

---

## 벽체 단부의 횡보강근 양에 따른 변형능력의 평가

### Effect of Edge Confinement on Deformation Capacity in the Isolated RC Structural Walls



한상환\*\*\*  
Han, Sang-Whan



오영훈\*  
Oh, Young-Hun



이리형\*\*\*  
Lee, Li-Hyung

---

#### ABSTRACT

Structural walls have been mostly used for the design of reinforced concrete buildings in seismic areas because they play a role as an efficient bracing system and offer great potential for lateral load resistance and drift control. The lateral resistance system for the earthquake load should be designed to have enough ductility and stable hysteretic response in the critical regions where plastic deformation occurred beyond yielding. The behavior of the reinforced concrete element to experience large deformation in the critical areas by a major earthquake is affected by the performance of the confined core concrete. Thus, the confinement of concrete by suitable arrangements of transverse reinforcement results in a significant increase in both the strength and ductility of compressed concrete. This paper reports the experimental results of reinforced concrete structural walls for wall-type apartment structure under axial loads and cyclic reversal of lateral loads with different confinement of the boundary elements. The results show that confinement of the boundary element by open 'U'-bar and cross tie is effective. The shear strength capacity is not increased by the confinement but deformation capacity is improved.

**Keywords** : structural wall, confinement, transverse reinforcement, deformation capacity

---

\* 정회원, Univ. of Illinois, Visiting Post-Doc

\*\*\* 정회원, 한양대 공과대학 건축공학부 교수, 공박

• 본 논문에 대한 토의를 2000년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 2000년 6월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

## 1. 서론

일반적으로 구조물의 내진설계는 탄성적인 범위 내에서 거동하도록 설계하게 되면 지나치게 비경제적이므로 강진 발생시 항복을 경험하면서 비탄성변형이 발생하도록 허용하고 있다. 따라서, 횡력저항 시스템은 설계지진에 상당하는 지진이 작용하더라도 소성변형이 집중되는 부분에 대하여 충분히 연성적이며 안정적인 이력거동을 확보하도록 설계되어야 한다. 즉, 지진으로 인해 비탄성 영역의 큰 변형을 경험하게 되는 철근콘크리트 부재의 거동은 적절한 횡보강근에 의해서 콘크리트를 구속해줌으로써 강도와 연성을 확보할 수 있을 것이다.

철근콘크리트 벽체는 높은 강성과 강도를 보유하고 있기 때문에 풍하중 또는 지진하중과 같은 수평하중의 저항요소로 광범위하게 사용되고 있다. 이러한 벽체의 단면설계와 배근상세에 대해서 ACI, UBC, NZS, BSL 등의 설계규준에서는 나름대로 규정을 제시하고 있지만 국내규준에서는 충분한 자료가 부족한 점 때문에 명확한 규정을 제시하지 못하고 있는 상황이다. 특히, 국내 아파트 건물의 대표적인 구조형식으로 자리잡은 벽식구조 아파트 건물은 벽체의 단부 횡보강효과에 따라 다른 값의 반응수정계수를 적용하도록 규정하고 있으므로 벽체의 단부 횡보강효과에 따른 이력거동의 특성을 파악할 수 있는 연구자료들이 필요하다고 판단된다.

한편, 벽식구조 아파트 건물의 벽체들은 건물에 작용하는 연직하중과 수평하중을 모두 부담할 수 있도록 내력벽과 전단벽으로서 동시에 기능하도록 설계하는 것이 일반적인 설계현황이다. 연직하중의 작용에 대한 설계는 압축재의 설계방법 또는 경험식에 의한 설계법을 적용하여 설계하면 될 것이지만, 전단벽으로서의 기능을 원만히 발휘하기 위하여 필요한 수평강도, 강성 및 변형능력에 대해서는 어느 정도의 수준이어야 적합할 것인지에 대한 검토가 필요하다고 할 수 있다.

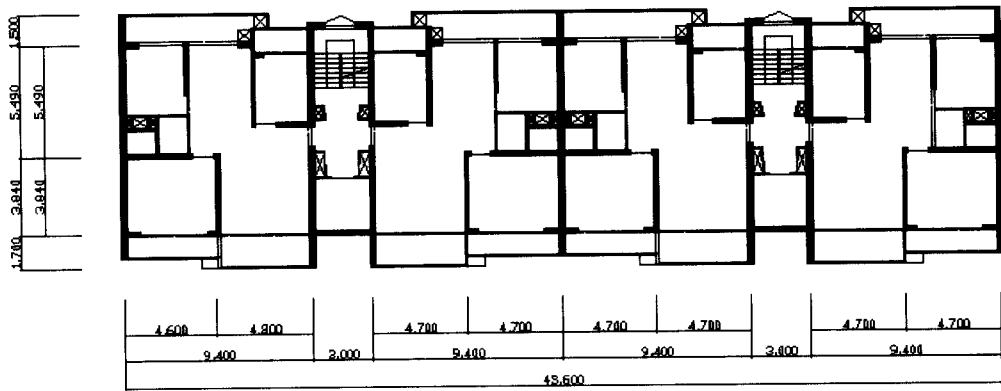
우선, 전단벽으로서 기능을 유지하기 위한 최소한의 변형능력에 대해서 설계규준에서는 1.5%의 변형각을 규정하고 있지만 PCA의 Corley(1973)는 2%의 변형각을 제시하고 있으므로 벽체의 단

부 횡보강 효과에 따른 변형능력의 상관관계를 조사하고자 본 연구를 계획하였다. 또한, 수평강도는 전단파괴가 발생하지 않도록 충분한 전단강도를 확보함으로써 연성적인 휨거동을 유도하는 것이 기본적인 설계방침이라고 할 수 있지만, 특별히 능력설계법(capacity design method)과 같은 별도의 고려는 염두에 두지 않고 현재 국내에서 설계되는 관행에 가능한 충실하려고 하였다.

결론적으로 본 연구에서는 벽식구조 아파트 건물의 벽체를 대상으로 압축부 콘크리트의 강도와 연성을 유지하기 위한 배근상세로서 U형 철근과 타이철근을 채택하였으며, 기둥의 최소 횡보강근 간격을 기준으로 하여 배근된 단부 횡보강근의 유효성과 변형능력을 조사하였다.

