

조적채움벽 골조의 내진성능평가를 위한 등가 스트럿 모델의 비교연구

A Comparison Study of Equivalent Strut Models for Seismic Performance Evaluation of Masonry-Infilled Frame

유은종^{1)*} · 김민재¹⁾ · 정대계¹⁾

Yu, EunJong^{1)*} · Kim, MinJae¹⁾ · Jung, DaeGye¹⁾

¹⁾한양대학교 건축공학과

¹⁾Department of Architectural Engineering, Hanyang University

/ A B S T R A C T /

Masonry-infilled walls have been used in reinforced concrete(RC) frame structures as interior and exterior partition walls. Since these walls are considered as nonstructural elements, they were only considered as additional mass. However, infill walls tend to interact with the structure's overall strength, rigidity, and energy dissipation. Infill walls have been analyzed by finite element method or transposed as equivalent strut model. The equivalent strut model is a typical method to evaluate masonry-infilled structure to avoid the burden of complex finite element model. This study compares different strut models to identify their properties and applicability with regard to the characteristics of the structure and various material models.

Key words: Masonry-infilled wall, Equivalent strut model, Seismic performance evaluation

1. 서론

건물의 칸막이나 외벽의 치장을 위해 이용되는 조적채움벽은 내진설계 시 비구조재로 인식되어 하중으로서만 고려되어 왔다. 그러나 실제 지진 시 조적채움벽은 하중으로서 뿐만 아니라 구조적으로도 전체 구조물의 강성, 강도 및 변형능력에 상당한 영향을 미친다. 또한 조적채움벽에 개구부가 있는 경우 기둥의 유효길이를 감소시키는 단주효과로 인해 기둥의 전단파괴를 일으키는 등 전체 건물의 지진응답에 큰 영향을 준다. 따라서 구조물의 정확한 내진성능평가를 위해서는 조적채움벽의 영향을 고려해야만 한다.

조적채움벽의 해석모델은 크게 거시적(macro) 모델과 미시적(micro) 모델로 나뉘며 미시적 모델로는 유한요소모델이, 거시적 모델로는 등가 스트럿 모델이 대표적이다. 유한요소모델은 또 다시 조적을 등방체로 고려하거나 조적 및 모르타르 부분을 각각 모델링 하는 경우로 나뉘나 이를 통해 실제 건물의 내진평가를 수행하기에는 너무 계산량이 많고 복잡하다. 따라서 실구조물의 내진평가를 위해서는 조적채움벽 중에 조적부분을 일정한

강성 및 강도를 가지는 가새로 치환하는 등가 스트럿 모델을 사용하는 것이 실용적이다.

조적은 벽돌과 모르타르로 이루어진 복합재로서 재료 및 배합비에 따라 다양한 재료특성을 가질 수 있으며 또한 시공정밀도에 따라서도 조적의 강도 및 강성에 큰 편차가 나타날 수 있다. 더욱이 골조 부재 사이를 조적으로 채우는 조적채움벽의 경우 조적채움벽과 골조의 강도비에 따라 여러 가지 파괴모드가 존재할 수 있다. 이를 반영하기 위해 그동안 지진 시 조적채움벽의 거동을 모델링하기 위한 다양한 등가 스트럿 모델이 해석 혹은 실험연구를 기반으로 Holmes[1], Paulay and Priestley[2], Kappos et al.[3], Stafford Smith[4], Dolsek and Fajfar[5], Crisafulli[6] 등에 의해 제안되었다. 국내에서도 고현 등[7], 문기훈 등[8], 박지훈 등[9] 등에 의해 조적채움벽에 대한 연구가 진행되어 왔으나 주로 학교건물을 대상으로 한 전체 구조물의 내진성능평가를 목적으로 하며 재료특성과 스트럿모델의 변동에 따른 영향의 분석에 대한 연구는 부족한 실정이다.

본 연구에서는 기존 연구 및 각국의 규준에 나타난 조적채움벽의 재료특성을 파악하고 기존에 제안된 등가 스트럿 모델을 사용하여 단위 조적채움벽 골조를 해석하고 그 결과를 비교함으로써 여러 등가 스트럿모델의 특징을 분석하고자 하였다.

*Corresponding author: Yu, EunJong

E-mail: eunjongyu@hanyang.ac.kr

(Received 21 October 2013; Accepted 30 December 2013)

2. 조적의 재료특성

조적조는 벽돌과 모르타르로 이루어져 있는 복합구조체로서 벽돌의 구성재료 및 생산방법 그리고 모르타르의 구성재료 및 물과의 배합비에 따라 다양한 재료특성을 가질 수 있다. 또한 모르타르 사춤의 채움 정도에 따라 서로 조적의 강도 및 강성에 큰 편차가 나타날 수 있으며, 더욱이 기존 구조물의 경우는 조적의 상태 즉, 재료의 열화 및 균열 정도에 따라 서로 달라질 수 있는 등 전체적으로 재료특성에 아주 큰 불확실성이 존재한다.

조적채움벽의 내진평가를 위해 필요한 재료특성은 조적벽체의 압축강도, 전단강도, 인장강도, 탄성계수, 전단탄성계수 등으로, 이들 값은 벽돌의 압축강도 및 모르타르의 압축강도로부터 추정하거나 프리즘이라고 불리는 모르타르를 사용하여 벽돌을 쌓은 조적개체의 시험값으로부터 산정한다.

벽돌 압축강도의 경우 KS F 4004[10]의 내용에 따르면 콘크리트 벽돌은 A종, B종, C종 1급, C종 2급으로 구분하며 각각의 최소강도를 8.04 MPa, 11.96 MPa, 15.98 MPa, 8.04 MPa로 제한하고 있다. A종과 B종은 경량골재를 사용한 콘크리트 벽돌이며, 보통골재를 사용하는 벽돌은 C종으로 1급은 내력용, 2급은 비내력용으로 분류되어 있는데 조적채움벽에 주로 사용되는 벽돌은 C종 2급의 벽돌이다. 모르타르의 압축강도는 배합비에 따라 달라지며 KS L 5220[11]에서 조적용 모르타르의 28일 강도에 대하여 기건양생 시 10.79 MPa 이상일 것을 규정하고 있다. 이원호 등[12]에 따르면 배합비에 따른 모르타르 압축강도의 평가식은 다음과 같다.

$$f'_{mortar} = 99.3 - 24.7M_c \quad (1:1 \sim 1:2 \text{ 습윤양생}) \quad (1-1)$$

$$f'_{mortar} = 21.91 - 2.81M_c \quad (1:2.5 \sim 1:5 \text{ 습윤양생}) \quad (1-2)$$

$$f'_{mortar} = 50.16 - 12.62M_c \quad (1:1 \sim 1:2 \text{ 기건양생}) \quad (1-3)$$

$$f'_{mortar} = 19.23 - 3.07M_c \quad (1:2.5 \sim 1:5 \text{ 기건양생}) \quad (1-4)$$

김희철 등[13]은 일반 모르타르 압축강도 실험결과를 바탕으로 선형 회귀법을 사용하여 일반 모르타르의 배합비 차이에 따른 강도식을 제안했으며 그 식은 다음과 같다.

$$f'_{mortar} = 20.99 - 2.73M_c \quad (2)$$

조적조 프리즘 압축강도 f'_m 의 경우 이원호 등[12]과 ACI 530-05[14], Eurocode 6[15]에서는 벽돌과 모르타르의 강도로부터 산정하는 수식을 제시하고 있으며 FEMA 356[16]에서는 조적벽의 상태에 따른 기본값을 제시하고 있으며 그 내용은 Table 1과 같다.

