

〈논 문〉 SAE NO. 943739

## I 형강기둥의 국부좌굴 특성

Local Buckling Characteristics of a column with I section

임 종 원,\* 임 장 근\*\*  
J. W. Lim, J. K. Lim

### ABSTRACT

The buckling characteristics of I -shaped columns which are composed of thin web and equal upper/lower flange plates are generally classified into the local and global modes. In this paper, its local buckling problem has been formulated on the basis of the assumed buckling modes using the finite element method for beams and plates. The effects of local bucklings are studied for various size ratios and end conditions of I -shaped columns. The calculated results are comparatively well consistent with values obtained from the existing studies. The global buckling characteristics calculated by the present method are in good agreement with the classical rigid web solution

주요기술용어 : Beam-Column with I Section(I형 단면의 보 기둥), Local Buckling Mode(국부좌굴 모드), Finite Element Method(유한요소법), Euler's Buckling Curve(오일러의 좌굴곡선), Interaction Curve(상호작용곡선)

### 1. 서 론

얇은 평판으로 구성된 형강에서 좌굴형태는 판의 국부좌굴(local buckling)과 단면 전체가 형태의 변화없이 좌굴이 생기는 전좌굴(global buckling)로 나누어 진다.

전좌굴에 대해서는 굽힘에 의한 Euler 좌굴,<sup>(1)</sup> <sup>(2)</sup> 비蹂(torsion)에 의한 비틀림좌굴<sup>(24)</sup> 및 이들이 결합된 좌굴형태로써 종래 많은 연구가 되어 왔다. 그러나 얇은 판으로 구성된 대형 형강에서는 전좌굴이 생기기 전에 웨브(web) 또는 플랜지

(flange)판에 국부좌굴이 생겨서 좌굴하중을 크게 저하시키고 있음이 알려져 있다.<sup>(3)-(11)</sup> I 형강의 국부좌굴에 대해서는 이를 구성하고 있는 웨브나 플랜지의 치수 및 두께에 따라서 크게 좌우 되기 때문에 이를 일반적으로 처리하기가 매우 어렵다.

I 형강의 국부좌굴(local buckling)에 대한 연구는 1944년 Goodier와 Barton 등<sup>(3)</sup>에 의하여 처음 시작되었으며 1964년 Goldberg<sup>(4)</sup> 등이 웨브 디스토션을 고려하여 단순지지된 기둥의 국부좌굴하중을 제시하였다. 그러나 이를 연구는 해석적으로 수행되었기 때문에 보다 일반적인 I 형강에 적

\* 삼육대학교 병설전문대학 자동차정비과

\*\* 한양대학교 공학대학 기계공학과

용할 수가 없었다. I형강의 좌굴문제를 해석하기 위하여 유한요소법을 적용한 연구는 1974년 Murry<sup>(5)</sup>, Johnson<sup>(6)</sup>등이 전좌굴을 해석하였으며 1977년 Akay등<sup>(7)</sup>이 웨브를 판요소로 플랜지는 보요 소로 취급하여 I형강의 국부좌굴 특성을 규명하고자 하였다. 그러나 이들 연구는 해석하고자 하는 계의 자유도수가 너무 많고 플랜지와 웨브의 접합조건이 불합리하여 좋은 결과를 얻을 수가 없었다. 1979년 Hancock<sup>(8)</sup>는 Finite Stripe Method로 1980년에는 근사 에너지방법<sup>(9)</sup>으로 국부좌굴에 대한 웨브의 디스토션 효과를 검토하였다. 1981년 Bradford등<sup>(10)</sup>은 유한요소법을 사용하여 균일한 굽힘모멘트가 작용하는 경우에 Hancock의 결과와 비교하여 좋은 결과를 얻었다. Bradford등이 제시한 I형강의 웨브 디스토션 변형의 설정은 매우 합리적임을 시사하고 있으며 이를 보다 일반화 시킬 때 좋은 결과가 기대된다.

본 논문에서는 Bradford등이 제시한 I형강의 디스토션 좌굴이론을 국부좌굴이론으로 일반화 하여 유한요소법으로 정식화하고 여러 가지 하중,

지지조건 및 단면특성에 따른 I형강의 국부좌굴 특성을 규명하고자 한다.

## 2. I형강의 국부좌굴

### 2.1 국부좌굴 특성

Fig.1과 같이 I형강의 국부좌굴은 굽힘모멘트를 받는 방향과는 반대로 횡방향으로 처짐이 생기고 동시에 플랜지가 회전하며 이에 따라서 Fig.1 (b)와 같이 웨브가 변형하는 형태에서 발생된다 고 가정한다. 이와 같은 좌굴모드는 x방향의 단면 2차모멘트( $I_x$ )가 y방향 단면 2차 모멘트( $I_y$ )보다 큰 경우에 생기며 특히 웨브 두께( $t$ )가 플랜지의 두께( $T$ )보다 매우 얇은 경우에 흔히 나타난다.

