

# 제형파형강판의 지압 거동에 영향을 미치는 기하학적 인자에 관한 연구

## A Study on the Geometric Parameters that Influence the Trapezoidally Corrugated Webs Under Partial Edge Loading

최용주<sup>1)</sup> · 이종원<sup>2)</sup> · 신철호<sup>3)</sup> · 이학은<sup>4)†</sup>  
Choi, Yong Ju · Yi, Jong Won · Shin, Chul Ho · Lee, Hak Eun

**요약 :** 파형 강판은 파형 형상으로 가공한 강판으로 교량, 건축물, 암거 등의 구조물에 많이 사용된다. 파형강판을 이용한 거더의 구조물 적용시 국부적인 면내 압축하중에 의해 크리플링현상이 발생할 수 있는데 높은 면외방향의 강성을 갖는 파형강판의 특성 때문에 보강재를 사용하지 않는 경우가 많이 있고 파형형상에 따라 지압하중의 경계조건이 달라진다. 몇몇 연구자들이 제형파형강판의 지압강도에 대한 연구를 하였으나 파형형상이 지압강도에 미치는 영향이 크게 고려되지 않았다. 따라서 본 연구에서는 이에 따른 영향을 유한요소해석법을 통하여 여러 가지 파형형상에 대한 변수해석을 하고 지압강도를 복부판 내하력과 플랜지 내하력으로 나누어 파형 형상과 지압강도와의 상관관계를 파악하였다.

**ABSTRACT :** The corrugated web is a plate that was manufactured with a corrugated shape. It is widely used in bridges, buildings, and culverts. A girder with a corrugated web can be crippled by local, in-plane compressive loads. Due to its high out-of-plane strength, however, a stiffener is usually not needed in trapezoidally corrugated plates, and the corrugated profile of the web can change the boundary condition of the edge load. Some researchers have studied the strength of the partial-edge loading of the trapezoidally corrugated web, but they have not considered the profile of corrugation in their studies. This paper investigates the influence of the corrugate profile. A parametric study was conducted on the shape parameter using the finite-element method. In this parametric study, the relationship between the corrugated shape and the partial-edge strength was also investigated by dividing the partial-edge strength into the web capacity and the flange capacity.

**핵심 용어 :** 제형파형강판, 지압, 크리플링, 소성힌지, 유한요소해석

**KEYWORDS :** Trapezoidally Corrugated Web, Partial Edge Loading, Crippling, Plastic Hinge, Finite Element Analysis

### 1. 서 론

파형강판은 구조용 강판을 파형 형상으로 가공한 것으로 컨테이너, 항공기, 교량, 건축물, 암거 등의 구조물을 건설하는 재료로서 사용되어지고 있으며 그 형상도 다양하게 발전하고 있다. 파형강판복부판은 일반적인 강판보다 높은 면외 방향 강성을 갖기 때문에 보강재를 사용하지 않을 수 있다. 따라서 일반적으로 보강재를 복부판에 용접하여 보강한 거더에 비해

자중을 30~60%정도 감소시킬 수 있으며 이로 인해 장기간의 적용이 가능하므로 추가적인 경제적 이익을 얻을 수 있다 (Hamilton, 1993). 보강재를 사용하지 않기 때문에 일반적인 강판 거더에 비하여 희로에도 강한 것으로 알려져 있으며(Elgaaly 등, 1997) 파형강판을 콘크리트 합성형 구조에 적용할 경우 복부판의 교축방향 강성이 거의 없는 파형강판 특유의 아코디언효과로 인하여 프리스트레스 도입 효율이 향상된다.(Huang 등, 2004) 이러한 장점으로 인하여 1980~

1) 고려대학교 사회환경시스템공학과 석사과정(yongpal@byus.net)

2) 정회원, 고려대학교 사회환경시스템공학과 박사과정(yima@korea.ac.kr)

3) 정회원, 현대건설기술개발원 상무(chshin@hdec.co.kr)

4) 교신저자, 정회원, 고려대학교 사회환경시스템공학과 교수, 공학박사

(Tel : 02-3290-3315, Fax : 02-928-5217, E-mail : helee@korea.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2006년 8월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

90년대에는 프랑스에 과형강판의 특성을 활용한 복합교량이 건설되기 시작하였으며 일본에서도 과형 강판을 이용한 복합교량들이 다수 건설되어있고(加藤 등, 1997a, 1997b ; 水口 등, 1998) 국내에서도 복부판이 과형강판으로 이루어진 거더 교량이 현재 시공되고 있다.

과형강판을 이용한 거더를 구조물에 사용할 경우 사용중 차량의 바퀴, 시공 중의 크레인 하중, 지점의 반력 등에 의해 국부적인 면내 압축하중이 생길 가능성이 있는데 이러한 하중이 과도하게 작용할 시 구조물 전체에서 휨이나 전단에 의한 파괴가 발생하기 전에 하중이 재하되는 곳에서 지압하중에 의한 크리풀링(crippling)이 발생할 수 있다. 과형강판은 높은 면외방향 강성에 의해 보강재를 사용하지 않을 가능성이 크고 과형형상에 의해 크리풀링에 대한 거더의 경계조건이 달라지기 때문에 기존 연구자들의 평판을 이용한 거더의 크리풀링 예측식을 그대로 사용할 수가 없다.

과형강판 복부판의 전단에 대해서는 연구가 활발히 되었으며 국내에서도 연구가 수행되어진 적이 있으나(길홍배 등, 2004, Gil 등, 2005 ; 문지호 등, 2004), 과형강판을 가진 거더의 지압에 대한 연구는 전단에 비하여 활발하게 이루어지지 않았으며 기존의 평판 복부판의 거더에 대한 지압에 대한 식을 수정하는 방법으로 수행되었으며(Luo 등, 1996; Elgaaly 등, 1997), 국내에서는 압출공법으로 시공중인 과형강판 복부판 교량의 압출중 크리풀링의 안정성에 대한 연구가 수행되었다(이종원 등, 2004). 이러한 연구결과에서 제시된 지압강도 예측식은 과형 형상에 따른 지압강도의 변화를 잘 고려하지 못하기 때문에 과형강판의 기하학적 인자들이 지압거동에 미치는 영향에 대한 분석이 필요하다. 따라서 본 연구에서는 기하 및 재료 비선행을 고려한 유한요소해석을 이용하여 제형과형강판의 과형형상에 따른 변수해석을 수행하여 과형형상이 지압강도에 미치는 영향을 분석하였다.

## 2. 기존 연구자의 과형강판 지압강도 산정

제형 과형강판의 지압강도 산정에 관한 기존 연구는 Luo(1996)와 Elgaaly(1997)의 연구가 있다.

