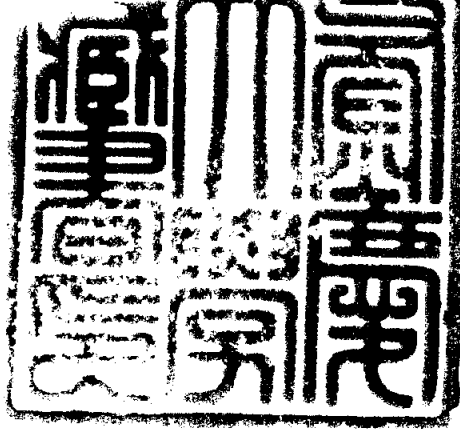


공학석사 학위논문

곡선교의 부반력 제어에 관한 연구

지도교수 이 동 욱

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함



2003년 8월

부경대학교 산업대학원

건설공학과

오영환

이 논문을 오영환의 공학석사
학위논문으로 인준함

2003년 6월 21일

주 심 공 학 박 사 국 승 규



위 원 공 학 박 사 손 인 식



위 원 공 학 박 사 이 동 욱



목 차

그림 목차	ii
표 목차	iii
ABSTRACT	iv
1. 서 론	1
2. 곡선교 해석에 관한 기본이론	3
2.1 곡선교의 형식	3
2.2 순수비틀림을 받는 휨보의 이론	5
2.3 휨비틀림 이론	9
3. 곡선교 해석에 관한 시방규정	14
3.1 비틀림모멘트를 고려하는 범위	14
3.2 원심하중 및 받침부	20
4. 곡선교의 반력해석	22
4.1 교량의 제원	22
4.2 구조해석	26
4.3 해석결과	34
4.4 부반력 제어에 대한 검토	37
5. 결 론	42
참고문헌	43
감사의 글	45

그림 목차

- 그림 2.1 곡선거더교의 구조형식
- 그림 2.2 a) 곡선거더의 기본치수와 단면력·변위량
- 그림 2.2 b) 곡선교의 미소요소에 작용하는 단면력
- 그림 2.3 미소요소의 변위량
- 그림 2.4 변위량 w , β 및 θ
- 그림 2.5 곡선교에 대한 좌표축, 단면력 및 변위
- 그림 3.1 개단면의 순수비틀림에 대한 전단응력(I형 거더)
- 그림 3.2 폐단면의 휨과 순수비틀림에 의한 전단응력(박스형 거더)
- 그림 4.1 대상교량의 종·평면도
- 그림 4.2 1경간 종·평면도(곡선구간 A1~P1)
- 그림 4.3 대상교량의 중간지점부 단면도(P1)
- 그림 4.4 대상교량의 슈(shoe)배치도
- 그림 4.5 해석모델링(102절점)
- 그림 4.6 표준트럭하중(DB-24)의 횡방향 하중재하 CASE(내측재하)
- 그림 4.7 표준트럭하중(DB-24)의 횡방향 하중재하 CASE(외측재하)
- 그림 4.8 차선하중(DL-24)의 횡방향 하중재하 CASE(내측재하)
- 그림 4.9 차선하중(DL-24)의 횡방향 하중재하 CASE(외측재하)
- 그림 4.10 각 하중에 의한 대상교량의 휨모멘트
- 그림 4.11 각 하중에 의한 대상교량의 전단력
- 그림 4.12 각 하중에 의한 대상교량의 비틀림모멘트
- 그림 4.13 각 하중에 의한 대상교량의 축력
- 그림 4.14 교대A1 단지점부 단면(Leger부재)
- 그림 4.15 사하중+활하중(최소)+지점침하(최소) 작용시 교대A1의 좌·우측
지점반력 비교

표 목차

표 4.1 강재와 구스아스팔트의 단위중량

표 4.2 활하중에 의한 거더의 횡방향 하중분배

표 4.3 각 경간 및 지점부의 충격계수

표 4.4 각 지점부의 반력치

표 4.5 사하중+활하중(최소)+지점침하(최소) 작용시 교대A1 좌측지점 부
반력 해석결과

표 4.6 사하중+활하중(최소)+지점침하(최소) 작용시 교대A1 우측지점 부
반력 해석결과

Control of Negative Reaction of a Curved Steel Bridge

Young-Hwan Oh

*Department of Construction Engineering, Graduate School of
Industry, Pukyong National University*

ABSTRACT

Curved steel bridge is subjected to both a bending moment and a torsional moment, which is attributed to the curvature, and the torsional moment sometimes causes a pure torsional moment and a warping torsional moment in the curved section. An excessive positive reaction can be developed due to the resultant of vertical reaction and torsional reaction at the external end support, whereas a negative reaction resulting from the torsional moment can be developed at the internal end support.

The subjective of this study is to investigate the control measure of the negative reaction in a curved bridge. An analysis of sectional force and support reaction has been performed on an actual three-span continuous steel deck box girder bridge in the study. From the analysis of the sectional force, the torsional moment caused to develop a negative reaction at the end support in the curved section. In addition, from the analysis of the axial force, a negative axial force was developed in the curved section. In general, the negative reaction can

be restrained by lengthening the leger member but lengthening the leger member over the width of abutment is very restrictive. Therefore, it is necessary to secure the safety of the bridge through extending the length of leger member to the width of the abutment and also installing the negative reaction shoe and the negative reaction anchor.

1. 서 론

산업의 발달과 더불어 통행교통량의 흐름이나 혼잡을 개선하고자 고가도로교 및 램프교가 많이 건설되고 있다. 도로교에서 고가교나 램프교처럼 도로선형의 곡선부에 교량이 위치하면 자동차의 교통흐름을 원활히 하기 위해 교량형태를 곡선으로 설계하지 않을 수 없다^{1)~4)}.

곡선교에서 교량선형의 곡률반경이 작으면 강교로 설계하여야 한다. 강교량은 거더의 사용단면에 따라 크게 개단면인 I형 거더와 폐단면인 박스형 거더로 구분할 수 있다. I형 거더는 유지관리가 용이하다는 장점이 있으나 비틀림에 대한 강성이 적다^{5)~6)}. 이와 반대로 박스형 거더는 휨과 비틀림에 대한 강성이 크기 때문에 폭이 넓고 장대지간의 교량에 적합하며, 가설상의 안전성에 대한 이점 등으로 대부분의 곡선교에서는 박스형 거더를 주로 채택하고 있다^{7)~10)}.

곡선교에 대한 설계지침은 미국의 AASHTO의 Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges와 일본 한신고속도로 공단의 설계지침이 곡선교에 대하여 알려진 대표적인 설계지침이며, 우리나라에서는 곡선교에 대한 설계지침이 아직 확립되어 있지 않은 실정이다^{2), 10)~12)}.

곡선교는 직선교와 달리 곡률의 영향으로 휨모멘트뿐만 아니라 비틀림모멘트를 받게 되며, 이 비틀림모멘트에 의해 단면에서는 순수비틀림모멘트(pure torsional moment)와 뒤틀비틀림모멘트(warping torsional moment)가 발생하기도 한다^{13)~16)}. 일반적으로 단순곡선교에서 단지점부를 2수로 설계할 경우, 외측지점에서는 연직반력과 비틀림반력의 합력으로 인해 과도한 정반력이 발생하는 반면에 내측지점에서는 비틀림반력에 의해 부반력이 발생할 수도 있다^{12), 17)~19)}. 이 비틀림반력 즉 부반력을 방지하기 위해 부반력 방지용 앵커를 설치하며, 연속곡선교에서는 단지점부를 2수로,

중간지점부를 1슈로 설계하는 등의 여러 가지 방안을 검토하고 있다^{13), 20)~23)}.

본 연구에서는 곡선교의 기본이론 및 시방규정을 정리하고 곡선교의 부반력 제어에 관하여 곡률반경이 $R=58\text{m}$ 인 곡선교를 대상으로 휨모멘트, 전단력, 비틀림모멘트 및 축력 등의 거동을 해석하고, 지점부의 부반력 발생여부를 검토하여 부반력 제어를 위한 방안을 연구하였다.

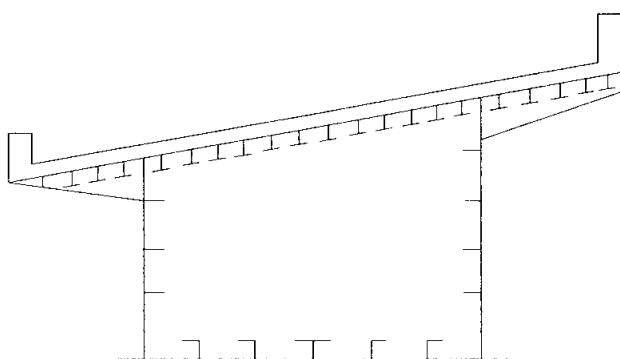
2. 곡선교 해석에 관한 기본이론

2.1 곡선교의 형식

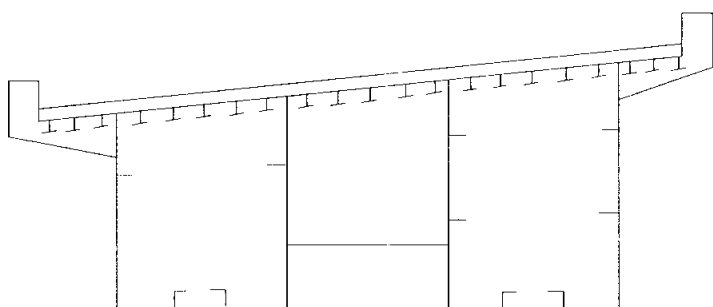
곡선교는 휨모멘트 외에 곡률의 영향으로 비틀림모멘트를 받기 때문에, 그 구조형식은 도로의 폭원이 좁은 경우에는 그림 2.1(a)에 나타낸 것처럼 비틀림에 강한 1박스거더 곡선교가 가장 적합하다. 1박스 곡선거더교에서는 중간다이어플램을 조밀하게 설치하고, 지점부 위에는 강성이 충분한 다이어플램을 설치하여 단면변형을 최대한 막을 수 있도록 설계를 하여야 한다^{13), 24)~26)}.

한편, 그림 2.1(b)에 나타낸 것처럼 2개의 박스거더를 횡거더로 결합한 곡선격자거더교는 폭원이 넓은 도로의 곡선교에 많이 채택되는 형식이다. 그러나 그림 2.1(c)에 나타낸 병렬I거더 곡선교에서는 각 주형의 작용단면력이 다르기 때문에 견고한 횡거더나 대경구·횡구를 설치하여 교량전체의 비틀림 강도를 크게하도록 하지 않으면 안된다⁴⁾.

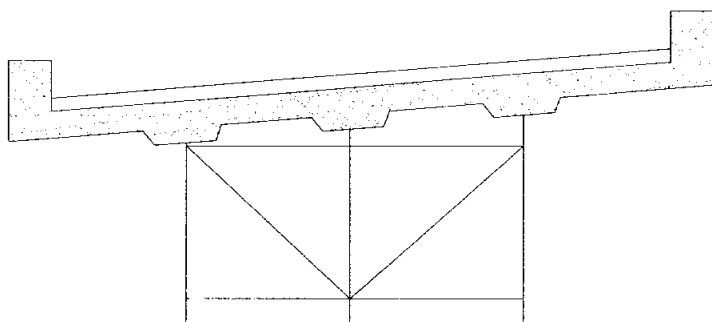
곡선교의 구조해석법은 1박스거더 곡선교를 대상으로 한 ①휨보이론 혹은 2박스거더 곡선교나 병렬I거더 곡선교를 대상으로 한 ②휨비틀림 이론 및 ③격자이론 등이 있다^{1), 6), 23)~26)}.



a) 1박스거더 곡선교



b) 2박스거더 곡선교



c) 병렬I거더 곡선교

그림 2.1 곡선거더교의 구조형식

2.2 순수비틀림을 받는 휨보의 이론

순수비틀림을 받는 1박스거더 곡선교를 하나의 휨거더로 취급하는 것으로 거더의 휨강성 EI 와 순비틀림강성 GK 만을 고려한다. 또한 도심과 전단중심이 일치되는 것으로 하며, 거더축선은 곡률반지름 R 의 원호를 이루는 것으로 한다^{23)~26)}.

