

T-단면 보강재로 보강된 압축판의 형상비를 고려한 좌굴계수식 제안

왕린레이¹ · 박용명^{2*} · 류위시¹ · 최병호³

¹석사과정, 부산대학교, 토목공학과, ²교수, 부산대학교, 토목공학과, ³교수, 한밭대학교, 건설환경공학과

Proposal of Buckling Coefficient Equation Considering Aspect Ratio of Compression Plates Stiffened with Tees

Wang, Linlei¹, Park, Yong Myung^{2*}, Liu, Yuxi¹, Choi, Byung Ho³

¹Graduate Student (Master Course), Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

²Professor, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

³Professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Hanbat National University, Daejeon, 34158, Korea

Abstract - This study is aimed to propose a buckling coefficient equation of longitudinally stiffened compression plates. The relevant provisions in the current AASHTO LRFD Bridge Design Specifications(article 6.11.11.2) do not reflect properly effects of the aspect ratio of the stiffened plates, thus this requires excessively larger size for the longitudinal stiffeners when the number of stiffeners is equal to or more than 3. Alternative equation in the commentary C6.11.11.2 has also shortcomings that a required level of buckling coefficient cannot be allowed because the required moment of inertia for stiffeners should be uniform regardless of the aspect ratio. An equation of buckling coefficient containing the relevant terms of the aspect ratio of plate and bending rigidity of stiffener was introduced. A series of eigenvalue analysis including the major variables was performed to estimate the validity of the derived equation for the plates stiffened with 1 to 3 stiffeners. Based on the numerical analysis results, a buckling coefficient equation is well presented by incorporating a correction factor.

Keywords - Stiffened plate, Buckling coefficient, Aspect ratio, Width-to-thickness ratio, T-section stiffener

1. 서론

박스거더의 압축플랜지와 같이 압축력을 받는 판의 좌굴강도 향상을 위해 종방향 보강재(longitudinal stiffener)가 일반적으로 설치된다. 보강재로는 편평한 판(flat plate)^[1], T형^[2] 및 U형 단면^[3] 등이 사용된다. 보강재의 휨강성(bending rigidity) EI_s (E : 강재의 탄성계수, I_s : 보강재의 단면2차 모멘트)가 증가하면 탄성좌굴강도가 증가하다가 EI_s 가 특정값에 이르면 좌굴절선(nodal line)이 형성되면서 좌굴계

수(k)는 최댓값(k_{max})에 도달하고, 그 이후에는 EI_s 가 증가하더라도 좌굴계수가 더 이상 증가하지 않는다^[1].

보강 압축판에서 보강재의 휨강성 요건은 두 가지 방안으로 생각할 수 있다. 첫 번째 방안은 좌굴절선을 형성할 수 있는 보강재 제원을 적용하는 방안^{[2],[4],[5]}이다. 이 때 좌굴계수는 k_{max} 로 고려된다. 본 방안은 보강 압축판의 형상비(aspect ratio, $\beta = a/b$, Fig. 1 참조)가 커질수록 매우 큰 제원의 보강재가 필요하다. 다른 방안은 이보다 작은 보강재를 적용하고 휨강성 크기에 따른 좌굴계수를 고려하는 방안이다. 이 경우 좌굴계수는 k_{max} 보다 작게 된다. 현재 AASHTO LRFD 교량설계기준^[6](이하 AASHTO LRFD 기준)에서는 후자의 방법을 적용하고 있다. 그리고 보강 압축판의 압축강도는 조밀(λ_p) 및 비조밀 한계세장비(λ_r)에 따라 결정되는데, 이들 한계세장비는 해당 좌굴계수로부터 정의된다. 따라서 보강판의 압축강도를 적절히 도출하기 위해서는 좌굴계수를 합리적으로 결정하는 것이 중요하다.

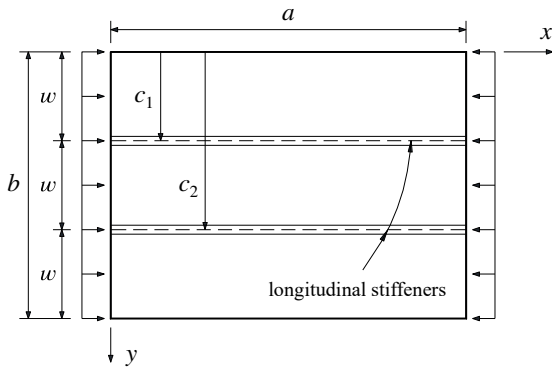
Note.-Discussion open until April 30, 2022. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on July 20, 2021; revised on August 30, 2021; approved on August 30, 2021.

Copyright © 2021 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-51-510-2350 Fax. +82-51-513-9596

E-mail. ympk@pusan.ac.kr

Fig. 1. Longitudinally stiffened plate ($n = 2$)

종래 AASHTO Standard Specifications^[7]에서 보강재 개수(n)를 5개까지 적용할 수 있는 좌굴계수식이 제시되었다. 하지만, $n \geq 3$ 일 때 보강재의 제원이 비현실적으로 커져야 하는 문제가 있어 AASHTO LRFD 기준의 본문 규정 6.11.11.2에서는 $n \leq 2$ 로 제한하고 있다. 이러한 문제의 근본적인 원인은 횡방향 보강재(transverse stiffener)의 존재를 무시함으로써 종방향 보강재가 무한히 길다고 가정하였기 때문이다. 이러한 문제점에 대한 대안으로서 AASHTO LRFD 기준의 해설부 C6.11.11.2에서는 횡방향 보강재의 간격이 압축플랜지 폭의 3배 이내이고 $n \leq 5$ 인 경우에 적용할 수 있는 좌굴계수식을 제시하고 있다. 단, 이 식은 뒤의 5장에서 제시한 바와 같이 다소의 문제점들이 있다. 한편, 국내 KDS 강구조부재 설계기준(하중저항계수설계법)^[8]은 AASHTO LRFD 기준을 근간으로 하고 있다.

