

## 重地壓 運搬 坑道內 變形計測 및 荷重逆算에 關한 研究\*

曹永秀<sup>1)</sup> · 金鍾佑<sup>2)</sup> · 申儻淳<sup>3)</sup> · 鄭小杰<sup>4)</sup> · 李喜根<sup>5)</sup>

### A Study on the In-Situ Measurement of the Deformation and the Back Calculation of the Load in the Mine Roadway Over-Stressed Rocks

Young Soo Cho, Jong Woo Kim, Hee Soon Shin,  
So Keul Chung and Hi Keun Lee

#### ABSTRACT

In this study, the indirect estimation method of the support load which is based upon the integrated measuring technique suggested by Kovari was applied to the calculation of support load in the mine roadway. Four test supports were installed in the area where they had to be replaced. Two of those were GI-130 rigid supports and the others were U-26 yieldable supports. The vibrating wire strain gages which were attached in pairs on the steel arch support were used to provide an accurate measurement. Bending moments and normal forces obtained from strain gage pairs were used to calculate the support load. This method was also verified by laboratory bending tests. The results obtained from the back-calculation method showed relatively good agreement with the measured convergence for each crosssection.

#### 1. 서 론

국내 탄층 부존지역은 심한 습곡 작용을 받았고 많은 협탄층등의 존재로 인하여, 일반적으로 불균질하고 불연속적인 지층을 낀 갱도들이 많이 존재하고 있다. 또한, 갱도의 심부화로 인한 지압의 증가는 심각한 단면의 축소를 초래할 뿐만 아니라 낙반이나 붕괴와 같은 광산 재해도 빈번히 일어나고 있다. 이런 이유로 많은 광산에서 지질적으로 복잡하고 과도한

지압이 가해지는 지역에 대해 철재 지보를 선택하여 사용하고 있다.

갱도의 안정성 유지와 붕락의 예방을 위해서는 갱도 내 지보 구조에 대한 변형계측 및 구조 해석을 통하여 철재아치 지보의 거동을 이해하고, 예상되는 지보하중과 하중의 작용상태를 조사함으로써, 안정하고 합리적인 지보설계를 할 필요가 있다. 안정한 공동의 유지를 위해서는 지보가 지지하고 있는 하중을 수시로 계측해야 하는데, 이런 방법으로 하중 역산방법이

\*1993년 4월 접수

- 1) 정회원, 삼립건설턴트 기술개발실(공학석사, 1993. 2. 26. 서울대학교 대학원 졸업)
- 2) 정회원, 범양엔지니어링(공학박사, 1993. 2. 26. 서울대학교 대학원 졸업)
- 3) 정회원, 한국자원연구소 암반공학연구그룹 그룹장
- 4) 정회원, 한국자원연구소 채광공학연구그룹 그룹장
- 5) 정회원, 서울대학교 공과대학 자원공학과 교수

제시되고 있다. 하중 역산방법은 지보재의 변형을 체계적으로 계측하여 굴곡 모멘트와 축방향력을 구하고 이를 수치미분하여 지보하중을 계산하는 것이다.

굴곡시험을 통해서 U 빔과 GI 빔의 단면 형태에 따른 빔의 특성과 변형 거동을 조사하였고, 강성 GI-130 지보와 가축성 U-26 지보로 구성된 시험지보에 대한 현장계측이 실시되었다. 변형 계측의 대상 갱도로는 삼척탄좌 정암광업소의 보수가 요구되는 중지압 운반갱도가 선정되었다. 기왕에 개설되어 있던 GI-130 강성 아치지보 구간일부에 시험지보를 포함한 U-26 가축성 철재지보 31틀 및 GI-130 아치 시험지보 2틀을 함께 설치하여 지보의 변형률과 단면 변형을 계측하고 두 지보의 변형특성을 비교하였다. 또한 하중 역산방법을 통하여 지보 하중을 계산하였다.

## 2. 하중 역산에 대한 기초 이론

지보의 변형을 계측함으로써 지보에 가해지는 지압의 크기를 결정하는데 있어서의 이론적인 배경은 김부환<sup>2)</sup> 박의섭<sup>3)</sup> 등에 의해 이미 발표된 바 있다.

Fig. 1의 각 요소에 대한 법선 방향 하중( $p_i$ )과 접선 방향 하중( $t_i$ )은 굴곡 모멘트( $M$ )와 축방향력( $N$ )으로부터 구해진다.

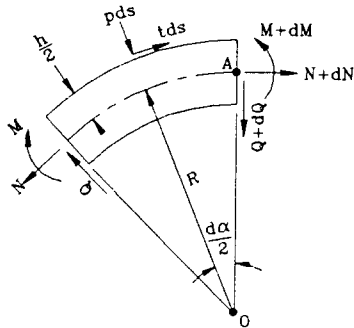


Fig. 1. Infinitesimal element for equilibrium consideration (after K. Kovari).

$$p_i = -\frac{N_i}{R} - \frac{1}{L^2} (M_{i-1} - 2M_i + M_{i+1})$$

$$1 \leq i \leq (n-1)$$

$$t_i = \frac{1}{2L} \{ -(N_{i+1} - N_{i-1}) + \frac{1}{R} (M_{i+1} - M_{i-1}) \}$$

$$1 \leq i \leq (n-1) \quad (1)$$

여기에서 R은 지보의 곡률 반경이고 L은 각 계측 점간의 간격이다.

