

콘크리트 합성부재의 수평 전단강도 평가

서정일¹⁾ · 박홍근¹⁾ · 홍건호²⁾ · 강수민³⁾ · 김철구^{1)*}

¹⁾서울대학교 건축학과 ²⁾호서대학교 건축공학과 ³⁾충북대학교 건축공학과

Evaluation of Horizontal Shear Strength for Concrete Composite Members

Jung-Il Suh,¹⁾ Hong-Gun Park,¹⁾ Geon-Ho Hong,²⁾ Su-Min Kang,³⁾ and Chul-Goo Kim^{1)*}

¹⁾Dept. of Architecture & Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul 08826, Rep. of Korea

²⁾Dept. of Architectural Engineering, Hoseo University, Asan 31499, Rep. of Korea

³⁾Dept. of Architectural Engineering, Chungbuk National University, Cheongju 28644, Rep. of Korea

ABSTRACT In this study, concrete composite beams were tested under two-point loading to evaluate horizontal shear strength. The test variables were a type of composite members (PC+RC, PSC+RC, SFRC+RC), area ratio of high-strength (60 MPa) to low-strength concrete (24 MPa), and transverse reinforcement ratio. The test results showed that the contribution of transverse reinforcements and interface conditions had influence on horizontal shear strength. Existing and previous test results were classified according to test methods and the interface conditions and were compared with the predictions of current design codes. On the basis of test results, an improved design method was proposed.

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

1. 서 론

최근 들어, 주차장, 대형마트 등과 같은 모듈화 된 건축물에서 프리캐스트 콘크리트(precast concrete, 이하 PC)와 현장타설 콘크리트(cast-in-place concrete, 이하 CIP)를 합성한 PC 복합화 공법 사용이 증가하고 있다. PC 복합화 공법은 공장에서 선제작된 PC 부재를 현장으로 운반 및 조립 후 PC 부재 위에 CIP 콘크리트를 타설하는 방법이다. 기존 RC 공법과 달리 복잡한 거푸집 작업이 필요하지 않아 공기단축에 효과적이고 all PC 공법에 비해 우수한 구조 일체성을 확보 할 수 있다(Fig. 1).

합성 콘크리트 부재의 전단 강도에 대한 선행 연구¹⁻⁸⁾에서는 주로 콘크리트의 접촉면에서 발생하는 수평 전단 강도에 대한 연구를 수행하였다. 이는 합성부재의 PC부재와 CIP 콘크리트의 접촉면 사이에서 수평 균열 및 수평 전단 파괴가 발생하지 않고 일체 거동해야 부재의 휨 성능과 수직전단성을 발휘 할 수 있기 때문이다. 그러나 분리 타설된 계면의 수평전단에 관한 연구는 대부분 직접전단실험(push off tests)을 통한 검증으로서 실제 합

성보 조건과는 차이가 발생할 수 있다. 또한 PSC와 SFRC를 사용한 합성보의 사용도 증가하는 추세이다. 따라서 합성보 실험의 수평전단강도와 현행 구조기준 간 비교를 통해 현행구조기준 적용의 타당성 검증이 필요하다.

Revesz,⁹⁾ Saemann and Washa,¹⁰⁾ Bryson et al.¹¹⁾의 연구에서는 콘크리트 합성보의 휨 성능 실험을 수행하여 거친 계면의 형성이 PC부재와 CIP 콘크리트의 일체화 거동에 중요한 영향을 미치는 것으로 나타났다. 또한 Kim et al.¹²⁻¹⁴⁾와 Suh et al.¹⁵⁾은 일반 철근 콘크리트(reinforced concrete, 이하 RC) 합성보, 프리스트레스(prestressed concrete, 이하 PSC)를 사용한 합성보, 강섬유 보강콘크리트(steel fiber reinforced concrete, 이하 SFRC) 합성보에 대해 전단 실험을 수행하였다. 실험체에 대한 수직전단강도를 평가한 결과, 현행 기준의 일반식을 사용하여 단면을 구성하는 각 부재들에 대한 강도를 계산한 후 이를 단순 누가법으로 계산한 경

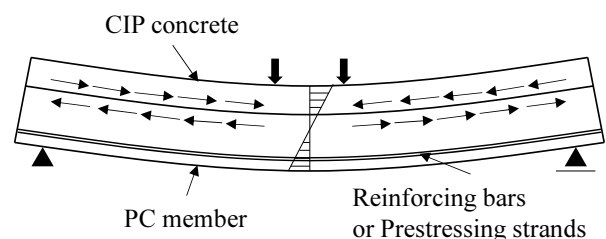


Fig. 1 Composite members using PC and CIP concretes

*Corresponding author E-mail : these09@naver.com

Received October 21, 2015, Revised May 19, 2016,

Accepted May 30, 2016

©2016 by Korea Concrete Institute

우 대부분의 실험체에 대하여 안전측으로 예측하였다.

본 연구는 Kim et al.¹²⁻¹⁴⁾와 Suh et al.¹⁵⁾의 실험결과를 재분석하여 PC 부재의 유형 별 수평 전단강도 실험결과를 평가하고 이에 대한 현행 설계기준의 타당성을 검증하였다. 이를 바탕으로 현행 설계기준의 문제점을 분석하고 개선 방안을 모색하여 개선된 수평 전단강도 산정법을 제안하였다.

2. 현행 설계 기준

현행 콘크리트 구조 기준^{16,17)}에서는 수평전단강도 평가에서 계수전단력에 따라 수평 전단력 전달(horizontal shear transfer) 메커니즘과 전단 마찰(shear friction) 메커니즘을 사용할 수 있다.

수평 전단 강도는 표면을 거칠게 만들고(약 6 mm) 전단 연결재가 없는 경우, 혹은 최소 전단 철근이 있으나 표면이 거칠게 만들어지지 않은 경우, 다음과 같이 정의한다.

$$v_{nh} \leq 0.56 \text{ (MPa)} \quad (1)$$

최소 전단 연결재가 있고 표면이 약 6 mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우, 다음과 같이 정의한다.

$$v_{nh} = (1.8 + 0.6\rho_v f_y) \leq 3.5 \text{ (MPa)} \quad (2)$$

여기서, ρ_v 는 접촉 면적에 대한 전단 연결재 면적의 비를 나타낸다. 최소 전단 연결재는 식 (3)에 따라 산정해야 하며 연결재의 간격의 지지요소 최소치수의 4배, 또한

Table 1 Cohesion (c) and friction factor (μ) in current design codes

Code	State of interface of concrete		c	μ
KCI ¹⁶⁾ and ACI 318 ¹⁷⁾	Horizontal shear transfer	Where contact surfaces are clean, free of laitance, and intentionally roughened	0.56 MPa	
		Where minimum ties are provided, and contact surface are clean and free of laitance, but not intentionally roughened		
	Shear friction	Where ties are provided, and contact surfaces are clean, free of laitance, and intentionally roughened to a full amplitude of approximately 6 mm	1.8 MPa	0.6
		Concrete placed monolithically		1.4 λ
Concrete placed against hardened concrete with surface intentionally roughened			1.0 λ	
EC2 ¹⁸⁾	Very smooth: a surface cast against steel, plastic or specially prepared wooden moulds		0.25	0.5
	Smooth: a slipformed or extruded surface, or a free surface left without further treatment after vibration		0.35	0.6
	Rough: a surface with at least 3 mm roughness at about 40 mm spacing, achieved by raking, exposing of aggregate or other methods giving an equivalent behaviour		0.45	0.7
	Indented: a surface with indentations		0.50	0.9
AASHTO LRFD ¹⁹⁾	For a cast-in-place concrete slab on clean concrete girder surfaces, free of laitance with surface roughened to an amplitude of 6mm		1.93 MPa	1.0
	For normal-weight concrete placed monolithically		2.76 MPa	1.4
	For light weight concrete placed monolithically, or nonmonolithically, against a clean concrete surface, free of laitance with surface intentionally roughened to an amplitude of 6 mm		1.65 MPa	1.0
	For normal-weight concrete placed against a clean concrete surface, free of laitance, with surface intentionally roughened to an amplitude of 6 mm		1.65 MPa	1.0
	For concrete placed against a clean concrete surface, free of laitance, but not intentionally roughened		0.52 MPa	0.6
	For concrete anchored to as-rolled structural steel by headed studs or by reinforcing bars where all steel in contact with concrete is clean and free of paint		0.17 MPa	0.7
CSA ²⁰⁾	For concrete placed against hardened concrete with the surface clean but not intentionally roughened		0.25 MPa	0.6
	For concrete placed against hardened concrete with the surface clean and intentionally roughened to a full amplitude of at least 5 mm		0.5 MPa	1.0
	For concrete placed monolithically		1.0 MPa	1.4
	For concrete anchored to as-rolled structural steel by headed studs or by reinforcing bars		0.0	0.6

where $\lambda=1.0$ for normal weight concrete and 0.75 for all lightweight concrete.

