

HSB600 강재의 변형-경화를 고려한 강합성 I-거더의 정모멘트부 공칭휨강도

임지훈¹ · 최동호^{2*}

¹박사과정, 한양대학교, 건설환경공학과, ²교수, 한양대학교, 건설환경공학과

Nominal Flexural Strength Considering Strain-hardening Effect of HSB600 Steel for Composite I-girders in Positive Bending

Lim, Ji Hoon¹, Choi, Dong Ho^{2*}

¹Ph.D. Candidate, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University, Seoul, 04763, Korea

²Professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University, Seoul, 04763, Korea

Abstract - This paper proposes nominal flexural strength considering strain-hardening effect of HSB600 high performance steel for compact composite I-girders in positive bending. Unlike conventional steels, HSB600 undergoes strain-hardening just after yielding without going through yield plateau. However, because the nominal flexural strength specified in domestic and foreign bridge design specifications has been developed for the conventional steel composite girders, the nominal flexural strength does not appropriately consider the strain-hardening of HSB600. Therefore, plastic moment considering a strain-hardening is proposed so as to consider effect of the strain-hardening of HSB600 on flexural strength and then moment-curvature analysis is performed to a wide range of cross-sections. From results of the analysis, a parameter representing the effect of the strain-hardening on the flexural strength of HSB600 composite girders is proposed. Furthermore, by using this parameter, the nominal flexural strength considering the strain-hardening effect for HSB600 composite I-girders in positive bending is proposed and then evaluated by comparing with the current AASHTO LRFD bridge design specifications.

Keywords - Strain-hardening, High performance steel, HSB600, Composite I-girder, Positive bending, Nominal flexural strength

1. 서론

본 연구는 국내에서 개발된 항복응력 450MPa의 고성능 강재인 HSB600(High-performance Steel for Bridge)를 적용한 조밀 강합성 I-거더(이하 HSB600 강합성 거더)의 정모멘트부 공칭휨강도를 제안하는 것을 목적으로 한다. HSB600 강재는 2009년에 교량구조용 압연강재로 KS D

3868에 등록되었으며, 국내의 현 도로교설계기준(한계상태 설계법)^[1] 및 강구조설계기준(하중저항계수설계법)^[2]에 포함되어있다.

국내의 이러한 설계기준들과 미국 AASHTO^[3]의 설계기준(2014)에서는 강합성 거더의 정모멘트부 공칭휨강도를 연성비(ductility ratio)에 대한 함수로 규정하고 있으며, 소성 모멘트를 공칭휨강도의 상한 값으로 두고 있다. 이 공칭휨강도는 Ansourian^[4], Vasseghi^[5], Wittry^[6]의 연구 결과들이 반영되어 개발되었지만, 이 연구들은 고성능 강재가 아닌 일반강재를 적용한 강합성 거더에 대한 연구였다.

하지만 응력-변형률 곡선에서 항복 고원(yield plateau)이 분명하게 존재하는 일반강재와는 다르게, HSB600은 명확한 항복 고원을 보이지 않기 때문에 항복 직후 변형-경화가 시작한다고 가정되는데^{[7],[8],[9],[10],[11]}, 이러한 재료적 특

Note.-Discussion open until August 31, 2017. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on March 14, 2016; revised September 7, 2016; approved on September 7, 2016.

Copyright © 2017 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-2-2220-0328 Fax. +82-2-2220-1945

E-mail. samga@hanyang.ac.kr

성 차이 때문에, 일반강재로 제작된 강합성 거더와 HSB600 강합성 거더는 휨거동에서 차이를 보인다.

따라서 본 연구에서는 강재의 변형-경화가 휨강도에 미치는 영향을 고려한 공칭휨강도를 정하고자 한다. 이를 위해 우선 변형-경화를 고려한 소성모멘트(이하 변형-경화 소성모멘트)를 정의하였고, 변형-경화 소성모멘트와 소성모멘트의 비를 매개변수로 하여 변형-경화의 휨강도에 대한 영향을 분석하였다. 또한, 이 매개변수를 연성비에 대한 식으로 나타내기 위해, 다양한 치수를 갖는 해석단면에 대한 수치해석(모멘트-곡률 해석)을 수행하였다.

결과적으로, 일반강재 강합성 거더의 경우 휨강도에 대한 변형-경화 영향이 미미하여 HSB600 강합성 거더에 대한 매개변수만을 연성비에 대한 식으로 제안하였고, 이 식을 AASHTO^[3]의 공칭휨강도 산정식에 곱하여 HSB600 강합성 거더에 대한 새로운 공칭휨강도 산정식을 제안하였다.

2. 선행 연구

정모멘트를 받는 조밀한 강합성 I-거더는 강거더와 콘크리트 슬래브가 완전합성(fully composite)되어 압축 플랜지에서 국부 좌굴이 발생하지 않고, 휨응력으로 인해 콘크리트 슬래브 최상단에서 압축파괴가 발생한다. AASHTO^[3]에서는 강합성 거더가 연성거동을 하도록 설계하는 것을 규정하고 있으며, 연성거동이란 콘크리트 슬래브가 압축파괴가 되기 전에 강거더에서 충분한 항복이 발생하는 거동을 의미한다. 이런 연성거동을 하는 단면들을 정의하기 위해 선행 연구자들은 연성 파라미터(ductility parameter)와 연성 요구조건(ductility requirements)을 제안하였고, 이는 현재 AASHTO^[3] 설계기준의 바탕이 되었다. 따라서 이에 대한 선행 연구를 아래와 같이 간략히 정리하였다.

Rotter and Ansourian^[12]는 강합성 거더의 연성거동을 확보하기 위한 기준을 정하기 위해 식 (1)과 같은 연성 파라미터를 정의하였다. Fig. 1과 같이, 파라미터 D_{lim} 은 콘크리트 슬래브 최상단이 콘크리트 극한압축파괴 변형률 $\epsilon_{cu} = 0.003$ mm/mm에 도달했을 때 강거더 최하단의 변형률이 변형-경화 변형률 $\epsilon_{sh} = 0.012$ mm/mm에 도달하는 가상의 변형률 분포로부터 구해졌고, 이는 강합성 거더의 최상단으로부터 소성중립축(PNA)까지의 깊이 D_p 가 D_{lim} 보다 작다면 거더는 연성거동을 한다는 것을 의미한다. 식 (1)에서, D_t 는 강합

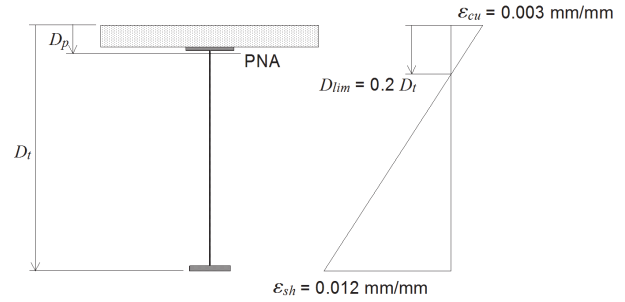


Fig. 1. Assumed strain distribution for calculating D_{lim} by Rotter and Ansourian^[12]

성 거더의 총 깊이이다.

$$D_{lim} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sh}} D_t = \frac{0.003}{0.003 + 0.012} D_t = 0.2 D_t \quad (1)$$

또한 Ansourian^[4]은 D_{lim}/D_p 를 χ 로 정의하고, χ 가 1.4보다 큰 단면들의 극한휨강도가 소성모멘트보다 크다는 것을 실험과 해석을 통해 확인하였으며, 식 (2)와 같은 조건을 만족하는 단면들을 연성단면(ductile section)으로 정의하였다.

