

조적채움벽 높이에 따른 철근콘크리트 중력골조의 하중-변위 응답

Load-displacement Response of Gravity Load Designed Reinforced Concrete Moment Frames with Various Height of Masonry Infill Walls

한지민^{1)*} · 이창석²⁾ · 한상환³⁾

Han, Ji Min^{1)*} · Lee, Chang Seok²⁾ · Han, Sang Whan³⁾

¹⁾한양대학교 건축공학과 대학원생, ²⁾한양대학교 건축공학과 박사후 연구원, ³⁾한양대학교 건축공학과 교수

¹⁾Graduate Student, Department of Architecture Engineering, Hanyang University, Korea, ²⁾Post-doctoral Researcher, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, Korea, ³⁾Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, Korea

/ A B S T R A C T /

Lightly reinforced concrete (RC) moment frames may suffer significant damage during large earthquake events. Most buildings with RC moment frames were designed without considering seismic loads. The load-displacement response of gravity load designed frames could be altered by masonry infill walls. The objective of this study is to investigate the load-displacement response of gravity load designed frames with masonry infill walls. For this purpose, three-story gravity load designed frames with masonry infill walls were considered. The masonry infilled RC frames demonstrated larger lateral strength and stiffness than bare RC frames, whereas their drift capacity was less than that of bare frames. A specimen with a partial-height infill wall showed the least drift capacity and energy dissipation capacity. This specimen failed in shear, whereas other specimens experienced a relatively ductile failure mode (flexure-shear failure).

Key words: Masonry infill wall, Gravity load designed frames, RC moment frame

1. 서론

조적채움벽은 건축적인 이유로 오래전부터 철근콘크리트(RC) 골조에 사용되어 왔다 [1, 2]. 조적채움벽은 일반적으로 비구조체로 간주되어 해석이나 설계 과정에서 무시되었다 [1], [3, 4]. 이는 조적채움벽의 불확실성, 조적채움벽과 RC 골조간에 발생하는 복잡한 상호작용을 예측하기 어렵기 때문이다 [5].

하지만 조적채움벽이 RC 골조의 강도, 강성, 연성에 영향을 미칠 수 있기 때문에 조적채움벽을 무시하고 해석하는 것은 정확하지 못한 결과를 가져올 수 있다. 이를테면 조적채움벽은 골조가 중력하중을 저항하는데 효과적인 역할을 한다 [3]. 하지만 지진하중과 같은 횡하중하에서는 상황이 달라진다. 조적채움벽으로 인해 골조의 고유주기가 감소하게 되어 전체 건물에 작용되는 지진하중이 증가할 수 있고 [6], 기둥의 단면력 분포가 변화하여 취성적인 전단파괴가 발생하여 층붕괴 (story collapse)로 이어질 수 있다 [7, 8].

대부분의 과거 연구는 조적채움벽이 골조의 공간을 모두 채우고 있는 경우 (이하, 조적채움벽 골조)에 대하여 실험이 이루어 졌다. 하지만 창문과 같은 개구부를 두기 위하여 골조 내부에 일정 높이를 갖는 조적허리벽을 설치하는 경우가 많다. 이러한 경우에는 조적허리벽을 경계로 기둥의 전단경간길이(a_p)가 변화하여 설계단계에서 예상하지 못했던 전단파괴로 이어지는 단주효과가 발생할 수 있다 [9-11].

중약진 지역에 위치한 대한민국의 경우 기존에 존재하는 RC 건물의 일부만이 내진설계를 고려하여 건설되었다 [12, 13]. 이와 같이 중력하중에 대해 설계된 RC 모멘트골조 (이하, 중력골조)의 기둥부재들은 현행 내진기준에서 요구하는 수준보다 넓은 횡보강간 간격과 짧은 주철근의 겹침이음 길이를 갖는다. 또한 기둥횡보강근은 90도 갈고리를 갖기 때문에 지진으로 붕괴에 이를 수 있다 [14-16].

이러한 현상은 기둥 부재 사이에 조적채움벽으로 인하여 더욱 악화될 수 있다 [9], [11], [17, 18]. 중력골조와 조적허리벽의 상호작용을 제대로 고려하지 못하면 중력골조의 정확한 내진성능을 평가하고 이에 대비하기 어려워진다. 따라서 본 연구에서는 조적허리벽이 중력골조에 미치는 영향을 실험을 통해 알아보았으며, 이를 위해 총 3개의 1층 1경간 중력골조를 제작

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swhan@hanyang.ac.kr

(Received September 25, 2019; Revised October 23, 2019; Accepted December 5, 2019)

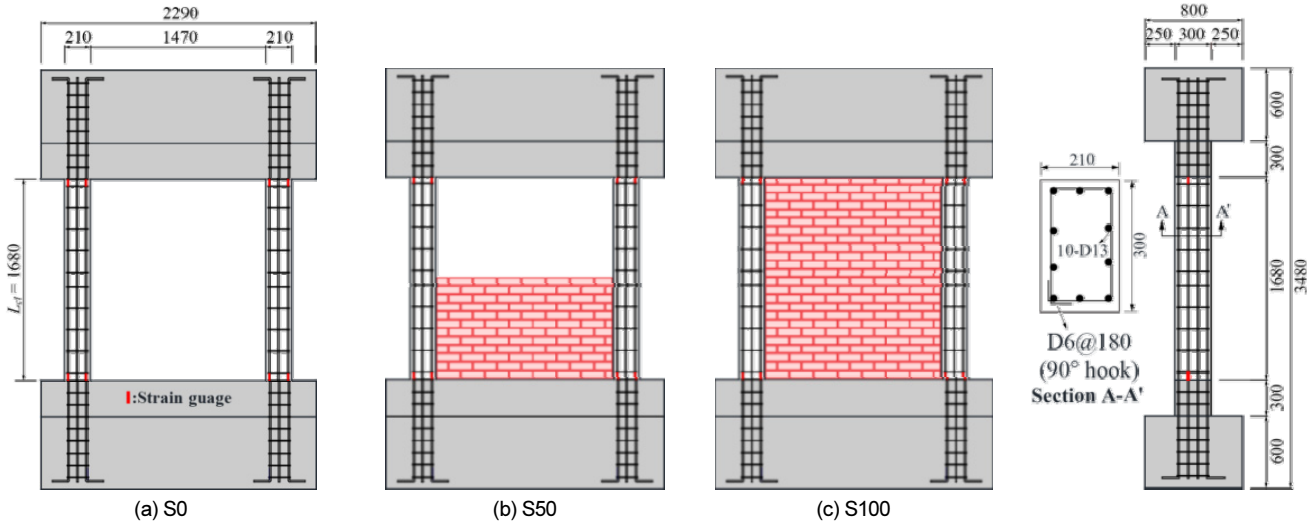


Fig. 1. Dimension and reinforcement details of test specimens (unit: mm)

하여 반복 횡하중 실험을 수행하였다.

