

국부좌굴이 발생하는 H-형강 휨부재의 강도에 관한 연구

A Study on the Moment Capacity of H-Section Flexural Members with Local Buckling

서 건 호¹⁾ · 서 상 정²⁾ · 권 영 봉³⁾
Seo, Gun Ho Seo, Sang Jung Kwon, Young Bong

요약 : 본 논문에는 국부좌굴이 발생하는 휨부재의 유한요소해석 및 실험에 근거한 단면의 휨강도에 대하여 기술하였다. 박판으로 구성된 휨부재는 단면조건 및 횡방향 경계조건에 따라서 국부좌굴, 횡-비틀림좌굴 및 두 좌굴의 혼합좌굴이 발생하게 된다. 플랜지나 복부의 폭-두께비가 큰 경우 횡-비틀림좌굴 발생 이전에 국부좌굴이 발생하며, 국부좌굴은 휨부재의 횡-비틀림좌굴강도에 영향을 미치게 된다. 이런 현상은 박판 형강의 휨강도 산정 시 고려하여야 한다. 다양한 폭-두께비를 갖는 플랜지와 복부판으로 구성된 휨부재의 해석에 국부좌굴 및 횡좌굴 모드의 초기처짐 및 잔류응력을 포함하였다. 해석결과 및 실험에 근거하여 국부좌굴과 횡-비틀림좌굴을 고려하는 설계강도식을 제안하였다. 제안된 직접강도법은 실험에 근거한 강도식과 유효단면 대신 총단면의 단면계수를 사용한다. 제안된 강도식에 의한 휨강도를 AISC, EC3 및 도로교설계기준과 비교하여 보았다. 제안된 직접강도법은 국부좌굴과 횡-비틀림좌굴의 혼합 유무와 상관없이 휨부재의 휨강도를 적절하게 예측할 수 있는 것으로 판단되었다.

ABSTRACT : This paper describes the moment capacity of flexural members with local buckling based on a series of FE and experiment results. Thin-walled flexural members undergo local, lateral-torsional, or interactive buckling according to the section geometries and lateral boundary conditions. Flexural members with large width-to-thickness ratios in the flanges or the web may undergo local buckling before lateral-torsional buckling. Local buckling has a negative effect on the flexural strength based on the lateral-torsional buckling of flexural members. This phenomenon should be considered in the estimation of the flexural strength of thin-walled sections. Flexural members with various width-to-thickness ratios in their flanges and web were analyzed. Initial imperfections in the local buckling mode, and residual stresses, were included in the FE analyses. Simple bending moment formulae for flexural members were proposed based on the FE and test results to account for local and lateral-torsional buckling. The proposed bending moment formulae for the thin-walled flexural members in the Direct Strength Method use the empirical strength formula and the gross section modulus. The ultimate flexural strengths predicted by the proposed moment formulae were compared with the AISC (2005), Eurocode3 (2003), and Korean Highway Bridge Design Specifications (2010). The comparison showed that the proposed bending moment formulae can reasonably predict the ultimate moment capacity of thin-walled flexural members.

핵심어 : 휨부재, 휨강도, 국부좌굴, 횡-비틀림좌굴, 폭-두께비, 좌굴혼합, 직접강도법

KEYWORDS : flexural members, flexural strength, local buckling, lateral-torsional buckling, width-thickness ratio, buckling interaction, direct strength method

1. 서론

일반적으로 판요소로 구성된 압연형강 보 및 플레이트거더와 같은 휨부재는 플랜지와 복부판의 폭-두께비와 부재의 횡

-비틀림 강성, 횡지지 조건 및 하중의 형태 등에 따라서 기본적인 국부좌굴과 횡-비틀림좌굴이 발생하게 된다. 이러한 경우 복부나 플랜지의 폭-두께비에 의해 결정되는 국부좌굴강도(local buckling strength)와 횡-비틀림강성 및 횡지지조

1) 영남대학교 건설환경공학과 석사과정(towangsung@nate.com)
2) 영남대학교 건설환경공학과 석사과정(bbalgun@nate.com)
3) 교신저자. 영남대학교 건설환경공학과 교수, 공학박사
(Tel: 053-810-2418, Fax: 053-810-4622, E-mail: ybkwon@ynu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2012년 6월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

건에 따른 횡-비틀림좌굴강도 (lateral-torsional buckling strength)의 상대적인 크기에 따라서 국부좌굴 혹은 횡-비틀림좌굴이 부재의 휨강도를 지배하게 된다. 그러나 부재의 국부좌굴강도가 횡-비틀림 좌굴강도와 거의 같거나 후좌굴강도 범위 내에서 적당히 작은 경우 두 좌굴의 혼합이 발생할 수도 있다(Kemp 1996). 폭-두께비가 작을 경우에는 국부좌굴은 발생하지 않고 횡-비틀림좌굴만이 발생하거나 재료적인 항복에 의하여 파괴에 이르게 된다. 그러나 폭-두께비가 큰 경우 압축플랜지나 복부판에 탄성 및 비탄성 국부좌굴이 먼저 발생하게 되고 후좌굴 강도를 발현하게 된다. 이러한 경우 국부좌굴의 발생은 횡-비틀림좌굴 강성을 일정부분 감소시키며, 국부좌굴모드와 횡-비틀림좌굴모드의 혼합이 발생하게 되어 휨부재의 강도를 감소시키는 결과를 초래하게 된다. 그러나 국부좌굴이 먼저 발생하더라도 횡-비틀림좌굴 강성이 상당히 큰 경우에는 국부좌굴에 의해서 휨부재의 강도가 결정된다.

플랜지와 복부의 국부좌굴이 휨부재의 모멘트강도에 미치는 영향은 Basler(1963)에 의하여 연구되어 복부의 휨좌굴에 의한 감소계수를 적용하는 형식으로 AISC LRFD Specifications(1986)에서부터 반영하여 오고 있다. 플랜지의 국부좌굴 및 후좌굴강도를 단면강도 산정 시 고려하기 위해 현재 AISC규준(2005)은 플랜지의 복부의 국부좌굴강도와 횡-비틀림좌굴강도 중에서 최소값을 휨강도로 산정하고 있다. 한편 세장한 복부의 휨좌굴 효과와 휨모멘트에 대한 저항력의 감소를 고려하기 위하여 감소계수 R_{PG} 를 적용하고 있다. AASHTO LRFD규준(2007)에서는 세장단면(slender section)의 사용을 배제하고 있는 점을 제외하면 AISC규준(2005)과 동일하다. AISI규준(2004)이나 Eurocode3 (2003, 2006)는 유효폭(effective width) 개념을 적용하여 복부와 플랜지의 국부좌굴을 고려하고 있다. 현행 우리나라 도로교설계기준(국토해양부, 2010)에서는 AISC규준과 유사하게 양연지지판(복부) 및 자유돌출판(플랜지)에 대한 국부좌굴에 대한 허용응력과 횡-비틀림좌굴에 대한 허용휨압축응력 중에서 작은 값을 허용휨압축응력으로 규정하고 있다. 그러나 플레이트거더의 경우에는 양연지지판(복부판)의 국부좌굴에 대한 허용응력은 별도로 규정하고 있다.

