

신형상 U형 하이브리드 합성보의 휨성능에 대한 연구

김성배¹⁾ · 김상섭^{2)*} · 이원록¹⁾ · 김정연¹⁾ · 이승배³⁾ · 유덕수⁴⁾ · 김대회⁵⁾

¹⁾소장, (주)더나은구조엔지니어링 ²⁾교수, 한국기술교육대학교, 건축공학부

³⁾과장, (주)더나은구조엔지니어링 ⁴⁾대리, (주)더나은구조엔지니어링 ⁵⁾석사과정, 한국기술교육대학교, 건축공학과

Study on the Flexible Strength of U-shape Hybrid Composite Beam

Kim, Sung Bae¹⁾ Kim, Sang Seup^{2)} Lee, Won Rok¹⁾ Kim, Jung Yeon¹⁾
Lee, Seung Bae³⁾ Ryu, Deog Su⁴⁾ Kim, Dae Hoi⁵⁾*

¹⁾ Division Manager, The Naeun Structural Engineering, Seoul, 150-105, Korea

²⁾ Professor, School of Architecture Engineering, The Korea University of Technology & Education, 330-708, Cheonan, Korea

³⁾ Deputy Manager, The Naeun Structural Engineering, Seoul, 150-105, Korea

⁴⁾ Assistant Manager, The Naeun Structural Engineering, Seoul, 150-105, Korea

⁵⁾ Graduate Student, Dept. of Architecture, The Korea University of Technology & Education, 330-708, Cheonan, Korea

ABSTRACT : In this research, we carry this study into effect on the basis of utilizing character of composite beam and developing applicable section to some of high strength steel. We evaluated flexural capacity of composite beam that is a unit member through experiments. The existing nominal strength formula of Composite Beam which is a previous method was reviewed and the experiment had been progressive by using each composite members as main variables though the result. Capacity evaluation of U-shape Hybrid Forming Beam(HyFo Beam) which is a new shape show as follow from the result. First, it is reasonable to resist demand moment by couple moments which are occurred in concrete compressive-strength and steel tensile-strength. Second, the capacity was stably increased in proportion to the depth of beams and the thickness of steel plates. The last, HyFo Beam was showed as ductile behavior.

KEYWORDS : compositebeam, hybrid forming beam(HyFo beam), flexural strength, couple moment

1. 서 론

최근 강재가격의 급등은 강구조의 장점으로 거론되던 공기 단축, 건식공법 구현, 장스팬 등의 잇점을 무색하게 만들고 있으며, 가격이 상대적으로 저렴한 철근콘크리트 공법을 선호하게 되었다. 그러나 일부 건축물의 경우 층고 및 적재하중 등의 건물조건에 따라 철근콘크리트 구조 또는 프리캐스트

구조를 적용하기 어려운 건물이 존재하여, 강구조의 특징을 활용하고 강재가격의 급등에 대한 대안으로 다양한 종류의 합성부재가 연구개발 되어 적용되고 있다. 이러한 합성부재는 합성보와 합성기둥, 합성슬래브 까지 전 영역에 걸쳐 다양한 형상이 연구 개발되고 있다^{(1),(2),(3)}.

기존 철근콘크리트 구조의 주요 재료인 콘크리트와 철근의 경우 콘크리트는 80MPa, 철근은 600MPa 등이 상용화되고 있다. 이러한 콘크리트와 철근의 고강도화를 통한 내력증가와 단면 축소에 대응하기 위한 노력으로 기존 강재에 비해 강도가 대폭 상승한 800MPa 급의 건축구조용 강재가 개발되어 생산화 되는 시점에 이르고 있다. 이러한 연구 성과는 근자에 시공 및 설계되고 있는 초고층 건축물의 실현 시점과 맞물려 있다^{(4),(5),(6),(7),(8)}.

본 연구에서는 합성보의 특징을 활용하고, 일부 고강도강

Note.-Discussion open until April 30, 2013. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on July 30, 2012; revised September 19, 2012; approved on September 25, 2012.
© KSSC 2012

* Corresponding author

Tel. +82-41-560-1330; Fax. +82-41-560-1244
E-mail: kimss@kut.ac.kr

적용이 가능한 단면을 개발하여 이에 대한 기초연구를 실시하였다. 본 논문은 그 첫 번째로 단위부재인 합성보의 휨성능을 실험을 통해 평가하였다. 실험결과를 통해 기존 합성보의 공칭강도 산정식 적용여부를 검토하였고 각 구성부재를 주요 변수로 하여 내력을 평가하였다^{(9),(10),(11),(12)}.

2. 신형상 U형 합성보의 개요

신형상 U형 합성보의 형상은 Fig. 1, Fig. 2와 같다. Fig. 1은 각 요소의 구성성분을 나타낸 것이고, Fig. 2는 합성보로 보와 슬래브를 일체로 연결한 것이다. Fig. 1과 같이 신형상 U형 합성보는 2개의 대칭되는 Z형의 측판과 C자 형상의 하부강판, 내부 철근으로 구성되며, 2개의 측판과 하부강판은 고력볼트로 접합한다. 2개의 측판 중 상부는 상부플랜지, 측판과 C형 하부강판의 수직재는 웹, 하부강판의 하부 플레이트는 하부플랜지로 정의한다.



Fig. 1 Assembly of U-shape Composite Beam

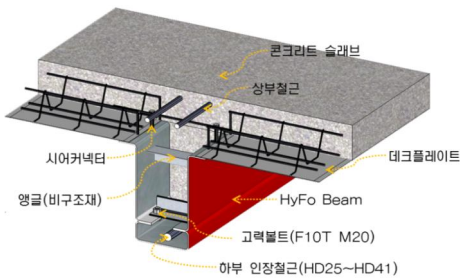


Fig. 2 U-shape Hybrid Composite Beam with Concrete Slab

2개의 측판과 하부강판은 모두 포밍에 의한 냉간가공으로 형상을 제작하며, 측판과 하부강판은 필요에 따라 두께를 조정하여, 상이하게 적용할 수 있다. 또한 필요 시 측판과 하부강판의 강도 변경이 가능하므로 하나의 보에 강도가 상이한 여러 개의 부재를 접합한 형상으로 하이브리드 보라 칭한다. 이 때 하부강판의 춤은 100mm로 고정하고, 상부 2개의 측판 춤을 상이하게 적용하여 보 춤을 다양하게 적용한다. 아울러 내부 철근은 고강도철근(SD500)으로 단순보와 같이 하부 플레이트의 내력확보가 필요한 경우 굵은 직경의 철근을 적용하면, 내력증가에 경제적이고 효과적으로 대처할

수 있다. 또한 하부철근은 중앙부 하단에서 발생하는 콘크리트 인장 크랙을 제어하는 목적도 갖는다. 그러므로 신형상 합성보는 한 개의 제품을 구성하는데 3개의 강판으로 구성되므로 부재 수가 많으나, 보 춤이 큰 경우 유리한 장점을 갖는다.

두 개의 측판과 하부강판을 연결하는 고력볼트는 F10T M20이며, 고력볼트는 좌우 두 개의 측판과 내부에 타설된 콘크리트를 구속하는 시어키 역할을 한다. 물론 단순보의 경우 내부 콘크리트는 인장축이 되므로 내력에 포함되지 않으나, 강판과 콘크리트의 분리 시 장기적으로 발생할 수 있는 내구성 저하를 방지할 수 있다. 또한 Fig. 2와 같이 보 내부에는 비구조재인 앵글을 보 상부 플랜지로부터 100mm 떨어진 위치에 설치하여 1차 제작과정에서 발생할 수 있는 변형을 제어하며, 현장설치 시 발판으로 활용한다. 하부 앵글은 측판과 하부강판의 분리를 억제하는 고력볼트 체결 시 볼트 내력이 1면 전단에서 2면 전단으로 저항하게 하여 내력증가효과와 형태를 유지하는 역할을 한다.

이러한 특성을 갖는 신형상 U형 합성보는 하이브리드보 개념에 포밍으로 냉간가공 하는 특징을 갖는다. 이러한 특징을 조합하여 새로운 형상의 Hybrid Forming Beam(이하 HyFo Beam)을 제작하였다.

3. 실험계획

3.1 실험계획 및 방법

실험은 신형상 U형 합성보의 역학적 거동에 영향을 미칠 것으로 예측되는 보 춤과 측판 및 하부강판의 두께, 볼트간격, 하부철근 직경, 하부철근 위치를 실험변수로 선정하였다.

Table 1은 각 실험변수별 실험체를 정리한 것이다. 보 춤은 300, 500(mm) 두 가지이고, 2개의 측판은 6mm, 하부강판은 6, 8, 10(mm, $F_y = 325$ MPa)이며, 하부에 삽입된 철근은 HD25, HD32($f_y = 400$ MPa)이다. 고력볼트는 F10T M20이며, 볼트간격(mm)은 300, 600, 900+추가용접으로 구분된다. 900mm+추가용접은 제작 후 외부 추가용접에 의한 내력증가 등을 검토하였다.