2. 실험계획

2.1 실험체 상세

실험체는 Fig. 1와 같이 조적채움벽이 없는 골조(S0), 경간을 모두 조적벽으로 채운 골조(S100), 조적허리벽골조(S50)로 구성하였다. 실험체의 상세는 문교부 [19]을 참고하였으며, 구조 실험실 여건의 한계로 인해 실제의 3/5 크기로 축소하였고 보경간길이-기둥길이비 또한 1.35에서 0.92로 축소하여 제작되었다. 기둥은 직사각형 단면(300 mm × 210 mm)이며, 순길이 (L_{cl})는 1680 mm이다. 기둥 주철근과 횡보강근은 각각 D13와 D6을 사용하였으며, 주철근과 횡보강근의 철근비는 각각 2.0%와 0.1%로 설계되었다. 횡보강근의 갈고리 각도는 90°이고 중심간의 간격(center-to-center spacing)은 180 mm이다. 콘크리트 공칭 압축강도와 철근 공칭 항복강도는 각각 21 MPa와 400 MPa이다. 참고로 Fig. 1에서 기둥 이외의 철근은 표기가 생략되었으며, 스트레인 게이지(strain gauges)는 Fig. 1와 같이 기둥의 주철근에 설치하였다. 골조의 경우 제작공장에서 철근조립, 콘크리트 타설, 28일의 양생기간을 거친 후 구조 실험실로 운반되었으며 조적채움벽의 경우 운송 중 충격 및 손상 가능성을 최소화하기 위해서, 골조실험체를 구조실험실로 옮긴 이후 KS F 4004규정에 따라 조적벽의 두께는 0.5B로 시공 후 28일 양생하였다.

2.2 재료 시험

콘크리트의 압축강도 시험은 KS F 2405 [20]를 따랐으며 지름 150 mm, 높이 300 mm의 원통형 공시체는 KS F 2403 [21]을 따라 세 개를 만들어 실험 당일까지 56일간 양생 후 콘크리트 압축시험을 수행하였다. Fig. 2(a)는 콘크리트 압축시험에서 측정된 응력 변형 곡선을 나타낸다. 콘크리트 공시체의 압축강도 f_{ck} 평균값은 25.6 MPa이었다. 철근 인장시험편은

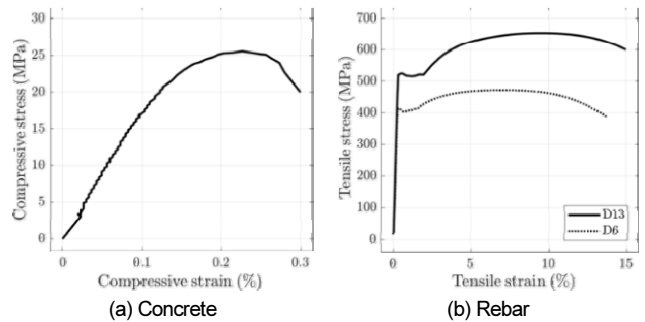


Fig. 2. Tested Stress-strain curves

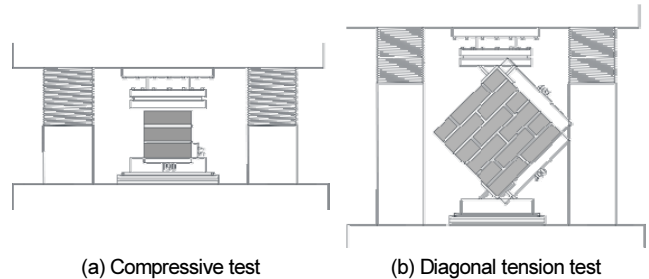
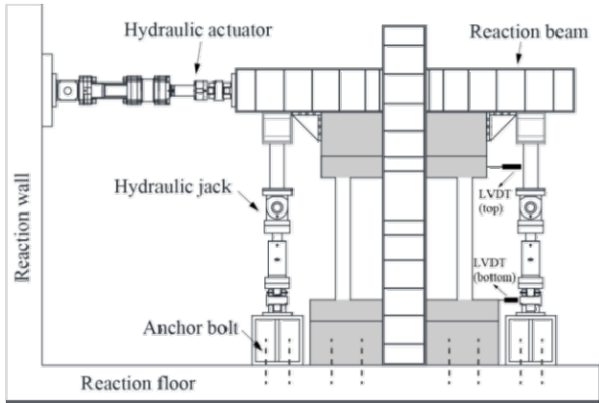


Fig. 3. Test method for masonry Assemblages

D13과 D6 철근 각각에 대해 3개를 제작하였으며 KS B 0802 [22]을 따라 인장시험을 수행하였다. 시험을 통해 측정된 응력 변형 곡선은 Fig. 2(b)에 나타내었으며, D13과 D6 철근의 평균 항복 강도는 각각 510 MPa와 410 MPa이었다.

조적조 프리즘 실험체는 ASTM C1314 [23]에 따라 제작하였다. 프리즘 실험체는 조적벽돌 3개를 쌓아 제작하였으며, 사용된 재료는 국내 조적벽에 주로 사용되는 2종 콘크리트벽돌(190 mm × 57 mm × 90 mm)이 사용되었다. 총 3개의 조적조 프리즘 압축시험을 수행하였고, 이들의 평균 압축강도는 8.40 MPa로 나타났다 (Fig. 3(a)). 대각인장시험은 ASTM E519/E519M [24]에 따라 3개의 조적 시험편을 사용하여 수행되었다. 각 조적 시험편의 높이와 길이는 모두 400 mm이었다. 평균 전단강도는 0.55 MPa로 측정되었다 (Fig. 3(b)). 모르타르 줄눈에 대한 강도시험은 수행되지 않았다.



(a) Top view of the test setup



(b) Laboratory view

Fig. 4. Test setup

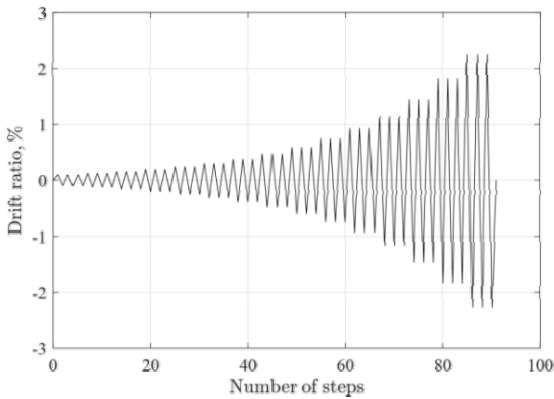


Fig. 5. Displacement history

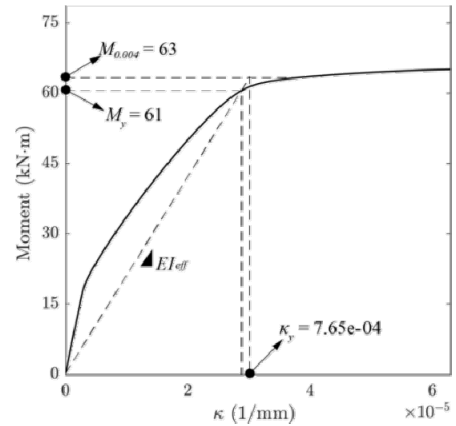


Fig. 6. Sectional analysis

2.3 실험체 설치

골조 실험체는 Fig. 4와 같이 설치하였다. 실험체 하단의 RC 블록은 강철 앵커에 의해 바닥에 고정되었다. 횡방향 하중은 실험체 상단에 연결된 유압 액추에이터 (hydraulic actuator)로 가력하였다 (Fig. 4(a)). 수평방향 유압 액추에이터의 끝에는 하중계 (load cell)가 부착되어있어 실험체에 가해지는 횡하중을 측정할 수 있도록 하였다. 실험체의 면외거동 (out-of-plane behavior)을 방지하기 위한 수평구속 (lateral bracing)용 구조물을 배치하였다. 골조에 작용하는 중력하중은 반력골조 (reaction frame)에 연직방향으로 설치된 유압잭 (hydraulic jack)으로 실험종료시까지 기둥의 최대축내력 ($A_g f_{ck}$)의 15% (= 230 kN)를 유지하였다. 여기서 A_g 는 기둥 단면적이다.

