

# 상자형 복부판의 좌굴 거동에 관한 연구

## A Study on the Buckling Behavior of the Web of Box Girders

이 상 우<sup>1)</sup> · 권 영 봉<sup>2)</sup>  
*Lee, Sang Woo      Kwon, Young Bong*

**ABSTRACT :** The buckling behavior of the web of steel girders are largely dependent on the size and the location of stiffeners and the restraining effect of top and bottom flanges. Elastic and inelastic buckling analyses based on the Spline Finite Strip Method were executed to study the stiffening effect of the longitudinal stiffener on the web of box girders and to find how the top and bottom flanges had effects on the web, where geometric boundary conditions were limited by both hinged, both fixed and the flange sections. The basic assumption for the longitudinal end boundary conditions was that the vertical stiffeners had the rigidity enough to force nil deflection line on the web panel so that the junction line between web and vertical stiffener was assumed to be hinged boundary conditions. The provisions on the longitudinal stiffener of the plate and box girders of the Korean Standard Highway Bridge Specifications(1996) and AASHTO Specifications(1994 LRFD) were compared with the results obtained numerically for the various longitudinal stiffener size of box girders. Simple equations and design curves for the longitudinal stiffener of the web were proposed for the practical use.

**KEYWORDS :** elastic and inelastic buckling, longitudinal and vertical stiffener, residual stress, postbuckling, relative stiffness ratio, sectional area ratio

### 1. 서      론

상자형 단면은 일반적인 압연형강 및 관형 단면을 초과하여 소요되는 단면을 만족시키기 위하여

설계, 제작되는 조립 휨부재로서 상·하부플랜지는 휨에 저항하고 복부는 주로 전단에 저항하도록 설계된다. 복부의 주기능이 전단에 저항하는 반면 상자형 거더의 휨으로 인한 축방향 응력을 동시에

---

1) 영남대학교 토목공학과 석사과정  
2) 정회원, 영남대학교 토목공학과 조교수

받게 됨으로 이 두가지 전단과 휨의 동시 작용으로 인한 영향을 고려한 복부의 강도 추정이 필요하다. 특히 이것은 휨과 전단 응력이 최대값에 이르는 연속 구조물의 지지부 근처의 설계에 있어서 매우 중요하다<sup>(12)</sup>. 단면에 작용하는 휨응력이 큰 경우에 좌굴강성의 증가를 목적으로 수평보강재를 부착하여 이 보강재가 복부의 횡변위를 방지하여 국부좌굴 모드의 절선의 역할을 담당하도록 하는 것이다. 즉, 수평보강재는 전단보다는 휨에 저항하기 위해서 필요하다는 것을 뜻하며, 따라서 보강재의 부착위치 또한 전단에 저항하기보다는 휨에 의한 압축을 받는 부분이 효과적인 좌굴 내력을 갖도록 적절하게 결정되어야 한다. 상자형 단면을 경제적으로 설계하는 데는 복부판을 두껍게 하여 보강재의 설치를 최소한으로 처리하여 제작 공수를 줄이는 방법과 복부판을 뒤틀 수 있는 한 얇게 하고 수직, 수평보강재를 적절히 부착하여 좌굴에 대한 안정성을 확보하고 단면 성능을 높이는 방법이 있다<sup>(34)</sup>. 그 경우 국부 및 뒤틀림 좌굴에 대한 안전성의 확보, 작용하중하에서의 잔류변형이나 국부적으로 발생하는 초과응력의 억제 등에 대한 배려를 소홀히 해서는 안된다. 수평보강재로 보강된 복부판의 좌굴형태는 보강재의 크기에 따라 수평보강재에 의해서 분리된 각 평판과 보강재의 국부좌굴 또 보강재의 면내좌굴을 포함한 전체 복부판의 좌굴등 다양한 모양으로 나타나게 되며, 좌굴 내력의 크기도 상당히 달라지게 되므로 수평보강재의 위치 및 적절한 크기의 선택이 복부판 설계에 있어 필수적이라 하겠다. 이에 대한 연구는 여러 학자들에 의하여 수행되었는데 **Rockey**와 **Leggett**<sup>(5)</sup>, **Cooper**<sup>(6)</sup>은 휨강도에 대한 수평보강재의 영향에 대해 연구하였으며, 또한 **Yen**과 **Mueller**<sup>(7)</sup>은 판형의 파괴강도에 대한 수평보강재의 영향을 보여주는 실험적인 연구를 수행하였다.

본 연구에서는 상자형의 압축플랜지의 좌굴강성은 충분하도록 하고 수평보강재의 부착에 따른 복부판의 거동을 연구대상으로 하였다. 수평보강재의 거동을 전단과 휨으로 나누어 해석해 보았으

며 수평보강재의 역할을 전단보다는 수평보강재의 원래 목적인 휨에 중점을 두어 연구하였다. 수평보강재의 갯수 및 크기 등을 변화시키면서 탄성 및 탄-소성좌굴해석을 수행하여 탄성좌굴해석에 근거를 둔 여러 시방서의 수평보강재에 관한 규정과 비교해 보고 설계시에 쉽게 적용이 가능한 복부판의 세장비에 따른 적절한 수직보강재의 간격 및 수평보강재의 크기를 선택하는 방법을 제안하고자 하였다.

## 2. 복부판의 좌굴해석

일반적으로 복부판의 설계시 고려해야 할 사항은 휨 좌굴강도, 전단 좌굴강도, 후좌굴 휨강도, 후좌굴 전단강도 등을 들 수 있으며 이중 현형의 설계 규정에서는 휨 좌굴강도와 전단 좌굴강도를 고려한 거동을 언급하고 있다<sup>(8)</sup>. 실제 구조물의 거동은 좌굴하중이후 극한 상태에 도달하기까지 후좌굴 강도에 따른 거동을 보이며 설계에 일부 반영되고 있기는 하지만 보다 폭 넓은 연구가 필요한 실정이다.

복부판의 좌굴강도는 역학적 경계조건, 기하학적 경계조건, 판의 형상과 재료 특성 등의 조건에 따라 결정되며, 기하학적 경계조건은 복부판이 상·하부플랜지와 강접으로 연결되어 플랜지의 국부좌굴과 거더 전체의 좌굴이 생기지 않는 한 이 접합면에 있어서 복부판의 수평변위와 회전변위는 플랜지의 강성에 따라 상당히 구속되는 것이라고 생각할 수 있다<sup>(9)</sup>. 그래서 통상의 거더단면 구성을 생각하면 상·하변 고정 조건에 상당히 가깝다고 생각된다. 또 실험적으로도 상·하변 고정, 좌·우변 단순지지라고 가정하였을 때 좌굴 계산값에 가까운 값을 나타낸다고 보고되어 있다<sup>(10,11)</sup>. 그러나 설계상은 안전측인 개념으로 경계조건을 주변 단순 지지에 대한 좌굴 계산값을 기본적인 수치로 하여 다루는 것이 현재의 형편으로 일반적이다.

