

시공단계를 고려한 곡선변단면 프리스트레스트 콘크리트 박스거더교량의 해석

Segmental Analysis of Curved Non-Prismatic Prestressed Concrete Box Girder Bridges

박찬민* · 강영진**

Park, Chan Min · Kang, Young Jin

Abstract

A method is presented for the analysis of curved segmentally erected prestressed concrete box girder bridges including time-dependent effects due to load history, temperature history, creep, shrinkage, aging of concrete and relaxation of prestressing steel. The segments can be either precast or cast-in-place. Thin-walled beam theory and finite element method are combined to develop a curved nonprismatic thin-walled box beam element. The element consists of three nodes and each node has eight displacement degrees of freedom, including transverse distortion and longitudinal warping of the cross section.

요 지

시공단계를 고려한 곡선변단면 프리스트레스트 콘크리트 박스거더교량의 해석을 수행하였다. 곡선 변단면 박스요소를 사용하며 시공순서에 따른 구조계의 변화, 크리이프, 건조수축과 릴렉세이션 등의 효과를 고려하였다. 사용되는 단면형상은 양쪽에 캔틸레버를 갖는 직사각형 1실 박스단면이며 부재축은 평면상의 곡선으로 단면제원은 부재축을 따라 변할 수 있다. 각 요소는 3절점으로 구성되며 각 절점은 단면 찌그러짐과 뒹을 포함하는 8자유도를 가진다. 본 연구에서 여러가지 경우의 예를 해석, 비교하였으며 실제교량에의 적용 가능성을 입증하였다.

1. 서 론

학문의 발전과 기술의 축적으로 이미 국내에서도 기존의 안전성 위주의 설계시공에서 벗어나 보다 과감하고 경제적이며 미적인 감각을 결들인 대형 교량들이 선을 보이고 있다. 더우기 도심 및 고속

도로의 교통량 증가로 인하여 고속도로, 도시고속화 도로 및 고속전철 건설이 계획되었으며 그 계획의 주요한 구조물로 이러한 장대교량이 적용되고 있다.

교량의 진입로 부근이나 교차로에서 이들은 흔히 수평면에서 회전반경을 가지게 된다. 이러한 기하형상과 하중재하 특성, 그리고 지점의 위치와 지지 조건 등에 따라서 이들 교량은 휨모멘트나 전단력 외에도 상당히 큰 비틀하중을 받게 된다. 미관상의

* 정회원 · 서울대학교 공학연구소 특별연구원
** 정회원 · 계원 조형예술대학 학장

수려함과 시공상의 우수함 외에도 비틀이나 휨에 특히 효과적인 구조적 장점 때문에 박스단면이 이렇듯 교량에 널리 채택되고 있다. 이러한 박스교량은 단 순교일 수도, 연속교일 수도 있으며, 격벽이 지점부 또는 지점 사이에 존재할 수도 있다. 미관상 또는 경제적인 설계를 위해 박스의 높이가 길이에 따라 변할 수 있으며, 그 폭과 복부판의 두께 및 상·하 부판의 두께도 변할 수 있다. 특별히 중·장경간 교량의 경우에는 세그먼트 공법에 의한 프리스트레스트 콘크리트 박스거더 교량이 널리 적용되고 있으며 이러한 세그먼트 공법은 동바리 설치가 불가능하거나 비경제적일 때 필수적인 공법이 된다. 이러한 구조물에서는 최대 경간장을 늘리고 처짐을 조절하며 자중을 제한하기 위하여 긴장재를 도입하는 것이 필수적이다.

세그먼트 공법에 의한 프리스트레스트 콘크리트 교량의 설계 및 시공에 있어서 가장 문제시 되는 것은 시공 중이나 수명기간 중에 일어나는 모멘트 재분배 효과로서 이는 매우 복잡한 거동이지만 성공적인 교량건설을 위해 그 해석의 정확성이 요구된다. 본 연구의 목적은 곡선 변단면 프리스트레스트 콘크리트 박스거더 교량의 시공단계를 고려한 해석을 수행할 수 있는 프로그램(SPCBOX) 개발에 있다.

2. 곡선 변단면 박벽박스 요소(curved nonprismatic thin-walled box beam element)

박벽박스보 요소의 지배방정식에 대한 이론은 Vlasov⁽¹⁾에 의해 유도되었고 Dabrowski⁽²⁾와 Gjelsvik⁽³⁾, Kristek⁽⁴⁾ 등에 의하여 확장되어 왔다. 이 이론은 Zhang and Lyons⁽⁵⁾, Bazant와 El Nimeiri⁽⁶⁾ 등에 의하여 유한요소해석 기법과 접합되게 되었다. Choudhury⁽⁷⁾는 이들의 개념을 병합하여 새로운 곡선 변단면 박스보 요소를 개발하였다. 이 요소는 3개의 절점으로 이루어지며 각 절점당 8개의 자유도를 가진다(그림 1). 여기에는 공간뼈대요소의 6개 자유도에 뒨(warping)과 찌그러짐(distortion)의 자유도가 추가되어진 것이다. 부재축상의 임의 위치에서의 변위장은 다음과 같이 국부좌표계로 나타낼 수 있다.

$$\underline{v} = \langle v_1, v_2, v_3, v_4, u_1, u_2, u_3, u_4 \rangle^T \quad (1)$$

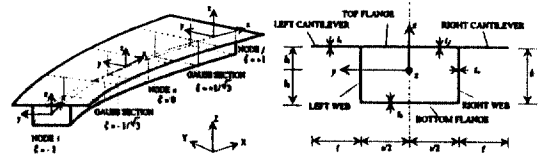


그림 1. 곡선변단면 박벽요소.

여기서, u_1, v_2, v_3 는 각각 국부좌표축으로의 변위를 나타내고 v_1, u_3, u_2 는 각각 국부좌표축에 대한 회전, v_4 는 단면의 횡방향 찌그러짐, u_4 는 단면의 뒨을 의미한다. Bazant와 El Nimeiri⁽⁶⁾는 장경간 1실박스의 전체거동을 살펴보는 데 있어서 뒨과 찌그러짐을 고려하면 충분하다는 것을 밝혔다.