실험체의 횡하중은 Fig. 4(a)의 기둥 상단과 하단부근에 설치된 LVDT에서 측정된 변위차가 Fig. 5와 같은 변위비에 도달하도록 가해졌다. Fig. 5는 ACI 374-05 [25]에서 권고한 변위이력 (displacement history)이며, 동일한 변위 진폭 (displacement amplitude)을 3회 반복하도록 되어있다. 권고된 변위비에서 첫번째 변위비는 0.1%이며 변위진폭을 1.25배로 증가시키며 실험체가 파괴에 이를 때까지 이 과정을 반복하였다. 실험체의 파괴는 실험체의 하중-변위 응답에서 (load-displacement response)에서 측정된 최대 횡저항력 (lateral resistance)이 20% 이상 감소한 경우 또는 Fig. 4(a)의 유압잭 (hydraulic jack)의 압력이 급격히 감소한 경우로 정의하였다.

3. 골조 실험체의 파괴변위비 예측

이 절에서는 실험을 수행하기 전에 해석적으로 실험체의 거동을 예측해 보았다. RC 기둥의 항복변위비 θ_y 는 식 (1)과 같이 예측할 수 있다 [26-29].

$$\theta_y = \theta_{ft} + \theta_{sh} + \theta_{sl} \quad (1)$$

여기서 θ_{ft} , θ_{sh} , θ_{sl} 은 각각 휨, 전단, 그리고 주철근의 부착-미끄러짐 (bond-slip)으로 인한 항복변위비이다. θ_{ft} 은 휨으로 인한 곡률 κ 이 기둥 부재에 선형적으로 분포되어있다는 가정하에 식 (2)를 통하여 계산할 수 있다 [26-29].

$$\theta_{ft} = \frac{a_v}{3} \kappa_y = \frac{a_v}{3} \frac{M_{0.004}}{EI_{eff}} \quad (2)$$

여기서 a_v 는 기둥의 전단경간길이 (mm)이며, κ_y 와 $M_{0.004}$ 는 휨에 대한 단면해석을 수행하여 얻은 값이며 이는 Fig. 6에 나타내었다.

Fig. 6의 해석에 사용된 RC 기둥 단면은 Fig. 1에 제시된 것과 동일하며, 재료의 강도는 2.2절에서 측정된 값을 사용하였다. 주철근의 응력-변형률 응답 (stress-strain response)은 완전탄소성 거동으로 가정하였고, 콘크리

트의 응력-변형률 응답은 Kent [30]의 연구를 참고하였다. M_y 와 $M_{0.004}$ 는 각각 최외단 인장철근이 항복하였을 때와 콘크리트의 압축변형률이 0.004에 도달하였을 때의 휨모멘트, EI_{eff} 은 M_y 일 때의 유효 휨강성이다.

전단변형으로 인한 항복변위비 기여분 θ_{sh} 는 식 (3)을 통해 계산할 수 있다.

$$\theta_{sh} = \frac{M_{0.004}}{A_v G_c} = \frac{M_{0.004}}{(5A_y/6)G_c} \quad (3)$$

여기서 G_c 는 기둥 단면의 전단탄성계수로, 콘크리트 탄성계수의 40%로 가정하였다.

주철근의 부차-미끄러짐으로 인한 항복변위비 θ_{sl} 은 식 (4)를 이용하여 계산할 수 있다.

$$\theta_{sl} = \frac{d_b f_{yt} \kappa_y}{6.4 \sqrt{f_{ck}}} \quad (4)$$

여기서 d_b 와 f_{yt} 은 각각 길이방향 철근의 지름과 인장시험을 통해 측정된 항복강도이다.

식 (2)-(4)를 통해 계산된 θ_f , θ_{sh} , θ_{sl} 는 각각 0.82%, 0.01%, 0.59%이며, 이를 모두 합한 θ_y 는 1.4%로 계산되었다.

다음으로 θ_y 를 이용하여 실험체들의 파괴모드 (전단파괴, 휨파괴, 휨-전단파괴)를 해석적으로 예측해 보았다. 과거 연구를 종합하여 보면 기둥의 전단파괴 시점을 확인하는 방법은 변위기반모델, 하중기반모델 2가지로 분류된다 [27], [31, 32]. 하중기반 전단파괴는 기둥의 전단강도가 휨강도에 비해 현저히 낮을 때 발생하며, 대체로 기둥 길이방향 철근의 항복이 발생하기 전에 일어난다. 변위기반 전단파괴는 기둥의 전단강도가 기둥의 변위연성도 (displacement ductility)에 기반하여 발생한다 [27], [32, 33]. 이 때문에 초기에는 전단강도가 휨강도보다 높을 수 있으나, 기둥에 가해지는 횡변위가 증가함에 따라 전단강도가 휨강도보다 낮아지면서 발생한다. 이와 같은 형태의 전단파괴는 대체로 기둥 길이방향 철근의 항복이 수반되며 최종적으로 휨-전단파괴가 발생한다.

실험체 S0와 S50의 전단파괴 발생률은 하중기반모델 [27, 31]과 변위기반모델 [32, 34]을 사용하여 예측하였고, 실험에서 측정된 파괴시 변위비 (θ_f)와 비교하였다.

강도기반 전단파괴는 ASCE 41-17 [27] (이하 ASCE 41-17)에서 식 (5)와 같이 제시한 최대 전단강도를 바탕으로 예측할 수 있다.

$$V_{sh} = k_{nl} V_0 \quad (5)$$

강도기반모델에 필요한 전단강도 (V_{sh})를 계산하기 위해 다음과 같은 식을 제시하였다.

$$V_0 = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{ck}}}{a_v/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (6)$$

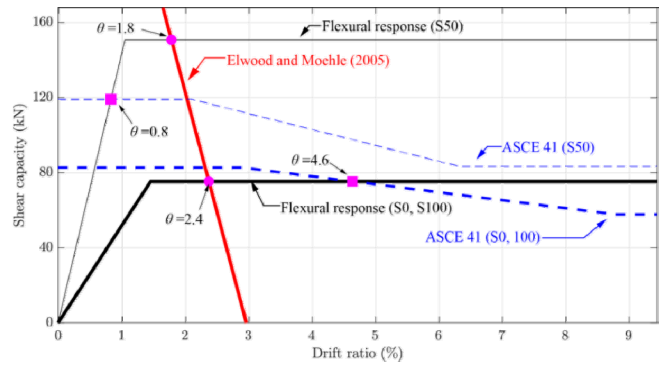


Fig. 7. Shear capacity-drift ratio response

$$k_{nl} = \begin{cases} 1.0 & (\mu \leq 2) \\ 1.15 - 0.075\mu & (2 < \mu \leq 6) \\ 0.7 & (\mu > 6) \end{cases} \quad (7)$$

여기서 A_{st} 는 기둥 횡보강근의 단면적, f_{yt} 는 횡보강근의 인장시험 (Fig. 2(b))으로 측정된 항복강도 (MPa), d 는 기둥 단면의 유효깊이 (mm), s 는 횡보강근의 간격 (mm), a_v 는 기둥 전단경간 길이 (S0의 경우 $L_d/2$) (mm)이며, P 는 축력 (N)이다. μ 는 연성계수로 θ/θ_y 로 계산되며, θ 와 θ_y 는 각각 기둥에 가해진 변위비와 항복변위비에 해당한다. V_{sh} 는 일반적으로 연성계수 μ 와 반비례 관계이다.

