

# 후긴장을 이용한 연속 합성 격자형교의 보강 방법에 관한 연구

## Strengthening of Continuous Composite Grid-girder Bridges by Using the Post-tensioning

백 동 훈<sup>1)</sup> · 이 우 현<sup>2)</sup> · 김 기 봉<sup>3)</sup>  
*Back, Dong Hoon    Lee, Woo Hyun    Kim, Ki Bong*

요 약 : 많은 나라에서 기 시공된 교량의 보수·보강에 대한 관심이 고조되고 있고 많은 보고서와 인쇄물에서 이에 대해 강조되고 있다. 국내의 1960년대와 1970년대 사이에 시공된 교량은 상대적으로 적은 차량크기, 속도, 중량으로 설계되어 현재의 교통조건에 부적절하다. 다소의 설계오류와 함께 이는 많은 교량의 여러 결함을 유발한다. 보수·보강의 한 방법으로 많은 잇점을 가진 external post-tension tendon을 사용하는 것이고 본 논문에서 external post-tension을 이용한 3경간 연속 합성교량의 보강방안에 대해 기술한다.

ABSTRACT : The need for rehabilitation of the existing bridges is a growing concern in many countries and has been emphasized in various research reports and publications. Many bridges constructed between 1960s and 1970s in Korea were designed for relatively light traffic volumes, speeds and the weight, thus they are inadequate for the present traffic conditions. This, together with some design deficiencies, has resulted in deficiencies of various degrees of many bridges. One strengthening method which has significant advantages is the application of external post-tensioning tendons. This paper presents an example of three span continuous composite bridge strengthened by application of external post-tensioning.

핵심용어 : 후긴장, 교량 보수보강, 연속합성교, 합성 격자형교, 보강

KEYWORDS : external post-tension, rehabilitation of bridges, continuous composite bridge, composite grid-girder bridge, strengthening

### 1. 서 론

최근 경제성장에 따른 교통량 증가, 트럭의 대형화 및 과적차량 등으로 국도상의 각종 교량의 내

1) 중앙대학교 토목공학과 대학원 과정  
2) 중앙대학교 토목공학과 교수  
3) 중앙대학교 토목공학과 교수

본 논문에 대한 토의를 1997년 12월 30일까지 학회로 보내주시면 토의회답을 게재하겠습니다.

하력 증진의 필요성이 시급히 제기되고 있고 교량에 따라서는 설계기준의 상향 조정 방안이 검토되고 있는 실정이다.

국내의 교량 중 1960년대에서 1970년대에 건설된 많은 교량들이 현재 교량의 통과 차량하중에 적합하지 않고, 또 노후되어 교량의 신설 또는 보수, 보강을 필요로 하고 있다.

비용을 효율적으로 사용하면서 내하력을 증진시키는 방안으로 기존 교량의 구조시스템을 변경시켜 보강하는 방법이 있을 수 있다.

후긴장에 의한 보강방법은 구조해석이 비교적 명확하고 그 적용범위가 매우 넓으며 특히, 중 장기간의 교량의 보강에 탁월한 효과를 보이고 있다. 본 논문에서는 3경간 연속 합성보에 대해 후긴장에 의한 보강효과와 그 적용방법에 대한 연구를 수행하였다.

## 2. 후긴장 연속 합성 Plate Girder의 해석

강판형보에 후긴장을 적용할 때 가장 널리 사용되는 방법으로는 고강도의 강으로 만들어진 다양한 형태의 긴장재를 사용하는 방법이다. 이러한 긴장재는 인장을 받는 하부 플랜지 주위에 설치되는데 보에 긴장력을 가하게 되면 하중에 의해 발생하는 응력과 반대의 응력을 생성하여 상쇄시키는 효과를 가져온다.

단면 특성을 알고 있다면, 필요한 긴장력을 결정하기 위해 지간 중앙 혹은 지점부의 위험 단면에서의 응력을 조사할 필요가 있다. 지면상 내부 지점부에서의 응력에 대해서만 기술한다.

### 2.1 최대 부모멘트 부(내부 지점부)

#### 1) 사하중에 의한 강거더의 응력

$$t\sigma_s^I = \frac{M_s^{DL}}{I_s} ty_s \quad (2.1)$$

$$b\sigma_s^I = -\frac{M_s^{DL}}{I_s} by_s \quad (2.2)$$

여기서,

$t\sigma_s^I$  = 사하중(DL)에 의한 강재단면 상부 응력

$b\sigma_s^I$  = 사하중(DL)에 의한 강재단면 하부 응력

$M_s^{DL}$  = 강재 보에서의 사하중 모멘트

#### 2) 합성 단면의 긴장력

각 지간의 플랜지 하단에만 긴장재를 설치할 경우는 내부 지점부에서의 축력의 발생량이 적어 무시할 수 있다.

$$r\sigma_{cp}^{II} = -\frac{M_p}{I_{cp}} ry_{cp} \quad (2.3)$$

$$b\sigma_{cp}^{II} = \frac{M_p}{I_{cp}} by_{cp} \quad (2.4)$$

여기서,

$r\sigma_{cp}^{II}$  = 긴장력에 의한 합성단면 상부 교축방향 철근의 응력

$b\sigma_{cp}^{II}$  = 긴장력에 의한 합성단면 하부 응력

$M_p$  = 긴장력  $X$ 에 의해 발생된 설계단면 상의 모멘트

#### 3) 추가 사하중(Superimposed Dead Load)에 의한 응력

$$r\sigma_{cp}^{III} = \frac{M_{cp}^{SD}}{I_{cp}} ry_{cp} \quad (2.5)$$

$$b\sigma_{cp}^{III} = -\frac{M_{cp}^{SD}}{I_{cp}} by_{cp} \quad (2.6)$$

여기서,

$r\sigma_{cp}^{III}$  = 추가 사하중으로 인한 합성단면 상부 교축방향 철근응력

$b\sigma_{cp}^{III}$  = 추가 사하중으로 인한 합성단면 하부 응력

4) 활하중과 충격하중으로 다음의 용력이 발생할 것이다.

$$r\sigma_{cp}^{IV} = \frac{M_{cp}^{LL+I}}{I_{cp}} r y_{cp} \quad (2.7)$$

$$b\sigma_{cp}^{IV} = -\frac{M_{cp}^{LL+I}}{I_{cp}} b y_{cp} \quad (2.8)$$

여기서,

$r\sigma_{cp}^{IV}$  = 활하중과 충격하중으로 인한 합성단면  
교축방향 철근 용력

$b\sigma_{cp}^{IV}$  = 활하중과 충격하중으로 인한 합성단면  
하부 용력

5) 활하중, 충격하중, 추가 사하중으로 인해 추가 긴장력이 발생하게 될 것이며 이로 인해 다음의 용력이 발생하게 된다.

