

저층 조적건물의 내진성능평가 사례 연구

Case Study of Seismic Evaluation of Low-Rise Masonry Buildings

엄태성¹⁾ · 김찬호²⁾ · 이승제^{3)*} · 김진우⁴⁾

Eom, Tae Sung¹⁾ · Kim, Chan Ho²⁾ · Lee, Seung Jae^{3)*} · Kim, Jin Woo⁴⁾

¹⁾단국대학교 건축학부 교수, ²⁾단국대학교 건축학부 석사과정, ³⁾단국대학교 건축학부 박사과정, ⁴⁾한국건설생활환경연구소 내진센터 선임연구원

¹⁾Professor, School of Architecture, Dankook University, ²⁾Graduate Student, School of Architecture, Dankook University, ³⁾Graduate Student, School of Architecture, Dankook University, ⁴⁾Researcher, Seismic Safety Center, Korea Conformity Laboratories

/ A B S T R A C T /

In this study, the seismic performance of a two-story unreinforced masonry (URM) building was assessed following the linear and nonlinear static procedures specified in the seismic evaluation guideline of existing buildings. First, the provisions to assess failure modes and shear strengths of URM walls and wall piers were reviewed. Then, a two-story URM building was assessed by the linear static procedure using m-factors. The results showed that the walls and wall piers with aspect ratios h_e/l (i.e., effective height-to-length ratio) > 1.5 were unsafe due to rocking or toe crushing, whereas the walls with $h_e/l \leq 1.5$ and governed by bed-joint sliding mainly were safe. Axial stresses and shear forces acted upon individual masonry walls, and wall piers differed depending on whether the openings were modeled. The masonry building was reevaluated according to the nonlinear static procedure for a more refined assessment. Based on the linear and nonlinear assessment results, considerations of seismic evaluation for low-rise masonry buildings were given with a focus on the effects of openings.

Key words: Masonry structure, Unreinforced Masonry, Seismic evaluation, Linear procedure, Nonlinear analysis

1. 서론

최근 파출소, 경로당, 단독주택 등 노후 소규모 조적건물에 대한 내진성능평가 및 보강에 대한 수요가 증가하고 있다. 이들 건물은 대부분 2층 이하의 건물들로 중력하중에 저항하도록 설계된 비보강 조적벽체(unreinforced masonry walls)가 지진하중에 저항한다. 비보강 조적건물의 내진성능평가에는 m계수법을 사용한 선형정적방법 또는 비선형정적방법(또는 푸시 오버해석)을 사용할 수 있다[1, 2]. 국내에서는 기존 건축물 내진성능평가요령(이하 평가요령)[1]에서 비선형정적방법을 허용하지 않으므로 통상적으로 m계수법에 의한 선형정적방법이 사용된다. 평가요령의 내진성능평가규정들은 미국의 ASCE 41-13[2]의 관련 규정을 토대로 체계화되었으나, 국내 소규모 조적건물에 적합한 규정인지 여부는 충분히 확인되지 못하였다[3]. 국내 소규모 조적건물은 구조적으로 다음과 같은 특수성을 갖는다.

첫째, 보강조적(reinforced masonry) 건물이 주로 사용되는 미국과 달리, 국내의 조적건물은 대부분 비보강 조적벽체로 시공되었다. 지진에 의한

비보강조적건물의 피해사례는 전세계적으로 많이 보고되었지만, 비보강조적구조의 내진성능에 대한 연구 결과는 상대적으로 제한적이다. 미국에서 수행된 2층 조적건물에 대한 실험연구[4, 5]에 따르면, 비보강 조적벽체는 수평지진하중에 의한 면내전단에 대하여 보강철근이 전혀 사용되지 않았음에도 불구하고 어느 정도는 연성 및 에너지소산능력을 보인다. 개별 조적벽체에 대한 실험연구에서도 이와 유사한 내진성능이 확인된다. 켄틸레버 조적벽체(형상비 0.67-1.33)에 대한 Kang et al.[6]의 실험연구에서는 횡변위비 2%-5%의 변형능력이 확인되었고, 형상비가 감소할수록 연성 및 에너지소산능력이 증가하였다. 이중곡률 모멘트가 재하된 조적벽체(형상비 0.75-2.25)에 대한 Lee et al.[7]의 실험연구에서도 횡변위비 1.5% 이상의 변형능력이 확인되었고, Kang et al.의 켄틸레버 조적벽체 실험과 달리 형상비가 증가할수록 변형능력이 증가하는 거동이 확인되었다. 또한 줄눈 파괴 이후 미끄럼(bed-joint sliding)이 발생하는 동안에도 축하중에 의한 마찰거동에 의해 수평전단강도 및 에너지소산능력을 발휘하였다.

둘째, 소규모 건물에 사용된 조적벽체는 출입문, 창호 등 크고 작은 개구부에 의하여 다수 분절된다. 상당수의 분절벽체들은 형상비가 1.5를 초과하는 세장한 조적벽체로서 주로 강체회전(rocking) 및 단부압괴(toe crushing)에 의해 파괴되며 전단강도가 크지 않다. 반면 형상비가 1.5이하인 조적벽체는 주로 가로줄눈파괴를 보이며 전단강도가 상대적으로 크다. 이처럼 형상비와 파괴모드가 상이한 조적벽체들이 혼재된 조적건물에서 선형해석

*Corresponding author: Lee, Seung Jae

E-mail: kambig@naver.com

(Received July 27, 2021; Revised September 29, 2021; Accepted October 15, 2021)

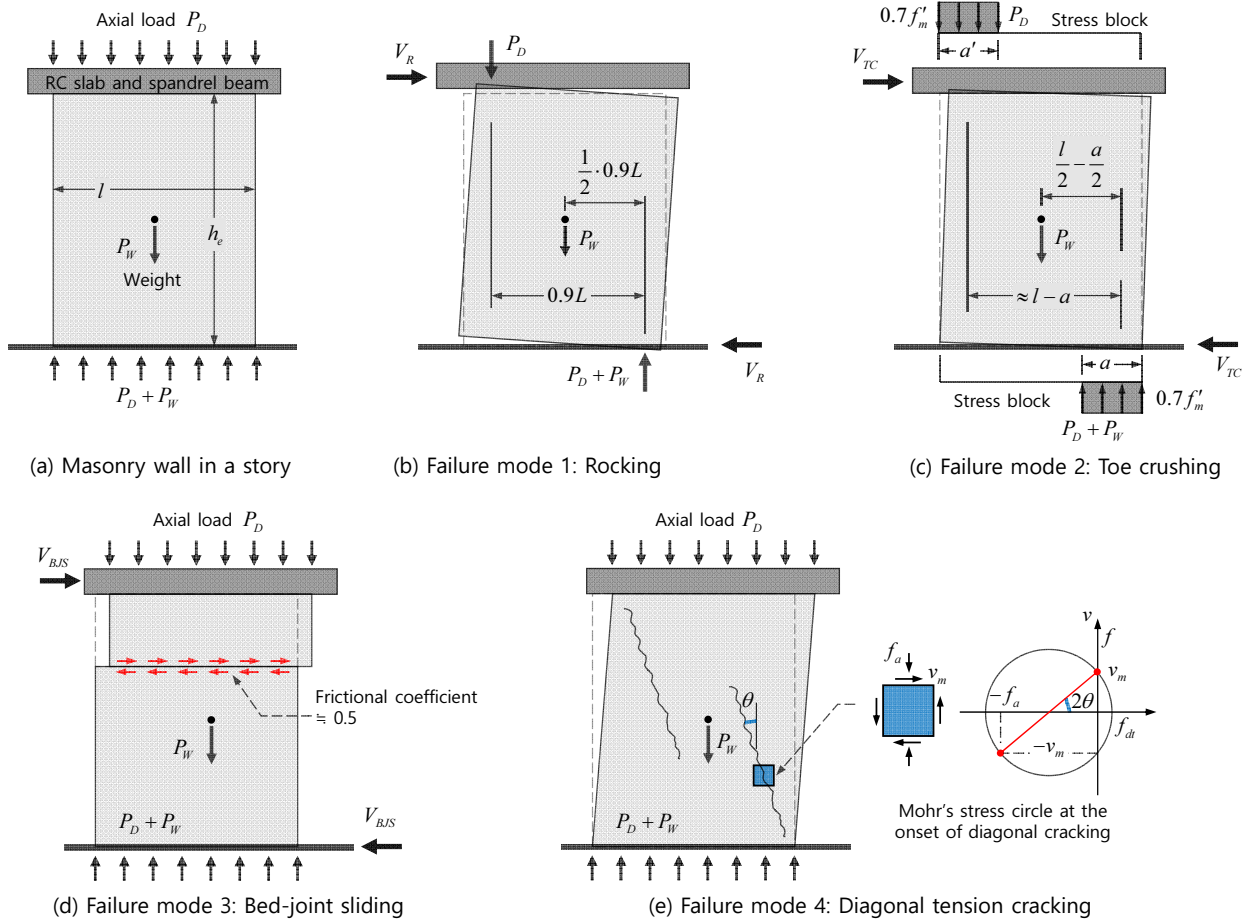


Fig. 1. Failure modes and shear strengths of masonry walls

기반 m계수법에 의한 내진성능평가는 그 정확성에 한계가 있을 수밖에 없다.