Fig. 2에서와 같이 위에서 구해진  $p_i$ 와  $t_i$ 를 총체적인 중력 방향 하중성분(vertical load component)과 수평

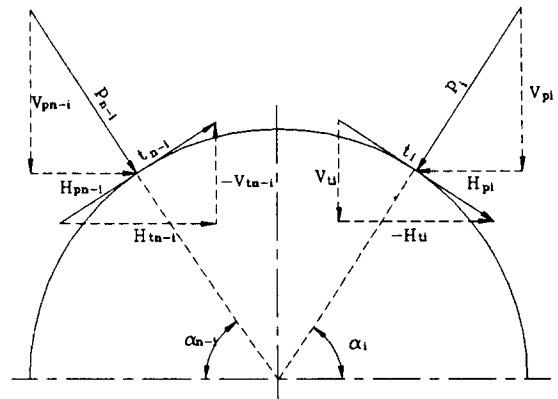


Fig. 2. Conventions of the vertical and the horizontal load.

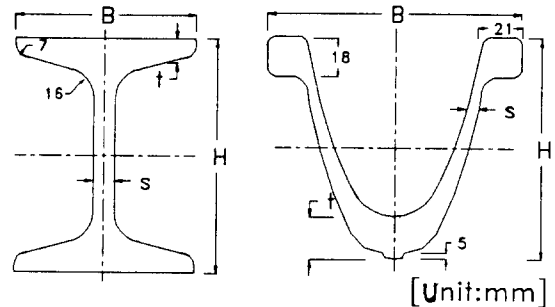


Fig. 3. Dimensions of the GI-130 and U-26 profile.

Table 1. Dimensions and moment of inertia of the test beam

Nominal value	Height [mm]	Width [mm]	Thickness		Area of section [cm <sup>2</sup> ]	Weight [kg/m]	Moment of inertia[cm <sup>4</sup> ]		Section modulus[cm <sup>3</sup> ]	
			s[mm]	t[mm]			I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>
GI-130	130.0	100.0	12.0	17.0	44.6	35.0	1130	80.5	175	42.2
U-26	123.2	141.0	6.0	20.0	32.9	25.8	510.4	530.1	82.0	75.2

방향 하중성분(horizontal load component)으로 표현하면 다음식과 같다.

$$\Sigma V = \Sigma V_p + \Sigma V_t = p_i \cdot \sin \alpha_i \pm t_i \cdot \cos \alpha_i$$

$$1 \leq i \leq n$$

$$\Sigma H = \Sigma H_p + \Sigma H_t = p_i \cdot \cos \alpha_i \mp t_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$1 \leq i \leq n \quad (2)$$

여기서  $t_i$ 항을 수평 방향과 수직 방향의 분력으로 나타내는데 있어서, Fig. 2에서와 같이 지보 정점의 우측에서는 수평방향의 분력이 부(-)의 값을 갖게 되고, 정점의 좌측에서는 수직방향의 분력이 부의 값을 갖게 된다.

### 3. GI-130 빔 및 U-26 빔의 굴곡시험

#### 3.1 시험 장치 및 방법

시험재료의 재질은 32Mn3으로서 GI-130 강성지보와 비교한 U-26 가축성 지보의 역학적 성질과 제원은 Fig. 3과 Table 1에 나타나 있다.

본 시험에서는 3점 굴곡시험과 4점 굴곡시험을 통하여 단면형태가 다른 두지보의 수직과 수평방향에 대해서, 스트레인 게이지로 탄성 한계 이후까지의 변형률을 측정하여 각각의 하중에 대한 변형거동을 관찰하였다. 또한, 하중 역산방법의 타당성을 확인하기 위해 세 쌍의 스트레인 게이지를 빔의 상, 하면에 각각 부착하여 탄성한계에 도달할 때까지 계측하고, 실제 가해진 하중과 역산방법으로 얻어진 하중을 서로 비교하였다. 그리고 굴곡하중에 의한 빔의 처짐곡선을

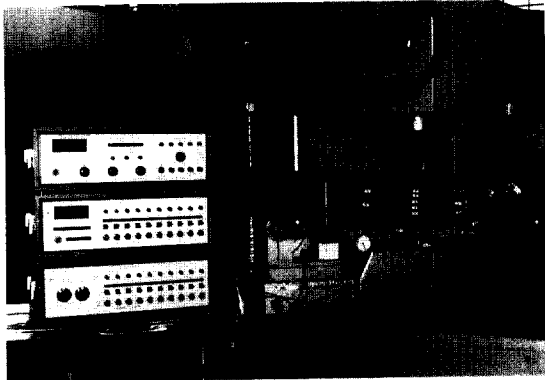


Fig. 4. A view of the bending fixture and the multi-channel strain indicator.

통하여 탄성영역을 벗어나는 항복하중과 완전소성에 도달하게 되는 최대하중을 구하였다. 이로부터 강도 유지에 대한 소성설계가 가능하게 된다.

Fig. 4는 200톤 만능 압축시험의 전경이며 이 시험장치를 이용하여, Fig. 5에서 보는 바와 같이 4점 굴곡시험(10톤 용량)과 3점 굴곡시험을 실시하였다.

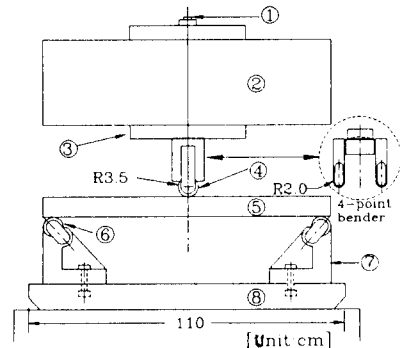
시험방법으로는 게이지 선상으로 하중점이 위치하지 않도록 하기 위한 4점 굴곡하중시험과 충분한 용량을 가진 3점 굴곡하중시험 그리고 게이지 위치를 하중점에서 벗어나도록 차이를 주는 편향된 3점 굴곡하중시험을 하였다.

