



1단 수평보강 곡선 플레이트거더의 보강재 휨강성에 대한 예비 연구

만경록¹ · 박용명^{2*} · 김병준³ · 씨에 청청⁴

¹석사과정, 부산대학교, 토목공학과, ²교수, 부산대학교, 토목공학과,
³박사과정, 부산대학교, 토목공학과, ⁴석사과정, 부산대학교, 토목공학과

A Preliminary Investigation on the Bending Rigidity of the Longitudinal Stiffeners in Curved Plate Girders Stiffened with Single Stiffener

Man, Kyung Rok¹, Park, Yong Myung^{2*}, Kim, Byung Jun³, Xie, Chengcheng⁴

¹M.Sc. student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

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

³Ph.D. student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

⁴M.Sc. student, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

Abstract - The bending rigidity required of longitudinal stiffeners in curved steel girders stiffened with single stiffener was investigated. Bending behaviour of curved girder is different with that of straight girder due to curvature. Therefore, most bridge design specifications stipulate the required bending rigidity of the stiffeners for the cases where the stiffener is on the side of the web toward(inside) or away(outside) from the center of curvature, separately. The required bending rigidity in curved girders versus straight girders was evaluated through material and geometric nonlinear analysis. Yield strength of 355 MPa steel was considered and aspect ratio of web panel, radius of curvature, and location of stiffeners(inside or outside) were included as major parameters. The bending rigidity of the stiffeners required in the curved girder was assumed when the same level of flexural strength in straight girder is obtained. Based on the numerical results, a modified equation for the bending rigidity of the longitudinal stiffeners against AASHTO LRFD bridge design specifications was tentatively proposed.

Keywords - Curved steel girder, Longitudinally stiffened web, Bending rigidity of stiffener, Location of stiffener, Radius of curvature, Aspect ratio of web

1. 서론

플레이트거더교에서 웹 높이가 큰 경우 경제성 측면에서 웹 두께를 가급적 얇게 적용하며, 웹의 탄성 휨압축 좌굴(bend-buckling)의 방지를 위해 일반적으로 Fig. 1에 보인 바와 같이 수평보강재를 편측에 설치한다. 이 때 수평보강재는 좌굴강도의 확보를 위해 웹의 면외변형을 적절히 억제할 수 있도록 소정의 휨강성(bending rigidity)을 가져야

한다.

직선거더에서 수평보강재의 필요 휨강성에 대한 기존 연구는 다수 존재하지만^{[1][4]} 곡선거더에서는 연구 사례가 드문 실정이다. Issa-El-Khoury *et al.*^[5]은 이축대칭단면에 대한 고유치해석으로부터 곡선거더에서도 순수휨상태 조건에서 보강재의 최적 위치는 직선거더와 같이 압축플랜지로부터 $0.2D$ (D : 웹 높이)임을 제시하고, 또한 웹 곡률이 좌굴 강도에 유리하게 작용하는 경향이 있다고 제안하였다.

Nakai and Yoo^[6]는 강재의 항복강도(F_y)가 235 MPa와 355 MPa인 곡선거더에서 수평보강재가 각각 곡률중심 쪽(이하 내측)과 반대쪽(이하 외측)에 설치되는 경우로 구분하여 직선거더 대비 보강재의 휨강성 요건을 제시하였다. 또한, 한신고속도로공단의 가이드라인^[7]에서도 $F_y = 235$ MPa, 315 MPa 및 355 MPa 강재 거더에 대해 수평보강재의 위치(내측 및 외측)에 따른 휨강성 요건을 제시하였다.

Note.-Discussion open until June 30, 2020. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on October 09, 2019; revised November 21, 2019; approved on November 25, 2019.

Copyright © 2019 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

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

E-mail. ympk@pusan.ac.kr

AASHTO LRFD 교량설계기준^[8]에서는 수평보강재의 휨강성 요건으로서 (1) nodal line을 형성하기 위해 Fig. 1의 등가 T-단면이 확보하여야 하는 단면2차모멘트 요건과, (2) T-단면이 기둥으로서의 좌굴강도를 확보하여야 한다는 두 가지 요건을 적용하고 있다. 첫 번째 요건에 대해 곡선거더에서 보강재가 내측과 외측에 설치되는 경우 모두 직선거더보다 큰 단면2차모멘트를 요구하고 있으며, 외측 설치 경우가 내측에 비해 더 큰 휨강성을 요구하고 있다. 한편, Eurocode 3^[9]에서는 수평보강재의 필요 휨강성과 관련하여 곡선거더에 대해 별도의 요건을 제시하지 않고 있다. 주요 기준에 의한 수평보강재 휨강성 요건은 2장에서 제시하였다.

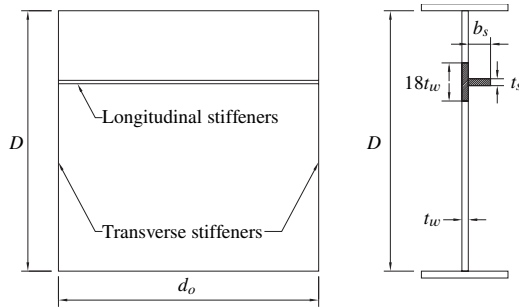


Fig. 1. Equivalent T-section in AASHTO^[8]

본 연구의 목적은 1단 수평보강 곡선거더에서 웹 패널의 형상비, 곡률반경, 수평보강재 위치(내측 또는 외측)에 따른 보강재 필요 휨강성을 항복강도 355 MPa의 강재거더에 대해 비선형해석으로부터 평가하고 국내 KDS 기준^[10]의 근간이 되는 AASHTO 기준을 위주로 그 타당성을 분석하였다.

2. 기존 연구 및 국내의 설계기준

수평보강재의 휨강성은 일반적으로 식 (1)의 휨강성비 (bending rigidity ratio), 즉 웹의 휨강도(DD_{plate}) 대비 보강재의 휨강도(EI_l)의 비로 정의한다.

$$\gamma = \frac{EI_l}{DD_{plate}} \quad (1)$$

여기서, $D_{plate} = Et_w^3/12(1 - \nu^2)$: 판의 휨강도,
 $E = 210,000 \text{ MPa}$: 강재의 탄성계수,
 $\nu = 0.3$: 강재의 포아송비,
 t_w : 웹 두께(mm),
 D : 웹 높이(mm)이다.

한편, I_l 은 수평보강재의 단면2차모멘트로서 문헌^{[6],[7]}에서는 웹면에 대한 수평보강재의 단면2차모멘트로 고려하며, AASHTO^[8]에서는 Fig. 1과 같이 웹의 일부분($18t_w$)과 수평보강재로 구성된 등가 T-단면의 도심에 대한 단면2차모멘트로 고려하고 있다.

2.1 Nakai and Yoo

Nakai and Yoo^[6]는 Fig. 2와 같이 웹의 일부분(b_e)과 수평보강재가 이루는 T-단면을 양단힌지 조건으로 가정하고 보강재 위치에 따라 보-기둥 (beam-column) 상관 강도식으로 부터 직선거더의 필요 휨강성비(γ^s) 대비 곡선거더의 필요 휨강성비(γ^c)를 두 가지 강종에 대해 평가하고 식 (2)로 제시하였다. 본 문헌에서는 I_l 을 웹면에 대한 수평보강재의 단면2차모멘트로 정의하고 있다.

$$\beta = \frac{\gamma^c}{\gamma^s} : \text{곡률보정계수} \quad (2a)$$

여기서

$$\gamma^s = 30.0 \left(\frac{d_o}{D} \right) \quad (2b)$$

$$\beta = (c_1 Z + c_2) Z + c_3 \left(\frac{d_o}{D} \right) - c_4 \geq 1.0 \quad (2c)$$

$$Z = \frac{d_o^2}{R t_w} \sqrt{(1 - \nu^2)} : \text{곡률인자} \quad (2d)$$

여기서, c_1, c_2, c_3, c_4 : Table 1에 제시한 계수,

d_o : 수직보강재 간격(mm),

d_o/D : 형상비,

R : 거더 곡률반경(mm)이다.