단면 내 임의 위치에서 국부좌표계의 x, y, z 축 방향으로의 변위는 다음과 같이 변위분포함수를 이용하여 얻을 수 있다.

$$u(\xi, y, z) = \sum_{k=1}^4 u_k(\xi) \phi_k(y, z) \quad (2)$$

$$v(\xi, y, z) = \sum_{k=1}^3 v_k(\xi) \psi_k(y, z) + v_4(\xi) \psi_4(\xi, y, z)$$

$$w(\xi, y, z) = \sum_{k=1}^3 v_k(\xi) \chi_k(y, z) + v_4(\xi) \chi_4(\xi, y, z)$$

단면의 강체모드에 따른 변위분포함수 ϕ_k, ψ_k, χ_k 는 다음과 같다.

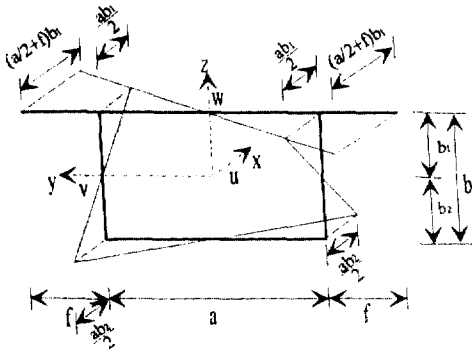
$$\begin{aligned} \phi_1 &= 1, & \phi_2 &= -y, & \phi_3 &= z \\ \psi_1 &= -z, & \psi_2 &= 1, & \psi_3 &= 0 \\ \chi_1 &= y, & \chi_2 &= 0, & \chi_3 &= 1 \end{aligned} \quad (3a)$$

단면의 단위 뒨(warping)에 따르는 변위분포함수는 그림 2a에 의하여 다음과 같음을 알 수 있다.

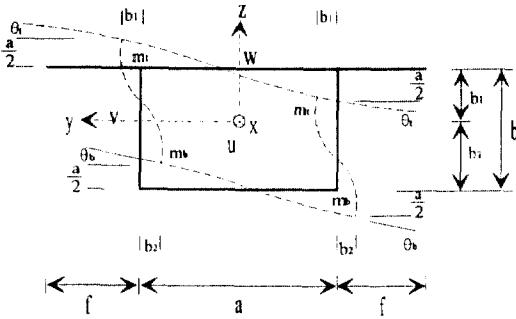
$$\phi_4 = yz \quad (3b)$$

단면의 단위 찌그러짐(distortion)에 따르는 변위분포함수는 단위길이의 박스단면을 연속 뼈대구조물로 놓은 후 각 모서리에 그림 2b에 보인 바와 같은 양의 변위를 가지도록 하여 각 판의 길이변화는 없다는 가정하에 다음과 같이 그 식을 쉽게 얻을 수 있다.

$$\begin{aligned} \psi_4 &= yz, & \text{상판과 캔틸레버의 경우} \\ &= -bz, & \text{하부판의 경우} \end{aligned}$$



(a) 단위 뒀 형상



(b) 단위 찌그러짐 형상

그림 2. 단위 뒀과 찌그러짐.

$$= -b_2 - \theta_b(z + b_2) + \frac{(z + b_2)^2}{b^2}$$

$$[\theta_a(b_1 - z) + \theta_b(b + b_1 - z) + b + 2(b_1 - z)],$$

복부판의 경우

$$\chi_4 = \frac{1}{2}(3 - \theta_a)y - \frac{2}{a^2}(1 - \theta_a)y^3, \text{ 상부판의 경우}$$

$$= \frac{1}{2}(3 - \theta_b)y - \frac{2}{a^2}(1 - \theta_b)y^3, \text{ 하부판의 경우}$$

$$= \frac{a}{2}, \text{ 좌측 복부판의 경우} \quad (3d)$$

$$= -\frac{a}{2}, \text{ 우측 복부판의 경우}$$

$$= \theta_a y + \frac{a}{2}(1 - \theta_a), \text{ 좌측 캔틸레버의 경우}$$

$$= \theta_b y - \frac{a}{2}(1 - \theta_b), \text{ 우측 캔틸레버의 경우} \quad (3c)$$

여기서 θ_a, θ_b 는 요각법(slope-deflection method)

에 의하여 다음과 같은 식이 됨을 알 수 있다.

$$\theta_a = 1 - \frac{2t_w^6 a^2 + 6t_w^3 t_b^3 ab}{2t_a^3 t_w^3 ab + 3t_a^3 t_b^3 b^2 + t_w^6 a^2 + 2t_w^3 t_b^3 ab}$$

$$\theta_b = 1 - \frac{2t_w^6 a^2 + 6t_w^3 t_a^3 ab}{2t_a^3 t_w^3 ab + 3t_a^3 t_b^3 b^2 + t_w^6 a^2 + 2t_w^3 t_b^3 ab} \quad (4)$$

부재축 임의 위치의 전체좌표계상의 변위장은 좌표변환 행렬 \underline{T} 에 의하여 국부좌표계상의 변위장과의 관계를 얻을 수 있다. 또한 부재축상에 위치한 절점 변위장과의 관계식은 형상함수로부터 얻어진다.

$$\underline{v}^k = \langle V_1, V_2, V_3, v_4, U_1, U_2, U_3, u_4 \rangle^T \quad (5)$$

$$\underline{v} = \underline{T} \underline{v}^k, \quad \underline{v}^k = \underline{N} \underline{r} \quad (6)$$

여기서, \underline{N} 은 Lagrangian 형상함수이며 \underline{r} 은 부재내 절점 i, j, k 의 변위벡터로서 (24×1) 벡터이다.

3. 강도행렬(stiffness matrix)의 구성

장경간 교량의 전체적인 거동을 살펴보기 위해 관심이 있는 변형도는 $\epsilon_x, \gamma_{xs}, v_4$ 이다. 이 변형도에 해당하는 응력은 각각 σ_x, τ_{xs}, w_4 가 된다. ϵ_x, σ_x 는 부재축 방향의, 즉 단면에 수직인 변형도와 응력이고 γ_{xs}, τ_{xs} 는 단면에 작용하는 전단변형과 전단응력을 나타낸다. v_4 는 그림 2b에 의해 정의된 단위 찌그러짐 자체를 뜻하며 이는 단면 전체에 걸쳐 대표되는 값이다. w_4 는 그림 2b에 보인 바와 같이 모서리에 작용하는 횡방향 휨에 의해 유발되는 값으로 v_4 에 상응하는 에너지가 된다.