전술한 바와 같이 보강 압축판의 합리적 설계를 위해서는 보강재의 휨강성 크기에 따른 좌굴계수를 적절히 산정하여야 한다. 본 연구에서는 보강판의 형상비를 고려하여 좌굴계수를 합리적으로 산정할 수 있는 방안을 제시하였다. 보강재는 박스거더교의 압축플랜지에 흔히 적용되며 횡비틀림좌굴에 유리한 T형 단면을 고려하였다. 보강재의 개수는 3개까지 고려하였으며, 압축판의 형상비, 폭-두께비 그리고 보강재의 휨강성 크기를 주요 변수로 하여 좌굴계수 평가 해석을 수행하였다.

2. 좌굴계수에 관한 설계기준

2.1 AASHTO LRFD 기준 본문 6.11.11.2

AASHTO LRFD 기준^[6]에서 보강재의 단면2차모멘트(I_s)

와 좌굴계수의 관계는 AASHTO Standard Specifications^[7]에 근거하였다. 횡방향 보강재(transverse stiffener)의 영향을 무시하고 보강재가 무한히 길다는 가정으로부터 AASHTO Standard Specifications에서 제시한 보강재의 단면2차모멘트와 좌굴계수의 관계는 다음 식 (1)과 같다.

$$I_s \geq \psi w t_f^3 \quad (1)$$

여기서,

$$\psi = 0.125k^3 \quad (n = 1) \quad (2a)$$

$$\psi = 0.07n^4k^3 \quad (n = 2, 3, 4, 5) \quad (2b)$$

그리고, n : 보강재 개수, w : 서브패널의 폭, t_f : 압축판의 두께, I_s : 압축플랜지 면에 대한 보강재의 단면2차모멘트이다.

설계기준에서는 $1.0 \leq k \leq 4.0$ 범위에서 k 값을 설정하도록 규정하고 있으며, 설정된 k 에 의해 식(1) 및 식(2)로부터 I_s 가 결정된다. 따라서, 식(1)과 식(2)로부터 좌굴계수는 다음과 같이 구해진다.

$$k = \left(\frac{8I_s}{w t_f^3} \right)^{1/3} \quad (n = 1) \quad (3a)$$

$$k = \left(\frac{I_s}{0.07n^4 w t_f^3} \right)^{1/3} \quad (n = 2, 3, 4, 5) \quad (3b)$$

그러나, $n \geq 3$ 일 때 $1.0 \leq k \leq 4.0$ 이 되기 위해서는 단면2차모멘트(I_s)와 이에 해당하는 보강재의 제원이 비현실적으로 커져야 하는 문제가 있어 AASHTO LRFD 기준의 본문 규정에서는 식 (3b)의 적용을 $n \leq 2$ 로 제한하고 있다.

2.2 AASHTO LRFD 기준 해설부 C6.11.11.2

$n \geq 3$ 일 때 본문 규정의 문제점을 보완하고자 $\beta \leq 3$ 이내 간격으로 횡방향 보강재가 설치되고 종방향 보강재와 볼트 등으로 연결하는 경우 좌굴계수식을 해설부에서 다음 식 (4)로 제시하고 있다.

$$k = \frac{(1 + \beta^2)^2 + 87.3}{(n + 1)^2 \beta^2 [1 + 0.1(n + 1)]} \leq 4.0 \quad (4)$$

여기서, $\beta (= a/b)$: 압축판의 형상비이다.

단, 식 (4)의 적용은 $n \leq 5$ 로 제한되며, 보강재의 제원은

식 (1)에서 $\psi = 8.0$ 일 때, 즉 $I_s = 8.0wt_f^3$ 이 확일적으로 적용된다. 한편 식 (4)는 서브패널의 형상비 $\alpha (= a/w)$ 가 4보다 작거나 같을 때 k 값은 약 4.0이 된다고 기술하고 있다.

3. 형상비를 고려한 좌굴계수식

Timoshenko and Gere^[9]는 Fig. 1과 같이 n 개의 보강재로 보강된 판의 변형 형상을 삼각함수로 다음과 같이 가정하였다.

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (5)$$

보강재가 비교적 유연(relatively flexible)하다고 가정하면 식 (5)의 첫 번째 항만 고려함으로써 보강판의 근사적인 좌굴강도는 에너지법으로부터 다음 식으로 유도된다^[9].

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 D}{b^2 t_f} \frac{(1 + \beta^2)^2 + 2 \sum_i^n \gamma_i \sin^2 \frac{\pi c_i}{b}}{\beta^2 \left(1 + 2 \sum_i^n \delta_i \sin^2 \frac{\pi c_i}{b} \right)} \quad (6)$$

여기서, $D = Et_f^3/12(1 - \nu^2)$: 판의 휨강성, $E (= 210,000 \text{ MPa})$: 강재의 탄성계수, $\nu (= 0.3)$: 포아송 비, b : 압축판의 폭, c_i : 각 보강재까지의 거리(Fig. 1)이며 γ_i (i 번째 보강재의 휨강성비)와 δ_i (i 번째 보강재의 단면적비)는 다음과 같다.

$$\gamma_i = \frac{EI_s}{bD} \quad (7)$$

$$\delta_i = \frac{A_l}{bt_f} \quad (8)$$

여기서, A_l : 보강재 1개의 단면적이다.

