550 MPa 급 철근을 적용한 낮은 철근콘크리트 벽체의 전단강도를 위한 반복하중 실험

박홍근¹⁾ · 이재훈²⁾ · 신현목³⁾ · 백장운^{1)*}

¹⁾서울대학교 건축학과 ²⁾영남대학교 건설시스템공학과 ³⁾성균관대학교 사회환경시스템공학과

Cyclic Loading Test for Shear Strength of Low-rise RC Walls with Grade 550 MPa Bars

Hong-Gun Park,¹⁾ Jae-Hoon Lee,²⁾ Hyun-Mock Shin,³⁾ and Jang-Woon Baek^{1)*}

¹⁾Dept. of Architecture and Architectural Engineering, Seoul National University, Seoul 151-744, Korea

²⁾Dept. of Civil Engineering, Yeungnam University, Gyeongsan 712-749, Korea

³⁾Dept. of Civil and Environmental Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon 440-746, Korea

ABSTRACT In the construction of nuclear power plants using massive walls, the use of high-strength re-bars for shear design is necessary to enhance the constructability and economy. In this study, low-rise walls (aspect ratio of 1.0) with grade 550 MPa bars were tested under cyclic loading to investigate the shear capacity and deformation capacity. The test parameters were the grade of horizontal re-bars (550 MPa, 420 MPa), strength of concrete compressive strength (46 MPa, 70 MPa), horizontal/vertical reinforcement ratio, use of lateral confinement hoops, shape of cross section, and failure modes (shear failure before or after flexural yielding). The test results were compared with those of walls with grade 420 MPa bars and predicted strength by current design codes. The results showed that the shear strength of the walls with 550 MPa bars was comparable to that of the walls with 420 MPa bars though the safe margin slightly decreased. ACI 349 provides underestimated shear strength for the walls with 550 MPa bars. In case of the wall with flexural yielding, a large deformation capacity was achieved. This result indicates that the ACI 349 provisions can be safely applied to seismic design of the low-rise walls (aspect ratio of 1.0) with grade 550 MPa bars.

Keywords : grade 550 MPa bars, nuclear power plants, low-rise shearwall, shear strength, ACI 349 provision

1. 서 론

원전구조물과 같이 높은 수준의 구조안전성을 요구하는 구조물에는 매우 많은 양의 철근이 소요되는데, 과도한 철근량으로 인해 비경제적일 뿐만 아니라, 과도한 철근 배치에 따른 공사기간의 연장 및 콘크리트 재료분리에 의한 성능저하의 우려가 있다. 따라서 철근량을 감소시켜 경제성과 시공성을 높이는 반면에, 높은 수준의 안전성 및 내구성은 유지할 수 있는 고강도 철근의 사용이 필요하며, 이를 수용할 수 있는 기준의 개정이 요구된다.

국내 원전은 KEPIC(Korea Electric Power Industry Code, 한국전력산업기술기준) “원자력발전소 격납구조 및 콘크리트구조 설계기준”에 의해 설계되고 있다. 격납구조의

경우 KEPIC SNB, 기타 콘크리트구조의 경우 KEPIC SNC 설계기준을 적용하고 있다. 두 기준 모두 철근의 설계기준 항복강도를 420 MPa로 제한하고 있어 고강도 철근을 적용하기 위해서는 실험적 입증자료가 필요하다. 특히 원전구조물의 대부분은 형상비 2.0 이하의 낮은 벽체로 이루어져 있으므로 낮은 벽체의 고강도 철근 적용성 여부를 검증하는 것이 원전구조물 고강도 철근 적용을 위해 필수적이다.

ACI 318¹⁾ 및 ACI 349²⁾의 철근콘크리트 부재 전단설계에 의하면, 설계전단강도식은 스티립 전단철근이 항복한다는 가정 하에 콘크리트 복부 전단균열폭을 제한하고 대각 콘크리트 압괴를 방지하기 위해 전단철근의 강도를 420 MPa로 제한하고 있으며, 이와 동일한 기준이 벽체에 적용되어 벽체에 사용되는 수평철근은 420 MPa 철근으로 제한되어 있다.

여러 실험 연구³⁻⁶⁾에 의하면 형상비 2.0 이하의 벽체의 전단강도는 수평철근뿐만 아니라 복부수직철근의 영향을

*Corresponding author E-mail : baekja1@snu.ac.kr

Received May 31, 2013, Revised October 7, 2013,

Accepted October 8, 2013

©2013 by Korea Concrete Institute

받는다고 알려져 있다. 이에 따라, ACI 318 및 ACI 349에서는 형상비 2.0 이하의 벽체에 대해 복부수직철근비가 수평철근비보다 작지 않게 설계하도록 규정하고 있다.

Cardenas⁷⁾등의 실험연구에 의하면, 반복주기하중에서도 벽체의 복부콘크리트 스트럿의 압괴에 의한 극한전단강도가 $5/6\sqrt{f_{ck}}$ 이상임을 보였다. 이러한 결과를 반영하여 ACI 318 및 ACI 349에서는 콘크리트 복부압괴에 의한 벽체 전단강도 상한값을 제시하고 있다.^{1,2)}

Lefas⁴⁾ 등은 높은 철근비를 가진 RC 벽체의 실험을 수행하였다. 실험체의 형상비는 1.0~2.0, 콘크리트 압축강도는 30.1~53.6 MPa, 수평철근비는 0.37~1.10%, 복부수직철근비는 2.4~2.5%, 사용된 철근의 항복강도는 420~520 MPa이었다. 실험 결과, 벽체의 수평철근비가 2배 증가했음에도 불구하고 전단강도의 증가가 없었다. 이는 복부에 매우 높은 철근비가 사용될 경우, 복부철근이 항복하기 전에 콘크리트 복부압괴에 의해 조기파괴 될 수 있기 때문이다.

Kabeyasawa와 Hiraishi⁸⁾는 초고강도 철근 및 초고강도 콘크리트를 적용한 형상비 0.66~2.00 범위의 휨파괴모드 벽체, 전단파괴모드벽체를 실험하였다. 휨파괴모드 벽체의 콘크리트 압축강도, 단부휨철근 및 복부수직수평철근의 항복강도는 각각 54.6~93.6 MPa, 1233~1372 MPa, 753~1001 MPa의 범위였다. 실험 결과, 고강도 철근의 적은 비탄성 변형으로 인하여 에너지소산능력이 감소하지만, 고강도철근의 사용으로 단부휨철근 및 복부수직철근이 벽체의 단면성능을 증가시키며 일반강도철근보다 더 효율적으로 휨에 저항하였다. 한편, 전단파괴모드 벽체의 콘크리트 강도, 단부휨철근강도, 복부수직철근 및 복부수평철근의 항복강도는 각각 65.1~103.4 MPa, 1372~1395 MPa, 792~1420 MPa의 범위였다. 실험 결과, 복부수평 및 수직철근비 0.0053 이상의 실험체는 복부철근이 항복하지 않았으며, 복부철근이 증가함에도 불구하고 전단강도의 큰 증진을 보이지 않았다.

