

# 수평보강재가 있는 판형복부판의 극한전단거동에 관한 실험연구

## Experimental Study on Ultimate Shear Behaviour of Longitudinally Stiffened Plate Girder Web Panels

이 명 수<sup>1)</sup>

*Lee, Myung Soo*

**요 약 :** 판형복부판의 좌굴강도를 높이기 위하여 수평보강재나 수직보강재를 대는 방법이 많이 적용되고 있다. 경제적인 판형의 설계를 위하여 복부판의 두께를 얇게 하는 대신, 복부판의 전단강도를 높이기 위하여 수직보강재를 사용하게된다. 수직보강재가 있는 복부판의 극한전단강도의 산정에 관한 연구는 1960년 초반부터 활발하게 진행되어 왔고, 이 결과가 미국의 AASHTO 시방서(1973)와 영국의 British Standard(1983)에 처음 반영되어 현재에 이르고 있다. 수평보강재의 주 역할은 휨응력에 의한 복부판의 좌굴강도를 높이고 횡변위를 억제하는 것이지만, 부수적으로 전단강도를 증가시키는 효과가 있는 것으로 알려지고 있다. 하지만, 이에 대한 연구의 부족으로 인하여 수평보강재가 복부판의 극한전단강도에 미치는 영향이 실제 설계시 반영되지 않고 있다. 본 연구에서는 실험을 통하여 수평보강재가 판형의 극한전단거동에 미치는 영향을 조사하고 이를 기존의 이론들과 비교 검토하였다.

**ABSTRACT :** The thin web panels of plate girders often need to be reinforced with transverse stiffeners to increase the shear strength. Since early 1960s, extensive researches have been conducted on the ultimate shear strength of plate girder webs with transverse stiffeners. These results have been first adopted into AASHTO(1970) and British Standard(1983) Specifications for the determination of the ultimate shear strength of transversely stiffened web panels. Although the main purposes of reinforcing web panels with longitudinal stiffeners are to increase the buckling strength and to control the lateral deflections due to bending, it has been reported that the longitudinal stiffeners increase the shear strength. However lack of studies has kept the effects of the longitudinal stiffeners on the ultimate shear strength from the design of plate girder web panels. In the present study an experimental investigation is carried out in order to assess the increment of the ultimate shear strength of shear web panels due to the longitudinal stiffeners and the results are compared with the existing failure theories.

**핵심용어 :** 복부판, 판형, 수평보강재, 좌굴강도

**KEYWORDS :** Web panel, Plate girder, Longitudinal Stiffener, Buckling Strength

1) 정회원, 인천전문대학 공학부 토목과 교수

본 논문에 대한 토의를 1999년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

# 1. 서 론

복부판의 전단좌굴강도는 탄성좌굴강도와 후좌굴강도를 합하여 구하도록 되어있다. 1973년에 AASHTO의 허용응력설계편에서 처음 채택된 Basler의 제안식은 다른 이론식들에 비하여 실험결과와 비교할 때 상대적으로 큰 차이를 보이지만 설계에 적용하기가 매우 간편하다는 장점을 지니고 있기 때문에 LFRD편에서도 채택되었다<sup>(2)</sup>. Basler가 복부판 후좌굴강도를 고려한 극한전단강도의 추정을 위한 이론을 처음 발표<sup>(3,4,5)</sup>한 이후 이를 수정 보완한 많은 이론식들이 제안되었다<sup>(8)</sup>. 이 중에서 Rockey<sup>(11,12)</sup>가 제안한 식이 Basler의 식보다 실험값에 더 근접한 결과를 준다는 이유로 British Standard BS5400 (1982)<sup>(10)</sup>에 채택되었다.

판형의 높이가 큰 장대교량의 경우 복부판의 휨응력에 대하여 좌굴강도를 높이기 위하여 수평보강재(longitudinal stiffener)를 대는 방법이 사용된다. 기존의 파괴이론은 수직보강재만 있는 판형에 대한 것이 주가 되었다. 수평보강재가 있는 판형의 극한하중에 대한 거동에 관한 실험연구는 Cooper<sup>(7)</sup>가 1965년 처음 발표하였고 1974년 Rockey는 기존이론을 수평보강재가 있는 판형에 적용한 사례를 발표하였다<sup>(13)</sup>.

설계자들이 수평보강재가 있는 판형을 사용하는 가장 큰 이유는 얇은 복부판을 사용할 수 있다는 경제적인 이유이고 또다른 이유는 복부판의 횡방향처짐을 억제하고 이에 의해 피로수명을 개선하자는 데 있다. 하지만 수평보강재가 있는 복부판의 전단파괴거동에 대한 연구의 부족으로 인하여 후좌굴강도의 산정시 수평보강재의 영향을 고려하지 못하고 있다. 따라서 이와 같은 복부판 설계에 관한 문제점들을 고려할 때 수평보강재 및 수직보강재가 있는 복부판의 전단거동에 대한 보다 폭 넓은 실험 및 이론적인 연구의 필요성이 요구되고 있다.

본 연구에서는 실험을 통하여 수직보강재와 수평보강재가 있는 강판형의 복부판의 전단강도에 대한 파괴거동을 파악하여 그 동안 연구된 파괴이론을 분석하고, 수직보강재만 있는 경우와 비교하여 수평보강재의 전단강도에 대한 영향을 조사하였다.

## 2. 판형복부판의 전단파괴의 이론

### 2.1 수직보강재가 있는 복부판의 전단파괴이론

판형복부판의 전단좌굴강도는 탄성좌굴강도와 후좌굴강도를 합하여 구하도록 되어 있다. 토목구조물에 사용되는 판형복부판의 전단강도를 구하는 이론은 Basler<sup>(5)</sup>가 처음 발표한 이래 이의 미비점을 보완한 이론들이 많이 나왔다. 여기서는 대표적인 이론인 Basler 모델과 Rockey 모델 및 새로 발표된 Lee et al., 모델을 살펴본다.

