

# 플레이트 거더의 수평보강재 필요 강성에 관한 해석적 연구

이건준<sup>1</sup> · 박용명<sup>2\*</sup> · 김병준<sup>3</sup> · 박찬희<sup>4</sup>

<sup>1</sup>박사과정, 부산대학교, 토목공학과, <sup>2</sup>교수, 부산대학교, 토목공학과, <sup>3</sup>석사과정, 부산대학교, 토목공학과,  
<sup>4</sup>공학박사, POSCO Global R&D Center

## Numerical Study on Required Stiffness of Longitudinal Stiffener in Plate Girders

Lee, Kun Joon<sup>1</sup>, Park, Yong Myung<sup>2\*</sup>, Kim, Byeong Jun<sup>3</sup>, Park, Chan Hee<sup>4</sup>

<sup>1</sup>Ph.D. student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

<sup>2</sup>Professor, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

<sup>3</sup>M.Sc. student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

<sup>4</sup>Ph.D., POSCO Global R&D Center, 21985, Korea

**Abstract** - A numerical study on required stiffness of the longitudinal stiffener in the webs stiffened with flat plate at one-side of the web was conducted. The longitudinal stiffeners are commonly placed around  $0.2D$ , i.e.,  $1/5$  the web depth due to fabrication convenience although most plate girders for bridges are unsymmetric section. Considering asymmetry of section, aspect ratio of web and the rigidity ratio of longitudinal stiffener( $\gamma^*$ ), eigenvalue analysis were performed to evaluate the buckling strength for the webs with a stiffener located at  $0.16D \sim 0.24D$ . Based on the parametric analysis, the required stiffness of the longitudinal stiffener to satisfy the buckling strength specified in AASHTO LRFD specifications was presented.

**Keywords** - Stiffened web, Buckling strength, Unsymmetric girder, Longitudinal stiffener, Required stiffness

### 1. 서론

교량의 주거더는 일반적으로 휨모멘트가 설계를 지배하므로 가급적 웹를 얇게 하는 것이 경제적이다. 이 때 휨압축에 의한 웹의 탄성좌굴을 방지하고 종국 좌굴강도를 증가시키기 위해 Fig. 1과 같은 편평한 판(flat plate) 형상의 수평보강재를 웹의 한쪽에 설치하는 방식이 주로 사용되고 있다.

일찍이 Rockey<sup>[1]</sup>는 대칭 거더에서 수평보강재의 최적 위치는 압축플랜지로부터 웹 높이의  $0.2D$  위치임을 제시하

였다. 한편, 수평보강재의 최적 위치 및 필요 강성에 관한 연구는 Azhari와 Bradford<sup>[2]</sup>, Alinia와 Moosavi<sup>[3]</sup>, Maiorana 등<sup>[4]</sup>, Issa-El-Khoury 등<sup>[5]</sup>에 의해 수행되었다. 특히, Alinia와 Moosavi는 웹의 형상비가 1.0보다 큰 경우 AASHTO LRFD 기준<sup>[6]</sup>의 수평보강재 강성 기준이 지나치게 안전측임을 해석적 연구로부터 제시하였다. 이에 대해서는 이미 Galambos<sup>[7]</sup>도 연구가 필요하다고 지적한 바 있다. 한편, 보강거더의 좌굴강도에 대한 연구로서 Frank and Helwig<sup>[8]</sup>는 수평보강재의 위치에 따라  $d_s/D_c \geq 0.4$ 인 경우와  $d_s/D_c < 0.4$ 인 경우로 구분하여 웹 좌굴계수를 제안하였다(여기서,  $d_s$ : 압축플랜지로부터 보강재까지의 거리,  $D_c$ : 압축측 웹의 높이). 이는 현재까지 AASHTO LRFD 기준<sup>[9]</sup>에 채택되고 있으며 상세한 사항은 2장에 제시하였다. 국내에서는 Yoon과 Kim<sup>[10]</sup>이 대칭 거더에서 수평보강재의 강성에 따른 연성비(ductility ratio)를 분석하였으며 보강 웹브가 조밀 웹브(compact web)가 되기 위한 조건을 제안한 바 있다.

Note.-Discussion open until August 31, 2016. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on December 23, 2015; revised January 14, 2016; approved on January 21, 2016.

Copyright © 2016 by Korean Society of Steel Construction

\*Corresponding author.

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

E-mail. ympk@pusan.ac.kr

그동안 수평보강재의 최적 위치 및 필요 강성에 관한 기존 연구들은 이축대칭 거더에 대해 대부분 수행되었다. 하지만 실제 교량용 플레이트 거더는 단면의 최적화를 위해 각 구간 별로 상·하 플랜지의 제원이 변하므로 대부분 비대칭 거더가 된다. 본 논문의 4장에서 제시한 바와 같이 최대 좌굴강도가 얻어지는 보강재의 위치는 단면의 비대칭성에 관계없이  $d_s = 0.4D_c$ 이다. 즉, 최대 좌굴강도가 얻어지는 수평보강재의 위치는 비대칭 단면에서는  $0.2D$ 로부터 이동된다. 하지만, 실무에서는 제작성을 감안하여 수평보강재를 통상  $0.2D$  부근에 일률적으로 설치하고 있다. 수평보강재는 휨압축 좌굴의 nodal line을 형성하여야 하므로 적절한 강성을 가져야 한다. 현재 설계기준들에서는 수평보강재의 필요 강성 (required stiffness)을 웹 높이( $D$ ), 웹두께( $t_w$ ) 그리고 수직보강재 간격( $d_o$ )과 웹 높이의 비, 즉 웹의 형상비 (aspect ratio,  $\alpha = d_o/D$ ) 변수로 정의하고 있다. 하지만 각 국마다 수평보강재의 필요 강성에 대한 기준이 다르고 단면의 비대칭성을 고려한 연구는 부족한 것으로 보인다.

