 우측 연결부에서 미끄러짐이 일어나기 시작하여 170일 이후에는 약 5.5 mm의 미끄러짐 변위가 발생하였으나, 좌측 연결부에서는 변위가 거의 발생하지 않았다.

반면에 휨모멘트는 시간에 따라 점차적으로 증가하여 미끄러짐이 발생한 시점(90일 경과시)에서 지보내의 최대 휨모멘트는 천정부의  $3.42 \text{ t} \cdot \text{m}$ 로 나타났다. 이는 4-1절에서 제시된 U-26 빔의 항복모멘트  $4.63 \text{ t} \cdot \text{m}$  보다 약간 작은 것으로 U 빔의 탄성 범위내에서 가축이 잘 수행되고 있음을 보여준다.

또한, 일단 미끄러짐이 발생한 이후에는 연결부의 토크를 설정 토크값으로 재조정하여야 가축지보의 성능을 계속적으로 발휘할 수 있다. 그러나, 이 시험지보는 Fig. 20에서와 같이 미끄러짐이 발생한 이후에도 계속적으로 휨모멘트가 증가하고 있는데, 이는 이 시험지보의 토크를 재조정하지 않았기 때문이다. 따라서, 이 지보는 설치 후 170일 경과시에 항복모멘트  $4.63 \text{ t} \cdot \text{m}$ 을 초과하였고, 이후 3-2절에서 언급된 소성거동을 보이고 있는 것으로 생각된다. 이와 같이 이 지보의 토크를 재조정하지 않은 것은 본 지보가 시험적인 것이이라는데 그 근본적인 이유가 있지만, 미끄러짐 발생시점의 휨모멘트가 U 빔의 소성모멘트  $6.25 \text{ t} \cdot \text{m}$  보다 매우 작았으며, 지보 설치기간이 일정기간 유지되는 탄광의 운반경도였기 때문이다.

한편, 가축성 U 빔 지보의 내공변위는 이와 인접해서 시공된 준강성 지보(쌍Σ형 연결대를 이용한 GI130 빔

지보)의 내공변위에 비해 약 50% 정도의 수준이었다. GI130 빔의 단위중량이  $35 \text{ kg/m}$ 로서 U 빔에 비해 약 1.36배 더 큰 것을 감안하면, U 빔 지보의 경제적인 우수성을 대략적으로 알 수 있다.

#### 4.5 가축성 지보의 경제성

현재 국내의 토목 및 광산 터널에서 주로 사용되고 있는 강재 지보는 준강성 지보로서, I 빔 또는 H 빔 곡선재 2매를 천정부에서 연결대로 결합한 것이다. 이러한 지보는 연결대 부분이 특히 취약하여 여러 가지 문제를 야기하고 있다. 이에 비해 U 빔 가축성 강재지보는 연결부의 결합토크를 조절함으로써 지보재의 절감을 기할 수 있는 장점이 있다.

이 지보의 경제성에 관해서는 향후 구체적인 연구가 필요할 것으로 생각되나, 지보재의 국산화가 이루어진다면, 그 경제성이 제고될 것으로 보아 현재 사용되는 준강성 지보를 대체할 수 있을 것으로 기대된다.

## 5. 결 론

이 연구에서는 양단이 힌지로 지지되는 반원형 및 아치형 지보에 대한 정역학적인 해석을 실시하였고, 단위중량  $25.8 \text{ kg/m}$ 인 U 빔을 이용한 가축성 강재 지보에 대한 실내 및 현장 실험을 수행하였다. 이를 통해 얻어진 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) U 빔의 소성모멘트는 항복모멘트에 비해 35% 더 크며, U 단면은 I 단면보다 소성영역에서 우수한 강도 특성을 나타낸다.
- 2) 천정부 집중하중을 받는 반원형 지보에서 항복하중과 극한하중의 비는 약 1.5이며, U 빔 반원형 지보는 항복하중보다 약 2배의 하중을 더 지지할 수 있다.
- 3) 천정부 집중하중을 받는 아치형 지보에서 각주 길이에 따른 내하력의 크기를 산정하는 도표를 작성하였다(Fig. 12 참고).
- 4) 분포하중을 받는 아치형 지보에서 축압계수를 고려하는 구조해석을 실시하여, 지보내 모멘트와 축력의 관계식을 유도하였다.
- 5) U 빔의 3점 굴곡시험에서 항복 및 소성모멘트를 구하였으며, 이를 바탕으로 현장지보의 토크를  $21 \text{ kg} \cdot \text{m}$ 로 설정하여 시공하고 측정한 결과, 가축성 지보의 특성을 잘 파악할 수 있었다.
- 6) 가축성 강재 지보의 경제성에 관해서는 향후 구체

적인 연구가 필요할 것으로 생각되나, 지보재의 국산화가 이루어지면 그 경제성이 클 것으로 기대된다.

### 참 고 문 헌

1. Eilertsen, N.A., 1962, Yieldable steel arches and yieldable steel ring supports in metal mines, USBM, IC8056.
2. Cemal Biron, Ergin Arioglu, 1983, Design of supports in mines, John Wiley & Sons.
3. Ambrose, D. and B.N. Whittaker, 1985, Strength behavior of Steel arch supports with reference to loading distribution and joint position, Min. Sci & Tech., Vol. 3, pp. 267-275.
4. Khan, U.H., H.S. Mitri and D. Jones, 1996, Full scale testing of arch tunnel support, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 33, pp. 219-232.
5. Jukes, S.G., E.P. Hassani and B.N. Whittaker, 1983, Characteristics of steel arch support systems for mine roadways., part 1. Modelling theory, instrumentation and preliminary results, Mining Science and Technology, pp. 43-58.
6. Blake, A., 1990, Practical Stress analysis in engineering design, Marcel dekker, Inc., pp. 310-336.
7. Timoshenko, S.P. and James M. Gear, 1972, Mechanics of Materials, Litton Editonal Publishing, Inc.
8. Kim, J.W. and H.K. Lee, 1997, Full Scale Tests of Steel Arch Supports, Proc. of 1st ARMS, pp. 835-840.
9. 구성모 편저, 1979, 각종 형강구조설계 및 DATA, 기전연구소, pp. 5-47.
10. 김종우, 이희근, 1994, 심부갱도내 철재지보의 변형 거동과 지보하중 결정에 관한 연구, 한국자원공학회지, Vol. 31, No. 1, pp. 60-69.
11. 이경운 외, 1988, 광산장비 국산화 연구(VI), 한국형 U-Beam 개발 연구, KR-87-14, 한국동력자원연구소, pp. 135-207.
12. 임한욱, 1988, 삼척탄전지대 석탄광에서의 암반 응력 측정에 관한 연구, 대한광산학회지 Vol. 25, No. 5, pp. 115-121.