

비구속 파형강판 합성단면의 압축 및 휨 소성해석방법에 관한 분석

오홍섭^{1*}

Verification on the Axial and Flexural Plastic Resistance Analysis of Unconfined Corrugate Steel Sheet and Concrete Composite Section

Hongseob Oh^{1*}

Abstract: For the composite section of corrugated steel sheet and concrete, which is often used in soil structures, a conservative design method based on the ultimate strength state is still applied due to the difficulty of the analysis of compatibility condition. In this study, plastic analysis was performed on the flexural and axial strength of the composite section using two limit state design methods, LRFD and LSD. As a result of the analysis of the experimental results, the LRFD analysis value was interpreted as a conservative results for compressive strength, and it was analyzed that the effect of the concrete compressive strength was greater than the steel ratio of the steel plate. The flexural strength was analyzed to be in good agreement with the experimental results by the LSD analysis. From the parametric analysis on the design variables, the hogging moment, which is affected by the tensile strength of the steel plate, slightly decreased the increasing rate of the strength due to the influence of the bolts connection, but the sagging moment linearly increased according to the increment of steel reinforcement ratio.

Keywords: Corrugate steel plate-concrete composite section, Limit state design, Plastic design, Flexural, axial

1. 서론

파형강판 구조체는 공기가 짧고, 지진발생시 연성거동을 유도할 수 있기 때문에 토압이 주로 작용하는 지중구조물에 많이 활용되고 있으나, 강성이 상대적으로 작고, 시공시 좌굴 안정성 등의 문제가 발생할 수 있어 지간 15m이하의 소규모 지중구조물에 주로 사용되고 있다(Janusz and Madaj, 2007; Beben, 2013; 2014). 최근 도심지도로의 지중화 요구가 높아지고, 도로 확장 등으로 20m 이상의 지간을 갖는 합성형 파형강판 구조체를 개발하여 사용하는 사례가 증가하고 있다(Moore and Brachman, 2012). 파형강판-콘크리트 합성단면은 Fig. 1과 같이 2개의 파형강판을 서로 맞닿게 결합하고 내부를 콘크리트로 충전하는 방법과 파형강판 외측에 철근을 배근하고 강재거푸집을 설치한 후 콘크리트를 충전하는 방법이 적용되고 있다(Kim et al., 2017; Oh, 2019). 동일한 면적을 갖는 두개의 강판을 맞대어 시공하는 방법과 비교하여 강판 외측

을 철근콘크리트로 보강한 합성구조의 경우에는 내외측 모멘트 저항도가 다르나, 콘크리트에 의하여 부재강성을 높일 수 있는 장점이 있다.

현재 파형강판 합성구조의 설계는 KDS 14 31 10(KCSC, 2016)과 AASHTO(2010), ANSI(2007) 등에 강재의 소성단면 강도로 산정하고 있다. 이는 강재와 콘크리트 사이의 전단연결재 등에 의한 합성작용이 충분히 증명되지 않았고, 강판 연결부 시공 불확실성 및 오류에 의한 강도 저하문제 등이 규명되지 않았기 때문이다.

그러나 파형강판 철근콘크리트 합성단면의 경우에는 출근 콘크리트 기둥의 띠철근과 유사한 개념으로 전단연결재와 콘크리트 단면을 합성하고 있기 때문에 부분적인 합성거동을 할 수 있을 것으로 예측되나, 합성상태를 고려한 소성단면해석 연구는 충분히 이루어지지 않았다. 따라서 본 연구에서는 파형강판 합성단면의 휨 및 압축강도를 파괴형태의 불확실성을 고려하는 하중저항계수 설계법과 재료의 불확실량을 반영

¹정회원, 경상국립대학교 건설시스템공학과 교수

*Corresponding author: oh.hongseob@gnu.ac.kr

Department of Construction System Engineering, Gyeongsang National University, 33, Dongjin-ro, Jinju-si, Gyeongsangnam-do, Republic of Korea, 52725

•본 논문에 대한 토의를 2022년 7월 31일까지 학회로 보내주시면 2022년 8월 호에 토론결과를 게재하겠습니다.



Fig. 1 Typical corrugate steel plate and concrete composite section

하는 한계상태설계법으로 극한상태의 저항력을 산정, 비교하였으며, 설계변수별 강도특성을 분석하였다.

2. 파형강판 합성단면의 힘 및 압축

2.1 파형강판 단면성질

구조용으로 사용되는 파형강판의 제원은 중골(150×50)과 대골(380×140, 400×150)이 사용되고 있으며, 주로 북미지역과 아시아 지역에서 많이 적용되고 있다(ANSI 2007; ASTM A751, 2003; A1008, 2009). Table 1에는 현재 많이 사용되고 있는 대골형 파형강판의 제원을 정리하였으며, 연구에 적용된 강재의 역학적 성질은 Table 2에 정리하였다. 강판과 강판의 연결시 강판의 강종과 두께에 따라 직경 19mm 또는 22mm의 마찰저항식 고장력볼트를 3열×5=15개 또는 4×5=20개 사용하고 있으며, 적용되는 볼트의 공칭강도 1000MPa이다. 강판과 철근콘크리트 단면은 Fig. 2와 같이 구성되며, L형, U형 또는 △형 전단 연결재를 사용하여 철근콘크리트단면과 강판의 합성작용이 발생할 수 있도록 시공되고 있다.

Table 1 Sectional properties of deep corrugated steel plate

Pitch×depth	Thickness (mm)	Area (mm ² /mm)	Section modulus (mm ³ /mm)	Moment of Inertia (mm ⁴ /mm)
140×380	7.75	10.040	319.51	23,604
	8.00	10.365	329.41	24,376
150×400	6.00	7.811	266.63	20,797
	7.00	9.116	309.60	24,303
	8.00	10.423	352.18	27,823

Table 2 Mechanical properties of plate

Steel type	Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)	Elongation (%)	
			t≤5	5<t≤16
ASTM A1018 Gr 40	265	380	19	15
SS590	450	590	15	11

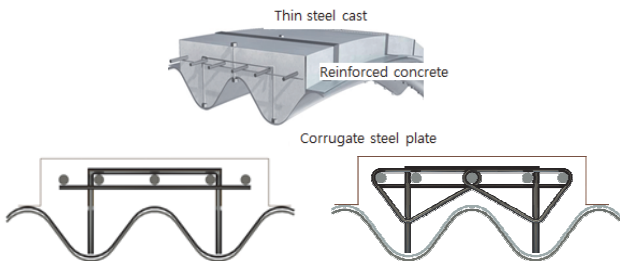


Fig. 2 Sectional definition of corrugated steel plate

2.2 파형강판 연결부 강도

파형강판은 볼트연결되기 때문에 인장과 압축응력에 대한 연결부 강도를 검토하여야 한다(Hwang et al., 2004; Ju and Oh, 2016). 강판 연결부 파괴는 볼트/판의 전단, 지압의 형태로 발생하기 때문에 파괴형태 중 가장 작은 강도를 설계에 적용하게 된다.

