



와이어로프로 횡보강된 고중량콘크리트 전단벽의 연성평가

문주현^{1)*} · 양근혁²⁾

¹⁾경기대학교 일반대학원 건축공학과 ²⁾경기대학교 플랜트·건축공학과

Ductility Evaluation of Heavyweight Concrete Shear Walls with Wire Ropes as a Lateral Reinforcement

Ju-Hyun Mun^{1)*} and Keun-Hyeok Yang²⁾

¹⁾Corresponding author, Dept. of Architectural Engineering, Kyonggi University Graduate School, Seoul 120-702, Korea

²⁾Dept. of Plant-Architectural Engineering, Kyonggi University, Suwon 443-760, Korea

ABSTRACT This study examined the feasibility of wire ropes as lateral reinforcement at the boundary element of heavyweight concrete shear walls. The spacing of the wire ropes varied from 60 mm to 120 mm at an interval of 30 mm, which produces the volumetric index of the lateral reinforcement of 0.126~0.234. The wire ropes were applied as a external hoop and/or internal cross-tie. Five shear wall specimens were tested to failure under constant axial load and cyclic lateral loads. Test results showed that with the increase of the volumetric index of the lateral reinforcement, the ductility of shear walls tended to increase, whereas the variation of flexural capacity of walls was minimal. The flexural capacity of shear walls tested was slightly higher than predictions determined from ACI 318-11 procedure. The displacement ductility ratio of shear walls with wire ropes was higher than that of shear wall with the conventional mild bar at the same the volumetric index of the lateral reinforcement. In particular, the shear walls with wire rope index of 0.233 achieved the curvature ductility ratio of more than 16 required for high-ductility design.

Keywords : shear wall, boundary element, curvature ductility ratio, displacement ductility ratio, wire rope

1. 서 론

내진상세를 갖는 철근콘크리트(reinforced concrete, 이하 RC) 전단벽은 단면의 단부에 경계요소를 설치하여 지진하중에 대한 연성을 확보한다.¹⁾ 경계요소는 횡보강근을 이용하여 단부콘크리트를 구속하는 구간으로서 최대 내력 이후의 주철근의 좌굴을 방지하고 콘크리트의 압축 응력과 연성을 향상시킨다. 이러한 이유로 설계기준^{2,3)}에서는 경계요소에 대해 횡보강근량을 제시하고 있는데, 횡보강근의 간격과 주철근에 정착되는 내부크로스타이의 간격을 규제하고 있다. 하지만, 설계기준^{2,3)}에 의한 횡보강근은 양쪽 끝단이 각각 90°와 135°의 형태를 갖는 일반철근을 이용하여 콘크리트내부로 매우 조밀하게 배근되기 때문에 최대내력 이후 후크의 풀림현상과 콘크리트 곱보 등의 문제로 안정적인 연성확보에 어려움이 있다.^{4,5)} 특히, 중량콘크리트(heavyweight concrete, 이하 HWC)의 높은 차

폐성능을 이용하는 병원 및 원전구조물의 보조벽체는 고연성의 요구에 따른 불가피한 철근의 과밀배근으로 구조적으로 안정적인 연성확보의 문제점이 종종 발생한다.⁶⁾

Yang⁵⁾과 Budek et al.⁷⁾은 조밀배근에 의한 콘크리트의 품질 및 구조적 문제를 해결하기 위해서 와이어로프의 강재를 이용한 횡보강근의 배근방법을 제안하였다. 이들 연구자들^{5,7)}은 횡보강근으로서 와이어로프를 이용한 나선형으로 배근된 기둥이 일반철근으로 배근된 기둥 보다 우수한 내력과 에너지 흡수능력을 발휘하고 특히 주철근의 좌굴방지에 효과적임을 보였다. 이는 고유연성과 고강도 특성을 갖는 와이어로프는 그 배근이 비교적 쉽고 콘크리트 구속에 매우 효율적으로 이용될 수 있음을 의미한다. 따라서 전단벽의 경계요소내의 횡보강근으로서 와이어로프의 적용은 철근의 과밀화를 방지하면서 구조적으로 안정적인 연성확보에 유용하게 이용될 수 있다.

본 연구의 목적은 HWC 전단벽의 경계요소에서 횡보강근으로서 와이어로프의 적용성을 평가하는데 있다. 이를 위해서 와이어로프의 횡구속방법과 횡보강근체적지수의 주요변수로 총 5개의 HWC 전단벽을 제작하여 축하중하에서 반복횡하중 실험을 수행하였다. HWC 전단벽의 연성은 곡률 및 변위연성비⁸⁾와 일손상지수⁹⁾로부터 평가

*Corresponding author E-mail : mjh352002@nate.com

Received July 2, 2014, Revised December 12, 2014,

Accepted February 17, 2015

©2015 by Korea Concrete Institute

하였으며, 이를 기반으로 Sheikh and Khoury⁹⁾에 의해 제시된 고연성 설계를 위한 곡률연성비를 확보할 수 있는 와이어로프의 체적지수를 제안하였다. 모든 실험체의 최대내력은 ACI 318-11²⁾의 등가응력블록에 기반하여 산정된 값과 비교하였다.

