

변위계수법 및 약산식 내진성능평가에 기초한 비보강 조적조 건물의 내진보강 요구강도 산정

Strength Demand Calculation for Retrofitting Unreinforced Masonry Buildings Based on the Displacement Coefficient Method and the Preliminary Seismic Evaluation Procedure

설윤정¹⁾ · 박지훈^{2)*} · 곽병훈³⁾ · 김대호⁴⁾

Seol, Yun Jeong¹⁾ · Park, Ji-Hun^{2)*} · Kwak, Byeong Hun³⁾ · Kim, Dae Ho⁴⁾

¹⁾(주)씨지스플랜 사원, ²⁾인천대학교 도시건축학부 교수, ³⁾인천대학교 일반대학원 건축학과 석사과정, ⁴⁾(주)한울구조안전기술사사무소 대표

¹⁾Engineer, CGS Plan, ²⁾Professor, Division of Architecture and Urban Design, Incheon National University, ³⁾Graduate Student, Department of Architecture, Incheon National University, ⁴⁾CEO, Hanwool

/ A B S T R A C T /

Based on the nonlinear static analysis and the approximate seismic evaluation method adopted in "Guidelines for seismic performance evaluation for existing buildings, two methods to calculate strength demand for retrofitting individual structural walls in unreinforced masonry buildings are proposed." The displacement coefficient method to determine displacement demand from nonlinear static analysis results is used for the inverse calculation of overall strength demand required to reduce the displacement demand to a target value meeting the performance objective of the unreinforced masonry building to retrofit. A preliminary seismic evaluation method to screen out vulnerable buildings, of which detailed evaluation is necessary, is utilized to calculate overall strength demand without structural analysis based on the difference between the seismic demand and capacity. A system modification factor is introduced to the preliminary seismic evaluation method to reduce the strength demand considering inelastic deformation. The overall strength demand is distributed to the structural walls to retrofit based on the wall stiffness, including the remaining walls or otherwise. Four detached residential houses are modeled and analyzed using the nonlinear static and preliminary evaluation procedures to examine the proposed method.

Key words: Unreinforced masonry buildings, Seismic retrofit, Displacement coefficient method, Nonlinear static analysis, Preliminary seismic performance evaluation

1. 서론

국내의 비보강 조적조 건물은 대부분 규모가 크지 않은 주거용 건물이나 근린생활시설이 큰 비중을 차지하고 있으며 설계 당시의 적용범위에 속하지 않아 대부분 내진설계가 되지 않은 실정이다. 비보강 조적조 건물은 재료 특성과 철근 보강의 미적용으로 인해 연성이 크지 않다. 결과적으로 국내외 주요 지진에서 다수의 조적조 건물 손상이 보고되어 왔다[1, 2]. 뿐만 아니라 국내 비보강 조적조 건물의 내진성능 평가에 관한 기존 연구에서는 대

부분의 조적조 건물이 최대고려지진에 대해서 붕괴하는 것으로 나타났다 [3, 4].

조적조 건물의 내진보강에 관해서는 많은 연구가 이루어진 바 있다. 대부분의 연구는 보강공법에 관한 것으로서 탄소섬유시트[5, 6] 또는 섬유보강 모르타르[7-9]를 사용한 보강방법이 다수 제안 및 실험 검증된 바 있고 그외의 공법에 대한 연구도 찾아볼 수 있다[10-12]. 그러나 기존 연구는 보강공법 자체한 연구가 대부분을 차지하는 반면에 적정 보강량 산정에 대한 연구는 미비하다. Seol and Park은 조적조 건물의 내진보강을위해 손상되는 외벽 및 필요시 나머지 외벽의 강도를 반복적으로 증가시켜가며 보강량을 결정하는 방법을 제안하였다[4]. 그러나 이와 같은 방법은 비선형해석에 적용하기에는 설계에 요구되는 노력이 크고, 약산식 간이평가를 활용하면 보강량이 현저히 증가하여 비경제적인 결과를 도출할 가능성이 높다. 따라

*Corresponding author: Park, Ji-Hun

E-mail: jhpark606@inu.ac.kr

(Received October 1, 2021; Revised November 22, 2021; Accepted November 25, 2021)

서 효율적인 내진보강설계를 위해서 시행착오에 의한 방법 대신 비탄성 변형을 고려한 내진보강량의 산정방법이 개발될 필요성이 있다. 특히 조적조 건물의 연성이 크지 않지만 가로줄눈파괴(bed-joint sliding) 또는 강제회전 파괴(rocking)는 잔류강도 유지하면서 다소의 비탄성 변형이 가능하다. 탄성에 가까운 높은 수준의 성능이 요구되지 않는다면 다소의 비탄성 변형을 허용하면서 보다 경제적인 보강설계를 하는 것이 내진보강을 촉진하는데 있어서 유리할 수 있다.

이 연구에서는 조적조 건물의 대표적인 내진성능평가 방법인 “기존시설물(건축물) 내진성능 평가요령”(국토안전관리원, 2021; 이하 “평가요령”)의 상세평가 중 비선형정적절차와 예비평가에 기초하여 내진보강량 산정 방법을 제시한다[13]. 전자는 부재별로 후자는 층별로 지진요구와 역량을 비교하여 평가한다. 비선형정적절차는 구조물의 비탄성변형능력을 고려하여 지진요구량을 산정할 수 있다. 반면에 예비평가 방법은 강도에 기초한 평가방법으로서 연성을 고려하지는 않으나 구조해석을 요구하지 않기 때문에 적용이 용이하다. 이 연구에서는 두 가지 평가방법의 비탄성변위 산정식 또는 평가식으로 부터 전체 보강량을 역산하는 방법과 이 전체 보강량을 개별 보강대상 부재에 분배하는 방법을 제시하였다. 특히 전체 보강량의 분배 과정에서 보강이 요구되지 않는 부재의 역량을 활용함으로써 보강량을 저감할 수 있는 방안을 함께 제시하였다. 예비평가의 경우에는 제한적인 비탄성거동을 고려하기 위한 지진요구 수정계수를 적용하였다. 제안된 보강량 산정방법을 기존 조적조 주택 건물에 적용하여 비선형 정적해석을 통해 보강 효과를 확인하고 요구 보강량을 비교하였다.

