

전단키를 갖는 프리캐스트 콘크리트 합성보의 수평전단강도

박성준¹⁾ · 손동희¹⁾ · 배백일²⁾ · 정다운¹⁾ · 최창식^{3)*}

¹⁾한양대학교 건축공학과 대학원생 ²⁾한양사이버대학교 디지털건축도시공학과 교수 ³⁾한양대학교 건축공학부 교수

Horizontal Shear Strength in Precast Concrete Composite Beams with Shear Keys

Seong-Joon Park,¹⁾ Dong-Hee Son,¹⁾ Baek-Il Bae,²⁾ Daun Jeong,¹⁾ and Chang-Sik Choi^{3)*}

¹⁾Graduate Student, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, Seoul 04763, Rep. of Korea

²⁾Professor, Department of Digital Architectural and Urban Engineering, Hanyang Cyber University, Seoul 04763, Rep. of Korea

³⁾Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, Seoul 04763, Rep. of Korea

ABSTRACT While precast concrete construction methods are widely utilized across various construction sites, current concrete structural standards lack an effective calculation method that optimally incorporates concrete variables for horizontal shear strength. Previous studies have presented diverse opinions regarding the utilization of shear keys. Even though there is a design formula for horizontal shear strength employing shear keys in international practices, a detailed calculation method specific to shear key characteristics is absent. Therefore, this study evaluated the horizontal shear strength and shear strength of precast concrete composite beams, focusing on the detailed features of shear keys formed at joint interfaces. Four-point loading tests were conducted on five specimens, considering variables such as clamping stress and shear key height at the interface. Analysis of experimental results revealed that shear keys had limited influence on shear strength but demonstrated variations in their contribution to horizontal shear strength depending on their height. The shear key design equation proposed in previous studies was deemed to be inappropriate, highlighting the importance of considering height in the design of composite beams using shear keys.

Keywords : precast concrete composite beam, shear key, horizontal shear strength

1. 서 론

최근 건설 산업에서 노동력, 환경오염, 공사비 문제에 따라 공장 중심의 탈현장 건설(off-site construction, 이하 OSC 공법)이 각광받고 있다. 그중 철근콘크리트로 생산되는 프리캐스트 콘크리트(precast concrete, 이하 PC) 공법은 다양한 OSC 공법 중 공사비 부분이 가장 큰 장점으로 부각되어 여러 현장에서 채택되고 있다. 반도체 공장, 물류센터, 백화점, 지식산업센터와 지하주차장을 포함하는 일반건축 분야에서 상당한 비중을 차지하고 있고 최근 주택 분야까지도 영향력을 넓혀 상당 부분 적용될 조짐이 보이고 있다.

PC 공법은 공장에서 제작된 PC 부재를 현장으로 운송하여 중장비로 조립한 후에 현장타설 콘크리트(cast-in place concrete, 이하 CIP)를 타설하여 구조물을 완성시키는 공법

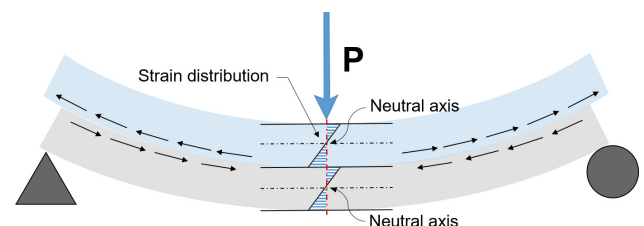


Fig. 1 Deformed shape of partial interaction

이다. 공법의 특성상 공장에서 타설하는 PC 부재와 현장에서 타설하는 CIP의 타설 시점이 다르므로 휨 변형 시 접합면에서 수평전단전달로 인하여 미끄러짐이 발생하게 되는데 이때 Fig. 1과 같이 부분 합성 거동을 할 수 있다. 따라서 접합면에서 수평전단응력으로 인한 슬라이딩 파괴가 발생하지 않도록 기존에 사용하고 있는 계면처리방식과 전단연결재 배근 외에도 새로운 방안을 마련하여 PC 단면과 CIP의 단면을 일체화하는 것이 중요하다.

*Corresponding author E-mail : ccs5530@hanyang.ac.kr

Received July 21, 2023, Revised August 23, 2023,

Accepted September 05, 2023

©2023 by Korea Concrete Institute

2. 연구 배경

국내 콘크리트구조 전단 및 비틀림 설계기준 KDS 14 20 22(KCI 2021a), 합성콘크리트 설계기준 KDS 14 20 66(KCI 2021b)에서는 수평전단강도가 계면의 거칠기 정도와 전단 연결재를 변수로 산정되어 있다. 그러나 계면의 거칠기는 작업자의 숙련도에 따라 정량적으로 시공하기 어렵고, 전단연결재는 시공 과정 중 발생하는 시공오차 누적으로 인하여 조립 시 PC 슬래브나 데크플레이트 등에 간섭되는 상황이 빈번하게 일어나게 된다. 또한, 후속 공정 작업자가 시공의 편리성을 위해 간섭되는 전단연결재를 절단하는 상황이 발생된다면 수평전단강도가 크게 저하될 수 있다. 따라서 기존의 변수 이외에 별도의 방법을 강구하여 수평 전단 성능 확보가 필요하고 이에 따른 수평전단강도 평가가 필요한 상황이다.

Table 1과 같이 설계기준들을 살펴보면 전단키를 수평전단강도 산정식의 변수로 사용하는 것을 알 수 있다. 미국 콘크리트 학회 설계기준 ACI 318(2019)과 국내 KDS 14 20 22(KCI 2021a), KDS 14 20 66(KCI 2021b)에서는 전단키 변수를 설계식에 반영하지 않았지만, 일본 토목 학회 설계기준 JSCE (2008)에서는 전단키의 강도에 대한 영향을 설계식에 반영하고 있다.

그러나 Push-off test나 프리캐스트 콘크리트 세그멘탈 교량을 활용한 기존의 실험적 연구를 살펴보면 전단키가 수평전단성능에 미치는 영향을 서로 다른 시선으로 보고 있다. Hanson(1960)은 계면에 약 9.5 mm 거친마감을 한 실험체와 거친마감과 전단키를 형성시킨 실험체를 제작하여 실험을 수행하고 평가한 결과 전단키가 강도나 슬립에 미치는 영향이 없다고 하였다. 반면, Wakasa et al.(2005)은 전단키를 형성시킨 실험체와 전단키를 형성시키지 않은 동일한 조건의 실험체를 제작하여 실험을 수행하고 평가한 결과, 전단키가 적용된 실험체의 전단강도가 35 % 이상 증가된다고 결론을 지었다.

