



수평보강재로 1단 보강된 강재 거더의 웹 세장비와 보강재 강성 변수에 대한 실험 연구

박용명¹ · 김병준^{2*} · 김희순³ · 만경록⁴

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

An Experimental Study on the Web Slenderness Ratio and Stiffener Rigidity of Steel Girders Stiffened with Single Longitudinal Stiffener

Park, Yong Myung¹, Kim, Byung Jun^{2*}, Kim, Hee Soon³, Man, Kyung Rok⁴

¹Professor, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, 46241, Korea

²Ph.D. student, 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 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications stipulates two requirements for the bending rigidity of the longitudinal stiffeners; formation of a buckling nodal line and securing the buckling strength of the T-section composed of a stiffener and a part of the web. Therefore, the required rigidity of the stiffener is related to the web slenderness ratio(D/t_w) and yield strength of steel. In this study, an experimental study was carried out on the steel girders stiffened with single stiffener considering the web slenderness ratio and the rigidity of stiffeners as variables. Two cases of web slenderness ratios 331 and 247 were selected and total six girders were tested for the unstiffened and stiffened webs with two different stiffener rigidity for each slenderness ratio. Based on the tests, a required rigidity of the stiffener to reach the yield moment according to the web slenderness ratio was investigated. In addition, the stiffener rigidity requirements of AASHTO and Eurocode 3 were compared and possible shortcomings were analyzed by taking into consideration the web slenderness ratio, yield strength of girder and stiffener.

Keywords - Steel girder, Web with single longitudinal stiffener, Bending rigidity of stiffener, Web slenderness ratio, AASHTO LRFD specifications

1. 서 론

강재 거더교의 설계 시 경제성 측면에서 웹을 가급적 얇게 하는 것이 일반적이며, 이 때 웹의 탄성좌굴 방지를 위해 Fig. 1.에 보인 바와 같이 편측(single-sided)에 편평한 판 형상의 수평보강재를 일반적으로 적용하고 있다.

1단 보강 웹에서 수평보강재의 최적 위치에 대한 연구로서 일찍이 Dubas^[1], Rockey and Leggett^[2]는 2축대칭 거더

에 대해 웹 상 하단을 단순지지로 고려하는 경우 보강재의 최적 위치는 압축플랜지로부터 $0.2D$ (D : 웹 높이)이고 웹의 휨압축 좌굴계수(k)는 129.3이며, 고정지지로 고려하는 경우에는 $0.22D$ 와 $k = 161.0$ 로 제시하였다. 이후 많은 연구자들의 유한요소해석 연구^{[3][4]}로부터 이들의 결과가 타당한 것으로 입증되었다.

한편, 수평보강재는 웹의 탄성좌굴과 면외변형을 적절히 구속하기 위해 적절한 휨강성(bending rigidity)을 가져야 한다. Massonnet^[9]는 웹의 판좌굴(plate-like buckling)에 대해 nodal line을 형성하기 위한 수평보강재의 강성 기준을 제안하였으며, Cooper^[10]는 유효 T-단면(Fig. 2.(a)에서 빗금친 부분)이 기둥 형태의 좌굴(column-like buckling)에 대한 강도 확보 요건을 제안하였다. 현재 AASHTO LRFD 기준^[11]은 Massonnet과 Cooper가 제안한 두 가지 요건을 적용토록 규정하고 있다. 반면, Eurocode 3^[12]에서는 웹의 탄성지

Note.-Discussion open until June 30, 2019. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on October 01, 2018; revised November 08, 2018; approved on November 19, 2018.

Copyright © 2018 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-51-510-1460 Fax. +82-51-513-9596

E-mail. bjun1300@pusan.ac.kr

지 효과를 고려한 T-단면(Fig. 2.(b)의 빗금친 부분)의 좌굴 강도만을 적용하고 있다. 각 기준에서 고려하는 T-단면의 상세와 수평보강재의 강성 요건에 대해서는 2장에 제시하였으며, 상기 기준들의 규정으로부터 수평보강재의 필요 강성은 웹브 세장비와 강재의 항복강도와 연계가 된다.

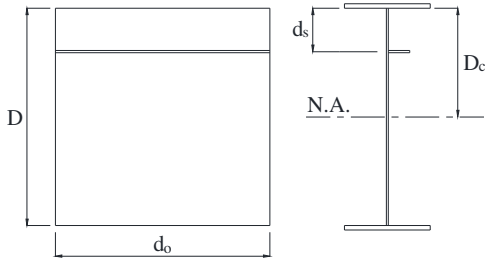


Fig. 1. Stiffened web with flat plate-shaped single-sided longitudinal stiffener

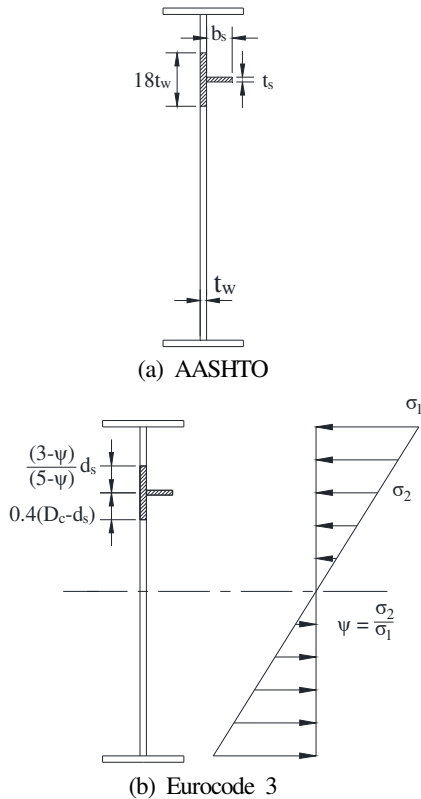


Fig. 2. Effective T-section

수평보강재의 강성요건에 대한 국내 연구로서, Yoon and Kim^[13]은 수평보강 거더에서 웹브 세장비와 보강재 강성에 따른 휨연성을 비선형해석으로 연구한 바 있으며, 보강 웹브를 갖는 플레이트거더가 조밀단면이 되기 위한 웹브 세장비와 보강재의 필요 휨강성을 고찰하였다. 한편 Lee et al.^[14]은

수평보강재의 강성비에 따른 웹브의 휨압축 좌굴강도를 고유치해석으로부터 평가하였으며, 형상비(d_o/D)가 1.0보다 작을 때 AASHTO 기준의 보강재 휨강성 규정(본 논문의 식 (2))은 비안전측이라고 제안하였다.

본 연구에서는 웹브가 1단 보강된 강재 거더에서 웹브 세장비와 보강재 강성 변수에 대한 실험 연구를 수행하였다. 웹브 세장비 D/t_w (t_w : 웹브 두께)는 331과 247의 두 경우를 고려하였으며, 각 세장비에 대해 비보강 및 두 가지 보강재 강성을 고려하여 총 6개의 거더에 대해 실험을 수행하였다. 실험 결과로부터 웹브 세장비와 보강재 강성에 따른 웹브 응력 분포, 웹브 면외변형, 그리고 항복모멘트에 도달하기 위해 필요한 보강재의 최소 휨강성을 분석하였다. 아울러 웹브 세장비, 거더와 보강재의 항복강도 변수를 고려하여 AASHTO 및 Eurocode 3 기준의 보강재 강성 요건을 비교하고 문제점을 분석하였다.

