고강도 휨재의 강도와 연성에 관한 실험적 연구

An Experimental Study on the Strength and Ductility of High-Strength Flexural Members

이 승 준[1)]

Lee, Seung-Joon

요 약 : 본 연구에서는 강구조 휨재의 강도와 연성을 실험적인 방법으로 조사하였다. 휨재의 성능평가와 관련하여 총 9개의 시험체를 제작하고 실험을 실시하였다. 4개의 시험체는 구조용 강재 SM490을 이용하여 제작하였으며 5개의 시험체 제작에는 구조용 강재 SM570이 이용하였다. 실험결과는 시험체의 강도와 연성에 초점을 두고 분석하였다. 실험결과는 모든 시험체가 현행 한계상태 설계기준의 공칭휨강도를 평균 1.22배 초과하는 충분한 휨강도를 보유하는 것으로 나타났다. 그러나 강재 SM570으로 제작된 콤팩트 단면의 시험체는 요구되는 연성을 나타내지 못하였다. 강재 SM570의 항복비가 0.9이었으며 이러한 항복비가 연성이 부족한 원인으로 추정되었다.

ABSTRACT : The strength and ductility of steel flexural members are investigated experimentally in this study. As for the performance evaluation of flexural members, experimental studies on the 9 test specimens were carried out. Four specimens were fabricated from SM490 and five specimens were fabricated from SM570. The experimental results of the specimens were analyzed with focus on the flexural strength and ductility. The experimental results exhibited that all the specimens provided sufficient flexural strengthes which exceeded the nominal flexural strengthes specified in the current Limit State Design Specification by average ratio of 1.22. However, the experimental results showed that the compact-section specimens fabricated from SM570 did not provide the required rotational ductility. The yield-to-tensile strength ratio(YR) of SM570 of about 0.9 might be the causes of such insufficient capacities.

핵 심 용 어 : 고강도 구조용강, 휨재, 강도, 연성, 항복비

KEYWORDS : high-strength structural steel, flexural members, strength, ductility, yield-to-tensile strength ratio

1) 정회원, 아주대학교 환경·도시공학부 교수

본 논문에 대한 토의를 2001년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

1. 서 론

최근 건축구조물의 설계에 고강도의 강재를 필요로 하고 있다. 강구조 건축물의 설계에 적용되는 현행 강구조 한계상태 설계기준[2]은 일반 구조용 강재의 구조부재에 대한 이론적 연구와 실험적 연구의 결과에 근거하여 제정되었다. 그러나 고강도 구조용 강재의 기계적 특성은 일반구조용 강재의 기계적 특성과 다르다. 항복강도에 도달한 후 소성영역의 크기, 변형경화계수 및 항복비 등에서 2 종류의 구조용 강재는 차이를 보이고 있다. 따라서 강구조 건축구조물의 설계에 고강도 구조용 강재를 이용하기 위한 현행 강구조 설계기준의 적용은 검증될 필요가 있다. 고강도 강재 구조부재의 비탄성 거동이 일반 구조용 강재의 구조부재의 거동과 일치하는지 여부에 대한 확인이 필요하다.

현행 강구조 한계상태 설계기준의 설계식에는 구조용 강재의 기계적 특성 중 항복강도가 주요한 변수로 적용된다. 그러나 강구조물의 안전성은 강재의 비탄성거동에 크게 의존하고 있으며 구조부재의 연성이 요구되는 내용이 설계기준에 내포되어 있다. 이러한 구조부재의 연성에 대한 평가는 휨재에 대한 실험을 통하여 평가되어 왔다.

강구조 휨재의 국부좌굴과 관련된 설계기준의 판폭두께비 제한값은 이론적인 연구의 결과에 의해 발전하여 왔으며 실험적인 연구의 결과를 반영하여 최종 결정된 것이다.

초기변형이 없는 완전한 판재의 탄성 좌굴에 대한 완전한 수학적 해는 1961년에 Timoshenko와 Gere[3]에 의해서 잘 알려져 있다. 좌굴 후의 탄성 판재의 축방향 강성에 대해서는 에너지이론을 바탕으로 많은 과학자들이 연구하였으며 Bulson (1969)[4]이 데이타를 요약하여 발표하였다.

보의 플랜지 국부 좌굴 문제를 해석하기 위하여 Bleich(1952)[5]는 단순지지 기둥의 국부 좌굴을 해석하여 결과를 제시하였다. H형강보가 비탄성 영역으로 변형될 때의 복잡한 거동에 대한 해법은 Haaijer과 Thurlimann(1958)[6]이 제시하였다. Lay(1965)[7]는 다른 종류의 강재를 포함할 수 있고 항복비의 개념을 도입하여 휨재의 플랜지 판폭두께비의 제한 값에 대한 식을 제시하였다. Lukey와 Adams(1969)[8]는 플랜지의 국부좌굴에 대한 실험연구를 수행하였으며 플랜지의 판폭두께비, 강재의 항복강도 및 변형경화계수가 휨재의 회전연성비와 갖는 관계성을 발표하였다. 이 실험결과에 근거하여 Yura와 Galambos(1978)[9]는 변형경화계수의 안전측 값을 적용하여 플랜지의 판폭두께비 제한값을 제시하였다. 이 결과는 현행 AISC-LRFD[1]에 반영되어 있다.