2. 실험

2.1 실험체 상세

Table 1과 Fig. 1에는 실험체의 상세를 나타내었다. 주요변수는 경계요소에서 횡보강근으로 배근된 와이어로프의 구속배근 방법 및 수직간격(s_{tr})이다. 킨트를 실험체 C는 주철근의 외부와 내부크로스타일을 공칭직경 6 mm의 원형철근을 이용하여 60 mm 간격으로 배근하였다. 실험체 WE-60은 경계요소구간에서 와이어로프를 이용하여 주철근을 60 mm 간격의 나선형으로 구속하였으며, 콘크리트 내부는 킨트를 실험체와 동일하게 배근하였다. 실험체 WA-60은 경계요소에서 와이어로프를 이용하여 주철근의 외부와 콘크리트 내부를 60 mm 간격의 나선형으로 구속하였다. 실험체 WA-90과 WA-120은 수직간격이 각각 90 mm와 120 mm이면서, WA-60과 동일한 배근상세를 갖는다. 이에 따른 횡보강근 체적지수($\omega_{vp} = \left(\rho_{vp} \frac{f_y}{f_{ck}}\right)$)는 0.126 ~ 0.234 범위에 있었는데, ρ_{vp} 는 횡보강근의 체적비율, f_{ck} 와

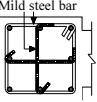
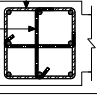
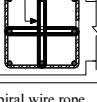
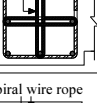
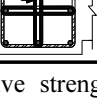
f_y 는 각각 콘크리트의 압축강도와 보강근의 항복강도를 나타낸다.

모든 실험체는 바벨형 타입으로서 경계요소영역이 250×250 mm이다. 전단벽 길이(l_w)와 웨브의 두께(b_w)는 각각 1,200 mm와 170 mm이며, 높이(h_w)는 3,150 mm이다. 실험체 가력 셋팅을 위한 상부 보와 하부 기초의 단면은 각각 400×700 mm의 보와 800×500 mm이다. 경계요소내 주철근은 공칭 직경이 13 mm인 8개의 이형철근으로 배근하였는데, 이때의 주철근비(ρ_s)는 0.016이다. 웨브내에서 배근되는 철근은 공칭직경이 10 mm인 이형철근을 수직 및 수평간격이 각각 300 mm와 200 mm로 배근하였는데, 이때의 철근비는 각각 0.003과 0.0042이다. 이는 ACI 318-11²⁾에서 제시하고 있는 최소철근비 및 전단내력의 규정을 만족하였다. 모든 경계요소내의 주철근, 웨브내의 수직철근 및 수평철근은 인장정착길이를 확보하기 위해서 끝 부분을 90°로 정착하였다.

2.2 재료 특성

중량콘크리트는 국내에서 생산이 가능한 자철석을 이용하여 제조하였다. 자철석의 굵은골재 및 잔골재의 최대골재 지수는 각각 25 mm와 5 mm 이하이며, 비중은 각각 4.29와 3.76이다. 일반적으로 자철석은 입형이 고르지 못하기 때문에,¹⁰⁾ KS 표준입도 분포곡선에 만족하도록 골재를 체가름하여 사용하였다. 이때의 굵은골재와 잔골재의 조립률은 각각 6.7과 3.36이다. Table 2에는 기존의 실험결과^{4,11)}를 기반으로 전단벽 실험체를 제작하기 위한 목표압축강도가 21 MPa인 HWC 배합설계를 나타내었다. 중량콘크리트의 응력-변형률관계와 탄성계수는 ASTM 기

Table 1 Details of boundary element in shear walls

Specimen	f_{ck} (MPa)	l_c (mm)	Lateral reinforcement		
			Configuration	s_{tr} (mm)	ω_{vp}
C	21.1	250	Mild steel bar 	60	0.224
WE-60	21.1	250	Spiral wire rope Mild steel bar 	60	0.234
WA-60	22.0	250	Spiral wire rope 	60	0.233
WA-90	20.9	250	Spiral wire rope 	90	0.164
WA-120	20.9	250	Spiral wire rope 	120	0.126

Note : f_{ck} = concrete compressive strength, l_c = length of boundary element, s_{tr} = vertical space of transverse reinforcement, ω_{vp} = volumetric index of lateral reinforcement at boundary element

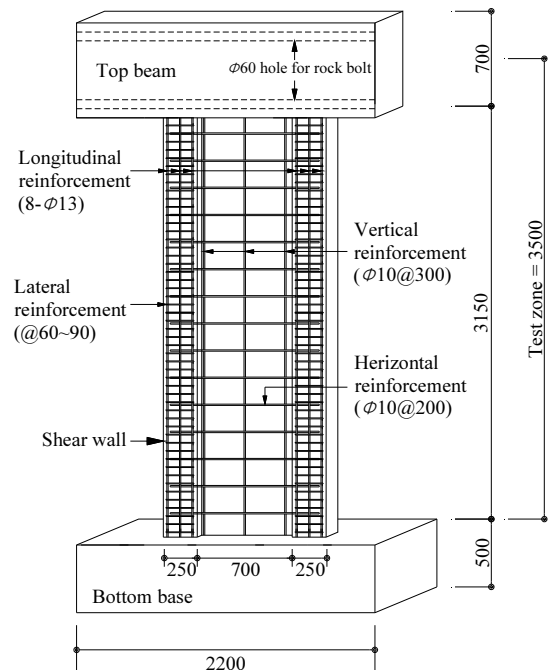


Fig. 1 Specimen details(unit: mm)

Table 2 Mixture proportions of heavy-weight concrete

f_{cd} (MPa)	W/C (%)	s/a (%)	R_{sp} (%)	Unit weight (kg/m ³)			
				W	C	FA	CA
20	45	40	0.6	160	355	1093	1870

Note: f_{cd} = targeted compressive concrete strength, W/C = water-to-cement ratio, s/a = fine aggregate-to-total aggregate by volume, R_{sp} = high-range water-reducing agent-to-cement ratio by weight, W = water, C = cement, FA = fine aggregate, CA = coarse aggregate

Table 3 Mechanical properties of reinforcement used

Type	ϕ_d (mm)	A_{nt} (mm ²)	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	E_s (MPa)
Wire rope	6.3	18.4	816.5	1702.2	115203
Mild steel bar	6	28.26	498.2	532.3	202394
	10	71.0	508.1	633.1	215634
	13	127.0	475.2	593.6	206609