### 2.2 기본가정과 좌굴변형

I형강의 디스토숀에 의한 국부좌굴은 앞에서 언급한 바와 같이 플랜지의 두께( $T$ )가 웨브의 두께( $t$ )에 비하여 매우 두꺼운 경우에 생기기 때문에 좌굴된 형태는 Fig.2 (a)와 같이 가정할

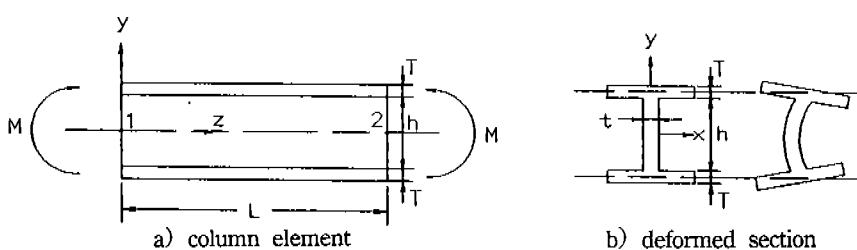


Fig.1 Schematic diagram for the local buckling mode of column with I section

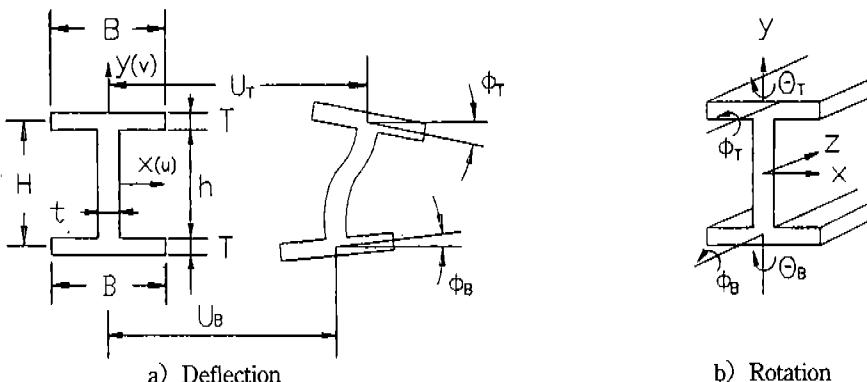


Fig.2 Deformation geometries of typical I section

수 있다.<sup>(10)</sup> 즉 Fig.2와 같이 상·하 플랜지는 평판을 유지하며 이들의 변위 및 회전각을 각각  $u_T$ ,  $u_B$ ,  $\phi_T$ ,  $\phi_B$ 로 가정한다. 이에 대하여 웨브는 강성이 약하기 때문에 얇은 판과 같이 굽어지고 중립축(z)의 y방향 처짐(v)은 무시한다. 이를 가정에 따라서 변위 성분들과 회전각의 관계는 다음과 같이 정의 할 수 있다.

$$\theta_T = \frac{du_T}{dz}, \quad \theta_B = \frac{du_B}{dz} \quad (1)$$

$$\Phi_T = -\frac{\partial u_W}{\partial y} \Big|_{y=h/2}, \quad \Phi_B = -\frac{\partial u_W}{\partial y} \Big|_{y=-h/2} \quad (2)$$

이들 식에서  $u_T$ ,  $u_B$ 는 웨브와 접하는 점에서 상·하 플랜지의 x방향 처짐을 의미하고 플랜지의 두께가 다른 치수에 비하여 상대적으로 작기 때문에 각 플랜지 내에서 이들의 값은 일정하고 기둥의 길이 방향 z만의 함수로 생각한다.  $u_W$ 는 웨브의 x방향 처짐을 의미하고 이는 y와 z의 함수로 가정한다.

### 3. 유한요소법에 의한 좌굴방정식

#### 3.1 요소내의 변위 분포식

상하 플랜지가 웨브와 접하는 점에서 x방향 변위  $u_T$ ,  $u_B$ 는 일반보요소와 동일하게 다음과 같이 3차 다항식으로 가정할 수 있다.

$$u_T = a_1 + a_2\xi + a_3\xi^2 + a_4\xi^3 \quad (3)$$

$\xi = z/L$ 로  $0 \leq \xi \leq 1$ 의 값을 갖는 무차원 좌표계이고  $a_1 \sim a_4$ 는 임의의 상수로서 다음과 같은 조건을 설정하면 요소의 절점변위로써 결정된다.