600 mm 이하이어야 한다.

$$A_{v,min} = 0.0625 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0.35 b_w s / f_{yt} \quad (3)$$

전단 마찰(shear friction) 메커니즘을 사용하는 경우, 즉 계수 전단력이 3.5 MPa를 초과할 경우 마찰 계수(μ)의 영향을 고려하여야 한다.

$$v_{nh} = \mu \rho_v f_y \leq (0.2 f'_c + 3.3 + 0.08 f'_c) \quad (4)$$

여기서, 마찰 계수(μ)는 Table 1에 명시되어 있으며, $\rho_v f_y$ 는 전단 철근에 의한 지압력(clamping force)을 나타낸다.

Eurocode2¹⁸⁾(이하 EC2)는 전단 마찰 메커니즘을 고려하여 계면 간 부착 계수(c)와 전단마찰 계수(μ)를 변수로 사용하고 있다.

$$v_{Rdi} = c f_{cd} + \mu \sigma_n + \rho f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cd} \quad (5)$$

여기서, c 와 μ 는 계면의 거칠기에 따른 부착 계수 및 마찰 계수, f_{cd} 는 설계인장강도, σ_n 은 외력에 의해 발생하는 계면 간 수직 응력, α 는 $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$, ν 는 강도감소계수를 나타낸다.

AASHTO LRFD¹⁹⁾는 EC2와 동일하게 전단 마찰 메커니즘을 바탕으로 부착 계수와 마찰 계수를 계면상태에 따라 다른 값을 제시하고 있다.

$$V_{ni} = c A_{cv} + \mu (A_{vf} f_y + P_c) \quad (6)$$

여기서, A_{cv} 는 수평 전단에 관여하는 콘크리트의 면적, A_{vf} 는 전단 철근의 단면적, P_c 는 전단면에 영구적으로 작용하는 순 압축력, c 와 μ 는 부착 및 마찰 계수를 나타낸다(Table 1참고).

CSA²⁰⁾(Canadian Standards Association)는 콘크리트의 기여도와 전단 철근의 기여도에 대해 각각 강도 감수 계수를 곱하여 수평 전단 강도를 산정하고 있다.

$$v_r = \lambda \phi_c (c + \mu \sigma) + \phi_s \rho_v f_y \cos \alpha_f \quad (7)$$

여기서, $\lambda \phi_c (c + \mu \sigma)$ 는 $0.25 \phi_s f'_c$ 를 초과할 수 없으며 α_f 는 전단 철근과 전단면이 이루는 각도, ϕ_c 는 0.65, ϕ_s 는 0.85를 나타낸다.

Table 1과 같이 각 설계 기준마다 육안으로 분별 가능한 계면의 상태에 따라 부착 계수와 마찰 계수를 정량적으로 제시하고 있다. 그러나 KCI에서는 전단철근과 계면 상태, 계수 전단력에 따라 세 개의 식(식 (1), (2), (4))으로 수평전단 강도를 산정하는 반면, EC2, AASHTO LRFD, CSA에서는 부착 계수와 마찰 계수를 고려하여 단일 식(식 (5), (6), (7))으로 수평 전단강도 산정식을 제

시하였다. KCI의 경우 계수 전단력 3.5 MPa를 전후하여 수평 전단력 전달 메커니즘과 전단 마찰 메커니즘의 고려 여부가 결정된다. 수평 전단력 전달 메커니즘에서는 0.35 MPa를 기준으로 0.35 MPa 미만에서는 계면의 부착 계수를 0.56 MPa(식 (1))로 일정한 값으로 적용하고 0.35 MPa 이상일 경우 부착 계수 1.8 MPa와 전단 철근에 의한 지압력($\rho_v f_y$)을 고려하여 수평전단강도를 산정한다. 따라서 전단철근 기여도($\rho_v f_y$)가 낮을 경우 수평전단강도 예측의 불연속이 발생한다.

3. 수평전단 실험 및 분석

3.1 실험체 설계

본 연구에서는 저자들에 의하여 실험된 49개 실험체 중 수평전단파괴가 발생한 RC 합성보 3개, PSC 합성보 9개, SFRC 합성보 6개, 총 18개의 기존 실험 자료¹²⁻¹⁵⁾로 한정하여 분석하였다(Table 2). 본 실험의 주요 변수로는 PC 부재의 유형, PC부재와 CIP콘크리트의 면적비, 그리고 전단철근 간격을 고려하였다. 실험 방법은 보 중앙에 2점 하중을 가력하여 실험을 실시하였고 지지점과 가력점에 물러 철물을 사용하여 단순 보 거동을 유도하였다. 각 실험에 대한 자세한 상세는 Kim et al.¹²⁻¹⁴⁾과 Suh et al.¹⁵⁾의 연구에 제시하였다. 실험체 설계는 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 1) 모든 실험체에 대해 의도적으로 거친 계면을 형성하기 위하여 레이턴스를 제거하고 6 mm 깊이로 거

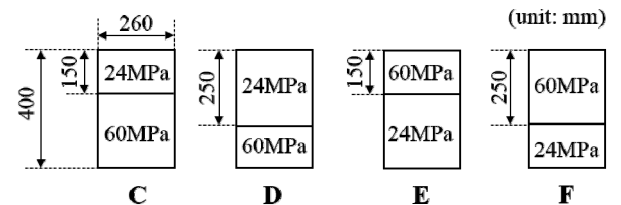


Fig. 2 Section types of composite member

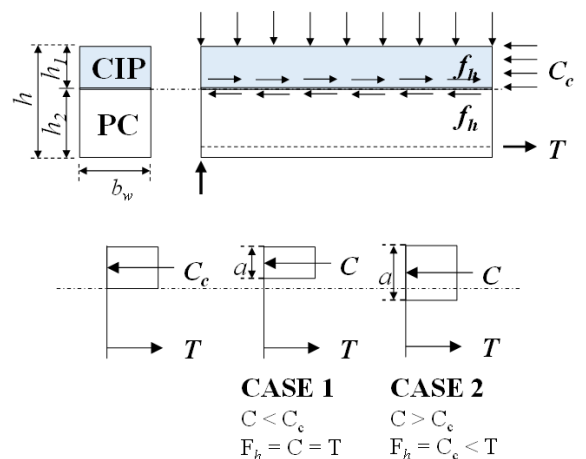


Fig. 3 Horizontal shear stress of composite member

Table 2 Prediction of current design cods and shear strength ratio (v_{test}/v_{cal})

