

강합성 거더용 철근콘크리트 전단연결체의 전단강도 평가

Estimation of Shear Strength of RC Shear Connection for the Steel-Concrete Composite Girder

신현섭* · 유영준** · 정연주*** · 엄인수****

Shin, Hyun Seop · You, Young Jun · Jeong, Youn Ju · Eom, In Su

Abstract

For the purpose of improvement of the load carrying capacity and constructibility of the conventional steel-concrete composite girder through a effective appliance of the construction materials and optimization of the girder section, a new type section of composite girder and RC shear connection were proposed. In this study shear strength of the RC shear connection is estimated, and the characteristics of shear load-slip behaviour is analyzed. Push-out tests on shear specimens and FEM analysis with various design parameters are carried out, and results are analyzed. The results of test and FEM analysis showed that shear strength of RC shear connection is underestimated by the design provisions of the current design code. By regression analysis a empirical equation for the estimation of shear strength of RC shear connection is proposed.

Keywords : steel-concrete composite girder, RC shear connection, push-out test

요 지

최근 건설재료의 효율적 활용과 단면구조의 최적화로써 기존 강합성 거더의 구조성능과 시공성을 향상시키고자 새로운 형상의 강합성 거더 및 거더와 바닥판의 전단합성을 위한 RC 전단연결체가 고안된 바 있다. 본 연구에서는 RC 전단연결체의 구조거동 및 전단강도를 평가하였다. 이를 위해 전단철근비를 변수로 하여 Push-out 실험을 실시하였고, 다양한 설계변수에 대한 유한요소해석을 수행하여 그 결과를 분석하였다. 실험 및 유한요소해석 결과에 의하면 RC 전단연결체의 전단강도를 기존 규준식으로 산정할 경우 매우 안전측으로 평가된다. 본 연구에서는 RC 전단연결체의 전단강도를 적절히 산정하기 위해 회귀분석적 방법으로 전단강도 평가식을 제안하였다.

핵심용어 : 강합성 거더, 철근콘크리트 전단연결체, Push-Out 실험

1. 서 론

강재 거더와 콘크리트 바닥판이 적절한 전단연결체로 서로 결합되어 일체화 거동을 하도록 하는 합성형 거더는 강재와 콘크리트의 재료적 장점을 최대한 살린 구조형식이다. 1940년대에 미국과 유럽을 중심으로 개발되기 시작하여 1950년대에 점차적으로 보급이 시작되었고 현재까지도 다양한 측면에서 계속 발전을 거듭하고 있다. 현재 강합성 거더에 대한 연구는 여러 분야가 있겠으나 주로 단면형상의 개선, 고성능 건설재료의 적용, 아치형태의 강거더 또는 프리스트레싱에 의한 휨성능 개선 등의 구조성능 향상을 위한 연구와 거더 또는 슬래브를 프리캐스트화 하여 시공성이 제고된 강합성 구조에 대한 연구개발 등이 그 대표적 분야로 사료된다. 상기와 같은 강합성 거더의 개발에 있어 항시 수반되는

것이 거더와 슬래브의 합성을 위한 전단연결체이기 때문에 합성거더의 요구성능 발휘를 위해서는 적절한 전단연결체의 개발도 중요한 연구분야라 하지 않을 수 없다. 전단연결체는 크게 연성 전단연결체와 강성 전단연결체로 분류되고 있으며, 이중 연성 전단연결체의 대표적인 형태는 스티드(stud)로서 현재 강합성 구조에서 가장 널리 사용되고 있고, 이외에 루프 또는 나선형태로 성형한 철근 합성형이 있다. 연성 전단연결체에 비해 강성의 증가와 피로성능 측면에서 장점이 있는 강성 전단연결체는 블록(Block)형태, 앵글(Angle)형태, 채널(Channel)형태의 전단연결체 등이 있으며, 1980년대 중반에는 Perfobond rib 전단연결체(Leonhardt, 1987)가 개발된 바 있다. Perfobond 전단연결체는 수직방향 분리역제나 횡방향 철근배근의 용이성 등을 위해 처음 개발된 이후 계속 그 구조상세가 개선되고 있다.

*정회원 · 교신저자 · 한국건설기술연구원 구조교량연구실 수석연구원 (E-mail : hsshin@kict.re.kr)

**정회원 · 한국건설기술연구원 구조교량연구실 수석연구원 (E-mail : yjyou@kict.re.kr)

***한국건설기술연구원 구조교량연구실 연구위원 (E-mail : yjjeong@kict.re.kr)

****(주)포스코건설 토목환경사업본부 차장 (E-mail : iseom@posenc.com)

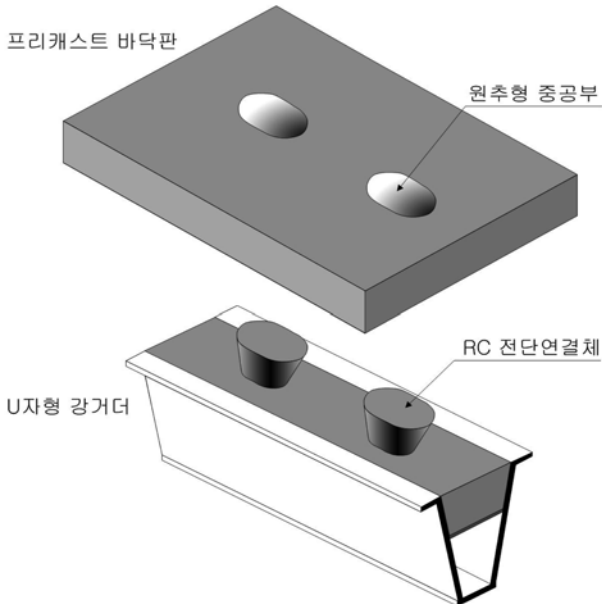


그림 1. RC 전단연결체를 적용한 강합성거더

위에서 언급한 내용 외에도 새로운 형태의 전단연결체 개발에 대한 연구가 다양하게 수행되고 있고, 최근에는 콘크리트 충전형 강합성 거더에서 강거더와 슬래브의 전단합성을 위한 원추형태의 철근콘크리트 전단연결체가 고안된 바 있다. 콘크리트 충전형 강합성 거더는 그림 1에 나타난 바와 같이 U자 형태 강거더 단면의 휨압축부에 콘크리트를 충전하는 특징을 살려 프리캐스트 바닥판과 거더의 합성을 위한 전단포켓과 유사한 형태로 원추형의 RC 전단연결체를 구성함으로써 바닥판과 거더의 합성을 이루고자 한 것이다(한국 건설기술연구원, 2008). 이 연구에서는 상기의 RC 전단연결체의 구조거동 및 전단강도를 평가하였다. 이를 위해 Push-out 실험과 유한요소해석을 수행하여 결과를 분석하였고, RC 전단연결체의 전단강도 평가 제안식을 회귀분석적 방법으로 산정하였으며, 이를 전단내력 평가에 관한 기존 연구결과와 비교하였다.

2. 전단내력 평가에 관한 기존 연구

굳은 콘크리트와 여기에 이어친 콘크리트와의 접합면, 기둥과 브라켓(bracket)의 접합면, 보 받침부, 프리캐스트 구조에서 두 부재 사이의 접합부 및 전단연결부재 등에서는 고려 단면의 유효높이 d 에 대한 전단지간(shear span) a 의 비가 1.0 이하인 경우 전단력이 주된 외력으로 작용하게 된다. 전단력의 작용방향으로 균열이 발생하게 되면 균열을 가로질러 배치된 철근으로 전단하중에 저항하게 되며, 이와 같은 철근콘크리트 부재에 있어서의 전단철근은 그림 2 및 식 1($\tan\theta$ =전단마찰계수 μ)에서와 같은 전단마찰이론(shear-friction theory)에 근거하여 설계되고 있다(콘크리트구조설계 기준해설, 2004; Mast, 1968).

$$V_u = T \tan\phi = A_{vf} f_y \tan\phi = \mu A_{vf} f_y \quad (1)$$

위의 전단마찰 이론에 근거하여 다양한 연구(Birkeland, 1966; Mast, 1968; Mattock, 1974~1976; Loov, 1978;

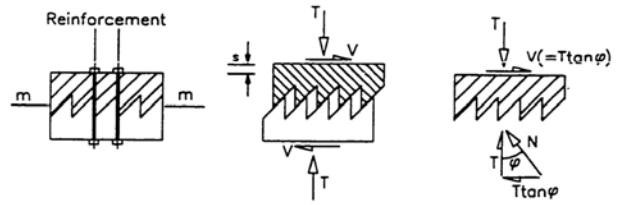


그림 2. 전단마찰 이론에 대한 개념도

Walraven, 1987; Loov & Patnaik, 1994; Yoshiki, 2008)가 수행되어 왔으며, 그 중 Birkeland(1966), Mast(1968), Mattock(1974~1976), Walraven (1987)에 의한 전단강도 산정식은 다음의 식 (2)~식 (8)과 같다(MPa 단위).