#### 2.1.1 Basler 및 Rockey 모델

판형복부판의 극한강도는 복부판의 탄성좌굴강도와 후좌굴강도  $V_{pb}$ 의 합으로 얻어진다.

$$V_u = \tau_{cr} ht + V_{pb} \quad (1)$$

여기서 복부판의 탄성좌굴응력은 다음 식으로 구한다.

$$\tau_{cr}^{(elastic)} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(h/t)^2} \quad (2)$$

여기서  $E$ 는 탄성계수,  $\nu$ 는 푸아송비,  $h$ 는 복부판의 깊이,  $t$ 는 복부판의 두께이다. 그리고  $k$ 는 플랜지와 복부판의 접합면에서 경계조건과 형상비( $\alpha = a/h$ )에 따라 달라지는 좌굴계수(buckling coefficient)이다.

복부판이 전단작용하에 있게되면, 좌굴전에는 복부판 전체에 걸쳐 동등한 주인장응력과 주압축응력이 그림 1(b)와 같이 플랜지에 대해 45° 방향으로 발생하고, 하중이 좌굴강도이상

으로 증가하면 복부판은 추가적인 압축하중에 저항할 수 없게 된다. 그림 1(a)는 탄성좌굴 이전의 응력상태를 보여주고 있고, 이 상태에서 전단력이 점차 증가하면 복부판의 전단응력이 탄성좌굴응력  $\tau_{cr}$ 에 도달하게 되고 따라서 압축을 받는 방향으로 더 이상의 저항을 할 수 없게 된다. 탄성좌굴이후에 증가하는 전단력은 오직 밀변과  $\theta$ 의 각을 이루는 방향으로 발생하는 사인장응력(diagonal tension)  $\sigma$ 에 의해서만 지지된다. Basler는 일반적인 강판형의 경우, 플랜지가 복부판에서 발생하는 사인장응력

$\sigma$ 에 저항할 만큼의 충분한 강성을 갖지 못하기 때문에 그림 1(c)에서 보인 것 같은 항복영역(yield zone)이 형성되어 파괴에 이른다고 가정하였다.<sup>(8)</sup> 반면, Rockey et al.은 플랜지의 강성이 충분히 크기 때문에 플랜지와 접한 부분에서도 사인장응력이 발생한다고 보았다. 따라서, 복부판에 그림 1(d)과 같은 항복영역이 형성되면 강판형은 플랜지와 수직보강재가 이루는 뼈대구조로서 하중에 저항하게 되고, 그 결과로 플랜지에 소성힌지(plastic hinge)가 형성되어 스웨이 메커니즘(sway mechanism)으로 파괴된다고 가정하였다.

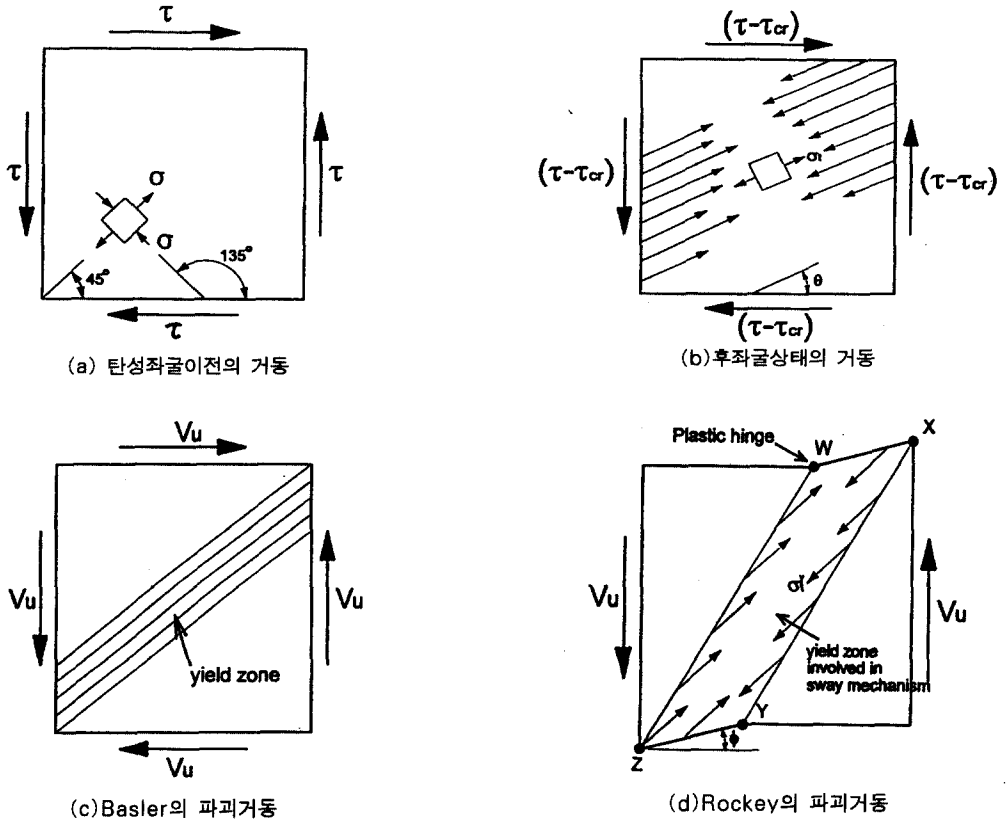


그림 1. 순수전단을 받는 복부판의 파괴메커니즘

2.1.2 Lee et al. 모델

Basler나 Rockey 등은 복부판의 외곽경계조건을 단순지지로 가정하고 전단좌굴계수를 구하

였다. Lee et al.은 삼차원 유한요소해석을 통하여 기존의 단순지지 가정방법이 실측값보다 전단좌굴계수의 크기를 과소평가하고 있으며, 평형 복

부판과 상하플랜지의 접합경계조건도 단순지지보다는 고정지지에 가깝다는 것을 알게 되었으며, 탄성전단좌굴응력에 대하여 아래와 같이 새로운 전단좌굴계수를 제시하고 있다<sup>(9)</sup>.

$$k = k_{ss} + \frac{4}{5}(k_{sf} - k_{ss}) \left[ 1 - \frac{2}{3} \left( 2 - \frac{t_f}{t_w} \right) \right]$$

for  $\frac{1}{2} \leq \frac{t_f}{t_w} < 2$

$$k = k_{ss} + \frac{4}{5}(k_{sf} - k_{ss})$$

for  $\frac{t_f}{t_w} \geq 2$  (3)

여기서  $k_{ss}$ 는 경계조건이 4변 단순지지일때의 좌굴계수이며,  $k_{sf}$ 는 2변은 단순지지이고 2변은 고정지지일때의 좌굴계수이다.  $t_w$ ,  $t_f$ 는 각각 복부판과 플랜지의 두께이다.