셋째, 국내 조적건물은 통상 철근콘크리트(RC) 바닥슬래브와 테두리보를 갖는다. 이러한 RC바닥구조는 조적벽체를 하나로 묶는 강체격막(rigid diaphragm)으로 역할을 한다. Park[8]의 해석연구에 따르면, 격막 강성이 감소할수록 지진손상이 증가하며, 격막작용은 개구부에 의한 지진손상을 완화하는데 기여할 수 있다. Kim and Oh[9] 또한 강체격막이 산재된 조적벽체 사이에서 지진하중을 전달하고 면외방향 변형을 줄일 수 있음을 보고하였다. 다만, 강체격막은 비틀림거동을 증가시킬 수 있으므로 주의가 필요하다.

이상에서 살펴본 바와 같이 국내 저층 조적건물은 개구부 주변의 분절된 조적벽체에 의해 강도, 변형능력 등 내진성능이 크게 영향을 받을 수 있으며, 따라서 선형해석 기반의 m계수법은 형상비가 다른 조적벽체간 힘의 재분배를 고려하지 못하므로 그 적용성에 한계가 있을 수 있다.

이 연구에서는 저층 조적건물을 위한 선형해석기반 m계수법의 적정성을 조사하였다. 먼저, 평가요령 및 ASCE 41-17[10]에 제시된 조적벽체의 파괴모드별 전단강도를 검토하였다. 저층 파출소 건물에 대하여 내진성능을 평가하고, 개구부의 영향과 힘기반 m계수법에 의한 선형평가의 한계를 논하였다. 마지막으로 비선형정적절차에 따라 조적건물의 내진성능을 재평가하고, 저층 조적건물을 위한 내진성능평가 고려사항을 제안하였다.

2. 조적벽체의 전단강도

이 절에서는 평가요령 및 ASCE 41-17[10]에 제시된 조적벽체의 파괴모드별 전단강도를 검토하였다[4].

2.1 파괴모드 및 전단강도

조적벽체의 파괴모드는 강제회전(rocking), 단부압괴(toe crushing), 가로줄눈파괴.bed-joint sliding) 및 대각인장파괴(diagonal tension)로 구분할 수 있다. Fig. 1(a)와 같이 RC 슬래브 및 테두리보에 의해 상하 경계가 구속된 조적벽체에서 파괴모드별 전단강도는 다음과 같다(h_e = 한 층에서 조적벽체의 유효높이, l = 조적벽체 단면길이, P_W = 조적벽체 자중, P_D = 조적벽체 상부로부터 전달되는 수직하중).

2.1.1 강제회전 전단강도 (V_r)

강제회전은 Fig. 1(b)와 같이 인장측 단부에서 수평인장균열이 발생하면서 나타나는 파괴모드이다. 횡하중 (V_r)에 의한 시계방향 모멘트와 수직하중(P_D 및 P_W)에 의한 반시계방향 모멘트가 평형조건을 만족해야 한다. 상하 경계에 작용하는 벽체 압축력의 중심거리를 $0.9l$ 로 가정한다면(또는

압축력 중심과 벽체 최외단까지의 거리를 $0.05 l$ 로 가정한다면, 모멘트 평형원리에 의해 강체회전에 의한 전단강도 (V_r)는 다음과 같이 계산된다.

$$V_r h_e = P_D \cdot 0.9l + P_W \cdot \frac{0.9l}{2} \quad (1)$$

$$V_r = 0.9 \left(P_D + \frac{1}{2} P_W \right) \frac{l}{h_e} \quad (2)$$

단곡률 모멘트가 작용되는 캔틸레버 조적벽체에서는 상부 경계에 압축대가 형성되지 않으므로 식 (2)에 의한 V_r 에 계수 0.5를 곱하여 강체회전 전단강도를 계산한다.

2.1.2 단부압괴 전단강도 (V_{tc})

단부압괴는 Fig. 1(c)와 같이 압축측 단부에서 조적벽체가 압괴되면서 발생한다. 횡하중 (V_{tc})에 의한 시계방향 모멘트와 수직하중 (P_D 및 P_W)에 의한 반시계방향 모멘트가 평형조건을 만족해야 한다. 상하 경계에서 조적벽체의 단면압축응력 분포를 $0.7f_m'$ 의 직사각형 응력블록으로 가정하면 [4], 모멘트 평형원리에 의해 단부압괴에 의한 전단강도 (V_{tc})는 다음과 같이 계산된다.

$$V_{tc} h_e = P_D(l-a) + P_W \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad (3)$$

$$V_{tc} = \left(P_D + \frac{1}{2} P_W \right) \frac{l}{h_e} \left(1 - \frac{a}{l} \right) \quad (4)$$

여기서, a 는 압축대의 중립축깊이로서 아랫 경계면에서 수직하중의 평형조건으로부터 다음과 같이 계산된다.

$$a = \frac{P_D + P_W}{0.7f_m' t_m} = \frac{f_a}{0.7f_m' r} \quad (5)$$

여기서, f_a 는 수직하중 (P_D 및 P_W)에 의해 조적벽체 하단에 작용하는 평균 압축응력, f_m' 는 조적벽체의 압축강도, t_m 는 조적벽체 두께이다. 식 (5)를 식 (4)에 대입하여 다음과 같다.

$$V_{tc} = \left(P_D + \frac{1}{2} P_W \right) \frac{l}{h_e} \left(1 - \frac{f_a}{0.7f_m' r} \right) \quad (6)$$

식 (2)의 V_r 과 식 (6)의 V_{tc} 는 그 형태가 유사한데, 이는 Fig. 1(b)와 1(c)에서 보듯이 V_r 과 V_{tc} 가 동일한 모멘트 평형조건으로부터 유도되기 때문이다. $f_a > 0.07f_m'$ 인 경우(즉, 조적벽체의 축하중이 큰 경우)에는 단부압괴가 지배적이고, $f_a \leq 0.07f_m'$ 인 경우에는 강체회전이 지배적이다. 참고로, ASCE 41-17에서는 조적벽체의 비선형 모델링시 단부압괴를 별도의 파괴모드로 구분하지 않고 강체회전파괴의 잔류거동으로 모델링한다[2], [4], [11].

2.1.3 가로줄눈파괴 전단강도 (V_{bjs})

가로줄눈파괴는 Fig. 1(d)와 같이 수평줄눈을 따라 발생하는 미끄럼파괴이다. 줄눈이 파괴되기 이전의 초기거동에서는 주로 줄눈과 조적개체 사이의 점착력에 의해 수평전단에 저항한다. 하지만 일단 줄눈파괴가 발생하면, 점착력은 대부분 소멸하고 주로 연직하중에 의한 접합면 마찰에 의해 수평전단에 저항한다. 줄눈파괴 이후의 마찰계수를 $\mu = 0.5$ 로 가정하면, 가로줄눈파괴 전단강도 (V_{bjs})는 다음과 같이 계산된다.

$$V_{bjs} = 0.5P_D \quad (7)$$

식 (7)은 Fig. 1(d)와 같이 줄눈파괴가 벽체 상부에서 발생하는 것을 가정하므로, 자중을 제외한 축하중 (P_D)만을 접합면 연직하중으로 고려한다. 가로줄눈파괴는 다음과 같은 특징을 갖는다.

- 모르타르줄눈과 조적개체 사이의 점착력이 관여하는 초기 가로줄눈파괴 강도 (V_{bjs}')는 줄눈전단강도 (v_{me})에 벽체 단면적 ($A_m = l t_m$)의 곱으로 정의된다.

$$V_{bjs}' = v_{me} A_m \quad (8)$$

여기서, v_{me} 는 줄눈전단강도의 평균값으로 실험을 통해 결정하거나 또는 공인된 값을 사용한다.

- 통상적으로 식 (8)의 V_{bjs}' 는 식 (7)의 V_{bjs} 보다 클 수 있지만, 조적벽체에 상당한 손상이 발생된 것으로 간주하는 인명안전 또는 붕괴방지 성능수준에서는 줄눈파괴 이후의 수평전단강도인 식 (7)의 V_{bjs} 를 사용해야 한다[1, 2].
- 접합면 마찰저항인 V_{bjs} 는 면외전도 등에 의해 조적벽체가 축하중 재하 능력을 소실하지 않는 한 유지되므로, 가로줄눈파괴는 연성 파괴모드로 볼 수 있다[1, 2]. 또한 마찰저항은 하중방향에 관계없이 작용하므로 주기 하중 하에서 에너지소산에 기여할 수 있다.