	Specimens	Section types	$\rho_v f_y$ (MPa)	Condition of interface	Failure mode	① v_{test} (MPa)	v_{pred} (MPa)					Shear strength ratio (v_{test}/v_{pred})				
							②	③	④	⑤	⑥	①/②	①/③	①/④	①/⑤	①/⑥
							KCI	EC2	AASHTO LRFD	CSA	Proposed Method					
RC	16	D	-	rough	HS	3.22	0.56	0.54	1.70	0.50	1.50	5.75	6.00	1.90	6.44	2.15
	17	E	-	rough	HS	3.34	0.56	0.91	1.70	0.50	1.50	5.96	3.65	1.96	6.68	2.23
	SR15	E	0.56	rough	HS	2.01	2.14	1.34	2.26	1.06	1.67	0.94	1.51	0.89	1.90	1.21
PSC	1-D	D	-	rough	HS	2.35	0.56	0.51	1.70	0.50	1.50	4.20	4.62	1.38	4.71	1.57
	2-D	D	-	rough	HS	2.35	0.56	0.51	1.70	0.50	1.50	4.20	4.62	1.38	4.71	1.57
	3-C	C	-	rough	HS	1.87	0.56	0.51	1.70	0.50	1.50	3.33	3.66	1.10	3.73	1.24
	3-D	D	-	rough	HS	1.83	0.56	0.51	1.70	0.50	1.50	3.26	3.59	1.08	3.66	1.22
	1-CS	C	0.97	rough	HS	3.22	2.38	1.23	2.67	1.47	2.00	1.35	2.61	1.21	2.19	1.61
	2-CS	C	0.43	rough	HS	2.68	2.06	0.86	2.13	0.93	1.57	1.30	3.14	1.26	2.88	1.71
	2-DS	D	0.43	rough	HS	2.56	2.06	0.86	2.13	0.93	1.57	1.25	3.00	1.20	2.75	1.64
	4-CS	C	0.65	rough	HS	3.04	2.19	0.95	2.35	1.15	1.74	1.39	3.20	1.29	2.65	1.75
	4-DS	D	0.65	rough	HS	2.77	2.19	0.95	2.35	1.15	1.74	1.27	2.93	1.18	2.42	1.60
SFRC	SU-C	C	-	smooth	DT+HS	1.79	0.56	0.37	0.52	0.25	0.56	3.19	4.79	3.44	7.15	3.19
	SU-D	D	-	smooth	DT+HS	1.50	0.56	0.37	0.52	0.25	0.56	2.68	4.02	2.88	6.00	2.68
	SU-E	E	-	smooth	DT+HS	0.99	0.56	0.72	0.52	0.25	0.56	1.76	1.38	1.90	3.94	1.76
	SU-F	F	-	smooth	DT+HS	0.99	0.56	0.72	0.52	0.25	0.56	1.76	1.38	1.90	3.94	1.76
	SR-E	E	0.56	smooth	DT+HS	2.12	0.56	1.08	0.86	0.59	0.90	3.78	1.96	2.47	3.61	2.36
	SR-F	F	0.56	smooth	DT+HS	2.64	0.56	1.08	0.86	0.59	0.90	4.72	2.45	3.09	4.51	2.95

• DT: Diagonal tension failure, HS: Horizontal shear failure

철게 처리하였다. 예외적으로 SFRC 합성보의 경우 강섬유에 의하여 골재의 거친면 형성이 어려워 본 연구에서는 매끄러운 계면으로 간주하였다.

- 하부 PC 부재에 각각 고강도 콘크리트(60 MPa)와 저강도 콘크리트(24 MPa)를 사용하여 정모멘트 구간과 부모멘트 구간의 거동을 확인하였다(Fig. 2). 또한 전단 보강된 합성보의 경우 최소전단철근 요구량(식 (3))에 근거하여 전단철근 간격을 450 mm 이하로 배치하였다.

- 모든 실험체는 휨 파괴 이전에 전단파괴가 선행하도록 설계되었다. 또한 전단철근 기여도와 계면 상태에 따라 수평전단균열의 발생 여부를 판단하였다.

수평전단파괴가 발생한 실험체에 대해 계면에서 수평 균열이 시작된 시점에서의 수평전단응력을 산정하여 수평전단강도를 예측하였다. 합성보 계면에서 작용하는 수평 전단 응력은 Fig. 3과 같이 압축력이나 인장력의 실제 변화량(F_h)(식 (8))을 고려하여 산정할 수 있다.

$$\tau = f_h = \frac{F_h}{A_{cr}} = \frac{F_h}{b_v l_{vh}} = \frac{M_{max}/(0.9d)}{b_v l_{vh}} \quad (\text{MPa}) \quad (8)$$

여기서, A_{cr} 은 수평 접합면의 면적($=b_v l_{vh}$), l_{vh} 는 최대 모멘트와 모멘트 변곡점까지의 길이, b_v 는 수평 전단력이 작용하는 접합면의 폭을 나타낸다.

3.2 실험 결과

RC 합성보의 경우, 사인장 균열로 인한 전단파괴가 지배적으로 발생하였으며 PSC 합성보는 사인장 파괴 및 프리스트레스로 인한 압축대의 전단압축파괴가 발생하였다. 또한 SFRC 합성보의 경우, 매끄러운 계면으로 인하여 수평전단 파괴가 지배적으로 발생하였다.

Kim et al.¹²⁻¹⁴⁾과 Suh et al.¹⁵⁾의 연구에 의하면, 사인장 균열 및 전단압축 파괴의 경우(Fig. 4(a)), 부재 하부에 초기 휨 균열 발생 후 사인장 균열로 발전하여 가력점 부근에서 콘크리트의 압괴로 인하여 최종 파괴되었다. 반면에 수평전단파괴의 경우(Fig. 4(b)), 초기 휨 균열 발생 후 가력점과 지지점 사이에서 수평전단균열이 발생하였고 수평 균열의 발생 시점마다 하중 감소를 나타내며 최종 파괴되었다(Fig. 5).

그러나 거친 계면 형성을 위한 조치를 취하더라도 계

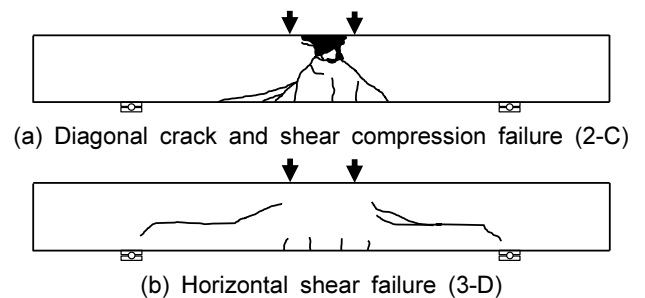


Fig. 4 Failure mode of composite members

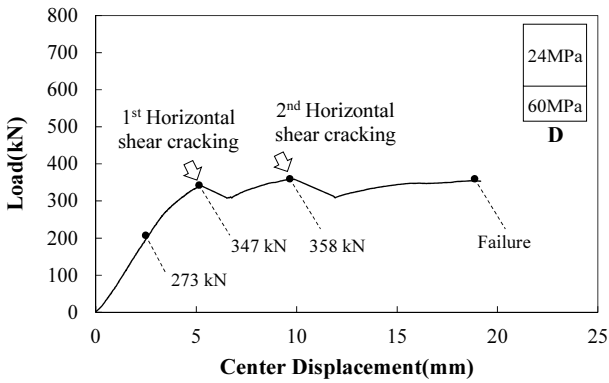
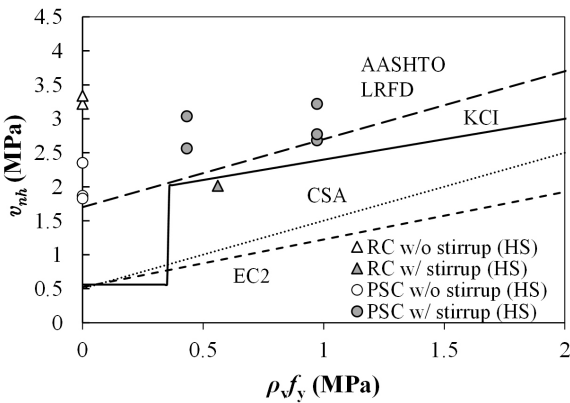
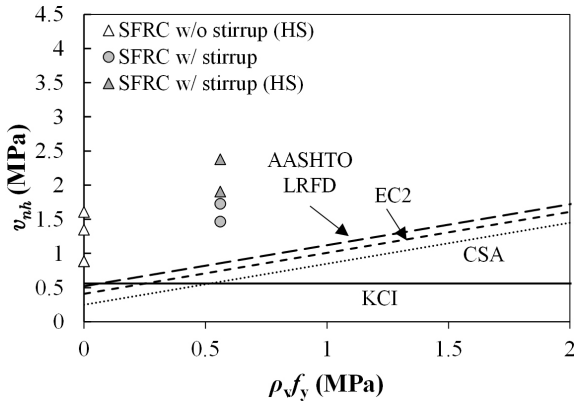


Fig. 5 Load-center displacement relationship occurring horizontal shear cracking



(a) Reinforced concrete and prestressed concrete



(b) Steel fiber-reinforced concrete

Fig. 6 Horizontal shear strength of test specimens (HS: Horizontal shear failure)

면 상태의 불확실성으로 인해 수평 균열의 발생을 배제할 수 없었다. 특히 PSC 및 SFRC 합성보의 경우 전단철근 기여도에 비례하여 수평전단강도가 증가하는 반면 (Fig. 6), 전단철근의 기여도에 관계없이 수평전단균열이 발생하므로 수평전단강도는 전단철근의 기여도와 더불어 계면 상태의 지배적인 영향을 받음을 확인하였다.