2. 전체 보강량

2.1 비선형정적절차 기반 설계

“평가요령”에서는 비선형정적절차의 경우에 비탄성 변위를 산정하기 위하여 역량스펙트럼법(capacity spectrum method)과 변위계수법(coefficient method of displacement modification)의 두 가지 방법을 채택하고 있다[13]. 이 중에서 전자는 에너지 소산량과 주기 변화의 영향을 고려하여 저감된 요구스펙트럼과 역량스펙트럼의 교점을 성능점으로 결정하게 된다. 다만 두 스펙트럼의 교점을 찾는 과정에서 반복계산이 요구되며 두 스펙트럼의 형상이 연관되므로 역산을 통해 소요 보강량을 산정하기가 쉽지 않은 측면이 있다. 반면에 변위계수법은 탄성요구량과 항복강도에 기초한 보정계수를 이용하여 탄성변위를 수정하는 비교적 간단한 수식에 의해 비탄성 변형을 결정할 수 있고 반복계산이 요구되지 않으므로 역산하여 요구 강도 증가량을 산정하기에 적합하다. 다만 이 방법은 강도에 기초하여 변위를 예측하기 때문에 연성능력의 개선이나 에너지소산량의 증가 효과 등을 고려하기는 어렵다. 따라서 이 연구에서 제시한 보강량 산정 방법은 강도증진형 내진보강에 국한됨을 밝혀둔다.

ASCE 41-17의 변위계수법에 의한 목표변위(=비탄성변위) 산정은 다음 식과 같다[14].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{(T_e)^2}{4\pi^2} g \tag{1}$$

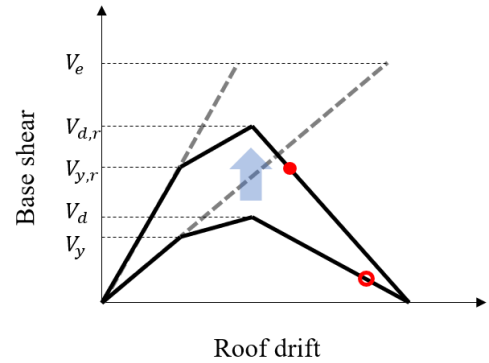


Fig. 1. Assumed base shear-roof drift relation before and after retrofit

여기서 δ_t 는 목표변위(target displacement)로서 지진요구에 대한 비탄성 변위이다. C_0 는 단자유도시스템의 스펙트럼변위를 다자유도시스템 지붕층 변위로 변환하기 위한 수정계수로서 이 연구의 2층 조적조 건물 예제에는 ASCE 41-17에 제시된 층수와 변형 형상에 따른 근사값 중 1.2를 적용하였다. C_1 은 탄성변위를 비탄성변위로 변환하는 수정계수이고, C_2 는 주기저동에서의 에너지소산능력과 강성저하를 고려하기 위한 계수이다. T_e 는 원본 역량곡선의 초기강성과 이선형으로 이상화된 역량곡선의 탄성강성 비율에 기초하여 조정된 유효주기이다.

식 (1)에서 δ_t 를 요구성능을 만족하도록 보강에 의해 저감하고자 하는 목표변위 $\delta_{t,r}$ 로 놓고, T_e 는 보강에 의해 감소된 $T_{e,r}$ 을 적용하면 요구되는 구조물의 강도를 산정할 수 있다. 이 때 보강후의 역량곡선은 형상이 보강전과 같고 강도만 차이를 갖는 것으로 가정한다. Fig. 1은 보강 전후의 역량곡선에 대한 이와 같은 가정을 도시하고 있다. 또한 유효강성의 변화는 강도에 비례하고, 보강후 주기가 감소하더라도 스펙트럼가속도가 일정한 단주기 영역에 머물러서 탄성밀면전단력에는 차이가 없다고 가정한다. 이 경우에 T'_e 는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$T_{e,r} = T_e \sqrt{\beta \frac{V_y/V_e}{V_{y,r}/V_e}} = T_e \sqrt{\beta \frac{\mu_{s,r}}{\mu_s}} \tag{2}$$

여기서 V_e , V_y , $V_{y,r}$ 는 각각 탄성밀면전단력, 이상화된 보강전 역량스펙트럼의 항복강도, 이상화된 보강후 역량스펙트럼의 항복강도이다. 또한 β 는 강도증가율에 대한 강성증가율의 비율을 나타내며, 개별 보강 공법의 실험 검증 결과를 토대로 설정할 수 있다. μ_s 와 $\mu_{s,r}$ 는 이상화된 이선형 역량곡선의 항복강도로 정규화된 탄성요구강도로서 각각 보강전과 보강후의 값이다. $\mu_{s,r}$ 는 다음과 같이 정의된다.

$$\mu_{s,r} = \frac{S_a}{V_{y,r}/W} C_m \tag{3}$$

여기서 S_a 및 W 는 각각 건물 유효주기에 해당하는 스펙트럼가속도 및 건물의 유효중량이다. 또한 C_m 은 유효중량계수로서 지배적 진동모드의 모드질량 참여율로 구할 수 있으며, 여기서는 ASCE 41-17에서 제시된 기본값 중 구조유형과 층수에 따라 1.0을 적용하였다. 보강후 구조물에서 식 (1)의

C_1 , C_2 는 $\mu_{s,r}$ 와 $T_{e,r}$ 에 의해 다음과 같이 정의된다[14].

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{s,r} - 1}{aT_{e,r}^2} \quad (4)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{s,r} - 1}{T_{e,r}} \right)^2 \quad (5)$$

여기서 $T_{e,r}$ 또한 식 (2)에서와 같이 $\mu_{s,r}$ 에 의해 정의되므로 식 (1)은 δ_i 대신 $\delta_{i,r}$ 을 대입하여 다음과 같은 $\mu_{s,r}$ 의 3차방정식으로 정리할 수 있다.

$$a_3\mu_{s,r}^3 + a_2\mu_{s,r}^2 + a_1\mu_{s,r} + a_0 = 0 \quad (6)$$

$$a_0 = -\frac{\mu_s^2}{800aT_e^4\beta^2} \quad (7)$$

$$a_1 = \frac{\mu_s}{800T_e^2\beta} \left(1 + \frac{3\mu_s}{aT_e^2\beta} \right) - \frac{\mu_s}{T_e^2\beta} \left(\frac{1}{a} + \frac{4\pi^2\delta_i'}{C_0S_a g} \right) \quad (8)$$

$$a_2 = -\frac{\mu_s}{800T_e^2\beta} \left(2 + \frac{3\mu_s}{aT_e^2\beta} \right) + \left(1 + \frac{\mu_s}{aT_e^2\beta} \right) \quad (9)$$

$$a_3 = \frac{\mu_s}{800T_e^2\beta} \left(1 + \frac{\mu_s}{aT_e^2\beta} \right) \quad (10)$$

3차방정식(6)으로부터 $\mu_{s,r}$ 을 구하고 이를 식(3)에 대입하여 보강후 항복강도 $V_{y,r}$ 를 산정할 수 있다. 전체보강량은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$V_{d,r} = \frac{V_d}{V_y} V_{y,r} \quad (11)$$

$$\Delta V_d = V_{d,r} - V_d \quad (12)$$

여기서 V_d , $V_{d,r}$ 및 ΔV_d 은 각각 보강전 최대강도, 보강후 최대강도 및 전체 보강량을 나타낸다.