2.1.4 대간인장파괴 전단강도 (V_{dt})

대간인장파괴는 강한 줄눈, 약간 조적개체로 시공된 조적벽체에 큰 축응력 (f_a)이 작용할 때 Fig. 1(e)와 같이 사인장균열이 일어나면서 발생한다. 모어 응력원(Mohr's stress circle)에서 주인장응력 (f_1)이 조적벽체의 사인장강도 (f_{dt})에 도달할 때 사인장균열이 발생한다고 가정하면, 균열 시점의 전단응력 (v_{dt})은 다음과 같이 정의된다.

$$f_1 = \frac{-f_a}{2} + \sqrt{\frac{f_a^2}{4} + v_{dt}^2} = f_{dt} \quad (9)$$

$$v_{dt} = f_{dt} \sqrt{1 + \frac{f_a}{f_{dt}}} \quad (10)$$

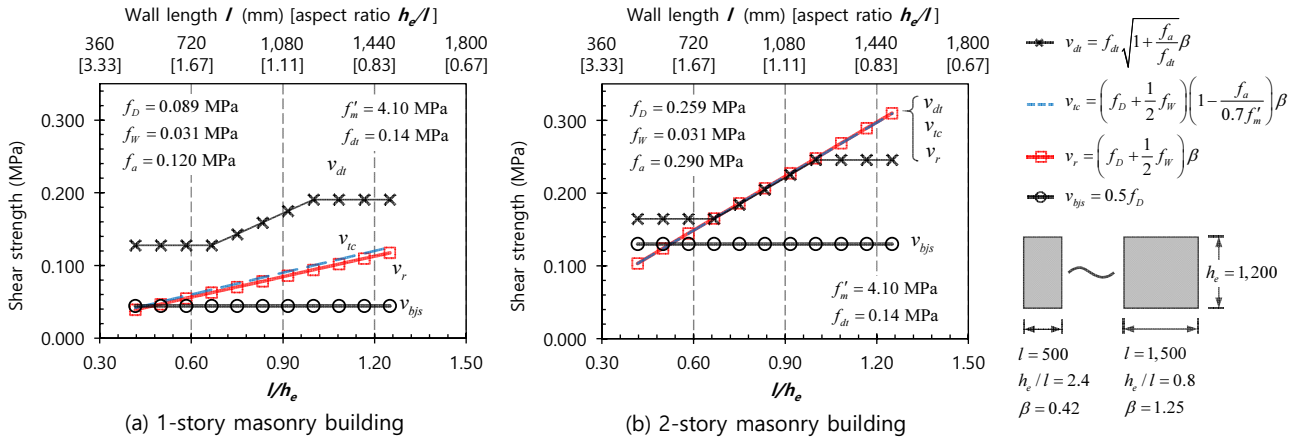


Fig. 2. Variation of masonry shear strengths with wall length (aspect ratio)

평가요령 및 ASCE 41-17의 대각인장파괴 전단강도 (V_{dt})는 식 (10)에 의한 전단응력에 벽체 형상을 고려한 $\beta (= l/h_e, 0.67 \leq \beta \leq 1.0)$ 계수와 벽체 단면적 (A_m)을 곱하여 정의된다.

$$V_{dt} = \left(f_{dt} A_m \sqrt{1 + \frac{f_a}{f_{dt}}} \right) \beta \quad (11)$$

대각인장파괴는 줄눈 및 조적개체를 가로질러 발생하는 경사균열 파괴이므로, 통상 줄눈보다는 주로 조적개체의 인장강도와 관계된다. 따라서 f_{dt} 는 판상형 조적벽체 시편(masonry wallet)에 대한 사인장시험으로 구한 값을 사용해야 한다. 다만, 실험값이 없을 경우 평가요령 및 ASCE 41-17에 따라 설계기준 줄눈전단강도(v_{mL} , 또는 하한값)를 사용할 수 있다. 식 (11)은 Turnek and Sheppard[12]에 의해 $0.67 \leq l/h_e \leq 1.0$ 범위에서 검증된 식이며, 따라서 ASCE 41-17 C11.3.2.2.4에서는 $l/h_e < 0.67$ 및 $l/h_e > 1.0$ 인 경우에 대해서만 적용하도록 권고한다.

2.2 설계변수에 따른 전단강도

식 (2), (6), (7), (11)의 조적벽체 전단강도를 조적벽체의 단면적(A_m)으로 나누어 전단응력의 형태로 나타내면 다음과 같다.

$$v_r = \frac{V_r}{A_m} = 0.9 \left(f_D + \frac{1}{2} f_W \right) \frac{l}{h_e} \quad (12)$$

$$v_{tc} = \frac{V_{tc}}{A_m} = \left(f_D + \frac{1}{2} f_W \right) \frac{l}{h_e} \left(1 - \frac{f_a}{0.7 f'_m} \right) \quad (13)$$

$$v_{bjs} = \frac{V_{bjs}}{A_m} = 0.5 f_D \quad (14)$$

$$v_{dt} = \frac{V_{dt}}{A_m} = \left(f_{dt} \sqrt{1 + \frac{f_a}{f_{dt}}} \right) \beta \quad (0.67 \leq \beta \leq 1.0) \quad (15)$$

식 (12)~(15)에서, f_D 는 중력하중조합 1.1(DL+0.25LL)에 의해 조적벽체의 상부 경계에 작용하는 축응력이고, f_W 는 자중에 의하여 해당 층에서 더해지는 축응력이며, f_a 는 ($f_D + f_W$)으로 정의된다(Fig. 1(a) 참조).

축응력과 형상비에 따른 조적벽체의 지배적인 파괴모드와 전단강도를 평가하기 위하여 변수연구를 수행하였다. 일정한 유효높이 $h_e = 1,200$ mm에 대하여 벽체 단면길이를 $l = 500 \sim 1,500$ mm (형상비 $h_e/l = 2.4 \sim 0.8$ 및 $l/h_e = 0.42 \sim 1.25$) 범위에서 증가시키며 파괴모드별 전단강도(v_r, v_{tc}, v_{bjs} 및 v_{dt})를 비교하였다. Kang et al.[6]의 연구에 따르면, 국내 저층 조적 건물에 작용하는 축응력(f_D)은 평균적으로 1층 건물에서 0.089 MPa, 2층 건물의 1층 벽체에서 0.259 MPa 이다. 조적벽체의 밀도는 약 2.1 tf/m³이므로, 자중에 의한 축응력은 $f_W = 0.031$ MPa ($h_e = 1,200$ mm 적용)이다. 조적상태 ‘보통’ 및 수직/수평 줄눈 시공상태 ‘밀실’에 대하여 조적벽체의 설계기준 압축강도와 수평줄눈 전단강도는 평가요령[1]에 따라 각각 $f'_m = 4.1$ MPa 및 $v_{mL} = 0.14$ MPa로 사용하였다.

Fig. 2는 단면길이 l (또는 l/h_e)에 따른 수평전단강도 v_r, v_{tc}, v_{bjs} 및 v_{dt} 의 변화 추이를 보여준다. Fig. 2(a)는 축응력이 작은 1층 건물에 대한 강도이고, Fig. 2(b)는 축응력이 상대적으로 큰 2층 건물의 1층 벽체에 대한 강도이다. 식 (15)에 따라 v_{dt} 를 산정할 때, $l/h_e < 0.67$ 인 경우에는 $\beta = 0.67$ 을 적용하고 $l/h_e > 1.0$ 인 경우에는 $\beta = 1.0$ 을 적용하였다. 파괴모드별 조적벽체의 전단강도는 다음과 같은 경향을 보였다.

- 2층 건물의 1층 벽체에서 형상비가 1.8을 초과하는 경우를 제외하고, 모든 조적벽체에서 지배적인 파괴모드는 가로줄눈파괴로 나타났다. 가로 줄눈파괴 전단강도(v_{bjs})는 형상비에 관계없이 일정하였고, 축응력(f_D)에 비례하여 증가하였다.
- 강제회전(v_r) 및 단부압괴(v_{tc})에 의한 전단강도는 벽체길이(l)에 비례하여 증가하였다. 식 (12)에 의한 v_r 과 식 (13)에 의한 v_{tc} 는 모두 축응력에 비례하여 전단강도가 증가하였다. 축응력이 작은 1층 건물(즉, Fig. 2(a))에서는 v_r 이 v_{tc} 보다 작고, 축응력이 상대적으로 더 큰 2층 건물에서는 v_r 이 v_{tc} 보다 약간 컸다. 하지만, 두 파괴모드의 전단강도는 유의미한 차이를 보이지 않았다.
- 식 (15)에 의한 대각인장파괴 전단강도(v_{dt})는 $0.67 \leq l/h_e \leq 1.0$ 범위

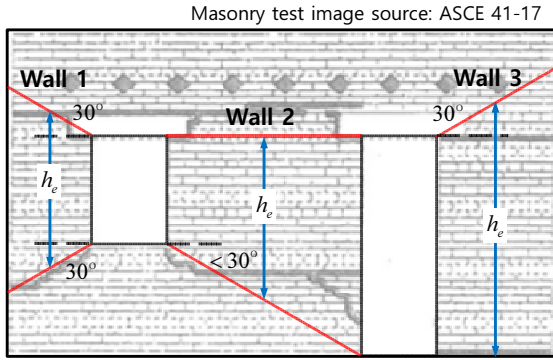


Fig. 3. Effective height of masonry walls and wall piers

서 벽체길이(l)에 비례하여 증가하였다. 강제회전 및 단부압괴와 달리, 1층 건물에서는 v_{dt} 가 다른 파괴모드의 전단강도에 비해 컸다. 하지만 2층 건물에서는 증가된 축응력($f_a = 0.29$ MPa)에 의해 v_r 및 v_{tc} 가 증가되었고, 그 결과 v_{dt} 는 v_r 및 v_{tc} 와 동등한 수준으로 평가되었다. 이는 ASCE 41-17에서 설명된 바와 같이, 대각인장파괴가 큰 축하중이 작용할 때 발생하는 파괴모드임을 의미한다.