## 2. 대상건물의 선정 및 해석

본 연구를 수행하기 위해 선정된 대상 아파트 건물은 단면에 대한 장변의 길이의 비가 큰 장방향 평면형상을 하고 있으며, Fig. 1에 기준층 평면도를 나타내었다. 대상건물의 구조형식은 내력벽 방식으로서 단위세대 전용면적이 84 m<sup>2</sup>인 4세대와 2개의 계단실로 이루어진 20층의 초고층 아파트로서 기준층의 층고는 2.6 m이며, 고정하중은 540 kg/m<sup>2</sup>으로 풍하중은 기준풍속 35m/sec 노풍도 B를 적용하여 산정하였다. 이 건물의 설계는 국내 규준에 준하여 설계되었으며, 지진구역 2에 위치하는 것으로 가정되었으며, 건물 시스템과 구조부재의 응력산정은 ETABS 6.0을 사용하였다. 아파트 1층 벽체에 대한 설계결과와 파괴시 예상되는 최대전단응력도는 Table 1에 나타내었다. 해석 결과, 대부분의 벽체들은 수직, 수평 철근을 최소철근비를 만족하도록 배근하는 경우가 많았으며, 휨강도에 상응하는 전단강도( $V_m$ )와 공칭 전단강도( $V_n$ )의 최소값으로 결정된 예상전단강도( $V_n$ )를 벽체의 유효폭과 콘크리트의 압축강도로 무차원화된 예상최대전단응력도( $V_n / (0.8l_w t \sqrt{f'_c})$ )는 0.56에서 1.41까지의 분포를 보였다. 한편, 등가정적 해석에 의한 유효 전단스팬비( $M/VD$ )는 1.51에서 3.02까지의 분포를 보였으며, El Centro 지진의 시간이력해석에 의한 결과는 Fig. 2의 예시처럼 1.17에서 2.16으로 등가정적 해석보다 최소 4%



- ① total area of each unit : 84 m<sup>2</sup> ② typical story height : 2.6 m ③ planing dimension : 43.6 m × 12.53 m  
 ④ reinforcement : f<sub>y</sub> = 4000 kg/cm<sup>2</sup> ⑤ concrete : f<sub>c</sub> = 270(240) kg/cm<sup>2</sup> ⑥ dead load (typical) : 540 kg/m<sup>2</sup>

Fig. 1 Typical Floor Framing Plan of Wall-type Apartment Building

Table 1 Design Results and Expected Maximum Shear Stress for Walls of Prototype Building at First Story

Specimen	Dimension (m)	Maximum Load	M/VD Equilibrium Static Analysis	M/VD Time History Analysis	Transverse Reinforcement	$\rho_v$ (%)	$\rho_h$ (%)	$V_{in}$ (ton)	$V_{fn}$ (ton)	$V_n$ (ton)	$\frac{V_n}{0.8t_w t \sqrt{f_c}}$
TW1	length:10.92 thickness:0.2 height:2.6	$P_u: 1492.54t$ $M_u: 1906.6tm$ $V_u: 75.55t$	2.31	2.02	4-D13	0.25	0.25	428.6	265.2	265.2	0.92
LW1	length:2.6 thickness:0.15 height:2.6	$P_u: 218.4t$ $M_u: 135.8tm$ $V_u: 33.6t$	1.55	1.49	6-D16	0.2	0.2	91.2	69.4	69.4	1.35
LW2	length:2.5 thickness:0.2 height:2.6	$P_u: 268.9t$ $M_u: 124.5tm$ $V_u: 56.8t$	1.51	1.17	4-D13	0.25	0.25	157.1	92.4	92.4	1.41
TW2	length:5.45 thickness:0.2 height:2.6	$P_u: 493.5t$ $M_u: 266.7tm$ $V_u: 22.7t$	3.02	1.94	4-D13	0.14	0.2	169.9	79.8	79.8	0.56
TW3	length:9.72 thickness:0.18 height:2.6	$P_u: 1037.4t$ $M_u: 1100.7tm$ $V_u: 70.6t$	2.56	1.85	4-D13	0.24	0.24	403.1	172.7	172.7	0.75
LW3	length:5.6 thickness:0.1 height:2.6	$P_u: 530.3t$ $M_u: 938.1tm$ $V_u: 67.2t$	2.51	2.16	6-D19	0.2	0.2	151.2	110.8	110.8	1.00

에서 최대 36 %까지 작은 값을 보였다. 이는 지진 시 벽체에 작용하는 전단력이 고차모드의 영향에 의해서 규준의 증가정적 해석에 의한 값보다 다소 증가할 수 있음을 의미한다. 따라서, 본 연구에서 벽식구조 아파트 건물의 벽체에 대한 이력거동을 평가하기 위하여 실험체의 유효 전단스팬비를 우선 2.0을 선정하였다.

### 3. 실험체 계획과 예상내력

본 연구의 벽체 실험체는 대상 아파트의 해석

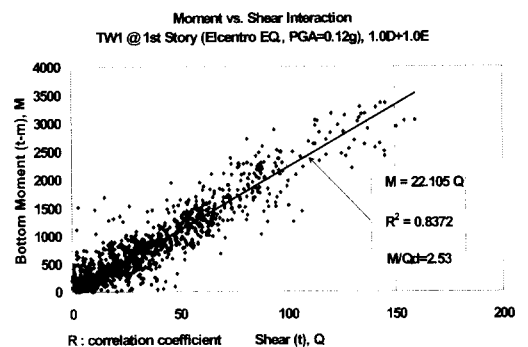


Fig. 2 Shear Span Ratio (M/VD) of Time History Analysis

Table 2 Dimension and Reinforcement of Specimens

Specimen	Section Shape and Dimension $l_w=150\text{cm}$ , $h_w=200\text{cm}$ , $h=20\text{cm}$	Aspect Ratio (M/VD)	Axial Load (N/ $A_g f_c$ )	Longitudinal Reinforcement	Horizontal Reinforcement $\rho_h$ (%)	Vertical Reinforcement $\rho_v$ (%)	Transverse Reinforcement at the Boundary
HRI-W1		2.0	0.10	4-D13	0.28	0.28	D10@200
HRI-W2		2.0	0.10	4-D13	0.28	0.28	D10@200
HRI-W5		2.0	0.10	4-D13	0.36	0.28	D10@100
HRI-W6		2.0	0.10	4-D13	0.28	0.28	-

결과를 바탕으로 단면설계를 수행하고, 벽체 양단 부에는 4개의 D13의 단부 수직보강근을 배치하였다. 한편, 벽체 단부의 횡보강근은 기둥의 최소 횡보강근량을 기준으로 배근간격을 산정하였으며,  $20 d_b$  ( $d_b$ 는 철근직경) 이상의 정착길이를 갖는 D10의 U형 철근과  $6 d_b$  이상  $135^\circ$ 의 구부림 각과  $90^\circ$ 의 구부림각을 갖는 D10의 타이철근으로 벽체길이 10%에 해당하는 양단부에 배근하였다. 벽체의 단면형상은 장방향 단면으로서 두께는 모두 20 cm로 동일하며, 사용재료 중 철근의 항복강도는  $4000 \text{ kg/cm}^2$ , 콘크리트의 설계기준강도는  $270 \text{ kg/cm}^2$ 로 가정하였다.