Fig. 3은 신형상 U형 합성보의 실험체 단면이며, Fig. 4는 실험체 설치 전경이다. 실험체의 전체 길이는 6,000(mm)이고, 가력지점간 거리는 5,600(mm)이며, 슬래브는 1,000×150(mm, 폭×두께)이다. 가력은 10MN 용량의 만능시험기(UTM)를 이용하여 2점 가력 하였으며, 지점간 거리는 6,000mm이다. 슬래브 두께를 포함한 실험체의 전체 춤은 650mm(보 춤이 500mm인 경우)이며, 가력점과 지점의 전단스팬비 등을 고

Table 1. Test Specimens

No.	Specimen	Size (H×B)	Thickness of Web (mm)	Bottom Plate (mm)	Bottom Rebar	Covering Depth (mm)	Space of Bolt (mm)	Stud(mm) (2-φ16)	etc
01	D300-F6Rn-B300Cn	300×270	6	6	-	-	300	150	Steel : $F_y = 325$ MPa Re-bar : $f_y = 400$ MPa Concrete : $f_{ck} = 35$ MPa Slab Thickness $t_s = 150$ mm
02	D300-F6R25-B300Cn			6	HD25	0	300		
03	D300-F8R32-B300C30			8	HD32	30	300		
04	D300-F8R32-B600C30			8	HD32	30	600		
05	D500-F6Rn-B300Cn	500×270		6	-	-	300	100	
06	D500-F6R25-B300C30			6	HD25	30	300		
07	D500-F10R32-B300Cn			10	HD32	0	300		
08	D500-F10R32-B600Cn			10	HD32	0	600		
09	D500-F10R32-B900Cn+용접			10	HD32	0	900		
10	H-506×201×11×19	506×201		-	-	-	-	-	

D500 - F10 R32 - B300 Cn

Covering Depth : Cn → 0mm, C30 → 30mm
 Space of high strength bolt :
 B300→300mm, B600→600mm, B900→900mm+welding
 Bottom Re-bar : Rn → non, R25 → HD25, R32 → HD32
 Thickness of bottom plate : F6 → 6mm, F8 → 8mm, F10 → 10mm
 Beam Depth : D300 → 300mm, D500 → 500mm

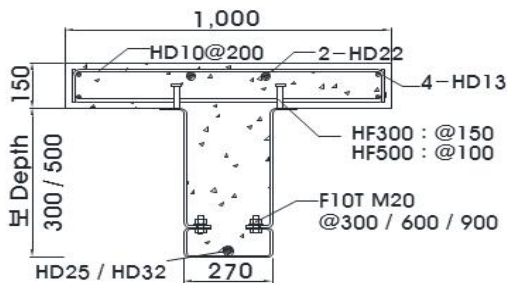


Fig. 3 Section Shape of HyFo Beam



Fig. 4 Install a specimens and Loading

려하여 중앙부에서 2점 가력하였다. 300, 500(mm)의 보 측은 실 건축물에 적용 시 10m 전·후의 스패น에 적용 가능하다. 또한 실험체의 슬래브 폭과 길이 등은 실험체 제작에 따른 실험 조건과 가력범위 등을 고려하여 선정하였다. 가력속도는 항복 이전에는 0.05mm/sec, 항복 이후에는 0.1mm/sec이다.

Fig. 5와 Fig. 6은 실험체에 부착한 게이지와 변위계 설치위치이다. 중앙부 처짐을 측정하기 위해 보 길이의 1/2,

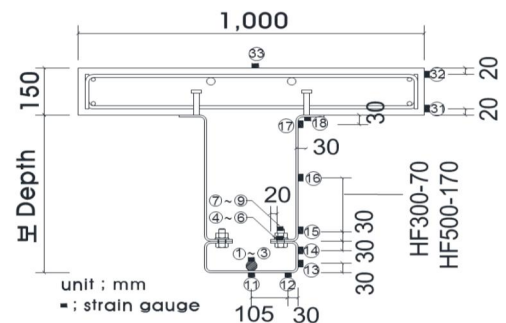


Fig. 5 Location of Strain Gauges(Section)

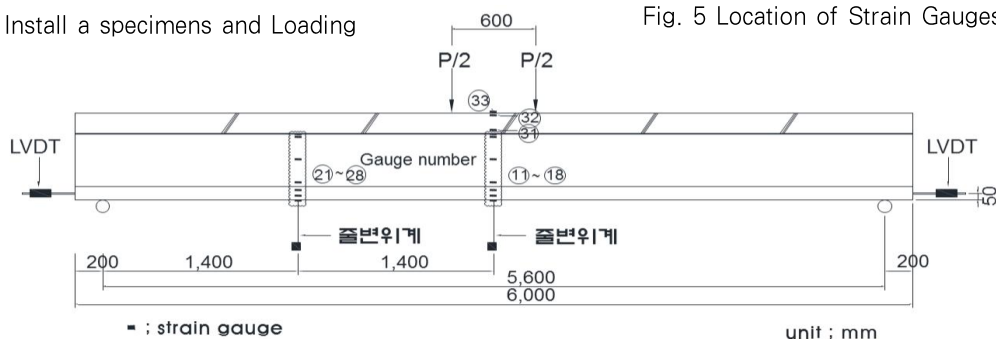


Fig. 6 Location of Strain Gauges and LVDT

1/4에 줄변위계를 설치하였으며, 강재와 콘크리트의 밀림 유·무를 측정하기 위해 Fig. 6과 같이 보 양단부에 변위계를 설치하였다. 또한 강재보 중앙에 작용하중에 의한 소성중립축 위치를 확인하기 위해 합성보 강재면과 콘크리트 측면 등에 게이지를 부착하였고, 볼트가 설치되는 측판 내부에도 게이지를 설치하였다.

3.2 재료시험

콘크리트 설계기준압축강도는 35MPa이며, 콘크리트 배합비는 Table 2와 같이 슬럼프 120mm, 물 시멘트비 37.5%, 공기량 4.5±1.5% 등이다. 압축강도 시험을 위해 KS F 2403에 의거하여 공시체를 제작하였으며, KS F 2405에 준하여 콘크리트 압축강도시험을 하였다. 시험결과 콘크리트의 압축강도는 35.7MPa로 측정되었다.

사용된 철근 및 강판(SM490)에 대한 재료적 특성을 확인하기 위해 KS B 0801에 의해 인장시험편을 3개 제작하였으며, KS B 0802에 준하여 인장시험을 실시하였다. 시험결과는 Table 3, Table 4와 같다. 시험결과 10mm 플레이트의 경우 항복강도가 설계기준강도 대비 140% 이상으로 크나, 나머지 플레이트의 경우 설계기준강도를 큰 차이가 없다. 또한 본 연구에 사용된 실험체의 경우 절곡 제작하였으나, 향후 성형 제작 시 냉간가공경화로 강도가 다소 증가할 것으로 예측된다.

4. 실험결과

4.1 실험결과

Table 5는 항복하중과 최대하중 및 항복하중, 최대하중 시 변위이다. 실험에 의한 항복하중은 소재의 경우, 0.2%영구 변형도 또는 0.5% 총변형도로 항복강도를 적용한다^[10]. 그러나 부재의 경우 항복하중 산정은 실험결과에 대한 상대비교이므로 하중산정이 용이한 방법을 적용하였다. 본 연구에서는 Fig. 7과 같이 초기강성과 최대하중 시 변위를 연결하여 만나는 변위를 항복변위로 하였고, 이때의 내력을 실험에 의한 항복하중으로 정의하였다^[13]. 예상 항복하중(P_{theory})은 합성보 설계 시 공칭모멘트에 의한 하중이며, 합성보 설계방법 및 실험값 검증 등은 5장 고찰에서 상세히 정리하였다.

실험결과 예상 항복하중에 대한 최대하중의 내력비는 설계기준강도(F_y) 적용 시 1.25~1.64배이며, 평균 1.39배이다. 또한 비교실험체로 제작한 H형강 합성보에 비해 내력비는 약 20% 이상 증가하였다.

Fig. 7로 정의한 실험 시 항복하중에 대한 최대하중의 내력비는 1.23~1.49배이며, 평균 1.33배이다. 실험 시 항복하중에 대한 내력비 편차가 예상 항복하중(P_{theory}) 보다 더 적다. 최대하중은 보 춤과 하부강판의 두께 등에 의한 강재량과 내부 철근의 단면적 등에 비례하여 증가하였다.