$$u_T \Big|_{\xi=0} = u_{T1}, \quad \frac{du_T}{dz} \Big|_{\xi=0} = \theta_{T1}$$

$$u_T \Big|_{\xi=1} = u_{T2}, \quad \frac{du_T}{dz} \Big|_{\xi=1} = \theta_{T2} \quad (4)$$

하침자 1, 2 및  $u$ ,  $\theta$ 는 Fig.1과 Fig.2에 보인 절점

에서의 변위 및 회전각을 의미한다.  $u_B$ 에 대해서도 (3)식과 동일하게 정의하고 식 (4)와 같은 조건을 대입하면 요소내에서 이의 분포식을 얻을 수 있다. 한편 플랜지의 z방향 회전각  $\phi_T$ ,  $\phi_B$ 에 대해서는 선형분포를 가정한다.

$$\dot{\Phi}_T = (u_T - u_B)/h + a_5 + a_6\xi \quad (5)$$

$$\Phi_T \Big|_{\xi=0} = \Phi_{T1}, \quad \Phi_T \Big|_{\xi=1} = \Phi_{T2} \quad (6)$$

(5)식의 미정계수  $a_5$ ,  $a_6$ 는 (6)식의 조건에서 결정할 수 있고  $\phi_B$ 에 대해서도 동일하게 취급할 수 있다. 상·하 플랜지의 y방향 변위  $v_T$ ,  $v_B$ 는 Fig.2 (a)와 같이 플랜지 자체의 두께방향 굽힘이 없기 때문에 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$v_T = x\dot{\Phi}_T, \quad v_B = x\dot{\Phi}_B \quad (7)$$

한편, 웨브의 횡방향(x)변형  $u_W$ 는 y와 z의 함수이기 때문에 다음의 형태를 갖는다고 가정한다. (7, 10)

$$u_W = (a_7 + a_8\eta + a_9\eta^2 + a_{10}\eta^3) f(\xi) \quad (8)$$

이 식에서  $\eta = 2y/h$ ,  $-1 \leq \eta \leq 1$ 로 정의한 무차원 좌표이고  $f(\xi)$ 는 임의의 z에 관한 3차함수이다.  $a_7 \sim a_{10}$ 은 미정계수들로 다음 식으로 표현되는 플랜지와 웨브의 적합조건으로써 결정할 수 있다.

$$u_W \Big|_{\eta=1} = u_T, \quad -\frac{\partial u_W}{\partial y} \Big|_{\eta=1} = \Phi_T$$

$$u_W \Big|_{\eta=-1} = u_B, \quad -\frac{\partial u_W}{\partial y} \Big|_{\eta=-1} = \Phi_B \quad (9)$$

조건식 (9)에서  $u_T$ ,  $u_B$ ,  $\phi_T$ ,  $\phi_B$ 가 식 (3), (5)와 같이  $\xi$ 의 함수로 표현되기 때문에 이를 관계로 부터 식 (8)의  $f(\xi)$ 는 자동적으로 결정된다. 이상의 결과를 행렬형으로 표현하면 다음과 같다.

$$\{q\} = [N] \{ \delta \} \quad (10)$$

단,  $\{q\} = [u_T, v_T, \phi_T, u_W, u_B, v_B, \phi_B]^T$ 로써 요소내의 변위분포벡터를 의미하고  $[N]$ 는 형상함수 행열,  $\{\delta\} = [u_{T1}, u_{T2}, \theta_{T1}, \theta_{T2}, u_{B1}, u_{B2}, \theta_{B1}, \theta_{B2}, \phi_{T1}, \phi_{T2}, \phi_{B1}, \phi_{B2}]^T$ 로써 요소의 절점 변위 벡터이다.

### 3.2 요소의 강성 행열

요소의 변형률 에너지는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$U = U_{F1} + U_{F2} + U_W \quad (11)$$

$U_{F1}$ 은 플랜지의 면내 굽힘 변형 에너지이고  $U_{F2}$ 는 플랜지의 면외 굽힘 및 비틀림 변형에너지를 의미한다. 그리고  $U_W$ 는 웨브만의 변형률 에너지로써 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$U_{F1} = \frac{1}{2} E I_{TF} \int_0^L \left[ \left( \frac{\partial^2 u_T}{\partial z^2} \right)^2 + \left( \frac{\partial^2 u_B}{\partial z^2} \right)^2 \right] dz \quad (12)$$

$$U_{F2} = \frac{1}{2} D_F \int_0^t \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} \left[ \left( \frac{\partial^2 v_T}{\partial z^2} \right)^2 + \left( \frac{\partial^2 v_B}{\partial z^2} \right)^2 \right.$$

$$\left. + 2(1-v) \left( \frac{\partial^2 v_T}{\partial x \partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial^2 v_B}{\partial x \partial z} \right)^2 \right] dx dz \quad (13)$$

$$U_{W2} = \frac{1}{2} D_F \int_0^t \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \{ \varepsilon \}^T \{ \sigma \} dy dz \quad (14)$$