$$r\sigma_{cp}^V = -\frac{\Delta M_p}{I_{cp}} r y_{cp} \quad (2.9)$$

$$b\sigma_{cp}^V = \frac{\Delta M_p}{I_{cp}} b y_{cp} \quad (2.10)$$

여기서,

$r\sigma_{cp}^V$  = 추가 긴장력으로 인한 합성단면 상부  
교축방향 철근 용력

$b\sigma_{cp}^V$  = 추가 긴장력으로 인한 합성단면 하부  
용력

$\Delta M_p$  = 추가 긴장력  $\Delta X$ 에 의해 발생된 설계  
단면 상의 모멘트

6) 최종 용력

위 단계에서 구한 용력의 합이 강제 혹은 철근의 허용용력보다 작아야 한다.

$$\sum_i r\sigma \leq f_r \quad (2.11)$$

$$\sum_i b\sigma \leq f_s \quad (2.12)$$

여기서,

$f_r$  = 철근의 허용용력

$f_s$  = 강재의 허용용력

또한, 긴장재에 발생한 용력이 긴장재의 허용용력보다 작아야 한다.

$$\frac{(X + \Delta X)}{A_t} < f_t \quad (2.13)$$

여기서,

$A_t$  = 긴장재의 단면적

$f_t$  = 긴장재의 허용용력

## 2.2 긴장력의 손실

소요의 긴장력을 얻기 위해서는 긴장력의 손실분을 감안하여야 할 것이다. 이러한 긴장력의 손실은 여러 요인에 의해 영향을 받는다. 즉, 총 긴장력의 손실은 다음과 같이 나타낼 수 있다.<sup>6)</sup>

$$\begin{aligned} \sum \Delta X_{loss} = & -\Delta X_{ca} - \Delta X_{fr} - \Delta X_{cr} \\ & - \Delta X_{sr} - \Delta X_t \end{aligned} \quad (2.14)$$

여기서,

$\Delta X_{ca}$  = 긴장재와 정착부의 크리프로 인한 손실

$\Delta X_{fr}$  = 마찰 손실

$\Delta X_{cr}$  = 콘크리트 크리프로 인한 손실

$\Delta X_{sr}$  = 콘크리트 수축으로 인한 손실

$\Delta X_t$  = 불균등한 온도차로 인한 손실

근사적으로, 최종 긴장력은 초기 긴장력의 약 85%정도이다.

$$X_f = 0.85 X_i \quad (2.15)$$

여기서,

$X_f$  = 최종 긴장력

$X_i$  = 초기 긴장력

## 2.3 연속보의 긴장재 설치형태 및 위치

일반적으로 긴장재의 설치는 구조물의 모멘트도와 관계가 있다. 즉 긴장재는 보를 따라 인장응력이 발생하는 곳에 설치하되 되도록 단면의 중립축과 멀게 설치하는 것이 좋다.<sup>6)</sup>

### 2.3.1 직선 긴장재

거더의 하단 혹은 내부 지점부에 설치되는 이러한 긴장재는 최대 굽힘 모멘트가 발생하는 연속보의 지간부나 내부 지점부에 설치되어 응력감소 효과를 얻게 된다. 그러나 외부 지점부에서는 외부하중에 대한 모멘트가 작기 때문에 지간 전체에 걸쳐 긴장재를 설치하는 것은 바람직 하지 않다. (그림 2.1(a), (d), (e))

### 2.3.2 곡선 긴장재와 사다리꼴 긴장재

곡선 또는 사다리꼴 긴장재(그림 2.1(c))는 보 길이에 따라 다양한 긴장 응력을 만들 수 있는 장점이 있다. 즉, 큰 굽힘 모멘트가 발생하는 지간 중앙이나 내부 지점부의 단면에서 긴장응력을 크게 하여 후긴장 효과를 높일 수 있다. 곡선 긴장재의 설치는 다소 복잡하여 특수한 긴장재 고정장치가 필요하다.

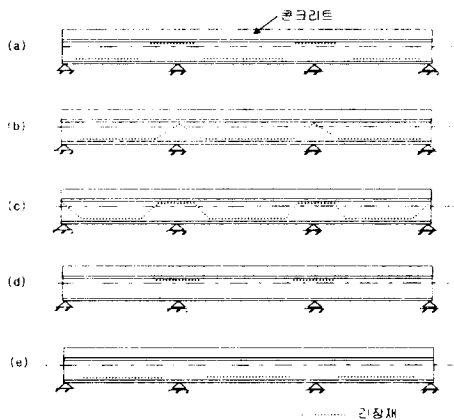


그림 2.1 연속보의 긴장재 설치 형태

### 2.3.3 연속보의 지간부에만 긴장재 설치

직선으로 후긴장을 적용할 때 긴장재의 편심 배치로 인해 축력과 모멘트가 함께 발생하게 되는데 합성보에서는 전제단면의 중립축은 강재의 중심에서 콘크리트쪽으로 이동하게 되어 내부 지점부의 강재 상부에 설치된 긴장재의 편심량은 작게 되어 설치된 긴장재의 효과는 축력에 의한 응력 감소효과만 발생할 뿐 편심에 의한 모멘트의 발생량은 매우 작아 응력감소효과가 떨어진다. 따라서 본 논문에서는 3경간 연속보에 대해 긴장재를 그림 2.1(e)와 같이 각 지간부의 중립축 하단에만 긴장재를 배치하여 양·부모멘트 감소효과를 연구하였다.

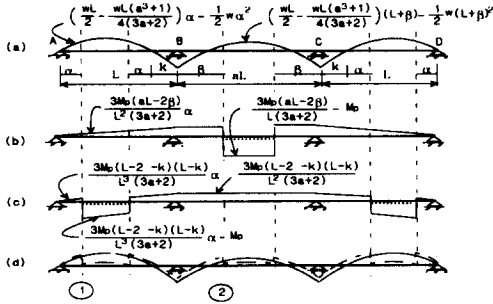
## 2.4 연속보에서의 긴장재 위치 결정

그림 2.1(e)와 같이 긴장재를 배치할 때 긴장재의 위치는 3경간 연속보에서 제 2지간부에 설치한 긴장재의 긴장력에 의한 모멘트 값과 제 1, 3지간부에 설치한 긴장재의 긴장력, 사하중에 의한 모멘트값을 중첩하여 그 값이 허용응력 내에 존재하도록 긴장재를 배치하여야 한다. 허용응력 내에 존재한다는 것은, 때로 긴장력이 너무 강하면 긴장재가 정착되는 위치에서 부모멘트가 발생하여 콘크리트에 균열을 유발할 수 있기 때문이다.

다음은 지간비가  $l : \alpha l : l$  인 3경간 연속보의 긴장재 위치결정을 설명한 것인데 그림 2.2(a)에서 지점 A에서 긴장재가 설치될 곳까지의 거리를  $\alpha$ , 지점 B에서 긴장재가 설치될 곳까지의 거리를  $\beta$ , 제 1지간에서 모멘트 값이 영이 되는 점에서 지점 B까지의 거리를  $k$ 라 할때 수직 파선부에서 부모멘트가 발생하지 않도록  $\alpha, \beta$ 를 결정하는 방법을 보여주고 있다. 여기서  $M_p$ 는 긴장력에 의해 생긴 모멘트이다.