$$\chi = \frac{D_{lim}}{D_p} \geq 1.4 \Leftrightarrow D_p \leq \frac{D_{lim}}{1.4} = 0.14 D_t \quad (2)$$

이와 유사하게 Vasseghi^[5]는 연성 파라미터 D^* 를 제안하였다. D^* 는 D_{lim} 을 1.5로 나눈 값이며, 실험을 통해 D_p 가 D^* 보다 작은 단면들의 극한휨강도가 소성모멘트보다 크다는 것을 확인하였으며, 따라서 식 (3)을 만족하는 단면들을 연성단면으로 정의하였다.

$$D_p \leq D^* = \frac{D_{lim}}{1.5} = 0.13 D_t \quad (3)$$

Wittry^[6]는 모멘트-곡률 수치해석법을 이용하여 새로운 연성 파라미터 D' 을 제안하였으며, D' 은 D^* 에 계수 β 를 곱하여 정의하였다($D' = \beta D^*$). 여기서, β 는 항복응력 250MPa급 강재에 대하여 0.9, 항복응력 345MPa급 강재에 대하여 0.7이다. 또한 Wittry^[6]는 단면을 두 범주로 나누었는데, 강합성 거더의 극한휨강도가 소성모멘트보다 큰 단면을 연성단면으로 정의하였고, 극한휨강도가 소성모멘트보다는 작고

항복모멘트보다 큰 단면을 비연성단면(non-ductile section)으로 정의하였다. 연성단면과 비연성단면에 대한 연성 요구조건은 식 (4)~(7)과 같다. 이는 AASHTO^[13] 설계기준 (2000)에 반영되었다.

① 연성단면

- 항복응력 250MPa급 강재:

$$D_p \leq D' = \beta D^* = (0.9)(0.13D_t) = 0.12D_t \quad (4)$$

- 항복응력 345MPa급 강재:

$$D_p \leq D' = \beta D^* = (0.7)(0.13D_t) = 0.09D_t \quad (5)$$

② 비연성단면

- 항복응력 250MPa급 강재:

$$D' < D_p \leq 5D' \Leftrightarrow 0.12D_t < D_p \leq 0.6D_t \quad (6)$$

- 항복응력 345MPa 급 강재:

$$D' < D_p \leq 5D' \Leftrightarrow 0.09D_t < D_p \leq 0.45D_t \quad (7)$$

식 (2)~(7)에 해당하는 각 선행 연구자들의 연성 요구조건을 비교하기 위해, 각 조건을 D_p 와 D_t 로 나타내어 Table 1에 정리하였고, Fig. 2에서 각 연성 요구조건의 경계값을 비교하였다.

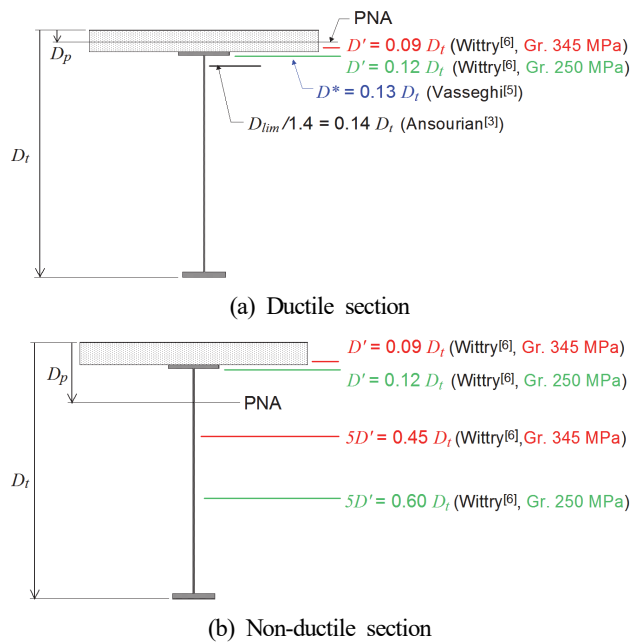


Fig. 2. Comparison of the limit values of the ductility requirements

Table 1. Ductility requirements in the literatures

Researcher	Ductility Requirements	
	Ductile sections	Non-ductile sections
Ansourian ^[4]	$D_p \leq 0.14D_t$	-
Vasseghi ^[5]	$D_p \leq 0.13D_t$	-
Wittry ^[6] (Gr. 250MPa)	$D_p \leq 0.12D_t$	$0.12D_t < D_p \leq 0.6D_t$
Wittry ^[6] (Gr. 345MPa)	$D_p \leq 0.09D_t$	$0.09D_t < D_p \leq 0.45D_t$

3. AASHTO 공칭휨강도 규정

AASHTO^[13] 설계기준(2000)는 Wittry^[6]의 연구결과를 반영하여 정모멘트를 받는 조밀한 강합성 I-거더에 대한 공칭휨강도 설계식을 식 (8), (9)와 같이 규정한다.

① 연성단면, $D_p \leq D'$:

$$M_n = M_p \quad (8)$$

② 비연성단면, $D' < D_p \leq 5D'$:

$$M_n = \frac{5M_p - \phi M_y}{4} + \frac{\phi M_y - M_p}{4} \left(\frac{D_p}{D'} \right) \quad (9)$$

여기서 M_y 는 단면의 항복모멘트, $\phi = 0.85$, D' 및 β 는 Wittry^[6]가 제안했던 것과 동일하다.

AASHTO^[14] 설계기준(2002-Interim)에서는 HPS 485W (항복응력 485MPa의 고성능 강재)를 포함시켰으며, 위의 설계식 (8), (9)에서 HPS 485W의 β 값을 항복응력 345MPa 급 강재와 동일하게 0.7을 적용하였다.

AASHTO^[15] 설계기준(2004)부터 AASHTO^[3] 설계기준 (2014)까지는 동일한 연성 요구조건 및 공칭휨강도를 규정하고 있으며, 공칭휨강도 식은 식 (10), (11)과 같다. 이 공칭휨강도 식은 이전의 AASHTO^{[13],[14]}의 공칭휨강도 식에 비하여 간소화되었다. 즉 현 공칭휨강도 산정식은 강합성 거더에 적용된 강종에 상관없이 동일하게 적용되며, 소성모멘트 M_p 와 연성비 D_p/D_t 만으로 계산이 가능하다.

① 연성단면 $D_p \leq 0.1D_t$:

$$M_n = M_p \quad (10)$$

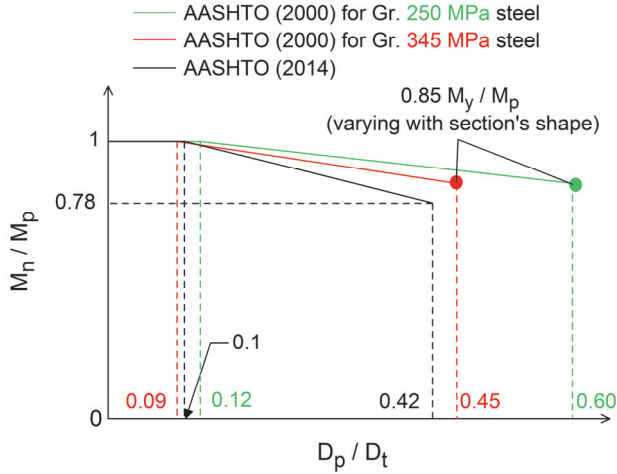


Fig. 3. Comparison of the nominal flexural strengths in the AASHTO^{[3],[13]}

② 비연성단면 $0.1D_t < D_p \leq 0.42D_t$:

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (11)$$

Fig. 3은 AASHTO^[13] 설계기준(2000)과 현 AASHTO^[3] 설계기준(2014)에 규정된 공칭휨강도 설계식을 동일한 연성비 D_p/D_t 로 정리하여 비교하였다. AASHTO^[13] 설계기준(2000)의 공칭휨강도 산정식은 강종에 따라 연성 요구조건이 변하며, 단면의 M_y/M_p 값에 따라 $D_p = 5D'$ 에서의 공칭휨강도가 변화된다. 반면 현 AASHTO^[3] 설계기준(2014)에서는 강종과 단면의 형상에 무관하게 동일한 공칭휨강도 식을 적용한다.

