



복합트러스교의 격점구조별 비틀림 거동

정광희¹⁾ · 이상휴¹⁾ · 이종원¹⁾ · 최지훈²⁾ · 김장호^{2)*}

¹⁾현대건설(주) 연구개발본부 ²⁾연세대학교 사회환경시스템공학부

Torsional Behavior of Hybrid Truss Bridge according to Connection Systems

Kwang-Hoe Jung,¹⁾ Sang-Hyu Lee,¹⁾ Jong-Won Yi,¹⁾ Ji-Hun Choi,²⁾ and Jang-Ho Jay Kim^{2)*}

¹⁾Research & Development Division, Hyundai Engineering & Construction, Yongin 446-716, Korea

²⁾School of Civil and Environmental Engineering, Yonsei University, Seoul 120-794, Korea

ABSTRACT HTB (hybrid truss bridge) steel truss webs instead of concrete webs in prestressed box girder bridges has been widely used in, because of its structural benefit such as relatively less self-weight and good aesthetics due to open web structure. Since the core technology of this bridge is the connection system between concrete slabs and steel truss members, several connection systems were proposed and experimentally evaluated. Also, the selected joint system was applied to the real bridge design and construction. The researches were performed on the connection system, since it can affect the global behavior of this bridge such as flexural and fatigue behaviors as well as the local behavior around the connection region. The evaluation study showed that HTB applied to a curved bridge or a eccentric loading bridge, characteristic has a weak torsional capacity compared to an ordinary PSC box girder bridges due to the open structure of HTB. In this study, three box shaped hybrid truss specimens were made and the torsional test and evaluation for them were performed in order to find out the torsional behavior of HTB according to the connection system.

Keywords : HTB (hybrid truss bridge), torsional behavior, connection system, torsional test

1. 서 론

복합트러스 교량은 Fig. 1에서 보는 바와 같이 프리스트레스 박스교량에서 콘크리트 복부를 강관 트러스로 대체한 교량을 의미하며 복부를 상대적으로 가벼운 강관 트러스로 대체하였기 때문에 교량 상부구조의 자중이 약 20% 절감되는 효과가 있다. 따라서 지간을 늘릴 수 있으며 하부구조 또한 축소시킬 수 있는 장점이 있다. 또한 복부 개방구조로 경관성이 매우 우수하여 주변환경과 잘 조화를 이루기 때문에, 최근 들어 도심지에 미관을 고려한 교량이나 내륙 하천을 횡단하는 중지간(40~60 m) 교량으로 많이 적용되고 있다.¹⁻³⁾

이러한 구조적, 경관적 장점을 지닌 복합트러스교의 핵심기술은 강관트러스와 콘크리트 슬래브를 연결하는 격점구조에 있다. 지금까지 여러가지 격점구조들이 개발되어 실험적 검증을 통해서 실교량에 적용해 오고 있다.^{4,7)}

이러한 격점구조는 격점부 국부적인 거동뿐만 아니라 복합트러스 거더의 휨 및 피로 등 전체적인 거동을 좌우하기 때문에 이에 대한 연구가 계속 진행되고 있다.

Fig. 2는 기존 연구에서 거동이 분석된 3가지 형태의 격점구조의 하중전달 메커니즘이다. Fig. 2(a)와 같은 힌지 매립형 격점구조(EHT)는 콘크리트 슬래브의 도심과 강재 트러스의 중심선이 일치하여 편심 모멘트를 최소화시킬 수 있다. 반면에 Fig. 2(b), (c)와 같이 플랜지 플레이트 위에 전단연결재인 스티드 연결된 격점구조들(FHT, GHT)은 콘크리트 슬래브의 도심과 강재 트러스의 중심선이 일치하지 않아서 편심 모멘트가 발생하게 되어 이에 저항할 수 있는 구조 부재가 필요하게 된다. Fig. 2(b)와 같이 연속된 플랜지 플레이트가 있는 경우(FHT)에는 편심 모멘트에 효과적으로 저항할 수 있지만, Fig. 2(c)와 같이 거세트 판에 의해 불연속적인 플랜지 플레이트로 연결된 경우(GHT)에는 편심 모멘트에 대한 저항성능이 상대적으로 떨어져서 거더 전체의 극한 모멘트를 저하시킬 수 있다.⁸⁻¹⁴⁾

한편, 복합트러스 교량의 복부 개방구조는 프리스트레스 박스교량에 비해 비틀림 성능을 저하시키는 단점을 가지고 있어 편심하중을 받는 교량이나 곡선교 등에는

*Corresponding author E-mail : jjhkim@yonsei.ac.kr

Received August 29, 2012, Revised November 1, 2012,

Accepted November 2, 2012

©2013 by Korea Concrete Institute

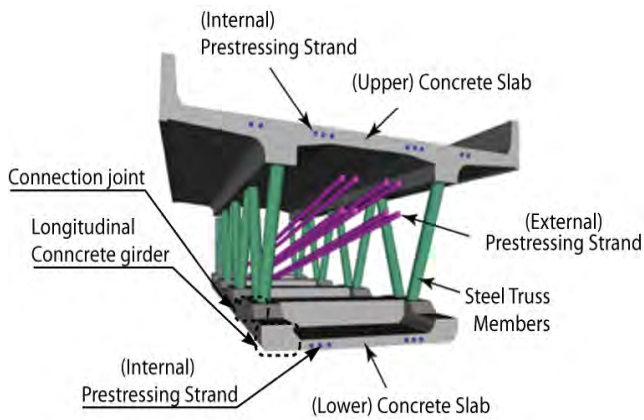


Fig. 1 HTB (hybrid truss bridge)

아직까지 적용된 사례가 없다. 따라서 복합트러스교가 보다 널리 사용되기 위해서는 비틀림 거동에 대한 정확한 분석이 필요한 상황이다.

이 연구에서는 복합트러스교의 격점구조 형식에 따른 비틀림 거동 특성을 알아보기 위해 3가지 형태의 박스형 복합트러스 실험체를 제작하여 비틀림 실험을 수행하고 분석해 보았다.