2.2 예비평가 기반 설계

“평가요령”에서 제시하고 있는 예비평가는 재료강도와 수직부재의 단면치수 및 층별 중량에 관련된 정보를 토대로 건물의 내진역량을 산정하여 탄성내진요구와 비교하여 성능을 평가하게 된다. 구조해석이 불필요한 대신 평가결과는 보수적으로 나타나는데 이는 내진성능의 최종적인 평가보다는 상세평가가 필요한 건물을 선별하기 위한 수단으로서 고안되었기 때문이다. 또한 개별 부재를 평가하지 않고 층별 내진역량에 기초하여 평가하기 때문에 개별 부재의 보강 필요성을 판단하기 어려운 측면이 있다. 그러나 예비평가 결과를 토대로 이하에서와 같이 전체 보강량을 산정한다면 3장에서 제시하는 보강량 분배방법을 통해 개별 부재의 보강량을 결정할 수 있다.

i 번째 층의 요구역량대비 보유역량의 비율인 DCR_i 을 다음과 같이 산정하여 평가한다[13].

$$DCR_i = \frac{Demand_i}{(M_s\lambda_s) Capacity_i} \geq DCR_0 \quad (13)$$

$$Demand_i = S_{DS} \cdot W \cdot \gamma_i \quad (14)$$

$$Capacity_i = \sum (v_{oi}A_{woi} + v_{ni}A_{wni}) \quad (15)$$

여기서, S_{DS} 는 단주기 설계스펙트럼가속도, γ_i 는 밀면전단력에 대한 i 층 전단력의 비율이다. v_{oi} 및 v_{ni} 는 각각 i층에서 개구부가 있는 조적벽체와 없는 조적벽체의 평균전단응력(강도)이고, A_{woi} 및 A_{wni} 는 각각 i 층의 개구부가 있는 벽체와 없는 벽체의 단면적이다. λ_s 는 비정형성을 고려하기 위한 계수, DCR_0 는 DCR_i 의 성능수준별 하한치이다.

식 (13)에서 M_s 는 시스템 수정계수(system modification factor)로서 ASCE 41-17의 “Tier 1 Quick Check”에서 비탄성 거동을 고려하기 위해 사용하는 계수이다. 동 지침에서는 비보강 조적조의 붕괴방지 평가시 $M_s=1.75$ 를 적용한다[14]. 원래 “평가요령”에서는 안전측으로 보정하기 위해 보유력량에 0.8을 곱하게 되는데, ASCE 41-17에서 강체회전파괴(Rocking) 및 가로줄눈파괴(Bed-joint sliding)에 적용되는 최소의 m계수인 2.0을 곱하면 1.6이다. 이 연구에서는 1.6을 적용하였다. 비록 M_s 가 “평가요령”의 예비평가에서 사용하는 계수는 아니지만 이를 통해서 지진요구를 수정하지 않는 경우에 지나치게 큰 보강량이 도출되기 때문에 이를 도입하였다.

식 (13)에 따른 평가 후 DCR_i 가 DCR_0 보다 작은 경우 다음과 같이 전체 보강량을 산정할 수 있다.

$$\Delta V_d = \frac{Demand_i}{M_s\lambda_s} - DCR_0 \cdot Capacity_i \quad (16)$$

3. 보강량 분배

3.1 손상 벽체에 분배

식 (12) 또는 (16)과 같이 전체 보강량을 산정한 후에는 이를 보강대상 벽체에 분배할 필요가 있다. 다양한 내진보강 방법 가운데 부재를 신설하는 방법을 사용하는 경우에는 개별 신설부재에 분배가 되고, 기존 부재를 보강하는 경우에는 취약한 부재에 분배한다. 여기서는 부재를 보강하는 경우에 대하여 해당 부재의 강성에 기초하여 보강량을 분배하는 방법을 제안한다.

일반적으로는 내진성능평가에서 성능을 만족하지 못하는 부재를 보강하게 되며, 변위에 기반한 평가에서 해당 부재들 간의 하중 분담은 비틀림의 영향이 크지 않다면 평가대상 지진 작용방향의 횡강성에 비례하게 된다. 따라서 보강량 또한 보강 대상 벽체의 횡강성에 비례하도록 결정할 수 있다. Fig. 2(a)와 같이 보강전의 벽체 강성이 분포하고 있고, 앞서 식 (2)에서 가정한 바와 마찬가지로 강성이 강도에 비례한다면 보강전의 벽체 강성비에 기초하여 다음과 같이 보강후 강도를 결정할 후에도 강성비는 동일하다.

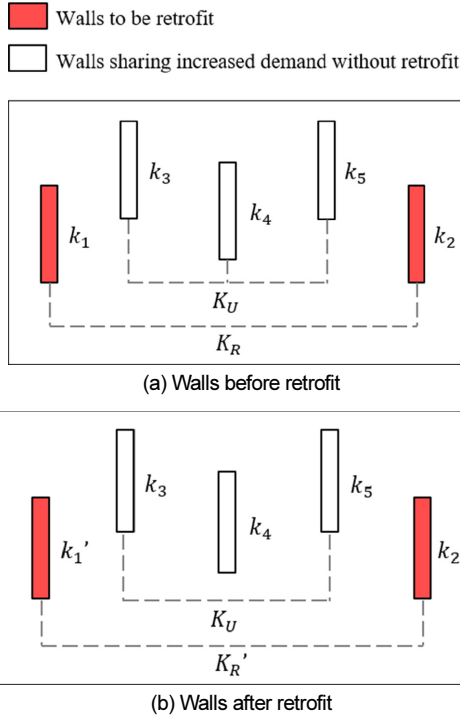


Fig. 2. Walls and their stiffness

$$V_{ni}' = V_{ni} + \frac{k_i}{K_R} \Delta V_d \tag{17}$$

$$K_R = \sum_{j=1}^{N_R} k_j \tag{18}$$

여기서 V_{ni} , V_{ni}' , k_i 는 각각 i 번째 부재의 보강전 강도, 보강후 강도 및 보강전 횡강성이고, N_R 및 K_R 은 보강대상 부재의 수량 및 강성 합계이다. 이와 같이 손상되는 벽체에 전체 보강량을 모두 분배하는 방법을 이하에서는 분배방법 A로 표기한다.