조적조의 탄성계수의 경우도 UBC[17]과 이원호 등[12], 김희철 등[13], 그리고 FEMA 356[16]에서 각기 다른 수식을 제시하고 있는데 Table 2에서 볼 수 있듯이 대부분 조적조의 프리즘 압축강도로부터 산정하고 있다.

조적채움벽의 전단강도, f'_{dt} 는 조적조의 프리즘 압축강도, f'_m 으로부터 환산하거나 실험을 통해 얻어진 결과로부터 제안된 식을 이용하여 산정하고 있다. Table 3과 같이 Paulay and Priestley[2], 이원호 등[12], Masonry Designers' Guide[18]에서는 f'_m 으로부터의 환산식을 제시하였으며 FEMA 356[16]에서는 모르타르의 면적이나 강도 등의 정보가 있

을 경우 이를 통한 산정식과 정보가 없을 경우 사용할 수 있는 기본값을 제시하고 있다.

한편, 조적채움벽의 전단탄성계수는 UBC[17]과 FEMA 356[16]에서는 $0.4E_m$, 이원호 등[12]에서는 $0.2E_m$ 으로 제안하고 있는데 이는 균열발생 이후 거동의 포함여부에 따른 차이에 따른 것으로 생각된다.

이상에서 살펴본 바와 같이 조적조의 재료특성을 산정하기 위한 식으로 표준 및 연구자에 따라 매우 다양한 수식이 제안되었다. 실제 조적벽체를 대상으로 이들 수식을 적용하여 산정한 재료강도도 큰 편차를 나타낸다. 예를 들어 C종 2급 콘크리트벽돌과 1:3 배합비의 모르타르가 사용된 경우 각 수식에 따른 조적물성치는 Table 4와 같다. 이때 벽돌의 강도는 KS F

Table 1. Equations for compressive strength of masonry f'_m

| Code or researcher | Equation |
|--------------------|--|
| Lee WH et al.[12] | $f'_m = 0.46f_{brick} + 0.16f_{mortar} - 2.64$ |
| ACI 530-05[14] | $f'_m = A(2.758 + Bf_{brick})$ A : 1, B : type of mortar (0.25 for type S&M, 0.2 for type N) |
| Eurocode 6[15] | $f'_m = K f_{brick}^{0.7} f_{mortar}^{0.3}$ K : 0.55 for concrete masonry |
| FEMA 356[16] | 2.07~6.205 MPa depend on masonry condition |

Table 2. Proposed equations for E_m

| Code or researcher | Equation |
|--------------------|--|
| Lee WH et al.[12] | $\begin{cases} E_m = 88f'_m & (f'_m \leq 25.5MPa) \\ E_m = 172f'_m & (f'_m > 25.5MPa) \end{cases}$ |
| Kim HC et al.[13] | $E_m = 100f'_m$ |
| UBC[17] | $E_m = 750f'_m$ (최대 20.5 GPa) |
| FEMA 356[16] | $E_m = 550f'_m$ |

Table 3. Proposed equations for f'_{dt}

| Code or researcher | Equation |
|------------------------------|---|
| Paulay and Priestley[2] | $f'_{dt} = 0.03f'_m$ |
| Lee WH et al.[12] | $f'_{dt} = 0.084f'_m + 0.515$ |
| Masonry Designers' Guide[18] | $f'_{dt} = 1.5\sqrt{f'_m}$ |
| FEMA 356[16] | $f'_{dt} = v_{me} = \frac{0.75 \left(0.75v_{te} + \frac{P_{CE}}{A_n} \right)}{1.5}$ P_{CE} : masonry wall normal load A_n : total area of mortar v_{te} : average bed-joint shear strength $v_{te} = \frac{V_{test}}{A_b} - P_{D+L}$ V_{test} : test load at first movement of a masonry unit A_b : sum of net mortared area of bed joints P_{D+L} : stress due to gravity loads 0.09~0.19 MPa depend on masonry condition |

Table 4. Differences between proposals ($f_{brick} = 10.45MPa, f_{mortar} = 10.02MPa$)

| f'_m | | E_m | | | | f'_{dt} | | | |
|-------------------|------|-------------------|-------------------|---------|--------------|--------------------------|-------------------|------------------------------|--------------|
| | | Lee WH et al.[12] | Kim HC et al.[13] | UBC[17] | FEMA 356[16] | Paulay and Priestley [2] | Lee WH et al.[12] | Masonry Designers' Guide[18] | FEMA 356[16] |
| Lee WH et al.[12] | 3.77 | 331.76 | 377 | 2827.5 | 2073.5 | 0.11 | 0.82 | 2.91 | 0.19 |
| FEMA 356[16] | 6.21 | 546.04 | 620.5 | 4653.75 | 3412.75 | 0.19 | 1.04 | 3.74 | 0.19 |
| ACI 530-05[14] | 4.85 | 426.62 | 484.8 | 3636 | 2666.4 | 0.15 | 0.92 | 3.30 | 0.19 |
| Eurocode 6[15] | 5.68 | 499.49 | 567.6 | 4257 | 3121.8 | 0.17 | 0.99 | 3.57 | 0.19 |

4004[7]에서 규정된 강도인 8.04MPa를 공칭강도로 보고 여기에 공칭강도와 평균강도를 보정하기 위한 계수로 ASCE 41[19]에서 사용하고 있는 계수인 1.3을 곱한 값인 10.45MPa를 사용하였으며, 모르타르의 강도는 이원호 등[12]의 수식에 의해 산정하였다. 표에서 볼 수 있듯이 조적조의 평균압축강도 f'_m 의 경우 최저 3.68 MPa에서 최대 6.21 MPa까지 약 1.6배의 편차를 보이며, 구해진 f'_m 을 사용하여 구한 탄성계수는 약 14배의 편차를 보인다. 또한 조적조의 전단강도의 경우는 0.11 MPa에서부터 3.74 MPa까지 34배의 편차를 보인다.