Table 2. Concrete Proportion

Design criterion strength	W/C ratio	Maximum size of coarse aggregate	Slump	Air content	Salt content
35MPa	37.5%	25mm	120mm	4.5±1.5%	0.30kg/m ² 이하

Table 3. Mechanical Properties for Rebar : Tensile test

Specimen	Yield Strength (MPa)	Tensile Strength (MPa)	Elongation percentage (%)
HD10	468.2	553.5	16.5
HD13	491.1	588.7	16.7
HD25	462.1	592.9	27.9
HD32	506.7	630.5	20.2

Table 4. Mechanical Properties for Plate : Tensile test

Specimen	Yield Strength (MPa)	Tensile Strength (MPa)	Elongation percentage (%)
PL-6	355.0	529.1	23.4
PL-8	386.7	501.8	19.2
PL-10	459.1	562.6	15.8

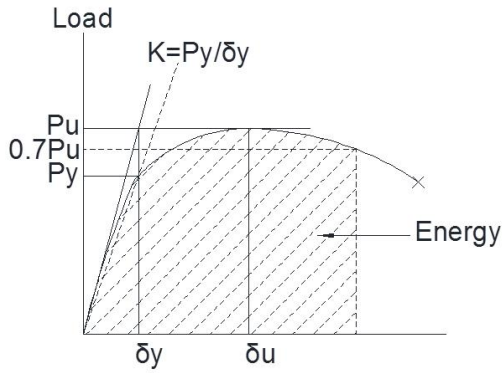


Fig. 7 Estimation of Yield Load

4.2 파괴양상

Fig. 8~Fig. 10은 보 치수 300인 D300시리즈와 보 치수 500인 D500 시리즈 실험체의 하중 변위곡선이다. 하중 변위 곡선은 점진적인 하중 증가 후 상부 슬래브의 압축파괴가 발생하면 일차 하중저하가 발생하였으며, 점진적인 하중저감 및 연성적인 거동을 보인다. 실험 종료는 최대하중 대비 약 60% 전 후의 하중에서 실험을 종료하였으며, 실험종료 시 상부 슬래브 콘크리트의 압괴로 콘크리트가 파괴되면서 가력한계에 도달하여 종료하였다.

Fig. 11~Fig. 16은 실험체의 실험 후 최종 파괴양상이다. 최대하중 이후 가력지점 하부의 상부플랜지 및 수직재인 웨브에서 국부좌굴이 발생하였으며, 종료 시 마구리 부분의 콘크리트가 5~10(mm) 정도 밀리는 양상을 보였다. 각 실험체의 파괴양상은 다음과 같다.

4.2.1 D300-F6Rn-B300Cn 실험체

D300-F6Rn-B300Cn 실험체(No. 1)는 보 치수 300mm이고, 하부강판이 6mm이며, 하부철근은 없고, 볼트간격이 300mm이다. 하부철근이 없는 경우 보 중앙부 하단에서 발생하는 콘크리트의 인장균열이 진전하여 연성거동에 미치는 영향을 확인하기 위한 실험체이다. 실험결과 초기균열은 가력지점 사이의 중앙부 콘크리트 슬래브에서 250kN 전후에서 발생한 후 슬래브 측면에 휨균열이 진행되었다. 또한 최대내력 760kN에 도달할 때 콘크리트 슬래브에서 압괴가 일어났으며, 실험종료 시 보 끝단부의 콘크리트와 플레이트간의 밀림현상이 발생하였고 총 이격길이는 5mm이다. 하부철근이 없는 경우 Fig. 8의 하중 변위곡선은 큰 차이가 없다. 그러나 실험 종료 시 상부 슬래브의 균열진전 양상은 하부에 철근이 있는 실험체에 비해 슬래브에 균열이 상대적으로 적게 발생(Fig. 13) 후 실험이 종료되어, 하부철근이 콘크리트의 일체화 거동에 영향을 미치는 것으로 판단된다.

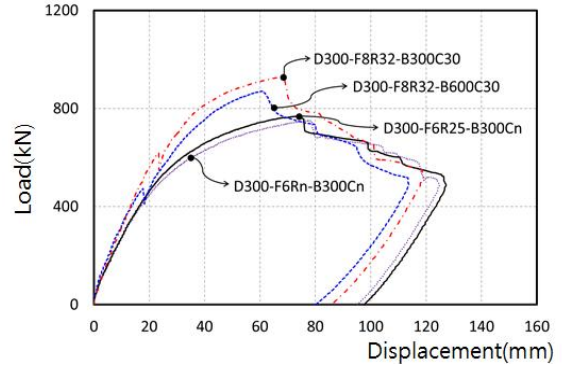


Fig. 8 $P-\delta$ curve of D300series specimens

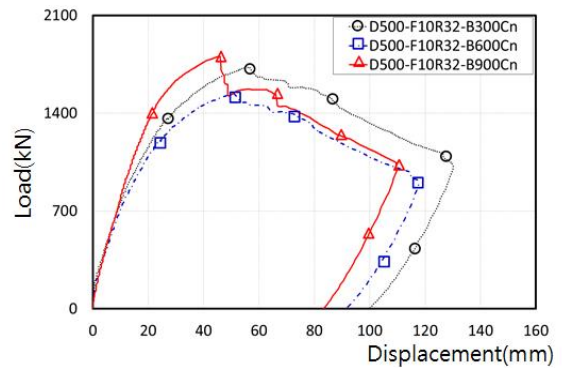


Fig. 9 $P-\delta$ curve of D300series specimens (Bottom plate thickness - 10mm)

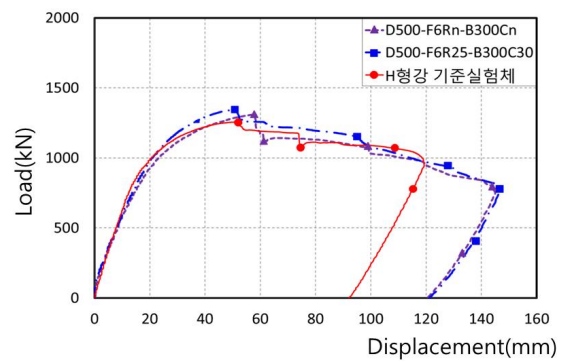


Fig. 10 $P-\delta$ curve of D300series specimens (Bottom plate thickness - 10mm)

4.2.2 D300-F6R25-B300Cn 실험체

D300-F6R25-B300Cn 실험체(No.2)는 보치수 300mm이고, 하부강판이 6mm이며, 하부철근은 HD25이고, 볼트간격이 300mm이다. 이 실험체는 하부철근에 의한 내력증가와 콘크리트 하부 인장균열에 의한 철근의 영향을 평가하기 위해 제작하였다. 초기균열은 1번 실험체와 동일하게 콘크리트 슬래브 중앙부에서 520kN 전후에 발생하였으며, 휨균열이 진행되었다. 또한 784kN의 최대내력에 도달하였을 때 콘크리트 슬래브의 압괴가 일어났으며, 압괴와 함께 하중이 일차 저감되

었다. 콘크리트와 합성보의 이격은 7.8mm 발생하였으며, 최대하중의 60%에서 실험을 종료하였다. 하부철근에 의해 내력이 증가하였으며, 철근이 없는 실험체에 비해 상대적으로 슬래브에 균열이 더 발생(Fig. 14)하여 일체거동에 영향을 미친 것으로 판단된다.

4.2.3 D300-F8R32-B300C30 실험체

D300-F8R32-B300C30 실험체(No. 3)는 보 굵이 300mm 이고, 하부강판이 8mm이며, 하부철근은 HD32, 볼트간격은 300mm이고 철근과 하부강판의 이격은 30mm이다. 하부강판과 철근에 의해 내력이 비례적으로 증가하는지를 검토하였으며, 철근이 철근콘크리트 보와 동일하게 피복두께를 유지해야 하는지를 확인하기 위해 하부강판으로부터 30mm 이격시켰다. 초기균열은 콘크리트 슬래브에서 450kN 전후에 발생한 후 휨균열이 진행되었으며, 573kN에서 갑작스런 하중 저하가 발생하였다. 그러나 하중이 재상승 하였으며 최대내력에 도달시점에서 콘크리트 슬래브의 압괴가 발생하였다. 최대내력 이후 690kN경에 약 1mm의 콘크리트 밀림현상이 발생하였으며, 실험종료 시 6.7mm의 밀림이 발생하였다. 하부강판과 철근 직경의 증가로 1번, 2번 실험체에 비해 내력이 비례적으로 크게 상승하였으며, 하부철근 이격에 의한 연성증가나 거동의 특이 사항은 없다.