본 연구에서는 대칭 및 비대칭 거더에서 수평보강재의 필

요 강성에 대한 해석적 연구를 수행하였다. 해석에서 고려한 변수는 비대칭 비( $D_c/D$ ), 형상비( $\alpha$ ), 보강재의 위치 비 ( $d_s/D_c$ )와 보강재의 강성비( $\gamma^*$ )이다. 보강재의 강성비는 보강재와 웹의 휨강도 비로서 다음 식으로 정의하였다.

$$\gamma^* = \frac{EI_s}{d_o D_{plate}} \tag{1}$$

여기서,  $E$ : 강재의 탄성계수(=205 GPa),  $I_s$ : Fig. 1(a)에 보인 바와 같이 수평보강재와 웹의  $18t_w$  부분을 포함한 T-형 유효단면(빛금친 부분)의 단면2차모멘트( $mm^4$ ),  $D_{plate}$ : 웹 판의 휨강도(= $Et_w^3/12(1-\nu^2)$ ),  $\nu$ : 강재의 포아송 비(=0.3)이다.

본 연구에서는 Fig. 1과 같이 일반적으로 사용되는 판형상(flat plate) 보강재가 한쪽에만 설치되는 경우를 고려하였다. 상기 변수들을 고려한 고유치 해석으로부터 좌굴계수를 구하고 이를 AASHTO LRFD 기준의 좌굴계수와 비교하였다. 실무 측면에서 수평보강재의 위치가  $0.2D$  부근에 설치됨을 감안하여 해석에서 고려한 경우들 중에  $0.16D \sim 0.24D$  범위에 대해 수평보강재의 필요 강성에 대해 분석하였다. 참고로 국내 도로교 한계상태설계기준<sup>[11]</sup>은 AASHTO LRFD 기준을 근간으로 하므로 본 연구에서는 이러한 실정을 감안하여 주로 AASHTO LRFD 기준에 대해 검토하였다.

## 2. 설계 기준

### 2.1 수평보강재 필요 강성에 대한 기준

#### 2.1.1 AASHTO LRFD 기준

AASHTO LRFD 기준<sup>[9]</sup> 및 국내 한계상태설계기준<sup>[11]</sup>에서는 수평보강재의 국부좌굴을 억제하기 위해 보강재의 폭-두께비를 다음 식으로 제한하고 있다.

$$b_s \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \tag{2}$$

여기서,  $b_s$ : 수평보강재의 폭

$t_s$ : 수평보강재의 두께

$F_{ys}$ : 수평보강재의 항복강도

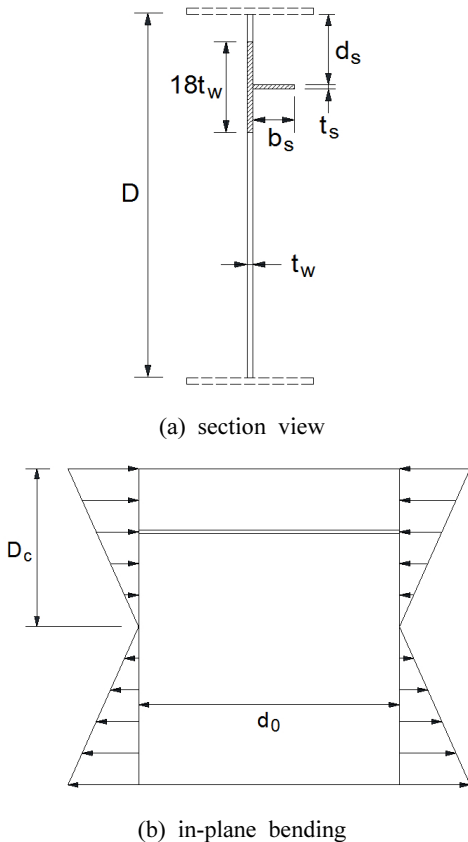


Fig. 1. Stiffened web under bending and effective section of stiffener

또한, 보강재가 복부판의 휨변형을 억제하기 위한 강성에 대한 요건으로 웨브의  $18t_w$ 를 포함하는 T-형 유효단면(Fig. 1의 빗금친 부분)의 필요 단면2차모멘트를 다음 식으로 제시하고 있다.

$$I_f \geq Dt_w^3 \left[ 2.4 \left( \frac{d_0}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \quad (3)$$

여기서,  $I_f$  : 유효단면의 단면2차모멘트

$d_0$  : 수직보강재의 간격

$\beta$  : 곡선거더에 설치되는 수평보강재의 곡률 보정 계수(직선 거더=1.0)

한편, 수평보강재가 횡좌굴을 일으키지 않고 축방향 압축력에 저항하기 위한 강성을 갖도록 단면회전반경에 대한 규정을 다음과 같이 제시하고 있다.

$$r \geq \frac{0.16d_0 \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}}{\sqrt{1 - 0.6 \frac{F_{yc}}{R_h F_{ys}}}} \quad (4)$$

여기서,  $r$  : 유효단면의 회전반경

$F_{yc}$  : 압축플랜지의 항복강도

$R_h$  : 하이브리드 계수

### 2.1.2 도로교설계기준-허용응력설계법<sup>[12]</sup>

수평보강재의 단면2차모멘트는 다음 식으로 구한 값 이상이어야 한다.

$$I_{f1} = \frac{Dt_w^3}{10.92} \cdot 30 \left[ \frac{d_0}{D} \right] \quad (5)$$

단, 국내 기준은 수평보강재가 Fig. 1과 같이 웨브의 한쪽에만 설치되는 경우 웨브와의 접합면에 대한 단면2차모멘트로 고려하며, 이를 구분하기 위해  $I_{f1}$ 으로 표기하였다. 일반적으로  $I_{f1}(=t_s I_s^3/3)$ 은 Fig. 1의 유효단면에 대한 단면2차모멘트( $I_f$ ) 보다 크게 산출된다.