참고로 직선거더의 강성비인 식 (2b)는 한신공단 가이드라인^[7] 및 종래의 국내 도로교설계기준^[11]에서 제시된 것과 같다.

Table 1. Coefficients c_1 to c_4 in Eq. (2)

Steel grade	Location of stiffener	c_1 ($\times 10^{-4}$)	c_2 ($\times 10^{-2}$)	c_3	c_4
$F_y = 235 \text{ MPa}$	Outside	3.766	3.226	0.739	0.108
	Inside	2.838	0.163	0.775	0.163
$F_y = 355 \text{ MPa}$	Outside	5.362	1.549	0.818	0.227
	Inside	3.286	-0.464	0.800	0.200

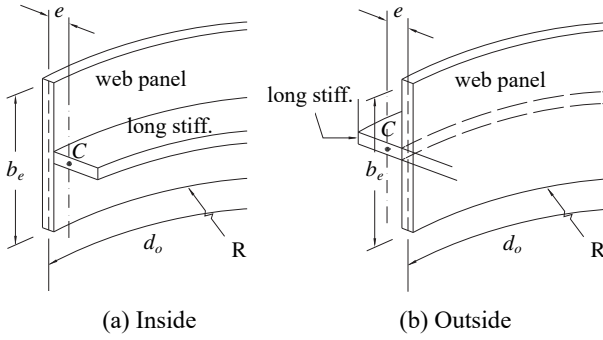


Fig. 2. Location of longitudinal stiffeners

2.2 한신고속도로공단 가이드라인

한신고속도로공단의 가이드라인^[7](이하 한신공단)에서는 수평보강재의 휨강성 조건을 웹 일부부와 수평보강재로 구성된 T-단면에 대해 양단힌지 기둥의 좌굴강도를 토대로 하였다. 즉, 곡률이 존재하는 곡선거더에서 T-단면의 압축력에 대한 좌굴강도가 직선거더의 좌굴강도 수준을 보일 때의 휨강성비를 평가하고, 세 가지 항복강도에 대해 수평보강재의 필요 강성비를 식 (3)으로 제시하였다. 본 기준에서는 웹 패널의 형상비(d_o/D)를 1.0 이하로 제한하고 있으며, I_l 을 웹면에 대한 보강재의 단면2차모멘트로 고려하고 있다.

- 수평보강재가 곡률중심의 외측

$$\beta = C_1 \sqrt{Z} + C_2 Z + 1.0 \geq 1.0 \quad (3a)$$

- 수평보강재가 곡률중심의 내측

$$\beta = C_1 Z + C_2 \geq 1.0 \quad (3b)$$

여기서, $\beta = \gamma^e/\gamma^s$, C_1, C_2 : Table 2에 제시한 계수이고 Z 는 식 (2d)와 같다.

Table 2. Coefficients C_1 to C_2 in Eq. (3)

Steel grade	Location of stiffener	C_1	C_2
$F_y = 235 \text{ MPa}$	Outside	0.440	0.120
	Inside	0.080	0.520
$F_y = 315 \text{ MPa}$	Outside	0.573	0.147
	Inside	0.073	0.500
$F_y = 355 \text{ MPa}$	Outside	0.640	0.080
	Inside	0.070	0.490

2.3 AASHTO LRFD 교량설계 기준 및 KDS 기준

서론에서 기술한 바와 같이 AASHTO 교량설계기준^[8]과 KDS 기준^[10]에서는 수평보강재의 휨강성에 대해 두 가지 요건을 제시하고 있다. 이 중 두 번째 요건인 기둥의 좌굴강도에 대해서는 곡선거더 여부를 별도로 구분하지 않고 있다.

반면 좌굴 nodal line 형성 요건인 첫 번째 요건은 강재의 항복강도에 관계없이 수평보강재의 필요 단면2차모멘트 (I_l)를 식 (4)로 규정하고 있다. 이러한 요건은 본 기준의 해설 부에서 한신공단의 가이드라인^[7]을 참조하였다고만 제시하고 있다. 한편, 이들 기준에서는 식 (4a)의 단면2차모멘트를 Fig. 1과 같이 $18t_w$ 의 웹 부분과 수평보강재로 구성된 T-단면의 도심에 대해 고려한다.

$$I_l \geq Dr_w^3 \left[2.4 \left(\frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \quad (4a)$$

β 는 곡률보정계수로서 다음과 같다.

- 수평보강재가 곡률중심의 외측

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1 \quad (4b)$$

- 수평보강재가 곡률중심의 내측

$$\beta = \frac{Z}{12} + 1 \quad (4c)$$

여기서, Z 는 식 (2d)와 같으며, AASHTO에서는 다음과 같이 최대값을 10으로 제한하고 있다.

$$Z = \frac{0.95d_o^2}{Rt_w} \leq 10 \quad (4d)$$

식 (4a)를 식 (1)에 대입하여 강성비로 표현하면 다음과 같다.

$$\gamma_{AASHTO} \geq 10.92 \left[2.4 \left(\frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \quad (5)$$

한편, AASHTO에서는 수평보강 웹의 형상비를 1.5 이하로 제한하고 있어, 본 연구에서는 형상비 범위를 $0.5 \leq d_o/D \leq 1.5$ 로 고려하였다.

2.4 Eurocode 3

Eurocode 3^[9]에서는 수평보강재 제원을 Fig. 1과 유사한 형태의 유효 T-단면에 대한 기둥의 탄성좌굴강도를 토대로

하되 수평보강재가 웨브를 지지하는 효과를 고려하고 있으며, 수평보강재의 필요 강성을 곡선거더에 대해 구분하여 제시하지 않고 있다. 한편, 기존 연구^[4]에 의하면 Eurocode 3 기준은 보강재의 필요 강성을 경우에 따라 비안전측으로 평가하였으며, 본 연구에서는 이후 비교 대상에서 제외하기로 한다.

3. 설계기준의 필요 휨강성 비교

2장에서 제시한 각 기준들의 비교를 위해 항복강도 $F_y = 235 \text{ MPa}$ 와 $F_y = 355 \text{ MPa}$ 인 강재거더를 고려하였다. 웨브 높이는 $D = 2,000 \text{ mm}$ 로 설정하고 대칭단면으로 제한하였다. 1단 보강 웨브에서 R_b (web load shedding factor)가 1.0 이 되도록, 즉 웨브의 탄성좌굴을 배제하기 위해 AASHTO 기준(식 (6))에 따라 웨브 두께(t_w)를 8.0 mm로 설정하였다.

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \quad (6)$$

여기서, k 는 웨브의 휨압축좌굴계수로서 이축대칭단면에서 보강재가 0.2D에 설치될 때 129.3이다.

한편, AASHTO 기준에서 수평보강재의 폭-두께비(b_s/t_s)를 다음 식 (7)로 제한하고 있다.

$$b_s/t_s \leq 0.48 \sqrt{E/F_{ys}} \quad (7)$$

여기서, F_{ys} 는 보강재의 항복강도로서 본 연구에서는 거더 항복강도($F_y = 355 \text{ MPa}$)와 동등하게 고려하였으며, b_s/t_s 는 식 (7)을 만족하도록 10.5로 고려하였다.

3.1 곡률반경에 따른 비교

형상비(d_o/D) = 1.0일 때 곡률반경 변화에 따른 상기 기준들의 필요 휨강성비를 산정하여 Fig. 3에 제시하였다. 곡률반경은 $R = 50 \text{ m}$, 100 m , 300 m 및 직선거더의 경우를 고려하였다. 직선거더의 반경은 $R = \infty$ 로 표기하기로 한다. 전술한 바와 같이 Nakai and Yoo와 한신공단 기준은 AASHTO와 단면2차모멘트(I_t)를 평가하는 방식이 다르다. 이에 일관적인 비교를 위해 각 기준별로 필요 강성비를 만족하는 보강재의 제원을 결정된 뒤 AASHTO의 T-단면(Fig. 1)에 대한 I_t 산정 방식으로부터 강성비를 계산하였다.