Luo(1996)는 과형강판의 지압강도에 크게 영향을 미치는 변수를 6가지로 선정하였고 이를 이용하여 Bergfelt (1974)의 평판의 지압강도 산정을 위한 실험식의 계수를 수정하였다. Luo의 연구에서 선정된 6가지 변수는 (1)재료모델의 변형률 경화(strain-hardening)의 유무 (2)절곡부의 가공경화 (3)초기결함(initial imperfection) (4)하중의 위치 (5)하중의 분포 (6)기하학적 변수이다. 유한요소해석을 통해 나타난 이들 변수의 영향은 다음과 같다. (1)변형률 경화 모델

의 경우는 완전 탄소성 모델보다 8~12%강도가 높으며 (2) 절곡부의 가공경화는 영향을 미치지 않고 (3)전체 초기변형은 강도에 영향을 미치지 않으나 국부 초기변형은 변형량이 복부판두께의 절반일 때 7%의 강도감소를 미치며 (4)하중의 위치에 따라 수평패널 - 절곡부 - 경사패널 순으로 강도가 높아지고 (5) 하중폭이 넓을수록 강도가 높아지며 (6) 경사패널의 각도가 커질수록 플랜지와 복부판의 두께가 클수록 강도가 높아진다. 이 결과들을 바탕으로 Luo는 Bergfelt (1974)가 제안한 바 있는 평판거더의 지압강도 산정식의 계수를 수정하여 과형강판의 지압강도 산정을 위해 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$P_u = 15.6 \gamma_a \gamma_c t_f t_w F_{yw} \quad (1)$$

$$\gamma_a = \frac{a+c}{a+b} \quad \text{for } t_f/t_w \geq 3.82 \quad (2a)$$

$$\gamma_a = 1 \quad \text{for } t_f/t_w < 3.82 \quad (2b)$$

$$\gamma_c = 1 + \frac{1}{240} N \quad (3)$$

여기서  $P_u$ 는 지압강도를,  $t_f$ ,  $t_w$ 는 각각 플랜지와 복부판의 두께를,  $F_{yw}$ 는 복부판의 항복강도를,  $N$ 은 하중의 교축방향 폭을 나타내며  $N$ 의 단위는 mm이다.  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$ 는 과형형상의 변수로 그림 1과 같으며 본 논문 전체에서 과형 형상의 변수를 그림 1로 통일한다.

Luo는 과형강판의 특성을 지압강도 산정식에 반영하기 위하여 Bergfelt의 평판 지압강도 산정식에서  $\gamma_a$ 와  $\gamma_c$ 를 추가하였으며 이는 각각 형상에 따른 강도의 차이, 하중폭에 따른 강도의 차이에 따른 계수이다.

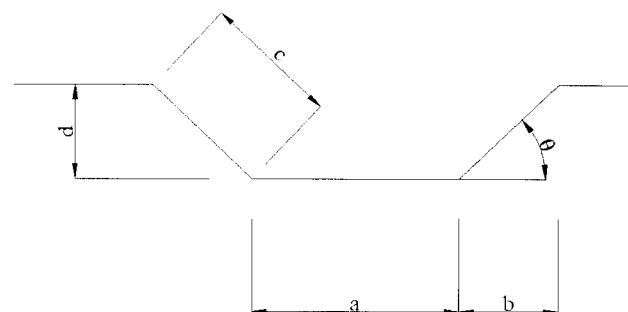


그림 1. 과형형상의 변수

Elgaaly(1997)는 표 1과 같이 4가지의 과형형상에 대하여 플랜지와 복부판의 두께와 항복강도를 변수로 변수해석을 하였다.

표 1. Elgaaly가 고려한 파형형상

제원	$a$ (mm)	$a/d$	$b$ (mm)	$\theta$ (deg)
Profile 1	146	1.4	103	45
Profile 2	76	1.4	54	45
Profile 3	140	2.8	50	45
Profile 4	20	1.4	12	50

표 1의 4가지 파형 형상 중 Profile 1과 Profile 2는 공통적으로  $a/d=1.4$ 이고  $\theta=45^\circ$ 로 파형의 비가 같으면서 전체적인 크기가 다른 파형형상이고, Profile 3은 Profile 1, 2에서 경사패널의 길이가 절반으로 줄어든 형상이며, Profile 4는 Profile 1, 2에서  $\theta$ 가  $50^\circ$ 로 바뀐 단면이다. Elgaaly는 이 중 Profile 1, 2의 결과를 위주로 식을 제안하였다. 하중은 수평패널이 있는 플랜지 전체에 재하되는 하중과 경사패널이 있는 플랜지 전체에 재하되는 하중 2가지를 고려하였다.

변수해석 결과를 바탕으로 지압강도를 복부판 내하력(Web capacity)과 플랜지 내하력(Flange capacity)으로 나누어 이를 합한 값이 지압강도가 된다는 식을 제안하였다. Elgaaly에 의해 제안된 식은 다음과 같다.

$$P_u = P_{fl} + P_w \quad (4)$$

$$P_{fl} = \frac{4M_{pf}}{[\alpha - (N/4)]} \quad (5)$$

$$\alpha = [(F_{yf}b_f t_f^2)/(2F_{yw}t_w)]^{0.5} + N/4 \quad (6a)$$

$$\alpha_{\min} = N/2 \quad (6b)$$

$$P_w = (EF_{yw})^{0.5}t_w^2 \quad (7)$$

여기서  $E$ 는 복부판의 탄성계수이며  $b_f$ 는 플랜지의 폭,  $F_{yf}$ 는 플랜지의 항복강도,  $M_{pf}$ 는 플랜지의 소성모멘트이다. 식 (6a), (6b)에서  $\alpha$ 는 하중이 재하되는 상부플랜지에서 생성되는 소성힌지 사이의 거리이며 식 (6a)의 값이 하중폭의 절반보다 작을 경우에는 식 (6b)를 적용하여  $\alpha_{\min}$ 을  $\alpha$  대신에 사용한다.

복부판 내하력은 식 (7)과 같은 형태이며 Bergfelt (1971, 1979)의 제안식을 이용하였다. 평판에서 크리풀링이 발생하는 하중을 구하는 Bergfelt의 제안식은 아래와 같다.

$$P_u = k(EF_{yw})^{0.5}t_w^2 \quad (8)$$

식 (8)에서  $k$ 는 플랜지와 복부판의 두께비로 결정되는 계수이다.

플랜지 내하력은 식 (5)의 형태이며 Roberts의 3힌지 파괴모델(Robert 등, 1981)에서 유도된 식을 수정하여 사용하였다. 평판에서 3힌지 파괴모델에 의하여 지압파괴가 일어나는 경우의 이론식은 그림 2와 같은 형태로 플랜지의 양단 보강재와 만나는 부분에 부모멘트에 의한 소성힌지가 발생하고, 양단 보강재의 사이에서 정모멘트에 의한 소성힌지가 발생하여 플랜지가 지압하중에 의한 파괴가 일어난다는 이상화된 모델을 토대로 유도되었으며 강도는 식 (9)과 같다.

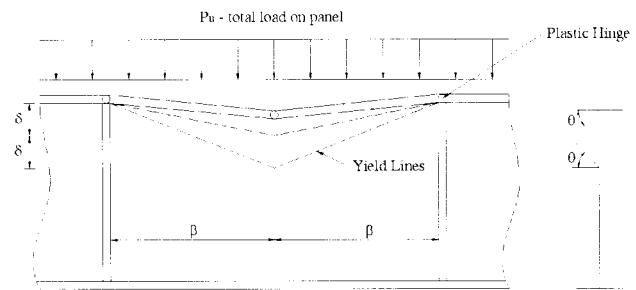


그림 2. 3힌지 파괴모델의 이상화된 형상

$$P_u = \frac{8M_f}{\beta} + \frac{8\beta M_w}{\delta \cos \theta} \quad (9)$$

식(9)에서  $M_f$ 는 플랜지의 소성모멘트,  $M_w$ 는 복부판의 소성모멘트이며  $\frac{8M_f}{\beta}$ 를 플랜지 내하력으로  $\frac{8\beta M_w}{\delta \cos \theta}$ 를 복부판 내하력으로 분류할 수 있다.