유효폭법의 단점을 보완하고, 국부좌굴, 뒤틀림좌굴과 전체 좌굴의 혼합에 의한 강도감소 효과를 효과적으로 고려하여 합리적인 강도 산정을 목적으로 개발된 직접강도법(Direct Strength Method)은 Schafer와 Pekoz(1998)가 처음 제안하였고, 최근 NAS (AISI, 2004)와 AS/NZS 4600 (SA, 2005)에 의해서 유효폭법의 대체 설계법으로 채택되어 적용되고 있는 선진 설계법이다. 최근에 용접 C- 및 H-

형강 그리고 원형강관 실험에 근거하여 용접형강 기둥에 적용하기 위한 압축강도식이 제안된 바 있다(Kwon 등, 2007; 강두원 등, 2009).

본 논문에서 이 제안된 직접강도법의 강도식을 휨부재에 적용하기 위하여, SM490 H-형강 보에 대한 수치해석을 수행하여 플랜지와 복부의 국부좌굴이 휨부재의 극한강도에 미치는 영향을 연구하였다. 또한 현행 도로교설계기준(2010)의 휨부재의 허용휨압축응력에 관한 규정을 검토하고, 해석결과를 기초로 하여 휨부재의 허용휨압축응력의 합리적인 산정을 위하여 국부좌굴응력을 고려하는 방법을 직접강도법의 형식으로 제안하여 보았다. 이 제안된 직접강도법을 해석결과, 실험결과, 도로교설계기준(2010), AISC규준(2005), EC3(2003)와 비교하여 정확성 및 적용성을 검토하였다.

2. 단면 선정

국부좌굴과 횡-비틀림좌굴의 혼합이 휨부재의 강도에 미치는 영향을 연구하기 위하여 선택한 H-형강 보는 휨실험의 제반 여건을 고려하여 판두께 6.0 mm의 SM490 강판을 가스용접으로 제작한 단면으로 가정하였다. 휨부재의 플랜지 및 복부의 국부좌굴거동과 횡-비틀림좌굴에 근거한 휨부재의 강도에 미치는 국부좌굴 및 후좌굴강도의 영향을 파악하기 위하여 폭-두께비의 범위를 도로교설계기준(2010)에서 규정한 제한범위를 초과하는 범위까지로 정하였다. 단면의 양단 지점부 및 집중하중이 재하되는 보의 내부점(3등분점)에는 복부손상(web crippling)과 국부좌굴을 방지하기 위하여 두께 10 mm의 지압보강재를 양면에 배치하였다. 또한 순수휨 구간인 보 중앙부에서 국부좌굴 및 보의 횡-비틀림좌굴이 발생하기 이전에 보의 양단부 측에서 전단 및 휨에 의한 좌굴이 발생하지 않도록 복부판의 중앙 양면에 수평보강재를 부착하였다.

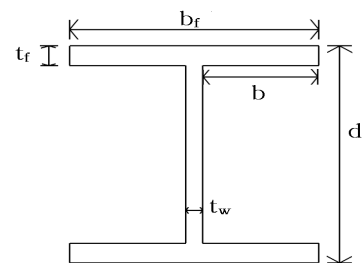


그림 1. H-형강 단면 형상

실험단면의 형상은 그림 1과 같고, 상세한 제원은 표 1에 정리하였다. 두께 40mm 이하인 판재의 경우 도로교설계기

준의 국부좌굴에 대한 허용응력 규정에 따르면 항복한계 폭 두께비는 양연지지판의 경우 34, 자유돌출판의 경우 13.6이며, 사용이 허용되는 폭 두께비 한계는 양연지지판의 경우 80, 자유돌출판은 16으로 규정하고 있다. 그러나 본 연구에서는 단면의 탄성 및 비탄성 국부좌굴의 발생 및 좌굴의 혼합을 유도하기 위하여, 규정된 적용범위를 기준을 초과하는 판요소로 단면을 구성하였다.

표 1. 단면의 제원 (단위:mm)

단 면	b_f	t_f	d	t_w	l	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$
H150-400	150	6	412	6	3000	12.5	64.7
H150-500	150	6	512	6	3000	12.5	81.3
H150-600	150	6	612	6	3000	12.5	98.0
H200-400	200	6	412	6	3000	16.7	64.7
H200-500	200	6	512	6	3000	16.7	81.3
H200-600	200	6	612	6	3000	16.7	98.0
H250-400	250	6	412	6	5000	20.9	64.7
H250-500	250	6	512	6	5000	20.9	81.3
H250-600	250	6	612	6	5000	20.9	98.0
H300-400	300	6	412	6	10000	25.0	64.7
H300-500	300	6	512	6	10000	25.0	81.3
H300-600	300	6	612	6	10000	25.0	98.0
H350-400	350	6	412	6	10000	29.2	64.7
H350-500	350	6	512	6	10000	29.2	81.3
H350-600	350	6	612	6	10000	29.2	98.0
H400-400	400	6	412	6	10000	33.3	64.7
H400-500	400	6	512	6	10000	33.3	81.3
H400-600	400	6	612	6	10000	33.3	98.0

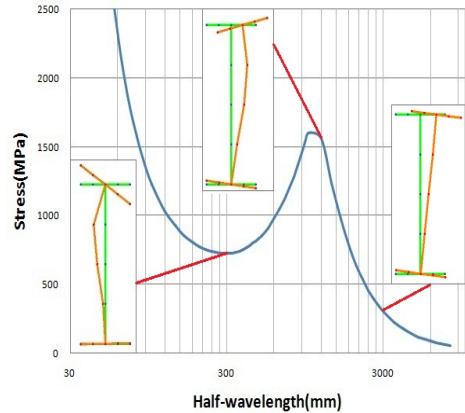


그림 2. H150-400 단면의 좌굴응력 및 형상

필릿용접에 의한 H-형강 단면의 잔류응력을 고려한 비선형좌굴해석을 수행하기 위하여 그림 3에 도시한 바와 같이 항복응력의 30% 크기의 압축잔류응력과 항복응력 크기의 인장잔류응력을 고려하였다. 잔류응력의 분포 폭은 플랜지와 복부의 잔류응력이 단면 내에서 평형을 이루도록 정하였다.