식 (6)으로부터 보강재가 등간적으로 설치되고 보강재들의 제원이 동일한 경우 좌굴계수의 유도과정은 Choi^[2] 등에 있으며 요약하면 다음과 같다. 보강재 1개의 강성비와 단면적비를 γ 와 δ 로 표기하기로 하면 식 (6)에서 sine 항들은 다음 식이 성립된다.

$$2 \sum_i^n \gamma_i \sin^2 \frac{\pi c_i}{b} = (n+1)\gamma \quad (9a)$$

$$2 \sum_i^n \delta_i \sin^2 \frac{\pi c_i}{b} = (n+1)\delta \quad (9b)$$

한편, 식 (9a)와 식 (9b)를 식 (6)에 대입하고, 식 (6)을 보강 압축판의 탄성좌굴강도식과 같게 두면,

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \frac{\pi^2 D}{b^2 t_f} \frac{(1 + \beta^2)^2 + (n+1)\gamma}{\beta^2 [1 + (n+1)\delta]} \\ &= \frac{k_f (n+1)^2 \pi^2 E}{12(1 - \nu^2) (bt_f)^2} \end{aligned} \quad (10)$$

이 성립되고, 이로부터 좌굴계수는 다음 식으로 구해진다.

$$k_f = \frac{(1 + \beta^2)^2 + (n+1)\gamma}{(n+1)^2 \beta^2 [1 + (n+1)\delta]} \quad (11)$$

Fig. 2에 식 (11)의 k_f 와 β 간의 예를 $n=2, \gamma=10.0, \delta=0.05$ 조건에 대해 예시하였다. 이로부터 k_f 의 최솟값에 대한 고려가 필요하다. 식 (11)에서 β^2 에 대한 도함수를 구하여 0으로 두면 F_{cr} 값이 최소가 되는 β_{cr} 이 다음과 같이 얻어진다.

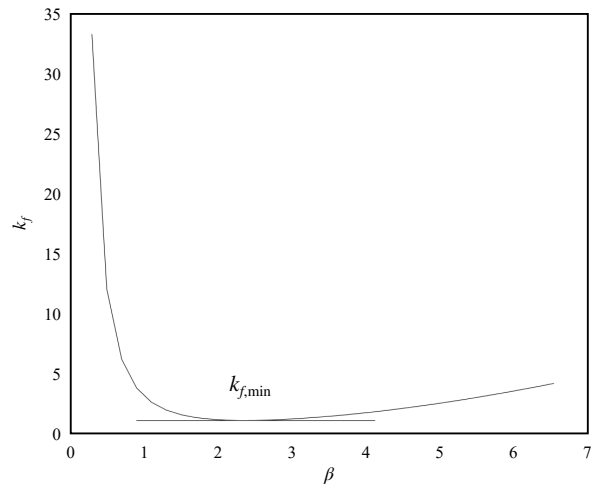


Fig. 2. Example of aspect ratio (β) vs. buckling coefficient k_f by Eq. (11)

$$\beta_{cr} = \sqrt{1 + (n+1)\gamma} \quad (12)$$

식 (12)를 식 (11)에 대입하여 정리하면 k_f 의 최솟값은 다음 식으로 구해진다.

$$k_{f,min} = \frac{2[1 + \sqrt{1 + (n+1)\gamma}]}{(n+1)^2 [1 + (n+1)\delta]} \quad (13)$$

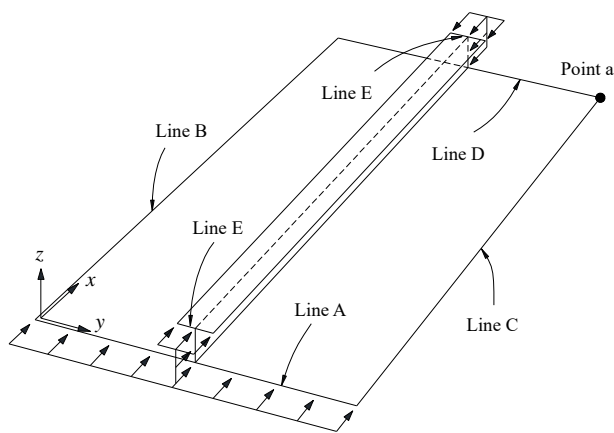
따라서 보강 압축판의 좌굴계수는 $\beta \leq \beta_{cr}$ 일 때 식 (11)로부터, $\beta > \beta_{cr}$ 일 때는 식 (13)으로부터 구할 수 있다.

단, 식 (6)은 좌굴 형상을 삼각함수의 첫번째 항만 고려한, 즉 x 축 및 y 축 방향(Fig. 1)으로 half-sine wave로 가정함에 따른 근사적인 좌굴강도식이므로 이로부터 유도된 식 (11) 및 식 (13)의 정확도를 전산해석으로 평가하고자 한다. 한편, AASHTO LRFD 기준 해설부의 식 (4)는 식 (11)에서 $(n+1)\gamma = 87.3$, $\delta = 0.1$ 로 고정함으로써 단순화한 것이다.

4. 전산해석

4.1 전산모델

보강 압축판의 좌굴계수 평가를 위한 고유치해석은 ABAQUS 프로그램^[10]으로 수행하였다. 요소는 S4R 요소를 사용하였으며, 요소의 크기는 $20\text{ mm} \times 20\text{ mm}$ 로 하였고 T형 보강재도 비슷한 크기로 분할하였다. Fig. 3에 경계조건의 예를 보였으며, 여기서 U 는 이동변위, R 은 회전변위이다. Line A에는 x 방향 이동변위(U_x)를 동일하게 적용하기 위해 ‘Coupling: kinematic’ 옵션을 적용하였다. 본 모델은 4변 모두 단순지지 조건에 해당하여 인접 패널에 의한 구속 효과를 고려하지 않으므로 안전측의 좌굴강도를 제공한다. 한편 하중은 Fig. 3에 보인 바와 같이 압축플랜지와 보강재에 단위 압축응력(1 MPa)을 재하하였다.



Location	U_x	U_y	U_z	R_x	R_y	R_z
Point a	-	fix	-	-	-	-
Line A, B, C	-	-	fix	-	-	-
Line D	fix	-	fix	-	-	-
Line E	-	-	-	fix	-	-

Fig. 3. Boundary conditions and loadings

4.2 고유치해석 및 결과

보강재 개수(n)는 3개까지 고려하였다. 변수는 보강 압축판의 형상비(β), 서브패널의 폭-두께비($\lambda_f = w/t_f$), 보강재의 휨강성비(γ)를 고려하였다. 보강 압축판의 형상비는 $\beta = 3$ 까지 고려하였다. 서브패널의 폭(w)은 600 mm 로 하였으며, 폭-두께비(λ_f)는 실제 교량에서 최소 및 최대 한계 범위로 판단되는 $20(t_f = 30\text{ mm})$ 과 $40(t_f = 15\text{ mm})$ 을 고려하였다. 보강재 개수별 판의 두께와 형상비에 따른 해석 재원을 Table 1에서 Table 3에 제시하였다. T-단면의 재원 표기는 표준 방식에 따른 것이며, 보강재의 플랜지 폭(B)은 스템 높이(H)의 1.4~1.5배로 고려하였다.