2. 보강재 강성 요건에 대한 설계 기준

2.1 AASHTO LRFD 및 국내 한계상태설계 기준

AASHTO LRFD 기준^[11] 및 국내 하중저항계수설계 기준^[15]에서는 수평보강재의 국부좌굴을 억제하기 위해 보강재의 폭두께비를 다음 식으로 제한하고 있다.

$$b_s \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (1)$$

여기서, b_s : 수평보강재의 폭, t_s : 수평보강재의 두께, F_{ys} : 수평보강재의 항복강도이며, E 는 강재의 탄성계수로서 본 연구에서는 $E=205,000 \text{ MPa}$ 로 고려하였다.

한편, 보강재 위치에서 웹브의 좌굴을 억제함으로써 nodal line을 형성하기 위한 강성 요건으로 웹브의 $18t_w$ 를 포함하는 유효 T-단면(Fig. 2.(a)의 빗금친 부분)의 필요 단면2차모멘트를 다음 식으로 제시하고 있다.

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

여기서, I_l : Fig. 2.(a)의 T-단면의 도심에 대한 단면2차모멘트, d_o : 수직보강재의 간격, β : 곡선거더에 설치되는 수평보강재의 곡률 보정계수(직선 거더=1.0)이다.

또한, 수평보강재가 기둥 형태의 좌굴을 일으키지 않고 축방향 압축력에 저항하기 위한 강성을 갖도록 단면회전반경에 대한 요건을 다음과 같이 제시하고 있다.

$$r \geq \frac{0.16d_0 \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}}{\sqrt{1 - 0.6 \frac{F_{yc}}{R_h F_{ys}}}} \quad (3)$$

여기서, r : T-단면의 회전반경, F_{yc} : 압축플랜지의 항복강도, R_h : 하이브리드 계수이다.

한편, 국내 하중저항계수설계 기준에서는 AASHTO LRFD 기준의 식 (1)~(3)을 그대로 적용하고 있다.

2.2 Eurocode 3

본 기준에서는 Fig. 2.(b)의 T-단면이 웨브에 의해 탄성지된 기둥으로 간주하고, 보강재 위치에서 좌굴강도(σ_{cr})를 다음 식 (4)와 같이 제시하고 있다. T-단면은 보강재와 웨브의 일부분으로 구성되며 AASHTO에서는 웨브 부분이 $18t_w$ 로 고려되는 반면, Eurocode 3에서는 보강재 위쪽의 $\frac{(3-\psi)}{(5-\psi)}d_s$ 와 아래쪽의 $0.4(D_c - d_s)$ 부분으로 구성된다 (여기서, D_c : 압축측 중립축의 높이, $\psi = \sigma_2/\sigma_1$, σ_1 : 웨브 상단의 응력, σ_2 : 보강재 위치의 응력).

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{sl}}{A_{sl} d_o^2} + \frac{EDt_w^3 d_o^2}{4\pi^2 (1-\nu^2) A_{sl} d_s^2 (D-d_s)^2} \quad \text{if} \quad d_o \leq d_{oc} \quad (4a)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{1.05E}{A_{sl}} \frac{\sqrt{I_{sl} D t_w^3}}{d_s (D-d_s)} \quad \text{if} \quad d_o > d_{oc} \quad (4b)$$

$$d_{oc} = 4.33 \sqrt[4]{\frac{I_{sl} d_s^2 (D-d_s)^2}{D t_w^3}} \quad (4c)$$

여기서, A_{sl} : Fig. 2.(b)의 T-단면 단면적, I_{sl} : T-단면의 도심에 대한 단면2차모멘트이다.

3. 거더 실험 개요

3.1 시험체 제원

거더 시험체의 개요는 Fig. 3에 제시하였다. 2축대칭단면으로 계획하였으며 4점 재하 방식으로 중앙패널 구간이 순수휨 상태가 되도록 하였다. 웨브의 높이(D)와 중앙패널 간격(d_o)은 모두 1,000 mm로 설정하여 형상비(d_o/D)를 1.0으로 하였다.

본 연구의 시험체 실측 제원을 Table 1에 제시하였다. 웨브의 판두께는 3.02 mm와 4.05 mm의 두 가지를 적용하였다. 보강 웨브 시험체에서 수평보강재는 $0.2D$ 위치에 설치하였으며, 보강재의 제원은 각 웨브 세장비에 대해 2개씩 적용하였다. 비보강 웨브와의 비교를 위해 수평보강재를 설치하지 않은 시험체를 포함하여 총 6개의 시험체를 제작하였다. 시험체의 명칭은 각각 T3과 T4로 표기하기로 하고 비보강 시험체는 TO-0로, 보강 시험체는 수평보강재의 크기에 따라 TO-A와 TO-B로 표기하기로 한다.

시험체의 플랜지와 웨브에 사용된 강판에서 시험체 제작 전 3개씩의 시험편을 채취하여 인장강도 테스트를 UTM으로 수행하였으며 항복강도(F_y)를 Table 1에 제시하였다. 모든 시험체에서 플랜지는 동일 강판이 사용되었으며, T3의 웨브와 T4의 웨브는 각각 동일 강판이 적용되었다. 플랜지가 웨브 상·하단의 회전을 구속하는 효과를 최소화하기 위해 플랜지 폭은 최소폭 규정($D/6$)을 감안하여 180 mm ($= D/5.6$)로 하였다. 플랜지의 선행 좌굴을 방지하기 위해 조밀플랜지에 해당하는 세장비 $\lambda_{pf} = 0.38\sqrt{E/F_{yc}} = 10.0$ 이하가 되도록 플랜지 두께는 $10 \text{ mm} (\lambda_f = 90 \text{ mm}/10 \text{ mm} = 9.0)$ 를 적용하였다.

웨브의 세장비(D/t_w)는 T3과 T4 시험체에서 각각 331과 247이다. 탄성좌굴이 발생하지 않기 위한 웨브의 한계세장비는 다음 식으로부터 정의된다^[11].

$$\lambda_{crw} = \left(\frac{D}{t_w}\right)_{cr} = 0.95 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \quad (5)$$