3.2 전체 벽체 대상 분배

분배방법 A에서는 오직 보강된 벽체만 ΔV_d 에 저항하는 것으로 가정하였으나 실제로는 Fig. 2(b)에서와 같이 보강된 벽체의 보강후 강성과 보강되지 않은 벽체의 보강전 강성이 혼재하고 있으므로 ΔV_d 는 보강되는 벽체 뿐만 아니라 보강대상이 아닌 벽체도 분담하게 된다. 이 때 각 벽체의 횡하중 분담량은 상대적인 강성비에 의해서 결정된다. 다만 이 강성비는 보강후 강성의 비임을 유의할 필요가 있다. 이상을 고려하여 보강대상 부재의 보강후 강도는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sum_{j=1}^{N_R} V_{nj}' = \frac{K_R'}{K_R' + K_U} (V_d + \Delta V_d) \gamma \tag{19}$$

$$K_R' = \sum_{j=1}^{N_R} k_j'; K_U = \sum_{j=N_R+1}^N k_j \tag{20}$$

여기서 K_R' 및 K_U 는 각각 보강대상 부재의 보강후 강성 합계 및 비보강대상 부재의 강성 합계이며 N 은 전체 부재의 수량이다. γ 는 모든 부재가 동시에 최대강도에 도달하지 않을 수 있음을 고려한 안전율로서 이 연구에서는 1.1을 적용하였다.

다음으로는 보강대상 부재의 보강 전후 강성 사이의 관계를 다음과 같이 근사적으로 나타낼 수 있다고 가정한다.

$$K_R' = \alpha \beta K_R \tag{21}$$

$$\alpha = \left(\frac{\sum_{j=1}^{N_R} V_{nj}'}{\sum_{j=1}^{N_R} V_{nj}} \right) / \left(\frac{\sum_{j=1}^{N_R} V_{nj}'}{\sum_{j=1}^{N_R} V_{nj}} \right) \tag{22}$$

여기서 V_{nj} 및 V_{nj}' 는 각각 j 번째 보강대상 벽체의 보강전 및 보강후 강도를 나타낸다. α 는 보강대상 부재의 보강전후 강도비를 나타낸다. 식 (21)을 식 (19)에 대입하면 다음과 같이 보강대상 부재의 보강후 강도를 산정할 수 있다.

$$\sum_{j=1}^{N_R} V_{nj}' = \alpha \sum_{j=1}^{N_R} V_{nj} = \gamma (V_d + \Delta V_d) - \left(\frac{K_U}{\beta K_R} \right) \sum_{j=1}^{N_R} V_{nj} \tag{23}$$

이 식을 통해 산정된 보강대상 부재의 보강후 요구강도 총합은 부재간의 강성비를 고려하여 개별 부재에 분배한다. 이하에서는 이 방법을 분배방법 B로 표기한다. 식 (23)을 사용하면 보강전 부재 강성과 강도만으로 보강대상 부재의 보강후 요구강도의 총량을 산정할 수 있다는 장점이 있다. 또한 손상된 벽체의 보강량을 산정할 때 나머지 벽체가 추가로 분담하는 횡하중을 고려하기 때문에 앞서의 분배방법 A에 비해 보강량이 감소한다.

다만 분배방법 B는 예비평가에 기초한 보강설계에 적용할 수 없는데 예비평가는 식 (15)와 같이 순수하게 강도에 기초하여 내진역량을 산정하므로 부족한 강도는 반드시 부재 보강량에 명시적으로 포함되어야 성능목표를 만족하는 것으로 인정될 수 있기 때문이다.

4. 설계 예제

4.1 대상 건축물과 성능목표

이 연구에서는 서울시에 위치한 내진설계 미적용 조적조 건물 4개동을 대상으로 비선형정적해석을 통하여 제안된 설계방법을 검증하였다. 각 모델의 주요 특성은 Table 1과 같고 보다 상세한 사항은 Seol and Park(2020)을 참조할 수 있다. 지반조건은 S_4 로서 건축물 내진설계기준에 따라 20 m를 초과하는 기반암 깊이와, 360 m/s 이상의 토층 평균 전단파속도에 해당되는 장주기 증폭계수를 적용하였다[15]. 내진성능목표는 2400년 재현주

Table 1. Characteristics of analysis models

Model	Story	Height (m)	Total area (m ²)	Age (year)
1	3F	7.35	195.1	31
2	2F	7.8	312.4	44
3	2F	6.1	124.2	46
4	2F	6.25	131.6	41

기에 대해서 붕괴방지 성능을 확보하는 것으로 설정하였다.

4.2 수치해석 모델

비선형정적해석을 위한 수치해석모델은 “평가요령”에 따라 재료강도 기본값 및 경과년수에 대한 보정계수를 적용하였다. 재료의 상태는 “평가요령”에 따라 내벽은 두 면에 미장 마감이라고 가정하여 ‘양호’를 적용하고 외벽은 치장벽이 있는 관계로 한 면에만 미장 마감이라고 가정하여 ‘보통’을 적용하였다. 줄눈의 상태는 밀실하게 채워진 경우를 적용하였다.

조적조 벽체의 비탄성 모델은 ASCE 41-17에 따라 작성하였다[14]. 변형지배작용에 해당되는 강제회전파괴(rocking), 가로줄눈파괴(bed-joint sliding)와 힘지배작용에 해당되는 대각인장파괴(diagonal tension) 중 가장 작은 강도를 갖는 파괴유형을 개별 벽체의 모델링에 반영하였다. 이상의 파괴유형 이외에 양단부압괴(toe crushing)를 강제회전파괴의 잔류강도 결정에 적용하였다. 개별 벽체의 파괴유형 선정 결과 대각인장파괴는 모든 벽체에서 나타나지 않았다. 비탄성 모델에 대한 상세한 사항은 Seol and Park(2020)을 참조할 수 있다[4].

