

유한요소해석을 활용한 비구조 조적벽의 면외방향 설계

Design for Out-of-Plane Direction of Nonstructural Masonry Walls Using Finite Element Analysis

최명규¹⁾ · 유은종^{2)*} · 김민재³⁾

Choi, Myeong Gyu¹⁾ · Yu, Eunjong^{2)*} · Kim, Min Jae³⁾

¹⁾한양대학교 건축공학과 석사과정, ²⁾한양대학교 건축공학과 교수, ³⁾한양대학교 건축공학과 박사과정

¹⁾Graduate Student, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, ²⁾Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, ³⁾Ph.D. Student, Department of Architectural Engineering, Hanyang University

/ A B S T R A C T /

This study proposed a simplified finite element analysis procedure for designing the nonstructural masonry wall in the out-of-plane direction. The proposed method is a two-step elastic analysis procedure by bilinearizing the behavior of the masonry wall. The first step analysis was conducted with initial stiffness representing the behavior up to the effective-yield point, and the second step analysis was conducted with post-yield stiffness. In addition, the orthotropic material property of the masonry was considered in the FE analysis. The maximum load was estimated as the sum of the maximum loads in the first and second step analyses. The maximum load was converted into the moment coefficients and compared with those from the yield line method applied in Eurocode 6. The moment coefficients calculated through the proposed procedure showed a good match with those from the yield line method with less than 6% differences.

Key words: Out-of-plane design of masonry wall, Moment coefficient, Finite element analysis, Yield line method, Eurocode 6, Overturning of masonry wall, Design of nonstructural masonry walls

1. 서론

조적벽은 건물 내에서 공간을 구획하기 위한 칸막이벽으로 주로 사용된다. 최근 경주지진(2016) 및 포항지진(2017)에서 비구조요소의 손상으로 인한 인명피해의 위험이 확인되면서 개정된 내진기준[1]에서는 비구조 조적벽과 같은 중량 칸막이 벽체를 포함한 비구조요소는 중요한 내진설계 대상으로 포함되었다.

비구조 조적벽에 지진하중과 같은 횡하중이 작용하면 면내 방향과 면외 방향의 거동이 복합적으로 발생할 수 있다[2]. 특히 비구조 조적벽이 기둥과 보로 이루어진 골조의 면내에 위치하여 횡하중 작용 시 골조의 변형을 구속할 경우 전체구조물의 강도와 강성에 영향을 미친다. 즉, 조적채움벽 골조의 면내 전단거동은 구조물의 내진성능평가 시 중요한 고려요소이다[3]. 한편, 조적벽체가 골조로 구속되지 않는 경우 골조와의 상호작용이 일어나지 않으므로 전체구조물의 거동에 큰 영향을 미치지 않는다. 하지만 면외방

향으로 전도가 발생하면 직접적으로 인명을 위협할 수 있으므로 골조로 구속되지 않는 비구조 조적벽체의 내진설계 시 주요 고려사항은 면외전도의 방지이다.

현재 우리나라에서 조적벽 설계는 KDS 41 34 03-06[4-7]에서 규정되어 있는데 크게 허용응력설계법, 강도설계법과 경험적 설계법으로 나누어 제시하고 있다. 면외하중에 대한 설계절차는 경험적 설계법에서 간단하게 언급하고 있으나 경험적 설계법의 적용대상은 전체높이가 13 m, 처마높이가 9 m 이하인 경우로 한정하고 있어 여기에 해당하지 않을 경우 적용할 수 있는지 불분명하다. 마찬가지로 미국의 TMS[8]는 우리나라의 구조기준과 유사한 내용을 담고 있으나 면외하중에 대한 설계절차는 명확히 제시하고 있지 않다. 반면, Eurocode 6(EC6)[9]에서는 슬래브 설계와 유사하게 조적벽체의 형상비와 지지조건에 따라 모멘트계수를 테이블 형태로 제시하고 있어 손쉽게 채움벽의 면외전도에 대한 설계를 수행할 수 있도록 하고 있다. 하지만 여기에서 제시하고 있는 모멘트계수는 개구부가 없는 사각형 형태의 조적벽만 대상으로 하고 있다. 또한, 개구부가 있을 경우는 강성비를 조절하여 근사적으로 모멘트계수를 추정하거나 유한요소해석을 통해 설계하도록 기술하고 있으나 명확한 해석방법 및 설계절차는 제시하고 있지 않다[10]. 기본적으로 EC6의 모멘트계수는 소성이론에 의해 산정된 것이므로

*Corresponding author: Yu, Eunjong

E-mail: eunjongyu@hanyang.ac.kr

(Received September 29, 2021; Revised October 26, 2021; Accepted October 26, 2021)

로 구조해석을 통해 모멘트계수를 도출하기 위해서는 비선형해석이 수행되어야 한다. 하지만 실무적으로 방향별로 다른 재료특성을 가진 이방성 재료인 조적조에 대해 복잡한 해석절차를 가진 비선형해석을 수행하여 구조설계를 수행하는 것은 매우 어렵다.