Luo의 제안식에서는 파형형상에 따른 계수를 고려하였으나 지압강도에 영향을 미치는 파고, 경사패널의 길이, 파형각에 따른 각각의 요소를 식 (2)와 같이 파형강판의 소요길이와 교축방향길이에 따른 비로만 나타내어 각각의 요소의 변화에 따른 강도의 변화를 고려하지 못하며 플랜지의 강도가 지압강도에 미치는 영향이 고려되지 않고 있다. 반면에 Elgaaly의 제안식은 지압강도를 복부판 내하력과 플랜지 내하력으로 나누어 비교적 상세하게 적용하였으나 파형형상과 하중폭에 따라 변하는 지압강도를 반영하지 못하고 있다.

### 3. 유한요소해석을 이용한 변수해석

#### 3.1 해석 모델 및 검증

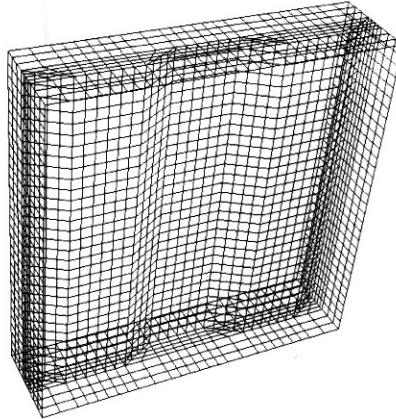


그림 3. 해석 Model의 형상

파형강판의 지압강도 산정을 위한 변수해석에는 범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS(HKS, 2002)를 사용하였다. 해석 모델은 그림 3과 같이 플랜지, 보강재 및 파형 복부판으로 구성되어 있으며 모두 8절점 5자유도 웨 요소(S8R5)를 사용하였다. 해석 모델의 높이는 가로길이와 같은 정사각형으로 결정하였으며 단순 지지되어 있다.

대상 강재는 그림 4와 같이 항복강도 248.21MPa, 극한강도 273.72MPa이며 탄성계수가 200GPa, 푸아송 비 0.3인 강재를 대상으로 하였다.

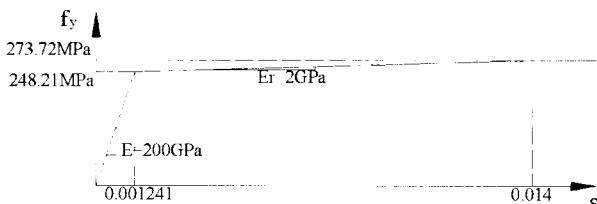


그림 4. 대상 강재의 재료모델

플랜지와 보강재는 폭 203mm, 두께 12.7mm로 결정하였으며 복부판의 두께는 2.66mm로 결정하였다.

해석모델의 길이에 따라 길이가 너무 짧은 경우 실험체 양단의 보강재가 지압하중에 대하여 실제 보강재의 역할을 하여 지압강도가 크게 나타나고 반대의 경우 해석시간이 길어지며 특정 길이 이상 길어질 경우 좌굴이 일어난다. 해석모델의 길이에 따른 해석을 수행하였으며 결과는 그림 5와 같다. 그림 5와 같이 5의 위치를 지나면 강도가 거의 일정하게 수렴되며 해석모델의 길이가 9의 위치를 지나면 면외방향의 변위가 나타나기 시작한다.

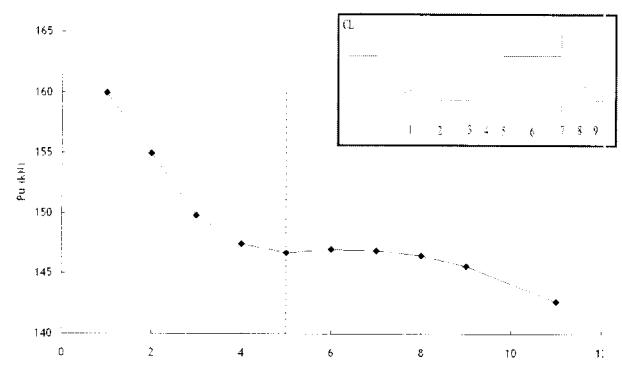


그림 5. 해석모델의 길이 결정

길이가 고정된 수평패널의 요소수를 기준으로 요소의 크기에 따른 영향을 파악하여 요소의 크기를 결정하였으며 그림 3과 같이 수평패널을 6개의 요소로 나누는 크기로 결정하였다.

모델링에 대한 검증을 위하여 위에서 결정된 해석모델의 길이와 요소의 크기로 Elgaaly(1997)의 실험 결과와 비교하였다. 검증에 사용된 실험체는 그림 6과 같이  $a=130\text{mm}$ ,  $c=157\text{mm}$ ,  $\theta=40^\circ$ 인 실험체로서 하중의 폭( $N$ )이 0인 선하중에서부터 146mm까지 5가지의 하중에 대하여 실험을 실시하였으며 하나의 실험체로 하중의 위치와 폭을 달리하여 실험하였다. 이 중 3번째부터의 하중은 첫 번째와 2번째의 하중으로 인하여 영구변형이 많은 상태에서 이루어진 실험이기 때문에 결과를 신뢰할 수 없어서 제외하고 Case 1과 Case 2의 2가지 하중에 대하여 해석모델을 검증하였으며 결과는 표 2와 같다.

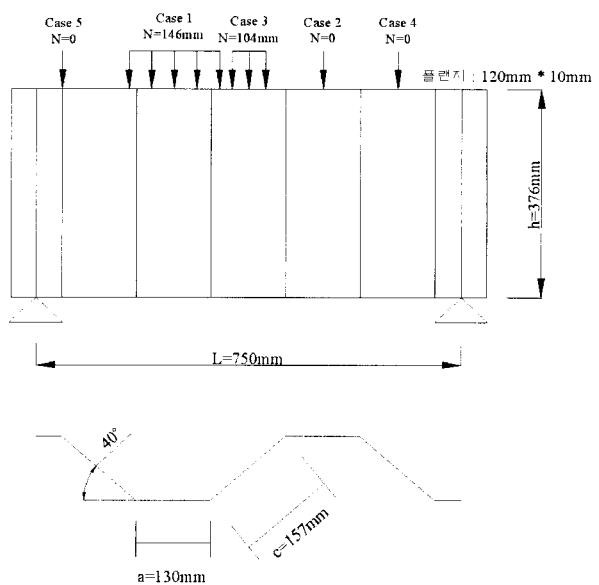


그림 6. 검증용 해석 모델

표 2. 해석모델의 검증결과

Case	실험결과	검증모델의 결과	Elgaaly의 FEM 결과	검증모델/실험 결과
1	131.269kN	124.020kN	107.02kN	0.945
2	82.32kN	82.086kN	78.94kN	0.997

Case 1은 하중이 재하되는 지점 위에 25.4mm 두께의 강판을 두어 강판의 강성에 의하여 실험에서 나타난 강도가 Elgaaly의 해석보다 높게 나타나 검증모델은 실험과 같은 조건으로 하중이 재하되는 위치에 강판을 두었으며 이후 변수해석에서 하중판을 모사하지는 않았다.