1) 힘의 평형조건식

그림 2.2 a), b)는 단순곡선거더교에서 교축방향의 미소요소 $ds = Rd\phi$ 에 관한 힘의 평형조건식을 고려하면, 미소요소 ds 의 수직방향으로 작용하는 등분포하중을 p 라 하면, 수직방향의 힘의 평형조건식 $\sum V=0$ 으로 부터 식 2.1 a)이 얻어진다. 이 식은 직선거더교의 전단력 Q 와 유사한 식이었다. 그러나 휨모멘트에 관한 평형조건식 $\sum M=0$ 으로 부터 식 2.1 b)이 얻어진다. 그리고 등분포토크를 m_t 로 하면 비틀림 모멘트의 평형조건식 $\sum T=0$ 으로 부터 식 2.1 c)이 얻어진다.

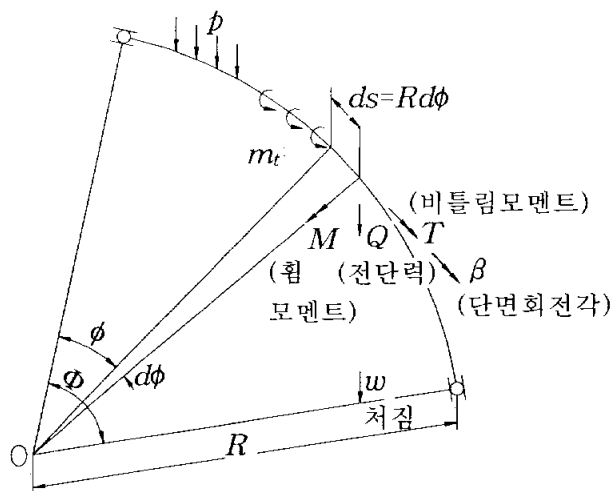


그림 2.2 a) 곡선거더의 기본치수와 단면력·변위량

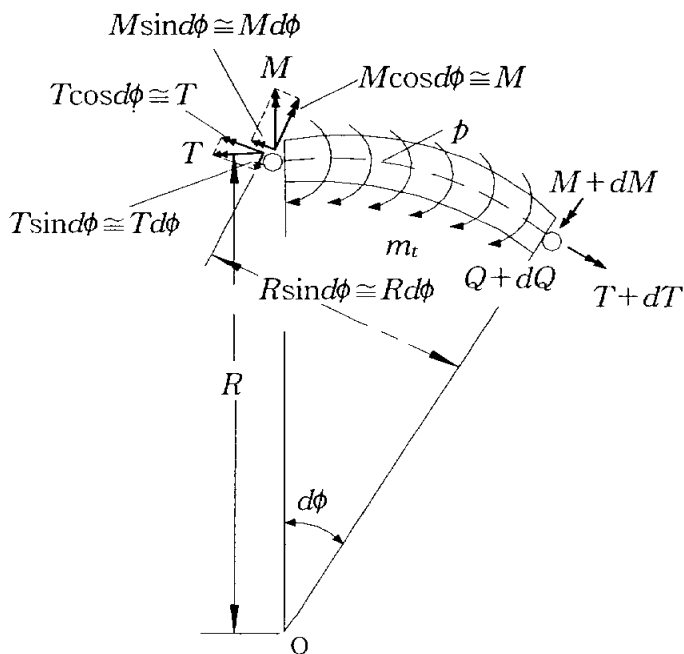


그림 2.2 b) 곡선교의 미소요소에 작용하는 단면력

$$\frac{dQ}{ds} = -p \quad \dots \dots \dots (2.1 \text{ a})$$

$$\frac{dM}{ds} + \frac{T}{R} = Q \quad \dots \dots \dots (2.1 \text{ b})$$

$$\frac{dT}{ds} - \frac{M}{R} = -m_t \quad \dots \dots \dots (2.1 \text{ c})$$

식 (2.1 b)에서 s 로 1회 미분하여 식 (2.1 c)에 대입하면 휨모멘트 M 과 하중 p , 등분포토크 m_t 의 관계는 식 (2.2)와 같다.

$$\frac{d^2 M}{ds^2} + \frac{M}{R^2} = -p + \frac{m_t}{R} \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

또한, 식 (2.1 c)에서 일반적인 비틀림모멘트 T 는 식 (2.3)과 같다.

$$T = \int \left(\frac{M}{R} - m_t \right) ds + C \quad \dots \dots \dots (2.3)$$

여기서, C 는 변위(비틀림각 θ)의 적합조건식에서 결정되는 상수이다.

2) 단면력과 변위량과의 관계

그림 2.2의 곡선거더에 표시한 변위량으로서 수직축 z 방향의 처짐을 w , 접선방향의 x 축 둘레의 단면회전각을 β 로 한다. 그림 2.3에 표시한 ϕ 단면에는 처짐각(y 축둘레)이 dw/ds , 단면회전각(X 축둘레)이 β 이며, ϕ 에서 $d\phi$ 만큼 떨어진 단면의 처짐각(y' 축 둘레)은 $dw/ds - \beta d\phi$, 단면회전각(X' 축둘레)은 $\beta + (dw/ds)d\phi$ 로 된다.

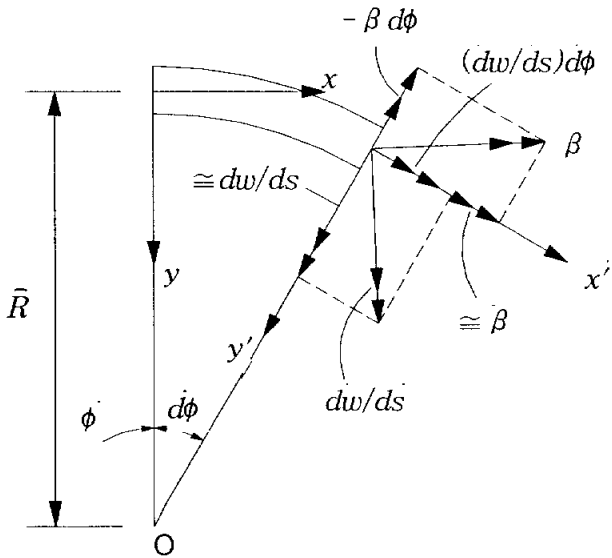


그림 2.3 미소요소의 변위량

$d\phi$ 만큼 떨어진 단면의 처짐각 및 단면회전각에 s 로 미분한 것이 각각 곡률 및 비틀림률이므로 휨강성을 EI , 비틀림강성을 GK 라 하면,

$$\frac{d^2w}{ds^2} - \frac{\beta}{R} = - \frac{M}{EI} \quad \dots \dots \dots (2.4)$$

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{T}{GK} \quad \dots \dots \dots (2.5)$$

여기서, θ 는 곡선거더의 비틀림각으로서 식 (2.6)과 같다.

$$\theta = \beta + \frac{w}{R} \quad \dots \dots \dots (2.6)$$

식 (2.6)를 고려하여 식 (2.4) 및 식 (2.5)를 다시 정리하면

$$\frac{d^3w}{ds^3} + \frac{1}{R^2} \frac{dw}{ds} = \frac{1}{R} \frac{T}{GK} - \frac{1}{EI} \frac{dM}{ds} \quad \dots \dots \dots (2.7)$$

$$\beta = \left(\frac{d^2w}{ds^2} + \frac{M}{EI} \right) R \quad \dots \dots \dots (2.8)$$

로 된다. 따라서 휨모멘트 M , 비틀림모멘트 T 가 주어지면 식 (2.7) 및 식(2.8)에서 w 및 β 를 구할 수 있다.

그림 2.4는 3개의 변위 θ , β 및 w 의 관계를 나타낸다.

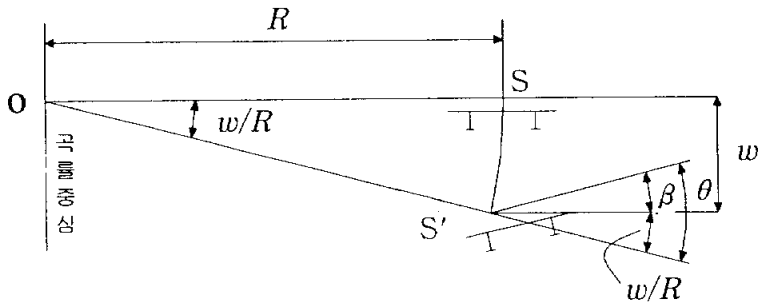


그림 2.4 변위량 w , β 및 θ

2.3 휨비틀림 이론

휨비틀림현상에 기초를 둔 휨비틀림이론을 평면곡선교에 적용하기 위하여 그림 2.5와 같이 도심(O_n)과 전단중심(S)이 일치하지 않는다.

도심 O_n 의 곡률반지름을 R_0 로 하고, 그 점에서 교축 접선방향으로 X 축, 곡률중심에 향하는 수평방향으로 Y 축, 또 수직 아래쪽으로 Z 축을 취한다(우수계(右手系) 좌표(X, Y, Z)). 그리고 곡률 반지름 R_s 에 위치하는 전단중심 S에 있어서 우수계 좌표(x, y, z)를 정한다. 그리고 도심 O_n 은 전단중심 S에서 수평·수직방향으로 각각 거리(y_s, z_s)만큼 편기되어 있는 것으로 한다. 이 곡선거더에는 스펠방향에 따라 수직방향의 등분포하중 p 가 재하되고 그 작용점은 곡률중심에서 R_p 의 부분에 있는 것으로 한다.

단면력 중 휨모멘트는 도심 O_n 위에서 취한 좌표축(Y, Z) 둘레에 작용하는 것이므로 수평축 Y 둘레의 휨모멘트를 M_Y , 수직축 Z 둘레의 휨모멘트를 M_Z 로 한다. 그리고 도심 O_n 에는 축방향력 N_x 가 작용하는 것으로 한다. 한편, 전단력 Q_y 및 Q_z 를 전단중심 S 위에서 취한 좌표축(y, z)

또한, 변위량으로는 수직축 z 축 방향의 처짐을 w , 또 x 축 둘레의 단면회전각을 β 로 한다. 이와 같이 비대칭단면일 때에는 단면력 · 변위량의 작용 상황이 복잡하기 때문에 거더축선으로 전단중심선축을 고려하여, 식 $ds = R d\phi$ 대신에 식(2.9)를 이용하여,

[illegible]

단면력의 평형조건식을 세우면 다음 식이 얻어진다.

$$\frac{dQ_z}{ds} + \frac{R_p}{R_s} p = 0 \quad \dots \dots \dots (2.10 \text{ a})$$

$$\frac{dM_Y}{ds} - Q_z + \frac{T_x}{R_s} + Z_s \frac{dN_x}{ds} = 0 \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2.10 \text{ b})$$

$$\frac{dT_x}{ds} - \frac{M_Y}{R_s} - \frac{z_s}{R_s} N_x + \frac{R_p}{R_s} y_p p = 0 \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2.10 \text{ c})$$

교축 X 방향 및 수평축 Y 방향에는 하중이 재하되지 않는 것으로 하고 정리하면 다음과 같이 다시 쓸 수가 있다.

$$\frac{d^2 N_x}{ds^2} + \frac{N_x}{R_s^2} = 0 \quad \dots \dots \dots (2.11 \text{ a})$$

$$N_x = A \sin \phi + B \cos \phi \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (2.11 \text{ b})$$