KDS 14 31 10 기준에서 이음부 설계강도는 식 (1)과 같이 볼트전단, 판전단, 지압강도에 이음부 강도감소계수 $\phi=0.7$ 를 곱한후 최소값을 적용하도록 하고 있다.

강판 연결부 강도 (P_{sp})

$$Shear = \begin{cases} Bolt & : \phi R_n = \phi m (0.62 F_{ub}) A_b \\ Plate & : \phi R_n = \phi 0.4 F_u A_b \end{cases} \quad (1)$$

$$Bearing : \phi R_n = \phi 1.2 L_c t F_u \leq \phi 2.4 dt F_u \quad (2)$$

여기서 d : 볼트 공칭직경 (mm), F_u : 피접합재의 공칭인장강도 (MPa) L_c : 하중방향 순간격, 구멍의 끝과 피접합재의 끝 또는 인접구멍의 끝까지의 거리 (mm), t : 피접합재의 두께 (mm)

이에 반하여 재료계수를 사용하게 되는 Eurocode 4(2004)의 연결부 강도(P_{sp})는

$$Shear : F_{v, RD} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (3)$$

$$Bearing : F_{b, RD} = \frac{k_1 \alpha_b f_u dt}{\gamma_{M2}} \quad (4)$$

여기서, $\alpha_v = 0.6$ for class 8.8bolts, α_b 는 α_d 의 최소값 ($\frac{f_{ub}}{f_u}$ or 1) 그리고 하중전달방향에서 최외측볼트 $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$,

내측볼트는 $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$

하중 전달방향 연결부의 최외측 볼트 구멍 중앙부와 내측 볼트구멍 중앙부 사이의 길이 L_j 는 볼트직경의 15배 이상이어야 하고, 설계전단저항 $F_{v, Rd}$ 는 다음의 감소계수 β_{Lj} 를 곱하여 산정한다.

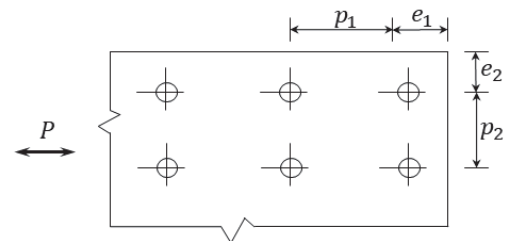


Fig. 3 Symbols for spacing of fasteners

$$\text{여기서 } 0.75 \leq \beta_{L_f} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \leq 1.0$$

하중전달방향이 직각인 경우 외측볼트의 k_1 은 $2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7$

또는 2.5 중 최소값, 내측볼트의 경우 k_1 은 $1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7$ 또는

2.5 중 최소값

인장부재의 경우,

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{MB}} F_{p,C} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{MB}} 0.7 f_{ub} A_s \quad (5)$$

여기서, k_s 는 보통 볼트구멍의 경우 1.0, n 은 마찰면의 수, μ 는 슬립계수이며, 아연코팅의 경우 0.4, 부식을 제거한 경우 0.5, $\gamma_{MB} = 1.25$

2.3 합성단면의 휨 압축 해석

파형강판 지중구조체의 설계는 하중저항계수설계에 기반한 한계상태설계기준인 KDS 14 31 10(KCSC, 2016)과 AASHTO (2010), ASTM A761(2003) 및 CSA(2006)에 따라 외력에 대하여 식(6)을 만족하도록 규정하고 있다.

$$\left(\frac{T_f}{P_{pf}} \right)^2 + \left| \frac{M_f}{M_{pf}} \right| \leq 1.0 \quad (6)$$

여기서, T_f =설계축력(kN/m), M_f =설계 휨모멘트(kN·m/m), P_{pf} =파형강판의 소성압축강도(kN/m), M_{pf} =파형강판의 설계모멘트강도(kN·m/m)

파형강판-철근콘크리트 합성단면의 압축 및 휨해석시 저항단면은 AASHTO LRFD 기준에서 파형강판+파형강판 또는 파형강판+철근간의 강도로 내력을 산정하도록 하고 있으며, EC3(2006)와 EC4(2004)에는 명확하게 제시되어 있지 않다. 그러나 지금까지의 실험 결과[Kim et al.; 2017; Kim and Oh, 2017; Oh, 2019]를 분석하면 콘크리트의 기여분이 일부 있는 것으로 판단되나, 합성단면의 극한해석방법이 충분히 제시되어 있지 않기 때문에 본 연구에서는 기준상의 해석방법과 소상해석에 의한 단면 저항력을 산정한 후 실험결과와 분석하고자 하였다.

2.3.1 압축단면 해석

합성단면의 LRFD와 LSD에 의한 설계압축강도는 식(7)과 (8)에 의하여 산정될 수 있다. 이때 콘크리트의 영향은 (1) 콘크리트의 기여분 제외, (2) 콘크리트 전단면 고려, (3) 파형강판 내측과 외측콘크리트중 전단연결재 내부 심부, 그리고 (4)

전단연결재 내부의 콘크리트 면적만 반영하는 경우에 대하여 분석하고자 하였다. LRFD 기준에서 합성단면의 강도감소계수는 파형강판구조체 형상에 따라 다르게 적용하도록 제시하고 있으며, 본 연구에서는 아치형 단면의 감소계수를 적용하였다. EC4에 의한 한계상태설계는 식(8)을 사용하였고, 이때 강판의 재료계수는 γ_{M2} 를 적용하였다.