4. 수치해석 단면

4.1 재료 모델

수치해석시 사용되는 강재는 항복응력 355MPa의 일반강재 SM520과 항복응력 450MPa의 교량용 고강도강재 HSB600이다. Youn *et al.*^[7]은 이들 강재의 실제 응력-변형률 선도를 기반으로 하여 재료 모델을 제안하였다. 본 연구에서는 제안된 재료 모델을 사용하였으며, 기계적 물성치는 Table 2에, 이상화된 응력-변형률 곡선은 Fig. 4에 나타내었다.

Fig. 4에서 볼 수 있듯이, 일반강재인 SM520은 항복 후 항복 고윌을 거친 후 변형-경화가 시작되도록 구성되었다. 이 때, 변형-경화가 시작되는 변형률은 항복 변형률의 약 12배

Table 2. Material properties of the steels^[7]

Material Property	SM520	HSB600
Yield strength, F_y (MPa)	355	450
Tensile strength, F_u (MPa)	520	600
Yield strain, ϵ_y (mm/mm)	0.0017	0.0022
Strain-hardening strain, ϵ_{sh} (mm/mm)	0.0210	0.0022
Elastic modulus, E (MPa)	205,000	205,000
Strain-hardening modulus, E_{sh} (MPa)	3,600	4,455

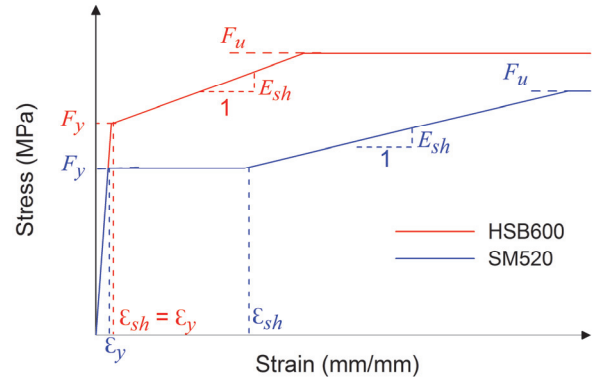


Fig. 4. Idealized stress-strain curves of the steels^[7]

정도이다. HSB600은 항복 직후 변형-경화가 발생하도록 구성되었다. 그리고 HSB600의 변형-경화 계수 E_{sh} 는 Youn *et al.*^[7]의 연구에서 인용하여 4,455MPa로 정의하였다.

콘크리트의 재료 모델은 CEB-FIB^[16] Model Code에서 선택하였다. 이 콘크리트 재료 모델은 Wittry^[6]가 제안하였던 여러 콘크리트 재료 모델 중 가장 가파른 강도연화 기울기 (softening slope)와 가장 낮은 극한강도를 갖는 가장 보수적인 응력-변형률 곡선 모델이다^[17]. 이 콘크리트 응력-변형률 곡선은 식 (12)와 같다.

$$f_c = \frac{0.85f'_c(a - 206,000\epsilon_c)\epsilon_c}{1 + b\epsilon_c} \quad (12)$$

여기서 f'_c 은 콘크리트의 압축강도이며, ϵ_c 와 f_c 는 각각 콘크리트의 변형률과 응력이다. 또한 a 와 b 는 각각 식 (13), (14)와 같이 정의된다.

$$a = 39,000(0.85f'_c + 7.0)^{-0.953} \quad (13)$$

$$b = 65,600(0.85f'_c + 10.0)^{-1.085} - 850 \quad (14)$$

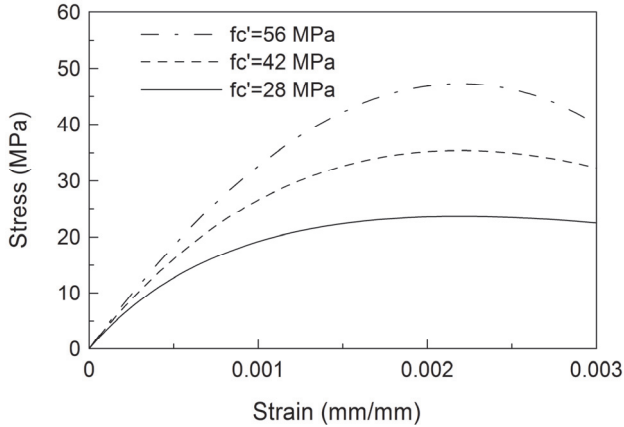


Fig. 5. Stress-strain curves of concrete

한편, 본 연구의 수치해석에서 사용될 콘크리트 압축강도는 28, 42, 56MPa이며, 각 콘크리트 압축강도에 해당하는 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 Fig. 5에 나타나있다.

4.2 해석단면 치수

해석단면의 형상과 치수에 대한 설계 변수를 Fig. 6과 같이 정한다. 또한 이 설계 변수에 대한 값은 Table 3에 나타나 있다. 이때 설계 변수에 대한 최댓값과 최솟값들은 Yakel and Azizinamini^[17]의 연구에서 인용하였다.

Table 3를 이용하면 2,430,000개의 가상 단면을 만들 수 있지만, 이중 AASHTO^[3] 설계기준의 정모멘트부 조밀단면 규정 및 단면비 한계 규정을 모두 만족하는 단면만이 선택된다. 이 조밀단면 규정은 식 (15)~(18)이며, 단면비 한계 규정은 식 (19)~(22)이다.

$$F_{yf} \leq 485(\text{MPa}) \quad (15)$$

$$\text{종방향 보강재가 없는 웹: } D/t_w \leq 150 \quad (16)$$

$$\text{종방향 보강재가 있는 웹: } D/t_w \leq 300 \quad (17)$$

$$2D_{cp}/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_{yc}} \quad (18)$$

여기서 F_{yf} 는 플랜지의 항복응력이다. 정모멘트를 받는 강 합성 거더의 완전소성상태 응력분포에서, 소성중립축이 웹에 있는 경우의 D_{cp} 는 웹의 최상단으로부터 소성중립축까지의 깊이이고, 슬래브 혹은 상부 플랜지에 있는 경우의 D_{cp} 는 0이다. F_{yc} 는 압축 플랜지의 항복응력이다.

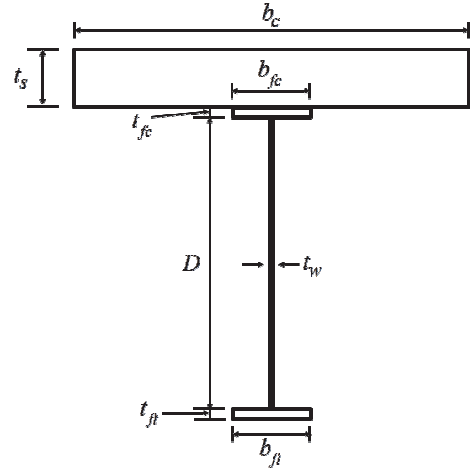


Fig. 6. The shape of cross-section of composite girder and design variables

Table 3. The values for the design variables

Design variable	Min.	Max.	Increment
Concrete slab width b_c	304.8	3,429	284.018
Concrete slab thickness t_s	152.4	254	25.4
Top flange width b_{fc}	152.4	762	121.92
Top flange thickness t_{fc}	12.7	76.2	15.875
Web depth D	304.8	2,540	279.4
Web thickness t_w	6.35	25.4	4.762
Bottom flange width b_{ft}	152.4	762	121.92
Bottom flange thickness t_{ft}	12.7	76.2	15.875

$$b_f/(2t_f) \leq 12 \quad (19)$$

$$b_f \geq D/6 \quad (20)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (21)$$

$$0.1 \leq I_{yc}/I_{yt} \leq 10 \quad (22)$$

여기서 b_f 는 플랜지의 폭, t_f 는 플랜지의 두께이다. I_{yc} 는 단면의 약축에 대한 압축 플랜지의 단면 2차모멘트, I_{yt} 는 약축에 대한 인장 플랜지의 단면 2차모멘트이다.