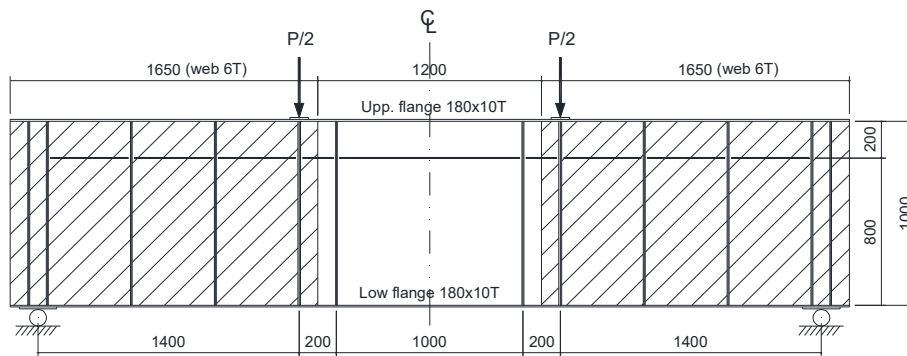
본 연구의 시험체들이 조밀플랜지를 갖는 것을 감안하여 웨브 상·하단을 고정지지에 가깝다고 간주하면 비보강 웨브의 휨압축 좌굴계수 $k = 39.6$, 보강웨브의 $k = 161.0$ 로서 비보강 및 보강웨브의 비조밀 한계세장비 λ_{crw} 는 각각 157과 317이 된다. 따라서, 비보강 시험체 T3-0와 T4-0는 세장웨브가 된다. T3-A와 T3-B 시험체는 비조밀 한계보다 조금 크지만 비조밀 웨브에 가깝고, T4-A와 T4-B 시험체는 비조밀 웨브에 해당한다. 한편, Fig. 3에서 빗금친 웨브 구간(side panel)은 좌굴방지를 위하여 중앙패널 구간보다 두꺼운 판(6 mm)을 적용하였다.

수평보강재의 휨강성은 다음 식과 같이 웨브의 휨강성(EI_l) 대비 보강재의 휨강성(DD_{pl})의 비(γ , 이하 강성비로 칭함)로 표현하기로 한다.

Table 1. Dimension of test girders (unit of dimension : mm)

Specimen	Web			Flange		Stiffener		F_y (MPa)	
	t_w	D	λ_{crw}	$b_{fc} \times t_{fc}$	$b_{ft} \times t_{ft}$	$b_s \times t_s$	γ	Flange	Web
T3-0	3.02	998	157	180.0×10.1	181.0×10.2	none	0	297.0	346.0
T3-A		1001	317	180.7×10.2	181.0×10.1	45.0×4.2	32.8		
T3-B		1003		180.0×10.3	179.7×10.1	72.0×6.1	141.9		
T4-0	4.05	1002	157	179.7×9.95	179.3×9.92	none	0	297.0	250.0
T4-A		1002	317	180.3×10.2	180.0×10.1	45.0×3.9	15.8		
T4-B		1001		180.0×10.1	180.7×10.1	72.0×6.1	73.2		

Note) Yield strength of stiffeners, $F_y = 250\text{MPa}$ for 4 mm, $F_y = 305\text{MPa}$ for 6 mm

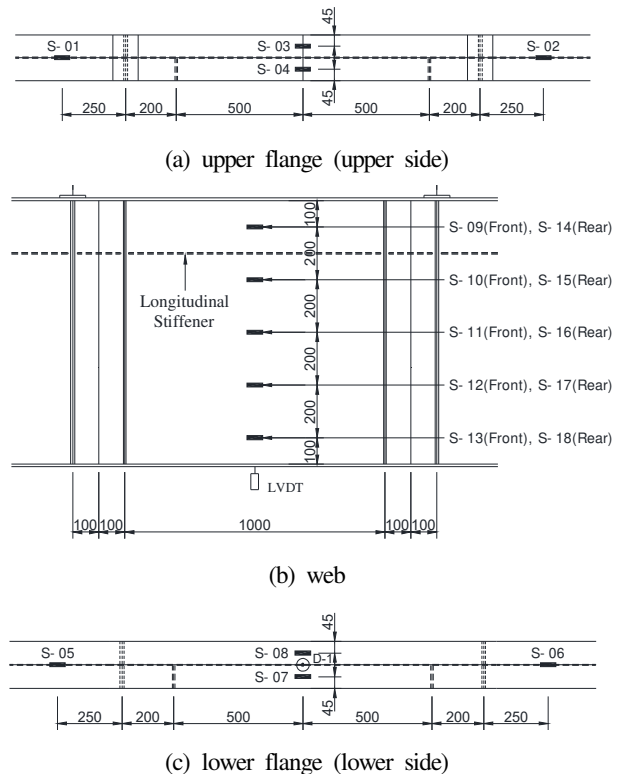
**Fig. 3.** Configuration of test specimens

$$\gamma = \frac{EI_l}{DD_{plt}} \quad (6)$$

여기서, I_l 은 Fig. 2.(a)의 T-단면의 도심에 대한 단면2차 모멘트, $DD_{plt} = Et_w^3/12(1-\nu^2)$ 으로 웹브의 휨강성이며 포아송비 $\nu = 0.3$ 으로 고려하였다. 사용된 보강재의 휨강성비를 Fig. 2.(a)의 AASHTO 방식에 의한 T-단면에 대해 산정하여 Table 1에 제시하였다. T0-B 시험체는 각각 T0-A 시험체보다 약 4.5 배 큰 휨강성의 보강재가 적용되었다.

3.2 측정 장치 개요

각 시험체의 처짐 및 변형을 측정을 위한 측정 장치 개요는 Fig. 4.에 제시하였다. 연직처짐을 측정하기 위한 변위계(LVDT)를 하부플랜지 중앙에 설치하였으며, 가력 중 웹브의 면외 변위는 캘리퍼스를 이용하여 직접 측정하였다. 비보강 및 보강 웹브 시험체에서 플랜지와 웹브의 응력분포 평가를 위해 Fig. 4.에 보인 바와 같이 1축 변형률게이지를 상부플랜지의 상면, 하부플랜지의 하면과 웹브의 양면에 각각 설치하였다. 압축 및 인장 플랜지에서 가력점 양측의 S-01과 S-02, S-05와 S-06은 본 가력에 앞서 예비 가력 시 하중의 대칭성을 평가하기 위해 설치하였다.

**Fig. 4.** Instrumentation of LVDT and strain gauges

3.3 웹 초기처짐 측정

실험에 앞서 각 시험체의 웹 초기처짐(면외방향)을 $100\text{ mm} \times 100\text{ mm}$ 격자 간격으로 캘리퍼스로 직접 측정하였으며 등고선 형태로 Fig. 5에 제시하였다.