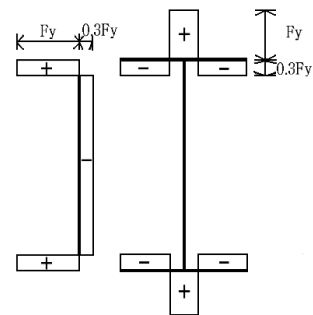


그림 3. 면내 잔류응력 분포

3. 수치해석

3.1 좌굴해석

해석 및 실험 대상으로 선정한 H-형강의 좌굴거동을 분석하기 위하여 좌굴전용해석프로그램 BAP(권영봉, 2000)을 사용하여 순수휨을 받는 단순지지된 H150-400 단면의 탄성좌굴해석을 수행하여 좌굴장에 따른 좌굴응력 및 좌굴형상을 그림 2에 예시하였다. 그림 2에서 보듯이 좌굴장 300mm에서 국부좌굴의 최저점이 되며 최고점이 되는 좌굴장 약 1,200mm 지점까지 국부좌굴이 임계좌굴이 된다. 이 점을 지나 좌굴장 약 1,500mm까지 에서는 국부좌굴과 횡-비틀림좌굴의 혼합형상의 좌굴모드가 나타나며, 좌굴장이 약 1,500mm 이상으로 증가하면 횡-비틀림좌굴모드가 임계좌굴이 되는 것을 알 수 있다.

단면의 탄성 및 비탄성좌굴응력을 표 2에서 비교하여 보았다. 표 2에서 횡-비틀림좌굴응력은 실험단면의 길이와 같은 H150과 H200단면의 경우 좌굴장 3,000mm, H250은 5,000mm 그리고 H300-H400 단면은 10,000mm인 경우의 횡-비틀림좌굴응력을 대표적으로 나타냈으며, 괄호속의 값은 비탄성좌굴응력이다. 국부좌굴응력에 상응하는 좌굴장은 탄성과 비탄성해석의 경우에 약간 다르지만 탄성좌굴에 해당하는 좌굴장만을 나타냈다. 폭 두께비가 작은 H150-400,500 단면은 탄성 및 비탄성좌굴의 경우 모두 횡좌굴이 임계좌굴이 된다. H200-400,500 단면은 탄성의 경우 국부좌굴이 비탄성의 경우 횡좌굴이 임계응력이 된다. 복부폭이 큰 H150-600, H200-600 단면 및 플랜지폭이 큰 H250, H300, H350, H400 단면은 탄성거동은 단면에 따라 국부좌굴과 횡좌굴이 다르게 임계좌굴이 되지만, 비탄성의 경우는 모든 단면의 국

부좌굴이 좌굴거동을 지배한다. 이것은 가정한 잔류응력의 영향이 횡-비틀림좌굴응력 보다는 국부좌굴응력을 상대적으로 큰 폭으로 감소시켰기 때문이다.

표 2. 단면의 좌굴응력

단 면	국부좌굴		횡-비틀림 좌굴	
	응력(MPa)	길이(mm)	응력(MPa)	길이(mm)
H150-400	724.8(315.0)	300	299.6(220.5)	3000
H150-500	582.3(247.9)	360	273.4(220.5)	3000
H150-600	445.8(101.4)	420	251.3(220.5)	3000
H200-400	462.4(271.0)	320	555.9(220.5)	3000
H200-500	425.1(230.8)	360	517.4(220.5)	3000
H200-600	370.7(124.6)	440	481.6(220.5)	3000
H250-400	309.7(204.9)	360	337.1(220.5)	5000
H250-500	296.3(161.4)	400	316.3(220.5)	5000
H250-600	278.1(68.2)	440	298.7(220.5)	5000
H300-400	220.6(120.3)	400	140.9(138.5)	10000
H300-500	213.6(97.6)	440	134.9(132.7)	10000
H300-600	205.7(33.6)	460	128.8(128.6)	10000
H350-400	165.1(67.5)	460	185.1(183.9)	10000
H350-500	160.6(52.1)	480	179.0(173.1)	10000
H350-600	156.2(22.9)	500	174.2(173.0)	10000
H400-400	128.4(31.9)	500	237.4(220.5)	10000
H400-500	125.2(18.3)	520	225.7(220.5)	10000
H400-600	122.2(13.6)	540	216.3(215.7)	10000

3.2 유한요소 해석

국부좌굴과 횡-비틀림좌굴의 혼합이 발생하는 H-형강 단면에 대하여 범용유한요소 해석프로그램인 LUSAS(ver. 14.5)를 사용하여 비선형해석을 수행하였다. 강재의 응력-변형률 관계는 변형경화는 무시하고 탄성-완전소성으로 가정하였고, 항복강도 315.0 MPa, 탄성계수 2.05×10^5 MPa, 포아송비 0.3으로 가정하고, 항복은 Von-Mises 이론을 적용하였다. 비선형해석에서 고려할 단면의 잔류응력의 분포는 그림 3에 도시한 바와 같다.

부재의 해석모델링 그림 4는 4절점 두꺼운 셸(thick shell) 요소(QTS4)를 사용하였으며, 지점조건은 단순지지이며 지점부와 하중재하점(3등분점)에 지압보강재를 설치하였다. 그림에서 보는 것처럼 보의 중앙부의 순수휨 구간에서 휨에 의한 좌굴이 발생하기 전에 보의 측면에서 전단 및 휨에 의한 복부좌굴의 발생을 억제하기 위하여 복부판의 양면 중앙에 수평보강재 1단을 부착하였다. 또한 횡방향 단순지지조

건을 부여하기 위하여 부재 양단 압축 플랜지의 중앙점의 횡변위를 구속하였다. 초기변형과 횡하중의 크기가 강도에 미치는 대표단면에 대한 민감도 해석을 통하여 비선형해석에서 적용할 크기를 각각 산정하였다. 탄성좌굴해석을 수행하여 구한 국부좌굴모드의 최대 변형의 크기가 $b_f/100$ 가 되도록 증가계수를 곱하여 초기처짐을 부여하고, 횡-비틀림좌굴모드의 발생을 유도하기 위하여 연직하중의 1/500 크기의 아주 작은 횡하중을 보의 1/3 및 2l/3 지점 상부플랜지 중앙에 재하하고, 연직방향으로 등분포선하중(knife edge loads)을 그림 4와 같이 재하하여 비선형해석을 수행하였다.