복부판에 수평보강재를 부착시킬 경우 수평보

강재의 부착위치에 따라 복부판의 좌굴강도에 큰 영향을 미친다. 수평보강재의 부착 위치를 도로교 표준시방서에서 제시하고 있는  $0.2D$ 의 위치에 보강재를 부착하였을 경우에 대해 알아보면 일반적으로 보강재의 휨강성을 증가시키므로써 좌굴강도를 증대시키는 것이 가능하다는 것을 짐작할 수 있다<sup>(1)</sup>. 다만, 보강재의 휨강성이 어떤 한계값을 넘으면 이것을 어느 정도 증가하더라도 좌굴강도의 증가는 역시 기대할 수 없으며 이것은 다음과 같이 설명될 수 있다. 즉, 한계값 이하의 비교적 작은 휨강성의 보강재를 설치한 판에서는 그림 2.1에 보는 것과 같이 보강재의 면내휨변형을 포함하여 판 전체가 면외로 변형을 일으켜 좌굴한다. 따라서 보강재 휨강성의 증대가 좌굴강도의 증대에 직접 기여한다. 그러나 보강재가 한계값 이상의 휨강성을 가질 때는 그림 2.2에 나타낸 바와 같이 보강재 자체는 면외로 변형되지 않고 보강재에 따라서 분할된 상·하 패널의 좌굴이 생기므로 보강재의 휨강성의 증대가 좌굴강도의 상승으로는 연결되지 않는다고 생각된다. 이와 같이 복부판의 좌굴형상이 절선이 되도록 하는 것이 수평보강재

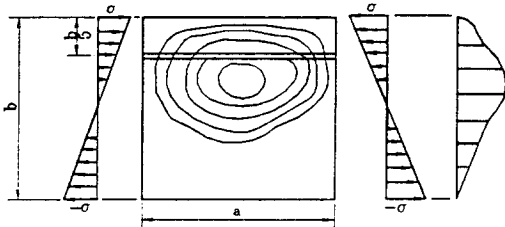


그림 2.1 수평보강재의 휨강성이 불충분할 경우 복부판의 좌굴 파형

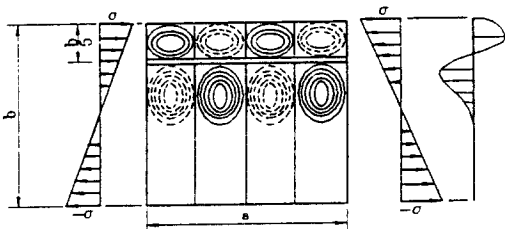


그림 2.2 수평보강재의 휨강성이 충분할 경우 복부판의 좌굴 파형

의 목적이며 절선이 될 수 있는 한계를 주는 휨강비를 최소 강비라한다. 보강재의 부착에 따른 좌굴응력은 보강재의 두께와 폭 즉, 단면 2차모멘트와 강비로 표현될 수 있으며 또한 수직보강재의 간격에 따른 종횡비( $a/b$ )와 보강재의 부착위치에 따라서도 변하게 된다.

### 3. 수치해석

#### 3.1 Spline 함수

본 연구에서 사용한 좌굴해석방법은 일반적인 유한대판법과는 달리 다양한 경계조건의 변화를 극복할 수 있는 종형함수( $B_3$ -spline function)를 사용한 유한대판법(Spline Finite Strip Method)<sup>(13)</sup>이며, 단면 마디(section knots)를 가진 일반적인 스트립과 국부좌표계는 그림 3.1에 나타낸 바와 같다. 유한대판법에서 각주와 같은 형태의 횡방향( $y$ 축)은  $n$ 개의 띠(strip)로, 종방향( $x$ 축)은  $m$ 개의 구간(section)으로 분할될 수 있다. 스트립의 길이를 초과하는 종형함수를 규정하기 위해 각각의 종형함수의 조합에 대해 두 개의 추가적인 단면 마디가 필요하다. 각각의 단면 마디는 4개의 자유도를 가지는데 2개의 면외변위  $w, \theta$  ( $=\partial w, \partial y$ )와 2개의 면내변위  $u, v$ 로 구성되어 있다. 절선을 따르는 변위에 대한 종형함수는 같은 단면 마디 사이의 길이  $h$ 를 가지는  $B_3$ -spline이다.

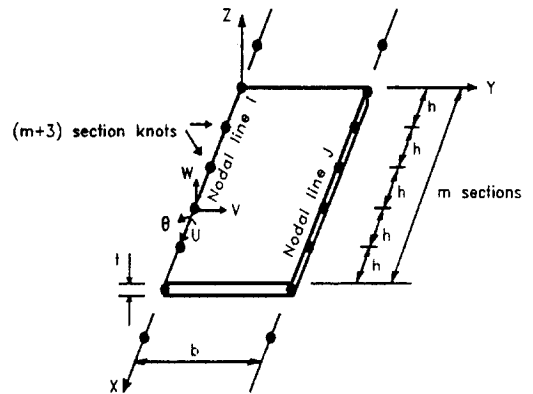


그림 3.1  $B_3$ -Spline 스트립

그림 3.2(a)는 국부 spline 함수이고 그림 3.2 (b)는 그림 3.2(a)의 선형 조합을 나타내고 있으며, 국부 B<sub>3</sub>spline함수는 두 번 미분할 수 있는 구분적 3차 다항식이다. 종방향 단부의 경계조건을 만족시키기 위해 국부 종형함수를 수정하여야 하며, 이에 여러 가지 다양한 방법이 있다. 그림 2(c)는 몇가지 흔히 적용되는 경계조건을 만족시키는 수정되어진 종형함수( $\tilde{\phi}$ )를 보여준다.

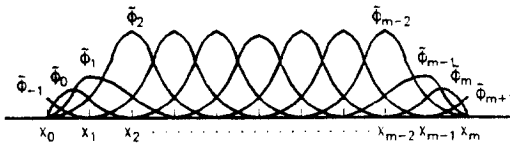
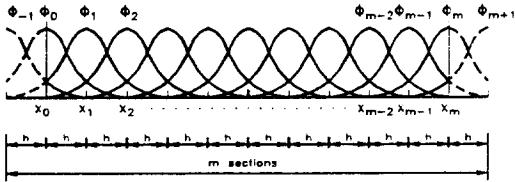
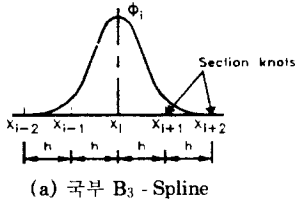


그림 3.2 B<sub>3</sub> - Splines

### 3.2 변위 함수

#### 3.2.1 면내 변위

국부 좌표계에 있어 strip의 면내 변위(u, v)는 식 3.1a로 표현된다.

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = [N_M][\Phi_M][\delta_M]$$

$$= \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\Phi_1] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [\Phi_2] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [\Phi_3] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [\Phi_4] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \end{bmatrix} \quad (3.1a)$$

$$\text{여기서, } N_1=1-\bar{y}, N_2=\bar{y}, \bar{y}=y/b \quad (3.1b)$$

b는 띠 요소의 폭이고  $[\Phi_1]-[\Phi_4]$ 는 열 행렬이며, 이것의 각각은 식 3.2에 의해 규정되는 (m+3) B<sub>3</sub>spline 함수로서 다음과 같이 정의되어 진다.

$$\Phi = [\tilde{\Phi}_{-1}, \tilde{\Phi}_0, \tilde{\Phi}_1, \tilde{\Phi}_2, \dots, \tilde{\Phi}_{m-2}, \tilde{\Phi}_{m-1}, \tilde{\Phi}_m, \tilde{\Phi}_{m+1}] \quad (3.2)$$

여기서,  $\tilde{\phi}$ 는 수정된 경계 spline이다. 절점변위벡터  $[u_i], \dots, [v_j]$ 는 행벡터이며, 각각은 식 3.2의 요소들과 일치하고 있는 (m+3)개의 요소로 구성되어 진다. 벡터  $[u_i]$ 는 아래와 같이 정의 될 수 있다.

$$[u_i] = [u_{-1}, u_0, u_1, \dots, u_{m-1}, u_m, u_{m+1}]^T \quad (3.3)$$

$[u_i], [v_i], [v_j]$  벡터는 식 3.3의  $[u_i]$ 와 동일하게 나타낼 수 있다.

