



세장비 및 대각철근 유무에 따른 고강도 철근보강 콘크리트 연결보의 전단성능

김선우¹⁾ · 장석준²⁾ · 윤현도^{2)*} · 서수연³⁾ · 천영수⁴⁾

¹⁾충남대학교 건설공학교육과 ²⁾충남대학교 건축공학과

³⁾한국교통대학교 건축공학과 ⁴⁾한국토지주택공사 토지주택연구원 공공주택연구실

Effect of Aspect Ratio and Diagonal Reinforcement on Shear Performance of Concrete Coupling Beams Reinforced with High-Strength Steel Bars

Sun-Woo Kim,¹⁾ Seok-Joon Jang,²⁾ Hyun-Do Yun,^{2)*} Soo-Yeon Seo,³⁾ and Young-Soo Chun⁴⁾

¹⁾Dept. of Construction Engineering Education, Chungnam National University, Daejeon, 34134, Rep. of Korea

²⁾Dept. of Architectural Engineering, Chungnam National University, Daejeon, 34134, Rep. of Korea

³⁾Dept. of Architectural Engineering, Korea National University of Transportation, Chungju 27469, Rep. of Korea

⁴⁾Public Housing Research Department, Land & Housing Institute, Deajeon, 34047, Rep. of Korea

ABSTRACT As per current seismic design codes, diagonally reinforced coupling beams are restricted to coupling beams having aspect ratio below 4. However, a grouped diagonally reinforcement detail makes distribution of steel bars in the beam much harder, furthermore it may result in poor construction quality. This paper describes the experimental results of concrete coupling beam reinforced with high-strength steel bars (SD500 & SD600 grades). In order to improve workability for fabricating coupling beams, a headed large diameter steel bar was used in this study. Two full-scale coupling beams were fabricated and tested with variables of reinforcement details and aspect ratio. To reflect real behavior characteristic of the beam coupling shear walls, a rigid steel frame system with linked joints was set on the reaction floor. As a test result, it was noted that cracking and yielding of reinforcement were initially progressed at the coupling beam-to-shear wall joint, and were progressed to the mid-span of the coupling beam, based on the steel strain and failure modes. It was found that the coupling beams have sufficient deformation capacity for drift ratio of shear wall corresponding to the design displacement in FEMA 450-1. In this study, the headed horizontal steel bar was also efficient for coupling beams to exhibit shear performance required by seismic design codes. For detailed design for coupling beam reinforced with high-strength steel, however, research about the effect of variable aspect ratios on the structural behavior of coupling beam is suggested.

Keywords : coupling beam, high-strength steel bar, aspect ratio, shear performance, deformation capacity

1. 서 론

국내 공동주택의 대부분은 전단벽 구조시스템이며, 규칙적인 개구부를 갖는 벽체와 이를 연결하는 연결보(coupling beam)로 구성된다. 이때, 연결보는 구조물의 강성과 에너지 소산능력을 증진시키기 위하여 구조벽을 연결하는 요소로써 사용되고 있으며, 대부분의 경우 기하학적 제약에 의해

깊은 연결보가 사용되고 있다. 이에 건축구조기준¹⁾ 및 콘크리트구조기준²⁾에서는 세장비(l_n/h)가 4 미만이인 연결보는 경간 중앙에 대하여 대칭인 대각선 다발철근 보강을 허용하고 있다. 또한, 연결보의 강성 또는 강도 감소로 인해 구조물의 수직하중 전달 능력, 거주자의 탈출, 접합부 일체성 등의 저해를 확보할 수 없는 경우, 세장비가 2 미만이고 계수전단력(V_u)이 $(\sqrt{f_{ck}}/3)A_{cp}$ 보다 큰 연결보는 대칭인 대각선 다발철근 보강설계를 의무화하고 있다. 그러나 국내 벽식구조 공동주택에 주로 사용되는 벽체의 두께(200~300 mm)를 고려할 때, 벽체 두께의 좁은 연결보 내에 대각선 다발철근을 삽입하여 보강하기가 매우 어려운 시공문제를 안고 있다.

*Corresponding author E-mail : wiseroad@cnu.ac.kr

Received August 29, 2016, Revised November 7, 2016,

Accepted December 5, 2016

©2017 by Korea Concrete Institute

이에 연결보에 필요한 대칭의 대각선 다발철근 상세 단순화 및 기존 상세와 동등한 성능 확보를 위한 연구^{3,9)}가 이루어지고 있다. 한상환 등³⁾의 연구결과($l_n/h=2.0$)에 따르면, 횡구속 철근을 사용하지 않더라도 연결보에 고성능 섬유보강 시멘트 복합체(high performance fiber reinforced cement composite, HPFRCC)를 사용한 경우 변위각 4%까지 변형능력을 보였으며, 횡구속 철근을 기준의 1/2만 배근한 경우에는 기존 상세와 동등 이상의 성능을 확보할 수 있는 것으로 나타났다.

윤현도 등⁴⁾의 연구결과($l_n/h=2.0$)에 따르면, ACI318-14에서 제시된 전면구속 상세의 구속철근 및 전단보강근의 50%를 강섬유보강 콘크리트(steel fiber reinforced concrete, SFRC)로 대체하여도 기존 상세와 동등한 전단성능을 보이는 것으로 보고하고 있다. 그러나 전단보강근의 감소로 인해 전단균열 완화능력이 감소하여 전단보강근 대체용으로 는 어려울 것으로 판단하였다.

한편, 천영수 등⁵⁾의 연구결과($l_n/h=1.5$)에 따르면, 시공성 개선을 위하여 KBC2009 기준에서 요구하는 대각선 다발철근 상세를 등가면적을 갖는 헤드바(headed bar)인 단일 대각철근으로 대체하고 헤드바의 내력분담율을 변수로 실험을 수행하였다. 실험결과, 기존 상세와 동등한 성능을 보여 대각선 다발철근 후프(hoop)의 대체 가능성을 보였다. 그러나 대각철근 없이 수평 및 수직철근으로 대체한 경우, 상대적으로 낮은 강도와 편칭효과를 보여 연결보의 성능 발현에 다소 문제가 있는 것으로 나타났다.