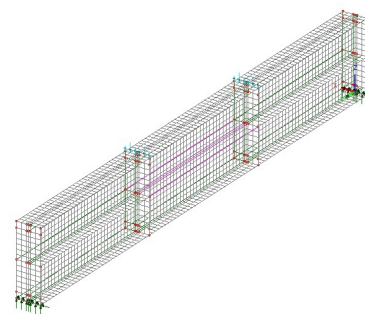


그림 4. H-형강 해석모델링

3.3 유한요소 해석결과

비선형해석 및 실험에 의한 H350-600-10000 단면 단순보의 변형형상을 그림 5에 함께 도시하였다. 그림에서 보의 중앙부 순수휨 구간에서 압축플랜지와 복부에 발생한 국부좌굴과 보의 전체 길이에 걸쳐서 발생한 횡-비틀림좌굴에 의한 변형이 혼합하여 나타나 있는 것을 알 수 있다. 그러나 대부분의 해석단면 및 실험에서 국부좌굴이 지배적이므로, 횡-비틀림좌굴에 의한 변형은 국부좌굴모드의 변형에 비하여 미미하게 나타났다.



그림 5. H350-600-10000 단면의 변형 형상

복부판의 높이가 600mm인 단면의 해석에 의한 모멘트와 보 중앙점의 처짐 관계를 그림 6에 도시하여 보았다. 플랜지

폭이 좁은 H150-H250 단면의 경우에는 하중의 증가에 따라 직선적인 하중-변위 관계를 나타내다가 국부좌굴 발생에 의하여 휨강성이 감소하여 완만한 곡선으로 변하다가 최대하중에 도달한 후 하중이 급격히 감소하여 파괴되는 양상이 나타났다. 그림 6에는 자세히 나타내지 않았지만 플랜지가 넓은 H300-H400 단면의 경우에 해석 시에는 최대하중 이후에 변형연화 및 경화 현상이 반복적으로 나타나며 변위가 증가하여 파괴에 도달하였다. 해석결과 모멘트-처짐 곡선이 두 그룹으로 나뉘어 보이는 것은 보의 길이 3,000mm-10,000mm 차이에 기인한다.

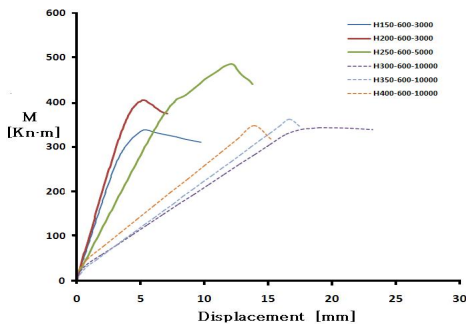


그림 6. 모멘트-처짐 관계 곡선

4. 설계기준 비교 및 제안

4.1 도로설계기준(2010)

현행 도로교설계기준(2010)은 AISC규준(2005)과 비슷한 설계개념으로 강도산정 기준을 채택하고 있으며 국부좌굴과 횡-비틀림좌굴의 상호작용 및 국부좌굴의 후좌굴강도는 고려하지 않고 있다.

횡-비틀림좌굴에 대한 허용휨압축응력은 이론적인 탄성 횡-비틀림좌굴강도에서 순수비틀림강성(GJ) 부분을 무시하고 뒤틀림강성(EC_w)만을 고려하여 안전측으로 규정하고 있다. 도로교설계기준(2010)의 횡좌굴에 근거한 기준휨강도식은 아래와 같다.

$$F_n = F_y \quad (\alpha \leq 0.2) \quad (1a)$$

$$F_n = [1 - 0.412(\alpha - 0.2)]F_y \quad (\alpha > 0.2) \quad (1b)$$

여기서,

$$\alpha = \sqrt{F_y/F_{cr}} \quad (1c)$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_i)^2} \quad (1d)$$

$$r_i = \frac{b}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{6} \frac{A_w}{A_c})}} = \frac{b}{2k} \quad (1e)$$

$$k = \sqrt{3 + \frac{1}{2} \frac{A_w}{A_c}} \geq 2.0 \quad (1f)$$

국부좌굴에 대한 허용응력은 압축력을 받는 양연지지판과 자유돌출판 및 양연지지된 보강된 판으로 나누어 규정하고 있다. 다만 양연지지판과 양연지지된 보강판에 대한 국부좌굴에 대한 허용응력에 관한 규정은 플레이트거더에는 적용하지 못하도록 규정하고 있다. 국부좌굴응력에 근거한 기준휨압축강도는

$$F_n = F_y \quad (\alpha \leq 0.7) \quad (2a)$$

$$F_n = \frac{0.5}{R^2} F_y \quad (\alpha > 0.7) \quad (2b)$$

여기서,

$$R = \sqrt{F_y/F_{cr}} \quad (2c)$$

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (2d)$$

국부좌굴계수 k 는 자유돌출판의 경우 0.43 양연지지판인 경우 4.0을 적용한다.

4.2 AISC Specifications

AISC규준(2005)은 플랜지의 국부좌굴과 횡-비틀림좌굴은 독립적으로 취급하여 휨강도를 산정하고, 복부의 세장비에 따라서는 적절한 감소계수(R_{PC}, R_{PG})를 적용하여 휨강도를 감소시키는 방법을 적용하고 있다. 복부가 세장한 경우를 예로써 정리하면 국부좌굴을 고려하여 플랜지의 폭-두께비에 따라 조밀단면, 비조밀단면 및 세장단면으로 분류하고 있다. 조밀단면은 소성모멘트($M_p = ZF_y$)에 도달 시까지 단면요소에 국부좌굴이 발생하지 않고 회전변형 능력이 충분하며, 세장단면의 경우 잔류응력을 고려한 항복모멘트 $M_r = S(F_y - F_r)$ 에 도달하기 전에 탄성국부좌굴이 발생하는 단면이며, 비조밀단면은 두 단면 사이의 구간으로 소성모멘트와 항복모멘트(잔류응력을 고려한) 사이를 직선적으로 보간하여 공칭휨강도를 구한다.

$$M_n = R_{PG} \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_r)}{(\lambda_p - \lambda_r)} \right] \quad (3)$$

세장한 단면의 공칭휨강도는 이론적인 Bryan의 탄성국부 좌굴응력식(1891)을 플랜지에 적용하여 아래와 같이 규정하고 있다.

$$M_n = R_{PG} \frac{0.9 E k_c}{(b_f/2t_f)^2} S \quad (4a)$$

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \leq 0.76 \quad (4b)$$

횡-비틀림좌굴에 대하여는 단면조건 및 횡방향비지지길이에 따라 횡-비틀림좌굴이 발생하지 않는 소성구간은 소성모멘트, 탄성횡-비틀림좌굴이 발생하는 구간은 좌굴모멘트를 공칭모멘트로 정하고 있다. 그리고 그 사이 비탄성횡-비틀림좌굴이 발생하는 구간은 소성모멘트와 잔류응력을 고려한 항복모멘트 사이를 직선적으로 보간하여 공칭휨강도를 규정하고 있다. 탄성 횡-비틀림좌굴이 발생하는 구간의 공칭모멘트는

$$M_n = R_{PG} \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_i)^2} S \quad (5a)$$

여기서,

$$r_i = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12(1 + \frac{1}{6} a_w)}} \quad (5b)$$

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300 a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (5c)$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \leq 10 \quad (5d)$$

이렇게 국부좌굴과 횡-비틀림좌굴에 근거한 공칭휨강도 중에서 작은 값을 휨부재의 공칭휨강도로 규정하고 있다. AASHTO LRFD 규준(2007)은 세장단면의 사용을 배제하고 있는 점을 제외하면 AISC규준(2005)과 동일하다.