그림 2.2 (d)의 쇠선은 (a), (b), (c)를 중첩한 것으로 긴장재가 정착되는 각 파선부에서 중첩된 모멘트량이 (a)의 등분포 하중에 의한 모멘트량보

다 커지는 것을 알 수 있다. 따라서  $\alpha$ 와  $\beta$  결정시 정착부에서 모멘트의 증가에 주의하여야 한다.



- (a) 등분포하중에 의한 모멘트 도
- (b) 제 2 구간부의 긴장재에 의한 모멘트 도
- (c) 제 1.3 구간부의 긴장재에 의한 모멘트 도
- (d) (a), (b), (c)를 중첩시킨 경우

그림 2.2 긴장재 위치 결정

즉, 그림 2.7의 수직 파선 ①에

$$\begin{aligned} & \left\{ \frac{wL}{2} - \frac{wL(a^3+1)}{4(3a+2)} \right\} \alpha - \frac{1}{2} w \alpha^2 \\ & + \frac{3M_p(aL-2\beta)}{L^2(3a+2)} \alpha \\ & + \frac{3M_p(L-2a-k)(L-k)}{L^3(3a+2)} \alpha \\ & - M_p > 0 \end{aligned} \quad (2.16)$$

여기서,

$$k = L - \frac{2 \left\{ \frac{wL}{2} - \frac{wL(a^3+1)}{4(3a+2)} \right\}}{w}$$

수직 파선 ②에서

$$\begin{aligned} & \left\{ \frac{wL}{2} - \frac{wL(a^3+1)}{4(3a+2)} \right\} (L+\beta) \\ & + \left\{ \frac{wL(1+a)}{2} + \frac{wL(a^3+1)}{4(3a+2)} \right\} \beta \\ & - \frac{1}{2} w(L+\beta)^2 + \frac{3M_p(aL-2\beta)}{L(3a+2)} \\ & + \frac{3M_p(L-2a-k)(L-k)}{L^2(3a+2)} \\ & - M_p > 0 \end{aligned} \quad (2.17)$$

이 되는  $\alpha$ 와  $\beta$ 를 반복법으로 결정한다.

## 2.5 후긴장 보의 좌굴

만일 긴장재가 보 전체에 걸쳐 설치된다고 가정하면 후긴장에 의해 생기는 모멘트는 보 전체에 걸쳐 일정할 것이다. 다음의 그림 2.3은 순수 휨을 받고 있고 횡지가 없는 단순지지 I형 단면의 횡좌굴에 대해서 보여주고 있다. 다음의 식은 순수 휨에 대한 횡방향 좌굴 방정식이다.<sup>5)</sup>

$$M_{ocr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ} \sqrt{1+W^2} \quad (2.18)$$

여기서,

$$W = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EC_w}{GJ}}$$

$$C_w = \frac{I_p h^2}{2} = I \text{ 형 단면의 Warping 상수}$$

$I_f = y$ 축에 대한 플랜지 한 개의 단면 2차 모멘트

$L =$  횡방향 비지지장

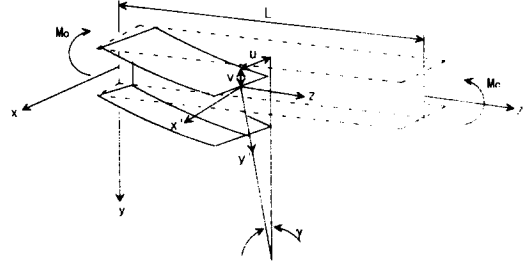


그림 2.3 순수 휨하에서의 I형단면의 횡좌굴

식 (2.18)은  $y-z$  평면에서의 처짐이 보의 횡좌굴에 영향을 주지 않는다고 가정할 때 성립한다. 즉, 휨강성  $EI_x$ 가  $EI_y$ 에 비해 상당히 커서  $y-z$  평면에서의 처짐을 무시할 수 있을 때 성립하는 것이다.

$y-z$  평면의 처짐을 고려한 근사식을 Kirby와 Nethcot는 다음과 같이 제시했다.

$$M_{ocr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EI_y GJ}{I_r}} \sqrt{1 + W^2} \quad (2.19)$$

여기서,

$$I_r = 1 - (I_y/I_x)$$

일반적으로 연속보에서 설계를 목적으로 횡좌굴을 고려할 때는 각 지간을 단순지지된 보로 보아 그 값들 중 가장 작은 값을 연속보의 극한 하중으로 하여 계산한다.

## 2.6 추가 긴장력

후긴장 보를 설계, 해석할 때 탄성범위 내에서 보의 거동을 두 단계로 나눌 수 있다. 첫 번째 단계는 보에 긴장력만 작용할 때이고 두 번째 단계는 상·하부 플랜지가 항복점에 도달 할 때까지 외부 하중이 작용하는 단계로 이 단계에서는 외부 하중에 의해 긴장재에 긴장력이 추가로 발생하게 된다. 이러한 추가 긴장력은 보의 하중 저항 능력을 증가시키며 후긴장 보의 해석과 설계시 고려하여야 한다. 또한 긴장재의 단면 결정시 설계하중에 대한 추가되는 긴장력을 고려하여 단면을 결정하여야 한다.

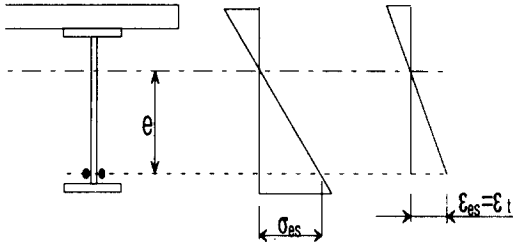


그림 2.4 추가 긴장력 결정

긴장재가 보와 일체로 거동한다고 가정하면, 위 그림 2.4와 같이 외부 하중과 초기 긴장력에 의해 발생하는 강단면 상의 변형률과 긴장재의 변형률은 같다.

긴장재가 설치된 지점의 강단면의 응력은 다음

과 같고

$$\sigma_{es} = \frac{M_e}{I_{cp}} e - \frac{M_p}{I_{cp}} e - \frac{X_p}{A_{cp}} \quad (2.20)$$

여기서,

$M_e$  = 외부 하중에 의해 발생된 모멘트

$A_{cp}, I_{cp}$  = 합성단면적과 합성단면의 단면

2차 모멘트

$M_p, X_p$  = 후긴장에 의해 발생된 모멘트와 축력

이 지점에서의 강단면의 변형률은

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_{es}}{E_s} = \varepsilon_t \quad (2.21)$$

여기서,  $E_s$  = 강재의 탄성계수

이며, 강단면과 긴장재가 일체로 거동한다고 가정하면 이것은 긴장재의 변형률과 같다. 따라서, 긴장재가 추가로 늘어나는 길이는

$$\Delta l_t = \varepsilon_t \cdot l_t \quad (2.22)$$

여기서,  $l_t$  = 긴장재 길이

이다. 이와 같이 추가로 긴장재가 늘어나게 되면 긴장재내에는 추가 응력이 발생할 것이며 여기에 긴장재의 단면적을 곱하게 되면 외부하중에 의한 추가 긴장재를 구할 수 있다.