한편 곡선거더에서는 수평방향의 변위를 구속하지 않는 받침을 사용하

기 때문에 축방향력 $N_x = 0$ 이며, 수직하중이 작용할 때는 $Q_y = 0$ 이 되며, 전단력 Q_z 및 휨모멘트 M_Y 에 관한 기초식을 유도하면,

$$\frac{dQ_z}{ds} = -\frac{R_b}{R_s} p \quad \dots \dots \dots (2. 12)$$

$$\frac{d^2 M_Y}{ds^2} + \frac{M_Y}{R_s^2} = -\left(\frac{R_b}{R_s}\right)^2 p \quad \dots \dots \dots (2. 13)$$

가 주어진다. 또, 비틀림모멘트 T_s 는 식 (2.10 c)으로부터

$$\frac{dT_x}{ds} = \frac{M_Y}{R_s} - \frac{R_b}{R_s} y_t p \quad \dots \dots \dots (2. 14)$$

주어진다. 그러므로 곡선거더에 작용하는 휨모멘트 M_w 는 직선거더와 같이 E_s 를 鋼의 영계수 또는 I_w 을 휨비틀림 정수로 하면,

$$M_w = E_s I_w \frac{d^2 \theta}{ds^2} \quad \dots \dots \dots (2. 15)$$

이 된다. 여기서, $\theta (= \beta + w/R_s)$ 는 비틀림각이며 식(2. 6)에서 표시한 것이다. 그렇게 하면, 비틀림각 θ 에 관한 기초식을 곡선거더로 확장하면

$$E_s I_w \frac{d^4 \theta}{ds^4} - G_s K \frac{d^2 \theta}{ds^2} = -\frac{dT_x}{ds} \quad \dots \dots \dots (2. 16)$$

로 쓸 수 있다. 여기서, G_s 는 강(鋼)의 전단 탄성계수, K 는 순수비틀림정수이다. 식 (2. 14), 식 (2. 15)를 위 식에 대입하면 뒀모멘트 M_w 에 관한 다음의 기초식이 얻어진다.

$$\frac{d^2 M_w}{ds^2} - \alpha^2 M_w = \frac{R_p}{R_s} y_p p - \frac{M_y}{R_s} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (2. 17)$$

여기에서, 파라미터 α 는,

$$\alpha = \sqrt{\frac{G_s K}{E_s I_w}} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (2. 18)$$

이다. 즉, 이 식에서 구해진 뒀모멘트 M_w 를 다음과 같이 좌표 s 로 2회 적분하면 비틀림각 θ 를 구할 수가 있다.

$$\theta = \int_0^s \left(\int \frac{M_w}{E_s I_w} ds \right) ds + C_1 s + C_2 \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (2. 19)$$

여기서, C_1 및 C_2 는 적분상수이며, 경계조건이 주어진다면, 순수비틀림모멘트 T_s 및 뒀비틀림모멘트 T_w 는 각각 다음 식으로 구해진다.

$$T_s = G_s K \frac{d\theta}{ds} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (2. 20)$$

$$T_w = -E_s I_w \frac{d^3 \theta}{ds^3} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (2. 21)$$

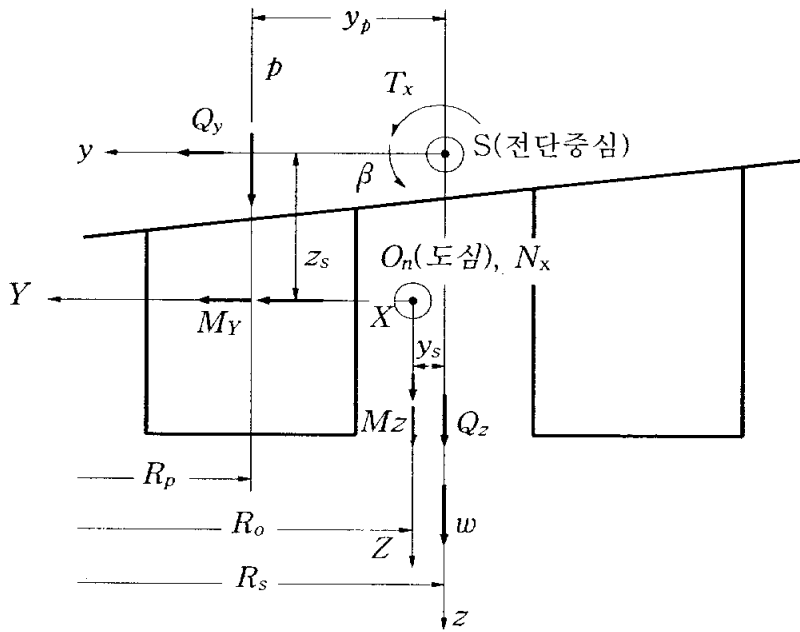


그림 2.5 곡선교에 대한 좌표축, 단면력 및 변위

3. 곡선교 해석에 관한 시방규정

3.1 비틀림모멘트를 고려하는 범위

플레이트거더와 같은 박판 폐단면형의 비틀림모멘트는 순수비틀림모멘트(pure torsional moment)와 뒤틀비틀림모멘트(warping torsional moment)의 합계로 이루어진다. 순수비틀림모멘트는 단면내에 전단응력만을 일으키며 뒤틀비틀림모멘트는 플레이트거더 축방향의 수직응력과 이에 평행을 이루는 전단응력을 일으킨다^{1), 4), 12), 17)~20)}.

엄밀한 의미에서는 부재단면에는 반드시 양자가 공존하지만 일반적으로 충실도가 큰 단면이나 상자형과 같은 폐단면에서는 순수비틀림 모멘트쪽이 크고, I형단면과 같은 개단면의 박판에서는 뒤틀비틀림모멘트쪽이 크며 그에 따른 응력도 커진다. 이 2가지 비틀림모멘트의 분담률은 식 (2.18)과 같다. 즉 식 (3.1)의 비틀림상수비 α 의 크기에 따라 지배된다.

$$\alpha = l \sqrt{\frac{GK}{EI_w}} \dots\dots\dots (3.1)$$

여기서,

l : 지점간 부재 거리(cm)

G : 전단탄성계수(kg/cm²)

K : 순수비틀림 상수(cm⁴)

E : 탄성계수(kg/cm²)

I_w : 뒤틀비틀림 상수(cm⁶)

중심각 또는 곡률이 아주 큰 곡선교를 제외한 일반적 플레이트거더교의

설계에서는 휨모멘트에 따른 응력이 지배적이고 비틀림모멘트의 영향은 작으므로 엄밀성을 필요로 하지 않는 한 그다지 쓰이지 않는다. 단, 비틀림상수비 α 가 0.4보다 작을 경우는 순수비틀림에 따른 응력계산을 생략하고 뒤틀비틀림에 따른 응력계산만 고려한다. α 가 0.4와 10사이에 있는 박스형거더는 순수비틀림과 뒤틀비틀림을 함께 고려한 정밀 해석이 필요하다. 이상의 사항들은 구조물의 해석상 비틀림모멘트의 영향을 고려했을 경우, 또는 구조물의 성질상 비틀림의 영향을 무시할 수 없을 경우에 한한다. 한편, 개단면에 대해서 순수비틀림으로 생기는 전단응력은 판두께 내에서 그림 3.1과 같이 분포하며, 그 크기는 식 (3.2) 및 식 (3.3)과 같이 된다.

$$\tau_s = 2 \frac{T_s}{K} n \quad \dots \dots \dots (3.2)$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_s}{K} t \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

여기서,

τ_s : 순수비틀림에 의한 전단응력(kg/cm²)

T_s : 순수비틀림모멘트(kg · cm)

K : 순수비틀림상수(cm⁴)

n : 판두께 중앙선을 원점으로 하는 법선좌표(cm)

이 경우의 비틀림 상수 K 는

$$K = \sum \frac{1}{3} b t^3 \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

으로 되며, 여기서 기호 Σ 는 개단면부의 모든 박판에 대해 합한 대수합을 의미하며 b 는 박판의 폭, t 는 두께이다. 폐단면부의 순수비틀림에 대한 전단응력은 박판두께의 방향에 거의 일정한 값으로 분포되지만 폐단면이 단실(單室)이나 다실(多室)이냐에 따라 달라진다.

그림 3.2와 같은 단실단면에 대해서는

$$\nu_s = \frac{T_s}{2F \cdot t} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

여기서,

τ_s : 순수비틀림에 의한 전단응력(kg/cm²)

F : 폐단면부의 박판두께 중앙선으로 둘러싸인 면적(cm²)

t : 박판두께(cm)

T_s : 순수비틀림모멘트(kg · cm)

이 경우 순수비틀림 상수 K 는

$$K = \frac{(2F)^2}{\oint \frac{ds}{t}} = \frac{4b^2h^2}{2\frac{h}{t_w} + \frac{b}{t_u} + \frac{b}{t_l}} \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

으로 된다.

뒀비틀림은 전단응력과 수직응력을 아울러 발생시킨다. 이 경우의 전단응력은 다음 식으로 계산한다.

$$\tau_w = \frac{T_w}{I_w \cdot t} S_w \quad \dots \dots \dots (3.7)$$

여기서,

τ_w : 뒀비틀림에 의한 전단응력(kg/cm²)

T_w : 뒀비틀림모멘트(kg · cm)

I_w : 뒀비틀림 상수(cm⁶)

t : 박판의 두께(cm)

S_w : $S_w = \int w dF$ 로서 적분은 응력을 구하는 점에서 잘려나가는 단
면에 대한 것.(cm⁴)

수직응력은

$$f_w = \frac{M_w}{I_w} w \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

여기서,

σ_w : 뒀비틀림에 의한 수직응력(kg/cm²)

M_w : 뒀비틀림모멘트(warping torsional moment)(kg · cm)

I_w : 뒀비틀림 상수(cm⁶)

w : 뒀좌표(normalized unit warping)(cm²)

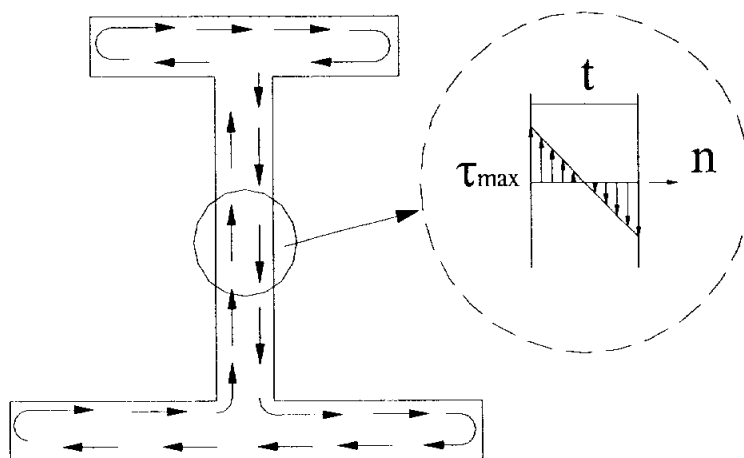
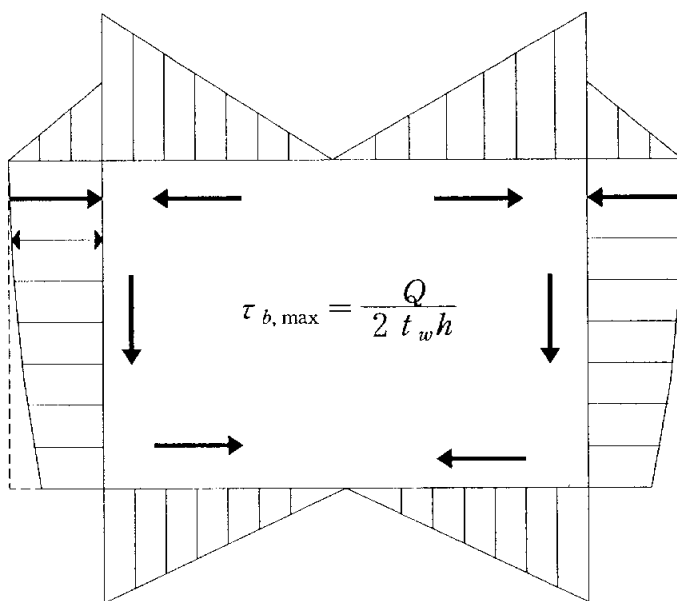
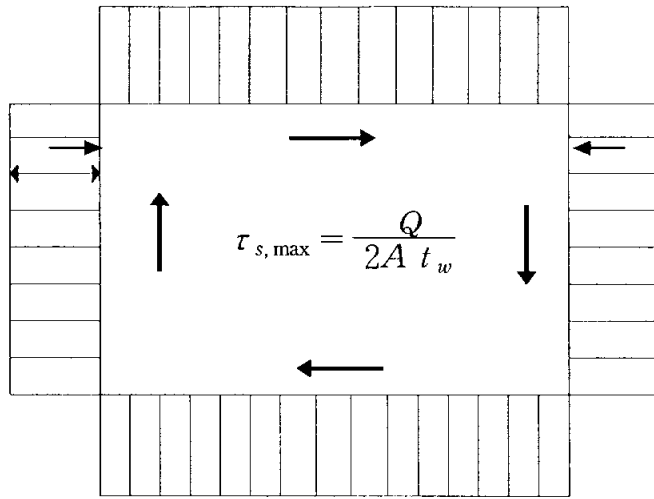