각각의 실험체 치수와 단면형상 및 특성은 Table 2에 나타나 있으며, 배근상세는 Fig. 3에서 보여주고 있다. 각 실험체들은 동일한 수직철근과 수평철근으로 배근된 장방향 단면형상을 하고 있으며, 기준 실험체(HRI-W1, HRI-W2)를 중심으로 단부 횡보강근의 간격을 1/2로 줄인 HRI-W5와 단부 횡보강근을 배근하지 않은 HRI-W6으로 구성되었다.

실험체의 수평강도( $V_n$ )는 공칭휨강도( $M_n$ )에 상응하는 전단강도( $V_{fn}$ )와 공칭전단강도( $V_{vn}$ )를 구하여 둘 중 작은 값으로 평가하였다. 공칭휨강

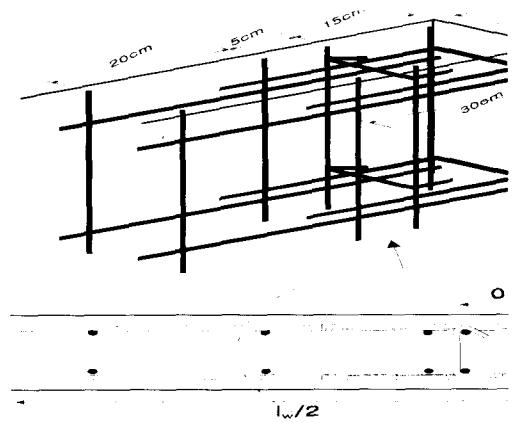


Fig. 3 Confinement Detail Composed of U-bar and Cross Bar

도( $M_n$ )는 실험체의 벽체 길이방향에 걸쳐 변형율이 선형으로 분포하고 콘크리트의 최대 압축변형율을 0.003으로 가정하여 구하였으며 철근의 변형경화 효과는 무시하였다. 따라서, 실험체의 가해진 횡력의 작용점과 분포를 알기 때문에 공칭휨강도에 대응하는 전단강도( $V_{fn}$ )를 구할 수 있다. 한편, 공칭전단강도( $V_{vn}$ )는 콘크리트 구조설계기준(1994)에 의해서 아래의 식(1), (2) 중 작은 값으로 구하였다.

이 식들에서 단위는  $\text{kg}\cdot\text{cm}$ 이며  $h$ 는 전단벽의

Table 3 Expected Maximum Shear Stresses of Specimens

Specimen	$\frac{M}{VD}$	$V_n$ (t)	$M_{\max}$ (t · m)	$V_{\max}$ (t)	$\frac{V_n}{0.8l_w N f_c}$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\frac{V_{\max}}{0.8l_w N f_c}$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\min(v_n, v_m)$	$\frac{V_{\max}}{V_n}$
HRI-W1	2	50.9	115.9	38.6	1.29	0.98	0.98	0.76
HRI-W2	2	50.9	115.9	38.6	1.29	0.98	0.98	0.76
HRI-W5	2	57.7	115.9	38.6	1.46	0.98	0.98	0.67
HRI-W6	2	50.9	115.9	38.6	1.29	0.98	0.98	0.76

$$V_{im} = (0.88\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w}) + \frac{A_v f_y d}{s_2} \quad (1)$$

$$V_{cm} = \left[ 0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0.33\sqrt{f'_c} + 0.2N_u/l_w h)}{M_u/V_u - l_w/2} \right] hd + \frac{A_v f_y d}{s_2} \quad (2)$$

두께,  $d$ 는 전단벽의 유효축( $0.8l_w$ ),  $l_w$ 는 벽체의 길이를 나타낸다.  $N_u$ 는 계수를 적용한 축하중으로서 인장력을 (-)로 하며,  $(M_u/V_u)$ 가 (-)이면 식(2)를 적용할 수 없고  $A_v$ 는 수평전단보강근의 단면적,  $s_2$ 는 수평전단 보강근의 수직간격이다.

예상 최대강도( $V_{max}$ )는 단면해석을 통하여 압축부 콘크리트의 파괴 또는 철근의 인장파단에 도달하는 과정중에서 구한 최대휨강도( $M_{max}$ )에 상응하는 전단강도와 공칭전단강도 중 작은 값으로 결정되었다. 그러나, 본 연구의 단면해석에서는 벽체 단부의 횡보강 효과를 적절하게 고려할 수 있도록 구속된 콘크리트의 응력-변형도 관계를 적용하지는 않았다. Table 3에서는 이상의 과정으로부터 얻어진 결과를 보여주고 있다. Fig. 4에서는 철근의 삼선형(trilinear) 응력-변형율로 가정하고, 포물선의 콘크리트 응력-변형관계를 적용하여  $0.1f_c A_g$  일정한 축력하에서 단면해석으로 계산한 실험체의 모멘트-곡률관계를 보여주고 있다.

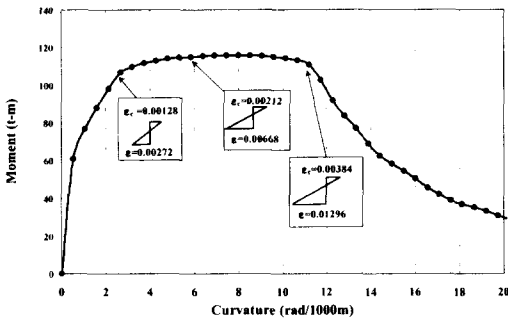


Fig. 4 Moment vs. Curvature Relationship

#### 4. 실험체의 제작과 재료특성

실험체 제작에 사용된 철근은 D25, D16, D13, D10이며, 실험체 상부의 가력보 및 하부의 기초는 실험시의 전단력 및 모멘트에 대하여

충분한 강도 및 강성을 갖도록 단면설계되었다. 보와 기초에 사용된 철근은 주근으로 D25, 늑근은 D13을 사용하였다. 벽체의 수직철근, 수평철근 및 단부횡보강근은 D10을 사용하였으며, 단부의 수직보강근은 D13을 배근하였다.

벽체 단부의 횡보강근은 기둥의 최소 횡보강근 간격을 기준간격으로 설정하였으며,  $20d_b$  ( $d_b$ 는 철근직경) 이상의 정착길이를 갖는 U형 철근과  $6d_b$  이상의  $135^\circ$  구부림각과  $90^\circ$  구부림각을 갖는 타이철근을 사용하여 벽체길이의 10%에 해당하는 양단부 콘크리트를 구속한 경우를 기준 실험체(HRI-W1 & W2)로 설정하였다. 벽체의 수직철근은 부착상실로 인한 파괴모드를 피하기 위하여 요구되는 정착길이의 1.5~2배가 되도록 충분한 정착길이를 확보하였으며, 철근의 단부에는  $90^\circ$  이상의 구부림각을 두었다. 한편, 벽체의 수평철근은 일반적인 시공현황을 반영하기 위하여 추가적인 정착길이나 구부림각을 설치하지 않고, 절단된 상태로 배근하였다.