$$\Delta X = A_t \cdot \varepsilon_t \cdot E_t \quad (2.23)$$

여기서,  $E_t$  = 긴장재의 탄성계수

## 2.7 긴장력 결정

보에 적용할 긴장력의 결정은 단면응력에 의한 긴장력과 횡좌굴에 의해 구한 긴장력 중 작은 값을 최대 긴장력으로 결정하되 반드시 긴장재 정착 위치에서 부모멘트 발생여부 및 중첩 모멘트량을 고려하여 결정하여야 할 것이다. 또한, 만일 연속보의 각 지간부의 하부 플랜지 상에만 긴장재를 설치할 경우 연속보에서 긴장력에 의한 모멘트는 단순보에서의 같은 긴장력에 의한 모멘트 보다 그

발생량이 적다. 따라서 설계 상의 목적으로 연속 보의 긴장력 결정은 각 지간을 단순보로 보아 계산하되 그 값이 가장 작은 것을 택한다.

### 2.7.1 단면 응력에 의한 최대 긴장력

연속 합성교 주형의 단면응력을 산출하는 경우 바닥판의 합성작용을 취급함에 있어서 정의 휨 모멘트에 대해서는 바닥판 콘크리트와 강재 들보와의 합성단면을, 부의 휨 모멘트에 대해서는 바닥판 콘크리트는 무시하지만 그 속에 배근된 교축방향 철근과 강재들보로 된 강단면을 각각 저항단면으로 하여 응력을 계산한다.

단면응력에 의한 최대 긴장력의 결정은

$$\sigma_s = \frac{X_{ocr}}{A_s} + \frac{X_{ocr}e}{I_s} y_{sl} < f_{sa} \quad (2.24)$$

에서,

$$X_{ocr} = \frac{f_{sa}}{1/A_s + e \cdot y_{sl}/I_s} \quad (2.25)$$

가 되도록 긴장력  $X_{ocr}$ 를 결정한다.

여기서,

$\sigma_s$  = 강재단면응력

$X_{ocr}$  = 긴장력

$A_s, I_s$  = 강재의 단면적과 단면 2차 모멘트

$y_{su}, y_{sl}$  = 강재 단면 중립축에서 상부, 하부 플랜지까지 거리

$f_{sa}$  = 강재의 허용응력

$e$  = 강재의 중립축으로 부터 긴장재가 설치될 곳까지의 거리

### 2.7.2 횡좌굴에 의한 최대 긴장력

보의 횡좌굴에 대한 저항 모멘트는 식(2.19)에 의해 구할 수가 있다. 따라서, 횡좌굴에 의한 최대 긴장력은 다음의 식으로 구할 수가 있다.

$$X_{ocr} = \frac{M_{ocr}}{e} \quad (2.26)$$

이에 따라 긴장재 단면은 위에서 구한 긴장력과 활하중에 의한 최대 추가 긴장력을 고려하여 적절하게 설정해야 한다.

## 3. 긴장력 분배

본 해석에 사용된 프로그램은 교량해석에 널리 사용되는 상용프로그램인 SAP90을 사용하였으며 긴장력 하중의 처리는 편심에 의해 발생하는 모멘트와 축력으로 나누었다.

### 3.1 모멘트와 축력의 분배

후긴장에 의해 교량을 보강할 때 교량의 각 주형에 후긴장을 적용할 필요없이 일부 주형에만 후긴장을 적용하여 보다 경제적인 보강을 할 수 있다. 이는 횡형, 콘크리트 슬래브 등의 구조물을 통하여 인근의 구조물로 긴장력이 전달되기 때문으로 교량에 후긴장을 적용하여 보강할 때 축력과 모멘트의 분배를 고려하여 설계하여야 할 것이다.

축력과 모멘트의 분배율은 단순히 다음의 식으로 표시한다.

$$FF_n = \frac{P_n}{\Sigma P} \quad (3.1)$$

$$FM_n = \frac{M_n}{\Sigma M} \quad (3.2)$$

여기서,

$FF_n, FM_n$  = n번 보의 축력과 모멘트 분력

$F_n, M_n$  = n번 보의 축력과 모멘트

그림 3.1은 본 논문의 분배율 및 적용예에 대한 연구 수행시 사용된 모델 교량에 대한 제원으로 설계하중은 DB-18이고 지간비 1 : 1.2 : 1 (35m : 42m : 35m)인 연속 합성교로 주형의 개수가 8개 이며 횡형의 개수는 5개이고 연구목적상 변화시킨다. 이 모델 교량으로 다음의 연구를 수행하였다.

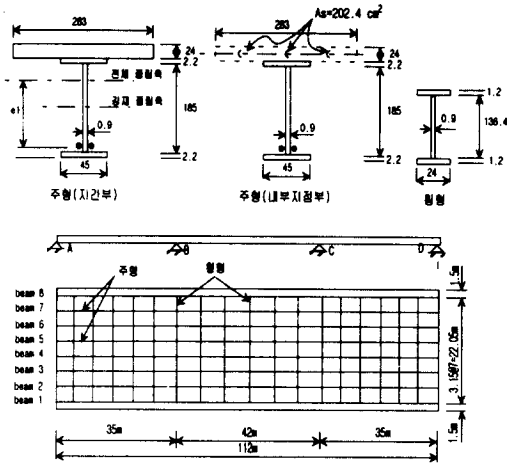


그림 3.1 모델교량

### 3.2 횡형의 강성과 긴장력 분배

다음은 연속 합성교에서 횡형의 강제 부분의 강성을 그림 3.2처럼 변화시켰을 때 긴장력의 분배에 대해 구조해석을 수행하였다.

본 논문에서는 긴장력을 외측보(1, 8번 보)에만 적용시켰을 때, 모멘트 분배의 경우 제 1지간의 최대 정모멘트가 발생하는 곳, 최대 부모멘트가 발생하는 내부 지점부와 제 2지간 중앙에서의 긴장력 분배율에 대해 구조해석을 수행하였고, 축력의 경우 내부 지점부에 발생하는 축력이 매우 작아 제 1지간의 최대 정모멘트부와 제 2지간의 중앙부에서의 분배율에 대한 구조해석을 수행하였다.