4.3 비선형정적절차 기반 설계

총 네 가지 해석모델에 대한 평가 및 보강설계를 수행하였으며, 그 가운데 해석모델 4에 대해서 상세히 기술하고 이후 전체 건물의 설계결과를 기술한다. 2400년 재현주기 지진에 대한 모델 4의 X-방향 비선형정적해석에 기초한 평가결과 중 각 층의 부재별 성능수준을 Fig. 3에 도시하였다. 1층의 벽체중 비교적 벽량에 대한 기여도가 큰 외벽이 붕괴되는 것으로 나타났으며 2층의 벽체는 손상이 없는 것으로 나타났다. 부재 평가결과에 기초하여 보강대상 벽체는 1층의 붕괴되는 두 개 벽체로 선정하였다.

X-방향 비선형정적해석에 의한 역량곡선을 Fig. 4에 도시하였다. 여기서 보강전 목표변위는 검은색 ‘x’ 표식으로, 보강에 의한 변위저감 목표를 나타내는 설계목표변위는 붉은색 ‘x’ 표식으로 보강전 역량곡선상에 표시하였다. 설계목표변위를 보강전 역량곡선상에서 붕괴방지 성능목표를 만족하는 부재의 중력하중 분담률이 80% 이상이 되는 점을 선정하였다. 이 설계목표변위를 만족하는 강도증가량을 식 (12)를 이용하여 산정하였으며, 요구되는 보강량에 대하여 분배방법 A와 분배방법 B로 개별 보강대상 벽체의 소요강도를 산정하였다. 또한 해당 벽체의 하중-변위 관계를 변형능력의 변경 없이 소요강도만큼만 비례적으로 높여서 보강후 모델을 작성

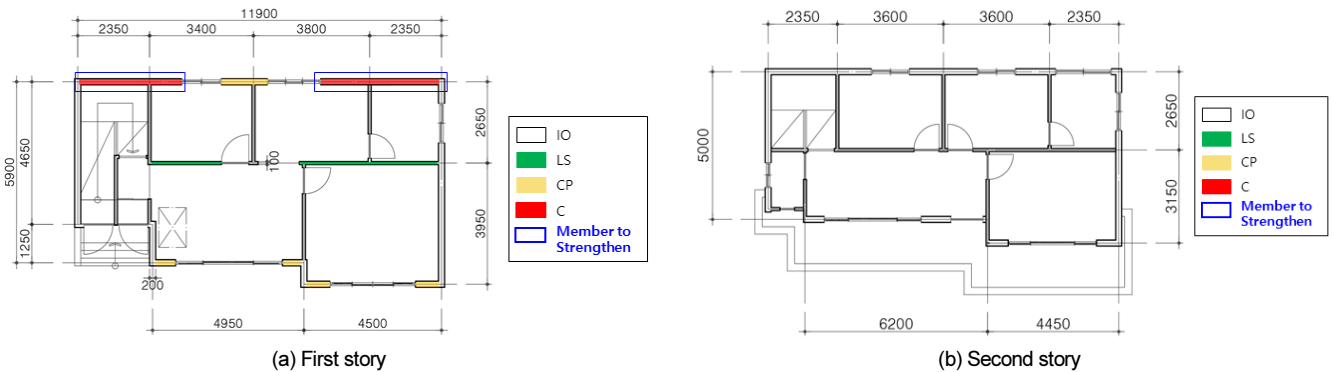


Fig. 3. Performance of members for X-directional seismic load before retrofit

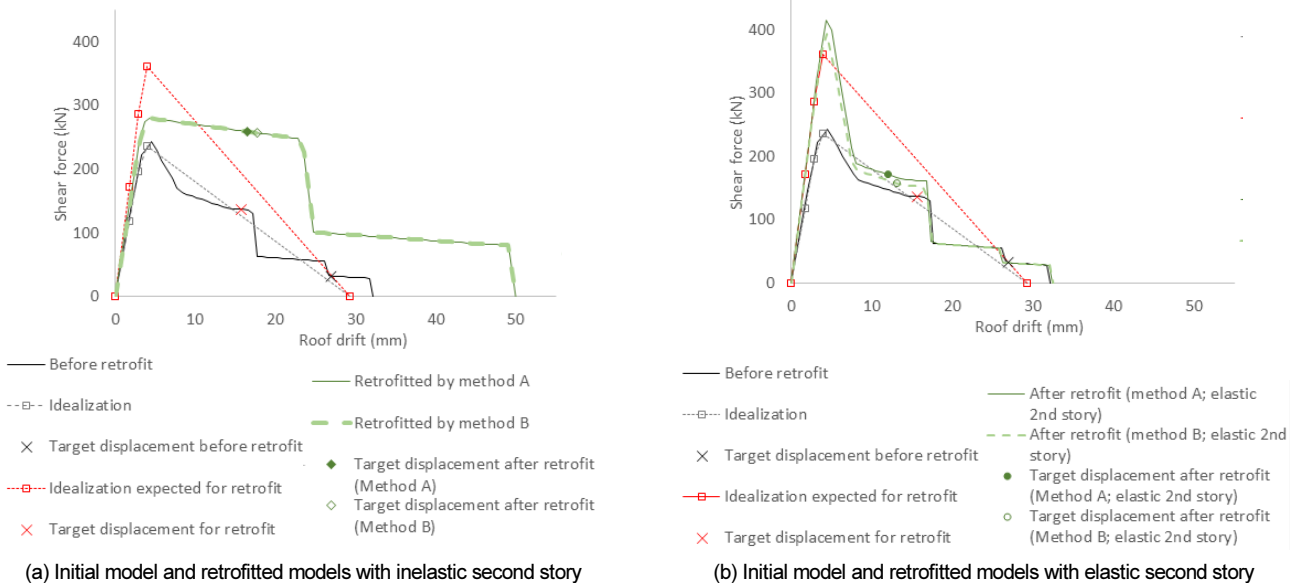


Fig. 4. Capacity curves

하였다.