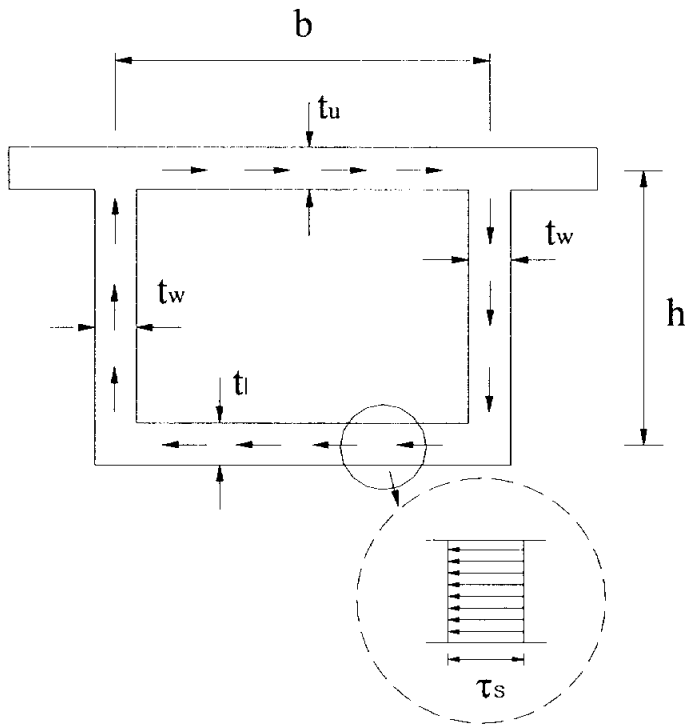
그림 3.1 개단면의 순수비틀림에 대한 전단응력(I형 거더)



a) 휨에 의한 전단응력



b) 순수비틀림에 의한 전단응력



c) 순수비틀림에 의한 판두께 방향의 전단응력

그림 3.2 폐단면의 휨과 순수비틀림에 의한 전단응력(박스형 거더)

3.2 원심하중 및 받침부

1) 원심하중

곡선교는 차량이 주행할 때 원심력에 의한 수평하중을 받게 된다. 이러한 수평하중은 그 크기가 교량의 곡선반경과 차량의 주행속도에 의해 결정되며, 곡선교를 설계하는 과정에서 원심하중으로 정의하여 교면상 1.8m 높이에서 횡방향으로 작용하는 것으로 한다. 또한, 우리나라를 비롯하여 미국, 캐나다 등은 충격을 고려하지 않은 표준트럭(DB)하중을 대상으로 교량의 곡선반경과 차량의 주행속도를 사용하여 식 (3.9)와 같이 트럭의 수직하중에 대한 백분율로 원심하중을 계산하도록 되어 있다^{9), 12)}.

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

여기서,

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도(km/h)

R : 곡선반경(m)

2) 받침부

곡선교에 있어 원심하중은 받침에 부의 반력을 일으키는 원인이 되며, 받침구조에 부반력이 발생되게 되면 구조물의 안정조건상 교량은 전도의 위험성이 크게 되므로 각국은 부반력 발생조건에 관하여 특별한 조항을 두고 있다^{1)~4), 6)}.

미국의 경우, 활하중과 충격을 100% 증가시킨 2배의 하중효과와 증가시키지 않은 다른 하중이 조합된 상태의 설계부반력을 사용하여 인장을 받는 앵커볼트 등 각 구조요소에 대하여 허용응력을 1.5배로 증가시킨 조건에서 안전을 유지하도록 규정하고 있다²⁾.

일본의 경우, 받침을 설계할 때 충격을 포함한 활하중(R_{L+I})에 2배의 하중계수를 적용하도록 하고 있으나, 단지 사하중만 추가로 조합시켜 계산할 수 있으며 미국과 같이 별도로 허용응력에 관한 증가계수는 고려하지 않도록 하고 있다.

영국은 미국과 일본의 경우와는 달리 재료의 강도를 기준으로 하는 극한 한계상태와 허용응력을 기준으로 하는 사용한계상태에 대하여 각각 받침구조가 안전하게 설계되도록 규정하고 있다³⁾.

캐나다와 독일의 경우, 영국과 비슷한 방법으로서 하중계수를 사용한 안전성을 확보하도록 규정하고 있다. 이중 독일의 경우, 구조상 부반력에 민감한 교좌장치는 앵커링을 하는 것이 필요하며, 이때는 하중계수를 곱한 부반력의 크기에 대해 앵커의 신장이 일어나지 않을 정도로 프리스트레스를 도입하도록 규정하고 있다^{1)~4)}.

한편, 우리나라의 시방규정은 활하중과 충격(R_{L+I})에 대하여 2배의 하중계수를 고려하고 추가적으로 조합가능한 하중은 모든하중을 대상으로 하는 미국과 달리 식 (3.10) 및 식 (3.11)과 같이 사하중 또는 풍하중을 추가 고려하여 계산하는 것으로 하고 있다.

$$R = 2R_{L+I} + R_D \quad \dots \dots \dots (3.10)$$

$$R = R_D + R_W \quad \dots \dots \dots (3.11)$$

여기서,

R : 받침 반력(ton)

R_{L+I} : 충격을 포함한 활하중에 의한 최대부반력(ton)

R_D : 고정하중에 의한 받침 반력(ton)

R_W : 풍하중에 의한 최대부반력(ton)

4. 곡선교의 반력해석

4.1 교량의 제원

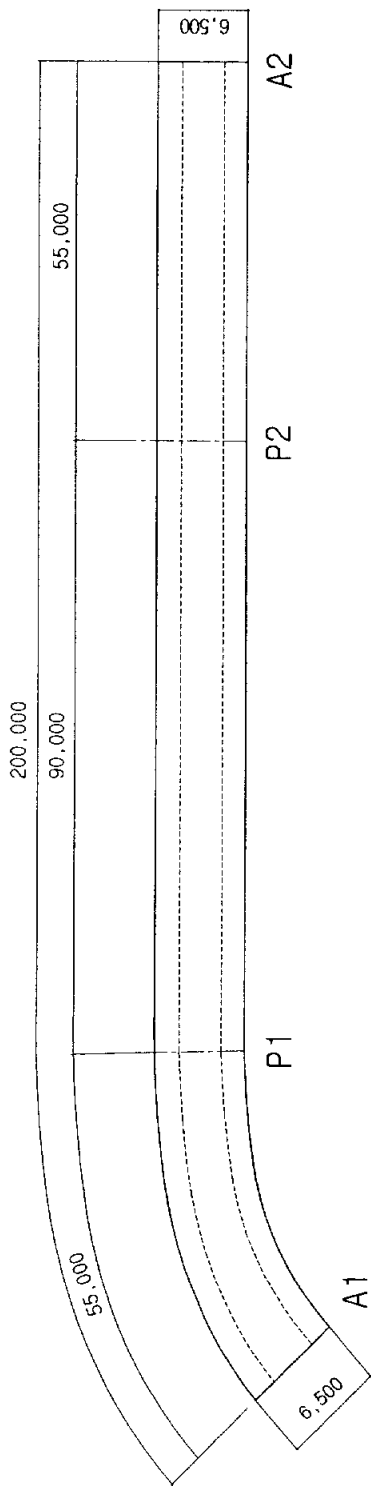
앞에서 설명한 곡선교의 단면에 대해 부반력 발생여부를 파악하고자 실제의 교량을 대상으로 하여 해석을 실시하였다. 대상교량은 도로교(2차선)로서 3경간 연속 강상판상형교이며 그림 4.1, 그림 4.2와 같이 교량의 시점인 교대(A1)에서 교각(P1)까지 곡선($R = 58\text{m}$)이며, P1교각에서 종점(A2)까지는 직선인 교량이다^{1), 4), 7), 23)~26)}.

1) 교량의 제원

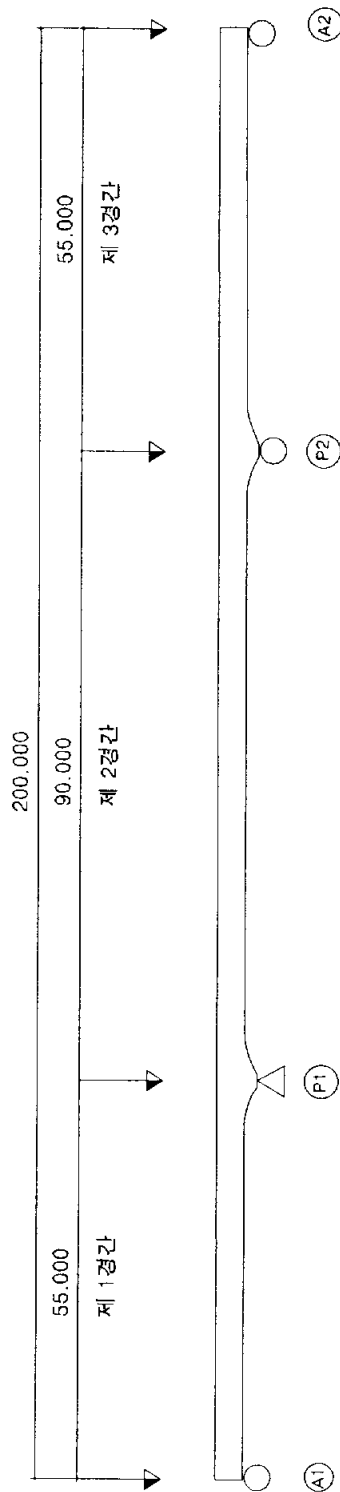
- ① 구조형식 : 강상판상형교(1련)
- ② 지간구성 : 3경간 ($L = 55 + 90 + 55 = 200\text{m}$)
- ③ 평면선형 : 곡선($R = 58\text{m}$)+직선
- ③ 교 폭 : 6.5m
- ④ 슈 배 치 : 단지점부 2열, 중간지점부 1열
- ⑤ 사용강재 : SM490B

2) 대상교량의 일반도

곡선교의 응력거동해석에 사용되는 대상교량의 종단면도, 평면도 및 횡단면도를 그림 4.1, 그림 4.2 및 그림 4.3에 각각 나타낸다.