#### 3.2.2 면외 변위

띠 요소의 면외 변위  $\omega$ 는 식 3.4a에 의해 주어진다.

$$\omega = [N_F][\Phi_F][\delta_F]$$

$$= [N_3 \ N_4 \ N_5 \ N_6] \begin{bmatrix} [\Phi_5] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [\Phi_6] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [\Phi_7] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [\Phi_8] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w_i \\ \theta_i \\ w_j \\ \theta_j \end{bmatrix} \quad (3.4a)$$

$$\text{여기서, } N_3=1-3\bar{y}^2+2\bar{y}^3$$

$$N_4=y(1-2\bar{y}+\bar{y}^2)$$

$$N_5=3\bar{y}^2-2\bar{y}^3 \quad (3.4b)$$

$$N_6=y(\bar{y}^2-\bar{y})$$

로 표시되는 형상함수이고,  $[\Phi_5]-[\Phi_8]$ 는 식 3.2에 정의된 바와 같이 열 행렬로서 각각은 (m+3) 국부 B<sub>3</sub>spline 함수를 가진다. 절점변위벡터  $[\omega_i], [\theta_i], [w_j], [\theta_j]$ 는 식 3.3와 유사하게 정의될 수 있다.

### 3.3 응력-변형률 관계

등분포 압축하중을 받는 판요소의 비탄성영역의 경우 응력-변형률의 증분의 관계는 아래와 같이 나타내어 진다.

$$\begin{bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_x & D_1 & 0 \\ D_1 & D_y & 0 \\ 0 & 0 & D_{xy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$$[d\sigma] = [D_M]_P [d\epsilon] \quad (3.6)$$

판전체에 하중이 계속 재하하는 것으로 가정하면 휨, 비틀변형 및 대응하는 모멘트의 증분관계식은 식 3.7로 나타내어 진다.

$$[dM]_P = [D_F]_P [d\theta] \quad (3.7)$$

$$[D_F]_P = \frac{t^3}{12} [D_M]_P \quad (3.8)$$

여기서,  $[D_M]_P$ ,  $[D_F]_P$ 는 소성 재료매트릭스이다.

비탄성 플레이트의 좌굴거동은 Bijlaard, Stowell 등에 의해서 전소성변형이론(deformation theory of plasticity)에 의거하여 연구되었다. Bijlaard, Stowell은 좌굴이 일어날 때 하중이 계속적으로 재하되는 것으로 가정하였다. 여러학자들의 실험결과가 Bijlaard, Stowell의 해석과 잘 부합되고 또 두사람의 해석방법이 유사하므로 본 논문에서는 Bijlaard의 해석을 적용하였다.

$$D_x = \frac{k+3+3e}{\Omega} \quad (3.9a)$$

$$D_y = \frac{4k}{\Omega} \quad (3.9b)$$

$$D_1 = \frac{2(k-1+2\nu)}{\Omega} \quad (3.9c)$$

$$D_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)+3e} \quad (3.9d)$$

$$\Omega = \frac{k(5-4\nu+3e)-(1-2\nu)^2}{E} \quad (3.9e)$$

$$e = \frac{E}{E_s} - 1 \quad (3.9f)$$

$$k = \frac{E}{E_s} \quad (3.9g)$$

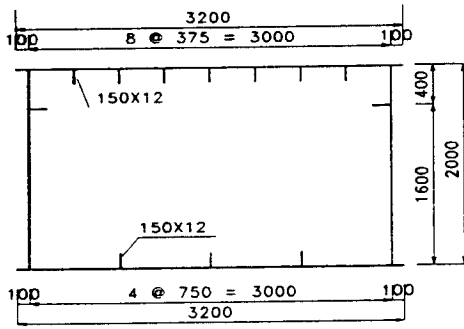
여기서,  $E_s$ ,  $E_s$ 는 응력-변형률 곡선에서 구해지는 할선계수(secant modulus), 접선계수(tangent modulus)이며  $\nu$ 는 탄성 포와송비이다.

### 4. 해석결과 및 고찰

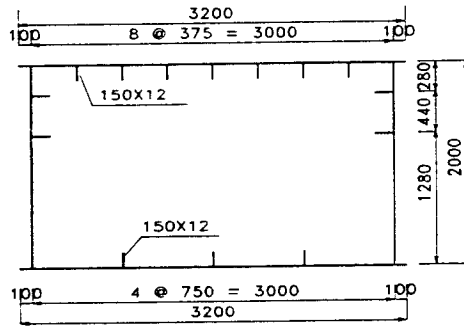
우리 나라에서 허용응력설계법에 의하여 설계되는 교량의 경우 최대응력이 항복응력보다 상당히 낮게 설계되지만, 본 연구에서는 탄-소성 영역까지를 해석의 대상에 포함시키고자 하여 응력-변형률 곡선의 기본가정을 탄-소성을 가정하여 사용하였다. 또한 비탄성해석시 고려해야 할 상자형 복부의 잔류응력은 tendon theory<sup>(14)</sup>를 변형하여 이용하였고, 실험결과<sup>(15)</sup>에 따라서 항복응력은  $\sigma_y = 350\text{MPa}$ , 탄성계수는  $E = 2.05 \times 10^5 \text{MPa}$ , 그리고 포와송비는  $\nu = 0.3$ 으로 가정하였다. 최근에 건설된 몇 개의 중경간 교량(지간: 40m~50m)의 전형적인 상자형의 단면형태가 그림 4.1에 나타나있다. 상·하부플랜지의 두께 및 보강판의 형상은 그대로 둔 채 복부판의 두께 및 수평보강재의 두께, 크기 및 갯수를 다양하게 변화시켜 가면서 좌굴거동을 추적하여 보았다. 또 도로교표준시방서에서 규정하고 있는 수평보강재의 최소단면 2차모멘트를 만족하는 보강재의 거동과 수치해석 결과를 비교하여 보았으며 이를 토대로 보강재의 최적설계를 돕기 위한 자료를 도출하였다. 또한 해석을 수행하는데 있어 복부판만을 분리 시켰을 때의 해석과 박스 단면 전체를 해석한 결과를 비교하여 상·하부플랜지의 강성이 복부판의 좌굴에 미치는 영향을 파악해 보고자 하였다.