LRFD

압축/인장단면 강도:

$$P_n = \phi_{c1} P_{sp} + \phi_{c2} (A_s f_y + (0.8) 0.85 f_{ck} (A_{cl} - A_s)) \quad (7)$$

여기서, $\phi_{c1} = 0.8$ (아치형), 0.9 (박스형), $\phi_{c2} = 0.65$

LSD

$$P_{pl,Rd} = A_s f_{yd} + 0.85 A_{cl} f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (8)$$

$$f_{ud} = f_{u,sheet} / \gamma_{M2} \quad f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad f_{sd} = f_y / \gamma_s$$

여기서, $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.0$, $\gamma_{M2} = 1.25$, $\gamma_c = 1.5$

$\gamma_s = 1.15$

2.3.2 소성 휨해석

LRFD 기준에서의 설계모멘트강도(M_{pf})는 식 (9)와 같이 파형강판의 소성단면계수를 이용하여 소성모멘트를 산정한다. 그러나 Fig. 2와 같은 철근콘크리트 파형강판 합성단면에서는 강판과 철근의 소성계수를 고려해야 하기 때문에 철근이 인장을 받는 경우 해석이 적절하지 않을 수 있다. 또한 휨압축응력에 대한 콘크리트의 기여분이 발생하기 때문에 강재만으로 단면을 해석하는 것은 너무 보수적으로 설계될 수 있다.

$$M_{pf} = \phi_{hc} \times M_p = \phi_{hc} \times Z \times F_y \quad (9)$$

$$M_{n,com} = \phi (C_c + C_s) z = T_s z \quad (10)$$

$$= \phi (0.85 f_{ck} (d - a_c / 2) + A_s f_s) z = P_{sp} z$$

여기서, ϕ_{hc} 는 강도감소계수, M_p 는 파형강판의 소성모멘트강도(N·mm), Z 는 파형강판의 소성단면계수(mm³), F_y 는 파형강판의 항복강도(MPa)이다.

강판에 인장응력이 발생하는 정모멘트(hogging moment)와 압축응력이 발생하게 되는 부모멘트(sagging moment)시의 철근콘크리트 단면의 기여분을 반영하여 소성모멘트를 유도하였다. 그리고 LRFD와 LSD 방법에 따라 식(11)과 같은 방법으로 콘크리트 압축단면의 높이를 결정하였으며 식(12)과 (13)에 LRFD와 LSD 방법에 의한 설계모멘트를 제시하였다.

정모멘트(Hogging moment)

압축블럭의 깊이;

$$0.8x_{pl} = \frac{f_p A_p - f_y A_s}{0.85f_{ck} b_c} \quad (11)$$

LRFD

$$M_p = \phi \left(f_p A_p y_p + 0.85f_{ck} \beta_1 x_{pl} (h_c + h_p - y_p - \frac{\beta_1 x_{pl}}{2}) + f_y A_s (h_c + h_p - y_p - d_c) \right) \quad (12a)$$

LSD

$$M_p = \left(f_{pd} A_p y_p + 0.85f_{cd} b_c 0.8x_{pl} (h_c + h_p - y_p - \frac{0.8x_{pl}}{2}) + f_{yd} A_s (h_c + h_p - y_p - d_c) \right) \quad (12b)$$

부모멘트(Sagging moment)

$$f_p A_p + 0.85f_{ck} b_c 0.8x_{pl} = 2f_p A_p' + f_y A_s$$

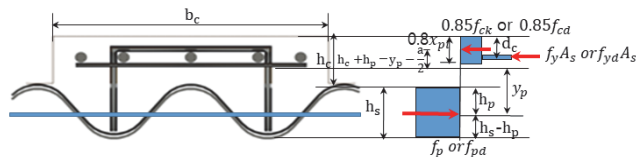
$$b_e = A_c / h_s, A_p' \approx 0.2A_p = 0.2l_p t_p \quad (13)$$

$$M_p = \phi \left(0.85f_{ck} b_e 0.8x_{pl} (\frac{0.8x_{pl}}{2}) + f_p A_p y_p + 2f_p A_p' \frac{h_s'}{2} + f_y A_s (h_c - d_c + h_s') \right) \quad (14a)$$

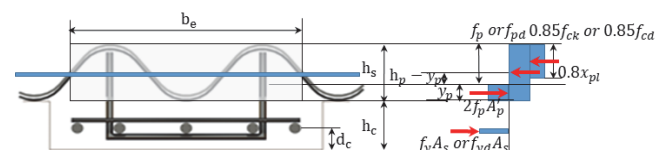
$$M_p = \left(0.85f_{cd} b_e 0.8x_{pl} (\frac{0.8x_{pl}}{2}) + f_{pd} A_p y_p + 2f_{pd} A_p' \frac{h_s'}{2} + f_{yd} A_s (h_c - d_c + h_s') \right) \quad (14b)$$

파형강판의 단면이 변화하기 때문에 Hogging moment시 강판의 인장력은 강판의 소성중심에 작용하는 것으로 가정하였다. 강판에 압축응력이 작용하는 Sagging moment의 경우에는 중립축의 깊이가 강판내부에 있고, 강판내측 콘크리트의 압축응력블럭의 깊이를 정확하게 산정하는 것이 어렵기 때문에 전체 강판 면적의 $0.2A_p$ 가 압축응력을 받는다고 가정한 후 시산법에 의해 중립축을 산정하였다. 압축응력블럭의 형태는 LRFD와 LSD 모두 직사각형 형태로 가정하였다. 그리고 압축응력블럭의 깊이가 전체 단면 높이의 15%를 초과하는 경우, 소성모멘트의 크기를 최대 85%까지 $\beta M_{pl,Rd}$ 로 감소시켜 산정하여야 하나, 파형강판 합성단면에서는 압축블럭이 15% 이내였기 때문에 감소계수를 적용하지 않았다.

그리고 강판과 콘크리트의 전단연결재는 Fig. 2와 같이 L



(a) Hogging moment



(b) Sagging moment

Fig. 4 Plastic stress distributions for composite section with concrete slab and corrugate steel plate with shear connection

형, U형, 그리고 삼각형(Δ)의 전단연결재를 사용하여, 콘크리트와 강판을 일체화하여 구속효과를 높이고자 하였다.

합성단면에서 연결재의 연결정도에 따라 비합성단면의 소성강도와 완전합성단면의 소성강도사이의 값을 사용하도록 하고 있으나, 본 연구에서는 일차적으로 완전 연결(fully connected)되어 있는 것으로 가정하였다. 또한 소성모멘트 산정시 현단계에서는 국부좌굴의 영향은 고려하지 않았다. 합성단면의 파괴는 강재 또는 철근의 항복이후 소성상태에 이르게 되므로 해석시에는 완전 소성상태를 고려하여 단면의 저항능력을 산정하고자 하였다.