전단파괴시 변위비 (θ_f)와 전단강도 (V_0) 사이의 관계는 Elwood and Moehle [32]에 의해 변위기반모델 식 (8)을 사용하여 결정할 수 있다.

$$\theta_f = \frac{3}{100} + 4\rho_t - \frac{V_0/A_g}{40 \sqrt{f_{ck}}} - \frac{P}{40 A_g f_{ck}} \geq 0.01 \quad (8)$$

여기서 ρ_t 는 기둥 횡보강근 철근비이다.

Fig. 7는 위의 두 식을 사용하여 얻은 실험체 S0과 S50에 대한 전단강도 곡선을 나타내었고, 점선과 실선은 각각 식 (5)와 (8)에서 구한 전단강도 곡선이다. 휨응답의 경우 $M_{0.004}/a_v$ (Fig. 5) 이후 완전탄소성거동한다고 가정하였다. 변위기반 전단파괴 변위비의 한계곡선은 붉은 실선으로, 하중기반 전단파괴 변위비의 한계곡선은 푸른 점선으로 나타내었다. 전단응답과 휨응답이 만나는 지점이 전단파괴가 발생할 것이라 예상되는 변위비 (θ_f)이다. 사각형점과 원형점은 각각 강도기반모델 식 (5)와 변위기반모델 식 (8)을 통해 예측된 θ_f 이다. LeBorgne and Ghannoum [33]에서 기술한 바와 같이, 식 (5)와 (8)에서 얻은 값 중 더 작은 값이 실험체의 파괴변위비 θ_f 가 된다. S0 실험체와 S50 실험체의 θ_f 는 각각 2.4%, 0.8%로 계산되었다.

4. 실험결과 및 분석

4.1 하중-변위 응답

실험에서 측정된 하중-변위 이력곡선은 Fig. 8에 제시되어 있다. Table 1은 최대 횡저항력 (lateral resistance V_u), 최대강도일 때의 변위비 (θ_u), 파괴시 변위비 (θ_f)를 요약한 것이다. 실험체의 완전한 붕괴를 피하기 위해

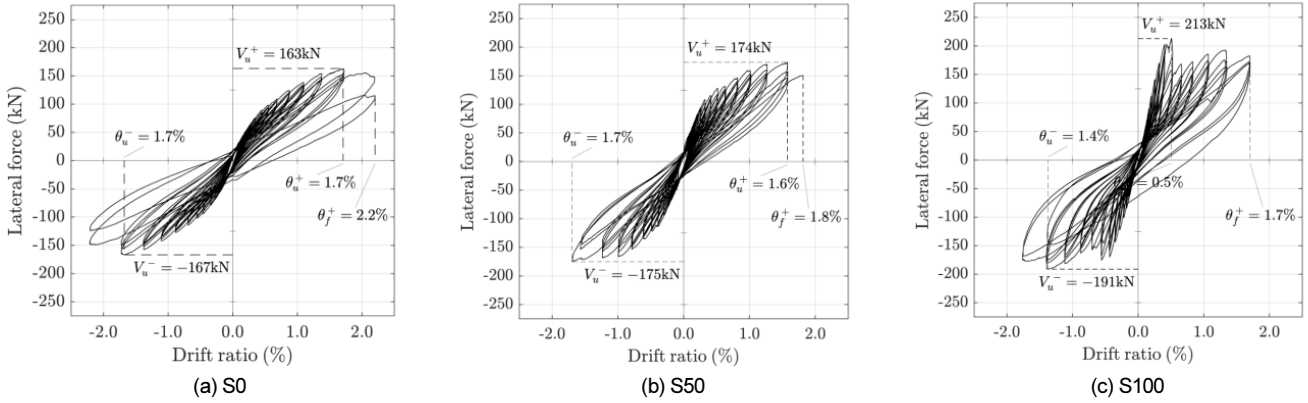


Fig. 8. Tested load-deformation response

Table 1. Summary of calculations and test results

Specimen	Shear span	Estimated values					Measured values		
	a_v (mm)	$2 V_{sh}$ (kN)	$2 V_{fl}$ (kN)	$\theta_{f,ASCE}$ (%)	$\theta_{f,Elw}$ (%)	$\theta_{f,est}$ (%)	V_u (kN)	θ_u (%)	θ_f (%)
S0	1680	166	150	4.6	2.4	2.4	167	1.7	2.2
S50	840		300	0.8	1.8	0.8	175	1.6	1.8
S100	1680		150	4.6	2.4	2.4	213	1.4	1.7

실험체가 θ_f 에 도달했을 때 실험을 종료하였다. 조적채움벽이 없는 실험체(S0)의 이력곡선은 정가력(+)과 부가력(-)에서 모두 대칭적인 이력거동을 보인 반면, 조적채움벽이 있는 실험체(S50과 S100)는 비대칭적인 이력곡선을 보였다. 이는 골조를 한쪽 방향으로 가력하면서 생긴 조적채움벽의 균열이 반대방향으로 가력시의 실험체내력을 저하시켜 발생하는 것에서 기인한 것이라 할 수 있다. 이 현상은 실험체 S100이 S50보다 더 심한 비대칭성을 보였다. 하지만 최대내력 도달 이후에는 조적채움벽의 균열 및 줄눈 손상이 정방향/부방향에 대해 고르게 발생하였기 때문에 하중-변위 응답상의 비대칭성이 완화되는 것을 확인하였다.

실험체의 강도는 양쪽 기둥의 전단 강도를 더하여 계산하였다. 기둥의 전단 강도 (V_n)는 V_{fl} 와 V_{sh} 중에서 작은 값으로 결정하였다. 여기서 V_{fl} ($= M_{0.004}/a_v$)는 P-M 상관 곡선에서 축하중이 $0.15 A_g f_{ck}$ (≈ 230 kN)으로 계산된 기둥의 모멘트 강도 (M_n)에 해당하는 전단력이며, L_{cl} 은 기둥의 순 길이이며, V_{sh} 는 ASCE 41-17 [27]의 section 10.4.2.3.1에서 제시하고 있는 전단강도이다.

S0, S50, S100의 하중-변형 응답에서 측정된 최대 횡항력 (V_u)는 각각 계산된 전단강도 ($2 V_n$)보다 각각 1.13, 1.18배, 1.44배 높았다. 실험체 S50과 S100은 각각 변위비 1.8%와 1.7%에서 파괴되었으며, 실험체 S0 ($= 2.2\%$)보다 이른 시기에 파괴되었다.