본 실험에 사용된 철근의 재료특성은 KSB 0801(금속재료 인장시험편 규정) 라호 규정에 따라 인장시험편을 제작하고, KSB 0802의 금속재료 인장시험 방법에 의해 인장시험을 실시하였다. 철근의 인장강도 시험결과는 Table 4에 나타내었으며, 철근의 탄성계수( $E_s$ )는 응력-변형도 곡선에서 탄성 한계점과 원점에 대한 할선계수(Secant Modulus)으로서 산정하였다.

Table 4 Tensile Strength of Reinforcement

Type	Yield Strength (kg/cm <sup>2</sup> )	Yield Strain ( $\times 10^{-6}$ )	Elastic Modulus (t/cm <sup>2</sup> )	Stretch Ratio (%)
D10	3352	2004	$1.83 \times 10^6$	17.6
D13	3614	2206	$1.82 \times 10^6$	14.36
D25	4046	2035	$2.17 \times 10^6$	15.04

실험체의 제작에 사용된 콘크리트의 최대골재 치수는 19 mm, 슬럼프값은 9 cm, 설계기준강도는  $270 \text{ kg/cm}^2$ 이다. 콘크리트의 압축강도 시험용 공시체는 각 실험체의 콘크리트 타설과 동시에  $\phi 100 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$  몰드를 사용하여 KSF 2404에 따라 총12개를 제작하여 실험체와 동일한 상태에

서 양생한 다음 압축강도를 시험하였다. 측정된 콘크리트의 압축강도는 최소 3개의 공시체로부터 구한 값의 평균으로 구하였으며, 표준 공시체(φ 150 mm×300 mm)에 대한 보정값은 측정된 압축강도의 97 %를 취한다. 콘크리트의 탄성계수( $E_c$ )는 응력-변형도 곡선에서 최대응력의 약 1/4에 해당하는 응력에 대한 할선계수로서 산정하였다. 일자별로 시행한 콘크리트의 압축강도 시험결과는 Table 5에 나타나 있다.

Table 5 Mechanical Properties of Concrete

Specimen	Nominal Strength (kg/cm <sup>2</sup> )	Compressive Strength(kg/cm <sup>2</sup> )				Elastic Modulus (t/cm <sup>2</sup> )	Slump (cm)
		3	7	28	Test		
HRI-W1	270	191	215	301	366.7	265.4	9.0
HRI-W2	270	180	224	288	335.3	278.5	9.5
HRI-W5	270	168	219	297	355.0	374.9	9.5
HRI-W6	270	180	223	293	322.9	352.1	9.5

## 5. 실험방법

### 5.1 실험기기 및 장치

본 실험은 한양대학교 안산캠퍼스의 초대형 구조실험동에 있는 실험장치들을 사용하여 진행하였으며, 실험에 사용된 기기는 Table 6에 나타나 있다.

Table 6 Facilities for Testing

Type	Facilities	Capacity	Quantity
Load Facilities	100t Actuator(MTS)	100t	2
	200t Actuator(MTS)	200t	1
	로드셀(Load Cell)	50t	1
Measurement Facilities	자동변형측정기(LVDT)	50mm	10
		100mm	4
	스트레인 게이지(Wire Strain Gage)	철근용(5mm)	500
		콘크리트용(60mm)	20
Data Measurement Facilities	Daytronic Data Acquisitin System		2
The Other Facilities	Chain Block	5 t	2
	Strong Frame	200 t	1

### 5.2 실험체의 설치 및 실험방법

실험체는 벽체의 기초부가 완전고정 상태가 되도록 φ65mm의 강봉으로 반력슬래브에 긴결하였으며, 횡력이 가력되는 동안 축하중에 의한 면외 좌굴이 발생하지 않도록 횡력 가력선과 평행하게 가이드 프레임과 볼지그를 추가적으로 설치하였다. 횡력은 반력벽에 설치된 100ton 액츄에이트를 이용하여 변위제어방식으로 가력되었으며, 축력은 20층 아파트의 1층 벽체에 작용하는 고정하중을 재현하기 위하여 반력슬래브에 위치한 100 ton 및 200ton 액츄에이트를 이용하여  $0.1A_s f'_c$

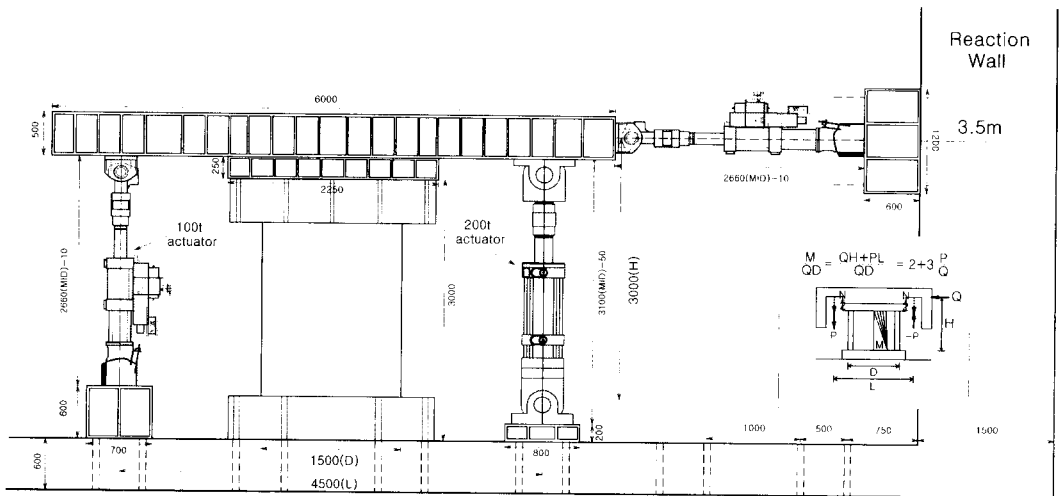


Fig. 5 Setup for Testing the Wall Specimen

의 하중을 일정하게 유지하였으며, Fig. 5에 실험체의 설치상황을 나타내었다.

횡력의 가력방식은 실험체의 횡변위를 가력점의 높이로 나누어준 부재각(1/600, 1/400, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/33)으로 제어되었으며, 각각의 부재각별로 3회의 변위 사이클이 진행되도록 가력되었으며, 초기 3 사이클은 가력 및 계측장치의 점검을 위하여 탄성범위내에서 가력되도록 계획하였다. 실험체에 적용된 변위이력은 Fig. 6에 도시되어 있다. 또한, 실험이 진행되는 동안 발생하는 균열은 가력방향에 따라 구분하여 표시하였고, 각각의 하중 사이클 단계마다 사진 및 VTR로 기록함으로써 실험체의 피해상황을 규명하는 자료로 삼았다.

단, HRI-W1은 실험착오로 인하여 다른 실험과 다른 조건으로 가력되었다.