실험 결과를 비교한 결과, Case 1에서는 실험결과보다 약 5.5% 적은 강도를 보이며 Case 2에서는 실험결과와 거의 일치하여 해석모델은 적정하다고 판단된다.

변수해석은 하중의 폭, 경사폐널의 각도 및 과형높이를 변수로 두어 실시하였으며 하중은 그림 7과 같이 수평폐널 전체에 재하되는 하중 (Load case 1), 수평폐널의 절반에 재하되는 하중 (Load case 2), 수평폐널 가운데의 선하중 (Load case 3)의 3가지를 고려하였다. 표 3과 같이  $a$ 를 146mm로 고정시키고  $a/d$ 의 비를 2부터 10까지 6가지의 경우를 고려하여  $d$ 의 값을 다양화하고  $\theta$ 는 10°에서 50°까지 10° 간격으로 변화시켜 5가지의 경우를 고려하여 이를 조합함으로서 다양한 과형형상을 만들었다. 일반적으로 교량의 복부판으로 사용되는 과형강판은 파고가 수평폐널의 길이보다 긴 경우는 거의 없으므로  $a/d$ 의 비가 2보다 작은 경우는 고려하지 않았으며 과형각이 10°보다 작은 경우나 50°보다 큰 경우도 거의 없으므로 이 또한 고려하지 않았다.

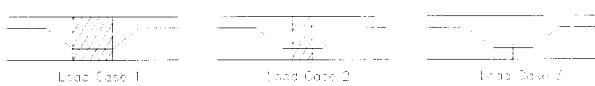


그림 7. 하중의 종류

표 3. 변수해석에 사용된 변수

변수	값	비고
$a$	146mm	고정
$a/d$	2,3,4,5,7,10	7,10은 Load case 1만 적용
$\theta$	10°, 20°, 30°, 40°, 50°	
Load case	1, 2, 3	
Total	$29 + 19 + 19 = 67$ 개	

\*  $a/d=2$ 인 경우,  $\theta=10^\circ$ 인 경우 제외

$a/d=2$ 인 경우  $\theta$ 가 10°인 경우는 경사폐널보다 2배 이상 길어 일반적으로 교량의 복부판으로 사용되는 제형파형강판의 범위를 벗어나는 형상이기 때문에 변수해석 모델에서 제외하였다.

### 3.2 해석 결과

파형강판의 지압하중에 의한 파괴의 형태는 기본적으로 일반 평판 거더의 파괴와 같은 형태로 나타나며 파괴형상은 그림 8과 같다.

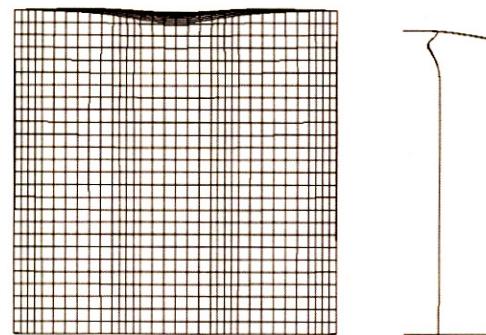


그림 8. 파괴시 변형모습

파괴형상은 하중이 재하되는 상부플랜지에 휨이 발생하며 복부판도 플랜지와 같이 거동하여 하중이 재하되는 지점 하부의 플랜지와 인접한 복부판에서 국부적으로 면외방향의 변위가 발생한다. 이는 과형강판의 경우에도 Roberts의 3한지파괴모델이 적용됨을 나타낸다.

#### 3.2.1 기존 이론과의 비교

과형강판의 지압강도는 과형형상 및 하중의 폭에 따라 차이가 나타나지만 기존 연구자들의 연구에서는 이러한 경향의 고려가 미비하며 결과는 아래와 같다.

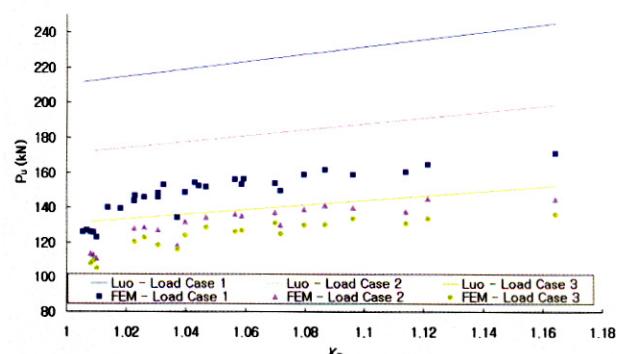


그림 9. Luo의 제안식과 본 연구의 유한요소해석과의 비교

Luo의 제안식과 유한요소해석결과인 지압강도와의 비교가 그림 9에 나타나 있다. 그림 9의 수평축은 Luo의 제안식에서 과형형상의 계수인  $\gamma_a$ 이며  $\gamma_a$ 의 값이 1인 경우 과형이 없는 평판을 의미하며 1에 가까울수록 파고가 낮고 경사패널의 길이가 짧은 평판에 가까운 형상이 되고 1에서 멀어지는 경우 파고가 높고 경사패널의 길이가 긴 형상을 의미한다. 그리고 수직축은 강도이며 선은 Luo의 제안식이고 점은 해석 결과이다. 그림 9에서 Luo의 제안식은 전체적으로 지압강도를 과대평가하는 것을 알 수 있었다. 한편 Load case 1에서는 해석결과와 Luo 제안식의 결과간의 비가 0.666이며 Load case 2에서는 0.723, Load case 3은 0.893으로 나타나 하중간격이 좁아질수록 제안식과 유한요소해석값의 차이가 줄어듦을 알 수 있었다. 이는 Luo의 제안식이 하중폭이 넓어짐에 따라 증가하는 지압강도의 양을 크게 예측하였기 때문이다. 반면에 Load case 3의 경우는  $\gamma_a$ 가 작은 모델을 제외하고는 비교적 강도를 잘 예측하는데  $\gamma_a$ 가 작은 모델은 파고가 낮고 과형의 각도가 작은 모델에 해당한다.

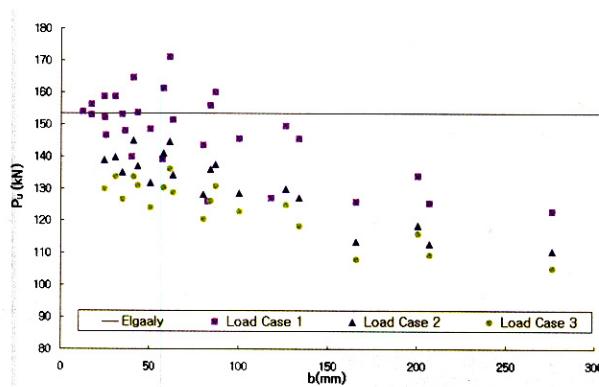


그림 10. Elgaaly의 제안식과 본 연구의 유한요소해석과의 비교

Elgaaly의 제안식과 해석결과와의 비교는 그림 10에 나타나 있다. 그림 10에서 수평축은 모델의 경사패널의 수평방향 투영길이를 의미하고 수직축은 강도를 의미한다. 실선은 Elgaaly의 제안식을, 점은 각각의 하중에 대한 유한요소해석 결과를 나타낸다. Elgaaly의 제안식은 과형형상에 따른 변수가 없고 하중폭이나 하중의 위치에 따른 변화도 고려하고 있지 않기 때문에 본 연구의 해석모델에 대하여 제안식을 이용하여 강도를 산정할 경우 153.48kN으로 일정한 값이 된다.