(13)식의  $D_F$ 는 플랜지판의 굽힘 강성(bending rigidity)이고  $\{\varepsilon\}$ ,  $\{\sigma\}$ 는 곡율 및 합응력벡터(stress resultant vector)로서 다음 식으로 표현된다.

$$\{\varepsilon\} = \left[ \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2}, \frac{\partial^2 u_w}{\partial z^2}, 2 \frac{\partial^2 u_w}{\partial y \partial z} \right]^T \quad (15)$$

$$\{\sigma\} = [M_x, M_y, M_{yz}]^T \quad (16)$$

(12), (13), (14)식에 (10)식을 대입하고 정리하면 다음과 같이 요소의 강성행렬  $[K]^{(e)}$ 로써 (11)식의 변형률에너지를 표현할 수 있다.

$$U = \frac{1}{2} \{ \delta \}^T [K]^{(e)} \{ \delta \} \quad (17)$$

### 3.3 요소의 안정행렬(stability matrix)

좌굴시 요소의 절점 외력에 의한 외부일은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$V = V_{F1} + V_{F2} + V_W \quad (18)$$

단,  $V_{F1}$ 은 플랜지의 x방향 변위  $u_T, u_B$ 로 인하여 발생되는 일이고  $V_{F2}$ 는 플랜지의 회전각  $\phi_T, \phi_B$ 로 인한 외부일을 의미한다.  $V_W$ 는 웨브의 굽힘  $u_W$ 로 인한 일로서 각각 다음 식으로 표현된다.

$$V_{F1} = \frac{1}{2} \int_0^L \left[ \sigma_T A_{FT} \left( \frac{\partial u_T}{\partial z} \right)^2 + \sigma_B A_{FB} \left( \frac{\partial u_B}{\partial z} \right)^2 \right] dz \quad (19)$$

$$V_{F2} = \frac{1}{2} T \int_0^t \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} \left[ \sigma_T \left( \frac{\partial v_T}{\partial z} \right)^2 + \sigma_B \left( \frac{\partial v_B}{\partial z} \right)^2 \right] dx dz \quad (20)$$

$$V_W = \frac{1}{2} t \int_0^t \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \left\{ \frac{\partial u_w}{\partial y} \right\}^T \begin{bmatrix} \sigma & \tau \\ \tau & 0 \end{bmatrix} \left\{ \frac{\partial u_w}{\partial y} \right\} dy dz \quad (21)$$

이들 식에서  $A_F$ 는 플랜지의 단면적이고 웨브에 생기는 길이방향의 초기응력성분  $\sigma$ ,  $\tau$ 는 아래와 같이 표현할 수 있다.

$$\sigma = \lambda \left[ \frac{P}{A} + (M + V_2) \frac{y}{I_x} \right] \quad (22)$$

$$\tau = \lambda \frac{V}{ht} \quad (23)$$

(22)식에서  $A$ 와  $I_x$ 는 I형강 단면의 전체 단면적 및 x방향 면적 2차 모멘트를 의미한다. 그리고  $\lambda$ 는 하중계수이고  $P, M, V$ 온 축하중, x방향 굽힘모멘트 및 전단력을 각각 의미한다. 식 (22),

(23)식을 (21)식에 대입하고 (10)식의 변위 분포식을 고려하면 (18)식의 외부일은 다음과 같이 기하학적인 안정 행열  $[G]^{(e)}$ 로써 표현할 수 있다.

$$V = \frac{1}{2} \{\delta\}^T \lambda [G]^{(e)} \{\delta\} \quad (24)$$

### 3.4 좌굴방정식과 고유치계산

계(system) 전체의 위치에너지(total potential energy)  $\prod$ 은 요소의 전체 위치에너지  $\prod^{(e)}$ 의 합으로써 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\prod = \sum_{e=1} \prod^{(e)} = \frac{1}{2} \{\Delta\}^T ([K] - \lambda [G]) \{\Delta\} \quad (25)$$

이 식에서  $[K]$ ,  $[G]$  및  $\{\Delta\}$ 는 계 전체의 강성행렬, 안정행렬 및 절점변위 벡터로써 식 (17), (24) 식으로 정의되는 요소의  $[K]^{(e)}$ ,  $[G]^{(e)}$ ,  $\{\delta\}$ 를 전체 요소에 대하여 합성함으로써 얻을 수 있다. 계 전체의 평형방정식을 얻기 위하여 (25)식을 1차 변분 하면 다음과 같이 고유치방정식 즉 좌굴방정식을 얻게된다.