Fig. 6(a), (b), (c)와 같은 하중방법의 차이로 인해 각 시험에 대해서 중앙에 위치하고 있는 스트레인 게이지에 걸리는 굴곡 모멘트의 크기가 차이가 나게 된다. 즉, 각 측정점에 대한 굴곡 모멘트를 대입하여 구해지는 하중값은 가해진 하중에 대해서 4점 하중 시험의 경우에는 약 83.3%, 편향된 3점 시험에서는 약 66.7%의 하중값이 구해지게 된다.

#### 3.2 시험 결과 및 검토

이상의 굴곡시험으로부터 중요한 결론을 유추해내면 다음과 같다.

(1) 집중하중이 가해지는 부분을 제외하고는 탄성 상태하에서 중립면은 일정하게 유지된다(스트레인 게이지의 부착에 의한 시험). 그러므로 굴곡 모멘트가



- 1 Compression plate mounting rod
- 2 Lower crosshead
- 3 Compression plate mounting seat
- 4 Transverse roller
- 5 Testing beam
- 6 Fulcrum roller
- 7 Fulcrum stand
- 8 Transverse and bending table

Fig. 5. A schematic view of a bending fixture.

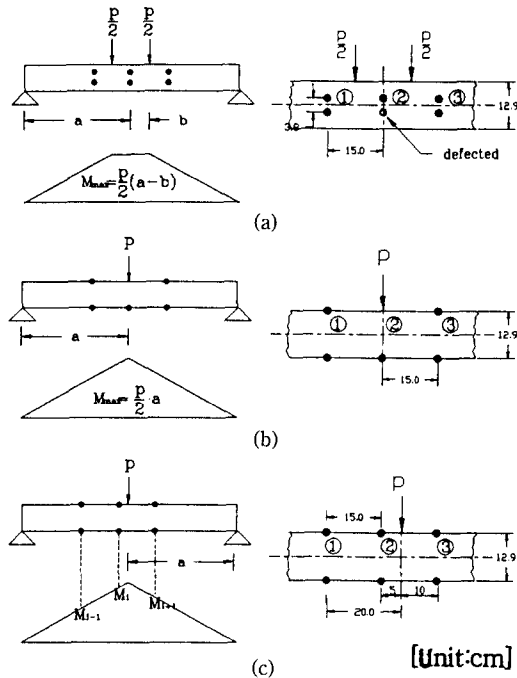


Fig. 6. Bending moment diagrams and positions of strain gage pairs of each bending test (a) 4-point bending test (b) 3-point bending test (c) deviated 3-point bending test.

주로 작용하는 경우, 즉 인근 게이지쌍의 인장과 압축의 변형률의 대칭비가 1에 가까울 경우, 계측되지 못한 변형률 값을 대칭값으로 대입하여 하중 역산에 이용할 수 있다(Fig. 6(a)의 4점 하중시험에서 적용).

② 4점 하중시험과 스트레인 게이지를 하중선상에서 이격시킨 3점 하중시험(Fig. 6(c) 참조)으로부터 구해진 세쌍의 변형률 값으로 환산된 하중값은 이론치와 비교해 볼 때, 오차율이 4% 내외로 잘 부합되었다. Fig. 6(b)와 같이 하중선 상에 게이지가 위치한 경우에는, 하중점아래에서 국부적인 소성이 발생하여 중립축이 상부의 위치로 이동하기 때문에, 오차율이 대략 12~19%로 크게 나타났다.

③ I 빔과 U 빔의 처짐곡선(Fig. 7(a), (b) 참조)과 응력-변형률 선도로부터, 탄성한계 모멘트(bending moment at yield)와 소성모멘트(ultimate bending moment)를 구하여 이를 소성 설계에 대한 안전율로 이용할 수 있다. 또 탄성 한계 모멘트를 단면 계수로 나누어서 굴곡 인장 강도(bending stress)를 구하면 Table 2와 같다. 여기서 I 빔은 단면이 다른 U 빔과

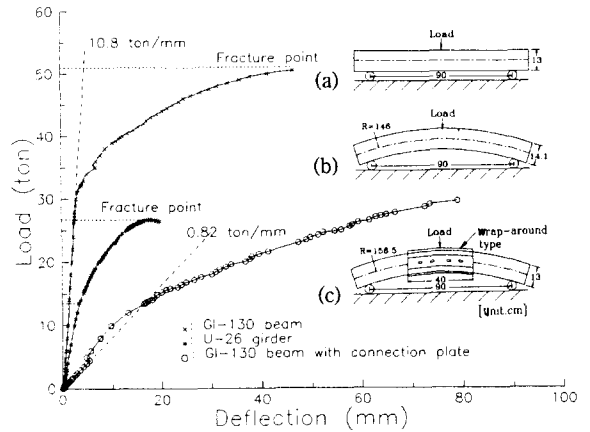


Fig. 7. Comparison of the deflection curve of (a) the GI-130 beam and (b) the U-26 girder with (c) that of the connection plate (wrap-around type).

같은 단면적으로 대비하여 x방향에 대한 굴곡 지지력이 탄성 한계내에서 1.67배, 최대 굴곡 하중에 대해서 1.4배 정도 강하게 나타났다.

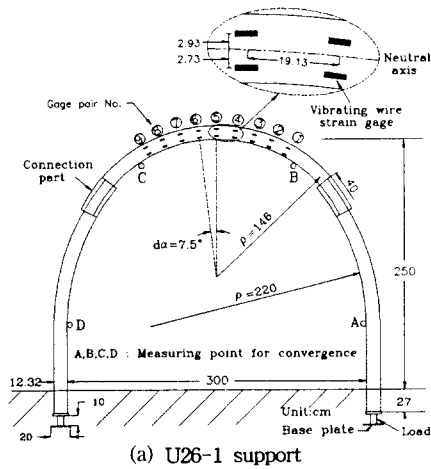
④ 이음철판으로 연결된 I 빔에 대한 굴곡시험에서 변형의 대부분이 연결부위에서 발생함을 확인할 수 있었다. 가해지는 하중이 연결부의 변형으로 흡수됨에 따라 연결부위에서 큰 처짐이 발생하였다(Fig. 7(c) 참조).