추가적으로, 비효율적이고 실용적이지 못한 단면을 배제하기 위해 식 (23)~(27)의 규정을 적용한다^[17].

$$t_f \leq 6t_w \quad (23)$$

$$t_f \geq t_w \quad (24)$$

$$D \geq 0.9b_f \quad (25)$$

$$A_{ft} \geq 0.9A_{fc} \quad (26)$$

$$b_c > 2b_{fc} \quad (27)$$

여기서 A_{ft} 는 인장 플랜지의 면적, A_{fc} 는 압축 플랜지의 면적이다.

4.3 해석단면 재료 조합

수치해석을 위해 재료 조합에 따른 두 종류의 강합성 거더를 정의한다. 하나는 강거더에 SM520을 적용하고 슬래브에 압축강도 28, 42, 56MPa인 콘크리트를 적용한 강합성 거더이며, 다른 하나는 강거더에 HSB600을 적용하고 슬래브에 압축강도 28, 42, 56MPa인 콘크리트를 적용한 강합성 거더이다. 이후부터, 편의상 전자를 SM520 합성단면, 후자를 HSB600 합성단면이라 명명한다.

위의 해석단면 재료 조합과 Table 3를 이용해 만들어지는 가상의 단면들 중 조건식 (15)~(27)과 AASHTO^[3] 설계기준(2014)의 연성 한계 요구조건 $D_p \leq 0.42D_t$ 를 만족하는 단면을 선택하면, 최종적으로 수치해석을 위해 선택된 단면의 수는 Table 4와 같다.

5. 수치해석 방법

5.1 모멘트-곡률 해석법

모멘트-곡률 해석법은 강합성 거더의 모멘트-곡률 응답 곡선을 수치적으로 구하는 해석법이다. 이 해석법은 이미 Wittry^[6], Youn *et al.*^[7], Youn^[8], Cho and Shin^{[10],[18]}, Yakel and Azizinamini^[17], Choi and Lim^[19]에서 사용되었으며,

Table 4. The number of cross-sections of the composite girders to be analyzed

Composite sections	Concrete slab, f'_c			Total number
	28MPa	42MPa	56MPa	
SM520 sections	56,959	72,385	79,476	208,802
HSB600 sections	53,827	63,523	73,549	190,899

정확성이 검증되었다.

한편, 이 해석법을 사용하기 위해 몇 가지 가정이 필요하다. 휨에 의해 발생된 변형률은 강합성 거더 깊이에 따라 일정하게 변화한다. 즉, 변형률은 거더의 깊이에 따라 선형적으로 변한다. 또한 강합성 거더 깊이에 대한 변형률의 변화율을 곡률 ϕ 라고 가정한다^[17]. 그리고 단면 해석시 강재의 잔류응력, 전단연결재의 미끄럼(slip), 보강철근은 무시한다^[8].

모멘트-곡률 해석의 과정은 1) 여러 층으로 단면 분할; 2) 곡률 가정; 3) 콘크리트 슬래브 최상단 변형률 가정; 4) 가정된 곡률과 최상단 변형률을 이용하여 중립축 및 각 층의 변형률 산정; 5) 산정된 변형률과 재료의 응력-변형률 모델을 이용하여 각 층의 응력 산정; 6) 산정된 응력과 단면의 치수를 통해 각 층의 힘 산정; 7) 산정된 힘이 평형을 이루지 않는다면 3)~6)의 과정 반복; 8) 산정된 힘이 평형을 이루면 단면에 작용하는 모멘트를 산정하며 이때의 곡률과 모멘트를 모멘트-곡률 응답 곡선의 한 점으로 저장한 후 곡률을 증가하여 과정 2)부터 반복한다.

이 해석 과정 중 8)에서 콘크리트 슬래브 최상단 변형률이 콘크리트 극한압축파괴 변형률 0.003mm/mm를 넘는다면 해석을 완료한다. 또는 모멘트-곡률 응답 곡선을 산출하는 도중에 곡률이 증가하지만 모멘트가 감소한다면 해석을 완료한다. 완료된 모멘트-곡률 응답 곡선에서의 최대모멘트를 단면의 극한휨강도 M_u 라 정의한다.

한편, Yakel and Azizinamini^[17]에서는 해석 과정에서 콘크리트 극한압축파괴 변형률을 적용하지 않았다. 반면에 Wittry^[6], Youn^[8], Cho and Shin^[10], Choi and Lim^[19]에서는 해석과정 중 콘크리트 극한압축파괴 변형률 0.003 mm/mm를 적용하였으며, 본 연구에서도 콘크리트 극한압축파괴 변형률 0.003mm/mm를 적용한다.

5.2 변형-경화 소성모멘트 계산법

AASHTO^{[3],[13],[14],[15]} 설계기준 공칭휨강도 식에서는 소성모멘트 M_p 를 사용하고 있으며, 이 M_p 와 D_p 의 계산법은 AASHTO^[3] 설계기준 부록 D.6.1에 제시되어있다. 소성모멘트는 강합성 거더의 완성소성상태 응력분포로부터 계산되는데, 강거더의 완전소성상태 응력분포는 강재의 변형-경화를 고려하지 않으며 강거더 전 단면이 항복 상태인 응력분포이다.

강합성 거더는 변형-경화로부터 발생된 항복응력 이상의 응력 때문에 단면 파괴시 단면모멘트(극한모멘트)가 소성모

멘트보다 클 수 있다. 일반강재의 변형-경화가 시작되는 변형률은 항복변형률에 10배 이상이기 때문에, 극한모멘트가 소성모멘트보다 크려면 강거더에서 상당히 큰 비탄성 변형이 발생되어야 한다.

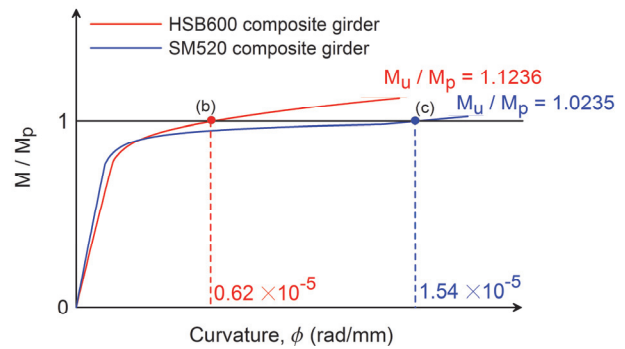
하지만 HSB600은 일반강재와 다르게 항복 직후 변형-경화가 진행되므로, HSB600 강합성 거더는 일반강재가 적용된 강합성 거더 보다 적은 비탄성 변형이 발생한 시점에서 단면모멘트가 소성모멘트에 도달할 수 있다. 즉, HSB600의 항복 직후 변형-경화가 진행되는 특징 때문에, 변형-경화가 휨모멘트에 미치는 영향이 일반강재에 비해 크다는 것을 추측할 수 있다. 이는 Fig. 7을 통해 확인할 수 있다.