또한, 천영수 등⁶⁾의 연구결과($l_n/h=1.5$)에 따르면, ① KBC2009의 설계개념과 별개로 스트럿-타이 모델(strut-tie model)에 근거한 휨 보강과 전단보강의 분리설계, ② 전단마찰 설계개념을 적용한 전단미끄러짐 파괴 지연용 U형 철근 보강상세, ③ 대각철근 대신 전단력을 부담하는 스티럽(stirrup)과 수직방향 연결철근 상세, ④ 대각선 다발철근과 동일한 단면적을 갖는 γ 자형 앵글(angle) 상세 등 총 4가지 대체상세를 제안하였다. 실험 결과, 대구경 단일 대각철근을 사용한 경우 기존 상세와 동등 이상의 구조성능을 보유하는 것으로 나타났다. 그러나 스티럽과 수직방향 연결철근 배근 또는 γ 자형 앵글로 대각철근을 대체한 경우에는 기존 상세에 비해 에너지소산능력이 낮게 발현되어 요구 성능을 발현하기 위한 보강방안이 필요한 것으로 나타났다.

한편, 윤현도 등⁷⁾의 연구결과($l_n/h=1.5$)에 따르면, 기존 대각선 다발철근 상세 대신 모르타르를 충전한 각관 배치상세를 제안하였다. 실험 결과, 대각보강 각관은 다발철근에 비해 콘크리트와의 부착력이 저하되어 부착파괴 되었으며, 상부 및 하부 연결부에서 각관이 항복함에 따라 파단되는 등 상이한 파괴양상을 보였다.

이상과 같은 기존 연구 분석결과 및 건설산업에서의 고강도 콘크리트 사용 증가 추세를 고려할 때, 연결보에 필요한 대칭의 대각선 다발철근 상세를 단순화함과 동시에 기존 상세와 동등한 성능을 확보하기 위해서는 대구경 단일철근에 고강도 철근을 사용하는 것이 대안이 될 수 있다. 그러나 현

재 기준에서는 고강도 철근이 일반강도 철근에 비해 항복변형률이 크기 때문에 전단 철근이 항복할 때의 전단 균열폭이 매우 크게 발생하며, 이와 같은 큰 균열폭으로 인해 콘크리트 전단강도(V_c)를 계산하는 수식이 비안전측으로 오차가 발생할 수 있기 때문에, 전단보강근에 고강도 철근의 사용을 제한하고 있다.

그러나 천영수 등⁸⁾의 연구결과($l_n/h=1.5$)에 따르면, 항복강도 500 MPa 및 600 MPa급 고강도 철근으로 보강된 연결보 제안을 통해 요구되는 철근량을 약 25% 감소시킴으로써 배근상세 단순화를 제안하였다. 실험 결과, 대각철근을 사용하지 않은 경우는 최대하중 이후 전단균열 발생과 함께 하중이 급격하게 감소하였으나, 대각철근을 사용한 경우 다발철근과 동등한 내력을 나타내었다. 또한, 고강도 철근을 적용한 제안상세의 이력모형을 구축하여 모델링 변수를 제안하는 등 고강도 철근의 연결보 적용 가능성을 제시하였다.

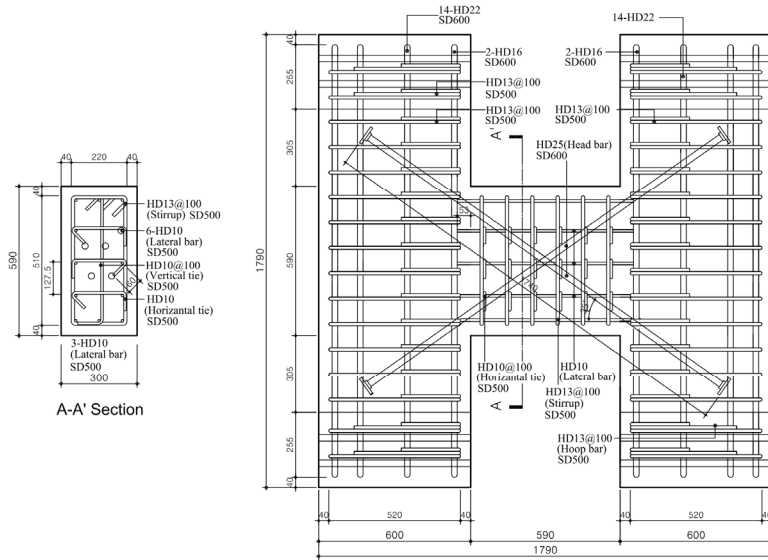
그러나 고강도 철근은 일반강도 철근에 비해 강도는 높으나 연신율이 낮은 것으로 알려져 있어, KS D 3504¹⁰⁾에 적합한 기계적 성질을 가진 경우에만 사용할 수 있다. 이에 콘크리트구조기준²⁾에서는 고강도 철근으로 보강된 구조부재의 연구를 반영하여 휨 및 전단 설계에서 SD600 및 SD500 철근을 각각 사용할 수 있도록 하는 등 고강도 철근의 적용 범위를 확대하였다.

이와 같은 고강도 철근을 구조 부재에 적용하기 위해서는 이에 관련된 연구를 통한 검토가 꼭 필요하다. 이에 본 연구에서는 현행 기준에서 허용하고 있는 SD500뿐만 아니라, SD600급 고강도 철근을 연결보에 적용하기 위한 연구의 일환으로써, 향후 고강도 철근의 적용 범위를 보다 확대할 수 있는 연구 자료를 제시하고자 한다. 또한, 기존 연구에서 주로 다루어졌던 세장비(l_n/h) 1.5 외에 세장비 1 및 3, 대각철근 유무를 변수로 한 연결보의 전단성능을 실험적으로 평가함으로써 현행 기준의 적합성 여부를 평가할 수 있는 연구가 필요하다. 이를 통해 고강도 철근보강 연결보에 대한 기존 연구결과를 보완함과 더불어 향후 고강도 철근보강 연결보의 설계시 기초자료를 제시하고자 한다.