$F_y = 355 \text{ MPa}$ 강재에서 Nakai and Yoo는 보강재의 설치 위치(내측 또는 외측)에 관계없이 직선거더 대비 필요 강성비의 변화가 없다(단, $d_o/D = 1.0$ 조건임). 또한 $F_y = 235 \text{ MPa}$ 강재에서도 동일한 결과를 보여 별도로 제시하지는 않았다. 한신공단의 경우 내측 설치 시에는 직선거더와 대체로 차이가 없으나 $R = 50 \text{ m}$ 에서는 미소하게 필요 강성비가 증가한다. 외측 설치 시는 직선거더에 비해 곡률반경이 감소할수록 필요 강성비가 증가하며, 항복강도가 증가함에 따라라도 소폭 증가한다. 한편, 식 (4)의 AASHTO 기준은 강재의 항복강도와는 무관하며, 내측 설치 시에도 곡률반경이 감소할수록 필요 강성비가 증가하고 동일 곡률반경에서 외측 설치 경우가 내측 설치에 비해 큰 휨강성을 요구하고 있다.

3.2 형상비에 따른 비교

형상비(d_o/D)에 따른 수평보강재의 필요 휨강성비 비교를 위해 $F_y = 355 \text{ MPa}$ 강재 거더에서 직선거더와 곡률반경 $R = 50 \text{ m}$ 의 곡선거더에 대한 비교 결과를 Fig. 4에 제시하고,

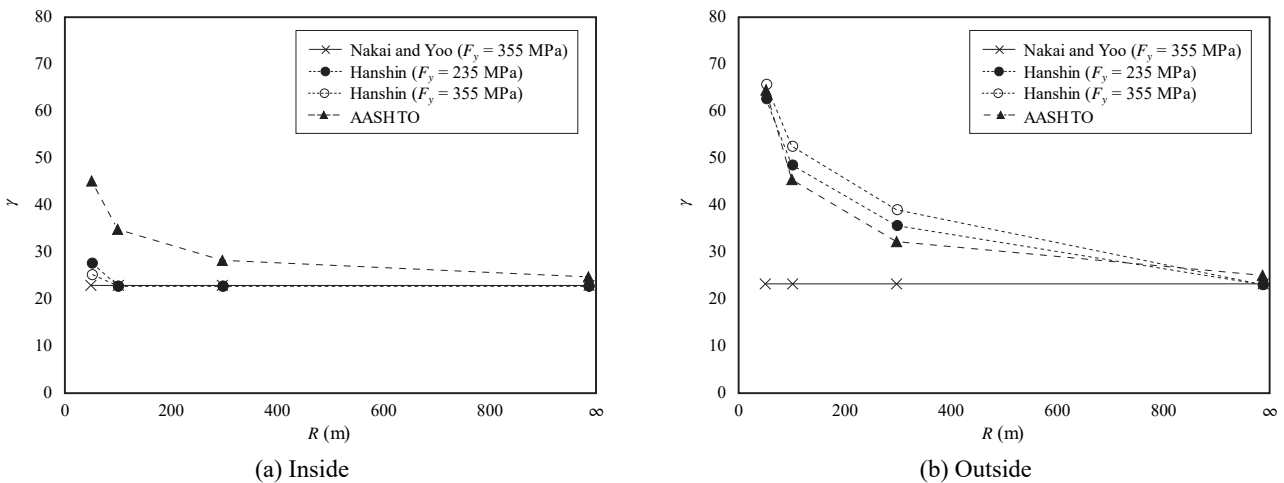


Fig. 3. Required bending rigidity ratio(γ) depending on Radius: $d_o/D = 1.0$

형상비 0.5, 1.0, 1.5일 때 보강재의 필요 강성비와 이에 해당 하는 보강재 제원을 Table 3에 제시하였다.

Nakai and Yoo에 의하면 $R = 50$ m일 때 내측 설치 시 보강 재의 필요 강성비는 형상비 1.5까지 식 (2c)의 β 값이 1.0보 다 작게 산출되었으며, 최소값으로 $\beta = 1.0$ 을 적용하므로 직 선거더(Fig. 4에서 Hanshin $R = \infty$ 에 해당)와 차이가 없다. 그리고 외측 설치 시 $d_o/D \leq 1.0$ 일 때는 직선거더와 차이가 없 고 $d_o/D > 1.0$ 일 때는 소폭 증가한다.

한신공단의 경우 $R = 50$ m일 때 내측 설치 시 $d_o/D \leq 1.0$ 일 때는 식 (3b)의 β 값이 1.0 보다 작게 산출되어 $\beta = 1.0$ 을 적용하므로 직선거더와 차이가 없고, $d_o/D > 1.0$ 일 때는 다 소 증가한다. 그리고 외측 설치 시에는 모든 형상비 범위에서 직선거더에 비해 큰 강성비를 요하며 형상비가 증가할수록 필요 강성이 크게 증가한다.

한편, AASHTO 기준은 $R = 50$ m에서 외측 및 내측 설치 시 모두 형상비가 증가함에 따라 직선거더에 비해 필요 강 성비가 크게 증가하며, 외측 설치 경우가 내측 설치 시에 비

해 더 큰 휨강성을 요한다. 단, 직선거더에 있어 $d_o/D < 1.0$ 일 때 AASHTO 기준은 Nakai and Yoo, 그리고 한신공단에 비해 필요 강성을 작게 제시하고 있다. Kim *et al.*^[3]은 직선 거더에 대한 연구에서 $d_o/D = 0.5$ 일 때 식 (4a)의 AASHTO 기준이 좌굴 nodal line을 형성하기에는 보강재의 휨강성 이 부족하다고 제시한바 있으며, 이에 대해서는 4장의 비선 형해석 결과에서 다시 분석하기로 한다.

4. 비선형해석에 의한 필요 휨강성 평가

4.1 매개변수 및 전산모델

직선거더 및 곡선거더에서 수평보강재의 필요 강성 분석 은 재료 및 기하비선형해석으로 수행하였다. 강재는 본 연 구에서 SM355($F_y = 355$ MPa)로 국한하였으며, 다중 직선 으로 근사화한 응력-변형률선도는 Fig. 5와 같다. 해석에서 고려한 매개변수를 Table 4에 제시하였다. AASHTO 기준

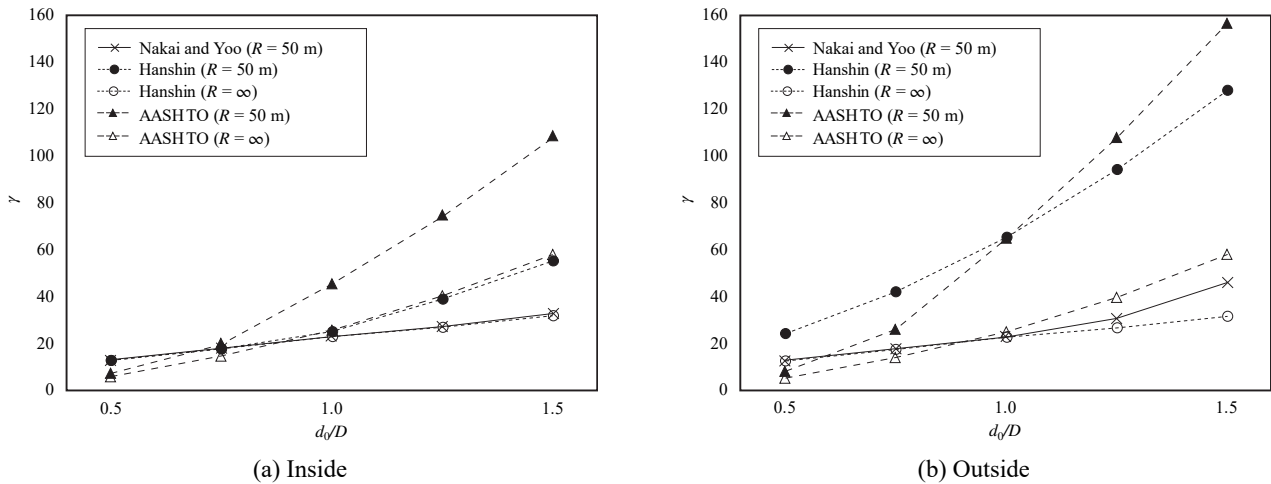


Fig. 4. Required bending rigidity ratio(γ) depending on d_o/D : $F_y = 355$ MPa

Table 3. Required bending rigidity ratio(γ) by design criteria and corresponding size of longitudinal stiffener: $D \times t_w = 2,000$ mm \times 8 mm, $F_y = 355$ MPa