3. 등가 스트럿 모델

해석 시 조적채움벽을 고려하는 방법은 크게 거시적(macro)인 모델과 미시적(micro)모델이 있다. 미시적 모델은 조적채움벽을 유한요소로 분할하여 모델링 하는 방법으로 정확한 해석결과를 기대할 수 있으나 전체 구조물에 적용하기에는 방대하고 복잡한 계산 과정 때문에 어려움이 있다. 반면, 등가 스트럿 모델은 거시적 모델로서 조적채움벽을 하나 또는 다수의 스트럿으로 치환하여 모델링하는 것이다. 조적채움벽 등가 스트럿 모델에 대한 연구는 Holmes[1], Paulay and Priestley[2], Kappos et al.[3] 등에 의해 1960년대부터 시작되었으며 조적채움벽의 대각선 길이와 관련하여 등가 스트럿의 너비를 결정하는 여러 가지 식이 제안되었다. 조적채움벽 자체의 형태에 기반을 둔 이 식들은 조적만의 거동을 예측할 때에는 상당히 만족할 만한 결과를 얻을 수 있었다. 그러나 조적채움벽은 기둥과 보로 이루어진 프레임 내부에 조적이 존재하는 구조체로 조적채움벽과 프레임 사이의 하중 분배에 따라 여러 파괴 형상이 존재하므로 이를 모델링하기 위해서는 프레임 인과의 상호작용도 고려되어야 한다. 이후 제안된 Stafford Smith[4] 모델, Dolsek and Fajfar[5] 모델, Crisafulli[6] 모델, FEMA 356[16] 모델 등은 조적채움벽과 프레임 모두의 강성과 강도를 고려한 모델이다.

3.1 Stafford Smith의 스트럿 모델

Stafford Smith[4]는 유한요소 해석 및 탄성이론으로부터 조적채움벽과 프레임의 상대 강성을 나타낸 파라미터 λ 를 제안하였다.

$$\lambda = \sqrt{\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_c H_m}} \quad (3)$$

여기서 E_m, E_c 는 조적채움벽과 프레임의 탄성계수이며, t_m 은 조적채움벽의 두께, I_c 는 기둥의 관성모멘트, H_m 은 조적채움벽의 높이, 그리고 θ 는 등가스트럿의 대각 각도를 나타낸다. 파라미터 λ 를 이용한 스트럿의 너비 w 는

$$w = 0.175(\lambda H_c)^{-0.4} r_m \quad (4)$$

로 구할 수 있으며, 여기서 H_c 는 기둥의 높이를, r_m 은 등가스트럿의 대각선 길이를 나타낸다. 위 식은 FEMA 356[16]에서도 채용하고 있는 수식으로 등가스트럿의 강성은 구해진 w 와 채움벽의 두께 t_m 및 대각길이 r_m 으로 산정된다.

Stafford Smith[4]는 스트럿의 강도 산정을 위하여 다음과 같은 식들을 제안하였다.

$$V_s = \frac{v_{me} A_m}{1.43 - \mu \left(0.8 \frac{H_m}{L_m} - 0.2 \right)} \quad (5)$$

$$V_t = 1.72 A_m f'_m \quad (6)$$

$$V_c = z t_m f'_m \quad (7)$$

여기서, V_s 는 수평 줄눈 미끄러짐파괴, V_t 는 사인장파괴, V_c 는 단부 압괴 파괴일 경우의 조적채움벽의 전단강도 산정식이다. A_m 은 조적채움벽의 수평면적, μ 는 모르타르 마찰계수를, L_m 은 조적채움벽의 길이, z 는 조적채움벽과 프레임간의 접촉길이를 나타내며, 이렇게 계산되어진 각 전단 강도들 중 최소값을 스트럿의 강도로 사용한다. 식 (5)~식 (7)의 수식은 Fig. 1과 같은 조적채움벽골조의 파괴모드 중 (d)의 골조파괴를 제외한 각 파괴모드에 의한 파괴 시의 채움벽의 강도를 나타낸 것이다. 산정된 전단 강도는 식 (8)을 통하여 등가 스트럿의 축강도 R 로 변환한다.

$$R = V / \cos \theta \quad (8)$$

Stafford Smith[4]는 Fig. 2의 (a)와 같은 중심스트럿 모델과 함께 Fig. 2의 (b)와 같이 프레임의 모서리로부터 $z/3$ 만큼 떨어진 위치에 편심스트럿

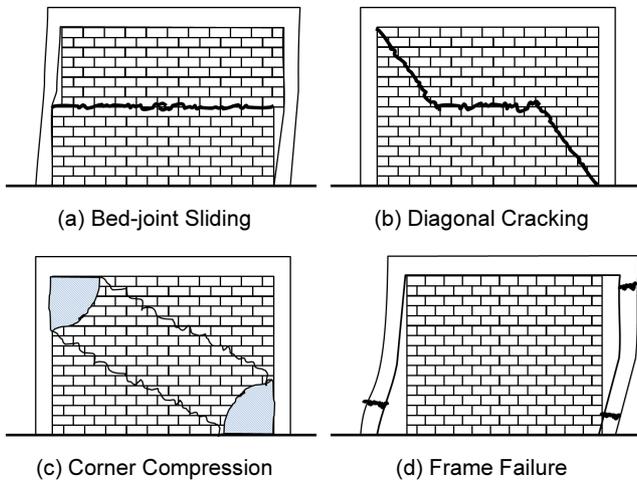


Fig. 1. Failure mode of infilled frame

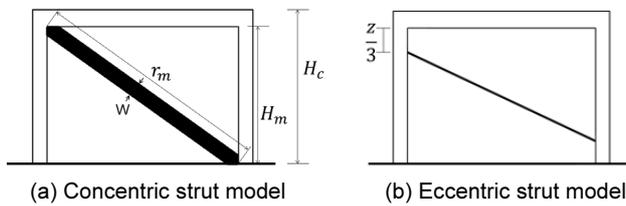


Fig. 2. Stafford Smith[4] model

을 설치하여 프레임의 전단파괴 발생 여부를 검사하도록 하였다. 이는 중심 스트럿모델의 경우 기둥과 보의 접합부로 스트럿이 연결되어 프레임의 파괴를 모사하지 못하므로 이를 보완하기 위해서이다. Fig. 2(b)의 z 는 조적 채움벽과 프레임간의 접촉 길이로서 식 (3)의 상대 강성 매개변수, λ 에 의해 결정되는 식 (9)를 제안하였다.

$$z = \frac{\pi}{2\lambda} \tag{9}$$

3.2 Dolsek and Fajfar의 스트럿 모델

Dolsek and Fajfar[5]은 실험을 통해 등가스트럿의 강성과 강도식을 검토하였다. 실험결과로부터 채움벽의 초기강성으로는 Stafford Smith[4]가 제안한 식 (4)로부터 유도된 식 (10)을 사용하며, 조적채움벽의 최대강도로는 식 (11)을 사용할 경우 실험결과와 일치함을 확인하였다.

$$K_0 = \frac{E_m w t_m}{\sqrt{H_c^2 + L_c^2}} \cos^2 \theta \tag{10}$$

$$R = 0.818 \frac{L_m t_m f_{tp}}{C_I} (1 + \sqrt{C_I^2 + 1}) \tag{11}$$

$$C_I = 1.925 \frac{L_m}{H_m} \tag{12}$$

여기서, f_{tp} 는 조적식 비내력벽의 균열강도로서 조적조 프리즘 실험에 의한 인장강도이다.