이상화된 보강전 역량스펙트럼을 식 (12)에 따른 강도증가량만큼 강도

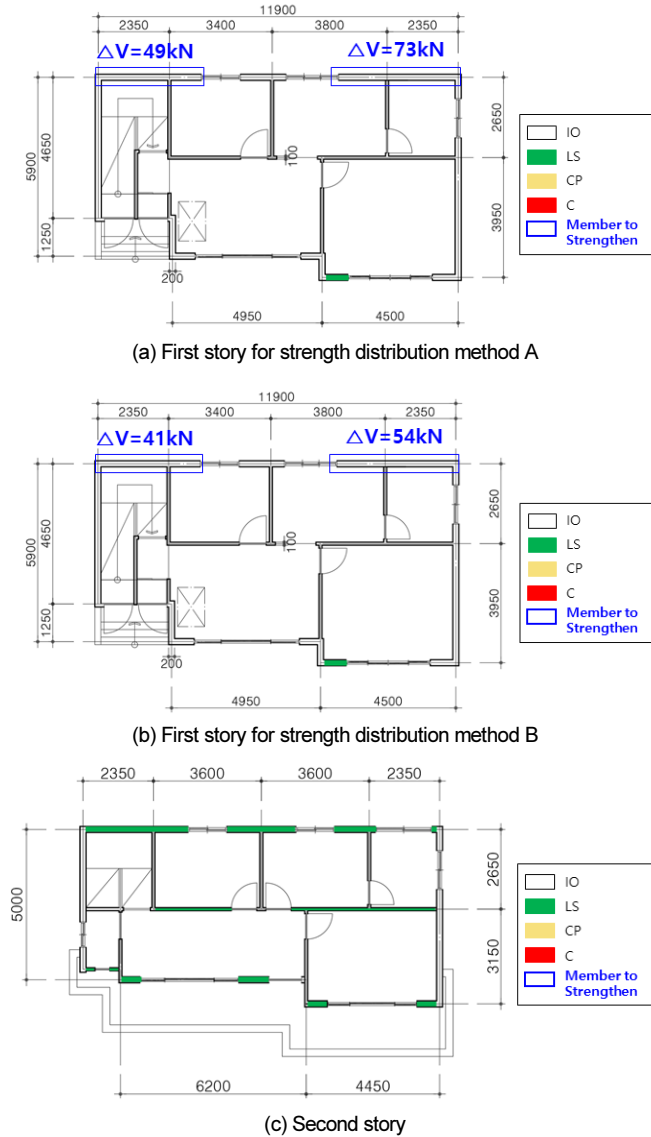


Fig. 5. Performance of members for X-directional seismic load after retrofit by strength distribution method A

만 비례적으로 증가시킨 보강후의 이상화된 목표 역량스펙트럼을 붉은색 선으로 Fig. 4(a)에 나타내었다. 보강후 모델의 해석결과 역량곡선은 분배 방법에 따른 차이가 거의 없는 반면에 이상화된 목표 역량곡선과는 상당히 큰 차이가 있다. 보강전 모델은 1층에서 가로줄넘파괴가 발생한 반면에 보강후 모델은 2층에서 강체회전파괴가 발생하였기 때문에 예상되는 역량곡선과 차이가 크게 발생하였다. 다만 마름모형 표식으로 나타낸 보강후 실제 목표변위는 설계목표변위와 유사한 값을 나타내었다.

보강대상 부재의 강도증가량과 보강후 개별부재의 성능평가 결과를 Fig. 5에 도시하였다. Fig. 5(a) 및 (b)는 각각 분배방법 A 및 B에 의한 보강량과 그에 따른 평가결과를 나타내고 있다. 분배방법 B의 강도증가량이 다소 감소하여 보강량이 절감됨을 알 수 있다. 또한 부재 성능은 동일한 것으로 나타났다. Fig. 5(c)는 보강후 2층의 평가결과로서 분배방법 A 및 B에 대해서 동일한 결과를 나타낸다. Fig. 3과 5를 비교하면 1층의 손상이 현저히 감소한 반면에 2층의 손상이 증가한 것을 확인할 수 있다. 비록 취약층의 변화로 인해 역량곡선은 예상과 차이가 있으나 결과적으로 두 층의 성능은 모두 붕괴방지의 목표를 만족한다.

제한된 보강설계 방법의 유효성을 확인하기 위해 손상되는 층이 바뀌지 않도록 2층을 탄성으로 모델링한 뒤 보강후 비선형정적해석을 수행하였으며 그에 따른 역량곡선을 Fig. 4(b)에 도시하였다. 보강후 해석에 의한 역량곡선의 형태가 이상화된 목표 역량곡선(붉은색 점선)과 유사한 경향을 나타낸다. 개별 부재의 최대강도 도달시점의 차이로 인해 이상화된 역량곡선이 나타내는 목표 강도보다 강도가 다소 증가하였으며, 분배방법 B가 A에 비해서 강도증가량이 감소하였다. Fig. 4(b)에서 원형 표식으로 나타낸 보강후 목표변위는 붉은색 ‘x’ 표식으로 나타낸 설계목표변위와 비교시 추적인 감소가 나타났으며, 이는 역량곡선이 목표한 강도보다 강도가 다소 증가하였기 때문인 것으로 판단된다.

해석모델 4의 Y방향을 포함하여 나머지 세 개 모델에 대해서도 내진성능평가를 수행하였으며, 성능목표를 만족하지 못하는 지진하중 방향에 대해서 제한된 방법에 의한 보강설계를 수행하였다. 설계결과는 Table 2에 요약하였다. 해석모델 4의 Y방향을 제외하면 보강후 손상도는 층의 위치가 1층에서 2층 또는 3층으로 바뀌었고 파괴유형도 대부분 강체회전파괴로 바뀌었는데 이는 상층부에서 감소하는 중력하중으로 인해 그에 비례하는 강체회전강도가 감소하였기 때문이다. 그러나 손상 층과 파괴유형의 변화에도 불구하고 해석모델 2를 제외한 대부분의 경우에 앞서 해석모델 4에

Table 2. Seismic performance before and after retrofit based on nonlinear static procedure

Model	Direction	Before retrofit			After retrofit (distribution method A and B)			Total added strength for retrofitted story (kN)		
		Performance	Damaged story	Dominant failure mode	Performance	Damaged story	Dominant failure mode	Distribution method A (1)	Distribution method B (2)	Reduction (1)-(2)
1	Y	C	1st	Bed-joint sliding	IO	3rd	Rocking	185	65	119
2	X	C	1st	Bed-joint sliding Rocking	C	2nd	Rocking	696	602	94
3	X	C	1st	Bed-joint sliding	IO	2nd	Rocking	220	213	7
	Y	C	1st	Bed-joint sliding	IO	2nd	Rocking	322	208	114
4	X	C	1st	Bed-joint sliding	LS	2nd	Rocking	122	96	27
	Y	C	1st	Bed-joint sliding Rocking	LS	1st	Bed-joint sliding	169	44	125