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\gamma_{xs} = \left[\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right] \cos \alpha + \left[\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right] \sin \alpha \quad (7)$$

여기서, α 의 값으로 상부판에는 π , 하부판에는 0, 좌측 복부판에는 $\pi/2$, 우측 복부판에는 $-\pi/2$ 를 각각 대입하면 된다. 또한, 등방성의 선형탄성재료인 경우, 응력-변형도 관계는 다음과 같다.

$$\sigma_x = E\epsilon_x, \quad \tau_{xs} = G\gamma_{xs}, \quad w_4 = Dv_4 \quad (8)$$

E 는 탄성계수이고 G 는 전단상수이며 D 는 찌그

리짐에 관계되는 강성(rigidity)이다. D를 결정하기 위하여 단위 쪼그리짐으로 인한 모서리의 단위 길이 당의 횡방향 휨모멘트 m_a, m_b 를 알아야 한다. 이때, 판(plate)의 휨강성 $\frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ 을 사용하고 요각법 (slope-deflection method)의 식으로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$m_a = \frac{Et_a^3}{2(1-\nu^2)a} (1-\theta_a), \quad m_b = \frac{Et_b^3}{2(1-\nu^2)a} (1-\theta_b) \quad (9)$$

$$w_4 = 4(m_a + m_b)v_4 \quad (10)$$

$$D = \frac{2E}{(1-\nu^2)a} [t_a^3(1-\theta_a) + t_b^3(1-\theta_b)] \quad (11)$$

식 (2), (6), (7)으로부터 다음과 같은 변위-변형도 관계식을 얻을 수 있다.

$$v_4 = \underline{B}_v \underline{r}, \quad \varepsilon_x = \underline{B}_\varepsilon \underline{r}, \quad \gamma_{xy} = \underline{B}_\gamma \underline{r} \quad (12)$$

마지막으로 가상변위의 원리로부터 다음과 같은 전체좌표계에서의 평형방정식이 얻어진다. 여기서, \underline{R} 은 \underline{r} 에 상응하는 등가의 절점하중이며, \underline{K} 는 (24×24) 의 부재강도행렬이다.

$$\underline{R} = \underline{K} \underline{r} \quad (13)$$

$$\underline{K} = \int_{-1}^1 \int_A \underline{B}_\varepsilon^T \underline{E} \underline{B}_\varepsilon \lambda dAd\xi + \int_{-1}^1 \int_A \underline{B}_\gamma^T \underline{G} \underline{B}_\gamma \lambda dAd\xi + \int_{-1}^1 \underline{B}_v^T \underline{D} \underline{B}_v \lambda_0 d\xi \quad (14)$$

식 (14)의 적분은 각 판에 대하여 행하여지며, 곡선교의 경우에는 근사해가 될 수 있으나, 실용적으로 4-절점 Gauss 적분이면 충분하다고 본다. 또한 이 4 Gauss-Points를 이용하여 건조수축과 온도하중의 비선형 분포를 나타낼 수 있고 철근의 배근도 상부판과 복부판, 하부판으로 나누어 각 판에 등분포하는 것으로 모델링 할 수 있다.

4. 콘크리트의 시간의존적인 거동

콘크리트는 그 거동을 예측하기가 매우 어려운 재료로서 특별히 장기간에 걸쳐 일어나는 변형을 정확히 예측하기란 불가능한 일이다. 사하중 상태

에서 장기적으로 시간에 따라 콘크리트 강도와 탄성계수 값이 변하고 크리이프와 건조수축에 의한 처짐이 일어나기 때문이다. 그러나, 캔틸레버 공법에 의한 시공에서와 같이 구조계의 변화로 인한 모멘트의 재분배 효과나 장기처짐에 따른 캠버량 계산이 중요한 변수로 작용할 때, 콘크리트의 시간의존적인 거동을 어느 정도 정확히 예측하지 못하면 매 시공단계마다 보정작업이 필요하고 경우에 따라서는 보정이 불가능해지기도 하는 위험이 뒤따른다.

국내의 콘크리트 표준시방서와 도로교 표준시방서에서는 각각 ACI와 CEB-FIP Code(1978)를 따라 크리이프와 건조수축 효과를 계산하도록 되어 있다. 시간에 따른 응력 $\sigma(t)$ 가 일정하지 않을 때 크리이프에 의한 총변형도는, 하중재하 시점과 재하기간이 각각 $\tau, t-\tau$ 일 때 아래와 같다.

$$\varepsilon^c(t) = \int_0^t C(\tau, t-\tau) \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (15)$$

여기서 $\varepsilon^c(t)$ 는 관측시점 t 에서의 크리이프 변형도이며, $C(\tau, t-\tau)$ 는 재하시점이 τ 이고 관측시점이 t 일 때의 특성크리이프함수(Specific Creep Compliance Function)를 나타낸다. 특성크리이프함수는 시편의 재령 τ 일에 단위응력을 재하하였을 때 재령 t 일에서의 시편의 크리이프 변형으로 정의된다.

임의의 시점에서의 크리이프에 의한 총변형도는 식 (15)를 적분하면 되는 데 적분을 하기 위해서는 전체 시간구간에 걸친 응력이력이 전부 필요하게 되어 각 시간단계마다 응력이력을 기억하기 위한 기억장소가 많이 필요할 뿐만 아니라 계산량이 급증하는 문제가 있다. 본 연구에서는, 이와같은 문제점을 극복하고 시간에 따른 하중의 재하와 제거효과를 프로그램 내에서 처리할 수 있도록 하기 위하여 Ketchum⁽⁸⁾ 등이 제안한 특성크리이프함수 $C(\tau, t-\tau)$, 즉 degenerate kernel을 사용하였다.

$$C(\tau, t-\tau) = \sum_{i=1}^m a_i(t) [1 - e^{-(t-\tau)/\Gamma_i}] \quad (16)$$

여기서, $a_i(t)$ 는 재료변수로서 하중재하시점 τ 에 관계되어 특성크리이프 함수의 초기형상에 관계되는 값이다. Γ_i 는 지연시간(Retardation times)으로서 시간의 경과에 따른 특성크리이프 함수의 형상과 관

계된다. 식 (16)에서 $a(\tau)$ 및 Γ_1 는 실제 실험결과나 실험식으로부터 최소자승법(Least Squares Curve Fitting)을 이용하여 구하는데 m 의 크기를 증가시킬수록 더 정확한 근사식을 얻을 수 있다. Kabir⁽⁹⁾는 실험자료 또는 ACI Committee 209에 따라 이 값들을 구하는 방법을 제시하였고 Ketchum⁽⁸⁾은 여기에 CEB-FIP Code(1978)에 따를 수 있는 subroutines을 추가하였다.