3.3 Crisafulli의 스트럿 모델

Crisafulli[6]에 의한 등가 스트럿의 강도 산정식은 식 (13)과 같다.

$$R = f'_{m\theta} A_{ms} \tag{13}$$

여기서, A_{ms} 는 등가 스트럿의 면적, $w t_m$ 이며 $f'_{m\theta}$ 는 하중이 θ 의 각도로 가해질 때 조적의 압축강도이다. $f'_{m\theta}$ 은 식 (14)에 의해 주어진다.

$$f'_{m\theta} = \frac{\tau_0^*}{\sin\theta(\cos\theta - \mu^* \sin\theta)} \tag{14}$$

$$\tau_0^* = \frac{\tau_0}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \tag{15}$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \tag{16}$$

여기서 b, d 는 벽돌 한 장의 길이와 높이이며 C_n 은 조적벽체 내의 수직응력 분포에 대한 계수로서 수평 줄눈 미끄러짐일 경우 0으로, 사인장 파괴일 경우 1.5의 값을 가진다. Crisafulli[6]는 등가 스트럿의 강도를 결정하는 식 (13)에서 너비를 고려하기 때문에 스트럿의 너비에 대해 식을 따로 제안하지 않았다. 하지만 등가 스트럿의 강성을 부여하기 위해서는 스트럿 너비의 산정이 필요하다.

Crisafulli[6]는 프레임에 가해지는 굽힘 모멘트나 전단력, 소성 힌지의 위치 등을 고려하기 위해 Fig. 3과 같이 하나의 스트럿 외에 2개 또는 3개의 스트럿을 사용하는 채움벽 모델링 기법을 제안하였다. 3-스트럿 모델에서 스트럿의 총단면적은 하나의 스트럿 모델일 때와 동일하게 각각의 스트럿에 나뉘지며 스트럿의 위치는 조적채움벽과 프레임의 접촉 길이 z 를 나타내는 식 (9)을 통해 결정한다.

3.4 Dawe and Seah와 Bertoldi et al.의 스트럿 모델

Dawe and Seah[20]와 Bertoldi et al.[21]는 각각 등가 스트럿의 너비를 결정하는 식을 제안하였다. Dawe and Seah[20]의 제안식에서는 너비

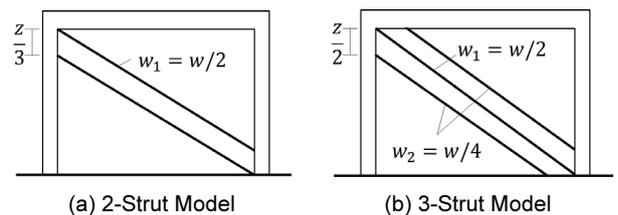


Fig. 3. Crisafulli[6] model

Table 5. Bertoldi et al. parameter K_1, K_2

| | $\lambda H_m < 3.14$ | $3.14 < \lambda H_m \leq 7.85$ | $\lambda H_m > 7.85$ |
|-------|----------------------|--------------------------------|----------------------|
| K_1 | 1.3 | 0.707 | 0.47 |
| K_2 | -0.178 | 0.01 | 0.04 |

산정시 기둥과 보의 강성 모두를 고려한다. 기둥의 파라미터 λ_c 는 Stafford Smith[4]의 제안식인 식(3)을 통해 산정하며 보의 파라미터는 I_c 대신 I_b 를 사용한 식(17)을 통해 산정한다.

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_b H_m}} \quad (17)$$

두 파라미터 λ_c, λ_b 를 고려한 스트럿 너비 w 는

$$w = \frac{2\pi}{3} \left(\frac{\cos \theta}{\lambda_c} + \frac{\sin \theta}{\lambda_b} \right) \quad (18)$$

로 제안하였다.

한편, Bertoldi et al.[21]은 채움벽과 프레임의 관계를 고려한 파라미터를 사용하는 대신에 스트럿의 너비와 조적채움벽의 대각선 길이간의 비를 이용하여 스트럿 너비를 산정하는 수식을 제안하였다. 비선형 유한요소 해석과 실험에 의해 검증된 제안식은 다음과 같다.

$$\frac{w}{r_m} = \frac{K_1}{\lambda H_m} + K_2 \quad (19)$$

여기서, K_1, K_2 의 값은 Table 5에 나타내었다.

3.5 FEMA 356의 스트럿 모델

FEMA 356[16]에서는 조적채움벽의 해석을 위해 등가 스트럿 모델을 제시하고 있으며 등가 스트럿의 강성 결정을 위한 스트럿의 너비는 Stafford Smith[4]의 식(4)를 사용하여 결정한다. 등가 스트럿의 강도를 나타내는 식은 식(20)과 같다.

$$V = A_n f_{vie} \quad (20)$$

여기서, f_{vie} 는 조적채움벽의 평균전단강도로서 Table 3에 제시된 FEMA 356[16]의 수평 줄눈 미끄러짐 시 평균전단강도의 기본값 v_{me} 을 초과할 수 없도록 하였다. FEMA 356[16]에서는 조적조의 전단강도로 수평 줄눈 미끄러짐, 사인장파괴, 단부 압괴파괴 시의 강도식을 제시하고 있으나, 단부 압괴파괴 시의 강도식은 축하중이 없는 채움벽의 경우 적용할 수 없으므로 사인장파괴와 수평 줄눈 미끄러짐 강도 중 최소값으로 채움벽의 전단강도를 산정할 수 있다. 축하중이 없는 경우 사인장파괴강도는 식(21)과 같다.

$$R = f'_{dt} A_n \left(\frac{L}{h} \right) \quad (21)$$

여기서 조적의 사인장강도 f'_{dt} 를 알 수 없는 경우 전단강도 v_{me} 를 사용할 수 있도록 하였다. 따라서 조적의 길이 L 이 높이 h 보다 큰 경우 수평줄눈미끄러짐 강도로 채움벽의 전단강도가 산정된다. 또한, 편심스트럿으로 모델링을 할 경우의 기둥부재와의 접촉길이 z 로 식(22)을 제시하였으며 Fig. 2.(b)의 $z/3$ 대신 z 의 값을 그대로 사용한다.

$$z = \frac{w(h_m^2 + L_m^2)}{wh_m + \sqrt{w^2 h_m^2 - (h_m^2 + L_m^2)(w^2 - L_m^2)}} \quad (22)$$

4. 등가스트럿에 의한 푸시오버해석

4.1 해석 모델

이상과 같이 다양하게 제시된 등가 스트럿모델의 비교를 위해 단순한 1경간의 조적채움벽골조를 대상으로 제시된 방법에 따라 모델링하고 비선형정적해석을 수행하여 그 결과를 분석하였다. 해석에 사용된 모델은 이정한 등[22]의 실험 연구에서 사용된 비내진 조적조 채움벽 골조 실험체로서 실험체의 규격은 Fig. 4와 같다. 이 실험체에 사용된 콘크리트 압축강도는 20.69 MPa, 콘크리트 벽돌의 압축강도는 23.046 MPa, 모르타르의 압축강도는 21.93 MPa이다. 부재의 철근 배근 및 단면형상은 Table 6과 같으며 실험체의 기둥상부에는 774.74 kN의 축하중이 재하되었다.