d_o/D	R (m)	Stiffener: inside			Stiffener: outside		
		Nakai and Yoo ^[6]	Hanshin ^[7]	AASHTO ^[8]	Nakai and Yoo ^[6]	Hanshin ^[7]	AASHTO ^[8]
0.5	50	82 \times 7.8(12.7)	82 \times 7.8(12.7)	67 \times 6.4(6.4)	82 \times 7.8(12.7)	100 \times 9.5(24.7)	70 \times 6.7(7.4)
	∞	82 \times 7.8(12.7)	82 \times 7.8(12.7)	63 \times 6.0(5.1)	82 \times 7.8(12.7)	82 \times 7.8(12.7)	63 \times 6.0(5.1)
1.0	50	98 \times 9.3(23.1)	101 \times 9.6(25.5)	120 \times 11.4(44.9)	98 \times 9.3(23.1)	135 \times 12.9(65.9)	134 \times 12.8(64.3)
	∞	98 \times 9.3(23.1)	98 \times 9.3(23.1)	101 \times 9.6(24.8)	98 \times 9.3(23.1)	98 \times 9.3(23.1)	101 \times 9.6(24.8)
1.5	50	109 \times 10.4(32.8)	128 \times 12.2(55.4)	157 \times 15.0(107.5)	121 \times 11.5(46.1)	166 \times 15.8(128.9)	176 \times 16.8(156.0)
	∞	108 \times 10.3(31.8)	108 \times 10.3(31.8)	130 \times 12.4(57.5)	108 \times 10.3(31.8)	108 \times 10.3(31.8)	130 \times 12.4(57.5)

에서 수평보강재 설치 시 웨브 패널의 형상비(d_o/D)를 1.5로 제한하고 있어, 본 연구에서는 형상비를 0.5, 1.0 및 1.5를 고려하였다. 거더 곡률반경(R)은 최소값을 50 m로 고려하고 100 m, 300 m 그리고 직선거더($R = \infty$)를 포함하였다. 수평보강재의 위치는 곡률중심의 내측(inside로 표기)과 외측(outside로 표기)에 설치되는 경우를 각각 고려하였다. 수평보강재는 거더와 동일 강종인 SM355를 적용하기로 하고, 폭두께비(b_s/t_s)는 식 (7)로부터 10.5로 설정하였다. 수평보강재의 휨강성비(γ)의 범위는 웨브 패널의 형상비에 따라 변동적으로 고려하였다.

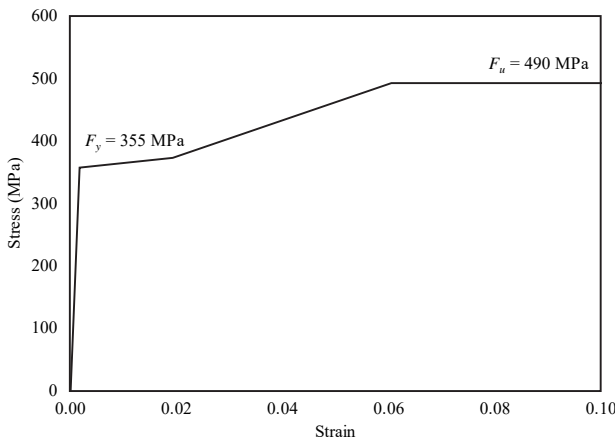


Fig. 5. Material model for SM355 steel

Table 4. Parameters for numerical analysis

Parameter	Range
Aspect ratio (d_o/D)	0.5, 1.0, 1.5
Girder radius (R)	50 m, 100 m, 300 m, ∞
Location of long. stiffener	Inside, outside
Bending rigidity ratio (γ)	Variable depending on aspect ratio

비선형해석을 위한 거더모델은 Fig. 6와 같이 4점 재하에 의한 순수휨상태를 고려하였다. Fig. 6은 웨브 패널의 형상비가 1.0, 곡률반경이 50 m이고 보강재가 곡률반경 바깥쪽(외측)에 설치된 경우이다. Fig. 6에서 마크(\times) 표식은 반경방향 변위를 구속한 위치이며 거더 단부는 웨브 전체 높이에 걸쳐 반경방향 변위를 구속하였고, 단부 하단에서 연직방향 변위를 구속하였다. 하중은 d_o 간격의 수직보강재 위치에서 상부플랜지의 폭에 선하중으로 재하하였다.

거더의 웨브 높이(D)는 2,000 mm, 웨브 두께(t_w)는 전술한 바와 같이 8.0 mm로 고려하였다. 거더 단면은 이축대칭 단면으로 제한하고, 플랜지가 웨브의 회전을 구속하는 효과를 최소화하기 위해 상·하부 플랜지의 폭(b_f)은 400 mm ($D/5$), 두께(t_f)는 플랜지의 국부좌굴을 배제하기 위해 조밀 플랜지 한계($\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{E/F_{yc}}$)를 만족하는 22.0 mm로 하였다.

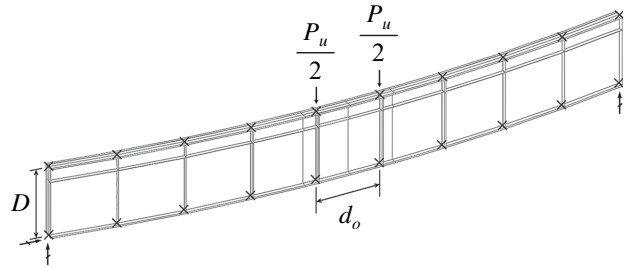


Fig. 6. Configuration of girder model ($d_o/D = 1.0, R = 50$ m)

4.2 비선형해석 결과

거더의 휨강도 평가를 위한 비선형해석은 ABAQUS^[12]로 수행하였으며, S4R 쉘요소를 사용하고 하중 증가는 Rik's method를 적용하였다. Fig. 7에 $d_o/D = 1.0, R = 50$ m 일 때 최대하중에서의 변형 형상을 예시하였다. 세 가지 형상비 및 보강재 위치 변수에 대해 보강재의 휨강성비 변화에 따른 휨강도 비($M_{u,FEA}/M_y$), 즉 항복모멘트(M_y) 대비 해석에 의한 최대 휨모멘트($M_{u,FEA}$)의 비를 Fig. 8에서 Fig. 10에 제시하였다. 항복모멘트 산정 시 보강재는 단면계수에 포함하지 않았고, 플랜지 두께의 중심이 항복강도에 도달할 때를 M_y 로 고려하였다. Figs. 8-10에서 제시한 휨강성비(γ)는 Hanshin^[7] 및 AASHTO^[8] 기준의 직선거더에서의 필요 휨강성비이다.