Fig. 7(a)는 모멘트-곡률 해석법을 사용하여 얻어진 모멘트-곡률 곡선이다. 빨간 실선은 HSB600 강합성 거더에 대한 해석 결과이고, 파란 실선은 SM520 강재를 적용한 강합성 거더의 해석 결과이다. 콘크리트의 압축강도는 동일하게 42MPa를 적용하였고, 동일한 치수를 갖는 단면에 대한 결과이다(슬래브 폭은 2576.95, 슬래브 두께는 274.32, 상부 플랜지 폭은 274.32, 상부 플랜지 두께는 28.58, 웹 깊이는 1422.4, 웹 두께는 11.11, 하부 플랜지 폭은 396.24, 하부 플랜지 두께는 28.58, 단위는 mm). 모멘트-곡률 곡선에서 HSB600 강합성 거더는 SM520 강합성 거더에 비해 작은 곡률에서 단면모멘트가 소성모멘트에 도달하는 것을 알 수 있고, 소성모멘트에 대한 극한모멘트의 비(M_u/M_p)도 크다는 것을 알 수 있다.

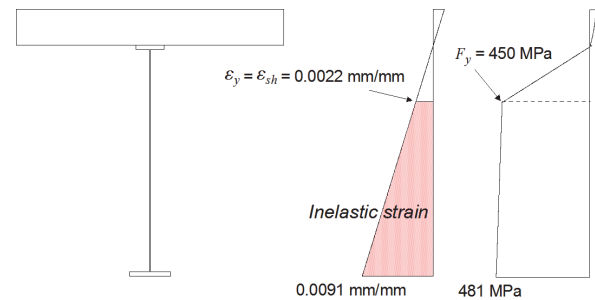
Fig. 7(b)와 (c)는 HSB600 강합성 거더와 SM520 강합성 거더의 단면모멘트가 소성모멘트에 도달했을 때의 단면의 변형률 및 응력의 분포를 나타낸다. 이 그림을 통해 HSB600 강합성 거더는 SM520 강합성 거더에 비해 강거더의 작은 비탄성 변형으로도 단면모멘트가 소성모멘트에 도달한다는 것을 알 수 있다.

따라서 본 연구에서는 HSB600 강합성 거더의 변형-경화가 휨강도에 미치는 영향을 공칭휨강도에 고려하고자 한다. 이를 위해 우선, 변형-경화를 고려한 소성모멘트를 제안하고 $M_{p,sh}$ 라 명명하며, 변형-경화 소성모멘트와 소성모멘트의 비($=M_{p,sh}/M_p$)를 변형-경화가 휨강도에 미치는 영향을 나타내는 매개변수로 이용하고자 한다.

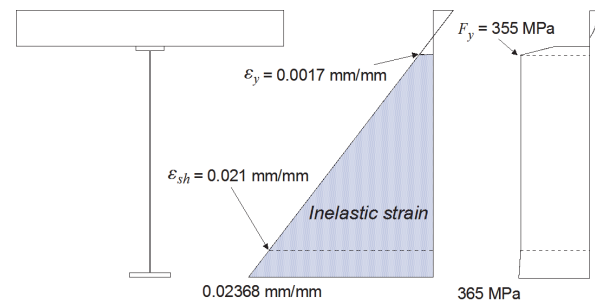
변형-경화 소성모멘트 $M_{p,sh}$ 는 강합성 거더의 완전소성 상태 응력분포와 단면 파괴 상태(콘크리트 슬래브 최상단 변형률이 극한압축파괴 변형률 $\epsilon_{cu} = 0.003\text{mm/mm}$ 에 도달한 상태)에서의 강거더에서 발생된 변형-경화 응력분포(strain-



(a) The moment-curvature response of the HSB600 composite girder and SM520 composite girder



(b) The strain distribution and stress distribution of HSB600 composite girder when $M/M_p = 1$



(c) The strain distribution and stress distribution of SM520 composite girder when $M/M_p = 1$

Fig. 7. The moment-curvature response and the strain distribution and stress distribution when $M/M_p = 1$

hardening stress distribution)를 동시에 고려하여 구해진다. 여기서, 변형-경화 응력분포란, 변형-경화로 인해 항복응력 이상으로 발생되는 응력의 분포이며, 본 연구에서는 모멘트-곡률 해석법을 이용하여 구하였다. Fig. 8은 Fig. 7의 HSB600 강합성 거더에 대한 변형-경화 응력분포이다.

변형-경화 소성모멘트 $M_{p,sh}$ 를 계산하는 과정은 다음과 같다.

- 1) 모멘트-곡률 해석으로부터 단면 파괴시 변형-경화 응력분포 산정.

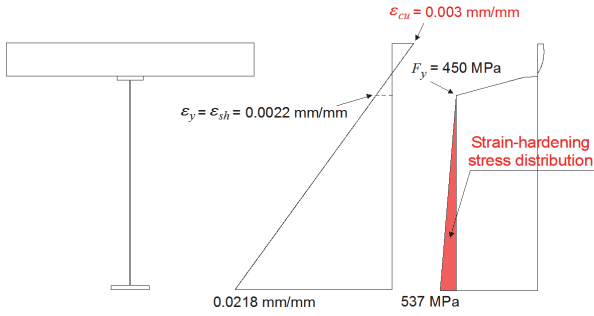


Fig. 8. The strain-hardening stress distribution of HSB600 composite girder when $M_u/M_p = 1.1236$

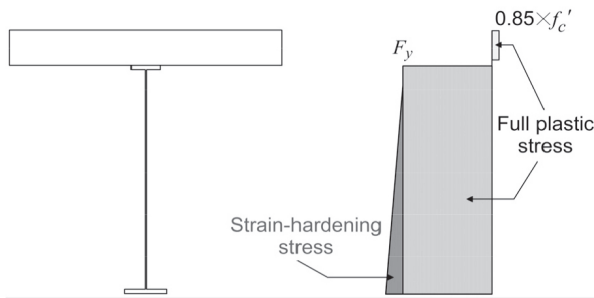


Fig. 9. The stress distribution for calculating the $M_{p,sh}$

6. 수치해석 결과

6.1 $M_{p,sh}/M_p$ vs. D_p/D_t 해석 결과

수치해석을 통해 각 해석단면들에 대하여 연성비 D_p/D_t 와 $M_{p,sh}/M_p$ 의 값이 계산되었다. $M_{p,sh}/M_p$ 이 1이라는 것은 단면 파괴시 강거더에서 변형-경화가 발생하지 않았다는 것을 의미한다. $M_{p,sh}/M_p$ 값이 클수록 단면 파괴시 더 많은 변형-경화가 발생하였다는 것과 휨강도에 대한 변형-경화의 영향이 크다는 것을 의미한다.

해석 결과는 콘크리트의 압축강도 28, 42, 56MPa의 경우를 모두 포함한 결과이다. 즉 208,802개의 SM520 합성단면과 190,899개의 HSB600 합성단면에 대한 해석 결과이다.

소성중립축의 위치도 휨거동에 영향을 미치므로 고려하였으며, 소성중립축이 상부 플랜지의 중심점보다 위에 위치한 경우와 아래에 위치한 경우로 구분하였다^[17]. SM520 합성단면 208,802개 중 60,480개의 해석단면은 소성중립축이 상부 플랜지 중심점보다 위에 있었다. 그리고 HSB600 합성단면 190,899개 중 33,802개의 해석단면은 소성중립축이 상부 플랜지 중심점보다 위에 있었다.