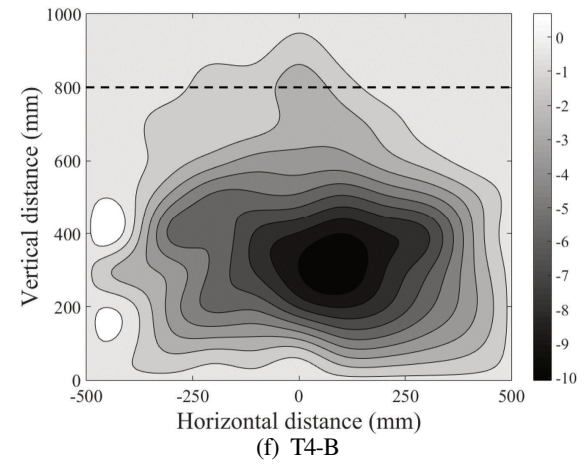
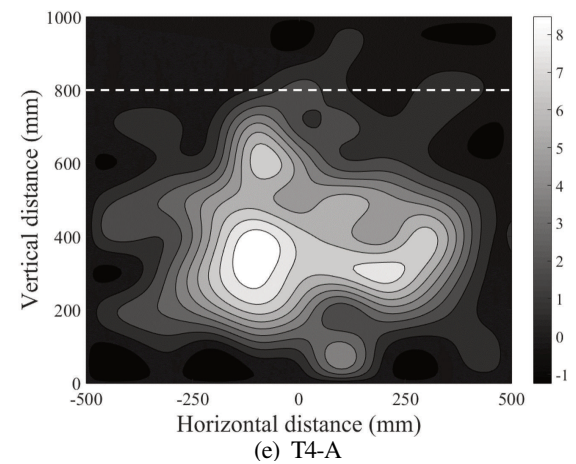
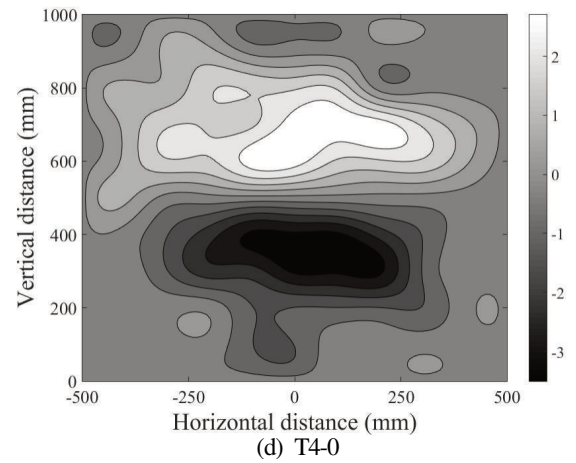
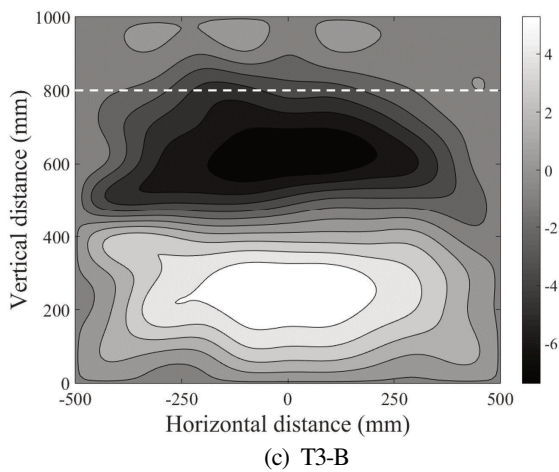
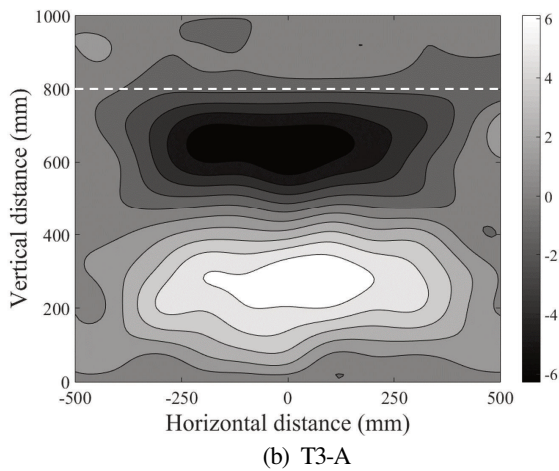
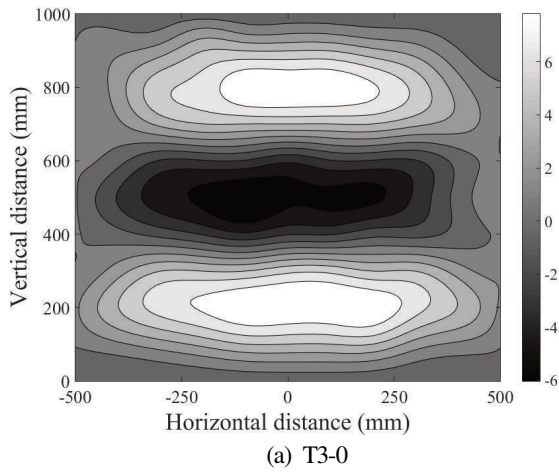


Fig. 5. Initial imperfections of webs

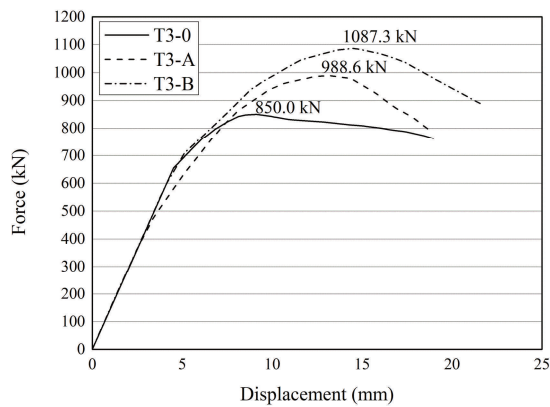
여기서, (+)값은 보강재 방향으로의 처짐이다. 비보강 시험체 T3-0에서는 (+)8 ~ (-)4 mm, T4-0에서는 (+)3 ~ (-)2 mm의 초기처짐이 발생하여 웹가 얇은 T3-0에서 상대적으로 큰 용접 변형을 보였다. T3 및 T4 보강 시험체들에서는 상부플랜지와 수평보강재 사이의 패널에서는 초기처짐 값이 모두 (-)2 mm 이내로 비교적 작으나, 보강재와 하부플랜지

사이의 패널에서는 T3-A와 T3-B 시험체에서 최대 (+)6 ~ (-)6 mm, T4-A와 T4-B 시험체에서는 각각 (+)8 mm와 (-)9 mm의 초기처짐을 보였다. 이로부터 용접 제작 시 열영향에 의한 최대 면외 초기처짐은 3 mm ~ 9 mm로서 $d_o/333 \sim d_o/111$ 의 비를 보였다.

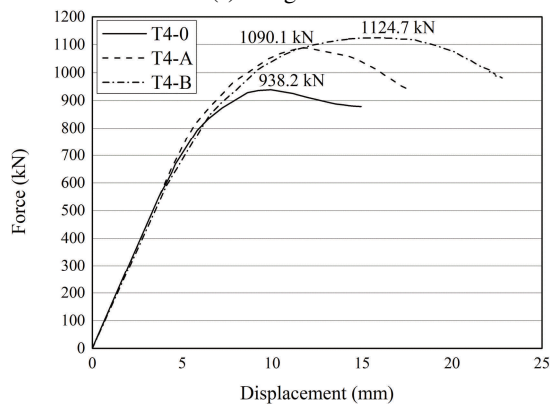
4. 실험 결과

4.1 하중-변위선도

가력은 3,000 kN UTM으로 2 mm/min 속도로 가력하였다. 각 시험체 별로 최대 하중 도달 이후 최대하중의 90% 수준으로 하강하였을 때 실험을 종료하였다. 실험으로부터 얻은 각 시험체의 하중-연직변위 선도를 Fig. 6.에 제시하였으며 실험 종료 시점에서 시험체들의 변형 장면을 Fig. 7.에 제시하였다. 비보강 시험체에서는 웹브의 면외 변형 발생에 이어 플랜지의 회전이 발생하였다. 보강 시험체에서는 웹브와 수평보강재의 면외 변형 발생과 더불어 압축플랜지-보강재 사이 패널의 국부좌굴이 발생되었으며 이어 플랜지의 회전이 발생하면서 종국 상태에 이르렀다.