4.2.4 D300-F8R32-B600C30 실험체

D300-F8R32-B600C30 실험체(No. 4)는 보 굵이 300mm 이고, 하부강판이 8mm이며, 하부철근은 HD32, 볼트간격은 600mm이고 철근과 하부강판의 이격은 30mm이다. 1번~3번 실험체는 볼트간격이 300mm 이었으나, 당해 실험체는 볼트간격을 2배인 600mm로 증가시켰다. 실험 시작 후 409kN 전

후에서 갑작스런 하중저하가 발생한 후, 콘크리트가 밀리기 시작하였다. 그 후 콘크리트 슬래브에서 430kN경에 초기균열이 발생하였으며, 최대내력에 도달하였을 때 콘크리트 슬래브에 압괴가 발생하였다. 실험 종료 시 상부 플레이트와 하부 플레이트간 5mm의 변위차가 발생하였으며, 최하단에서 약 6mm의 콘크리트 밀림현상이 나타났다. 3번 실험체와 동일한 조건이며 볼트간격만 변경한 경우인데, 하중변위곡선의 양상은 큰 차이가 없으나, 최대내력은 약 7% 정도 저하되어 볼트



Fig. 11 Local buckling



Fig. 12 Concrete Slip



Fig. 13 Failure shape : no bottom rebar



Fig. 14 Failure shape : bottom rebar



Fig. 15 Concrete slab collapse



Fig. 16 Lateral buckling of H-composite beam

Table 5. Bending Test result

No.	Specimen	P_{theory} (kN)	P_y (kN)	P_u (kN)	P_u/P_{theory}	P_u/P_y	δ_y (mm)	δ_u (mm)
01	D300-F6Rn-B300Cn	545.8	543.7	760.7	1.39	1.40	28.14	78.13
02	D300-F6R25-B300Cn	599.0	527.1	784.1	1.31	1.49	24.72	74.59
03	D300-F8R32-B300C30	706.8	732.4	943.8	1.34	1.29	32.35	68.3
04	D300-F8R32-B600C30	706.8	638.7	882.8	1.25	1.38	30.03	61.04
05	D500-F6Rn-B300Cn	987.6	1036.9	1310.6	1.33	1.26	25.27	57.74
06	D500-F6R25-B300C30	1062.6	1096.1	1361.8	1.28	1.24	24.11	50.78
07	D500-F10R32-B300Cn	1110.4	1360.6	1778.4	1.60	1.31	26.50	56.52
08	D500-F10R32-B600Cn	1110.4	1160.8	1562.1	1.41	1.35	22.58	50.96
09	D500-F10R32-B900Cn+용접	1110.4	1482.0	1817.9	1.64	1.23	23.44	46.02
10	H-506×201×11×19	1017.84	983.9	1273.0	1.13	1.29	20.02	50.78

P_{theory} : Expected yield load P_y : Yield load P_u : Maximum load P_u/P_{theory} : Max load/Expected yield load
 δ_y : Yield load displacement δ_u : Maximum load displacement

간격이 내력에 영향을 미치고 있다.

4.2.5 D500-F6Rn-B300Cn 실험체

D500-F6Rn-B300Cn 실험체(No. 5)는 보 춤이 500mm이고, 하부강판이 6mm, 하부철근은 없으며, 볼트간격은 300mm이다. 1번~4번 실험체와 달리 5번~9번 실험체는 보 춤이 500mm로 증가하였으며, 보 춤 증가에 의한 영향과 하부철근이 없는 경우에 대해 검토하였다. 초기균열은 콘크리트 슬래브에서 1,210kN 전후에서 발생한 후 휨균열이 진행되었으며, 최대내력에 도달하였을 때 콘크리트 슬래브의 압괴가 발생하였다. 최대내력 이후 900kN경에 보 상부 플레이트에서 국부좌굴이 발생하였으며, 최대내력의 60%에서 실험을 종료하였다. 1번 실험체와 같이 상부 슬래브 균열이 적게 발생하였으나, 하부철근이 있는 6번 실험체와 하중 변위곡선을 비교하면 큰 차이는 없다.

4.2.6 D500-F6R25-B300C30 실험체

D500-F6R25-B300C30 실험체(No. 6)는 보 춤이 500mm이고, 하부강판이 6mm, 하부철근은 HD25, 볼트간격은 300mm이고 철근과 하부강판의 이격은 30mm이다. 실험 시작 후 540kN경에 양단부에서 콘크리트와 상부 플레이트간의 이격이 발생하였으나, 초기균열은 콘크리트 슬래브에서 1,016kN 전후이고 최대내력에 도달하였을 때 콘크리트 슬래브의 압괴가 발생하였다. 최대내력 이후 1,220kN경에 콘크리트 밀림현상이 발생하였으며, 990kN 전후 웹 상부에서 국부좌굴이 발생하였으며, 최대내력의 60%에서 실험을 종료하였다.

4.2.7 D500-F10R32-B300Cn 실험체

D500-F10R32-B300Cn 실험체(No. 7)는 보 춤이 500mm이고, 하부강판이 10mm, 하부철근은 HD32, 볼트간격은 300mm이다. 9개의 실험체 중 가장 내력이 높을 것으로 예상된 것으로, 내력이 큰 경우 다른 실험체와 동일한 연성적인 거동을 하는지 검토하였다. 초기균열은 실험 시작 후 1,728kN 전후에서 콘크리트 슬래브에서 발생하였으며, 최대하중 1,778kN에 도달하였을 때 콘크리트 슬래브의 압괴가 일어났다. 최대하중 이후 1,335kN경에 플레이트의 상부에서 국부좌굴이 발생하였으며, 최대하중의 60%에서 실험을 종료하였다. 유사한 조건의 가장 내력이 작은 2번 실험체와 비교하여도 하중 변위곡선상의 연성거동에는 큰 차이가 없는 것으로 확인되었다.

4.2.8 D500-F10R32-B600Cn 실험체

D500-F10R32-B600Cn 실험체(No. 8)는 보 춤이 500mm이고, 하부강판이 10mm, 하부철근은 HD32, 볼트간격은 600mm

이다. 실험 시작 후 1,232kN에 콘크리트 밀림현상이 발생하였으며, 1,431kN 전후에 콘크리트 슬래브에서 초기균열이 발생하였다. 그 후 하중이 증가하며 최대하중에 도달하였을 때 콘크리트 슬래브에서 압괴가 일어났다. 최대하중 이후 급격한 내력 감소는 없었다. 1,280kN 전후에서 플레이트 상부에 국부좌굴이 발생하였으며, 상부와 하부플레이트가 약 10mm의 이격현상이 나타났다. 실험 종료 시 약 5mm의 콘크리트 밀림현상이 나타났다. 7번 실험체의 볼트 간격이 300mm인 경우와 비교하면 최대하중이 13% 정도 내력이 저하되었다.

4.2.9 D500-F10R32-B900Cn 실험체

D500-F10R32-B900Cn 실험체(No. 9)는 보 춤이 500mm이고, 하부강판이 10mm, 하부철근은 HD32, 볼트간격은 900mm+외부 용접을 하였다. 본 실험체는 내부 볼트와 함께 외부에서 용접으로 추가 보강의 영향을 검토한 것으로 사이즈 9mm, 용접길이 100mm, 용접간격 300mm로 수행하였다. 초기균열은 1,775kN 전후에서 콘크리트 슬래브에서 발생하였고, 하중이 증가하며 최대하중에 도달하였을 때 콘크리트 슬래브에서 압괴가 발생하였다. 최대하중 도달 이후 급격한 내력감소가 발생하였으며, 1,460kN경 플레이트의 상부에서 국부좌굴이 발생하였다. 그러나 콘크리트 밀림현상은 발생하지 않았다. 7번 실험체에 비해 최대하중은 다소 증가하여 외부 용접이 충분히 보강효과를 갖으나, 상대적으로 변형능력은 저하하였다. 그러나 외부 용접부 파괴는 확인되지 않아 연성능력의 저하원인은 추가 검토가 필요하다.

4.2.10 H형강 합성보 실험체(비교실험체)

H형강 합성보 실험체는 H형강을 합성보로 설계한 경우로 신형상 합성보와 비교실험체로 제작하였다. 초기균열은 실험 시작 후 1,200kN 전후에서 콘크리트 슬래브에서 발생하였으며, 최대내력에 도달하였을 때 콘크리트 슬래브에서 압괴가 발생하였다. 최대하중 도달 이후 매우 안정한 변형을 보였으나, 변위량 120mm 부터 웹에서 횡좌굴이 심하게 발생하여 (Fig. 16) 안전상의 문제로 124.4mm에서 실험을 종료하였다. H형강 부재는 조밀단면이나, 하중 변위곡선을 보면 기존 실험체와 동일하게 콘크리트 슬래브가 압괴되면서 하중저하가 발생하였으나 상대적으로 하중저감 폭은 적다.