2.3 개구부의 영향

조적벽체의 유효높이(h_e)는 층고와 다르며, ASCE 41-17[10], Moon[4]에 따르면 인접한 개구부 형태 및 하중방향의 영향을 받는다. ASCE 41-17에는 Fig. 3과 같이 개구부 모서리로부터 30° 각도로 시작된 휨균열에 근거하여 h_e 를 정의하는 방법을 소개하고 있는데, 이 경우 h_e 는 하중방향에 관계없이 동일하므로 사용하기 편리하다. 이 연구에서는 Fig. 3에 따라 h_e 를 정의한다.

3. m계수를 이용한 선형평가

3장에서는 m계수법을 사용한 평가요령의 선형절차에 따라 2층 조적건물의 내진성능을 평가하고, 그 결과를 바탕으로 문제점을 분석하고 개선안을

을 도출하였다.

3.1 모델링 및 구조해석

Fig. 4는 평가 대상 조적건물을 보여주는데, 평면치수가 7,400 mm x 7,900 mm인 건물로서 계단실 옥탑층이 포함된 2층 건물이다. 1층 및 2층의 층고는 각각 3,200 mm와 3,000 mm이고 지상으로부터 옥탑층 지붕까지 건물 전체높이는 8,800 mm이다. 각층 바닥에는 두께는 RC슬래브(강재격막)가 설치되었고, 슬래브 아래에는 바닥하중을 지지하기 위하여 RC보가 건물평면 경계와 내부에 사용되었다. 슬래브 및 바닥보로부터 전달되는 중력하중은 건물 내외부의 조적벽체(두께 1.0B, 190 mm)에 의해 지지된다. 건물 외벽을 구성하는 조적벽체에는 크고 작은 개구부가 존재하며, 주요 치수는 Fig. 4를 참고한다. 현장조사에 의한 콘크리트 압축강도는 $f_{ck} = 27.9$ MPa이고, 조적벽체 압축강도는 $f_m' = 4.1$ MP로 가정하였다.

구조체 자중 이외에 바닥 고정하중으로는 사무실, 화장실, 계단, 지붕 등 용도에 따라 $DL = 5.18 \sim 6.42$ kN/m²(슬래브 자중 포함)을 적용하였고, 활하중으로는 $LL = 1 \sim 3$ kN/m²을 적용하였다. 지진구역 I, 유효지반가속도 $S = 0.19$, 지반종류 S_3 , 내진등급 I, 및 중요도계수 1.2로부터 구한 단주기 및 1초주기 설계스펙트럼가속도는 각각 $S_{DS} = 0.481g$ 및 $S_{D1} = 0.204g$ 이고, 여기에 반응수정계수 1.0을 적용하여 구한 의사지진력은 Table 1과 같다.

Fig. 4(b)는 대상 조적건물의 MIDAS-GEN 해석모델을 보여주는데, 개구부 형상을 고려하는 방법에 따라 Model 1과 Model 2로 구분하였다. Model 1은 개구부 하부의 허리벽과 상부의 수벽을 모두 삭제한 해석모델로서, 조적벽체를 층단위로 간편하게 모델링할 수 있어 실무에서 일반적으로 사용

Table 1. Seismic forces of 2-story masonry building

Floor No.	Eff. story weight w_i , kN	Height from GL h_i , m	Story force F_i , kN	Story shear V_i , kN	Overturning moment M_{oi} , kN-m
Roof	193	8.8	164	-	-
3 F	681	6.2	406	164	426
2 F	853	3.2	262	570	2,140
1 F	-	-	-	832	4,800

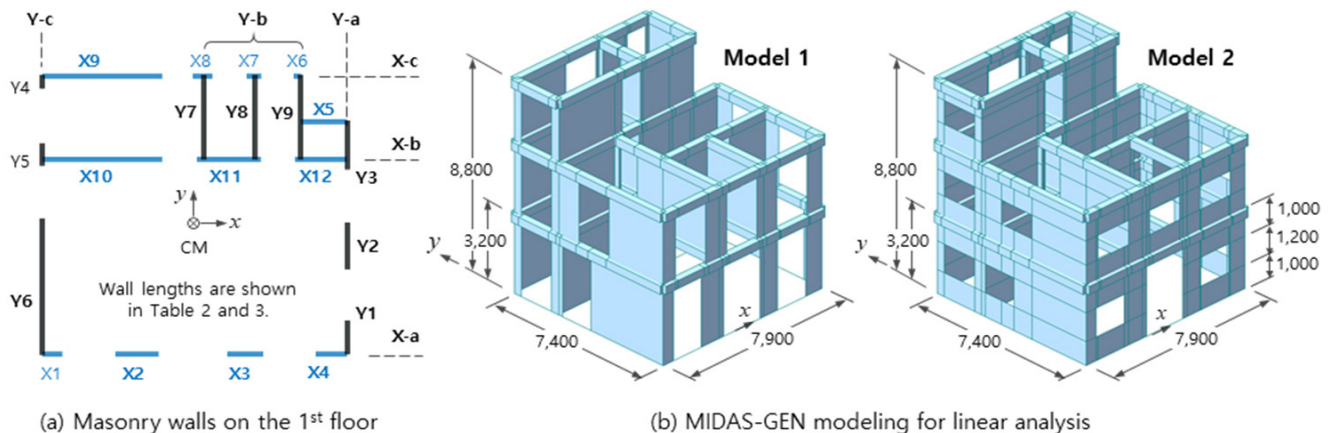


Fig. 4. Two-story masonry building with roof top assessed in this study

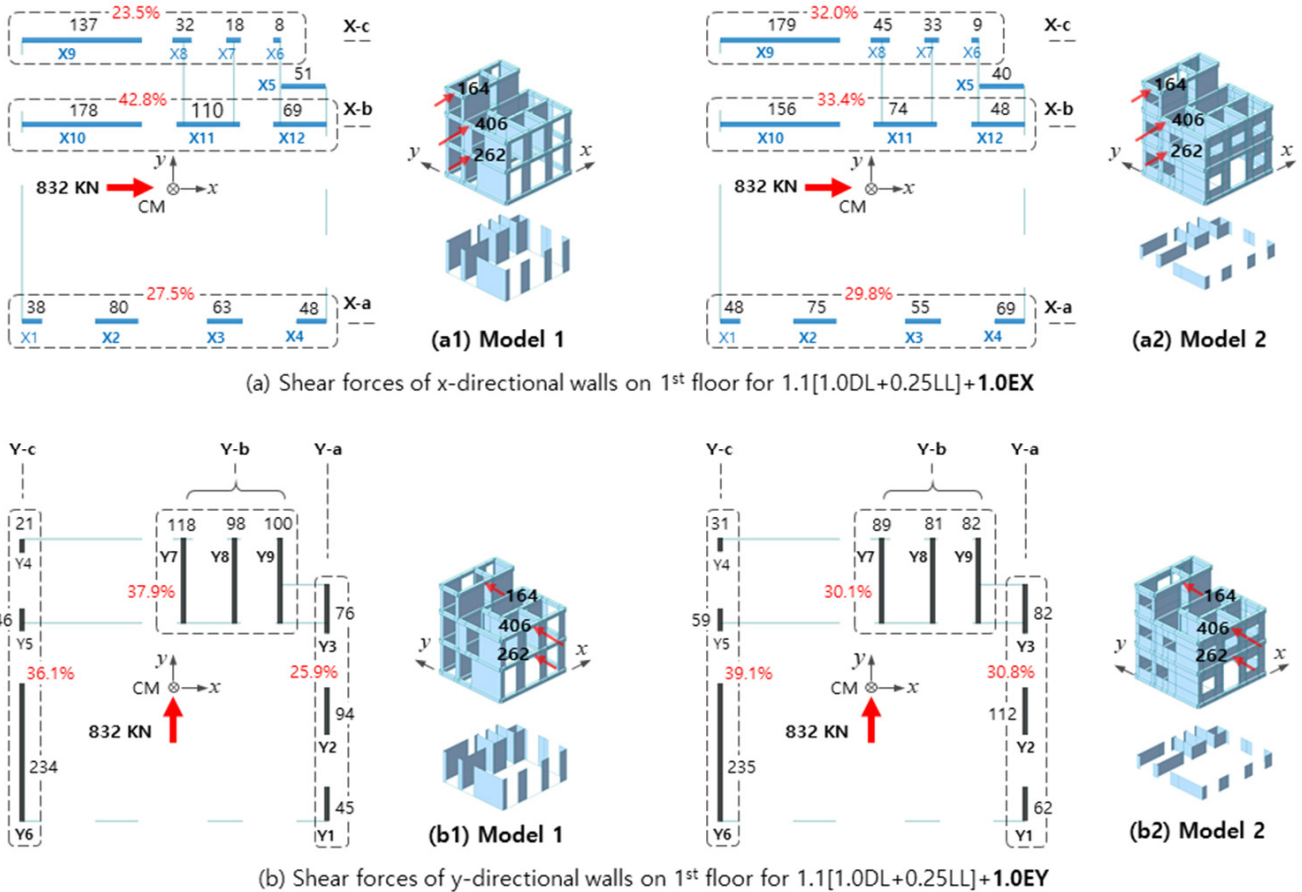


Fig. 5. Wall shear forces by linear elastic analysis for seismic load combinations