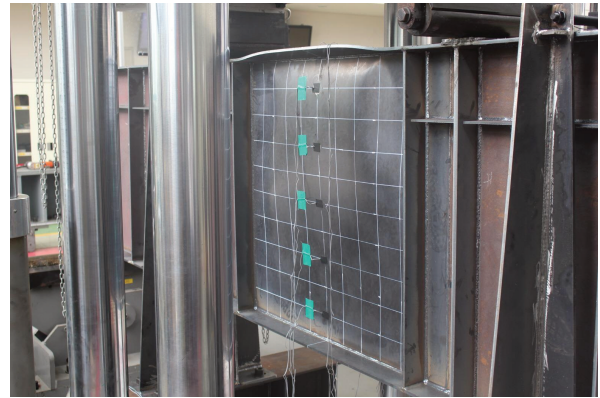


(a) T3 girders



(b) T4 girders

Fig. 6. Load vs. Vertical displacement



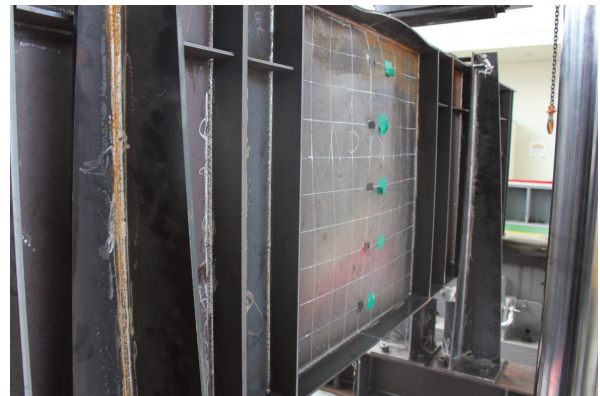
(a) T3-0



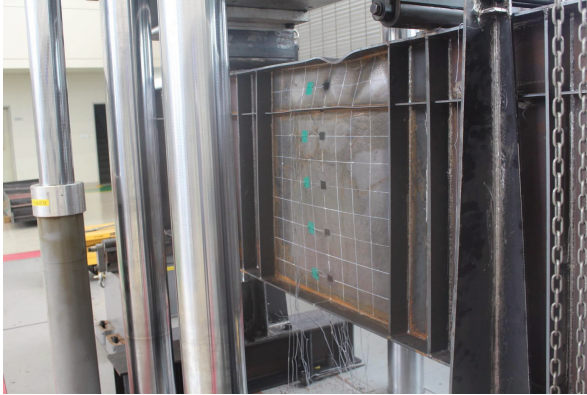
(b) T3-A



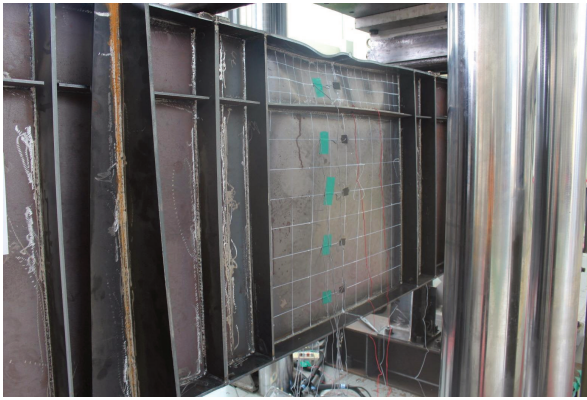
(c) T3-B



(d) T4-0



(e) T4-A



(f) T4-B

Fig. 7. Deformed shapes at the end of experiments

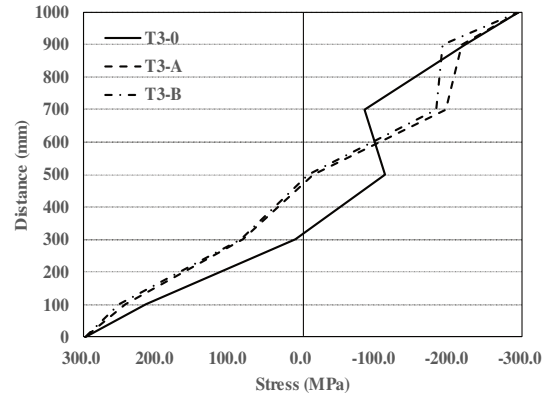
4.2 응력 분포

T3와 T4 시험체에서 각각 비보강 시험체 기준 최대하중에서의 플랜지와 웹 응력분포를 Fig. 8.에 제시하였다. 웹 응력은 Fig. 4.(b)의 웹 양면에 부착한 변형률의 평균으로부터 산정한 것이다. Fig. 8.로부터 T3와 T4 모두 보강 시험체에서는 웹 응력이 거의 선형 분포를 보이는 반면, 비보강 시험체는 중립축 위쪽에서 web load-shedding 현상을 보이는 것이 관측된다. 또한 비보강 시험체는 중립축 위쪽의 웹이 압축에 효율적으로 저항하지 못함에 따라 중국 상태에서 중립축이 하강하는 현상을 보인다.

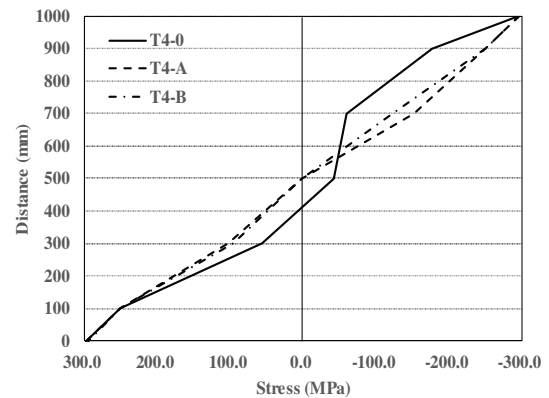
4.3 거더 휨강도 결과

T3와 T4 거더 시험체들에서 Fig. 6.의 최대 실험하중을 토대로 산정한 휨강도(M_{exp})와 항복모멘트(M_{yc})의 비를 보강재의 강성비(γ)에 따라 Fig. 9.에 도시하였다. M_{yc} 산정 시 보강재는 단면계수에 포함하지 않았으며, T4 시험체

는 웹 항복강도가 플랜지 항복강도보다 작으므로 AASHTO 기준의 6.10.1.10.1 항^[11]으로부터 산정한 하이브리드 계수 $R_h = 0.99$ 를 고려하였다. T3와 T4 거더의 항복모멘트는 각각 $M_{yc(T3)} = 686.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $M_{yc(T4)} = 730.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 으로 산정된다.