### 2.1.3 Alinia와 Moosavi 제안 강성

앞의 서론에서 언급한 바와 같이 Alinia와 Moosavi<sup>[3]</sup>는

AASHTO LRFD 기준의 식 (3)은 형상비가 1.0보다 큰 경우 수평보강재의 필요 강성이 지나치게 안전측이라고 지적하면서 이들은 필요 단면2차모멘트를 다음과 같이 제안하였다.

$$I_f \geq Dt_w^3 \left[ 2.06 \left( \frac{d_0}{D} \right) - 0.61 \right] \quad (6)$$

## 2.2 보강 웨브의 좌굴강도 : AASHTO LRFD 기준

전술한 바와 같이 AASHTO LRFD 기준에서 수평보강재로 보강된 웨브의 좌굴강도는 Frank와 Helwig<sup>[8]</sup>의 연구를 수용한 것이다. 이들은 웨브의 상·하단을 단순지지 조건으로 고려하고  $d_s/D_c$  변수에 대해 고유치해석을 수행하고 좌굴계수를 도출하였다. 이 때 웨브의 형상비는 1.0으로 하였으며 수평보강재는 별도로 모델링하지 않고 횡방향 변위를 구속하였다. 이로부터 이들은 보강 웨브의 좌굴계수를 다음과 같이 제안하였다.

$$d_s/D_c \geq 0.4 : k = 5.17 \left( \frac{D}{d_s} \right)^2 \quad (7a)$$

$$d_s/D_c < 0.4 : k = 11.64 \left( \frac{D}{D_c - d_s} \right)^2 \quad (7b)$$

한편, 이들은 AASHTO LRFD 기준의 수평보강재 강성 기준인 식 (3)이 적합한지 평가하기 위해 좌굴계수 평가를 위한 당초 모델에 식 (3)을 만족하는 수평보강재를 모델링하여 좌굴계수를 평가하였으며, 식 (3)은 상기 식 (7)의 좌굴계수를 얻는데 충분하다고 제시하였다. 하지만 이들은 1.0 이외의 형상비를 갖는 보강 웨브에 대한 좌굴계수 및 보강재의 필요 강성 평가를 위한 추가적인 해석은 수행하지 않았다.

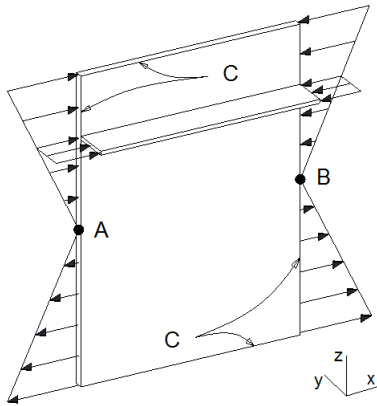
## 3. 해석 방법 및 좌굴모드 결과

### 3.1 해석 변수

본 연구에서 고려한 변수들을 Table 1에 정리하였다. 먼저 비대칭 거더의 웨브를 고려하기 위해 비대칭 비( $D_c/D$ )를 0.4, 0.5(대칭), 0.6의 세 가지를 설정하였다. 형상비  $\alpha$  ( $=d_0/D$ )는 실제 수직보강재의 설치 간격을 감안하여 0.67 ~ 2.5 범위를 고려하였다. 보강재의 위치는  $d_s/D_c$  변수로 정의하였으며 0.3 ~ 0.5의 범위를 고려하였다. 그리고 식

**Table 1.** Parameters considered in this study

| Parameter                   | Range                     |
|-----------------------------|---------------------------|
| $D_c/D$                     | 0.4, 0.5, 0.6             |
| $\alpha(=d_o/D)$            | 0.67, 1.2, 1.8, 2.5       |
| $d_s/D_c$                   | 0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5 |
| $\gamma^* : \text{Eq. (1)}$ | 10, 20, 30, 40, 50, 70    |



Boundary condition

| Location | Dx  | Dy  | Dz  |
|----------|-----|-----|-----|
| Point A  | Fix | -   | Fix |
| Point B  | -   | -   | Fix |
| Line C   | -   | Fix | -   |

**Fig. 2.** Configuration of FE model

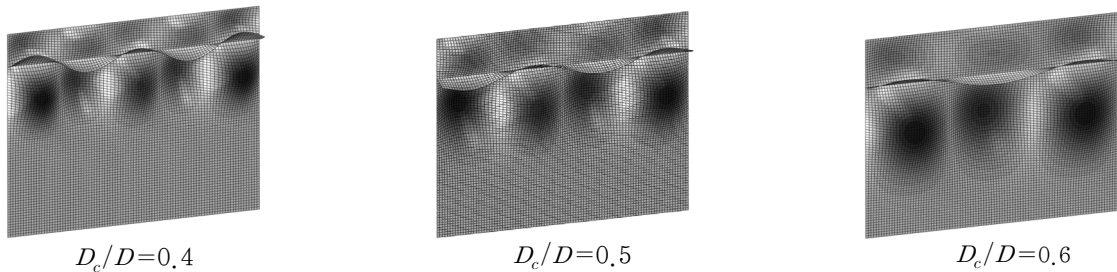
(1)의 보강재의 강성비( $\gamma^*$ )는 10~70 범위를 고려하였다. 강성비 산정 시 보강재의 단면2차모멘트( $I$ )는 Fig. 1의 유효 단면에 대한 값으로 하였으며, 보강재의 폭-두께 비는 AASHTO LRFD 기준의 식 (2)를 만족하도록 결정하였다.

### 3.2 유한요소모델

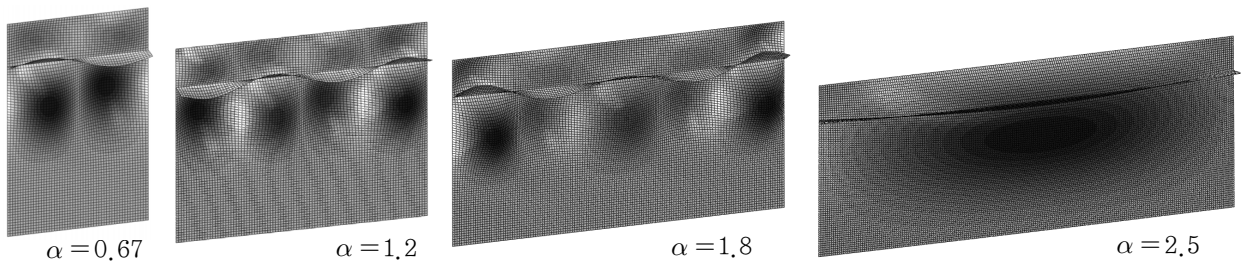
좌굴강도는 ABAQUS<sup>[13]</sup> 프로그램을 사용하여 고유치 해석으로부터 평가하였다. 웨브 높이는 2,000mm, 두께는 10mm로 하였으며 해석을 위한 모델의 경계조건과 하중 재하 방식을 Fig. 2에 제시하였다. 상·하 플랜지 위치와 웨브 양단(수직보강재 위치)에서 웨브는 단순지지 조건으로 고려하였다. 이는 플랜지가 웨브 회전을 구속하는 효과를 무시하므로 안전측의 좌굴강도를 제공한다. 힘 응력은 웨브 양단에서 압축 및 인장의 분포하중으로 재하하였으며 수평보강재 위치에서 웨브 압축응력에 해당하는 압축력을 수평보강재에도 재하하였다. 사용 요소는 ABAQUS의 S4R 요소이며, 웨브 높이에 대해 80개의 요소로 분할하고 요소의 형상비는 1.0에 가깝게 하였다. 수평보강재는 웨브 요소와 비슷한 크기를 갖도록 요소를 분할하였다.