1) Birkeland(1966): 전단철근에 의한 clamping 작용을 주된 변수로 전단마찰력을 평가하였으며(식 2), 균열면의 상태 및 콘크리트 강도에 대한 변화는 고려될 수 없다.

$$v = 2.78 \sqrt{\rho f_y} \quad (2)$$

2) Mast(1968): 전단균열면의 특성을 나타내는 전단마찰상수 μ 를 도입하여 식 (3)과 같은 선형 관계식을 유도하였다. 그러나, Loov(1994) 등에 의하면 전단철근비가 작은 경우 전단내력이 과소 평가되어지며, 반대의 경우에는 과대 평가되고 있음을 알 수 있다. 현재 ACI-318(2005) 및 국내 콘크리트 구조설계기준(2004)에 의한 표준식이 식 (3)과 같은 형태의 식이며, 최대 전단내력은 $0.2f_c$ 와 5.52 MPa 중 작은 값으로 제한되고 있다.

$$v = \rho f_y \mu \quad (3)$$

3) Mattock(1974~1976): 보통 콘크리트에 대해 식 (4)와 같이 콘크리트 강도와 균열면에 작용하는 압축응력을 고려할 수 있는 산정식(1974) 및 식 (5)와 같은 선형 관계식(1975)을 유도하였으며, 경량 콘크리트에 대해서는 식 (6) 및 식 (7)과 같은 선형 관계식을 제안하였다. 각 식에서 전단강도는 보통 콘크리트에 대해 $0.3f_c$, 경량 콘크리트의 경우 $0.2f_c$ 로 그 최대값을 제한하였다.

- 보통 콘크리트

$$v = 0.467 f_c^{0.545} + 0.8(\rho f_y + \sigma_n) \quad (4)$$

$$v = 2.76 + 0.8 \rho f_y \quad (5)$$

- 모래 경량 콘크리트(5000 N/m² 이상의 단위중량)

$$v = 1.72 + 0.8 \rho f_y \quad (6)$$

- 4400 N/m² 이상의 단위중량을 갖는 경량 콘크리트

$$v = 1.38 + 0.8 \rho f_y \quad (7)$$

4) Walraven(1987): 다수의 전단실험 결과를 회귀분석하여 식 (8)과 같이 콘크리트의 강도를 고려할 수 있는 전단내력 산정식을 유도하였다.

$$v = 0.85 c_1 (\rho f_y)^{c_2} \quad (8)$$

$$c_1 = f_c^{0.36}, c_2 = 0.09 f_c^{0.46}$$

위에서는 전단마찰이론에 근거한 전단내력 평가식에 관한

기존 연구결과를 검토하여 보았으며, 여기서는 프리캐스트 구조분야에서 본 연구와 직 간접적으로 관련이 있는 연구결과를 검토하여 보았다. Flavia(2006) 등은 프리스트레스트 거더와 바닥판의 합성을 위한 전단연결체에 대해 전단실험과 거더에 대한 휨실험을 한 바 있다. 거더와 슬래브의 합성을 위해 그림 3에 나타낸 바와 같이 전단포켓을 설치하여 현장 콘크리트로 전단연결체를 형성하고 있으며, 전단연결체에 대한 전단실험(Push-off test)으로부터 식 (9)와 같은 전단내력 산정식을 유도하였다.

$$v = 0.2f_c^{2/3} + 0.8\rho f_y \leq \min(0.25f_c, 9.0\text{MPa}) \quad (9)$$

Yoshiki(2008)는 PC 합성거더 구조에서 거더와 바닥판과의 전단연결부에 대해 기존 일본에서 수행된 바 있는 전단실험결과를 정리하여 그림 4와 같이 AASHTO LRFD(2008),



그림 3. PC거더-슬래브 합성을 위한 전단포켓 구조

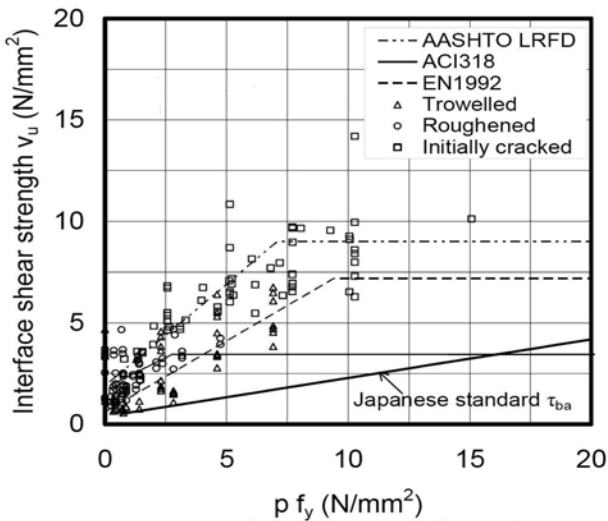


그림 4. 실험값과 기준식과의 전단내력 비교

ACI-318(2005) 및 EN1992(Eurocode 2, 2003) 기준과 전단내력을 비교 검토한 바 있다. 검토 결과에 의하면 ACI-318 기준식은 가장 안전측으로 실험결과를 평가하고 있으며, 대부분의 실험결과는 LRFD와 EN1992 기준에 의한 전단내력 평가식의 범위 내에 있는 것으로 나타났다.

3. 전단강도 평가 실험

3.1 실험체 계획

RC 전단연결 실험체의 전체적 구조는 그림 5에 나타낸 바와 같이 재하 하중이 직접적으로 가해지는 기둥 형태의 부재(‘가력대’로 칭함)와 이에 연결된 전단연결체, 가력대를 중심으로 양측으로 설치된 슬래브 형태 부재(‘바닥판 부재’로 칭함)로 구성되어 있다. 여기서, 바닥판 부재는 강합성 거더에서 프리캐스트 바닥판에 해당하며, 가력대는 개구형 강거더의 휨압축부에 충전되는 콘크리트 부재에 해당한다.

실험체 계획은 표 1에 나타낸 바와 같이 콘크리트가 부당할 수 있는 전단력을 평가하기 위한 실험체(PR0 series, P: Proposed, R: Reinforcement) 및 전단연결체 1개당 직경 16 mm의 철근 4개가 배근된 실험체(PR4 series)의 전단강도를 평가하기 위해 각각 3개씩의 실험체를 제작하는 것으로 계획하였다. PR8 Series는 전단연결체 1개당 8개의 16

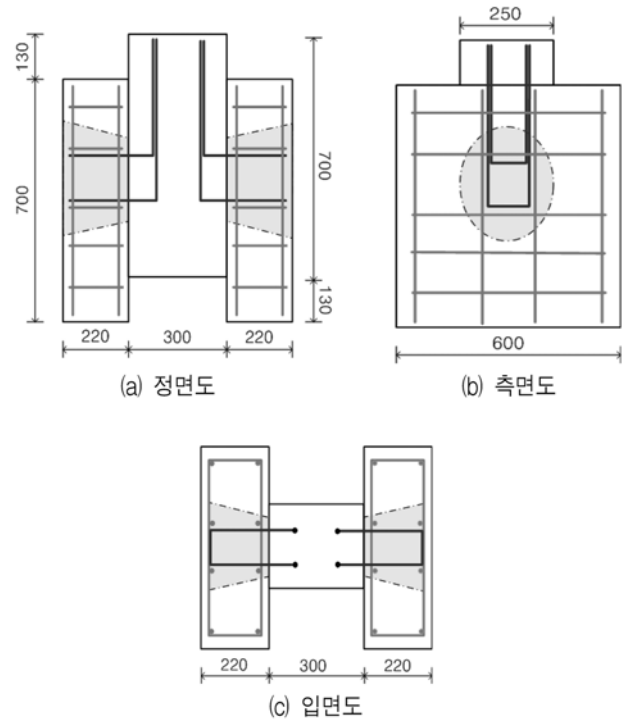


그림 5. RC 전단연결 실험체(PR4) 상세

표 1. Push-out 실험체 일람

실험체명	콘크리트 압축강도(MPa)		철근(H16)	실험체 개수	변수 및 목적
	가력대	바닥판			
STUD	-	30 (30.5)	-	3	하중-슬립 거동의 전체적 양상 비교
PR0	30 (32.4)	45 (46.5)	-	3	무근 전단연결체 콘크리트의 전단성능
PR4			4×2	3	RC 전단연결체의 전단성능 (기준 실험체)
PR8			8×2	3	철근비 증가

mm 철근이 배근된 실험체로서 철근비에 따른 전단강도의 변화를 관찰하기 위한 것이다. 또한, STUD 실험체는 한쪽 측면당 4개씩 총 8개의 16 mm 스티드를 설치한 실험체로서 하중-슬립 거동의 전체적인 양상을 서로 비교하기 위한 것이다.