본 연구에서는 EC6의 근거가 되는 소성이론에 대해 살펴본 후, 이 결과를 모사하기 위해 근사적으로 탄성 유한요소해석을 조합하여 면외방향 전도를 발생시키는 하중을 추정하는 절차를 제안하였다. 변장비를 변화시키면서 근사유한요소해석을 통해 면외 전도하중을 산정하고 이를 EC6에 의한 결과와 비교하였다. 본 연구는 유한요소해석을 통해 개구부를 가진 비구조 조적벽의 설계를 위한 기초연구로서 우선 개구부가 없는 조적벽체를 대상으로 제안한 절차의 적용성을 확인하였다.

2. 이론적 고찰

전술한 바와 같이 EC6에서 제시하는 조적벽체의 면외방향 설계절차는 소성이론을 기초로 하고 있다. 즉, 조적벽체가 파괴메커니즘에 따라 파괴되는 시점에서 내부 및 외부의 에너지가 서로 같다는 관계식을 이용하여 극한하중 및 최대 모멘트를 산정한다. Fig. 1은 변장비는 동일하지만 서로 다른 지지조건을 가진 조적벽에서 발생하는 파괴메커니즘을 나타낸 것이다[11]. 정확한 균열의 형상 및 파괴 메커니즘은 소성이론을 적용하여 결정할 수 있다. 전체적인 개념은 철근콘크리트 슬래브의 항복선이론과 유사하다.

EC6에 제시된 비구조 조적벽의 면외방향에 대한 설계절차도 다른 구조설계와 동일하게 식 (1)과 같이 작용모멘트(Demand)가 저항모멘트(Capacity)보다 작도록 설계하는 것이다.

$$m_E \leq m_R \tag{1}$$

여기서, m_E 는 단위 길이당 작용모멘트이며, m_R 은 단위 길이당 저항모멘트이다. 작용모멘트와 저항모멘트는 각각 식 (2)와 식 (3)에 따라 산정한다.

$$m_{Ei} = \alpha_i w l^2 \tag{2}$$

$$m_{Ri} = f_{xi} Z \tag{3}$$

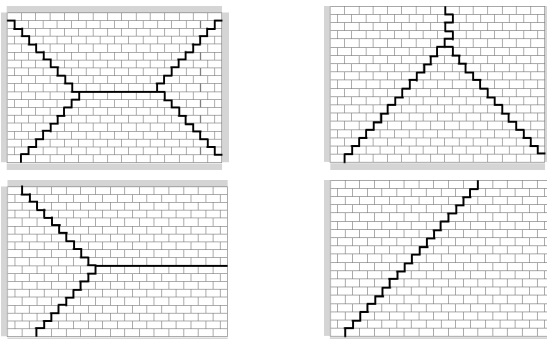


Fig. 1. Failure mechanism of masonry walls with varied boundary conditions[11]

여기서, w 는 단위면적당 면외방향 하중, l 은 고려하는 방향으로 조적벽의 길이이며, Z 는 단면계수이다. i 는 파괴 방향에 따라 구분되는 기호로 $i=1$ 일 경우 가로줄눈 방향에 평행하게 파괴가 발생할 경우를, $i=2$ 일 경우 가로줄눈 방향에 직각으로 파괴가 발생하는 경우를 나타낸다. f_{xi} 는 i 방향 휨강도이며, α_i 는 i 방향 모멘트 계수로 α_1 과 α_2 의 관계는 다음과 같다.

$$\alpha = LSUB1\mu\alpha_2 \tag{4}$$

$$\mu = \frac{f_{x1}}{f_{x2}} \tag{5}$$

여기서, f_{x1} 은 가로줄눈 방향으로 파괴가 일어날 때 휨강도, f_{x2} 는 가로줄눈에 수직 방향으로 파괴가 일어날 때 휨강도이며 μ 는 두 값 사이의 비로 조적벽의 직교강도비이다.

2.1 Yield line method

Yield line method(YLM)는 1962년에 Johansen[12]에 의해 개발되었는데 초기에는 주로 RC슬래브의 설계를 위해 사용하였다. 그 후 조적벽의 면외 방향 하중에 대한 실험에서 조적벽의 균열패턴이 슬래브와 유사함을 근거로 조적벽의 면외방향 설계에도 적용되었다[13].

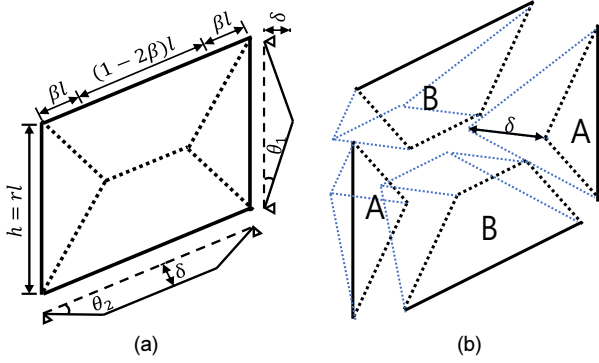
EC6에서는 설계의 편의성을 위해 모멘트계수를 지지조건, 직교강도비, 변장비(h/l)에 따라 읽어 낼 수 있도록 표로 정리되어 있는데 표의 모멘트계수들은 YLM를 통해 산정된 것이다. Table 1은 그 예시로 EC6에서 제시하고 있는 4변 단순지지가 된 경우의 모멘트계수이다.