실험체 S100은 정가력 변위비 0.5%에서 최대 횡항력 ($V_u = 213$ kN)에 도달했다. 이 실험체의 조적채움벽에 최초 대각 균열은 변위비 0.7%에서 관측되었다. 이로 인해 최대 내력 이후 조적채움벽의 균열이 기여되어 181 kN으로 떨어졌다. 이 실험체의 전단강도는 실험체의 파괴변위비 $\theta_f = 1.7\%$ 에 도달할 때까지 유지되었다. 하지만 실험체 S50은 조적벽에서 균열이 발생 후 ($\theta = 0.7\%$) 약간의 강성저하를 보였을 뿐, 실험체 S100과 같은 급격한 내력 저하는 보이지 않았다.

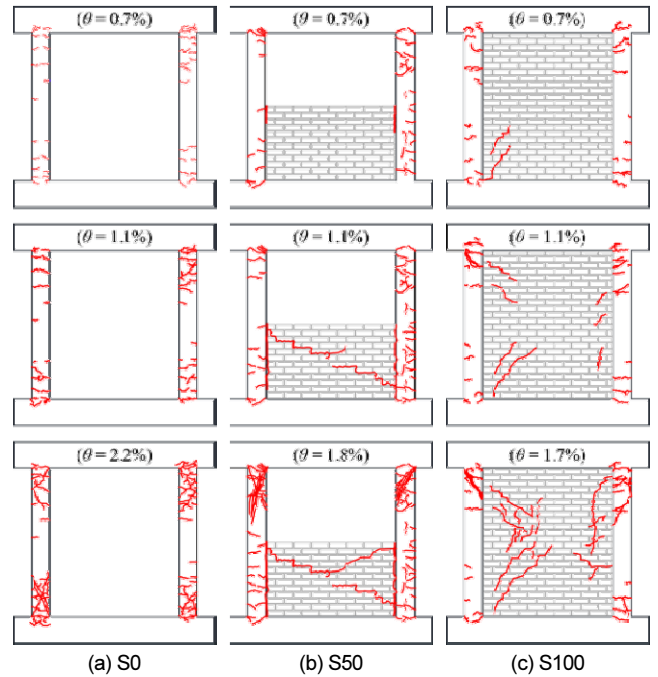


Fig. 9. Crack propagation

4.2 균열양상

Fig. 9은 실험체 S0, S50, S100의 변위비에 따른 균열 분포를 보여주고 있다. Fig. 10는 변위비에 대한 기둥 주철근의 변형도를 나타내었다. 다음은 각 실험체에 대하여 간략하게 서술하였다.

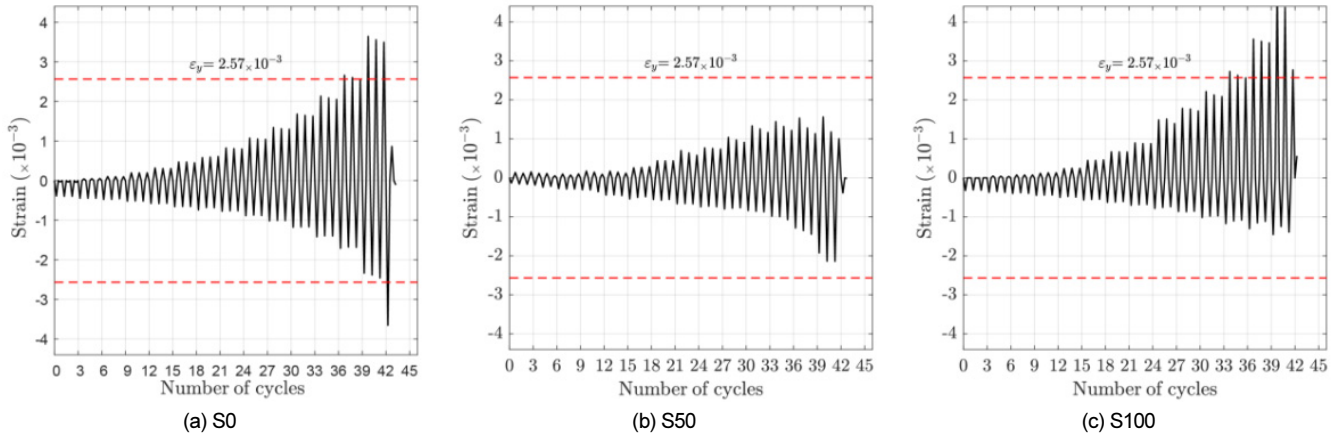


Fig. 10. Strain histories of longitudinal reinforcement

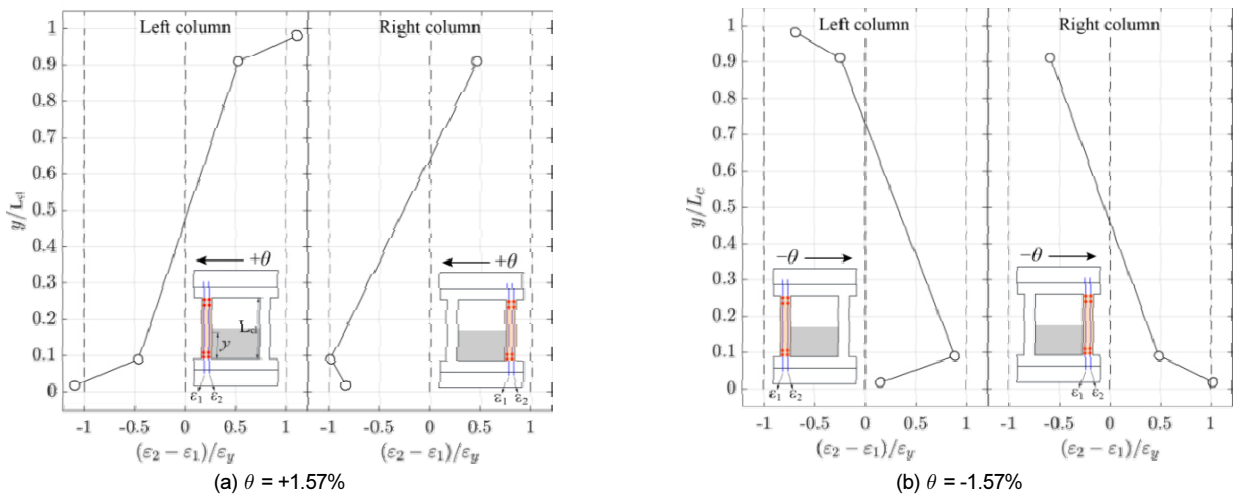


Fig. 11. Inflection points and strain distribution of specimen S50

4.2.1 실험체 S0

수평방향 휨 균열은 변위비 0.1%에서 기둥 상부 끝에 처음 관측되었으며, 대각 균열은 변위비 1.1%에서 최초로 관측되었다. 항복변형률은 재료 실험에서 얻은 항복강도를 철근의 탄성계수(200 GPa)로 나누어 계산하였으며, Fig. 10에서 점선으로 표기하였다. 변위비 1.4%에서 실험체 S0의 주철근은 ϵ_y 을 초과하는 변형률을 보였다. 3절에서 해석적으로 예측한 항복 변위비와 거의 유사하였다. 변위비 2.2%에서 기둥 하부의 콘크리트 피복 탈락이 발생하였고, 5 mm의 균열 폭이 관측되었으며 주철근의 좌굴 및 심한 대각 균열이 발생하였다. 이로 인해 실험체의 파괴로 변위비 2.2%에서 실험이 종료되었다. Table 1에서 예상한 것처럼 이 실험체는 휨-전단 파괴(휨철근의 항복이후 전단파괴)가 발생하였다(Fig. 9(a)).