본 연구과제의 목적은 일반 구조용강재와 고강도 구조용강재를 이용하여 제작된 휨재의 플랜지 국부좌굴과 관련된 거동을 이해할 수 있도록 실험적 연구를 통하여 조사하는 것이다. 휨재의 거동은 강도와 연성으로 설명된다. 휨재의 국부좌굴거동은 매우 복잡한 양상을 보인다. 따라서 실험적인 연구를 통하여 거동을 분석하고 현행설계기준의 개념과 비교하여 결과를 도출할 필요가 있다.

2. 휨재의 강도와 연성

국부좌굴 등의 불안전성이 발생하지 않는 휨재의 거동은 그림 1과 같이 표현된다. 그림 1은 보의 중앙점에 집중하중을 받는 단순지지보에 대한 중앙점 휨모멘트 M과 지지점에서의 회전변형각 θ의 관계로 표현되는 거동을 나타내고 있다. 휨재는 하중이 증가하면서 탄성적인 거동을 보이고 플랜지의 응력이 잔류응력을 포함하여 항복응력에 도달하면 비선형적인 거동을 보이게 된다. 그러나 강재의 변형경화에 의해 소성모멘트 M_p를 초과하게 되는데 항복된 압축플랜지에 국부좌굴이 생기면서 최대모멘트에 도달한다. 이 후 변형의 증가에 따라 강도는 감소하는 거동을 보인다. 그림 1에서 θ_p는 보 중앙점의 소성모멘트 M_p에 해당하는 휨재의 탄성적 지지점 회전변형각을 나타내며 θ_u는 휨재의 강도가 감소하면서 소성모멘트

M_p에 도달할 때의 지지점 회전변형각을 나타낸다.

휨재의 회전연성비 R의 정의는 다음과 같다.

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1 \qquad (1)$$

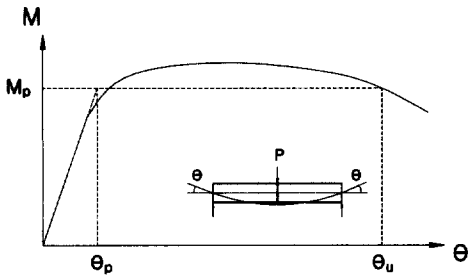

그림 1. 휨재의 강도와 연성

3. 한계상태설계기준과 배경

현행 한계상태 설계기준에서는 휨재의 강도에 관한 내용을 구체적으로 규정하고 있다. 휨재의 강도를 결정하는 현상은 소성강도, 횡비틀림좌굴 및 플랜지와 웨브의 국부좌굴로 구분할 수 있다. 플랜지의 국부좌굴과 관련하여 설계기준은 플랜지의 판폭두께비의 제한값을 규정하고 있으며 제한값에 의해 단면은 콤팩트요소, 비콤팩트요소 및 세장요소로 구분하고 있으며 각각의 요소에 대하여 휨강도를 산정하는 식을 제시하고 있다. 그런데 콤팩트요소인 경우 설계기준에 연성의 개념이 내포되어 있다. 휨재의 비탄성거동과 모멘트의 재분배를 위하여 휨재의 회전연성비가 3이상인 조건을 만족하도록 규정하고 있다. 이러한 규정이 강재의 항복강도가 3.5tf/cm^{2}이하이고 항복비가 0.76이하인 강재에 대한 실험결과[8]에 근거하고 있음을 이해할 필요가 있다.

미국에서 소성 설계법은 1961년 AISC 설계기준에 처음 채택되었다. 그 당시 공칭항복강도 F_y가 36ksi (2.53tf/cm^2)인 구조용강을 이용한 연구결과에 근거하여 플랜지 판폭두께비 제한값은 Haaijer 와 Thurliman의 권장에 근접한 8.5였다. 그 후에 행해진 연구결과에 근거하여 1969년에 제정된 AISC 설계기준 소성 설계에 65ksi (4.5tf/cm^2)까지의 항복강도를 가진 강재를 허용하게 되었다. 콤팩트 단면의 보에 대한 Lay와 Galambos의 연구에 근거하여 플랜지의 판폭두께비 제한값은 $13/\sqrt{F_y}$ 로 제한하였다.

1974년에 AISC 설계기준은 콤팩트 단면의 연속보에서 설계자는 모멘트를 재분배할 수 있도록 허용 응력 설계법에 소성 설계 개념을 포함하였다. 이것은 등분포 모멘트를 받는 콤팩트 단면의 보의 플랜지 변형도가 항복 변형도의 4배에 도달할 수 있다는 가정에 근거한다. 4배의 변형도는 회전변형 연성비가 3임을 의미한다. 이러한 정도의 소성 회전변형 능력은 대부분의 강구조물에서 모멘트 재분배를 정당화 시킬 수 있는 값으로 인식되었다.