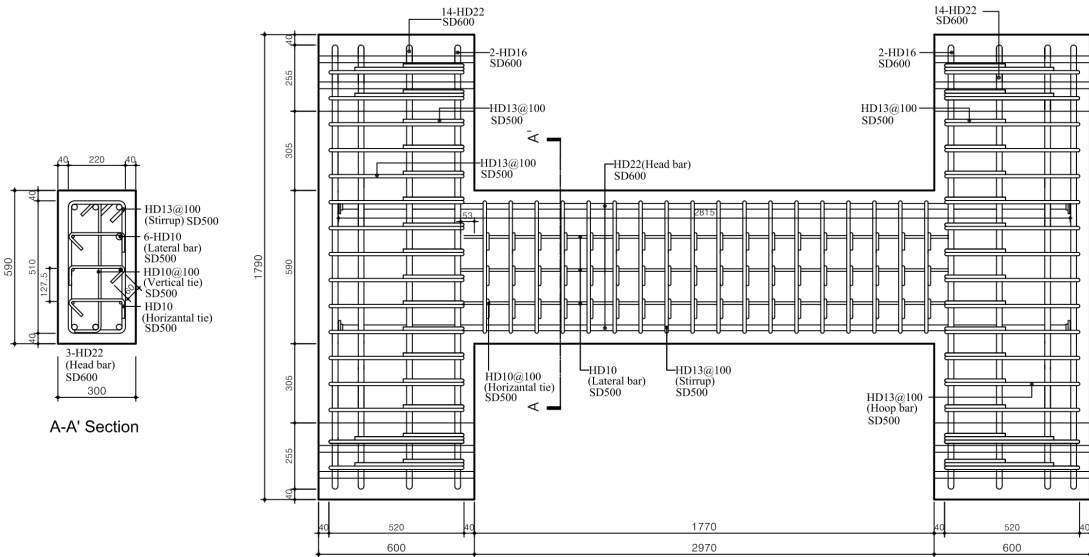
2. 실험

2.1 실험체 계획

본 연구에서는 고강도 철근을 사용한 콘크리트 연결보에 관한 기존 연구에서의 세장비 1.5 외에 세장비에 따른 연결보의 전단성능을 실험적으로 평가하고자 Table 1에 나타난 바와 같이 실험체 크기의 연결보 실험체를 계획하였다. Fig. 1은 본 연구에서 계획한 실험체 상세를 나타낸 것으로, 현행 기준에 따라 특수전단벽 연결보를 계획하였다. 본 연구에서는 세장비가 1인 경우, Fig. 1(a)에 나타난 바와 같이 대각선 다발철근을 헤드바(Headed bar)인 단일 대각철근으로 대체하였다. 현행 기준에서는 세장비가 2에서 4 사이의 연결보에 대해 대각보강 또는 수평보강을 모두 허용하고 있다. 이



(a) DR1



(b) HR3

Fig. 1 Details of test specimens (unit: mm)

Table 1 Characteristics of test specimens

Specimens	DR1	HR3
l_n/h	1.0	3.0
Beam section (b × h)	300 mm × 590 mm	
Diagonal bar	4-HD25 (Head bar)	-
Longitudinal bar	-	4-HD22(Head bar)
Lateral bar	HD10	
Stirrup	HD13@100	
Horizontal tie	HD10@100	

Note) DR1: Diagonal Reinforcement, $l_n/h = 1$
 HR3: Horizontal Reinforcement, $l_n/h = 3$

에 따라 세장비가 3인 경우에는, 현행 기준에서 대각철근의 적용을 필수적으로 요구하고 있지 않으므로, Fig. 1(b)에 나타난 바와 같이 대각철근 대신 헤드바인 수평철근을 주근으

로 배근하였다. 이 때, 헤드바인 대각철근 및 수평철근의 정착길이는 콘크리트구조기준²⁾에 따라 산정하여, 고강도 철근에 대한 적용성을 평가하고자 하였다.

2.2 사용 재료

본 연구에서는 고강도 철근을 사용한 연결보의 전단성능을 실험적으로 평가하기 위하여 D13 이하 철근은 SD500급, D16 이상 철근은 SD600급 철근을 사용하였으며, 철근에 대한 인장시험 결과를 Table 2에 정리하여 나타내었다. Table 2에 나타난 바와 같이 SD500 및 SD600급 고강도 철근의 항복강도는 각각 522~549 MPa 및 632~709 MPa로 규정된 강도를 상회하였다. 또한, 인장강도는 항복강도의 1.18~1.32, 연신율은 SD500급에서 15.0% 이상, SD600급에서 10.4% 이상을 보여 KS D 3504¹⁰⁾를 만족하는 것으로 나타났다.

한편, 연결보 및 양쪽 전단벽에 사용된 콘크리트의 압축

Table 2 Mechanical properties of steel bars

Bar	Grade	f_y (MPa)	ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	f_u (MPa)	E_s (GPa)	Elong. (%)
D10	SD500	549	2810	650	195	15.2
D13	SD500	522	2544	687	205	15.0
D16	SD600	632	2878	750	195	10.6
D22	SD600	709	2683	817	199	12.7
D25	SD600	670	2542	783	201	10.4

Table 3 Material properties of concrete

Concrete	f_{cu} (MPa)	ϵ_c ($\times 10^{-6}$)	E_c (GPa)
Coupling beam & shear wall	29.7	2630	22.8

강도는 Table 3에 나타난 바와 같이 29.7 MPa를 보여, 설계 기준압축강도(f_{ck})인 24 MPa를 상회하였다.

2.3 실험 방법

Fig. 2는 연결보 실험체의 설치상황을 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 실험체의 수평가력이 가능하도록 연결보 실험체를 90° 회전시켜 설치하였다. 하부 벽체는 반력 바닥에 연결된 철물에 고정하였으며, 상부 벽체는 철골 프레임에 단단히 고정하였다. 연결보 실험시, 다양한 실험 방법^{5-6,8)}이 사용되었으며, 실험 방법에 따라 결과에 차이가 발생할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 세장비 및 대각철근 유무에 따른 고강도 철근보강 연결보의 거동특성에 대한 실험 및 기존 연구결과와 비교·분석하기 위하여 천영수 등⁸⁾의 연구에서 제안한 실험방법을 사용하였다. 이때, 병렬전단벽의 거동특성에 따라 일정한 전단하중 및 복곡률 변형이 발생하는 연결보의 실제 거동특성을 실험적으로 모사하고자 링크 조인트(linked joint)를 사용하여 상부 프레임에 수평변위만

발생하도록 하였다. 연결보 실험체의 가력은 2,000 kN 용량의 액추에이터(actuator)를 이용하여 수평방향으로 가력하였으며, 변위제어에 의한 점증가력을 실시하였다. 또한, 동일 사이클(cycle) 별로 3회씩 반복 가력함으로써 반복 가력에 따른 강성저하를 평가하고자 하였다. 실험 진행에 따라 연결보의 상대 변위를 측정하기 위하여 별도의 변위계(LVDT)를 설치하였으며, 연결보 철근에 스트레인 게이지(strain gage)를 설치함으로써, 내부 철근의 위치별 변형특성 및 항복상태를 확인하고자 하였다.