3.3 기존 실험과 현행 구조 기준 간 비교

Table 2는 세 가지 유형의 PC부재에 대한 실험 결과와

현행구조기준(KCI, EC2, AASHTO LRFD, CSA)간 비교를 나타낸다. 또한 Fig. 6은 PC부재의 유형에 따른 현행구조기준의 전단철근 기여도($\rho_v f_y$)-수평전단강도 관계를 나타낸다.

RC 합성보의 경우(Fig. 6(a)), 전단철근이 보강되지 않은 실험체의 전단강도비(v_{test}/v_{pred})는 KCI의 경우 5.75~5.96, EC2는 3.65~6.00, CSA는 6.44~6.68로 지나치게 보수적으로 예측한 반면에 AASHTO LRFD의 경우 1.90~1.96으로 합리적으로 예측하였다. KCI와 CSA는 전단철근 보강되지 않은 합성보에 대해 각각 0.56 MPa와 0.5 MPa로 낮은 부착 계수를 제시하여 수평전단강도를 보수적으로 예측하였기 때문이다. 전단철근 보강된 합성보의 경우 전단철근 기여도($\rho_v f_y$)가 증가함에 따라 전단강도가 증가하였다. $\rho_v f_y$ 가 0.56 MPa인 SR15의 경우, KCI는 0.94, AASHTO LRFD 역시 0.89로 모두 비안전측으로 예측하였으나, EC2와 CSA는 전단강도비를 각각 1.51, 1.90으로 모두 안전측으로 예측하였다.

PSC 합성보(Fig. 6(a))도 현행 구조기준이 전단철근 보강되지 않은 실험체에 대하여 RC 합성보와 마찬가지로 다소 보수적으로 예측하는 경향이 나타났다. 또한 전단철근 보강된 실험체에 대해 모두 안전측으로 예측하였다. 특히 KCI와 AASHTO LRFD의 전단강도비(v_{test}/v_{pred})는 각각 1.25~1.39, 1.18~1.29로 합리적으로 예측하였다.

SFRC 합성보(Fig. 6(b))의 경우, 앞서 언급한 바와 같이 강섬유에 의하여 골재의 거친면 형성이 어려워 타 합성보보다 낮은 강도를 나타냈다. 또한 현행구조기준에서는 SFRC 합성보의 계면 조건에 대한 부착 계수와 마찰 계수를 따로 제시하고 있지 않기 때문에 매끄러운 계면 상태의 현행 기준을 적용하였다. 전단 보강되지 않은 실험체에 대하여 KCI, EC2, AASHTO LRFD로 예측할 경우, 전단강도비(v_{test}/v_{pred})를 각각 1.58~2.87, 1.24~4.32, 1.71~3.10으로 안전측으로 예측하고 있으며 CSA의 경우 3.55~6.44로 과도하게 보수적으로 예측하고 있다. 반면에 전단 보강된 실험체의 경우, KCI와 CSA가 전단강도비를 각각 3.40~4.25로 타 현행구조기준보다 보수적으로 예측하였다. 이는 타 현행구조기준과는 달리 KCI가 매끄러운 계면 상태에서 전단철근의 기여도를 고려하지 않고 콘크리트의 부착계수만을 고려하기 때문이다.

Fig. 7은 본 연구 실험값 대비 현행구조기준 간 비교인 전단강도비 분포를 전단철근 보강 유무에 따라 나타낸다. Fig. 7(a), (b), (d)와 같이 AASHTO LRFD를 제외한 KCI, EC2, CSA로 예측할 경우 전단 보강되지 않은 실험체에 대해 지나치게 보수적으로 예측하였다. 반면에 AASHTO LRFD로 예측할 경우(Fig. 7(c)) 전단강도비 분포는 0.89~3.10으로서 전단철근의 보강 여부에 관계없이 비교적 합리적으로 수평전단강도를 정확히 예측하였다. 그러나 전단보강된 일부 RC 실험체에 대해 비안전측으로 예측하여, 수평전단강도 산정 시 강도감소계수를 적용해야 한다.

4. 수평전단 데이터베이스 분석

기존 연구로부터 축적된 350개의 수평전단 데이터베이스와 본 연구의 실험 결과 18개, 총 368개 실험체를 바탕으로 현행구조기준 타당성 및 경향성을 분석하였다(Table 3). 수평전단 데이터베이스는 본 연구의 실험결과와 마찬가지로 모두 수평전단과괴 되었으며 16개의 선행연구를 바탕으로 직접전단 실험(push off tests)과 합성보 실험(composite beam tests)으로 나누어 분류하였다.

Fig. 8과 Fig. 9는 각 현행 기준으로 산정한 예측값과 전단 데이터베이스를 비교한 전단강도비의 분포를 거친면(rough interface)와 매끄러운 면(smooth interface)으로 나누어 나타냈다. 이 때, 계면 상태는 약 6 mm 깊이로 의도적으로 거칠게 처리된 여부에 따라 거친 면과 매끄러운 면으로 구분하였다. 전단 데이터베이스 비교 결과, $\rho_w f_y$ 가 1.5 MPa 이하일 경우 합성보 실험(composite beams tests)과 직접전단 실험(push off tests)의 강도 차이가 크지 않았다(Fig. 10). 거친 계면의 경우(Fig. 8), 전단강도비(v_{test}/v_{pred})의 평균값은 EC2가 2.10로 가장 크고 CSA (1.85), KCI (1.68), AASHTO LRFD (1.34) 순으로 나타났다. 데이터의 분산도를 나타내는 변동 계수(COV)는 AASHTO LRFD가 0.33으로 가장 작았으며 EC2 (0.39), CSA (0.51), KCI (0.70) 순으로 나타났다. AASHTO LRFD를 제외한 나머지 기준들은 변동계수(COV)가 약 40% 이상으로서 이를 줄이기 위한 개선이 필요하다. EC2와 CSA는 전단 데이터베이스의 각각 97%, 95%에 대해 안전측으로 예측하였고 KCI은 86%, AASHTO LRFD는 81% 순으로 안전측으로 예측하였다. 특히 AASHTO LRFD는 데이터베이스의 약 73%가 전단강도비 1.0~2.0 범위 안에 분포되어 있으며 타 기준이 50~60%인 것에 비해 합리적으로 예측하는 실험값의 비율이 높았다. 매끄러운 계면의 경우(Fig. 9), 거친 계면인 경우보다 전반적으로 전단강도비의 평균값과 변동계수(COV)가 크게 나타났으며 모든 현행구조기준은 90%이상 안전측으로 예측하였다. 평균값은 KCI가 4.29로 가장 크고 CSA (3.55), EC2 (2.47), AASHTO LRFD (2.20)순으로 나타났다. 변동계수 역시 60% 이상으로 전단강도 예측의 편차가 거친 계면인 경우보다 18~96% 크게 나타났다. 따라서 매끄러운 계면 조건일 경우 변동계수를 감소시키기 위한 수평전단강도 산정 방안을 고려할 필요가 있다.