Fig. 4에 전산해석에 의한 좌굴모드 형상을 예시하였다. Tables 1-3에서 k_{FEA} 는 전산해석에서 구한 좌굴계수이다. 한편 $t_f = 30\text{ mm}$ 열에서 * 표식은 식 (4)의 AASHTO LRFD 기준의 해설부 규정 적용 시 $I_s = 8.0wt_f^3$ 에 해당하는 보강재를 의미한다. 이들 표의 k_{AASHTO} 열에서 * 표식이 없는 보강재는 AASHTO LRFD 기준^[6]의 본문 규정인 식 (3)에 의한 좌굴계수이고, * 표식이 있는 보강재는 식 (4)로부터 산정한 것이다. 한편, k_f 는 $\beta/\beta_{cr} \leq 1.0$ 일 때 식 (11), $\beta/\beta_{cr} > 1.0$ 일 때 식 (13)으로 계산한 좌굴계수이다.

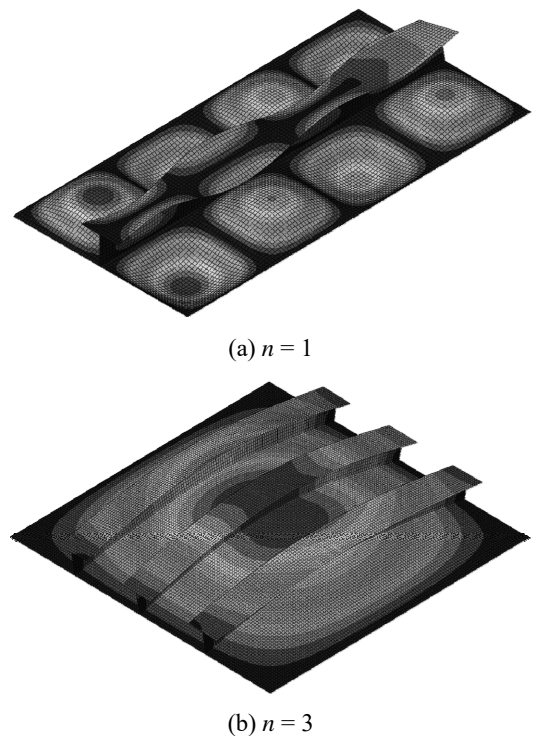


Fig. 4. Examples of buckling modes ($t_f = 30\text{ mm}$, $a = 2,400\text{ mm}$, T-175×260×15×15)

Table 1. Analysis cases and results for $n = 1$ ($w = 600$ mm, $b = 1,200$ mm)

t_f (mm)	a (mm)	Aspect ratio	T-stiffener ($H \times B \times t_w \times t_s$)	k_{FEA}	k_{AASHTO} (Eq. (3) or Eq. (4))	k_f (Eq. (11) or Eq. (13))	This study		k_{FEA}/k_{fc}
							k_{fc} (Eq. (14))	β/β_{cr}	
15	1,200	$\beta = 1.0$ $\alpha = 2.0$	55×80×5×5 65×100×6×6	2.67 3.83	1.73 2.21	2.58 4.22	1.99 2.99	0.59 0.50	1.34 1.28
	1,800	$\beta = 1.5$ $\alpha = 3.0$	65×100×6×6 80×120×7×7	2.66 3.93	2.21 2.84	2.53 4.05	2.20 3.21	0.75 0.63	1.21 1.22
	2,400	$\beta = 2.0$ $\alpha = 4.0$	70×100×6×6 90×135×8×8	2.51 3.95	2.33 3.34	2.39 3.98	2.35 3.44	0.97 0.74	1.07 1.15
	3,000	$\beta = 2.5$ $\alpha = 5.0$	75×110×6×6 95×140×8×8	2.76 3.75	2.53 3.52	2.59 3.73	2.59 3.53	1.14 0.90	1.07 1.06
	3,600	$\beta = 3.0$ $\alpha = 6.0$	95×140×8×8	3.73	3.52	3.65	3.65	1.08	1.02
30	1,200	$\beta = 1.0$ $\alpha = 2.0$	100×150×8×8 125×180×10×10	2.60 3.78	1.86 2.48	2.90 5.35	2.18 3.64	0.56 0.46	1.19 1.04
	1,800	$\beta = 1.5$ $\alpha = 3.0$	110×160×9×9 150×215×12×12	2.31 3.91**	2.11 3.16	2.30 4.83	2.03 3.69	0.78 0.58	1.14 1.06
	2,400	$\beta = 2.0$ $\alpha = 4.0$	120×180×10×10	2.41	2.41	2.37	2.30	0.95	1.05
			150×215×12×12	3.24	3.16	3.45	3.04	0.78	1.07
			160×240×14×14	3.76	3.58	4.22	3.55	0.71	1.06
			175×260×15×15*	3.96**	5.85(4.0)*	5.21	4.21(4.0)	0.65	0.99
	3,000	$\beta = 2.5$ $\alpha = 5.0$	125×185×11×11 175×260×15×15*	2.61 3.81	2.57 4.66(4.0)*	2.50 4.15	2.50 3.75	1.13 0.81	1.04 1.02
	3,600	$\beta = 3.0$ $\alpha = 6.0$	160×240×14×14 175×260×15×15*	3.41 3.70	3.58 4.34(4.0)*	3.46 3.86	3.46 3.82	1.06 0.98	0.99 0.97

*T-stiffener when $I_s = 8.0wt_f^3$ and buckling coefficient k calculated from Eq. (4)