## 4. 현장 계측

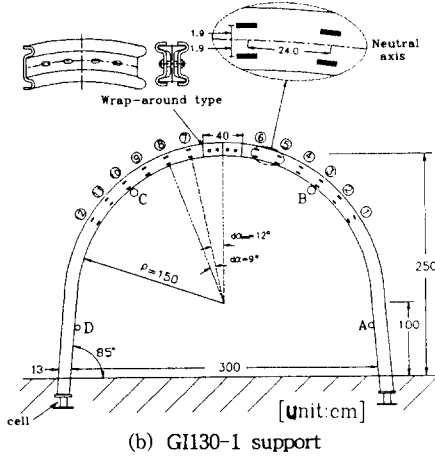
### 4.1 계측 장소

현장지보 적용시험의 대상 광산은 삼척탄좌 정암 광업소이다. 본 광업소는 삼척탄좌의 중심부에 위치하고 있으며, 서부에 함백산 대단층이 발달해 있고 동서방향의 축을 갖는 대향사 구조를 이루고 있다.

계측을 실시한 장소는 500 ML 동부 1 cross 600 m~650 m 지점으로써, 1985년 개착된 이래로 6개월에서 1년 간격으로 꾸준히 보강이 계속되어온 중지압을 받는 운반 갱도이다. 이러한 원인으로는 본 시험 개소가 하층탄과 하층 상반 세일로 구성되어 있고 본층탄까지 포함된 연약한 암반 지대로서 천정압 뿐만 아니라, 상당한 크기의 횡 방향 하중도 가해지고 있다는 점들을 들 수 있다. 시험지보 설치당시의 시험 개소의 환경은 운반갱도의 규격이 3.0 m×2.5 m이며,



(a) U26-1 support



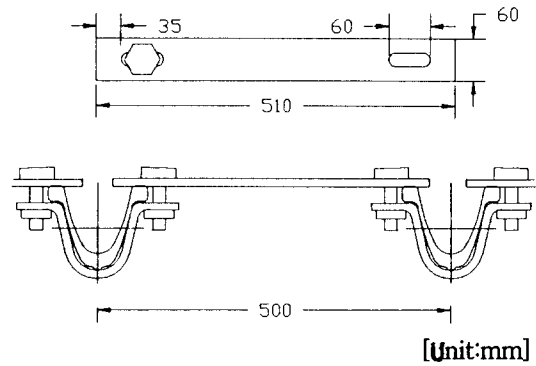
(b) GI130-1 support

Fig. 8. The schematic view of the U26-1 support and the GI130-1 support.

이 보강 구간에는 특히 강성이 큰 GI-130 철재 아치지보로 보강되어 있었고, 이음 철판도 fish-plate type이 아닌 중지압 지층(heavy strata loading condition)에 주로 사용되는 쌍  $\Sigma$ 형 이음철판(wrap-around type)으로써 연결되어 있었다.

#### 4.2 시험지보의 제작, 설치 및 계측 방법

현장 시험지보는 단면이 U형인 U-26 철재 아치 지보로서 GI-130 철재 아치 지보로 보수중인 일부 구간에 31틀을 설치하여 두 지보를 비교하고자 하였다. 이 중 U-26 및 GI-130 철재지보 각 2매에 각종 계측장치를 부착한 시험지보를 제작하여 함께 시공하였다. 편의상 시공순서에 따라 먼저 시공된 2매의



[Unit:mm]

Fig. 9. The connection set of the steel struts in the case of U-26 support.

U-26 시험용 지보를 U26-1 지보(진동현 게이지 9쌍씩 부착) 및 U26-2 지보(진동현 게이지 17쌍-각주에 4쌍씩 부착), 이후의 GI-130 시험용 지보를 GI130-1 지보(진동현 게이지 12쌍씩 부착) 및 GI130-2 지보(진동현 게이지 16쌍씩 부착)로 명명하였다. 시험지보의 제작도면은 Fig.8과 같다.

그리고 그림에서 A, B, C, D지점에 내공변위를 측정하기 위해 철재 고리를 용접하였다. U-26 지보의 상단 아치와 각주아치가 겹쳐지는 선단부(connection part)에는, 지압에 의한 미끄러짐을 측정하기 위하여 버니어 캘리퍼스를 이용한 계측기준점을 표시하였다.

시험지보의 시공은 4틀의 시험지보를 포함하여 총 31틀의 U-26 아치 지보를 지보간격 50 cm로 하여 설치하였다. 시공 방법에서 U-26 아치 지보는 강재 3매틀로써, 양쪽 각주 하단에 지지력을 주기위해 20×20×1.2[cm<sup>3</sup>] 크기의 철재 바닥판(bearing plate)을 설치하고, 그위에 각주 아치를 세운다. 그런 다음 상단 아치를 유압철주로 들어올리고, 4개의 호크 볼트를 이용하여 연결 겹침 길이(connection G405)가 40 cm가 되도록 유지하면서, 토크압을 21 ton·m로 주어 고정하였다.<sup>4)</sup> 강재 2매틀로 구성된 GI-130 아치지보도 같은 방법으로 양쪽의 지보를 세우고 이음철판(wrap-around type : Fig.8(b) 참조)으로 고정하였다.