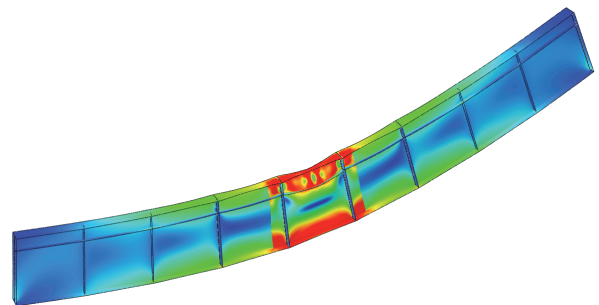
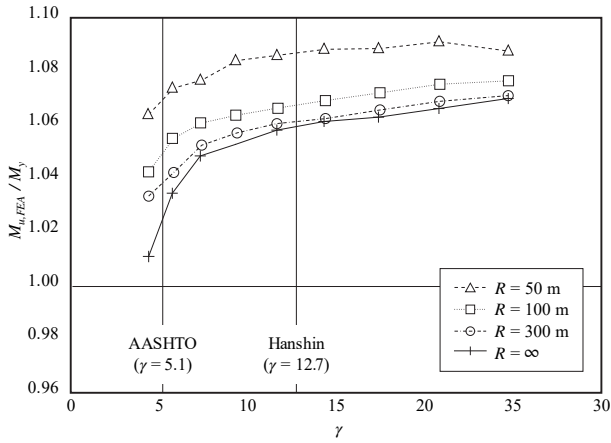
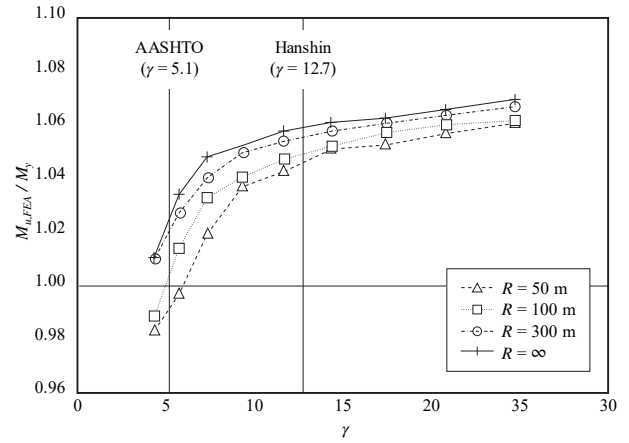


Fig. 7. Example of deformed shape: $d_o/D = 1.0, R = 50$ m

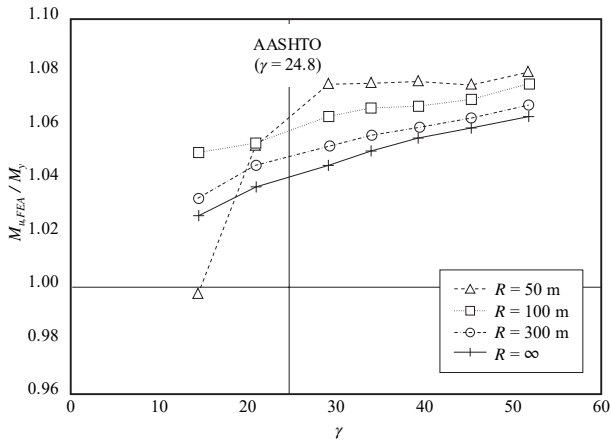


(a) Inside

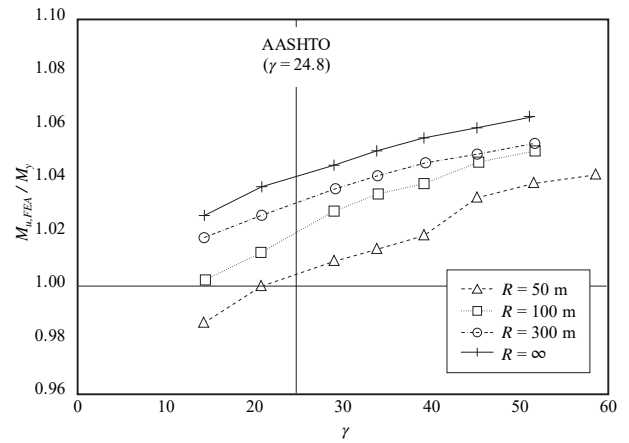


(b) Outside

Fig. 8. $M_{u,FEA}/M_y$ vs. γ : $d_o/D = 0.5$

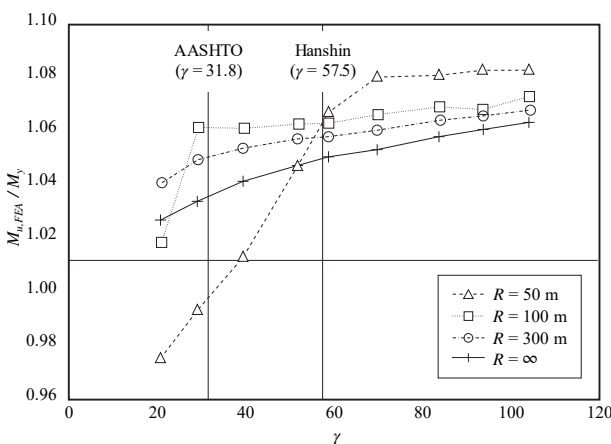


(a) Inside

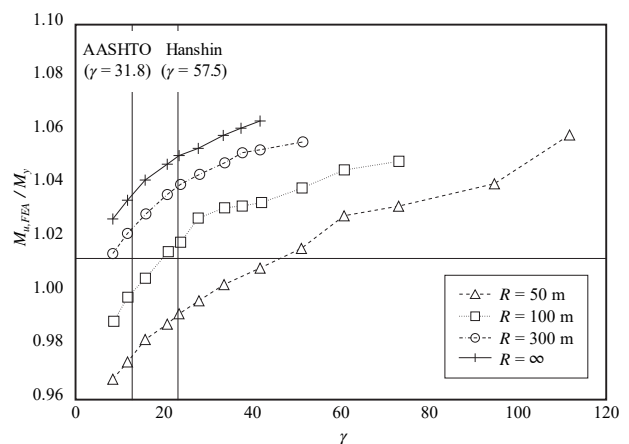


(b) Outside

Fig. 9. $M_{u,FEA}/M_y$ vs. γ : $d_o/D = 1.0$



(a) Inside



(b) Outside

Fig. 10. $M_{u,FEA}/M_y$ vs. γ : $d_o/D = 1.5$

4.3 보강재 필요 휨강성 분석

4.3.1 형상비 0.5인 경우

형상비가 0.5일 때 직선거더 조건에서 AASHTO 기준의 필요 휨강성비는 식 (5)로부터 $\gamma = 5.1$ 이며, 이는 한신공단 기준으로 평가한 $\gamma = 12.7$ 보다 작다. Fig. 8(a)와 8(b)로부터 직선거더일 때 $\gamma = 5.1$ 에서 항복모멘트에는 도달하였으나, 수렴된 휨강도에는 못 미치는 것을 보여준다. 따라서, $d_o/D < 1.0$ 일 때 식 (4)로 제시된 단면2차모멘트 기준이 다소 부족하다고 판단되며, 이는 Kim *et al.*^[3]이 제시한 바와 같이 현재 AASHTO 기준이 형상비가 1.0 이하일 때 좌굴 nodal line을 형성하기에는 휨강성이 부족하다는 제안과 연계성이 있다고 생각된다. 따라서, 형상비 0.5에서 휨강성비는 직선거더 기준으로 10.0 정도가 필요하다고 판단된다.

한편 Fig. 8(a) 및 8(b)로부터 수평보강재가 내측에 설치되는 경우, 휨강성비 증가에 따라 직선거더에 비해 곡선거더가 더 빨리 중국 휨강도에 수렴하는 형태를 보이며, 또한 동일 강성비에서 더 큰 휨강도를 보인다. 반면, 보강재가 외측에 설치되는 경우에는 곡률반경이 감소할수록 반대의 결과를 보인다. 형상비 0.5에서 AASHTO 기준보다 높은 강성비, 즉 잠정적으로 $\gamma = 10.0$ 으로 고려하면 외측에 설치되는 경우에도 항복모멘트에 도달한다. 하지만, 직선거더와 동등한 수준의 휨강도를 얻기 위해서는 식 (2d)의 곡률인자 Z 를 변수로 하여 보강재의 휨강성비(γ)를 증가시키는 것이 필요하다.