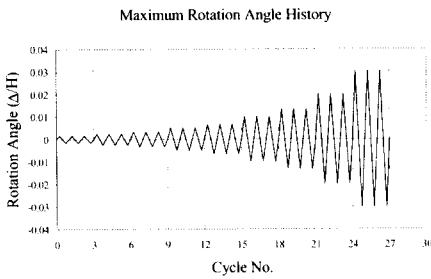


Fig. 6 Applied Displacement History

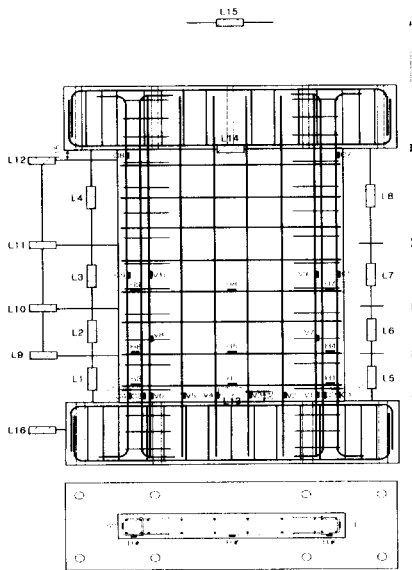


Fig. 7 Strain Gage and LVDT Location

### 5.3 측정방법

실험체의 외부 변형을 측정하기 위하여 실험체 외부에 설치된 총 15개의 LVDT는 각 실험체의 층변위, 벽체의 곡률, 휨 및 진단변위를 측정하기 위하여 설치되었다. 또한, 실험체 내부의 응력분포와 실험체의 항복을 결정하기 위하여 철근 스트레인 게이지를 수직, 수평철근의 주요위치에 부착함으로써 철근의 응력상태를 조사하였다. Fig. 7에서는 LVDT와 철근 스트레인 게이지의 설치상황을 보여주고 있으며, 실험체의 항복은 벽체 양단부 ( $0.11_w$ )에 위치한 모든 수직철근의 변형도가 항복변형도에 도달한 시점으로 결정하였다.

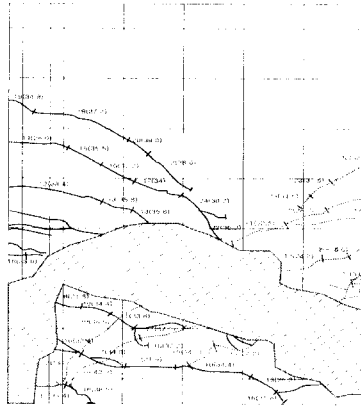
## 6. 실험결과

### 6.1 균열 및 파괴상황

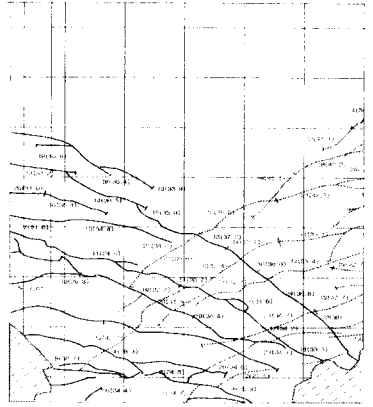
실험체의 초기 휨균열은 17.1~27.4 ton의 하중상태에서 벽체의 인장측 하단부에서 발생하였다. 이후 부재각이 1/300의 변형상태에서 벽체의 인장측 하부에 휨균열이 다수 발생하였으며, 부재각 1/200에서는 휨-전단균열로 진행되었다.

부재의 항복을 경험하기 이전에 정(+)·부(-) 가력시 발생한 휨균열들은 부재각 1/150에서 서로 교차하고 있다. 단부 횡보강근이 없는 HRI-W6 실험체에서는 부재각이 증가하여도 더 이상의 균열은 발생하지 않았으며, 벽체 밑면 압축부 콘크리트가 파쇄하는 파괴양상을 나타내었다. 반면, 단부 횡보강근이 있는 HRI-W1, HRI-W2, HRI-W5 실험체에서는 변형각이 증가함에 따라 벽체의 높이방향으로 새로운 균열이 추가적으로 발생하고 있으며, 발생한 균열의 폭이 커지면서 휨변형의 거동양상을 보여주었다. 그러나, 이들 실험체도 최종단계에서는 압축부 콘크리트의 박리와 단부 압축철근의 좌굴에 이은 콘크리트의 압괴에 의해서 내려저하를 나타내고 있다. Fig. 8에서는 각각의 실험체에 대한 균열발생 상황을 자세히 보여주고 있다.

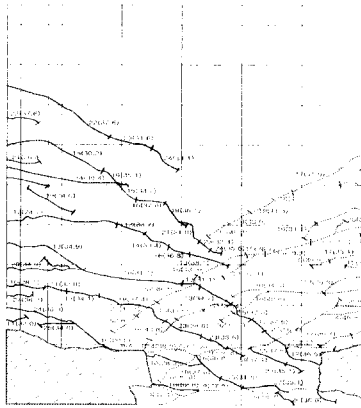
실험체의 최종파괴는 거의 모든 실험체가 압축부 콘크리트의 압괴에 의해서 파괴되었으며, 기준형 실험체의 하나인 HRI-W1 실험체는 면외 변



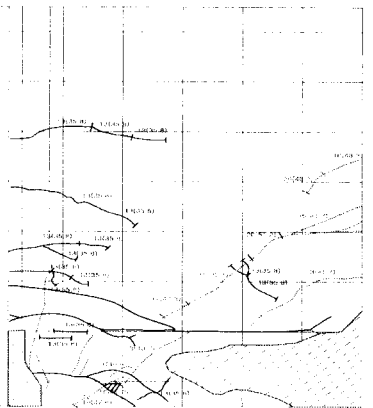
(a) for HRI-W1 Specimen



(b) HRI-W2 Specimen



(c) HRI-W5 Specimen



(d) HRI-W6 Specimen

Fig. 8 Crack Patterns and Final Failures of the Test Specimens

형을 구속하기 위하여 설치한 볼지거의 설치상태가 적절하지 못하였기 때문에 부재각 1/50의 변형단계에서 면의 불안정성에 의한 파괴를 나타냈다. 따라서, 부재각 1/50 이상의 변형단계에 대한 실험결과는 HRI-W2 실험체의 결과를 대상으로 평가하였다. 또한, 단부 횡보강근이 없는 HRI-W6 실험체는 실험체의 설치를 완료하고 횡력을 도입하기 위하여 반력벽에 설치한 100ton 액츄에이트와 실험체를 체결하는 과정에서 100 ton 액츄에이트의 이상작동에 의하여 실험체의 정가력 방향으로 균열이 발생하는 손상을 경험하였다. 따라서, HRI-W6 실험체의 정가력에 대한 초기 강성이 낮게 나타나고 있으며, 이러한 점을 감안하여 HRI-W6 실험체의 초기 강성은 부가력시 평가된 강성을 사용하는 것이 타당하리라 판단된다.