**Nodal line was formed.

Table 2. Analysis cases and results for $n = 2$ ($w = 600$ mm, $b = 1,800$ mm)

t_f (mm)	a (mm)	Aspect ratio	T-stiffener ($H \times B \times t_w \times t_s$)	k_{FEA}	k_{AASHTO} (Eq. (3) or Eq. (4))	k_f (Eq. (11) or Eq. (13))	This study		k_{FEA}/k_{fc}
							k_{fc} (Eq. (14))	β/β_{cr}	
15	1,200	$\beta = 0.67$ $\alpha = 2.0$	60×85×5×5 70×105×6×6	2.61 3.96	0.91 1.14	2.59 4.53	1.87 3.10	0.37 0.32	1.40 1.28
	1,800	$\beta = 1.0$ $\alpha = 3.0$	70×105×6×6 85×125×7×7	2.30 3.72	1.14 1.45	2.20 3.96	1.72 2.93	0.48 0.40	1.34 1.27
	2,400	$\beta = 1.33$ $\alpha = 4.0$	85×125×7×7 100×145×8×8	2.46 3.70	1.45 1.78	2.43 3.95	1.97 3.05	0.54 0.46	1.25 1.21
	3,600	$\beta = 2.0$ $\alpha = 6.0$	90×130×8×8 105×150×9×9	1.79 2.46	1.59 1.93	1.74 2.52	1.58 2.18	0.75 0.65	1.13 1.13
	5,400	$\beta = 3.0$ $\alpha = 9.0$	95×140×8×8 115×170×10×10	1.66 2.13	1.69 2.21	1.62 2.19	1.62 2.10	1.08 0.88	1.02 1.01
30	1,200	$\beta = 0.67$ $\alpha = 2.0$	100×150×8×8 125×180×10×10	2.20 3.46	0.90 1.20	2.47 4.94	1.78 3.33	0.38 0.31	1.24 1.04

Table 2. (Continued)

t_f (mm)	a (mm)	Aspect ratio	T-stiffener ($H \times B \times t_w \times t_s$)	k_{FEA}	k_{AASHTO} (Eq. (3) or Eq. (4))	k_f (Eq. (11) or Eq. (13))	This study		k_{FEA}/k_{fc}
							k_{fc} (Eq. (14))	β/β_{cr}	
30	1,800	$\beta = 1.0$	115×165×10×10	1.89	1.10	1.94	1.53	0.49	1.24
		$\alpha = 3.0$	150×220×13×13	3.52	1.57	4.52	3.28	0.38	1.07
	2,400	$\beta = 1.33$ $\alpha = 4.0$	145×210×12×12	2.21	1.47	2.38	1.93	0.53	1.15
			165×245×14×14	3.04	1.78	3.64	2.82	0.46	1.08
			175×260×15×15*	3.49	4.57(4.0)*	4.41	3.34	0.43	1.04
	3,600	$\beta = 2.0$ $\alpha = 6.0$	150×220×13×13	1.57	1.57	1.59	1.45	0.76	1.08
			175×260×15×15*	2.11	2.40*	2.32	2.01	0.65	1.05
	5,400	$\beta = 3.0$ $\alpha = 9.0$	160×240×14×14	1.53	1.73	1.54	1.54	1.06	0.99
			190×280×16×16	1.81	2.13	1.93	1.86	0.91	0.97

*T-stiffener when $I_s = 8.0wt_f^3$ and buckling coefficient k calculated from Eq. (4)Table 3. Analysis cases and results for $n = 3$ ($w = 600$ mm, $b = 2,400$ mm)

t_f (mm)	a (mm)	Aspect ratio	T-stiffener ($H \times B \times t_w \times t_s$)	k_{FEA}	k_{AASHTO} (Eq. (3) or Eq. (4))	k_f (Eq. (11) or Eq. (13))	This study		k_{FEA}/k_{fc}
							k_{fc} (Eq. (14))	β/β_{cr}	
15	1,200	$\beta = 0.5$	60×85×5×5	2.50	0.53	2.47	1.80	0.28	1.39
		$\alpha = 2.0$	70×105×6×6	3.88	0.66	4.41	3.09	0.24	1.26
	1,800	$\beta = 0.75$	70×105×6×6	2.14	0.66	2.05	1.59	0.36	1.35
		$\alpha = 3.0$	85×125×7×7	3.57	0.84	3.81	2.83	0.30	1.26
	2,400	$\beta = 1.0$	85×125×7×7	2.26	0.84	2.23	1.78	0.40	1.27
		$\alpha = 4.0$	100×150×8×8	3.56	1.05	3.85	2.95	0.34	1.21
	3,600	$\beta = 1.5$	90×130×8×8	1.44	0.93	1.40	1.21	0.56	1.19
		$\alpha = 6.0$	110×160×9×9	2.38	1.19	2.50	2.07	0.47	1.15
	5,400	$\beta = 2.25$	100×145×8×8	1.09	1.04	1.08	1.01	0.78	1.08
		$\alpha = 9.0$	120×180×10×10	1.66	1.35	1.77	1.58	0.64	1.05
	7,200	$\beta = 3.0$	100×145×8×8	0.98	1.04	0.97	0.97	1.04	1.01
		$\alpha = 12.0$	120×180×10×10	1.28	1.35	1.33	1.27	0.85	1.01
30	1,200	$\beta = 0.5$	100×150×8×8	2.09	0.52	2.35	1.71	0.28	1.22
		$\alpha = 2.0$	125×180×10×10	3.38	0.70	4.82	3.34	0.23	1.01
	1,800	$\beta = 0.75$	120×180×10×10	1.93	0.67	2.06	1.59	0.35	1.21
		$\alpha = 3.0$	150×220×13×13	3.38	0.91	4.39	3.20	0.28	1.06
	2,400	$\beta = 1.0$ $\alpha = 4.0$	145×210×12×12	2.01	0.86	2.20	1.74	0.40	1.16
			170×250×14×14	3.01	1.06	3.73	2.85	0.34	1.06
			175×260×15×15*	3.30	4.08(4.0)*	4.24	3.20	0.33	1.03
	3,600	$\beta = 1.5$ $\alpha = 6.0$	150×220×13×13	1.25	0.91	1.28	1.11	0.57	1.13
			175×260×15×15*	1.80	1.94*	2.02	1.69	0.49	1.07
	5,400	$\beta = 2.25$ $\alpha = 9.0$	160×240×14×14	0.93	1.00	0.95	0.89	0.80	1.04
			190×280×16×16	1.25	1.24	1.37	1.24	0.68	1.01
	7,200	$\beta = 3.0$ $\alpha = 12.0$	160×240×14×14	0.86	1.00	0.86	0.86	1.06	1.00
			190×280×16×16	1.03	1.24	1.08	1.06	0.91	0.97