실험체 S0의 전단파괴시 변위비($\theta_f = 2.2\%$)는 4절에서 예측된 파괴 변위비(2.4%) 9%차이를 보였다. 이는 해석에서 가정한 파괴모드와 실험에서 관측된 파괴모드가 동일하기 때문에 나타난 결과로 확인된다.

4.2.2 실험체 S50

실험체 S50의 최초 휨균열은 변위비 0.1%에서 관측되었다. 변위비

0.2%에서 기둥과 조적채움 벽사이의 분리가 일어났다. 최초 대각균열은 변위비 0.6%에서 조적채움벽 중앙에서 관측되었다. 기둥의 전단균열은 S0 실험체보다 빠른 0.7% 변위비에서 발생하였다. 변위비 1.4%에서 콘크리트 피복탈락이 시작되었고, 변위비 1.8%에서 대각 균열이 대폭 벌어져 급격한 내력저하로 인해 실험을 종료하였다. 실험체 S50의 주철근의 변형률은 실험체 S0와 달리 기둥에서 전단 파괴가 발생할 때까지 기둥의 주철근이 항복하지 않았음을 알 수 있다(Fig. 10(b)). 이는 조적채움벽으로 인한 단주효과로 기둥의 휨거동을 저항하여 발생한 결과라고 판단할 수 있다.

실험체 S50의 실험에서 측정된 파괴변위는 1.8%로, 3절에서 예측된 파괴 변위비인 0.8%와 큰 차이를 보였다. 그 이유는 3절에서 계산된 파괴 변위비는 조적벽이 기둥 하단부를 완전하게 구속했다는 가정하에 계산되었기 때문이다.

Fig. 11은 변위비 $\theta = 1.57\%$ 에서 기둥주철근의 상단과 하단에 부착된 스트레인 게이지를 통해 측정된 변형률을 나타낸 것으로, 기둥의 변곡점을 알 수 있다. Fig. 11을 보면 골조를 가력하는 방향에 따라 변곡점의 위치가 변화하는 것을 확인하였다. 왼쪽 기둥은 정가력에서 변곡점이 기둥의 순길이 L_d 의 중앙에 위치하였다. 이는 해당 방향에서 기둥의 움직임이 구속할 수 있는 조적채움벽이 존재하지 않기 때문이다. 오른쪽기둥의 경우 기둥의 움직임을 조적채움벽이 구속하였기 때문에 변곡점이 L_d 의 중앙에서 벗어

난 것을 확인할 수 있다. 부가력에서는 정가력과는 정반대의 현상이 발생하여 왼쪽 기둥이 구속되고 오른쪽 기둥은 구속되지 않아 변곡점이 L_{cl} 의 중앙에 위치한 것을 볼 수 있다. 이와 같은 이유로 S50기둥의 실제 파괴 변위비는 1.4%로, 전단경간길이 a_v 가 $1.0L_{cl}$ 인 경우 ($\theta_{f,est} = 2.4\%$)와 $0.5L_{cl}$ 인 경우 ($\theta_{f,est} = 0.8\%$)의 차이 값을 가지는 것으로 나타났다.

4.2.3 실험체 S100

최초 휨 균열은 변위비 0.2%에서 관측되었다. 변위비 0.57%에서 조적채움벽과 기둥이 분리되었고 실험체 S50보다 늦게 분리된 것으로 확인하였다. 조적채움벽의 최초 대각 균열은 변위비 0.7%에서 발생하였다. 실험체 S50과 유사하게 급격한 내력저하(28%)로 인해 변위비 1.7%에서 실험이 종료되었다(Fig. 9(c)). 변위비 1.7%에서는 기둥의 전단 균열 폭이 급격하게 넓어진 것을 관측하였다.

주철근의 항복은 실험체 S0과 유사한 변위비인 1.4%에서 최초로 확인되었다(Fig. 9). S0과 S100의 주철근 항복시점이 유사한 이유는, S100의 경우 조적벽이 골조를 상-하 방향을 기준으로 대칭적으로 채우고 있기 때문에 S50과 같은 극단적인 단주효과는 발생하지 않았기 때문이다. 이는 해석적으로 파괴변위비를 예측한 Fig. 7에서도 확인할 수 있다.

S100의 실험종료 변위비가 S0보다 낮은 이유는, 조적채움벽으로 인해 기둥의 전단내력분포가 변화하였기 때문이다. 이는 Fig. 9의 변위비 $\theta = 1.1\%$ 일때의 S0은 휨균열이 주로 확인된 반면, S100에서는 왼쪽기둥 상단에서 뚜렷한 대각균열이 발생하였음에서 확인할 수 있다.

4.3 강성저감 및 누적 에너지소산량

Fig. 12(a)는 사이클별 할선강성(secant stiffness)를 초기 할선강성으로 정규화하여 나타낸 그림이다. 할선강성은 하중-변위 이력곡선에서 각 사이클마다 최대변위 도달시의 하중지점을 잇는 선의 기울기(k, k')이다. 초기할선강성의 경우 과거 연구를 참고하였으며[35, 36], 반복포락곡선(cyclic envelope curve)상에서 원점과 초기 가력사이클(변위비 $\theta = 0.10\%$)의 최대변위 지점에서의 하중지점을 잇는 직선의 기울기로 계산하였다. 강성비는 각 사이클별 강도 보유정도를 나타내는 척도라 할 수 있다. 변위비 0.1%

에서 S0, S50, S100 실험체의 초기할선강성은 각각 19.6 kN/mm, 29.8 kN/mm, 30.0 kN/mm 로 측정되었다.

S100 실험체는 변위비 0.5%에 도달할 때까지는 약 38% 정도의 강성저하를 보였지만, 그 이후 조적채움벽에 균열이 발생하기 시작하면서 급격한 강성저하를 보였으며, 변위비 0.7%부터 기준실험체(S0)보다 큰 강성저하를 보였다. 이는 조적채움벽의 균열과 파괴 또한 기둥과 손상된 조적채움벽의 상호 작용이 기인한 것으로 추정된다.

S50은 변위비 0.3%까지는 S0과 비슷한 수준의 강성저하가 발생하였지만(S0의 경우 35%, S50의 경우 38%), 그 이후부터 모든 실험체 중에서 가장 급격한 강성저하가 발생하였다. 이는 조적채움벽의 대각균열의 발달과 조적허리벽으로 인한 단주효과로 인하여 기둥의 전단내력 저하가 가속되어 나타난 결과로 확인되었다.

Fig. 12(b)에 3개 골조 실험체(S0, S50, S100)의 누적 에너지소산량을 나타내었다. 에너지 소산능력은 구조부재의 내진성능을 평가하는데 중요한 요소이다. 누적 에너지소산량은 하중-변위 곡선이 둘러싸고 있는 내부 면적을 누적 합산하여 계산하였다. Fig. 12의 x 축에 표기된 변위비는 2.3절에서 설명한 변위이력의 진폭과 동일하다. y 축의 경우, x 축에 표기된 변위비에서 3회 반복하여 얻은 하중-변위 곡선의 내부면적을 모두 누적합산한 값을 나타내었다. 실험종료 직전의 누적에너지 소산량은 S100이 38.4 kN·m 로 가장 우수했다. S50 과 S0의 실험종료 직전 누적 에너지소산량은 각각 29.6 kN·m, 27.1 kN·m이었다.