1986년 제정된 AISC LRFD기준에서 플랜지의 판폭두께비 제한값은 Lukey와 Adams(1969)의 실험결과에 근거한다. 안전측의 판폭두께비의 제한값을 정하기 위하여 Yura 와 Galambos(1978)는 변형경화계수의 값을 중간값에 표준오차를 고려하여 $17/\sqrt{F_y}$으로 제안하였다. 또한 이 식은 AISC-LRFD 설계기준의 소성 설계법에도 적용하였다. 이 요구조건은 1986년 초까지 소성 설계를 위한 AISC 설계기준에서 규정한 $13/\sqrt{F_y}$의 제한값보다 완화되었다. 그러나 내진설계기준에서는 플랜지의 판폭두께비 제한값은 $13/\sqrt{F_y}$로 유지되어 있다.

이러한 플랜지 판폭두께비 제한값의 결정에 강재의 기계적 특성 중 소성영역의 크기, 변형경화계수 및 항복비 등이 영향을 준다. 따라서 우리나라에서 생산되는 강재를 이용한 구조부재는 이러한 설계기준의 최소 요구조건을 만족하도록 하여야 한다.

4. 실험적 연구

본 실험연구에서는 H형강 휨재의 플랜지 판폭 두께비와 강재의 기계적 특성에 따른 휨재의 거동을 조사하고자 하였다.

4.1 시험체의 설계 및 제작

본 연구에서는 실제크기 보의 1/2~2/3크기에 해당하는 H형강 H-300x150x6.5x9를 기본으로 하였으며 플랜지의 판폭두께비를 변수로 하여 시험체를 계획하였다. 표 1은 시험체의 일람표를 보여주고 있다. 강재는 SM490과 SM570을 이용하였고 웨브는 두께 7mm, 플랜지는 두께 9mm의 강재를 이용하여 총 9개의 시험체를 제작하였다. 용접은 플럭스코어드 아크용접으로 공장의 실온에서 하였다. 시험체의 설계는 단순지지된 보의 중앙점에 집중하중을 재하하여 휨모멘트가 등변분포인 조건에서 플랜지의 판폭두께비가 현행 한계상태설계기준에서 규정한 판폭두께비 제한값 λ_p 보다 크거나 또는 작게 변수를 두었으며 일부 시험체는 AISC-LRFD의 내진설계기준의 판폭두께비 제한값 λ_{ps}에 근접하게 하여 비탄성 변형능력을 조사하고자 하였다.

표 1. 시험체 일람표

강재	시험체명	시험체 단면	λ_{ps}	λ_p	λ_r	$\frac{b_f}{2t_f}$
SM490	S49-1M	H-300x120x7x9	6.64	8.69	22.9	6.67
	S49-2M	H-300x135x7x9				7.50
	S49-3M	H-300x170x7x9				9.44
	S49-4M	H-300x205x7x9				11.4
SM570	S57-1M	H-300x100x7x9	5.35	6.99	17.2	5.56
	S57-2M	H-300x120x7x9				6.67
	S57-3M	H-300x135x7x9				7.50
	S57-4M	H-300x150x7x9				8.33
	S57-5M	H-300x170x7x9				9.44

주) λ_{ps} : 내진설계 플랜지 판폭두께비 제한값
λ_p : 콤팩트단면의 플랜지 판폭두께비 제한값
λ_r : 비콤팩트단면의 플랜지 판폭두께비 제한값
$\frac{b_f}{2t_f}$: 플랜지의 판폭두께비

시험체의 설계는 실제 하항복강도 $\sigma_{y,\,lower}$를 적용하여 판폭두께비를 결정하였다. 강재 SM490을 이용한 H형강 시험체는 총 4개이다. 플랜지 강재의 하항복강도 $\sigma_{y,\,lower}$는 3.83tf/cm^{2}이다.(표2 참조) 플랜지의 내진설계 판폭두께비 제한값 λ_{ps}에 일치하도록 시험체 S49-1M을 계획하였으며, 플랜지의 판폭두께비가 콤팩트단면의 판폭두께비 제한값 λ_p보다 작은시험체 S49-2M 그리고 플랜지의 판폭두께비가 λ_p와 λ_r사이인 시험체 S49-3M과 SM49-4M을 계획하였다. 강재 SM570을 이용한 시험체는 총 5개이다. 플랜지 강재의 하항복강도 $\sigma_{y,\,lower}$는 5.91tf/cm^{2}이다. 플랜지의 판폭두께비 제한값 λ_p와 λ_{ps}사이에 시험체 S57-1M과 S57-2M을 계획하였으며 플랜지의 판폭두께비가 λ_p와 λ_r사이에 있는 3개의 시험체 S57-3M, SM57-4M 그리고 SM57-5M을 계획하였다.