5. 고찰 및 분석

5.1 공칭강도 산정

신형상 U형 합성보의 실험결과 분석은 Table 6과 같다. 실

Table 6. Analysis of Bending test result

No.	Specimen	① M_{theory} (kN·m)	② M_{ma} (kN·m)	③ M_{test} (kN·m)	$\frac{M_{test}}{M_{theory}}$	$\frac{M_{test}}{M_{ma}}$	P_u/P_y	K (kN/mm)	$\delta_{0.7P_u}/\delta_y$ (mm)	E_D (kN·mm)	D
01	D300-F6Rn-B300Cn	682.3	765.4	950.9	1.39	1.24	1.40	19.32	4.24	70,756.7	9.25
02	D300-F6R25-B300Cn	748.8	840.3	980.1	1.31	1.17	1.49	21.32	5.04	75,607.8	11.61
03	D300-F8R32-B300C30	883.5	988.8	1,168.5	1.32	1.18	1.29	22.64	3.13	71,252.6	6.01
04	D300-F8R32-B600C30	883.5	988.8	1,103.5	1.25	1.12	1.38	21.27	3.21	62,776.9	6.55
05	D500-F6Rn-B300Cn	1,234.5	1,385.5	1,638.3	1.33	1.18	1.26	41.03	4.88	126,455.0	9.65
06	D500-F6R25-B300C30	1,328.2	1,491.3	1,702.3	1.28	1.14	1.24	45.46	5.34	139,288.0	10.54
07	D500-F10R32-B300Cn	1,707.6	1,911.9	2,223.0	1.30	1.16	1.31	52.68	4.36	148,907.6	9.01
08	D500-F10R32-B600Cn	1,707.6	1,911.9	1,952.6	1.14	1.02	1.35	51.41	4.50	124,983.5	9.54
09	D500-F10R32-B900Cn	1,707.6	1,911.9	2,272.4	1.33	1.19	1.23	63.23	3.72	119,920.7	6.90
10	H-506×201×11×19	1,272.3	1,557.0	1,591.3	1.25	1.02	1.29	49.15	5.96	126,508.1	12.85

M_{theory} : Nominal moment

M_{ma} : Obtained by substituting in equation (2) the strength of the material obtained from tests in the nominal moment

M_{test} : Experimental data(= $2.5 \times P_u/2$), K : Initial stiffness($K = P_y/\delta_y$), E_D : sum of Energy($\Sigma(P \times \delta_{0.7P_u})$),

D : Energy dissipation rate($D = E_D/E_y$, $E_y = 0.5P_y \delta_y$), P_y : The yield load by the experimental(kN),

δ_y : By experiments yield load displacement(mm)

험결과에 의한 항복하중 또는 최대하중을 공칭강도 및 설계 강도로 평가하기 위해 건축구조기준 및 해설⁽¹⁰⁾의 합성보 기준으로 평가하였다. 합성보 공칭강도 산정은 소성중립축 위치에 따라 소성중립축이 슬래브에 있는 경우 공칭휨강도는 식 (1)과 같다. 상부 슬래브와 하부 강재보 사이에는 전단연결재를 설치하여 일체화시켰다.

$$M_n = (0.5d + h_r + t_c - \frac{0.5P_y}{0.85f_{ck} \cdot B_e})P_y \quad (1)$$

C_e : 슬래브의 유효압축력으로 다음 중 최소값(N)

$$C_e = A_s F_y \text{ (강재보 전체단면의 항복축력)}$$

$$C_e = 0.85f_{ck} B_e t_c \text{ (콘크리트 슬래브의 압축력)}$$

$$C_e = \sum Q_n = 0.5A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq R_y R_p A_{sc} F_u$$

(전단연결재의 총 수평전단력)

$$\sum Q_n \geq \min(A_s F_y, 0.85f_{ck} B_e t_c)$$

P_y : H형강보 전체단면의 항복축력($P_y = A_s F_y$)(N)

전단연결재는 Table 1, 식 1과 같이 스티드커넥터를 설치 하였으며, 간격은 슬래브 압축력과 강재보 내력 중 작은 값

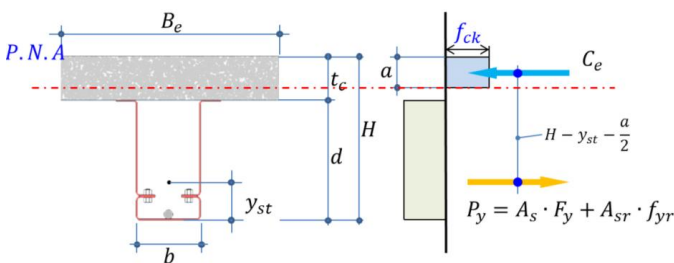


Fig. 17 Plastic neutral axis(PNA) in the slab

이상이 되도록 계산하여 완전합성보가 되도록 하였다^{(10),(14),(15)}. 또한 스티드커넥터의 직경은 보 플랜지의 두께를 반영하였다. 신형상 합성보의 경우 Fig. 17과 같이 강재보 내에 하부 철근이 포함되므로 철근내력을 포함하고, 슬래브 내에 중립축이 있는 완전합성보의 경우 식 (2)를 적용할 수 있다.

$$M_n = (A_s F_y + A_{sr} f_{yr}) \times (H + D_s - y_{st} - \frac{a}{2}) \times 10^{-6} \quad (2)$$

여기서, M_n : 공칭휨강도(kN·m),

A_s : 강재보 전체단면적(mm²)

F_y : 강재보 항복강도(MPa),

A_{sr} : 하부철근 단면적(mm²)

f_{yr} : 하부철근 항복강도(MPa)

y_{st} : 강재부분 도심거리(mm)

a : 등가응력블록깊이(= $\frac{A_s F_y + A_{sr} f_{yr}}{0.85 f_{ck} B_e}$, mm)

Table 6은 식(2)에 의해 재료의 설계기준강도를 바탕으로 계산한 이론값(M_{theory})과 소재시험결과를 적용한 재료강도를 근거로 계산한 값(M_{ma}), 실험결과에 의한 최대모멘트(M_{test})를 정리하였다. 실험결과에 의한 최대모멘트는 최대하중 시의 모멘트이다. 기존 합성보 내력평가식을 적용하는 경우 실험결과는 설계기준강도를 기준으로 평가하면(M_{test}/M_{theory}), 볼트 간격 등에 의해 내력이 저감된 경우를 포함해서 1.14~1.39의 범위이다. 또한 소재 시험결과를 기준으로 평가하면(M_{test}/M_{ma}) 1.02~1.24범위가 된다. 그러므로 신형상 U형 합성보의 내력평가는 콘크리트 압축강도와 강재의 인장강도에

의한 우려모멘트로 소요모멘트에 저항하는 것으로 평가하는 기존 합성보 내력평가식을 적용하는 것이 적합하다고 판단된다.

5.2 강도 및 연성평가

Table 6은 각 실험체의 실험결과를 강성과 변형능력, 에너지소산율 등에 대해 정리하였다.

강성(K)은 실험에 의한 항복하중(Fig. 7)과 항복하중 시의 변위에 대한 기울기로 정의하였다. 항복하중까지 강성은 D300시리즈의 경우 하부강판의 두께 증가 및 볼트간격에 따라 증가하였으며, D500시리즈도 동일하다.

최대하중에 대한 실험 시 항복하중의 비로 평가한 내력비(P_u/P_y)는 하부플레이트 두께 및 볼트간격, 하부철근 유무의 영향과 큰 차이가 없는 것으로 나타났다.

변형능력은($\delta_{0.7P_u}/\delta_y$) 실험에 의한 항복하중 시 변위와 최대하중의 70% 까지 저하된 경우의 변위를 기준으로 평가하였다. 이러한 평가기준 선정은 휨재의 경우 최대하중의 약 70%로 저하하여도 항복하중에 근접하며, 급격한 하중저하 없이 내력이 확보되기 때문이다. Fig. 18과 같이 전체 단면적 대비 강재량이 증가할수록 변형능력이 감소하는 반비례관계를 보인다. 보 단면이 작은 경우 무리하게 강재량을 증가시키면 변형능력이 저하되므로, 강재량은 부재사이즈와 비례하여 증가하도록 설계해야 한다. 그러나 강재량과 부재사이즈의 정량적 관계는 지속적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

전체에너지(E_D)는 최대하중 이후 최대하중의 70% 까지 저하될 경우의 변위와 하중 그래프의 내부면적을 에너지로 정의하였다. 내부 고력볼트 간격이 동일한 1번~3번 실험체와 5번~7번 실험체의 경우 판 두께(또는 강재량) 증가에 따라 전체에너지합은 비례적으로 증가하는 경향을 보인다. 전체 에너지와 내력비 관계(Fig. 19)는 D300시리즈의 경우 양자간에 비례관계를 보이나, D500시리즈의 경우 비례관계가 다소 불명확하다. 그러나 전반적으로 내력비가 증가할수록 에너지가 증가하는 경향을 보이고 있어, 하중 증가에 의한 취성적인 거동은 보이지 않는다고 평가할 수 있다.