지보 간격을 유지하고 지보의 비틀림을 방지하기 위해서 GI-130 아치지보의 경우에는 종전의 방법대로 일정길이의 목재 절장(strut)을 이용하여 설치하였으나, U-26 아치 지보의 경우에는 Fig.9와 같은 철판 이음쇠를 제작하여 4군대를 연결하였다.

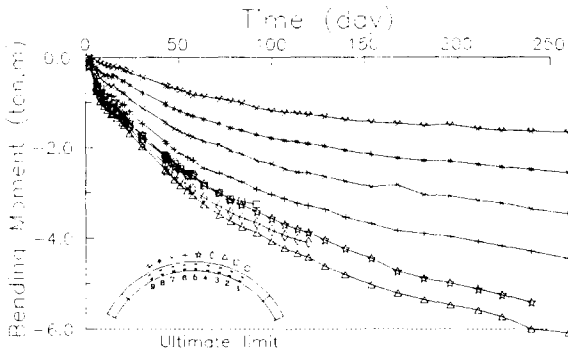


Fig. 10. Bending moment-time curves of the U26-1 support.

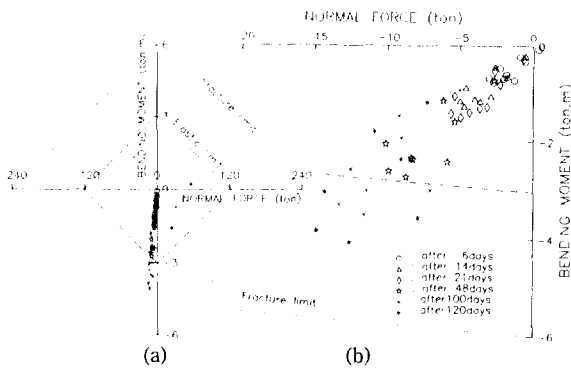


Fig. 11. Plot of moments and normal forces in the interaction diagram of the U26-1 support along the elapsed day.

### 4.3 계속 결과 및 고찰

4개의 시험지보에 대해 총 108개의 진동현 스트레인 게이지를 부착하여 지보의 변형률을 계속하였다. 시험지보에서 얻어진 지보재의 변형률을 하중역산 방법에 적용하면 하중역산 방법의 주요 요소인 굴곡 모멘트와 축방향력이 계산된다. 구해진 이들 단면력으로부터 단위지보의 변형크기와 양상(방향) 그리고 지지한계에 대해 개략적인 판단을 가능하게 한다.

Fig. 10은 U26-1 지보의 굴곡 모멘트를 시간의 경과에 따라 표현한 것으로써, 지보의 우측 상부 3번 게이지쌍과 4번 게이지쌍의 최대 굴곡모멘트가 발생함을 알 수 있다.

Fig. 11(a)의 한계곡선(limit line)들은 굴곡시험을 통해서 얻어졌으며(Table 2 참조), 탄성 한계 굴곡 모멘트와 최대 굴곡 모멘트 그리고 굴곡 인장 강도를 이용해서 축방향력의 탄성 한계(항복점)와 극한 한계

Table 2. Comparison of bending moment of the GI-130 beam with that of U-26 beam from bending test

Bending moment and stress	GI-130	U-26
Yield-point bending moment	6.86[ton·m]	3.04[ton·m]
Ultimate bending moment	11.48[ton·m]	6.0[ton·m]
Bending stress	3916[kg/cm <sup>2</sup> ]	3704[kg/cm <sup>2</sup> ]

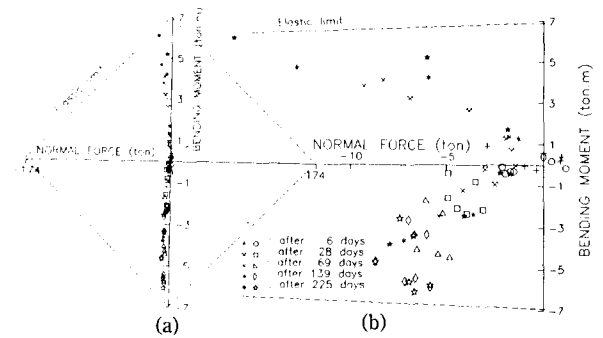


Fig. 12. Plot of moments and normal forces in the interaction diagram of the GI130-1 support along the elapsed day.

구간을 설정하게 된다. 즉, Fig. 11(a)는 U-26 빔에 대해 이렇게 설정된 탄성한계와 극한 한계 구간에 하중 역산방법으로부터 구해진 굴곡 모멘트와 축방향력을 경과 날짜별로 나타낸 결과인데, 이 그림으로부터도 지보의 지지 한계에 있어서 축방향력보다는 굴곡 모멘트가 크게 영향을 끼침을 알 수 있다. Fig. 11 (b)는 옆의 한계 곡선을 확대한 그림인데 날짜가 경과함에 따라 점차 한계 곡선에 접근하고 있음을 보여 주고 있으며, 100일이 경과하면서 몇개의 축점에서 탄성한계를 벗어나고 있음을 쉽게 판별할 수 있다. 이는 모멘트-시간 그래프(Fig. 10)로부터 한계점을 벗어나는 게이지 쌍의 번호를 확인할 수가 있다. Fig. 12는 GI130-1 지보에 대한 한계 곡선으로써, 시간의 경과에 따라 탄성 한계에 접근하고 있음을 보여주고 있다.