모멘트계수는 Fig. 2와 같이 등분포하중 w 가 작용하는 네 변 단순지지 조적벽이 있을 때 파괴시점에서 조적벽의 내부에너지(Internal energy, I)와 외부에너지(External energy, E)는 서로 같다고 가정하여 구할 수 있다.

$$I = E \tag{6}$$

Table 1. moment coefficients for walls simply supported along four sides [9]

μ	h/l							
	0.3	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2
1.00	0.008	0.018	0.03	0.042	0.051	0.059	0.066	0.071
0.9	0.009	0.019	0.032	0.044	0.054	0.062	0.068	0.074
0.8	0.01	0.021	0.035	0.046	0.056	0.064	0.071	0.076
0.7	0.011	0.023	0.037	0.049	0.059	0.067	0.073	0.078
0.6	0.012	0.025	0.04	0.053	0.062	0.07	0.076	0.081
0.5	0.014	0.028	0.044	0.057	0.066	0.074	0.08	0.085
0.4	0.017	0.032	0.049	0.062	0.071	0.078	0.084	0.088
0.35	0.018	0.035	0.052	0.064	0.074	0.081	0.086	0.09
0.3	0.02	0.038	0.055	0.068	0.077	0.083	0.089	0.093
0.25	0.023	0.042	0.059	0.071	0.08	0.087	0.091	0.096
0.2	0.026	0.046	0.064	0.076	0.084	0.09	0.095	0.099
0.15	0.032	0.053	0.07	0.081	0.089	0.094	0.098	0.103


Fig. 2. Notations for crack lines and dimensions

내부에너지(I)는 균열을 따라서 회전 각도와 모멘트의 곱으로 표현할 수 있다. 아래 첨자 A와 B는 Fig. 2(b)에서 표시된 영역을 나타낸다.

$$I_A = m_2 r l \theta_2 \quad (7)$$

$$I_B = \mu m_2 l \theta_1 \quad (8)$$

$$I_{total} = 2(I_A + I_B) = 2m_2 l (r\theta_2 + \mu\theta_1) \quad (9)$$

여기서, m_2 는 가로줄눈에 수직 방향으로 작용하는 모멘트, r 은 조적벽의 변장비, l 은 조적벽의 너비, μ 는 조적벽의 직교강도비, θ_1 는 Fig. 2에 표시된 A영역 단부의 회전각, θ_2 는 B영역 단부의 회전각이다. 또한, 단부의 회전각이 충분히 작다면 θ_1 은 $2\delta/rl$, θ_2 는 $\delta/\beta l$ 로 볼 수 있다. δ 는 Fig. 2에 표시된 면외방향 처짐량이다.

외부에너지(E)는 외력이 작용하는 지점에서 발생한 변위의 곱으로 표현할 수 있다.

$$E_A = \frac{w}{6} r \beta \delta^2 \quad (10)$$

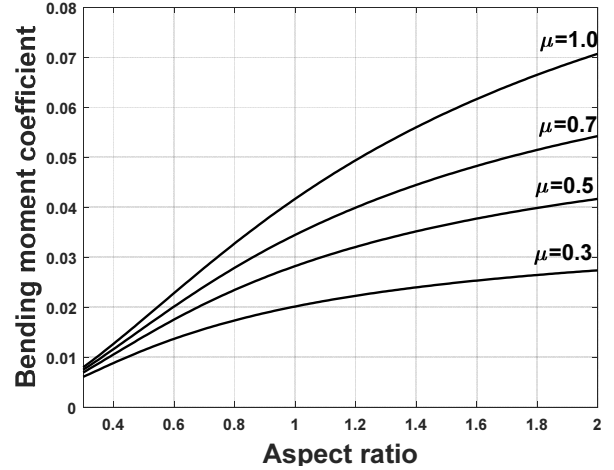
$$E_B = \frac{w}{6} r \beta \delta^2 + \frac{w}{4} r \delta (1-2\beta) l^2 \quad (11)$$

$$E_{total} = 2(E_A + E_B) = \frac{wr\delta^2}{6} (3-2\beta) \quad (12)$$

여기서, w 는 단위면적당 면외방향 하중의 크기, β 는 Fig. 2에 나타낸 바와 같이 대각선 방향 균열과 수평방향 균열이 만나는 지점의 위치를 나타낸다. 식(6)에 따라 $I_{total} = E_{total}$ 에 식(9)와 식(12)을 대입한 후 정리하면 다음과 같다.

$$2m_2 l \left(\frac{r\delta}{\beta l} + \frac{2\mu\delta}{rl} \right) = \frac{wr\delta^2}{6} (3-2\beta) \quad (13)$$

여기서, θ_1 과 θ_2 는 각각 $2\delta/rl$, $\delta/\beta l$ 로 치환하였으며 m_2 에 대한 식으로 정리하면 식(14)와 같다.