실험결과 조적채움벽은 대각사인장 균열 및 중앙의 수평 줄눈 미끄러짐으로 파괴되었으며, 이후 최대강도 620.24 kN, 횡변위 35mm 정도에서 최종적으로 기둥 상부에 전단 균열이 발생하면서 파괴되었다.

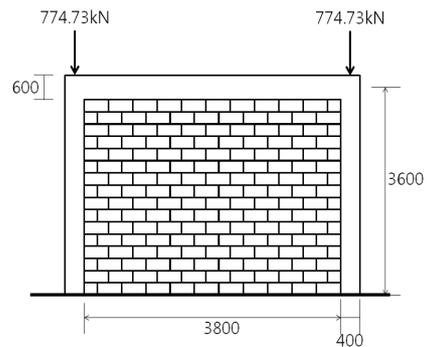


Fig. 4. Specimen configurations

Table 6. Properties of specimen

| | Section (mm^2) | main reinforcement | shear reinforcing bar & stirrup |
|--------|--------------------|--------------------|---------------------------------|
| Column | 400 x 400 | 8-D22 | D10@300 |
| Beam | 600 x 600 | 10-D29 | D13@100 |

4.2 재료특성 및 스트럿 모델링

실험체를 모델링하기 위해 우선 주어진 정보로부터 채움벽의 재료특성을 산정하였다. 앞서 살펴본 바와 같이 등가스트럿모델 제안식에서 스트럿의 강도는 주로 조적의 전단강도 및 사인장강도로부터 산정이 되고, 스트럿의 강성은 조적의 탄성계수에 영향을 받으며 이 값은 조적의 압축강도로 산정된다. 실험체의 콘크리트 벽돌과 모르타르 압축강도를 이용해 조적조의 프리즘 압축강도를 계산할 경우 이원호 등[12]의 식에 따르면 11.38 MPa, ACI 530-05[14]의 식에 따르면 7.37 MPa, 그리고 Eurocode 6[15]에 따르면 12.49 MPa를 얻을 수 있으며, FEMA 356[16]에서는 조적조의 공칭 강도를 제시하고 있어 이것에 1.3을 곱하여 8.067 MPa를 사용할 수 있다. 이 프리즘 압축강도로부터 각 제안식에 따라 탄성계수 및 전단강도를 산정할 수 있다. 하지만 이원호 등이나 Masonry Designers' Guide[18]에 의해 조적의 전단강도를 산정할 경우는 식 (5)~(7)에 제시된 Stafford Smith[4]의 각 파괴모드시의 전단강도를 산정한 결과 조적의 압축강도에 비해 전단강도가 높아 수평 줄눈 미끄러짐 파괴가 아닌 결과가 나타나 실험체의 실험결과와 일치하지 않음을 알 수 있다. 따라서 조적의 전단강도로는 FEMA 356[16]의 기본값과 유사한 값을 보이는 Paulay and Priestley[2]의 제안식을 사용하여 산정하였다. 탄성계수의 경우 FEMA 356[16]의 기본값에 해당하는 4436.58 MPa와 이원호 등[12]의 탄성계수식을 적용한 709.85 MPa, Eurocode 6[15]에 의해 산정된 압축강도에 FEMA 356[16]의 탄성계수식을 사용한 6869.5 MPa를 선택하였다. 해석에 사용된 재료강도의 종류는 Table 7과 같다.

본 연구에서는 재료특성의 변동과 함께 다양한 등가스트럿 모델에 의한 해석결과의 차이를 분석하고자 하였다. Table 8은 본 연구에서 사용된 해석의 케이스를 정리한 표로서 재료특성과 함께 각 스트럿모델 제안식에 따른 스트럿의 폭과 강도, 편심스트럿모델의 경우 접촉길이(이격거리)를 정리하였다. Crisafulli[6]의 모델에 적용할 스트럿의 너비 제안식 중 Dawe and Seah[20]의 제안식의 경우 보의 강성이 고려되나 본 해석모델에서는 가력보와 일치화시킨 실험 시의 상황을 그대로 모사하기 위해 상부보를 강체로 모델링하였으므로 적용할 수 없어 제외하고 Bertoldi et al.[21]의 제안식만을 사용하였다. Stafford Smith[4]와 Dolsek and Fajfar[5]의 모델은 FEMA 356[16]과 동일한 수식을 사용하므로 제외하였다. Crisafulli[6]의 모델은 Bertoldi et al.[21]의 스트럿 너비가 적용된 경우와 FEMA 356[16]의 스트럿 너비가 적용된 경우로 나누어 해석을 수행하였다. 편심 스트럿 모델의 경우 FEMA 356[16]과 Crisafulli[6]의 접촉 길이 z 가 다르므로 FEMA 356[16]의 편심 스트럿 모델과 Crisafulli[6]의 3-스트럿 모델

Table 7. Material properties of masonry (MPa)

| case | f'_m | f'_{dt} | E_m |
|------|----------------|-------------------------|-------------------|
| 1 | FEMA 356[16] | FEMA 356[16] | FEMA 356[16] |
| | 8.067 | 0.26 | 4436.58 |
| 2 | FEMA 356[16] | FEMA 356[16] | Lee WH et al.[12] |
| | 8.067 | 0.26 | 709.85 |
| 3 | Eurocode 6[15] | Paulay and Priestley[2] | FEMA 356[16] |
| | 12.49 | 0.37 | 6869.5 |

을 해석케이스에 포함시켜 해석을 수행하였다. Table 7에서 볼 수 있듯이 유사한 조적의 전단강도가 사용되었음에도 불구하고 등가스트럿의 강도는 Table 8에 나타난 바와 같이 상당한 차이를 보인다.