동일한 변위비에서의 누적에너지 소산량을 비교해 보면, S50이 S0에 비해 약 1.4배 우수하였는데, 이는 조적허리벽으로 인해 초기강성과 내력이 상승했기 때문이다. 하지만 S50은 S0보다 이른 사이클에서 전단파괴되었기 때문에, 파괴직전까지의 누적에너지소산량은 S50이 S0에 비해 8% 우수한 수준에 그쳤다. S100은 동일한 변위비에서의 누적 에너지소산량이 S0에 비해 약 1.6배 우수한 것으로 나타났다. 또한 이 실험체는 S0에 비해 이른 시점에서 파괴되었지만, 조적채움벽으로 인한 최대내력 증가정도가 S0실험체에 비해 훨씬 크고, 조적채움벽의 파괴가 발생한 이후 ($\theta=0.5\%$)에도 S0과 유사한 내력을 유지하였다. 이 때문에 총 누적 에너지소산량이 S0에 비하여 약 1.3배 우수한 것으로 나타났다. 위 결과를 통해 기준골조시스템의 전체 누적 에너지소산량에 미치는 영향은 조적채움벽 높이에 따라 차이가 있음을 확인할 수 있었다.

추가적으로 사이클마다 소산된 에너지량을 탄소성거동에 의한 사이클

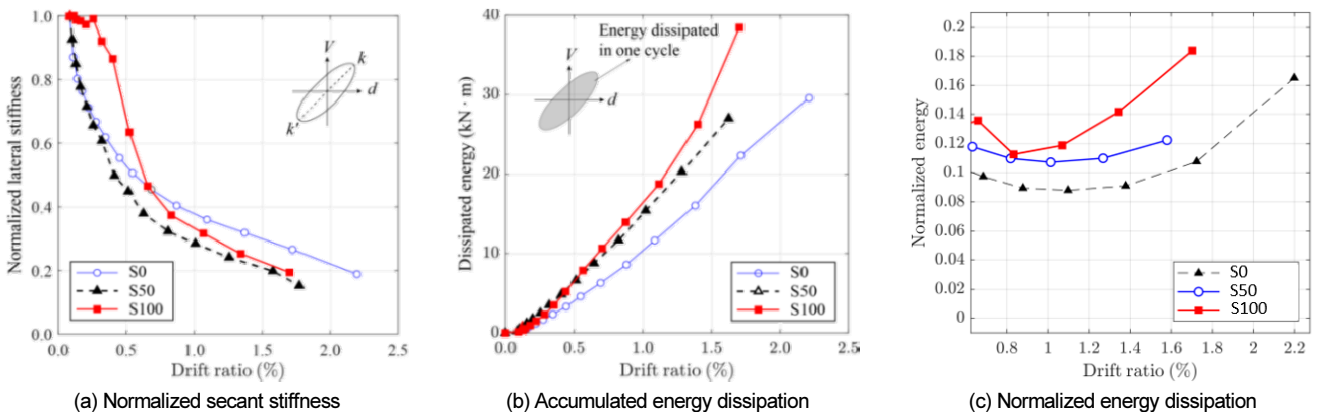


Fig. 12. Normalized stiffness and cumulative dissipated energy

당면적으로 정규화된 값을 Fig. 12(c)에 나타내었다. 실험체에 발생하는 균열이 심해지기 시작하는 변위비 1.1%일때의 정규화된 에너지는 S0, S50, S100에 대해 각각 0.09, 0.11, 0.12로 확인되었다. 정규화된 에너지는 실험체에 발생하는 손상이 누적될수록 그 값이 증가하였으며, 실험 종료시의 정규화된 에너지값은 S0, S50, S100에 대해 각각 0.17, 0.12, 0.18로 확인되었다.

5. 요약 및 결론

본 연구에서는 조적채움벽이 RC 중력골조의 하중-변위 응답에 미치는 영향을 조사하였다. 이를 위해 조적채움벽이 기둥 순길이의 0%, 50%, 100%만큼 채워진 중력골조를 제작하여 반복 횡하중 가력실험을 수행하였다. 본 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 실험에 앞서 변위기반모델과 강도기반모델로 예측된 파괴변위비 중에서 작은 값을 실험체의 파괴변위비로 예측하였다. 실험체 S0의 전단파괴시 변위비 ($\theta_f = 2.2\%$)는 해석으로 예측한 변위비와 ($\theta = 2.4\%$) 상당히 유사하였다. 그러나 실험체 S50의 경우, 해석으로 예측된 변위비 ($\theta = 0.8\%$)가 실제 ($\theta = 1.8\%$)에 비하여 과소평가되었다. 이는 해석에서는 양쪽 기둥이 조적채움벽으로 구속된 상황을 가정한 반면, 실제 실험에서는 한쪽 기둥만 구속되는 현상이 발생하였기 때문이다.
- 2) 조적채움벽이 없는 골조 실험체 (S0)의 하중-변위 응답은 정가력과 부가력에서 모두 대칭적인 이력거동을 보였다. 반면 조적채움벽이 존재하는 S50과 S100의 중-변위 응답은 비대칭적이었다. 이 현상의 원인은 골조를 한쪽 방향으로 가력하면서 발생한 조적채움벽의 균열이 반대 방향으로 가력시의 실험체내력에 영향을 미치는 것을 알 수 있었다. 이 현상은 조적채움벽의 높이가 높은 S100이 S50보다 더 심한 비대칭성을 보였다.
- 3) 조적채움벽 높이가 기둥 순길이의 50%, 100%인 실험체 (S50, S100)는 조적채움벽이 없는 기준실험체 (S0)에 비해 각각 6%, 30%의 최대내력 증가를 보였다. 하지만 S50과 S100의 실험 종료시 변위비는 S0보다 20% 이상 작았다. 특히 조적허리벽 실험체 (S50)의 경우, 최대내력은 크게 증가하지 않았으나, 기둥의 단주파괴로 인해 기준실험체 (S0)보다 이른 변위비에 실험이 종료되었다. 이를 통해 조적채움벽의 높이에 따라 RC골조의 내진 거동이 변화할 수 있음을 확인하였다. 다만, 실험체의 개수가 제한적이기 때문에 보다 다양한 설계변수 (조적채움벽의 높이, 경간길이, 재료강도 등)에 대한 검증이 필요하다.
- 4) S50의 왼쪽 기둥은 정가력에서 변곡점이 기둥의 중간 부분에 있는 반면, 부가력에서 변곡점은 기둥의 중간 부분보다 위쪽에서 발생하였다. 이는 조적채움벽이 기둥의 움직임을 구속하여 (단주효과)발생한 결과이다. 또한 오른쪽 기둥의 변곡점 위치도 왼쪽 기둥과 유사한 위치에서 확인되었다. 이를 통하여 한쪽 방향 하중에서의 θ_f 는 실험체 S0에서 얻은 값과 유사한 값을 예측할 수 있고, 다른 방향 하중에서의 θ_f 는 실험체 S50에서 얻은 값으로 예측할 수 있다.
- 5) S100은 조적채움벽에 균열이 발생하기 시작 ($\theta = 0.5\%$)하면서 급격한 강성 저하를 보였으며, 기준실험체 (S0)보다 큰 강성저하를 보였다.