Fig. 3. Comparison of α_1 obtained by yield line method

$$m_2 = \frac{\beta r^2 (3-2\beta)}{12(r^2 + 2\mu\beta)} w l^2 \quad (14)$$

식(14)와 식(2)를 비교하여 모멘트계수 α_2 을 변장비와 직교강도비의 함수로 구하면 식(15)와 같다.

$$\alpha_2 = \frac{\beta r^2 (3-2\beta)}{12(r^2 + 2\mu\beta)} \quad (15)$$

α_2 값을 최대로 하는 β 값은 $\frac{d\alpha_2}{d\beta} = 0$ 을 통해 구할 수 있다.

$$\beta = \frac{-r^2 + r\sqrt{r^2 + 3\mu}}{2\mu} \quad (16)$$

식(16)을 식(15)에 대입하여 모멘트계수 α_2 를 결정할 수 있으며 그 직교방향의 모멘트계수는 식(4)와 같이 직교강도비를 곱해 구한다. 한편, Fig. 2(a)를 참고하면 β 의 최댓값은 1/2임을 알 수 있다. 식(16)에서 β 를 1/2로 놓으면 $r = \sqrt{\mu}$ 이 구해진다. 즉, 대각방향 균열의 각도는 언제나 45도를 이루는 것이 아니며 직교강도비에 따라 달라진다. $r < \sqrt{\mu}$ 일 경우 초기 균열이 가로줄눈 방향으로 발생하며, 반대로 $r > \sqrt{\mu}$ 일 경우 초기 균열이 가로줄눈의 수직 방향으로 발생하게 됨을 알 수 있다. 여기서, 식(15)의 모멘트계수는 초기 균열이 가로줄눈 방향으로 나타날 경우에 대해서 구한 것이다. 가로줄눈의 수직 방향으로 초기 균열이 발생하는 경우 모멘트계수도 유사한 방법으로 유도할 수 있다.

Fig. 3은 직교강도비가 0.3, 0.5, 0.7, 1일 때 YLM으로 산정된 가로줄눈방향 모멘트계수 α_1 을 비교한 그래프이다. 그래프에서 볼 수 있듯이 직교강도비 혹은 변장비가 커지면 모멘트계수도 커지는 것을 확인할 수 있다. 모멘트계수가 더 크다는 것은 동일한 크기의 면외하중에 대해 식(2)로 산정된 모멘트가 더 크게 산정되므로 보수적인 설계가 된다는 것을 의미한다.

3. 조적벽체의 유한요소해석

3.1 근사해석절차

YLM의 소성이론에 따라 구한 작용모멘트는 조적벽체에 등분포하중이 작용하여 균열이 발생한 이후 면외방향으로 전도되기 바로 이전의 상태에서 균열을 따라 작용하는 단위 길이당 소성 모멘트를 의미한다. 즉, 채움벽의 일부 지점에서 모멘트에 의해 최초균열이 발생하고 점차 확장되어 Fig. 1과 같은 파괴메커니즘을 형성하기 바로 전의 상태이므로 당연히 탄성해석을 통해 이러한 상태를 고려할 수는 없으며 균열의 발생과 확장을 모사할 수 있는 비선형해석이 필요하게 된다. 하지만 비선형해석은 다양한 재료특성이 필요하므로 해석모델 작성이 큰 노력이 필요하다. 그보다 더 큰 문제는 비선형 해석에서는 하중 단계별로 반복계산을 통해 해석을 수행하게 되는데 재료의 비선형성이 키질수록 수렴하지 않을 경우가 많아 결론적으로 최대하중, 즉 극한하중의 크기를 알 수 없는 경우가 발생한다는 점이다. 따라서 본 연구에서는 비선형 거동을 모사하여 근사적인 극한하중을 산정할 수 있는 해석절차를 제안하였다.

본 연구에서 제안하는 해석방법은 조적벽의 거동을 이선형화하여 2회의 선형 정적해석을 수행한 후 그 결과를 조합하여 최종 결과를 구하는 것이다. Fig. 4는 그 개념을 나타낸 그림이며 실제 거동은 Moreno-Herrera et al.[14]의 실험을 통해서 확인할 수 있으며 실험을 통해 Fig. 4의 검은색 선과 같이 조적벽의 면외방향 거동을 이상화할 수 있다. 조적벽의 면외방향 거동은 균열이 발생하기 전까지 탄성상태를 유지하며 선형으로 하중이 증가하고 최초균열이 발생하며 이후 비선형 거동이 나타난다. 즉, 가장 큰 모멘트가 발생하는 지점에서 균열이 발생한 후 균열선을 따라 균열이 발전하면서 조적벽 전체의 강성이 점차 감소하고 극한상태에 도달하여 파괴메커니즘이 형성되었을 때 조적벽이 파괴될 것이다. 본 연구에서는 조적벽의 비선형 거동을 Fig. 4의 붉은색 점선과 같이 2회의 선형해석을 조합하여 부재의 거동을 모사하고 극한하중을 근사적으로 예측하고자 하였다.