2. 복합트러스 비틀림 실험

2.1 실험체 제원 및 특징

이 연구에서는 Fig. 3과 같이 힌지형 매립형 격점구조

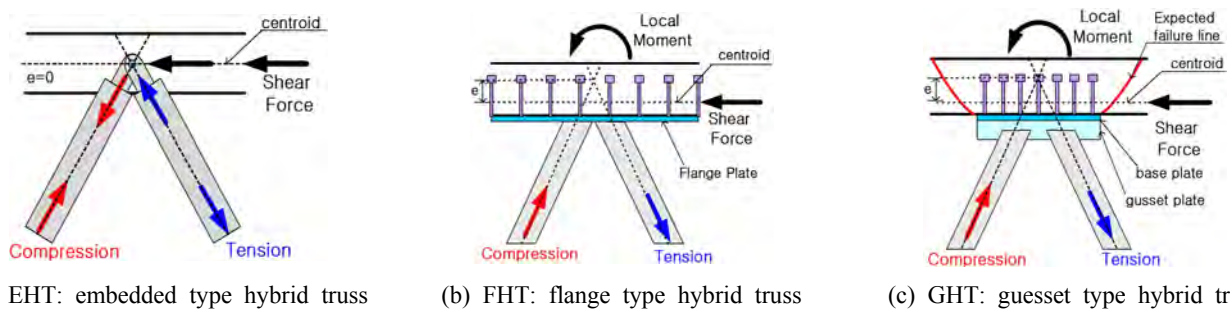


Fig. 2 Load transfer mechanism at the connection joint

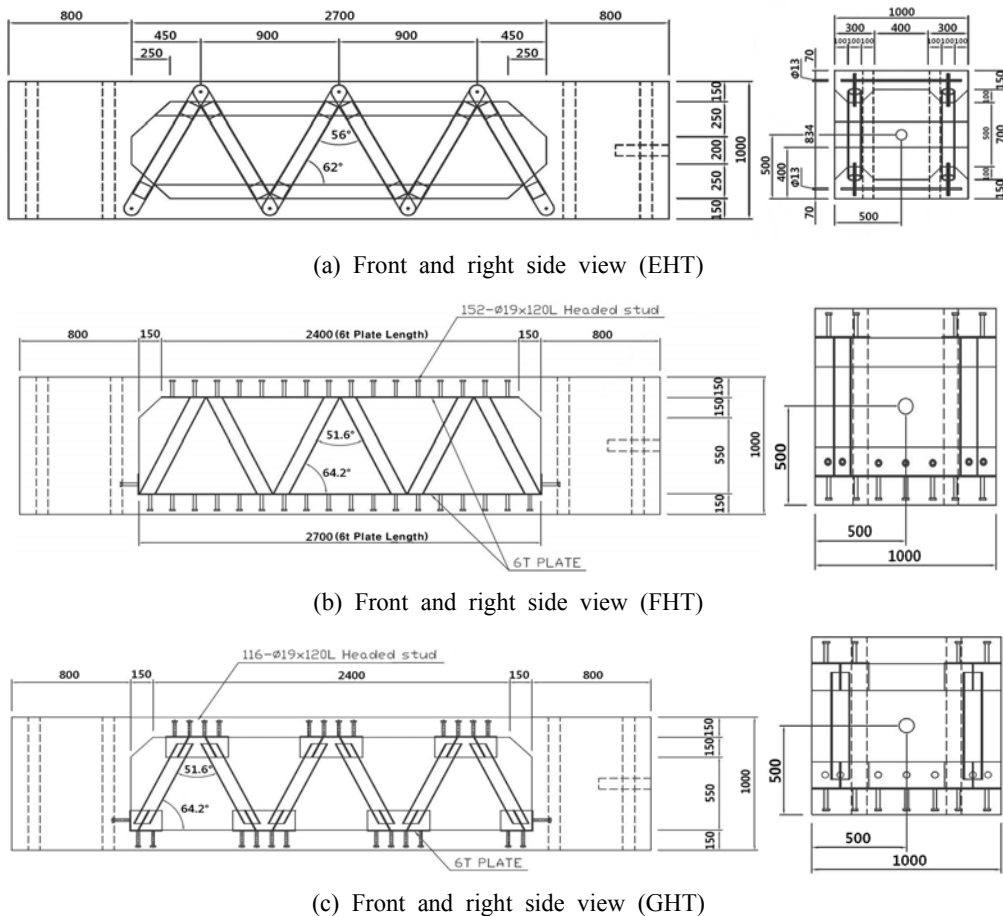


Fig. 3 Detail design of specimen (unit: mm)

(EHT: embedded type hybrid truss), 연속된 스티드와 플랜지 플레이트로 연결된 격점구조(FHT: flange type hybrid truss), 그리고 불연속된 스티드와 거세트판으로 연결된 격점구조(GHT: Guesset type Hybrid Truss), 이렇게 3가지 격점구조에 대해 박스거더형 실험체를 제작하여 비틀림 실험(torsional test)을 수행하였다.

Table 1과 2는 각각 실험체의 주요 제원과 재료 물성치를 나타낸 것이다. 3가지 실험체의 높이와 폭은 모두 1000 mm로 정사각형 단면으로 제작되었으며, 실험체의 길이도 4300 mm로 동일하다. 상·하부 콘크리트 슬래브 두께도 150 mm로 동일하지만, EHT 실험체만 100 mm 높이의 콘크리트 현치를 두었다. 또한 Fig. 3에서 보는 바와 같이 하중재하 및 실험체 고정을 위해 양단 800 mm길이의 콘크리트 블록을 설치하였으며, 중간 2700 mm길이 안에 서로 다른 격점구조를 가진 모두 3쌍의 트러스를 각각 배치하였다.

EHT는 힌지연결구조로 강재 트러스들이 슬래브 내부에서 연결판을 통해서 힌지로 연결되어 매립되도록 하였으며, 충분한 매입깊이를 확보하기 위해 콘크리트 현치를 설치하였다. 한편, FHT와 GHT는 각각 강재 트러스들이 종방향 플랜지 플레이트와 거세트판에 의해 연결되며, 가장 일반적으로 많이 사용되는 스티드 전단연결재에 의해 상·하부 콘크리트 슬래브에 일체화 되도록 하였다.

3가지 실험체에 사용된 강관 트러스의 직경과 두께는 각각 114 mm, 6 mm로 모두 동일이다. 또한, EHT 연결판, FHT 플랜지 플레이트, GHT 거세트판은 모두 강관 트러스와 동일하게 항복강도 240 MPa이며, 허용응력은 140 MPa인 SS400 강재를 사용하였으며 두께도 모두 6 mm이다. FHT와 GHT에 사용된 스티드는 일반적인 합성형 교량에 널리 사용되는 규격으로 직경이 19 mm, 높이는 120 mm이며, 150 mm 간격으로 배치하였다. 종횡방향 철근은 모두 직경이 13 mm인 SD400 고강도 철근을 사용하였으며, 콘크리트 설계기준강도는 40 MPa이다.

Table 1 Dimension of specimen (unit: mm)

Index	Width	Height	Length	Slab thickness	Hunch height
EHT	1000	1000	4300	150	100
FHT	1000	1000	4300	150	-
GHT	1000	1000	4300	150	-

Table 2 Material properties (unit: MPa)

Index	Concrete	Steel truss/plate	Rebar
Type	OPC	SS440	SD400
Allowable stress	-	$f_a=140$	$f_a=180$
Strength	$f_{ck}=40$	$f_y=240$	$f_y=400$

2.2 실험체 제작 및 실험 세팅

Fig. 4는 실험체 제작 과정을 나타낸 것이다. 제작공장에서 강관과 플레이트판을 설계된 각도에 맞게 필렛용접으로 연결한 후 스티드 건을 이용해 스티드를 접합하였다. 강재 거푸집에 제작한 트러스를 소정의 위치에 거치한 후, 철근을 배치한 뒤 콘크리트 타설 전에 변형률계이지를 철근에 부착시켰다. 양단 콘크리트 블록에는 실험체 고정 및 재하판 연결을 위한 각각 4개씩 수직 슬리브를 두었으며, 회전축을 삽입시키기 위한 수평 슬리브를 정밀하게 배치하였다. 실험체에 콘크리트를 타설한 후, 40 MPa이상의 충분한 강도가 발현될 수 있도록 양생을 실시하였다.