### 3.3 좌굴모드 결과

각 변수별 좌굴모드 결과를 Fig. 3에서 Fig. 6에 제시하였



**Fig. 3.** Buckling mode shapes according to  $D_c/D$  :  $\alpha=1.2, d_s/D_c=0.4, \gamma^*=30.0$



**Fig. 4.** Buckling mode shapes according to  $\alpha(=d_o/D)$  :  $D_c/D=0.5, d_s/D_c=0.4, \gamma^*=30.0$

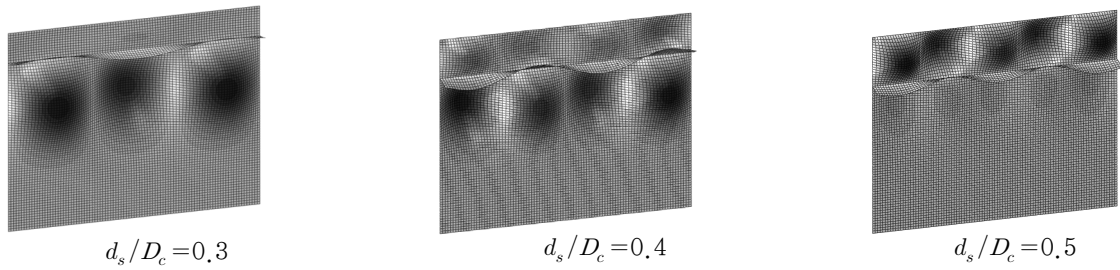


Fig. 5. Buckling mode shapes according to  $d_s/D_c$  :  $D_c/D=0.5$ ,  $\alpha=1.2$ ,  $\gamma^*=30.0$

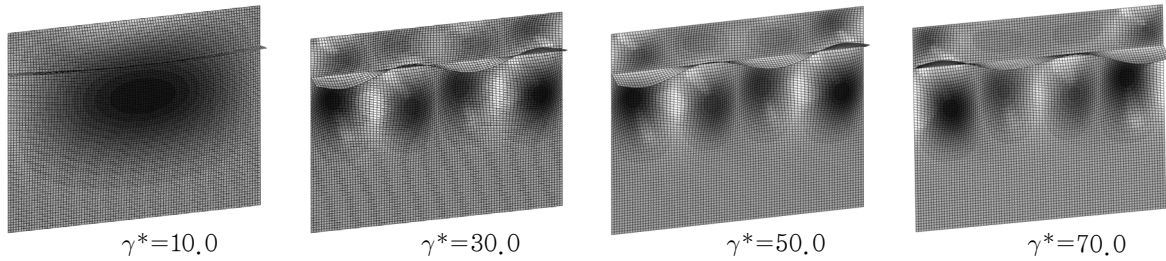


Fig. 6. Buckling mode shapes according to  $\gamma^*$  :  $D_c/D=0.5$ ,  $\alpha=1.2$ ,  $d_s/D_c=0.4$

다. Fig. 3은  $\alpha=1.2$ ,  $d_s/D_c=0.4$ ,  $\gamma^*=30.0$ 일 때 비대칭비( $D_c/D$ )에 따른 것으로 웹브와 수평보강재의 국부좌굴 파형 개수에 차이를 보인다. Fig. 4는  $D_c/D=0.5$ ,  $d_s/D_c=0.4$ ,  $\gamma^*=30.0$ 일 때 형상비( $\alpha$ ) 변화에 따른 것으로 웹브의 좌굴파형 개수에 차이를 보인다. Fig. 5는  $D_c/D=0.5$ ,  $\alpha=1.2$ ,  $\gamma^*=30.0$ 일 때 보강재 위치( $d_s/D_c$ )에 따른 것으로  $d_s/D_c < 0.4$ 일 때는 보강재 하단에서,  $d_s/D_c > 0.4$ 일 때는 보강재 위의 sub-panel에서 좌굴이 발생하는 차이를 보임을 알 수 있다. Fig. 6은  $D_c/D=0.5$ ,  $\alpha=1.2$ ,  $d_s/D_c=0.4$ 일 때 보강재의 강성비( $\gamma^*$ )에 따른 것으로 강성비가 10.0일 때는 보강재 강성의 부족으로 웹브 전체좌굴 모드를 보이고 강성비가 30.0 이상인 경우는 웹브의 국부좌굴이 발생하는 차이를 보인다.