그림 2는 시험체의 설치상황을 보여주고 있다. 단순지지되는 시험체의 지지점간 길이는 3150mm가 되도록 하였으며 양지지점에서 300mm여유가 있도록 하였으며 따라서 시험체의 총 길이는 3750mm가 되었다. 집중하중이 재하되는 보 중앙부와 양단부에는 웨브의 양쪽에 스티프너를 설치하였다. 그림 3은 실험전경을 보여주고 있다.

압축플랜지의 횡 변위를 지지하는 가새의 위치는 한계상태 설계기준에 따라 횡-비틀림 좌굴이 발생하지 않도록 결정하였다. 중앙점에 집중하중을 받는 H형강보의 경우 횡지지가새를 중앙점에 설치하는 것이 바람직하다. 본 실험에서는 보의 중앙부에 설치된 재하장치 때문에 중앙부에서 좌우로 각 280mm 떨어진 위치에 횡지지 가새를 설치하도록 하였다. 그리고 시험체의 압축플랜지 폭이 작은 시험체의 경우 횡-비틀림좌굴이 발생할 우려가 있으므로 중앙점에서 좌우로 892.5mm 떨어진 위치에 추가로 횡지지 가새를 설치하여 횡

-비틀림 좌굴이 발생하지 않도록 하였다. 그림 3은 횡지지 가새의 설치위치와 형상을 사진으로 보여주고 있다. 가새 부재는 ㄱ형강 ㄴ-100×100×7을 이용하여 제작하였다.

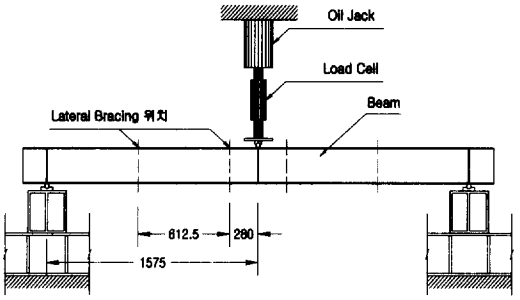

그림 2. 시험체 전경

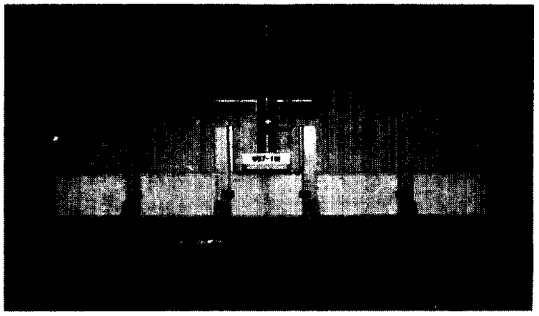

그림 3. 실험전경

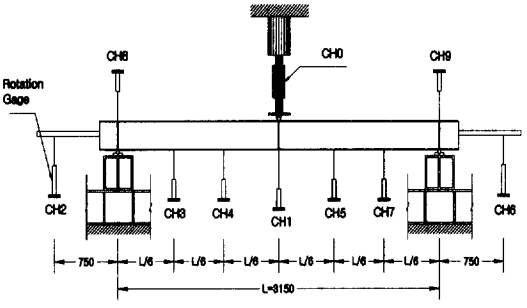

그림 4. 변위 계측기 계획

4.2 실험 및 측정

그림 4는 시험체의 거동을 측정하기 위한 계측기 계획을 보여주고 있다. 중앙점에 작용하는 하중은 유압잭을 이용하여 재하하였다. 하중의 크기는 50ton 용량의 로드셀에 의해 측정하였다. 계측기는 H형강보의 거동에 관하여 3가지를 측정하도록 계획하였다 : 하중과 보의 처짐 관계, 보 중앙점의 휨모멘트와 단부의 회전변형각의 관계 그리고 국부좌굴이 발생할 수 있는 지점에서의 변형도. 시험체의 하중-처짐 관계를 얻기 위하여 보의 인장플랜지 하부에 보의 중앙점과 중앙점에서 좌우로 각 2개씩의 변위계측기를 설치하였다.

보 단부의 회전변형각을 측정하기 위하여 보 단부에 작은 ㄱ형강을 부착하고 양단부 지지점으로부터 750mm 떨어진 위치에서 수직방향 변위를 측정하였다. 이 계측기로부터 얻어진 데이터와 지지점의 수직변위를 가감한 후 길이 750mm로 나누어 보 단부의 회전변형각을 산정하였다.

압축플랜지와 인장플랜지에 9개의 스트레인 게이지를 부착하였다. 압축 플랜지에 부착된 스트레인 게이지로부터 휨모멘트의 증가에 따른 변형도의 변화와 국부좌굴이 발생할 때의 하중을 보다 정확하게 측정할 수 있다. 인장 플랜지에 부착된 스트레인 게이지는 휨모멘트와 변형도의 관계를 확인하기 위한 것이다.