1차 해석은 Fig. 4의 OA구간에 대한 탄성해석으로 해석모델은 모든 요소에 초기강성(K_0)을 부여하고 면외방향 등분포하중에 대해 탄성해석을 진행하고 해석결과를 검토하여 유효항복점(effective-yield point)에서 작용하는 면외방향 등분포하중의 크기 w_1 을 구한다. 유효항복점은 초기균열

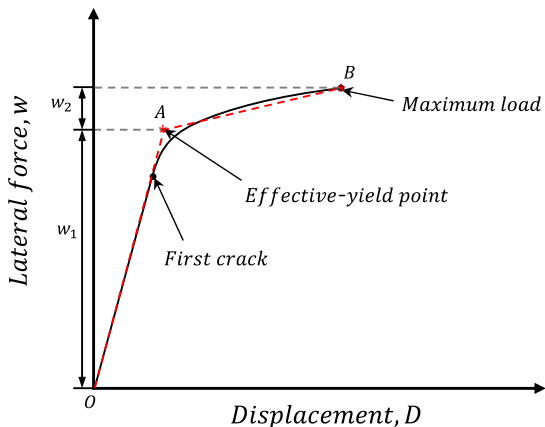


Fig. 4. Idealization of a nonlinear force-displacement curve

영역에서 응력의 평균값이 휨인장강도와 같아지는 지점으로 가정하였다. 즉, 유효항복점에서 구조물은 최대모멘트가 작용한 지점에서 최초균열이 발생한 후 큰 하중의 증가 없이 초기균열영역까지 균열이 발전한 상태이다. 초기균열영역은 1차 해석결과 균열선 중 내력비에 큰 차이가 없는 지점을 선택할 수 있다. 예시로 Fig. 2에서 초기균열영역은 $(1 - 2\beta)l$ 의 길이를 가지는 수평방향 균열부로 가정하였다.

2차 해석은 AB구간에 대한 탄성해석이다. Fig. 4에서 볼 수 있듯이 2차 해석모델은 조적벽이 초기균열영역에서 균열 발생 이후 극한지점 사이의 거동을 모사하는 해석모델을 의미한다. 균열이 이미 발생한 부분인 초기균열영역에서는 더는 응력의 증가는 없으므로 강성을 0으로 놓고 예측된 균열선 상의 나머지 부분은 1차 해석 시 나타난 내력비를 제외한 값만큼 응력이 증가할 수 있다. 2차 해석 시의 균열선 상의 나머지 부분의 강성은 1차 해석결과와 응력을 조사하여 식 (17)과 같이 설정하였다.

$$K = [1 - average(DCR)]K_0 \tag{17}$$

여기서, K_0 는 1차 해석에서 사용된 초기강성이며 K 는 항복 후 강성, $average(DCR)$ 은 1차 해석에서 산정된 초기균열영역 혹은 대각균열영역의 평균 내력비이다. 2차 해석결과로부터 w_2 를 구하는 과정은 1차 해석과 유사하다. 즉, w_2 는 균열선 상의 초기균열영역을 제외한 나머지 부분의 평균내력비를 1.0으로 하는 하중의 크기이다. 최종 파괴하중 w_{ult} 는 w_1 과 w_2 를 더한 값이다. 즉, 개념적으로 1차 해석과 2차 해석을 통해 균열선 상의 부재에서의 내력비가 1.0이 되도록 하는 하중의 크기이다. 따라서, 본 연구에서 제시한 근사 해석절차를 적용하기 위해서는 항복선 혹은 파괴메커니즘에 대한 가정이 선행되어야 한다. 파괴 메커니즘은 여러 가지 형태가 가정하고 그중에서 가장 작은 하중에서 파괴되는 형태를 선택하는데 이것은 2절에서 설명한 YLM을 통해 결정할 수 있다. 본 논문은 면외하중에 근사해석을 통해 최대하중을 산정하기 위한 초기연구로서 모멘트계수가 알려진 정방향 벽체에 대해 근사해석을 적용하여 결과를 구하고 이를 이론식과 비교하였다.