## 4. 해석결과 분석

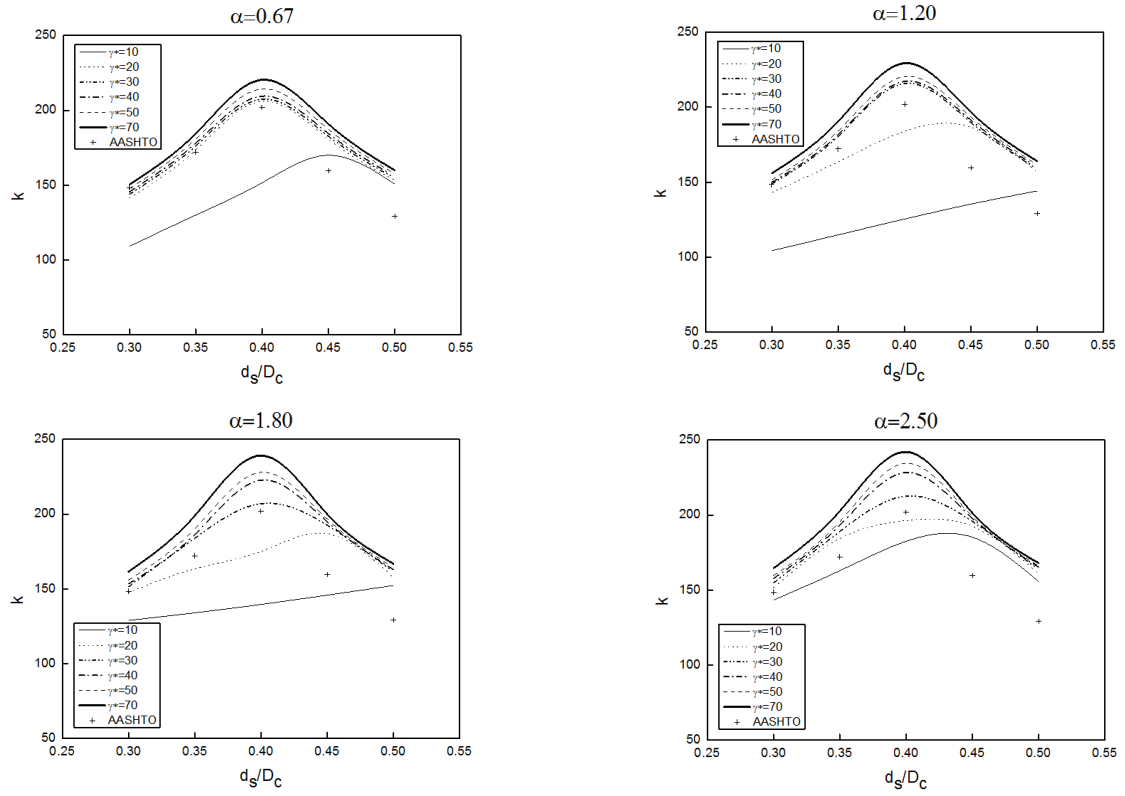
### 4.1 보강재 강성비에 따른 좌굴강도

각 변수에 대해 보강재의 강성비( $\gamma^*$ ) 변화에 따른 좌굴계수 평가 결과를 Fig. 7에 제시하였다. 그림으로부터 비대칭비( $D_c/D$ )와 형상비( $\alpha$ )에 관계없이 강성비( $\gamma^*$ )가 증가함에 따라 최대 좌굴계수는  $d_s/D_c=0.4$ 일 때 얻어지는 것을 알 수 있다. 또한, AASHTO LRFD 기준의 좌굴계수(식 (7))는 비

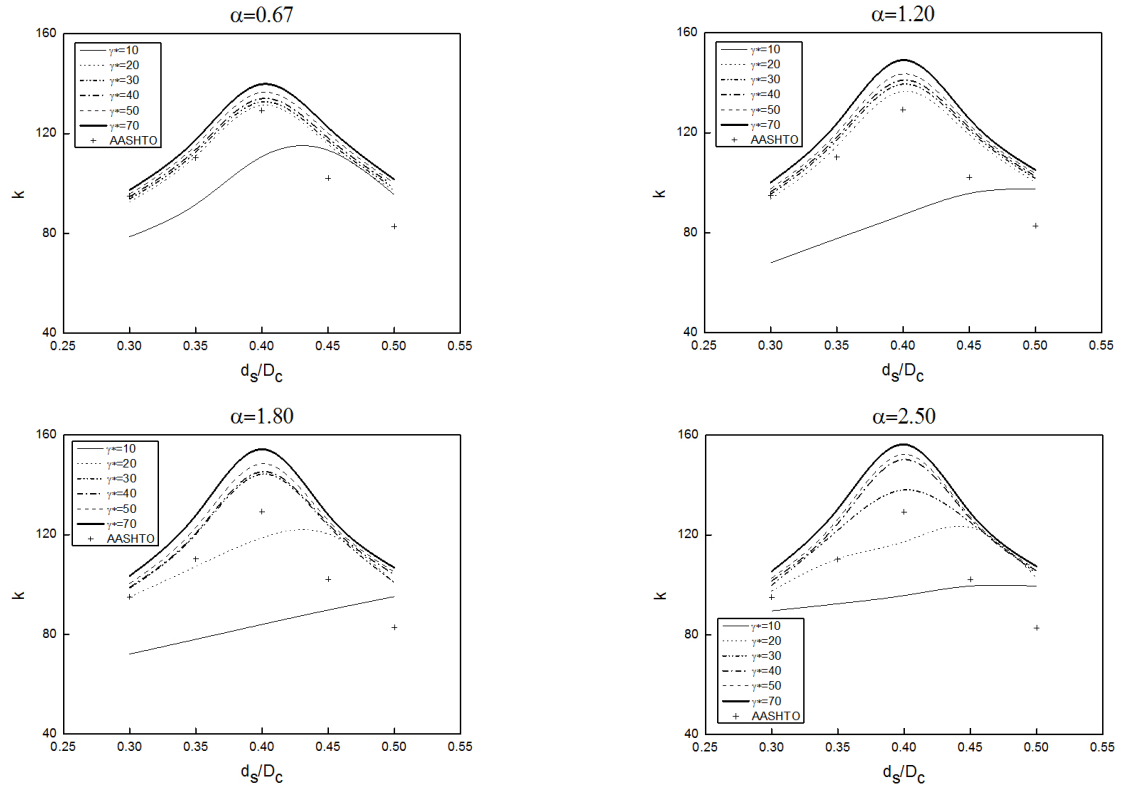
대칭성에 관계없이  $\alpha < 1.0$ 이고  $d_s/D_c \leq 0.4$ 일 때는 비교적 본 연구의 해석에 의한 좌굴계수와 유사한 결과를 보이지만 형상비가 커질수록 그리고  $d_s/D_c$ 가 커질수록 안전측으로 제시함을 알 수 있다. 이는 Frank와 Helwig가 형상비 1.0에 대한 해석으로부터 좌굴계수를 도출하였기 때문이며, 향후 보다 합리적인 좌굴계수 기준식이 필요할 것으로 판단된다.