Elgaaly의 제안식과 Elgaaly의 FEM 결과를 비교하면 Profile 1의 FEM과 제안식의 비의 평균값은 1.062이며 Profile 2, 3, 4의 경우에는 각각 1.113, 0.817, 1.137이 된다. 본 논문의 유한요소해석의 결과와 비교하여 보면  $a/d$ 의 비와  $\theta$ 가 Elgaaly의 Profile 1과 Profile 2의 값에 가까

운 단면의 수평패널 전체에 재하되는 하중(Load case 1)에서는 Elgaaly의 제안식이 잘 맞으나,  $a/d$ 의 비와  $\theta$ 가 달라지는 경우, 하중폭이 줄어들 경우에는 그의 제안식이 잘 맞지 않는다. 이는 Elgaaly의 제안식이 과형형상의 변화에 따른 지압강도의 변화를 고려하지 않고 플랜지와 복부판의 강도와 부재의 두께만을 고려하여 지압강도의 식을 제안하였기 때문이다.

### 3.2.2 과형형상에 따른 경향성 분석

다양한 과형형상에 따른 변수해석결과인 모델별 지압강도를 바탕으로 과형형상과 강도와의 관계를 분석하였다.

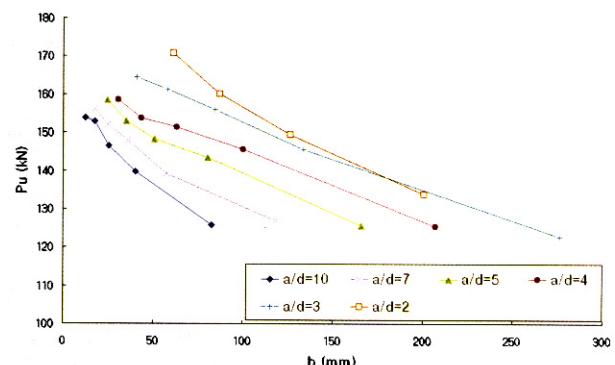


그림 11. 경사패널의 투영길이에 따른 지압강도

경사패널의 투영길이에 따른 지압강도는 그림 11과 같다. 그림 11은 Load case 1의 결과를 나타낸 그래프이며 Load case 2와 Load case 3에서의 결과도 이와 비슷한 경향을 나타낸다. 그림 11의 수평축은 경사패널의 수평방향투영길이를 의미하고 수직축은 각각 모델의 지압강도를 의미한다. 그림 11의 각 선들은 각각 과형의 파고가 같은 모델들이다. 파고가 같은 경우 경사패널의 수평방향투영길이( $b$ )가 길어지면 지압강도는 줄어들며, 경사패널의 투영길이가 같을 경우에는 과형의 파고가 높을수록 지압강도가 높아진다. 이는 파고가 높아질수록 파고에 의하여 경사패널이 보강재로서 역할을 하기 때문인 것으로 판단된다. 반면에 파고가 높은  $a/d=3$ 인 모델과  $a/d=2$ 인 모델 사이는 다른 모델 사이보다 그래프 사이의 간격이 좁은 것을 알 수 있는데 이는 파고가  $a/d=3$ 이 상이 될 경우에는 충분히 보강재로서의 역할을 하기 때문인 것으로 판단된다.

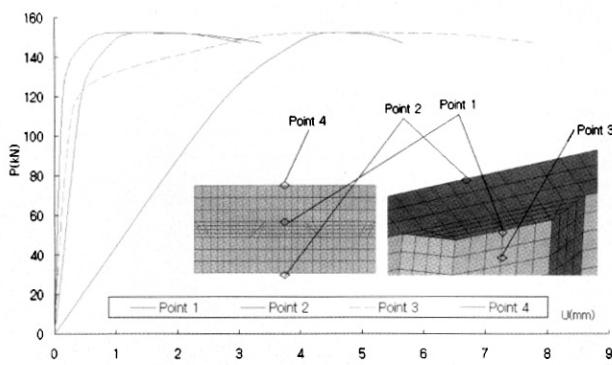


그림 12. 모델의 각 점에서의 하중-변위 그래프

표 4. 플랜지 위치별 변위 비교

하중 (kN)	Point 2 / Point 1	Point 4 / Point 1
10.23	6.7031	0.2642
114.01	6.6189	0.3017
152.29	3.1735	0.7907
146.97	1.8673	1.1089

그림 12는  $a/d=4$ ,  $\theta=30^\circ$ 인 모델에 Load case 1을 재하하였을 때 각 점에서의 하중-변위 그래프이며 수직축은 모델에 작용하는 하중을, 수평축은 변위의 양을 나타낸다. Point 1, 2, 3, 4의 위치는 그림 12의 우측 하단에 나와 있는 것과 같으며 Point 1, 2, 4는 플랜지의 수직 변위를, Point 3은 복부판의 면외방향 변위를 나타낸다. 플랜지의 각 위치별 변위의 비는 표 4에 정리하였다. 플랜지 위치별 상대 변위는 상부 플랜지의 경우 Point 2가 Point 1보다 크며 하중이 114kN이 될 때까지는 둘 다 선형으로 상대적인 변위의 비도 거의 같게 유지되나, 하중이 이를 넘어서면 두 점 사이의 변위의 차이가 줄어들어 임계하중을 넘어서면 이 편차가 더욱 줄어든다. Point 1과 Point 4의 변위를 비교하면 Point 4의 변위가 Point 1보다 초기에는 작으며 Point 2와 같이 하중이 114kN이 될 때까지는 선형을 보이지만, 이를 넘어서면 둘 사이의 격차가 줄어들며 임계하중을 지나서는 Point 1의 변위보다 더 커지게 된다. Point 3에서 복부판의 면외방향 변위는 114kN까지는 거의 없으나 이를 넘어서면 면외방향 변위가 급격하게 증가한다. 114kN가 재하될 때까지는 복부판에서 면 쪽의 플랜지에 힘이 발생하며 지압하중에 대하여 플랜지의 힘으로 지압하중에 저항하며 복부판은 수직방향의 강성으로 플랜지와 복부판이 맞닿은 부분의 처짐을 막아주는 역할을 한다. 하지만 하중이 더욱 증가하면 처짐 형상이 달라지는데 하중이 재하되는 지점 아래 파형강판의 수평패널이 면외방향으로 변위가 발생하여 크리풀링이 발생하고 플랜지와 복부판이 맞닿은 지점의 처짐을 막지 못하여

플랜지의 처짐을 가속화시킨다. 따라서 위 모델의 지압강도인 152kN중 114kN은 플랜지의 힘과 복부판의 강성이 복합적으로 작용하여 재하되는 하중에 저항하고 나머지 38kN은 플랜지의 힘만으로 저항한다. 즉 하중재하 초기에는 복부판 내 하력과 플랜지 내하력이 같이 작용하여 지압하중에 저항하지만 하중이 114kN을 넘어가면서 복부판 내하력이 소진되어 크리풀링이 발생하기 시작하면서 플랜지 내하력만으로 저항한다.