#### 4.1 잔류응력

잔류응력은 주로 강재단면의 불균일한 냉각속도와 용접, 소성변형 등에 의해서 발생한다. 수치해석의 결과에 가장 큰 영향을 미치는 잔류응력분포의 정확한 가정에는 많은 어려움이 뒤따른다고



(a) 수평보강재 1단 보강



(b) 수평보강재 2단 보강

그림 4.1 수치해석 단면의 제원

할 수 있다. 일반적으로 잔류응력은 휨성분 잔류응력과 막응력성분으로 분류할 수 있으며 후판재일 경우 두께를 따라서 불균일한 응력이 존재하므로 층요소로 분할하지 않고는 정확한 분포를 수치해석에 도입하기는 어렵다. 본 연구에서는 막응력 성분만을 고려하여 예상되는 잔류응력분포를 그림 4.2에서와 같이 가정하였다. 잔류응력의 가정은 그림 4.2에서 보는 것과 같이 tendon theory를 적용하여 인장잔류응력이 판 두께의 3배폭에 걸쳐  $\sigma_c$  크기의 응력으로 분포하고 있는 것으로 보고, 같은 크기의 압축잔류응력이 판두께의 12배폭에 걸쳐 분포하여 용접선 주위에서의 면내잔류응력이 평형상태를 이루는 것으로 가정하였다<sup>(14,15)</sup>.

상·하부플랜지의 잔류응력은 각 단면내에서 평형을 이루고 있으며, 플랜지의 강성이 충분하며 좌굴후에도 충분한 지지의 조건이 되어 복부판의 좌굴에 미치는 영향이 작으므로 고려되지 않았다.

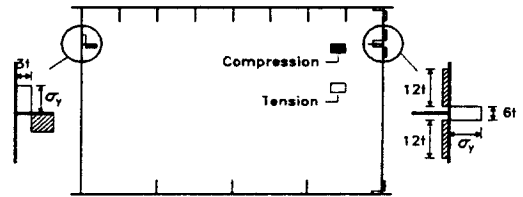


그림 4.2 수치해석 단면의 잔류응력 분포

## 4.2 응력-변형률 곡선

해석에 사용된 강재의 응력-변형률 곡선은 전형적인 열간압연형강의 응력-변형률 곡선으로 가정되는 탄-소성식으로서 그림 4.3에서 보는 바와 같이 재료의 비탄성 구간의 접선 강도의 변화와 변형경화는 무시하고 접선강도의 변화는 항복응력까지 일정한 경사를 가지는 하나의 직선 탄성구간과 항복응력 이후 접선강도가 0인 소성구간으로 나누어진다. 또한 용접부 주위의 용접에 의해 증가된 항복응력이나 잔류응력에 의해서 변화된 응력-변형 관계도 비용접부와 동일한 것으로 가정하였다.

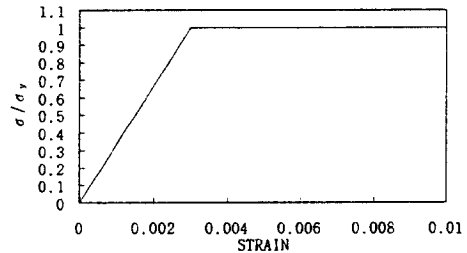


그림 4.3 응력-변형률 곡선

## 4.3 순수 힘을 받는 복부판

AASHTO<sup>(16)</sup>의 규준은 수평보강재가 복부판의 좌굴 파형의 절선이 됨과 동시에 휨모멘트에 대해서 거더의 극한상태에 이르기까지 내하력을 저하시키는 변형을 생기게 하지 않기 위한 필요 강도를 Cooper의 연구<sup>(17)</sup>를 근거로 결정할 것이다. 도로교표준시방서<sup>(18)</sup>도 AASHTO와 같은 개념에 입각하였지만 잔류응력이나 초기변형의 영향을 고

려하여 약간 높은 값으로 하였다. 복부판에 휩모멘트가 작용할 때 수평보강재에는 설치 위치에서의 복부판에 작용하는 것과 동등한 축응력이 작용한다고 가정한다. 따라서 일반 압축재와 마찬가지로 자유 돌출판으로서 폭·두께비 제한을 받는다. 또한 수평보강재의 강종은 복부판의 강종과 동등이상으로 규정하고 있다.

순수 휩을 받는 복부판의 파괴형상은 복부판의 보강된 상태와 보강재의 크기에 따라 다양한 양상을 보이게 된다. 일반적으로 복부판의 목적은 전단에 저항하는 것이며 복부판이 전단에 저항하기 위해서는 복부판 자체의 두께를 두껍게하여 전단에 저항하기도하나 일반적으로 등간격의 수직보강재를 부착하여 복부판의 두께를 감소시킨다. 이와 같은 경우 복부판의 높이가 높아져 큰 휩응력이 발생할 수도 있으며 이러한 큰 휩응력이 발생할 때 휩응력에 저항하기 위해 수직보강재에 추가해서 복부의 압축을 받는 부분에 휩좌굴 저항력을 증가시키기 위해 수평보강재를 사용한다. 본 연구에서는 콘크리트 슬래브의 합성효과는 고려하지 않았으며 상·하플랜지의 강성은 종방향 보강재에 의해서 충분히 보강되어 좌굴에 의한 변형이 거의 일어나지 않도록 하였으며 수직보강재의 강성은 좌굴파형의 절선이 될 수 있도록 충분한 강성을 가지는 것으로 가정하여 단순지지로 설정하였다.

### 4.3.1 좌굴 계수

순수 휩을 받고 있는 수평 보강된 판의 좌굴계수는 기하학적 경계조건을 4변 단순 힌지로 가정하였을 경우 129.3을 나타내고 있다<sup>(8,19)</sup>. 본 연구에서 플랜지와 복부를 결합시킨 전체단면을 해석하여 보았으며 표 4.1에서와 같이 그 결과를 보면 전체 단면의 좌굴계수가 4변 힌지 보다 큰 값을 보여주고 있으며 기존문헌에 발표된 것처럼 기하학적 경계조건이 힌지 보다는 고정에 가깝다는 것을 알 수 있다. 도로교표준시방서에서는 수직보강재의 간격을 종횡비가 0.5~1.5 사이로 제한하고 있으며 본 연구에서도 수직보강재의 간격을 여러 가지 종횡비에 따른 수치해석을 수행하여 각각의 종횡비

에 따른 적정의 강성비식을 제안하고자 하였다. 수치해석결과를 도시하여 보면 그림 4.4(a),(b),(c)와 같다. 여기서 수평보강재의 크기 변화에 따른 식 4.1의 등가좌굴계수와 식 4.2의 강성비 관계 곡선을 나타내고 있으며 각각의 점에 대해 식 4.3에 따른 복부판에 대한 수평보강재의 단면적비를 적어 보았다.