*T-stiffener dimension when $I_s = 8.0wt_f^3$ and buckling coefficient k calculated from Eq. (4)

4.3 현재 기준의 문제점 분석

Tables 1-3에서 $t_f = 30$ mm일 때 서브패널의 형상비(α)에 따른 $k_{FEA}/k_{Eq.(3)}$ 의 비를 Fig. 5에 예시하였다. 이로부터 α 가 감소할수록 AASHTO LRFD 본문 기준의 식 (3)은 좌굴계수를 보수적으로 평가함을 보여준다. 또한 $\alpha = 4.0$ 일 때 $n = 1$ 은 약 1.06배, $n = 2$ 는 1.64배, $n = 3$ 은 2.7배 보수적으로 평가한다. 따라서 식 (3)은 보강재 개수가 증가할수록 좌굴계수를 보수적으로 평가하며, 이로 인해 현재 AASHTO LRFD 본문 기준은 $n \leq 2$ 로 제한하고 있다.

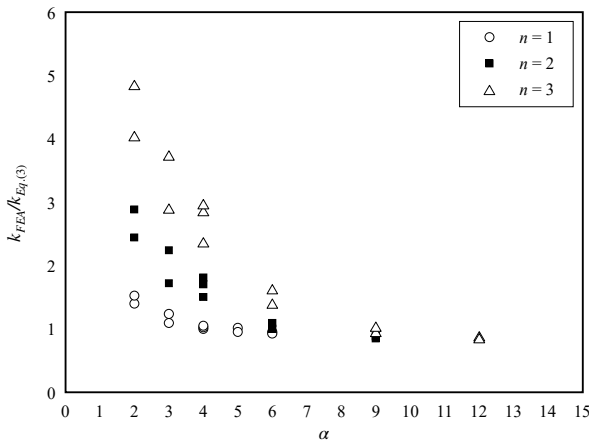


Fig. 5. α (subpanel aspect ratio) vs. $k_{FEA}/k_{Eq.(3)}$

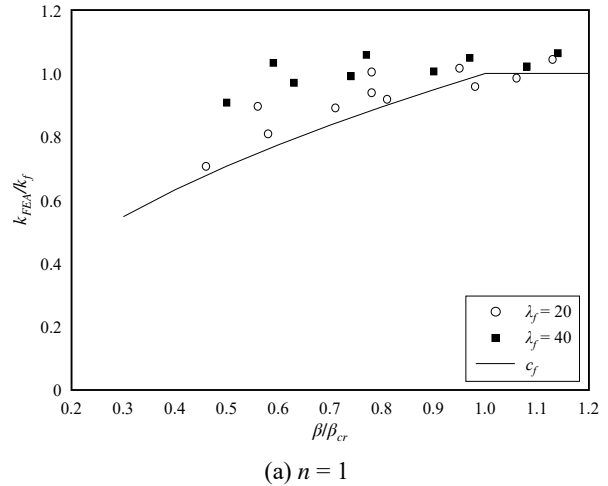
Tables 1-3에서 $t_f = 30$ mm일 때 AASHTO LRFD 해설부 규정의 식 (4)에 따라 결정된 보강재 단면($T-175 \times 260 \times 15 \times 15$) 적용 시 $\alpha = 4.0$ 에서 k_{FEA} 가 각각 3.96, 3.49, 3.30으로 얻어졌다. 표들로부터 α 가 4.0보다 작을수록 동등한 수준의 좌굴계수에 상응하는 보강재 제원이 감소될 수 있음을 알 수 있으나, 식 (4)의 적용 시 보강재의 단면 2차모멘트를 $I_s = 8.0wt_f^3$ 으로 고정함에 따라 이러한 여지가 허용되지 않는다. 더욱이 식 (4)는 형상비를 감안하여 희망하는 k 값에 해당하는 보강재 제원을 적용하는 것이 불가능한 한계가 있다.

5. 좌굴계수식의 제안

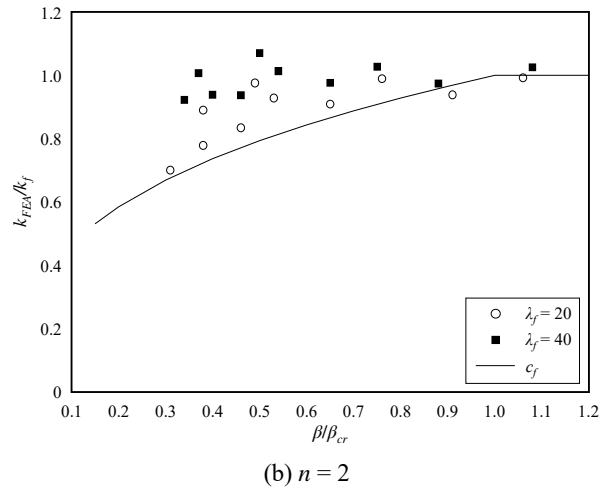
5.1 k_{FEA} 와 k_f 의 비교

$\beta/\beta_{cr} \leq 1.0$ 일 때 전산해석에 의한 k_{FEA} 대비 식 (11)의 k_f 와의 비와 $\beta/\beta_{cr} > 1.0$ 일 때에는 식 (13)에 의한 $k_{f,min}$ 과의 비를 Fig. 6에 제시하였다. 이로부터 $\beta/\beta_{cr} > 1.0$ 일 때 판의 세