Note: ϕ_d = diameter, A_{nt} = net area, f_y = yield strength, f_{su} = tensile strength, E_s = elastic modulus

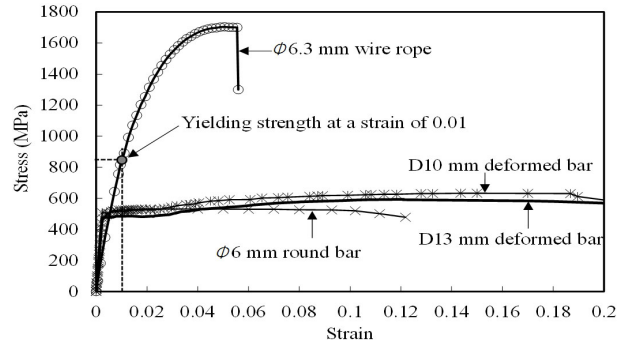


Fig. 2 Stress-strain relationship of reinforcement

서 횡보강근으로 이용된 원형철근의 공칭직경은 6 mm이며, 항복강도는 498.2 MPa이다. 원형철근도 항복점이 뚜렷하지 않기 때문에 0.2% 오프셋 방법으로 항복강도를 결정하였다. 경계요소내 인장 및 압축철근으로 이용된 이형철근의 공칭직경은 10 mm이며, 항복강도는 508.1 MPa이다.

준^{12,13})에 따라 측정하였다. 측정된 평균 압축강도 및 탄성계수는 각각 21.2 MPa과 34537 MPa이었다.

Table 3과 Fig. 2에는 사용된 강재의 역학적 특성과 응력-변형률 관계를 나타내었다. 횡보강근으로 사용된 와이어로프의 공칭직경은 6.3 mm이며, 항복강도는 816.5 MPa이다. 응력-변형률 관계에서 와이어로프의 항복점은 뚜렷하지 않기 때문에 ASTM 기준¹⁴)에서 제시된 1%의 변형률 일때의 응력을 항복강도로 산정하였다. 컨트롤 실험체에

2.3 가력 및 측정요소

모든 실험체는 축력을 받는 하중하에서 반복횡하중 실험을 수행하였다(Fig. 3). 실험체의 기초는 캔틸레버 거동을 시뮬레이션하기 위해서 바닥의 반력판에 완전히 고정되었다. 축력은 실험체 상부에 놓여있는 빔에 연결된 턴버클 형식의 강봉과 유압잭에 의해 도입되었다. 강봉과 빔에 연결되는 부분에 힌지를 설치하여 변위 변화에 따른 축력의 편심을 최소화하였다. 작용축력비($N_u/f_{ck}A_g$)는 0.1로 유지하였다. 횡력은 2000 kN 용량의 액츄에이터에

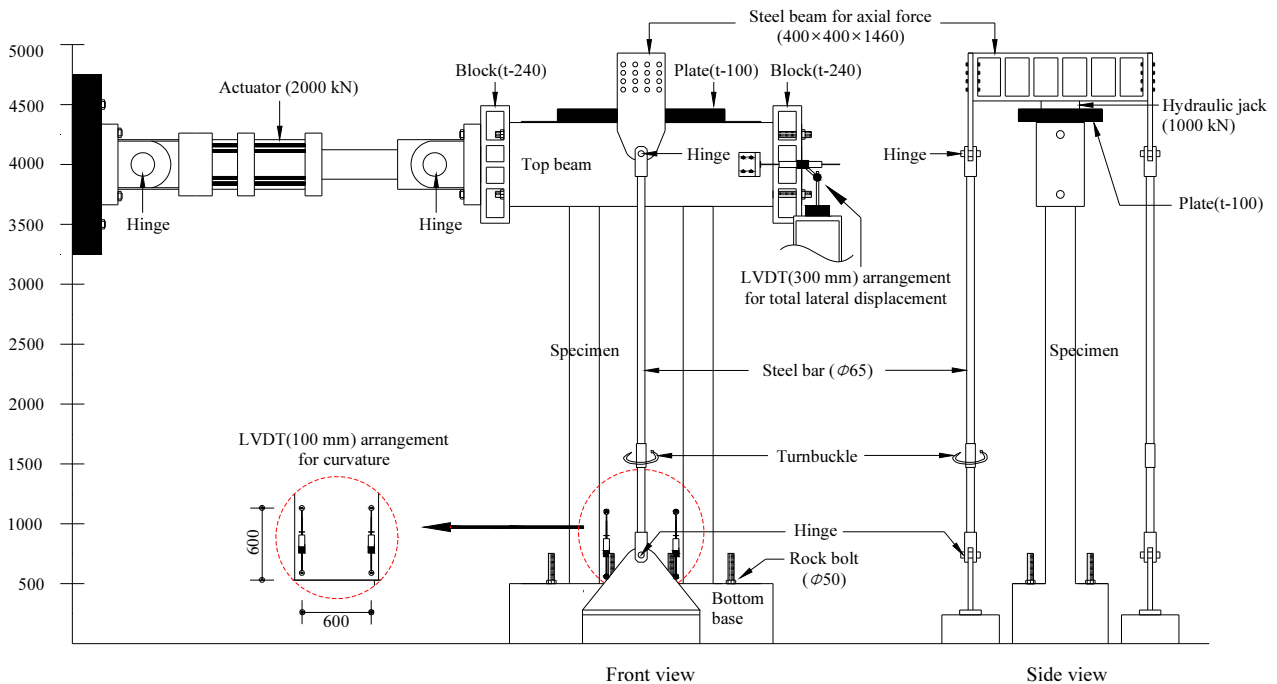


Fig. 3 Test setup(unit: mm)

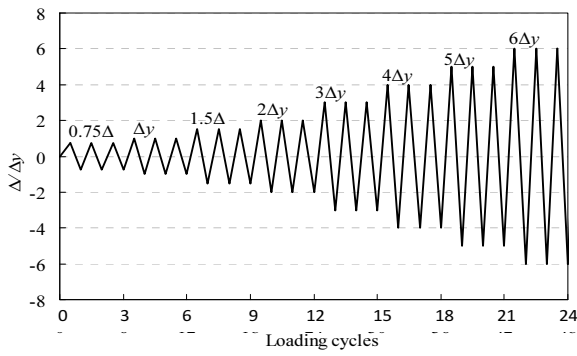


Fig. 4 Displacement-controlled loading history

의해 20 mm/min의 속도로 도입되었다. 모든 실험체의 양측면에는 블록을 설치하여 횡가력에 의한 지압파괴를 방지하였다.