3. 실험결과

3.1 균열 진전 및 파괴 양상

Fig. 3 및 Fig. 4는 세장비 1 및 3인 연결보 실험체의 최종 파괴양상을 각각 나타낸 것이다. 헤드바인 단일 대각철근이 배근된 DR1 실험체는 부재회전각(chord rotation) 0.14%시 연결보와 하부 전단벽 접합부에 경사균열이 발생하였으며, 이후 0.96%에 이르러 연결보와 상하부 전단벽 접합부에 모두 경사균열이 발생하였다. 부재회전각 1.67%에서는 연결보의 중앙부 대각철근이 항복하면서 연결보를 가로지르는 전단균열이 발생하였다. 이후 기 발생한 접합부 주변 균열이 확장되기 시작하였으며, 전단벽 내에도 대각균열이 발생 및 확장하였다. 부재회전각 2.68%에서는 연결보 내 전단균열 개수가 증가하기 시작하였으며, 접합부의 전단 미끄러짐 균열폭이 급격히 증가하였다. 부재회전각 3.28% 이후부터 연결보와 전단벽 접합부에서 압괴로 인한 피복 콘크리트 탈락이 시작되었다. 이후, 전단균열폭, 접합부의 전단미끄러짐 균열폭 증가, 피복 콘크리트 탈락의 심화 등으로 인해 부재회전각 4.0%에서 부하중에서의 강성이 급격히 저하되어 Fig. 3에 나타난 바와 같이 최종 파괴되었다. 실험 종료시까지 종방향 철근 및 스티럽은 항복되지 않았다.

대각철근 대신 헤드바인 수평철근이 배근된 HR3 실험체



Fig. 2 Test set-up

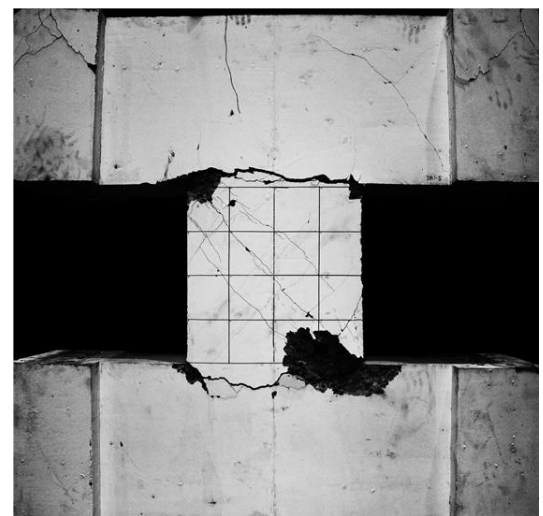


Fig. 3 Final failure mode of DR1 specimen

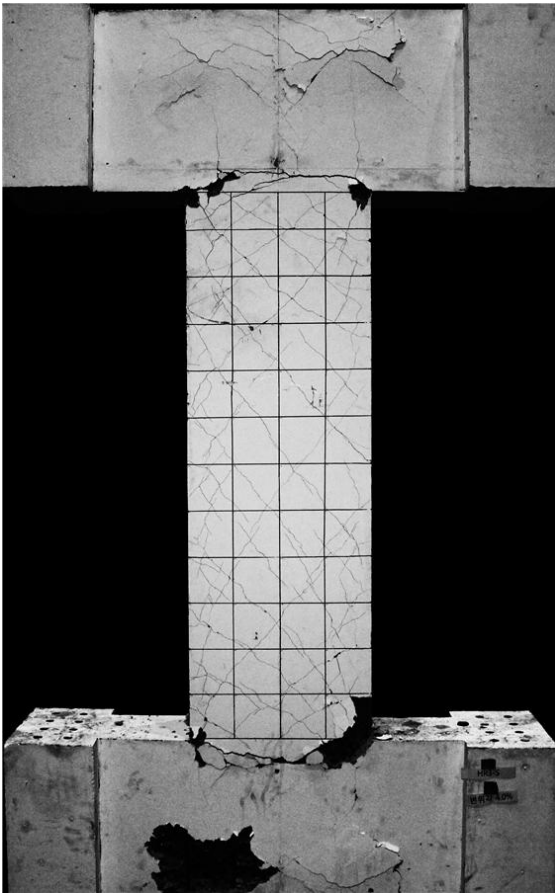


Fig. 4 Final failure mode of HR3 specimen

는 부재회전각 0.3%시 연결보와 하부 전단벽 접합부 좌측에 경사균열 및 접합부를 따르는 전단미끄러짐 균열이 발생하였다. 이와 동시에 연결보 하부 측면의 휨균열로부터 이어지는 전면의 전단균열이 발생하였다. 부재회전각 0.6%에서는 연결보와 상부 전단벽 접합부에 경사균열 및 접합부를 따르는 전단 미끄러짐 균열이 발생하였다. 이와 동시에 연결보 상부 측면의 휨균열로부터 이어지는 전후면의 전단균열이 발생하였으며, 이러한 전단균열은 연결보의 상하단으로부터 중앙부로 점차 전이되어 연결보 전반에 걸쳐 다수의 전단균열이 고르게 분포하였다. 이후 연결보 내 전단균열폭 및 상하단 접합부의 전단 미끄러짐 균열폭이 증가하면서 균열이 진전되어 보 단면을 가로지르는 전단균열이 발생하였다. 부재회전각 1.2%에서는 접합부 부근에서의 수평철근이 모두 항복하면서 하단 접합부에서의 균열폭이 눈에 띄게 증가하였으며, 상하단 전단벽에서의 경사균열이 발생하였다. 부재회전각 2.0%에서는 수평철근의 항복변형률이 하단 접합부 상단 300 mm 지점까지 이어지면서 상하단 접합부의 전단 미끄러짐 균열폭이 눈에 띄게 증가함과 동시에, 상하단 전단벽에서의 경사균열이 급속하게 진전되었다. 부재회전각 2.5%시에는 전단벽과 접한 연결보 모서리 부분의 압괴 및 피복 콘크리트 탈락이 발생하기 시작하였다. 부재회전각 3.0% 이후에는 접합부에서의 전단 미끄러짐 균열이 이어짐과 동시에 균열폭이 지속적으로 확장되었으며, 접합부 부근의 연결보 압괴로 인한 피복 콘크리트 탈락이 심각해짐과 동

시에 강성이 저하되기 시작하였다. 이후 부재회전각 4.0%시 최대하중의 30% 이상이 저하되는 등 구조체의 강성이 급격히 저하되어 Fig. 4에 나타난 바와 같이 최종 파괴되었다.