그림 3에서는 하중재하시간이 5일일 경우의 크리이프 곡선을 보여준다. 여기서 점선은 ACI, CEB에서 추천하는 실험식에 의한 값이고 실선과 쇄선은 최소자승법에 의해 계산된 각각의 값이다. ACI는 크리이프 발생과 회복(recovery)시에 동일한 함수를 사용하며 CEB는 각각 다른 함수를 사용한다.

부재내력을 구할 때 사용되는 응력은 전체변형에서 크리이프나 건조수축등에 의한 비역학적인 변형량 ϵ^{nm} 을 뺀 값에서 계산하여야 한다.

$$\sigma(t) = \langle \sigma_{xx}, \tau_{xs}, w_4 \rangle^T = E_c(t) \underline{D}_0 [e^{t/\tau} - \epsilon^{nm}(t)]$$

$$\underline{D}_0 = \begin{bmatrix} 1 & & & \\ & \frac{1}{2(1+\nu)} & & \\ & & & D' \end{bmatrix} \quad (17)$$

$$D' = \frac{2}{(1-\nu^2)a} [t_1^3(1-\theta_1) + t_2^3(1-\theta_2)]$$

여기서, 포아송비도 시간에 따라 다소 변하지만 큰 영향이 없으므로 시간에 따라 일정하다고 가정하며 따라서 \underline{D}_0 는 시간에 따라 일정한 값이다. 또한, 임의 응력하에서 발생하는 크리이프 변형을 계산할 때에도 포아송효과가 나타나며 이때 쓰이는 포아송비(Creep Poisson's Ratio)는 탄성 포아송비와 같은 값으로 가정한다.⁽¹⁰⁾

5. 프리스트레스의 도입과 손실

프리스트레스 해석에 있어서 긴장재 길이에 따른 긴장응력의 분포양상은, 프리스트레스트 콘크리트 박스거더 교량과 같이 프리스트레스에 의하여 그 거동이 지배되는 구조물의 경우에, 매우 중요한 관심사가 된다. 프리스트레스 손실의 원인은 단기적으로는 크게 세가지로 나눌 수 있다. 첫째, 프리스트레스를 도입할 때 생기는 PC강재와 덕트(duct)

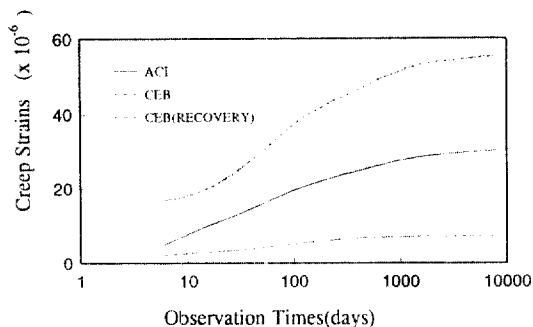


그림 3. 특성크리이프함수.

사이의 마찰이고 둘째, 긴장력이 구조물에 전달될 때 발생하는 정착부에서의 미끄러짐이다. 셋째로는 콘크리트의 탄성처짐을 들 수 있으나 실제 이 효과는 무시할 만하다고 본다. 장기적으로는 콘크리트의 크리이프와 건조수축과 긴장재의 이완현상(Relaxation)이 그 원인이 된다.

본 연구에서는 PC강재를 박스요소의 연속된 두 절점에 연결된 직선트러스요소로 가정하여 각각의 박스요소에 2개의 직선세그먼트로 이상화한다. 또한 각 PC강재요소는 일정한 인장력을 가진 것으로 하고 콘크리트와 PC강재는 완전히 부착된 것으로 보며 포스트텐션 방식만을 고려한다.

PC강재 절점의 좌표를 결정하기 위해 각 PC강재는 박스내에 존재하는 것을 전제로 한다. 즉, 좌측복부판($y = a/2$), 또는 우측복부판($y = -a/2$)에 위치하는 PC강재는 교량의 기하형상으로부터 y 축 좌표는 이미 결정되고 x 축과 z 축 좌표를 찾게 된다. 만일 PC강재가 상부판($z = b_1$), 또는 하부판($z = -b_2$)에 위치하면 z 축 좌표는 이미 결정된 것이며 x 축과 y 축 좌표를 찾게 된다. 이상과 같이 좌표가 결정되면 마찰 손실과 미끄러짐 손실, 릴렉세이션 손실을 Kang⁽¹¹⁾이 제안한 방식으로 계산한다.

6. 해석 예 및 검증

6.1 크리이프 해석

본 연구에서 사용한 크리이프 해석방법에 따른 구조물의 거동을 알아보기 위해 그림 4와 같은 캔틸레버보를 해석하였다. ACI 209 모델과 CEB/FIP 모델을 사용하고 콘크리트 28일 강도 $\sigma_{ck}(28)$ 는 400

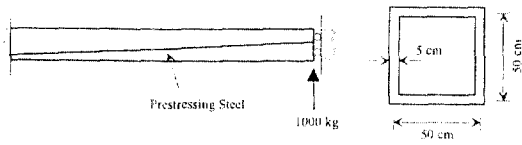
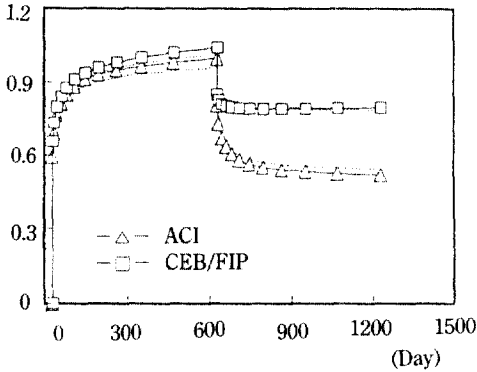
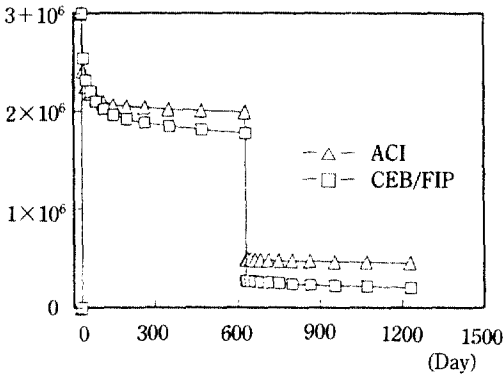


그림 4. 캔틸레버보.