극한전단력중에 포함되어 있는 후좌굴강도는 극한전단력  $V_u$ 에서 탄성전단좌굴강도  $V_{cr}$ 을 감하므로써 구할 수 있다. 또한 많은 계산결과 소성전단력(plastic shear force)  $V_p$ 가 탄성전단좌굴강도  $V_{cr}$ 보다 클 경우에는 특수한 경우를 제외하고는 그들 차이의 약 40%가 후전단좌굴강도  $V_{pb}$ 에 해당한다는 것을 알고 다음식을 제안하였다<sup>(10)</sup>. 특수한 경우라는 것은 후좌굴강도  $V_{pb}$ 가 탄성좌굴강도  $V_{cr}$ 에 비하여 매우 작을 때이다.

$$V_{pb} = 0.4(V_p - V_{cr}) \quad (4)$$

여기서 소성전단력은 아래 식으로 구한다.

$$V_p = F_y / \sqrt{3} h t_w = 0.58 F_y h t_w \quad (5)$$

따라서 극한전단력은 아래와 같이 된다.

$$\begin{aligned} V_u &= V_{cr} + V_{pb} \\ &= V_{cr} + 0.4(V_p - V_{cr}) \\ &= V_p(0.6 V_{cr} / V_p - 0.4) \quad (6) \end{aligned}$$

## 2.2 수직보강재와 수평보강재가 있는 복부판의 파괴전단강도

수평보강재가 있는 판형의 전단강도를 구하는 방법은 크게 2가지 종류가 있다. Cooper는 수평보강재로 나뉜 각 복부판이 좌굴후 각각 따로 인장력장이 생긴다고 가정하여 전단강도를 구하였고 Rockey et al.은 수평보강재를 사용하더라도 플랜지와 수평보강재 사이에는 하나의 인장력장만 생긴다고 가정하고 있다.

### 2.2.1 Cooper 모델

Cooper는 수평보강재로 나뉜 각 복부판이 별도의 인장력장을 가진다고 보고 Basler의 전단강도이론식을 나뉜 각 복부판에 대하여 적용하였다. 그림 2와 같이 하나의 수평보강재가 있는 복부판의 극한전단강도는 2개의 나뉜 복부판의 전단강도의 합으로 구해진다.

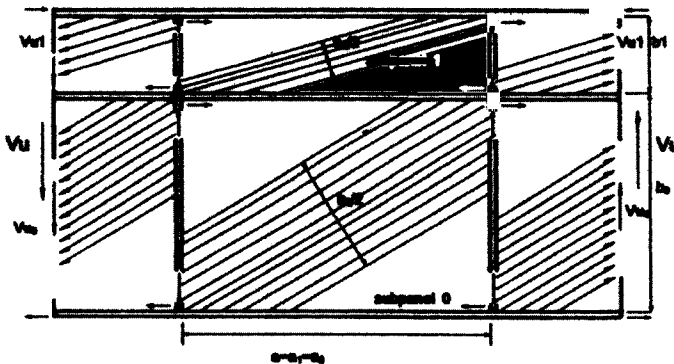


그림 2. 수평보강재가 있는 복부판의 인장력장 모델

### 2.2.2 Rockey 모델

Rockey et al.이 사용한 모델은 많은 실험결과를 보고 제안한 것으로 복부판에 생기는 인장력장은 수평보강재로 나누어도 전체적으로 하나의 인장력장만 생긴다는 이론이다. 따라서 이 이론에 의하면, 복부판의 나뉜 복부판 중 하나에 좌굴이 생기면 복부판 전체에 후좌굴인장력장이 생기게 되며 인장력장에 대한 수평보강재의 영향은 무시된다. 따라서 수평보강재가 있는 극한전단강도는 수평보강재가 없이 수직보강재만 있는 경우와 똑같은 방법으로 구한다. 단지 다른 점은 임계전단응력값을 달리 취한다. 수평보강재가 있는

복부판의 경우는 각 나뉜 판의 임계전단응력값 중 작은값을 취하게 된다. 또한 수평보강재가 있는 복부판의 경우 인장력장의 경사각은 복부판 전체의 경사각의 2/3값을 취한다.

### 3. 실험방법

극한전단거동에 관한 실험을 위하여 그림 3.과 같은 판형모델을 제작하였다. 판형모델의 기본형은 단순보의 형태로 높이는 60cm, 두께는 0.4cm로 세장비  $D/t$ 는 150이다. 수직보강재 및 수평보강재는 AASHTO 시방서규정에 의하여