## 6.2 하중-변위 곡선

실험체에 작용한 하중과 변위의 관계를 Fig. 9에 나타내었다. 우선, 기준형 실험체로 계획한 HRI-W1 및 HRI-W2 실험체는 부재각 1/75에서 최대내력을 나타내며, 부재각 1/50까지도 큰 내력저하를 보이지 않고 연성적인 거동을 보이고 있다. 단부 횡보강근의 배근간격을 1/2로 줄인 HRI-W5 실험체는 부재각 1/75에서 최대내력을 나타내며, 부재각 1/33까지도 큰 내력저하없이 연성적인 거동을 보이고 있다. 반면 HRI-W6 실험체는 부재각 1/50 정도에서 급격한 내력저하를 나타내고 있으며, 상대적으로 가장 적은 연성비와 변형능력을 갖는 것으로 평가되었다. 한편, 실험체에 대한 예상 최대강도를 산정하기 위한 단면



해석(sectional analysis) 결과는 실험결과에 대해서 15 % 정도의 범위로 양호하게 예측되고 있으며, 그 결과는 Table 7에 나타나 있다.

### 6.3 최대내력 및 변형능력의 평가

Fig. 9에 나타나 있는 실험체의 하중-변위 곡선으로부터 각 변위사이클별로 평가한 최대강도를 해당하는 변위와 관계지어 포락선의 형태를 나타낸 결과를 Fig. 10에서 보여주고 있다. 그 결과 모든 실험체가 부재각 1/75까지는 점차 내력이 상승하면서 안정된 양상을 보여주고 있으며, HRI-W5 실험체는 정가력시 부재각 1/50까지의 비탄성 변형에 대해서도 큰 내력저하를 나타내지

않고 있음을 확인할 수 있다. 단부 횡보강근의 양은 최대내력에는 큰 영향을 미치고 있지 않지만 실험체의 변형능력을 향상시키는데 기여하는 것으로 나타났다. 특히, Fig. 10에서는 단면해석으로 평가한 하중-변위 관계를 동시에 보여주고 있는데 이 결과는 콘크리트의 구속효과를 고려하지 못한 응력-변형도 특성을 사용하였으므로 HRI-W6 실험체의 변형능력을 예측하는 것이라 할 수 있으며, 양호한 대응관계를 보여주고 있다.

한편, Table 7에서는 최대강도의 80%에 해당하는 강도에서의 변위로 평가한 최대변위와 단부 수직휨철근이 모두 항복에 도달했을 때의 변위로 평가한 항복변위를 사용하여 산정한 변위연성비와 변위각으로 표시한 변형능력을 보여주고 있다.

Table 7 Reserved Strength and Deformation Index Obtained from Testing Results

Specimen	$V_{cr}$ (t)	$V_y$ (t)	$V_{max}(t)^{(1)}$	$V_{max}(t)^{(2)}$	Test	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_{max}$ (cm)	$\mu_d$	$\theta_u$ (%)
					Expected				
HRI-W1	+	17.3	34.3	39.0	1.00	1.04	5.48	5.27	1.83
	-	18.2	34.1	42.9	1.11	1.03	5.50	5.34	1.83
HRI-W2	+	19.0	35.6	39.4	1.02	1.24	8.09	6.52	2.70
	-	20.2	33.9	45.2	1.18	0.92	5.34	5.80	1.78
HRI-W5	+	15.4	31.9	37.7	0.98	0.93	8.59	9.24	2.86
	-	22.0	32.4	43.4	1.13	0.94	8.45	8.99	2.82
HRI-W6	+	17.1	31.3	37.1	0.96	1.39	6.44	4.63	2.15
	-	13.2	32.3	43.3	1.12	1.08	4.22	3.91	1.41

$V_{cr}$  : Cracking Load,  $V_y$  : Yield Load,  $V_{max}(t)^{(1)}$  : Maximum Load(Test),  $V_{max}(t)^{(2)}$  : Maximum Load(Expected),  $\Delta_y$  : Yield Dift,  $\Delta_{max}$  : Maximum Drift,  $\mu_d$  : Drift Ratio,  $\theta_u$  : Drift Capacity

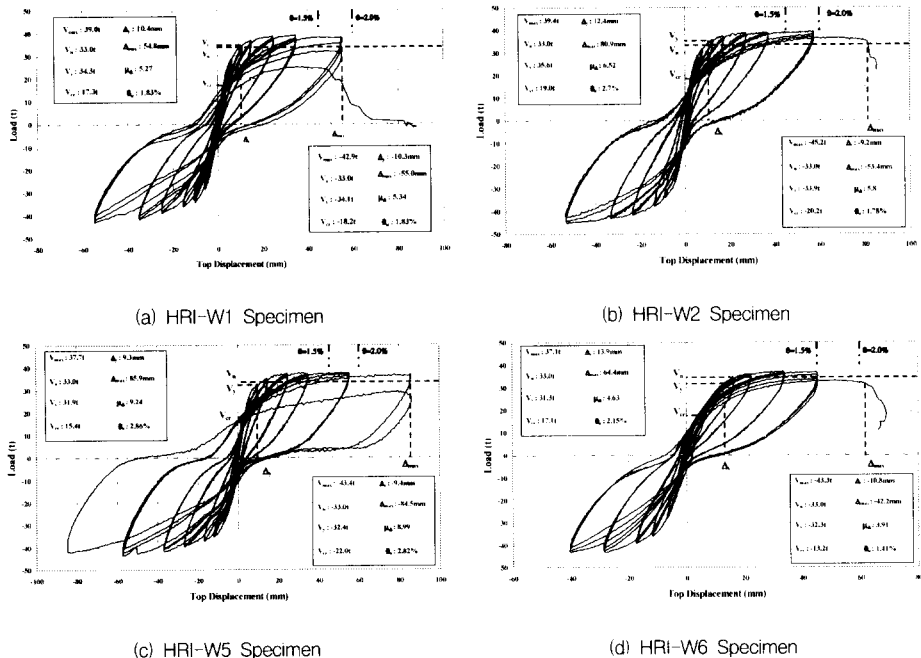


Fig. 9 Load vs. Displacement Relationship for Specimens

기둥의 최소 횡보강근 간격조건을 만족하는 기준형 실험체(HRI-W2)는 정가력시 변위연성비 6.52, 변형능력 2.7 %, 부가력시 변위연성비 5.8, 변형능력 1.78 %의 연성적인 거동을 보여주고 있다. 또한, 기준형 실험체 보다 단부 횡보강근이 2배로 많이 배근된 HRI-W5 실험체는 변위연성비 8.99~9.24, 변형능력 2.82~2.86 %의 우수한 연성능력을 보유하고 있다. 하지만, 단부 횡보강근이 배근되지 않은 HRI-W6 실험체는 변위연성비 3.91~4.63, 변형능력 1.41~2.15 %로서 상대적으로 낮은 연성능력을 보여주고 있으며, 특히 부가력시에는 설계규준에서 규정하고 있는 1.5 %의 변형능력을 확보하지 못하는 결과를 보여주었다. 따라서, HRI-W6을 제외한 모든 실험체들은 설계규준의 요구 변형능력 1.5 %를 충족하고 있으며, 5~6의 변위연성비를 갖는다고 평가할 수 있다.