양생이 끝난 실험체는 Fig. 5에서 보는 바와 같이 거더의 우측 단부는 4개의 앵커바를 이용하여 시험실 바닥과 완전히 고정시켰으며 좌측 단부는 주조된 강봉을 삽입하여 회전축 역할을 하도록 설치하였다. 또한 3 m의 가력빔을 좌측 단부에 설치하고, 가력빔에 수직으로 2000 kN 용

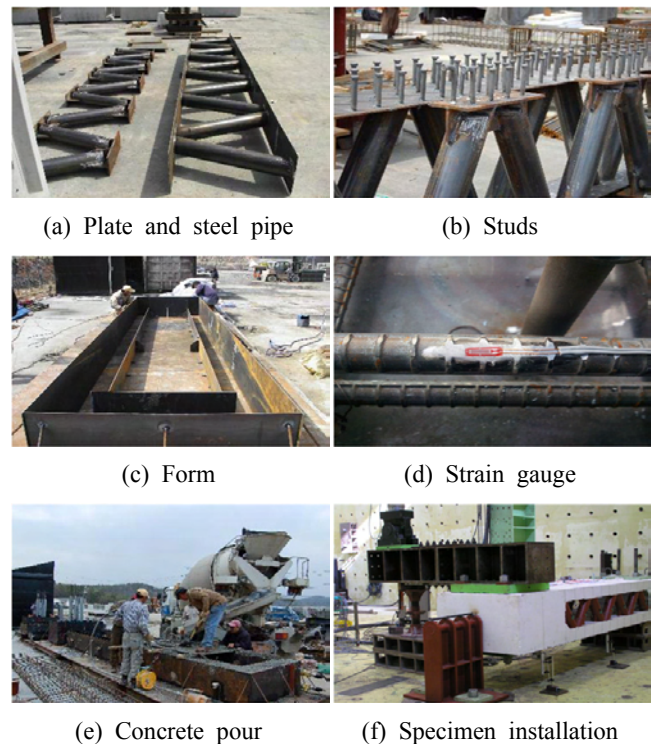


Fig. 4 Testing set-up for the connection joint

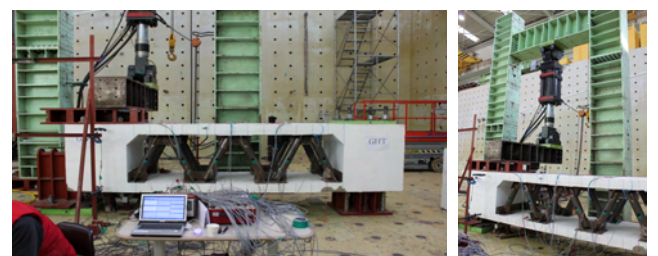


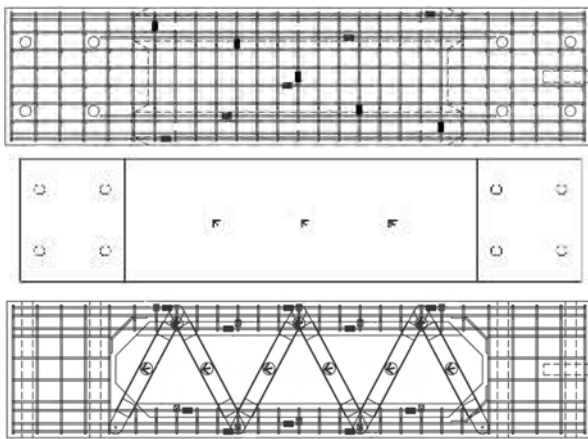
Fig. 5 Testing set-up for the hybrid truss girder

량의 액츄에이터를 설치하여 상하로 하중을 재하하면서 비틀림 하중이 가해질 수 있도록 하였다.

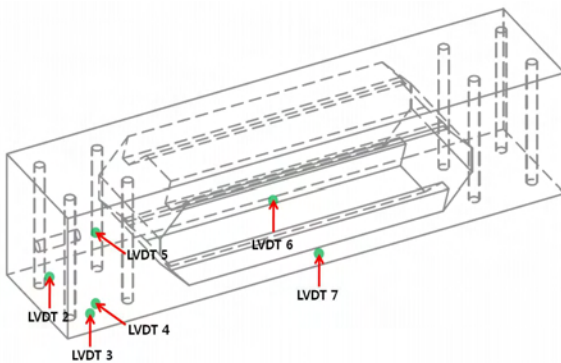
2.3 데이터 측정 위치 및 하중 재하

Fig. 6은 변형률게이지 및 변위계 부착 위치를 나타낸 것이다. 트러스 사재에는 로켓 게이지를 부착하여 사재에 작용하는 응력을 측정할 수 있도록 하였으며, 콘크리트 슬래브 상면에도 콘크리트 로켓 게이지를 부착하여 콘크리트 표면의 균열하중과 주응력 방향을 알 수 있도록 하였다. 또한 비틀림 하중을 재하하면서 변위와 비틀림 각을 정확히 측정할 수 있도록 주요지점에 6개의 변위계를 설치하였다.

한편, 하중재하는 변위제어에 의해 0.02 mm/sec로 이루어졌으며, 하중 단계에 따른 처짐, 변형률 뿐 아니라 실험체의 탄성력을 확인하기 위해 Table 3과 같이 우선 ±50 kN



(a) Gauge location



(b) LVDT location

Fig. 6 Set-up for gauge and LVDT

Table 3 Dimension of specimen (unit: mm)

Index	Width	Height	Length	Slab thickness	Hunch height
EHT	1000	1000	4300	150	100
FHT	1000	1000	4300	150	-
GHT	1000	1000	4300	150	-

까지 하중을 재하한 이후에 50 kN씩 증가시키며 하중 재하를 반복하였다.

3. 복합교량의 비틀림 강성

3.1 공간트러스 모델

콘크리트 박스거더교의 복부를 강재 트러스로 치환한 복합트러스교의 비틀림 거동에 대해 아직까지 국내에는 명확한 기준이 미흡한 상태이다. 따라서 이 연구에서는 복부를 좌형강관으로 치환한 교량을 토대로 연구된 제안식들의 기본 개념을 바탕으로 복합트러스 단면의 비틀림 강성을 비교 및 검토해 보았다.