가력대와 이에 연결된 원추형 전단연결체 콘크리트의 설계강도는 30 MPa, 바닥판 부재의 설계강도는 45 MPa이며, 재료시험에서 측정된 콘크리트의 평균 압축강도는 설계강도와 함께 표 1의 괄호 안에 나타내었다. 철근은 평균 항복강도 400 MPa 이상의 강재가 사용되었고, 스티드는 SS400의 강재가 사용되었다.

3.2 RC 전단연결 실험체 제작과정

RC 전단연결 실험체의 제작과정을 그림 6에 나타내었다. 그림 6(a)에 나타난 바와 같이 바닥판 부재를 먼저 제작한 후 이를 그림 6(b)와 같이 양쪽에 거치시킨다. 양 바닥판 부재 사이에 가력대 제작을 위한 거푸집을 설치하고 거푸집 내부에 전단철근을 배근한 후 마지막 단계로 가력대 콘크리트를 타설 양생하여 실험체 제작을 완료하였다.

실험체 제작시 가력대 부분과 바닥판 부분의 신·구 콘크리트 접합으로 인한 저항력이 생기지 않도록 하기 위해 가력대 부분과 바닥판 부분 사이에 1 mm 두께의 강판을 삽입하였다.

3.3 가력 및 측정방법

가력은 2,000 kN 용량의 UTM을 사용하였고, 가력대와 바닥판 부재 사이에 발생하는 슬립 측정을 위해 가력대 및 바닥판 부재에서 RC 전단연결체의 중심에 해당하는 위치에 각각 50 mm 변위계를 설치하였다. UTM에 의한 하중재하는 0.01 mm/sec의 속도로 변위제어 방식을 취하였다. 실험체의 설치상태는 그림 7에 나타난 바와 같다.

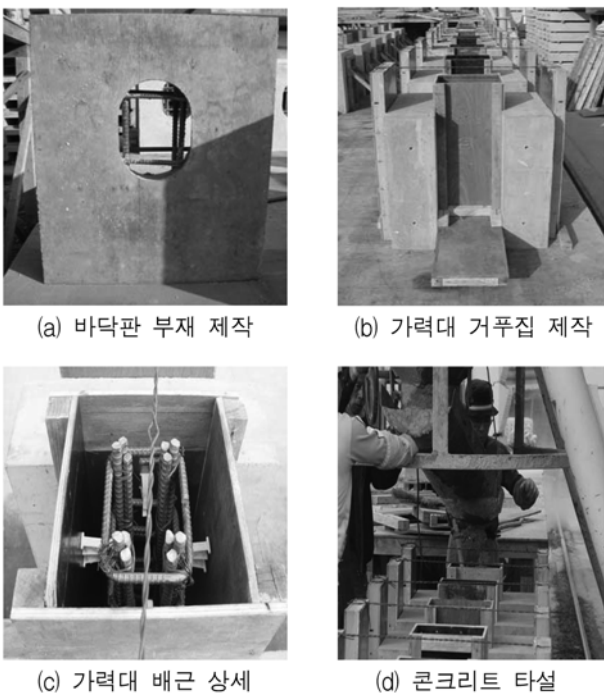


그림 6. 실험체 제작과정



그림 7. 실험체 설치

3.4 실험 결과 및 분석

3.4.1 실험 결과

RC 전단연결 실험체 및 스티드 실험체에 대한 Push-out 실험 결과를 표 2와 같이 최대 재하하중(P_{max}), 최대 재하하중에 대한 평균값($P_{max,mean}$), 최대 하중을 재하했을 때 발생한 슬립(δ_{Pmax})을 나타내었다.

표 2에 나타난 하중값은 구조적 대칭성을 고려하여 콘크리트 전단연결체 1개가 부담하는 전단력을 나타내고, STUD 실험체에 대한 하중값은 한쪽 측면에 설치된 4개의 스티드에 대한 것으로 실제 계측된 재하 하중의 절반값이다.

그림 8에 스티드 전단연결체, 무근 및 RC 전단연결체의 실험결과를 서로 비교하여 나타내었다. 비교 목적은 RC 전단연결체와 스티드 전단연결체가 서로 다른 형태의 구조형식이나 실험결과로 얻은 RC 전단연결체의 전단강도를 기준에 널리 사용되고 있는 전단연결체의 강도와 비교함으로써 RC 전단연결체가 어느 정도의 전단강도를 발휘하는지 알아보기 위함이다. PR4 1번 실험체의 전단강도는 STUD 3번 실험체에 비해 약 1.96 배, PR8 1번 실험체의 경우는 약 2.28 배의 전단강도를 보이고 있다. STUD 실험체의 하중-슬립거동을 보면 최대 하중에 도달한 이후 스티드의 항복거동으로 일정 강도를 유지하는 것으로 나타났고, 실험종료 시에는 급격한 하중 감소를 보이고 있다. RC 전단연결체의 경우는 콘크리트의 균열로 최대하중 도달 직후 강도가 감소

표 2. Push-out 실험 결과

실험체명		최대 재하하중 P_{max} (kN)	평균 최대 재하하중 $P_{max,mean}$ (kN)	δ_{Pmax} (mm)
STUD	1	233.87	234.32	4.92
	2	245.20		6.83
	3	223.88		3.58
PR0	1	217.84	206.53	1.02
	2	202.39		0.25
	3	199.37		0.67
PR4	1	438.17	473.80	1.96
	2	447.33		1.28
	3	535.89		1.27
PR8	1	546.41	504.79	1.39
	2	510.26		0.77
	3	457.71		2.12

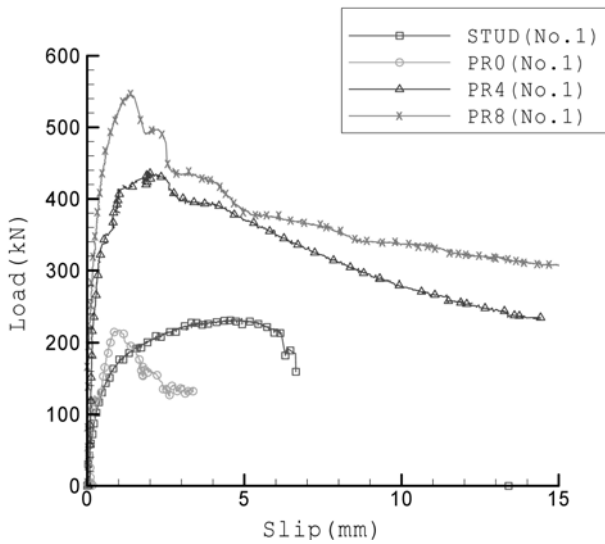


그림 8. 하중-슬립 거동 비교

하는 것으로 나타났으나, 전단연결체에 배근된 철근의 영향으로 점진적인 감소를 보이고 있으며, 이와 같은 특성은 전단철근량이 더 많은 PR8 실험체에서 더 뚜렷이 나타났다. 최대 하중 도달 이후의 RC 전단연결체 슬립거동은 점진적인 강도 감소로 인해서 대표적 연성 전단연결체 중의 하나인 스티드의 경우와 같지 않다. 그러나, 최대 슬립량은 합성율이 100% 이하인 불완전합성보의 경우에는 특히 중요한 요소이지만, 프리캐스트 바닥판을 갖는 PSC 합성보(현병학 등, 2005)에 대한 연구결과에 나타난 바와 같이 완전합성에 의한 합성보의 휨강도는 전단연결부의 강도 감소에 크게 영향을 받지 않는다. 따라서, RC 전단연결체의 슬립 거동에 대한 판단은 추후 합성율을 달리한 다수의 합성거더에 대한 휨실험 결과와 함께 종합적으로 검토되어야 할 것으로 사료된다.

Push-out 실험에서 관찰된 무근 및 RC 전단연결체의 하중-슬립 거동을 좀 더 구체적으로 요약하자면 아래의 내용과 같다.