$$([K] - \lambda[G])\{\Delta\} = \{0\} \quad (26)$$

(26)식에서 전체 강성행렬  $[K]$ 는 대칭 및 정치(positive definite)행렬이지만 안정행렬  $[G]$ 는 대칭이나 일반적으로 비정치행렬(nonpositive definite matrix)이 된다. (26)식에 Jacobi method<sup>(12)</sup>를 적용하여 최소 고유치와 이에 해당하는 고유벡터를 구하면 하증계수  $\lambda$ 와 이에 따른 좌굴모드(mode)가 얻어진다.

### 4. 수치해석 결과 및 검토

이론의 타당성을 검토하기 위하여 Table 1과 같이 I 형강 기둥의 지지조건에 따른 변위의 경계조건을 정의하고 이를 지지조건에 따른 전좌굴하중과 국부좌굴하중을 계산하여 기존결과들과 비교 검토하고자 한다.

Table 1 Definition of end displacement conditions

end conditions	$u_{T1}, u_{B1}$ / $u_{T2}, u_{B2}$	$\phi_{T1}, \phi_{B1}$ / $\phi_{T2}, \phi_{B2}$	$\theta_{T1}, \theta_{B1}$ / $\theta_{T2}, \theta_{B2}$	support types
A	0, 1/0, 1	0, 0/0, 0	0, 0/0, 0	
B	1, 1/0, 1	0, 0/0, 0	1, 1/0, 0	
C	1, 1/1, 1	0, 0/0, 0	1, 1/1, 1	

I 형강기둥의 단면 치수는 Table 2와 같으며 이를 수치는 보통 사용되는 I 형강 표에서 선정한 값이다.

Table 2 I-section properties for calculation

B / H	0.32	
	0.5	
	1.0	
	0.68	
T / t	1.4	
	2.2	

### 4.1 전좌굴 하중

축하중이 작용하는 경우에 I 형강 기둥의 좌굴용력을 Euler 좌굴 용력,  $\sigma_e$ 과 비교하였다.

$$\sigma_e = n \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (27)$$

$$\sigma_e = \frac{M_{yp}}{S_x}$$

$$M_{yp} = \frac{\pi}{L} \sqrt{E I_y (GJ + \frac{EI\pi^2}{L^2})}$$

$$J = \frac{2BT^6 + H^6}{3}, \quad \Gamma = \frac{TH^2B^3}{24}$$

$$S_r = BH(H+T) [1 + (H-T)t/(6BT)] \quad (28)$$

단,  $n$ 은 지지조건에 따른 좌굴응력 수정계수이고  $t$ 는 단면의 회전반경이다.

또한 균일 모멘트가 작용하는 경우에는 본 논문의 국부좌굴응력( $\sigma_{cr}$ )을 다음식으로 표현되는 전좌굴응력( $\sigma_{cr}$ )<sup>(10)</sup>과 비교하였다.

Fig.3은 기둥의 방향으로 요소분할수를 증가시켜 멀은 좌굴하중을 위의 식과 비교한 결과이다. 압축하중과 굽힘모멘트가 작용하는 두 가지 경우에 모두 동일 길이에 대하여 요소의 수가 4개 이상일 때 1% 미만의 적은 오차를 나타냈다.

단순지지에서 축하중만 작용하는 기둥의 좌굴응력을 Euler 좌굴곡선과 비교하여 Fig.4에 도시하였다. 길이비( $L/H$ )가 10 이하에서는 이 비의 감소에 따라 Euler 좌굴곡선과는 달리 감소하는 현상을 보여주고 있으며 길이비가 10이상에서는

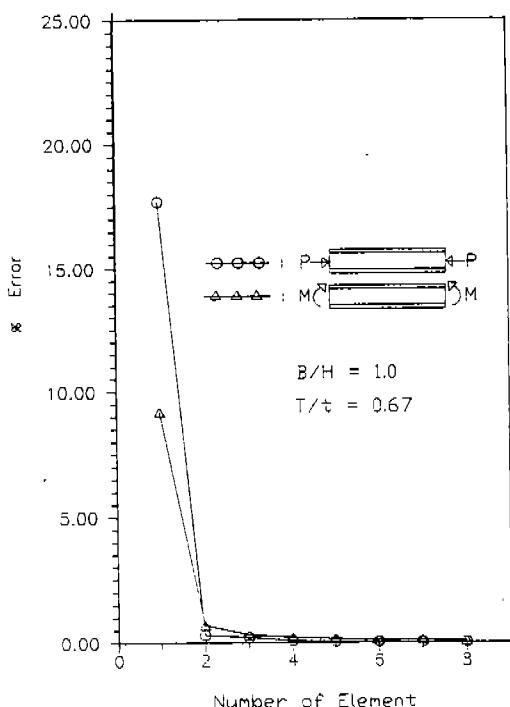


Fig.3 Convergence of finite element solution

Euler 곡선과 일치하는 결과가 된다. 이는 길이가 짧은 기둥에서는 국부좌굴이 발생하여 좌굴응력이 크게 감소함을 의미한다.