3.2 하중-변위 관계

Fig. 5는 연결보 실험체에 작용한 하중과, 상대변위를 순경간(l_u)으로 나눈 부재회전각과의 관계를 나타낸 것이다. DR1 및 HR3 실험체의 정/부방향 최대내력시 최소 부재회전각은 각각 3.3% 및 3.0%로 나타나, FEMA 450-1¹¹⁾을 근거로 한 일반적인 아파트 벽체의 변형능력인 2.5%를 만족하는 것으로 나타났다. 한편, Fig. 5(a)에 나타난 바와 같이 단일 대각철근이 배근된 DR1 실험체의 최대하중은, 정하중 및 부하중에서 각각 988.66 kN 및 -971.42 kN으로 나타났으며, 최대하중시 변위(δ_{peak})를 항복하중시 변위(δ_y)로 나눈 연성비(δ_u/δ_y)는 2.86으로 나타났다. 또한, Fig. 5(b)에 나타난 바와 같이 대각철근 대신 수평철근이 배근된 HR3 실험체의 최대하중은, 정하중 및 부하중에서 각각 519.20 kN 및 -496.24 kN으로 나타났으며, 최대하중시 변위(δ_{peak})를 항복하중시 변위(δ_y)로 나눈 연성비(δ_u/δ_y)는 각각 2.48로 DR1 실험체에 비해 약 13% 낮게 나타났다. 이는 DR1 실험체는 대부분 전단거동에 의해 지배된 반면, DR3 실험체는 상대적으로 높은 세장비로 인해 DR1 실험체에 비해 휨변형에 의한 기여분이 클 뿐만 아니라, 대각철근이 배근되지 않아 수평철근의 항복 이후 휨응력에 의한 철근의 변형이 비교적 빠르게 진전되었기 때문인 것으로 판단된다.

한편, HR3 실험체에서는 변위가 증가함에 따라 핀칭(pinching)현상이 두드러지게 나타났다. 일반적으로 핀칭 효과¹²⁾는 부재의 강성 및 에너지 소산능력의 저하 원인이 되는 것으로 알려져 있다. 연결보에 흔히 발생하는 핀칭 현상은 휨 및 전단균열의 확장에 기인한 것으로, 기 발생된 균열의 반대 방향으로 하중 작용시 균열면에서의 미끄러짐 등으로 인한 횡하중 저항능력 저하를 나타내며, 연결보에 작용하는 전단응력에 저항할 수 있는 대각철근이 배근되지 않은 경우 주로 발생하게 된다. 이에 현행 기준에서도 대각철근이 큰 경사각으로 배근될 때만 유효한 것으로 보고된 기존의 실험 결과들을 근거로 하여 세장비가 4 미만인 연결보에서만 대각철근이 유효한 것으로 간주하고 있다. 본 실험 결과, 부재회전각 증가에 따라 연결보와 전단벽 접합부에서 수평 균열이 발생하여 소성힌지가 생성된 후, DR1 실험체에서는 대각철근에 의해 연결보 단부의 미끄러짐 및 회전량이 효과적으로 구속되었다. 그러나 HR3 실험체의 경우에는, 대각철근이 배근되지 않아 DR1에 비해 미끄러짐 및 회전량에 대한 구속 효과가 미비하였기 때문으로 판단된다.

3.3 강성저하 특성

부재회전각 증가에 따른 강성저하 특성을 Fig. 6(a)에 나타내었다. 동일 부재회전각에서의 강성저하율은 DR1 실험

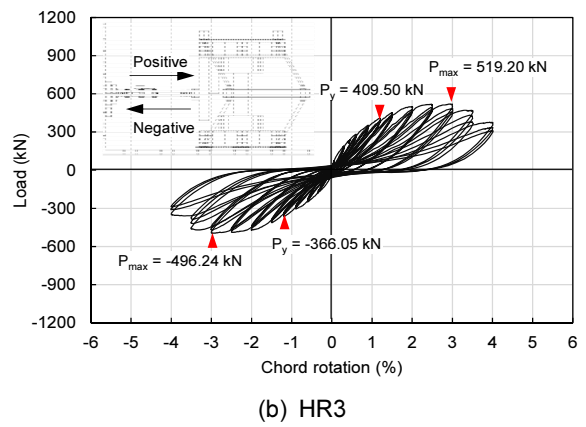
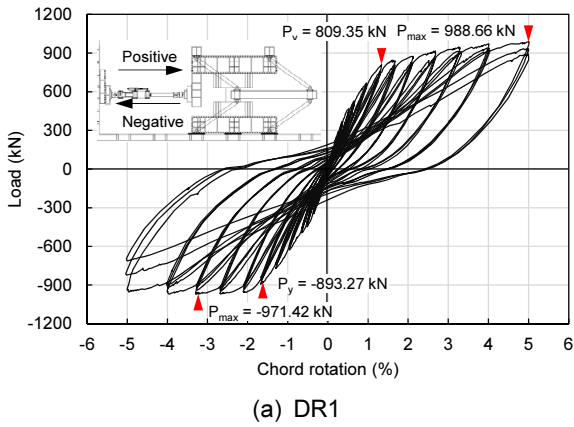


Fig. 5 Load vs. chord rotation relationships

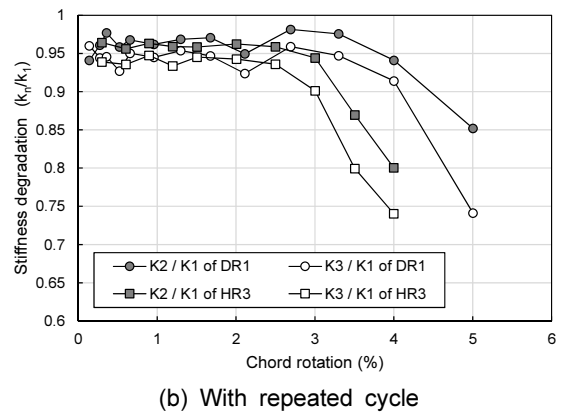
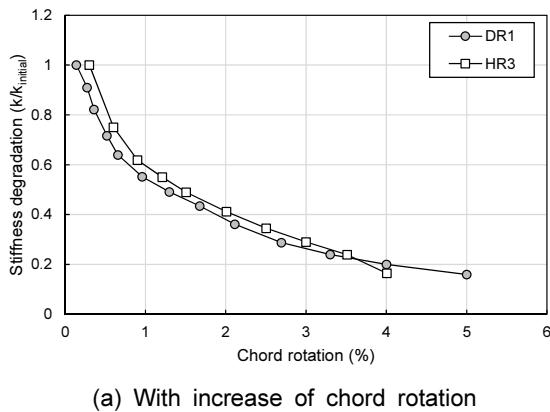


Fig. 6 Stiffness degradation characteristics

체가 HR3 실험체에 비해 다소 높은 것으로 보였으나, 최대 하중 이후에는 HR3 실험체의 강성이 DR1 실험체에 비해 크게 저하되었다. 이는 HR3 실험체의 세장비가 상대적으로 높음에도 불구하고 대각철근이 배근되지 않았기 때문인 것으로 사료된다. 동일 부재회전각에서 반복 가력에 따른 강성 저하율은, Fig. 6(b)에 나타난 바와 같이 최대내력 이후 DR1에 비해 급격히 감소하는 경향을 보였다.