3. 합성단면의 휨, 압축 실험결과분석

3.1 실험변수

파형강판 콘크리트 합성단면에 대한 압축과 휨 거동 분석을 Table 3에 정리한 것과 같이 휨에 대해서는 22개의 변수와 압축에 대해서는 19개의 변수에 대하여 실험을 수행하였다. 시험체명에서 (N)은 부모멘트(Sagging Moment) 재하 시험체를 의미하는 것이다. 변수는 파형강판의 제원(피치와 깊이, 두께), 콘크리트 강도, 강섬유 혼입 유무 등이며, 앵커의 효율성을 분석하기 위한 3가지 형태의 앵커가 적용하였다. 각 변수에 대한 파괴형태, 변형률 등의 실험 결과 등은 참고문헌 (Kim et al., 2017; Kim and Oh, 2017; Oh, 2019)에 정리되어 있다. 합성부재의 압축 파괴형태는 강재의 두께 및 항복강도가 높은 경우에는 강판 지압 또는 볼트 전단 파괴후 콘크리트 압괴에 의하여 파괴되었다. 전단연결재는 삼각형 형태가 보다 구속효과가 높은 것으로 분석되었으며, 다른 형태의 경우도 부분적인 구속효과는 갖는 것으로 분석되었다. 그러나 완전한 소성설계방법을 제시하기 위해서는 전단연결재에 의한 구속효과 분석을 위한 추가적인 연구가 필요한 것으로 판단된다.

3.2 축하중 강도 분석

축하중 시험체에 대한 측정된 파괴강도와 설계 예측치 결과는 Table 4에 정리하였으며, 설계방법별 유효단면에 대한 안전율은 Fig. 5에 도시하였다. 축하중에 대한 단면저항은 ①

Table 3 Experimental variables in references

Axial loaded and flexural specimen		Pitch depth of plate	Plate		Rebar		Fck	Fastner		Spacing of fastner (mm)		Shear connector	
			t	f_u	d	f_y		No.	D	e1	p1	Spacing	Type
A-G7-3-3	(N)FA-G7-3-3	400×150	7	380	32	400	30	3	20	280	100	1H	L type
A-G8-3-3	(N)FA-G8-3-3	400×150	8	380	32	400	30	3	20	280	100	1H	L type
A-S6-3	(N)FA-S6-3	400×150	6	400	32	400	30	4	22	290	59	1H	L type
A-S6-4	(N)FA-S6-4	400×150	6	400	32	400	40	4	22	290	59	1H	L type
A-G7-3	(N)FA-G7-3	400×150	7	380	32	400	30	4	22	290	59	1H	L type
A-G7-4	(N)FA-G7-4	400×150	7	380	32	400	40	4	22	290	59	1H	L type
A-S8-3		400×150	8	400	32	400	30	4	22	290	59	1H	L type
A-S8-4		400×150	8	400	32	400	40	4	22	290	59	1H	L type
A-G8-3	FA-G8-3	400×150	8	380	32	400	30	4	22	290	59	1H	L type
A-G8-4	FA-G8-4	400×150	8	380	32	400	40	4	22	290	59	1H	L type
B-G41L	(N)MG41L	381×140	8	380	32	500	45	4	22	290	59	1H	L type
B-S32L	(N)MS32L	381×140	7.75	590	32	500	45	3	22	290	94	2H	L type
B-S32U		381×140	7.75	590	32	500	45	3	22	290	94	2H	U type
B-S41L	(N)MS41L	381×140	7.75	590	32	500	45	4	22	290	59	1H	L type
B-S41U	MS41U	381×140	7.75	590	32	500	45	4	22	290	59	1H	U type
B-S42U	(N)MS42L	381×140	7.75	590	32	500	45	4	22	290	59	2H	U type
CR-32-N	FR-32-N	381×140	7.75	590	32	500	45	4	22	290	59	1H	U type
CR-32-F35	FR-32-F35	381×140	7.75	590	32	500	45	4	22	290	59	1H	U type
CT-32-N	FT-32-N	381×140	7.75	590	32	500	45	4	22	290	59	1H	Triangle
CT-32-F35	FT-32-F35	381×140	7.75	590	32	500	45	4	22	290	59	1H	Triangle
CT-29-N	FT-29-N	381×140	7.75	590	29	500	45	4	22	290	59	1H	Triangle
CT-29-F35	FT-29-F35	381×140	7.75	590	29	500	45	4	22	290	59	1H	Triangle

콘크리트 전단면, ② 전단면의 50%, ③ 심부콘크리트 단면, 그리고 설계기준에서 제시하고 있는 ④ 강판과 철근 단면만을 적용하였을 경우의 강도를 비교하였다. 전체적으로 현재 도로교설계기준의 근간인 AASHTO LRFD에 의한 실험값/설계값의 비는 ①의 경우에 실험값의 0.97~1.63배, ②는 1.01~1.70배, ③은 1.21~2.03, 그리고 ④는 1.56~2.62배의 범위로 분포하였다. 이에 반하여 재료계수를 사용하고 있는 EC4의 LSD에 의한 축강도는 ①의 경우에 실험값의 0.72~1.21배, ②는 0.75~1.26배, ③은 0.88~1.48, 그리고 ④는 1.14~1.92배로 산정되어 전체적으로 LRFD와 비교하여 다소 낮게 분석되었다. 이는 LRFD에서는 중심축의 미소편심의 발생가능성을 고려하여 계수 0.8을 반영하고, 강판의 감소계수 또한 상대적으로 낮은 0.8 또는 0.9를 적용하는데 반해, LSD에서는 미소 편심의 영향을 고려하지 않고 재료계수가 상대적으로 작기 때문에 설계강도가 높게 산정된 것으로 분석되었다.