4.3.2 형상비 1.0인 경우

직선거더 조건에서 형상비 = 1.0일 때 AASHTO 기준의 필요 휨강성비는 $\gamma = 24.8$ 로서 한신공단 기준으로 평가한 $\gamma = 23.1$ 과 비슷하다. 또한 수평보강재가 내측에 설치되는 경우, Fig. 9(a)로부터 형상비가 1.0인 경우에도 휨강성비의 증가에 따라 직선거더에 비해 곡선거더가 더 빨리 중국 휨강도에 수렴하는 형태를 보인다. 단, $R = 50$ m에서는 직선거더의 기준값인 $\gamma = 24.8$ 에서 휨강도가 수렴 중에 있고, $\gamma = 30$ 에서 수렴한 결과를 보인다. 즉, 형상비가 0.5일 때는 이러한 현상을 보이지 않았으나, 형상비가 1.0에서는 수평보강재가 내측에 설치되더라도 곡률반경이 작은 경우 휨강성비가 커져야 하는 것을 보여준다. 이에 대해서는 4.3.4에서 분석하기로 한다.

한편, Fig. 9(b)로부터 보강재가 외측에 설치되는 경우에는 동일 강성비에 대해 곡률반경이 작을수록 직선거더에 비해 낮은 휨강도를 보이며, 따라서 동등한 휨강도에 도달하기 위해서는 곡률인자 Z 를 변수로 하여 보강재의 휨강성비를 증가시키는 것이 필요하다.

4.3.3 형상비 1.5인 경우

직선거더 조건에서 형상비 = 1.5일 때 필요 휨강성비는 AASHTO에서는 $\gamma = 57.5$ 로서 한신공단 기준으로 평가한 $\gamma = 31.8$ 보다 크다. Fig. 10(a) 및 10(b)로부터 직선거더에서 $\gamma = 31.8$ 일 때 휨강도는 항복모멘트에 도달하였으며 완만하게 증가하는 단계에 있다. 단, $d_o/D > 1.0$ 에서는 AASHTO 기준이 한신공단에 비해 큰 휨강성을 요하므로 AASHTO 기준을 안전측으로 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

수평보강재가 내측에 설치되는 경우, 형상비 1.5에서도 휨강성비의 증가에 따라 직선거더에 비해 곡선거더가 더 빨리 중국 휨강도에 수렴하는 형태를 보인다. 단, $R = 50$ m에서 직선거더의 기준값인 $\gamma = 57.5$ 보다 작을 때는 휨강도가 수렴 중에 있어 곡률반경에 따른 휨강성비의 조정이 역시 필요함을 보여준다. 또한, 보강재가 외측에 설치되는 경우에는 다른 형상비 조건에서와 같이 동일 강성비에서 직선거더에 비해 곡률반경이 감소할수록 낮은 휨강도를 보이므로 동등한 수준의 휨강도에 도달하기 위해서는 역시 휨강성비의 증가가 필요하다.

4.3.4 보강재의 위치와 형상비에 따른 거동 분석

단면 내 휨모멘트에 의해 웹에 작용하는 압축력, 즉 Fig. 2에서 b_e 구간에 작용하는 압축력을 P 라고 하자. 먼저, 직선거더에서 힘 P 를 도심 C 에 대해 고려하면 Fig. 11(a)와 같이 압축력 P 와 편심모멘트 $P \cdot e$ 로 변환된다. 따라서 보강재는 압축력에 의한 응력과 편심모멘트에 의한 휨응력을 받

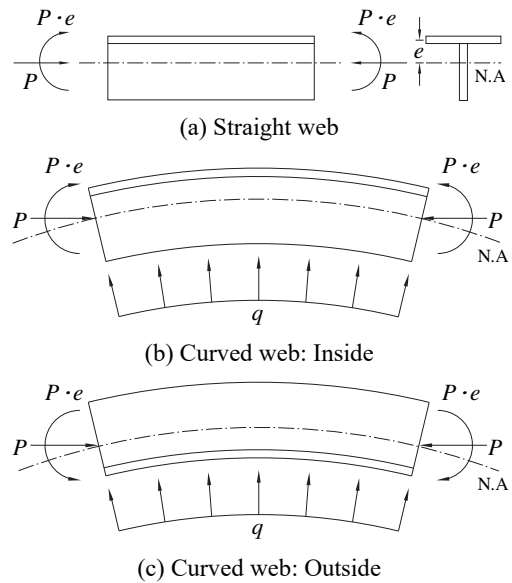


Fig. 11. Model for analyzing the behavior of longitudinal stiffener

는다. 실험 등에 의하면 T-단면의 종국 강도(ultimate strength)는 편심모멘트에 의해 보강재 연단(자유단)의 인장 항복에 의해 지배되고^[6], 이로 인해 보강재가 설치된 방향으로 면외변형이 발생하여 종국 상태에 도달한다.

한편, 수평보강재가 내측에 설치된 곡선거더 웹의 하중 모델을 Fig. 11(b)에 제시하였다. 여기서 반경방향 분포하중 q 는 곡률효과로 인한 것이다^[6]. 직선거더와 비교하면 하중 q 는 보강재 연단에 휨압축응력을 유발하므로 편심모멘트에 의한 인장응력을 감소시켜 직선거더에 비해 유리한 상황이 된다. 그러나, 보강재의 규모가 작은 경우 편심모멘트 효과는 감소하고(편심거리 e 가 감소하므로), 곡률 효과가 지배적이어서 보강재 반대 방향으로 조기에 면외변형이 발생하여 휨강도의 저하를 초래한다. 이 때 곡률효과에 의한 휨응력은 웹 패널의 형상비가 클수록, 그리고 곡률반경이 작을수록 커지게 된다. Fig. 9(a)(형상비 = 1.0)에서 $R = 50$ m일 때 보강재의 강성비가 30 이하에서 이러한 현상이 관측되었다. 그리고 Fig. 10(a)(형상비 = 1.5)에서 $R = 50$ m일 때 강성비가 70 이하, $R = 100$ m일 때는 29 이하일 때 이러한 현상이 발생하였다.

곡선거더 웹에서 수평보강재가 외측에 설치되는 경우의 모델을 Fig. 11(c)에 제시하였다. 이 경우는 곡률효과로 인한 하중 q 가 보강재 연단에 휨인장 응력을 부가적으로 유발하므로 직선거더에 비해 더 빨리 인장 항복에 도달하게 된다. 앞의 Figs. 8-10에서 알 수 있듯이 곡률반경이 작을수록, 그리고 형상비가 클수록 동일한 보강재 강성비 조건에서 직선거더에 비해 휨강도가 낮게 산출된 이유이다.

5. 보강재 필요 휨강성의 예비 제안

본 연구에서는 항복강도 355 MPa 강재를 고려하였다. 직선 및 곡선거더에서 형상비에 따른 수평보강재의 적정 휨강성 요건을 제안하기 위해서는 보다 큰 항복강도와 이로 인한 1단 보강 웹의 세장비 변수에 대한 보완 연구가 필요하다. 본 연구에서는 금번 데이터를 바탕으로 보강재의 필요 휨강성 요건을 잠정적으로 제시하고, 향후 상기 변수들에 대한 보완 연구를 수행한 후 최종 제시하고자 한다.

4.3절에서 분석한 내용을 토대로 곡선거더의 수평보강재 휨강성 요건으로서 보강재가 내측에 설치될 때는 직선거더와 휨강도가 동등 이상이고 수렴된 상태를, 외측에 설치될 때는 직선거더와 동등한 수준의 휨강도를 보일 때로 고려하였다. 이로부터 필요 휨강성비를 평가한 결과를 Table 5에 $\gamma_{estimated}$ 로 제시하였다.