전단키를 형성한 프리캐스트 콘크리트 합성보의 전단성

능에 대한 실험적 평가는 아직 부족한 실정이다. 이에 따라 2 가지 철근비 조건 사이에서 계면에 전단키를 형성한 합성보와 전단키를 형성하지 않은 합성보의 수평전단성능을 평가하고, 전단키 강도를 산정하여 기존의 전단키 설계식과 비교 평가하였다.

3. 실험체 설계

3.1 수평전단강도 설계

fib Model Code 2010(CEB 2010)에 따르면 수평 전단 전달 메커니즘은 Fig. 2와 같이 접합면에서 콘크리트 간의 부착(adhesive bonding)과 골재의 맞물림 작용(aggregate interlocking), 계면의 거칠기 정도에 대한 마찰계수와 철근의 조임 응력(clamping stress)에 따른 전단마찰 작용(shear friction), 계면에서의 미끄러짐 이후 발생하는 철근의 다우얼 작용(dowel action)에 의한 것으로 설계기준에서는 전단마찰로 명칭 되어 있다.

3.2 콘크리트 전단키 설계

콘크리트 전단키 설계는 JSCE(2008)의 상세식을 기반으

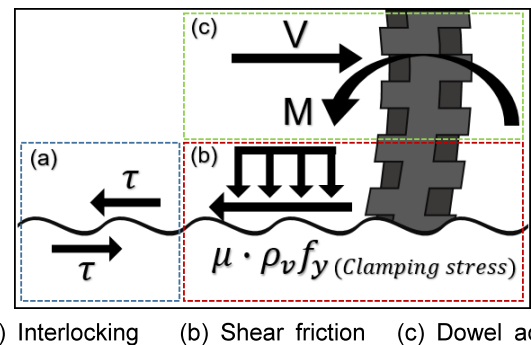


Fig. 2 Mechanism of shear transfer

Table 1 Horizontal shear strength equations of code provision (unit: SI)

Code provision	Equation			
ACI 318 & KDS	$V_{nh} \leq 3.5b_v d$ (kN)	Only 6 mm roughness or only shear connector		$\leq 0.56b_v d$
		6 mm roughness+shear connector		$V_{nh} = (1.8 + 0.6\rho_v f_y)\lambda$
	$V_{nh} \geq 3.5b_v d$ (kN)	Monolithically	$\mu = 1.4\lambda$	$V_{nh} = \mu A_{vf} f_y$
		Concrete placed against hardened concrete with surface intentionally roughened	$\mu = 1.0\lambda$	
		Concrete placed against hardened concrete not intentionally roughened	$\mu = 0.6\lambda$	
		Concrete anchored to as-rolled structural steel by headed studs or by reinforcing bars	$\mu = 0.7\lambda$	
JSCE	$V_{cud} = (\tau_c + \rho \tau_s \sin \theta^2 - \alpha \rho f_{yd} \sin \theta \cos \theta) A_c + V_k / \gamma_b$ (kN)			

Notes: $\rho_v f_y$: clamping stress; λ : coefficient of light-weight concrete; μ : coefficient of friction; A_{vf} : area of shear-friction reinforcement; τ_c : shear transfer capacity of concrete; τ_s : shear transfer capacity of steel; α : reduction factor ($0.08\sqrt{3} \leq \alpha \leq 0.75$, for deformed bars); A_c : area of shear plane; V_k : shear capacity of the shear key; γ_b : member factor 1.3

로 설계하였으며, 실험결과와 비교하기 위해 Rombach and Specker(2002)와 Yoon et al.(2022)이 제안한 콘크리트 전단키 산정식을 참고하였다.

JSCE(2008)의 콘크리트 전단키 상세식은 다음과 같이 정의한다.

$$V_k = 0.1A_k \cdot f'_{cd} \text{ (SI)} \quad (1)$$

여기서, A_k 는 서로 다른 강도의 콘크리트가 맞닿는 면, 즉 접합면에 형성된 전단키의 면적이다. f'_{cd} 는 콘크리트의 압축강도이다. 전단키의 형상은 JSCE(2008) 15.10.7의 전단키 형상 가이드에 따라 Fig. 3에 나타내고 있으며 기준은 다음과 같다. 여기서 t 는 전단키의 높이이고 h 는 접합면의 길이이다.

$$t/h \leq 1/2, (t \geq 30 \text{ mm}) \text{ (SI)} \quad (2)$$

Rombach and Specker(2002)는 전단키 설계식을 세그멘털 교량의 수직 접합면에 적용하기 위해 Push-off test를 하였고, 식 (3)과 같이 산정식을 제안하였다.

$$V_{d,j} = \frac{1}{\gamma_F} (\mu \sigma_n A_{joint} + 0.14 f_{ck} A_{key}) \text{ (SI)} \quad (3)$$

여기서, γ_F 는 안전계수이며 값은 2이다. μ 는 마찰계수이고 값은 0.65이고, $\sigma_n A_{joint}$ 는 접합면에 발생하는 압축력이다. f_{ck} 는 콘크리트 압축강도이고 A_{key} 는 전단키가 접합면과 맞닿는 면적이다.

Yoon et al.(2022)은 기계톱으로 콘크리트 모체를 절단하여 전단키 모양을 형성하고 철근으로 보강했다. 이에 대한 실험 결과를 토대로 식 (4)와 같은 상세식을 제안하였다.

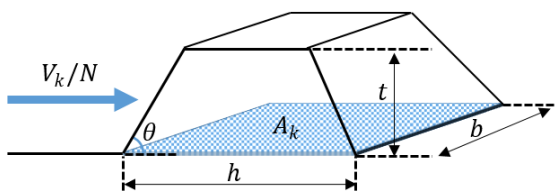


Fig. 3 Shape of concrete shear key

$$V_n = n_c (0.85 f_{ck} h_c t_s \cos^2 \theta) + n_a (0.6 f_{ya} A_{sa}) \text{ (SI)} \quad (4)$$

여기서, n_c 는 전단키 개수, f_{ck} 는 콘크리트 압축강도, h_c 는 전단키 높이, t_s 는 전단키의 폭, θ 는 대각선 전단균열 경사각 ($\approx 45^\circ$), n_a 는 철근앵커 개수, f_{ya} 는 철근앵커 항복강도, A_{sa} 는 철근앵커 단면적이다.