Fig. 4에는 사이클 이력곡선을 나타내었다. 각 사이클 당 횡변위의 크기는 부재의 항복변위(Δ_y)에 0.75~6배로 충분하였다. 각 실험체의 횡변위는 FEMA 356¹⁵⁾의 기준에 따라 산정하였다. 횡변위는 전단벽 실험체에 연결된 액츄에이터의 수평중심선과 동일한 선상에서 설치된 300 mm의 변위계(linear variable differential transducer, LVDT)로부터 측정되었다(Fig. 3). 실험체의 곡률은 높이 $0.5l_w$ 에서 100 mm의 LVDT를 이용하여 측정하였다(Fig. 3).

3. 실험결과 및 분석

3.1 휨 거동

3.1.1 균열진전 및 파괴모드

모든 실험체는 Fig. 5의 균열진전 및 파괴양상에 나타난 바와 같이 휨에 의해 지배되었다. Figure에서 나타난

숫자는 사이클을 의미한다. 컨트롤 실험체 C($\omega_{vp} = 0.224$)의 초기균열은 1사이클($0.75\Delta_y$)에서 콘크리트 인장측에서 발생하였으며, 이 균열은 횡변위가 증가함에 따라 상부로 점차 확장되었다. 4사이클($1.0\Delta_y$)에서는 경계요소와 기초의 접합부분에서 균열이 발생하며, 13사이클($3.0\Delta_y$)에서는 정 및 부방향에서 발생한 균열이 만나 다소 경사진 형태로 교차하였다. 이들 균열들은 13사이클까지 $0.62h_w$ 의 높이까지 상부로 확장되었다. 이후, 16사이클($4.0\Delta_y$)에서 경계요소 및 웨브내의 콘크리트가 박리되었다. 경계요소 내 주철근은 19사이클($5.0\Delta_y$)에서 좌굴이 발생하기 시작하여, 22사이클($6.0\Delta_y$)에 파단되었다. 실험체 WE-60($\omega_{vp} = 0.234$)과 WA-60($\omega_{vp} = 0.233$)의 균열진전 및 파괴양상은 컨트롤 실험체와 매우 유사하였다. 하지만, 이들 실험체들의 주철근의 좌굴 및 파단시점은 컨트롤 실험체에 비해 약 두 사이클 늦었다. 실험체 WA-90($\omega_{vp} = 0.164$)과 WA-120($\omega_{vp} = 0.126$)의 파괴양상도 컨트롤 실험체와 비슷하였지만, 웨브내 정 및 부방향에서 발생한 균열의 교차시점이 컨트롤 실험체보다 빨랐으며, 경계요소내에서 발생한 인장균열의 개수가 다소 적었다. 특히, 이들 실험체들의 주철근의 좌굴 및 파단시점은 컨트롤 실험체에 비해 약 두 사이클 빨랐다. 이와 같이 비슷한 횡보강근체적지수(ω_{vp})를 갖는 HWC 전단벽의 균열진전 및 파괴양상은 유사하지만, 일반철근 보다 와이어로프에서 주철근의 좌굴의 억제가 효과적이었다.

3.1.2 횡하중-횡변위 관계

Fig. 6에는 실험체의 전형적인 횡하중-횡변위 관계를 나타내었다. 컨트롤 실험체 C는 첫 휨 균열 발생 후 강성이 저하되었으며, 항복변위 시점에서 경계요소의 최외단측의 주철근이 항복변형률에 도달하였다. 주철근의 항복 이후 하중은 완만하게 증가하여, 16사이클($4.0\Delta_y$)에서 최대하중에 도달하였다. 최대하중 이후 하중은 완만하게