해석단면의 수가 많기 때문에 전체 해석 결과 보다는 해석

- 2) 변형-경화 응력분포로부터 단면에 작용하는 압축력과 인장력 산정.
- 3) 임의의 중립축을 가정한 후, 가정된 중립축에 대한 완전소성상태 응력분포 산정.
 - 압축 측 강재의 응력: F_y
 - 인장 측 강재의 응력: $-F_y$
 - 압축 측 콘크리트 슬래브의 응력: $0.85f'_c$
 - 인장 측 콘크리트 슬래브의 응력은 무시.
- 4) 과정 3)에서의 응력분포에 대한 단면의 인장력과 압축력 산정.
- 5) 과정 2), 4)에서 산정된 압축력과 인장력으로 힘의 평형 검토.
 - 힘의 평형이 만족하지 않으면 과정 3)으로;
 - 힘의 평형이 만족하면 과정 6)으로
- 6) 가정된 중립축에 대하여 2), 4)에 상응한 힘으로 $M_{p,sh}$ 계산. 여기서, $M_{p,sh}$ 는 Fig. 9에서의 응력분포로부터 계산된다.

결과의 하한 값들로 그림을 제시하였다. 이는 전체 해석 결과로 얻어진 연성비의 값들 중에서 최솟값과 최댓값 사이를 200개의 연성비 구간으로 등분한 후, 각 연성비 구간에서의 최소 $M_{p,sh}/M_p$ 값과 이에 대응하는 연성비 D_p/D_t 만을 모아 Fig. 10에 나타내었다.

Fig. 10을 통해 HSB600 합성단면은 SM520 합성단면에 비해 휨강도에 대한 변형-경화의 영향을 크게 받는다는 것을 알 수 있다. 연성비 $0.1 < D_p/D_t \leq 0.42$ 구간에서는 연성비가 감소함에 따라 HSB600 합성단면과 SM520 합성단면의 $M_{p,sh}/M_p$ 값 차이가 증가하는 것을 알 수 있다. 연성비 D_p/D_t 가 0.1인 경우, 중립축 위치에 상관없이 SM520 합성단면의 $M_{p,sh}/M_p$ 값은 1이며 HSB600 합성단면의 $M_{p,sh}/M_p$ 값은 소성중립축이 상부 플랜지의 중심점보다 위에 있을 경우 약 1.1이었으며, 소성중립축이 상부 플랜지의 중심점보다 아래에 있을 경우 약 1.05이었다.

6.2 α_{HSB600} 제안

HSB600 강재의 변형-경화가 강합성 단면의 휨강도에 미치는 영향을 D_p/D_t 의 함수로 표현하고자 하며, 이 함수를 α_{HSB600} 이라 명명하고자 한다. α_{HSB600} 는 비연성단면 구간에서는 D_p/D_t 에 대한 분수함수로, 연성단면 구간에서는 상수함수로 정의하였다. 연성단면 구간에서 α_{HSB600} 을 상수함수

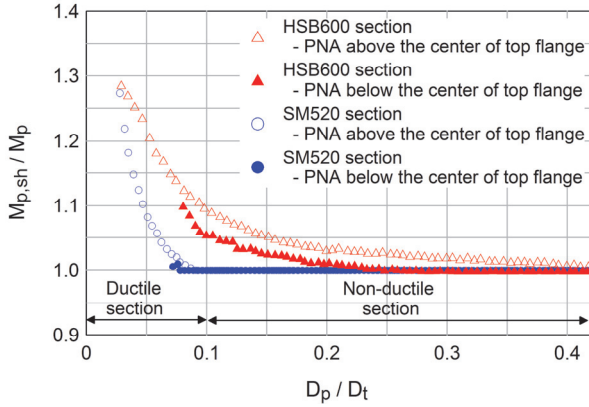


Fig. 10. $M_{p,sh}/M_p$ vs. D_p/D_t for HSB600 composite girders and SM520 composite girders

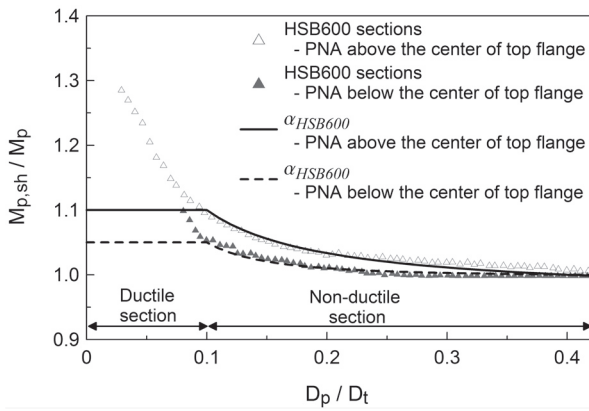


Fig. 11. α_{HSB600} and the lower bound data of $M_{p,sh}/M_p$ for HSB600 composite girders

로 정의한 이유는 D_p/D_t 가 감소함에 따라 $M_{p,sh}/M_p$ 가 발산하는 경향을 보이기 때문이다. 또한, α_{HSB600} 산정시 소성중립축 위치를 고려하고자 한다. 최종적으로 α_{HSB600} 은 식 (28)~(31)과 같이 정의하였다. Fig. 11은 HSB600 강합성 거더들의 $M_{p,sh}/M_p$ 하한 값들과 α_{HSB600} 을 나타낸다.

- 1) 소성중립축(PNA)가 상부 플랜지 중심점보다 위에 위치한 경우:

$$\textcircled{1} D_p \leq 0.1D_t$$

$$M_{p,sh}/M_p = \alpha_{HSB600} = 1.10 \quad (28)$$

$$\textcircled{2} 0.1D_t < D_p \leq 0.42D_t$$

$$M_{p,sh}/M_p = \alpha_{HSB600} = 0.967 + \frac{0.0133}{D_p/D_t} \quad (29)$$

- 2) 소성중립축(PNA)가 상부 플랜지 중심점보다 아래에 위치한 경우:

$$\textcircled{1} D_p \leq 0.1D_t$$

$$M_{p,sh}/M_p = \alpha_{HSB600} = 1.05 \quad (30)$$

$$\textcircled{2} 0.1D_t < D_p \leq 0.42D_t$$

$$M_{p,sh}/M_p = \alpha_{HSB600} = 0.997 + \frac{0.00053}{(D_p/D_t)^2} \quad (31)$$

6.3 변형-경화를 고려한 공칭휨강도 제안

HSB600을 적용한 조밀 강합성 I-거더 정모멘트부에서의 변형-경화를 고려한 공칭휨강도를 제안하기 위한 본 연구의 기본 전략은 현 AASHTO^[3] 설계식의 형태를 유지하되 소성모멘트 M_p 대신에 변형-경화 소성모멘트 $M_{p,sh}$ 를 사용하는 것이다. AASHTO^[3] 설계식에서 M_p 대신에 $M_{p,sh}$ 를 대입하면 식 (32), (33)와 같아진다.

$$\textcircled{1} \text{연성단면 } D_p \leq 0.1D_t:$$

$$M_n = M_{p,sh} \quad (32)$$

$$\textcircled{2} \text{비연성단면 } 0.1D_t < D_p \leq 0.42D_t:$$

$$M_n = M_{p,sh} \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (33)$$

하지만 본 논문 5.2절에서 제안된 $M_{p,sh}$ 의 계산과정은 변형-경화 응력분포의 계산을 요구하므로 과정이 간단하지 않다. 따라서 설계시 편의를 위해 수치해석 결과로부터 정의된 관계식 $M_{p,sh}/M_p = \alpha_{HSB600}$ 을 이용하고자 한다. 이 관계식을 이용하면, $M_{p,sh}$ 은 식 (34)같이 재정의 될 수 있다.