Fig.5는 단순지지에서 균일한 굽힘 모멘트가 작용하는 경우에 좌굴응력과 기존의 전좌굴 응력을 비교한 것이다. I 형강의 길이비( $L/H$ )가 3 이하인 경우에 기존의 전좌굴 응력과는 큰 차이를 보이고 있으며 다음 식으로 표현되는 웨브의 국부좌굴응력<sup>(8,9)</sup> 보다는 다소 크게 나타났다.

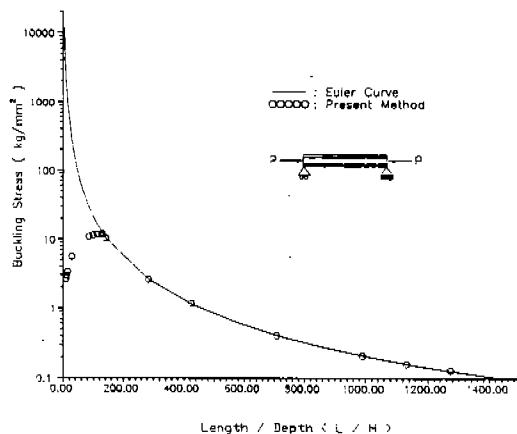


Fig.4 Buckling stresses of a simply supported column under uniaxial load

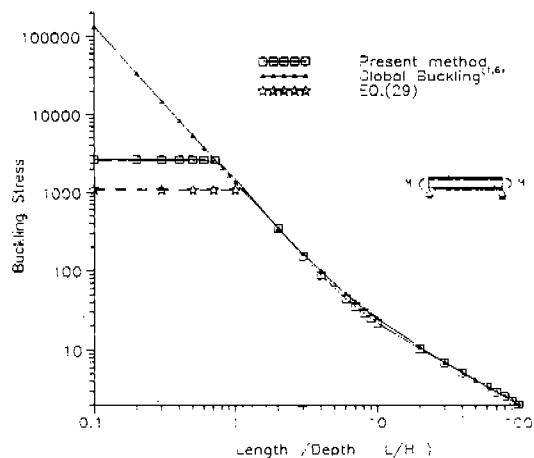


Fig.5 Buckling stresses of a simply supported column under pure bending moment ( $B/H = 0.32, T/t = 2.2$ )

$$\sigma_d = \frac{k_t \pi^2 E}{12(1-v^2)} \left( \frac{2T}{B} \right)^2 \quad (29)$$

$K_t$ 는 좌굴용력의 수정계수이며 길이가 짧은 기둥 ( $L/H \leq 3$ )에서 식 (29)는 좌굴용력을 과소평가<sup>(9)</sup>하는 것으로 사료된다.

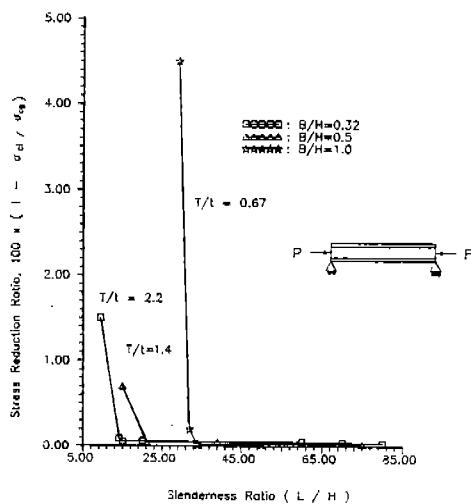


Fig.6 Local buckling effects of a simply supported column with various I-section under uni-axial loads

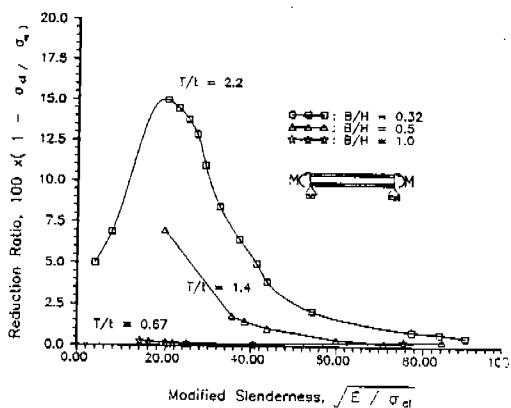


Fig.7 Local buckling effects of a simply supported column with various I-section under pure moment