4. 실험 계획

4.1 실험체 상세

실험체는 정모멘트를 받는 프리캐스트 콘크리트 합성보의 전단연결재와 전단키에 따른 전단성능을 평가하기 위하여 조임 응력($\rho_v f_{yt}$)과 전단키 높이를 변수로 선정하였다. 실험체는 총 5개이며, 보 단면의 전체 높이는 500 mm, 폭은 250 mm로 계획하였다. 모든 실험체에서 프리캐스트 콘크리트 단면은 350 mm, 현장타설 콘크리트 단면은 150 mm로 동일하다. 프리캐스트 콘크리트 합성보 실험체에 사용한 주요 변수 상세는 Table 2에서 나타내고 있다. 프리캐스트 콘크리트 단면은 40 MPa, 현장타설 콘크리트 단면은 24 MPa로 계획하였다. 정모멘트 실험 시 휨에 의해 인장력을 받는 휨철근은 SD500, 수평전단파괴 이전 전단파괴를 방지하기 위한 목적으로 프리캐스트 콘크리트 단면에 배근한 스티럽과 전단연결재로서 전체 단면에 배근한 수평전단철근은 각각 SD400으로 계획하였다.

실험체 명칭의 450과 300은 전단연결재의 mm 단위 간격을 나타낸 것이고 R6은 6 mm 거친마감 처리, K40, K50, K60은 높이를 변수로 한 전단키를 나타내고 있다. 전단키는 높이(t) 60 mm, 길이(h) 120 mm, 폭(b) 130 mm, 그리고 전단면과 전단키의 경사각도(θ) 51° 를 기준으로 제작이 용이한 10 mm 단위로 계획하였다. 프리캐스트 콘크리트 단면 타설 시 형성하기 위해 철판거푸집을 제작하였고 별도로 거친마감

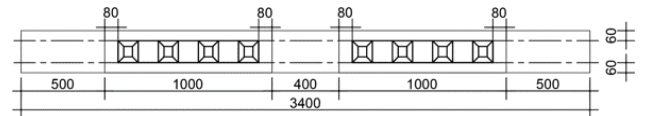


Fig. 4 Details of concrete shear key position (unit: mm)

Table 2 Dimensions and material properties of specimens

Specimen	$f_{ck,pc}$ (MPa)	$f_{ck,cip}$ (MPa)	f_y (MPa)	$f_{yt,pc}$ (MPa)	$f_{yt,cip}$ (MPa)	Interface (mm)	$\rho_v f_{yt}$	d (mm)	L (mm)	a/d
450-R6	40	24	500	400	400	Rough (6)	0.51	450	3,400	2.22
450-K40						Shear key (40)				
450-K50						Shear key (50)				
450-K60						Shear key (60)				
300-R6						Rough (6)	0.76			

Notes: f_{ck} : concrete compressive strength; f_y : yield stress of longitudinal rebar; f_{yt} : yield stress of shear reinforcement; $\rho_v f_{yt}$: clamping stress; a : shear length; L : specimen length; a/d : shear span ratio

처리는 하지 않았다. 실험체에서 전단키의 배치는 Fig. 4와 같이 나타내었다.

전단키는 Saemann and Washa(1964)에 따라 CIP 단면에 형성하였고, 전단경간 1,000 mm 내에서 양쪽으로 80 mm 간격을 두고 전단키의 길이 120 mm 간격으로 양쪽으로 4개씩 형성하였다. 전단키의 폭은 전단연결재의 위치와 시공성을 고려하여 폭 방향 외측으로부터 양쪽으로 60 mm 씩 간격을 두고 형성하였다.

실험체의 철근 배근상세는 Fig. 5와 같이 나타내었다. 휨철근은 SD500 D25 4가닥을 1단으로 하부에 배치하였고,

SD400 D13을 각 2가닥씩 프리캐스트 콘크리트 단면과 현장 타설 콘크리트 단면의 상부에 배치하였다. 전단철근은 보의 전단파괴와 수평전단파괴 시점을 명확히 하고자 프리캐스트 콘크리트 단면과 전체 단면에 각각 배근하였다. 먼저 135도 갈고리 상세를 갖는 SD400 D13 스티럽을 모든 실험체의 프리캐스트 콘크리트 단면에 150 mm 간격으로 배근하였고, 135도 갈고리 상세의 SD400 D10 스티럽을 전체 단면에 각각 450-R6, 450-K40, 450-K50, 450-K60 실험체에는 450 mm 간격, 300-R6 실험체에는 300 mm 간격으로 배근하였다. 지점 바깥쪽의 계면에는 접촉면적에서 전단마찰을 최소화하고자