현재의 설계기준은 LRFD와 LSD에서 좌형강판 2개를 맞대고 내부를 콘크리트로 충전하는 합성단면을 고려하여 강제

만 외력에 저항하는 것으로 설계하도록 제시하고 있으나, 강판과 철근콘크리트 합성단면에도 동일한 가정을 적용하는 ④에 대하여 Fig. 5에 분석하였다. 강판과 철근으로 외력에 저항하는 것으로 설계할 경우 (실험값과 강도감소계수와 재료계수를 반영한 설계압축강도 비가 LRFD는 최소 1.6배이고, LSD에서는 1.2배로서 과소평가되는 것을 알 수 있다. 따라서 콘크리트단면의 기여도를 반영하는 것이 합리적인 것으로 판단되며, 분석결과에서는 심부콘크리트 면적 또는 전체 콘크리트 단면의 50% 정도를 반영하면 최소안전율 1.2 이상을 확보할 수 있는 것으로 분석되었다.

3.3 휨하중 강도 분석

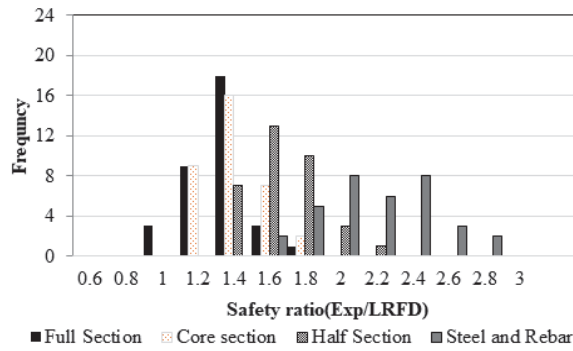
휨강도에 대해서는 Table 3의 변수들에 대하여 LRFD와 LSD에 의한 설계강도를 산정하여 Table 5와 Fig. 6에 정리하였다. 현재 설계기준에서는 휨강도 역시 강재에 의한 내력모멘트로 계산하도록 하고 있으나, 너무 보수적으로 설계되는 경향이 있기 때문에 본 연구에서는 Fig. 4의 단면력 분포를 적용하여 Hogging moment 산정시 압축응력은 압축단의 콘크리

Table 4 Comparison of test and analytical results of axial loaded specimens

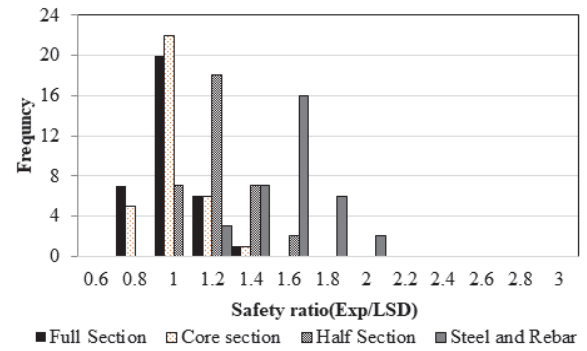
		EXP (kN)	LRFD (kN)				LSD (kN)			
			Full	Core	50% Core	S+R	Full	Core	50% Core	S+R
A-G7-3	400*150	4135.4	4259.7	4073.5	3300.0	2405.1	4767.1	4573.1	3767.4	2767.6
		4300.2	3472.3	3323.3	2704.5	1988.5	4767.1	4573.1	3767.4	2767.6
A-G8-3	400*150	5083.2	3332.9	3211.9	2709.1	2127.4	4965.1	4771.2	3965.4	2965.7
		5622.1	3332.9	3211.9	2709.1	2127.4	4965.1	4771.2	3965.4	2965.7
A-S6-3	400*150	5159.3	3391.4	3270.3	2767.6	2185.9	4984.6	4790.7	3984.9	2985.2
A-S6-4	400*150	4844.2	3793.2	3631.8	2961.4	2185.9	5951.1	5692.5	4618.2	3285.2
		5674.1	3793.2	3631.8	2961.4	2185.9	5951.1	5692.5	4618.2	3285.2
A-G7-3	400*150	5614.3	3518.0	3397.0	2894.2	2312.5	5490.9	5297.0	4491.2	3491.5
A-G7-4	400*150	5500.6	3919.9	3758.5	3088.1	2312.5	6157.4	5898.8	4824.4	3491.5
		5818.2	3919.9	3758.5	3088.1	2312.5	6157.4	5898.8	4824.4	3491.5
A-S8-3	400*150	5034.7	3781.1	3660.1	3157.3	2575.6	5919.3	5725.4	4919.6	3919.9
A-S8-4	400*150	5166.2	4183.0	4021.6	3351.2	2575.6	6585.8	6327.2	5252.8	3919.9
		6121.3	4183.0	4021.6	3351.2	2575.6	6585.8	6327.2	5252.8	3919.9
A-G8-3	400*150	5416.6	3703.2	3582.2	3079.4	2497.7	5792.4	5598.4	4792.7	3793.0
A-G8-4	400*150	5573.1	4105.0	3943.6	3273.3	2497.7	6458.8	6200.2	5125.9	3793.0
		5915.3	4105.0	3943.6	3273.3	2497.7	6458.8	6200.2	5125.9	3793.0
B-G42L	381*140	5870.0	4439.6	4258.1	3564.1	2751.8	6944.4	6653.4	5541.3	4138.3
B-S32L	381*140	5006.0	4601.7	4420.2	3726.2	2913.9	6804.3	6513.4	5401.3	3998.2
B-S32U	381*140	6058.0	4601.7	4420.2	3726.2	2913.9	6804.3	6513.4	5401.3	3998.2
B-S41L	381*140	6841.0	5149.5	4967.9	4273.9	3461.6	7561.5	7270.6	6158.5	4755.4
B-S41U	381*140	5601.0	5149.5	4967.9	4273.9	3461.6	7561.5	7270.6	6158.5	4755.4
B-S42U	381*140	5835.0	5149.5	4967.9	4273.9	3461.6	7561.5	7270.6	6158.5	4755.4
CR-32-N	381*140	6845.7	5149.5	4967.9	4273.9	3461.6	7561.5	7270.6	6158.5	4755.4
		6479.2								
CR-32-F35	381*140	9129.3	5149.5	4967.9	4273.9	3461.6	7561.5	7270.6	6158.5	4755.4
		7598.7								
CT-32-N	381*140	6345.4	5149.5	4967.9	4273.9	3461.6	7561.5	7270.6	6158.5	4755.4
		5478.6								
CT-32-F35	381*140	6920.0	5149.5	4967.9	4273.9	3461.6	7561.5	7270.6	6158.5	4755.4
		5448.9								
CT-29-N	381*140	6271.1	4918.7	4737.1	4043.1	3218.7	7231.5	6940.6	5828.5	4425.4
		5478.6								
CT-29-F35	381*140	7737.4	4918.7	4737.1	4043.1	3218.7	7231.5	6940.6	5828.5	4425.4
		6518.8								