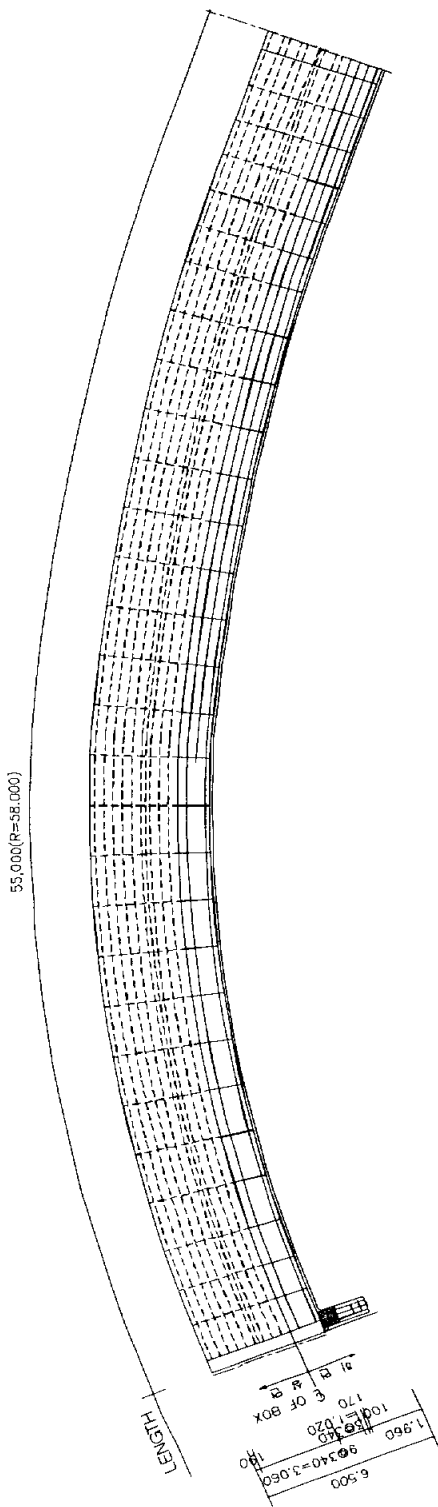


a) 대상교량의 평면도

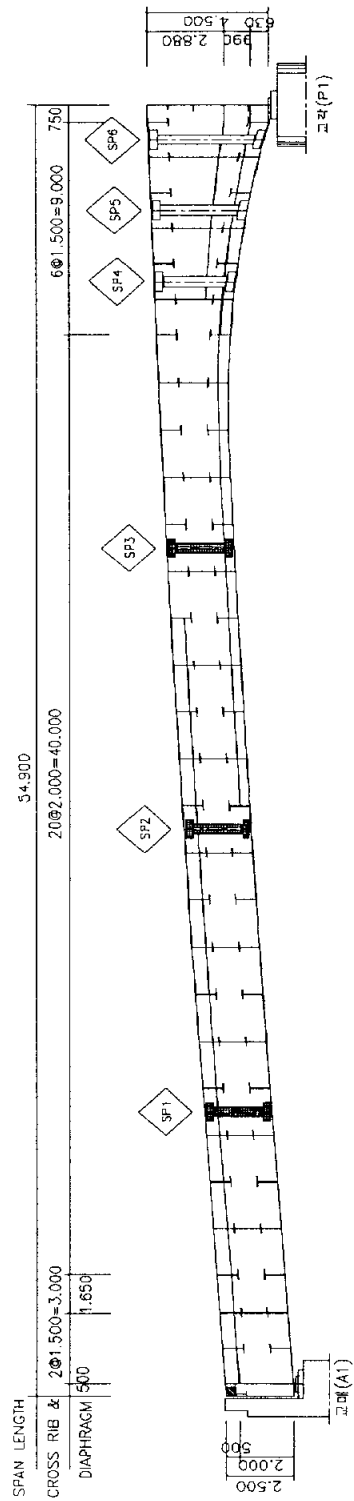


b) 대상교량의 종단면도

그림 4.1 대상교량의 종·평면도



a) 1경간 평면도



b) 1경간 종단면도

그림 4.2 1경간 중 · 평면도(곡선구간 A1~P1)

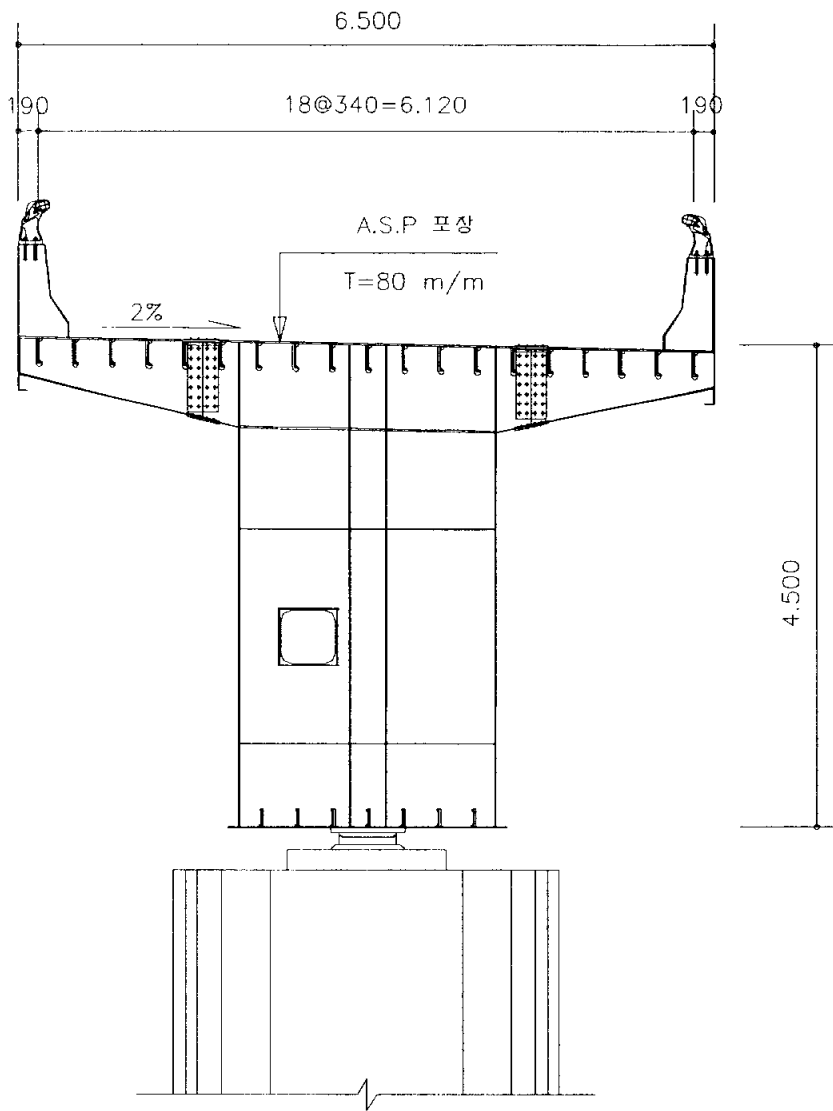


그림 4.3 대상교량의 중간지점부 단면도(P1)

4.2 구조해석

1) 해석 모델링

해석모델은 프레임요소의 격자구조를 사용하였으며, 해석모델에 사용된 지지조건 및 구조물의 모델링은 그림 4.4 및 그림 4.5와 같다.

① 지지조건 : 고정 1개소(P1), 1방향 3개소(A1-R, P2, A2-R), 2방향 2개소(A1-L, A2-L)

② 절 점 수 : 102절점

③ 사용요소 : Frame Element(101요소)

2) 하중

도로교 설계기준에 의한 대상교량의 정적해석에서는 주하중으로서 사하중, 활하중, 충격을 적용하였으며, 특수하중으로서 곡선교에 발생하는 원심하중 및 지반변동에 따른 지점침하의 영향을 고려하였다.

① 사하중

1차사하중과 2차사하중으로 구분하였고, 1차사하중은 강재자중과 방호벽이며, 2차사하중은 구스아스팔트($t=8\text{mm}$)로 고려하였다. 방호벽하중은 강재중량을 계산(0.096 t/m)하여 적용하였고, 강재와 구스아스팔트에 대한 단위중량은 표 4.1과 같다.

표 4.1 강재와 구스아스팔트의 단위중량

재 료	단위중량 (t/m^3)	비 고
강 재	7.85	
구스아스팔트	2.30	

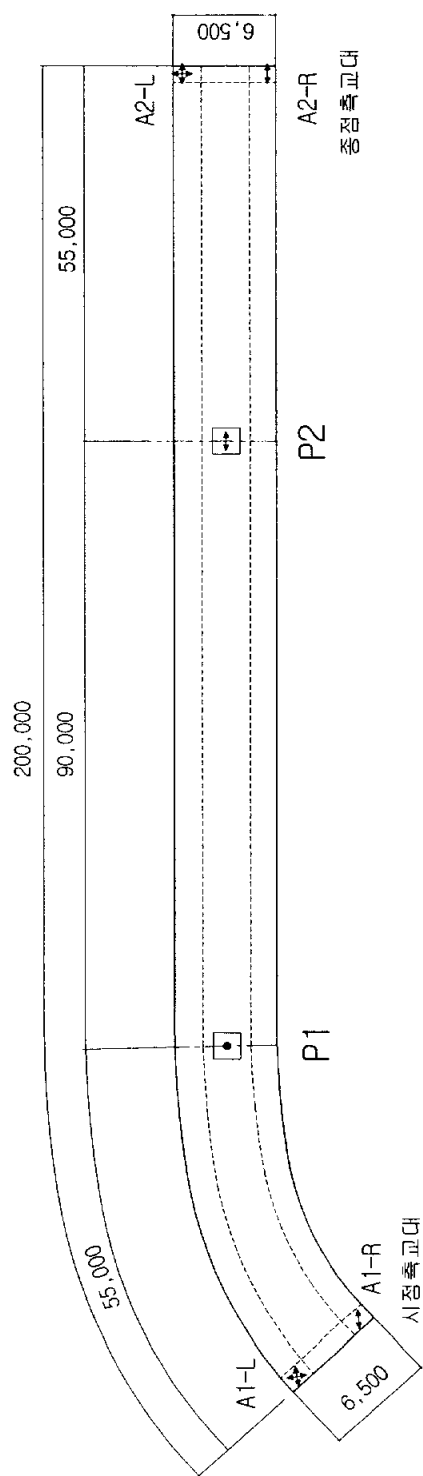


그림 4.4 대상교량의 슈(shoe) 배치도

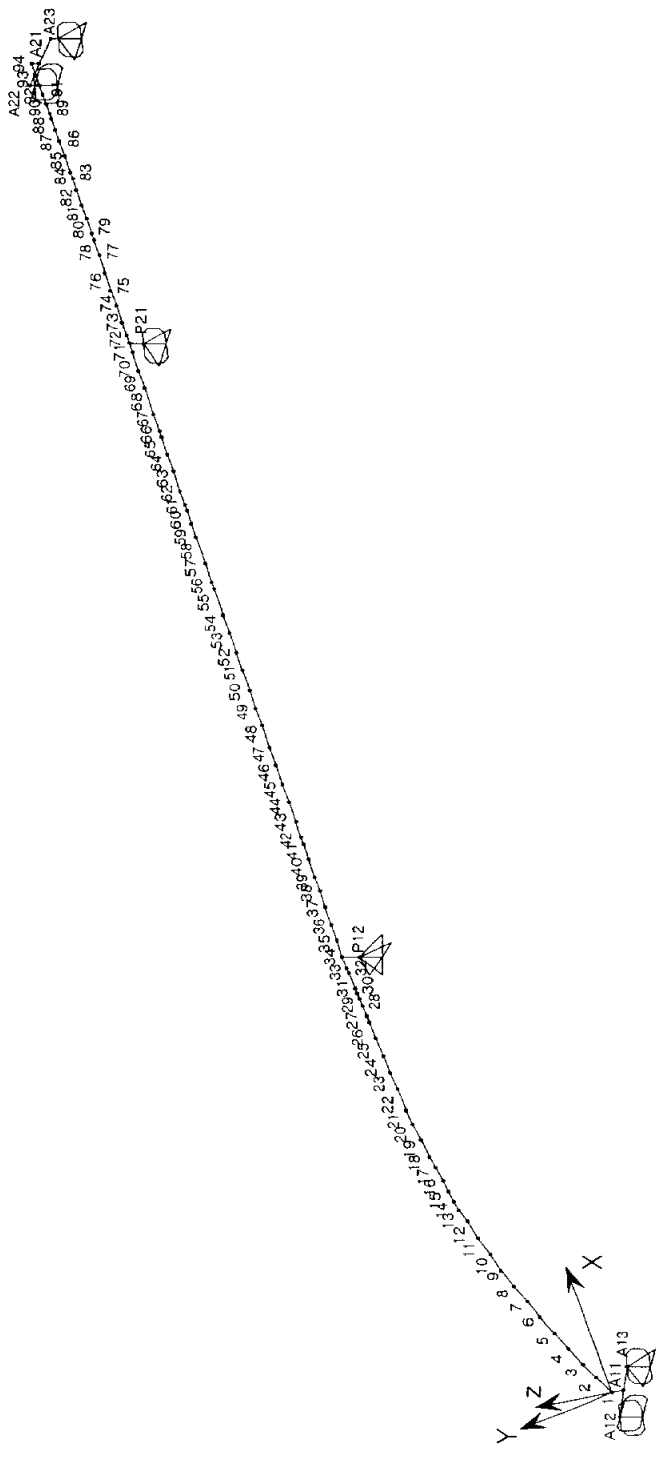


그림 4.5 해석 모델링(102절점)

② 활하중

도로교 설계기준에 의해 활하중은 표준트럭하중은 DB-24, 차선하중은 DL-24하중을 적용하였다¹⁾.