푸시오버해석 시 등가스트럿은 변형지배거동으로 모델링 된다. 즉, 스트럿은 항복이후 비선형 거동을 나타낸다. 등가스트럿의 비선형 변형능력은 Fig. 5와 같이 나타낼 수 있는데 여기서 d 와 e 는 FEMA 356[16]에서 제안한 바와 같이 골조와 채움벽의 강도비 및 채움벽의 길이/높이비에 따라 산정하였다. FEMA 356[16]에서는 조적채움벽과 프레임간의 강도차이가

Table 8. Analysis cases

| case | Strut models | Masonry case | w (mm) | R (kN) | z (mm) |
|-------------------------|-----------------------|--------------|--------|--------|---------|
| Concentric Strut Models | | | | | |
| C1-1 | FEMA 356 | Case 1 | 515.2 | 248.62 | - |
| C1-2 | FEMA 356 | Case 2 | 618.8 | 248.62 | - |
| C1-3 | FEMA 356 | Case 3 | 493.13 | 353.81 | - |
| C2-1 | Crisafulli (Bertoldi) | Case 1 | 1066 | 321.06 | - |
| C2-2 | Crisafulli (Bertoldi) | Case 2 | 2057.1 | 619.54 | - |
| C2-3 | Crisafulli (Bertoldi) | Case 3 | 960.85 | 411.82 | - |
| C3-1 | Crisafulli (Stafford) | Case 1 | 515.2 | 155.16 | - |
| C3-2 | Crisafulli (Stafford) | Case 2 | 618.8 | 186.36 | - |
| C3-3 | Crisafulli (Stafford) | Case 3 | 493.13 | 211.35 | - |
| Eccentric Strut Models | | | | | |
| E1-1 | FEMA 356 | Case 1 | 515.2 | 248.62 | 619.2 |
| E1-2 | FEMA 356 | Case 2 | 618.8 | 248.62 | 728.1 |
| E1-3 | FEMA 356 | Case 3 | 493.13 | 353.81 | 595.3 |
| E2-1 | Crisafulli (Bertoldi) | Case 1 | 1066 | 321.06 | 739.8 |
| E2-2 | Crisafulli (Bertoldi) | Case 2 | 2057.1 | 619.54 | 1169.75 |
| E2-3 | Crisafulli (Bertoldi) | Case 3 | 960.85 | 411.82 | 663.2 |
| E3-1 | Crisafulli (Stafford) | Case 1 | 515.2 | 155.16 | 739.8 |
| E3-2 | Crisafulli (Stafford) | Case 2 | 618.8 | 186.36 | 1169.75 |
| E3-3 | Crisafulli (Stafford) | Case 3 | 493.13 | 211.35 | 663.2 |

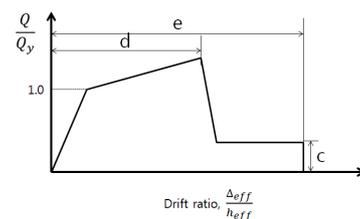


Fig. 5. Plastic hinge model

클수록, 그리고 채움벽의 길이/높이비가 낮을수록 등가 스트럿의 변형 능력을 높게 평가한다.

골조의 경우 상단보는 실험 시 가력보와 일체화되어 가력된 상황을 고려하여 항복이 일어나지 않는 강제로 모델링 하였으며, 기둥의 경우 실험 시 가력된 축력에 맞게 모멘트강도 및 항복변위를 구하고 한국시설안전공단 내진성능평가요령에 따라 모델링하였다.

4.3 결과 분석

Fig. 6은 여러 해석 케이스들 중 FEMA 356[16]의 중심 스트럿 모델인 C1-1과 편심스트럿 모델 E1-1, 그리고 스트럿의 강성이 최대인 C2-2, 최소인 E3-1의 해석결과이다. E1-1의 경우 인장측 기둥의 전단파괴로 인해 초기에 강도저하가 발생하였다. Crisafulli의 제안식에 따른 축강도를 사용한 C2-2의 경우 가장 낮은 강도를 보인 E1-1에 비해 약 4배정도 높은 강도를 나타내어 재료강도 및 해석모델의 선택에 따라 해석결과에 큰 편차를 보이는 것으로 나타났다.

Table 9는 케이스별 해석결과로부터 얻은 최대 밀면전단력(즉, 최대항강도)과 극한변위(즉, 강도저하가 일어나기 이전지점의 변위)를 비교한 표이다. 표에서는 조적채움벽이 사용되지 않은 순수 골조의 푸시오버해석을 통해 얻은 최대 밀면전단력과 극한변위와의 비율도 함께 나타내었다. 순수 골조의 푸시오버해석결과 최대강도는 280 kN이었으며 그 때의 변위는 33

mm로 나타났다.

강도 측면에서 봤을 때 순수 골조에 비해 중심스트럿모델은 153%에서 271%정도로 최대강도가 증가하였으며 최대강도시의 변위는 순수골조의 77%에서 105% 정도 수준이다. 또한 편심스트럿모델의 경우 최대강도는 순수골조의 59%에서 210%정도, 변위의 경우 순수골조의 9%에서 59%정도로 일부는 순수골조의 최대강도에도 미치지 못하는 경우가 발생하였다. 참고로 이정환 등[22]의 실험결과 강도의 증가율은 240% 정도였으며, 그 시점의 변위는 63%정도로 감소하였다. 해석 결과를 볼 때 이원호 등[12]의 재료강도식과 FEMA 356[16]의 중심스트럿모델을 사용한 C2-2의 경우가 실험결과와 가장 근사한 결과를 나타내었다. 하지만, C2-2의 경우 최대강도를 과대평가하고 있으므로 실험시의 최대강도를 초과하지 않으면서 가장 유사한 결과는 나타내는 C1-3이 실제 채움벽의 평가시에 사용될 수 있는 합리적인 모델이라고 판단된다. C1-3은 FEMA 356[16]의 기본재료 강도와 FEMA 356[16]의 중심스트럿모델을 사용한 경우이다.

동일한 재료와 스트럿의 너비산정식을 사용하되 중심스트럿으로 모델링된 경우와 편심스트럿으로 모델링된 경우를 비교해보면, 모든 경우 최대강도가 낮으며 최대강도시의 변위도 작아 구조물이 초기에 파괴되는 것으로 나타났다. 특히, FEMA 356[16]에서 제시하는 편심스트럿의 모델링절차에 따라 해석을 수행한 E1-1, E1-2, E1-3의 경우 순수골조의 최대하중보다도 낮은 강도를 보여 너무 보수적으로 평가하는 경향이 있는 것으로 판단된다. 더욱이 FEMA 356[16]에서는 해석시의 편의를 위해 중심스트럿으로 모델링하고 해석을 수행한 후 구한 스트럿의 부재력을 식(23)에서 제시한 편심거리에 가하고 그 때 기둥의 전단파괴 및 휨파괴여부를 검토하는 방법을 사용할 수 있도록 하고 있다. 해석모델에서 중심스트럿으로 모델링될 경우 스트럿에 작용하는 축력은 당연히 편심스트럿의 경우보다 크게 나타날 것이므로 위의 검토방법은 더욱 보수적인 평가일 수밖에 없다. 따라서 이러한 검토방법의 적용여부에 대해 면밀한 검토가 필요할 것으로 판단된다.

편심스트럿모델의 경우는 FEMA 356[16]의 재료강도와 이원호 등[12]의 탄성계수 산정식, 그리고 Crisafulli[6]의 강도식과 Bertoldi et al.[21]의 접촉거리식을 적용한 E2-2의 경우가 실험결과와 최대강도의 면에서 가장 근사한 결과를 나타내었다. 하지만 다른 편심스트럿모델의 경우와 같이 최대강도시의 변위는 실험결과와의 47%로 크게 과소평가하는 것으로 나타났다.