앞에서 열거된 과정을 통하여 각 축점에 가해지는 하중의 크기가 지보의 법선 방향과 접선 방향의 하중 성분으로 구해지게 되는데, 이들 하중 성분의 크기와 방향은 수평, 수직 방향(중력 방향)에 대해서는 축점의

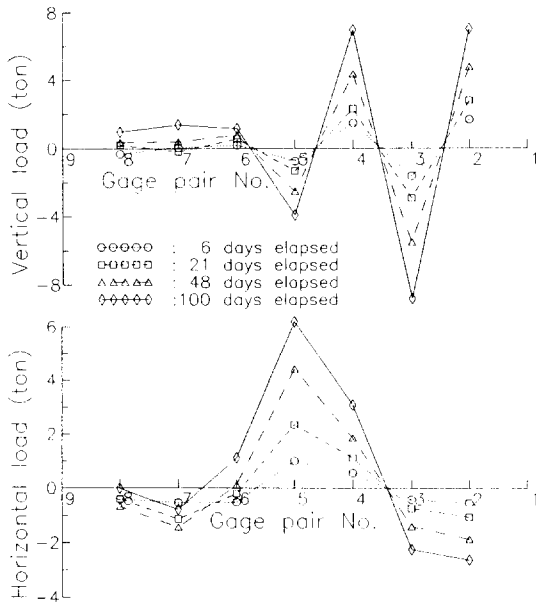


Fig. 13. The vertical and horizontal load of the U26-1 support along the elapsed day.

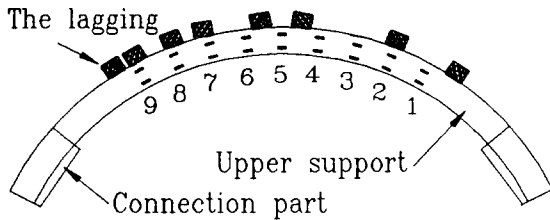


Fig. 14. Positions of the laggings on the U26-1 support.

위치에 따라 달라지게 되므로 이들 성분을 수직 방향과 수평방향 성분으로 고려하였다. 이와 같이 환산하기위해 (2)식이 이용되었다. 여기에서 수직 방향에 대한 정(+)<sup>1</sup>의 값은 중력 방향으로 하였고, 수평 방향에 대한 정(+)<sup>1</sup>의 값은 갠도 단면의 수직 2등분선에 향하는 방향으로 하였다.

이러한 방식으로 각 시험지보에 대한 법선 방향과 접선 방향의 하중 성분과 수직 방향과 수평 방향의 하중성분이 구해지게 되는데, U26-1 지보에 대해서 각 측정에서의 수직, 수평 하중성분을 시간의 경과에 따라 그림으로 나타내면 Fig. 13과 같다. 이 그림으로부터, 시간의 경과에 따라 지보 중앙에 수평하중이 점차 크게 작용하고 있음을 판단할 수 있다.

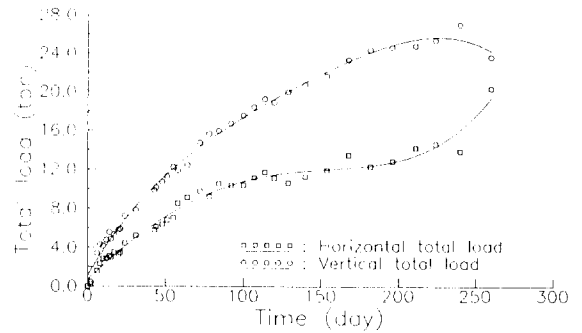


Fig. 15. Load-time curves using a spline interpolation of the U26-1 support.

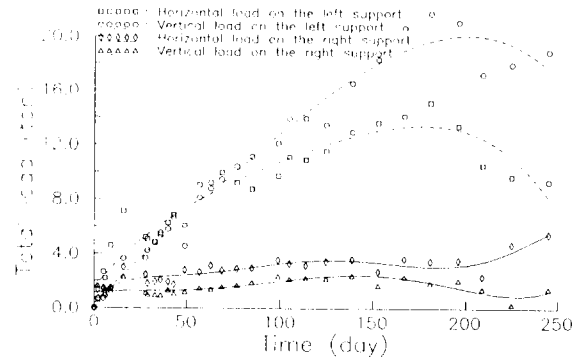


Fig. 16. Load-time curves using a spline interpolation of the G1130-1 support.

그림에서 부(-)의 하중값은 전체 하중 계산시 무시되어야 한다고 판단된다. 그 이유는 어느 한 부분에 집중 하중이 가해 질때, 그 집중 하중에 대하여 반력이 작용하려는 경향이 있을 것으로, 구해지는 부의 하중값은 실제 가해지는 하중값이 아닌 것으로 판단되기 때문이다. 실제로 현장에서는 하중 전달이 암반과 지보재 사이의 성목을 통해서 전해지는데, 위와 같은 이유로 성목과 성목사이의 계측점에서는 부(-)의 값이 나타나는 경우도 있다.

U26-1 시험틀의 성목 위치도가 Fig. 14에 나타나 있으며, 상술한 부의 측정치(3번, 5번 게이시쌍)는 Fig. 13과 어느 정도 부합된다고 보여진다. 따라서 결국 실제 지보상에 가해지는 하중량은 각 측정점에서 정(+)<sup>1</sup>의 값으로 나타난다고 사료된다. 이들 정(+)의 값을 합함으로써 지보 전반에 걸친 하중의 크기를 환산할 수가 있게된다.