#### 4.2 단면 치수에 따른 좌굴하중

Fig.7은 보멘트가 작용하는 경우에 기존 전좌굴 응력에 대한 국부좌굴응력의 감소율을 보인다. 두께비( $T/t$ )가 커지고 기둥길이가 짧아질수록 좌굴응력의 감소율이 커지고 폭비( $B/H$ )가 커질수록 응력 감소율이 작아짐을 보여준다. 그러나 축하중만 작용하는 경우는 Fig.6에서 알수 있듯이

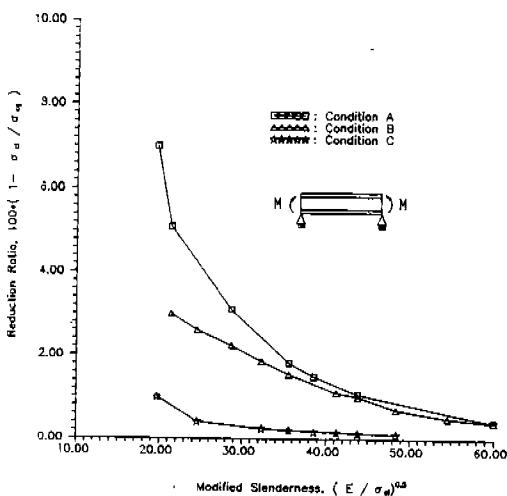


Fig.8 Local buckling effects of a column under pure bending moment and various supported condition ( $B/H=0.5$ ,  $T/t=1.4$ )

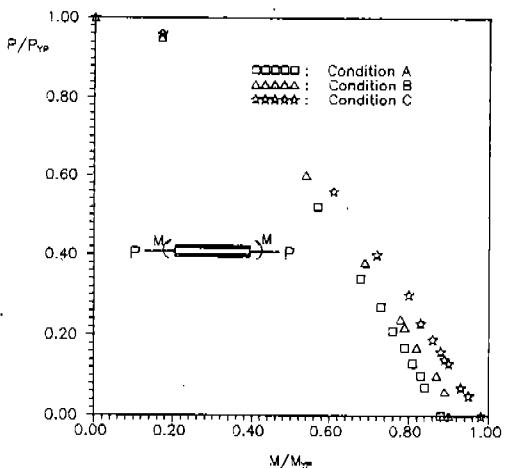


Fig.9 Interaction curves of a column under axial force and bending moment ( $B/H=0.32$ ,  $T/t=2.2$ )

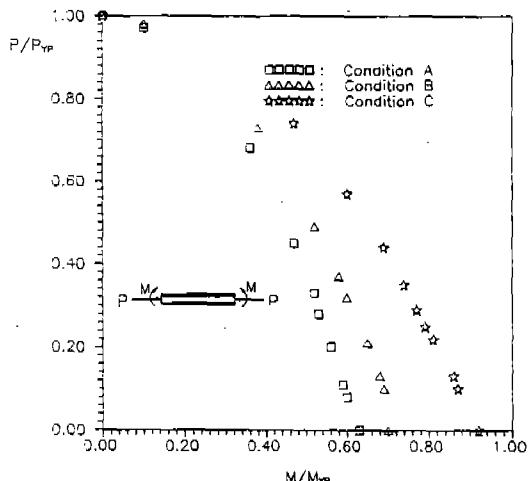


Fig.10 Interaction curves of a column under axial force and bending moment ( $B/H=0.4$ ,  $T/t=8$ )

폭비가 커짐에 따라서 좌굴용력 감소율은 커지나 두께비는 작아질수록 응력감소율이 커짐을 보여 준다. 이와 같은 특성은 I 형강의 웨브(web) 두께가 플랜지의 두께에 비하여 크게 얇아지거나 웨브의 높이가 커짐에 따라서 국부좌굴로 인한 전좌굴용력이 크게 감소함을 의미한다.

#### 4.3 양단 지지조건에 따른 영향

지지조건에 따른 I 형강 기둥의 국부좌굴 효과는 굽힘모멘트가 작용할 때 Fig.8과 같이 양단이 단순지지된 경우에 국부좌굴이 쉽게 발생하며 응력감소율이 A, B, C의 순으로 크게 나타남을 알 수 있다. 수정세장비가 50이상이 되는 장주(long column)에서는 이들 지지조건의 영향은 무시할 수 있을 정도로 작아진다.