4.3 강재의 특성

시험체의 제작에 이용된 구조용 강재 SM490과 SM570의 강판으로부터 각각 3개의 1호 인장시험편을 제작하여 인장실험을 실시하였다. 그림 5는 강재의 응력-변형도 곡선을 보여주고 있으며 중요한 강재의 특성을 표 2에 요약하였다.

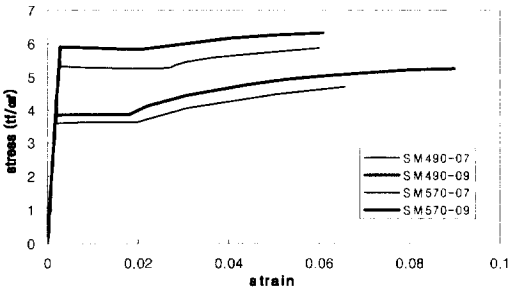

그림 5. 강재의 응력-변형도 곡선

표 2. 인장실험결과

강 재	기준항복 강도 F_y (tf/cm^2)	상항복 강도 $\sigma_{y,upper}$ (tf/cm^2)	하항복 강도 $\sigma_{y,lower}$ (tf/cm^2)	인장 강도 σ_u (tf/cm^2)	항복 변형률 ε_y	변형경화 변형률 ε_{sh}	연신률 %	변형경화 계수 E_{sh} (tf/cm^2)	항복비 YR
SM490-7	3.3	3.98	3.70	5.18	0.00180	0.0126	25.6	35.3	0.71
SM490-9	3.3	4.03	3.83	5.45	0.00183	0.0180	25.0	37.5	0.70
SM570-7	4.3	5.68	5.29	6.06	0.00246	0.0272	18.4	23.0	0.87
SM570-9	4.3	6.10	5.91	6.44	0.00287	0.0297	14.9	25.3	0.92

표 2에 나타나 있는 결과는 인장실험 평균값이다. 강재 SM490의 경우 하항복강도는 3.7~3.83 tf/cm^{2}으로서 기준항복강도 3.3tf/cm^{2}를 12.1~16.1% 초과하며, 인장강도는 5.18~5.45tf/cm^2 로서 산업규격에서 정한 5.0t/cm^{2}이상의 규정을 만족하는 것으로 나타났다. 연신률은 약 25%이었으며 항복비는 약 0.7으로서 구조용 강재의 기본적인 요구사항을 만족하는 것으로 나타났다. 강재 SM570의 경우 하항복강도는 5.29~5.91tf/cm^{2}으로서 기준항복강도 4.3tf/cm^{2}을 크게(23.0~37.4%) 상회하는 것으로 나타났다. 반면에 인장강도는 6.06~6.44로서 산업규격의 최소인장강도 5.8을 약간 초과하는 것으로 나타났다. 연신률은 18.4~14.9%로 나타났으며 항복비는 0.87~0.92로서 일반구조용 강재의 특성과는 차이를 보였다. 변형경화계수는 항복강도와 인장강도의 중간강도에 해당하는 기울기로서 산정하였다. SM490의 변형경화계수는 강재 SM570의 변형경화계수의 1.5배로 나타났다.

5. 실험결과

5.1 SM490 시험체

강재 SM490는 현재 보와 기둥부재로 이용되고 있는 강재이다. 플랜지에 이용된 강재의 인장실험결과 항복강도는 3.83tf/cm^{2}이고 항복비가 약 0.7인 강재이다. 그림 6은 중앙부 휨모멘트와 보단부의 회전변형각 관계를 무차원화하여 비교하고 있다. 세로축은 보 중앙부의 휨모멘트를 소성모멘트로 나누어 무차원화 하였는데 이것은 시험체의 최대강도보다는 전체적인 거동을 비교하기 위함이다. 가로축은 4.2절에서 기술한 바와 같이 그림 4에 보이는 변위계(CH2와 CH7)의 측정값을 이용하여 산정한 회전변형각의 평균값을 소성모멘트에 해당하는 소성회전변형각으로 나누어 무차원화 하였다. 표 3은 실험결과중 최대모멘트와 연성능력의 데이터를 요약하여 비교하고 있다.

시험체는 소성강도의 약 85%까지 선형적인 탄성거동을 보였다. 그 후 강성이 감소하면서 소성강도를 초과하게되고 소성강도의 약 1.05배에서 강성은 매우 작아지며 변형이 크게 증가한다. 그러나 강도는 계속 증가하면서 최대 휨강도에 도달하게 된다. 시험체는 국부좌굴이 최대강도의 약 98%에서 발생함을 관찰할 수 있었다. 그 후 약 2%정도의 강도가 추가로 증가하여 최대강도에 도달한다. 최대강도에 도달한 후 강도는 점차 감소하기 시작한다. 전체적인 하중-곡선은 유사하게 나타난다고 판단된다. 다만 판폭두께비가 국부좌굴을 일으키는 변형정도와 이 때의 강도를 결정한다고 판단된다. 그림 6으로부터 플랜지의 판폭두께비가 클수록 국부좌굴이 조기에 발생하고 이러한 국부좌굴에 의해 최대 강도가 결정됨을 알 수 있다. 또한 변형능력은 소성강도를 초과할 때부터 최대강도까지의 변형능력이 최대강도로부터 다시 소성강도로 감소할 때까지의 변형능력과 일치함을 보였다. 그림 7은 시험체 S49-3M의 실험종료후 국부좌굴 형상을 보여주고 있다.