C1-1과 C1-2 혹은 C2-1과 C2-2와 같이 동일한 조적압축강도, 전단강도 및 동일한 스트럿모델을 사용하지만 조적의 탄성계수만 다른 경우의 결

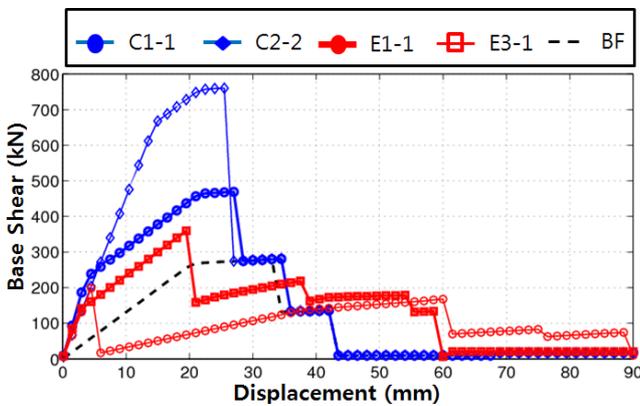


Fig. 6. Base Shear-displacement curve

Table 9. Maximum shear strength and displacement and comparison with BF

| case | Maximum Strength (kN) | ratio to BF | displacement (mm) | ratio to BF | case | Maximum Strength (kN) | ratio to BF | displacement (mm) | ratio to BF |
|------|-----------------------|-------------|-------------------|-------------|------|-----------------------|-------------|-------------------|-------------|
| C1-1 | 469 | 1.68 | 27 | 0.82 | E1-1 | 199 | 0.71 | 4.5 | 0.14 |
| C1-2 | 477 | 1.70 | 34.5 | 1.05 | E1-2 | 270 | 0.96 | 13.5 | 0.41 |
| C1-3 | 552 | 1.97 | 27 | 0.82 | E1-3 | 165 | 0.59 | 3 | 0.09 |
| C2-1 | 526 | 1.88 | 27 | 0.82 | E2-1 | 461 | 1.65 | 18 | 0.55 |
| C2-2 | 760 | 2.71 | 25.5 | 0.77 | E2-2 | 589 | 2.10 | 16.5 | 0.50 |
| C2-3 | 483 | 1.73 | 13.5 | 0.41 | E2-3 | 472 | 1.69 | 13.5 | 0.41 |
| C3-1 | 403 | 1.44 | 34.5 | 1.05 | E3-1 | 360 | 1.29 | 19.5 | 0.59 |
| C3-2 | 428 | 1.53 | 34.5 | 1.05 | E3-2 | 354 | 1.26 | 18 | 0.55 |
| C3-3 | 447 | 1.60 | 34.5 | 1.05 | E3-3 | 402 | 1.44 | 19.5 | 0.59 |

과를 비교하면, 스트럿모델이 FEMA 356[16]인 경우 최대강도는 크게 변화하지 않지만 변위의 측면에서는 상당히 증가하여 탄성계수가 높아지면 스트럿의 연성능력이 향상되는 것을 알 수 있다. 하지만, Crisafulli[6]의 강도식과 Bertoldi et al.[21]의 접촉거리식을 사용하는 경우 변위는 거의 동일하지만 최대강도가 증가하게 되며, Crisafulli[6]의 강도식과 Stafford Smith[4]의 접촉거리식을 사용할 경우 최대강도 및 변위가 거의 유사하며 탄성계수의 영향이 없음을 알 수 있다. Crisafulli[6]의 강도식과 Bertoldi et al.[21]의 접촉거리식을 사용하는 경우 Table 8에서 볼 수 있듯이 스트럿의 강도가 차이를 보이는데 이는 식 (13)에서 스트럿의 너비를 고려하기 때문인 것으로 보인다.

Table 10은 각 해석모델에서 분석한 조적채움벽 골조의 항복 및 파괴모드이며 그 오른쪽에는 각 상태가 나타난 푸시오버 해석단계를 표시하고 있다. 표에서 볼 수 있듯이 등가 스트럿 모델과 재료 특성에 따라 조적채움벽의 파괴모드가 다를 수 있다. 중심스트럿모델은 모든 케이스에서 등가 스트럿의 항복이 가장 먼저 발생하였으나 최종파괴모드의 경우 일부 모델은 스트럿의 파괴로, 또 다른 모델의 경우 인장축 기둥의 휨파괴 및 전단파

Table 10. Failure sequence of strut models

| case | 1 st yielding | pushover step | Failure | pushover step |
|-------------------------|--|---------------|---|---------------|
| Concentric Strut Models | | | | |
| C1-1 | strut axial yielding | 3 | strut axial failure | 19 |
| C1-2 | strut axial yielding | 13 | tension column shear & flexural failure | 24 |
| C1-3 | strut axial yielding | 3 | strut axial failure | 19 |
| C2-1 | strut axial yielding | 2 | strut axial failure | 19 |
| C2-2 | strut axial yielding | 10 | strut axial failure | 18 |
| C2-3 | strut axial yielding | 2 | strut axial failure | 10 |
| C3-1 | strut axial yielding | 2 | tension column shear & flexural failure | 24 |
| C3-2 | strut axial yielding | 10 | tension column shear & flexural failure | 24 |
| C3-3 | strut axial yielding | 2 | tension column shear & flexural failure | 24 |
| Eccentric Strut Models | | | | |
| E1-1 | - | - | tension column shear failure | 4 |
| E1-2 | - | - | tension column shear failure | 4 |
| E1-3 | - | - | tension column shear failure | 4 |
| E2-1 | strut axial yielding | 2 | tension & compression column flexural failure | 13 |
| E2-2 | tension & compression column flexural yielding | 6 | tension & compression column flexural failure | 12 |
| E2-3 | strut axial yielding | 2 | strut axial failure | 10 |
| E3-1 | strut axial yielding | 2 | compression column flexural failure | 14 |
| E3-2 | tension & compression column flexural yielding | 7 | tension & compression column flexural failure | 13 |
| E3-3 | strut axial yielding | 2 | tension & compression column flexural failure | 14 |

괴로 예측되었다.

이정한 등[22]의 실험에서는 채움벽에 균열이 발생한 후 최종적으로 기둥의 전단균열이 심해짐과 동시에 조적채움벽체의 균열 폭이 늘어나며 취성적인 거동을 나타내었다. 따라서 해석 모델의 파괴모드가 등가 스트럿의 항복 이후 기둥의 전단파괴와 등가 스트럿의 파괴가 같이 일어나는 경우에 등가 스트럿 모델이 조적채움벽을 가장 잘 모사했다고 할 수 있다.