이 연구에서는 철근의 효율적인 사용을 위해 원전구조물 벽체 철근의 최대허용 항복강도를 550 MPa로 증가시키고자, 550 MPa 급 철근이 사용된 형상비 1.0의 낮은 벽체의 실험 연구를 수행하였다. 특히, 많은 양의 철근이 사용되는 원전 구조물 벽체를 모사하기 위해 KEPIC(ACI 318 및 ACI 349)에 의한 최대수평철근비가 사용된 실험체를 설계하였으며, 설계기준의 전단설계강도와 실험강도를 비교하여 낮은 벽체에 대한 550 MPa 급 철근의 적용성을 검증하였다. 또한, 벽체의 휨 항복 후 연성능력을 검증하여 내진성능의 적합성을 연구하였다.

2. 실험 계획

2.1 설계기준의 최대 전단철근량

일반적으로 원전구조물의 벽체 설계에서는 큰 설계전

단력으로 인하여 설계기준에서 허용하는 최대 전단철근량이 사용되고 있으므로 실험체에서 가장 중요한 설계변수는 전단철근량이다.

ACI 318, ACI 349, 콘크리트구조기준 및 KEPIC SNC에서는 전단벽체의 전단강도 V_n 을 콘크리트에 의한 강도 V_c 와 수평철근에 의한 강도 V_s 의 합으로, 식 (1)~(3)을 사용하여 평가하고 있다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = 0.28 \sqrt{f_{ck}} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \quad (2a)$$

$$V_c = \left[0.05 \sqrt{f_{ck}} + \frac{l_w (0.10 \sqrt{f_{ck}} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \quad (2b)$$

$$V_s = \frac{A_{vh} f_y d}{s_h} \quad (3)$$

여기서, f_{ck} 는 콘크리트의 설계기준 압축강도(MPa), l_w 는 벽체 단면길이(mm), h 는 벽체 두께(mm), d 는 종방향 인장철근의 중심에서 압축콘크리트 연단까지의 거리($=0.8l_w$, ACI 349), V_u 는 단면에서의 계수전단력(kN), N_u 는 계수축력(kN), A_{vh} 는 수평철근의 단면적(mm²), f_y 는 수평철근의 항복강도(MPa), s_h 는 수평철근의 간격(mm)이다. 콘크리트에 의한 전단강도 V_c 는 식 (2a)와 (2b) 중에서 작은 값으로 사용된다.

한편 ACI 318 및 ACI 349의 내진규정에 의하여 벽체의 전단강도는 다음 식으로도 계산할 수 있다.

$$V_n \leq A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f_{ck}} + \rho_t f_y) \quad (4)$$

우변의 첫 번째와 두 번째 식은 각각 콘크리트와 철근의 기여도를 가리킨다. 식 (4)에서 A_{cv} =단면의 전체면적(mm²), 계수 α_c 의 값은 $h_w/l_w \leq 1.5$ 일 때 0.25이다.

일반규정 및 내진 규정에 의하여 V_n 의 최대값을 식 (5)와 같이 제한하며, 따라서 배치가 가능한 최대 전단철근의 기여도는 각각 식 (6) 및 (7)과 같이 정의된다.

$$V_n \leq \frac{5}{6} \sqrt{f_{ck}} h d \quad (5)$$

$$V_{smax} = \frac{5}{6} \sqrt{f_{ck}} h d - V_c \quad (6)$$

$$V_{smax} = \frac{5}{6} \sqrt{f_{ck}} h d - \alpha A_{cv} \sqrt{f_{ck}} \quad (7)$$

식 (6), (7) 중에 더 작은 값이 배치할 수 있는 최대 전단철근의 기여도로 결정된다.

2.2 주요 실험 변수 및 실험체 상세

이 연구에서는 형상비 1.0의 낮은 실험체 8개가 제작되었다(Fig. 1, 2, Table 1). 직사각형 단면을 가진 실험체(실험체 S1, S2, S3, S5, S6, S7, S8)는 1500 mm(너비) × 1500 mm(높이) × 200 mm(두께)의 크기를 가지며, 바벨형 단면을 가진 실험체(실험체 S4)는 단면크기 200 mm × 300 mm의 단부구속요소를 가진다(Fig. 1, 2, Table 1).

각 실험체 별로 사용된 철근의 자름 및 항복강도를 Table 1에 나타내었다. 실험체 S3, S6의 콘크리트 압축강도가 70 MPa, 나머지 6개 실험체의 콘크리트 압축강도는 46 MPa이었다.

실험체 S2을 제외한 모든 실험체에는 수평철근(D13), 복부수직철근(D16), 단부휨철근(D35 또는 D16)에 550 MPa 급 철근이 사용되었다. D13, D16, D35 철근의 측정된 항복강도는 각각 667 MPa, 653 MPa, 617 MPa이었다. 실험체 S2의 복부수직철근 및 단부휨철근에는 550 MPa 급 철근을 사용하였으나, 수평철근은 420 MPa 급 철근(실제

Fig. 1 Dimensions of specimen S1 (unit: mm)

Fig. 2 Cross-sections of test specimens

Table 1 Parameters of test specimens

Specimen	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
Major design parameter	Control specimen	420MPa bars	High strength concrete	Barbell shaped section	Control specimen	High strength concrete	Boundary element	Flexural yielding
Sectional shape	Rectangle	Rectangle	Rectangle	Barbell	Rectangle	Rectangle	Rectangle	Rectangle
Failure mode	Shear				Flexure			
Compressive strength of concrete (MPa)	46.5	46.5	70.3	46.5	46.1	70.3	46.5	46.5
Horizontal bars (D13)	V_s/V_{smax}	1.01	0.95	0.89	0.87	0.50	0.44	0.50
	Yield strength (MPa)	667	445	667	667	667	667	667
	Bar ratio in web	0.0051	0.0068	0.0051	0.0051	0.0025	0.0025	0.0025
Vertical bars (D16)	Yield strength (MPa)	653						
	Bar ratio in web	0.0066	0.0066	0.0066	0.0054	0.0036	0.0036	0.0036
	Number-diameter	12-D36	12-D36	12-D36	12-D36	8-D36	8-D36	8-D36
Flexural bars	Yield strength (MPa)	617						
	Bar ratio at B/E	0.097						
	Boundary hoop (Y/N)	N	N	N	Y	N	N	Y

항복강도 $f_y=446$ MPa)을 사용하였다.