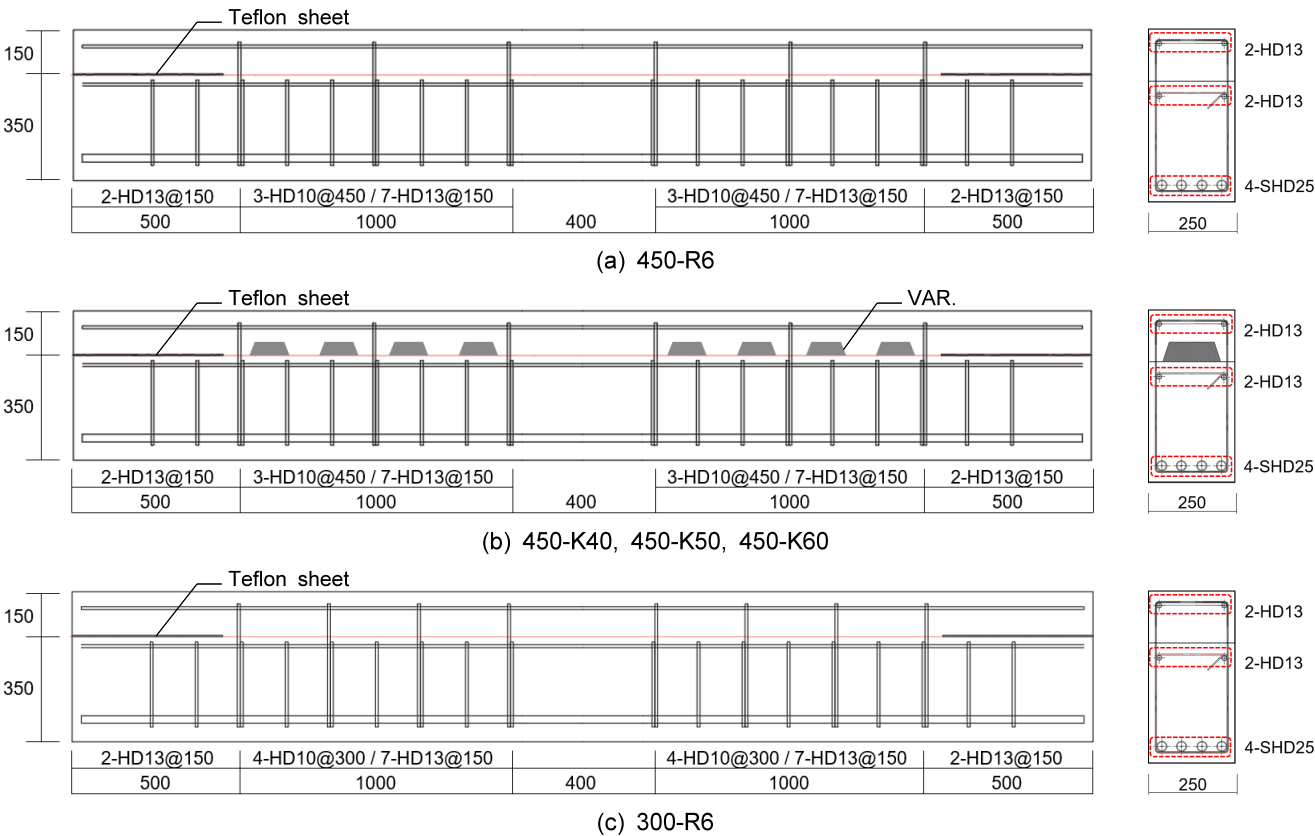


Fig. 5 Configurations and details of specimens (unit: mm)

Table 3 Design strength for specimens

Specimen	d (mm)	Calculated strength			Horizontal shear strength						Shear span (mm)
					KDS	JSCE	F_h (kN)	v_{h1} (MPa)	v_{h2} (MPa)	v_{h3} (MPa)	
		$2M_n/a$ (kN)	$2V_n$ (kN)	Failure mode	$V_{nh,KDS}$ (kN)	$V_{nh,jsce}$ (kN)					
450-R6	450	710.7	656.7	Shear	526.1	270.3	977	3.3	4.1	2.9	1,000
450-K40						462.3					
450-K50						462.3					
450-K60						462.3					
300-R6					564.1	327.7					

Notes: M_n : calculated flexural strength; V_n : calculated shear strength; $V_{nh,KDS}$: horizontal shear strength (KDS); $V_{nh,jsce}$: horizontal shear strength (JSCE); F_h : horizontal shear force ($= A_s f_y / 0.9d$); v_{h1} : horizontal shear stress ($= VQ/Ib$); v_{h2} : horizontal shear stress ($= C/b_v I_v$); v_{h3} : horizontal shear stress ($= V/b_v d$)

약 2 mm 두께의 테플론시트를 500 mm 길이로 매립하였다.

Table 3에서는 실험체의 휨강도, 전단강도 및 수평전단강도의 설계기준 강도가 나타나있다. 실험체는 전단강도보다 큰 휨강도를 갖도록 계획하여, 전단파괴를 유도하였다. 수직전단강도 산정 시 현장타설 콘크리트 단면에 배근한 D10 철근은 각각 300, 450 mm로 수직전단력을 저항할 수 있는 최대간격 $d/2(225 \text{ mm})$ 를 초과하였기 때문에 제외하였다. 수평전단강도는 전단강도보다 낮게 계획하여 1차적으로 수평전단파괴가 계면에서 일어나고 최종적으로 전단파괴가 나타나도록 계획하였다. 예상 수평전단강도는 전단키의 강도를 포함하고 있는 일본토목학회 설계기준(JSCE 2008)과 전단연결재와 계면처리방식만을 변수로 사용하는 현행 콘크리트 기준을 비교하였다.

수평전단응력을 나타내는 v_{h1} , v_{h2} , v_{h3} 은 하중-슬립 관계에서 최대하중 시점의 응력 값을 서로 비교해 보기 위해 Loov and Patnaik(1994)의 논문에서 설명한 세 가지 방식으로 계산하였다. v_{h1} 은 단면에 발생하는 전단력에 대한 수직전단응력을 수평전단응력으로 사용한 것이고, v_{h2} 는 부재가 휨 변형 시 단면에 작용하는 압축력을 접합면에 발생하는 수평전단응력으로 사용하였다. v_{h3} 은 힘의 평형 상태에서 수직전단력과 수평전단응력의 관계에 기인하여 산정되었다.

4.2 실험체 세팅

프리캐스트 콘크리트 합성보의 전단 성능을 평가하기 위하여 Fig. 6과 같이 보 실험체에 대한 4점 가력 실험을 실시하였다. 이를 위해 보 실험체의 양 단부 500 mm 지점에 힌지를 설치하였으며, 가력지점의 위치는 전단파괴를 유도하기 위

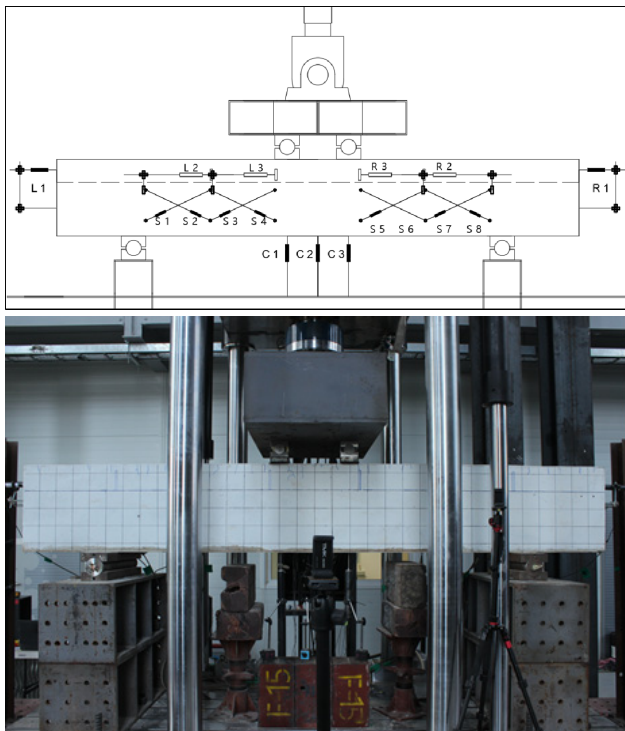


Fig. 6 Test configuration

해 전단경간비가 2.22가 되도록 설정하였다.