Collins¹⁵⁾는 기존의 공간트러스 모델을 수정하여 임의적인 가정을 통하여 전단흐름의 중심선은 콘크리트 등가 압축응력 블록의 중심선과 일치한다고 가정하고 전단흐름의 중심선에 해당하는 면적과 구조물 단면적의 관계를 식 (1)과 같이 나타내었다.

$$T_n = 2 \frac{A_0 A_t f_y}{s} \cot \alpha \quad (1)$$

여기서, T_n 은 공칭 비틀림 모멘트, A_0 는 전단흐름의 중심선에 해당하는 면적, A_t 는 횡방향 철근의 단면적, f_y 는 횡방향 철근의 항복강도, s 는 스테럽의 간격, α 는 경사각을 나타낸다.

복부 좌형강관 박스거더 교량에서 슬래브의 상·하부는 콘크리트가, 복부는 좌형강관으로만 구성되고, 플랜지 부분에 해당하는 면적은 전체 면적의 1/2로 제안하였다.^{16,17)} 이런 개념을 토대로 상·하부 콘크리트에 작용하는 비틀림 모멘트는 식 (2)의 A_0 를 사용하여 계산할 수 있다.

$$A_0 = \frac{1}{2}(b - t_b)(h - t_d) \quad (2)$$

여기서, t_b 는 복부강재의 두께, t_d 는 콘크리트 슬래브의 유효두께를 나타낸다.

비틀림을 받는 박스거더 단면은 강체로서 거더의 축방향을 따라 회전한다고 가정하고, 비틀림을 받는 박스거더 단면의 비틀림각은 단면에 균등하게 분배된다고 본다. 복부에 의한 비틀림 모멘트는 복부에 작용하는 전단력과 복부 좌형강관 사이의 거리와 관련하여 식 (3)과 같이 계산할 수 있다.

$$T_w = \tau_w A_w (b - t_b) \quad (3)$$

여기서, T_w 는 복부강재에 작용하는 비틀림모멘트, τ_w 는 전단응력, A_w 는 복부단면적을 나타낸다. 복부 좌형강관

교량에 작용하는 총 비틀림 모멘트는 상·하부 콘크리트 요소에 작용하는 비틀림 모멘트 T_n 값과 복부 파형강판에 작용하는 비틀림 모멘트 T_w 값의 합으로 계산할 수 있다.

$$T = T_n + T_w \quad (4)$$

3.2 환산 판두께

복합 트러스교는 복부파형강판 교량과 같이 종방향 단면이 일정하지 않기 때문에, 복부파형강판 교량에 적용한 비틀림 모멘트 산정식을 그대로 적용할 수는 없다. 따라서 이 연구에서는 일정한 간격으로 배치된 복부 트러스 부재를 연속된 복부로 환산하고, 상·하 콘크리트 슬래브와 복부로 둘러싸인 폐단면을 갖는 하나의 보로서 계산하여 비틀림 모멘트에 의한 단면력을 계산하는 것으로 하였다. 콘크리트 복부와 등가인 복부트러스 부재의 환산 판두께는 식 (5)를 이용한다.¹⁸⁾

$$t^* = \frac{E_c}{G_c} \left(\frac{ah}{\frac{d^3}{n_e A_{sd}} + \frac{a^3}{3} \left(\frac{1}{A_{cu}} + \frac{1}{A_d} \right)} \right) \quad (5)$$

여기서, t^* 는 강트러스재를 교축방향으로 연속하는 콘크리트 복부로 환산한 판두께, E_c 는 콘크리트 탄성계수, G_c 는 콘크리트 전단탄성계수, a 는 콘크리트 슬래브와 강트러스재의 격점간 수평거리의 1/2 거리, h 는 비틀림저항 폐단면의 높이, d 는 강재 트러스의 길이, n_e 는 강과 콘크리트의 탄성계수비(E_s/E_c), E_s 는 강트러스재의 영계수, A_{sd} 는 강트러스재의 단면적, A_{cu} 와 A_d 는 각각 외측의 강트러스재와 콘크리트 상·하부 슬래브 결합부의 세로보 단면적을 나타낸다.

식 (5)는 비틀림 거동에 의해 외측의 강트러스로부터 전달되는 비틀림 전단력이 강재 트러스와 콘크리트 슬래브 결합부의 세로보를 매개로 하여, 전단류로서 콘크리트 슬래브에 전달된다는 거동을 기본으로 하여 폐단면 이론에 적용하기 위해 유도된 식이다. 이 실험에서 EHT

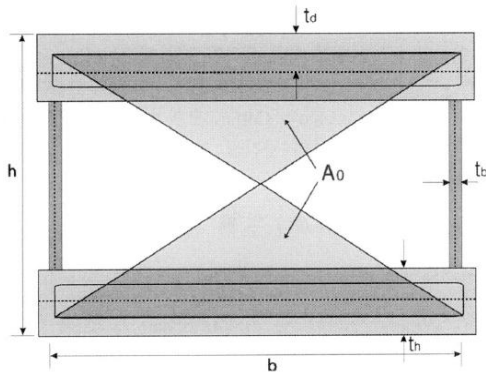


Fig. 7 Box girder bridge with corrugated steel web

가 가지고 있는 현차 부분의 차이로 인하여 A_{cu} 와 A_d 의 차이에 따라 t^* 값이 변화할 것으로 판단된다.

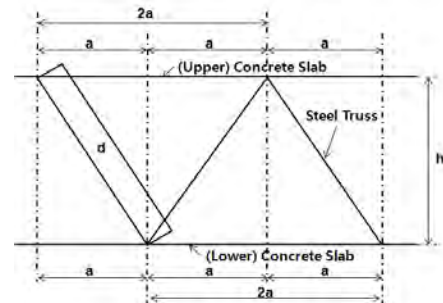
따라서, 식 (2)에서 사용된 t_b 는 t^* 로 치환하는 것으로 한다. 이 연구에서는 위와 같은 이론식을 바탕으로 실제 실험 결과와 비교하여 비틀림 강성 및 성능을 분석하였다.

3.3 실험체별 비틀림모멘트

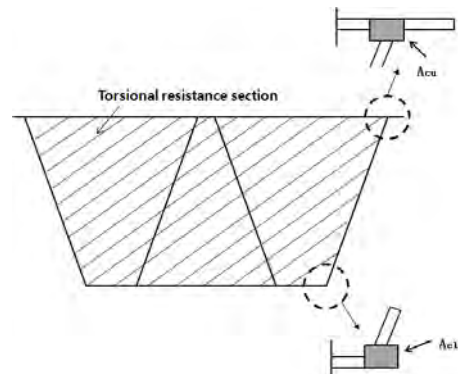
Table 4는 식 (5)에 의해서 구해진 EHT, FHT, GHT 환산판 두께를 나타낸 것이다. Fig. 2에서 언급한 바와 같이 콘크리트 슬래브의 도심과 강재 트러스의 중심선이 EHT는 일치하는 반면에, FHT와 GHT는 일치하지 않는다. 따라서 콘크리트 슬래브와 강트러스재의 격점간 수평거리의 1/2 거리(Fig. 8(a)에서 “a”)를 450 mm로 고정하게 되면, 트러스 각도는 EHT가 62°, FHT와 GHT는 64.2°가 된다. 이에 따라 강재 트러스의 길이(Fig. 8(a)에서 “d”)는 EHT가 962 mm, FHT와 GHT는 1034 mm가 된다. 콘크리트