4.3 Eurocode 3

EC3 (2003, 2006)는 판요소의 국부좌굴을 고려하기 위하여 유효폭(effective width) 개념을 적용하며, 일반적으로 단면 요소의 폭-두께비에 따라 단면을 네 등급(Class 1-4)

로 분류하고, 단면의 공칭휨강도는 단면의 등급에 따라서 등급 1-3단면은 총단면 그리고 등급 4단면은 유효단면을 적용한 단면계수를 사용하여 다음과 같이 구한다.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_W \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6a)$$

$\beta_W = W_{pl,y}$ 소성단면계수: Class 1, 2 단면

$\beta_W = W_{el,y}$ 탄성단면계수: Class 3 단면

$\beta_W = W_{eff,y}$ 유효단면계수: Class 4 단면

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1.0 \quad (6b)$$

여기서,

γ_{M1} = 부분안전계수 (좌굴의 경우 1.1)

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2] \quad (6c)$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_W f_y}{M_{cr}}} \quad (6d)$$

α_{LT} = 부정형 계수(imperfection factor)

(압연형강: 0.21, 용접형강: 0.49 ($h/b \leq 2$),
0.76 ($h/b > 2$))

M_{cr} = 모멘트경사를 고려한 탄성 횡-비틀림좌굴모멘트

4.4 현행 설계기준 비교

AISC규준과 도로교설계기준의 경우 횡-비틀림좌굴에 근거한 휨강도와 국부좌굴에 근거한 휨강도 중에서 작은 값을 공칭휨강도로 정한다. 한편 EC3는 유효폭 개념을 적용하여 횡-비틀림좌굴에 근거한 휨강도를 감소시키는 AISC와는 개념이 다른 방법을 채택하고 있다. 따라서 포괄적인 단면의 직접 비교는 불가능하지만, EC3(2003), AISC규준(2005) 및 도로교설계기준(2010)의 공칭휨강도를 비교하기 위하여 횡-비틀림좌굴응력에 의하여 휨강도가 결정되는 H150-400 단면의 공칭휨강도를 그림 7에서 비교하여 보았다. EC3 및 도로교설계기준의 경우 횡-비틀림좌굴에 대한 세장비계수 $\lambda = \sqrt{F_y/F_{cr}}$ 를 기준으로하고 AISC규준의 경우 횡방향비지지길이를 기준으로 하여 횡-비틀림좌굴에 근거한 휨강도를 산정하기 때문에 모든 단면에 대하여 일반적인 비교를 할 수는 없다. 따라서 비교대상 단면을 정하여 비교해 볼 수밖에 없다. H150-400단면의 경우 도로교설계기준과 EC3의 경우 복부가 등급3 단면으로 분류되기 때문에 최대공칭모멘트는 항복모멘트($M_y = S F_y$)가 되는데 반하여, AISC규준의 경우 복부와 플랜지가 비조밀단면이 되어 소성모멘트($M_p = Z F_y$)와 항복모멘트 사이의 값이 되므로 세장비계수가 0.4보다 작

은 구간에서 그림 7과 같은 차이를 보이게 된다. EC3의 1, 2등급 단면의 경우 AISC의 조밀 단면으로 분류되고 공칭모멘트는 소성모멘트가 되므로 그림 7에서 보다는 EC3와 AISC규준과의 차이가 줄어들게 된다. 그러나 일반적으로 횡-비틀림좌굴에 근거한 휨강도를 AISC규준 보다 EC3는 작게 규정하고 있다. 이는 최근 Topkaya 등(2011)에 의한 AISC와 EC3의 횡-비틀림좌굴에 근거한 기준강도식에 대한 비교연구에 의하여 확인된 바 있다. 도로교설계기준의 경우에는 항복모멘트가 기준이 되므로 세장비 1.3 까지는 휨강도가 AISC규준보다 작다. 그러나 1.3보다 큰 구간에서는 도로교설계기준이 AISC규준보다 약간 크게 산정되고 있다. 위에서 살펴본 것과 같이 EC3의 경우 AISC규준보다 낮게 횡-비틀림좌굴에 근거한 모멘트강도를 산정하고 있으나, 국부좌굴의 후좌굴강도를 고려한 유효폭 개념을 직접 적용하기 때문에 플랜지나 복부의 폭-두께비가 증가하게 되면 EC3가 AISC규준보다 큰 휨강도를 산정하게 된다.

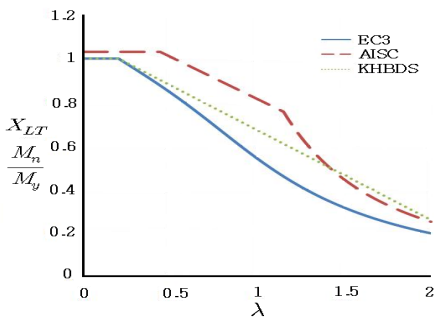


그림 7. 횡좌굴에 근거한 H150-400의 휨강도 비교

플랜지의 국부좌굴에 의해서 H-형강의 휨모멘트가 결정되는 경우가 대부분이므로 AISC규준, EC3 및 도로교설계기준에서 규정하고 있는 플랜지 국부좌굴에 대한 강도식을 그림 8에서 비교하여 보았다.

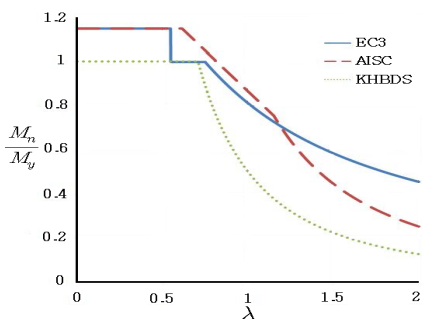


그림 8. 플랜지 국부좌굴에 대한 휨강도 비교

도로교설계기준은 국부좌굴세장비계수(local buckling slenderness factor, $\lambda = \sqrt{F_y/F_{cr}}$)를 기준으로, AISC