$$M_{p,sh} = \alpha_{HSB600} M_p \quad (34)$$

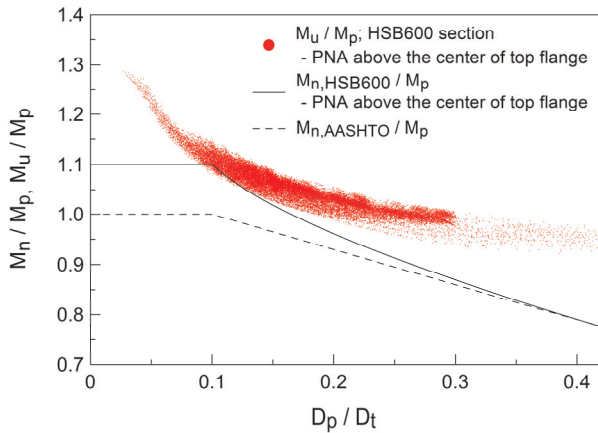
식 (34)의 $M_{p,sh}$ 를 식(32)와 (33)에 대입하여, 식 (35) 및 (36)과 같이, HSB600 강합성 거더 단면에 대한 새로운 공칭휨강도 식 $M_{n,HSB600}$ 을 제안한다.

$$\textcircled{1} \text{연성단면 } D_p \leq 0.1D_t:$$

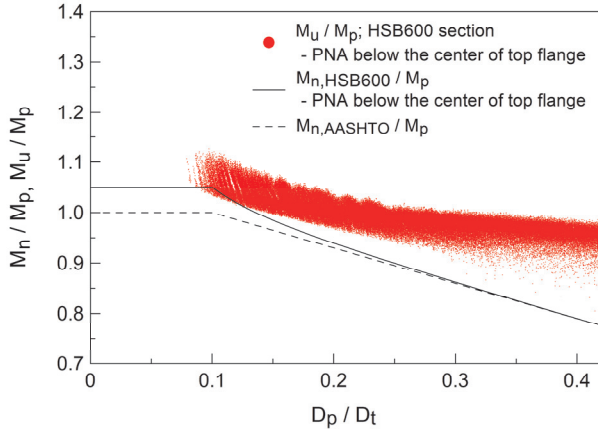
$$M_{n,HSB600} = \alpha_{HSB600} M_p \quad (35)$$

Table 5. The α_{HSB600} and the proposed nominal flexural resistance $M_{n,HSB600} (= \alpha_{HSB600} \times M_{n,AASHTO})$

Location of PNA	Ductility Requirement	α_{HSB600}	$\alpha_{HSB600} \times M_{n,AASHTO}$
Above the center point of top flange	① $D_p \leq 0.1D_t$	1.10	$1.10M_p$
	② $0.1D_t < D_p \leq 0.42D_t$	$0.967 + \frac{0.0133}{D_p/D_t}$	$\left[0.967 + \frac{0.0133}{D_p/D_t}\right] M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t}\right)$
Below the center point of top flange	① $D_p \leq 0.1D_t$	1.05	$1.05M_p$
	② $0.1D_t < D_p \leq 0.42D_t$	$0.997 + \frac{0.00053}{(D_p/D_t)^2}$	$\left[0.997 + \frac{0.00053}{(D_p/D_t)^2}\right] M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t}\right)$



(a) HSB600 composite girders with PNA located above the center point of top flange



(b) HSB600 composite girders with PNA located below the center point of top flange

Fig. 12. The ultimate flexural strength, the proposed nominal flexural strength, and the nominal flexural strength in AASHTO^[3]

② 비연성단면 $0.1D_t < D_p \leq 0.42D_t$:

$$M_{n,HSB600} = \alpha_{HSB600} M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t}\right) \quad (36)$$

이 제안된 공칭휨강도 $M_{n,HSB600}$ 은 현 AASHTO^[3]의 공칭휨강도 $M_{n,AASHTO}$ 에 α_{HSB600} 가 곱해진 형태이다($= \alpha_{HSB600} \times$

$M_{n,AASHTO}$). 즉 현 AASHTO^[3]의 공칭휨강도 식에 α_{HSB600} 를 곱해줌으로써, 변형-경화의 영향을 고려하는 공칭휨강도 식으로 사용할 수 있다.

이 제안된 공칭휨강도 식을 Table 5에 정리하였다. 이 Table 5를 이용하여, 설계하고자 하는 단면의 소성중립축의 위치와 연성 요구조건에 해당하는 α_{HSB600} 및 제안된 공칭휨강도 식을 정할 수 있다.

Fig. 12은 제안된 공칭휨강도 식과 현 AASHTO^[3]의 공칭휨강도 식을 비교한다. Fig. 12(a)는 소성중립축이 상부 플랜지 중심점보다 위에 위치한 단면의 경우이고, Fig. 12(b)는 아래에 위치한 단면의 경우이다. 그리고 M_u 는 모멘트-곡률 해석법으로 구해진 단면의 극한휨강도이다.

제안된 공칭휨강도 $M_{n,HSB600}$ 은 현 AASHTO^[3]의 공칭휨강도 $M_{n,AASHTO}$ 보다 큰 값을 산정한다. 비연성단면 구간에서는 연성비가 감소함에 따라 두 공칭휨강도의 차이가 증가하며, Fig. 12(a)의 경우 $M_{n,HSB600}$ 이 최대 10% 크며, Fig. 12(b)의 경우 최대 5% 크다. 연성단면 구간에서는 Fig. 12(a)의 경우 $M_{n,HSB600}$ 이 연성비와 상관없이 일정하게 10% 크며, Fig. 12(b)의 경우 5% 크다.

M_u 가 제안된 공칭휨강도보다 큰 단면을 안전 측 단면이라고 가정한다면, Fig. 12(a)에서는 해석단면의 약 99%(33,802개 중 33,457개의 단면)이 안전측 단면이고, Fig. 12(b)에서는 해석단면의 약 99.5%(157,097개 중 156,369개의 단면)이 안전 측 단면이다.

Fig. 13은 HSB600 강합성 거더 단면들의 연성비에 따른 M_u/M_n 의 상한 값과 하한 값을 나타낸다. M_u/M_n 의 값이 1에 가까울수록 설계 값인 M_n 과 수치해석 값인 M_u 간의 차이가 작다는 것을 의미한다. M_n 으로는 $M_{n,AASHTO}$ 와 $M_{n,HSB600}$ 을 적용하였다. Fig. 13에서 나타나듯이 $M_u/M_{n,HSB600}$ 해석 결과 값들이 $M_u/M_{n,AASHTO}$ 의 해석결과 값들보다 1에 가깝게 분포해 있다. 이는 $M_{n,HSB600}$ 이 $M_{n,AASHTO}$ 보다 수치해석 값인

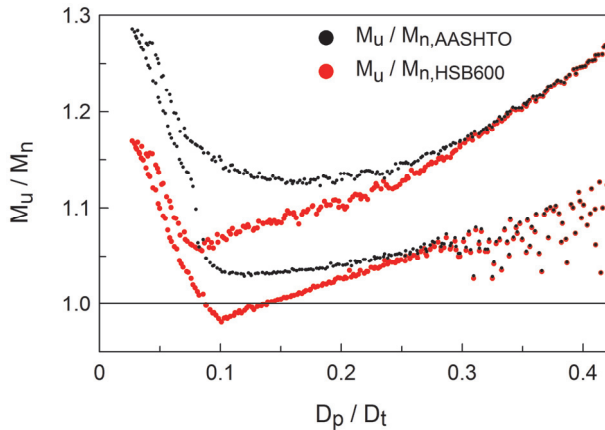


Fig. 13. The lower and upper bounds of the ratio of the ultimate flexural strength to the nominal flexural strength for the HSB600 composite girders

M_u 에 더 가깝다는 것을 의미한다. 이러한 결과는 $M_{n, HSB600}$ 이 $M_{n, AASHTO}$ 와는 다르게 HSB600 강재의 변형-경화가 휨강도에 미치는 영향을 고려하고 있기 때문이다.