3.4 에너지 소산능력

Fig. 7은 연결보 실험체의 에너지 소산능력을 나타낸 것이며, Fig. 7(a)에 나타난 바와 같이 동일 부재회전각에서 HR3 실험체는 DR1 실험체에 비해 약 60% 높은 누적에너지 소산능력을 보였다. 이는 HR3 실험체의 높은 세장비로 인해 동일 부재회전각에서의 하중은 낮지만, 변위값이 DR1 실험체에 비해 크기 때문이며, 실험 종료시까지의 최종 누적에너지 소산능력은 약 200 kN·m로 거의 유사한 성능을 나타내었다. Fig. 7(b)는 누적에너지 소산능력을 각 실험체의 항복하중과 변위의 곱($P_y \times \delta_y$)으로 나누어 무차원화한 누적에너지 소산지표를 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 동일 부재회전각에서 HR3 실험체의 누적에너지 소산지표가 DR1 실험체에 비해 약 21% 높게 나타났다. 따라서 본 연구 범위 내에서 세장비가 높은 경우, 대각철근 대신 수평철근을 배

근하여도 유사한 에너지 소산능력을 발현할 수 있을 것으로 판단되며, 아파트 벽체 간격에 따라 결정되는 세장비에 따라 대각철근 또는 수평철근 배근 여부를 결정할 수 있을 것으로 사료된다.

3.5 철근 변형률

Fig. 8은 연결보 실험체 내 대각철근, 수평철근, 종방향 철근 및 스티럽의 철근변형률을 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 연결보 실험체의 주요 보강근인 대각철근(DL, DR) 및 수평철근(HL, HR)의 경우, 초기에는 유사한 철근 변형률을 보이다가 연결보와 전단벽의 접합부에 균열이 발생하면서 해당 부위 철근의 변형률이 급격히 증가 및 항복하였다. 이후 연결보 내 철근의 변형률이 실험변위가 증가함에 따라 지속적으로 높아지는 등, 연결보의 주요 보강근 변형률 증가는 접합부로부터 보 중앙부로 점차 전이되는 특성을 나타내었다. 이는 실제 거동특성을 모사하기 위한 가력조건에 따라 연결보에 복곡률이 형성되면서 보의 양단부에 상대적으로 높은 휨응력이 유발되었기 때문이며, Fig. 9에 나타난 바와 같이 철근 항복 이후 보의 내부 방향으로 점차 항복이 진행되었기 때문으로 판단된다.

한편, HR3 실험체의 종방향 철근 변형률(L-1)이 DR1 실험체에 비해 높게 나타났으며, 수평철근 변형률(HL-1, HL-2)