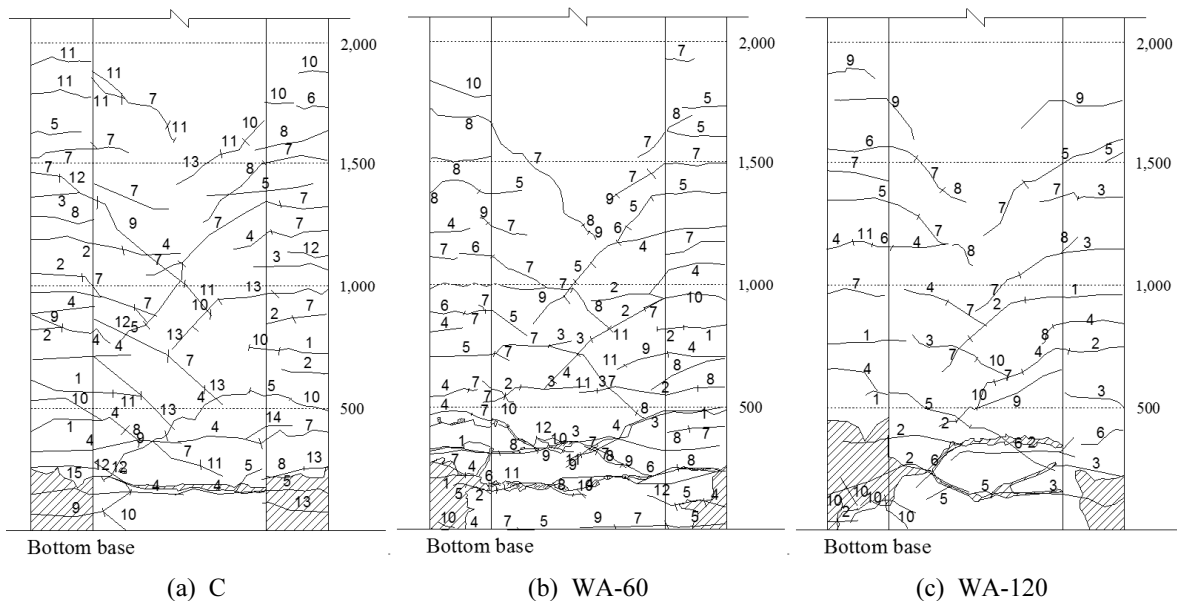


Fig. 5 Typical crack propagation

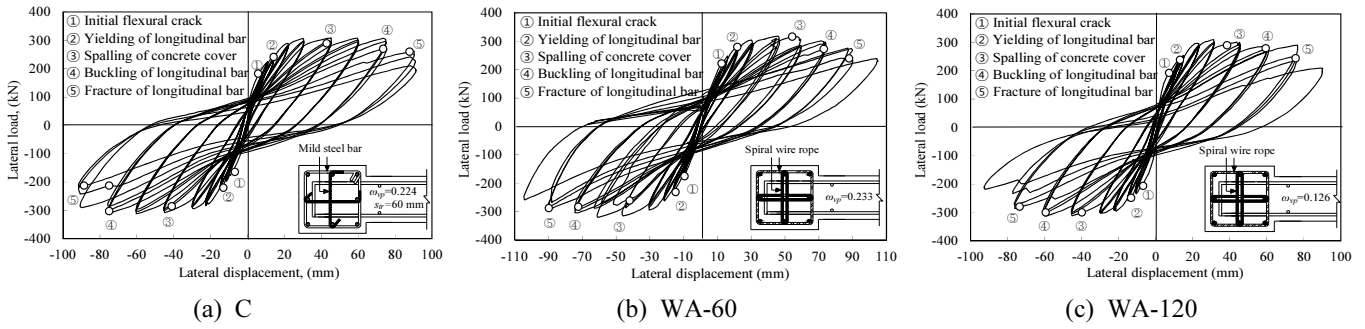


Fig. 6 Lateral load-displacement relationship

Table 4 Summary of test results and comparisons of flexural capacity with predictions

Specimen	Experimental results								$M_n(Pre)$ (kN · m)	$M_n(Pre)/M_n(Exp)$
	$M_n(Exp)$ (kN · m)	Δ_y (mm)	Δ_{80} (mm)	μ_Δ	ϕ_y (/mm)	ϕ_{80} (/mm)	μ_ϕ	W_n	ACI 318-11	ACI 318-11
C	1086.1	15.0	89.1	5.96	1.98×10^{-6}	34.0×10^{-6}	17.1	250.1	988.7	0.91
WE-60	1128.9	14.6	91.0	6.23	1.93×10^{-6}	34.5×10^{-6}	17.9	322.6	988.7	0.88
WA-60	1116.5	14.5	89.0	6.17	1.95×10^{-6}	34.2×10^{-6}	17.6	272.8	1010.2	0.90
WA-90	1085.2	14.8	75.9	5.14	2.08×10^{-6}	32.4×10^{-6}	15.6	148.5	983.9	0.91
WA-120	1019.6	15.0	76.0	5.06	2.17×10^{-6}	30.0×10^{-6}	13.8	141.7	983.9	0.97

Note: $M_n(Exp)$ = average maximum moment of positive and negative loading direction, Δ_y = lateral displacement at V_y , Δ_{80} = lateral displacement V_{80} , V_y = lateral load at yield of longitudinal reinforcement in boundary element, $V_{80} = 0.8 V_n$ on the descending branch of lateral load-displacement curve, μ_Δ = displacement ductility ratio, ϕ_y = curvature at V_y , ϕ_{80} = curvature at V_{80} , μ_ϕ = curvature ductility ratio, W_n = work damage indicator, NFEA = nonlinear finite element analysis

감소하는데, 23사이클($6.0\Delta_y$)에서 최대하중의 80%로 저하되었다. 실험체 WE-60($\omega_{vp} = 0.234$)과 WA-60($\omega_{vp} = 0.233$)은 항복 및 최대내력 시점에서의 횡하중-횡변위관계의 거동과 비슷하였지만, 최대하중의 80%에 도달하는 시점은 한 사이클 느리게 나타났다. 실험체 WA-90($\omega_{vp} = 0.164$)과 WA-120($\omega_{vp} = 0.126$)은 각각 13사이클($3.0\Delta_y$)와 10사이클($2.0\Delta_y$)에서 최대하중에 도달하였으며, 20사이클($5.0\Delta_y$)과 19사이클($5.0\Delta_y$)에서 최대하중 80%의 하중으로 저하되었는데, 이때의 각 하중에 도달하는 시점이 컨트롤 실험체보다 빨라졌다. 이와 같이 HWC 전단벽은 횡하중-횡변위관계에서 에너지 흡수를 위한 사이클수가 일반철근 보다 와이어로프에서 다소 증가하였으며, 최대하중 및 최대하중 이후 최대하중의 80%로 저하되는 시점이 횡보강근체 적지수(ω_{vp})에 의해 현저히 영향을 받았다.