된다. 이와 달리, Model 2는 실제 개구부 형상에 따라 허리벽 및 수벽을 반영한 해석모델로서, 실제 벽체와 유사한 모델링이 가능하지만 중간에 절점이 있고 요소가 분할되므로 사용하기에 다소 불편하다. 두 해석모델 모두 조적벽체에는 벽요소(wall element)로 사용하였고, RC 바닥보에는 보기둥요소(beam-column element)를 사용하였으며, 슬래브는 별도로 모델링하지 않고 ‘강제격막’으로 고려하였다. RC보의 탄성계수로는 $E_c = 25,800$ MPa를 사용하였고, 조적벽체의 탄성계수 및 전단탄성계수로는 각각 $E_m = 820$ MPa 및 $G_m = 328$ MPa($= 0.4E_m$)를 사용하였다. 참고로, 이 연구에서는 조적벽체의 휨강성 및 전단강성을 모두 비균열강성으로 고려하였으나, 더 정확한 평가를 위해서는 균열을 고려한 유효강성을 사용하는 것이 바람직하다. Fig. 4에서 벽체들의 유효강성은 형상비에 따라 다를 수 있는데, 선형해석에서 각 벽체가 부담하는 지진력은 벽체간 상대적인 강성 차이에 의해 결정된다. 따라서 신뢰성있는 선형평가를 위해서는 향후 형상비에 따른 조적벽체의 유효강성에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

Fig. 5는 Model 1과 Model 2에 대하여 선형해석으로 구한 1층 벽체의 전단력을 비교한다. 두 해석모델 모두 층지진하중(F_i)으로 Table 1의 의사지진력을 사용하였다. 명확한 분석을 위하여, 지진해석은 x 방향 및 y 방향 지진하중을 구분하여 수행하였다. 즉, x 방향 지진하중조합 1.1(1.0DL+0.25LL)+1.0EX에 의해 Model 1과 Model 2의 x 방향 벽체에 발생된 전단력을 각각 Fig. 5(a1)와 5(a2)에 나타냈고, y 방향 지진하중조합 1.1(1.0DL+0.25LL)+1.0EY에 의해 y 방향 벽체에 발생된 전단력을 각각 Fig. 5(b1)과

5(b2)에 나타냈다. 창호 하부 허리벽과 창호 상부 수벽이 벽요소로 직접 모델링된 Model 2에서는 상대적인 횡강성 증가로 인해 X-a 열, X-c 열, Y-a 열, Y-c 열 벽체들의 전단력 및 지진력 분담율이 Model 1에 비해 커졌다. 예를 들어, X-c 열 벽체들의 지진력 분담율은 Model 1에 대해 23.5%로부터 Model 2에 대해 32.0%로 증가하였고(Fig. 5(a) 참조), X-c 열 벽체들의 지진력 분담율은 Model 1에 대해 25.9%로부터 Model 2에 대해 30.8%로 증가하였다(Fig. 5(b) 참조).

3.2 선형평가 결과

Table 2 및 Table 3은 각각 Model 1 및 Model 2의 각 조적벽체에 대하여 m계수법에 의한 선형평가 결과를 보여준다(성능수준 = 인명안전). x 방향 지진하중조합 1.1(1.0DL+0.25LL)+1.0EX에서는 X1, X6, X7, X8을 제외한 x 방향 벽체들에 대해 평가하였고, y 방향 지진하중조합 1.1(1.0DL+0.25LL)+1.0EY에서는 Y4, Y5를 제외한 y 방향 벽체들에 대해 평가하였다. 평가에서 제외된 X1, X6, X7, X8, Y4, Y5 벽체들은 직각방향 교차벽의 단부에 위치하는 단면길이가 짧은 벽체로서 횡력저항능력이 제한적이다. 따라서 내진성능평가에서 제외하였다. Table 2 및 Table 3에는 각 벽체들의 단면길이(l), 유효높이(h_e), 구조해석 결과값(전단력 V_u 및 축응력 f_D), 파괴모드(강체회전R, 단부압괴 TC 및 줄눈파괴 BJS) 및 공칭전단강도(V_n), m계수, DCR($= V_u / V_n$, demand-to-capacity ratio)을 정리

Table 2. Assessment results of masonry walls on 1st floor: Model 1

Wall no.	1.1 (1.0DL+0.25LL) + 1.0EX								1.1 (1.0DL+0.25LL) + 1.0EY							
	X2	X3	X4	X5	X9	X10	X11	X12	Y1	Y2	Y3	Y6	Y7	Y8	Y9	
l , mm	1100	900	800	1200	3100	3100	1650	1350	900	1200	1300	3600	2200	2200	2200	
h_e , mm	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	3200	
f_D , MPa	0.70	0.74	0.37	0.12	0.23	0.41	0.26	0.18	0.35	0.47	0.14	0.28	0.23	0.18	0.16	
Aspect R. h_e/l	2.91	3.56	4.00	2.67	1.03	1.03	1.94	2.37	3.56	2.67	2.46	0.89	1.45	1.45	1.45	
V_n , kN	35 (TC)	24 (TC)	12 (TC)	12 (R)	68 (BJS)	121 (BJS)	41 (TC)	21 (TC)	15 (TC)	33 (TC)	15 (R)	94 (BJS)	49 (BJS)	37 (BJS)	34 (BJS)	
m-factor	1.00	1.00	1.00	3.75	3.00	3.00	1.00	1.00	1.00	1.00	3.75	3.00	3.00	3.00	3.00	
V_u , kN	80	63	48	51	137	178	110	69	45	94	76	234	118	98	100	
DCR	2.29	2.63	4	4.25	2.01	1.47	2.68	3.29	3	2.85	5.07	2.49	2.41	2.65	2.94	
Judge	NG	NG	NG	NG	OK	OK	NG	NG	NG	NG	NG	OK	OK	OK	OK	

Table 3. Assessment results of masonry walls on 1st floor: Model 2

Wall no.	1.1 (1.0DL+0.25LL) + 1.0EX								1.1 (1.0DL+0.25LL) + 1.0EY							
	X2	X3	X4	X5	X9	X10	X11	X12	Y1	Y2	Y3	Y6	Y7	Y8	Y9	
l , mm	1100	900	800	1200	3100	3100	1650	1350	900	1200	1300	3600	2200	2200	2200	
h_e , mm	1800	1700	1700	3200	3000	3200	3200	3200	1700	1200	2000	3200	3200	3200	3200	
f_D , MPa	0.78	0.69	0.47	0.09	0.24	0.40	0.25	0.22	0.44	0.63	0.21	0.31	0.23	0.19	0.18	
Aspect R. h_e/l	1.64	1.89	2.13	2.67	0.97	1.03	1.94	2.37	1.89	1.00	1.54	0.89	1.45	1.45	1.45	
V_n , kN	66 (TC)	44 (TC)	27 (TC)	9 (R)	72 (BJS)	119 (BJS)	40 (BJS)	24 (TC)	33 (TC)	72 (BJS)	25 (BJS)	105 (BJS)	48 (BJS)	40 (BJS)	37 (BJS)	
m-factor	1.00	1.00	1.00	3.75	3.00	3.00	3.00	1.00	1.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	
V_u , kN	75	55	69	40	179	156	74	48	62	112	82	235	89	81	82	
DCR	1.14	1.26	2.55	4.26	2.49	1.31	1.87	2	1.88	1.56	3.23	2.25	1.85	2.03	2.22	
Judge	NG	NG	NG	NG	OK	OK	OK	NG	NG	OK	NG	OK	OK	OK	OK	

하였다. 유효높이의 경우, Model 1에서는 모든 벽체에 대해 일률적으로 $h_e = 3,200$ mm를 적용하였고 Model 2에서는 개구부 형상을 고려하여 벽체별로 Fig. 3에 따라 결정된 값을 유효높이로 사용하였다. 평가요령의 m 계수법에 따르면 DCR값이 m 계수값을 초과할 경우, 해당 조적벽체는 성능 수준을 만족하지 못하는 것으로 판정하였다. DCR이 V_n 의 평가에는 2.1에 제시된 4가지 파괴모드 중 대각인장파괴를 고려하지 않았는데, 그 이유는 Fig. 2에서 보듯이 축하중이 크지 않은 2층 이하의 조적건물에서 대각인장 파괴는 지배적인 파괴모드가 아니기 때문이다[2].