대해서 살펴본 바와 같이 보강후 성능은 목표성능을 충족하는 것으로 나타났다. 다만 해석모델 2는 1층 보강후 2층의 일부벽체가 붕괴되는 것으로 나타났다고 해당 벽체의 중력하중 분담률은 13% 수준에 해당되어 크지 않다. 네 가지 해석모델에서 전반적으로 강도 분배방법 A에 비해 B의 보강량이 다소 감소하였으며, 특히 해석모델 1이나 4의 Y방향에 대해서와 같이 요구 강도증가량의 64~74%에 해당하는 보강량의 현저한 절감이 나타났다.

4.4 예비평가 기반 설계

앞서 비선형정적절차에 기반한 설계와 동일하게 총 네 가지 해석모델에 대한 평가 및 보강설계를 수행하였다. 재료강도의 경우 전단응력으로 제시 되는 기본 강도를 적용되 비선형정적해석과 동일하게 경과년수 및 상태에 따른 보정계수를 적용하였다. 재료의 상태는 비선형정적절차와 동일하게 내벽은 ‘양호’, 외벽은 ‘보통’을 적용하였다. 보강전 평가결과 모든 모델이 X, Y 방향에 대해서 모두 붕괴하는 것으로 나타났다. 이는 비선형정적절차를 적용한 경우(Table 2 참조) 해석모델 1의 X방향 및 해석모델 2의 Y방향은 보강이 불필요한 것으로 나타난 것과 대조된다. “평가요령”에 따라 비정형 평가를 수행하여 비정형성계수 λ_s 를 결정하였으며, Table 3에 수록하였다. 여러 비정형성 가운데 비틀림비정형성만 나타나는 것으로 평가되었고 지진력 작용방향을 구분하여 λ_s 를 산정하여 적용하였다.

예비평가는 층단위로 DCR을 평가하므로 층별로 소요강도가 산정된다. Table 3에 층별로 예비평가에 기초하여 산정된 보강전 강도와 소요 강도 증가량을 요약하였다. 또한 지진력 작용방향과 층별로 소요 강도 증가량을 Fig. 6에 도시하였다. X, Y는 지진력 작용방향, NSP는 비선형정적해석, PSE는 예비평가를 나타낸다. A와 B는 분배방법 A와 B를 나타낸다. 층별 소요 강도 증가량은 모델과 지진력 작용방향에 따라서 차이가 있으나 137~786 kN의 범위를 갖는다. 반면에 앞서 비선형정적절차를 통해 산정하여 Table 2에 제시된 모델별 소요강도증가량은 분배방법 A의 경우에 122~696 kN의 범위를 갖고 분배방법 B의 경우에 44~602 kN의 범위를 갖는다.

예비평가는 가장 불리한 층으로 평가결과를 결정하게 되므로 요구성능을 만족하지 못하는 층은 모두 보강이 요구된다. 결과적으로 취약한 층만 보강이 가능한 비선형정적절차에 비해 예비평가에 기초한 전체 보강량이 현저히 더 크다. 다만 Fig. 6에서 비선형정적절차에 의해서 보강이 요구되는

층과 지진력 작용방향에 한하여 요구 강도 증가량을 비교해 본다면 해석모델 3의 1층 Y방향과 해석모델 4의 1층 Y방향의 경우에 예비평가 기반 보강량(PSE)이 비선형정적절차 기반의 분배방법 A에 의한 보강량(NSP A)보다 더 적다. 반면에 비선형정적절차 기반의 분배방법 B(NSP B)와 비교하면 예비평가 기반 보강량(PSE)이 모두 더 높다. 따라서 비탄성 변형을 고려한 시스템 수정계수 M_s 의 도입을 통해 안전측 평가결과를 도출하고자 하는 예비평가의 취지를 유지하면서 보강량을 절감할 수 있다.

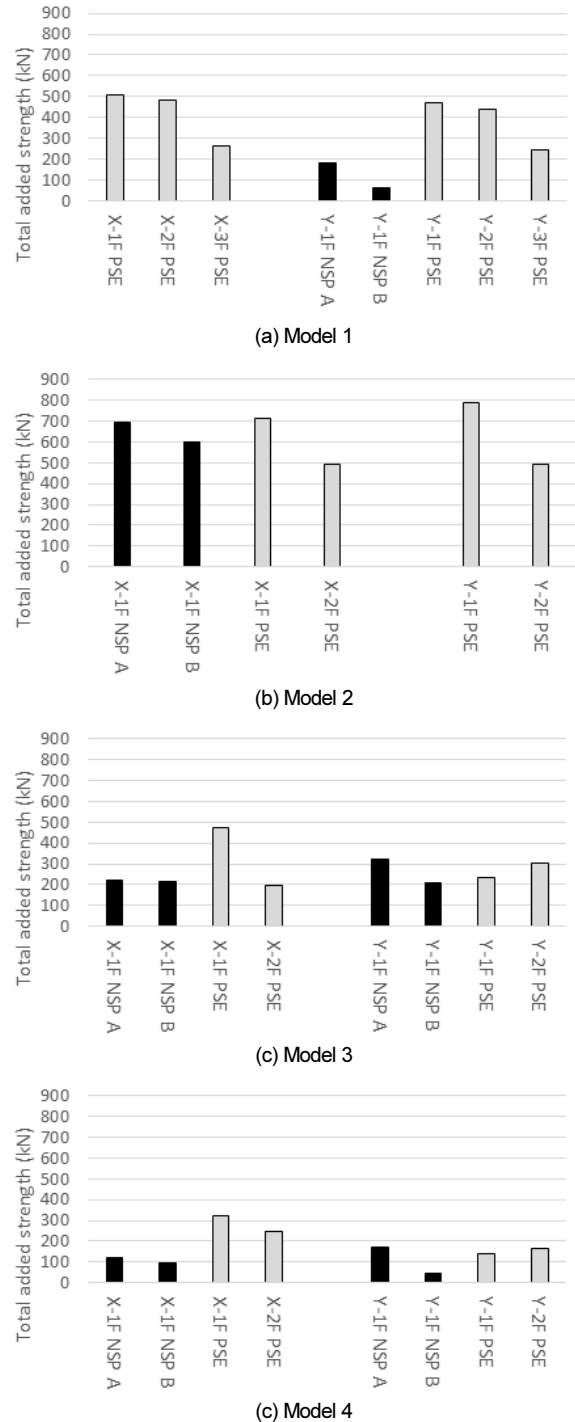


Fig. 6. Comparison of total added story strength

Table 3. Seismic performance before and after retrofit based on preliminary seismic performance evaluation