1) 무근 콘크리트 전단연결 실험체

무근 콘크리트 전단연결 실험체(PR0)는 RC 전단연결 형

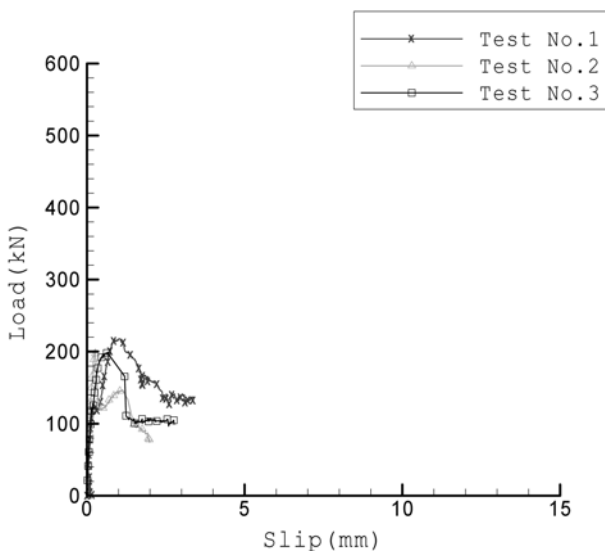
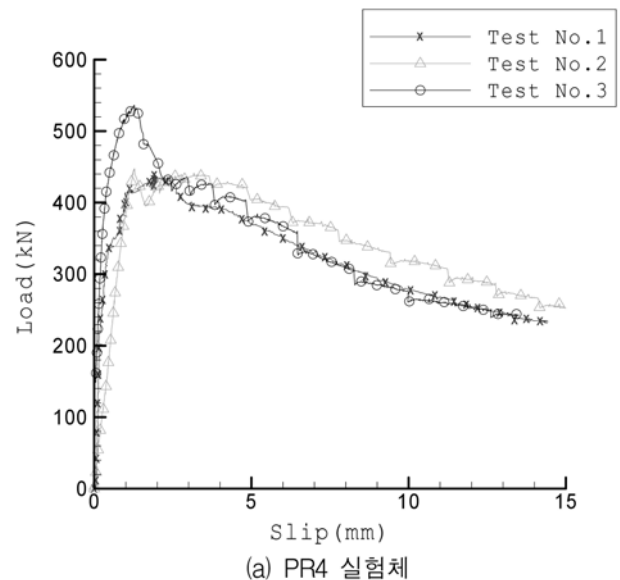


그림 9. 무근 전단연결체(PR0) 하중-슬립 거동

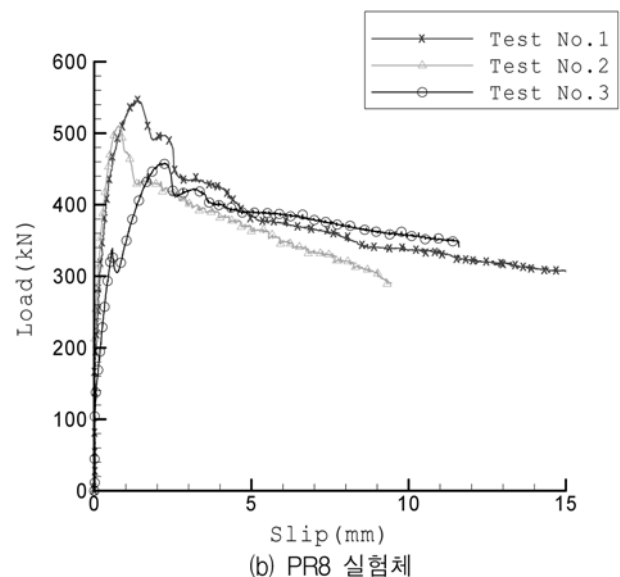
식에 있어서 콘크리트 자체가 부담하는 성능을 관찰하기 위한 것으로서, 표 2 및 그림 9에 나타난 바와 같이 평균적으로 약 206.5 kN의 최대하중이 관찰되었고 철근이 배근되어 있지 않은 관계로 이후 곧 하중이 감소하는 취성적인 거동을 보였다. 실험종료 직전까지도 재하하중이 0에 가깝게 떨어지지 않고 일정 수준을 유지한 것은 실험체 이동 시에 가력대와 바닥판 부재의 벌어짐을 막기 위해 볼트로 고정된 수평 프레임(그림 7)에 의한 영향이 그 원인 중의 하나로 사료된다.

2) RC 전단연결 실험체

철근이 배근된 전단연결 실험체의 전체적인 하중-슬립 거동은 철근비에 따라 최대 전단력의 크기에 차이가 있을뿐 하중과 슬립이 거의 선형적으로 증가하다가 최대 하중에 도달한 이후 서서히 감소하는 경향을 나타내었다. 가력대에서 전단연결체가 연결된 부위를 중심으로 미세 균열이 발생하면서 점차적으로 최대 하중에 도달하였으며, 하중이 재하되는 가력대 상부에 종방향의 균열이 발생한 이후에는 하중이 점진적으로 감소하는 경향을 나타냈다(그림 10~그림 12). 이



(a) PR4 실험체



(b) PR8 실험체

그림 10. RC 전단연결체 하중-슬립 거동

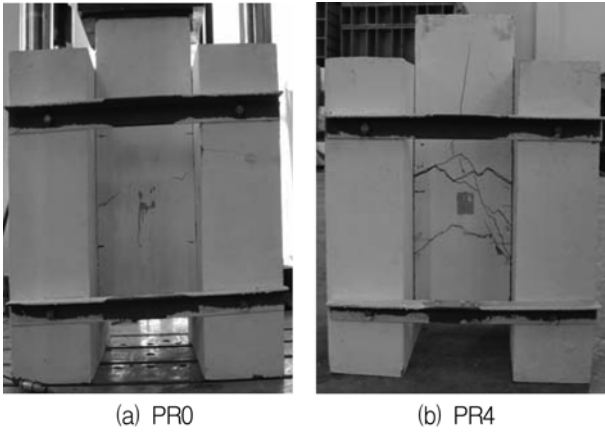


그림 11. 전단연결체 실험사진

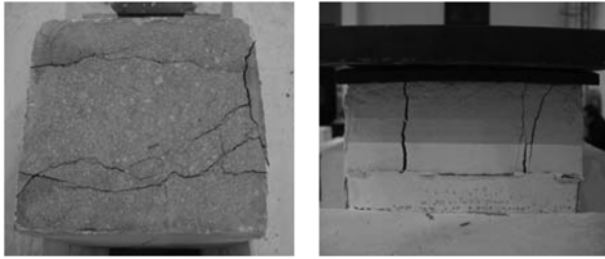


그림 12. RC 전단연결체 가력대 상부 균열

것은 RC 전단연결체의 경우 무근 콘크리트 전단연결체에 비해 전단철근의 기여로 최대하중 도달 직후에 형성된 감소된 강성이 일정 수준으로 유지되기 때문으로 판단된다.

3.4.2 결과 분석

1) 무근(PR0) 및 RC 전단연결체(PR4)의 전단강도 비교

전단철근과 콘크리트의 합성작용으로 RC 전단연결체의 전단강도가 무근 전단 실험체에 비해 어느 정도 증가하는지 비교하여 보았다. 표 2의 실험결과에 의하면 16 mm 철근 4개가 배근된 PR4 실험체는 무근 전단연결체인 PR0에 비해 평균 2.3배 가량 최대전단력이 상승한 것으로 나타났다. 콘크리트 및 전단철근이 분담하는 전단력을 전단강도 비교로부터 산술적으로 산정할 수 없으나 대략적인 경향을 본다면 PR4 실험체의 경우 철근 하나가 분담한 전단력은 약 66.8 kN이고 이는 철근 인장강도의 약 84%에 해당한다. 이 비율은 Mattock(1974) 및 Flavia(2006)에 의한 전단강도 평가식에서 전단철근에 대한 상수값과 거의 같은 값이다.

2장의 전단내력 평가에 관한 기존 연구에 의하면 전단철근이 없을 경우 전단강도가 0이 되거나(Birkeland, 1966; Mast, 1968; Walraven, 1987), 콘크리트 재료강도가 30 MPa인 무근 콘크리트 전단연결체가 받을 수 있는 하중은 약 134 kN(Mattock, 1974)인 것으로 평가되고 있다. 이는 무근 콘크리트의 전단파괴가 취성적이고, 전단강도가 실험조건에 따라서는 다소 큰 변화를 보이기 때문에 안전측으로 그 강도를 제한한 것으로 사료되지만, 본 연구에서의 무근 콘크리트 전단연결체의 경우 실험체별 전단강도 편차가 크지 않고, Mattock에 의한 최대 전단력 산정값에 비해서는 약 1.5배의 전단력을 부담할 수 있는 것으로 나타났다. 본

연구에서와 같은 전단연결체 구조에서의 구체적인 하중전달 메카니즘 분석 및 이에 대한 검증을 위해 추가 연구가 필요할 것으로 사료된다.