에너지소산율($D = E_D/E_y$)은 최대하중의 70% 저하시점의 하중 변위곡선 내부면적(E_D)을 실험에 의한 항복하중과 항복하중 시 변위의 곱으로 나눈($E_y = 0.5P_y \delta_y$) 값이다. 에너지소산율로 평가하면, 보 축과 강재량, 볼트간격, 하부철근의 유무 등에 대해 유의한 관계를 보여주는 상관성은 낮다. 이러한 낮은 상관성은 각 변수별 실험체 수량이 적고 실험에 의한 항복하중 및 변위 산정에 다소간 오차가 있기 때문으로 판단된다.

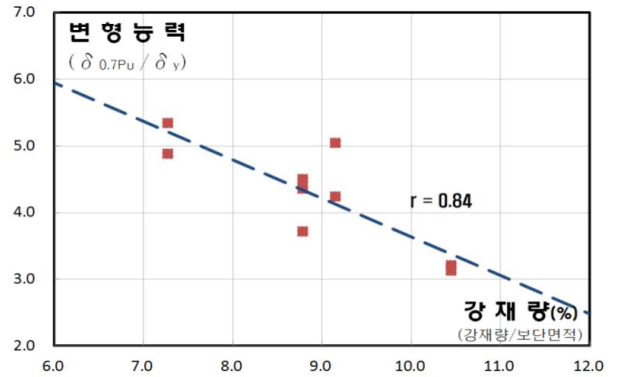


Fig. 18 Graph of Deformation capacity and unit weight-section area ratio

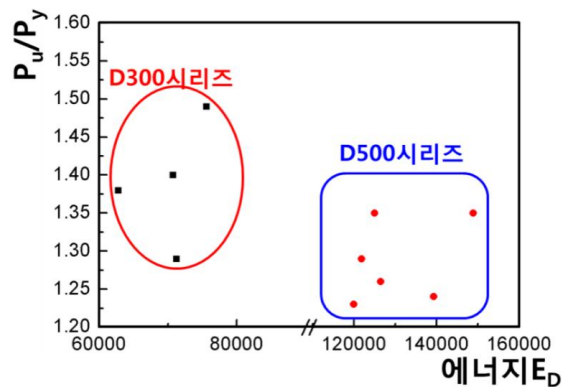


Fig. 19 Graph of Energy and yield ratio

5.3 변형도 분포

단면의 소성화 과정 및 중립축의 위치를 확인하기 위하여 Fig. 20과 같이 실험체 중앙부의 U형 합성부 내부와 외부, 슬래브 등에 스트레인게이지를 부착하여 측정하였다. Fig. 21, Fig. 22는 D300시리즈와 D500 시리즈의 각 실험체에 대한 항복하중 및 최대하중 시 변형률 분포이다.

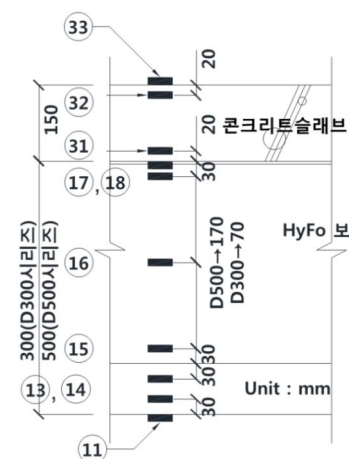


Fig. 20 Location of Strain Gauges

5.3.1 보 춤이 300mm 실험체

보 춤이 300mm인 D300시리즈 실험체의 경우, 보 최하단 항복하중 시 변형도는 0.002~0.005 범위이다. 후크법칙 ($\sigma_y = E\epsilon_y$)에 의한 항복변형도를 기준으로 보면, 항복하중의 경우 보 최외단의 변형도는 항복변형도($\epsilon_y = 0.001585$)의 1배~3배 정도이다. 이때 중립축의 위치는 슬래브하단의 Ch31 부근에서 형성된다. 최대하중 시 보 최외단의 변형도는 0.007~0.016 범위가 되며, 항복변형도의 5배~10배 정도이다. 이때 중립축의 위치는 항복하중 시와 거의 동일한 슬래브하단의 Ch31부근이다.

볼트간격이 600mm인 실험체의 경우, 하부강판에 위치한 게이지는 웨브에 해당하는 수직재의 변형도에 비례하여 증가하지 않고 있다. 이것은 실험결과 하부강판이 실험종료 후에도 분리되지 않았으나, 일체거동 하지 않았기 때문에 판단된다. 반면 항복하중 시 변형도는 항복변형도(ϵ_y)를 상회하였으며, 최대하중 시 변형도는 항복변형도의 약 5배이다.

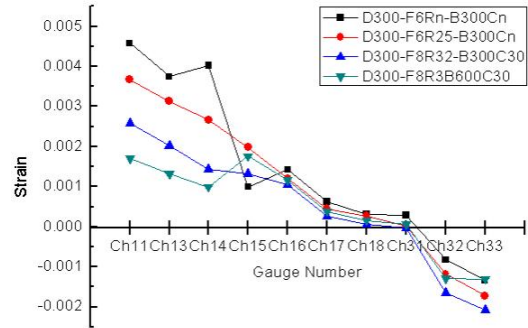
5.3.2 보 춤이 500mm 실험체

보 춤이 500mm인 D500시리즈 실험체는 콘크리트 압축강도가 합성보의 인장강도 보다 크도록 계산되었으나, 슬래브 폭이 좁은 관계로 그 차이가 크지 않다. 이러한 영향으로 항복하중 시 중립축 위치는 상부 플랜지 하단의 Ch17에 있는 것으로 나타났다. 또한 항복하중 시 변형도는 항복변형도(ϵ_y)의 약 1배~3배 사이이며, D300 시리즈 실험체 보다 편차가 적다. 최대하중 시 변형도는 항복변형도의 약 3배~10배 범위이며, 항복하중 시 변형도와 유사하다. 이때 중립축의 위치는 상부플랜지 하단의 Ch18번 근처이다.

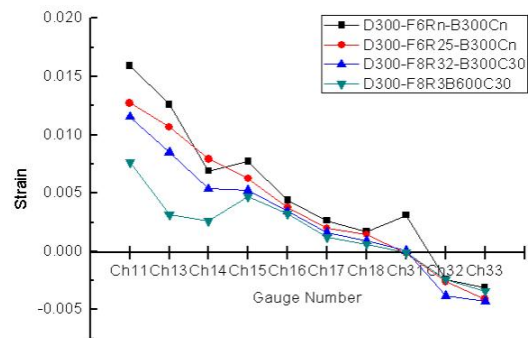
D300시리즈와 동일하게 볼트간격이 600mm인 실험체의 경우, 보 최외단의 변형도는 볼트간격이 300mm인 실험체와 비교하여 변형량이 저하되었다. 이러한 영향은 볼트간격이 다소 넓어 측판과 하부강판이 일체화되지 않기 때문으로 판단된다. 그러므로 U형 강재보의 중립축을 중심으로 하부강판의 판 두께가 증가하는 경우 볼트간격 조정이 필요할 것으로 판단된다. 그러나 항복하중 시 변형도는 탄성변형도(ϵ_y)에 도달하였고, 최대하중 시 변형도는 탄성변형도의 2배 이상으로 나타났다.

5.4 볼트 간격

2개의 측판과 하부강판은 F10T M20 고력볼트로 접합하였다. 고력볼트 접합기준은 측판과 하부강판의 전단흐름으로 평가하는 방법과 측판과 하부강판의 합성에 의한 수평전단력으로 평가하는 방법으로 구분할 수 있다. 전단흐름(f)에 의한 내력평가는 식 (3)과 같고, 식 (3)에서 전단력(V)은 식

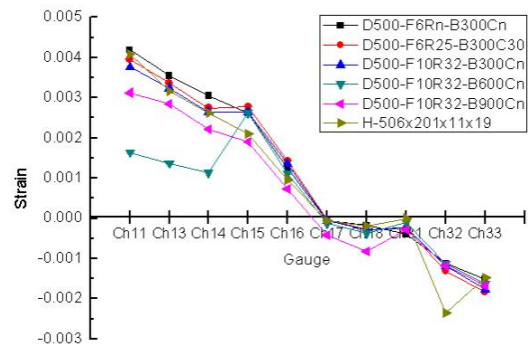


(a) Strain of yield load

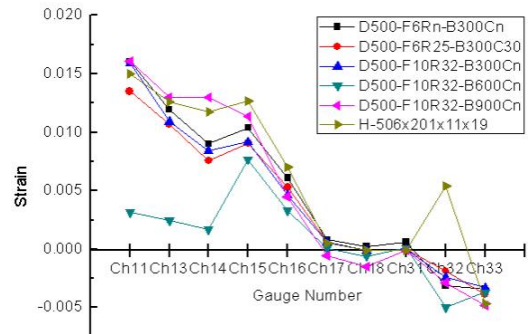


(b) Strain of maximum load

Fig. 21 Strain of D500 series specimens



(a) Strain of yield load



(b) Strain of maximum load

Fig. 22 Strain of D500 series specimens

(4)와 같다. 또한 하부강판과 2개의 측판에 대한 수평전단력 (V_s)은 식 (5)와 같다.