Model 1 및 Model 2의 내진성능평가 결과는 다음과 같다.

- Model 1의 경우 Table 2에서 보듯이 ‘불만족(NG)’으로 평가된 벽체들은 형상비가 $h_e/l \geq 1.94$ 이상으로 강체회전(R) 및 단부압괴(TC)가 지배적인 파괴모드였다. 이와 달리, ‘만족(OK)’으로 평가된 벽체들은 형상비가 $h_e/l \leq 1.45$ 인 낮은 벽체들로서 ‘가로줄눈파괴’가 지배적인 파괴모드였다.
- Model 2의 경우에도 Table 3에서 보듯이 형상비가 $h_e/l \geq 1.54$ 인 벽체들이 ‘불만족(NG)’으로 평가되었다.
- Model 1에서 ‘불만족(NG)’으로 평가된 벽체들이 대부분 Model 2에서도 ‘불만족(NG)’으로 평가되었다는 점에서 두 해석모델의 선형평가 결과

파괴에는 큰 차이가 없었다. 하지만, 개별벽체들의 파괴모드와 전단강도 (V_n)는 선형해석 부재력(f_D 및 V_u) 및 유효높이(h_e)가 변경됨에 따라 유의미한 차이를 보였다. 예를 들어, Model 1과 비교하여 Model 2에서 X11 및 Y2의 파괴모드는 유효높이(h_e)가 감소한 결과 힘지배동인 단부압괴로부터 변형지배동인 가로줄눈파괴로 변경되었고, X2, X3, Y2에서는 전단강도 (V_n)가 크게 증가하였다.

3.3 선형평가에 대한 고려사항

Table 2 및 Table 3의 선형평가 결과는 조적건물의 내진평가시 개구부 주변 벽체에 주의해야 함을 보여준다. 개구부 사잇 벽체(또는 벽기둥, wall pier)들은 통상 형상비(h_e/l)가 2 이상인 세장한 벽체로서 대체로 단부압괴 및 강체회전에 의해 지배되는 거동을 보인다. 이러한 세장한 벽체들은 수평 지진력에 대한 분담율은 낮지만 중력하중에 대한 분담율은 상대적으로 높다(즉, Table 3에서 X2, X3 및 Y2는 축응력 f_D 가 다른 벽체들보다 높다). 따라서 이들 벽체가 파괴되면 전체 건물이 중력하중에 대해 불안정해질 수 있다. 이처럼 개구부 주변 벽체들의 정확한 평가를 위해서는 ASCE 41-17에서 권고하는 바와 같이 구조해석 및 유효높이(h_e) 산정에 실제 조적벽체의 개구부 형상을 고려하는 것이 바람직하다.

한편 Table 2 또는 Table 2의 선형평가 결과에 따라 예제 조적건물의 내진보강 계획을 수립한다면, 개구부 주변의 작은 벽체 위주로 내진보강이 이루어져야 한다. 문제는 이처럼 작은 벽체 위주의 내진보강만으로는 전체 건물의 횡력저항성능 개선을 기대하기는 어렵다는 것이다. 이는 선형해석에 기반한 m계수법만으로는 조적건물의 내진성능을 정확히 평가하기 어려우며 특히 내진보강 계획을 수립할 때에는 각별히 주의해야 함을 시사한다.

Table 3에서 ‘불만족(NG)’으로 평가된 벽체들은 주로 개구부로 인해 벽체들이 세분된 X-a열 및 Y-a열에서 있으며 형상비(h_e/l)가 1.5 이상이다 (Fig. 5 참조). 이러한 세장한 조적벽체는 대부분 힘지배 파괴모드인 단부압괴(TC)에 의해 지배되는 것으로 평가되어 선형평가에서 m계수값 1.0을 적용받았다. 한편, ASCE 41-17 및 Moon[4]에 따르면 단부압괴는 강제회전파괴 이후에 압축측 단부에서 응력이 집중하여 발생하는데, 이는 일종의 변형지배 단부압괴에 해당한다. ASCE 41-17에서는 조적벽체가 큰 축응력을 받을 때 발생하는 힘지배 단부압괴를 강제회전파괴 이후 발생하는 변형지배 단부압괴와 구분하도록 규정하지만, 실상 비선형평가절차에서는 단부압괴를 변형지배 강제회전파괴 이후의 잔류거동으로 모델링하도록 가이드한다. 이는 선형절차와 비선형절차에 의한 조적건물의 내진성능평가 결과가 다를 수 있음을 시사한다. 특히 국내 조적건물의 경우 대부분 2층 이하이므로 조적벽체에 작용하는 축응력 수준이 높지 않다는 점을 감안할 때, 독립적인 힘지배 단부압괴보다는 강제회전파괴 이후의 잔류거동으로서 변형지배 단부압괴가 발생할 가능성이 높다.

4. 비선형정적평가

4.1 조적벽체의 비선형 모델링

4장에서는 3장의 조적건물에 대하여 CSI Perform 3D[13]를 사용한 비선형정적해석(pushover analysis, 푸시오버해석)을 통해 내진성능을 재평가하였다. 비선형 모델링은 1층 조적벽체(벽기둥 포함)에만 적용하고 2층 및 옥탑층의 조적벽체에는 선형해석에서와 같이 탄성 벽요소(general wall element, $E_m = 820 \text{ MPa}$ 및 $G_m = 328 \text{ MPa}$ 적용)를 적용하였다. Fig. 6은 예제건물의 CSI Perform 3D 모델링 이미지를 보여주는데, Fig. 3(b)의 Model 2와 같이 실제 개구부의 형상과 치수와 동일하게 요소를 분할하였다. 1층 벽체에서 창호 하부의 허리벽 1,000 mm와 창호 상부의 수벽 1,000 mm에는 2층 및 옥탑층 조적벽체와 동일하게 탄성 벽요소를 적용하였고,

중간 1,200 mm 구간에 대해서만 비탄성 벽요소가 적용되었다. 참고로, 이 연구는 저층 조적건물의 내진성능평가에 대한 사례연구로서 간편하고 명확한 분석을 위해 비선형모델링은 1층 조적벽체에만 적용하였고, 2층 및 옥상층의 조적벽체는 모두 탄성거동으로 모델링되었다. 1층 조적벽체의 상부 수벽과 하부 허리벽 또한 실험문헌[4]에 소개된 경미한 손상 수준을 참고하여 탄성거동으로 모델링되었다.

유효높이(h_e) 구간에서 강제회전, 단부압괴 및 가로줄눈파괴에 의한 조적벽체의 횡거동은 비탄성 벽요소 내부에 별도 전단힌지요소(shear hinge element)를 설치하여 고려하였다. 이러한 비탄성 전단힌지요소의 파괴모드별 힘-변형 관계는 ASCE 41-17에 따라 Fig. 7과 같이 정의하였다. 조적벽체의 파괴모드는 강제회전, 단부압괴, 가로줄눈파괴 및 대각인장파괴로 구분되지만, 비선형 모델링에는 변형지배거동인 강제회전 및 가로줄눈파괴를 중심으로 힘-변형 관계를 정의한다. 단부압괴는 강제회전 거동의 잔류강도로 고려되며, 대각인장파괴는 이 예제건물의 지배적인 파괴모드가 아니므로 제외하였다(3장 참조). Fig. 7에서 조적벽체의 초기 횡강성(k)은 ASCE 41-17에 따라 다음과 같이 산정하였다.