2) 철근비 변화에 따른 전단강도 비교

PR8 실험체의 경우 PR4 실험체에 비해 철근비를 2배로 증가시켰으나 표 2 및 그림 10에 나타난 바와 같이 전단내력은 거의 비슷하거나 최대 24.7%(PR8 실험결과 중 최대 전단강도와 PR4 실험결과 중 최소 전단강도 비교) 정도 증가한 것으로 나타났다. PR4에 대한 3개의 실험값 중 다른 값들에 비해 비교적 큰 값을 나타내는 3번 실험체를 제외하고, PR8에 대한 실험값에서는 가장 작은 값을 제외한 후 각각 2개씩의 값들에 대한 평균을 비교한다면 PR8의 전단강도는 평균적으로 약 19% 정도 증가한 것이다. 또한, 산술적 계산으로 이들 각 평균값에서 콘크리트가 부담하는 전단력(PR0 실험평균)을 제외한다면 PR8에서의 전단철근은 PR4에 비해 약 36%의 전단력을 더 부담한 것으로 된다.

이와 같이 철근비에 비례하여 전단강도가 크게 증가하지 않은 것은 RC 전단연결체 가력대 상부의 균열상태를 나타낸 그림 12에 나타난 바와 같이 하중이 직접적으로 가해지는 가력대 상부 측면의 종균열 파괴와 전단하중에 대해 전단연결체 내부에 형성되는 콘크리트 압축스트럿이 배근된 철근이 항복되기 이전에 파괴됨으로써 전단연결체 체원상의 내력이 모두 발휘되지 못했기 때문으로 사료된다.

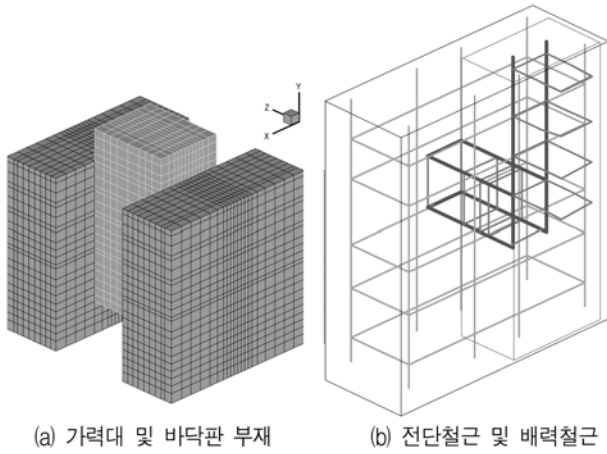
4. 유한요소해석

4.1 해석모델

Push-out 실험에서 관찰된 RC 전단연결체의 하중-슬립 거동 및 다양한 변수에 대한 전단강도의 변화를 분석하기 위해 유한요소해석을 하였다. 해석모델은 그림 13에 나타난 바와 같이 전단연결체를 포함한 가력대 및 바닥판 부재 등 콘크리트로 된 부재는 8절점의 3D Solid 요소를 사용하여 모델하였다. 단, 원추형태의 전단연결체는 직육면체로 단순화하였고, 그 단면적은 원추형 전단연결체 하단의 면적과 같게 하였다. 사용된 콘크리트 재료모델은 압축상태와 인장상태에서의 콘크리트의 응력변형을 곡선관계가 고려되었으며, 인장균열 및 압축파괴 등과 같은 한계상태에 대한 파괴기준(failure criterion)은 Drucker-Prager 모델이 적용되었다. 전단연결체에 배근된 전단철근, 바닥판 부재와 가력대의 배력 철근은 2절점의 요소를 사용하였으며, 절점은 콘크리트의 3D 요소의 절점과 해당 위치에서 공유토록 하였다. 그림 13(b)는 그림 13(a)의 전단연결체를 포함한 가력대와 바닥판 부재에 배근된 철근 상세에 대한 모델을 실험체 절반에 대해 가시화하여 나타낸 것이다. 하중이 재하되는 가력대와 바닥판 부재의 경계는 서로 다른 절점의 3D 요소가 접촉하는 조건을 나타내는 Contact Surface 요소가 사용되었다. 유한요소해석에 사용된 프로그램은 범용 해석프로그램 중의 하나인 ADINA이다.

4.2 하중-슬립 거동 비교

그림 13의 RC 전단연결체에 대한 유한요소모델을 이용하



(a) 기력대 및 바닥판 부재 (b) 전단철근 및 배력철근

그림 13. 유한요소모델

여 PR0, PR4, PR8 실험체에 대한 해석결과를 실험결과와 비교하여 그림 14에 나타내었다.

그림 14(a)에서 보듯이 무근 전단연결체에 대한 유한요소 해석 결과는 균열발생 전 초기거동 및 최대 하중 도달 후 취성적인 감소 경향을 잘 나타내고 있으며, 최대 하중도 실험 평균값인 206.5 kN과 약 9% 정도의 차이만을 나타내고 있다.

PR4 실험체에 대한 유한요소해석 결과는 최대하중 도달 후 강성감소가 거의 발생하지 않는 것이 실험체 1, 2번과 유사한 경향을 나타내었으며, 다른 실험체에 비해 전단강도

가 크게 나타난 3번 실험체를 제외한 실험체 1, 2번의 평균 최대하중 442.7 kN과도 약 5% 정도 밖에는 큰 차이가 없는 것으로 나타나서 실험결과를 잘 모사하고 있다.

PR8 실험체에 대해 유한요소해석으로 얻은 최대 전단력은 575.5 kN으로서 다른 실험체에 비해 전단강도가 작게 나타난 3번 실험체를 제외한 실험체 1, 2번의 평균 최대하중 528.3 kN과는 약 8.9% 정도의 차이가 있는 것으로 나타났다.

이상과 같은 비교에서 검토한 바와 같이 그림 13의 유한요소모델로 무근 및 철근 콘크리트 전단연결체의 전단하중에 대한 초기 및 최대하중 도달 이후의 강성변화 등 실험변수에 따른 전체적인 하중-슬립 거동의 변화 양상을 잘 모사할 수 있는 것으로 나타났다. 최대 전단하중은 실험값과 최대 약 9% 이하의 차이를 보이고 있지만, 이것은 단순화된 유한요소해석 모델로 실제의 실험조건 모두를 정확히 모사할 수 없기 때문인 것으로 판단된다.

4.3 설계변수 검토

실험결과 분석에서 나타낸 바와 같이 PR8 실험체는 철근 비가 PR4 실험체 보다 2배 증가하였음에도 전단연결체 1개 당 부담하는 전단력은 최대 24.7% 정도 증가한 것으로 나타나서 철근비에 비례하여 크게 증가하지 않았다. 실험결과 분석에서 서술한 바와 같이 그 원인 중의 하나로 생각될 수 있는 것은 하중이 직접적으로 가해지는 기력대에서 상부 측