(a) Displacement(cm)



(b) Moment(kg-cm)

그림 5. 자유단의 처짐거동과 고정단의 모멘트변화.

kg/cm²를 사용하였으며 최종크리이프계수 C_u 는 3.0으로 가정하였다. 재령 30일에 연직하중 1000 kg을 가한 후 자유단의 회전과 부재길이 방향 자유도를 구속하고 재령 630일에 하중을 제거하였으며 부재의 자중은 무시하였다.

캔틸레버 자유단의 처짐과 고정단의 모멘트를 구했으며 그 결과를 SFRAME[®]과 비교하여 그림 5에 나타내었다. 점선이 SFRAME의 결과이며 본 연구 프로그램 결과와 잘 일치함을 보여준다. 그림에서 보는 바와 같이 두 모델 사이에는 처짐이나 휨모멘트가 상당한 차이가 있음을 알 수 있다. ACI 209

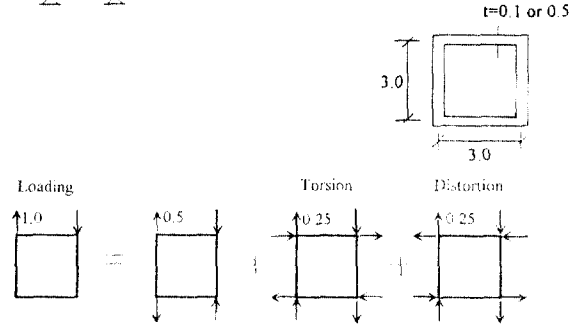
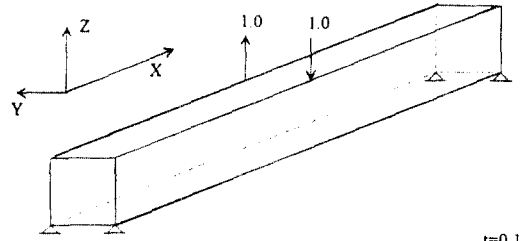


그림 6. 1실 박스.

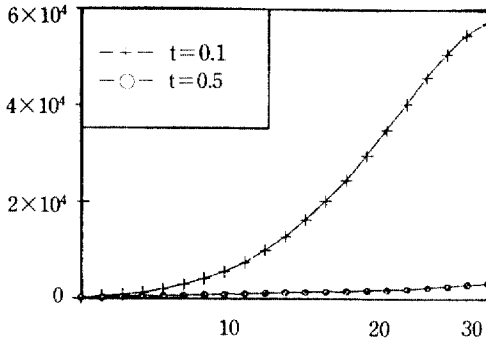
모델은 크리이프와 크리이프 회복시에 동일한 수식을 사용하나 CEB/FIP(1978) 모델은 서로 다른 수식을 사용한다는 차이점 외에도 크리이프 및 탄성계수를 계산하는 시간함수식의 차이로 인한 결과이다.

6.2 단순지지 직선교

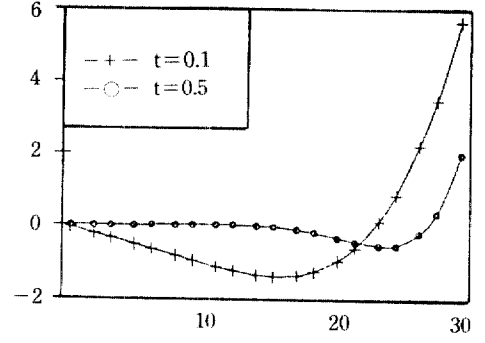
정사각형 1실 박스거더의 비틀림과 찌그러짐의 효과를 알아보기 위하여 단순지지된 직선교를 해석하였으며 그 결과는 절판법(MUPDI4 : Folded Plate Elasticity Method)과 비교하였다.

양단 지지점에서 비틀림과 찌그러짐을 구속하였으며 뒀은 자유롭게 하였다. 하중은 지간 중앙에 단위 비틀림우력을 가하고 박벽두께에 따른 찌그러짐의 거동을 알아보기 위하여 박벽의 두께를 0.1 m인 경우와 0.5 m인 경우에 대해 해석하였다. 주어진 하중은 그림 6에서와 같이 비틀림과 찌그러짐 하중으로 분리할 수 있다. 여기서 오른쪽의 첫번째 하중성분은 국부효과로서 무시하였다. 부재의 자중은 무시하였으며 그 해석결과는 절판법에 의한 MUPDI4⁽¹²⁾의 결과와 2% 이내의 만족할 만한 결과를 보임을 확인하였다.

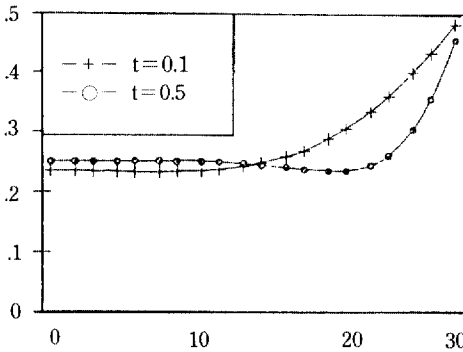
단면 모서리의 연직변위는 비틀림에 의한 변위와 찌그러짐에 의한 변위의 합(식 2)으로부터 얻어진다



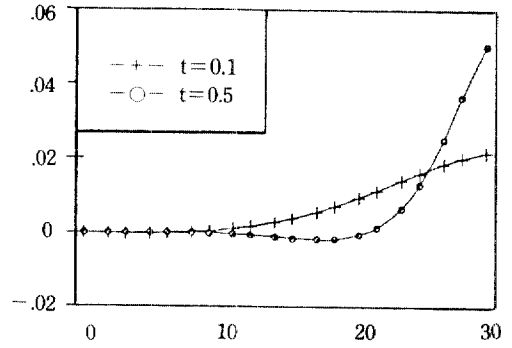
(a) Displacements of Webs



(b) Longitudinal Moemtns



(c) Web Shears



(d) Transverse Bending Moments

그림 7. 해석 결과.

(그림 7a).

그림 7b에는 각 거더의 휨모멘트로서 뒹모멘트를 보여준다. 여기서 각 거더는 하나의 복부판과 상부판과 하부판의 절반씩으로 구성되며 각 거더에 분포하는 수직응력 σ_x 로부터 뒹모멘트(Warping Bimoment)가 얻어진다. 정사각형의 경우 이론적으로는 순수비틀에 의해서는 뒹(Torsional warping)이 일어나지 않으며, 따라서 본 예제의 경우, 뒹응력은 순전히 찌그러짐 효과(Distortional warping)에 의한 것이다.