기준 실험체 S1에 대해 콘크리트 압축강도, 벽체 두께, 유효 벽체길이는 각각 46 MPa, 200 mm, 1200 mm이며, 식 (2a)에 의한 콘크리트 강도(650 kN)가 식 (2b)에 의한 콘크리트 강도(557 kN)보다 크므로, 이 중 작은 값인 $V_c=557$ kN으로 계산되었다. 또한, 식 (6)에 의한 $V_{smax}(=811$ kN)가 식 (7)에 의한 $V_{smax}(=853$ kN) 보다 작으므로, 전단철근에 의한 허용최대전단강도는 $V_{smax}=811$ kN으로 계산되었다. 기준실험체 S1의 실제 전단철근에 의한 전단강도 V_s 는 허용최대전단강도 $V_{smax}(\rho_h=0.0051)$ 와 같도록 하였다. 여기서 사용된 전단철근은 550 MPa 급 D13($A_{vh}=126.7$ mm²) 철근이며, 실제 항복강도는 $f_y=667$ MPa로 측정되었다. 식 (3)에 따라 수평철근의 간격 s_h 은 250 mm로 설계되었다. 수평철근비, 복부수직철근비, 단부요소휨철근비는 각각 $\rho_h=0.0051$, $\rho_v=0.0066$, $\rho_{be}=0.097$ 이었다. 단부요소 면적은 벽체 측면부에서 최내측 단부휨철근으로부터 내측으로 50 mm 떨어진 위치까지의 거리와 벽체 두께의 곱으로(Fig. 2의 빗줄 구분 참고), 복부면적은 벽체단면의 전체면적에서 단부면적을 제외한 면적으로 정의하였다. 콘크리트 압축강도는 46 MPa 이었다.

실험체 S2~S4는 실험체 S1과 같은 방법으로 전단철근에 의한 전단강도 $V_s \approx V_{smax}$ 로 설계되었다. 실험체 S2는 수평철근의 항복강도에 따른 전단강도에 대한 영향을 검증하기 위해 420 MPa 급 수평철근(D13)을 사용하였다. 수평철근비는 실제 항복강도 $f_y=446$ MPa 기준 최대수평철근강도 V_{smax} 에 해당하는 $\rho_h=0.0068$ 이었다. 그 밖의 상세는 실험체 S1과 같다(Fig. 2(b)).

실험체 S3는 전단강도 대한 콘크리트 강도의 영향을 검증하기 위해 압축강도 70 MPa의 고강도 콘크리트를 사용하였다. 철근 상세는 실험체 S1과 동일하다(Fig. 2(c)).

실험체 S4는 단면형태에 따른 전단강도에 대한 영향을 검증하기 위해, 바벨형 단면을 사용하였다. 바벨형 단면은 200 mm × 300 mm 단면 크기의 단부구속요소를 가진다. 수평철근비 및 단부휨철근비는 실험체 S1과 동일하나($\rho_h=0.0051$, $\rho_{be}=0.097$), 바벨형 단면을 사용함에 따라 증가된 복부면적에 의해 복부수직철근비가 $\rho_v=0.0066$ 에서 $\rho_v=0.0054$ 로 감소하였다(Fig. 2(d)).

실험체 S5~S8은 전단철근비가 작은 경우의 거동을 연구하기 위하여 전단철근에 의한 전단강도 $V_s \approx V_{smax}/2$ 로 설계하였으며 수평철근비는 $\rho_h=0.0025$ 가 되도록 하였다.

실험체 S5는 550 MPa 급 D13 전단철근의 항복강도 $f_y=667$ MPa를 기준으로 최대수평철근강도 V_{smax} 의 50%를 사용한 실험체이다. 수평철근비, 복부수직철근비, 단부휨철근비는 각각 $\rho_h=0.0025$, $\rho_v=0.0036$, $\rho_{be}=0.097$ 으로 실험체 S1에 비해 복부수평철근비는 50%, 복부수직철근비는 55%로 각각 감소하였다. 실험체 S1에 비해 수평철근을 절반으로 감소시키고 설계기준을 만족하도록 수직 간격을 유지하기 위해 Fig. 2(e)와 같이 양면에 엇갈려서 배치하였다. 콘크리트의 압축강도는 46 MPa이었다.

실험체 S6은 압축강도 70 MPa의 고강도 콘크리트를 사용하였다. 철근 상세는 실험체 S5와 동일하다(Fig. 2(f)).

실험체 S7은 실험체 S5와 동일한 철근상세이나 단부에 횡구속 후프를 사용하여 전단강도에 대한 횡구속 후프의 영향을 검증하고자 하였다(Fig. 2(g)).

전단파괴 실험체(S1~S7)에 대해서는 휨 항복 전에 전단파괴가 발생하도록 벽체 단부에 충분한 휨철근을 배치하였다. 일반적으로 설계전단강도가 보수적임을 고려하여 벽체의 휨강도가 식 (1)에 의한 전단강도의 약 2배가 되도록 단부휨철근 및 복부수직철근이 배치되었다. 설계휨강도의 계산 시에 축력의 영향이 고려되었다.

휨항복 실험체 S8에 대해서는 벽체의 내진성능을 검증하기 위해 설계전단강도와 설계휨강도가 동일하도록 설계하여 전단파괴전에 휨항복의 발생여부를 검증하고, 항복 후 연성도를 검증하였다. 양단부의 휨철근으로 8-D35 대신 8-D16을 사용하여 휨항복을 유도하였다. 그 밖의 상세는 실험체 S7과 같다(Fig. 2(h)).

복부수직철근비는 결정된 각 실험체의 수평철근비에 따라 결정하였다. 필요복부수직철근비를 ACI 318 및 ACI 349의 벽체전단철근설계 규정에 의해 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/l_w)(\rho_h - 0.0025) \quad (7)$$

또한 ACI 318 및 ACI 349 내진규정에서는 $h_w/l_w \leq 2.0$ 인 벽체에 대하여 복부수직철근비가 수평철근비보다 작지 않도록 규정하고 있다. 이를 만족하도록 실험체 S1~S3에는 $\rho_v=0.0066$, 실험체 S4에는 $\rho_v=0.0054$, 실험체 S5~S8에는 $\rho_v=0.0036$ 의 수직철근비가 각각 사용되었다. 실험체의 수평철근 및 복부수직철근의 철근간격은 ACI 318 및 ACI 349에 의한 최소철근간격(수평철근최소간격: 300 mm, 수직철근최소간격: 500 mm)을 만족시켰다.