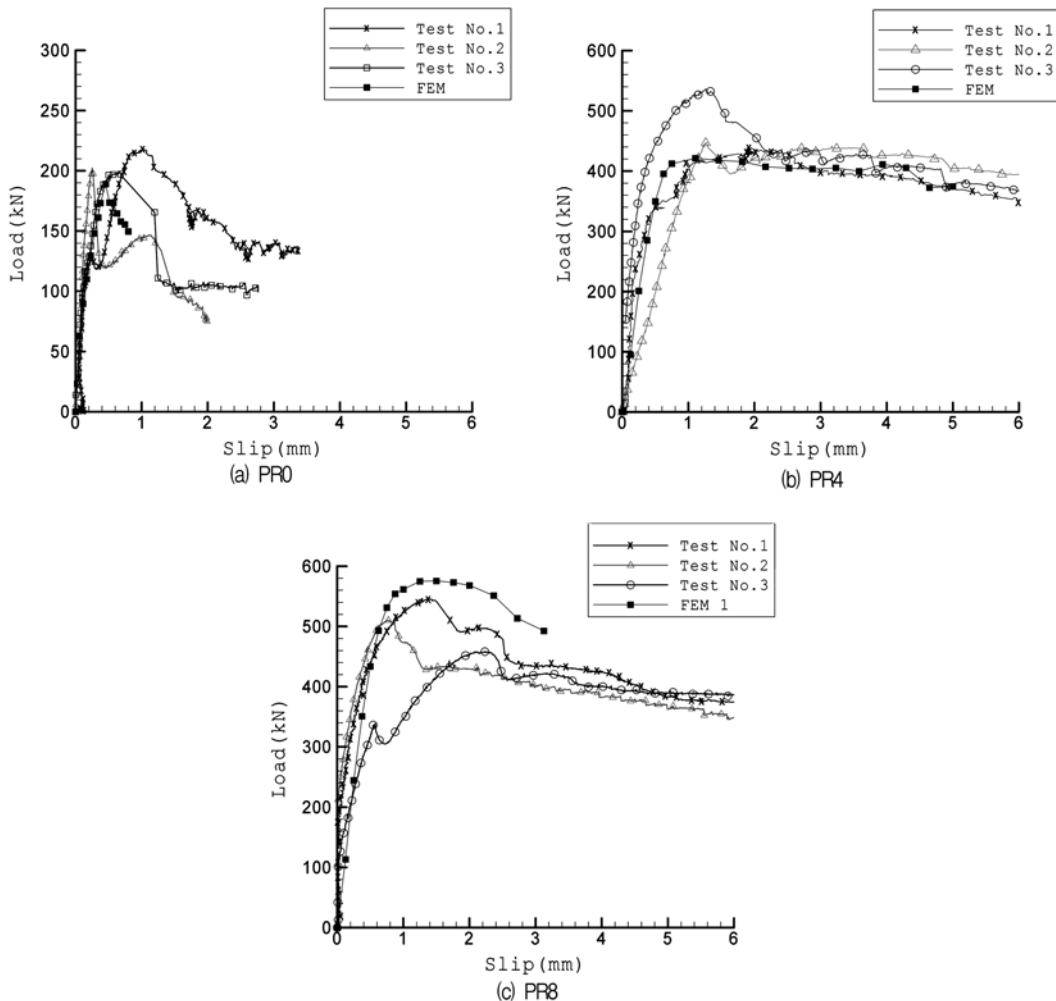


그림 14. 해석결과와 실험결과의 비교

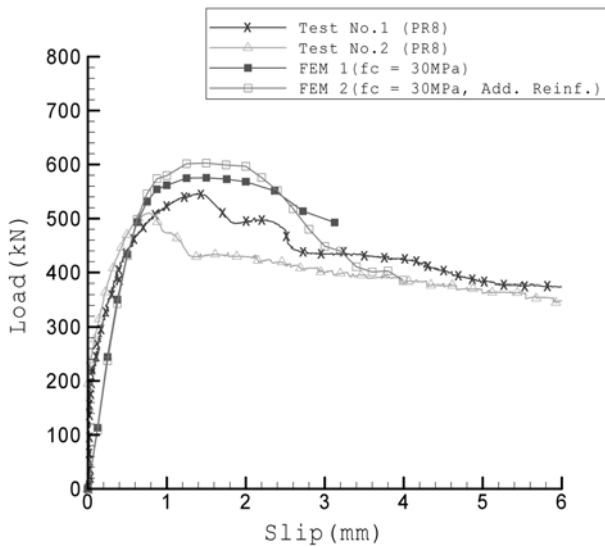


그림 15. 가력대 보강에 의한 최대 전단력 변화(PR8)

면에 종균열이 발생하고 피복이 박리되는 등의 가력대 상부 파괴였다. 구체적인 원인은 실험적 검증이 필요하지만, 본 연구의 범위에서는 유한요소해석으로 그 원인을 예측하여 보았다. 압축하중에 의한 가력대 상부의 균열을 억제하고자 가력대 부재에 한정하여(가력대로 부터 바닥판 부재에 하중을 전달하는 원추형 전단연결체는 제외) 본래의 철근 주위에 가상의 코아철근을 유한요소모델에 추가하여 해석하여 보았다. 그림 15에 나타난 해석결과에 의하면 코아철근 추가 배근(FEM 2)으로 본래의 PR8에 대한 해석 최대 전단력(FEM 1)에 비해서 약 4.5%, 실험 평균 최대 전단력(3번 실험체 제외)에 대해서는 약 14% 정도 증가하여 전단강도의 증가폭은 크지 않은 것으로 나타났다.

이와 같은 결과는 PR4 실험체와 비교했을 때 PR8 실험체의 전단내력이 철근비에 비례하여 크게 증가하지 않은 것은 응력집중에 의한 가력대 상부 파괴로 인해 영향을 받지만 주된 원인은 아니며, 철근콘크리트 부재의 전단전달 메카니즘 및 전단파괴에 대한 이론(이정윤, 2004)에서 밝혀지고 있는 바와 같이 전단연결체의 철근비가 증가하더라도 외력이 전단연결부 콘크리트가 저항할 수 있는 전단강도를 초과할 경우 전단철근이 항복하기 전에 콘크리트가 파괴되기 때문이다. 즉, RC 전단연결체의 전단강도는 콘크리트의 취성적 거동에 지배를 받기 때문에 전단철근이 더 이상의 하중을 전달할 수 없기 때문인 것으로 판단된다.

4.4 설계변수에 따른 최대 전단력

유한요소해석 결과와 실험결과와의 비교로부터 RC 전단연결체에 대한 해석모델이 실험변수에 따른 하중-슬립 거동을 잘 묘사할 수 있음을 알 수 있었다. 이와 같은 결과를 바탕으로 실험체 계획외의 다양한 철근비 및 콘크리트 강도를 변수로 유한요소해석을 하였고 해석결과로 얻은 최대 전단력을 해석변수와 함께 표 3에 나타내었다.

해석으로부터 얻은 최대 전단력 값들은 실험값과 함께 RC 전단연결체의 전단강도 평가를 위한 회귀식 산정과 기존 연구결과에 의한 전단강도 평가식과의 비교 검토에 사용되며, 이에 대한 설명은 5장에 구체적으로 나타내었다.

표 3. 유한요소해석에 고려된 설계변수 및 해석 최대전단력

해석모델 No.	전단철근	전단철근비 (%)	콘크리트 강도 (MPa)	해석 최대전단력 (kN)
1	-	-	45	232.8
2	2Ø13	0.56	30	287.8
3			45	383.9
4	2Ø16	0.88	30	317.9
5			45	435.1
6	4Ø13	1.13	30	366.8
7			45	465.2
8	2Ø19	1.27	30	370.8
9			45	487.0
10	4Ø16	1.76	45	566.4
11	4Ø19	2.55	30	486.3
12			45	585.4
13	8Ø16	3.53	45	655.6
14	8Ø19	5.09	30	575.5
15			45	691.5
16	10Ø19	6.37	30	608.3
17			45	732.7
18	8Ø22	6.88	30	616.1
19			45	747.9
20	10Ø22	8.60	30	641.4
21			45	808.8

5. 전단강도 평가

본 연구에서의 RC 전단연결방식은 원추형 전단연결체의 하단으로부터 전단하중이 작용 하는 거리(a)와 전단연결체 단면 높이(d)의 비 a/d가 1.0 이하이다. 이와 같은 단면에는 전단력이 지배적으로 작용하게 되며, 전단내력은 프리캐스트 구조에서 부재요소의 접합부 전단내력을 산정할 때와 같이 전단마찰 이론(shear-friction theory)을 적용하여 평가될 수 있다. 현재 국내 콘크리트구조 설계기준(2004) 및 ACI-318(2005)에 의하면 아래와 같은 식 (10) 또는 식 (11)로 전단내력을 산정하고 있다. 여기서, 식 (11)은 일체로 친 콘크리트 및 표면을 거칠게 처리한 접합면에 있어서의 전단력 산정식으로 실제의 역학거동을 좀 더 정확히 반영한 수정 제안식이다. 또한, AASHTO LRFD(2008)에 의한 전단내력 산정식은 일체로 친 콘크리트에 대해 식 (12)와 같다.

1) ACI-318(2005):

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \leq \min(0.2f_c A_c, 5.52A_c) \quad (10)$$

여기서, μ : 마찰계수

(일체로 친 콘크리트에 대해 $\mu=1.4$)

A_{vf} : 철근 단면적

f_y : 철근 항복강도

f_c : 콘크리트 압축강도

2) ACI-318(2005), 수정 제안식:

표 4. 기준식에 의한 최대 전단력 평가 비교

실험체명	최대 전단력 (kN)					\bar{P}_{test}/FEM	$\bar{P}_{test}/Eq.$		
	실험 평균 \bar{P}_{test}	FEM	계산식 Eq.				(11)	(12)	(4)
			(11)	(12)	(4)				
PR0	206.5	188.9	126.0	126.0	134.1	1.09	1.64	1.64	1.54
PR4	442.7* (1.00)	421.2	248.4	337.5	388.4	1.05	1.78	1.31	1.14
PR8	528.3* (1.19)	575.5	248.4	337.5	405.0	0.92	2.13	1.56	1.29