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\frac{12E_m I_g}{h_e^3} + \frac{G_m A_m}{h_e}} \quad (16)$$

여기서, I_g = 조적벽체의 비균열 단면 2차모멘트이다. 1층 조적벽체들은 상대적으로 강건한 바다기초와 상부골조에 의해 상하 경계가 회전에 대해 구속된 것으로 간주할 수 있으므로, 식(16)에서 역대칭모멘트에 대한 횡강성

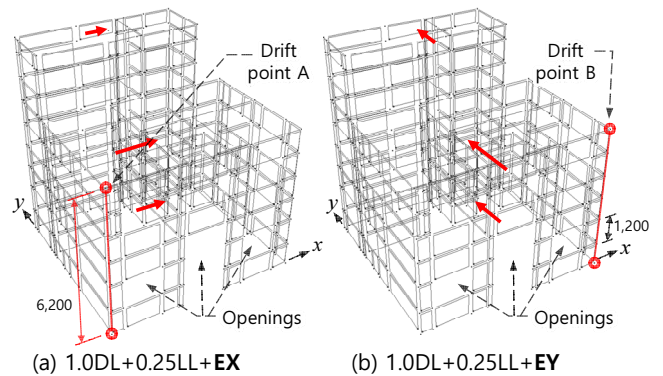


Fig. 6. Perform 3D modeling of masonry buildings

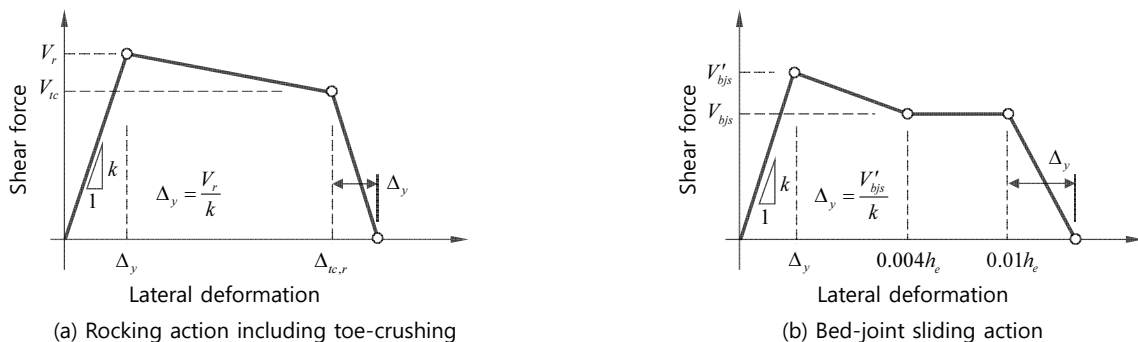


Fig. 7. Force-deformation relationships of unreinforced masonry walls and wall piers

을 적용하였다. 참고로, Fig. 7의 파괴모드별 힘-변형 관계는 실험으로부터 계속되는 휨변형 및 전단변형이 모두 포함된 변형이므로, 벽요소에서는 휨 거동이 별도로 고려되지 않아야 한다. 따라서 비탄성 벽요소에서 휨거동을 모사하는 파이벽요소들에는 매우 큰 탄성강성(즉, $1,000 E_m$)를 할당하여 휨변형이 발생하지 않도록 하였다.

Fig. 7(a)의 강제회전-단부압괴에 의한 힘-변형 관계에서, 단부압괴 잔류강도에 도달하는 변형 $\Delta_{t,c,r}$ 은 역대칭 곡률 분포를 바탕으로 다음과 같이 산정하였다[4, 5](Fig. 1(c) 참조).

$$\phi_{t,c,r} = \frac{\varepsilon_{mu}}{c} = \frac{\varepsilon_{mu}}{a/0.8} \quad (17)$$

$$\Delta_{t,c,r} = \frac{1}{3} \phi_{t,c,r} h_e^2 \quad (18)$$

여기서, ε_{mu} 는 조적벽체의 극한압축변형률로서 근사적으로 0.0035 mm/mm 를 사용하고, a 는 직사각형 응력블록($0.7 f_m'$)에 대한 압축대깊이로서 식 (5)에 의해 계산한다.

각 조적벽체의 전단강도 V_r , V_{te} , V_{bjs}' , V_{bjs} 는 각각 식 (2), (6), (7), (8)로부터 산정하였다(조적벽체의 $v_{me} = 0.14 \text{ MPa}$ 적용[1]). 예제건물에서 X1, X3, X4, X12, Y1 벽체는 초기강도인 강제회전파괴 강도(V_r)보다 잔류강도인 단부압괴강도(V_{te})가 대부분 작으므로, 단부압괴 벽체들의 힘-변형 관계는 Fig. 7(a)와 같이 항복 이후 강도가 점진적으로 감소하는 형태로

정의되었다. 다만, V_r 과 V_{te} 의 차이가 크지 않아 항복 이후 강도 저하는 크지 않았다. 나머지 가로줄눈파괴 벽체들은 Fig. 7(b)에 따라 힘-변형 관계를 정의하였다. 다만, 줄눈전단강도(v_{me})를 평가요령의 하한값(설계기준값)인 0.14 MPa 로가정한 결과, 일부 벽체에서 초기강도(V_{bjs}')보다 종국강도(V_{bjs})가 더 컸다. 그러한 벽체에서 가로줄눈파괴에 의한 힘-변형 관계는 Fig. 7(b)와 달리 항복 이후에도 강도가 증가하는 형태로 모델링되었다(즉, $V_{bjs}' < V_{bjs}$).

참고로, ASCE 41-17에 따라 Fig. 7(a) 형태로 정의된 강제회전 및 단부압괴에 의한 조적벽체의 힘-변형 관계는 유효높이 기준 횡변위비(Δ/h_e)가 1-2% 수준의 연성거동으로 평가되었다. 이러한 연성적인 힘-변형 관계는 기존 실험연구[6, 7] 및 해석연구[11]에서도 확인된다.

4.2 푸시오버해석 및 성능판정

예제건물에 대한 푸시오버해석 결과는 Figs. 8(a) 및 9(a)에 나타났다. 모드해석에 의한 각 방향의 진동모드가 거의 커플되지 않으므로, 편이상 푸시오버해석은 x 방향 및 y 방향 지진하중에 대해 독립적으로 수행하였다. 횡하중 패턴은 Table 1에 정리한 층지진하중 패턴을 따랐고, 1층, 2층 및 옥상층 지붕의 질량중심에 횡하중을 가하였다. Fig. 8에서 x 방향 및 y 방향 푸시오버곡선(pushover curve)은 각각 코너 A 및 B에서 측정된 횡변위를 지상 높이(= $6,200 \text{ mm}$)로 나눈 횡변위비와 1층 전단력의 관계이다. Fig. 7에 따라 정의된 개별 조적벽체의 힘-변형 관계는 최소한 횡변위비 1.0% 이상인

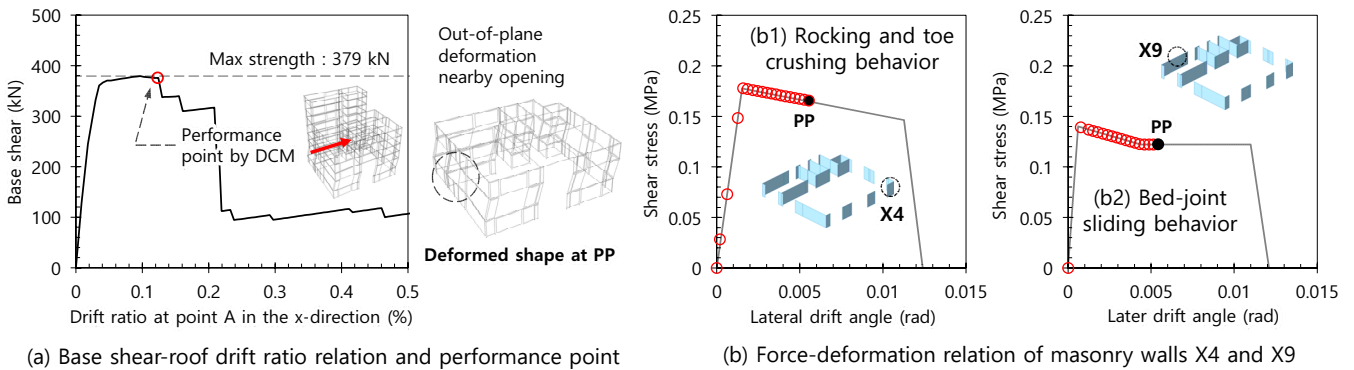


Fig. 8. Assessment results of nonlinear static procedure for x-directional seismic loading

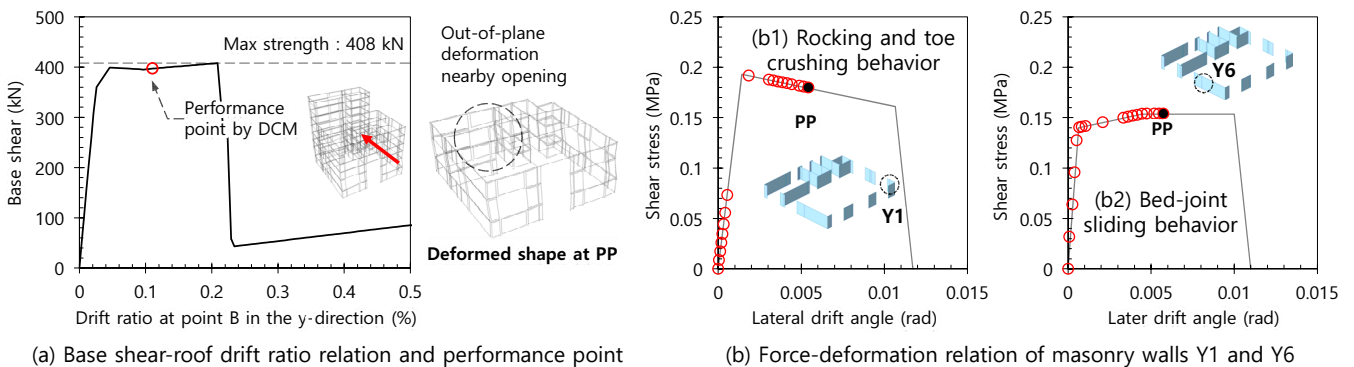


Fig. 9. Assessment results of nonlinear static procedure for y-directional seismic loading