$$k_s = \frac{12(1-\nu^2)\sigma_{cr}}{\pi^2 E} \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2 \quad (4.1)$$

$$\gamma = \frac{EI_s}{bD} \quad (4.2)$$

$$\delta = \frac{A_s}{bt} \quad (4.3)$$

여기서,

$k_s$  : 수평보강재가 부착된 판의 좌굴계수

$\gamma$  : 보강재의 휩 강비       $b$  : 복부의 깊이

$\delta$  : 보강재의 단면적비       $t$  : 복부의 두께

$I_s$  : 보강재의 단면 2차 모멘트

$A_s$  : 보강재의 단면적

$\sigma_{cr}$  : 좌굴응력

$D$  : 복부판의 휩 강성

그림 4.4에서 상부의 3개 곡선은 탄성해석 결과이며 아래 부분은 응력-변형률 곡선을 그림 4.3의 탄-소성으로 가정하고 잔류응력을 그림 4.2와 같이 고려한 비탄성 해석 결과치를 보여주고 있다. 또한 도로교표준시방서와 AASHTO시방서 규정의 수평보강재를 부착하였을 경우 그때의 좌굴계수와 강성비의 관계를 그림 4.4에 나타내어 도로교표준시방서와 AASHTO시방서의 적합성 여부를 판단해 보면 안전측인 것으로 판명되었고, 두 시방서에서 제시하고 있는 수평보강재의 규정이 기하학적 경계조건을 4변 단순 힌지로 가정한 것을 감안한다면 더욱더 안전하다고 판단된다. 해석 결과에서 수평보강재가 같은 단면적비를 가지는 경우를 생각해 보면, 보강재의 크기가 충분한 경우 국부좌굴의 결과로 보강재의 면외변형이 발생됨으로 같은 단면적비를 가진다고 하더라도 보강재

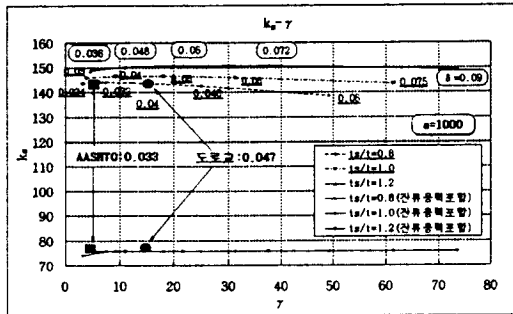
의 폭-두께비( $b_s/t_s$ )가 큰 것보다 작은 것이 강성비는 작지만 보강재 자체의 좌굴내력의 증가로 인하여 좌굴계수를 높이는 데는 효과적이라고 할 수 있다. 또한 보강재의 크기가 충분치 못한 경우 보강재의 면내좌굴을 일으키는 보강재의 뒤틀림좌굴의 영향으로 반대의 경향을 보이고 있다. 이와 같은 결과는 수평보강재를 2단 배치하였을 경우에도 동일한 결과를 보여준다.

표 4.1 도로교표준시방서규정의 보강재 부착시 좌굴계수

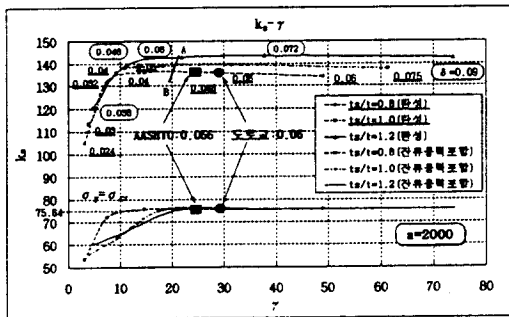
형상비	전체모델		양단고정	양단힌지
	탄성	비탄성		
0.5	146.7	75.6	152.4	136.6
0.75	142.6	75.6	146.3	135.5
1	139.4	75.6	143.1	132.7
1.25	139.4	75.6	143.5	132.3
1.5	139.6	75.6	143.1	132.0

비탄성해석 결과를 보면 보강재의 두께가 두꺼울수록 시방서에 규정된 최소 강성비에 접근하여야 일정한 값을 주기는 하지만 30%정도 적은 강성비 값에서 일정한 값(항복응력)에 접근하는 것을 볼 수 있다.

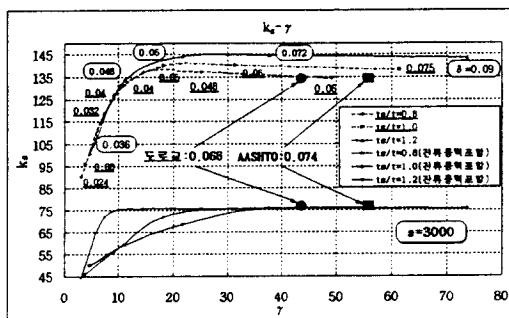
각각의 종횡비에 대한 해석결과를 보강재의 크기, 종횡비 및 보강재와 복부판의 두께비( $t_s/t$ )의 관계를 그림 4.5(a),(b),(c)와 같이 된다. 여기서  $t_s$ 는 수평보강재의 두께이며,  $t$ 는 복부판의 두께이며  $L$ 은 보강재의 길이를 나타낸다. 그림 4.5에서 알 수 있듯이 두 시방서의 규정은 탄성해석의 경우 보강재의 크기가 복부판을 두 개의 분할 패널로 만들 수 있는 일정 이상일 경우 종횡비가 아주 작은 때를 제외하면 종횡비에 관계없이 강성이 일정한 값을 유지하며, 비탄성 해석 결과도 항복응력에 접근하는 안정된 값을 나타내고 있다.



(a) 종횡비(a/b) : 0.5



(b) 종횡비(a/b) : 1.0



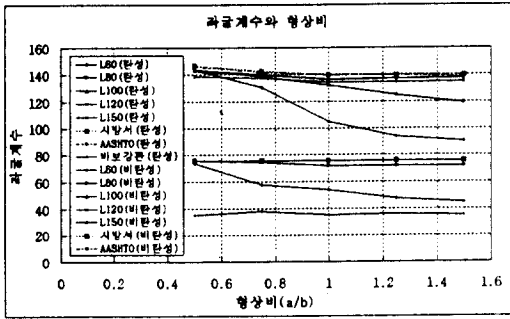
(c) 종횡비(a/b) : 1.5

그림 4.4 순수 힘을 받는 복부판의 좌굴계수와 강성비의 상관곡선

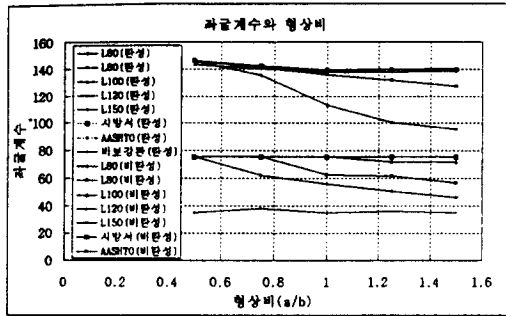
#### 4.3.2 좌굴 형상

수평보강재의 부착에 따른 좌굴형상은 수평보강재의 강성이 충분하지 않을 경우 뒤틀림좌굴(distortional buckling)형상으로 복부판의 면외좌굴과 함께 보강재가 면내좌굴(membrane buckling)을 일으키게 되어 압축플랜지와 인장플랜지 사이의 복부에서 하나의 비대칭 half-wave를 형성하여 보강재의 부착에 따른 보강재의 위 패널과 아래 패널은 독립적으로 작용하지 않는다<sup>(12)</sup>. 하지만 보강재의 강성이 충분하게 되면 양플랜지 사이의 복부에서 보강재 부착위치를 중심으로 2개의 서로 다른 크기의 half-wave를 형성하는 국부좌굴형상으로 복부판이 좌굴하게 되고 수평보강재의 좌굴파형이 절선이 된다. 이 경우 두 개의 분할된