*유효 2개 실험값의 평균

표 5. 회귀분석 결과

회귀분석 데이터		$\rho_f/\sqrt{f_c}$	전단강도 평가식	상관계수	유의확률	비고
실험결과	Case 1	≤ 1.29	$v = 0.84\sqrt{f_c} + 0.84\rho_f$	0.97	< 0.05	식 (14)
		> 1.29	$v = 1.80\sqrt{f_c} + 0.10\rho_f$	0.36	> 0.05	식 (15)
	Case 2	≤ 1.29	$v = 0.84\sqrt{f_c} + 0.74\rho_f$	0.99	< 0.05	식 (16), 식 (17) 편차가 큰 데이터 제외
		> 1.29	$v = 1.45\sqrt{f_c} + 0.27\rho_f$	0.95		
유한요소해석 결과	Case 3	≤ 1.35	$v = 0.91\sqrt{f_c} + 0.76\rho_f$	0.90	< 0.05	식 (18)
		> 1.29	$v = 1.71\sqrt{f_c} + 0.17\rho_f$	0.92		식 (19)

$$V_n = 0.8A_v f_y + A_c k_1 \leq \min(0.2f_c A_c, 5.52A_c) \quad (11)$$

여기서, k_1 : 보통콘크리트 일 때 2.8 MP
경량콘크리트 일 때 1.4~1.75 MPa

3) AASHTO LRFD(2008):
일체로 친 콘크리트의 경우,

$$V_n = cA_c + \mu(A_v f_y + P_c) \leq \min(0.25f_c A_c, 10.34A_c) \quad (12)$$

여기서, c : 부착계수, $c=2.8$ MPa
 μ : 마찰계수, $\mu=1.4$
 P_c : 전단 면에 수직인 압축력

ACI-318(2005)에 의한 식 (10) 및 식 (11)과 LRFD(2008)에 의한 전단력을 실험결과 및 유한요소해석 결과와 비교하면 표 4와 같다. 또한, 표 4에는 참고로서 Mattock(1974)에 의한 전단력 산정값을 함께 비교하여 놓았다.

무근 실험체(PR0)의 경우 전단력 계산값에 대한 실험값의 비가 약 1.5 이상으로 비교적 안전측으로 평가되고 있다. PR4 및 PR8의 최대 전단력은 Mattock에 의한 식 (4)에 의한 계산값과 가장 근접하게 평가되었고, LRFD의 경우는 Mattock에 의한 것 보다 비교적 더 안전측으로 평가되었다. 전체적인 비교결과에 의하면 ACI-318에 근거한 현행 기준식에 의한 경우 RC 전단연결체의 전단내력은 실제보다 매우 과소 평가됨을 알 수 있다.

표 4에 나타난 바와 같이 실험평균 전단강도(\bar{P}_{test})와 식 (11) 및 식 (12)의 기존 기준식(Eq.)과의 비교값 $\bar{P}_{test}/Eq.$ 에 의하면 PR8 실험체의 경우 약 2.13배의 차이를 보이고 있어서 현행 기준식으로 본 연구에서의 RC 전단연결체의 내력을 일반적으로 평가하는 것은 적절치 않은 것으로 판단된

다. 본 연구에서는 식 (13)에 나타난 바와 같이 전단내력 산정에 대한 기존의 연구결과 중에서 전단철근에 의한 clamping 효과 및 이에 의한 마찰작용과 콘크리트 강도 변화가 고려될 수 있는 Mattock(1974)의 전단내력 산정식을 모델로 하였으며, 상수 c_1 및 c_2 는 회귀분석하여 결정하기로 한다.

$$v = c_1\sqrt{f_c} + c_2\rho_f \quad (13)$$

회귀분석 결과에 대한 신뢰도를 높이기 위해서는 좀 더 다양한 실험변수에 의해 다수의 전단실험을 하여야 할 것으로 판단되지만, 본 연구의 범위에서는 유한요소해석방법을 이용하여 실험체 계획 이외의 실험변수에 대한 전단내력 값을 회귀분석 자료에 포함하여 전단내력 평가식의 상수값을 예측해 보고자 한다. 유한요소해석에 사용된 전단철근비 및 콘크리트 강도, 이에 대한 해석 최대 전단력은 표 3과 같다.

회귀분석은 실험결과 및 유한요소해석 결과에 대해 각각 수행하였고, 그 결과를 표 5의 식 (14)~식 (19) 및 그림 16에 나타내었다. 그림 16에서 x 축과 y 축 변수값은 식 (13)의 각 항을 $\sqrt{f_c}$ 로 나누어 정규화한 결과이며, x 축 변수에서 ρ 는 전단철근비이다. 각 경우에 대한 회귀분석 결과는 $\rho_f/\sqrt{f_c}$ 의 값이 1.35 및 1.29인 경우를 경계로 두개의 회귀식으로 표현된다. x - y 평면상에서 전단강도의 분포를 관찰하면, 그 분포도가 두 개의 직선관계로 이상화될 수 있으며, 1.35 및 1.29는 분산된 실험값을 대표하는 관계직선으로서 가장 의미가 있는 두개의 회귀직선이 만나는 점이다.

$\rho_f/\sqrt{f_c}$ 이 1.29 이하인 경우에 있어서 실험결과에 대한 회귀분석 결과의 경우, 식 (14)는 상관계수가 0.97, 유의확률 0.05 미만으로 유의미한 직선관계이다. 식 (14)는 그림

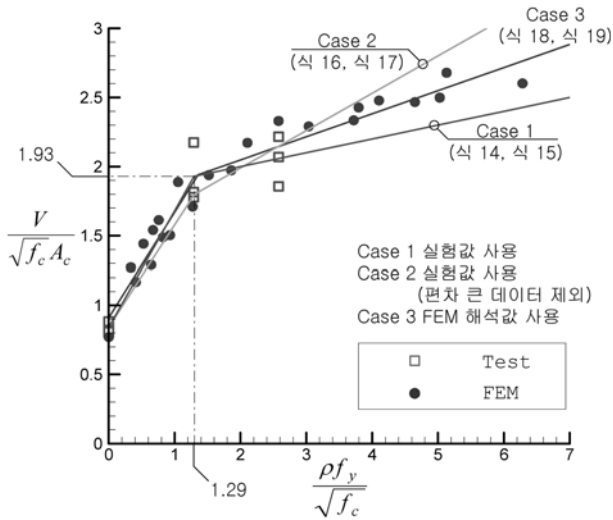


그림 16. 실험 및 유한요소해석 결과를 바탕으로 한 회귀분석 결과

16에 나타난 바와 같이 다수의 유한요소해석 결과를 이용한 식 (18)과 매우 유사하고 통계적으로 유의미한 관계식을 나타내고 있으므로, $\rho f_y / \sqrt{f_c}$ 이 1.29 이하 일 때 RC 전단 연결체의 전단강도 평가식으로 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

그러나, $\rho f_y / \sqrt{f_c}$ 이 1.29 보다 큰 경우에 있어 실험결과에 대한 회귀분석 결과인 식 (15)는 상관계수가 0.36이고 유의확률이 0.05 이상으로 나타나서 신뢰할 만한 직선관계가 아닌 것으로 나타났으며, 유한요소해석 결과를 이용한 식 (19)와도 증가율이 70% 정도의 차이를 보이고 있다. 이에 대해 실험값 중에서 비교적 큰 편차를 나타내고 있는 값을 제외하고 회귀분석을 다시 하면 식 (17)과 같은 결과를 얻을 수 있었으나, 식 (15) 및 다수의 유한요소해석 결과를 이용한 식 (19)와도 다소 차이를 보이고 있다. 이와 같은 결과는 회귀분석에 사용된 실험값 개수가 적다는 점, 그리고 실험체 제작 및 실험조건, 철근콘크리트의 전단파괴 거동적 특성 등에 의해 강재를 사용한 부재에 대한 실험결과에 비해 실험값 간의 편차가 발생한 것이 원인인 것으로 사료된다.