4.3.1에서 기술한 바와 같이 AASHTO 기준은 $d_o/D < 1.0$ 범위에서 직선거더에서도 보강재의 휨강성이 부족할 것으로 평가되었다. 따라서 형상비를 1.0 기준으로 다음 식을 제안한다. 즉, 형상비가 1.0 이하에서는 γ 를 직선식으로, 1.0 이상에서는 현재 AASHTO 기준을 적용기로 제안한다.

$$\frac{d_o}{D} < 1.0: I_l = \frac{Dt_w^3}{10.92} \left[24.8 \left(\frac{d_o}{D} \right) \right] \beta \tag{8a}$$

$$\frac{d_o}{D} \geq 1.0: I_l = Dt_w^3 \left[2.4 \left(\frac{d_o}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \beta \tag{8b}$$

Table 5. Proposed bending rigidity ratio(γ) and corresponding size of longitudinal stiffener: $D \times t_w = 2,000 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$, $F_y = 355 \text{ MPa}$

d_o/D	R (m)	Stiffener: Inside			Stiffener: Outside		
		γ_{AASHTO}	$\gamma_{estimated}$	$\gamma_{proposed}$	γ_{AASHTO}	$\gamma_{estimated}$	$\gamma_{proposed}$
0.5	50	67 × 6.4(6.4)	77 × 7.3(10.0)	83 × 7.9(13.1)	70 × 6.7(7.4)	91 × 8.1(18.0)	90 × 8.6(17.3)
	100	65 × 6.2(5.7)	77 × 7.3(10.0)	83 × 7.9(12.8)	67 × 6.4(6.2)	86 × 8.2(14.8)	86 × 8.2(14.9)
	300	64 × 6.1(5.3)	77 × 7.3(10.0)	82 × 7.8(12.5)	64 × 6.1(5.5)	79 × 7.5(11.1)	83 × 7.9(13.2)
	∞	63 × 6.0(5.1)	77 × 7.3(10.0)	82 × 7.8(12.4)	63 × 6.0(5.1)	77 × 7.3(10.0)	82 × 7.8(12.4)
1.0	50	120 × 11.4(44.9)	106 × 10.1(29.4)	107 × 10.2(30.7)	134 × 12.8(64.3)	129 × 12.3(56.6)	134 × 12.8(64.1)
	100	111 × 10.6(34.8)	101 × 9.6(24.8)	104 × 9.9(27.7)	120 × 11.4(44.9)	117 × 11.1(41.0)	120 × 11.4(44.4)
	300	104 × 9.9(28.1)	101 × 9.6(24.8)	102 × 9.7(25.8)	108 × 10.3(31.8)	110 × 10.5(33.1)	108 × 10.3(31.3)
	∞	101 × 9.6(24.8)	101 × 9.6(24.8)	101 × 9.6(24.8)	101 × 9.6(24.8)	101 × 9.6(24.8)	101 × 9.6(24.8)
1.5	50	157 × 15.0(107.5)	138 × 13.1(70.0)	148 × 14.1(88.2)	176 × 16.8(156.0)	206 × 19.6(259.0)	207 × 19.7(262.3)
	100	156 × 14.9(105.3)	130 × 12.4(57.5)	140 × 13.3(72.9)	175 × 16.7(153.6)	185 × 17.6(182.0)	178 × 17.0(159.9)
	300	141 × 13.4(74.8)	130 × 12.4(57.5)	133 × 12.7(62.6)	150 × 14.3(91.5)	148 × 14.1(87.4)	150 × 14.3(91.6)
	∞	130 × 12.4(57.5)	130 × 12.4(57.5)	130 × 12.4(57.5)	130 × 12.4(57.5)	130 × 12.4(57.5)	130 × 12.4(57.5)

곡률보정계수 β 는 Table 5의 $\gamma_{estimated}$ 값에 대해 곡선접합 (curve fitting)으로부터 다음 식으로 제안한다.

- 수평보강재가 곡률중심의 외측

$$\beta = \frac{Z}{6} + 1 \quad (8c)$$

- 수평보강재가 곡률중심의 내측

$$\beta = \frac{Z}{40} + 1 \quad (8d)$$

즉, 보강재가 외측에 설치되는 경우 β 식의 형태는 AASHTO 기준과 같고, 내측에 설치되는 경우는 저감하였다. 한편, 곡

률인자 Z 는 식 (4d)와 같으나, 다음 식 (8e)와 같이 최대값의 제한을 삭제한다.

$$Z = \frac{0.95d_o^2}{Rt_w} \quad (8e)$$

그 이유는 Table 5에서 형상비=1.5, $R=50$ m의 경우 보강재가 외측에 설치될 때 AASHTO에서는 Z 값을 10으로 제한함으로 인해 필요 강성비가 156.0이나, 본 연구의 평가에 의하면 훨씬 큰 보강재 강성비인 259.0으로 산출되었기 때문이다.

식 (8a)-식 (8e)로부터 산정한 강성비를 Table 5에 $\gamma_{proposed}$ 로 제시하였으며, Table 5의 강성비를 Fig. 12에 도식화하였