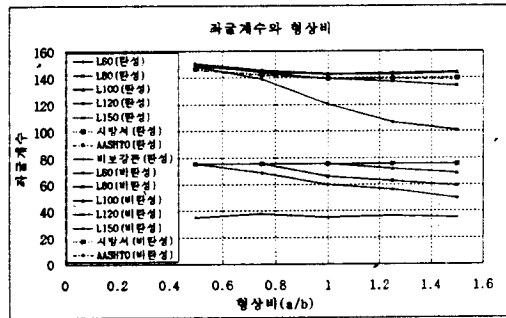




(a)  $t_s/t = 0.8$



(b)  $t_s/t = 1.0$



(c)  $t_s/t = 1.2$

그림 4.5 보강재의 크기와 종횡비에 따른 좌굴계수(순수 휨)

패널로 각각 작용하게 되며, 이 때 두 분할된 패널의 강성에 의해 좌굴강도가 정해지므로 복부가 두 개의 분할 패널로 작용하기 시작하면 보강재의 강성을 높여도 좌굴강도를 높이는 데는 효과가 없는 것으로 판단된다. 수평보강재의 강성이 충분할 경우 수직보강재의 간격에 따른 좌굴형상을 보면 표 4.2과 같다. 표에서 보듯이 각 평판요소의 종횡비가 서로 영향을 미쳐 4변이 한지경계조건인 경우

에 발생하는 half-wave 수와는 다른 양상으로 국부 좌굴이 발생하게 된다. 대표적인 좌굴형상을 그림 4.6에 나타내었으며, 그림 4.6은 수평보강재의 강성이 충분한 경우 종횡비가 1인 단면의 좌굴형상을 보여 주고 있다. 그림 4.7의 (a), (b)는 수평보강재를 1단 부착하였을 경우 수평보강재의 휨 강성의 차이에 따른 좌굴형상이며 수평보강재의 휨 강성이 불충분할 경우에는 그림 4.7의 (a)와 같이 수평보강재의 부착위치에서 복부판의 좌굴형상이 절선이 되지 못하고 복부판 전체가 하나의 half-wave로 좌굴된다. 그러나 수평보강재의 휨 강성이 충분할 경우에는 그림 4.7의 (b)와 같이 수평보강재의 부착위치에서 복부판이 절선이 되는 좌굴형상을 보여준다. 또한 그림 4.7의 (c), (d)는 수평보강재를 2단 부착하였을 경우이며 그때 또한 1단 보강과 같은 결과를 보여주고 있다.

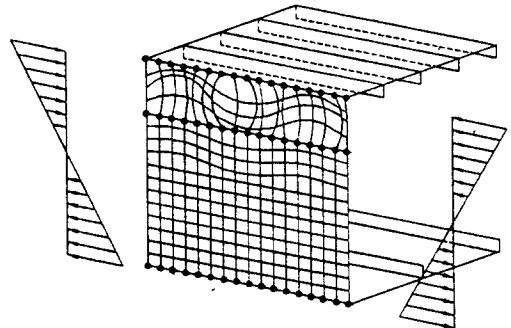


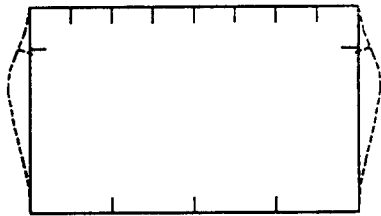
그림 4.6 보강재의 강성이 충분할 경우의 좌굴형상(종횡비: 1.0)

표 4.2 종횡비에 따른 좌굴형상

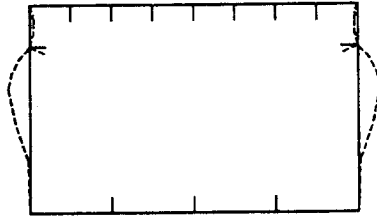
종횡비(a/b)	좌굴형상
0.5	2 half-waves
0.75	2 half-waves
1.0	3 half-waves
1.25	4 half-waves
1.5	5 half-waves

#### 4.4 순수 전단을 받는 복부판

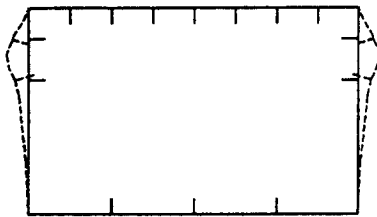
상자형 및 판형이 압연보와 판이하게 다른 구조적 특성중의 하나는 규칙적으로 배열된 수직보강



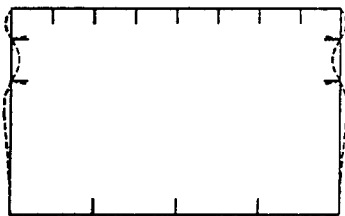
(a) 보강재의 강성이 불충분한 경우  
(1단 수평보강)



(b) 보강재의 강성이 충분한 경우  
(1단 수평보강)



(c) 보강재의 강성이 불충분한 경우  
(2단 수평보강)



(d) 보강재의 강성이 충분한 경우  
(2단 수평보강)

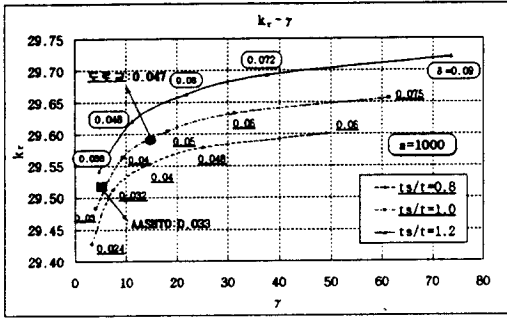
그림 4.7 북부판의 좌굴형상

재를 사용한다는 점이다. 수직보강재는 북부의 전단 저항내력을 증가시켜주며, 적절한 간격의 수직보강재를 사용한 경우에는 좌굴후에(약간의 면외 변형을 수반하는) 상당한 크기의 후좌굴강도(post-buckling strength)를 발휘한다. 이때, 상자형 및 판형은 사인장 방향으로 북부의 일부가 인장력에 저항하고 수직보강재가 연직 압축력을 받

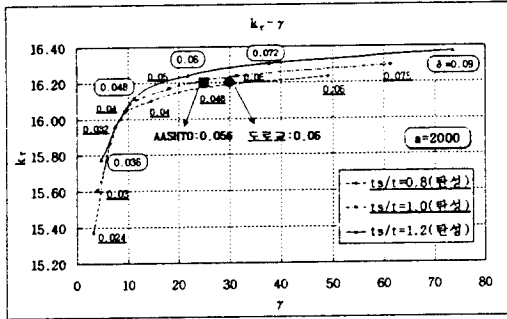
는 트러스와 유사한 거동을 보여준다. 이와 같은 트러스와 유사한 거동을 인장장 작용력(Tension-Field-Action)이라고 일컫는다. 상자형의 전단력은 북부에서 대부분을 부담하고 있으며 이 때 북부의 두께가 얇거나 하중이 대단히 커서 북부가 항복에 이르고자 하면 이 전단에 저항하는 어떤 수직적인 힘이 필요하다. 그러므로 압축영역에서 북부의 휨응력을 증가시켜 주고 전단에 대해 어떤 뼈대와 같은 압축부재가 존재하여 북부의 좌굴을 막아준다면 즉, 강판형이 수직, 수평보강재의 효과를 갖는 현상이 지속된다면 강판형이 극한내력에 도달할 때까지 수평보강재는 중요한 역할을 한다. 수평보강된 패널의 전체의 극한전단력은 상·하 두 패널의 전단력의 합으로 나타낼 수 있다.