3.2 최대내력 모멘트(M_n)

Table 4에는 HWC 전단벽의 최대모멘트($M_n(Exp)$)를 나타내었다. 실험체 WE-60($\omega_{vp} = 0.234$)과 WA-60($\omega_{vp} = 0.233$)의 최대모멘트는 컨트롤 실험체에 비해 각각 1.04배와 1.03배 높았다. 반면 WA-90($\omega_{vp} = 0.164$)과 WA-120($\omega_{vp} = 0.126$)의 최대모멘트는 컨트롤 실험체보다 각각 1%와 6% 낮았다. 이와 같이 HWC 전단벽의 M_n 는 와이어로프의 ω_{vp} 가 감소함에 따라 다소 감소하였다. 이는 와이어로프의 ω_{vp}

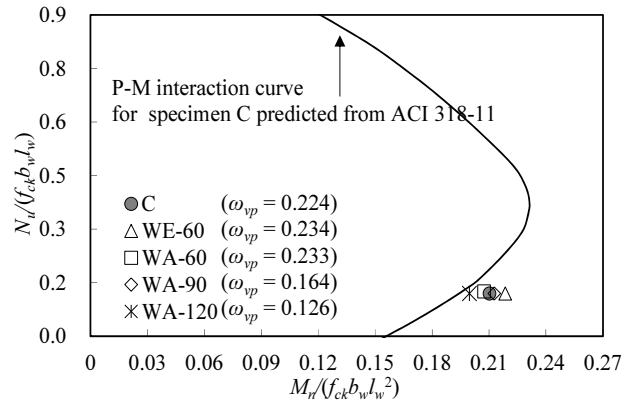


Fig. 7 Comparison of flexural capacity with P-M inter-action determined from ACI 318-11 procedure

의 감소가 경계요소 내 콘크리트의 구속효과를 감소시키기 때문이다. 반면, M_n 는 횡구속방법에 의해 받는 영향은 미미하였는데, 이는 경계요소 내 인장철근비와 횡보강근의 체적지수가 비슷하기 때문이다.

중량콘크리트 전단벽의 휨 내력에 대한 실험결과는 ACI 318-11²⁾에서 제시하고 있는 등가응력블록에 의해 산정된 값을 비교하여 Table 4에 나타내었다. 또한 Fig. 7에는 ACI 318-11에 의해 산정된 축력-모멘트 상관도와 함께 모든 실험체의 실험결과를 나타내었다. 모든 실험체에 적용된 작용 축력비($N_u/f_{ck}A_g$)는 축력-모멘트 상관도에서 평형과

괴점 이하인 인장지배영역에 존재하였다. 또한 ACI 318-11²⁾의 등가응력블록에 기반하여 예측한 휨 내력은 실험결과 대비 약 88~97%로서 안전측에 있었다. 이러한 결과로부터 와이어로프로 횡보강근된 HWC 전단벽은 ACI 318-11²⁾ 기준에 의해 산정된 축력-모멘트 상관도를 이용하여 손쉬운 휨 설계가 가능하다. 하지만 Table 4에 나타난 바와 같이 실험결과에 대한 설계기준의 안전율은 와이어로프의 ω_{vp} 가 증가함에 따라 점차 증가하였다.

3.3 연성

3.3.1 곡률(μ_ϕ) 및 변위연성비(μ_Δ)

중량콘크리트 전단벽의 곡률($\mu_\phi (= \phi_{80}/\phi_y)$) 및 변위연성비($\mu_\Delta (= \Delta_{80}/\Delta_y)$)는 Watson and Park⁸⁾에 의해 제시된 모델을 이용하였는데, 여기서 ϕ_{80} 와 ϕ_y 는 각각 최대내력 이후 최대내력의 80%로 저하되는 시점(M_{80})과 항복내력(M_y)에서의 곡률을, Δ_{80} 는 M_{80} 에서의 변위를 나타낸다. Table 4에 나타난 바와 같이 비슷한 ω_{vp} 에서 와이어로프로 횡구속된 HWC 전단벽의 μ_ϕ 는 일반철근으로 구속된 전단벽 보다 약 1.03배 더 높았다. 또한, WA-90($\omega_{vp} = 0.164$)과 WA-120($\omega_{vp} = 0.126$)는 컨트롤 실험체 보다 ω_{vp} 가 각각 38%와 46%로 작음에도 불구하고 μ_ϕ 는 각각 10%와 21% 낮았다.

한편, Sheikh and Khoury⁹⁾는 휨과 축력을 받는 부재에서 고연성설계를 위한 μ_ϕ 를 16이상으로 확보할 것을 제안하였다. 이에 따라 컨트롤 실험체 C($\omega_{vp} = 0.224$)와 함께 실험체 WE-60($\omega_{vp} = 0.234$)과 WA-60($\omega_{vp} = 0.233$)는 고연성이 확보된 전단벽으로 구분될 수 있다. 이러한 실험 결과로부터 HWC 전단벽은 본 실험변수 범위에서 와이어로프의 ω_{vp} 가 0.233 이상일 경우에 Sheikh and Khoury⁹⁾에 의해 제시된 고연성이 확보된 부재설계가 가능하다.

중량콘크리트 전단벽의 μ_Δ 도 변수에 대한 μ_ϕ 의 경향과 유사하였다. 이에 따라 μ_Δ 는 대체적으로 μ_ϕ 와 상호 선형관계에 있는데, 이는 Yang⁶⁾에 의해 수행된 μ_Δ 모델의 이론연구에서 얻어진 결과와 유사하였다. Fig. 8 에는

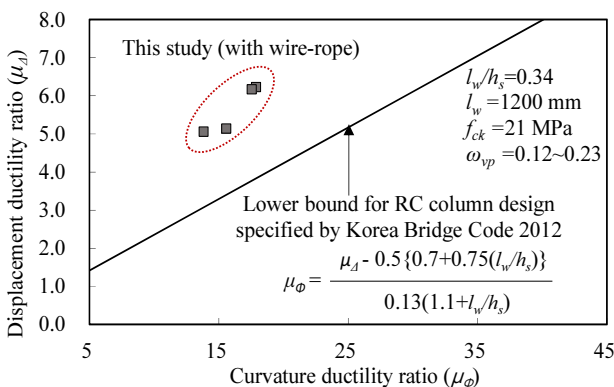


Fig. 8 Displacement ductility ratio-curvature ductility ratio relationship

HWC 전단벽의 실험결과와 이 단면상세를 적용한 도로교설계¹⁶⁾의 내진설계식에 의해 산정된 곡률 및 변위연성비 관계와 비교하였다. 와이어로프로 횡보강된 HWC 전단벽의 μ_ϕ 및 μ_Δ 는 도로교설계기준에서 제시된 하한선보다 높은 값을 보였다.