- 설계차선수 : 1차선
- 차량점유폭 : 3.0 m
- 표준트럭(DB-24)하중 : 각 지점의 반력이 최대로 발생하는 조건을 계산하기 위하여 그림 4.6 및 그림 4.7과 같이 횡방향의 영향을 고려하여 차량점유폭을 3m로 하여 내·외측 2차선의 재하경우에 대해 각각 계산하였다.
- 차선(DL-24)하중 : 그림 4.8 및 그림 4.9과 같이 횡방향에 대해서 내·외측의 1차선 재하경우를 고려하였다.

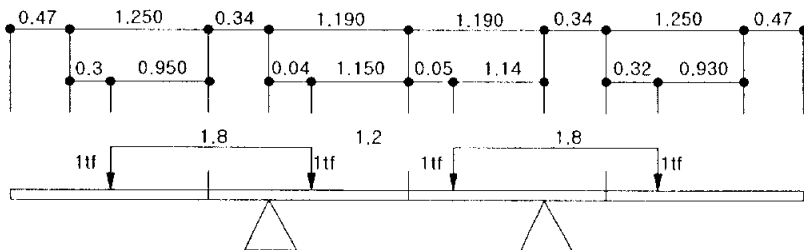


그림 4.6 표준트럭하중(DB-24)의 횡방향 하중재하 CASE(내측재하)

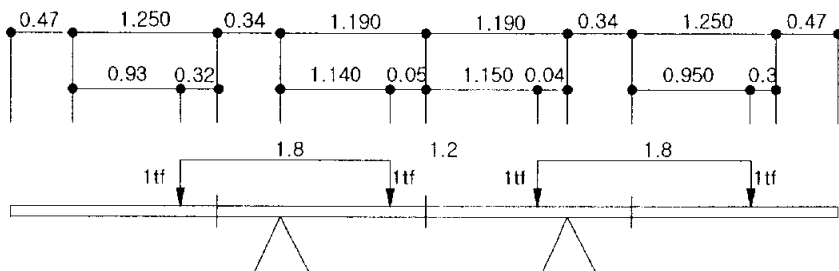


그림 4.7 표준트럭하중(DB-24)의 횡방향 하중재하 CASE(외측재하)

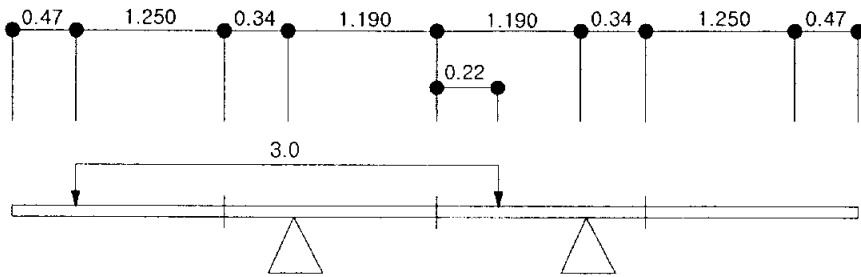


그림 4.8 차선하중(DL-24)의 횡방향 하중재하 CASE(내측재하)

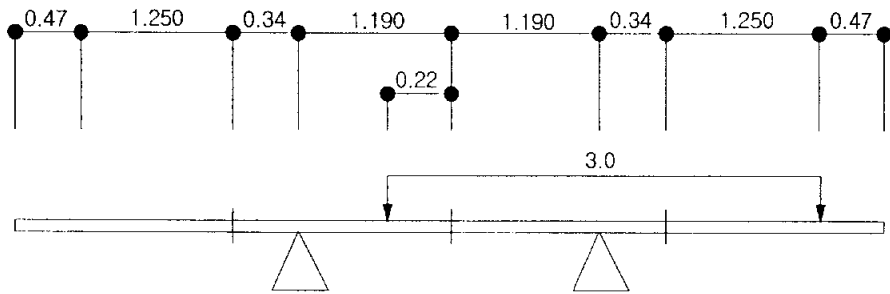


그림 4.9 차선하중(DL-24)의 횡방향 하중재하 CASE(외측재하)

표준트럭(DB-24)하중과 차선(DL-24)하중에 대한 횡방향 하중재하의 결과는 표 4.2와 같다.

표4.2 활하중에 의한 거더의 횡방향 하중분배

구 분		제 1경간			제 2경간			지점부		
		N	Mt	e	N	Mt	e	N	Mt	e
DB-24	내측	22.234	35.130	1.580	21.408	33.825	1.580	21.574	34.371	1.580
	(1차선재하)									
	Pf	5.558	8.782	1.580	5.352	8.456	1.580	5.438	8.592	1.580
	외측									
DB-24	(1차선재하)									
	Pr	22.234	41.800	1.880	21.408	40.247	1.880	21.754	40.898	1.880
	Pf	5.558	10.449	1.880	5.352	10.062	1.880	5.438	10.223	1.880
	내측									
DB-24	(2차선재하)									
	Pr	44.468	3.557	0.080	42.816	3.425	0.080	43.508	3.481	0.080
	Pf	11.116	0.889	0.080	10.704	0.856	0.080	10.876	0.870	0.080
	외측									
DL-24	(2차선재하)									
	Pf	11.116	4.224	0.380	10.704	4.068	0.380	10.876	4.133	0.380
	W _L	1.470	0.000	0.000	1.416	0.000	0.000	1.440	0.000	0.000
	P _M	12.507	0.000	0.000	12.042	0.000	0.000	12.237	0.000	0.000
DL-24	(1차선재하)									
	P _S	18.066	0.000	0.000	17.394	0.000	0.000	17.676	0.000	0.000
	W _L	1.470	0.000	0.000	1.416	0.000	0.000	1.440	0.000	0.000
	P _M	12.507	0.000	0.000	12.042	0.000	0.000	12.237	0.000	0.000
DL-24	(1차선재하)									
	P _S	18.066	0.000	0.000	17.394	0.000	0.000	17.676	0.000	0.000

여기서, N : 작용하중(ton), Mt : 작용모멘트(t-m), e : 편심(m)

Pr : 후륜하중, Pf : 전륜하중, W_L : 등분포하중, P_M : 모멘트계산시 집중하중, P_S : 전단력계산시 집중하중

③ 원심하중

원심하중은 곡률반경($R = 58m$) 및 속도($V = 80km$)를 고려하여 식 (3.9)에 따라 표준트럭(DB-24)하중의 백분율을 구하였으며, 원심하중에 충격은 포함하지 않았다.

④ 충격

충격계수는 도로교 설계기준에 의거하여 표준트럭(DB-24)하중과 차선(DL-24)하중에 대하여 식 (4.1)을 적용하여 계산하였다. 각 경간과 지점부의 계산된 충격계수는 표 4.3과 같다.

$$i = \frac{15}{40 + L} \quad \dots \dots \dots (4.1)$$

표 4.3 각 경간 및 지점부의 충격계수

구 분	1경간	2경간	지점부
충격계수(i)	0.158	0.115	0.133

⑤ 지점침하

지점침하의 영향을 고려하여 교대, 교각의 각 지점부에 10mm의 지점침하를 주었다. 지점부 4개소가 있으므로 다음과 같이 지점침하가 발생할 수 있는 6가지의 경우를 고려하여 계산을 실시하였다.

- i) CASE 1 : 교대A1 10mm침하시
- ii) CASE 2 : 교각P1 10mm침하시
- iii) CASE 3 : 교각P2 10mm침하시

iv) CASE 4 : 교대A2 10mm침하시

v) CASE 5 : 교대A1과 교각P2가 동시에 10mm침하시

vi) CASE 6 : 교각P1과 교대A2가 동시에 10mm침하시

이상의 각 하중들을 적용하여 대상교량을 해석하였으며, 각각의 하중들에 대해서 해석된 각각의 단면력을 전체하중에 대한 하중조합으로 구조해석을 실시하였다.

4.3 해석결과

대상교량을 프레임요소로 모델링하여 해석한 결과, 대상교량의 휨모멘트, 전단력, 비틀림모멘트, 축력을 그림 4.10, 그림 4.11, 그림 4.12 및 그림 4.13에 각각 나타내며, 표 4.4에 각 지점부의 반력치를 나타낸다.