Fig. 10은 합성보 실험(composite beams tests)(검은 점)과 직접 전단 실험(push off tests)(흰 점)을 바탕으로 본 연구의 실험값(회색 점)을 각 구조 기준과 비교하여 나타냈다. 또한 Fig. 10(a), (b)와 같이 계면 상태를 거친 면(rough interface)과 매끄러운 면(smooth interface)으로 나누어 각 구조 기준의 부착 계수(c)와 마찰 계수(μ)를 적용하였다. 거친 면(rough interface)의 계면상태를 적용할 경우(Fig. 10(a)), AASHTO LRFD는 타 현행구조기준보다 다수의 선행연구 실험값에 대하여 비안전측으로 예측하

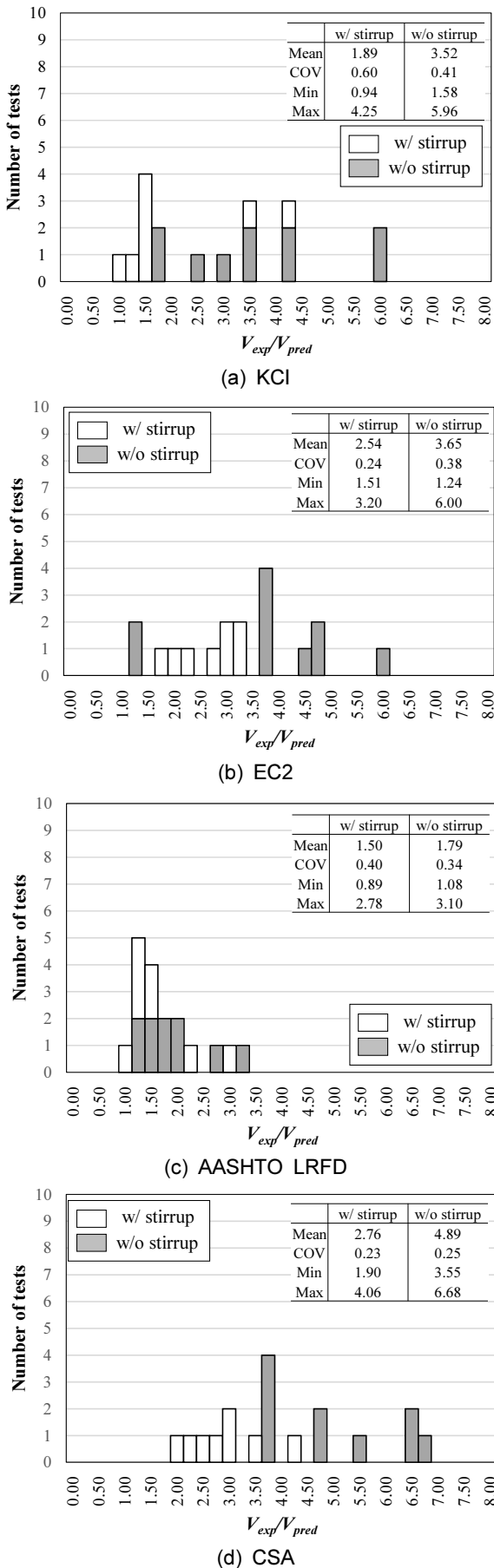


Fig. 7 Distribution of shear strength ratio(V_{exp}/V_{pred}) for test results (RC, PSC, and SFRC)

Table 3 Prediction of current design codes with existing test results

Test methods	Researchers	No. of tests	f'_c (MPa)	$\rho_v f_y$ (MPa)	Interface condition	v_{test} (MPa)	Shear strength ratio (v_{test}/v_{pred})			
							KCI	EC2	AASHTO LRFD	CSA
Composite beam	Loov and Patnaik ²¹⁾	16	19.2~48.3	0.40~7.72	rough	1.93~9.25	0.84~1.99	1.51~3.06	0.77~1.66	1.12~3.08
	Khan and Slapkus ²²⁾	6	50.2~77.9	1.03~2.06	rough	4.09~6.94	1.69~2.87	2.59~3.71	1.50~2.54	2.67~4.52
	Nagle and Kuchma ²³⁾	18	92.7~120.6	0.73~6.28	rough	1.57~8.88	0.94~3.76	0.94~4.09	0.71~3.03	0.81~4.43
	Patnaik ²⁴⁾	24	17.0~34.8	0.44~3.56	smooth	0.63~11.71	1.13~20.91	0.83~4.48	0.81~4.40	1.01~4.90
	Saemman and Wassha ¹⁰⁾	9	18.7~25.9	0.58~3.36	smooth	1.13~15.05	2.02~26.88	1.31~6.38	1.11~5.94	1.50~6.65
Push off	Hofbeck, Ibrahim and Mattock ¹⁾	33	16.4~31.1	0.34~10.03	rough	1.66~9.88	1.08~2.96	1.42~3.57	0.81~1.84	1.04~2.97
	Mattock and Hawkins ²⁾	3	27.7~40.0	2.15~6.79	rough	7.69~9.97	1.39~3.15	1.44~4.34	1.11~2.52	1.11~3.67
	Mattock, Johal, and Chow ³⁾	9	26.3~29.1	3.65~5.60	rough	2.54~6.81	0.73~1.17	0.81~1.98	0.47~1.17	0.61~1.50
	Mattock ⁴⁾	8	40.1~42.2	1.57~13.30	rough	5.24~13.38	1.00~1.94	1.49~2.83	1.09~1.60	1.19~2.53
	Mattock, Li, and Wang ⁵⁾	6	26.9~28.8	1.54~7.72	rough	3.17~8.21	1.00~1.49	1.45~1.92	0.98~1.20	1.16~1.55
	Walraven, Frenay and Puijssers ⁶⁾	31	16.9~47.7	1.06~15.17	rough	3.22~14.19	1.23~2.10	1.32~2.92	0.99~1.65	1.05~2.33
	Walraven and Stroband ⁷⁾	6	99	3.33~14.94	rough	6.3~18.1	1.00~2.62	1.49~1.86	1.20~1.76	1.14~1.64
	Khan and Mitchell ⁸⁾	50	46.9~123.8	1.76~8.39	rough	2.86~18.39	0.70~1.41	0.77~1.80	0.65~1.30	0.88~1.72
	Banta ²⁵⁾ (SFRC)	18	158.5~227.5	0.35~2.19	smooth	0.71~2.87	1.26~5.12	1.00~2.72	1.07~3.01	1.50~6.27
	Choi ²⁶⁾	103	6.0~32.0	0.00~2.28	smooth	0.52~4.52	0.92~8.08	0.46~10.13	0.43~6.80	0.55~14.13
Kamel ²⁷⁾	10	35.3~41.0	0.00	smooth	0.77~4.48	1.37~8.00	1.45~7.69	1.47~8.62	3.06~17.93	
Researchers' specimens	350	This research	18		Total specimens	368				

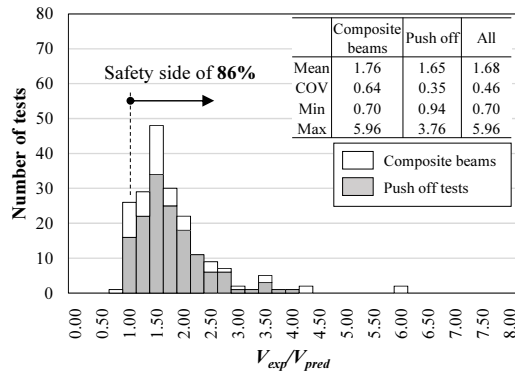
•All specimens occurred horizontal shear failure