3.2 유한요소해석 모델

본 연구에서는 4변 단순 지지가 된 비구조 조적벽에 등분포하중이 면외방향으로 작용하는 경우를 대상으로 앞서 제안된 절차에 따라 유한요소해석을 수행하고 최대하중을 산정하였다. 유한요소모델에는 4개의 노드와 각각의 노드마다 6개의 자유도를 가지는 50×50 mm의 쉘 요소를 사용하였다. 조적벽의 두께는 90 mm로 0.5B 기준으로 하였으며 조적벽의 형상은 가로길이를 1000 mm로 고정시키고 변장비가 0.3, 0.5, 0.75, 1, 1.25, 1.5, 1.75, 2로 변화시킨 총 8가지 모델에 대해서 해석을 수행하였다. Fig. 5은 이중 변장비가 1.0인 경우의 유한요소모델이며, 오른쪽 그림은 쉘요소에서 작용하는 모멘트의 방향을 나타낸 것이다.

조적벽은 장방향의 벽돌을 길이 방향으로 배치하고 그 틈새는 모르타르로 채운 것으로 형태적으로도 수평 방향과 수직 방향이 동일하지 않다. 따라서, 탄성계수와 최대강도가 방향에 따라 달라지는 이방성을 가진다. 본 연구에서 수행한 유한요소해석 모델에서는 조적의 직교이방성을 고려하

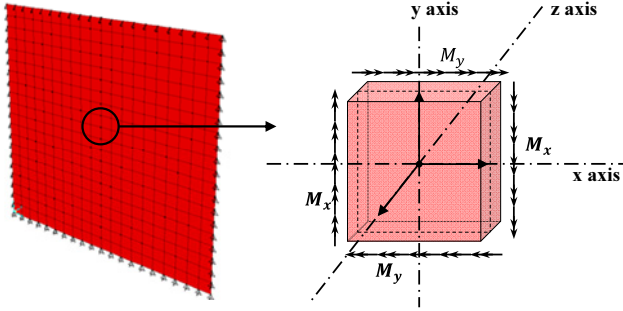


Fig. 5. Finite element analysis model

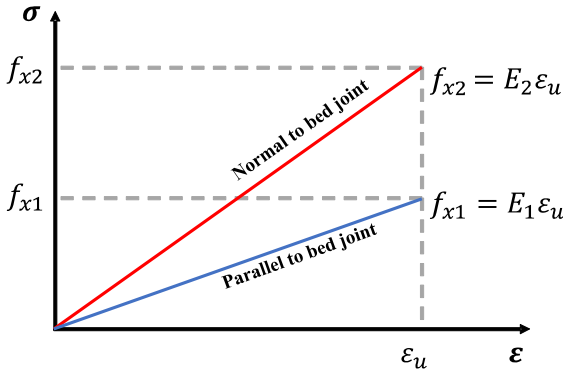


Fig. 6. Elastic σ - ϵ relationship of masonry walls in two orthogonal directions

였다.

EC6에서는 조적재료강도의 직교이방성을 가로줄눈의 수평 방향과 수직 방향의 휨강도 비율인 μ 를 통해 고려하였다. Lourenço[15]는 조적의 직교이방성을 고려한 비선형 수치해석에 관한 연구에서 각 방향에 대한 탄성계수의 비율은 0.5로 설정하였다. 또한 각 방향에 대한 최대 강도시점에서의 변형률은 거의 같다고 가정하였다. 이러한 강성의 직교이방성을 반영한 해석모델은 실험결과와 비슷한 거동을 보이는 것을 확인하였다.

본 연구의 3.1에서 제안한 해석절차는 선형해석을 사용하는 것이므로 재료의 강도를 설정할 수 없다. 하지만 Lourenço[15]의 연구결과에 따라 선형해석에서는 Fig. 6처럼 가로줄눈의 수평 방향과 가로줄눈의 수직 방향의 최대변형률이 동일하다고 가정할 경우 식 (18)과 같이 조적벽의 직교강도비를 탄성계수의 비율로 정의할 수 있다.

$$\frac{f_{x1}}{f_{x2}} = \frac{E_1 \epsilon_u}{E_2 \epsilon_u} = \frac{E_1}{E_2} = \mu \quad (18)$$

여기서, E_1 과 E_2 는 각각 가로줄눈의 수평 방향과 수직 방향에 대한 탄성계수이며 ϵ_u 는 파괴가 발생하는 최대변형률이다.

3.3 비구조 조적벽의 재료특성

조적벽의 유한요소 모델링에 사용된 휨인장강도 및 직교강도비는 저자에 의해 수행된 실험결과를 바탕으로 결정하였다. 휨인장시험의 절차는 ASTM E518-15[16]를 따랐다. 실험체의 규격은 수평방향 휨 강도 실험의



Fig. 7. Flexural tensile strength test on masonry prism, (a) failure normal to bed joint, (b) failure parallel to bed joint

Table 2. Results of flexural tensile strength test on masonry prisms

Direction	Mean	COV	Test result (MPa)				
			1	2	3	4	5
Parallel to bed joint	0.49	0.14	0.60	0.46	0.42	0.47	0.49
Normal to bed joint	0.73	0.10	0.75	0.85	0.71	0.69	0.67

경우 400×525×90 mm, 수직방향 휨 강도 실험의 경우 600×400×90 mm로 KS F 4004 2종 콘크리트 벽돌을 사용하여 0.5B 두께로 6단으로 제작하였다. 줄눈으로는 현장에서 주로 사용하는 현장배합비 1:5인 레미탈을 사용하였으며 가로줄눈과 세로 방향 줄눈이 밀실하게 채워지도록 제작하였다. 휨인장강도 실험은 Fig. 7과 같이 단순보틀 3점 가력하여 휨인장응력에 의한 파괴강도를 산정하는 것으로 ASTM E518-15[16]의 산정식을 통해 가로줄눈의 수평 방향으로 균열이 발생할 때와 가로줄눈에 수직 방향으로 균열이 발생할 때의 강도를 각각 구하였다.