2.3 가력계획 및 계속계획

각 실험체에 Fig. 3과 같은 셋업을 이용하여 축력과 휨력을 동시에 재하하였다. 축력은 벽체 단면의 콘크리트 압축력 $A_c f_{ck}$ 의 7% 수준으로 일정하게 유지되었으며, 이는 46 MPa, 70 MPa 콘크리트에 대해 각각 970 kN, 1470 kN에 해당한다. 실험체 S4는 증가된 바벨 단부면적으로 인하여 압축력이 1095 kN으로 증가하였다.

이전 실험 결과³⁾에 의하면 반복휨력을 받는 전단벽의 파괴강도는 단조가력을 받는 전단벽의 파괴강도보다 약 10% 작았다. 이는 반복휨력에 의해 직교방향의 인장균열이 생기며, 철근과 콘크리트 사이의 부착이 감소되기 때문이다. 따라서 전단파괴모드 실험체의 직교방향 균열폭에 의한 영향과 휨항복모드 실험체(S8)의 내진성능을 검증하기 위해 반복휨력이 재하되었다. 반복휨력 재하방법은 Acceptance Criteria for Special Precast Concrete Structural

Fig. 3 Test set-up (unit: mm)

Fig. 4 Lateral loading protocol

Walls⁹⁾의 절차를 따랐으며, 단계별 중간변위각을 Fig. 4에 나타내었다. Fig. 3과 같이, 벽체 패널의 수평변위, 중간변위각, 하부보의 미끄러짐, 전단변형 및 직교방향의 평균균열폭이 측정되었다. 콘크리트 복부에 위치한 수평철근의 중심에 변형률 게이지가 부착되었으며, 하부보로부터 소성힌지 영역 이내인 약 30 mm 높이에서 단부휨철근 및 복부수직철근의 변형률을 각각 측정하였다(Fig. 1).

3. 실험 결과

3.1 하중-변위 관계

Fig. 5는 각 실험체의 횡하중-변위(변위각) 관계를 나타낸다. 각 실험체의 예측 전단강도, 예측 휨강도를 함께 나타내었다. 실험체 S1~S7은 예측 휨강도에 도달하지 않았으므로, 계측된 횡하중은 전단강도에 의해 결정되었다.

최대수평철근비(667 MPa, $\rho_h=0.0051$)와 46 MPa 콘크리트 강도를 사용한 실험체 S1에서는 변위각 1.0%에서 하중이 급격히 저하되며 실험이 종료되었다(Fig. 5(a)). 최대강도는 2187 kN(+), 2129 kN(-)이었다.

667 MPa 수평철근 대신 446 MPa 수평철근($\rho_h=0.0068$)을 사용한 실험체 S2는 실험체 S1과 비슷한 하중-변위

Fig. 5 Lateral load-displacement relationships of specimens (○: web crushing, △: diagonal shear cracking, ◇: edge concrete crushing, □: horizontal bar buckling)

관계를 보였으며, 변위각 1.00~1.25%에서 급격히 하중이 저하되며 실험이 종료되었다(Fig. 5(b)). 최대강도는 2331 kN(+), 2265 kN(-)로 실험체 S1에 비해 평균 7% 증가된 최대강도를 보였다.

70 MPa 콘크리트를 사용한 실험체 S3은 고강도 콘크리트의 사용으로 실험체 S1보다 작은 변위각 0.75%에서 파괴되었다(Fig. 5(c)). 최대강도는 2035 kN(+), 2135 kN(-)로 더 큰 콘크리트 강도를 사용하였음에도 불구하고 실험체 S1에 비해 최대강도가 증가하지 않았다.

바벨형 단면을 사용한 실험체 S4은 보다 큰 변위각 1.25%에서 하중과 강성이 급격히 감소하며 실험이 종료되었다(Fig. 5(d)). 단부 요소의 영향으로 인해 최대강도는 2579 kN(+), 2510 kN(-)로 실험체 S1에 비해 최대강도가 평균 17% 증가하였다.

실험체 S5는 D13 철근의 항복강도(667 MPa)를 기준으로 V_{smax} 의 50%($\rho_h=0.0025$)와 46 MPa 강도의 콘크리트를 사용한 실험체이다. 실험체 S5는 실험체의 미끄러짐 발

Table 2 Comparison of shear strengths predicted by current design codes

Specimen	Flexural strength (kN) V_f	Test results			Ratio of test strength to predictions				
		Maximum strength (kN) V_{test}	Drift at V_{test} (mm) δ_{test}	Failure mode	ACI 349 Shear provision V_{test}/V_n	ACI 349 Seismic provision V_{test}/V_{seis}	Eurocode2 (expected failure mode) V_{test}/V_{RD}	Shear prediction by Whittker V_{test}/V_{Wh}	FE analysis V_{test}/V_{FE}
S1	2914	2158	17.5	Diagonal shear cracking, Web concrete crushing	1.59	1.59	2.23 (DC)	1.27	1.00
S2	2914	2298	17.5		1.75	1.69	2.37 (DC)	1.36	1.00
S3	3200	2085	17.5		1.33	1.27	1.72 (DT)	1.08	0.88
S4	3142	2544	13.1		1.80	1.53	2.63 (DC)	1.28	1.02
S5	2228	1477	17.5		1.53	1.46	2.07 (DT)	1.11	0.86
S6	2400	1876	17.5		1.62	1.65	2.54 (DT)	1.35	0.91
S7	2228	1915	17.5		1.99	1.73	2.69 (DT)	1.48	0.94
Average	2751	2051	16.8		1.66	1.51	2.32	1.28	0.95

Note) diagonal compression failure, DT: diagonal tension failure

생으로 인해 비대칭적으로 가력되었다. 하부보에서 측정된 미끄러짐을 보정한 횡하중-변위관계를 Fig. 5(e)에 나타내었다. 변위각 0.25%까지는 양과 음의 방향으로 횡하중이 대칭적으로 가해졌으나, 그 이후 변위각에서는 양의 방향으로만 반복하중이 가력되었다. 변위각 1.0%에서 최대하중에 도달 후 변위각 -1.0%까지 단조하중이 가력되었다. 최대강도는 1468 kN(+), 1487 kN(-)로, 2배의 수평철근량과 1.83배의 복부수직철근량을 사용한 실험체 S1보다 31% 작은 평균 최대강도를 보였다.

수평철근비 $\rho_h=0.0025$, 70 MPa 콘크리트를 사용한 실험체 S6는 변위각 1.0%에서 파괴되었다. 최대강도는 1931 kN(+), 1821 kN(-)로 실험체 S5에 비해 평균 26% 증가하였으며, 실험체 S1보다 13% 작은 평균최대강도를 보였다 (Fig. 5(f)).