(a) T3 girders ($P = 850.0 \text{ kN}$)



(b) T4 girders ($P = 938.2 \text{ kN}$)

Fig. 8. Stress distributions

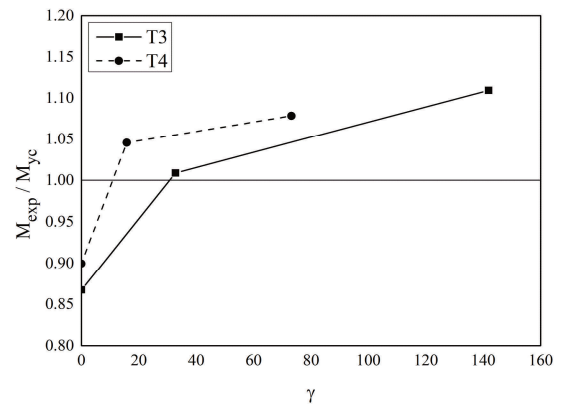


Fig. 9. Moment capacity vs. γ

Fig. 9로부터 비보강 시험체인 T3-0의 휨강도는 M_{yc} 의 87%, T4-0는 90%로 항복모멘트에 도달하지 못하였다. 반면, 보강거더는 모두 항복모멘트에 도달하였으며, 항복모멘트에 도달하기 위한 보강재 강성비를 Fig. 9로부터 직선보간으로 구하면 T3 시험체는 $\gamma_{(T3)} = 30.0$, T4 시험체에서는 $\gamma_{(T4)} = 12.5$ 가 된다. 따라서, 항복모멘트에 도달하기 위해 필요한 보강재의 강성비는 웹브의 세장비와 관계가 있음을 보여 준다. 본 논문에서 항복모멘트 산정 시 수평보강재를 단면계수에 포함하지 않은 것은 일반적인 설계 관행을 고려한 것이다. 현재 기준들에서는 수평보강재 포함 여부를 제시하지 않고 있는데, 향후 이에 대한 정의가 필요하다고 판단된다.

4.4 웹브 면의 변형

T3와 T4 거더의 보강 시험체가 항복모멘트(M_{yc})에 도달하였을 때의 웹브 면의 변형을 웹브 중앙단면(Fig. 3에서 C 위치)에 대해 Fig. 10에 제시하였다. 비보강 거더인 T3-0와 T4-0는 M_{yc} 에 도달하지 못하였으나, 각각의 최대하중에서의 변형을 함께 제시하였다. 앞의 Fig. 7로부터 보강 거더에서 면의 변형은 Fig. 5에 제시한 초기처짐 방향과 관계없이 모두 보강재 방향으로 기둥의 1st 좌굴모드 형태의 단일 곡률 변형을 보였다. 그리고 Fig. 10으로부터 보강재 위치의 변형을 기준으로 할 때 TO-A보다 TO-B에서 변형이 적게 발생하였다.

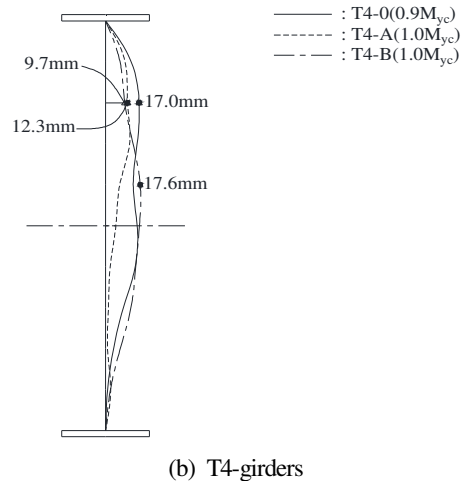
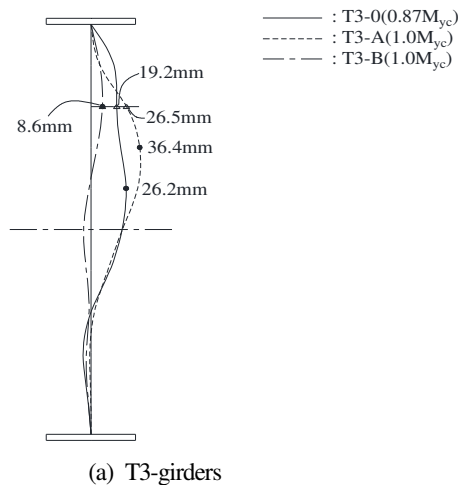


Fig. 10. Out-of-plane deformation of webs

5. 보강재 강성 요건에 대한 분석

5.1 설계기준 비교

5.1.1 웹브 세장비에 따른 강성 요건

웹브 세장비에 따른 요구 휨강성 비교를 위해 3가지 웹브 세장비 $D/t_w = 330, 250, 200$ 에 대해 AASHTO 기준인 식 (2)와 식 (3), Eurocode 3 기준인 식 (4)에 의한 필요 강성비를 Fig. 11에 비교하였다. 플랜지 항복강도는 $F_{yc} = 300 \text{ MPa}$, 보강재의 항복강도(F_{ys})는 F_{yc} 와 같은 경우로 고려하고 수평보강재의 폭두께비(b_s/t_s)는 식 (1)로부터 12.5로 고려하였다. Eurocode 3에 의한 식 (4)의 적용 시 Fig. 2.(b)의 T-단면으로 고려하고 필요 좌굴강도는 보강재 위치의 응력인 $0.6F_{yc}$ 로 고려하였다. 또한, 식 (4)를 만족하는 보강재 제원을 결정한 후 식 (6)의 강성비 산정 시에는 AASHTO와의 비교를 위해 T-단면의 웹브 부분을 Fig 2.(a)와 같이 $18t_w$ 로 고려하였다.

Fig. 11.로부터 AASHTO의 좌굴 nodal line 형성을 위한 강성 기준인 식 (2)는 웹브의 세장비와 무관하다. 반면, 두 기준 모두 T-단면의 좌굴강도로 고려하는 경우(식 (3)과 식 (4)) 웹브 세장비가 감소함에 따라 필요 강성비가 감소함을 보여 준다. 두 기준에 의한 보강재의 필요 제원과 해당 강성비를 형상비(d_o/D)=1.5에 대해 Table 2에 제시하였다. 이로부터 식 (2)는 웹브 세장비가 감소함에 따라 보강재의 필요 제원은 커져야 하는 반면, 식 (4)는 거의 일정한 제원을 요한다.

한편, Fig. 11.로부터 AASHTO의 식 (3)은 Eurocode 3의 식 (4)에 비해 대체로 낮은 강성비를 요한다. 반면, 형상비가 증가함에 따라 식 (3)은 식 (4)에 비해 요구 강성비가 급하게 증가한다. 이는 Eurocode 3는 웨브가 T-단면을 탄성지지는 효과를 고려하는 반면 AASHTO의 식 (3)은 이를 고려하지 않기 때문이다.