Fig. 9에는 ω_{vp} 에 따른 HWC 전단벽의 μ_Δ 를 나타내었다. 동일한 그림에 HWC 전단벽과 유사한 변수범위를 갖는 기존의 실험결과들¹⁷⁻¹⁹⁾도 함께 나타내었다. 동일한 ω_{vp} 에서 와이어로프로 구속된 HWC 전단벽의 μ_Δ 는 기존 일반철근으로 배근된 전단벽보다 높았다. 또한 ω_{vp} 의 증가에 따른 HWC 전단벽의 μ_Δ 의 증가율도 일반철근으로 배근된 전단벽 보다 높았다. 이로부터 HWC 전단벽의 μ_Δ 도 일반철근보다는 와이어로프에 의한 단부콘크리트의 구속이 변위연성증가에 더 효과적임을 알 수 있다.

3.3.2 일손상지수(W_n)

중량콘크리트 전단벽의 에너지흡수능력은 다음의 Sheikh and Khoury⁹⁾의 모델을 이용하여 평가하였다.

$$W_n = \frac{1}{V_n \Delta_y} \sum_{t=1}^n \omega_i \left(\frac{K_i}{K_y} \right) \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_y} \right)^2 \quad (3)$$

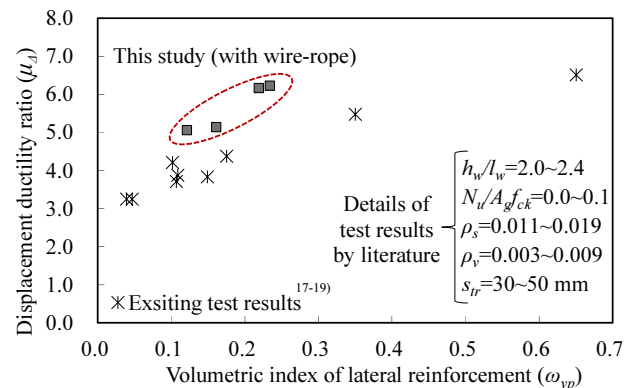


Fig. 9 Effect of volumetric index of lateral reinforcement on displacement ductility ratio

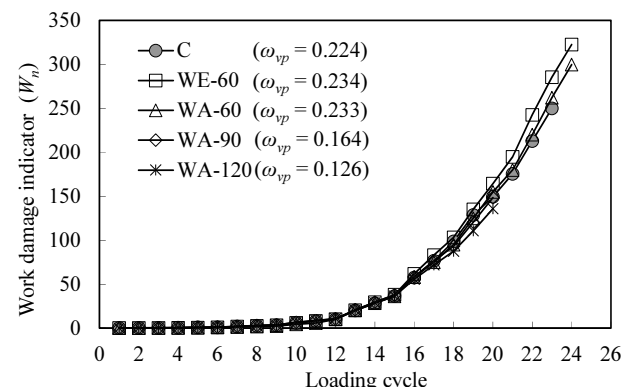


Fig. 10 Work damage indicator calculated at each loading cycle

References

1. Park, R. and Paulay, T., “*Reinforced Concrete Structures*”, Wiley Interscience Publication, New Jersey, USA, 1933, pp. 769.
2. ACI Committee 318, “*Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318M-11) and Commentary*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2011, pp. 503.
3. European Standard EN 1992-1-1:2004, “*Eurocode 2 : Design of Concrete Structures*”, British Standard, Brussels, Belgium, 2004, pp. 225.
4. Mun, J. S., Mun, J. H., Yang, K. H., and Lee, H., “Effect of Substituting Normal-Weight Coarse Aggregate on the Workability and Mechanical Properties of Heavyweight Magnetite Concrete”, *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol.25, No.4, 2013, pp. 439-446 (in Korean).
5. Yang, K. H., “Flexural Behaviour of RC Columns using Wire Ropes as Lateral Reinforcement”, *Magazine of Concrete Research*, Vol.64, No.3, 2012, pp. 269-281.
6. Yang, K. H., “*Development of Performance-Based Design Guideline for High-Density Concrete Walls*”, Technical Report (2nd. year), Kyonggi University, 2013, pp. 115 (in Korean).
7. Budek, A. M., Priestley, M. J. N., and Lee, C. O., “Seismic Design of Columns With High-Strength Wire and Strand as Spiral Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.5, 2002, pp. 660-670.
8. Watson, S. and Park, R., “Simulated Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120, No.6, 1994, pp. 1825-1849.
9. Sheikh, S. A. and Houry, S. S., “Confined Concrete Columns with Stubs”, *ACI Structural Journal*, Vol.90, No.4, 1993, pp. 414-431.
10. ACI Committee 304, “*Heavyweight Concrete: Measuring, Mixing, Transporting, and Placing (ACI 304.3R-96)*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1996, pp. 8.
11. Yang, K. H., Mun, J. S., and Lee, H., “Workability and Mechanical Properties of Heavyweight Magnetite Concrete”, *ACI Materials Journal*, Vol.111, No.3, 2014, pp. 273-282.
12. ASTM, “*ASTM C 39/C39M: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*”, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, pp. 7.
13. ASTM, “*ASTM C469/C469M: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson’s Ratio of Concrete in Compression*”, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2010, pp. 5.
14. ASTM, “*ASTM A 416/A416M: Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete*”, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, pp. 5.
15. FEMA, “*FEMA 356: Prestandard and Commentary for the*