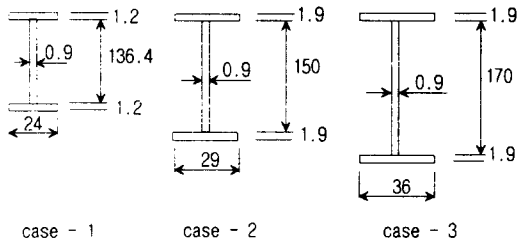
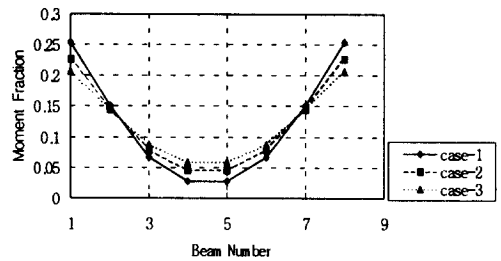


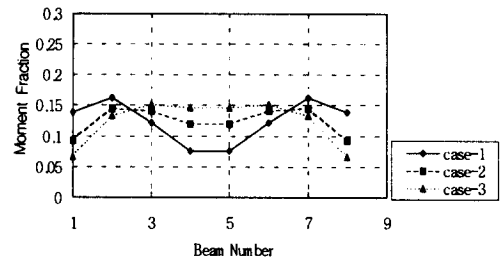
그림 3.2 횡형의 강성변화 (단위:cm)

표 3.1 각 횡형의 강성정리

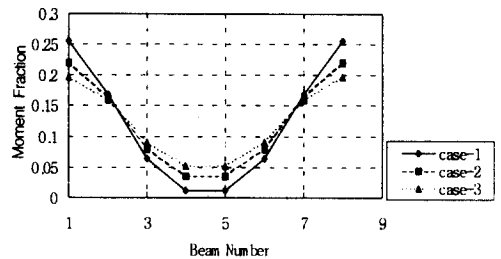
강성 case	단면 2차 모멘트 $I_Q (cm^4)$	비틀림 상수 $J (cm^4)$	주형과 횡형 강성비 $I_Q/I$
case -1	462981.79	60.79	0.2
case -2	888836.11	169.057	0.4
case -1	1379112.80	221.526	0.6



(a) 제 1지간 정모멘트부



(b) 내부지점부



(c) 제 2지간 중앙부

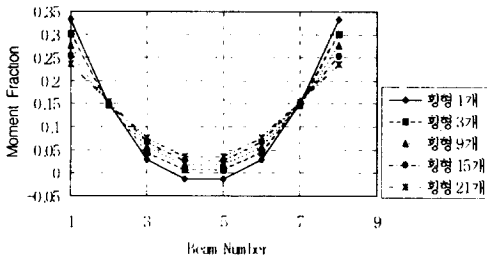
그림 3.3 횡형의 강성에 따른 모멘트 분배곡선



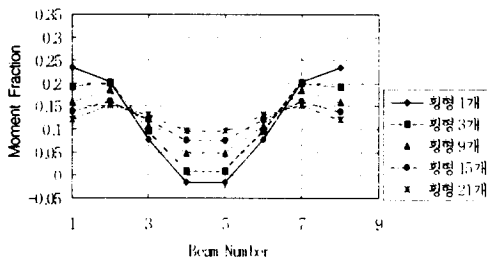
그림 3.3에서 보면 제 1지간의 최대 정모멘트 부와 제 2지간 중앙에서의 모멘트 분배율은 횡형의 강성이 클수록 인접보에 전달되는 모멘트는 증가하고 있으나 내부 지점부의 경우  $I_Q/I_A$ 가 0.2에서 0.4로 증가시에는 모멘트 분배율이 좋아지고 있으나 0.6일때는 0.4일 때보다 분배율이 좋지 않다. 축력의 경우 강성의 변화에 따른 분배효과가 없었다.

### 3.3 횡형 개수와 긴장력 분배

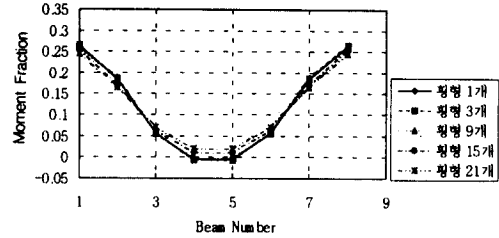
횡형을 등간격으로 홀수로 배치하여 횡형의 개수를 전체 교량에 1개, 3개(지간당 1개, 지점부의 횡형을 포함하여 총 7개), 9개(지간당 3개, 총 13개), 15개(지간당 5개, 총 19개), 21개(지간당 7개, 총 25개) 등으로 배치하여 외측보(1, 8번보)에 긴장력을 적용했을 때의 구조해석을 수행하였다.



(a) 제 1지간 최대 정모멘트부



(b) 내부 지점부



(c) 제 2지간 중앙부

그림 3.4 횡형의 개수 따른 모멘트 분배곡선

그림 3.4를 보면 횡형의 개수 역시 모멘트의 횡분배에 영향을 끼치고 있으며 횡형 개수가 증가할수록 분배율이 좋아지고 있는 것을 알 수 있다. 그러나 횡형의 개수 또한 축력의 분배에는 큰 영향이 없었다.

### 3.4 긴장재의 배치

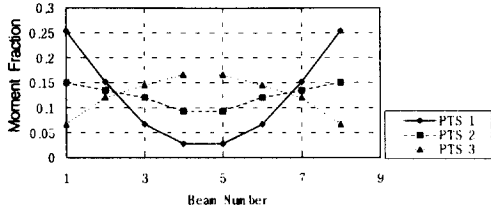
#### 3.4.1 긴장할 보를 변화시킨 경우

그림 3.1와 같은 단면의 교량을 후긴장에 의해 보강할 때 긴장재가 설치될 보의 수와 위치를 결정하기 위해 표 3.2와 같이 후긴장을 적용하여 구조해석을 수행하였다. 축력 분배의 경우 모멘트 분배곡선과 비슷한 양상을 보여 본 지면에서는 생략하였다.

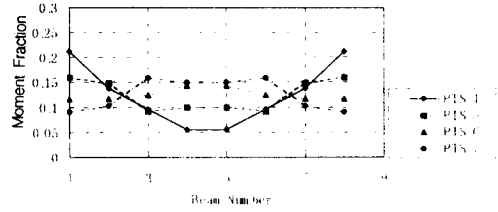
표 3.2 Post-tensioning Scheme

긴장할 보의 개수	2개		4개				6개					
	P	T	P	P	T	T	P	T	P	T	P	
Post-tensioning Scheme	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11
Beam 1	○			○	○			○	○	○	○	
Beam 2		○		○		○		○		○		○
Beam 3			○		○	○			○	○		○
Beam 4				○		○	○			○	○	
Beam 5					○	○	○			○	○	
Beam 6			○		○	○			○	○		○
Beam 7		○		○		○	○			○	○	
Beam 8	○			○	○			○	○	○		○

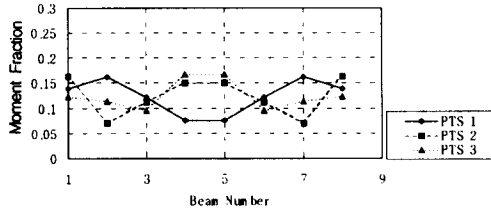
(○ 긴장재를 적용한 보)