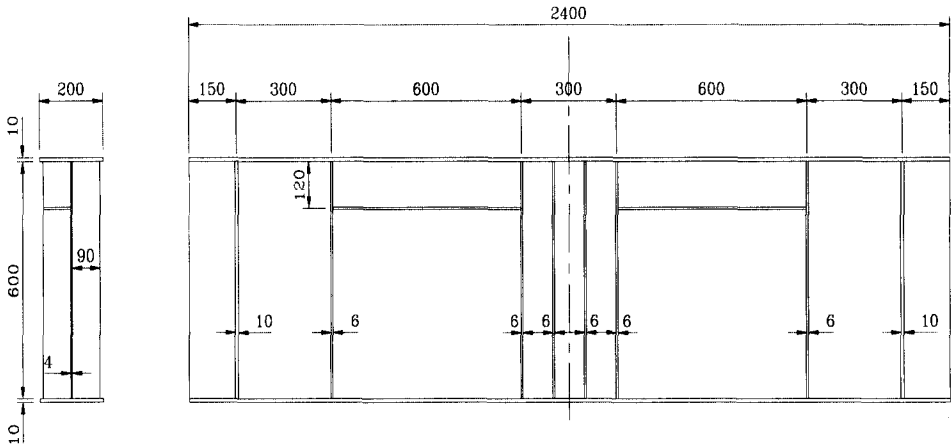


그림 3. 시험판형의 규격

표 1. 시험판형의 제원

판형번호	복부판높이 × 두께 × 폭 (mm)	세장비	플랜지폭 × 두께 (mm)	형상비	수직 및 수평보강재 규격(mm)	전길이 (mm)
F6-66A	600×4×600	150	200×6	1	6×90	2400
F6-66B	600×4×600	150	200×6	1	6×90	2400
F10-66A	600×4×600	150	200×10	1	6×90	2400
F10-66B	600×4×600	150	200×10	1	6×90	2400
F15-66A	600×4×600	150	200×15	1	6×90	2400
F15-66B	600×4×600	150	200×16	1	6×90	2400
F10-69A	600×4×900	150	200×10	1.5	6×90	3000
F10-69B	600×4×900	150	200×10	1.5	6×90	3000

표 1에서 A,B는 같은 규격으로 서로 다른 모델임을 표시한다.

설계하였고 복부판에 용접하여 설치하였다. 판형 복부판의 형상비는 수직보강재간격(a)대 높이(D)의 비율 a/D를 1.0과 1.5로 하였고 수평보강재의 위치는 압축플랜지로 부터 복부판높이의 0.2배되는 곳으로 하였다. 판형모델의 제원은 표 1과 같다.

극한전단강도의 이론적 예상값  $V_{th}$ 은 Rockey와 Cooper의 이론값을 기준하중으로 사용하였다. 하중은 용량이 200t인 U.T.M에 의해 예상하중의 2/3까지는 5t씩, 항복할 때까지 3t씩 증가시켜 극한전단강도를 구하였다. 하중은 지간의 중앙지점에 집중하중으로 가하였다.

인장시험편은 KSB 0801(금속재료 인장시험편)에 따라 각 판형복부판을 제작한 철판에서 잘라내 제작되었다. 시험기기는 ZWICK Material Testing Machine에 의하여 KSB 0802(금속재료 인장시험방법)에 따라 시험하였다. 인장시험의 결과는 표 2와 같다.

표 2. 재료의 기계적 성질

property No.	E-modulus (kg/mm <sup>2</sup> )	Yield stress (kg/mm <sup>2</sup> )	F - max (kg/mm <sup>2</sup> )	Strain at fracture (%)	Gauge length(mm)
F6-66A,B	23233.2	27.5	35.0	30.20	100.0
F10-66A,B	21487.4	28.0	36.0	28.62	100.0
F15-66A,B	24538.9	30.0	35.8	24.11	100.0

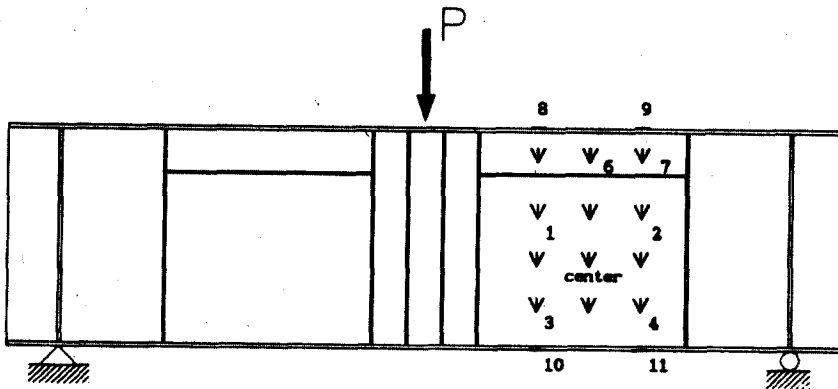


그림 4. 스트레인 게이지 위치

시험거더의 수직처짐은 지간의 중앙지점에 LVDT를 설치하여 하중증가에 따른 처짐을 구하였다. 계측기는 Data Logger Model TDS-301 (Terminal 10 points), Switching Box 2개(Terminal 30 points each)를 사용하였다. 복부판의 횡방향변위는 복부판에 부착된 dial gauge에 의해 각 하중단계마다 횡방향변위값을 읽었다.

스트레인 게이지(strain gauge)는 전자저항 게이지인 스트레인 로제트(strain rosette)를 사용하였다. 스트레인 게이지 제품은 Kyowa 제품으로 모델명은 type KFG-5-120-C1-11 (1-direction), -D17-11(3-direction)로써 길이는 5mm이다. 게이지의 위치는 그림 4에서 보는 바와 같다.

## 4. 결과 및 고찰

### 4.1 시험판형의 극한전단거동

하중-수직변위도는 각 시험 판형의 시험이력과 전반적인 거동을 파악하는데 편리하다. 그림 5 및 그림 6, 7, 8에서 수직처짐과 하중과의 관계

스러운 변위의 증가를 보인다. 이 하중에서 파괴가 시작되는 것으로 판단되며, 약간의 하중의 증가를 보인 후 극한전단강도값에 도달하고 있다. G5와 G12, G13 및 G10은 각각 F6-66와 F10-66, F15-66 및 F10-69에서 수평보강재가 없는 경우이다.