그림 7c와 그림 7d는 각각 복부판에 걸리는 전단력과 모서리에 걸리는 단위 길이 당의 휨모멘트를 나타낸다. 그림 7c에서 순수비틀에 의한 전단력은 전 길이에 걸쳐 일정하므로 찌그러짐에 의한 전단력은 하중재하 지점에서 지점으로 가면서 점차 소멸해 가는 것을 알 수 있다.

이상의 결과에서 두께가 두꺼운 경우에 찌그러짐

효과가 하중재하 지점으로부터 빨리 소멸됨을 알 수 있으며 또한 설계시에 뒹과 찌그러짐 자유도를 무시할 경우 종방향 응력과 전단응력 계산시 심각한 오류를 범할 수 있음을 알 수 있다.

6.3 단순지지 곡선교

Aneja와 Roll⁽¹³⁾은 Plexiglass로 만든 곡선교 모델에 대하여 유한요소 해석과 함께 실험을 하였다(그림 8). 실제 모델 재료특성치로 상부판과 하부판, 복부판의 탄성계수값과 포아송비가 각기 다른 수치를 사용하였지만 본 연구에서는 탄성계수 5000 psi와 포아송비 0.33을 사용하였다. Aneja와 Roll은 다양한 실제적인 하중조건에 대해서 각 판의 내부와 외부에서의 응력을 측정하였다. 본 연구에서는 단면의 중앙에 1.464 lb의 선하중을 가한 경우에 대해서 해석을 수행하였으며 지간중 앙단면에서 Aneja와 Roll의 내부와 외부의 응력결과를 평균한 값과 비

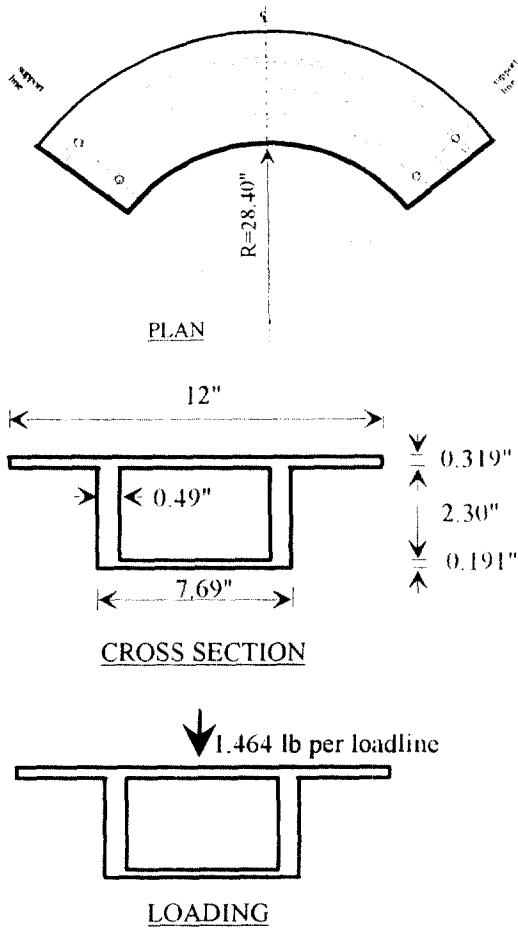
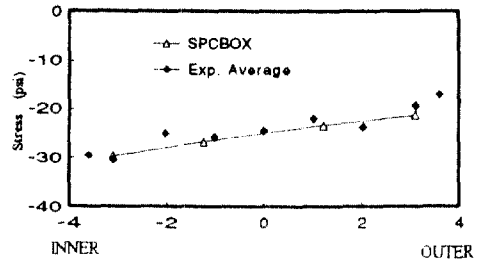


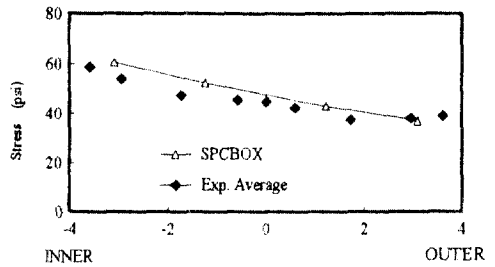
그림 8. Aneja 와 Roll의 모델.

교하였다.

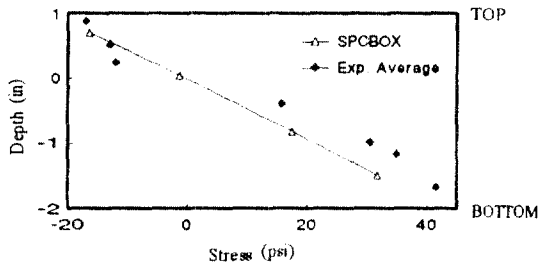
그림 9에서 보는 바와 같이 각 판에 걸리는 종방향응력은 좋은 해석결과를 보여줄을 알 수 있다. 일반적인 형태의 박스단면에 대해서, 종방향 응력 해석은 만족할 만한 결과를 보이는 반면, 전단류 해석에 있어서 연직하중이 걸리는 경우에는 상부판과 하부판에는 전단응력이 영(zero)이 되는 결점이 있으며 비틀하중과 찌그러짐 하중 하에서도 MUPDI 4에 비해 오차가 발생함을 확인하였다. 그러나, 분절시공되는 교량(segmentally erected box girder bridges)의 장기거동에서 이러한 전단응력분포의 오차는 영향이 적으며, 이러한 교량의 설계에서 중요한 것은 종방향 응력과 처짐이므로 시공단계를 고려한 교량의 전체적인 거동을 연구함에 있어서 SPCBOX는 적절함을 알 수 있다.