Fig. 15는 U26-1 시험지보의 경우, 하중역산 방법에

Table 3. Comparison of convergence with load component

Type	Measuring support position	Convergence			Load components		Measured distance [cm]
		A-D [cm]	A-C [cm]	B-D [cm]	Horizontal load[ton]	Vertical load[ton]	
U26-1	Upper	18.0	11.9	3.0	10.4*	17.5*	146
U26-2	Upper				3.0*	10.4*	146
	Right	10.1	6.2	3.7	3.4*	2.4*	56
	Left				3.3*	3.2*	56
GI130-1	Right	34.2	17.9	12.4	3.6	2.4	120
	Left				13.6	18.1	120
GI130-2	Right	32.5	14.7	13.3	6.3	2.5	168
	Left				5.6	5.6	168

Key, \*: 100 days elapsed

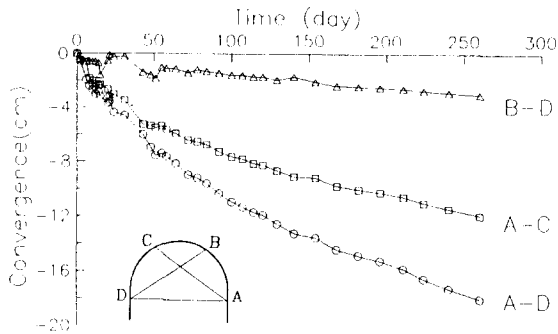


Fig. 17. Convergence-time curves of the U26-1 support.

의해 구해진 하중 성분으로부터 총체적인 하중(total load)을 계산하여, 시간 경과에 따라 그래프로 표현한 것이다. 이 그래프 상에서 수직 방향의 하중이 초기 30일 경과시간 동안에 큰 기울기를 가지고 7톤 이상 까지 증가함을 보여주는데, 이것은 지보 설치후 중력 방향의 사하중이 작용하는 것으로 보여진다. 그 이후에도 어느정도 작아진 기울기로 증가함을 보여주고 있는데, 이는 시간-변형률 그래프나 시간-굴곡모멘트 그래프에서 나타난 경향과 유사하다. 가해지고 있는 최대 하중량은 탄성한계 이전인 100일경의 측정치의 결과로부터 수직방향의 하중이 17.5 ton, 수평방향의 하중이 10.4 ton 정도인 것으로 계산되었다. 여기서 유의할 점은 총 계측 구역은 시험지보 전장의 일부인 146cm에 국한된 사실이다.

Fig. 16은 GI130-1 지보의 경우인데, 이는 굴곡시험에서도 알 수 있었듯이 이음철판 부분에 응력이

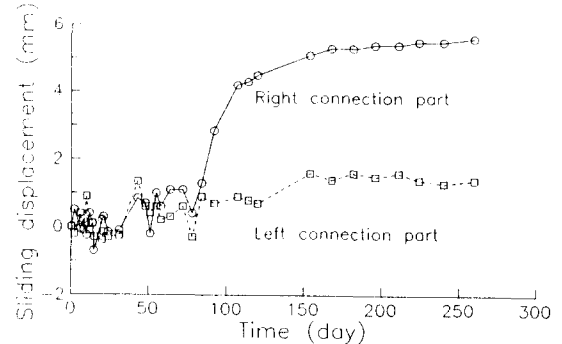


Fig. 18. Sliding displacement-time curves of the U26-2 support.

집중되는 경우에 변형의 대부분이, 이음철판의 부분에서 발생하고 있고, 굴곡하중에 대해 지보의 역할을 하지 못하므로 이를 힌지(hinge)로 고려하고 우측과 좌측 지보를 각각 구분하여 하중을 역산하였다. 이 지보의 경우에는 좌측 지보(left support)상에 특히 게이지 쌍 11번 위치에 거의 17톤에 접근하는 큰 하중이 가해지는 것으로 나타났다. 181일 이후 각 측정점의 변형률이 교란되어졌으므로 그 이전의 자료만을 하중 계산에 이용하였다. 상대적으로 우측 지보에는 2~3톤의 작은 하중이 작용하고 있고, 전반적인 총 하중을 계산하면 수직하중(2.4+18.1)은 20.5 ton, 수평하중(3.6+13.6)은 약 17 ton 정도 가해지는 것으로 판단된다.

갱도 단면의 축소변화를 계측하기 위하여, 4개 시험지보에 대해 각각 3개의 측정선을 설정하고, 테이프 변위계(tape extensometer)를 이용하여 Table 3의



측정결과를 구하였다. Fig. 17은 U26-1 지보의 계측 결과로서 지보 설치 260일 경과시에 갱도의 수평 변형량인 A-D 변형량이 18.0 cm로 가장 크게 나타났고, A-C 변형량은 11.9 cm 그리고 B-D 변형량이 3.0 cm로 가장 작은 값을 보였다. A-C 변형량이 B-D 변형량보다 크게 나타난 것은 폭 70 cm인 탄층이 65° 각도로 우상, 좌하 방향으로 갱도에 노출되어 있기 때문으로 생각된다. 한편, A-D 변형량을 살펴보면 지보의 시공 초기 50일까지의 변형속도는 0.15 cm/day이고, 그 이후 변형속도는 0.05 cm/day로서 본 갱도는 다소 안정되고 있음을 알 수 있다. 그러나 이와같은 변형량 및 변형속도는 일반적으로 보고된 바<sup>5)</sup>에 비하면, 매우 큰 것으로서 시험갱도는 역학적으로 매우 불안정한 상태에 있다고 보여진다. 나머지 세 시험지보에서도 U26-1 지보와 유사한 경향을 보였다. 그런데 GI-130 지보의 경우 측정선 A-D가 U-26에 비하여 2배 정도 큰 값으로 나타났는데, 이는 다음과 같은 2가지 원인에 기인한다고 생각된다.

① 갱도에 노출된 탄층의 폭이 1 m로서 U-26 지보 (0.5 m~0.7 m)에 비하여 크다.

② 아치 2매를 연결부인 이음철판(wrap-around type)이 역학적으로 취약하다.

이상의 4개 시험지보의 변형 양상을 조사하면, 탄층의 법선 방향인 A-C 변형량이 B-D 변형량보다 크게 나타났는데, 이는 지보가 탄층 방향으로 변형하고 있음을 알려준다.