전단흐름(f)으로 검토하는 경우, 측판의 상부는 슬래브와 보의 합성작용으로 스티드커넥터로 연결되어 있으며 스티드 커넥터의 내력은 식 1로 산정한다. 또한 측판에는 상부 보 춤에서 100mm 떨어진 위치에 앵글을 500(mm) 간격으로 고정한다. 그러므로 U형 강판보의 중립축을 중심으로 내력을 평가하면, 상부 보다 하부에서 계산된 단면1차모멘트가 크다.

합성거동에 의한 수평전단력(V_s)으로 검토하는 경우, 하부 강판과 철근을 포함한 내력이 측판 보다 크므로 하부강판과 철근의 내력 합으로 볼트간격을 산정하였다.

볼트간격은 볼트의 미끄럼강도와 지압강도 중 작은 값으로 산정하나, 내부에 콘크리트가 타설된 상태이므로 미끄럼이 발생하지 않는다고 가정하여 지압강도로 산정하였다. 전단흐름에 의한 볼트간격(s_1)과 수평전단력에 의한 볼트 간격(s_2)은 각각 식 (6)과 같다.

$$f = \tau = \frac{VQ}{I} \quad (3)$$

τ : 전단응력 t : 단면 두께
 V : 전단력 Q : 단면 1차모멘트
 I : 단면 2차모멘트

$$\phi V_n = \phi_v(0.6F_y)A_w C_v \quad (4)$$

$\phi_v = 1.0$, A_w : 강재 보 웨브단면적, C_v : 전단상수

$h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때, $\phi_v = 1.0$, $C_v = 1.0$

$1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$\phi_v = 0.9, C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$$

$h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ 일 때

$$\phi_v = 0.9, C_v = \frac{1.51Ek_v}{(h/t_w)^2 F_y}, k_v = 5$$

$$V_s = A_{sb} F_y + A_r f_{yr} \quad (5)$$

A_{sb} : 하부강판 단면적 F_y : 강판의 항복강도

A_r : 하부철근 단면적 f_{yr} : 하부철근의 항복강도

$$s_1 = \frac{\phi R_n}{f}, \quad s_2 = \frac{L/2}{n} \left(n = \frac{V_s}{\phi R_n} \right) \quad (6)$$

s_1 : 전단흐름에 의한 볼트간격,

s_2 : 수평전단력에 의한 볼트간격

$$\phi R_n = \min(\phi R_{n1}, \phi R_{n2})$$

$$\phi R_{n1} = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 dt F_u$$

$$\phi R_{n2} = \phi F_{nv} A_b N_s \quad (F_{nv} = 0.4 F_{bu})$$

L : 보 지점 거리 n : 볼트 개수

L_c : 하중방향 순간격 t : 피접합재 두께

d : 고력볼트 공칭직경 F_u : 피접합재 공칭인장강도

F_{nv} : 고력볼트의 지압접합 공칭전단강도

A_b : 고력볼트 공칭단면적 N_s : 전단면 수

F_{bu} : 고력볼트 공칭인장강도

측판과 하부강판의 합성으로 볼트간격을 검토한 결과는 Table 7과 같다. 전단흐름에 의한 볼트간격은 U형 합성보의 중립축위치에 따라 다소 상이하나, 275~328(mm)이다. 또한 하부강판과 측판의 합성거동에 의한 수평전단력으로 검토하면 233~467(mm)이다.

철근의 유무에 따라 볼트간격이 차이가 있으나, 철근이 있는 경우 두 가지 볼트간격은 각각 275~322(mm), 233~280(mm)로 큰 차이가 없다. 그러나 수평전단력으로 평가한 볼트간격은 보 길이가 길어지면 볼트 간격이 증가하게 되어 실 건물에서는 전단흐름에 의한 볼트간격으로 결정된다.

계산에 의한 볼트간격과 실험체의 볼트간격은 상이하다. U형 강판 합성보 내부에는 볼트에 의한 내력전달, 강판과 콘크리트의 부착강도, 콘크리트의 전단강도, 보 양단 구속에 의한 내력증가, 제작 설치과정에서 상부와 하부의 앵글 추가 등으로 추가적인 내력 저항하는 요소가 발생한다. 특히 Fig. 2와 같이 하부에 설치하는 앵글은 볼트설계 시 전단면 수를 증가시켜 볼트내력이 증가된다.

볼트간격에 따른 내력차이는 보 춤이 300mm 실험체의 경우, 볼트간격이 600mm인 4번 실험체의 항복하중(P_y)과 최대하중(P_u)은 각각 $P_y = 638.7$ kN, $P_u = 882.8$ kN으로 볼트간격이 300mm인 4번 실험체에 비해 항복하중은 87%, 최대하중은 94% 수준으로 나타났다. 또한 보 춤이 500mm 실험체의 경우, 볼트간격이 600mm인 6번 실험체의 항복하중과 최대하중은 $P_y = 1,160.8$ kN, $P_u = 1,562.1$ kN으로 볼트간격 300mm인 7번 실험체에 비해 항복하중은 85%, 최대하중은 88% 수준으로 나타났다.

Table 5의 실험결과와 하부강판의 변형도분포를 보면, 하부에 철근이 있고 하부강판이 두꺼운 경우, 볼트간격은 230~310(mm)가 된다. 실험결과 볼트간격이 300mm인 경우 안정적인 내력 및 변형이 확보됨을 확인할 수 있다. 반면 볼트간격이 600mm인 경우, 항복하중 및 최대하중이 약 10% 정도 저하되며 U형 합성보의 하부강판과 측판이 최대하중 이후 종국내력에 도달하면 일체거동하지 않는 것으로 확인되었다. 그러므로 내부 볼트간격은 300~600(mm) 범위의 경우 공칭내력 확보는 큰 문제가 없으나, 내력비(P_u/P_y)가 저하되어 500mm

이하로 볼트간격을 한정해야 할 것으로 판단된다.

5.5 하부철근의 유무 및 위치의 영향

5.5.1 하부철근의 영향

하부철근 유·무에 의한 신형상 U형 합성보의 내력비 (P_u / P_y) 및 변형능력비($\delta_{0.7P_u} / \delta_y$)에 대해 비교하였다.

보 춤이 300mm인 경우, 하부철근이 있는 경우와 없는 경우 1번과 2번 실험체를 비교하면, 내러비는 6.4%, 변형능력비는 18.9% 증가하였다. 또한 보 춤이 500mm인 경우, 5번과 6번 실험체를 비교하면, 내력비는 1.6%, 변형능력은 9.4% 증가하였다.

그러므로 하부철근이 있는 경우, 하부철근이 없는 경우에 비해 내력비는 약 4% 정도 증가하여 차이가 적으나, 변형능력은 약 14% 증가하여 하부에 철근이 있는 것이 변형능력 확보에 우수한 것으로 나타났다.

5.5.2 하부철근 위치의 영향

철근콘크리트 보 주근은 최외단에서 약 50mm 떨어진 위치에 설치되는데, 이는 내화 및 내구성 확보를 위한 것이다(김상식, 2008). 철근은 중립축으로부터 최외단에 설치할수록 내력이 증가하나, 콘크리트에 묻혀 있는 경우 단순히 중립축의 위치가 멀수록 효과적인지 철근과 콘크리트의 부착 등에 의한 합성효과가 발생하는지 등을 검토하였다. 이를 위해 하부철근의 위치를 3번, 4번, 6번 세 개 실험체에 대해 강판으로부터 30mm 이격시켰다. 공칭강도는 하부철근의 위치를 반영하여 산정하였다.

하부철근의 위치에 의한 영향을 내력비(P_u / P_y) 및 변형능력비($\delta_{0.7P_u} / \delta_y$)로 비교하였다. 하부철근을 이격시킨 3번과 6번 실험체에 대해 비교실험체로 2번과 7번 실험체를 비교하면, 내력비와 변형능력비 모두 일관성 있는 관계성이 없으며, 도리어 변형능력비가 저하되는 경향도 나타나고 있다. 그러므

로 하부철근의 위치는 편의상 하부강판에 고정시켜도 내력 및 변형능력에 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

6. 결론

신형상 U형 합성보의 휨성능에 관한 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 신형상 U형 합성보의 내력평가는 콘크리트 압축강도와 강재의 인장강도에 의한 우력모멘트로 소요모멘트에 저항하는 것으로 평가하는 기존 합성보 내력평가식을 적용하여 비교하였다. 내력평가를 설계기준강도에 의한 공칭강도로 비교하면 1.14~1.39배, 평균 1.29배 증가하였고, 소재실험 결과를 기준으로 비교하면 1.02~1.24배, 평균 1.16배 증가하였다. 그러므로 기존 합성보 내력평가식에 의한 신형상 U형 합성보의 내력평가는 실험결과와 잘 일치하는 것으로 판단된다.