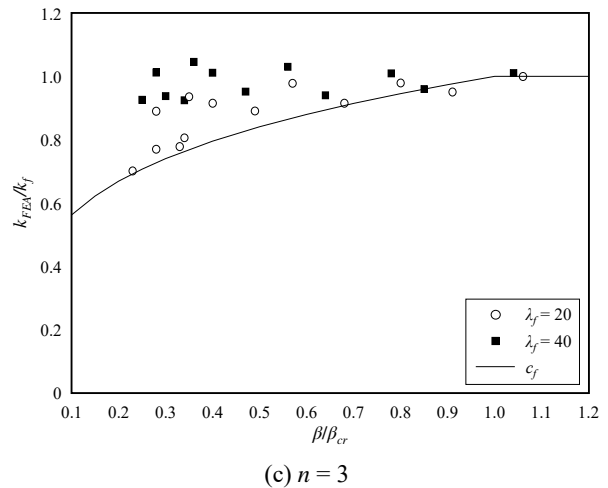
장비에 관계없이 $k_{FEA}/k_{f,min}$ 이 1.0에 가까운 값을 보인다. 반면, $\beta/\beta_{cr} \leq 1.0$ 범위에서는 β/β_{cr} 이 감소할수록 k_{FEA}/k_f 가 대다수의 경우 1.0보다 작은 값을 보이며, 이러한 경향은 판의 폭-두께비가 작을 때 두드러진다.



(a) $n = 1$



(b) $n = 2$



(c) $n = 3$

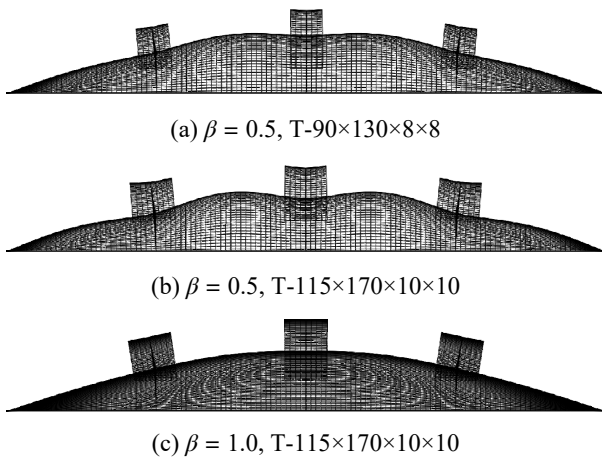
Fig. 6. k_{FEA}/k_f vs. β/β_{cr}

Table 4. Comparison of k_{FEA}/k_f ($n = 3$, $\lambda_f = 20$, $t_f = 30$ mm)

Aspect ratio	T-stiffener	γ	β/β_{cr}	k_{FEA}	k_f (Eq. (11))	k_{FEA}/k_f
$\beta = 0.5$ ($a = 1,200$ mm)	T-90×130×8×8	1.54	0.31	1.73	1.77	0.98
	T-115×170×10×10	4.12	0.24	2.98	3.91	0.76
$\beta = 1.0$ ($a = 2,400$ mm)	T-115×170×10×10	4.12	0.49	1.16	1.11	1.05

원인 분석을 위해 Table 4에 $n = 3$, $t_f = 30$ mm($\lambda_f = 20$)일 때 보강재 제원과 형상비에 따른 k_{FEA}/k_f 를 비교하였다. 먼저 $\beta = 0.5$ 일 때 T-90×130×8×8 보강재를 적용한 경우 $k_{FEA}/k_f = 0.98$ 이고 T-115×170×10×10 보강재를 적용한 경우 $k_{FEA}/k_f = 0.76$ 으로 보강재의 강성이 증가함에 따라 오차가 증가한다. 한편, T-115×170×10×10 보강재를 적용한 경우 $\beta = 0.5$ 일 때 $k_{FEA}/k_f = 0.76$, $\beta = 1.0$ 일 때 $k_{FEA}/k_f = 1.05$ 로서 형상비가 감소함에 따라 오차가 증가한다. 결국 두 경우 모두 β/β_{cr} 이 감소함에 따라 식 (11)의 k_f 식은 오차가 증가한다.

이러한 원인은 식 (6)이 판의 변형 형상을 x 축 및 y 축 방향으로 half-sine wave 형태로 가정하여, 즉 식 (5)에서 첫 번째 항($m = 1$, $n = 1$)만 고려하여 유도된 근사식이기 때문이다. 실제로는 보강재의 지지 효과로 인해 판의 면외 좌굴 형상은, 특히 y 축 방향으로 half-sine wave와는 차이를 보이게 된다. 변형 정도의 차이는 Fig. 7에 보인 바와 같이 β 가 고정된 경우 보강재의 강성이 클수록, 그리고 동일 제원의 보강재가 적용된 경우 형상비(β)가 감소할수록 증가한다. 따라서 β/β_{cr} 이 감소할수록 식 (11)의 오차가 증가하는 결과를 보이며, 판의 폭-두께비가 작을수록 그 정도가 증가하는 것으로 나타났다.

**Fig. 7.** Example of deformed shape

5.2 좌굴계수식의 보정 및 제안

Fig. 6는 $\beta/\beta_{cr} \leq 1.0$ 일 때, 특히 판의 폭-두께비(λ_f)가 작을 때 식 (11)의 보정이 필요함을 보여준다. 보정계수의 도출은 $\lambda_f = 20.0$ 을 기준으로 하였다. 그 이유는 실무적으로 교량구조에서 보강 압축판의 최소 폭-두께비로 판단되기 때문이며, λ_f 가 이보다 큰 경우에는 아래에 제시할 보정계수의 적용 시 안전측의 좌굴계수를 제공할 것이기 때문이다. 보정계수의 유도는 β/β_{cr} 과 보강재 개수(n)를 변수로 하여 $\lambda_f = 20.0$ 일 때 k_{FEA}/k_f 의 하한치를 포괄하는 곡선접합으로부터 도출하였다. 이로부터 $\beta/\beta_{cr} \leq 1.0$ 일 때 보정계수(c_f)를 다음과 같이 제시한다.