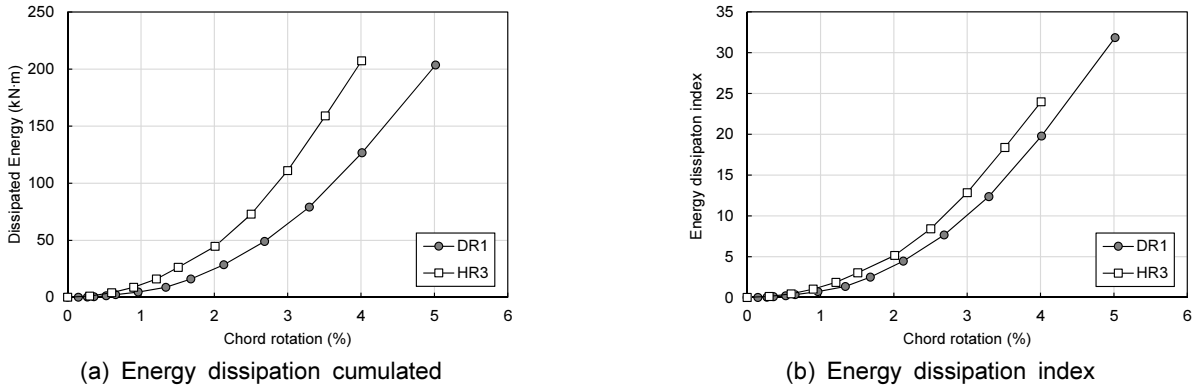


Fig. 7 Comparisons of energy dissipation capacities

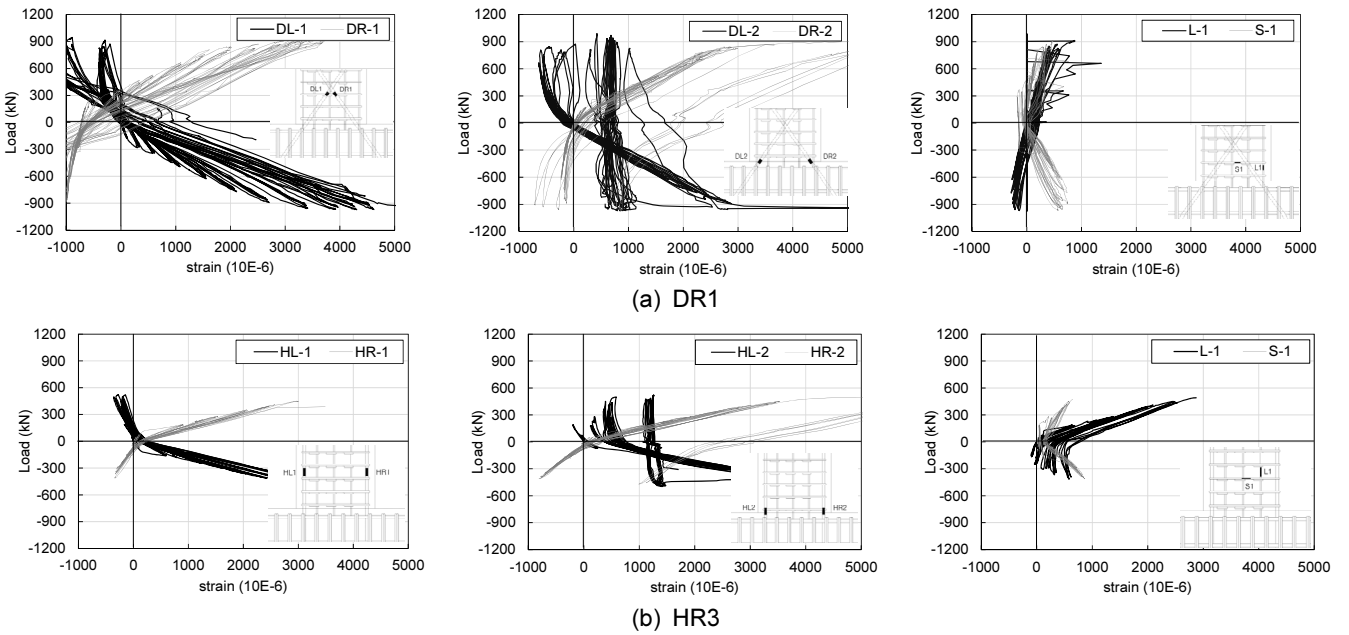


Fig. 8 Strain responses of steel bars

은 DR1 실험체의 대각철근 변형률(DL-1, DL-2)보다 낮게 나타났다. 이는 HR3 실험체의 세장비가 상대적으로 높아 연결부 단부에 휨응력이 높게 작용함과 동시에, 대각보강이 배근되지 않아 수평철근이 부담하여야 할 전단응력의 일부를 종방향 철근이 부담하였기 때문으로 사료된다. 또한, 스티럽에 대해서는 두 실험체 모두 유사한 변형률 특성을 나타내었으며, 이는 대각철근 또는 수평방향 철근이 연결부의 주요 전단저항 요소로 작용하였기 때문으로 판단된다. 이러한 결과는 연결부 내 대각철근 또는 수평철근이 휨보강 및 전단보강의 주요 역할을 동시에 수행함을 나타낸다. 한편, 연결

부 실험체의 주요 보강근인 대각철근 및 수평철근이 모두 항복에 이르는 등, 현행 콘크리트구조기준²⁾에 의해 산정된 정착길이는 본 연구범위 내에서 충분한 것으로 판단되었다. 그러나 연결부 양단부의 전단벽 배근상세에 따라 상이할 것으로 판단되므로, 헤드바인 고강도 철근의 정착길이에 대한 다양한 실험 등을 근거로 한 적절한 정착길이에 산정식이 필요하다.

4. 연결부의 거동특성 분석

연결부의 대체상세 개발에 관한 기존 연구 결과에 따르면, SD400급 일반강도⁶⁾ 또는 고강도 철근(SD500, SD600)⁸⁾을 사용하더라도 기존 대각선 다발철근 상세와 유사한 거동특성을 보이는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 대각철근 또는 수평철근을 배근한 연결부에 대한 기존 연구^{6,8)} 결과를 본 연구의 실험결과와 비교·분석함으로써, 고강도 철근을 사용한 연결부의 거동특성에 미치는 변수의 영향을 평가하고자 하였다.

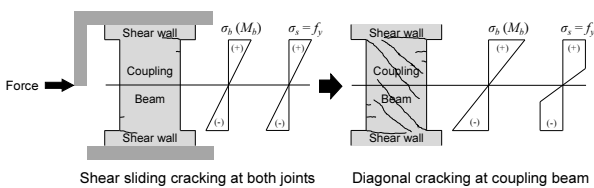


Fig. 9 Stress distribution of main bar

Table 4 Test results

Specimen	Variable		At yielding strength			At peak strength			
	l_n/h	Steel grade	Main bar	P_y (kN)	δ_y (mm)	Chord rotation (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Chord rotation (%)
DR1	1.0	SD500 & SD600	Single diagonal	809.4	7.9	1.34	988.7	29.6	5.02
HR3	3.0		Single horizontal	409.5	21.1	1.19	519.2	52.4	2.96
DHB-HS	1.5		Single diagonal	455.0	6.9	0.76	624.3	15.0	1.65
SHB-HS			Single horizontal	448.6	9.0	0.99	595.9	15.0	1.65
C-A	1.5	SD400	Group of diagonal	538.4	6.1	0.67	788.6	30.5	3.36
C-B			Single diagonal	456.9	4.2	0.46	825.7	30.8	3.39

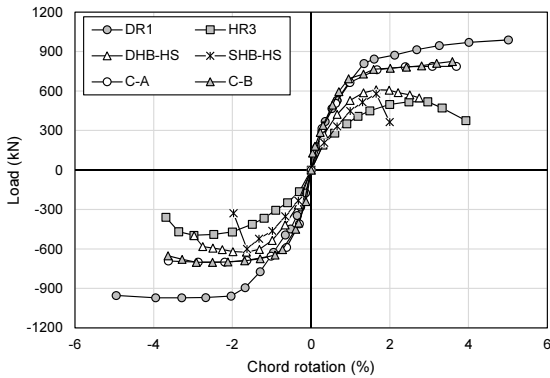


Fig. 10 Comparison of hysteresis loops

Fig. 10에 본 연구 및 기존 연구의 실험결과 중 최대하중점을 연결하여 얻은 하중-부재회전각 관계 포락선을 비교하여 나타내었으며, 각 연결보 실험체별 변수 및 실험결과를 정리하여 Table 4에 나타내었다. 기존 연구결과¹³⁾와 같이, SD500 및 SD600급 고강도 철근을 사용한 경우에도 연결보의 이력곡선은 세장비가 증가함에 따라 최대내력의 감소 및 변형능력의 증가를 보였다. 한편, SD400급 철근을 사용한 C-A 및 C-B 실험체에서는 대각선 다발철근 또는 단일 대구경 철근 여부에 관계없이 유사한 결과를 나타내어, 단일 대구경 철근 대체상세를 통해 현행 다발철근 배근시 발생하는 시공성 개선의 가능성을 보였다. SD500 및 SD600급 고강도 철근을 사용한 경우, 대각보강근이 배근된 DHB-HS 실험체는 최대내력 이후 부재회전각 2.4%까지 완만한 강성저하를 보였다. 그러나 수평철근만 배근된 SHB-HS 실험체는 최대내력 이후 급격한 강성저하와 함께 최종 파괴되는 양상을 나타내었으며, 따라서 현행 기준에서 요구하는 바와 같이, 세장비 2 미만의 연결보에는 대각철근이 필수적으로 배근되어야 할 것으로 판단된다. 한편, 수평철근만 배근된 HR3 실험체는 최대내력 이후 강성저하를 보이기는 하나, 세장비가 상대적으로 높기 때문에 SHS-HS보다는 강성 저하율이 낮게 나타났다.