#### 4.4 축 하중과 굽힘모멘트의 상호작용에 대한 검토

축하중과 굽힘모멘트가 동시에 작용할때의 국부좌굴효과를 Fig.9와 Fig.10에 도시하였다. 이들 그림에서  $P_y$ ,  $M_y$ 는 항복 압축하중 및 항복 굽힘모멘트를 의미한다. Fig.9는 Fig.10에 비하여 웨브두께가 두꺼운 경우로써 그림에서 알 수 있듯이 지지조건의 영향을 비교적 적게 받지만 단

순지지 조건에서 굽힘모멘트는 국부좌굴로 인하여 약 10%의 감소를 보인다. Fig.10과 같이 웨브두께가 매우 얇은 경우에는 국부좌굴의 영향이 더욱 현저하여 단순지지의 경우에 40% 정도의 굽힘모멘트 감소를 나타낸다. I 형강 기둥에 압축하중과 굽힘모멘트가 동시에 작용할 때 국부좌굴로 인한 좌굴용력 감소는 압축하중에 의한 영향보다는 굽힘모멘트에 의하여 크게 좌우됨을 Fig.9와 Fig.10의 공통적인 특성으로 부터 알 수 있다.

## 5. 결 론

I 형강의 국부좌굴 특성을 규명하기 위하여 보와 판이 복합된 유한요소로 정식화하여 해석하였으며 길이 및 단면 치수를 변화시켜 기존의 전 좌굴하중과 비교하여 국부좌굴의 영향을 검토하였다. 여러가지 지지조건에 대한 좌굴용력의 변화와 부재력의 상호작용의 영향도 검토한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 국부좌굴로 인한 좌굴용력의 감소는 압축 하중에서는 길이비가 30이하인 짧은 단주에서 현저하게 나타나지만 굽힘모멘트만 작용하는 경우에는 이 비가 60이하인 비교적 장주에서도 생긴다.
- 2) 플랜지의 두께에 비하여 웨브의 두께가 얇아지고 단면 높이가 클 수록 국부좌굴로 인한 좌굴용력 감소는 증가한다.
- 3) 수정세장비가 60 이하인 단주에서는 지지 조건에 따라서 국부좌굴의 영향이 크게 달라 지지만 그 이상에서는 지지조건의 영향을 무시 할 수 있다.
- 4) 압축하중과 굽힘 모멘트가 동시에 작용하는 경우에 국부좌굴로 인한 좌굴용력 감소는 굽힘모멘트가 축하중에 비하여 클 수록 증가한다.

## 참 고 문 헌

1. Gerard, *Introduction to Structural Stability Theory*, McGraw-Hill, London, 1962.

2. S.P. Timoshenco, K.S. Woinowsky, *Theory of Plates and Shells*, McGraw-Hill, New York, 1959.
3. J.N. Goodier, and M.V. Barton, "Effects of Web Deformation on the torsion of I Beams", Transactions of American Society of Mechanical Engineers, Vol.66, pp.A-35-40, 1944.
4. J.E. Goldberg, J.L. Bogdanoff, and W.D. Glauz, "Lateral and Torsional Buckling of Thin Walled Beams", Publications, International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol.24, pp.92-100, 1964.
5. S. Rajasekaran, and D.W. Murry, "Coupled Local Buckling in wide Flange Beam-Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, No.ST6, Proc.Paper 9774, pp.1003-1023, 1973.
6. C.P. Johnson, and K.M. Will, "Beam Buckling by Finite Element Procedure", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.100, No.ST3, Proc.Paper 10432, pp.669-685, 1974.
7. H.V. Akay, C.P. Johnson, and K.M. Will, "Local and Lateral Buckling of Beams and frames", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No.ST9, Proc.Paper 13226, pp.1821-1832, 1977.
8. G.J. Hancock, "Local Distorsional and Lateral Buckling of I Beams", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.100, No.ST11, Proc.Paper 14155, pp.2205-2222, 1978.
9. G.J. Hancock, M.A. Bradford, and N.S.Trahair, "Web Distortion and Flexural-Torsional Buckling", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.106, No.ST7, Proc. Paper 15559, pp.1557-1571, 1980.
10. M.A. Bradford, and N.S. Trahair, "Distorsional Buckling of I Beams", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.107, No.ST2, Proc.Paper 16057, pp.335-370, 1981.
11. R.S. Barsoum, and R.H. Gallagher, "Finite Element Analysis of Torsional and Torsional-Flexural Stability Problems", Internation Journal for Numerical Method in Engineering, Vol.2, No.1, 1970.
12. K.J. Bathe, *Finite Element Procedures in Engineering Analysis* Prentice-Hall, Englewood, Cliffs, New Jersey, 1987.