- $\beta/\beta_{cr} \leq 1.0$ 일 때:

$$k_{fc} = \frac{(1 + \beta^2)^2 + (n + 1)\gamma}{(n + 1)^2 \beta^2 [1 + (n + 1)\delta]} \cdot c_f \quad (14a)$$

여기서, $c_f = \left(\frac{\beta}{\beta_{cr}}\right)^{\frac{1}{n+1}}$

- $\beta/\beta_{cr} > 1.0$ 일 때:

$$k_{fc} = \frac{2[1 + \sqrt{1 + (n + 1)\gamma}]}{(n + 1)^2 [1 + (n + 1)\delta]} \quad (14b)$$

보강재 개수별 보정계수(c_f)를 Fig. 6(a) - Fig. 6(c)에 도시하였고 Tables 1-3에 식 (14)에 의한 k_{fc} 를 제시하였다. 이로부터 대부분의 경우 $k_{FEA}/k_{fc} \geq 1.0$ 으로 안전측의 좌굴계수를 예측하므로 실무에 적용 가능할 것으로 판단된다.

6. 결 론

강박스거더교와 같이 압축력을 받는 판에 설치되는 종방향 보강재의 설계 시 현재 AASHTO LRFD 기준의 문제점

을 분석하고, 보강재의 합리적 설계방안에 대해 연구하였다. 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) AASHTO LRFD 기준의 본문 6.11.11.2에서 제시된 식 (3)은 횡방향 보강재의 존재를 고려하지 않고 종방향 보강재가 무한히 길다고 가정함에 따라 보강 압축판의 형상비(β)가 작을수록, 그리고 보강재 개수(n)가 증가할수록 보강재 제원이 과도하게 커져야 하는 문제점이 고유치해석으로부터 확인되었다. 이로 인해 $n \leq 2$ 로 제한하고 있어 압축플랜지 폭이 큰 교량의 경우 설계 시 어려움이 있다.
- (2) AASHTO LRFD 기준 해설부 C6.11.11.2에서는 보강재 개수 5개까지 적용 가능한 좌굴계수식으로 식 (4)를 제시하고 있다. 하지만 이 식은 보강재의 단면2차모멘트를 $I_s = 8.0wt_f^3$ 으로 획일적으로 규정함에 따라 서브패널의 형상비(α)가 4.0보다 작은 경우 불필요하게 큰 제원의 보강재가 적용된다. 더욱이, 형상비를 감안하여 원하는 크기의 좌굴계수에 해당하는 보강재의 제원을 적용할 수 없는 한계가 있다.
- (3) 보강 압축판의 형상비(β)와 보강재의 제원 변화에 따른 좌굴계수를 합리적으로 결정하고자 식 (11)을 적용하였다. 단, 이 식은 좌굴 형상을 sine 함수의 첫 번째 항만을 고려한 근사식이므로 형상비(β)와 폭-두께비(λ_f) 변수를 포함하여 $1 \leq n \leq 3$ 에 대해 좌굴계수 평가를 위한 고유치해석을 수행하였다. 이로부터 형상비(β)가 식 (12)의 한계형상비(β_{cr})보다 작은 경우에는 수정계수(c_f)를 고려한 좌굴계수(k_{fc})를 식 (14)로 제안하였다.

제안한 좌굴계수식이 보강 압축판의 압축강도를 적절하게 평가하는지 여부는 비선형해석에 의한 후속 연구에서 검증하고자 한다.

요 약 : 본 연구는 종방향 보강재로 보강된 압축판의 좌굴계수식을 제안하기 위함이다. 좌굴계수 산정에 적용되는 현재 AASHTO LRFD 교량설계기준(본문 6.11.11.2 규정)에 의하면 보강판의 형상비를 고려하지 않음으로 인해 보강재 개수가 3개 이상일 때 보강재 제원이 과도하게 커지게 된다. 한편, 해설부 C6.11.11.2에 제시된 대안 식은 형상비에 관계없이 보강재의 단면2차모멘트 크기를 획일적으로 규정함에 따라 희망하는 수준의 좌굴계수가 허용되지 않는 문제점이 있다. 이에 판의 형상비와 보강재의 휨강성을 변수로 하는 좌굴계수식을 유도하였다. 이 식의 타당성을 평가하기 위해 보강재 1~3개의 보강판에 대해 주요 변수를 포함한 고유치해석을 수행하였다. 수치해석 결과로부터 수정계수를 반영한 합리적인 좌굴계수식을 제안하였다.

핵심용어 : 보강판, 좌굴계수, 형상비, 폭-두께비, T-단면 보강재

감사의 글

이 논문은 부산대학교 기본연구지원사업(2년)에 의하여 연구되었음.

참고문헌(References)

- [1] Kim, K.-S. (2013) Local Buckling Behaviors of Flat-Type Stiffeners in Stiffened Plate System, *Journal of the Korea Academia-Industrial cooperation Society*, KAIS, Vol.14, No.12, pp.6521-6526 (in Korean).
- [2] Choi, B.-H. (2002) *Design Requirements for Longitudinal Stiffeners for Horizontally Curved Box Girders*, Ph.D. Dissertation, Auburn University, USA.
- [3] Shin, D.K., Le, V.A., and Kim, K. (2013) In-Plane Ultimate Compressive Strengths of HPS Deck Panel System Stiffened with U-Shaped Ribs, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol.63, No.2, pp.70-81.
- [4] Narayanan, R. (Ed.) (1983) *Plated Structures: Stability and Strength*, Applied Science Publishers, London, UK.
- [5] Yoo, C.H., Choi, B.H., and Ford, E.M. (2001) Stiffness Requirements for Longitudinally Stiffened Box-Girder Flanges, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.127, No.6, pp.705-711.
- [6] American Association of State Highway and Transportation Officials (2020) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9th Ed.), USA.
- [7] American Association of State Highway and Transportation Officials (2002) *Standard Specifications for Highway Bridges* (17th Ed.), USA.
- [8] Ministry of Land, Infrastructure and Transport (2017) *Design Standard of Steel Structural Members* (KDS 14 31 10: 2017), Korea (in Korean).
- [9] Timoshenko, S.P., and Gere, J.M. (1961) *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, USA.
- [10] Dassault Systèmes Simulia Corp. (2010) *Abaqus Analysis User's Manual, Ver. 6.14*, DSS, USA.