7. 결 론

HSB600의 항복 직후 변형-경화가 진행되는 특성 때문에, 일반강재를 적용한 강합성 I-거더에 비해, HSB600강재를 적용한 강합성 I-거더의 정모멘트부 휨강도는 변형-경화의 영향을 많이 받는다. 따라서 본 연구에서는 HSB600의 변형-경화 특성을 고려하기 위해 변형-경화 소성모멘트 $M_{p, sh}$ 를 제안하였고 다수의 해석단면을 대상으로 수치해석을 수행하였으며, α_{HSB600} 및 변형-경화를 고려한 정모멘트부 공칭휨강도를 제안하였다. 본 연구를 통해 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) HSB600 강합성 단면들은 연성비가 감소할수록 변형경화가 정모멘트부 휨강도에 미치는 영향이 증가하는 경향을 보인다. 이는 제안된 함수 α_{HSB600} 에 고려되어있다.
- (2) 제안된 변형-경화를 고려한 공칭휨강도 식은 현 AASHTO^[3] 공칭휨강도 식보다,
 - 소성중립축이 상부 플랜지 중심점보다 위에 위치한 단면에 대해서는 최대 10%만큼 크다.
 - 소성중립축이 상부 플랜지 중심점보다 아래에 위치한 단면에 대해서는 최대 5%만큼 크다.
- (3) 제안된 HSB600 강합성 거더의 변형-경화를 고려한 공

칭휨강도 식을 적용할 경우,

- 소성중립축이 상부 플랜지 중심점보다 위에 위치한 단면들에 대해서는 약 99%의 단면이 안전 측에 있다.
 - 소성중립축이 상부 플랜지 중심점보다 아래에 위치한 단면들에 대해서는 약 99.5%의 단면이 안전 측에 있다.
- (4) 본 연구에서 HSB600 강합성 I-거더 균질단면에 대하여 수행되었으며, 추가적으로 복합단면에 대한 연구가 필요하다고 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국연구재단을 통하여 지원된 교육부 이공학 개인기초연구지원사업(NRF-2015R1D1A1A09060113)에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사드립니다.

참고문헌(References)

- [1] 국토교통부(2016) 도로교설계기준(한계상태설계법). Ministry of Land, Infrastructure and Transport (2016) *Highway Bridge Design Standard (Limit State Design)*, Korea (in Korean).
- [2] 한국강구조학회(2014) 강구조설계기준(하중저항계수설계법), 국토교통부. KSSC (2014) *Steel Structure Design Code (Load and Resistant Factored Design)*, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea (in Korean).
- [3] American Association of State Highway and Transportation Officials (2014) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (7th Ed.), USA.
- [4] Ansourian, P. (1982) Plastic Rotation of Composite Beams, *Journal of Structures Division*, American Society of Civil Engineers, Vol.108, No.3, pp.643-659.
- [5] Vasseghi, A. (1989) *Strength and Behavior of Composite Plate Girders Under Shear and Bending Moment*, Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, USA.
- [6] Wittry, D.M. (1993) *An Analytical Study of the Ductility of Steel-Concrete Composite Sections*, Master's Thesis, University of Texas at Austin, USA.
- [7] Youn, S.-G., Bae, D., and Kim, Y.-J. (2008) Ultimate Flexural Strength of Hybrid Composite Girders Using High-Performance Steel of HSB600 at Sagging Bending, *Composite Construction in Steel and Concrete VI (Proceedings*

- of International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete 2008), American Society of Civil Engineers, USA, pp.680-690.
- [8] Youn, S.-G. (2013) Nominal Moment Capacity of Hybrid Composite Sections Using HSB600 High-Performance Steel, *International Journal of Steel Structures*, KSSC, Vol.13, No.2, pp.243-252.
- [9] 윤석구(2013) 정모멘트부 강합성거더의 공칭휨강도 재평가, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제25권, 제2호, pp.165-178.
- Youn, S.G. (2010) Revaluation of Nominal Flexural Strength of Composite Girders in Positive Bending Region, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.25, No.2, pp.165-178 (in Korean).
- [10] 조은영, 신동구(2010) HSB 강합성거더 정모멘트부 휨거동, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제22권, 제4호, pp.377-388.
- Cho, E.Y., and Shin, D.K. (2010) Flexural Behavior of Composite HSB I-Girders in Positive Moment, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.22, No.4, pp.377-388 (in Korean).
- [11] 박용명, 강지훈, 이진준, 김희순(2014) HSB800 및 HSB600 강재를 적용한 하이브리드거더의 휨강도 평가, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제26권, 제6호, pp.581-594.
- Park, Y.M., Kang, J.H., Lee, K.J., and Kim, H.S. (2014) Evaluation of Flexural Strength of Hybrid Girder Composed of HSB800 and HSB600 Steel, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.26, No.6, pp. 581-594 (in Korean).
- [12] Rotter, J.M., and Ansourian, P. (1979) Cross-Section Behavior and Ductility in Composite Beams, *Proceedings of the Institution of the Civil Engineers*, ICE Publishing, Vol. 67, No.2, pp.453-474.
- [13] American Association of State Highway and Transportation Officials (2000) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (2nd Ed.), USA.
- [14] American Association of State Highway and Transportation Officials (2002) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (2nd Ed., Interim Revisions), USA.
- [15] American Association of State Highway and Transportation Officials (2004) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (3rd Ed.), USA.
- [16] Comité Euro-International du Béton (1993) *CEB-FIP Model Code 1990*, Thomas Telford, UK.
- [17] Yakel, A.J., and Azizinamini, A. (2005) Improved Moment Strength Prediction of Composite Steel Plate Girders in Positive Bending, *Journal of Bridge Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol.10, No.1, pp.28-38.
- [18] 조은영, 신동구(2010) HSB 강합성거더 정모멘트부의 휨저항강도, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제22권, 제4호, pp.389-398.
- Cho, E.Y., and Shin, D.K. (2010) Flexural Strength of Composite HSB Girders in Positive Moment, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.22, No. 4, pp.389-398 (in Korean).
- [19] 최동호, 임지훈(2014) HSB 고성능 강재를 적용한 강합성 I-거더 정모멘트에 대한 휨저항강도 및 연성비, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제26권, 제3호, pp.205-217.
- Choi, D.H., and Lim, J.H. (2014) Flexural Resistance and Ductility Ratio of Composite Hybrid I-Girder Using HSB High Performance Steel in Positive Bending, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.26, No. 3, pp.205-217 (in Korean).

요 약 : 본 연구에는 HSB600 고강도 강재의 변형-경화를 고려한 조밀 강합성 I-거더의 정모멘트부 공칭휨강도를 제안한다. HSB600은 일반강재와는 다르게 명확한 항복 고원을 보이지 않고 항복 직후 변형-경화가 진행된다. 하지만 현 국내의 설계기준에 있는 공칭휨강도 식은 일반강재에 대하여 개발된 설계식이기 때문에 HSB600의 변형-경화 특성을 제대로 반영하지 못하고 있다. 따라서 HSB600의 변형-경화 특성이 휨강도에 미치는 영향을 고려하기 위해, 강합성 거더의 변형-경화를 고려한 소성모멘트를 제안한 후 다수의 해석단면을 대상으로 모멘트-곡률 수치해석을 수행하였다. 해석 결과를 토대로 HSB600 고강도 강재의 변형-경화가 강합성 거더 휨강도에 미치는 영향을 나타내는 매개변수를 제안하였다. 또한 이 매개변수를 이용하여 HSB600 강합성 거더의 변형-경화를 고려한 정모멘트부 공칭휨강도를 제안하였고 현 AASHTO LRFD 교량설계기준의 공칭휨강도와 비교 검토하였다.

핵심용어 : 변형-경화, 고성능 강재, HSB600, 강합성 I-거더, 정모멘트부, 공칭휨강도