여기서, V_n 는 실험체의 최대하중을, n 는 실험된 사이클의 개수를, ω_i 와 K_i 는 각각 n 번째 사이클에서 정 및 부방향의 평균 에너지의 양 및 사이클의 강성을, Δ_i 는 각각 n 번째 사이클에서 정 및 부방향의 평균 최대횡변위를 나타낸다. Fig. 10에는 HWC 전단벽의 W_n 을 나타내었다. 컨트롤 실험체 C의 W_n 는 최대하중 이전에 점진적으로 증가하다가 최대하중인 이후부터 급격히 증가하기 시작하였다. 실험체 WE-60($\omega_{vp} = 0.234$)과 WA-60($\omega_{vp} = 0.233$)는 15사이클까지 컨트롤 실험체의 W_n 과 매우 비슷하였다. 하지만, 이 이후 사이클에서 WE-60($\omega_{vp} = 0.234$)과 WA-60($\omega_{vp} = 0.233$)의 W_n 의 증가폭은 컨트롤 실험체 보다 점차 증가하기 시작하여, 23사이클에서 산정된 W_n 값이 컨트롤 실험체 보다 각각 1.14배 및 1.05배 높았다. WA-90($\omega_{vp} = 0.164$)과 WA-120($\omega_{vp} = 0.126$)의 W_n 값은 19사이클 이후부터 컨트롤 실험체 보다 다소 감소하였지만, 대체적으로 실험종료시점까지 컨트롤 실험체와 동등한 수준을 유지하였다. Table 4에는 최대하중 이후 최대하중의 80%까지 저하되는 점에서 산정된 W_n 를 나타내었다. 비슷한 ω_{vp} 에서 와이어로프로 횡구속배근된 HWC 전단벽의 W_n 는 일반철근으로 배근된 전단벽 보다 1.09배 높았다.

4. 결 론

본 연구에서는 중량콘크리트 전단벽의 경계요소내에서 횡보강근으로서 와이어로프의 적용가능성을 평가하였다. 이를 위해서 와이어로프로 횡보강된 중량콘크리트 전단벽의 축하중하에서 반복횡하중 실험과 연성능력을 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 와이어로프로 횡구속 배근된 중량콘크리트 전단벽의 곡률 및 변위연성비는 도로교설계기준에 의한 예측값 보다 높은 값을 보였다.
- 2) 동일한 횡보강근체적지수에서 와이어로프로 횡구속 배근된 중량콘크리트 전단벽의 연성비와 일손상지수는 일반철근으로 배근된 전단벽 보다 각각 1.04배와 1.09배 높았다.
- 3) ACI 318-11의 등가응력블록에 기반한 중량콘크리트 전단벽의 휨 내력은 실험결과에 비해 88~97%로서 안전측으로 예측하였는데, 그 안전율은 와이어로프 횡보강근체적지수(ω_{vp})가 증가함에 따라 증가하였다.
- 4) 중량콘크리트 전단벽의 고연성 설계를 위한 곡률연성비(μ_ϕ) 16 이상을 확보하기 위해서는 횡보강근체적지수(ω_{vp})가 0.233 이상이 요구되었다.

감사의 글

이 논문은 2014년도 정부(미래창조과학부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임(No. NRF-2014

- Seismic Rehabilitation of Buildings*”, FEMA, Washington DC., 2000.
16. KRTA, “*Bridge Code(Limit State Design) 2012*”, Korea Road and Transportation Association, 2012 (in Korean).
 17. Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russell, H. G., and Corley, W. G., “*Earthquake Resistant Structural Walls –Tests of Isolated Walls*”, Report to National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1976, pp. 233.
 18. Oesterle, R. G., Aristizabal-Ochoa, J. D., Fiorato, A. E., Russell, H. G., and Corley, W. G., “*Earthquake Resistant Structural Walls –Tests of Isolated Walls Phase IP*”, Report to National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1979, pp. 208.
 19. Kim, M. J., “*An Experimental Study on Boundary Element Reinforcements of High-Strength Concrete Bearing Walls*”, Ph.D. thesis, Program in Architectural Engineering, Konkuk University, South Korea, 1998, pp. 83 (in Korean).

요 약 이 연구에서는 중량콘크리트 전단벽의 경계요소내에서 횡보강근으로서 와이어로프의 적용가능성을 평가하였다. 와이어로프의 횡보강근의 배근간격은 60 mm에서 120 mm로 변화되었는데, 이때의 횡보강근체적지수는 0.126~0.234이다. 와이어로프는 주철근의 외부와 경계요소내 내부의 크로스타이로 적용되었다. 와이어로프로 횡보강된 5개의 중량콘크리트 전단벽은 축력하중하에서 반복횡하중의 실험이 수행되었다. 실험결과, 횡보강근체적지수가 증가함에 따라 전단벽의 연성은 현저하게 증가한 반면, 휨 내력의 변화는 미미하였다. 전단벽의 휨 내력의 실험결과는 ACI 318-11 기준의 예측값 보다 다소 높았다. 동일한 횡보강근체적지수에서 와이어로프로 횡보강된 전단벽의 변위연성비는 일반철근으로 보강된 전단벽보다 높았다. 특히, 이 실험결과로부터 고연성설계를 위한 곡률연성비 16 이상을 확보하기 위해서는 횡보강근체적지수가 0.233 이상이 요구되었다.

핵심용어 : 전단벽, 경계요소, 곡률연성비, 변위연성비, 와이어로프