트와 철근이 부담하는 것으로 분석하였으며, Sagging moment 또한 파형강판과 파형강판 내측 콘크리트를 압축단면으로 가정하였다. Hogging moment에 대한 안전도가 상대적으로 낮은 것으로 나타났으며, 이는 고강도 강재 적용시 인장단 파형강판 연결부에서 조기 파괴에 도달하였기 때문인 것으로 판

단된다. 그러나 Sagging moment는 전체적으로 안전한 것으로 분석되었으며, 이는 인장철근이 충분한 강도와 연성거동을 확보하기 때문인 것으로 판단된다. 휨해석에서 Hogging moment에 대해서 설계방법별 실험값/설계값의 비는 LRFD에서 특이값을 제외하고 0.56~1.4배의 범위이며, LSD는



(a) LRFD



(b) LSD

Fig. 5 Safety ratio of axially loaded corrugate steel composite section according to the various effective concrete sections

Table 5 Comparison of test and analytical results of flexural loaded specimens

	Specimen		Experimental Strength(kNmm)	LRFD		LSD	
				Mp	EXP/LRFD	Mp	EXP/LSD
Hogging moment	FA-G7-3-3	400*150	499,686.0	143,145.3	3.5	246,315.9	2.0
	FA-G8-3-3	400*150	514,258.5	190,994.4	2.7	282,758.4	1.8
	FA-S6-3	400*150	300,580.0	211,826.1	1.1	304,682.1	1.0
	FA-S6-4	400*150	253,725.6	210,158.0	1.2	299,239.9	0.8
	FA-G7-3	400*150	323,334.0	336,981.9	1.0	324,162.5	1.0
	FA-G7-4	400*150	399,240.0	372,773.9	1.1	336,549.8	1.2
	FA-G8-3	400*150	414,240.0	361,747.7	1.1	339,346.8	1.2
	FA-G8-4	400*150	442,770.0	408,496.5	1.1	364,096.6	1.2
	MG41L-1	381*140	292,410.0	520,358.6	0.6	404,437.2	0.7
	MG41L-2	381*140	351,690.0	520,358.6	0.7	404,437.2	0.9
	MS32L-1	381*140	361,665.0	441,416.5	0.8	350,944.8	1.0
	MS32L-2	381*140	368,790.0	441,416.5	0.8	350,944.8	1.1
	MS42L-1	381*140	350,550.0	520,358.6	0.7	404,437.2	0.9
	MS42L-2	381*140	317,775.0	520,358.6	0.6	404,437.2	0.8
	MS41L-1	381*140	416,955.0	520,358.6	0.8	404,437.2	1.0
	MS41L-2	381*140	409,260.0	520,358.6	0.8	404,437.2	1.0
	MS41U-1	381*140	421,800.0	520,358.6	0.8	404,437.2	1.0
	MS41U-2	381*140	419,520.0	520,358.6	0.8	404,437.2	1.0
	FR-32-N-1	381*140	397,536.8	507,670.8	0.8	398,593.2	1.0
	FR-32-N-2	381*140	415,437.8	507,670.8	0.8	398,593.2	1.0
	FR-32-F35-2	381*140	449,046.0	514,158.9	0.9	401,581.6	1.1
	FR-32-F35-1	381*140	454,369.5	514,158.9	0.9	401,581.6	1.1
	FT-32-N-1	381*140	406,838.3	507,670.8	0.8	398,593.2	1.0
	FT-32-N-2	381*140	427,547.3	507,670.8	0.8	398,593.2	1.1
	FT-32-F35-1	381*140	418,684.5	514,158.9	0.8	401,581.6	1.0
	FT-32-F35-2	381*140	411,255.0	514,158.9	0.8	401,581.6	1.0
	FT-29-N-1	381*140	407,569.5	507,670.8	0.8	342,326.6	1.2
	FT-29-N-2	381*140	376,857.0	507,670.8	0.7	342,326.6	1.1
	FT-29-F35-1	381*140	451,824.8	514,158.9	0.9	347,021.3	1.3
	FT-29-F35-2	381*140	466,215.8	514,158.9	0.9	347,021.3	1.3

Table 5 (Continued)

	Specimen		Experimental Strength(kNmm)	LRFD		LSD	
				Mp	EXP/LRFD	Mp	EXP/LSD
Sagging moment	NFA-G7-3-3	400*150	517,173.0	253,432.6	2.0	280,879.5	1.8
	NFA-G8-3-3	400*150	513,220.0	255,648.6	2.0	293,953.4	1.7
	NFA-S6-3	400*150	359,544.0	265,446.1	1.4	289,802.1	1.2
	NFA-S6-4	400*150	355,441.5	283,579.2	1.3	290,646.8	1.2
	NFA-G7-3	400*150	447,599.4	267,057.6	1.7	304,279.4	1.5
	NFA-G7-4	400*150	473,042.3	283,935.1	1.7	300,696.7	1.6
	NFA-G8-3	400*150	494,174.8	270,581.7	1.8	320,915.8	1.5
	NFA-G8-4	400*150	478,881.1	286,346.3	1.7	312,553.9	1.5
	NMG41L	381*140	381,615.0	330,339.6	1.2	386,411.0	1.0
			481,650.0	330,339.6	1.5	386,411.0	1.2
	NMS32L	381*140	472,530.0	310,733.6	1.5	358,404.3	1.3
			439,470.0	310,733.6	1.4	358,404.3	1.2
	NMS42L	381*140	402,705.0	330,339.6	1.2	386,411.0	1.0
			508,725.0	330,339.6	1.5	386,411.0	1.3
	NMS41L	381*140	459,420.0	330,339.6	1.4	386,411.0	1.2
			441,180.0	330,339.6	1.3	386,411.0	1.1
	NMS41U	381*140	481,935.0	330,339.6	1.5	386,411.0	1.2
			337,725.0	330,339.6	1.0	386,411.0	0.9