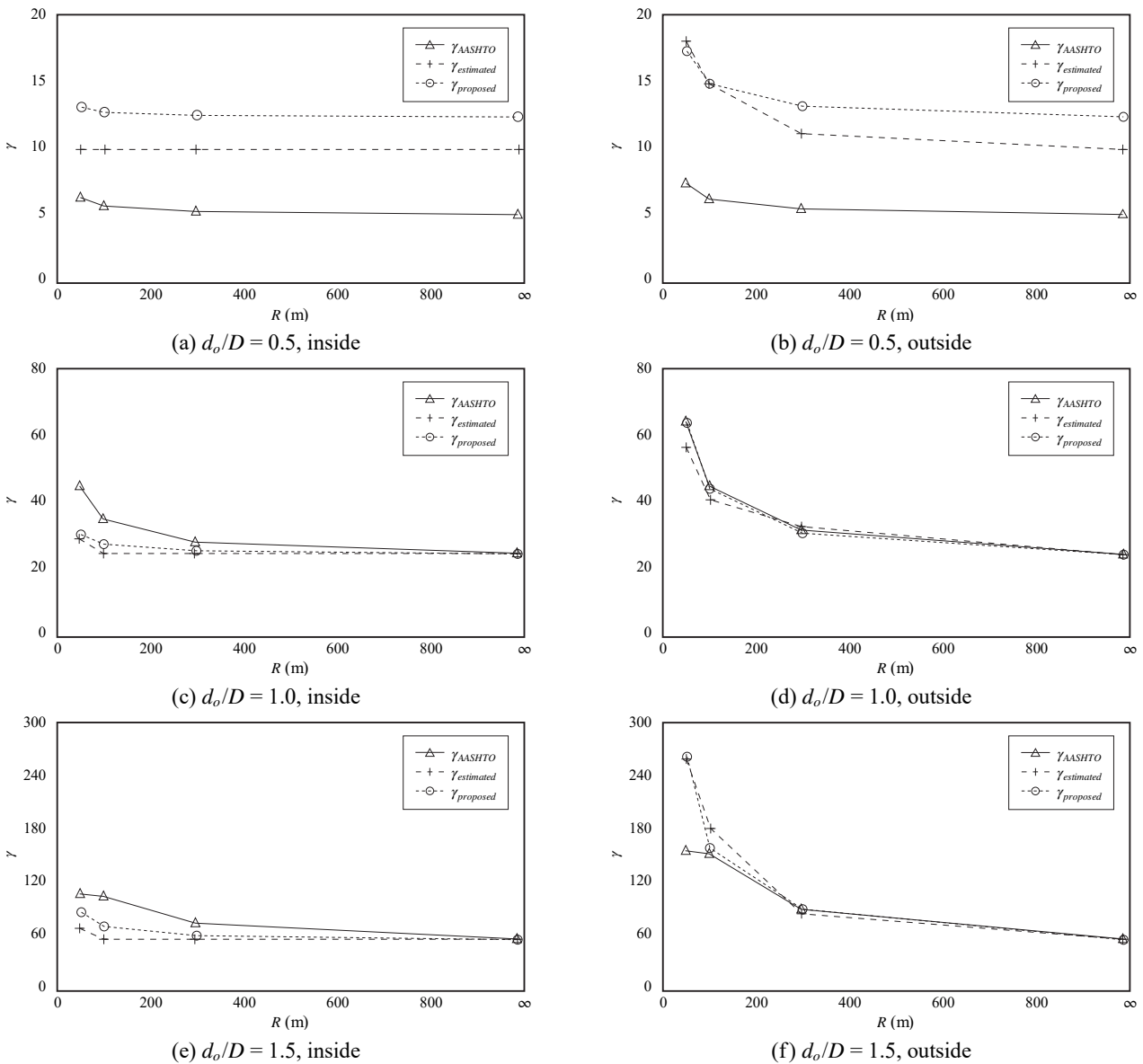


Fig. 12. Comparison of γ_{AASHTO} , $\gamma_{estimated}$, and $\gamma_{proposed}$

다. 이로부터 예비 제안식은 항복강도 355 MPa까지는 곡선 거더의 수평보강재 강성을 적절히 제시할 수 있을 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구에서는 강재 곡선거더에서 웨브가 수평보강재로 1단 보강될 때 보강재의 필요 휨강성을 재료 및 기하비선형 해석으로부터 평가하였다. 항복강도(F_y)는 355 MPa로 설정하였고 주요 변수로서 웨브 패널의 형상비(d_o / D), 곡률반경($R = 50 \text{ m}, 100 \text{ m}, 300 \text{ m}$ 및 직선거더) 그리고 보강재의 위치(내측 및 외측)를 고려하였다. 본 연구로부터 얻은 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) 곡선거더에서 수평보강재의 필요 휨강성은 보강재가 내측(곡률 중심 쪽)에 설치되는 경우, 형상비가 1.0 이하에서는 직선거더에 비해 증가하지 않고, 형상비가 1.0보다 큰 경우에는 곡률반경이 작을 때($R \leq 50 \text{ m}$) 증가하여야 하는 결과를 보였다. 반면, 외측에 설치되는 경우에는 곡률반경이 감소할수록 직선거더에 비해 보강재의 휨강성비가 증가하여야 하며, 또한 형상비가 증가할수록 휨강성이 크게 증가하여야 하는 결과를 보였다.
- (2) 웨브 패널의 형상비가 0.5인 직선거더에 대한 해석으로부터 현재 AASHTO 기준은 수평보강재의 휨강성을 다소 비안전측으로 제시하고 있는 것으로 분석되었다. 반면, 형상비 1.5에 대한 해석으로부터 AASHTO 기준은 안전측으로 적용될 수 있는 것으로 평가되었다. 따라서, 형상비 1.0 이상에서는 웨브 일부($18t_w$)와 보강재로 구성되는 등가 T-단면의 단면2차모멘트를 현재 기준과 같이 적용하되, 형상비 1.0 이하에서는 식 (8a)로 수정 제안하였다.
- (3) 웨브패널의 형상비, 곡률반경, 수평보강재의 위치에 대한 매개변수 해석으로부터 곡선거더가 직선거더와 동등한 수준의 휨강도를 보일 때를 기준으로 보강재의 필요 휨강성을 평가하였다. 이로부터 보강재가 내측에 설치되는 경우에는 현재 AASHTO 기준의 곡률보정계수 β 를 하향 조정하는 것이 가능하고, 외측에 설치되는 경우에는 현재의 β 식이 적절하다고 판단되었다. 이로부터 곡률보정계수는 식 (8c) 및 식 (8d)

로 제안하였다. 한편 AASHTO에서는 곡률인자 Z의 상한치를 10으로 제한하고 있으나(식 (4d)), 이를 삭제하는 것이 적절하다고 판단되었다.

본 연구에서는 강재의 항복강도를 355 MPa로 제한하였다. 따라서 상기 제안식은 곡선거더에서 수평보강재의 필요 휨강성에 대한 예비 제안이며, 향후 보다 큰 항복강도의 거더에 대한 후속 연구가 필요하다.

감사의 글

이 논문은 부산대학교 기본연구지원사업(2년)에 의하여 연구되었음.

참고문헌(References)

- [1] Alinia, M.M., and Moosavi, S.H. (2008) A Parametric Study on the Longitudinal Stiffener of Web Panels, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol.46, No.11, pp. 1213-1223.
- [2] Lee, K.J., Park, Y.M., Kim, B.J., and Park, C.H. (2016) Numerical Study on Required Stiffness of Longitudinal Stiffener in Plate Girders, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.28, No.1, pp. 45-52 (in Korean).
- [3] Kim, H.S., Park, Y.M., Kim, B.J., and Kim, K. (2018) Numerical Investigation of Buckling Strength of Longitudinally Stiffened Web of Plate Girders Subjected to Bending, *Structural Engineering and Mechanics*, Techno-Press, Vol.65, No.2, pp.141-154.
- [4] Park, Y.M., Kim, B.J., Seong T.R., and Park, C.H. (2019) A Study on the Proposition of Bending Rigidity of the Longitudinal Stiffener in Steel Girders Stiffened with Single Stiffener, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.31, No.1, pp.31-41 (in Korean).
- [5] Issa-El-Khoury, G., Linzell, D.G., and Geschwindner, L.F. (2014) Computational Studies of Horizontally Curved, Longitudinally Stiffened, Plate Girder Webs in Flexure, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.93, pp.97-106.
- [6] Nakai, H., and Yoo, C.H. (1988) *Analysis and Design of Curved Steel Bridges*, McGraw-Hill, USA.

- [7] Steel Structure Study Committee of Hanshin Expressway Public Corporation (1988) *Guidelines for the Design of Horizontally Curved Girder Bridges (Draft)*, Hanshin Expressway Public Corporation, Japan.
- [8] American Association of State Highway and Transportation Officials (2017) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8th Ed.), USA.
- [9] European Committee for Standardization (2006) *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-5: Plated Structural Elements* (EN 1993-1-5: 2006), Belgium.
- [10] Korea Construction Standards Center (2017) *Design Standards for Steel Member (Load and Resistance Factored Design)* (KDS 14 31 10), Korea (in Korean).
- [11] Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (2010) *Highway Bridge Design Standard*, Korea (in Korean).
- [12] Dassault Systèmes Simulia Corp. (2014) *ABAQUS Analysis User's Manual, Ver. 6.14*, DSS, USA.

요 약: 본 연구에서는 강재 곡선거더에서 수평보강재로 웹 1단 보강 시 보강재 필요 휨강성을 평가하였다. 곡선거더는 곡률로 인해 휨 거동이 직선거더와는 다르므로 대부분의 교량설계기준에서는 수평보강재가 곡률중심 쪽(내측) 또는 반대쪽(외측)에 설치되는 경우를 구분하여 보강재의 필요 휨강성을 제시하고 있다. 직선거더 대비 곡선거더에서 보강재 필요 휨강성은 재료 및 기하비선형해석으로부터 평가하였다. 항복강도 355 MPa 강재거더에 대해 웹 패널의 형상비, 곡률반경, 보강재의 위치(내측 또는 외측)를 매개변수로 고려하였으며, 곡선거더에서 보강재의 필요 휨강성은 직선거더와 동등한 수준의 휨강도가 얻어질 때로 설정하였다. 해석결과에 근거하여 AASHTO LRFD 교량 설계기준 대비 수평보강재의 휨강성에 대해 수정된 식을 잠정적으로 제안하였다.

핵심용어: 강재 곡선거더, 수평보강 웹, 보강재 휨강성, 보강재 위치, 곡률 반경, 웹 형상비