수평철근비 $\rho_h=0.0025$, 단부 횡구속 후프를 사용한 실험체 S7은 변위각 1.0%에서 강도가 감소하였으나, 단부 횡구속 후프에 의해 변위각 1.25%까지 파괴되지 않고 잔존강도를 유지하였다(Fig. 5(g)). 최대강도는 2060 kN(+), 1771 kN(-)로 실험체 S5에 비해 29% 큰 평균최대강도를, 실험체 S1보다는 12% 작은 평균최대강도를 보였다.

횡향복 실험체 S8은 조기전단파괴 없이 횡향복이 발생하였으며, 예측휨강도보다 큰 하중재하능력을 보였다 (Fig. 5(h)). 좌의측에 배치된 단부휨철근이 항복한 변위각 0.45%, 강도 940 kN 까지 선형탄성의 거동을 보였다. 변위각 0.75%에서 강성이 급격히 감소하였으며, 변위각 1.60%에서 최대강도 1149 kN(+), 1075 kN(-)에 도달하였다. 변위각 2.50%까지도 최대강도와 동일한 수준의 하중을 유지하며 큰 연성능력을 보였으며, 변위각 +2.57%, -2.85%에서 하중재하능력이 각 최대하중의 75%(861 kN(+), 806 kN(-)) 미만으로 감소하면서 실험이 종료되었다. 실험체 S8의 연성도는 $5.7(\Delta_u/\Delta_y=2.57/0.45)$ 양의 방향), $4.2(\Delta_u/\Delta_y=2.85/0.68)$, 음의 방향이었다. 여기서, 항

복변위 Δ_y 는 등가탄소성관계에서 원점과 최대하중의 75%점을 잇는 할선이 최대하중에 도달할 때의 변위로, 극한변위 Δ_u 는 최대하중 이후 최대하중의 75% 미만으로 하중이 감소할 때의 변위로 정의하였다.¹⁰⁾

Table 2는 각 전단파괴 실험체(실험체 S1~S7)의 최대강도, 최대강도 발생 시의 변위각, 파괴모드, ACI 349 전단규정 및 내진규정에 의한 예측전단강도 등을 포함한 여러 예측전단강도를 나타낸다. 휨강도는 단면해석에 의해 예측되었으며 ACI 349 예측전단강도 V_n 및 V_{seis} 는 각각 식 (1)~(3) 및 (6)에 근거하여 예측되었다.

전단파괴모드 실험체의 최대강도 V_{test} 는 예측전단강도 V_n (식 (1))보다 큰 하중재하능력을 보였다($V_{test}/V_n=1.33\sim1.99$). 이 결과는 형상비 1.0의 낮은 벽체에 대한 식 (1)이 보수적이며 550 MPa 급 철근을 사용하였을 경우에도 식 (1)을 사용할 수 있음을 나타낸다.

3.2 손상 및 파괴모드

Fig. 6은 실험체 S1, S2의 변위각 증가에 따른 벽체 패널의 손상을 나타낸다.

최대 수평철근비(667 MPa, $\rho_h=0.0051$)와 46 MPa 콘크리트 강도를 사용한 실험체 S1의 최초의 대각균열은 변위각 0.15%에서 패널 하단부에 발생하였다(687 kN). 변위각 0.6%에서 패널의 상단부와 하단부 사이에서 시작하여 여러개의 대각균열이 동일한 각도로 패널의 하부보까지 연결되면서 콘크리트 스트럿을 형성하였다(Fig. 6(b)). 변위각 1.0%에서 대각균열폭이 확대되면서 패널이 두 부분으로 분리되었다. 분리된 틈 사이로 상부 패널이 미끄러짐과 동시에 패널 하단부 압괴가 동반되었으며(Fig. 6(c)), 반대 방향으로 재하시에는 대각전단균열, 단부압괴와 함께 콘크리트 복부압괴가 함께 발생하며 실험이 종료되었다(Fig. 6(c)).

(a) Drift ratio = 0.2%

(b) Drift ratio = 0.6%

(c) Drift ratio = 1.0%

Fig. 6 Development of damage patterns in specimens S1 (left), and S2 (right)

446 MPa 수평철근과 수평철근비($\rho_h=0.0068$)를 사용한 실험체 S2는 실험체 S1과 동일한 파괴모드를 보였다. 최초의 대각균열 발생 변위각은 0.20%로 보다 뒤늦게 발생하였다(Fig. 6(a)). 그러나 변위가 증가함에 따라 대각균열의 확대(변위각 0.60%, Fig. 6(b)) 및 복부콘크리트 압괴(변위각 1.00~1.25%, Fig. 6(c))가 실험체 S1과 동일 변위각에서 발생하면서 균열 양상에 차이가 없었다. 더 작은 수평철근 간격을 가진 실험체 S2(180 mm)가 실험체 S1(250 mm)보다 균열간격이 더 좁았으며, 변위각 1.0%에서는 콘크리트 복부압괴에 의해 발생한 손상이 더 컸다(Fig. 6(c)).

Fig. 7은 실험체 S3~S8의 파괴모드를 나타낸다. 실험체 S1, S2와 마찬가지로(Fig. 6(c)), 공통적으로 대각전단균열과 복부 콘크리트 압괴에 의해 파괴되었다.

바벨형 실험체 S4는 대각전단균열이 발생하였으나, 단부요소의 횡구속 영향으로 인해 그 이후의 단부압괴와 대각균열 미끄러짐이 발생하지 않았으며(Fig. 7(b)), 다른

(a) Specimen S3

(b) Specimen S4

(c) Specimen S5

(d) Specimen S6

(e) Specimen S7

(f) Specimen S8

Fig. 7 Damage patterns after failure of test specimens S3~S8

실험체들에 비해 콘크리트 복부압괴에 의한 손상이 더 컸다. 또한, 수평철근비 $\rho_h=0.0025$ 와 단부횡구속후프를 사용한 실험체 S7(Fig. 7(e))에서도 단부 횡구속에 의해 단부 콘크리트 압괴와 대각전단균열의 미끄러짐이 발생하지 않았다. 변위각 1.25%에서 콘크리트 복부압괴에 의해 콘크리트가 탈락되고 수평철근이 노출되면서 수평철근의 좌굴이 발생하였다.

휨항복 실험체 S8은 대각균열이 발생하기 전에 초기 휨균열이 발생하였다. 변위 증가에 따라 대각경사균열이 하부에서부터 상부로 확대되었으며, 콘크리트 스트럿이 형성되었다. 변위각 0.75% 이후부터는 대각경사균열이 열리고 닫히는 현상이 반복되었다. 휨 손상으로 인하여 패널 하부에 손상이 집중되었으며, 패널 하단부의 콘크리트가 일부 탈락하였다. 소성힌지 구간의 콘크리트 손상에도 불구하고 변위각 2.5% 까지 파괴되지 않았다. 변위각 2.5~3.2%에서 대각전단균열의 폭이 확대되며 대각균열사이로 미끄러짐이 발생하였고, 복부 콘크리트 압괴가 발생하면서 실험이 종료되었다(Fig. 7(f)).