Table 4 Equivalent plate thickness (t_b)

Index	a (mm)	Truss angle (degree)	d (mm)	t_d (mm)	A_{cu} (mm ²)	A_d (mm ²)	t_b (mm)
EHT	450	62.1	962	190	50000	50000	13.0
FHT	450	64.2	1034	150	45000	45000	11.5
GHT	450	64.2	1034	150	45000	45000	11.5



(a) Side view



(b) Sectional view

Fig. 8 Dimension calculated by using converted thickness of plate

트 슬래브의 유효두께(t_d)는 현치가 없는 FHT와 GHT는 슬래브 두께와 동일하게 150 mm이지만, EHT와 같이 현치가 있는 경우에는 현치 면적을 부재 쪽으로 나누면 40 mm가 되고 이를 슬래브 두께에 더하면 슬래브의 유효 두께는 190 mm가 된다. 한편 상부 격점부 콘크리트 면적(A_{cu})과 하부 격점부 콘크리트 면적(A_{cl})은 서로 동일하며, EHT가 50000 mm², FHT와 GHT는 45000 mm²가 된다. 이렇게 하여 식 (5)에 의해 계산되는 강재 트러스의 환산두께(t_b)는 EHT가 13.0 mm, FHT와 GHT가 11.5 mm로 1.5 mm의 차이를 나타내었다.

Table 5는 식 (1)~(4)에 의해 구해지는 비틀림 모멘트와 그에 따른 비틀림 하중을 나타낸 것이다. 트러스 각도, 강재 트러스의 길이와 환산두께, 현치 유무 등이 서로 달라서 약간의 차이는 있었으나, 최종으로 구해진 비틀림모멘트는 EHT가 1361 kN·m, FHT와 GHT는 1305 kN·m로 약 4.3%의 차이를 나타내었으며 가력범의 길이를 고려하여 구해진 극한하중은 EHT가 454 kN, FHT와 GHT가 435 kN을 나타내었다.

4. 비틀림 실험 결과 분석

4.1 변위와 비틀림각

Table 6은 3.3에서 계산된 비틀림 모멘트, 그에 따른 극한하중과 이 비틀림 실험에서 측정된 비틀림 모멘트와 최대하중을 비교한 것이다. EHT의 비틀림 모멘트는 1398 kN·m로 계산된 비틀림모멘트 1361 kN·m에 도달하였으나 FHT와 GHT의 비틀림 모멘트는 각각 1074 kN·m과 1092 kN·m로 계산된 비틀림 모멘트 1305 kN·m의 약 83%수준에 그쳤다. 최대하중 또한 Table 6에서 보는 바와 같이 동일한 수준을 나타내는 것을 알 수 있었다.

이와 같은 결과는 복부 개방구조로 폐합단면이 아닌 복합트러스 단면을 폐합단면으로 가정하여 계산하였기 때문으로 판단되며 이에 따라 식 (5)에 구해진 강재 트러

스의 환산 판두께를 실제 설계에 적용할 경우에는 FHT와 GHT는 약 20% 이상의 충분한 안전율을 고려해야 할 것으로 판단된다.

Fig. 9는 실험체 회전축 단부에 설치된 변위계 LVDT 2와 LVDT 3의 하중-변위 곡선을 나타낸 것이다. 3가지 실험체 모두 좌우 대칭 형태의 변위변화가 나타났으며 상부슬래브 전단파괴에 의해 극한상태에 도달하였다. 약 300 kN이전까지는 비슷한 비틀림 강성을 나타내었으나, 약 300 kN이후에는 FHT와 GHT는 변위가 크게 증가하면서 강성이 저하되었지만 EHT는 변위증가가 크지 않고 강성변화도 크게 없는 것으로 나타났다.

Fig. 10은 변위계 LVDT 2와 LVDT 3의 상대변위를 이용하여 구한 비틀림 각을 하중-비틀림 각 곡선으로 나타낸 것이다. 3가지 실험체 모두 약 250 kN까지는 거의 동일하게 선형으로 증가하는 거동을 나타내었으며, FHT와 GHT는 약 250 kN 이후 급격히 비틀림 각이 증가한 것을 알 수 있다. 반면에, EHT는 비틀림 각이 계속 동일한 기울기로 증가하다가 약 300 kN 이후에 기울기가 감소하기 시작하였다.

또한, Fig. 10에서 ㉔, ㉕, ㉖는 각각 실험체를 탄성체로 가정하고 계산된 비틀림 각이다. ㉔는 EHT의 계산된 비틀림 각으로 약 300 kN까지 실험에서 측정된 비틀림 각과 유사한 것을 볼 수 있다. 반면에 ㉕와 ㉖는 각각 FHT와 GHT의 계산된 비틀림 각으로 두 실험체가 같은

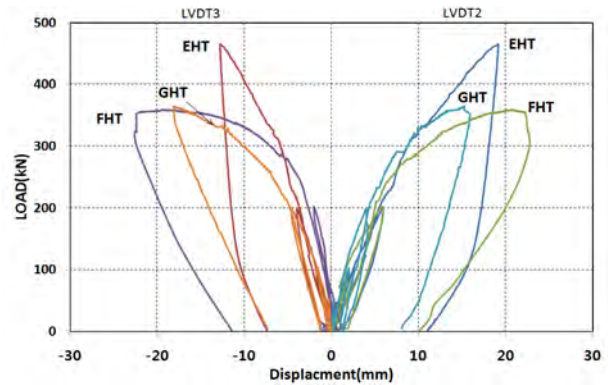


Fig. 9 Torsional test results (load-displacement)

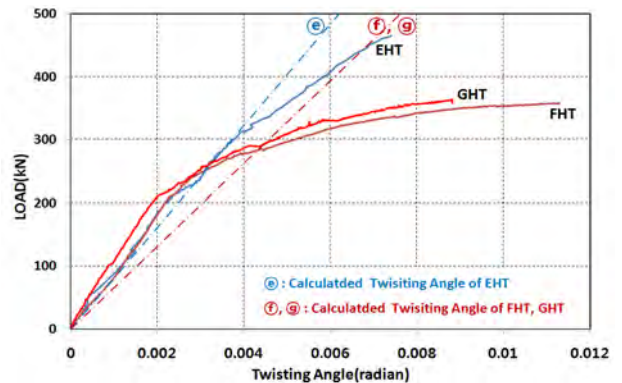


Fig. 10 Torsional test results (load-twisting angle)

Table 5 Torsional moment and load

Index	T_n (kN·m)	T_w (kN·m)	T (kN·m)	P_u (kN)
EHT	343.6	1017	1361	454
FHT	361.2	944.1	1305	435
GHT	343.6	944.1	1305	435

Table 6 Maximum moment and load

Index		EHT	FHT	GHT
Torsional moment	① Calculated moment (kN·m)	1361	1305	1305
	② Measured moment (kN·m)	1398	1074	1092
Load	① Calculated ultimate load (kN)	454	435	435
	② Measured max. load (kN)	466	358	364
②/①		1.03	0.83	0.84

단면을 가지므로 한 개의 직선으로 나타내었다. 약 250 kN 까지 측정된 비틀림 각이 계산된 비틀림 각보다 작음을 알 수 있었으며, 그 이후로는 측정된 비틀림 각이 급격히 증가하여 약 300 kN에서는 계산된 비틀림 각보다 커지는 것을 볼 수 있었다.