규준은 플랜지의 폭-두께비($\lambda = b_f/2t_f$)를 기준으로 플랜지의 압축강도를 규정하기 때문에 AISC규준의 경우는 폭-두께비를 세장비로 환산하여 직접비교가 가능하도록 하였다. EC3의 경우는 항복응력을 기준으로 세장비 변수에 따른 유효폭을 규정하고 있으며 등급1,2 단면의 경우 소성단면계수를 적용한 소성모멘트가 공칭모멘트가 되기 때문에 그래프 상에서 세장비 변수가 0.543에서 불연속으로 나타났다. 도로교설계기준의 경우 소성모멘트는 적용하지 않으며 기준강도를 탄성국부좌굴강도의 반으로 정하였기 때문에 AISC규준보다 상당히 보수적인 강도가 규정되어 있는 것을 알 수 있다. 세장비 변수가 0.543보다 작은 구간에서는 AISC나 EC3 모두 소성모멘트가 공칭모멘트가 된다. 세장비 변수가 0.543-0.748 범위에서 EC3 강도가 AISC규준보다 약간 낮으며 이는 EC3의 경우 전단면이 유효하나 소성단면계수를 적용하는 등급 1단면과 탄성단면계수를 적용하는 등급 2 단면 사이의 불연속에 의한 결과이다. 세장비 변수가 0.748-1.194 범위에서는 EC3와 AISC규준의 강도가 거의 같으며 이 점을 지나 세장비 변수의 증가에 따라 EC3의 강도가 AISC규준의 강도보다 점점 더 높게 산정되는 것을 알 수 있다. 이것은 EC3의 경우 탄성국부좌굴이 발생하는 영역에서는 국부좌굴모드의 후좌굴강도를 고려하지만 AISC의 경우 후좌굴강도는 고려하지 않고 탄성국부좌굴응력을 공칭강도로 채택하고 있기 때문이다.

4.5 제안: 직접강도법(Direct Strength Method; DSM)

유효폭법의 요소 간의 구속 정도 반영의 문제점 및 반복계산 등의 단점을 극복하기 위하여 여러 학자들(Shafer와 Pekoz, 2003; Hancock 등, 2004)에 의하여 냉간성형형강의 강도산정방법으로 직접강도법의 적용이 연구되었으며, 적용의 편이성 및 정확성에 의하여 최근 NAS(2004), AS/NZS 4600(2005)에서 유효폭법의 대안으로 직접강도법을 채택하고 있다. 최근에 용접 H-형강, C-형강 및 원형강관의 국부좌굴을 고려한 압축부재의 강도산정에 직접강도법의 적용을 확대하고자 하는 연구가 수행된 바 있다(Kwon 등, 2007; 강두원 등, 2009). NAS(2004) 및 AS/NZS4600(2005)에서 채택한 냉간성형강의 강도식을 수정하여 용접형강의 압축강도에 제안한 강도식(Kwon 등, 2007)은 다음과 같다.

$$F_{nl} = F_{ne} \quad \lambda_l \leq 0.816 \quad (7a)$$

$$F_{nl} = \left(1 - 0.15 \left(\frac{F_{crl}}{F_{ne}} \right)^{0.5} \right) \left(\frac{F_{crl}}{F_{ne}} \right)^{0.5} F_{ne} \quad \lambda_l > 0.816 \quad (7b)$$

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{F_{ne}}{F_{cr1}}} \quad (7c)$$

식 (7a), (7b)와 EC3의 유효폭식을 직접 비교하여 그림 9에 도시하였다. EC3는 형강을 구성하는 자유돌출판과 양연 지지판에 대하여 서로 다른 유효폭식을 적용한다. 그러나 직접강도법은 총단면에 대한 좌굴응력을 직접 적용하기 때문에 하나의 식으로 주어진다. 그림에서 알 수 있듯이 직접강도식에서는 비탄성거동을 하는 구간에서 EC3의 플랜지(EC3 A)나 복부(EC3 B)에 대한 유효폭식보다 후좌굴강도를 약간 크게 고려하고 있는 것으로 나타났다. 그러나 세장비가 큰 탄성좌굴구간에서는 EC3와 거의 일치하는 것으로 나타났다.

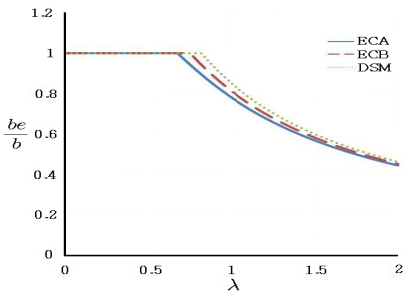


그림 9. 직접강도법과 EC3 유효폭 비교

강도식 (7a), (7b)에 총단면적을 곱하여 압축부재의 공칭 압축강도를 구할 수 있는 것과 유사하게 공칭휨강도는 총단면적에 대한 단면계수를 곱하여 아래와 같이 나타낼 수 있다.

$$M_{nl} = M_{ne} \quad \lambda_l \leq 0.816 \quad (8a)$$

$$M_{nl} = \left(1 - 0.15 \left(\frac{M_{cr1}}{M_{ne}}\right)^{0.5}\right) \left(\frac{M_{cr1}}{M_{ne}}\right)^{0.5} M_{ne} \quad \lambda_l > 0.816 \quad (8b)$$

여기서,

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{M_{ne}}{M_{cr1}}} \quad (8c)$$

M_{cr1} : 탄성국부좌굴모멘트 ($F_{cr1} \times S_x$)

M_{ne} : 횡-비틀림좌굴에 근거한 공칭모멘트

순수휨모멘트에 대한 탄성국부좌굴응력 F_{cr1} 은 좌굴전용 유한대판법 또는 범용유한요소해석 프로그램을 사용하여 쉽게 구할 수 있으며, M_{ne} 는 국부좌굴을 고려하지 않은 횡-비틀림좌굴에 근거한 공칭모멘트로 각국의 현행 설계기준의 휨강도식을 그대로 적용하여 구한다.

AISC기준 및 도로교설계기준의 횡-비틀림좌굴강도 기준

휨강도를 적용한 직접강도법의 강도식 (8a), (8b)와 H-형강 보에 대하여 해석결과와 실험결과(서건호, 2011)를 그림 10(a), (b)에서 비교하여 보았다. 그림 10(a)에서 알 수 있듯이 AISC휨-비틀림좌굴강도를 적용한 직접강도법의 식 (8a), (8b)에 의해서 산정된 휨강도는 모든 단면에 대하여 충분히 보수적으로 산정된 것을 알 수 있다. 횡-비틀림좌굴이 발생하는 H150, H200 단면은 물론, 횡-비틀림좌굴에 의한 변형이 거의 발생하지 않는 국부좌굴이 강도를 지배하는 H250, H300, H350 및 H400 단면의 경우에도 직접강도식을 적용하면 보수적인 강도가 산출되는 것을 알 수 있다. 그림 10(b)에서 알 수 있듯이 도로교설계기준의 휨강도식을 적용한 직접강도식의 경우 해석 및 실험결과에 대하여 AISC 휨강도식을 적용한 경우보다 더 보수적인 결과를 산출하고 있다. 이는 도로교설계기준의 강도식이 AISC기준에 비하여 비탄성 부분에서 상대적으로 작게 규정되어 있기 때문이다.