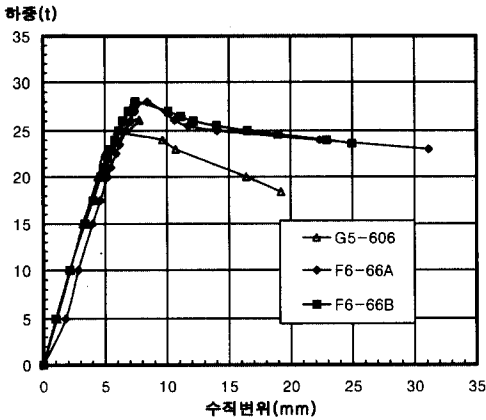


그림 5. G5와 F6-66A, B의 하중-수직변위도

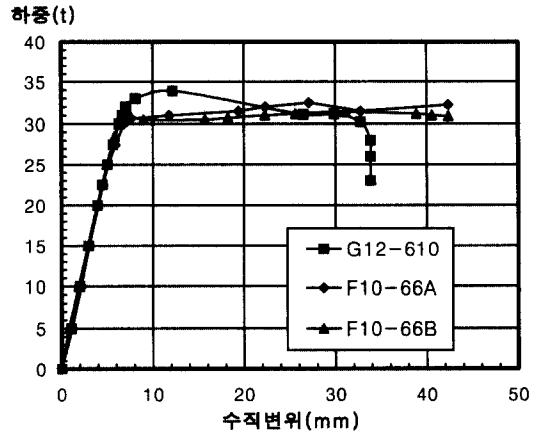


그림 6. G12와 F10-66A, B의 하중-수직변위도

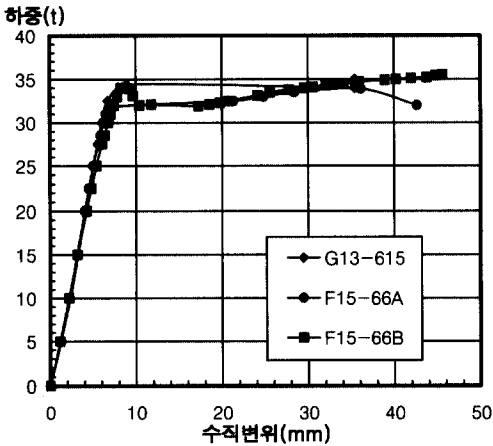


그림 7. G13과 F15-66A, B의 하중-수직변위도

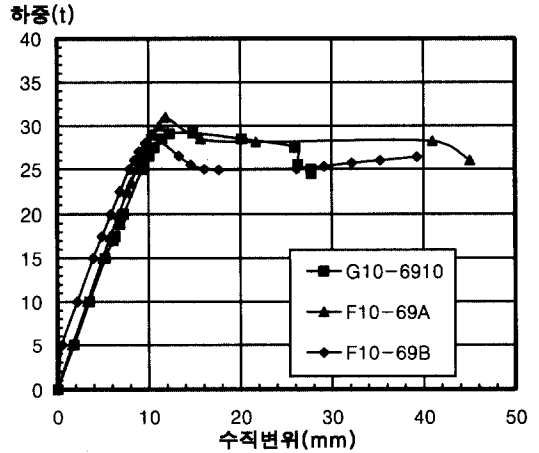


그림 8. G10과 F10-69A, B의 하중-수직변위도

수평보강재가 있는 경우, 극한전단강도  $V_u$  조금 전에서 심한 변위의 증가율을 보이다가 이내  $V_u$ 에 도달하고 변위는 이후에도 계속 증가하였다. 이에 반해 수평보강재가 없는 경우는 일단는 직선적으로 변화하다 한 점에서 갑자기 급작

파괴가 시작되면 하중의 증가는 전혀 보이지 않았다. 수평보강재가 있는 경우의 이러한 현상은 파괴메커니즘이 아래쪽 판형에서 먼저 좌굴이 일어나 파괴되고 위쪽 판형의 좌굴파괴가 약간의 시차를 두고 일어나기 때문으로 생각된다.

표 3. 횡변위값의 비교

수평보강재가 있는 경우	횡변위값 (mm):A	수평보강재가 없는 경우	횡변위최대값 (mm):B	A/B	기준하중 (ton)
F6-66A	0.84	G5-606	6.57	0.13	26.1
F6-66B	2.49	G5-606	6.57	0.38	26.1
F10-66A	5.59	G12-610	9.28	0.60	33.9
F10-66B	2.00	G12-610	9.28	0.22	33.9
F15-66A	2.78	G13-615	8.16	0.34	35
F15-66B	0.59	G13-615	8.16	0.72	35
F10-69A	0.36	G10-6910	11.6	0.03	29.25
F10-69B	0.84	G10-6910	11.6	0.07	29.25

표 3에서 F6-66등은 표1에서 보는 바와 같이 플랜지 두께 6mm, 복부판 높이 600mm, 폭 600mm로 수평보강재가 없는 경우이고, G5-606등은 같은 규격이나 수평보강재가 없는 경우로 정<sup>(1)</sup>의 시험판형이다.

수직보강재만 있는 경우의 파괴시의 최대 횡변위값을 수평보강재가 있는 복부판의같은 하중의 경우의 횡변위값과 비교하였다. 표 3에 의하면 수평보강재가 있는 경우, 같은 하중에 대한 횡변위가 수평보강재가 없는 경우에 비하여 72%에서 3%의 범위로 평균 31%였다. 이는 수평보강재가 복부판의 횡변위를 크게 억제하고 있음을 알 수 있다. 따라서 수평보강재가 복부판의 횡변위를 억제하여 좌굴저항강도를 증대시킨다는 주 기능에

큰 효과가 있음을 알 수 있다.

그림 9에서 그림 12까지 복부판의 변형도를 보면 파괴전까지는 양면에서의 변형도의크기는 서로 큰 차이를 보이지만 변화율은 상당히 비슷하게 나타나는 것을 알 수 있다.

그림에서  $\epsilon(B)$ 는 복부판의 뒷면의 변형도들의 미한다. 이와 같이 양면에서의 변형도가 서로 큰 차이를 보이는 이유는 면외휨변형 때문인 것으로 판단된다.