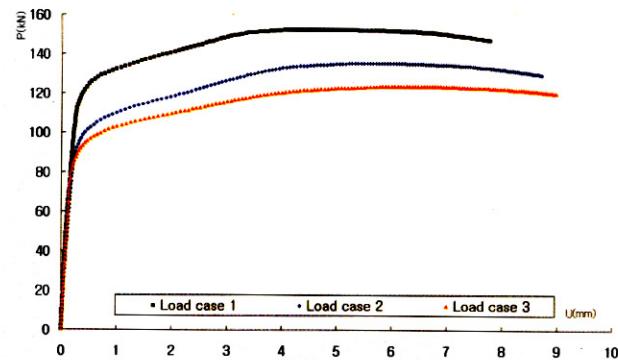


그림 13. 하중폭에 따른 면외방향 변위

표 5. 하중폭에 따른 하중

Load case	선형구간 끝에서의 하중 (kN)	임계하중 (kN)
Load case 1	114.01	152.29
Load case 2	96.82	135.10
Load case 3	84.78	123.54

그림 13은  $a/d=4$ ,  $\theta=30^\circ$ 인 모델의 하중별 복부판의 면외방향 변위를 비교한 그래프이며 선형구간의 경계와 임계하중을 표 5에 정리하였다. 그림 13에서 선형구간은 플랜지 내하력과 복부판 내하력이 동시에 발휘되는 구간이며 선형구간을 넘어서면 복부판에서 크리풀링이 발생하여 플랜지 내하력만으로 하중에 저항하는 구간이다. 플랜지 내하력만으로 하중에 저항하는 구간동안 증가한 하중은 load case 1, 2, 3이 각각 38.28kN, 38.28kN, 38.76kN으로 거의 일정하며 하중폭에 따른 강도의 차이는 선형구간에서만 나타난다. 하중의 폭이 바뀌어도 플랜지 내하력만으로 저항하는 구간에서의 하중 증가는 거의 일정하므로 하중의 폭에 플랜지 내하력은 크게 영향을 받지 않으며 복부판 내하력만이 하중의 폭에 영향을 받는다.

Elgaaly의 제안식은 파형형상을 고려하지 않고 재료의 물성치만으로 소성한지 사이의 거리를 도출하여 이를 3한지파괴모델에 대입을 하였으나 파형형상에 따라 경사패널이 보강재로서의 역할을 하는 정도가 달라져 플랜지의 힘의 경계

조건이 달라진다. 따라서 Elgaaly의 제안식에서 과형형상에 따른 플랜지 내하력의 변화를 살펴볼 필요가 있다. 반면에 복부판 내하력은 복부판이 크리플링이 발생하기까지 저항할 수 있는 능력으로 하중이 재하되는 지점 하부의 복부판의 두께와 복부판의 항복강도에 의하여 결정된다. 과형형상이 바뀌어도 크리플링이 발생하는 곳은 하중이 재하되는 지점 하부이기 때문에 복부판 내하력은 과형형상에 영향을 받지 않을 것으로 예측된다.

플랜지 내하력을 구하기 위해선 소성힌지 사이의 거리를 산정하여야 한다. 일반 평판의 경우에는 보강재 사이의 거리가 되지만, 과형강판의 경우에는 보강재가 없기 때문에 과형형상에 따라 소성힌지 사이의 거리가 변하여 소성힌지 사이의 거리를 구하는 다른 방법이 필요하다.

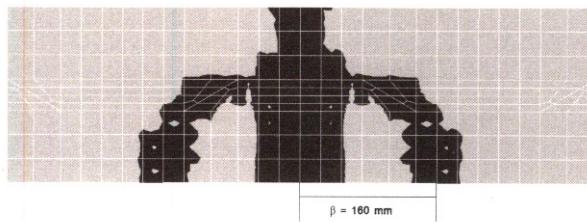


그림 14. 플랜지의 항복구간

그림 14는  $a/d=4$ ,  $\theta=30^\circ$ 인 모델에 Load case 1의 하중을 재하하여 파괴시 상부 플랜지의 항복 구간을 나타낸다. 것으로 회색으로 된 부분은 항복이 되지 않은 부분이며 검은 색으로 나타나는 부분이 항복이 된 부분이다. 하중이 재하되는 동안 상부 플랜지에서의 응력 변화는 파괴하중의 40~50% 단계에서 하중이 재하되는 수평패널과 접한 플랜지에서 가장 먼저 항복이 발생하고 다음 양쪽 옆의 경사패널을 따라 항복구간이 확장되며 파괴하중에 이르면 그림 14와 같은 형태로 파괴가 일어난다. 파괴 이후에는 패널을 따라 항복이 일어난 양상과 다르게, 항복구간이 3개의 선 형태로 나타난다. 위 모델의 유한요소해석 결과 지압강도는 152kN이며 과형형상이 변하여도 복부판에서의 과형형상에는 큰 차이가 없기 때문에 Elgaaly가 제안한 복부판 내하력의 값이 정확하다고 가정하고 이 하중에서 식 (7)의 복부판 내하력을 뺀 값을 Robert의 3힌지 파괴모델에서 유도된 식인 식 (9)의 플랜지 내하력 부분에 대입하여  $\beta$ 를 구하면 160mm가 된다. 이 길이를 그림 14의 항복구간과 비교하여 보면 모델의 중심에서 항복이 일어나고 모델의 중앙에서  $\beta$ 만큼 떨어진 곳에서 다시 항복이 일어나므로 3힌지 파괴모델이 잘 구현된다.

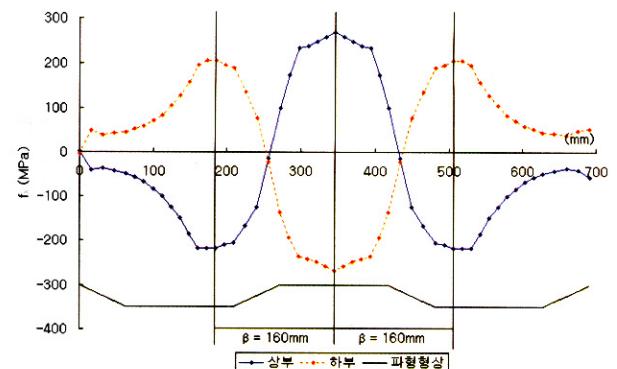
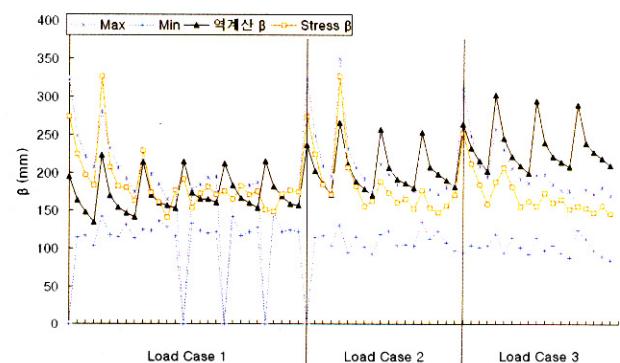


그림 15. 상부 플랜지의 교축방향 응력

그림 15는 상부플랜지의 길이에 따른 응력분포이다. 파란 실선으로 된 그래프는 과괴될 때의 하중단계에서 플랜지 상부의 길이방향 응력이고 빨간 점선으로 된 그래프는 플랜지의 하부의 길이방향 응력이며, 부호는 양의 값이 인장, 음의 값이 압축이다. 그림 15에서 모델의 가운데에서 최대 정모멘트가 발생하고 위의 계산에서 도출된  $\beta$ 만큼 떨어진 곳에서 최대 부모멘트가 발생한다.