(a) 제 1지간 최대 정모멘트부

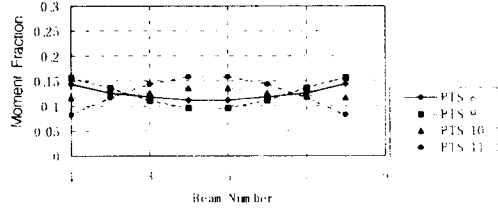


(c) 제 2지간 중앙부

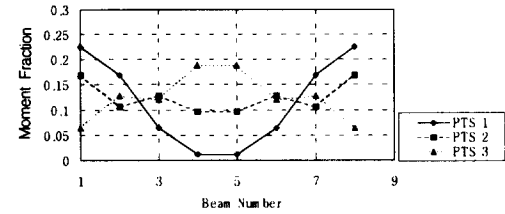


(b) 내부 지점부

그림 3.6 보 4개 긴장시 모멘트 분배곡선

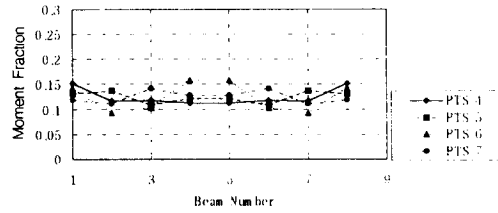


(a) 제 1지간 최대 정모멘트부

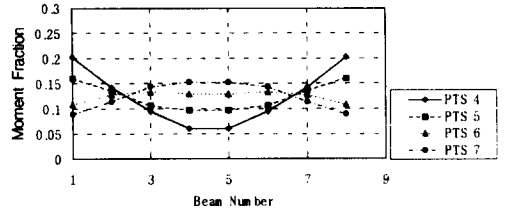


(c) 제 2지간 중앙부

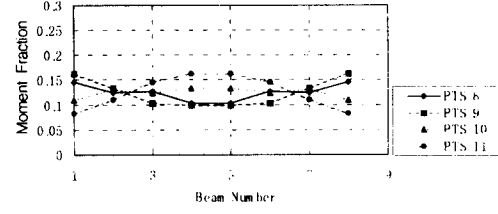
그림 3.5 보 2개 긴장시 모멘트 분배곡선



(b) 내부 지점부

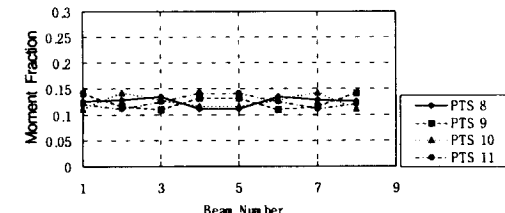


(a) 제 1지간 최대 정모멘트부



(c) 제 2지간 중앙부

그림 3.7 보 6개 긴장시 모멘트 분배곡선



(b) 내부 지점부

분배율이 좋다는 것은 분배율이 0.125 ( $1/m=0.125$ ,  $m=$  주형수)에 근접하는 경우를 말하는 것으로 긴장재를 2개 보에만 설치할 때는 PTS-2의 경우가 모멘트와 축력의 분배율이 좋고

긴장재를 4개 설치할 때는 PTS-5, PTS-6의 경우가 적절하다. 긴장재를 6개 설치할 때는 PTS-10의 경우가 적절하다는 것을 분배곡선(그림 3.7)을 통해 알 수 있다.

#### 4.4.2 긴장재 배치를 변화시킨 경우

한 개의 보에 3개의 긴장재를 적용할 필요없이 최적의 분배효과를 얻기위해 다음의 그림 3.8, 3.9, 3.10과 같이 긴장재의 위치를 변화시켜 구

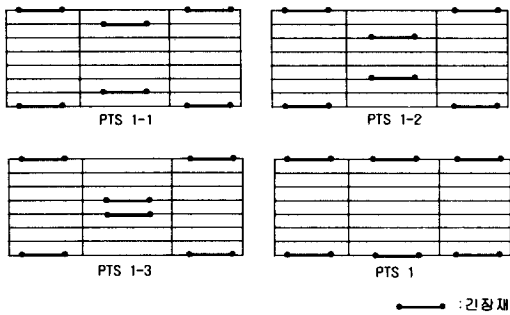


그림 3.8. Case 1 긴장재 배치형태

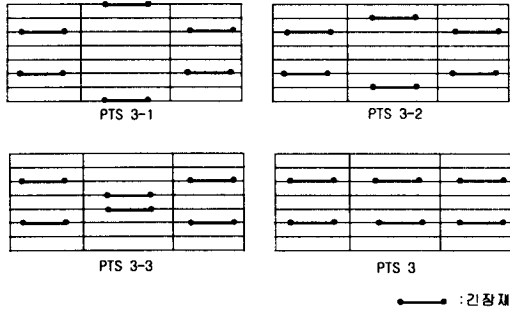


그림 3.9 Case 2 긴장재 배치형태

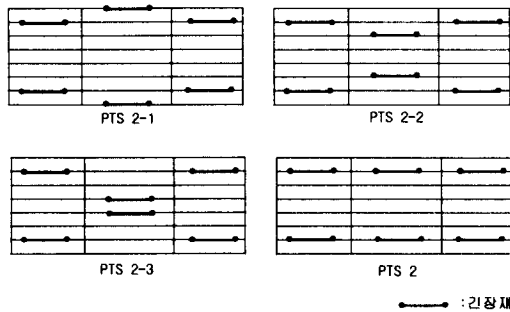
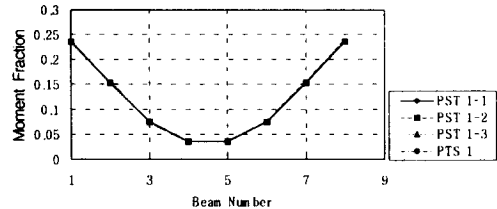


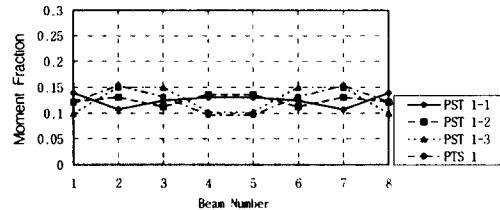
그림 3.10 Case 3 긴장재 배치형태

조해석을 수행하였다. 본 논문에서는 횡형의 개수가 지간당 7개(총 25개)이고 긴장재가 총 6개 배치될 때 긴장재의 배치를 달리하여 구조해석을 하였다.

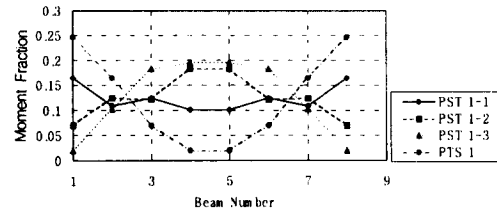
Case 1의 경우, 모멘트와 축력 분배곡선(그림 3.11)에서 제 1 지간의 최대 정모멘트부의 곡선이 일치하였고 이는 제 2지간에 설치된 긴장재가 제 1지간의 모멘트와 축력에 큰 영향을 끼치지 않는다는 것을 보여준다. 그러나 내부 지점부와 제 2지간 중앙부에서는 제 1지간에 설치된 긴장재의 영향을 끼친다. Case 1의 경우 긴장재를 일정한 보에 모두 설치하는 것(PTS 1)보다 PTS 1-1처럼 긴장재를 배치하는 것이 분배율면에서 유리하였다.