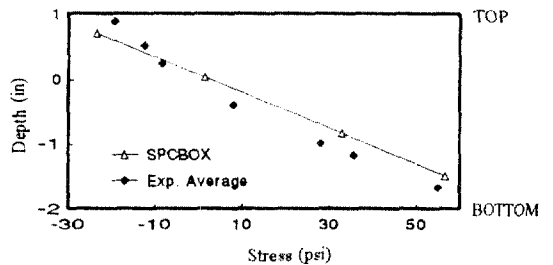
(a) Tangential stresses in top flange



(b) Tangential stresses in bottom flange



(c) Tangential stresses in left web

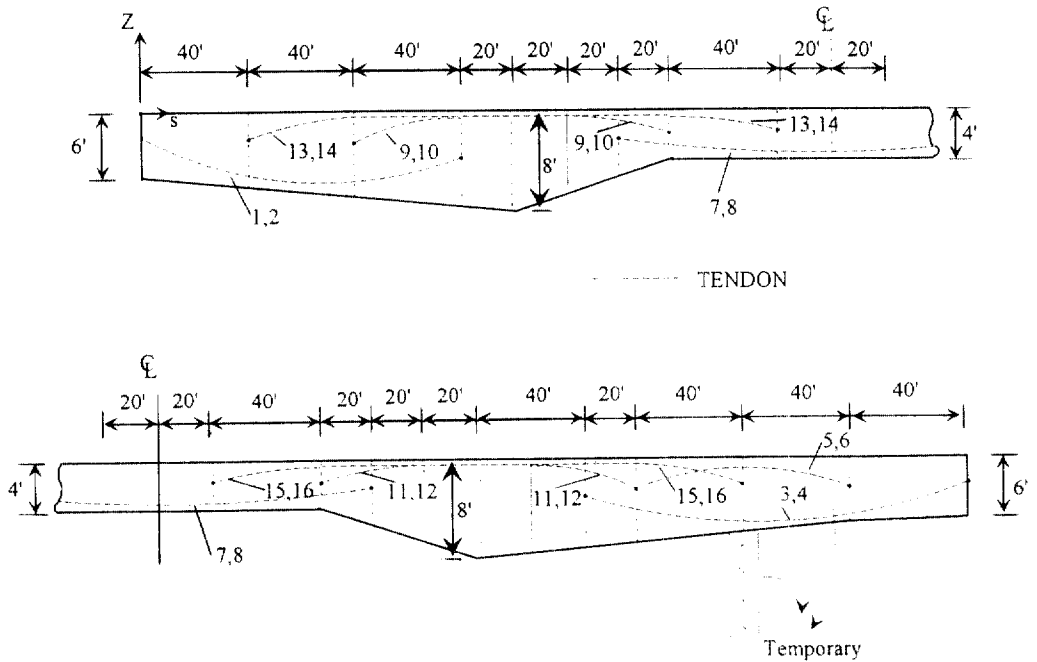
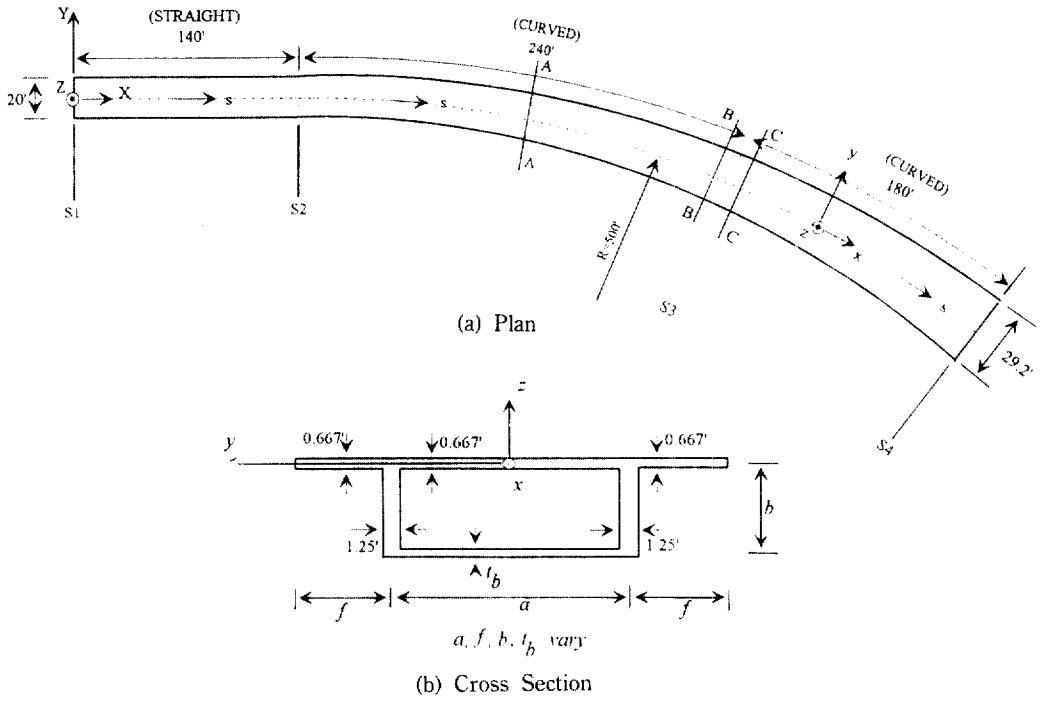


(d) Tangential stresses in right web

그림 9. 해석 결과 및 비교.

6.14 3경간 곡선 변단면 프리스트레스트 콘크리트 교량

SPCBOX의 실제 교량에의 적용 가능성을 입증하기 위하여 캔틸레버 공법에 의한 곡선변단면 교량에 대해 해석을 수행하였다. 이 가상의 교량은 Van



(c) Longitudinal Section along Centerline

그림 10. 3경간 곡선변단면 프리스트레스트 콘크리트 박스거더 교량.

표 1. 시공 일정

시공 단계	시공일자 (일)	세그먼트 설치	PC강재 긴장	가교각 제거
1	30	4		
2	35	3		
3	35	5	9, 10	
4	40	2		
5	40	6	13, 14	
6	50	10		
7	55	11		
8	55	9	11, 12	
9	60	12		
10	60	8	15, 16	
11	70	13	5, 6	
12	75	14	3, 4, 5, 6번 제거	가교각 제거
13	91	1	1, 2	
14	91	7	7, 8	
15	150			

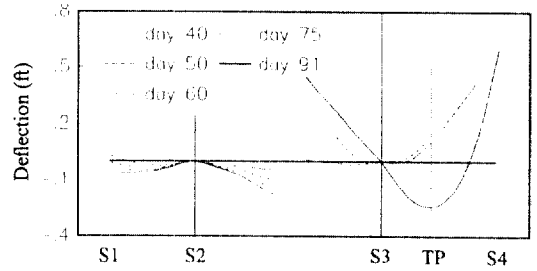


그림 11. 각 시공단계별 처짐.