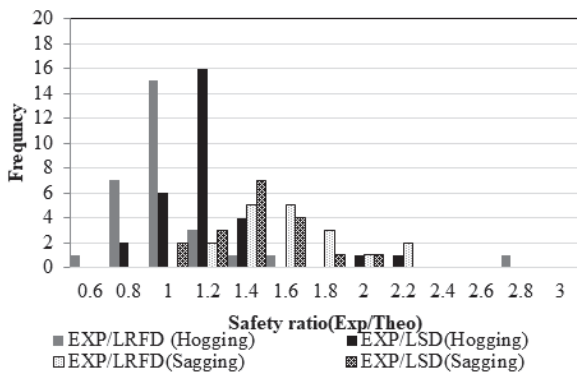


Fig. 6 Safety ratio of flexurally loaded corrugate steel composite section according to the various effective concrete sections

0.72~2.03배로 산정되어 LSD에 의한 설계값이 보수적인 것으로 분석되었다. Sagging moment의 경우는 LRFD가 1.02~2.04이고 LSD는 0.87~1.84로 LRFD 설계방법이 약간 더 보수적으로 판정되었다. 파형강판 인장부의 해석에서 LSD의 개념이 상대적으로 보수적이기 때문인 것으로 판단되며, Sagging moment 강도의 지배인자인 인장철근의 경우에는 재료계수를 적용하는 LSD가 상대적으로 휨강도를 높게 평가하였기 때문으로 판단된다.

Table 6 Design variables for parametric assessment of compressive and flexural strength of corrugate steel concrete composite section

Design variables		Parameters
Corrugate steel plate	thickness	6, 7, 8
	yield strength	275, 315, 450
	bolts layers	4, 5, 6
R/C	concrete strength	30, 40, 50, 60
	rebar strength	400, 500, 600

4. 합성단면 설계변수 분석

파형강판 콘크리트 합성단면의 설계변수에 따른 휨과 압축 성능을 분석하기 위하여 Table 6과 같은 설계변수들에 대하여 분석을 실시하였다.

Table 6의 설계인자들을 조합하여 330여개의 단면에 대하여 압축과 휨(Hogging and Sagging)에 대하여 분석하였다. Hogging moment의 경우, 연결부 볼트개수가 중요한 변수이기 때문에 6개까지 설치하는 것으로 분석하였으며, 강판의 강도는 현재 국내에서 사용가능한 구조용강재의 강도를 반영하였다. 철근콘크리트는 콘크리트 압축강도와 철근의 인장강도

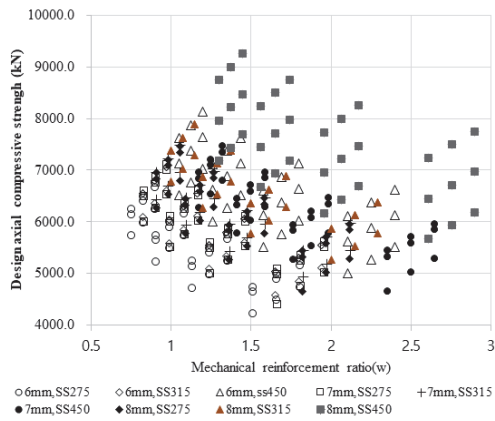


Fig. 7 Parametric comparison of axial strength of corrugate steel and concrete composite section according to the various design variables

의 변수를 고려하였으며, 기하학적 철근비는 현재의 조건을 그대로 적용하였다.

압축과 휨에 대한 분석 결과는 Fig. 7과 8에 정리하였다. 설계변수에 따른 강도 분석시 x-축은 역학적 강재비를 기준으로 적용하였다. 압축강도에 대해서는 $\frac{(A_{sf}f_{yd} + A_{sp}f_{ypld})}{A_{cf}f_{cd}}$ 를 사용하였고, Hogging moment와 Sagging moment에 대해서는 인장단면의 강재비인 $\frac{A_{sp}f_{ypld}}{A_{cf}f_{cd}}$ 와 $\frac{A_{sf}f_{yd}}{A_{cf}f_{cd}}$ 를 각각 적용하였다.

압축강도는 강재비보다는 콘크리트의 압축강도의 영향을 가장 많이 받는 것으로 분석되었다. 고강도 콘크리트를 적용할 경우에는 상대적으로 낮은 강도비가 적용된 단면에서도 강도가 크게 증가하였으며, 부재의 강도 증가는 전체적으로 선형 증가하는 형태를 나타내었다. 휨성능에 대해서는 Hogging과 Sagging moment에 대해 각각 분석하였으며, 강재비 증가에 따라 휨모멘트 강도가 증가하는 것을 확인할 수 있다. 강판이 인장을 받는 Hogging moment의 경우에는 강재비가 증가함에 따라 강도 증가율은 둔화되었으며, 철근이 인장을 받는 경우에는 낮은 강도비에서도 강도가 선형적으로 증가하는 것으로 분석되었다. 또한 단면 효율성 측면에서는 Sagging moment에서 보다 효율적인 단면인 것으로 분석되었다.

5. 결론

현재까지 파형강판 콘크리트 합성단면의 설계는 강재의 강도만을 고려하여 설계하도록 규정되어 있으나, 본 연구에서는 AASHTO LRFD 기준과 EURO Code 4의 LSD 기준을 활용하여 합성단면에 대한 소성해석을 수행하였다. 단면해석은 압축과 휨에 대하여 분석하였으며, 문헌에 제시된 시험체들에 대하여 분석을 수행하였다.

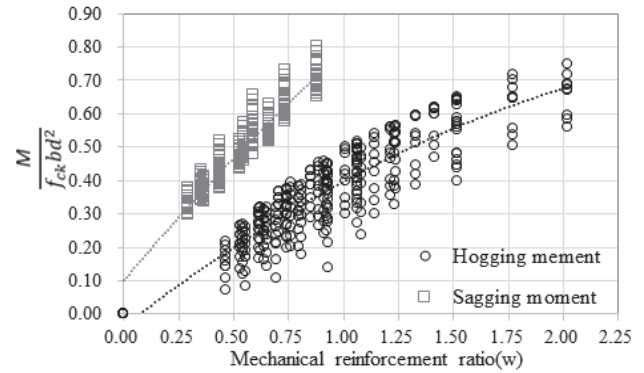


Fig. 8 Parametric comparison of flexural strength of corrugate steel and concrete composite section according to the various design variables

압축하중에 대해서는 LRFD 설계방법이 안전측으로 해석되는 것으로 분석되었으며, EC4의 LSD 설계는 심부콘크리트만을 압축에 저항하도록 설계할 경우 실제 강도와 유사하게 분석되었다. LSD 설계에서는 미소편심의 영향이 고려되지 않았고, 소성과괴까지 완전연결된 것으로 해석되어 상대적으로 강도가 높게 산정되는 것으로 판단된다. 파형강판 철근콘크리트 합성단면의 압축설계는 심부콘크리트만을 고려하고, 합성도에 대한 변수를 추가하는 것이 보다 적절한 것으로 판단되며, 해석의 신뢰성은 LSD 방법에 의한 의한 설계가 보다 합리적인 것으로 판단된다.