### 4.2 수평보강재 필요 강성 평가

실무에서 수평보강재가  $0.2D$  부근에 설치됨을 감안하여 본 연구에서 고려한 변수들의 조합 중 보강재 위치가  $0.16D \sim 0.24D$  범위에 설치되는 경우로 제한하여 보강재의 필요 강성을 평가하기로 한다. 이에 해당하는 경우에 대해 AASHTO LRFD 기준의 좌굴계수를 얻기 위한 보강재의 필요 강성비( $\gamma^*_{req}$ )를 Fig. 7로부터 산출하여 Table 2에 정리하였다. Fig. 7로부터  $d_s/D_c$ 가 0.4보다 커질수록 AASHTO LRFD 기준의 좌굴계수인 식 7(a)가 상당히 안전측이므로 Table 2에서 강성비를 10\*로 표현한 것은 강성비가 10.0이면 가능하다는 의미이다. Table 2에서  $D_c/D$  별로 각 형상비에 대해 가장 큰 필요 강성비를 추출하고 이를 Fig. 8에 제시하였다. 이로부터 현재 AASHTO LRFD 기준은 형상비가 증가할수록 과도한 강성을 요구함을 알 수 있다. 한편, Fig. 8로부터 Alinia와 Moosavi의 제안식은 본 연구보다 다소 낮은 필요 강성을 보인다. 그 원인은 대칭 거더 단면에 대해서

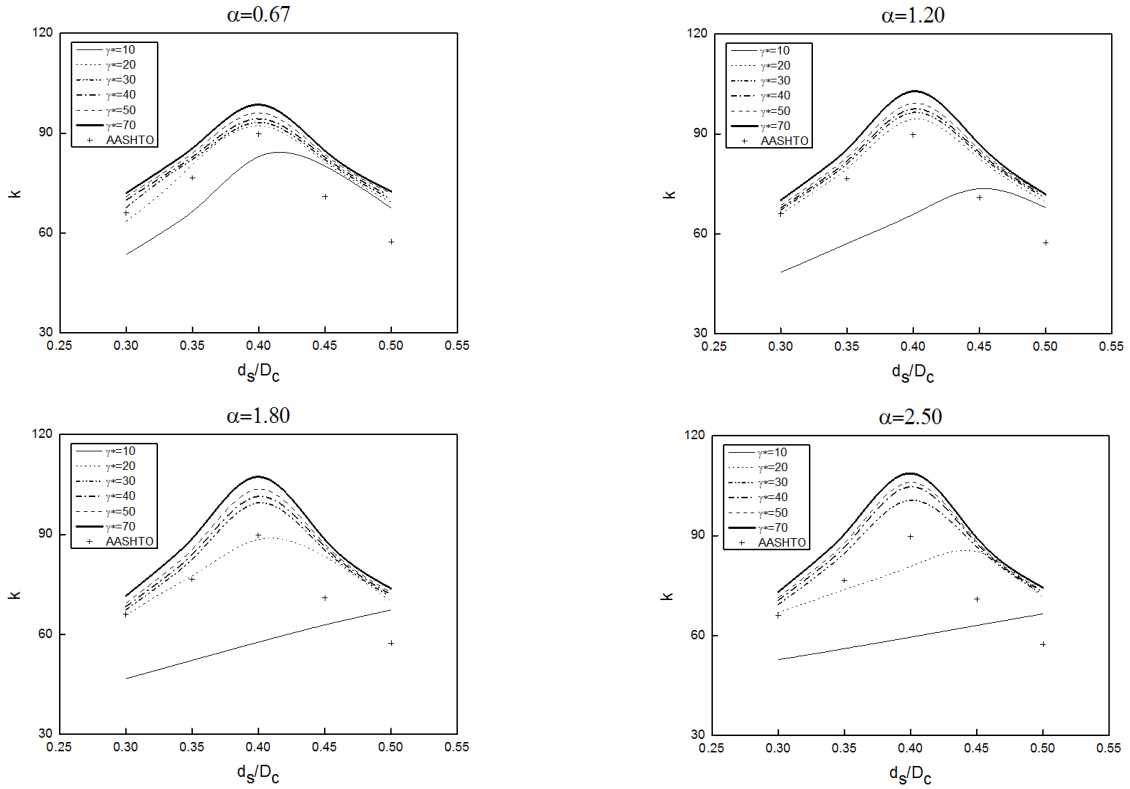


(a)  $D_c/D=0.4$



(b)  $D_c/D=0.5$

Fig. 7. Buckling coefficient( $k$ ) vs.  $\gamma^*$  diagrams



(c)  $D_c/D=0.6$

Fig. 7. Buckling coefficient( $k$ ) vs.  $\gamma^*$  diagrams (Continued)

만 검토한 점과 수평보강재에 압축력을 재하하지 않았기 때문으로 판단된다.

Fig. 8로부터 필요 강성비는  $\gamma^*_{req} = 30.0$  정도임을 알 수 있다. 따라서, 식 (1)로부터 필요 단면2차모멘트( $I_t$ )를 다음과 같이 제안한다.

$$I_t \geq \frac{D t_w^3}{10.92} \cdot 30 \left(\frac{d_o}{D}\right) = \frac{t_w^3}{10.92} \cdot 30 d_o \quad (8)$$

이 식은 국내 허용응력설계 기준<sup>[12]</sup>인 식 (5)와 동일한 형태이다. 단,  $I_t$ 은 Fig. 1의 T-형 유효단면에 대한 단면2차모멘트를 기준으로 하여야 한다. 2.1.2항에서 언급한 바와 같이 일반적으로 유효단면의  $I_t$ 이  $I_{t1}(=t_s b_s^3/3)$ 에 비해 작으므로 현재 국내 허용응력설계 기준보다는 조금 더 큰 강성이 필요한 셈이다.

한편, AASHTO LRFD 기준의 식 (3)과 제안한 식 (8)의 단면2차모멘트를 만족하는 수평보강재의 제원을  $D=2,000$  mm,  $t_w=12$ mm 조건에 대해 산출하고, 이 때 유효단면이 식 (4)의 회전반경 요건을 만족하는지 검토하였다. 강재는

SM490 재( $F_{yc}$  및  $F_{ys} = 315$ MPa)로 가정하고 보강재의 폭-두께 비는 식 (2)에 따라 11.0으로 제한하였다. 계산 결과는 Table 3에 제시하였다. 이로부터  $\alpha < 1.2$ 에서는 AASHTO LRFD 기준이 제안식 대비 보강재 강성이 부족한 문제점이 있고(Fig. 8참조) 1.2보다 커질수록 안전측의 보강재를 요함을 알 수 있다. 단, 제안식을 만족하는 보강재에 대해 형상비