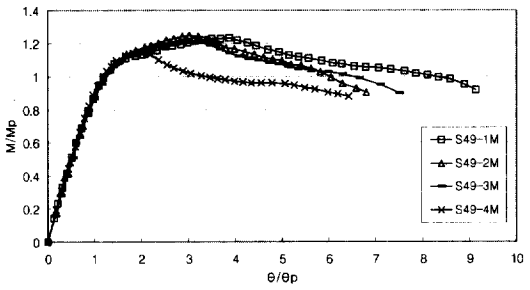

그림 6. 모멘트-회전변형 무차원화 곡선

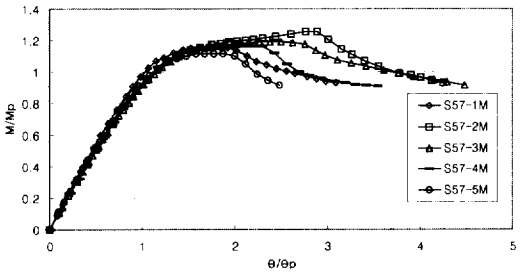

그림 8. 모멘트-회전변형 무차원화 곡선

표 3. SM490 시험체의 실험결과

시험체명	M_p (tm)	M_n (tm)	M_{max} (tm)	$\frac{M_{max}}{M_n}$	θ_p (rad)	θ_u (rad)	R
S49-1M	17.2	17.2	21.2	1.23	0.0110	0.0907	7.18
S49-2M	18.7	18.7	23.4	1.25	0.0109	0.0657	5.02
S49-3M	22.2	21.8	26.9	1.23	0.0107	0.0698	5.47
S49-4M	25.7	23.9	29.5	1.23	0.0106	0.0352	2.29

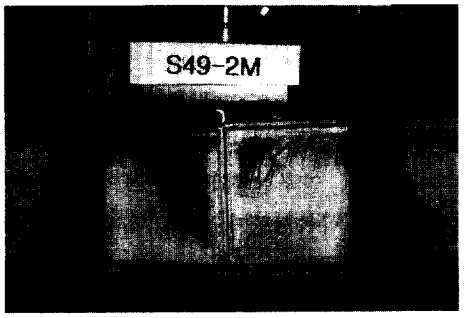

그림 7. 시험체 S49-3M의 국부좌굴 형상

5.2 SM570 시험체

강재 SM570은 현재 건축구조물에 일반적으로 이용되고 있지 않는 강재이다. 플랜지에 이용된 강재의 인장실험결과 하항복강도는 5.91t/cm^{2}이고 항복비가 0.92인 강재이다. 그림 8은 중앙부 휨모멘트와 보 단부의 회전변형 관계를 무차원화 하여 비교하고 있다. 표 4는 실험결과중 최대휨모멘트와 연성능력의 데이타를 요약하여 비교하고 있다.

표 4. SM570 시험체의 실험결과

시험체명	M_p (tm)	M_n (tm)	M_{max} (tm)	$\frac{M_{max}}{M_n}$	θ_p (rad)	θ_u (rad)	R
S57-1M	22.8	22.8	26.5	1.16	0.0167	0.0428	1.60
S57-2M	25.9	25.9	32.6	1.26	0.0165	0.0605	2.72
S57-3M	28.3	27.9	33.8	1.21	0.0164	0.0604	2.69
S57-4M	30.6	29.5	35.7	1.21	0.0163	0.0438	1.69
S57-5M	33.7	31.5	37.7	1.20	0.0162	0.0356	1.21

시험체는 소성강도의 약 85%까지 선형적인 탄성거동을 보였으며 소성강도의 약 1.05배에서 강성은 매우 작아지며 변형이 크게 증가한다. 그러나 강도는 계속 증가하면서 최대휨강도에 도달하게 된다. 이러한 현상은 강재 SM490 시험체의 거동과 일치한다고 할 수 있다. 그러나 강재 SM570 시험체는 국부좌굴이 발생할 때의 강도가 최대강도이고 최대강도에 도달하면 곧 강도는 크게 감소하기 시작함을 관찰할 수 있었다. 따라서 최대강도에 도달한 후 변형능력이 SM490 시험체보다 매우 작음을 알 수 있었다. 그림 8로부터 플랜지의 판폭두께비가 클수록 국부좌굴이 조기에 발생하고 이러한 국부좌굴에 의해 최대 강도가 결정됨을알 수 있다. 강재 SM570의 시험체도 판폭두께비가 국부좌굴을 일으키는 변형정도와 이 때의 강도를 결정한다고 판단된다. 그리고 변형능력은 소성강도를 초과할 때부터 최대강도까지의 변형능력이 최대강도로부터 다시 소성강도로 감소할 때까지의 변형능력의 약 3배임을 보였다.