실험체의 파괴거동을 측정하기 위한 LVDT는 각각 가력점과 실험체의 중앙에 설치하였으며, 실험체의 초기 수평전단균열 발생 시점과 상대수평변위를 측정하기 위하여 지점부터 가력점 사이에 수평으로 2분할 설치하였다. 또한 최종 상대수평변위를 측정하기 위해 양단부에 LVDT를 설치하였고, D10 전단연결재와 D13 전단철근의 항복여부를 확인하기 위해 변형률 게이지를 부착하였다. 가력은 1,000 kN 엑추에이터를 이용하여 실험체 중앙 LVDT 기준으로 2 mm 변위 제어 하여 가력을 실시하였다. 실험은 최대내력의 60 % 이하가 되면 종료하였다.

4.3 재료시험

콘크리트의 설계기준 압축강도는 프리캐스트 콘크리트 40 MPa, 현장타설 콘크리트 24 MPa로 계획하였으며, 이에 대한 콘크리트 배합설계는 Table 4에 나타내고 있다. 콘크리트 압축강도를 평가하기 위해 KS F 2403(KATS 2019)에 나타내고 있는 바와 같이 $\phi 100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ 원주형 공시체 3개를 제작하고 KS F 2405(KATS 2022)를 준수하여 콘크리트의 압축강도를 평가하였다. 공시체의 압축강도 평가는 프리캐스트 콘크리트 합성보 실험 직후 실시하였으며, 시험결과 콘크리트 압축강도는 각각 47.5~49.5 MPa, 33.6~36.8 MPa로 설계기준 압축강도를 상회하는 것으로 나타났다.

실험체에 사용된 철근의 인장시험편은 KS B 0801(KATS 2017)의 금속재료 인장시험 규정에 따라 제작하였으며, 인장시험은 KS B 0802(KATS 2018)에 따라 수행하였다. 시험에 따른 결과는 Table 5에 표기하였으며 시험결과 모든 철근은 공칭항복강도를 상회하는 결과를 확인할 수 있었다.

Table 4 Mixture proportions of concrete

f_{ck} (MPa)	W/B (%)	S/a (%)	Unit weight (kg/m ³)					
			W	C	S	G	A	SP
24	48.4	47.9	165	290	863	938	51	2.7
40	30.1	42.8	164	463	693	927	82	4.4

Notes: f_{ck} : concrete compressive strength; W/B: water binder ratio; S/a: fine aggregate ratio; W: water; C: cement; S: fine aggregate; G: coarse aggregate; A: admixture mineral; SP: chemical admixture

Table 5 Rebar tensile test results

Rebar	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_y (mm/mm)
D10	473	595	0.0025
D13	442	561	0.0022
D25	594	731	0.0030

Notes: f_y : yielding stress; f_u : tensile stress; ϵ_y : yield strain

5. 실험 결과 분석

5.1 하중-변위 관계

프리캐스트 콘크리트 합성 보의 실험결과를 Table 6에 정리하였으며, 실험체별 하중-변위 관계를 Fig. 7에 나타내었다. 수평전단응력의 예상 응력과 실제 응력의 관계는 Loov and Patnaik(1994)에서 설명한 세 가지 계산 방법을 기준으로 비교하였다. 그 결과 계면에 발생하는 압축력을 수평전단응력으로 계산한 결과 값(v_{h2})이 실험체의 결과 값과 가장 비슷하게 나타났고, 나머지 두 계산법은 서로 비슷하게 나타났다.

실험체 강도는 조임 응력이 0.76인 300-R6, 전단키 높이가 60 mm인 450-K60, 전단키 높이가 50 mm인 450-K50, 조임 응력이 0.51인 450-R6, 전단키 높이가 40 mm인 450-K40 순으로 나타났다. 전단키 높이가 60 mm인 450-K60 실험체와 동일한 조임 응력에 전단키를 형성하지 않은 450-R6 실험체의 전단강도 차이는 약 6 % 정도 차이 나는 것으로 보아 전단키가 전단강도에는 크게 영향을 미치지 못하는 것으로 확인되었다. 최대강도 이후에 변형을 나타내며 급격한 내력저하를 나타내는 시점까지 도달한 순서는 450-K60, 450-K50, 300-R6,

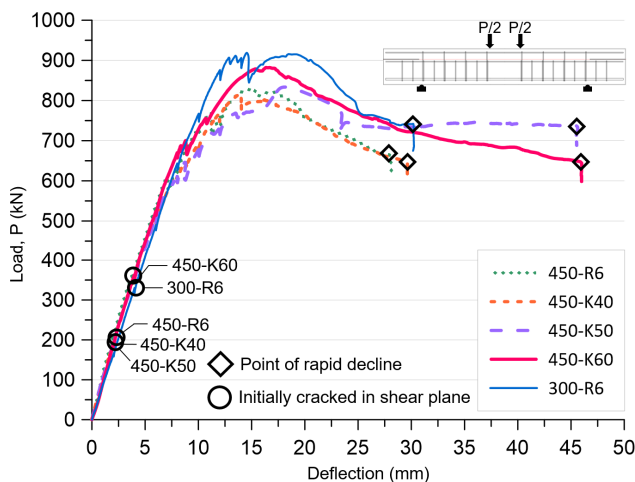


Fig. 7 Load-center deflection relationship

450-K40, 450-R6으로 나타났다. 300-R6, 450-K40, 450-R6 실험체는 수평균열 이후 합성단면 분리로 인해 휨강성이 감소하면서 하중저항능력을 상실한 반면, 계면에 각각 50, 60 mm 높이의 콘크리트 전단키를 형성한 450-K50, 450-K60 실험체는 합성 단면이 완전히 분리되지 않고 휨강성을 유지한 것으로 보인다.

5.2 수평전단응력-슬립 관계

실험체의 전단경간에 설치한 LVDT에 의해 측정된 결과로 수평전단응력-슬립 관계에 대해 Fig. 8과 같이 그래프로 나타내었으며, 각 시점에서 결과 값을 Table 7에 정리하였다. Loov and Patnaik(1994) 논문에서 계면의 최대 슬립으로 비교한 0.13 mm와 0.5 mm를 점선으로 오버랩하여 비교하였다. 또한, 전단연결재 D10 철근의 항복시점을 그래프에 표시하여 기존 논문에서 지정한 시점과의 관계도 확인하였다.