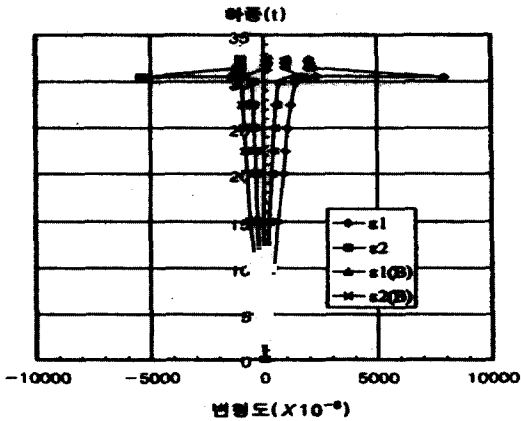


그림 9. F10-66A 복부판의 센터부위의 변형도

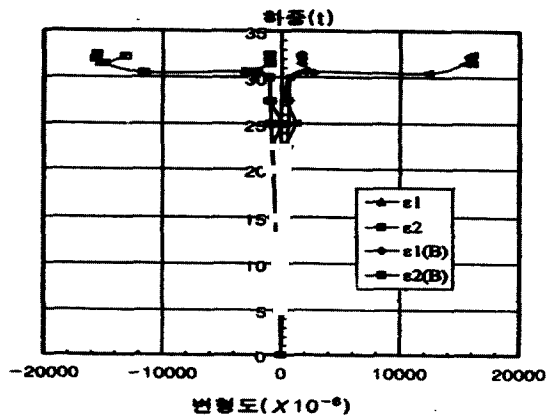


그림 10. F10-66A 복부판의 위치6의 변형도



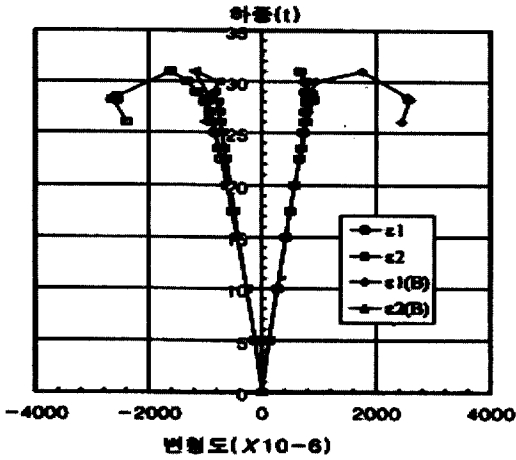


그림 11. F10-69A 북부판의 센터부위의 변형도

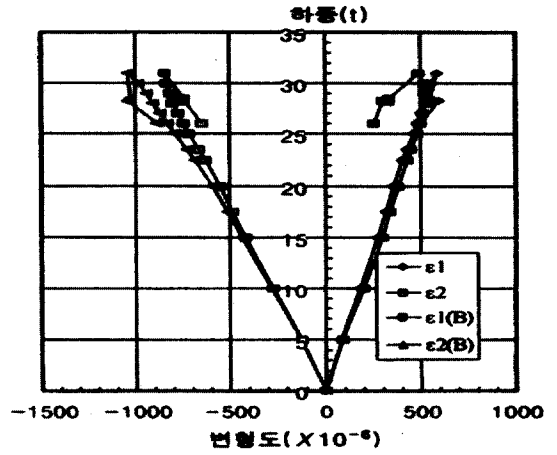


그림 12. F10-69A 북부판의 위치7의 변형도

이와 같은 실험의 결과는 Lee et al.<sup>(9,10)</sup>이 수행한 유한요소해석의 결과와 매우 비슷한 양상을 보여주고 있다. 그림 13과 그림 14에서 상부 플랜지의 종방향변형률은 극한전단강도값 가까이 직선적으로 변화하다가 갑자기 하중의 증가없이 큰 증가율을 보이고 있다. 이 하중점이 소성힌지

가 생기는 하중으로 보여진다. 이는 Rockey et al.이 제안한 바와 같이 플랜지의 휨강도가 판형의 극한강도능력에 크게 영향을 미치며 판형의 파괴모드가 상하플랜지의 소성힌지의 발생과 관련되어 있다는 것을 보여준다.

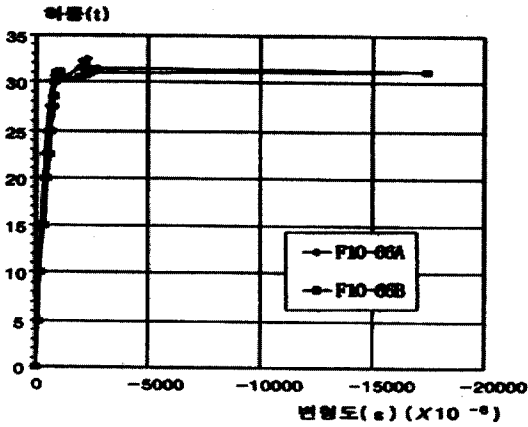


그림 13. F10-66A,B 상부플랜지의 변형도

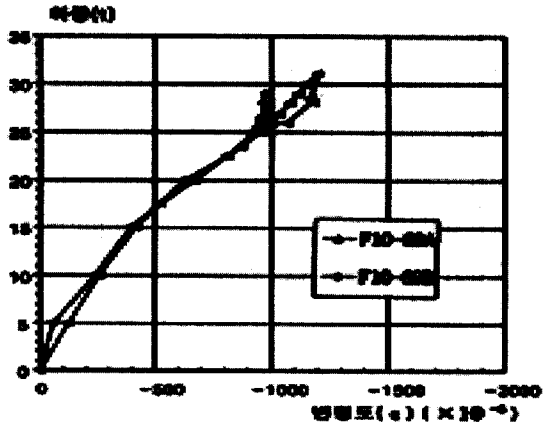


그림 14. F10-69A,B 상부플랜지의 변형도

플랜지의 파괴가 먼저 일어난 F10-66A,B의 경우와 형상비가 1.5인 F10-69A,B의 경우의 변형도는 극한하중까지 직선적으로 변형하다가 바

로 파괴되었다. 이는 소성힌지가 생기기 이전에 플랜지가 파괴된 것으로 보여진다. 또한 각 플랜지의 파괴하중은 판형전체의 파괴하중과 일치함

을 알 수 있다.

수직보강재가 있는 경우 인장력장의 거동은 각 모델별로 인장력장의 크기와 방향 폭 등에 대해 많은 이론이 있으며<sup>(8)</sup> 이론식과 일치하도록 많은 연구가 진행되고 있다. 수평보강재와 수직보강재가 있는 경우의 인장력장에 대한 모델은 2 종류로 구분할 수 있다. Cooper 모델은 수평보강재로 나뉘진 각 판형이 서로 독립적으로 각각의 인장

력장을 생성한다고 가정하고 있으며<sup>(7)</sup>, Rockey는 전 판형이 전체적으로 하나의 대각선방향의 항복대를 이루며 파괴되는 것으로 가정하고<sup>(13)</sup> 그 가정하에서 전단강도를 구한다. 그 외에도 Schweller<sup>(14)</sup>는 각 판형이 서로 평행을 이루며 생성되며 그 기울기는 약 45°의 각도를 이룬다고 발표하고 있다.