휨단면 해석은 Hogging과 Sagging moment에 대해 분석하였으며, LRFD 설계에서는 합성단면의 소성해석에 대해 정확하게 제시되어 있지 않아 EC4에 제시된 평형조건을 기준으로 LRFD와 LSD에 대해 분석하였다. 실험결과에서는 볼트연결된 강판의 인장인 Hogging moment보다는 철근인장을 고려하는 Sagging moment가 안전측으로 해석되었으며, 설계방법에서는 LSD에 의한 설계가 보다 실험결과와 부합하는 것으로 분석되었다.

설계변수 분석을 통하여 각 설계변수가 압축과 휨강도에 미치는 영향을 분석하였다. 압축강도의 경우에는 강재비보다는 압축강도의 영향이 상대적으로 높은 것으로 분석되었으며, 휨강도는 Sagging moment는 강재비에 따라 선형적으로 증가하고, Hogging moment는 강재비가 증가하면서 증가율이 둔화되는 것으로 분석되었다. 이는 강재비와 연결부 강도의 한계에 기인한 것으로 판단된다.

본 연구에서 고려되지 못한 완전합성단면과 부분합성단면에 대한 감소비와 강재의 국부변형 등에 대한 분석과 연구가 추가될 필요가 있는 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 국토교통과학기술진흥원의 연구비지원(22CFRP-C163399-02)에 의해 연구가 진행되었으며, 이에 감사드립니다.

References

1. AASHTO. (2010), LRFD Bridge Design Specifications, 5th Ed., Washington, DC.
2. American Iron and Steel Institute (2007), Handbook of steel drainage & Highway construction, AISI, p.476.
3. ASTM A 761. (2003), Standard Specification for Corrugated Steel Structural Plate, Zinc-Coated, for Field-Bolted Pipe, Pipe-Arches, and Arches, ASTM, USA.
4. ASTM A1008/A1008M-09. (2009), Standard Specification for Steel, Sheet, Cold-Rolled, Carbon, Structural, High-Strength Low-Alloy, High-Strength Low-Alloy with Improved Formability, Solution Hardened, and Bake Hardenable, ASTM, USA.
5. Beben, D. (2013), Field performance of corrugated steel plate road culvert under normal live-load conditions. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 27(6), 807-817.
6. Beben, D. (2014), Corrugated steel plate culvert response to service train loads. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(2), 376-390.
7. BS EN 1993-1-1. (2006), Eurocode 3 —Part 1-1, Design of steel structures — General rules and rules for buildings. CEN, Brussels.
8. BS EN 1993-1-3. (2006), Eurocode 3 —Part 1-3: Design of steel structures — General rules — Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. CEN, Brussels.
9. BS EN 1994-1-1. (2004), Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, Brussels.
10. BS EN 1994-1-1. (2004), Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures — Part 2: General rules and rules for bridges. CEN, Brussels.
11. Canadian Standards Association (CSA). (2006), Canadian Highway Bridge Design Code. CAN/CSA-S6-06, Mississauga, ON, Canada.
12. Hwang, W. S., Kang, S. P., and Wi, Y. M. (2004), Strength and Stress Distribution Behavior for the Connections of Corrugated Steel Plates, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, The Korean Society of Steel Construction, 16(3), 365-375.
13. Janusz, L. and Madaj, A. (2007), *Engineering structures from corrugated plates-Design and construction*, Transport and Communication Publishers, Warsaw, Poland.
14. Ju, M., and Oh, H. (2016), Static and fatigue performance of the bolt-connected structural jointed of deep corrugated steel plate member. *Advances in Structural Engineering*, 19(9), 1435-1445.
15. Kim, Y, Lee, H., and Oh, H. (2017), An Experimental Verification on the Compressive Behavior of Corrugated Steel Plates and Concrete Composite Section, *J. Korean Soc. Hazard Mitig.*, 17(5), 223-231.
16. Kim, Y., and Oh, H. (2017), An Experimental Study on Flexural Strength of Deep Corrugated Steel Plate Composite Members by Steel Grade and Reinforcement Method, *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, 21(2), 1-12
17. KCSC. (2016), Korean Design Standard; Steel Structural Member Design(LRFD) 14 31 10, Korea Construction Standard Center, p. 169.
18. Moore, I., and Brachman, R. (2012), Research advancing the design of large span deep corrugated metal culverts. 2nd European Conference-Buried Flexible Steel Structures, Rydzyna, Poland.
19. Oh, H. (2019), Verification of Compressive and Flexural Behavior of Corrugated Steel Plates Composite Section with SFRC, *J. Korean Soc. Hazard Mitig.* 2019, 19(1), 231-239.

Received : 12/17/2021

Revised : 01/13/2022

Accepted : 06/28/2022

요 지 : 지중구조물에 많이 사용되는 파형강판 콘크리트 합성단면은 단면의 어려움으로 인하여 아직까지 보수적인 설계방법을 적용하고 있다. 본 연구에서는 LRFD와 LSD의 두가지 한계상태 설계방법을 사용하여 합성단면의 휨과 압축에 대한 소성해석을 실시하고자 하였다. 실험결과에 대한 분석결과 압축강도는 LRFD 해석값이 보다 안전측으로 해석되었으며, 강판의 강재비 보다는 콘크리트 압축강도의 영향이 큰 것으로 분석되었다. 휨강도는 LSD에 의한 해석치가 실험결과와 잘 일치하는 것으로 분석되었으며, 강판 인장강도의 영향을 받는 Hogging moment는 연결부 등의 영향에 의해 강도증가율이 감소하였으나, Sagging moment는 강재비에 따라 선형적으로 증가하는 것으로 분석되었다.

핵심용어 : 파형강판 합성단면, 한계상태설계, 소성설계, 휨, 압축