6. 실험결과의 분석

6.1 휨강도

현행 한계상태 설계기준에는 강재의 종류와 휨재의 플랜지 판폭두께비에 따른 휨강도를 산정하는 식이 규정되어 있다. 본 절에서는 실험으로부터 얻은 최대휨강도, M_{max}와 인장실험으로부터 얻은 항복강도(기준항복강도가 아님)를 적용한 공칭강도, M_n를 비교하고자 하였다. 표 3과 표 4는 이러한 결과를 비교하여 보여주고 있으며 그림 9와 그림 10은 그림으로 비교하여 보여주고 있다. 이 그림에서 가로축은 플랜지의 판폭두께비 λ를 콤팩트단면 플랜지의 판폭두께비 제한값 λ_p로 나누어 무차원화하였다.

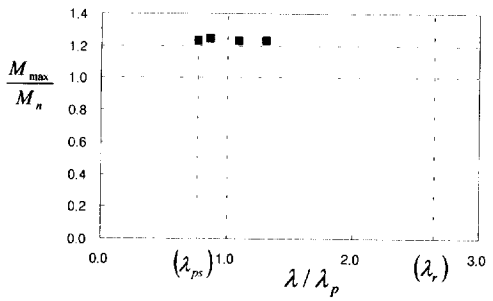

그림 9. SM 490 시험체의 휨강도 비교

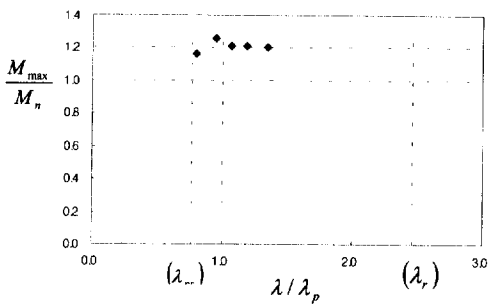

그림 10. SM 570 시험체의 휨강도 비교

9개의 시험체에 대한 실험결과는 강재의 종류에 상관없이 또한 플랜지의 판폭두께비에 상관없이 시험체의 최대강도가 공칭강도보다 16~26% 초과하는 것으로 났으며 평균 22% 초과하는 것으로 나타나 설계기준을 만족함을 보였다. 또한 플랜지의 판폭두께비가 콤팩트단면의 판폭두께비 제한값 λ_p보다 큰 비콤팩트요소인 경우에도 최대모멘트는 소성모멘트를 초과하는 것으로 나타났다.

6.2 연성

건축구조물은 탄성설계를 하는 경우에도 국부적으로 비탄성 변형이 발생하게 된다. 또한 현행 강구조 한계상태 설계기준는 휨재의 비탄성 변형능력을 고려하여 모멘트의 재분배를 인정하고 있다. 따라서 이러한 비탄성 변형능력을 부여하기 위하여 설계기준은 휨재의 회전변형 연성비가 3이상이 되도록 요구하고 있으며 이에 상응하는 휨재의 판폭두께비등에 관한 사항을 규정하고 있다. 그리고 내진설계기준에서는 회전변형 연성비가 7~9이 되도록 요구하고 있으며 플랜지등의 판폭두께비를 강화하여 규정하고 있다. 그런데 이러한 규정은 이론적인 연구결과와 실험결과를 이용하여 제정되었으며 항복강도가 3.5tf/cm^{2}이하인 강재에 대한 실험결과에 근거하고 있다.

AISC-LRFD(1994)의 플랜지 판폭두께비 제한값은 Lukey와 Adams(1969)의 실험연구결과에 근거하고 있다. 이 연구에서 연성비는 플랜지의 판폭두께비와 강재의 특성을 함께 고려한 식(2)의 무차원 세장변수 $\bar{\lambda}$과의 관계로 설명된다. 식(2)에서 각 기호는 U.S.(.kips-in)단위이다.

$$\bar{\lambda} = \frac{b_f}{2t_f}\sqrt{\frac{\sigma_y E}{44 E_{sh}}} \qquad (2)$$

Lukey와 Adams의 실험결과는 세장변수 $\bar{\lambda}$의 값이 78이하일 때 연성비 3이 확보됨을 보였다.

그 후 Yura와 Galambos[9]는 이 식에 안전측의 변형경화계수 $E_{sh} = 450\,\text{ksi}$를 적용하여 콤팩트 단면의 플랜지 판폭두께비 제한값을 다음 식(3)과 같이 제시하였다. 이 식은 현행 AISC-LRFD[1]의 식이다.

$$\frac{b_f}{2t_f}\sqrt{\sigma_y} \le 65 \qquad (3)$$

또한 Lukey와 Adams의 실험결과는 플랜지의 판폭두께비가 내진설계 판폭두께비 제한값인 $\lambda_{ps} = 52/\sqrt{\sigma_y}$이하일 때 연성비 7이상이 확보됨을 보였다.