순수 전단을 받는 보강된 판의 좌굴계수와 강성비의 관계를 앞질의 순수 휨이 작용할 때와 같은 형식으로 그림 4.8(a),(b),(c)에 나타내어 보았다. 그림에서 볼 수 있듯이 순수 휨과 비교하여 볼 때 강성비의 크기와 수평보강재의 크기에 따른 증가량은 상당히 작으며 강성비가 약 20이상이 되면 전단좌굴계수의 증가는 무시할 수 있을 정도로 작게 되어 수평보강재의 크기가 전단좌굴내력에 미치는 영향은 거의 없는 것을 볼 수 있다. 일반적으로 수평보강재는 전단에 저항하기보다는 휨에 저항하기 위해 부착되며 그래서 수평보강재의 위치 또한 압축플랜지와 중립축 사이에 위치한다. 만일 수평보강재가 전단에 저항하고자 한다면 양플랜지의 중앙에 위치하여야만 할 것이다. 그렇다고 해서 수평보강재의 부착에 따른 전단강도 증진의 효과를 볼 수 없는 것은 아니다. 수평보강재의 강성이 충분하다면 수평보강재의 부착에 따라 두 개의 분할 패널로 나누어 질 수 있으며 이 경우 폭-두께비가 작아져서 전단강도 증대의 효과를 볼 수 있을 것이다.

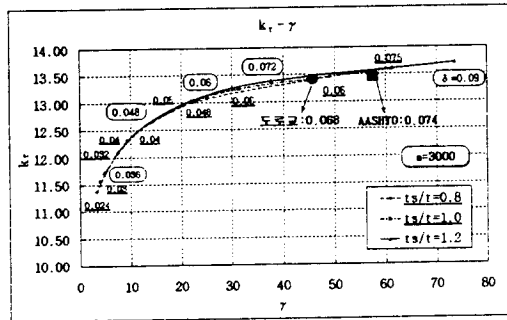
각각의 종횡비에 따른 관계를 보강재의 크기와 종횡비에 따라 나누고 그것을  $t_s/t$ 가 0.8, 1.0 그리고 1.2에 대해 각각 나타내면 그림 4.9(a),(b),(c)와 같이 된다. 순수 전단을 받는 수평 보강된 북부



(a) 종횡비(a/b) : 0.5



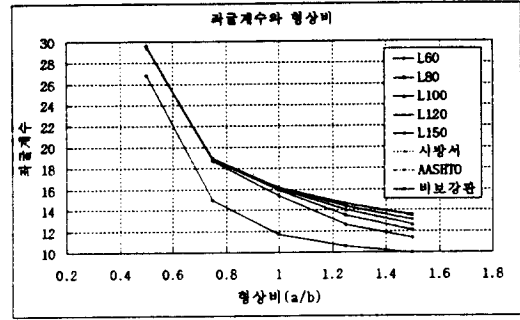
(b) 종횡비(a/b) : 1.0



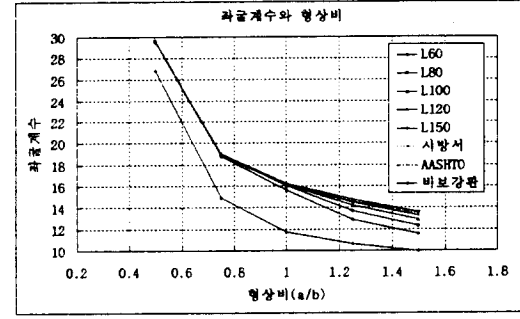
(c) 종횡비(a/b) : 1.5

그림 4.8 순수 전단을 받는 복부판의 좌굴계수와 강성비의 상관곡선

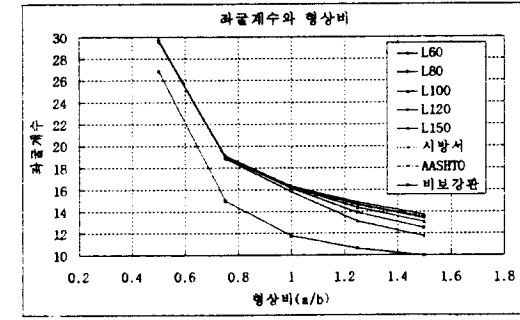
판의 좌굴계수를 보면 비보강 복부판과 비교하여 좌굴계수에 큰 차이가 없는 것을 알 수 있으며 또한 수평보강재의 크기가 증가함에 따른 전단좌굴계수의 증가는 종횡비가 증가할수록 커지는 것을 볼 수 있다. 그 이유는 수평보강재의 위치가 전단 보다는 휨에 저항하기 위한 목적으로 정해지기 때문이며, 적절한 보강재의 크기보다 더 크게 하는



(a)  $t_s/t = 0.8$



(b)  $t_s/t = 1.0$



(c)  $t_s/t = 1.2$

그림 4.9 보강재의 크기와 종횡비에 따른 좌굴계수(순수 전단)

것은 전단내력 증대에 별다른 효과가 없는 것을 알 수 있다.

수평보강재가 부착된 복부판이 순수 전단을 받을 때 순수휨이나 압축을 받는 경우와 같이 수평보강재의 강성이 충분할 경우 보강재에 의해서 분할된 각각의 패널이 독립적으로 좌굴된 형상을 보이게 되는 것을 알 수 있으며, 종횡비가 큰 패널의 변형량이 훨씬 큰 것을 알 수 있다.

#### 4.5 제안식

전 절에서 살펴본 바와 같이 도로교표준시방서의 수평보강재에 관한 강성식은 상당히 안전치라고 생각되어 보강재의 크기가 탄성, 비탄성 좌굴강성의 증가에 영향을 미치지 않는 적절한 값을 기준으로(예 ; 그림 4.4(b) A-B 선 참조) 본 연구의 탄성과 탄-소성해석에 의한 결과에 기초하여 좀더 합리적인 수평보강재의 크기를 결정할 수 있는 식을 유도해 보았다. 수평보강재에 대한 관계식은 수평보강재의 강성비와 단면적비에 따라 유도하였으며 복부판의 폭, 두께 및 수직보강재의 간격이 결정된 경우 최소강성비를 갖는 수평보강재의 크기를 수직보강재의 간격에 따라 식 4.4와 같이 결정할 수 있다. 제안식 4.4는 수치 해석한 결과를 총횡비가 0.5, 0.75, 1.0, 1.25 그리고 1.5로 나누어서 각각의 총횡비에 대한 강성비와 단면적비의 관계를 도출한 식이다. 식 4.4를 수평보강재의 강성비와 단면적비의 관계곡선으로 나타내면 그림 4.10과 같으며 형상비에 따른 적절한 크기의 수평보강재의 단면적비를 쉽게 결정할 수 있는 근거가 될 수 있다고 사료된다.

$$\begin{aligned}
 \delta_{0.5} &= 3.6+118\delta+81\delta^2(a/b=0.5) \\
 \delta_{0.75} &= 9.5+106\delta+80\delta^2(a/b=0.75) \\
 \delta_{1.0} &= 15.5+109\delta+40\delta^2(a/b=1.0) \\
 \delta_{1.25} &= 21.5+89\delta+70\delta^2(a/b=1.25) \\
 \delta_{1.5} &= 29.1+81\delta+60\delta^2(a/b=1.5)
 \end{aligned} \quad (4.4)$$