모든 실험체의 전단연결재가 0.13 mm에서 0.5 mm 사이에

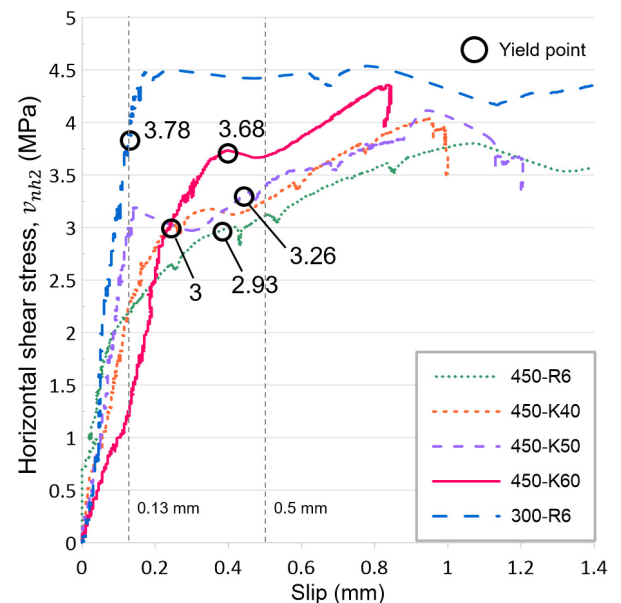


Fig. 8 Stress-center slip relationship

Table 6 Test results of specimens

Specimen	Calculated value							Test result				$\frac{V_{u, test}}{V_n}$	$\frac{v_{uh1}}{v_{h1}}$	$\frac{v_{uh2}}{v_{h2}}$	$\frac{v_{uh3}}{v_{h3}}$
	KDS		JSCE		v_{h1} (MPa)	v_{h2} (MPa)	v_{h3} (MPa)	$V_{u, test}$ (kN)	v_{uh1} (MPa)	v_{uh2} (MPa)	v_{uh3} (MPa)				
	$2M_n/a$ (kN)	$2V_n$ (kN)	$V_{nh, KDS}$ (kN)	$V_{nh, jsce}$ (kN)											
450-R6	894.1	747.7	539.9	358.4	3.8	4.1	3.3	414.8	4.2	4.1	3.7	1.11	1.11	1.00	1.12
450-K40				509.9				409.3	4.1	4.0	3.6	1.01	1.08	0.98	1.09
450-K50				509.9				416.1	4.2	4.1	3.7	1.11	1.11	1.00	1.12
450-K60				509.9				441.1	4.4	4.4	3.9	1.18	1.16	1.07	1.18
300-R6			584.9	434.9				459.4	4.6	4.5	4.1	1.23	1.21	1.10	1.24

Notes: M_n : calculated flexural strength; V_n : calculated shear strength; $V_{nh, KDS}$: horizontal shear strength (KDS); $V_{nh, jsce}$: horizontal shear strength (JSCE); $V_{u, test}$: maximum shear strength ($= P_{max}/2$); v_{uh1} : horizontal shear stress ($= VQ/Ib$); v_{uh2} : horizontal shear stress ($= C/b_v I_v$); v_{uh3} : horizontal shear stress ($= V/b_v d$)

Table 7 Stress sustained by the test beams

Specimen	Horizontal shear stress, v_{nh2} (MPa)			
	At 0.13 mm slip	Stirrup yield point	At 0.5 mm slip	At failure
450-R6	2.2	2.93	3.11	4.09
450-K40	2.25	3	3.25	4.04
450-K50	2.92	3.26	3.38	4.1
450-K60	1.32	3.68	3.68	4.36
300-R6	3.79	3.78	4.43	4.54

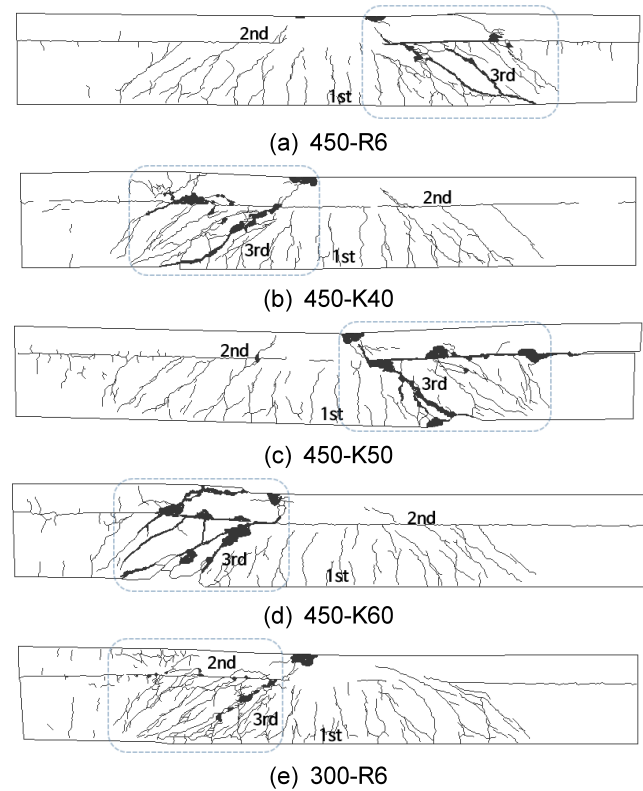
Note: V_h : horizontal shear stress ($= C/b_v l_v$)

항복하였고 약 0.2 mm부터 1 mm까지 급격하게 슬립이 증가되었다. 모든 실험체 중에서 조임 응력($\rho_v f_{yt}$)이 0.76로 가장 큰 300-R6 실험체의 전단연결재가 0.13 mm에서 항복하는 것으로 나타났다. 조임 응력($\rho_v f_{yt}$)이 0.51이고, 전단연결재만 존재하는 450-R6 실험체와 콘크리트 전단키를 형성한 450-K40, 450-K50, 450-K60 실험체는 0.2 mm 이후에 최대슬립 시점인 0.5 mm 사이에서 항복하였다. 따라서 최대 슬립 0.5 mm를 기준으로 이전에 전단연결재가 항복하는 시점을 실험체가 가지는 수평전단응력으로 보았다. 계면에 60 mm 높이의 콘크리트 전단키를 형성한 450-K60 실험체의 수평전단강도가 전단키를 형성하지 않은 450-R6 실험체 대비 약 27 % 증가됨에 따라 콘크리트 전단키가 전단연결재의 하중저항능력에 기여하는 것을 확인하였다.