Zyl⁽¹⁴⁾이 자신의 개발 프로그램인 SEGAN의 적용성을 입증하기 위하여 모델링한 것이며 계산상의 절약과 결과검토의 명료함을 위하여 실제 구조물에서 보다 길고 적은 수의 세그먼트와 적은 수의 PC강재를 사용하였다. 본 연구에서는 이 모델을 사용하여 자중과 크리이프 효과만을 고려한 시공단계 해석을 수행하였다. 사용된 크리이프 모델은 ACI 모델이며 시공일정은 표 1에 표시하였다. 그림 10b에 보인 단면의 제원은 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 a &= 12 + s/100, & 0' \leq s \leq 560' \\
 f &= 4 + 9s/2800, & 0' \leq s \leq 560' \\
 b &= 6 + s/70, & 0' \leq s \leq 140' \\
 &= 52/3 - s/15, & 140' \leq s \leq 200' \\
 &= 4, & 200' \leq s \leq 320' \\
 &= -52/3 + s/15, & 320' \leq s \leq 380' \\
 &= 110/9 - s/90, & 380' \leq s \leq 560'
 \end{aligned}$$

표 2. PC 강재 자료

PC 강재 번호	긴장력 (kip)	단면적 (ft ²)	A단 Z좌표	B단 Z좌표	zero slope z 좌표
1, 2	300	0.015	-2.470	-4.044	-6.357
7, 8	600	0.030	-2.473	-2.463	-3.5
3, 4	700	0.030	-3.646	-2.410	-6.278
13, 14	1000	0.040	-2.911	-1.710	-0.5
9, 10	2500	0.100	-3.343	-1.710	-0.5
15, 16	1250	0.050	-1.710	-4.089	-0.5
11, 12	3000	0.120	-1.840	-3.283	-0.5
5, 6	700	0.030	-3.533	-2.584	-0.5

$$\begin{aligned}
 t_b &= 3/5 + s/200, & 0' \leq s \leq 140' \\
 &= 67/30 - s/150, & 140' \leq s \leq 260' \\
 &= -37/30 + s/150, & 260' \leq s \leq 380' \\
 &= 25/9 - 7s/1800, & 380' \leq s \leq 560'
 \end{aligned}$$

콘크리트의 28일 강도는 4000 psi, 포아송비는 0.18이고 자중은 160 pcf이며, PC강재의 파상마찰계수는 $K=0.0002/\text{ft}$, 곡률마찰계수는 $\mu=0.2/\text{radian}$ 으로 하였다. PC강재의 미끄러짐 손실은 무시하였고 모두 양쪽에서 긴장하였다(표 2).

프리캐스트 세그먼트공법에 의하여 시공할 때 세그먼트 접합은 매치 캐스팅(Match Casting)개념으로 기존부재에 접선방향으로 하였으며 그 해석결과로 그림 11에 각 시공단계별 처짐 상황을 도시하였다.

75일에 가교각(TP)을 제거함으로 인하여 큰 처짐변화가 일어났으며 시간 중앙에서 큰 불연속점이 나타남을 알 수 있다. 따라서 성공적인 시공을 위해서 각 시공단계에서의 거동을 미리 예측하여야 할 필요가 있다. 즉, 각 시공단계별의 처짐량을 근거로 각 단계에서의 캠버량을 계산하여야 하며 본 연구 프로그램에서는 CAMBER 명령어를 사용하여 이를 쉽게 처리할 수 있다.

7. 결 론

곡선변단면 프리스트레스트 콘크리트 박스거너 교량의 시공단계를 고려한 선형탄성해석을 위하여 프로그램을 개발하였다. 요소로 박벽들보 이론에 근거한 곡선변단면 박벽들보요소를 사용하였으며 이는 뒹과 단면의 찌그러짐을 고려할 수 있도록 8개의 자유도를 가진다. 요소의 곡선변단면 특성은 실제 구조물을 모델링하는데 매우 유리하며 적은 수의 요소로도 정확성을 기대할 수 있게 한다.

본 연구에서 개발된 프로그램에 의해 해석된 콘크리트의 종방향 응력과 PC강재의 긴장응력은 설계목적에 충분히 부합하는 정확성을 보이며 시간의 존적인 해석은 시공중의 세그먼트 배열을 계획하고 장기처짐을 예측하는데 일정지표를 제시할 수 있음을 알 수 있었다.

참고문헌

1. Vlasov, V.Z., *Thin-Walled Elastic Beams*, Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, Israel, 1961.
2. Dabrowski, R., *Curved Thin-Walled Girders, Theory and Analysis*, Springer, New York, 1968.
3. A. Gjelsvik, *The Theory of Thin Walled Bars*, John Wiley & Sons.
4. Kristek, V., "Tapered Box Girders of Deformable Cross Section", *J. ST., ASCE*, Vol. 96, No. ST8, Aug. 1970, pp. 1761-1793.
5. Zhang, S.H. and Lyons, L.P.R., "A Thin Walled Box Beam Finite Element for Curved Bridge Analysis", *Computers & Structures*, Vol. 18, No. 6, 1984, pp. 1035-1046.
6. Bazant, Z. and El Nimeiri, M., "Stiffness Method for Curved Box Girders at Initial Stress", *J. ST. ASCE*, Vol. 100, No. ST10, Oct. 1974, pp. 2071-2089.
7. Choudhury, D., "Analysis of Curved Nonprismatic Reinforced and Prestressed Concrete Box Girder Bridges", UCB/SEMM-86/13.
8. Ketchum, M.A., "Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges", UCB/SESM-86/07, 1986.
9. Kabir, A.F., "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Panels, Slabs and Shells for Time Dependent Effects", UCB/SESM-76/06, 1976.
10. Gopalakrishnan, K.S., Neville, A.M., and Ghali, A., "Creep Poisson's Ratio of Concrete under Multiaxial Compression", *ACI Journal*, Vol. 66, No. 12, 1969.
11. Kang, Y.J., "Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Frames", UCB/SESM-77/1.
12. Scodelis, A.C., Chan, E.C., Ketchum, M.A. and Van der Walt, P.P., "Computer Programs for Prestressed Concrete Box Girder Bridges", UCB/SEMM-85/02.
13. Aneja, L.K. and Roll, E., "Model Analysis of Curved Box Beam Highway Bridge", *Proceedings of the ASCE*, Vol. 97, No. ST12, 1971.
14. Van Zyl, S.F., "Analysis of Curved Segmentally Erected Prestressed Concrete Box Girder Bridges", UCB/SESM-78/02, 1978.

(接受 : 1993. 10. 8)