C2-1과 C2-2, C2-3의 경우 스트럿의 파괴가 낮은 푸시오버 하중단계에서 일어나 등가 스트럿의 강도가 충분하지 않게 모델링된 것으로 보이며 Bertoldi et al.[21]의 너비 산정식을 사용한 Crisafulli[6] 등가 스트럿 모델은 조적채움벽의 강도를 과소평가하게 되는 것을 알 수 있었다. 또한 이원호 등[12]의 조적조 탄성계수에 대한 제안식이 사용된 C1-2, C2-2, C3-2의 결과에서는 채움벽의 항복과 파괴가 높은 하중단계에서 일어남을 알 수 있었다. 실험체의 파괴 형상을 가장 잘 모사한 모델은 스트럿의 파괴와 기둥의 파괴 시점이 가장 가까운 C3-1이며, C1-1, C1-3, C2-1, C3-3의 경우에서도 실험체의 파괴 형상을 잘 모사한 것으로 보인다.

편심 스트럿의 경우 E1-1, E1-2, E-3의 경우 스트럿의 파괴보다 양 쪽 기둥의 전단파괴가 선행하여 실험결과와 매우 다른 파괴모드를 나타내었으며, 이러한 양상에 의해 최대강도 및 변위가 매우 낮게 산정된 것으로 보인다. 따라서 FEMA 356[16]의 편심스트럿 모델은 기둥 및 보에 너무 과도한 전단강도를 요구하여 실제와 다른 파괴모드를 나타내는 것으로 판단되므로 적용 시 주의가 요구된다. 편심 스트럿에서 조적의 탄성계수가 낮은 E2-2, E3-2의 경우 조적의 항복없이 골조의 파괴가 발생하였다. 이는 낮은 탄성계수의 영향으로 조적의 변형능력이 크게 평가되기 때문으로 생각된다.

전체적으로 볼 때 실험체와 유사한 파괴모드를 나타낸 경우는 조적의 항복이후 기둥의 전단파괴가 발생하는 C1-2, C3-1, C3-2, C3-3 등으로 볼 수 있다. 하지만, 최대강도 및 변형을 근사하게 예측한 C2-2, C1-3, E2-2의 경우 실험체의 파괴모드와 일치하지 않았다.

5. 결론

조적채움벽은 내진설계 시 무시되거나 실제 지진 시에는 구조부재와의 상호작용을 통해 전체 거동에 상당한 영향을 미치는 것으로 보고되고 있다. 본 연구에서는 조적채움벽을 등가의 스트럿으로 치환하여 해석하기 위해 제안된 다양한 등가스트럿모델의 특징을 분석하고자 하였다. 이를 위해 기존의 실험연구에 사용된 1경간 조적채움벽골조를 여러 등가스트럿모델을 사용하여 해석하고 그 결과를 분석하였다. 등가스트럿 모델에서 조적채움벽의 강성과 강도는 조적벽체의 전단강도 및 탄성계수로부터 산정된다. 하지만 조적의 재료특성의 경우에도 다양한 수식이 제시되고 있으므로 먼저 재료특성에 관한 제안식을 정리하고 이중 적절하다고 판단되는 수식을 선택하였다.

해석결과는 재료강도 및 사용된 스트럿모델에 따라 아주 큰 편차를 나타내었다. 실험결과와 비교하여 볼 때 파괴모드와 최대강도, 최대강도시의 변위를 모두 유사하게 산정한 모델은 없었으나 최대강도 및 변위의 측면에서 가장 근사한 결과를 나타내는 해석모델은 이원호 등[12]의 재료강도식과 FEMA 356[16]의 중심스트럿모델을 사용한 경우였다. 보수적인 평가를 위해 선택될 수 있는 가장 합리적인 모델은 FEMA 356[16]의 기본재료강

도와 FEMA 356[16]의 중심스트럿모델로 판단된다.

편심스트럿모델의 경우 모든 경우 실험결과보다 낮은 최대강도 및 최대강도 시의 변형을 나타내었다. 특히 FEMA 356[16]의 편심스트럿모델의 경우는 주위 골조에 과도한 부재력이 발생하여 조기 파괴됨으로써 순수골조의 내력보다 작은 최대강도를 나타내는 등 너무 보수적인 결과를 나타내므로 적용 시 주의가 필요할 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부 도시건축 연구개발사업의 연구비지원(13AUDP-B066083-01)에 의해 수행되었습니다.

/ REFERENCES /

- Holmes M, Malcolm RJ, Steel frames with brickwork and concrete infilling. ICE Proceedings, 1961;19(4).
- Priestley MJN, Paulay T, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley, United States;c2007.
- Kappos, Andreas, Penelis GG, Earthquake resistant concrete structures, Taylor & Francis, United Kingdom;c1996.
- Stafford-Smith B, Behavior of square infilled frames, ASCE Journal of the Structural Division, 1966;92(1):381-404.
- Dolšek, Matjaž, Peter Fajfar, Mathematical modelling of an infilled RC frame structure based on the results of pseudodynamic tests, Earthquake engineering & structural dynamics, 2002;31(6): 1215-1230.
- Crisafulli, Francisco Javier, Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills, Doctor of Philosophy, University of Canterbury, 1997.
- Ko H et al, Evaluation of Seismic Behavior for RC Moment Resisting Frame with Masonry Infill Walls, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea 2010;14(5):13-22.
- Moon KH et al, Evaluation of Performance of Korean Existing School Buildings with Masonry Infilled Walls Against Earthquakes, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2012; 16(6): 37-46.
- Park JH et al, 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.
- Korean Industrial Standards, KS F 4004;c1997.
- Korean Industrial Standards, KS L 5220;c1993.
- Lee WH, Lee JH, Kang DE, Yang WJ, An Experimental Study of Material Characteristics of Brick Masonry Journal of the Architectural Institute of Korea, 2004;20(12):45-52.
- Kim HC, Kim KJ, Park JH, Hong WK, Experimental Study on the Material Properties of Unreinforced Masonry Considering Earthquake Load, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2001;5(2):93-101.
- Masonry Standards Joint Committee, Building code requirements for masonry structures (ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich,c2005.
- EN, BSIBS, 1-1: 2005, Eurocode 6: design of masonry structures, General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, CEN;c2005.
- Federal Emergency Management Agency, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA-356; c2000.
- Code, Uniform Building, Uniform building code, International Conference of Building Officials, Whittier, CA;c1997.
- Masonry Society (US), Masonry Designers' Guide: Based on Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530-99, Masonry Society;c2001.
- ASCE/SEI Seismic Rehabilitation Standards Committee, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06), American Society of Civil Engineers, Reston, VA;c2007.
- Dawe JL, Seah CK, Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads, Proceedings, 5th Canadian Masonry Symposium;c1989.
- Bertoldi SH, Decanini LD, Gavarini C, Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico, Attidel 6 Convegno Nazionale ANIDIS, Perugia, 13-15 Ottobre [in Italian];c1993.
- Lee JH, et al, An Experimental Study on Seismic Capacity Evaluation of Brick Infilled RC Frame, journal of the Architectural Institute of Korea 2004;241:39-42.