연성거동이지만, 대부분의 변형이 1층의 개구부 구간(높이 1,200 mm)에 집중된 결과 조적건물 전체로는 2층 지붕 기준 횡변위비 0.2% 수준에서 급격한 강도 저하가 발생하는 매우 제한적인 연성거동을 보였다. Fig. 5에서 각 방향으로 조적벽체 배치 및 수평지진력 분포가 유사하므로, Fig. 8의 x 방향 및 y 방향 성능곡선은 큰 차이를 보이지 않았다.

x 방향 및 y 방향 설계지진에 대한 성능점을 각각 Figs. 8(a)와 9(a)에 표시하였다. 또한 각 방향별 주요 벽체에 대하여 힘-변형 관계와 성능점에서의 응력 및 변형을 Figs. 8(b)와 9(b)에 나타냈다. 조적벽체의 성능점은 CSI Perform 3D에서 제공하는 FEMA-356 기반 변위계수법(Displacement Coefficient Method)에 따라 결정하였다. 비선형평가에서는 x 방향 및 y 방향 모두 항복 후 연성거동을 보이는 구간에서 성능점에 도달하였다. 이는 예제건물의 2층 조적건물이 안정적으로 횡력저항성능을 유지하면서 목표 성능을 만족할 수 있음을 보여주는 결과로서, 강도 기반 m 계수 선형평가에서 목표성능 ‘불만족’으로 평가된 것과 대비된다. 이러한 비선형평가 결과가 실제 거동에 부합하는지에 대해서는 다음과 같은 사항에 대하여 추가 연구가 필요하다.

첫째, 성능점 산정 방식에 따라 조적벽체의 내진성능 평가 결과가 달라질 수 있다. 변위계수법을 사용한 Figs. 8과 9에서는 성능점이 항복 이후 형성되었다. 이와 달리, CSI Perform 3D에서 제공되는 역량스펙트럼법(capacity spectrum method)에 의한 성능점은 x 방향 및 y 방향 모두 형성되지 못하였다. 이처럼 현행 비선형정적절차에서는 성능점 산정 방법에 따라 평가결과에 큰 차이가 존재하며 따라서 실무에서 일관성있는 평가가 어렵다.

둘째, Figs. 8(a) 및 9(a)는 성능점에서의 1층 벽체의 변형 형상을 보여주는데, 개구부로 인해 불연속이 발생하는 부분에 상당한 면외변형이 발생되었다. 개구부 주변 면외변형은 조적벽체의 면외강성을 0.1%, 25% 및 50%로 설정한 경우에 모두에서 일관되게 관찰되었다. 이처럼 개구부 주변의 벽체 면외변형은 Fig. 6과 같이 한 층 내에서 조적벽체를 수평으로 분할하였기 때문에 나타난 것으로 판단된다. 실제로도 층 중간높이에는 격막(diaphragm)작용을 하는 슬래브가 없으므로, 개구부가 있는 조적벽체는 직교방향 지진하중의 중첩과 면내전단응력의 불연속에 의해 면외변형이 발생할 우려가 높다. 이러한 면외변형은 평면 비정형으로 인해 비틀림 거동이 발생하는 경우에 더 커질 수 있다.

5. 결론

이 연구에서는 평가요령의 파괴모드별 조적벽체의 전단강도를 검토하고, 2층 소규모 조적건물에 대하여 선형정적절차 및 비선형정적절차에 따라 내진성능을 평가하였다. 주요 결과는 다음과 같다.

(1) 조적벽체의 파괴모드 및 전단강도는 형상비와 축하중의 영향을 크게 받았다. 2층 이하 조적건물에서 형상비(l/h_e)가 약 1.5 이하인 벽체들은 대부분 변형지배거동인 가로줄눈파괴에 의해 지배되는 것으로 나타났다. 이와 달리, 강제회전 또는 단부압괴는 형상비가 2.0 이상인 벽체에서 지배적일 수 있으며, 대각인장파괴는 벽체에 축하중이 크게 작용하는 경우에 발생할 수 있는 것으로 나타났다.

(2) m 계수법에 의한 선형평가 결과, ‘불만족(NG)’으로 평가된 벽체들은 형상비가 약 $h_e/l \geq 2$ 이상으로 강제회전(R) 및 단부압괴(TC)가 지배적인 파괴모드였다. 이와 달리, ‘만족(OK)’으로 평가된 벽체들은 형상비가 대략 $h_e/l \leq 1.5$ 인 낮은 벽체들로서 ‘가로줄눈파괴’가 지배적인 파괴모드였다.

(3) 개구부 사잇 벽체(벽기둥, wall pier)는 통상 형상비(h_e/l)가 2 이상인 세장한 벽체로서 수평지진력에 대한 분담율은 낮았지만 중력하중에 대한 분담율은 상대적으로 높았다. 이들 벽기둥의 파괴는 중력하중에 대한 전체 건물의 불안정을 초래할 수 있다. 따라서 조적건물의 내진성능 평가에 대한 신뢰성을 높이는 측면에서, 벽기둥의 파괴모드 및 전단강도는 실제 개구부 형상을 고려하여 평가하는 것이 바람직하다.

(4) ASCE 41-17에 따른 비선형정적평가 결과, 저층 조적건물은 항복 후 제한적인 변형능력 범위에서 연성거동을 보이다 파괴되었다. 선형평가에서 ‘불만족’으로 평가된 것과는 다르게, 비선형평가에서는 목표성능을 만족하는 결과가 일부 확인되었지만 변위계수법, 역량스펙트럼법 등 성능점 산정 방법에 따라 평가결과가 달랐다.

(5) 비선형정적해석에서는 응력흐름의 불연속과 격막 슬래브 부재로 인해 개구부 주변에서 조적벽체 면외변형이 발생되었다. 이러한 개구부 주변 면외변형은 직교방향 지진하중 중첩과 평면 비정형으로 인한 비틀림에 의해 더 커질 수 있다. 이처럼 개구부 주변에서 발생하는 면외변형이 조적건물의 내진성능에 미치는 영향에 대하여 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

이 연구는 행정안전부의 연구비지원(2020-MOIS32-029)에 의해 수행되었음.

/ REFERENCES /

1. Korea Infrastructure Safety Corporation, Guide Lines for Seismic Performance Evaluation for Existing Buildings, c2013.
2. American Society of Civil Engineers, ASCE 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, c2013.
3. Kim TW, Min CG, Lee HM, Seismic Performance Evaluation of Unreinforced Masonry Buildings By Using a Three-Step Procedure, EESK J. Earthquake Eng. 2011 Jun;15(3):57-64.
4. Moon KL, Seismic Strengthening of Low-Rise Unreinforced Masonry Structures with Flexible Diaphragms, Ph.D. Dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 2004.
5. Moon FL, Yi T, Leon RT, Kahn LF, Testing of a Full-Scale Unreinforced Masonry Building Following Seismic Strengthening, Journal of Structural Engineering, 2007 Sep;133(9):1215-1226.
6. Kang SH, Hong SG, Lee SJ, Rocking Capacity of Unreinforced Masonry Walls, Journal of Architectural Institute of Korea-Structural, 2010 Dec;26(12):45-56.
7. Yi WH, Lee JH, Oh SH, Yang WJ, Kang DE, A Study of Evaluation of Shear Capacity of Unreinforced Masonry Wall, Journal of Archi-

- tectural Institute of Korea-Structural, 2005 Oct;21(10):3-10.
8. Park J, Effect of Physical Shape on Seismic Performance of URM Structures, EESK J. Earthquake Eng. 2016 Sep;20(5):277-283.
 9. Kim SC, Oh YH, Seismic Assessment of a Low-Rise Masonry Building with Non-Rigid Diaphragms, Journal of Architectural Institute of Korea-Structural, 2003 Apr;19(4):63-70.
 10. American Society of Civil Engineers, ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, c2017.
 11. Seol YJ, Park JH, Seismic Performance Evaluation of Unreinforced Masonry Buildings Retrofitted by Strengthening External Walls, EESK J. Earthquake Eng. 2020 Mar;24(2):77-86.
 12. Turnsek V, Sheppard P, The Shear and Flexural Resistance of Masonry Walls, Proc. Int. Research Conf, on Earthquake Engineering, Skopje, Yugoslavia, c1980.
 13. Computer and Structures Inc, Perform-3D: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures - User Guide Ver. 5, Berkeley, CA, c2013.