사진 1. F10-66A의 파괴형상

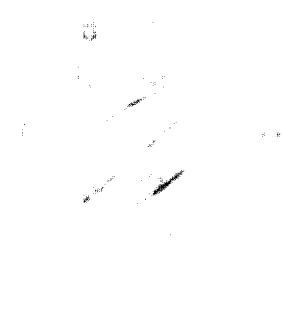


사진 2. F15-66B의 파괴형상



사진 3. F15-66A의 파괴형상

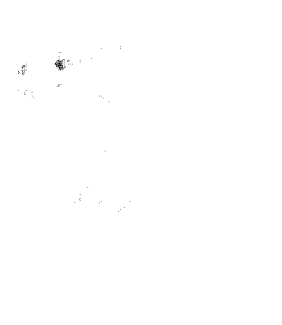


사진 4. F15-66B의 파괴형상

그러나 시험결과를 보면 아래 판형에는 판형의 대각선으로 좌굴이 생기고 위 판형에는 아래 판형과 같은 기울기를 가지는 좌굴이 생기고 있으며 소성힌지는 명확하게 생기지 않고 소성힌지로 추정되는 위치는 계산상의 위치와는 조금 차이를 보였다.

시험결과를 보면 수평보강재가 있는 경우의 인장력장은 아래쪽 판형에는 대각선방향의 인장력장이 생기고 위쪽 판형에는 아래쪽 판형과 평행한 방향의 인장력장이 생겼고 소성힌지의 위치는 Rockey 계산값과 일치하지 않았다.

## 4.2 극한전단강도

각 시험모델들에 대한 극한전단강도를 시험값과 계산에 의한 이론값을 비교하였다. 이론값은 Cooper이론과 Rockey의 이론식에 의하였으며 표 3과 같다. F6-66A, F6-66B는 플랜지의 강성부족으로 복부판의 좌굴이전에 플랜지의 좌굴이 발생하여 시험값을 복부판의 전단강도로 볼 수 없으므로 비교계산은 생략하였다. 6개의 시험판형의 시험값에 의해 그 경향을 판단하기는 어려우나, 표 5에 의하면, Cooper이론값에 대한 시험값의 비율은 1.14에서 1.35까지 분포되고 있으며 그 평균값은 1.22이다. Rockey이론에 대한 시험값의 비율은 0.84에서 0.94까지 평균비율은 0.90이다. 이 비율에 의하면 Cooper의 이론값은 22%정도 과소평가되고 있으며 Rockey의 값은 10%정도 과대평가되고 있음을 알 수 있다. 이는 Rockey이론이 플랜지의 역할을 크게 보았기 때문인 것으로 생각된다. Rockey이론값은 수직보강재만 있는 경우에도 약 13%정도 과대평가된 것으로 나타났다<sup>(1)</sup>.

그러나 표 4에서 보면, Rockey이론값은 플랜지두께가 10mm인 경우에는 형상비가 1.0인 경우 이론값에 대한 시험값의 평균비율이 0.89, 형상비가 1.5인 경우 평균비율 8.97을 나타내고 있고 플랜지 두께가 15mm인 경우는 이론값에

대한 시험값의 비율이 0.81이다. 이 비율에 의하면 Rockey이론은 플랜지의 역할을 너무 크게 보아 과대평가하지만 플랜지의 두께가 큰 경우가 얇은 경우보다 정확도가 떨어지는 것으로 나타나고 있다. 이러한 결과는 플랜지 두께의 전단강도에 대한 영향에 대해 연구가 더 필요함을 보여 준다.

표 5에서 수평보강재가 있는 경우의 극한전단강도값이 수직보강재만 있는 경우에 비해 얼마나 증가되나 살펴보았다. 표 5에서 사용한  $V_u$ (정) 값은 수평보강재가 없는 판형의 극한전단강도값으로, 정의 시험값을 사용하려했으나 시험재료의 항복응력과 탄성계수값이 달라 정의 시험값과 거의 일치하는 Lee식에 의한 이론값<sup>(1)</sup>을 사용했으며  $V_u$ (test)와  $V_u$ (Rockey) 및  $V_u$ (Cooper)는 수평보강재가 있는 판형의 극한전단강도값이다. 표 5에서 보면 수평보강재의 보강으로 인해 증대되는 극한강도는 Rockey이론에 의하면 평균 22%의 비교적 높은 증가율을 보이고 특히 복부판의 두께가 15mm인 F15-66A,B의 경우는 35%의 높은 증가율을 보인다. 그러나 시험값의 경우 증대된 전단강도의 양은 1.15ton에서 3.64ton 증가하여 평균 2.45ton이 증가되었다. 이를 증가율로 보면 5%에서 13%범위의 증가율을 보이고 평균적으로 보면 약 8%의 증가

표 4. 시험모델들의 극한전단력

모델번호	판두께×높이×횡폭(mm)	세장비	플랜지두께×폭(mm)	형상비	극한전단강도(t)
F6-66A	4×600×600	150	6×200	1	28
F6-66B	4×600×600	150	6×200	1	28
F10-66A	4×600×600	150	10×200	1	30.6
F10-66B	4×600×600	150	10×200	1	31.1
F15-66A	4×600×600	150	15×200	1	33.9
F15-66B	4×600×600	150	15×200	1	34
F10-69A	4×400×600	150	10×200	1.5	31
F10-69B	4×400×600	150	10×200	1.5	29

표 5. 수평보강재가 없는 경우의 강도와 수평보강재가 있는 경우의 시험값 및 이론값의 비교

판형 No.	규격 mm	Vu (정) ton	Vu (test) ton	Vu(Rockey) ton	Vu(Cooper) ton	Vu(test)/Vu(정)	Vu(Ro.)/Vu(정)	Vu(Co.)/Vu(정)
F10-66A	600×600×4	29.95	30.06	35.95	26.87	1.09	0.91	1.20
F10-66B	600×600×4	29.95	31.10	35.95	26.87	1.04	0.91	1.20
F15-66A	600×600×4	31.10	33.90	42.08	29.38	1.09	0.94	1.35
F15-66B	600×600×4	31.10	34.00	42.08	29.38	1.09	0.94	1.35
F10-69A	600×900×4	27.36	31.00	31.07	22.89	1.13	0.84	1.14
F10-60B	600×900×4	27.36	29.00	31.07	22.89	1.06	0.84	1.14
평 균						1.08	0.90	1.22

Vu(정)은 수평보강재가 없는 판형의 극한전단강도값으로 정<sup>(1)</sup>의 시험값이며 Vu(test)와 Vu(Rockey) 및 Vu(Cooper)는 수평보강재가 있는 판형의 극한전단강도에 대한 시험값과 Rockey 및 Cooper식에 의한 극한전단강도값이다.