(a) 제 1지간 최대 정모멘트부



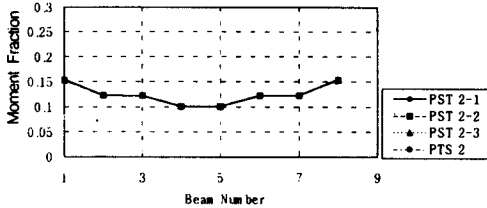
(b) 내부 지점부



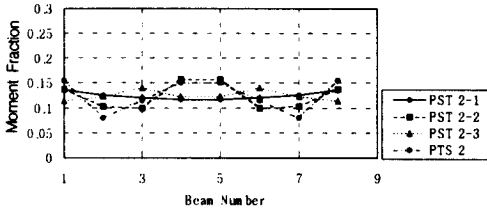
(c) 제 2지간 중앙부

그림 3.11 Case 1 모멘트 분배곡선

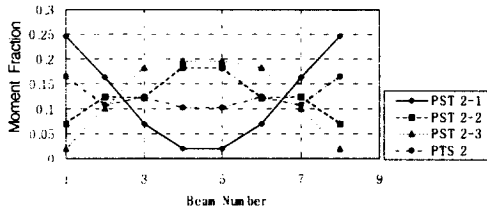
Case 2의 경우, 긴장재를 일정한 보에 모두 설치하거나 (PTS 2) PTS 2-2처럼 긴장재를 배치하는 것이 분배율면에서 유리하였다. (그림 3.12)



(a) 제 1지간 최대 정모멘트부



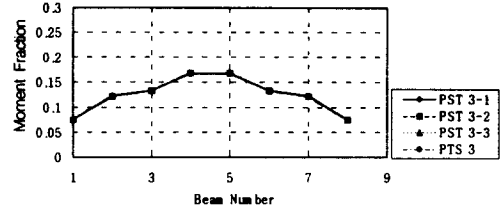
(b) 내부지점부



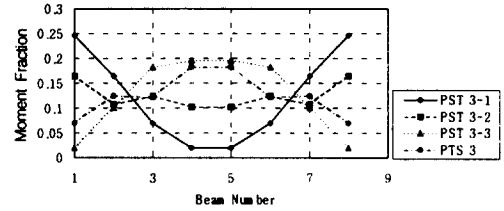
(c) 제 2지간 중앙부

그림 3.12 Case 2 모멘트 분배곡선

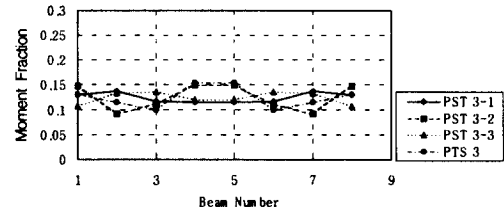
Case 3의 경우 역시 모멘트와 축력 분배곡선 (그림 3.13)에서 제 1 지간의 최대 정모멘트부의 곡선이 일치하고 있다. 또한 내부 지점부와 제 2 지간 중앙부에서는 제 1지간에 설치된 긴장재의 영향을 받는다는 것을 분배곡선을 통해 알 수 있다. 이 경우 PTS 3-2가 분배율면에서 유리하다.



(a) 제 1지간 최대 정모멘트부



(b) 내부지점부



(c) 제 2지간 중앙부

그림 3.13 Case 3 모멘트 분배곡선

#### 4. 적용 예

이상의 연구내용을 바탕으로 다음 그림 3.1의 모델교량에 대하여 후긴장을 적용하여 보강효과를 검토하였다. 이 모델교량은 6차선으로 지간비가 1 : 1.2 : 1 (35m : 42m : 35m)인 연속 판형 교로 DB-18하중으로 설계된 2등급이다. 본 교량의 보강을 위해서 지점부에는 긴장재를 설치하지 않고 지간부에만 긴장재를 설치하였으며 또한 주형의 개수가 많고 활하중 재하시 내측보에 발생하는 모멘트가 외측보보다 많아 PTS 7(2번, 4번, 5번, 7번 보의 각 지간부에 긴장재 배치)를 적용

하였다. 외부 활하중은 DB-24 차량 6대를 각 차선의 중앙에 재하하였다.

### 1) 긴장력 결정과 긴장재의 단면적

단면용력에 의한 긴장력과 횡좌굴에 의해 구한 긴장력중 최대 긴장력은 241.1ton이었으나 정착구에서 부모멘트가 발생하지 않고 중첩모멘트 증가량을 고려하여 이 값의 약 40%인 90ton을 긴장력으로 적용하였다. 긴장재의 단면적은 추가 긴장력이 약 10ton정도 발생한다고 가정하면 지름 9mm의 이형 PC강선(SWPD1) 18개를 하부 플랜지 상에 설치한다.

즉,  $P_i = 100 \times 1.15 = 115\text{ton}$  (손실을 15%)

$$\sigma_{pu} = \frac{9200}{63.62} = 145, \quad \sigma_{py} = \frac{7590}{63.62} = 125 \text{ kg/mm}^2$$

$$0.7\sigma_{pu} = 101.5, \quad 0.8\sigma_{py} = 100 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{긴장재 소요 단면적 } A_p = \frac{P_i}{0.8\sigma_{py}} = 1150 \text{ mm}^2$$

### 2) 긴장재의 위치

긴장재의 위치는 긴장재 정착부 부분에서 부모멘트가 발생하지 않도록 식 2.16, 2.17를 사용하여  $\alpha = 6.5\text{cm}$ ,  $\beta = 13.5\text{cm}$ 를 얻었다.

### 3) 추가 긴장력 결정

제 2지간 중앙에서 DB-24하중 재하시 최대 6.6ton이, 제 1지간의 최대 정모멘트 발생지점에 DB-24하중 재하시 최대 6.4ton의 추가 긴장력이 발생하였다.

### 4) 보강효과

그림 4.1에서 상자의 위쪽 값들은 제 1, 3지간에서 최대 정모멘트가 발생하도록 재하한 값과 최대 부모멘트가 발생하도록 하중을 재하하여 얻은 값으로 DB-18에서 DB-24로 재하시 추가로 발생하는 모멘트의 양들이다. 즉, DB-24를 재하하

여 얻은 모멘트 값과 DB-18를 재하하여 얻은 모멘트 값의 차를 말한다. 또한 상자의 아래 값은 후긴장 적용시 발생하는 모멘트 값을 기입한 것이다. 그림 4.2의 값들은 후긴장 적용시 발생하는 축력의 값들이다.