Fig. 18은 소규모 미끄러짐이 일어난 U26-2 지보에 대한 미끄러짐 변위를 시간에 대해서 도시한 것으로, 지보 설치 후 100일 경과시에 5 mm 정도의 약간의 미끄러짐만을 발생시키고는 지보재 자체가 탄성을 잃은 것으로 해석되었는데, 이는 가해진 토크압이 지나치게 크게 작용한 것으로 판단된다. 토크압 산정은  $K(\text{수평응력 대 수직응력 비})$ 값에 의해 크게 좌우되므로, 보다 더 정확한 K값이 요구된다.

## 5. 결 론

강성 GI-130 철재 아치지보와 가축성 U-26 철재 아치지보에 대해서 굴곡시험을 실시하여 하중역산법의 타당성을 검증하였고, 철재 지보의 변형 거동 특성을 관찰하였다. 삼척 탄좌 정암 광업소의 기왕에 개설되어 있는 운반 갱도중에서, 과도한 지압을 받아

갱도 보수 작업이 요구되는 구역에, 가축성 U-26 지보 및 강성 GI-130 지보를 연결 시공하여 상기 두 지보의 변형 거동을 260일간 계속하였다. 또한, 갱도 단면의 변형거동과 지보재의 변형 특성 등을 계측하였으며 이로부터 지보하중을 역산하였고, 굴곡시험을 통해 검증한 바 있는 보정 방법을 이용하여 가해진 지보 하중을 추정하였다.

이상의 연구를 통하여 얻어진 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 굴곡시험을 통한 하중 역산 방법의 검증은 약 2톤까지의 초기 부분을 제외하면  $\pm 4\%$  이내의 오차를 갖는 정확성을 보였다. 따라서 본 하중 역산방법은 현장의 지보 하중 측정에 적용될 수 있다고 판단된다.

(2) 4점 굴곡시험의 결과, 현장 실험의 하중 역산의 보정 과정에 있어서, 인장 변형률 대 압축 변형률의 대칭비가 1에 가까운 경우, 게이지가 결손된 측정점의 변형률값을 상대 변형률로 대체할 수 있다는 것이 판정되었다.

(3) 하중역산법을 이용해서 얻어진 결과와 내공변위 계측을 통한 변형량의 크기를 상호 비교해 본 결과, 유사한 경향을 보여주었다. 4개의 시험지보는 연약층인 탄층방향을 변형하였고, 탄층 부근에 위치한 지보의 우상부에서 최대 굴곡 모멘트가 발생하였다.

(4) 가축성 지보의 경우, 약간의 미끄러짐만을 발생시키고는 지보재 자체가 탄성을 잃은 것으로 해석되었는데, 이는 가축 연결 부분의 토크압을 지나치게 크게 작용시켰기 때문이다. 토크압 산정은  $K(\text{수평응력 대 수직응력 비})$ 값에 의해 크게 좌우되므로, 보다 더 정확한 K값의 계측이 가축성 지보 사용의 선결 과제이다.

(5) 현장에 시공된 4개의 시험지보에서 부(-)의 역산 하중값도 계산되었는데, 이는 하중 전달용 성목의 배치가 불균일하였고 게이지의 부착위치가 완전히 대칭되지 않았기 때문인 것으로 생각되며, 이러한 바람직하지 못한 결과를 보완하기 위해서는, 게이지의 위치를 정확히 대칭되도록 부착하고 성목을 밀집시켜 균일하게 설치함으로써, 또는 불플렉스(bul-flex), 쇼크리-트(shotcrete) 등을 사용함으로써 하중 분포를 균일화시켜야 할 것이다.

(6) 운반 갱도나 시설 갱도와 같이 단면 축소를 허용하지 않아야 하는 구역에 대해서는, 본 시험에서 사용되었던 이음철판(wrap-around type)이 부적합하

다고 판단된다. 3매틀 아치 지보(U-26 가축성 지보)의 경우와는 달리 이음철판으로 연결된 2매틀 아치 지보(GI-130 강성 지보)일 경우, 축압이 크게 작용하는 개소에서는 횡방향으로 심각한 단면 축소가 발생하였는데, 이는 순수 I 빔보다 이음철판을 연결한 부분의 처짐이 13배 이상 크게 발생한 굴곡시험 결과로부터 잘 이해된다.

### 참 고 문 헌

- 1) K. Kovari, Ch. Amstad and P. Fritz, 1977, Integrated measuring technique for rock pressure determination, Int. Symp. on Field Measurement in Rock Mechanics, Zurich, pp. 289-316.
- 2) 김부환, 김종우, 정소걸, 이희근, 1992, 실물크기 시험을 통한 철재 지보의 변형거동에 관한 연구, 한국 자원공학회지, Vol. 29, No. 4, pp. 191-197.
- 3) 박의섭, 김종우, 이희근, 1991, 현장계측 및 수치해석을 이용한 탄중갱도내 지보변형에 관한 연구, 한국자원공학회지, Vol. 28, No. 6, pp. 472-483.
- 4) 신희순, 임상택, 박철환, 신중호, 김민규, 1991, U-26 가축성 철재 지보의 변형거동 연구, 기계화 기술 및 장비개발연구, 연구보고서, KR-91-7A-2 한국자원연구소.
- 5) Bieniawski Z.T., 1984, Rock mechanics design in mining and tunnelling, A.A. Balkema, Rotterdam.
- 6) P. Choquet, 1982, A failure criterion of steel arch supports for the interpretation of in-situ monitoring results, 14th Canadian Rock Mechanics Symp., pp. 116-123.
- 7) A.S. Bloor, 1984, Concrete strain measurements in a circular segmental lining at Cadley Hill Colliery, Design and Performance of Underground Excavations, pp. 485-492.