실험결과는 Table 2와 같으며 휨인장강도의 평균값은 가로줄눈과 평행한 방향의 경우 0.49 MPa이며 가로줄눈 직각 방향의 경우 0.73 MPa로 직교강도비는 0.67 정도로 나타났다. 가로줄눈에 평행한 방향보다 가로줄눈에 수직 방향의 휨강도가 더 높음을 알 수 있다. 이는 가로줄눈에 평행한 방향으로 균열이 발생하면 모르타르 면을 따라 발생함에 반해 가로줄눈에 수직방향 균열은 조적개체를 통과하며 균열이 발생하는데 조적개체의 휨인장강도가 줄눈의 휨인장강도보다 크므로 가로줄눈에 평행한 방향으로 균열이 발생할 경우보다 더 높은 강도가 나타나는 것으로 생각된다.

유한요소모델을 활용한 근사해석에서 가로줄눈 방향의 저항모멘트 (m_{R1})와 가로줄눈의 수직 방향 저항모멘트 (m_{R2})는 휨강도 실험결과와 식 (3)을 통해 산정하였다. 하지만, Fig. 2에서도 볼 수 있듯이 파괴메커니즘 발현 시 균열은 대각선방향으로도 발생한다. 대각선방향의 저항모멘트는 아래와 같이 산정하였다. Fig. 8에서 나타낸 것과 같이 대각선 방향의 모멘트는 가로줄눈 방향의 모멘트와 가로줄눈의 수직인 방향 모멘트의 조합으로 식 (19)와 같다.

$$M_{R3} = M_{R1} \cos\phi + M_{R2} \sin\phi \quad (19)$$

식 (19)의 ϕ 는 대각선 균열과 수평 방향 사이의 각도이며 M_{R1} , M_{R2} , M_{R3} 은 각각 가로줄눈 방향 모멘트, 가로줄눈의 수직 방향 모멘트, 대각선 방향의 모멘트이다. 이 모멘트를 단위 길이당 모멘트로 다음과 같이 변환하여 표

현할 수 있다.

$$M_{R1} = (\beta l) m_{R1} \tag{20}$$

$$M_{R2} = (0.5rl) m_{R2} \tag{21}$$

$$M_{R3} = \sqrt{(0.5rl)^2 + (\beta l)^2} (m_{R3}) \tag{22}$$

식 (20)~(22)를 식 (19)에 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$m_{R3} = \frac{[(\beta l)m_{R1} \cos \phi + (0.5rl)m_{R2} \sin \phi]}{\sqrt{(0.5rl)^2 + (\beta l)^2}} \tag{23}$$

여기서, Fig. 8을 참고하면 $(\beta l) / \sqrt{(0.5rl)^2 + (\beta l)^2}$ 은 $\cos \phi$ 와 같으며, $(0.5rl) / \sqrt{(0.5rl)^2 + (\beta l)^2}$ 은 $\sin \phi$ 와 같음을 알 수 있다. 그러므로 대각선 방향의 단위 길이당 모멘트는 식 (24)와 같다.