였다. KCI는 불연속 구간 부근($\rho_v f_y \geq 0.35$ MPa)에서 전단 보강된 RC 합성보와 일부 합성보 실험체에 대해 비안전측으로 예측하였다. 계면 상태를 매끄러운 면(smooth interface)으로 적용할 경우(Fig. 10(b)), 기준에서 제시되는 부착계수와 마찰계수가 감소하여(Table 1) $\rho_v f_y < 1.5$ MPa인 경우 대부분의 실험체에 대해 안전측으로 예측하고 있다. 그러나 KCI는 전단철근 기여도($\rho_v f_y$)에 관계없이 동일한 수평전단강도(0.56 MPa)를 제시함으로써 전단철근 보강된 실험체에 대하여 과도하게 보수적으로 예측하고 있다. 따라서 KCI는 타 구조기준과 마찬가지로 수평

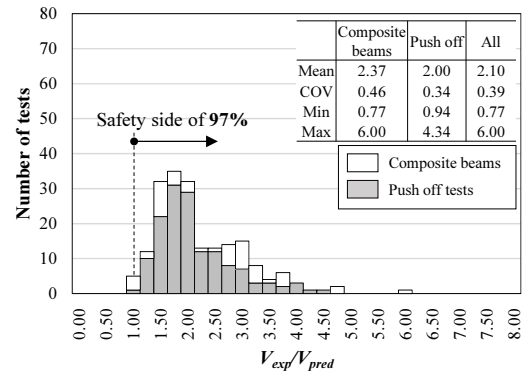
전단강도가 전단철근 기여도에 비례하여 증가하도록 조정할 필요가 있다.

5. 합성보 수평전단설계 방안

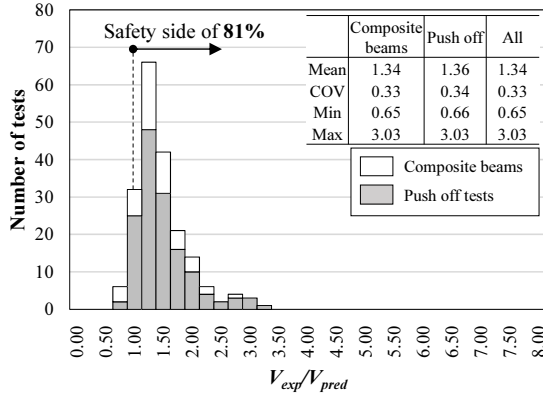
본 연구의 기준실험 결과분석을 바탕으로 수평전단 설계 방안을 제안하였다(Fig. 11). 거친 계면(rough interface)의 경우 변동계수(COV)가 0.32로 가장 작게 나타난 AASHTO LRFD의 수평전단강도 예측식을 바탕으로 식 (9)와 같이 제시하였다. 여기서, 안전측 설계를 위하여 강도계수



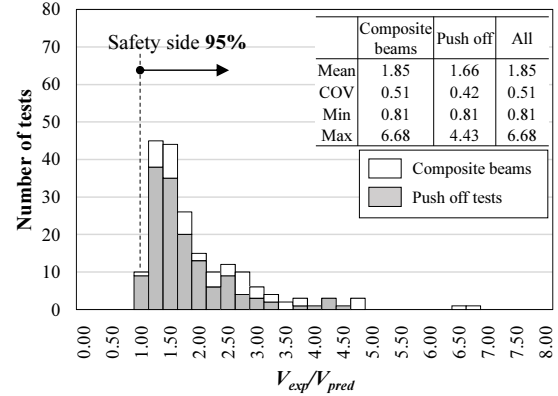
(a) KCI



(b) EC2

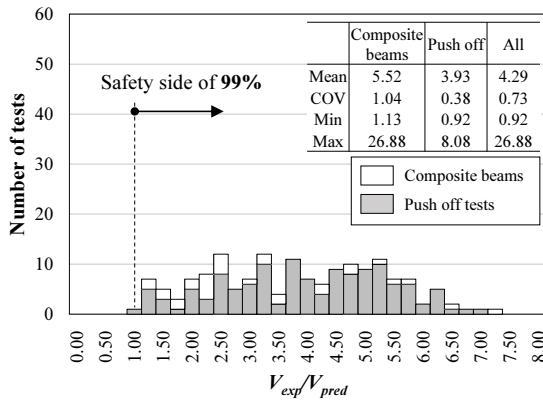


(c) AASHTO LRFD

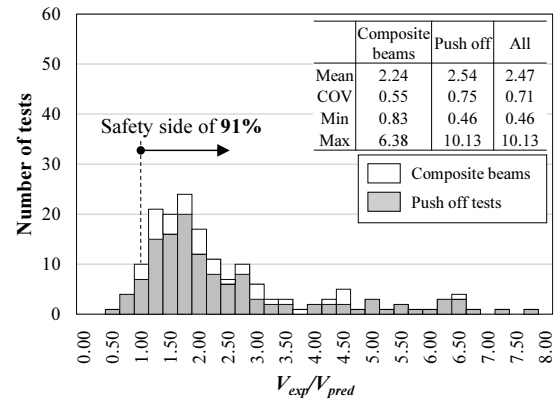


(d) CSA

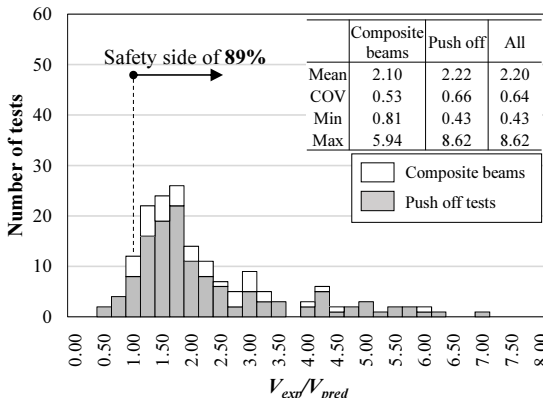
Fig. 8 Distribution of shear strength ratio (V_{exp}/V_{pred}) of existing test specimens (rough interface)



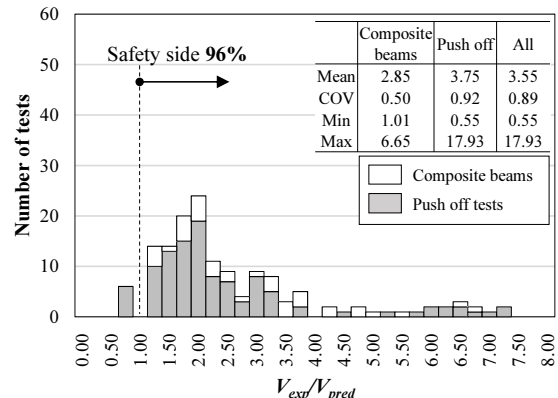
(a) KCI



(b) EC2

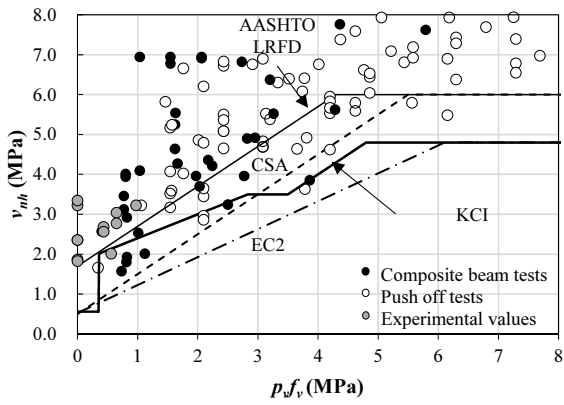


(c) AASHTO LRFD

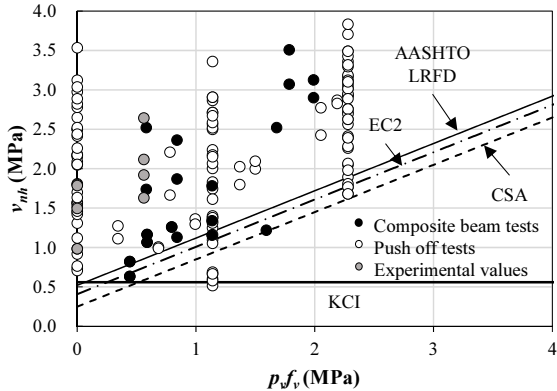


(d) CSA

Fig. 9 Distribution of shear strength ratio (V_{exp}/V_{pred}) of existing test specimens (smooth interface)