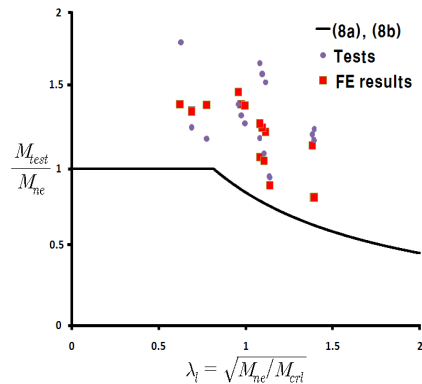


그림 10(a). AISC 기준 DSM강도식과 해석결과 비교

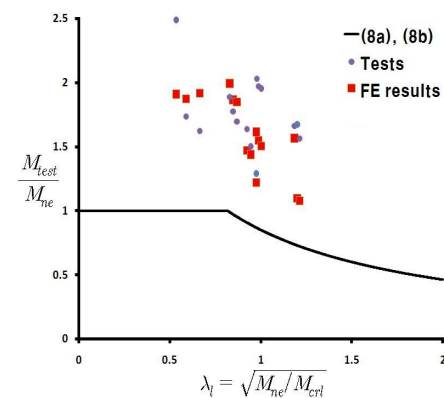


그림 10(b). 도로교설계기준 DSM강도식과 해석결과 비교

일반적으로 압축부재와 휨부재에 동일한 강도식을 사용하는 경우 해석 및 실험결과의 차이가 발생하는 중요한 요인 중의 하나는 휨부재와 압축부재의 압축응력분포에 따른 구조적인 거동 특성 차이라고 판단된다. 또한 용접형강이나 압연형강은 제작에 따른 잔류응력과 초기변형의 영향이 상당히 크기 때

문에 압축부재에 적용한 강도식을 그대로 휨부재에 적용하기는 다소 무리가 있을 것으로 예상되었으나, 위에서 살펴본 바와 같이 직접강도법의 압축강도식을 휨부재의 강도식으로 수정없이 그대로 적용하여도 무방할 것으로 판단된다.

4.6 설계강도 비교

AISC규준 및 도로교설계기준에 따른 횡-비틀림좌굴에 근거한 휨강도를 적용한 직접강도법에 의하여 산정된 휨강도 DSM(1), DSM(2)와 도로교설계기준, EC3 및 AISC규준에 의한 휨강도 그리고 해석결과 및 최근에 수행된 실험(서건호, 2011) 결과를 비교하여 보았다. AISC규준 및 도로교설계기준의 괄호 속의 문자 LT와 FL은 각각 횡-비틀림좌굴 및 플랜지국부좌굴에 의하여 휨강도가 결정된 것을 의미하며, EC3의 괄호 속의 숫자는 플랜지 및 복부의 단면등급을 각각 나타낸다.

표 3의 비교 결과에 따르면 현행설계기준들에 의해 산정된 휨강도의 편차가 일반적으로 압축부재의 경우보다 상대적으로 큰 것을 알 수 있다(권영봉 외, 2007). 이것은 압축부재의 경우 AISC규준과 EC3 모두 국부좌굴의 후좌굴강도를 유효폭 개념을 적용하여 고려하고 있는데 반하여, 휨부재의 경우에는 AISC규준에서는 EC3와는 달리 후좌굴강도를 고려하지 않고 있으며 휨좌굴에 근거한 강도식이 앞에서 살펴본 것처럼 단면의 기하학적인 상세에 따라 상당한 차이를 보이기 때문으로 판단된다. DSM(1)이 DSM(2)보다 강도가 크며, 대체로 AISC규준이나 EC3에 의한 강도보다 크게 산출되었다. DSM에 의해 산정된 휨강도는 해석 및 실험 결과와 비교하여 합리적인 강도인 것을 알 수 있다.

AISC규준과 DSM에 의한 휨강도를 비교하면 횡-비틀림좌

굴에 근거한 강도가 지배하는 H150 및 H300-400,500 단면의 경우 DSM의 값이 약간 작은 것을 알 수 있다. 이는 횡-비틀림좌굴과 국부좌굴의 상호작용을 고려하는지의 여부에 따른 결과이다. AISC규준의 경우 플랜지 국부좌굴의 영향을 고려하지 않는데 반하여 DSM의 경우 국부좌굴에 의한 강도감소 효과를 고려하기 때문이다. 반면에 국부좌굴이 휨강도를 지배하는 경우 즉, H200, H250, H300-600-10000, H350 및 H400 단면의 경우 DSM의 휨강도가 AISC규준에 의한 값보다 큰 것을 알 수 있다. 이는 DSM의 경우 국부좌굴의 후좌굴 강도를 고려하여 휨강도를 산정하는 반면에 AISC규준의 경우 후좌굴강도를 고려하지 않기 때문에 나타난 결과이다. 이러한 단면들의 경우 국부좌굴응력이 작아짐에 따라서 후좌굴강도가 커지므로 그 차이는 더 크게 되는 것을 알 수 있다.

EC3의 경우 횡-비틀림좌굴에 의하여 휨강도가 결정되는 플랜지가 등급3 단면인 H150 단면의 경우 AISC규준보다 휨강도가 상당히 작게 산정되었다. 그러나 국부좌굴을 고려하여 유효폭을 사용하는 플랜지 등급4 단면의 경우 국부좌굴응력이 감소함에 따라서 즉 플랜지의 폭-두께비가 증가함에 따라서 AISC규준과의 차이는 현저하게 감소하였다. H150, H200, H250 및 H300 단면의 경우 AISC규준보다 휨강도가 작게 나타났지만, 플랜지 폭-두께비가 상당히 큰 H350, H400 단면의 경우 EC3에 의한 휨강도가 AISC규준보다 상당히 크게 산정된 것을 알 수 있다. 이는 DSM의 경우와 마찬가지로 EC3는 후좌굴강도를 고려하기 때문이며 국부좌굴응력이 작을수록 후좌굴강도가 증가하기 때문이다. 도로교설계기준의 경우 AISC규준보다는 횡-비틀림좌굴이나 국부좌굴에 의한 휨강도가 상당히 작으며, EC3보다 횡-비틀림좌굴에 근거한 휨강도는 약간 크지만 국부좌굴에 의한 휨강도는 대단히 작다.