을 보인다. 이러한 결과로 보면 수평보강재가 전단강도의 증대에는 크게 기여하지 못하는 것으로 판단되며 플랜지의 전단강도에 대한 영향이 Rockey식의 경우 과대평가되고 있는 것으로 보여진다.

## 5. 결 론

본 연구에서는 수평보강재가 있는 판형을 제작하고 판형복부판의 극한전단거동을 조사하였다.

본 연구 실험결과를 수직보강재만 있는 판형의 시험결과와 비교하고, 또 여러 이론들에 의한 이론값과 비교 검토하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 수평보강재가 있는 경우의 복부판휨변위는 수직보강재만 있는 경우의 휨변위의 평균 31%만 일어났다. 이같은 시험결과는 복부판의 휨변위를 억제시키는 수평보강재의 필요성을 입증한다.

2) 시험결과에 의하면 파괴후 판형 복부판의

좌굴형태는 Cooper의 이론이나 Rockey의 이론과 다른 형태를 보였다. 아래판형에는 대각선방향의 좌굴이 생기고 위쪽판형에는 아래쪽판형의 좌굴과 평행하게 좌굴이 생겼다. 플랜지상의 소성흔지 위치도 Rockey이론과 정확히 일치하지 않았다. 파괴후 복부판의 좌굴형태가 Cooper와 Rockey가 가정 한 인장력장의 형태와 달라 두 이론식이 실험값과 일치하지 않으므로 실험의 결과와 일치하는 이론식의 연구가 요구된다.

3) 실험에서 구한 극한전단강도값은 Cooper식에 의한 값보다 평균 22% 정도 크고, Rockey식에 의한 값보다 평균 10% 정도 작았다. Rockey식에 의한 값이 과대평가 됨은 플랜지의 영향을 너무 크게 보기 때문으로 판단된다.

4) 수평보강재로 인한 전단강도의 증가는 수평보강재가 있을 때, Rockey이론값은 평균 22%의 전단강도의 증가를 예측하고 있으나, 시험값의 경우는 평균 8%의 증가를 보였다. 시험결과에 의하면 전단강도의 증대는 크게 기대할 수 없음을 알 수 있으며 Rockey이론은 시험값에 비해 과대

평가하고 있음을 알 수 있다. 따라서 수평보강재가 압축플랜지로부터 복부판높이의 0.2배 위치에 있을 때는 AASHTO 등에서 권하는 바와 같이, 안전을 위하여 수평보강재에 의한 전단강도의 증가는 무시하는 것이 타당한 것으로 판단된다.

### 참 고 문 헌

- (1) 정준식, " 판형복부판의 극한전단거동에 관한 실험연구", 박사학위논문, 동국대학교 대학원 토목공학과, 1996.
- (2) AASHTO, Standard Specification for Highway Bridges, 11th ed., American Association of State Highway Officials, Washington, DC, 1973.
- (3) Basler, K and Thurlimann, B., "Strength of Plate Girders in bending," Transactions, ASCE 128, Part II, pp. 655-682, 1963
- (4) Basler, K., "Strength of Plate Girders under Combined Bending and Shear" Journal of Structural Div., ASCE 87, ST7, pp. 181-197, 1961.
- (5) Basler, K., "Strength of Plate Girders in Shear," Transactions, ASCE 128, Part II, pp.683-719, 1963
- (6) British Standard BS 5400, Part 3, 1982.
- (7) Cooper, P. B., "Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST2, Proc. Paper 5211, Apr., 1967, pp.419-452
- (8) Galambos, T. V., Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th ed. John Wiley & Sons., 1988.
- (9) Lee, S. C., Davidson, J. S. and Yoo, C. H., "Shear Buckling Coefficients of Plate Girder Webpanels," Journal of Computer and Structures, Vol. 59, No. 5, pp. 789-795,
- (10) Lee, S. C., and Yoo, C. H., "Ultimate Shear Strength of Plate Girder Web Panels under Pure Shear," Journal of Structural Engineering, ASCE, pp.184-194, February 1998.
- (11) Porter, D. M., Rockey, K. C., and Evans, H. R., "The Collapse Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear," The Structural Engineer, No.8. Volume 53, pp.313-325, August 1975,
- (12) Rockey, K. C., and Skaloud, M., "The ultimate Load Behaviour of Plate Girders Loaded in Shear," The Structural Engineer, No 1, Volume 50, pp. 29-47, January, 1972,
- (13) Rockey, K. C., and Evans, H. R., and Porter, D. M., "The Ultimate Shear load Behavior of Longitudinally Stiffened Reinforced Plate Girders," Symposium of Nonlinear Techniques and Behavior in Structural Analysis, Transport and Roads Research Laboratory, Crowthorne, England, pp.162-174, Dec., 1974,
- (14) Schueller, W., and Ostapenko, A., "Tests on a Transversely Stiffened and on a Longitudinally Stiffened Unsymmetrical Plate Girder," Welding Research Council Bulletin 156, New York, N.Y., Nov., 1970.
- (15) Task Committee on Longitudinally Stiffened Plate Girders of the ASCE-AASHTO Committee on flexural members of the Committee on Metals of the Structural Division. "Theory and Design of Longitudinally Stiffened Plate Girders," Journal of the Structural Division, ASCE, 104, ST4, pp.597-616. April 1978,

(접수일자 : 1999년 2월 8일)