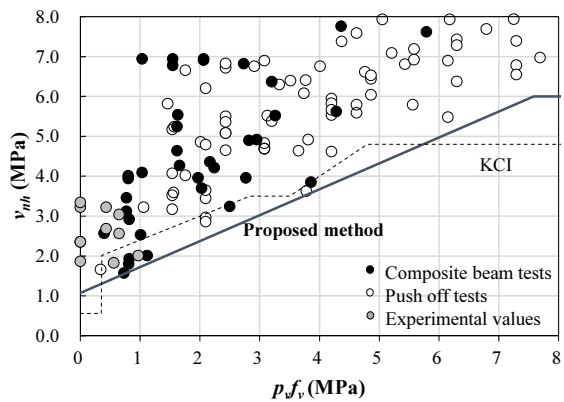


(a) Rough interface

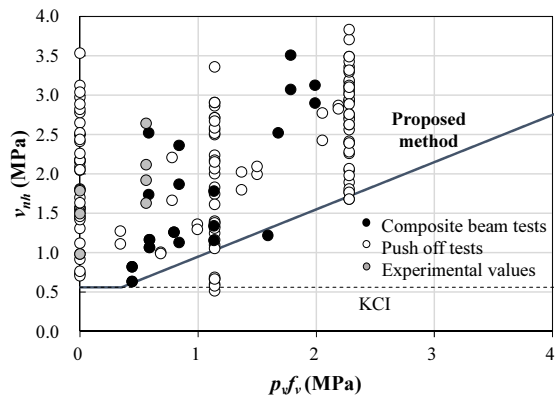


(b) Smooth interface

Fig. 10 Horizontal shear strength for shear database



(a) Rough interface



(b) Smooth interface

Fig. 11 Proposed design method for shear database

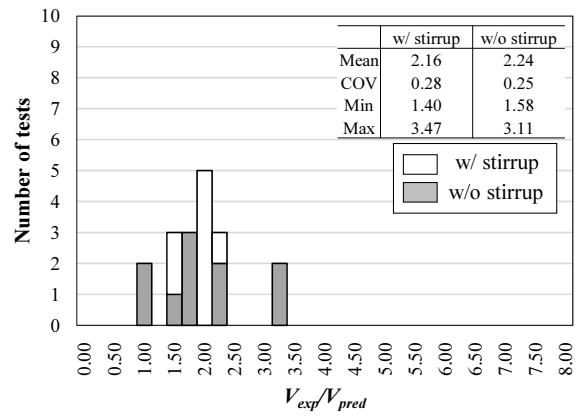


Fig. 12 Distribution of shear strength ratio for the present test results predicted by the proposed method

0.65을 적용하여 초기 부착계수 1.65 MPa를 1.07 MPa로 감소시켰다.

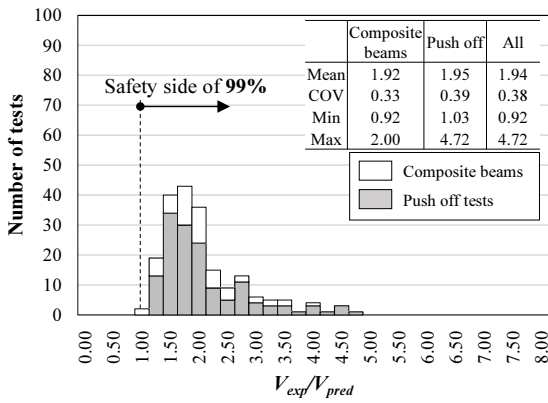
$$v_{nh} = 0.65(1.65 + \rho_v f_y) \leq \min(0.25f'_c, 10.3) \quad (9)$$

반면에 매끄러운 계면(smooth interface)인 경우 기존 현행기준(KCI)의 부착계수 0.56 MPa를 적용하되 최소 전단철근 보강에 따른 전단철근의 기여도($\rho_v f_y$)를 고려하여 수평전단강도 증가 경향을 반영하였다. 전단철근비가 최소 전단철근요구량보다 작을 경우 전단철근이 수평 전단에 기여하지 못하고 계면의 부착력으로만 저항한다고 판단하여(Fig. 11) 부착계수 0.56 MPa만 제시하였고, 전단철근 기여도를 고려 시 Table 1과 같이 마찰계수 0.6을 적용하였다.

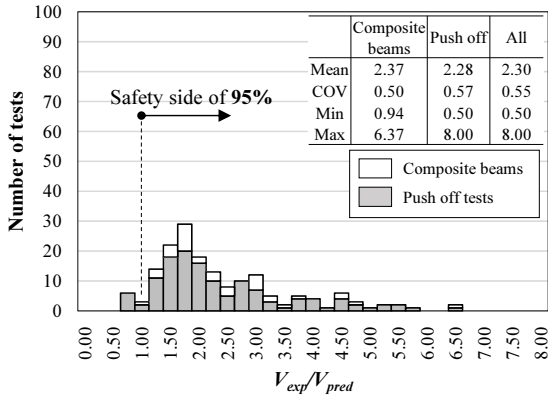
$$\begin{cases} v_{nh} = 0.56 & \dots \rho_v f_y \leq 0.35 \\ v_{nh} = 0.56 + 0.6(\rho_v f_y - 0.35) & \dots \rho_v f_y > 0.35 \end{cases} \quad (10)$$

Fig. 12는 본 연구의 실험결과에 대해 수평전단강도 제안식을 적용한 전단보강에 따른 전단강도비(v_{test}/v_{pred}) 분포로서 1.40~3.11로 모두 안전측으로 예측하였다. 앞선 Fig. 6(a)와는 달리 변동계수(COV)는 전단보강된 경우 기존 변동계수(COV)의 53%, 전단보강되지 않은 경우 기존 대비 39%로 예측범위의 편차가 크게 감소하여 각각 0.28, 0.25로 나타났다.

Fig. 13은 전단데이터베이스에 대해 본 제안식을 적용한 전단강도비 분포(v_{test}/v_{pred}) 및 기존 설계식(식 (1), (2), (4)과의 비교를 나타낸다. 거친 계면의 경우(Fig. 13(a)), 전체 전단데이터베이스에 대해 99% 안전측으로 예측하여 기존 현행기준 대비 약 15% 증가하였으며 변동계수(COV) 또한 0.38으로 기존 대비 약 17% 감소하였다. 반면에 매끄러운 계면의 경우(Fig. 13(b)) 데이터베이스의 95%에 대해 안전측으로 예측하여 기존(99%) 대비 안전측으로 예측하는 비율이 감소하였으나, 전단 보강에 따른 수평전단강도의 증가 경향을 반영하여 과도한 보수적



(a) Rough interface



(b) Smooth interface

Fig. 13 Distribution of shear strength ratio for shear database predicted by the proposed method

예측을 방지해야 하며 비안전측으로 예측된 직접전단 실험(push off tests)은 실제 조건을 고려하지 못하므로 무시 가능하다. 따라서 기존 실험 결과 분석을 통한 검증 결과, 본 연구의 수평전단강도의 개선식 적용이 합리적인 수평전단강도 예측에 타당하다고 판단된다.

6. 결 론

본 연구에서는 콘크리트 합성부재의 합리적인 수평전단강도 평가 및 설계 방안 제시를 위하여 기존 실험 결과를 현행구조기준과 비교 및 분석하였다. 분석 결과를 바탕으로 계면상태에 따른 수평전단설계 방안을 제시하였다. 주요 연구 내용은 다음과 같다.