표 3. H-형강의 휨강도 비교 (kN.m)

단 면	해 석	실 험	DSM(1)	DSM(2)	AISC	EC3	도로교설계기준
H150-400-3000	247.8	266.5	147.2	109.0	147.2(LT)	87.4(C3-2)	109.0(LT)
H150-500-3000	263.3	244.2	192.7	143.3	192.7(LT)	111.9(C3-3)	143.3(LT)
H150-600-3000	338.1	286.2	229.3	179.7	239.9(LT)	137.0(C3-3)	179.7(LT)
H200-400-3000	294.2	-	197.3	154.4	157.0(FL)	132.2(C4-2)	99.2(FL)
H200-500-3000	378.6	-	254.2	198.6	209.6(FL)	172.6(C4-3)	131.8(FL)
H200-600-3000	405.0	-	308.1	240.6	267.5(FL)	215.0(C4-3)	167.5(FL)
H250-400-5000	320.0	327.2	180.7	147.8	157.3(FL)	121.9(C4-2)	74.8(FL)
H250-500-5000	394.3	395.3	232.8	191.9	185.2(FL)	157.4(C4-3)	98.0(FL)
H250-600-5000	485.5	428.1	284.0	235.1	213.1(FL)	194.6(C4-3)	124.1(FL)
H300-400-10000	248.9	-	121.8	106.8	132.5(LT)	80.5(C4-2)	59.5(FL)
H300-500-10000	295.5	-	149.5	138.3	160.5(LT)	100.4(C4-3)	77.8(FL)
H300-600-10000	343.1	-	177.3	171.4	169.2(FL)	120.9(C4-3)	97.4(FL)
H350-400-10000	251.9	316.7	156.1	130.1	105.8(FL)	106.8(C4-2)	49.3(FL)
H350-500-10000	314.3	400.5	192.8	167.7	123.0(FL)	135.6(C4-3)	64.0(FL)
H350-600-10000	380.0	493.8	203.7	207.2	139.9(FL)	165.4(C4-3)	79.8(FL)
H400-400-10000	314.4	338.7	181.7	147.9	90.8(FL)	130.8(C4-2)	24.9(FL)
H400-500-10000	384.8	440.7	230.8	189.9	105.1(FL)	168.5(C4-3)	32.2(FL)
H400-600-10000	447.9	504.2	281.1	234.0	119.1(FL)	207.9(C4-3)	40.0(FL)

5. 결론

본 논문에서는 국부좌굴과 횡-비틀림좌굴의 혼합좌굴이 발생 가능한 휨부재의 설계강도식을 제안하기 위하여 비조밀 및 세장판 요소로 구성된 H-형강 휨부재의 해석 및 실험적인 연구를 수행하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 제안된 직접강도법에 의해 산정된 휨강도와 도로교설계 기준(2010), EC3(2003) 및 AISC규준(2005)에 의한 휨강도 및 실험결과의 비교를 통하여 판단해 볼 때 제안된 직접강도식을 적용하면 국부좌굴이 발생하는 H-형강 단면의 합리적인 휨강도를 산출할 수 있는 것으로 판단되었다.
- (2) 제안된 직접강도법은 현행 설계기준과는 달리 국부좌굴과 횡-비틀림좌굴의 혼합에 따른 상호작용 및 국부좌굴의 후좌굴강도를 직접 고려하기 때문에 설계자의 편의성 (designer-friendly) 및 적용성 측면에서 유리한 장점이 있는 것으로 판단되었다.
- (3) 현행 AISC규준(2005), EC3(2006) 및 도로교설계기준(2010)에 의해 산정된 휨강도는 실험 및 해석결과와 비교하여 볼 때 상당히 보수적인 강도가 산출되는 것을 알 수 있었다.
- (4) 도로교설계기준의 국부좌굴에 대한 허용응력의 기준강도규정은 EC3, AISC규준 및 실험 및 해석 결과와 비교하여 볼 때 너무 보수적으로 규정되어 있는 것으로 판단되므로 기준강도식을 상향조정할 필요성이 있다고 사료된다.
- (5) 실무적용을 위하여 SM490 외에 다양한 강종으로 제작한 단면의 실험결과에 대하여 제안된 강도식을 검증하고 필요한 경우 수정해 나가야할 것으로 판단된다.

감사의글

이 연구는 한국연구재단에서 지원하는 기초연구사업-일반연구지원과제(2009-0075508)의 지원에 의하여 수행되었습니다. 이에 감사를 드립니다.

참고문헌

강두원, 권영봉(2009) 원형강관 기둥의 강도에 관한 연구, 한국강구조학회, 한국강구조학회논문집, 제21권, 제5호, pp.505-514.
 국토해양부(2010) 도로교설계기준.

권영봉(2000) Buckling Analysis Program(BAP) 사용자 매뉴얼, 영남대학교.
 서건호, 권영봉(2011) H-형강 휨부재의 실험 보고서, 영남대학교 방재연구소.
 AASHTO (2007) LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway Transportation Officials, Washington, DC, USA.
 AISC (1986) LRFD Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Washington, DC, USA.
 AISC (2005) Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Washington, DC, USA.
 AISI (2004) North American Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute, Supplement No. 1. Washington, DC, USA.
 Basler, K. (1963) Strength of Plate Girders in Bending, *Trans. ASCE*, Vol. 128, Part II, pp.655-686.
 Bryan, G.H. (1891) On the Stability of a Plane Plate under Thrusts in Its Own Plane with Application to Buckling of the Sides of a Ship, *Proc., London Math. Soc.* Vol. 22.
 European Committee for Standardisation (2003) Eurocode 3-Part 1.1: Design of Steel Structures-General rules and rules for buildings, Brussels, Belgium.
 European Committee for Standardisation (2006) Eurocode 3-Part 1.5 : Design of Steel Structures-Plated steel elements, Brussels, Belgium.
 Hancock, G.J., Murray T.M., and Ellifritt D.S. (2004) Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification, Marcel Dekker Inc.
 FEA Co., Ltd. (2009) Lusas Element Reference Manual & User's Manual (version 14.3-1).
 Kemp, A.R. (1996) Inelastic lateral and local buckling in design codes, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 4, pp.374-482.
 Kwon, Y.B., Kim, N.G., and Hancock, G.J. (2007) Compression tests of welded section columns undergoing buckling interaction, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp.1590-1602.
 Schafer, B.W. and Pekoz, T. (2003) Direct Strength Prediction of Cold Formed Steel Members using Numerical Elastic Buckling Solutions, *Thin Walled Structures*, Elsevier.

Standards Australia (2005) *Cold Formed Steel Structures AS/NZS 4600*, Sydney, Australia.
Topkaya, C. and Sahin, S. (2011) A Comparative study of AISC and EC3 strength limit states, International. *Journal of Steel Structures*, Vol.

11, No.1, pp.13-27.

(접수일자 : 2011. 6. 7 / 심사일 2011. 6. 18 /
심사완료일 2011. 11. 30)