3.3 철근 변형률

Fig. 8(a), (b)는 실험체 S1의 수평철근, 복부수직철근, 단부휨철근의 변형률 분포를 철근의 항복변형률을 함께 나타낸다. Fig. 1에 철근에 부착된 변형률 게이지의 위치를 나타내었다. 단부휨철근 및 복부수직철근은 모두 항복하지 않았다(Fig. 8(a)). 반면 복부중앙부에 가장 가까이 위치한 수평철근이 변위각 1.0%에서 항복하였다(Fig. 8(b)). 항복한 수평철근의 위치는 콘크리트 복부압괴로 수평철근이 노출된 중앙부이며, 노출된 중앙부 철근에 응력이 집중되었다.

그 밖의 모든 전단파괴 실험체들(S2~S7)에서도 한 개 이상의 수평철근(주로 중앙부 수평철근)이 항복하였으며, 복부수직철근은 모두 항복하지 않았다. 실험체 S2, S6을 제외한 모든 전단파괴실험체에서 단부휨철근은 항복하지

않았다. 실험체 S2, S6은 최대강도에 도달할 때 일부 단부휨철근(최외측 휨철근)이 항복하였다.

Fig. 8(c), (d)는 휨항복 실험체 S8의 복부수직철근, 단부휨철근, 수평철근의 변형률 분포를 나타낸다. 실험체 S8은 단부수직철근과 복부수직철근에서 전단파괴모드실험체의 철근보다 상대적으로 큰 변형률을 보이며 모두 항복하였다(Fig. 8(c)), 수평철근도 일부 항복하였다(Fig. 8(d)). 단부휨철근과 복부수직철근에 모두 영구인장변형이 발생하였고, 수평철근보다 상대적으로 큰 변형을 나타냈다.

3.4 패널전단변형률

상·하부의 X형 대각 LVDT(Fig. 1)로부터 두 영역을 합친 전체 패널(1300 mm × 1300 mm)의 대각길이변화를 측정하였으며, 그 결과로부터 다음 식으로 평균전단변형률을 계산하였다(Fig. 9).

$$\gamma_{avg} = \frac{(d'_1 - d_1)d_1 - (d'_2 - d_2)d_2}{2hL} \quad (8)$$

Fig. 10은 각 실험체의 횡하중-평균대각전단변형률(rad)

Fig. 9 Estimation of average shear distortion from measured data

Fig. 8 Measured strains of flexural bars, vertical and horizontal web-bars in specimen S1 and S8

Fig. 10 Lateral load-shear distortion relationships of specimens

을 나타낸다. 단부횡구속후프가 없는 실험체 S1, S2, S3, S5, S6, S7은 공통적으로 비교적 적은 0.005rad 이하에서 최대강도에 도달했다(Fig. 10(a), (b), (c), (e), (f)). 실험체 S5는 하부보 미끄러짐에 의한 좌우 비대칭적인 가력으로 인해 파괴시 비교적 큰 전단변형률을 보였다. 반면, 횡구속후프를 사용한 실험체 S4, S8(Fig. 10(d), (h))은 최대강도 발생 시 0.007~0.008 rad이었다. 모든 실험체에서 파괴 후에 평균전단변형률이 크게 증가 하였는데, 이는 실험체의 파괴가 전단파괴에 의해 발생했음을 가리킨다.

실험 결과로부터 평균균열폭이 평가되었다. 550 MPa 급 철근을 사용한 실험체 S1의 최대하중에서의 평균균열폭은 0.82 mm(=계측대각변위(8.17 mm)/대각균열수(11개))이었다. 반면에 420 MPa 철근을 사용한 S2의 평균균열폭은 0.63 mm(=6.06 mm/9개)이었다. 이 결과는 420 MPa 급 철근을 사용한 실험체 S2에서 복부철근의 더 큰 단면적과 간격이 전단변형률과 대각전단균열폭을 감소시켰음을 가리킨다.

4. 변수별 전단강도에 미치는 영향

4.1 수평철근 항복강도의 영향

550 MPa 급 수평철근과 420 MPa 급 수평철근을 각각 사용한 실험체 S1, S2의 실험 결과를 비교하여 수평철근 강도의 전단강도에 대한 영향을 파악하였다(Table 2).

ACI 349 일반전단규정에 의한 설계전단강도식(식 (1))은 실험체 S1을 S2보다 큰 강도로 평가하였으나, 실험 결과 실험체 S2가 실험체 S1보다 평균 6% 더 큰 최대강도를 보이며, 수평철근의 항복강도가 클수록 전단강도가 감소하는 경향을 보였다(Fig. 5(a), (b)). 이는 고강도 철근을 사용함에 따라 수평철근의 단면적이 감소하여 대각균열폭이 증가하였으며 최종파괴모드인 콘크리트 압괴시의 강도를 감소시켰기 때문으로 판단된다(Fig. 6(c)). 그러나 실험체 S1과 S2 모두 설계기준강도인 식 (1)보다 각각 58%, 75% 큰 충분한 여유강도를 보였다.

4.2 수평철근량 및 콘크리트 압축강도의 영향

최대수평철근비의 절반($\rho_h=0.0025$)을 사용한 실험체 S5, S6와 최대수평철근비($\rho_h=0.0051$)를 사용한 실험체 S1, S3의 콘크리트 압축강도에 따른 최대강도를 비교하였다(Table 2). 현행기준에서 최대철근비는 콘크리트 강도가 증가하면서 증가하는 것으로 규정되어 있으므로, $f'_c=70$ MPa인 경우, 최대전단강도가 더 크다. 실험 결과에서도, 최대수평철근비의 절반($\rho_h=0.0025$)을 사용한 실험체(실험체 S6)에서는 콘크리트 압축강도의 증가에 따라 최대강도가 약 26% 증가하였다. 이는 고강도 콘크리트를 사용함에 따라서 대각 스트럿의 강도가 증가하였기 때문이다. 반면에 최대수평철근비($\rho_h=0.0051$)를 사용한 실험

체에서는 콘크리트 압축강도가 $f'_c=46$ MPa에서 $f'_c=70$ MPa로 증가함에 따라 최대강도가 증가하지 않았으며(실험체 S3), 이 결과는 최대전단강도가 콘크리트 강도에 관한 함수라는 설계기준에 배치된다. 이러한 결과는 일정한 철근비를 초과할 경우, 고강도 콘크리트를 사용하여도 대각 스트럿의 강도가 증가하지 않음을 나타낸다.