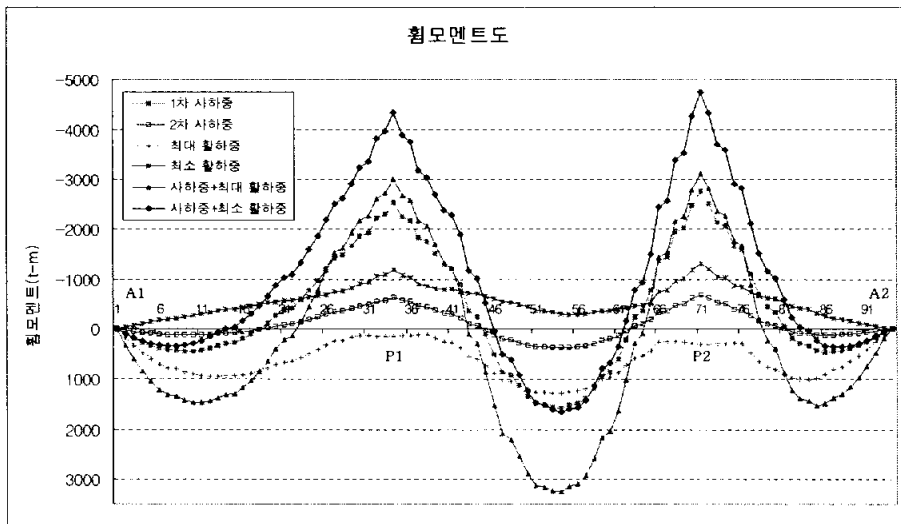


그림 4.10 각 하중에 의한 대상교량의 휨모멘트

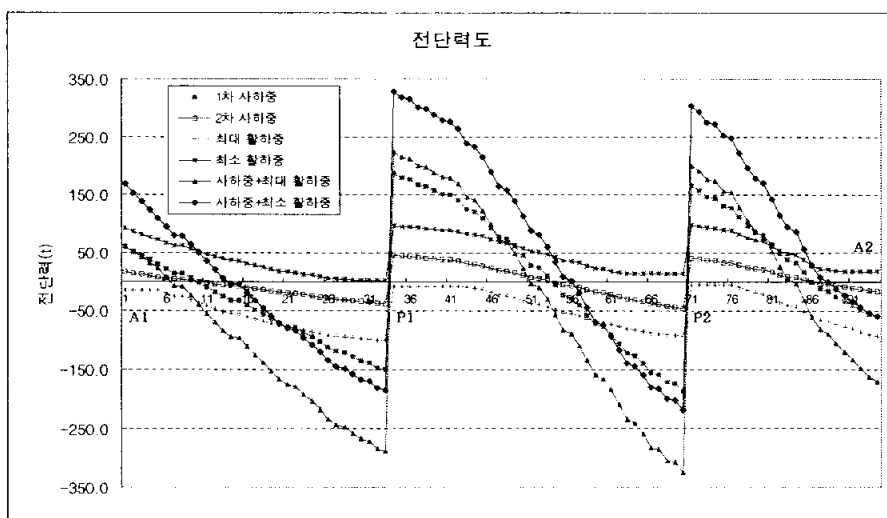


그림 4.11 각 하중에 의한 대상교량의 전단력

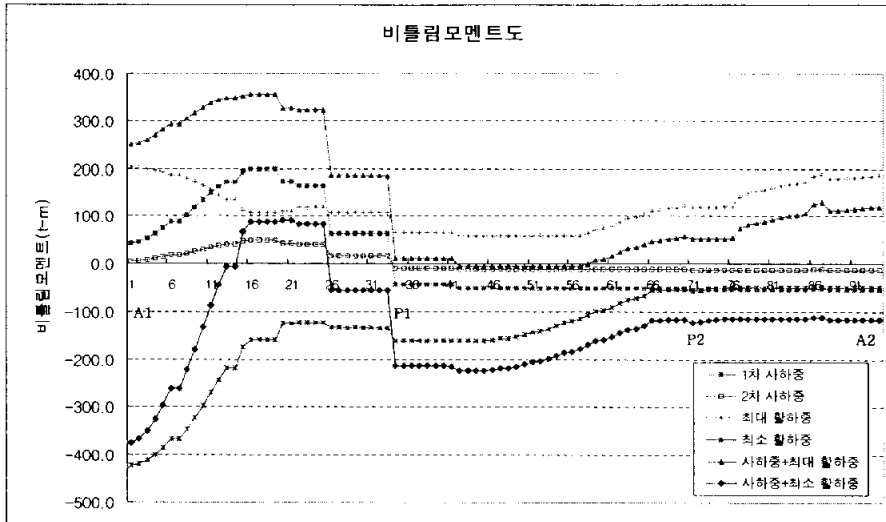


그림 4.12 각 하중에 의한 대상교량의 비틀림모멘트

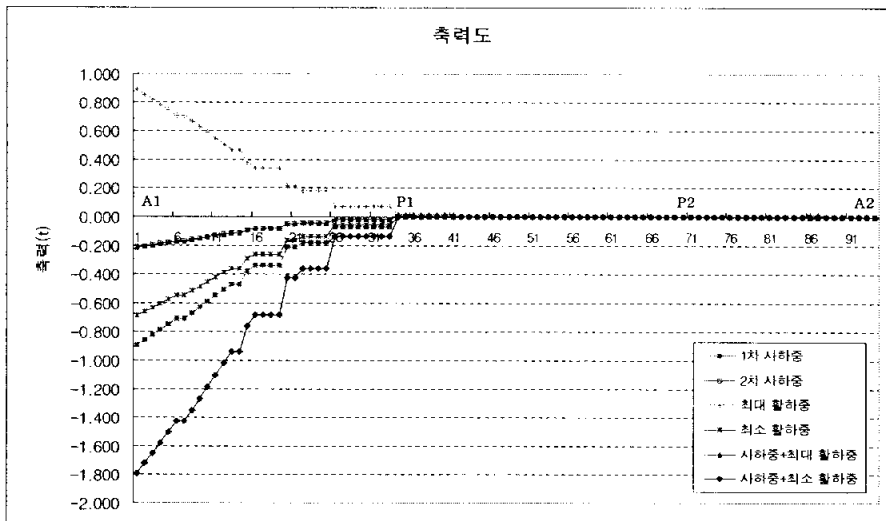


그림 4.13 각 하중에 의한 대상교량의 축력

표 4.4 각 지점부의 반력치

(단위 : ton)

구 분		A1-L (좌측)	A1-R (우측)	P1	P2	A2-L (좌측)	A2-R (우측)
1차사하중		21.447	38.173	345.437	360.744	19.907	40.371
2차사하중		6.823	9.172	84.352	87.024	5.538	10.364
활 하 중	최 대	109.077	39.142	145.028	151.557	82.449	45.119
	최 소	-45.258	-59.650	-10.859	-19.094	-18.051	-24.778
지 점 침 하	최 대	2.956	2.091	2.190	2.548	0.491	1.520
	최 소	-2.956	-2.091	-2.190	-2.548	-0.460	-1.520
합계	최 대	140.303	88.578	577.007	601.878	108.385	97.374
	최 소	-19.944	-14.396	416.74	426.125	6.934	24.437

- 1차사하중=강재중량+방호벽
- 2차사하중=구스아스팔트
- 합계=1차사하중+2차사하중+활하중+지점침하

위의 단면력 및 지점부 반력의 해석결과로부터 얻어진 내용은 다음과 같다.

- 1) 비틀림모멘트 해석에서 직선구간인 교각P1~교대A2 사이보다 곡선 구간인 교대A1~교각P1에서 비틀림모멘트가 비교적 크게 발생하며, 교각 P1에서 비틀림모멘트값이 반대로 작용함을 알 수 있다.
- 2) 축력해석에서 직선구간인 교각P1~교대A2에서는 축력이 거의 발생하지 않지만, 곡선구간인 교대A1~교각P1 사이에서는 부(-)의 축력이 발생하였다.
- 3) 지점부 반력해석에서 1차사하중 및 2차사하중 작용시에는 교대A1, 교대A2의 좌측보다 우측의 반력이 크게 나타났으며, 활하중 작용 및 지점침하 발생시에는 우측보다는 좌측의 반력이 크게 나타남을 알 수 있었다. 그러나, 전체하중(1차사하중+2차사하중+활하중+지점침하)에서 최소활하중 작용시 교대A1 좌측 및 우측에서 모두 부반력이 발생되었다. 현재 대상교량에서는 부반력을 제어하기 위한 한 방법으로 단지점부에서 웨이브 양쪽으로 Leger부재를 설치하였으나 부반력을 제어하기에는 다소 부족하므로 부반력을 제어하기 위한 방안을 다시 검토하였다.

4.4 부반력 제어에 대한 검토

대상교량에서 각 하중들을 조합한 결과, 최소활하중 작용시 교대A1 좌측 및 우측에서 모두 부반력이 발생되었다. 따라서, 그림 4.14에 나타난 Leger부재의 길이로 부반력을 제어하기에는 다소 부족하므로 부반력을 제어할 수 있는 적절한 Leger부재의 길이를 구조해석을 통하여 계산하였다. 구조해석에서 사용된 하중은 앞에서 제시한 하중(1차사하중+2차사하중+

활하중+지점침하)과 동일하며, 교대A1과 교대A2의 Leger부재길이를 동시에 0.2m씩 연장시켜 부반력이 발생한 교대A1의 좌·우측 지점부에서의 부반력 발생여부를 검토하였다.

구조해석 모델링은 그림 4.5와 같으며, 프레임요소 모델링에서 연장된 Leger부재의 단면강성은 무한강성으로 설정하여 모델링상의 단면에서 처짐이 발생되지 않게 하고 축력을 충실히 전달하도록 설정하였다.

그림 4.14는 교대A1의 단지점부 단면(Leger부재)을 나타내고 있으며 Leger부재를 0.2m씩 연장시켜 해석한 결과를 표 4.5, 표 4.6 및 그림 4.15에 나타낸다.

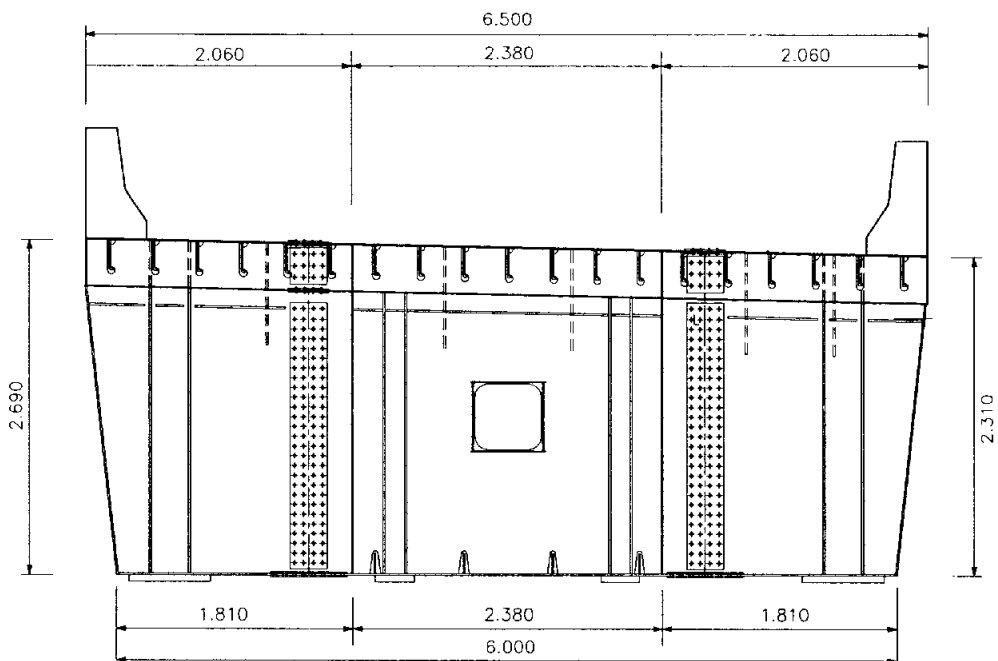


그림 4.14 교대A1 단지점부 단면(Leger부재)

표 4.5 사하중 + 활하중(최소) + 지점침하(최소) 작용시 교대A1 좌측지점 부반력 해석결과 (단위 : ton)

레그빔 증가길이	1차 사하중	2차 사하중	활하중		지점침하		합 계	
			최대	최소	최대	최소	최대	최소
0.2m 증가	22.0456	6.9079	103.5587	-42.4571	2.7765	-2.7765	135.2887	-16.2801
0.4m 증가	22.5632	6.9806	98.8036	-40.031	2.1419	-1.6047	130.4893	-12.0919
0.6m 증가	23.0165	7.0443	94.6456	-37.9091	2.4834	-2.4834	127.1898	-10.3317
0.8m 증가	23.4159	7.1005	91.0192	-36.0367	2.3627	-2.3627	123.8983	-7.883
1.0m 증가	23.7714	7.1503	87.8588	-34.3719	2.2555	-2.2555	121.036	-5.7057
1.2m 증가	24.0892	7.195	85.0485	-32.8827	2.1595	-2.1595	118.4922	-3.758
1.4m 증가	24.3755	7.2351	82.5411	-31.5421	2.0732	-2.0732	116.2249	-2.0047
1.5m 증가	24.5081	7.2537	81.3803	-30.9203	2.0331	-2.0331	115.1752	-1.1916
1.6m 증가	24.6343	7.2714	80.2773	-30.3287	1.995	-1.995	114.178	-0.418
1.8m 증가	24.8696	24.8696	78.2745	-29.2273	1.924	-1.924	129.9377	18.5879

표 4.6 사하중 + 활하중(최소)+지점침하(최소) 작용시 교대A1 우측지점 부반력 해석결과 (단위 : ton)