5.3 균열 및 파괴 양상

실험체의 최종파괴 시점에서 발생한 균열 양상을 Fig. 9에서 나타내고 있다. 콘크리트 설계기준 압축강도를 사용하여 계산한 휨균열 하중은 83 kN($M_{cr}=41.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$)이다. 50 kN에서 초기 균열이 발생한 450-K60 실험체를 제외한 나머지 실험체들은 95 kN 이상의 초기 휨균열 하중을 나타냈다.

450-R6 실험체는 115 kN의 하중에서 초기 휨균열 나타났으며, 이후 208 kN의 하중에서 다수의 휨균열과 함께 수평전단균열이 발생하였다. 최종적으로는 830 kN의 하중에서 복부를 관통하는 사인장 균열이 증가하면서 전단파괴를 보여주었다. 450-K40 실험체는 100 kN의 하중에서 초기 휨균열이 나타나고, 192 kN의 하중에서 다수의 휨균열과 함께 수평전단균열이 발생하였다. 819 kN의 하중에서 복부를 관통하는 사인장 균열폭이 증가하면서 전단파괴를 보여주었다. 450-K50 실험체는 90 kN의 하중에서 초기 휨균열이 나타났다. 190 kN의 하중에서 수평전단균열이 발생하였고 최종적으로 832 kN의 최대하중에 도달하는 동시에 사인장 균열이 심해지며 전단파괴를 보여주었다. 450-K60 실험체는 50 kN의 하중에서 초기 휨균열이 발생하였고 363 kN에서 수평전단균열이 발생하였다. 최대하중 882 kN에서 복부를 관통하는 사인장 균열이 증가하며 전단파괴를 보여주었다. 300-R6 실험체는 160 kN의 하중에서 초기 휨균열이 발생하였고 330

**Fig. 9** Crack patterns at failure

kN의 하중에서 수평전단균열이 발생하였다. 918 kN의 최대하중에 도달하면서 PC 부재의 복부를 관통하는 사인장 균열이 증가하며 전단파괴를 보여주었다.

5.4 기존 제안식과의 전단키 강도 비교

앞서 살펴본 바와 같이 ACI 318(2019) 및 국내 콘크리트구조기준(2021)에서는 경험적 결과를 바탕으로 도출해 낸 콘크리트의 부착 기여분과 전단연결재의 전단마찰 기여분의 합으로만 설계수평전단강도를 산정하고 있다. 이에 따라 본 연구에서는 콘크리트 전단키에 의해 증가한 수평전단강도(V_{nh})를 확인하기 위하여, 앞서 수평전단파괴 시점으로 설정한 슬립 0.5 mm 이전의 전단연결재 항복 시점을 기준으로 동일한 조임 응력($\rho_v f_{yt}$) 변수를 가진 실험체를 비교하여 전단키의 강도를 도출하였다. 전단키는 거친마감처리를 하지 않았기 때문에 JSCE(2008)를 기준으로 마찰계수에 따른 수평전단강도설계 값의 차를 더해주었다.

Table 8에서는 JSCE(2008) 및 기존 연구들에서 제안한 전단키 설계식으로 본 연구에서 사용된 실험체의 전단키 강도를 계산하였고 이 값을 바탕으로 Fig. 10과 같이 그래프로 나타내었다.

전단키가 합성보의 접합면에 맞닿는 면을 기준으로 산정한 JSCE(2008)와 Rombach and Specker(2002)에 따른 강도는 높이에 상관없이 모두 일정하게 나타났다. 이는 두 산정식 모두 Push-off test에 의하여 제안되었고, 접합면에 배치되는 전단키가 프리스트레싱에 의한 압축력에 영향을 받아 모든

전단키가 강도에 영향을 미치는 것으로 보인다.

슬래브에 철근앵커를 보강한 전단키를 형성하여 전단실험을 한 Yoon et al.(2022)은 전단균열 경사각과 전단키의 높이 관계를 고려하여 설계식을 제안하였다. 이 설계식이 본 연구의 실험 결과 값과 유사한 기울기를 나타내는 것으로 보아, 전단키의 높이를 반영하여 수평전단설계를 할 경우 기존 제안식보다 더 정확한 예측이 가능할 것으로 판단된다.

Fig. 11에서 나타내는 것과 같이 본 연구에서는 전단키 높이와 사인장 균열이 관련이 있음을 보여준다. 따라서 이전의 Push-off test 기반 설계식을 결과에 적용하는 것은 적절하지 못한 것으로 보인다. 프리캐스트 콘크리트 합성보의 전단키를 활용한 수평전단강도 평가 시 높이를 고려한 설계식이 제안되어야 한다.

Table 8 Comparison of shear key strength

Design model	Concrete shear key strength (kN)		
	K40	K50	K60
Test result	97	149.4	234.2
JSCE	306	306	306
Rombach & Specker	214	214	214
Yoon et al.	173.7	217.1	260.5

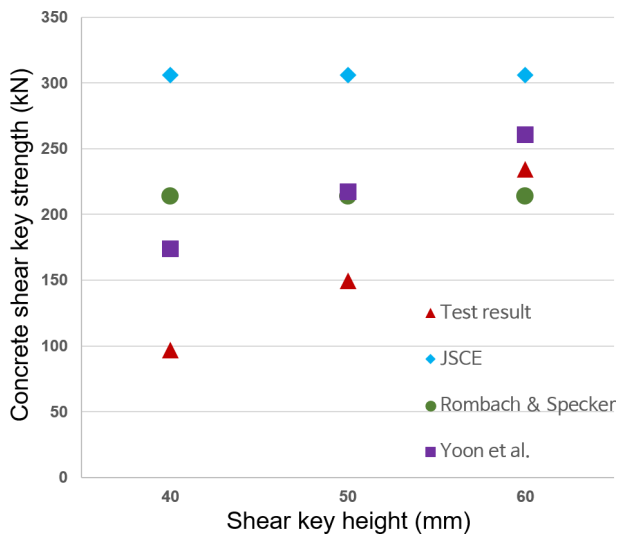


Fig. 10 Comparison of shear key design model

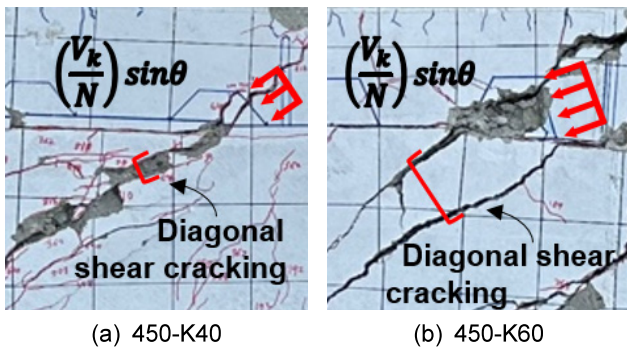


Fig. 11 Shear key and crack direction

6. 결 론

본 연구에서는 프리캐스트 콘크리트 합성보의 전단키를 활용한 수평전단강도 평가를 위해 현행 콘크리트 설계식에 기반한 실험체와 일본설계기준에 따른 전단키를 형성한 실험체를 비교 및 분석하였다. 그리고 결과를 바탕으로 본문에 언급한 연구들에서 제안한 전단키 설계식과 실험값을 비교 평가하였다. 주요 연구 내용은 다음과 같다.