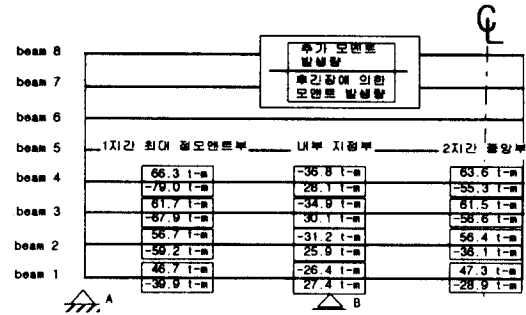


그림 4.1 추가 모멘트와 후긴장에 의한 모멘트 발생량

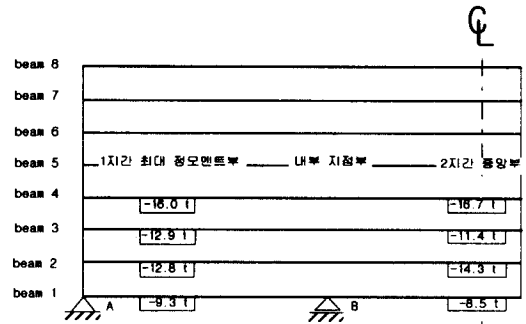


그림 4.2 후긴장에 의한 축력의 발생량

그림 4.1에서 보면 추가 모멘트의 대부분이 후긴장에 의해 발생하는 모멘트에 의해 감소되는 것을 알 수 있고 완전히 감소 되지 않은 값들은 축력에 의한 응력 감소량과 활하중 재하시 추가 긴장력에 의해 감소될 수 있을 것이다. 또한, 완전히 감소시킬려면 긴장력을 추가로 가하든지 보 6개 혹은 전체 보를 긴장시킨다면 완전히 감소시킬 수 있을 것이다.

### 5) 응력검토

응력검토결과 다음과 같은 결과를 얻을 수 있었다.

표 4.1 제 1지간 최대 정모멘트부에서의 응력조합결과  
(단위 : kg/cm<sup>2</sup>)

		하중 조건	$t\sigma_c$	$t\sigma_s$	$b\sigma_s$
1 번 보	합성전	DL	0.0	-825.6	825.6
	합성후	LL+I	-20.3	-73.9	626.0
		Post.	3.3	7.8	-138.8
	합 계		-17.0	-891.7	1312.8
2 번 보	합성전	DL	0.0	-815.6	815.6
	합성후	LL+I	-24.2	-80.0	745.4
		Post.	5.0	12.4	-205.1
	합 계		-19.2	-883.2	1355.9
3 번 보	합성전	DL	0.0	-811.4	811.4
	합성후	LL+I	-26.3	-95.7	810.7
		Post.	5.9	15.7	-233.8
	합 계		-20.4	-891.4	1388.3
4 번 보	합성전	DL	0.0	-808.4	808.4
	합성후	LL+I	-27.3	-99.4	842.0
		Post.	6.8	17.5	-272.9
	합 계		-20.5	-890.3	1377.5

응력 조합결과 모두 허용응력 범위에 있음.

표 4.2 내부 지점부 최대 부모멘트부에서의 응력조합결과  
(단위 : kg/cm<sup>2</sup>)

		하중 조건	$r\sigma_c$	$t\sigma_s$	$b\sigma_s$
1 번 보	합성전	DL	0.0	1360.8	-1360.8
	합성후	LL+I	196.23	161.9	-379.8
		Post.	-50.9	-42.0	98.6
	합 계		145.33	1480.7	-1641.2
2 번 보	합성전	DL	0.0	1334.0	-1334.0
	합성후	LL+I	231.8	191.2	-448.7
		Post.	48.1	-39.7	93.2
	합 계		183.7	1485.5	-1689.5
3 번 보	합성전	DL	0.0	1326.7	-1326.7
	합성후	LL+I	259.5	214.1	-502.4
		Post.	-55.9	-46.1	108.3
	합 계		203.6	1494.7	-1720.8
4 번 보	합성전	DL	0.0	1325.2	-1325.2
	합성후	LL+I	273.9	226.0	-530.3
		Post.	-52.2	-43.1	101.1
	합 계		221.7	1508.1	-1754.4

· 응력 조합결과 모두 허용응력 범위에 있음.

## 6) 긴장재의 응력

추가 긴장력 발생량 중 가장 큰  $\Delta X = 6.6$  t에 대해,

$$\sigma_t = \frac{X + \Delta X}{A_t} = 84.4 \text{ kg/mm}^2 < f_t \approx 100 \text{ kg/mm}^2$$

긴장재의 허용응력 범위내에 존재한다.

## 5. 결 론

본 논문에서는 합성형 연속교량의 보강대책으로 후긴장을 적용하였을 때 긴장력과 긴장재의 위치 및 분배효과에 대해 연구를 수행하였다. 후긴장을 이용한 합성 연속교의 보강에 대한 구조해석 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 연속보에서 후긴장에 의해 교량을 보강할 때 지간·지점부에 모두 긴장재를 설치 하지 않고 지간부에만 긴장재를 설치하여도 양·부 모멘트의 감소효과를 얻을 수 있다
2. 교량에 후긴장 적용시 일부 보에만 후긴장을 적용하여 모든 보의 휨강성 증가를 유도할 수 있다.
3. 후긴장으로 발생하는 모멘트와 축력의 분배는 횡형의 수, 횡형의 강성 등 여러가지 요인에 영향을 받는다.
4. 합성 연속교에서 긴장재의 배치를 달리하여 최적의 긴장력의 분배효과를 얻을 수 있었다.
5. 연속보에서 긴장재의 위치 및 개수 결정시에는 보의 부모멘트부와 양모멘트부의 모멘트와 축력의 분배율을 고려하여 설계해야 한다.

## 참 고 문 헌

- (1) 송재필, "後緊張을 이용한 單純 合成 격자형교의 補強 方法에 관한 研究", 중앙대학교, 1996.

- (2) "도로교 표준 시방서", 건설교통부, 1996.
- (3) 김영수, "P.C Box Girder교의 유지 보수용 External Prestressing에 관한 연구", 중앙대학교, 1995.
- (4) 高島春生, "道路橋橫分配實用計算法", 圓技術, 1993.
- (5) W. F. Chen and E. M. Lui, "Structural Stability Theory and Impementation", Elsevier Science Publishing Co., New York, 1987.
- (6) Troitsky M. S., "Prestressed Steel Bridges Thoery and Design", Van Norstrand Reinhold Co., New York, 1989.
- (7) William Weaver, Jr., and James M. Gere "Matrix Analysis of Framed Structures", Van Norstrand Reinhold, New York, 1990.
- (8) Kenneth F. Dunker, F. Wayne Klaiber and Wallace W. Sanders, Jr., "Post-Tensioning Distribution in Composite Bridges", The Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 11, November, 1986., pp. 2540 ~2553.
- (9) F. Wayne Klaiber, Kenneth F. Dunker and Wallace W. Sanders, Jr., "Strengthening of Single-Span Steel-Beam Bridges", The Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 108, No. ST12, December, 1982, pp. 2766~2780.
- (10) Wilson E. L., and Habibullah A., "SAP90 Users Manual", Computers & Structures Inc., 1992.

(접수일자 : 1996. 11. 1)