4.3 단부 횡구속 후프의 영향

실험체 S5, S7은 단부횡구속후프 유무에 따른 전단강도의 차이를 보여준다. ACI 318 및 ACI 349 내진설계 기준에서 단부 요소와 복부의 기여도를 고려하여 실험체 S7의 설계전단강도는 횡구속 후프가 없는 실험체 S5의 전단강도 1015 kN보다 약 8% 증가한 1101 kN로 계산되었다(Fig. (e), (g)). 실험 결과에서도 실험체 S7의 전단강도는 실험체 S5에 비해 최대강도가 평균 29%(437 kN) 증가하였다(Table 2). 횡구속후프는 단부휨철근을 구속하여 내진성능을 높일 뿐만 아니라, 전단파괴 발생 시 압축대 콘크리트를 구속하여 패널 하단부의 압괴를 지연시키며 전단강도를 증가시켰다.

4.4 바벨형 단면 및 단부 횡구속 후프의 영향

실험체 S1, S4는 벽체의 단면형태에 따른 전단강도의 차이를 보여준다. 바벨형 실험체 S4의 내진규정에 의한 전단강도는 단부횡구속후프 및 바벨형 단면을 사용함에 따라 실험체 S1의 설계전단강도 1356 kN보다 약 13% 증가한 1537kN으로 평가하였다(Fig 5(a), (d)). 실험 결과에서도 바벨형 단면 실험체 S4는 단부요소의 영향으로 인하여 약 18%(392 kN) 더 큰 최대강도를 발휘하였다(Table 2).

5. 유한요소해석

벽체의 비선형 유한요소해석을 위해 RCAHEST¹¹⁾프로 그램을 사용하였다. 실험체에 대한 보다 신뢰성 있는 해석 결과를 얻기 위하여, 3점 가우스 적분을 적용한 8절점 등매개요소(RC plane stress element)와 하중 재하 위치에서 콘크리트의 국부적인 파괴를 방지하기 위한 탄성체 요소(elastic element) 및 기초와 벽체의 접합부에서의 정착슬립 등의 불연속 변위를 고려하기 위한 경계면 요소(interface element)를 각각 적용하였으며, 실험에서와 동일한 하중 이력 재하를 통한 비선형 유한요소 해석을 수행하였다(Fig. 3). 콘크리트 요소는 인장균열에 의한 콘크리트 강도의 감소를 반영하도록 Okamura와 Maekawa연구^{12,13)}의 모델을 사용하였다.

Fig. 11은 각 실험체의 유한요소해석에 의한 횡하중-변위(변위각) 관계를 실제 실험 결과 관계와 비교한다. 유한요소해석에 의한 횡하중-변위 관계는 모든 실험체의 최대하중 및 파괴시의 변위를 비교적 잘 예측하였다. 특

(a) Specimen S1

(b) Specimen S2

(c) Specimen S3

(d) Specimen S4

(e) Specimen S5

(f) Specimen S6

(g) Specimen S7

(h) Specimen S8

Fig. 11 Lateral load-displacement relationships predicted by finite element analysis

히 콘크리트 복부압괴에 의해 파괴된 전단실험체(실험체 S1~S7)에 대해, 최대강도 도달 후에 직교방향의 인장균

열에 의해 강도를 감소하게 하는 대각콘크리트압괴를 잘 예측하였다. 이 결과는 인장균열이 콘크리트 강도 감소

에 미치는 영향이 550 MPa 급 철근을 사용하여도 일반강도철근을 사용하였을 때와 비슷한 경향임을 나타낸다.

6. 예측전단강도의 비교

Table 2는 각 실험체의 최대강도 V_{test} 와 함께 ACI 349 일반규정 및 내진규정에 의한 전단강도식 V_n 과 V_{scis} , Eurocode 8 전단강도식 V_{RD} ¹⁴⁾ Gulec과 Whittaker 전단경험식 V_{Wh} ¹⁵⁾ 이 연구에서 수행한 유한요소해석에 대한 최대강도 V_{FE} 를 비교하여 나타낸다.

Eurocode 8에서 벽체의 전단강도는 대각압축파괴, 대각인장파괴 및 미끄러짐파괴에 따른 설계강도를 각각 구하고 이들의 최소강도를 전단강도로 평가한다. 최소강도에 해당하는 파괴모드를 괄호 안에 나타내었으며(Table 2), 이는 실제 실험체의 파괴모드와 일치하였다. 그러나, Eurocode 8 전단강도식은 실험체의 최대강도를 $V_{test}/V_{RD}=1.74\sim2.68$ 로 과소평가하였다.

Gulec과 Whittaker¹⁵⁾는 형상비 2.0 이하의 낮은 벽체 실험자료 434개를 통계 분석하여 직사각형 단면, 바벨형 단면, 또는 플랜지 단면을 가진 낮은 벽체의 전단강도 경험식을 제안하였다. 이 제안식은 실험체의 최대강도를 $V_{test}/V_{Wh}=1.08\sim1.48$ 로 예측하며, 550 MPa 급 철근을 사용한 낮은 벽체에 적용하였을 경우에도 전단강도를 비교적 잘 예측하였다.

앞서 수행한 유한요소해석에 의한 최대강도 V_{FE} 는 실험체의 최대강도를 $V_{max}/V_{FE}=0.86\sim1.02$ 로 비교적 정확히 예측하였다.

7. 결 론

원전구조물 벽체에 550 MPa 급 고강도 철근을 적용하기 위해 현행 ACI 349(KEPIC SNC)의 전단강도 기준을 검토하였으며, 550 MPa 급 철근을 사용한 형상비 1.0인 실험체 8개(전단파괴모드 실험체 7개/휨항복모드 실험체 1개)에 반복횡하중을 가하여 실험을 수행하였다. 이 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 전단파괴모드 실험체는 대각전단균열의 확대 이후 단부 콘크리트 압괴 또는 복부 콘크리트 압괴에 의해 파괴되었다. 휨항복모드 실험체는 휨 항복 후의 큰 비탄성 변형이 발생하였고, 대각경사균열의 확대와 복부 콘크리트 압괴로 파괴되었다.
- 2) 전단파괴모드 실험체(실험체 S1~S7)의 최대강도는 현행기준 ACI 349의 공칭전단강도보다 1.33~1.99 배 높은 하중재하능력을 나타냈다. 이 결과는 형상비 1.0의 낮은 벽체에 대한 ACI 349 전단강도식이 550 MPa 급 철근을 사용하였을 경우에도 보수적으로 평가하고 있음을 가리킨다. 또한, 전단파괴모드 실험체에서는 공통적으로 복부수평철근이 한 개 이상 항복하였다.