레그빔 증가길이	1차 사하중	2차 사하중	활하중		지점침하		합 계	
			최대	최소	최대	최소	최대	최소
0.2m 증가	37.5751	9.0883	37.0682	-54.025	1.9117	-1.9117	85.6433	-16.2801
0.4m 증가	37.0571	9.0155	35.2986	-49.1971	1.1235	-1.4212	82.4947	-4.5457
0.6m 증가	36.6035	8.9517	34.4036	-45.0117	1.6186	-1.6186	81.5774	-1.0751
0.8m 증가	36.2038	8.8955	35.0998	-41.3339	1.4979	-1.4979	81.697	2.2675
1.0m 증가	35.8497	8.8456	35.7192	-38.1396	1.3907	-1.3907	81.8034	5.1632
1.2m 증가	35.5298	8.8008	36.2729	-35.2821	1.2974	-1.2974	81.9009	7.7511
1.4m 증가	35.2433	8.7606	36.7716	-32.7096	1.2083	-1.2083	81.9838	10.086
1.5m 증가	35.1105	8.742	37.0025	-31.5178	1.1683	-1.1683	82.0233	11.1664
1.6m 증가	34.9841	8.7242	37.2225	-30.3826	1.1301	-1.1301	82.0609	12.1956
1.8m 증가	34.7485	34.7485	37.6325	-28.2671	1.0591	-1.0591	108.1886	40.1708

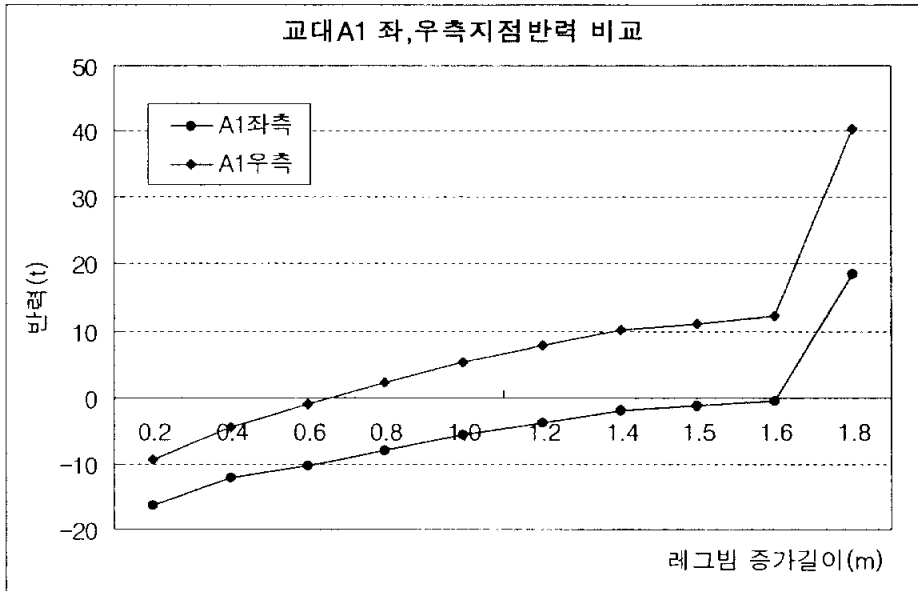


그림 4.15 사하중+활하중(최소)+지점침하(최소) 작용시
교대A1의 좌·우측 지점반력 비교

해석결과, 교대A1우측은 Leger부재 길이를 0.8m 연장시에 부반력이 발생되지 않음을 알 수 있으며, 교대A1좌측은 1.8m증가시에 부반력이 발생되지 않음을 알 수 있었다. 교대A1우측 및 좌측의 Leger부재 길이가 1.8m로 연장됨에 따른 정반력이 갑자기 증가하는 것은 교대A1~교각P1이 곡선이기 때문에 곡선에 작용하는 비틀림모멘트가 Leger부재의 설치로 인해 상쇄되어 정반력이 갑자기 증가하였다고 사료된다. 그러나 Leger부재 길이가 1.8m가 연장되면 Leger부재 길이가 상당히 길어지고, Leger부재 길이에 따른 휨과 좌굴 및 비틀림에 대한 문제도 발생할 것으로 여겨진다. 따라서, Leger부재 길이를 교대폭까지 연장하고, 아울러 부반력 받침 또는 부반력 앵커설치 등으로도 안전성을 확보할 필요가 있다.

5. 결 론

본 연구에서는 곡선교의 부반력 제어에 관한 연구로서 3경간 연속 강상판상형교를 대상으로 단면력과 지점부에서 반력해석을 실시하여 얻어진 결과를 정리하면 다음과 같다.

1. 비틀림모멘트 해석에서 직선구간인 교각P1~교대A2 사이보다 곡선구간인 교대A1~교각P1에서 비틀림모멘트가 비교적 크게 발생하며, 교각 P1에서 비틀림모멘트값이 반대로 작용함을 알 수 있었다.
2. 축력해석에서 직선구간인 교각P1~교대A2에서는 축력이 거의 발생하지 않지만, 곡선구간인 교대A1~교각P1 사이에서는 부(-)의 축력이 발생함을 알 수 있었다.
3. 지점부 반력해석에서는 전체하중조합(1차사하중+2차사하중+활하중+지점침하)시 교대A1에 부반력이 발생하였다. 교대A1의 부반력을 제어하기 위해서 Leger부재 길이를 연장시켜 부반력을 제어하는 방안이 있거나 Leger부재 길이의 연장은 교대폭 이상으로 연장시키는 것은 제한이 있으므로 Leger부재 길이를 교대폭까지 연장하고, 아울러 부반력 받침 또는 부반력 앵커를 설치하여 교량의 안전성을 확보할 필요가 있다.

참 고 문 헌

- 1) 대한토목학회, “도로교설계기준·해설”, 2003. 1.
- 2) American Association of Standard Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 1998.
- 3) British Standard Institution, BS 5400 Part 10, *Code of Practice for Fatigue*, 1980.
- 4) Hiroshi Nakai and Chai Hong Yoo, “Analysis and design of Curved Steel Bridges”, McGraw-Hill, 1988.
- 5) 李東郁, 堀川活甫, “Fatigue Strength of Oneside-Welded Joint with Backing Strip”, 日本土木學會論文集 I-4, 362호, pp.231~237, 1985.
- 6) Wright. R. N. and Abdel-Samed. S. N., “BEF analysis for analysis of box girders”, J. of Str. Div., ASCE, Vol. 94, No. 7, pp. 1719~1743, 1968.
- 7) 구민세, 윤우현, 이호경, 김대홍, “곡선 강상자형 거더의 뒤틀림 해석 및 격벽간격산정”, 한국강구조학회논문집, 제15권, 2호, pp. 125~135, 2003. 4.
- 8) 이희업, 양창현, “강상자거더의 뒤틀림 해석에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, 제19권, I-6호, pp. 907~916, 1999.
- 9) 조효남, “강구조공학”, 구미서관, 1999.
- 10) 日本鋼構造協會, “鋼構造物の疲勞設計指針・同解説”, 技報堂出版, 1994.
- 11) 韓國鋼構造學會, “鋼道路橋의 設計”, 鋼構造便覽, 第4卷, 1995.
- 12) 방명석, “강교 설계의 기초”, pp.100~113, 1995.
- 13) Oleinik. J. C. and Heins. C. P., “Diaphragms for curved box beam bridges”, J. of Str. Eng., ASCE, Vol. 101, No. 10, pp. 2161~2178, 1975.
- 14) Sakai. F. and M. Nagai., “A Recommendation on the Design of

- Intermediate Diaphragms in Steel Box Girder Bridges”, Proceedings of the Japanese Society of Civil Engineers, No. 261, pp. 21~34, 1977.
- 15) 大韓土木學會, “道路橋標準示方書 荷重-抵抗係數 設計編”, 1996.
- 16) 中井 博, 谷 俊寛, “箱桁橋のねじりによる應力の簡易計算法とその應用”, 日本土木學會論文報告集, No. 299, pp.1~15, 1978. 9.
- 17) Nakai. H. and Heins. C. P., “Analysis Criteria for Curves Bridges”, Proc. of ASCE, Vol. 103, No. ST-7, pp.1419~1427, July 1977.
- 18) 深澤泰晴, 小林 潔, “薄肉曲線桁の伝達行列とその變斷面連續曲線桁橋解析への應力”, 日本土木學會論文報告集, No. 244, pp.47~55, 1975. 12.
- 19) 中井 博, 事口 壽男, 谷 俊寛, “任意荷重を受ける薄肉曲線桁橋のマトリックス構造解析”, 日本土木學會論文報告集, No. 255, pp.1~15, 1976. 11.
- 20) 中井 博, 事口 壽男, “伝達マトリックス法による 鋼橋の解析”, 森北出版株式會社, 1992, 1.
- 21) 조효남, 정지승, 민대홍, “자동화설계를 위한 강상판교의 해석모델”, 한국강구조학회논문집, 제11권, 4호, pp.363~372, 1999.
- 22) 中井 博, 谷田玲二, 奥村敏久, “伝達マトリックス法の不整格子桁橋の解析への應用と模型實驗”, 日本土木學會論文報告集, No.243, pp.7~18, 1975. 11
- 23) C. P. Heins and D. A. Firmage., “Design of Modern Steel Highway Bridges”, Willey-Interscience Publication, 1979.
- 24) J. E. Gordon, “Structures or Why things don't fall down”, A Dacapo Paperback, 1978.
- 25) 小松 定夫, “鋼構造の補剛設計”, 森北出版株式會社, 1982. 6.
- 26) J. T. Oden and E. A. Ripperger, “Mechanics of Elastic Structures”, Hemisphere Publishing Corporation and McGraw-Hill, 1981.

감사의 글

우리 모두는 세상에 태어나 눈을 떠고, 보고 느끼며 깨우치는 여러 과정 가운데 삶을 영위하고 있습니다. 그 삶의 한 가운데 사람에게는 몇 번의 중요한 고비를 맞게 되는데 거기에는 언제나 잊지 못할 사람이 거기에 서서 두 팔을 벌리고 웃고 있는 것입니다. 힘들면 이리로 오라고 말입니다.

이동욱 교수님. 저는 그저 머리 숙여 깊은 감사의 뜻만을 전 할 뿐입니다. 광안대로 건설 당시 시공자문회의 때마다 강구조물 건설에 따른 기존의 낡은, 습성화된 잘 못된 설계 및 시공과정을 강하면서도 부드럽게 그 잘못을 지적하고 수정해 나가시든 교수님의 제자가 된 것을 나는 영원히 자랑스럽고 영광으로 생각하며 부족하나마 그 배운 바를 토목현장 관리에 엄격히 적용할 것입니다.

국승규 교수님, 손인식 교수님, 정두희 교수님. 강의뿐 아니라 논문심사 과정에 까지 그저 직장생활과 학교 생활을 병행하는 것이 안스러워 “힘들지요”하시든 보습. 선생님 저 역시 그렇게 남을 대하면 항상 상대를 이해하도록 노력하겠습니다.

김종수 교수님. 논문 발표 때 “대학원 학교 생활에 대한 소감 한번 말씀해 보세요” 하셨습니다. 선생님 저는 이 질문을 항상 가슴에 새기고 토목인으로 살아가겠습니다.

김명식 교수님. 부경대학교 대학원을 다니게 된 결정적 계기를 만들어 주신 선생님께 저는 깊은 감사의 마음을 간직하겠습니다.

토목공학과 모든 교수님께 머리 숙여 감사드립니다.

강구조 연구실 학우 여러분에게도 진심으로 고마운 마음 전합니다. 학우 여러분 우리 연석회에서 우리가 맺은 정을 이어갑시다.

끝으로 학교에 다니는 것 자체를 자랑스럽게 생각하는 아내와 창훈이와

수정이 나의 아이들에게도 고마운 마음을 전합니다.

통도사 극락암의 명정 큰 스님, 능인 선원 승각 큰 스님께도 두 손 모아 나의 마음을 전합니다.