- 1) 직접 전단을 기반으로 한 기존 전단키 설계식은 합성보 실험에서의 전단키 강도 산정에 적절하지 못한 것으로 나타났다. 현행 구조설계기준에서 합성보의 전단키 강도를 고려하기 위해서는 전단키 높이를 변수로 한 산정식을 사용해야 한다.
- 2) Loov and Patnaik(1994)의 논문에서 언급한 최대 슬립 0.5 mm 이내 모든 실험체의 전단연결재가 항복됨에 따라 0.5 mm 이전 전단연결재 항복 강도를 최대수평전단강도로 지정하는 것이 수평전단강도를 최대한 고려할 수 있는 시점으로 보인다.
- 3) 전단키는 높이 50 mm 이상일 때 강도와 강성에 영향을 주는 것으로 나타났다. 따라서 전단키 높이는 최소 50 mm 이상으로 설계하는 것이 효과적이고, 시공성을 고려한 전단키의 최대높이는 60 mm가 적절하다.
- 4) 프리캐스트 콘크리트 합성보의 실험 결과, 계면에 전단키를 형성한 모든 실험체는 전단강도에 크게 영향을 주지 않았다. 그러나 전단키 높이 50 mm 이상 실험체는 최대강도 이후 내력이 감소하는 동안 완전히 분리되지 않은 거동을 보여주었다.
- 5) 향후 연구에서는 전단키의 시공성을 고려하기 위해 전단키의 유닛화에 대한 연구가 필요하다.

감사의 글

이 연구는 2023년도 정부(과학기술정보통신부)의 지원을 받아 수행된 연구에 의한 결과의 일부입니다. 연구비 지원에 감사드립니다(No. NRF-2022R1A2C3008940, RS-2023-00207763).

References

- ACI Committee 318 (2019) *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318 R-19)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute (ACI).
- CEB (2010) *CEP-FIP Model Code 2010*. Lausanne, Switzerland; International Federation for Structural Concrete (fib), Comite Euro-International du Beton (CEB). 225.
- Hanson, N. W. (1960) *Precast-prestressed Concrete Bridges: 2. Horizontal shear connections*. Skokie, IL, USA: Portland Cement Association, Research and Development Laboratories.

- JSCE (2008) *Standard Specifications for Concrete Structures-Design*. JSCE Guidelines for Concrete, No.15. Tokyo, Japan: Japan Society of Civil Engineers (JSCE). 154.
- KATS (2017) *Test Pieces for Tensile Test for Metallic Materials (KS B 0801)*. Seoul, Korea: Korea Agency for Technology and Standards (KATS), Korea Standard Association (KSA). (In Korean)
- KATS (2018) *Method of Tensile Test for Metallic Materials (KS B 0802)*. Seoul, Korea: Korea Agency for Technology and Standards (KATS), Korea Standard Association (KSA). (In Korean)
- KATS (2019) *Standard Test Method for Making and Curing Concrete Specimens (KS F 2403)*. Seoul, Korea: Korea Agency for Technology and Standards (KATS), Korea Standard Association (KSA). (In Korean)
- KATS (2022) *Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete (KS F 2405)*. Seoul, Korea: Korea Agency for Technology and Standards (KATS), Korea Standard Association (KSA). (In Korean)
- KCI (2021a) *Shear and Torsion (KDS 14 20 22)*. Sejong, Korea: Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MOLIT), Korea Concrete Institute (KCI). 18. (In Korean)
- KCI (2021b) *Composite Concrete (KDS 14 20 66)*. Sejong, Korea: Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MOLIT), Korea Concrete Institute (KCI). 18. (In Korean)
- Loov, R. E., and Patnaik, A. K. (1994) Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface. *PCI Journal* 39(1), 48-69.
- Rombach, G. A., and Specker, A. (2002) Design of Joints in Segmental Hollow Box Girder Bridges. *1st FIB Kongress*, Osaka, Japan.
- Saemann, J. C., and Washa, G. W. (1964) Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-place. In *Journal Proceedings* 61(11), 1383-1410.
- Wakasa, T., Otsuka, H., and Yabuki, W. (2005) Experimental Study of the Shear Strength of Precast Segmental Beams with External Prestressing. *Structural Concrete* 6(2), 63-80.
- Yoon, G., Eom, T. S., Park, H. G., and Kim, I. H. (2022) Diaphragm Behavior and Connection Design for Horizontal Extension Remodeling in Bearing Wall Apartments. *Journal of the Korean Concrete Institute* 34(4), 353-364. (In Korean)

요 약 지속적으로 많은 현장에서 프리캐스트 콘크리트 공법이 적용되고 있지만, 현행 콘크리트 구조기준에는 수평전단강도에 대해 콘크리트 변수를 충분히 활용하지 못하는 계산법이 제시되어 있다. 이전 연구에서도 전단기 활용에 대한 의견이 분분하다. 해외에 전단기를 활용한 수평전단강도 설계식이 있지만 전단기 상세에 따른 계산법은 제시되어 있지 않다. 이에 따라 본 연구에서는 프리캐스트 콘크리트 합성 보의 접합면에 형성한 전단기 상세에 따른 수평전단강도 및 전단강도를 평가하였다. 5개의 실험체를 가지고 4점 가력 실험을 수행하였고 변수로는 조임 응력과 계면에 형성된 전단기 높이를 고려하였다. 실험 결과를 분석해 보면 전단기는 전단강도에 큰 영향을 주지 못하였지만 수평전단강도에는 높이에 따라 기여도의 차이를 보였다. 따라서 이전의 연구들에서 제안된 전단기 설계식은 적절하지 못한 것으로 나타났으며, 전단기를 활용한 합성보 설계 시 전단기 높이를 고려해야 하는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 프리캐스트 콘크리트 합성보, 전단기, 수평전단강도