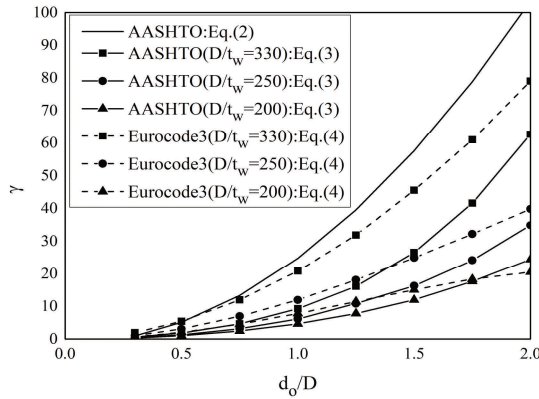


Fig. 11. D/t_w vs. required γ by AASHTO and Eurocode 3

Table 2. Example of required stiffener size ($b_s \times t_s$) :

$$F_{yc} = F_{ys} = 300 \text{ MPa}, D = 2,000 \text{ mm}, d_o/D = 1.5$$

D/t_w	AASHTO		Eurocode 3 Eq. (4)
	Eq. (2)	Eq. (3)	
330	110×8.8 (57.5)	87×7.0 (26.1)	103×8.2 (45.5)
250	134×10.7 (57.5)	92×7.3 (16.5)	105×8.4 (25.6)
200	157×12.5 (57.5)	98×7.8 (12.0)	105×8.4 (15.2)

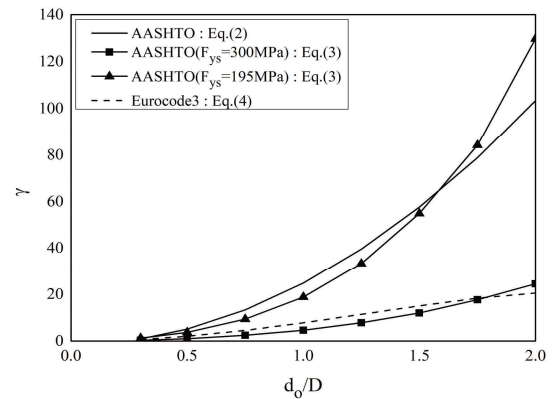
Note) The values in the parenthesis are corresponding γ

5.1.2 플랜지 및 보강재 항복강도에 따른 강성 요건

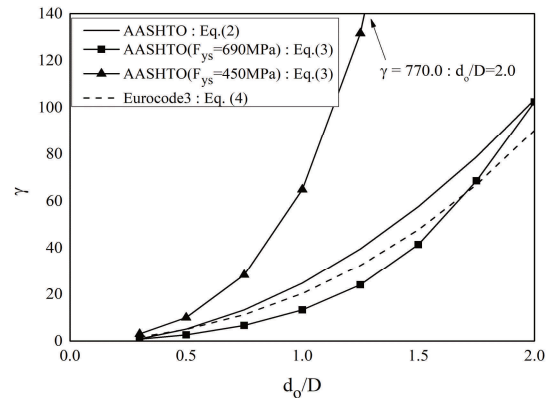
플랜지 항복강도 변화에 따른 필요 강성비 분석을 위해 $F_{yc} = 300 \text{ MPa}$ 와 690 MPa 두 경우를 고려하였다. 한편, 보강재 위치에서의 압축응력이 $0.6F_{yc}$ 정도이므로 플랜지 항복강도보다 낮은 등급의 강재가 보강재에 흔히 적용된다. 이러한 경우 보강재의 필요 강성비를 분석하기 위해 보강재의 항복강도를 F_{yc} 의 65% 수준인 $F_{ys} = 195 \text{ MPa}$ 와 450 MPa 를 각각 적용한 경우를 함께 고려하였다. $D/t_w = 200$ 으로 고려하였으며 비교 결과를 Fig. 12.에 제시하였다.

Fig. 12.(a)와 (b)로부터 AASHTO 기준의 식 (2)는 플랜지 및 보강재의 항복강도와 무관함을 보여 준다. 반면, T-단면의 좌굴강도를 기준으로 하는 AASHTO의 식 (3)과

Eurocode 3의 식 (4)는 플랜지 항복강도가 증가할수록 필요 강성비가 증가함을 보여 준다. 한편, 식 (3)의 AASHTO 기준은 $F_{ys} < F_{yc}$ 인 경우 $F_{yc} = F_{ys}$ 인 경우에 비해 형상비가 증가함에 따라 매우 큰 강성비를 요한다. 이러한 경향은 특히 고강도강 거더에서 과도한 크기의 보강재를 요하는 문제가 생길 수 있음을 보여 준다.



(a) $F_{yc} = 300 \text{ MPa}$



(b) $F_{yc} = 690 \text{ MPa}$

Fig. 12. F_{yc} and F_{ys} vs. required γ by AASHTO and Eurocode 3

5.2 실험 결과와의 비교 및 현 기준의 문제점 고찰

본 연구에서 수행한 보강 거더 시험체들이 항복모멘트에 도달하기 위해 필요한 강성을 앞의 Fig. 9.로부터 보간하여 구한 결과를 Table 3에 두 기준과 비교 제시하였다. AASHTO의 식 (3) 적용 시 $F_{ys} = F_{yc}$ 로 고려하였다. T3와 T4 거더는 동일한 제원의 플랜지를 적용하였으므로 주요 변수는 웨브 세장비가 되며, Table 3으로부터 항복강도에 도달하기 위해 필요한 보강재 강성비는 세장비가 감소함에 따라

감소함을 보여 준다. 수평보강재의 필요 강성을 항복모멘트에 도달하기 위한 값으로 설정하는 것의 적정성 여부에 대해서는 후속 논문에서 다시 논의하기로 하고, 본 논문에서는 항복모멘트에 도달하기 위한 강성비를 최소한의 필요 강성비로 간주하기로 한다.

한편, Table 3으로부터 AASHTO의 식 (2)에 의한 강성 요건은 앞에서 살펴 본 바와 같이 웹브 세장비와 항복강도를 반영하지 않는다. T-단면의 기둥 좌굴강도에 근거한 AASHTO의 식 (3)은 실험에 비해 필요 강성을 과소 평가하며, Eurocode 3의 식 (4)는 T4 시험체와는 필요 강성이 실험 결과와 거의 일치하나 T3 시험체에서는 실험에 비해 작게 평가하였다.

그 원인들에 대해서는 후속 연구를 통하여 분석하여야겠지만, Cooper^[10]는 식 (3)의 제안 시 T-단면의 좌굴강도를 Basler and Thürlimann^[16]이 제안한 횡비틀림좌굴(LTB) 강도식으로 가정하였는데, 그 타당성에 대한 분석이 필요하다고 판단된다. 그리고 Eurocode 3에서는 식 (4a)의 첫 번째 항을 기둥의 탄성좌굴강도로 고려한 점과 식 (4a)의 두 번째 항인 웹브의 지지 강성을 선형 탄성 상태로 고려한 점에 있다고 생각된다. 즉, T-단면의 좌굴강도와 웹브가 T-단면을 지지하는 강성은 T-단면의 세장비와 웹브 세장비와 관계가 있을 것이나 이를 고려하지 않고 있다.