(2) 다양한 실험변수에 대해 보 춤 및 하부강판의 두께, 하부철근의 직경 등을 변수로 실험한 결과, 보 춤 및 강판 두께에 비례하여 내력이 증가하였으며, 설계기준강도로 비교하면 내력비는 1.25~1.64배로 나타났다. 또한 최대하중의 70% 까지 저하한 시점의 변위에 대한 항복하중 시 변위의 비인 변형능력은 실험체 변수에 따라 3.13~5.34이며, 하중 변위곡선은 내력 증가에 따라 취성적인 거동 없이 안정적인 거동을 하는 것으로 확인되었다. 그러므로 신형상 U형 합성보의 경우 보 춤 및 판두께에 의해 안정적인 하중증가와 연성적인 거동을 하는 것으로 판단된다.

(3) 하부강판과 2개의 측판을 연결하는 고력볼트는 전단흐름으로 평가하는 것이 적합한 것으로 판단되며, 볼트간격이 300mm인 경우 최대하중 시 하부강판의 변형도분포는 항복시 변형도의 약 10배에 달하여 두 개의 강판이 충분히 일체화됨을 확인할 수 있다. 반면 볼트간격이 600mm인 경우 하부강판의

Table 7. Calculate space of high tension bolt

No.	Specimen	Shear Flow : Bolt space S_1 (mm)	Horizontal Shear Force : Bolt Space S_2 (mm)	Bolt space of specimen (mm)
01	D300-F6Rn-B300Cn	327.8	466.7	300
02	D300-F6R25-B300Cn	321.9	350.0	300
03	D300-F8R32-B300C30	310.9	280.0	300
04	D300-F8R32-B600C30	310.9	280.0	600
05	D500-F6Rn-B300Cn	323.3	466.7	300
06	D500-F6R25-B300C30	311.3	350.0	300
07	D500-F10R32-B300Cn	274.6	233.3	300
08	D500-F10R32-B600Cn	274.6	233.3	600
09	D500-F10R32-B900Cn	274.6	233.3	900+Welding

변형도가 저하되어 일체거동을 하지 못하였으며, 내력 및 변형 능력도 저하하였다. 그러므로 하부강판과 측판을 연결하는 볼트간격은 400~500(mm) 범위가 적정한 것으로 판단된다.

(4) 하부철근이 있는 경우, 하부철근이 없는 경우에 비해 내력은 큰 차이가 없으나, 변형능력은 약 14% 증가하여 하부에 철근이 있는 것이 변형능력 확보에 우수한 것으로 나타났다. 그러나 하부철근의 위치에 의한 영향은 없는 것으로 확인되어 하부철근은 강판에 고정하여도 내력 및 변형능력에 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

참 고 문 헌(References)

- [1] 김인석, 김학수(2008) 철근콘크리트와 강을 합성한 복합 단면보의 구조거동평가, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제20권, 제5호, pp.665-673.
Kim, I.S. and Kim, H.S. (2008) Structure behavior evaluation of beams composited with steel and reinforced concrete, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 20, No. 5, pp.665-673 (in Korean).
- [2] 김형근, 김명한, 조남규, 김상섭, 김상대(2009) yLRC 합성기둥의 압축강도에 관한 실험 연구, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제21권, 제5호, pp.545-552.
Kim, H.G., Kim, M.H., Cho, N.G., Kim S.S., and Kim, S.D. (2009) Experimental study on the compressive strength of yLRC composite column, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 21, No. 5, pp.545-552 (in Korean).
- [3] 김성배, 박동수, 김상섭(2011) 테크플레이트 직봉과 전단 연결계의 기능을 겸하는 신형상 전단연결계의 개발에 관한 연구, 대한건축학회 논문집, 대한건축학회, 제27권 8호, pp.47-54.
Kim, S.B., Park, D.S., and Kim, S.S. (2009) A Study on the development of new-shaped shear connector with vertical bars of deck plate, *Journal of Architectural Institute of Korea*, AIK, Vol. 27, No. 5, pp.47-54 (in Korean).
- [4] 김종락, 김성배, 권준엽(2008) 기둥-보 용접접합부의 보 단부 스캘럽형상과 탄소성 거동에 관한 실험적 연구 - 600MPa (SM570TMC)의 경우, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제20권, 제6호, pp.691-700.
Kim, J.R., Kim, S.B., and Kwon, J.Y. (2008) Study on elasto-plastic behavior of column to beam connection with 600MPa high performance steel (SM 570 TMC), *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 20, No. 6, pp.691-700 (in Korean).
- [5] 이명재(2010) 600MPa급 고강도강 압축재의 좌굴강도에 관한 구조특성, 한국강구조학회 논문집, 한국강구조학회, 제22권, 제6호, pp.609-616.
Lee, M.J. (2010) Structural characteristics on the buckling strength for 600MPa grade high strength steel compression members, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 22, No. 6, pp.609-616 (in Korean).
- [6] 김창수, 박홍근, 최인락, 정경수, 김진호(2010) 800MPa 강재 및 100MPa 콘크리트를 적용한 매입형 합성기둥의 구조성능, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제22권, 제5호, pp.497-509.
Kim, C.S., Park, H.G., Choi, I.R., Chung, K.S., and Kim, J.H. (2010) Structural performance of concrete-encased steel columns using 800MPa steel and 100MPa concrete, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 22, No. 5, pp.497-509 (in Korean).
- [7] 김상식(2008) 철근콘크리트 구조설계 4판, 문운당
Kim, S.S. (2008) Structural design of reinforced concrete, Fourth Edition, Munundang, Korea (in Korean).
- [8] 이철호, 김대경, 한규홍, 김진호, 이승은, 하태휴(2012) 고강도강재 단주의 압축강도 및 잔류응력 평가, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제24권, 제1호, pp.23-34.
Lee, C.H., Kim, D.K., Han, K.H., Kim, J.H., Lee, S.E., and Ha, T.H. (2012) Compressive strength and residual stress evaluation of stub columns fabricated of high strength steel, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol. 24, No. 1, pp.23-34 (in Korean).
- [9] 한국강구조학회(2009) 국토해양부제정 하중저항계수설계법에 의한 강구조설계기준.
KSSC (2009) Standard of design of steel structure by load and resistance factor design method, KSSC.
- [10] 대한건축학회(2009) 국토해양부고시 건축구조기준 및 해설, 기문당.
AIK (2009) *Korea building code and commentary - structural*, Architectural Institute of Korea (in Korean).
- [11] 日本建築學會(1990) 鋼構造限界狀態設計規準(案)·同解説, 日本建築學會.
AIJ (1990) Recommendation for limit state design of steel structure, Architectural Institute of Japan, (in Japanese).
- [12] SEGUI, W.T. (2007) Steel design, THOMSON, Fourth Edition, pp.552-562, USA.

[13] 建設省建築研究所(1996) (社)鋼材俱樂部, “鋼構造物の耐震保有性能評價のための標準試験方法と評價基準の提案”.
 JISF (1996) A Valuation basis proposal of standard test method for a seismic capacity evaluation performance of steel structure, The Japan Iron and Steel Federation (in Japanese).

[14] Salmon, C.G., Johnson, J.E. and Malhas, F.A. (2009) Steel structures - Design and behavior, Pearson Education Inc., Fifth Edition, pp.804-828, USA.

[15] AISC (2011) Steel Construction manual, Fourteenth edition, American Institute of Steel Construction, USA.

요 약 : 본 연구에서는 합성보의 특징을 활용하고, 일부 고강도강 적용이 가능한 단면을 개발하여 이에 대한 기초연구를 실시하였다. 본 논문은 그 첫 번째로 단위부재인 합성보의 휨성능을 실험을 통해 평가하였다. 실험결과를 통해 기존 합성보의 공칭강도 산정식 적용여부를 검토하였고, 각 구성부재를 주요변수로 하여 실험하였다. 실험결과 신형상 U형 합성보의 내력평가는 콘크리트 압축강도와 강재의 인장강도에 의한 우력모멘트로 소요모멘트에 저항하는 것으로 평가하는 것이 적합하며, 보 춤 및 강판 두께에 비례하여 내력이 안정적으로 증가하였으며, 연성거동을 하는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 합성보, 하이브리드 성형 보(HyFo Beam), 휨강도, 우력모멘트