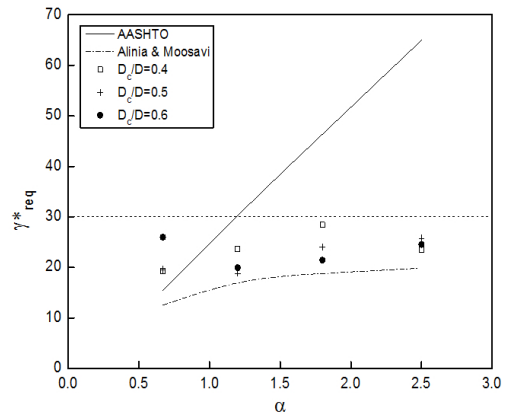


Fig. 8. Required  $\gamma^*$  to satisfy  $k$  of AASHTO LRFD

**Table 2.** Required  $\gamma^*$

| $D_c/D$ | $d_s/D_c$                  | $\alpha$ | $\gamma^*_{req}$ | $k_{AASHTO}$ |
|---------|----------------------------|----------|------------------|--------------|
| 0.4     | 0.4<br>( $d_s = 0.16D$ )   | 0.67     | 19.25            | 202.0        |
|         |                            | 1.2      | 23.64            |              |
|         |                            | 1.8      | 28.41            |              |
|         |                            | 2.5      | 23.44            |              |
|         | 0.45<br>( $d_s = 0.18D$ )  | 0.67     | 10*              | 159.6        |
|         |                            | 1.2      | 14.72            |              |
|         |                            | 1.8      | 13.34            |              |
|         |                            | 2.5      | 10*              |              |
|         | 0.5<br>( $d_s = 0.20D$ )   | 0.67     | 10*              | 129.3        |
|         |                            | 1.2      | 10*              |              |
|         |                            | 1.8      | 10*              |              |
|         |                            | 2.5      | 10*              |              |
| 0.5     | 0.35<br>( $d_s = 0.175D$ ) | 0.67     | 19.57            | 110.2        |
|         |                            | 1.2      | 18.8             |              |
|         |                            | 1.8      | 22.29            |              |
|         |                            | 2.5      | 19.88            |              |
|         | 0.4<br>( $d_s = 0.20D$ )   | 0.67     | 18.98            | 129.3        |
|         |                            | 1.2      | 18.5             |              |
|         |                            | 1.8      | 24.09            |              |
|         |                            | 2.5      | 25.75            |              |
|         | 0.45<br>( $d_s = 0.225D$ ) | 0.67     | 10*              | 102.1        |
|         |                            | 1.2      | 12.71            |              |
|         |                            | 1.8      | 14.04            |              |
|         |                            | 2.5      | 11.09            |              |
| 0.6     | 0.3<br>( $d_s = 0.18D$ )   | 0.67     | 25.96            | 66.0         |
|         |                            | 1.2      | 19.93            |              |
|         |                            | 1.8      | 21.4             |              |
|         |                            | 2.5      | 19.31            |              |
|         | 0.35<br>( $d_s = 0.21D$ )  | 0.67     | 17.13            | 76.5         |
|         |                            | 1.2      | 18.65            |              |
|         |                            | 1.8      | 19.61            |              |
|         |                            | 2.5      | 22.5             |              |
|         | 0.4<br>( $d_s = 0.24D$ )   | 0.67     | 11.7             | 89.8         |
|         |                            | 1.2      | 18.36            |              |
|         |                            | 1.8      | 21.13            |              |
|         |                            | 2.5      | 24.52            |              |

Note) 10\* :  $\gamma^*_{req}$  is less than 10.0

2.5까지는 단면 회전반경 요건을 만족하지만 형상비가 증가함에 따라 안전율이 AASHTO LRFD 기준에 비해 빠르게 감소한다. 따라서 수평보강재의 제원은 식 (8)과 식 (4)를 만족하도록 최종 결정되어야 할 것이다. 한편, Fig. 7로부터  $\gamma^*$ 가 제안치인 30.0 보다 커질수록 좌굴강도가 완만하지만 증가하므로(특히 형상비가 커질수록) 후좌굴강도를 향상시키고자 하는 경우에는 제안식보다 큰 강성이 필요할 것이다.

### 5. 결론

본 연구에서는 수평보강재로 보강된 웨브의 보강재의 필요 강성에 대한 연구를 수행하였다. 실무에서는 단면의 변화에 따른 비대칭성을 감안하지 않고 수평보강재를 일반적으로 0.2D 부근에 일률적으로 설치하고 있다. 이를 위해 대칭 및 비대칭 거더 조건을 고려하였으며 필요 강성 평가 시 보강재의 위치는 웨브 높이(D)의 0.16D~0.24D 범위를 제한하였다. 본 연구로부터 도출된 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) 현재 AASHTO LRFD 기준에서 보강 웨브의 좌굴계수는 식 (7)과 같이  $d_s/D_c \geq 0.4$ 인 경우와  $d_s/D_c < 0.4$ 로 구분하여 제시하고 있다. 본 연구에 의하면  $d_s/D_c < 0.4$ 이고 형상비( $\alpha$ )가 1.0 이하인 경우는 비교적 좌굴계수를 정확하게 예측하는 반면,  $d_s/D_c$ 가 0.4보다 커질수록 그리고 형상비가 커질수록 좌굴계수가 상당히 안전측으로 평가되는 것으로 분석되었다.
- (2) AASHTO LRFD 기준의 좌굴계수(식 (7))를 얻기 위한 AASHTO LRFD의 수평보강재 필요 강성에 관한 기준(식 (3))은 Fig. 8에 제시한 바와 같이 형상비가 1.2 이하인 경우는 비안전측이고 1.2 보다 커질수록 다소 과도한 강성을 요구하고 있다. 이는 식 (3)에서 알 수 있듯이

**Table 3.** Required dimension of longitudinal stiffener and radius of gyration of effective section (Unit : mm)

| $\alpha$<br>( $=d_o/D$ ) | AASHTO LRFD    |                  |                      | Proposed       |                  |                      |
|--------------------------|----------------|------------------|----------------------|----------------|------------------|----------------------|
|                          | $I_t$ : Eq.(3) | $b_s \times t_s$ | $r/r_{req}$ : Eq.(4) | $I_t$ : Eq.(8) | $b_s \times t_s$ | $r/r_{req}$ : Eq.(4) |
| 0.67                     | 3,274,076      | 104×9.5          | 2.28                 | 6361319        | 127×11.5         | 3.01                 |
| 1.2                      | 11,494,656     | 151×13.7         | 2.09                 | 11393407       | 151×13.7         | 2.09                 |
| 1.8                      | 26,424,576     | 195×17.7         | 1.87                 | 17090110       | 170×15.5         | 1.60                 |
| 2.5                      | 51,390,720     | 239×21.7         | 1.65                 | 23736264       | 188×17.1         | 1.29                 |

Note)  $D=2,000\text{mm}$ ,  $t_w = 12\text{mm}$



필요 단면2차모멘트가 형상비( $\alpha = d_o/D$ )의 제곱에 비례하도록 설정되었기 때문이다. 한편, Alinia와 Moosavi가 제안한 필요 강성은 Fig. 8로부터 알 수 있듯이 본 연구에 의한 것보다 필요 강성을 다소 부족하게 제시하는 문제점이 있었다.