Table 7은 하중단계별(100 kN, 200 kN, 300 kN, 350 kN, 400 kN 450 kN)로 각 실험체의 계산된 비틀림 각과 측정된 비틀림 각을 비교한 것이다. 계산된 비틀림 각은 EHT가 FHT 또는 GHT에 비해 비틀림 강성이 더 크기 때문에 작게 나타났다. 100 kN과 200 kN에서는 측정된 비틀림 각이 3가지 실험체가 거의 동일하였으나, 300 kN 이후에는 EHT에 비해 FHT와 GHT가 상대적으로 큰 값을 나타내었다.

Fig. 10과 Table 7을 종합해 보면 EHT의 탄성한계점은 약 300 kN, FHT와 GHT의 탄성한계점은 약 250 kN으로 나타나서, EHT가 FHT나 GHT에 비해 비틀림 강성이 우수한 것으로 판단되었다. Table 5에서 구해진 비틀림 모멘트에는 큰 차이가 없었으나 격점구조 형식에 따라 비틀림 강성과 거동에는 차이가 있음을 알 수 있었다. 반면에 FHT나 GHT는 거의 동일한 거동을 나타내어 종방향 플랜지 플레이트의 연속성이 비틀림 거동에는 큰 영향이 없음을 알 수 있었다.

4.2 사재에 작용하는 응력

Fig. 11에서 보는 바와 같이 실험체에는 좌측(L_T1, L_T2, L_T3, L_T4, L_T5, L_T6)과 우측(R_T1, R_T2, R_T3, R_T4, R_T5, R_T6)에 3쌍씩 총 6쌍의 트러스가 설치되어 있으며, Fig. 11은 그 중 회전축에 가장 가까운 트러스(L_T1, L_T2)의 변형률을 나타낸 것이다. Fig. 11에서 보는 바와 같이 FHT와 GHT의 사재 변형률 변화는 거의 유사하게 나타났으나, EHT의 사재 변형률은 FHT나 GHT보다 약 1/3 수준에 불과한 것을 알 수 있었다. 이와 같이 EHT의 사재 변형률이 작게 나타나는 것은, EHT의 경우 비틀림 하중을 주로 콘크리트 슬래브에서 저항하는 반면에 FHT나 GHT는 콘크리트 슬래브에 전달되는 하중이 플랜지 플레이트를 통해서 트러스로 곧바로 전달된다

Table 7 Twisting angle (unit: 10⁻³radian)

Applied load (kN)	① Calculated twisting angle			② Measured twisting angle			②/①		
	EHT	FHT	GHT	EHT	FHT	GHT	EHT	FHT	GHT
	100	1.24	1.52	1.52	1.15	1.17	1.57	0.9	0.8
200	2.48	3.05	3.05	2.18	2.17	2.60	0.9	0.7	0.9
300	3.72	4.57	4.57	3.74	5.16	5.42	1.0	1.1	1.2
350	4.34	5.33	5.33	4.82	8.97	8.00	1.1	1.7	1.5
400	4.96	6.09	6.09	5.81	-	-	1.2	-	-
450	5.58	6.85	6.85	6.90	-	-	1.2	-	-

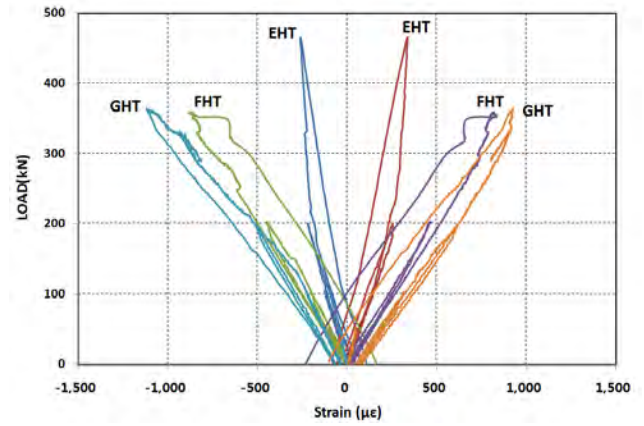


Fig. 11 Measured strains in truss (T1, T2)

Table 8 Axial stress distribution (EHT)

Applied load (kN)	Truss axial stress (MPa)					
	L_T1	L_T2	L_T3	L_T4	L_T5	L_T6
	R_T1	R_T2	R_T3	R_T4	R_T5	R_T6
100	-17.1	27.7	-15.7	17.6	-21.8	20.1
	-1.9	27.4	-15.8	30.0	-16.6	40.2
200	-37.0	46.4	-45.3	42.1	-54.0	44.7
	-21.8	42.9	-32.9	40.2	-32.9	50.4
300	-45.5	59.3	-59.3	53.5	-70.9	70.0
	-24.9	54.7	-55.1	56.6	-51.8	60.7
350	-45.9	62.6	-62.2	55.5	-74.7	77.7
	-26.3	55.1	-61.6	60.7	-55.1	63.8
400	-48.7	64.6	-63.3	59.0	-74.9	83.0
	-28.8	54.1	-66.9	60.9	-56.0	63.4
450	-51.2	66.7	-64.8	60.7	-78.3	89.3
	-30.3	53.7	-70.5	63.0	-56.0	65.1
466	-51.9	67.5	-64.6	60.9	-78.9	91.8
	-30.7	53.7	-72.1	63.6	-56.2	65.3

Table 9 Axial stress distribution (FHT)

Applied load (kN)	Truss axial stress (MPa)					
	L_T1	L_T2	L_T3	L_T4	L_T5	L_T6
	R_T1	R_T2	R_T3	R_T4	R_T5	R_T6
100	-51.6	53.5	-60.9	46.3	-57.6	49.5
	-37.7	40.4	-47.3	36.1	-44.6	36.3
200	-99.7	103.7	-118.3	89.5	-113.2	98.0
	-74.2	81.0	-93.1	76.5	-88.1	78.3
300	-149.4	146.9	-170.0	124.9	-162.5	152.6
	-135.7	122.9	-165.4	119.4	-165.2	139.7
350	-171.9	161.5	-191.7	121.9	-168.0	186.9
	-202.1	139.3	-230.9	138.4	-230.3	180.9
358	-175.5	164.2	-194.5	116.8	-178.6	204.2
	-222.8	139.3	-270.0	141.8	-268.2	193.8

Table 10 Axial stress distribution (GHT)

Applied load (kN)	Truss axial stress (MPa)					
	L_T1	L_T2	L_T3	L_T4	L_T5	L_T6
	R_T1	R_T2	R_T3	R_T4	R_T5	R_T6
100	-56.7	69.8	-72.6	73.6	-81.5	58.2
	-37.1	60.9	-61.6	55.3	-60.7	42.9
200	-103.3	125.1	-134.4	134.4	-147.1	101.2
	-70.0	110.0	-115.9	103.0	-113.8	80.0
300	-170.8	163.8	-212.5	201.3	-251.9	151.5
	-123.3	156.3	-204.3	154.8	-215.3	126.0
350	-208.0	184.3	-242.1	230.0	-300.9	176.3
	-154.2	181.3	-243.5	180.3	-265.3	157.9
364	-223.1	185.2	-242.7	236.2	-314.5	179.5
	-167.9	184.5	-258.6	182.4	-286.0	165.4

는 것을 의미하는 것으로 판단된다.