Table 3. Required γ from experiments and design standards

Specimen	γ_{req} for M_{yc}	AASHTO		Eurocode 3 Eq. (4)
		Eq. (2)	Eq. (3)	
T3	30.0	24.8	9.2	20.8
T4	12.5	24.8	6.1	12.0

6. 결론 및 향후 과제

본 연구에서는 수평보강재로 1단 보강된 웹브를 갖는 강재 거더의 웹브 세장비와 보강재 휨강성 변수에 대한 휨강도 평가 실험을 수행하였다. 실험 결과를 현재 기준들의 보강재 강성 요건과 비교 분석하였으며 주요 결론은 다음과 같다.

- 1) AASHTO LRFD 기준은 보강재가 nodal line을 형성하기 위한 요건인 식 (2)와 T-단면의 기둥으로서의 좌굴강도 요건인 식 (3)의 두 요건을 적용토록 하고 있다. 반면,

Eurocode 3는 T-단면의 기둥으로서의 좌굴강도 요건인 식 (4)를 적용하고 있으며, 이 때 웹브가 T-단면을 탄성지지하는 효과를 고려하고 있다.

- 2) 본 연구의 실험에 의하면 웹브 세장비가 감소함에 따라 항복 모멘트에 도달하기 위한 보강재의 강성비(γ)도 감소하는 것으로 확인되었다. 반면, AASHTO 기준의 식 (2)는 웹브의 세장비와 무관한 강성비를 요하는 것으로, 즉 웹브가 두꺼워질수록 보강재의 크기도 증가하여야 하는 것으로 제시되고 있다. 반면, Eurocode 3에 의한 경우 웹브 세장비가 감소하여도 보강재의 크기는 변동이 없어 (Table 2 참조) 다소 상충되는 결과를 보였다.
- 3) 기둥으로서의 좌굴강도 요건인 AASHTO 기준의 식 (3)은 실험 결과와 비교한 결과 필요 강성을 과소평가하는 문제점이 있었다. 반면, Eurocode 3의 강성 요건은 T4 거더에서는 본 실험 결과와 거의 일치하였으며, T3 거더에서는 다소 부족하였다.
- 4) 따라서, AASHTO 기준으로 사용되고 있는 식 (3)의 제안 시 횡비틀림좌굴강도로 고려한 것의 타당성에 대한 재고가 필요하고, Eurocode 3 기준인 식 (4)에 대해서는 T-단면의 세장비와 웹브 세장비에 관계없이 탄성 기둥좌굴강도를 적용하고 또한 웹브가 T-단면을 선형 탄성 지지하는 것으로 가정한 점에 대한 보완 연구가 필요하다.

국내 하중저항계수설계 기준의 근간이 AASHTO LRFD 기준의 수평보강재 강성 요건에 대해서 재고가 필요한 것으로 분석되었다. 본 연구의 목적은 이러한 문제점의 확인을 위해 제한적이지만 실험으로 확인하고자 하였으며, 후속 연구에서는 해석적 연구를 통하여 보다 합리적이고 일관된 보강재의 강성 기준에 대해 제시하고자 한다.

감사의 글

이 논문은 부산대학교 기본연구지원사업(2년)에 의하여 연구되었음.

참고문헌

- [1] Dubas, C. (1948) Contribution à l'étude du voilement des

- tôles raidies (A Contribution to the Study of Buckling of Stiffened Plates), *Rapport du congrès AIPC (IVBH Kongressbericht, IABSE Congress Report)*, Vol.3, pp.129-136 (in French).
- [2] Rockey, K.C., and Leggett, D.M.A. (1962) The Buckling of a Plate Girder Web Under Pure Bending When Reinforced by a Single Longitudinal Stiffener, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, ICE, Vol.21, No.1, pp. 161-188.
- [3] Azhari, M., and Bradford, M.A. (1993) Local Buckling of I-Section Beams with Longitudinal Web Stiffeners, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol.15, No.1, pp.1-13.
- [4] Frank, K.H., and Helwig, T.A. (1995) Buckling of Webs in Unsymmetric Plate Girders, *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol.32, No.2, pp.43-53.
- [5] Alinia, M.M., and Moosavi, S.H. (2008) A Parametric Study on the Longitudinal Stiffeners of Web Panels, *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol.46, No.11, pp.1213-1223.
- [6] Maiorana, E., Pellegrino, C., and Modena, C. (2011) Influence of Longitudinal Stiffeners on Elastic Stability of Girder Webs, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.67, No.1, pp.51-64.
- [7] Cho, E.-Y., and Shin, D.-K. (2011) Elastic Web Bend-Buckling Analysis of Longitudinally Stiffened I-Section Girders, *International Journal of Steel Structures*, KSSC, Vol.11, No.3, pp.297-313.
- [8] 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.
- [9] Massonnet, C. (1954) Essais de voilement sur poutres à âme raidie (Buckling Experiments on Girders with Stiffened Web), *Mémoires AIPC (IVBH Abhandlungen, IABSE Proceedings)*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol.14, pp.125-186 (in French).
- [10] Cooper, P.B. (1967) Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders, *Journal of Structural Division*, American Society of Civil Engineers, Vol.93, No.2, pp.419-452.
- [11] American Association of State Highway and Transportation Officials (2017) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8th Ed.), USA.
- [12] European Committee for Standardization (2006) *Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-5: Plated Structural Elements* (EN 1993-1-5: 2006), Belgium.
- [13] 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 (in Korean).
- [14] 이건준, 박용명, 김병준, 박찬희(2016) 플레이트 거더의 수평 보강재 필요 강성에 관한 해석적 연구, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제28권, 제1호, pp.45-52.
- 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).
- [15] 국가건설기준센터(2017) 강구조 부재 설계기준(하중저항계수 설계법, KDS 14 31 10).
- Korea Construction Standards Center (2017) *Design Standards for Steel Member (Load and Resistance Factored Design, KDS 14 31 10)*, Korea (in Korean).
- [16] Basler, K., and Thürlimann, B. (1961) Strength of Plate Girders in Bending, *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, Vol.87, No.6, pp. 153-184.

요약: AASHTO LRFD 교량 설계 기준에서는 수평보강재의 휨강성 요건으로서 좌굴 nodal line의 형성과 보강재와 웹 일부분으로 구성된 T-단면의 좌굴강도 확보의 두 가지를 규정하고 있다. 따라서, 보강재의 필요 강성은 웹 세장비(D/t_w)와 강재의 항복강도와 연계가 된다. 본 연구에서는 웹을 1단 보강한 강재 거더에서 웹 세장비와 보강재 휨강성 변수에 대한 실험 연구를 수행하였다. 웹 세장비는 331과 247의 두 경우를 고려하였으며, 각 세장비에 대해 비보강 및 두 가지 보강재 강성을 고려하여 총 6개의 거더에 대해 실험을 수행하였다. 실험 결과로부터 웹 세장비에 따라 항복모멘트에 도달하기 위해 필요한 보강재의 휨강성을 분석하였다. 아울러 웹 세장비, 거더와 보강재의 항복강도 변수를 고려하여 AASHTO 및 Eurocode 3 기준의 보강재 강성 요건을 비교하고 문제점을 분석하였다.

핵심용어: 강재 거더, 1단 수평보강 웹, 보강재 휨강성, 웹 세장비, AASHTO LRFD 기준