- 3) 550 MPa 급, 420 MPa 급 수평철근을 사용한 실험체(실험체 S1, S2)는 대각균열의 확대 및 복부콘크리트 압괴가 동일한 변위각에서 발생하면서 균열 양상의 차이가 없었다. 한편, 550 MPa 급 수평철근을 사용함에 따라 6% 전단강도가 감소하였다. 이는, 고강도 철근을 사용함에 따라 수평철근의 단면적이 감소하여 대각균열폭이 증가하였기 때문으로 판단된다.
- 4) 550 MPa 급 전단철근을 사용한 휨파괴 실험체(실험체 S8)는 조기전단파괴 없이 휨항복이 발생하였으며, 공칭 휨강도보다 큰 하중재하능력을 보였다. 휨항복 후 전단파괴에 이르기까지 5.7(+), 4.2(-)의 높은 연성도를 보였다.
- 5) 유한요소해석에 의한 횡하중-변위 관계는 실험에 의한 횡하중-변위 관계와 유사하였다. 특히, 콘크리트 복부 압괴에 의해 파괴된 실험체(실험체 S1~S7)에 대해, 최대강도 도달 후에 직교방향의 인장균열에 의해 감소하는 전단강도를 비교적 잘 예측하였다.
- 6) Eurocode 2 전단강도식은 실험체의 최대강도를 크게 과소평가하였다($V_{test}/V_{RD}=1.74\sim2.68$). Whittaker에 의한 경험전단강도식은 설계식 중에서 실험체의 최대강도를 가장 잘 예측하였다($V_{test}/V_{Wh}=1.08\sim1.48$). 유한요소해석은 실험체의 최대강도를 비교적 정확히 예측하였다($V_{test}/V_{FE}=0.86\sim1.02$).

낮은 벽체에 550 MPa 급 철근을 적용하기 위해서, 추가적인 검증 실험이 필요하며, 특히 항복 후 연성능력 평가와 보다 세장한 형상비 2.0 벽체에 대한 추가 실험이 필요하다.

감사의 글

이 연구는 2011년도 지식경제부의 재원으로 한국에너지 기술평가원(KETEP)의 지원을 받아 수행한 연구 과제입니다(No. 2011T100200162).

References

1. ACI 318 Committee, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*, Farmington Hills, 2011, 170 pp.
2. ACI 349 Committee, *Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI 349 M-06) and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, 2006, 44 pp.
3. Barda, F., Hanson, J. M., and Corley, W. G., "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," *ACI Journal*, Vol. 53, January 1977, pp. 149-202.
4. Lefas, I. D., Kotsovos, M. D., and Ambraseys, N. N., "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls:

- Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism,” *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 1, 1990, pp. 23-31.
5. Gupta, A. and Rangan, B. V., “High-Strength Concrete (HSC) Structural Walls,” *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 2, 1998, pp. 194-204.
 6. Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Aristizabal-Ochoa, J. D., and Corley, W. G., “Hysteretic Response of Reinforced Concrete Structural Walls,” *ACI Structural Journal*, Vol. 63, August 1980, pp. 243-274.
 7. Cardenas, A. E., Hanson, J. M., Corley, W. G., and Hognestad, E., “Design Provisions for Shear Walls,” *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 70, No. 3, 1973, pp. 221-230.
 8. Kabeyasawa, T. and Hiraishi, H., “Test and Analyses of High-Strength Reinforced Concrete Shear Walls in Japan,” *ACI Journal*, Vol. 176, October 1998, pp. 281-310.
 9. Hawkins, N. M., and Ghosh, S. K., “Acceptance Criteria for Special Precast Concrete Structural Walls Based on Validation Testing,” *PCI Journal*, Vol. 49, No. 5, 2004, pp. 78-92.
 10. Park, R., “Ductility Evaluation for Laboratory and Analytical Testing,” *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, Vol. 8, 1988, pp. 605-616.
 11. Lee, H. M., Sung, D. J., Kim, T. H., and Shin, H. M., “Analytical Study on the Inelastic Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Bridge Columns,” *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 10, No. 2, 2006, pp. 11-19.
 12. Okamura, H., Maekawa, K., and Sivasubramaniyam, S., “Verification of Modeling for Reinforced Concrete Finite Element,” *Proceedings of Japan-US Seminar on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures*, Tokyo, 1985, ASCE, pp. 528-543.
 13. Maekawa, K. and Okamura, H., “The Deformational Behavior and Constitutive Equation of Concrete Using the Elasto-Plastic and Fracture Model,” *Journal of the Faculty of Engineering*, University of Tokyo, Series B 37.2 1983, pp. 253-328.
 14. British Standards Institution, Eurocode 8: Design of concrete structures EN1992-1-1: 2004, Brussels: CEN-European Committee for Standardization, 2004, pp. 114-117.
 15. Gulec, C. K. and Whittaker, A. S., “Empirical Equations for Peak Shear Strength of Low Aspect Ratio Reinforced Concrete Walls,” *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 1, 2011, pp. 80-89.

요 약 거대한 벽체를 사용하는 원전구조물의 건설에서, 시공성과 경제성향상을 위해 벽체의 전단철근으로 사용되는 고강도 철근의 사용이 필요하다. 이 연구에서는, 550 MPa 급 철근을 사용한 낮은 벽체(형상비 1.0)의 전단내력과 변형능력을 검증하기 위해 벽체의 반복하중재하 실험이 수행되었다. 실험 변수는 수평철근의 항복강도(550 MPa 급, 420 MPa 급), 콘크리트 압축강도 (46 MPa, 70 MPa), 수평/수직전단철근비, 횡구속후프의 여부, 벽체의 단면형상, 파괴모드(휨항복 전 또는 후 전단파괴)였다. 실험 결과를 420 MPa 급 철근을 사용한 벽체, 그리고 현행설계기준에 의한 예측강도와 비교하였다. 실험 결과로부터 550 MPa 급 철근을 사용한 벽체의 전단강도가 420 MPa 급 철근을 사용한 벽체의 전단강도에 비해 안전여유가 조금 감소하였으나 비슷함을 보였다. ACI 349 전단강도식은 550 MPa 급 철근을 사용한 벽체를 과소평가하였으며, 휨 항복의 실험체의 경우 큰 변형능력을 보였다. 이 결과는 ACI 349 규정이 550 MPa 급 철근을 사용한 낮은 벽체(형상비 1.0)의 내진설계에 안전하게 적용될 수 있음을 가리킨다.

핵심용어 : 550 MPa 급 철근, 원전구조물, 낮은 전단벽체, 전단강도, ACI 349 규정