Table 8~10은 하중단계별(100 kN, 200 kN, 300 kN, 350 kN, 400 kN 450 kN)로 트러스 6쌍의 사재 변형률을 응력으로 환산하여 나타낸 것이다. Table 8은 EHT의 사재 응력을 나타낸 것으로 최대 비틀림 하중 466 kN이 작용할 때, 최대 91.8 MPa이 작용하는 것으로 나타났다. EHT는 전 단계에 걸쳐서 SS400 강재의 허용응력인 140 MPa을 넘지 않아서 사재 트러스 모두가 선형 탄성상태에서 거동함을 알 수 있었다. 반면에 Table 9, 10은 FHT와 GHT의 사재응력을 나타낸 것으로, 300 kN의 비틀림 하중이 작용할 때부터 SS400 강재의 허용응력인 140 MPa을 넘어서는 사재가 나타나기 시작하였다. 더욱이 최대 비틀림 하중인 358 kN과 364 kN이 각각 작용할 때에는 -270 MPa과 -286 MPa에 SS400 강재의 항복응력인 240 MPa을 넘어서 항복상태에 도달한 사재가 나타나기도 하였다.

4.3 균열

Fig. 12는 각 실험체 별로 비틀림 하중에 의해 발생된 상부 콘크리트 슬래브의 균열형상을 나타낸 것이다. 균열패턴과 각도를 쉽게 알 수 있도록 콘크리트 표면에 100 mm 간격으로 보조선을 그어두었다. Fig. 12에서 보는 바와 같이 3가지 실험체가 동일하게 약 45° 우측 상향으로 균열이 발생하여, 전형적인 비틀림 전단파괴 형상을 나타내었다. 다만, FHT와 GHT의 경우 약 60 kN부터 균열이 발생되어 하중 재하 250 kN 이상부터 급격한 균열이 진전된 반면에 EHT는 약 90 kN부터 균열이 시작되어 최대하중에 이르기까지 서서히 균열이 진행하였다. 이와 같은 결과로 볼 때 사용성 측면에서 EHT가 FHT나 GHT 보다는 유리할 것으로 판단되었다.

Table 11은 계산된 균열하중과 측정된 균열하중을 비교한 것이다. 균열하중은 식 (6)에 의해 구한 비틀림 모멘트(콘크리트 구조설계 기준 2007)로 구하였으며, 측정

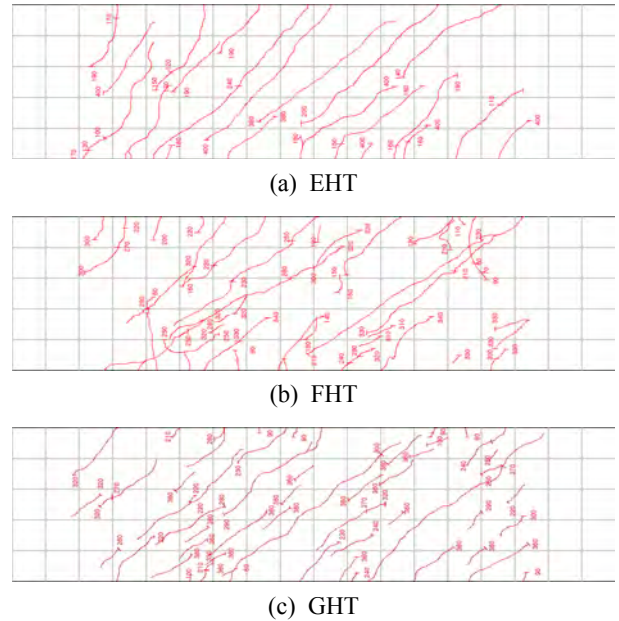


Fig. 12 Crack patterns

Table 11 Cracking load (unit: kN)

Index	① Calculated cracking load	② Measured cracking load	②/①
EHT	108	79	0.73
FHT	124	52	0.42
GHT	124	56	0.45

된 균열하중은 콘크리트 표면에 부착된 로켓 게이지의 변형률을 근거로 구한 주응력이 균열응력을 초과하는 하중을 찾은 것이다.

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \quad (6)$$

여기서, A_{cp} 는 비틀림하중에 전단류로 폐합된 단면의 면적이며, p_{cp} 는 전단류의 길이이다.

EHT의 경우 계산된 균열하중의 약 73%에 도달하였을 때 균열이 발생하였지만, FHT와 GHT의 경우에는 계산된 균열하중의 약 42%에 도달하였을 때 균열이 발생하기 시작하여 사용성 측면에서 EHT에 비해 더 취약한 것으로 나타났다. 또한 복부개방구조로 종방향으로 단면이 일정하지 않은 복합트러스교 비틀림 균열하중을 전단류 이론으로 계산하는 데에는 한계가 있는 것으로 판단되며 추가적인 연구가 필요할 것으로 사료된다.

5. 결 론

이 연구에서는 복합트러스교의 격점구조에 따른 비틀림 성능을 실험적으로 분석하였다.

- 1) 유사한 단면을 갖는 복합트러스 거더일지라도 격점

부의 형태에 비틀림 각, 사재의 응력, 균열하중 등의 거동이 크게 다를 수 있음을 알 수 있었다.

- 2) EHT가 FHT나 GHT에 비해서 최대하중은 크고 비틀림 각은 작아서 비틀림 강성이 더 큰 것으로 나타났다.
- 3) EHT사재의 응력은 FHT나 GHT 사재 응력에 비해 1/3수준으로 콘크리트 슬래브에서 효과적으로 비틀림 하중에 저항하는 것으로 나타났다. 반면에 FHT나 GHT는 콘크리트 슬래브에 전달되는 하중이 플랜지 플레이트를 통해서 트러스로 곧바로 전달되는 것으로 나타났다.
- 4) 또한, EHT가 FHT나 GHT에 비해서 균열하중이 더 커서 사용성 측면에서도 더 유리한 것으로 나타났다.
- 5) 반면에 FHT나 GHT는 거의 동일한 거동을 나타내어 종방향 플랜지 플레이트의 연속성이 비틀림 거동에는 큰 영향이 없음을 알 수 있었다.
- 6) FHT와 GHT의 경우 복부 개방구조로 폐합단면이 아닌 복합트러스 단면을 폐합단면으로 가정하여 식(5)에 구해진 강재 트러스의 환산판 두께를 실제 설계에 적용하는 것은 합리적이거나 약 20%이상의 충분한 안전율을 고려해야 할 것으로 판단된다.
- 7) 복부개방구조로 종방향으로 단면이 일정하지 않은 복합트러스고 비틀림 균열하중을 전단류 이론으로 계산하는 데에는 한계가 있는 것으로 판단되며 추가적인 연구가 필요할 것으로 사료된다.