따라서, 본 연구의 범위에서는 다수의 실험으로 증명되지 않는 이상, $\rho f_y / \sqrt{f_c}$ 이 1.29 보다 클 경우, 다시 말하면 철근비가 $1.29 \sqrt{f_c} / f_y$ 보다 큰 경우에 대한 전단강도 v 의 상한값을 안전측으로 $1.93 \sqrt{f_c}$ (그림 16에서 $\rho f_y / \sqrt{f_c} = 1.29$ 일 때, $V / \sqrt{f_c} A_c = 1.93$ 에서 전단응력 v)로 제한하였다. 이상과 같은 분석결과에 의해 RC 전단 연결체의 전단강도 평가식은 다음의 식 (20)과 같이 산정할 수 있었다.

$$v = 0.84(\sqrt{f_c} + \rho f_y) \leq 1.93 \sqrt{f_c} \quad (20)$$

위 전단강도 평가식의 산정 과정에서 나타난 바와 같이 RC 전단 연결체의 전단강도는 철근비가 $1.29 \sqrt{f_c} / f_y$ 이상의 범위에 대해서는 철근비의 증가에 따른 전단강도의 증가율이 감소하는 것으로 분석되었다. 이것은 4.3절에서도 언급한 바와 같이 철근비가 $1.29 \sqrt{f_c} / f_y$ 이상인 경우 외력이 전단 연결부 콘크리트가 저항할 수 있는 전단강도를 초과할 경우 전단철근이 항복하기 전에 콘크리트가 파괴되어 배근된 전단

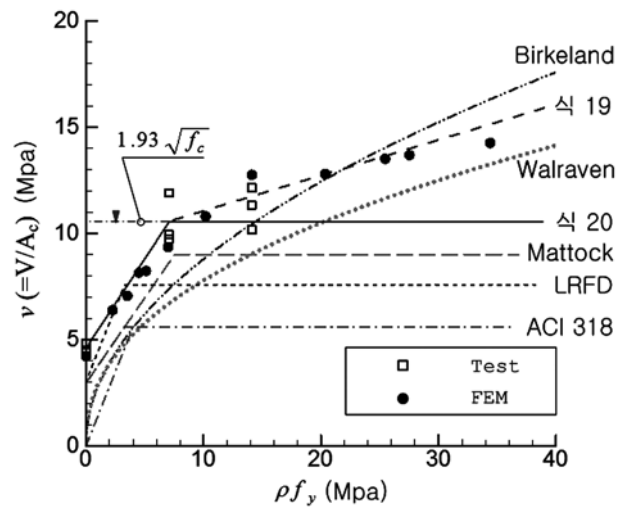


그림 17. 기존 연구결과와의 비교($f_c=30$ MPa)

철근의 내력이 모두 발휘되지 않기 때문이다.

그림 17에는 회귀분석 결과로 얻은 RC 전단 연결체에 대한 전단내력 평가식인 식 (20)을 기존의 연구결과와 비교하여 나타내었다(여기서, $f_c=30$ MPa). 비교 결과에 의하면, 앞서 실험결과 분석에서도 밝힌바와 같이 ACI-318(2005)에 의할 경우 매우 안전측으로 평가되어, RC 전단 연결체의 전단내력을 평가하기 위해 적용하는 것은 적당치 않은 것으로 나타났다.

Walraven(1987) 및 Birkeland(1966)에 의한 연구결과는 본 연구의 유한요소해석 결과를 이용하여 회귀분석으로 얻은 식 (19)와 전체적인 경향이 유사하게 나타났으며, 이 중에서 Walraven(1987)에 의해 비교적 더 안전측으로 평가될 수 있는 것으로 나타났다. Mattock(1974)의 경우 전체적으로 식 (20)과 유사한 경향을 보이고 있으며, 전단응력 v 가 9.0 MPa ($=0.3f_c$) 이하에서는 식 (14)와 증가율(=마찰계수 μ)이 거의 같게 나타났다. Mattock의 경우 전단마찰에 의한 전단내력을 $0.3f_c$ 이하로 제한하고 있기 때문에 그 이상의 범위를 나타내는 식 (19)와는 차이를 보이고 있다.

6. 결 론

본 연구에서는 RC 전단 연결체의 구조거동 및 전단강도를 평가하고자 Push-out 실험과 유한요소해석을 수행하여 그 결과를 비교 분석하였으며, RC 전단 연결체의 전단강도 평가 제안식을 회귀분석적 방법으로 산정하였고, 그 결과를 기존 연구결과와 비교하여 보았다.

1. 철근비를 변수로 한 실험결과 및 유한요소해석 결과에 따르면 전단철근비가 $1.29 \sqrt{f_c} / f_y$ 이상 증가할 경우 RC 전단 연결체의 전단강도는 더 이상 전단철근비가 $1.29 \sqrt{f_c} / f_y$ 이하인 경우와 같은 비율로 크게 증가하지 않는다.
2. 실험결과에 의하면, 전단철근비가 $1.29 \sqrt{f_c} / f_y$ 이상 증가할 경우 전단내력이 철근비에 비례하여 크게 증가하지 않은 원인은 응력집중에 의한 가력대 상부의 파괴로부터 영향을 받지만 주된 원인은 아니며, 전단 연결체의 철근비가 증가하더라도 외력이 전단 연결부 콘크리트가 저항할 수 있는 전단강도를 초과할 경우 전단철근이 항복하기 전에 콘크리트가 파괴되기 때문이다.

3. 따라서, RC 전단연결체가 과대 배근되지 않고 효율적으로 설계되기 위해서는 최대 $1.29\sqrt{f_c}/f_y$ 이하의 전단철근비로 설계되어야 한다.
4. RC 전단연결체에 대한 실험결과를 ACI-318, AASHTO LRFD의 규준식 및 Mattock(1974)에 의한 제안식과 비교한 결과 ACI-318에 의한 경우 전단내력이 매우 안전측으로 평가되었고, Mattock에 의한 제안식으로 계산한 결과가 실험값과 비교적 더 근접한 것으로 나타났다.
5. 새로운 형태의 전단연결체인 RC 전단연결체의 전단강도를 평가할 수 있는 식을 아래와 같이 제안하였다. 이는 실험결과 및 실험체 계획 외의 실험변수에 대한 유한요소 해석 결과를 바탕으로 회귀분석한 것이며, 전단강도의 상한값은 안전측으로 $1.93\sqrt{f_c}$ (MPa)로 제한하였다.

$$v = 0.84(\sqrt{f_c} + \rho f_y) \leq 1.93\sqrt{f_c}$$

6. 강합성 거더에 RC 전단연결체를 적용하기 위해서는 추후 좀 더 다양한 전단연결체 상세에 대한 Push-out 실험과 합성율을 달리한 합성거더에 대해 휨실험이 필요하다.

참고문헌

신현섭, 유영준, 정연주 외 2인(2009) 강합성 거더 철근콘크리트 전단연결체의 전단합성 성능 평가를 위한 실험적 연구 I, II. **학술발표대회논문집**, 한국강구조학회, 제20권 제1호, pp. 93-96.

이정운(2004) 전단파괴하는 철근콘크리트 부재의 최소, 최대전단보강비 평가에 대한 연구. 최종보고서. 한국연구재단.

한국건설기술연구원, (주)포스코건설(2008) 고성능 Hybrid교량의 설계 및 시공기술 개발 연구.

한국콘크리트학회(2004) 콘크리트 구조설계기준 해설.

현병학, 정철현, 전귀현, 박세진(2005) 프리캐스트 바닥판을 갖는 PSC 합성보의 정적거동. **대한토목학회논문집**, 대한토목학회, 제25권 제5A호, pp. 837-845.

AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 4th Edition (2008) *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington D.C.

ACI Committee 318 (2005) *Building Code Requirements for Struc-*

tural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.

Birkeland, P.W. (1966) Connections in precast concrete constructions, *ACI Journal*, Vol. 63., No. 3, pp. 345-368.

European Committee for Standardization. PrEN1992-1-1:2003. Eurocode 2 (2003) *Design of Concrete Structure. Revised final draft*, Brussels, Belgium.

Flavia, M.S. and Ibrahim, A.E.M. (2006) Shear strength of pre-cast prestressed composite beams with discontinuous connections made of cast-in-place shear keys, *Materials and Structures*, Vol. 39, No. 3, pp. 353-364.

Leonhardt, F. (1987) Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbundtragwerk mit höher dauerfestigkeit (New advantageous shear connection for composite structures with high fatigue strength), *Beton und Stahlbetonbau*, Berlin, No. 12, pp. 325-331.

Loov, R.E. (1978) Design of Precast Connections, Paper presented at a seminar organized by Compa International Pte, Ltd.

Loov, R.E. and Patnaik, A.K. (1994) Horizontal shear strength of composite concrete beams with a rough interface, *PCI Journal*, Vol. 39, No. 1, pp. 48-66.

Mast, R.F. (1968) Auxiliary reinforcement in concrete connections, *ASCE Journal*, June 1968, pp. 1485-1501.

Mattock, A.H. (1974) Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane, shear in reinforced concrete, *ACI Special Publication*, SP-42, Vol. 1, American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 17-42.

Mattock, A.H., Johal, L., and Chow, H.C. (1975) Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension across the shear plane, *PCI Journal*, Vol. 20, No. 4, pp. 76-93.

Mattock, A.H. and Li, W.K. (1976) Shear transfer in lightweight reinforced concrete, *PCI Journal*, Vol. 21, No. 1, pp. 20-39.

Walraven, J., Frenay, J., and Pruijssers, A. (1987) Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. *PCI Journal*, Vol. 32, No. 1, pp. 66-84.

Yoshiki Tanaka, Jun Murakoshi and Hiroshi Yasumori (2008) Effectiveness of Cohesion on Horizontal Shear Transfer for Composite Prestressed Concrete Griders, 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop, Minnesota, USA.

(접수일: 2009.8.20/심사일: 2009.10.15/심사완료일: 2010.4.19)