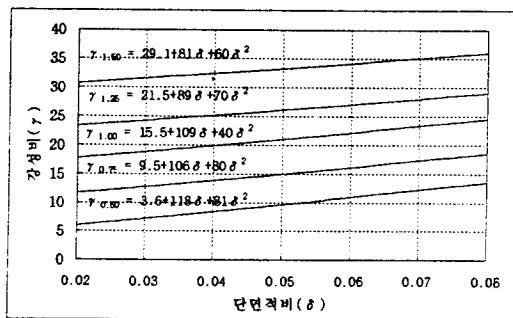


그림 4.10 강성비와 단면적비의 관계

#### 5. 결 론

본 연구는 수치해석을 통하여 수평보강재가 복부판의 좌굴내력 및 형상에 미치는 영향을 파악하고 현 시방서들의 수평보강재에 관한 규정에 대해 그 적정성 여부를 판단해 보고 좀더 합리적인 수평보강재의 강성식을 도출해 보고자 하였다. 또한 상·하부플랜지가 복부판의 좌굴내력에 미치는 영향을 알아보았다.

(1) 상·하부플랜지와 복부판의 연결부의 기하학적 경계조건에 있어 표 4.1의 결과를 보면 전체 단면의 좌굴응력 결과치가 양단 힌지보다는 양단 고정에 근접한다는 사실을 확인할 수 있으며, 좌굴모드 또한 같은 결과를 보여주고 있다. 이와 같은 결과에서 상·하부플랜지의 강성이 복부의 수평변위와 회전변위에 미치는 영향을 고려할 필요가 있다고 생각되며 본 연구에서 수행된 전체단면의 해석 결과가 합당하다고 사료된다.

(2) 현 도로교표준시방서와 AASHTO시방서의 수평보강재에 관한 규정을 탄성 및 탄-소성해석한 결과, 탄성해석의 경우 현 도로교표준시방서와 AASHTO시방서의 수평보강재에 관한 규정은 복부판의 좌굴형상이 뒤틀림좌굴이 아닌 국부좌굴이 되도록 좌굴과형의 절선이 될 수 있는 최소강비 이상의 강성을 가지도록 규정되어 있는 것으로 판명되었으며, 탄-소성해석 결과를 보면 현 도로교표준시방서와 AASHTO시방서의 수평보강재에 관한 규정은 복부판이 재료의 항복응력이상에서 국부좌굴이 발생하는 것으로 판명되어, 탄성과 탄-소성해석 결과 두시방서 규정은 충분히 안전한 값을 규정하고 있다고 판단된다.

(3) 현 도로교표준시방서와 AASHTO시방서의 수평보강재에 관한 해석 결과 두시방서에서 제시하고 있는 수평보강재의 강비는 안전측인것으로 판단되었다. 특히 수직보강재의 간격이 짧을 경우 현 도로교표준시방서의 수평보강재에 관한 규정은 AASHTO시방서규정과 비교해 보면 안전측이며, 또한 탄성 및 잔류응력을 고려한 비탄성 좌굴

해석을 수행한 결과를 토대로 수평보강재의 적정 한 크기를 결정할 수 있는 간단한 식을 제안하였다. 이 식은 종횡비와 보강재의 크기가 결정되었을 경우 강성이 충분한 지의 여부를 쉽게 판단할 수 있는 근거가 될 수 있다고 사료된다.

(4) 전단 및 후좌굴을 고려할 경우 수평보강재의 적정 위치에 대한 연구가 수행되어야 하며, 현재의 설계 단면이 비교적 두껍기 때문에 탄성보다는 비탄성좌굴의 거동을 보이게 됨으로 비탄성좌굴 및 후좌굴강도에 영향을 미치는 잔류응력의 분포 및 용접에 따른 재료의 기계적 성질의 변화가 아울러 연구되어야 하겠다.

### 감사의 글

이 연구는 1996학년도 영남대학교 학술연구 조성비에 의한 것임으로 이에 감사를 드립니다.

### 참 고 문 헌

- [ 1 ] Cooper, Peter B.(1967), "Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 104, No. ST4, pp 419-451.
- [ 2 ] Roman Wolchuk (1980), "Proposed Specifications for Steel Box Girder Bridges," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 106, No. ST12, pp 2463-2474.
- [ 3 ] Task Committee on Longitudinally Stiffened Plate girders of the ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members of the Committee on Metals of the Structural Division (1978), "Theory and Design of Longitudinally Stiffened Plate Girders," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol.104, No. ST4, pp 697-716.
- [ 4 ] 서울대학교 공학연구소 연구보고서 (1991), "TMCP강을 사용한 판형강교량의 설계해석 및 안정성검토".
- [ 5 ] Rockey, K. C. and Leggett, D. M. A. (1962), "The Buckling of a Plate Girder Web under Pure Bending when Reinforced by a Single Logitudinal Stifferener," *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, London, England, Vol. 21, Jan.
- [ 6 ] Cooper, Peter B.(1965), "Bending and Shear Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders," *Fritz Engineering Laboratory Report No. 304.6*, Lehigh University, Bethlehem, Pa., Sept.
- [ 7 ] Yen, B. T. and Mueller, J. A. (1966), "Fatigue Tests of Large-Size Welded Plate Girders," *Welding Research Council Bulletin* No. 118, Nov.
- [ 8 ] Gaylord, Charles N. and Stallmeyer, James E.(1992), "Steel Structures".
- [ 9 ] John Wiley & Sons (1979), "Theory of Box Girders".
- [ 10 ] Yonezawa, h. and Mikami, I. (1968), "Elastic Buckling of Plate Girders from Pure Bending," *Proc. ASCE* Vol. 94, EM1.
- [ 11 ] Salmon, Charles G. and Johnson, John E. (1990), "Steel Structures".
- [ 12 ] Graves Smith, Tom R. and T. Gierlinski, Jack.(1982), "Buckling of Stiffened Webs by Local Edge Loads," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol.108, No. ST6, pp 1357-1366.
- [ 13 ] Lau, S. C. and Hancock, G.J.(1989), "Inelastic Buckling Analyses of Beams, Columns and Plates Using the Spline Finite Strip Method," *Thin-Walled Structures* Vol 7, pp 213-238.
- [ 14 ] Kitipornchai, S. and Lee, L. H. (1986), "Inelastic Buckling of Single Angle, Tee and Double Angle Struts," *Journal of Constructional Steel Research*, 6(1), pp 3-20.
- [ 15 ] 김옥선, 권영봉 (1994), "H-형강 및 각형강관의 잔류응력에 관한 연구," 한국강구조학회 학술 발표대회, pp 17-24.
- [ 16 ] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (1994).
- [ 17 ] Cooper, Peter B.(1971), "The Ultimate Bending Moment for Plate Girders," *Proc, IABSE Colloquium*, London.
- [ 18 ] 대한민국 건설부 (1996), "도로교 표준시방서".
- [ 19 ] Frank, Karl H. and Helwig, Todd A.(1995), "Buckling of Web in Unsymmetric Plate Girders," *Engineering Journal* pp 43-53.