S50은 초기 변위에서는 S0와 비슷한 수준의 강성 저하가 발생하였지만 변위비 0.5% 이후에는 모든 실험체 중에서 가장 급격한 강성저하가 나타났다. 이는 조적허리벽으로 인해 기둥에 전단균열이 발생하였기 때문으로 나타났다.

- 6) 동일한 횡변위비에서의 누적에너지 소산량은 조적채움벽의 높이와 비례하여 증가하였다. 실험 종료직전의 누적에너지 소산량은 S100이 가장 컸고, S0과 S50은 유사하였다. 이는 S50의 최대내력이 S0보다 증가한 반면 실험 종료 직전 변위비는 감소하여서 나타난 결과이다.
- 7) 본 연구에서 제작된 실험체는 기둥과 조적채움벽간의 상호작용과 이로 인한 하중-변위 응답 및 파괴모드에 집중하였다. 따라서 보의 휨거동, 보-기둥 접합부의 전단거동, 그리고 기둥 휨철근의 겹침이음의 영향이 고려되지 않았으므로 추후 연구에서 보완되어야 할 것이다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 2019년도 정부 (국토교통부)의 재원으로 국토교통과학기술진흥원(19CTAP-C152179-01)의 지원을 받아 수행되었습니다.

/ REFERENCES /

1. Turgay T, Durmus MC, Binici B, Ozcebe G, Evaluation of the Predictive Models for Stiffness, Strength, and Deformation Capacity of RC Frames with Masonry Infill Walls. *Journal of Structural Engineering*. 2014 Oct;140(10):06014003.
2. Lee HS, Woo SW. Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2002 Feb;31(2):353-378.
3. Kumar M, Rai DC, Jain SK. Ductility Reduction Factors for Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames. *Earthquake Spectra*. 2015 Feb;31(1):339-365.
4. Perrone D, Leone M, Aiello MA. Evaluation of the infill influence on the elastic period of existing RC frames. *Eng Struct*. 2016 Sep 15;123:419-433.
5. Crisafulli FJ. Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. University of Canterbury. *Civil Engineering: University of Canterbury*. c1997.
6. El-Dakhkhni WW, Elgaaly M, Hamid AA. Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*. 2003 Feb;129(2):177-185.
7. Fiore A, Spagnoletti G, Greco R. On the prediction of shear brittle collapse mechanisms due to the infill-frame interaction in RC buildings under pushover analysis. *Eng Struct*. 2016 Aug;121:147-159.
8. Sattar S, Liel AB. Seismic Performance of Nonductile Reinforced Concrete Frames with Masonry Infill Walls—I: Development of a Strut Model Enhanced by Finite Element Models. *Earthquake Spectra*. 2016 May;32(2):795-818.
9. Park JH, Jeon SH, Kang KS. Seismic Performance Evaluation of Masonry-Infilled Frame Structures using Equivalent Strut Models.

- Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2012 16(1): 47-59.
10. Guevara LT, García LE. The Captive- and Short-Column Effects, *Earthquake Spectra*, 2005 Feb;21(1):141-160.
 11. Yu E, Kim M, Jung D. A Comparison Study of Equivalent Strut Models for Seismic Performance Evaluation of Masonry-Infilled Frame, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2014 Mar; 18(2):79-87.
 12. Kim TW, Min CG. Analytical Study of the Effect of Full and Partial Masonry Infills on the Seismic Performance of School Buildings, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2013;17(5): 197-207.
 13. Moon KH, Jeon YR, Lee CS, Han SW. Evaluation of Performance of Korean Existing School Buildings with Masonry Infilled Walls Against Earthquakes, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2012 Dec;16(6):37-46.
 14. Han SW, Kwon OS, Lee LH. Evaluation of the seismic performance of a three-story ordinary moment-resisting concrete frame, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2004 May;33(6):669-685.
 15. Han SW, Jee NY. Seismic behaviors of columns in ordinary and intermediate moment resisting concrete frames, *Eng Struct*, 2005 May;27(6):951-962.
 16. Elwood KJ, Baradaran Shoraka M, Yang TY. Collapse Probability of Existing Concrete Buildings: The Evolution of Seismic Rehabilitation in North America, In: Fischinger M, editor. *Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society*, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Dordrecht: Springer Netherlands, c2014, pp. 469-483.
 17. Yu E, Kim MJ, Lee SH, Kim CM. Relation between Shear Strength of Masonry infills and Seismic Performance of Masonry-infilled Frames, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2015;19(4):173-181.
 18. Kim BS, Park JH. Res ponse Modification Factors for Seismic Performance Evaluation of Non-seismic School Buildings with Partial Masonry Infills, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2019;23(1):71-82.
 19. Korean Ministry of Education, Standard design of school buildings, Report 80-92-DA, Korea, c1980. (in Korean)
 20. Korea Standards Association, KS F 2405, Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete, Republic of Korea, c2017.
 21. Korea Standards Association, KS F 2403, Standard test methods for making and curing concrete specimens, Republic of Korea, c2014.
 22. Korea Standards Association, KS B 0802, Method of tensile test for metallic materials, Republic of Korea, c2018.
 23. ASTM, Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms, ASTM C1314-142014.
 24. ASTM, Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, ASTM E519 / E519M-152015.
 25. ACI, Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary, Farmington Hills, MI, c2005.
 26. Elwood KJ, Eberhard MO. Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, 2009 Jul-Aug;106(4):476-484.
 27. ASCE 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Reston, VA: American Society of Civil Engineers, c2017.
 28. Elwood KJ, Eberhard MO. Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns, Pacific Earthquake Engineering Research Center, c2006.
 29. Berry MP, Eberhard MO. Performance modeling strategies for modern reinforced concrete bridge columns Pacific Earthquake Engineering Research Center, Contract No.: PEER 2007/07, c2008.
 30. Kent DC. Flexural members with confined concrete, *Journal of the Structural Division*, 1971;97(7):1969-1990.
 31. Sezen H, Moehle JP. Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering*, 2004 Nov; 130(11):1692-1703.
 32. Elwood KJ, Moehle JP. Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement, *Earthquake Spectra*, 2005 Feb;21(1):71-89.
 33. LeBorgne MR, Ghannoum WM. Analytical Element for Simulating Lateral-Strength Degradation in Reinforced Concrete Columns and Other Frame Members, *Journal of Structural Engineering*, 2014 Jul;140(7):04014038 1-12.
 34. Ghannoum WM, Moehle JP. Rotation-Based Shear Failure Model for Lightly Confined RC Columns, *Journal of Structural Engineering*, 2012 Oct;138(10):1267-1278.
 35. Di Ludovico M, Verderame GM, Prota A, Manfredi G, Cosenza E. Experimental Behavior of Nonconforming RC Columns with Plain Bars under Constant Axial Load and Biaxial Bending, *Journal of Structural Engineering*, doi:10.1061/(ASCE)st.1943-541x.0000703, 2013;139:897-914.
 36. Rodrigues H, Furtado A, Arède A. Behavior of Rectangular Reinforced-Concrete Columns under Biaxial Cyclic Loading and Variable Axial Loads, *Journal of Structural Engineering*, doi:10.1061/(ASCE)st.1943-541x.0001345, 2016;142:04015085-1-8.