감사의 글

이 연구는 현대건설(주) 연구개발과제(10ADIT07)와 국토해양부 건설핵심사업(05건설핵심C14)의 지원을 받아서 수행되었으며, 국토해양부의 연구비 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. Hiroo, M., Masato, Y., Yohei, T., and Kosuke, F., "Design of the Kinokawa Viaduct Composite Truss Bridge," *Proceedings of the 1st FIB Congress*, Osaka, Japan, Composite Structures, 2002, pp. 371-380.
2. Keiichi, A., Yuhei, T., Hideki, N., Yasuhiro, U., Toshiake, K., and Takashi, Y., "Design and Construction of Sarutagawa Bridge and Tomoegawa Bridge," *Journal of Prestressed Concrete, Japan*, Vol. 50, No. 3, 2005, pp. 5-11.
3. Hiroyuki, F., Akio, S., Hiroshi, S., Shoichi, U., Yoko, K., and Tadayuki, N., *Design and Construction of Shitsumi Ohashi Bridge*, Bridge and Foundation, pp. 5-11.
4. Miwa, H., Nagasawa, T., Yoda, T., Suzuki, T., and Kumagai, Y., "Experimental Study on the Mechanical Behavior of Panel Joints in PC Hybrid Truss Bridges," *Journal of Structural Engineering, JSCE*, Vol. 44A, 1998, pp. 1475-1484.
5. Takashi, T., Akio, S., Tadayuki, N., and Shinji, M., "Experimental Study on a Joint in Prestressed Concrete Bridge with Steel Truss Web," *Proceedings of the 1st FIB Congress*, Osaka, Japan, Composite Structures, 2002, pp. 347-352.

6. Shim, C. S., Park, J. S., and Kim, K. S., "An Experimental Study on Joint Structures of Composite Truss Bridges," *Journal of Korean Society of Steel Construction, KSSC*, 2007, Vol. 19, No. 3, pp. 303-312.
7. Shim, C. S., Park, J. S., Chung, C. H., and Kim, K. S., "Design and Experiments on Connection of Composite Truss Bridges," *Proceedings of 6th International Conference Steel and Aluminium Structures*, Oxford, 2007, pp. 963-970.
8. Jung, K. H., Kim, K. S., Chung, C. H., and Shim, C. S., "An Experimental Study on the Horizontal Shear Strength of Composite Truss Joint according to the Structural Connection System," *Civil Expo 2007*, Korean Society of Civil Engineers, Daegu, 2007, pp. 130-133.
9. Jung, K. H., Kim, K. S., and Chung, W. S., "Flexural Behavior of Prestressed Concrete Hybrid Girder with Steel Webs," *Proceedings of 4th International Conference on The Conceptual Approach to Structural Design*, Venice, Italy, 2007, pp. 297-305.
10. Jung, K., Yi, J., and Kim, J. J., "Structural Safety of the Newly Developed Connection System of the Prestressed Concrete Hybrid Girder with Truss Web Section," *Proceedings of 8th Short and Medium Bridge Conference*, CSCE, Niagara Falls, Canada, 2010, pp. 210(1-8).
11. Jung, K., Yi, J., and Kim, J. J., "Structural Safety and Serviceability Evaluations of Prestressed Concrete Hybrid Bridge Girders with Corrugated or Steel Truss Web Members," *Engineering Structures*, Vol. 32, Issue 12, 2010, pp. 3866-3878. (doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.029>)
12. Jung, K. H., Lee, S. H., Choi, J. H., Choi, J. H., and Kim, J. J. H., "Study on the Torsional Behavior of the Hybrid Truss Bridges according to the Connection Systems," *Proceedings of the Korea Concrete Institute*, Vol. 23, No. 2, 2011, pp. 79-80.
13. Choi, J. H., Jung, K. H., Ha, J. H., and Kim, J. J. H., "A Study on the Torsional Stiffness of the Hybrid Truss Bridge," *Proceedings Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 23, No. 1, 2011, pp. 165-166.
14. Jung, K. H., Yi, J. W., Lee, S. H., and Kim, J. J. H., "Fatigue Capacity Evaluation of Hinge Type Connection System for a Hybrid Truss Bridge," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 23, No. 3, 2011, pp. 303-310.
15. Collins, M. P. and Mitchell, D., "Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-prestressed Concrete Beams," *PCI Journal*, 1980, Vol. 25, No. 5, pp. 32-100.
16. Mo, Y. L., Jeng, C.-H., and Chang, Y. S., "Torsional Behavior of Prestressed Concrete Box-Girder Bridges with Corrugated Steel Webs," *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 6, 2000, pp. 849-859.
17. Mo, Y. L. and Fan, Y.-L., "Torsional Design of Hybrid Concrete Box Girders," *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 11, Issue 3, 2006, pp. 329-339. (doi: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2006\)11:3\(329\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2006)11:3(329)))
18. Prestressed Concrete Technology Association (社團法人プレ스트レストコンクリート技術協會), Composite Bridge Design and Construction Standards (複合橋設計施工規準), Kibodang(技報堂), 2005, pp. 125-156.

요약 복합트러스교는 프리스트레스 박스거더교의 복부를 강재 트러스로 대체한 교량으로 자중이 경감되는 구조적 장점과 복부 개방구조로 인한 경관성이 매우 우수하여 최근 들어 많이 사용되고 있다. 이러한 복합트러스교의 핵심기술은 강재 트러스와 콘크리트 슬래브를 연결하는 격점구조이며 지금까지 여러가지 격점구조들이 개발되어 실험적 검증을 통해서 실교량에 적용해 오고 있다. 이러한 격점구조는 격점부 국부적인 거동뿐만 아니라 복합트러스 거더의 휨 및 피로 등 전체적인 거동을 좌우하기 때문에 이에 대한 연구가 계속 진행되고 있다. 한편, 복합트러스 교량의 복부 개방구조는 프리스트레스 박스교량에 비해 비틀림 성능을 저하시키는 단점을 가지고 있어 편심하중을 받는 교량이나 곡선교 등에는 아직까지 적용된 사례가 없다. 따라서 복합트러스교가 보다 널리 사용되기 위해서는 비틀림 거동에 대한 정확한 분석이 필요한 상황이다. 이 연구에서는 복합트러스교의 격점구조 형식에 따른 비틀림 거동 특성을 알아보기 위해서 3가지 형태의 박스형 복합트러스 실험체를 제작하여 비틀림 실험을 수행하고 분석해 보았다.

핵심용어 : 복합트러스교, 비틀림 거동, 격점구조, 비틀림 실험