그림 11, 표 3 그리고 표 4는 이러한 결과를 그림과 표로서 나타내고 있다. 그림 11에 현행 설계기준의 근거가 되고 있는 과거의 실험데이타를 함께 보여주고 있으며 본 연구의 시험체 SM490과 SM570의 실험결과를 함께 보여주고 있다. 과거의 실험데이타는 플랜지의 판폭두께비가 65이하일 때 회전변형 연성비는 3이상이 됨을 볼 수 있으며 52이하일 때 회전변형 연성비는 10이상이 됨을 볼 수 있다.

본 연구에서 실험한 결과를 보면 강재 SM490 시험체는 플랜지의 판폭두께비가 $65/\sqrt{\sigma_y}$이하일 때 회전변형 연성비는 5~7정도로 나타나 현행 한계상태설계기준의 플랜지 판폭두께비 요구조건을 만족하는 것으로 나타났다. 그러나 내진설계 요구조건에는 다소 미흡한 것으로 나타났다. 우리나라에서는 강지진이 예상되지 않으므로 회전변형 연성비 5~7은 우리나라의 내진설계에도 충분하게 요구조건을 만족하는 것으로 판단된다. 그러나 강재 570 시험체는 플랜지의 판폭두께비에 관계없이 회전변형 연성비가 3이하로 나타났다. 강재 SM570의 항복비가 0.9이고 따라서 변형경화계수 E_{sh}가 작아서 이러한 회전변형 연성비를 얻었을 것이라고 판단된다. 앞으로 항복비가 0.8~0.85정도인 강재 즉 변형경화계수가 큰 강재에 대하여 보완적인 실험을 하면 원인이 구체적으로 파악될 수 있다고 생각된다.

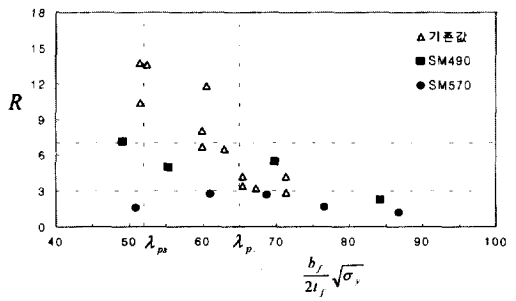

그림 11. 시험체의 연성비 비교

7. 결 론

구조물의 거동에 강재의 기계적 특성이 주는 영향을 가장 구체적으로 나타내는 휨재의 거동을 조사하기 위하여 9개의 시험체를 제작하여 실험연구를 실시하였다. 2종류의 구조용 강재(SM490/SM570)를 이용한 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) SM490과 SM570의 강재를 이용한 휨재의 실험결과, 휨강도는 강재의 종류 및 플랜지의 판폭두께비에 관계없이 현행 강구조 한계상태 설계기준의 공칭휨강도를 초과하는 것으로 나타났으며 만족한 것으로 판단된다.

(2) 휨재의 회전변형 연성비와 관련하여 강재 SM490의 콤팩트 단면을 갖는 시험체는 회전변형 연성비가 3을 초과하여 현행설계기준을 만족한 것으로 나타났다.

(3) 강재 SM570의 콤팩트 단면을 갖는 휨재의 회전변형 연성비는 3미만으로 나타나 휨재의 판폭두께비 제한값에 대한 현행 설계기준의 규정은 적용할 수 없다고 판단된다. 강재 SM570의 항복비는 약 0.9로서 항복비가 크면 설계기준에 내포된 연성비의 조건을 만족하지 못한다고 판단된다. 보완적인 실험연구가 필요하다고 생각된다.

감사의 글

본 연구는 1999년도 산업자원부 산업기반기술 개발사업과제의 연구지원으로 수행되었으며 감사를 드린다.

참 고 문 헌

1. AISC(1994), "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Building, 2nd Ed.", Chicago, American Institute of Steel Construction.
2. 대한건축학회(1997), "강구조 한계상태 설계기준", 대한건축학회.
3. Timoshenko, S. P. and Gere, J. M. (1961), "Theory of Elastic Stability", New York, McGraw-Hill
4. Bulson, P. S.(1969), "The Stability of Flat Plates", New York, Elsevier
5. Bleich, F.(1952), "Buckling Strength of Metal Structures", New York, McGraw-Hill
6. Haaijer, G. and Thurlimann, B.(1958), "On inelastic Buckling in Steel", J. of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.84, No. EM2, pp1-47,
7. Lay, M. G.(1965), "Flange Local Buckling in Wide-Flange Shapes", J. of Structural Division, ASCE, Vol. 91, No. ST6, pp95-116
8. Lukey, A. F. and Adams, P. F.(1969), "Rotational Capacity of Beams under Moment Gradient", J. of Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST6, pp1173-1188.
9. Yura, J. A. and Galambos, T. V. (1978), "The Bending Resistance of Steel Beams", J. of Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. 9, pp1355-1370

(접수일자 : 2000년 11월 14일)