Model	Direction	λ_s	Initial story capacity (kN)			Added story capacity (kN)		
			1st story	2nd story	3rd story	1st story	2nd story	3rd story
1	X	0.9	426	268	108	509	481	266
	Y	1.0	374	235	95	468	439	242
2	X	0.9	638	257	-	709	494	-
	Y	0.9	562	256	-	786	495	-
3	X	0.9	439	329	-	472	195	-
	Y	0.9	680	220	-	232	303	-
4	X	0.9	263	74	-	324	244	-
	Y	1.0	391	118	-	137	168	-

5. 결론

비선형정적절차와 예비평가절차에 기초하여 비보강 조적조 건물의 내진보강 요구강도 산정방법을 제안하였다. 전자는 변위계수법을 이용하여 응답을 설계목표변위로 저감하는 전체 보강량을 정규화된 탄성요구강도의 3차방정식으로부터 역산하고 후자는 요구역량과 보유역량의 차이로부터 전체 보강량을 산정한다. 강성비에 기초하여 보강량을 부재로 분배하되 보강하지 않는 부재의 강성과 보강되는 부재의 강성증가를 고려할 수 있다. 제안된 방법을 비보강조적조 건물에 적용하여 검증하였으며 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 변위계수법에 기초하여 산정된 전체보강량을 보강전 손상이 주로 발생하는 층에 집중 보강하는 경우 비탄성 변형이 집중되는 층에 변화가 발생하여 보강후 역량곡선이 가점과 차이를 나타내지만 대부분의 예제에서 목표변위와 내진성능목표를 충족한다.
- (2) 변위계수법에 기초한 보강량을 적용시 손상되는 층에 차이가 발생하지 않는다면 가점한 역량곡선의 형태와 목표변위를 잘 충족하는 것으로 나타났다.
- (3) 벽체의 횡강성에 기초한 보강량 분배시 보강대상이 아닌 벽체의 강성을 고려하는 경우에 건물에 따라서는 60~70%에 해당하는 보강량 절감효과를 얻을 수 있다. 다만 보강후에 보강층 이외에서 추가적인 손상이 나타나는 경우 추가 보강이 필요하다.
- (4) 예비평가에 기초한 보강량 산정시 시스템 수정계수를 활용하여 지진요구량을 수정하는 경우에 비선형정적절차보다는 다소 보수적이지만 보강량을 합리적으로 저감시킬 수 있다. 다만 구조해석을 배제하는 평가법의 특성상 모든 층에 보강량이 요구되는 보수적 결과도 출되었으며 보강량 절감을 위해서는 가급적 상세평가를 수행하는 것이 바람직하다.
- (5) 제안된 보강량 산정방법은 보강된 구조물과 부재의 증가된 강성이 증가된 강도와 비례한다는 가정에 기초하고 있다. 따라서 제안된 설계방법은 강도증진형 공법 중 강도에 비례하여 강성이 증가하는 공법에 한정하여 적용되어야 한다. 또한 초기설계 단계의 보강량에 한정하여 사용하고 보강후 정확한 모델링을 통하여 설계결과를 검증하여야 한다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원의 지원으로 수행되었음(과제번호 21CTAP-C152105-03)

/ REFERENCES /

1. FEMA P-774, Unreinforced Masonry Buildings and Earthquakes; FEMA: Washington, DC, USA, c2009.

2. Döğangün A, Ural A, Livaöglu R, Seismic performance of masonry buildings during recent earthquakes in Turkey. In Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE); 2008 Oct 12-17; Beijing, China, c2008, pp. 1-8.

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. Seol YJ, Park JH, Seismic Performance Evaluation of Unreinforced Masonry Buildings Retrofitted by Strengthening External Walls. *EESK J Earthquake Eng.* 2020 Mar;24(2):19-29.

5. Bae BI, Yun HJ, Choi CS, Choi HK, Evaluation of Shear Strength of Unreinforced Masonry Walls Retrofitted by Fiber Reinforced Polymer Sheet. *J of the KCI.* 24(3):305-313.

6. Mustafaraj E, Yardim Y, In-plane shear strengthening of unreinforced masonry walls using GFRP jacketing. *Period Polytech Civ Eng.* 2018;62:330-336.

7. D’Ambrisi A, Mezzi M, Caporale A, Experimental investigation on polymeric net-RCM reinforced masonry panels. *Compos Struct.* 2013;105:207-215.

8. Almeida JAPP, Pereira ENB, Barros JAO, Assessment of overlay masonry strengthening system under in-plane monotonic and cyclic loading using the diagonal tensile test. *Constr Build Mater.* 2015;94:851-865.

9. Yu JH, Park JH, Investigation of Steel Fiber-Reinforced Mortar Overlay for Strengthening Masonry Walls by Prism Tests. *Appl Sci.* 2020;10:6395.

10. Ismail N, Petersen RB, Masia MJ, Ingham JM, Diagonal shear behavior of unreinforced masonry wallets strengthened using twisted steel bars. *Constr Build Mater.* 2011;25:4386-4393.

11. Taghdi M, Bruneau M, Saatcioglu M, Seismic retrofitting of low-rise masonry and concrete walls using steel strips. *ASCE J Struct Eng.* 2000;126:1017-1025.

12. Yang KH, Mun JH, Hwang SH, Cyclic shear behavior of masonry walls strengthened with prestressed steel bars and glass fiber grids. *Compos Struct.* 2020;238:1-12.

13. Korea Authority of Land & Infrastructure Safety, Guidelines for seismic performance evaluation for existing buildings. 11-B552016-000035-14, c2021.

14. American Society of Civil Engineers, ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofitting Techniques for Unreinforced Masonry Buildings, c2017

15. Ministry of Land and Transportation, Seismic Design in General, KDS 17 10 00, Korea Construction Standards Center, c2019.