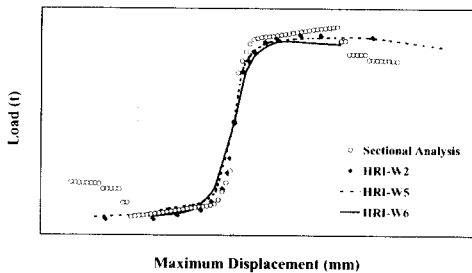


Fig. 10 Comparison of Maximum Strength Envelopes

#### 6.4 에너지소산능력의 평가

실험체의 하중-변위 곡선상의 면적으로부터 평가한 에너지소산능력은 가력 사이클별로 평가한 누적에너지를 각각의 항복강도와 항복변위로 무차원화시켜서 Fig. 11에 나타내었다.

실험체의 에너지소산능력은 21사이클(부재각 1/75)까지는 거의 모든 실험체가 비슷하다고 볼 수 있다. 하지만 부재각 1/50 이후의 에너지소산능력을 보면 단부의 횡보강근이 조밀하게 배근된 HRI-W5 실험체가 가장 큰 결과를 보여주고 있으며, 기준형 실험체인 HRI-W1 및 HRI-W2 실험체는 거의 동등한 에너지소산능력을 보여주고 있다. 한편, 단부 횡보강근이 없는 HRI-W6 실험체는 파괴시점까지는 우수한 에너지소산능력

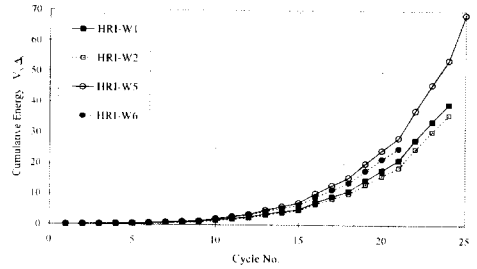


Fig. 11 Comparison of Normalized Energy Dissipation

을 보여주고 있지만 변형능력의 제한을 받기 때문에 기준형 실험체로 선정된 HRI-W1 및 HRI-W2 실험체 보다 35 % 정도 감소된 에너지소산량을 보여 주고 있으며, 단부의 횡보강근이 조밀하게 배근된 HRI-W5 실험체에 비해서는 64 % 정도 감소된 에너지소산량을 갖는 것으로 평가되었다. 따라서, 벽체의 단부를 적절한 횡보강근으로 횡구속한다면 변형능력의 개선과 더불어 에너지소산능력도 증가시킬 수 있으며, 본 연구에서 적용한 벽체 단부의 횡구속 배근상세는 효과적인 결과를 줄 수 있다고 판단된다.

#### 6.5 단부 횡보강근의 구속효과

벽체 단부의 횡보강근양이 이력거동에 미치는 영향을 규명하기 위하여 단부 횡보강근양을 기둥의 최소 횡보강근 간격으로 결정한 기준형 실험체(HRI-W1, HRI-W2)의 이력거동을 중심으로 HRI-W5 및 HRI-W6 실험체의 그것을 비교·평가하였다.

우선, 벽체 단부의 횡보강근양에 따른 변형지수의 변화를 평가하기 위하여 횡보강근비와 변위연성비의 관계를 Fig. 12에서 보여주고 있으며, 횡보강근비와 변형능력(변위각)의 관계는 Fig. 13에 표시하였다. 그 결과에 의하면 단부 횡보강근은 벽체의 변위연성비와 변형능력을 모두 향상시키는 역할을 하고 있으며, 특히 변위연성비는 횡보강 철근비의 증가에 선형적으로 대응하는 결과를 보여주고 있다. Fig. 14에서는 단부 횡보강근양에 따른 최대강도의 변화를 보여주고 있는데 단부 횡보강근의 증가는 벽체의 최대강도에 별다른 영향을 주지 못한다는 사실을 알 수 있다. 하지만, 단부 횡보강근양과 에너지소산능력의 관계

는 Fig. 15에 나타나 있는 바와같이 횡보강근비가 증가함에 따라 에너지소산능력도 선형적으로 증가하는 결과를 보여주고 있다. 따라서, 단부 횡보강근은 벽체의 압축부 콘크리트를 구속시켜줌으로써 비탄성 변형구간에서의 연성능력을 향상시키게 되고, 우수한 에너지소산능력을 확보할 수 있으므로 벽체의 내진성능을 개선시킬 수 있는 효과적인 수단이라고 사료된다. 결론적으로 기둥의 최소 횡보강근 요건을 만족하는 벽체 단부의 횡보강근은 횡력저항 시스템으로 사용되는 벽체의 압축부에 시공함으로써 양단부 콘크리트의 구속효과를 발휘할 수 있으며, 최종적으로 횡력저항 요소로서 요구되는 벽체의 구조성능을 충족시킬 수 있다고 판단된다.

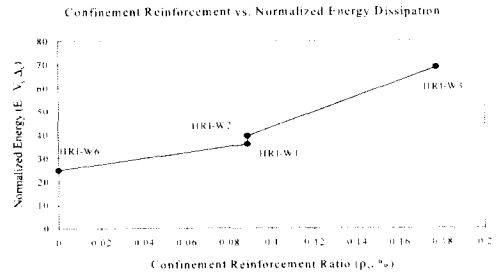


Fig. 15 Comparison of Normalized Cumulative Energy

## 7. 결론

본 연구에서는 수평력에 저항하도록 설계된 벽체의 강도와 연성을 유지하기 위한 벽체 단부의 횡구속 상세로서 U형 철근과 타이철근을 채택하였으며, 기둥의 최소 횡보강근 간격을 기준으로 설정한 단부 횡보강근의 유효성과 변형능력을 조사함으로써 다음의 결론을 얻었다.