유한요소해석에서 구한 지압강도의 값과 응력의 분포를 토대로 구해 낸 소성힌지 사이의 거리를 평판에서의 지압강도 산정식인 3힌지 파괴모델에 대입한 값이 일치하므로 각각의 과형형상에 대한 소성힌지 사이의 거리를 알 수 있다면 해당하는 모델의 지압강도를 비교적 정확하게 유추할 수 있다.

그림 16. 여러 기준에서 도출된  $\beta$ 값 비교

위와 같은 방법으로 각 과형형상에 따라 여러 기준으로 도출된  $\beta$ 의 값을 비교하여 보면 그림 16과 같다. 그림 16에서 수직축은 소성힌지 사이의 거리이며 수평축은 각각의 모델이다.  $a/d=2$ ,  $\theta=20^\circ$ , Load case 1인 모델이 가장 왼쪽에 있으며 그 옆으로  $\theta=30^\circ$ ,  $40^\circ$ ,  $50^\circ$  순으로 나열되었다. 그 다음은  $a/d=3$ 이며  $\theta=10^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $30^\circ$  순으로 나열되어 있다. Load case 2와 3에 대해서도 위와 같은 순서로

나열되어 있으며 수직선으로 Load case를 구분하였다. 그레프에서 Max, Min은 그림 14와 같은 항복구간의 분포를 토대로 Max는 모델의 중심에서 항복구간 끝의 거리, Min은 모델의 중심에서 가장 가까운 항복구간 거리를 나타낸다. 역계산  $\beta$ 는 유한요소해석에서 도출된 강도에서 복부판 내하력을 뺀 값을 토대로 3현지 파괴모델을 이용하여 계산한 소성 힌지 사이의 거리이다. 마지막으로 Stress  $\beta$ 는 그림 15와 같이 상부플랜지의 교축방향 응력을 기준으로 상단과 하단의 스트레스 차이가 양의 값으로 가장 큰 곳에서 음의 값으로 가장 큰 곳까지의 거리이다. Load case 1에서  $\theta$ 가  $10^\circ$ 인 모델들 중  $a/d=5, 7, 10$  인 경우에 3현지 파괴모델이 나타나지만, 플랜지의 항복된 구간을 기준으로 소성힌지 사이의 거리를 정확히 산정할 수 없었으며 그림 16에서 Max, Min  $\beta$ 가 0인 부분이다. 그림 17과 그림 18에서 이러한 모델들도 제외하지 않았다. 모든 Load case에서 Min  $\beta$  값은 최소경계 값으로서 역할을 잘 하지만 Max  $\beta$ 는 Load case 3에서 최대경계로서 잘 맞지 않는다. 항복구간을 기준으로 나눈 Max  $\beta$ 와 Min  $\beta$ 는 Load case에 따라 크게 변하지 않으나 하중폭이 좁아질수록 지압강도가 줄어들기 때문에 역계산에서 도출된  $\beta$ 의 값은 커지게 된다. 따라서 Load case 1에서는 역계산에서 도출된  $\beta$ 의 값이 Max  $\beta$ 와 Min  $\beta$  사이에 분포하여 비교적 최대 및 최소경계의 역할을 하고 있지만 Load case 2에서는 역계산에서 도출된  $\beta$ 가 Max  $\beta$ 와 비슷해지며 Load case 3에서는 Max  $\beta$ 보다 더 커진다. Load case 1에서 역계산으로 도출된 소성힌지 사이의 거리가 비교적 항복구간에서 도출된 소성힌지 사이의 거리나 응력분포에서 나타난 소성힌지 사이의 거리와 일치한다. 따라서 Load case 1에서는 파형형상에 따라 복부판 내하력의 변화는 거의 없으며 Elgaaly 제안식의 복부판 내하력을 그대로 사용하여 파형형상에 따른 지압강도의 차이는 플랜지 내하력의 변화에 따른 것이라는 것을 알 수 있다. 하중의 종류에 따라 지압강도는 변하는데 반해 항복구간의 분포나 응력에 따른 소성힌지 사이의 거리는 크게 변하지 않는다. 따라서 하중의 폭에 따른 플랜지 내하력은 변화가 없으며 하중의 종류에 따른 지압강도의 차이는 복부판 내하력의 변화에 따른 차이로 나타난다고 판단된다.

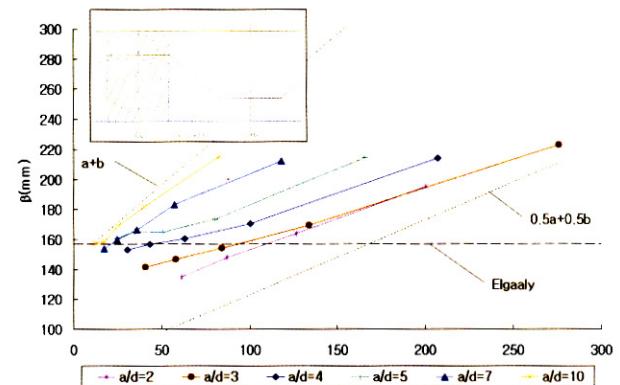


그림 17. Load case 1의 소성힌지 발생지점

복부판 내하력을 Elgaaly의 식으로 사용할 수 있는 Load case 1에 대하여 변수해석을 한 각각의 모델에 대하여  $\beta$ 의 값을 비교한 결과가 그림 17에 나타나 있다. 그림 17에서 수평축은 모델의 경사폐널의 수평방향 투영길이이고 수직축은 소성힌지 사이의 거리이다. 점선으로 된 두 개의 선은 각각  $0.5a+0.5b$ ,  $a+b$ 의 길이이다. 수평으로 그어진 점선은 Elgaaly의 이론에 따른 소성힌지의 거리이며 각각의 점은 Load case 1에 대하여 각각 모델의 지압강도를 바탕으로 계산한 소성힌지 사이의 거리이다. Load case 1의 경우 지압강도를 토대로 계산된  $\beta$ 와 항복구간을 이용한 구간과 응력분포에 의한 소성힌지 사이의 거리가 비교적 일치하기 때문에 플랜지 내하력과 복부판 내하력의 예측식이 지압강도를 잘 예측한다. 두 실선 사이에 소성힌지가 발생하므로 소성힌지 사이의 거리는  $0.5a+0.5b$  와  $a+b$ 사이에 위치하며 이를 기준으로 파형강판의 지압강도 식을 산정하여야 한다.

파형의 각이나 파고에 따라  $0.5a+0.5b$  와  $a+b$ 사이에서 특정한 위치에 소성힌지가 생성되므로 이를 파악하기 위하여 각 변수에 따라 소성힌지의 위치 변화를 나타내었으며 결과는 그림 18과 같다.