5. 결 론

본 연구에서는 SD500 및 SD600급 고강도 철근을 사용한 연결보 설계를 위한 기초자료를 제시하고자, 연결보의 전단

성능을 실험적으로 평가하였다. 또한, 대각철근 또는 수평철근 대체상세 연결보에 관한 기존 연구결과와 비교·분석을 실시하여, 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- 1) 실험 결과, 고강도 철근을 사용한 연결보의 파괴는 전단벽 접합부에서의 균열발생 및 철근이 항복되면서, 점차 연결보 중앙부로 손상이 진전되는 것으로 나타났다.
- 2) 본 연구 범위 내에서 연결보의 변형능력은, FEMA 450-1을 근거로 하여 산정된 일반적인 아파트 벽체의 변형능력인 2.5%를 모두 상회하는 것으로 나타났다.
- 3) 대각철근을 수평철근으로 대체한 실험체의 경우, 부재회전각이 증가함에 따라 연결보와 전단벽 접합부에서의 균열손상에 따라 핀칭 현상이 발생하였으며, 이로 인해 대각철근이 배근된 연결보에 비해 최대내력 이후 강성이 급격히 저하되었다. 그러나 이러한 강성저하 특성은 세장비가 증가함에 따라 완화되는 특성을 보였다.
- 4) 일반적으로 세장비가 4 이하인 경우 연결보 내 대각철근이 유효한 것으로 알려져 있으나, 세장비가 2 이상인 경우 대각철근이 연결보의 주축방향과 이루는 각도가 작아지게 되어 현행 기준에 따라 산정되는 전단강도가 감소하게 된다. 따라서 현행 기준에서 세장비 2~4인 연결보에 수평철근을 허용하는 것이 적절한 것으로 판단되나, 고강도 철근을 연결보의 수평철근으로 적용하기 위해서는 세장비에 따른 거동특성 평가에 관한 연구가 필요할 것으로 사료된다.

감사의 글

본 논문은 한국토지주택공사(LH)의 연구비 지원을 받아 수행된 연구이며, 이에 감사드립니다.

References

1. Architectural Institute of Korea, "Design code for architectural structure", 2016 (in Korean).
2. Korean Concrete Institute, "Design Code for Concrete Structural", 2012 (in Korean).
3. Kwon, H. W., Jeon, Y. R., Lee, K. H., Shin, M. S., and Han,

- S. W., “Cyclic Behavior of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composite Coupling Beam Having Diagonal Reinforcement”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 25, No. 6, 2013, pp. 649-656.
4. Jang, S. J., Lee, M. H., and Yun, H. D., “Feasibility of Using of SFRC for Reinforcement Detail Simplifying of RC Coupling Beam”, *Proceeding of the Korea Concrete Institute*, Vol. 28, No. 1, 2016, pp. 75-76.
 5. Chun, Y. S., and Kim, S. Y., “Improvement of Reinforcement Details for Coupling Beam Connected to Special Shear Wall”, Land & Housing Institute, 2012, 182pp.
 6. Chun, Y. S., Park, J. Y., and Lee, J. Y., “Practical Use of an Alternative Detail of the Coupling Beam in Special Shear Walls”, Land & Housing Institute, 2014, 149pp.
 7. Jung, K. Y., Jang, S. J., Kang, D. H., and Yun, H. D., “Seismic Performance of Steel Tube Reinforced Concrete Coupling Beam with Different Compressive Strength”, *Proceeding of the Korea Concrete Institute*, Vol. 27, No. 2, 2015, pp. 137-138.
 8. Chun, Y. S., Park, J. Y., and Lee, S. W., “Development of Non-linear Hysteretic Model for the Performance Based Design(1)”, Land & Housing Institute, 2015, 130pp.
 9. Oh, H. C., Lee, K. H., Han, S. W., Shin, M. S., and Jo, Y. W., “Hysteretic Behavior Evaluation of a RC Coupling Beam using a Steel Fiber and Diagonal Reinforcement”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 27, No. 3, 2015, pp. 288-295.
 10. Korean Agency for Technology and Standards, Steel bars for concrete reinforcement KS D 3504: 2016, Korean Standards Association, 2016, 38p.
 11. FEMA 450-1, “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures”, 2003 Edition.
 12. Kwan, A. K. H., and Zhao, Z. Z., “Cyclic Behaviour of Deep Reinforced Concrete Coupling Beams”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, 2002, Vol. 152, No. 3, pp. 283-293.
 13. Kim, D. H., and Lee, K. H., “Performance Evaluation of Shear Wall Coupling Beam of RC Structural Systems”, *Proceeding of the Korea Concrete Institute*, Vol. 27, No. 1, 2015, pp. 115-116.

요 약 현행 규정에 따르면, 세장비 4 미만의 연결보에 대각철근을 사용하도록 규정하고 있다. 그러나 대각선 다발철근 상세는 보 내부의 철근 배근작업을 어렵게 만들고, 이는 또한 시공불량으로 이어질 수 있다. 본 연구에서는 고강도 철근(SD500 및 SD600)으로 보강된 콘크리트 연결보에 관한 실험결과를 나타내었다. 연결보 제작시 시공성을 향상시키기 위하여, 본 연구에서는 헤드바를 갖는 대구경 철근을 사용하였다. 배근상세 및 세장비를 변수로 하여, 2가지의 실규모 연결보를 제작 및 실험하였다. 전단벽을 연결하는 보의 실제 거동특성을 모사하기 위하여, 링크 조인트를 갖는 철골 구조물을 반력바닥에 설치하였다. 실험 결과, 연결보와 전단벽 접합부에서의 균열 및 철근이 항복되면서, 점차 연결보 중앙부로 손상이 진전되는 것으로 나타났다. 연결보는 FEMA 450-1의 설계변위에 대한 전단벽 층간변위 규정에 요구되는 변형능력을 충분히 갖는 것으로 나타났다. 그러나 고강도 철근으로 보강된 연결보의 상세설계를 위해서는, 다양한 세장비가 연결보의 구조거동에 미치는 영향에 관한 연구가 필요하다.

핵심용어 : 연결보, 고강도 철근, 세장비, 전단성능, 변형능력