- 1) 콘크리트 합성부의 전단 실험 결과, 수평 균열 발생 시 부재 내력이 감소하였으며 계면 상태와 전단철근 기여도가 수평전단강도에 지배적인 영향을 미치는 것으로 나타났다. 또한 PC부재가 SFRC인 경우 강섬유로 인하여 RC나 PSC보다 수평전단강도가 낮게 나타났으며 매끄러운 계면 상태로 전단강도를 평가해야 한다.
- 2) 국내 현행구조기준(KCI)은 거친 계면의 경우 낮은 부착계수(0.56 MPa)와 불연속 구간으로 인하여 보

수적으로 전단강도를 예측하였다($v_{test}/v_{pred}=0.70\sim 5.96$). 또한, 매끄러운 계면의 경우 타 현행구조기준과 달리 전단철근의 기여도($\rho_v f_y$)를 고려하지 않고 오직 부착계수(0.56 MPa)로만 적용하여 수평전단강도를 과도하게 보수적으로 예측하였다. 국외 현행 구조기준에서는 거친 계면의 경우 변동계수(COV)가 AASHTO LRFD (0.33), EC2 (0.39), CSA (0.51) 순으로 나타났으며 EC2와 CSA가 95%이상 안전측으로 예측하는 반면 AASHTO LRFD는 81%의 안전측으로 평가하였다. 또한 매끄러운 계면에서는 COV가 AASHTO LRFD (0.64), EC2 (0.71), KCI (0.73), CSA (0.89) 순으로 나타났으며 안전측으로 평가하는 비율도 거친 계면과 마찬가지로 AASHTO LRFD가 74%로 작았다. 따라서 비록 AASHTO LRFD가 비안전측으로 평가하는 비율이 가장 높지만 변동 계수 즉, 분산도가 가장 낮으므로 강도 계수를 적용하여 다소 보수적으로 예측한다면 합리적인 수평전단강도 예측을 도모할 수 있을 것으로 판단하였다.

- 3) 수평전단 실험 및 분석을 바탕으로 합성보 수평전단 설계 방안을 제시하였다. 거친 계면에서는 AASHTO LRFD 예측식에 강도계수 0.65를 적용하였으며($v_{nh} = 0.65(1.65 + \rho_v f_y)$), 매끄러운 계면에서는 기존 부착계수 0.56 MPa를 유지하되 최소 전단철근 기여도($\rho_v f_y$)를 고려하였다($v_{nh} = 0.56 + 0.6(\rho_v f_y - 0.35)$). 그 결과, 각 계면 모두 변동계수 감소(COV=0.38 (rough interface), 0.57 (smooth interface))와 더불어 기존 실험결과의 99% 및 95%에 대해 안전측으로 예측하여 개선 방안의 타당성을 검증하였다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 주관하고 한국건설교통기술평가원이 시행하는 2011년 R&D 정책인프라사업(11기술표준화 07-01)으로 이루어진 것으로 이에 감사드립니다.

References

1. Hofbeck, J. A., Ibrahim, I. O., and Mattock, A. H., "Shear Transfer in Reinforced Concrete," *ACI Journal Proceedings*, Vol.66, No.2, 1969, pp.119-128.
2. Mattock, A. H., and Hawkins, N. M., "Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol.17, No.2, 1972, pp.55-75.
3. Mattock, A. H., Johal, L., and Chwo, H. C., "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting across the Shear Plane," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol.20, No.4, 1975, pp.76-93.
4. Mattock, A. H., "Shear Transfer under Monotonic Loading across an Interface between Concretes Cast at Different Times," *University of Washington Report SM 76-3*, 1976,

- 66 pp.
5. Mattock, A. H., Li, W. K., and Wang T. C., "Shear Transfer in Light-Weight Reinforced Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol.21., No.1, 1976, pp.20-39.
 6. Walraven, J. C., Frenay, J., and Pruijssers, A., "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol.32, No.1, 1987, pp.66-84.
 7. Walraven, J. C., and Stroband, J., "Shear Friction in High-Strength Concrete, High-Performance Concrete," High-Performance Concrete, SP-149, V. M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1994, pp.311-33.
 8. Khan, L. F., and Mitchell, A. D., "Shear Friction Test with High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.1, 2002, pp.98-103.
 9. Revez, S., "Behavior of Compressive T-Beams with Prestressed and Unprestressed Reinforcement," *ACI Journal Proceedings*, Vol.49, No.2, 1953, pp.585-592.
 10. Saemann, J. C., and Washa, G. W., "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-In-Place Slabs," *ACI Structural Journal*, Vol.61, No.11, 1964, pp.1383-1409.
 11. Bryson, J. O., Skoda, L. F., and Watstein, D., "Flexural Behavior of Prestressed Split-Beam Composite Concrete Sections," *PCI Journal Proceeding*, Vol.10, No.3, 1965, pp.77-91.
 12. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., and Kang, S. M., "Shear Strength of Hybrid Beams Combining Precast Concrete and Cast-In-Place Concrete," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.25, No.2, 2013, pp.175-185.
 13. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., and Kang, S. M., "Shear Strength of PC-CIP Composite Beams with Shear Reinforcement," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.26, No.2, 2014, pp.189-199.
 14. Kim, C. G., Park, H. G., Hong, G. H., and Kang, S. M., and Suh, J. I., "Shear Strength of Prestressed PC-CIP Composite Beams without Vertical Shear Reinforcement," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.26, No.4, 2014, pp.533-543.
 15. Suh, J. I., Park, H. G., Hong, G. H., and Kang, S. M., and Kim, C. G., "Shear Strength of Prestressed PC-CIP Composite Beams with Vertical Shear Reinforcement," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.27, No.4, 2015, pp.399-409.
 16. Korea Concrete Institute, "Concrete Design Code and Commentray," Kimoondang Publishing Company, Seoul, Korea, 2012.
 17. ACI Committe 318, "building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-11) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011.
 18. Eurocode2, "Design of Concrete Structures-Part1-1: General Rules and Rules for Buildings," Brussels, Belgium, 2004.
 19. AASHTO-LRFD, "Bridge Design Specification," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2012.
 20. CSA, "Design of Concrete Structures," Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, Canada, 2004.
 21. Loov, R. E., and Patnaik, A. K., "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface," *PCI Journal*, Jan-Feb 1994, pp.48-69.
 22. Khan, L. F., and Slapkus, A., "Interface Shear in High Strength Composite T-Beams," *PCI Journal*, July-Aug 2004, pp.102-110.
 23. Nagle, T.J., and Kuchma, D. A., "Shear Transfer Resistance in High Strength Concrete Girders," *Magazine of Concrete Research*, Vol.59, No.8, 2007, pp.611-620.
 24. Patnaik, A. K., "Behavior of Composite Concrete Beams with Smooth Interface," *Journal of Structural Engineering*, Vol.127, No.4, 2001, 359-366
 25. Banta, T. E., "Horizontal Shear Transfer between Ultra High Performance Concrete and Lightweight Concrete," Virginal Polytechnic Institute and State University, 2005, pp.1-130.
 26. Choi, D., "An Experimental Investigation of Interface Bond Strength of Concrete Using Large Powder-Driven Nails," Department of Civil Engineering. Austin, TX, The University of Texas at Austin, Doctor of Philosophy, 1996, pp.1-340.
 27. Kamel, M. R., "Innovative Precast Composite Bridge Systems," Civil Engineering, Lincoln, Nebraska, University of Nebraska, Doctor of Philosophy, 1996, pp.1-246.

요약 본 연구에서는 콘크리트 합성부재의 합리적인 수평전단강도 평가를 위하여 합성보 전단 실험을 수행하였다. 실험 변수로는 PC부재의 유형(PC+RC, PSC+RC, SFRC+RC), 고강도 콘크리트 대비 저강도 콘크리트의 면적비, 전단철근비를 고려하였다. 실험 결과, 수평 균열 발생 시 부재 내력이 감소하였으며 전단철근의 기여도와 계면 상태가 수평전단강도에 영향을 주는 것으로 나타났다. 기존 실험 결과를 실험 방법 및 계면 상태로 분류하여 현행구조기준과 비교하였으며 분석결과를 바탕으로 개선된 설계방안을 제안하였다.

핵심용어 : 수평 전단강도, 프리스트레스 콘크리트, 프리캐스트 콘크리트, 합성보, 구조 기준