- 1) 본 연구의 실험체들은 벽체 단부의 압축부 콘크리트의 압괴에 의해서 최종파괴되었으며, 벽체 단부의 횡보강근이 없는 HRI-W6을 제외한 모든 실험체들은 설계규준의 요구 변형능력 1.5%를 충족하고 있으며, 5~6의 변위연성비를 갖는 것으로 나타났다.
- 2) 단부 횡보강근이 없는 HRI-W6 실험체는 변형능력의 제한으로 인하여 기준형 실험체로 선정된 HRI-W1 및 HRI-W2 실험체 보다 35% 정도 감소된 에너지소산량을 보여 주고 있으며, 단부의 횡보강근이 기준형의 2배로 배근된 HRI-W5 실험체에 비해서는 64 % 정도 감소된 에너지소산량을 갖는 것으로 평가 되었다.
- 3) 벽체의 최대내력은 단부의 횡보강근양에 따라 민감한 변화를 보이지는 않는 것으로 나타났다.
- 4) 규준식에 의하여 평가한 전단강도와 단면해석으로 계산한 휨강도 중에서 최소값으로 예측한 예상 최대내력은 실험값과 15 %의 범위 내에서 양호한 대응을 보여주고 있으므로 적절한 최대내력 평가방법이라 판단된다.
- 5) U형 철근과 타이철근을 사용하여 벽체의 양단부를 횡보강하는 배근상세는 압축부의 구속효

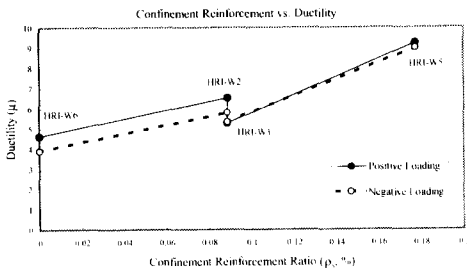


Fig. 12 Comparison of Ductility Ratio with Edge Confinement

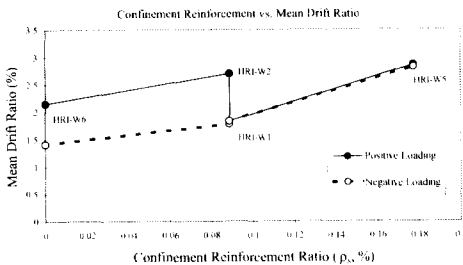


Fig. 13 Comparison of Drift Ratio with Edge Confinement

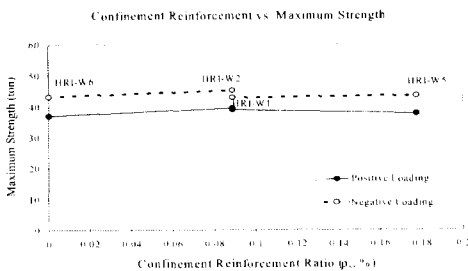


Fig. 14 Comparison of Maximum Strength

과를 적절히 제공할 수 있고, 아울러 단부 횡보강근의 간격이 조밀해짐에 따라 변형능력과 연성비가 크게 향상되는 결과를 보여주었다.

- 6) 본 연구의 배근상세(U형철근+타이철근)에 의해서 기둥의 최소 횡보강근 배근요건을 만족하도록 횡력저항 시스템으로 사용되는 벽체의 압축 양단부를 횡보강할 경우, 횡력저항 요소로서 요구되는 벽체의 구조성능과 경제성을 만족시킬 수 있다고 사료된다.

## 감사의 글

본 연구는 대한주택공사 주택연구소와 과학재단 지정 한양대학교 초대형구조시스템연구센터의 연구비 지원에 의하여 수행되었음

## 참고문헌

1. Korean Ministry of Construction, Seismic Design Provisions, 1987.12.
2. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI, 1995.
3. T. Pauley and M.J.N. Priestley, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, New York, 1992.
4. W.G. Corley, "Ductility of Columns, Wall, and Beams - How Much is Enough ?", ACI SP 157-15, Proceedings of the Tom Paulay Symposium, La Jolla, Sept. 1993, pp.331-349.
5. V.V. Bertero, J.C. Anderson, H. Krawinkler, E. Miranda, Design Guidelines for Ductility and Drift Limits, EERC Report, Report No. UCB/EERC-91/15, UC Berkeley, CA., 1991.
6. R.G. Oosterle et. al., Earthquake Resistant Structural Walls - Tests of Isolated Walls, NSF Report, CTL, PCA, 1976, 315pp.
8. A.E. Cardenas, J.M. Hanson, W.G. Corley, and E. Hognesad, "Design Provision for Shear Walls", Journal of ACI, Vol.2, No.5, 1973, pp. 221-230.
9. R.G. Oesterle, A.E. Fiorato and W.G. Corley, "Reinforcement Detail for Earthquake-Resistant Structural Walls", Concrete International, Vol.2, No.12, 1980, pp.55-66.
10. T. Paulay and S.M. Uzumeri, "A Critical Review of the Seismic Design Provisions for Ductile Shear Walls of the Canadian Code and Commentary", Canadian Journal of Civil Engineering, August 1975.
11. I.D. Lefas et. al., "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls", ACI Structural Journal, January-February 1990.
12. W.G. Corley, A.E. Fiorato, and R.G. Oesterle, "Structural Walls", ACI SP 72-4, ACI, pp. 1973, 77-131.
13. A.E. Cardenas and D.D. Magura, "Strength of High-Rise Shear Walls - Rectangular Cross Section", PCA Bulletin, 1972, pp.1-25.
14. I.D. Lefas and M.D. Kotsovos, "Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Concrete Walls under Load Reversals", ACI Structural Journal, November-December 1990.
15. R.G. Oesterle et. al., "Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls", ACI Structural Journal, March-April 1984.
16. Li-Hyung Lee, Sang Whan Han, Young-Hun Oh, "Determination of Ductility Factor Considering Different Hysteretic Models," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, (in Press) 1999.
17. 홍성진, 최광호, 노재선, 이한선, 정하선, "지진을 받는 1/2 축소 2층 鐵筋콘크리트 라멘 構造物의 動的 舉動에 관한 연구(1)", 대한건축학회 논문집, 7권3호, 통권35호, pp.307-317, 1991.6.
18. "極限強度設計法에 의한 鐵筋콘크리트 構造計算規準 및 解説", 대한건축학회, pp.94, 1994.

## 요 약

철근 콘크리트 벽체는 높은 수평강성과 강도를 활용할 수 있으므로 횡력저항을 위한 주요한 시스템중의 하나로 각광을 받아오고 있다. 벽체의 이력거동도 전단에 지배적이기 보다는 휨거동하도록 단면설계를 해주는 것이 바람직하고, 특히 벽체단부는 전도모멘트에 의한 압축력과 전단력을 충분히 전단할 수 있도록 적합한 배근상세를 해주어야 할 것이다. 이에 본 연구에서는 벽체 단부의 횡구속에 따른 이력거동의 특징을 조사하기 위하여 4개의 실험체를 통한 실험적 규명을 시도하였다. 본 연구에서 적용한 벽체 단부의 횡구속 상세는 국내의 시공상황과 경제성을 고려하여 선택된 것으로서 벽체 단부의 횡구속철근양이 증가함에 따라 이력거동이 개선되는 결과를 볼 수 있었다.

(접수일자 : 1999. 10. 9)