- (3) Fig. 8로부터 AASHTO LRFD 기준의 좌굴계수(식 (7))를 얻기 위한 필요 강성비  $\gamma^*_{req}$ 는 약 30.0 으로 도출되었으며 이로부터 필요 단면2차모멘트를 식 (8)과 같이 제안하였다. 이는 현재 국내 도로교설계기준(허용응력설계편)에서 제시한 식 (5)와 같은 형태이지만, 식 (8)에서  $I_x$ 는 웨브의  $18t_w$  구간을 포함한 T-형 유효단면에 대한 단면2차모멘트이다. 일반적으로 유효단면의  $I_x$ 이  $I_n (= t_s b_s^3/3)$ 에 비해 작으므로 현재 국내 기준보다는 조금 더 큰 강성이 필요하다. 또한 유효단면의 회전반경이 식 (4)를 만족하여야 한다.
- (4) 본 연구에서는 AASHTO LRFD 기준의 좌굴계수(식 (7))를 만족하는 것을 전제로 수평보강재의 필요 강성을 평가하였다. 하지만, Fig. 7에 보인 바와 같이 수평보강재의 강성비가 30.0 이상으로 증가함에 따라 좌굴강도는 완만하지만 증가한다. 또한,  $d_s/D_c$ 가 0.4보다 큰 경우에 AASHTO LRFD 기준은 좌굴강도를 상당히 안전측으로 제시하고 있다. 따라서 보강 웨브의 후좌굴강도를 증가시키고자 하거나 새로운 좌굴계수가 도출되는 경우 보강재의 필요 강성은 증가되어야 할 여지가 있다.

## 감사의 글

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원 건설기술연구사업의 연구비지원(13건설기술A01)에 의해 수행되었습니다.

## 참고문헌(References)

- [1] Rockey, K.C. and Leggett (1962) The Buckling of a Plate Girder Web under Pure Bending When Reinforced by a Single Longitudinal Stiffener, *Proc. Inst. Civil Engrs.*, Vol.21, No.1, pp.161-188.
- [2] Azhari, M. and Bradford, M.A. (1993) Local Buckling of I-Section Beams with Longitudinal Web Stiffeners, *Thin-Walled Structures*, Vol.15, No.1, pp.1-13.
- [3] Alinia, M.M. and Moosavi, S.H. (2008) A Parametric Study on the Longitudinal Stiffeners of Web Panels, *Thin-Walled Structures*, Vol.46, No.11, pp.1213-1223.
- [4] Maiorana, E., Pellegrino, C., and Modena, C. (2011) Influence of Longitudinal Stiffeners on Elastic Stability of Girder Webs, *J. of Constructional Steel Research*, Vol.67, No.1, pp.51-64.
- [5] Issa-El-Khoury, G., Linzell, D.G., and Geschwinder, L.F. (2014) Computational Studies of Horizontally Curved, Longitudinally Stiffened, Plate Girder Webs in Flexure, *J. of Constructional Steel Research*, Vol.93, pp.97-106.
- [6] American Association of State Highway and Transportation Officials (2012) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 6<sup>th</sup> ed., Washington D.C., USA.
- [7] Galambos, T.V. (1988) *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 5<sup>th</sup> ed., John Wiley & Sons, Inc., USA.
- [8] Frank, K.H. and Helwig, T.A. (1995) Buckling of Webs in Unsymmetric Plate Girders, *Engineering Journal*, 2<sup>nd</sup> Quarter, pp.43-53.
- [9] American Association of State Highway and Transportation Officials (2014) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 7<sup>th</sup> ed., Washington D.C., USA.
- [10] 윤동용, 김경식(2007) 수평보강재가 설치된 플레이트 거더의 휨 연성에 관한 연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제19권, 제6호, pp.643-653.
- Yoon, D.Y. and Kim, K.S. (2007) A Study on Flexural Ductility of Longitudinally Stiffened Plate Girders, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.19, No.6, pp.643-653.
- [11] 한국도로교통협회(2012) 도로교설계기준(한계상태설계법), 국토해양부 제정.
- Korea Road and Transportation Association (2012) *Korea Highway Bridge Design code(Limit State Design)*, sponsored by Ministry of Land, Infrastructure and Transport (in Korean).
- [12] 한국도로교통협회(2010) 도로교설계기준, 국토해양부 제정.
- Korea Road and Transportation Association (2010) *Standard Specification for Highway Bridges*, sponsored by Ministry of Land, Infrastructure and Transport (in Korean).
- [13] ABAQUS (2004) *Analysis User's Manual Version 6.5*, ABAQUS, Inc. Pawtucket, RI.

---

**요 약 :** 본 연구에서는 판 형상의 수평보강재가 한쪽에만 설치되는 통상적인 보강 웹에서 수평보강재의 필요 강성에 대한 해석적 연구를 수행하였다. 실제 교량용 플레이트 거더는 대부분 비대칭 단면이지만 제작성을 감안하여 수평보강재를 통상 웹 높이의 1/5인  $0.2D$  부근에 설치하고 있다. 이러한 점을 감안하여 보강재가  $0.16D \sim 0.24D$  범위에 설치되는 조건에 대해 단면의 비대칭성과 웹의 형상비를 고려하여 수평보강재의 강성비( $\gamma^*$ )에 따른 고유치 해석을 수행하고 좌굴강도를 평가하였다. 이로부터 AASHTO LRFD 기준의 좌굴강도를 만족하는 수평보강재의 필요 강성을 제안하였다.

**핵심용어 :** 보강 웹, 좌굴강도, 비대칭 거더, 수평보강재, 필요 강성

---