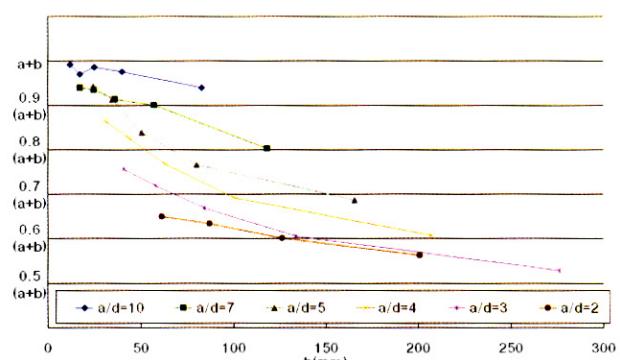


그림 18. 소성힌지 위치 변화

그림 18에서 수평축은 경사폐널의 수평방향 투영길이를, 수직축은 소성한지사이의 거리를 나타내며 각각의 선은 파고가 같은 모델군을 나타낸다. 파고가 가장 작은  $a/d = 10$ 인 모델은 파형각에 거의 상관없이  $a+b$ 에 가까운 값을 보이며 파고가 높아질수록 소성한지 사이의 거리가 줄어든다. 이는 파고가 높아질수록 경사폐널이 보강재의 역할 하기 때문이다. 경사폐널의 수평방향 투영길이가 길어질수록 소성한지 사이의 거리는 줄어드는데 소성한지의 길이가 길어질수록  $0.5a+0.5b$ 에 수렴해 간다.

소성한지 사이의 거리가 멀어질수록 플랜지 내하력은 감소하므로 소성한지 사이 거리의 최대값인  $a+b$ 를 이용하여 지압강도를 도출하면 지압강도의 최소경계가 나타나며 그림 19에 결과가 나타나 있다.

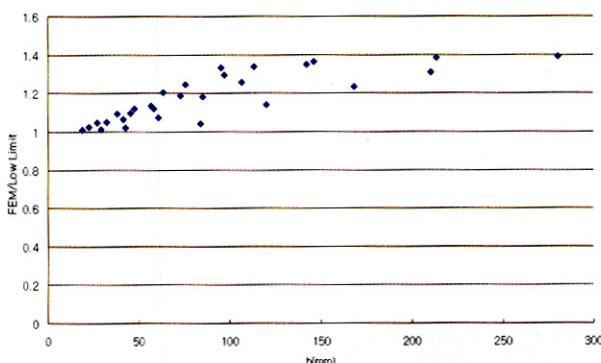


그림 19. 최소경계와 유한요소해석과의 비교

소성한지 사이 거리의 최대값을 이용하여 도출된 지압강도와 유한요소해석 결과와의 비는  $1.0 \sim 1.4$ 이며 소성한지가  $a+b$ 에 가까운 경사폐널의 수평방향 투영길이가 짧으며 파고가 낮은 모델은 1.0에 가까이 있으며 반대의 경우 오차가 커진다.

#### 4. 결 론

제형파형강판의 지압강도에 대한 연구는 Luo와 Elgaaly에 의하여 수행되었으나 그들의 제안식에서는 파형형상에 따른 지압강도의 변화를 전혀 고려하지 않거나 미비하므로 파형형상에 따른 지압강도의 차이의 규명을 위하여 파형형상에 대한 변수해석을 실시하였고 다음과 같은 결론을 얻었다.

제형파형강판의 지압거동은 경사폐널이 얼마나 보강재의 역할을 하는지에 따라 지압강도가 달라지며 플랜지 내하력과 복부판 내하력으로 나뉜다.

플랜지 내하력은 파형형상에 따라 달라지며 하중의 간격에는 영향을 받지 않는다. 복부판 내하력은 하중의 간격이 커질

수록 커지며, 파형형상에 영향을 받지는 않는다.

소성한지 사이의 거리는  $0.5(a+b)$ 와  $a+b$  사이에 있으며 파고가 높아질수록 소성한지 사이의 거리는  $0.5(a+b)$ 에 가까워지며 파고가 낮을수록  $a+b$ 에 가까워진다. 파고가 같을 경우에는 경사폐널의 길이가 길수록  $0.5(a+b)$ 에 수렴한다. 파형형상에 따라서 소성한지 사이의 거리가 달라지므로 플랜지 내하력 산정시 이에 따른 영향을 고려하여야 한다.

지압강도의 최소경계를 산정하기 위하여 소성한지 사이의 거리의 최대값인  $a+b$ 를 이용하여 지압강도를 산정할 경우 유한요소해석에서 나타난 강도와 최대 40%까지 오차가 나타난다.

#### 감사의 글

본 연구는 건설교통부 건설교통기술평가원에 의하여 지원되었으며 이에 감사드립니다.

#### 참 고 문 헌

- 길홍배, 이승록, 이학은, 윤태양 (2004) 제형파형강판을 사용한 교량 복부판의 탄성 전단 좌굴에 관한 연구, 대한토목학회논문집A, 대한토목학회, Vol24, No1 pp. 197-202  
 문지호, 이승록, 길홍배, 이학은 (2004) 제형 파형 강판 복부판의 전단 거동에 관한 실험 연구, 대한토목학회논문집A, 대한토목학회, Vol.24 No. 2 pp. 409-416  
 이종원, 길홍배, 김광수, 이학은 (2004) ILM으로 건설되는 제형파형강판을 갖는 PSC교량의 크리풀링 현상에 관한 수치해석, 2004년도 대한토목학회 학술발표논문집, 대한토목학회, pp. 73-78  
 加藤, 谷口, 依田, 佐藤 (1997a) 本谷橋 (波形鋼板ウェブPC橋)の模型實驗. プレストレスコンクリート技術協会, 第7回PCシンポジウム論文集  
 加藤, 芦塚, 依田, 佐藤 (1997b) 本谷橋(波形鋼板ウェブPC箱桁橋)の設計について. プレストレスコンクリート技術協会, 第7回PCシンポジウム論文集  
 水口, 大甫, et al. (1998) 本谷橋の設計と施工, 橋梁と基礎  
 Bergfelt, A. (1971) Studies and tests on slender plate girders without intermediate stiffeners. *IABSE Coll. Proc., London, England*  
 Bergfelt, A. (1979) Patch loading on slender web - influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carrying capacity. Report S79: Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden.

- Hamilton, R. W. (1993) *Behavior of welded girders with corrugated webs*. PhD Thesis, University of Maine, Orono, Maine, Canada
- Heungbae Gil, Seungrok Lee, Jongwon Lee and Hakeun Lee (2005) Shear Buckling Strength of Trapezoidally Corrugated Steel Webs for Bridges, *Journal of Transportation Research Board* CD 11-S, pp. 473-480
- HKS ABAQUS Finite Element System, User's Manual, version 6.3 (2002), Hibbit, Karlsson, and Sorenson, Inc., USA
- Ling Huang, Hiroshi Hikosaka and Keizo Komine (2004) Simulation of accordion effect in corrugated steel web with concrete flanges. *Computers & Structures*, vol. 82 , pp. 2061-2069
- Mohamed Elgaaly., and Anand Seshadri. (1997) Girders with corrugated webs under partial compressive edge loading. *Journal of Structural Engineering*, ASCE. Vol. 123, No. 6. pp.783-791
- R. Luo and B. Edlund (1996) Ultimate strength of girders with trapezoidally corrugated webs under patch loading. *Thin-Walled Structures*, 24 pp. 135-156
- Terence M. Roberts and Chooi K. Chong (1981) Collapse of plate girders under edge loading. *Journal of the Structural Division*, Proceedings of the ASCE. Vol 107, NO. ST8 pp. 1503-1509
- Bergfelt, A. and Lindgren, S., (1974) *Livintryckning under koncentrerad last vid balkar med slantt liv*. Report S74:5 Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden.

(접수일자 : 2005. 9. 13 / 심사일 2005. 10. 5 /  
심사완료일 2005. 12. 29)