$$m_{R3} = m_{R1} \cos^2 \phi + m_{R2} \sin^2 \phi \tag{24}$$

Vaculik[11]은 대각선 방향의 모멘트를 식 (25)와 같이 가로줄눈 방향 모

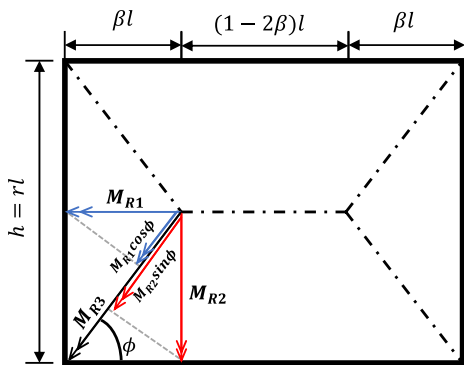


Fig. 8. Moment strength in ϕ direction in masonry wall

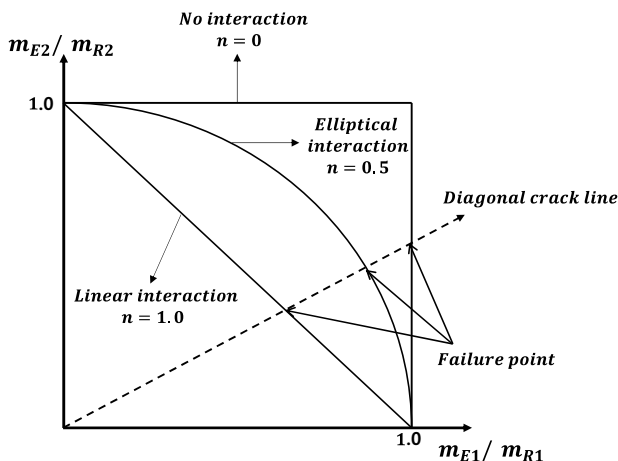


Fig. 9. Combination rules for moment strength in arbitrary direction

멘트와 가로줄눈에 수직인 방향 모멘트의 관계로 일반화하였다.

$$m_{R3} = m_{R1} \cos^{2n} \phi \cos^2 \phi + m_{R2} \sin^{2n} \phi \sin^2 \phi \tag{25}$$

여기서, n 은 가로줄눈 방향 모멘트와 가로줄눈의 수직인 방향 모멘트의 상호작용과 관련된 차수이며 1일 경우 선형관계, 1/2일 경우 타원형 관계, 0일 경우에는 상호작용이 없는 경우이다. Fig. 9은 서로 다른 상호작용 관계에 따른 대각선 방향의 저항모멘트의 크기를 나타낸 것이다. $n = 0$ 일 때 YLM에서 제시하고 있는 대각선 방향 모멘트인 식 (24)와 같아지는 것을 알 수 있다.

본 논문에서는 YLM과 비교하기 위해 식 (24)를 사용하여 대각선 방향의 모멘트를 산정하였다. 만약 선형관계나 타원형 관계의 파괴기준을 적용하여 해석한다면 Fig. 9에서처럼 더 작은 대각선 방향의 저항모멘트가 산정되며 보수적인 설계가 될 것이다.

3.4 유한요소해석 결과

3.1의 절차를 통해 최대하중을 산정하고 YLM에 의한 결과와 비교하였다. 해석대상 조적벽체는 3.2절에 기술한 유한요소해석 모델과 같이 경계 조건은 4변 단순지지이며 변장비는 0.3~2.0인 8개의 유한요소해석모델이다. 직교강도비는 0.5와 0.67의 두 경우에 대해 각각 해석을 수행하였다. Fig. 10은 그 예시로 변장비가 0.5이고 직교강도비가 0.5일 때 1차 해석과 2차 해석결과의 단위 길이당 모멘트 분포이다. Fig. 10(a)는 1차 해석결과를 나타낸다. 초기균열영역은 벽체 중앙부의 수평부분으로 가정하였다. 1차 해석결과로부터 초기균열영역의 평균내력비를 1.0으로 하는 면외하중의

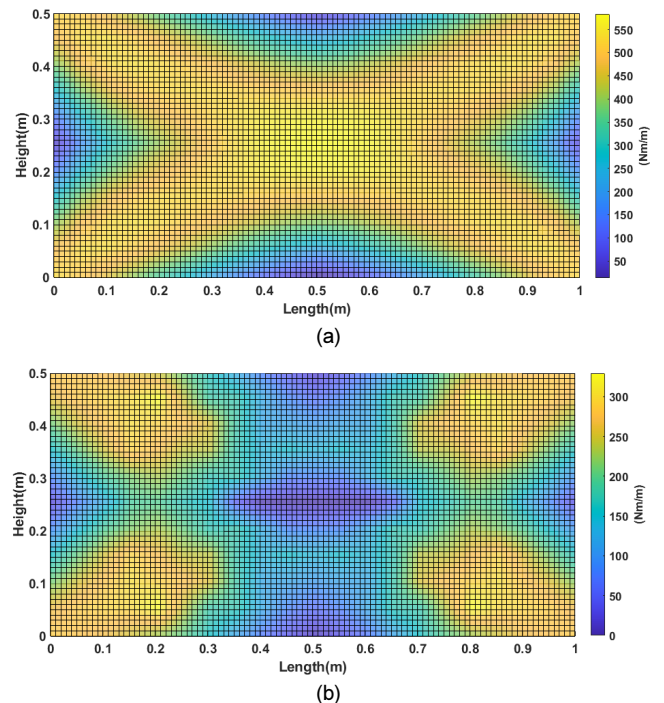


Fig. 10. Distribution of moment per unit length at $r=0.5$, $\mu=0.5$, (a) First step analysis, (b) Second step analysis

Table 3. Comparison of moment coefficients (α_1) calculated through proposed procedure, elastic analysis (EA), and YLM at $\mu = 0.5$

Aspect ratio	Proposed	EA	YLM	Proposed/YLM	EA/YLM
0.3	0.00694	0.00993	0.00690	1.01	1.44
0.5	0.01459	0.01986	0.01410	1.03	1.41
0.75	0.02235	0.02654	0.02210	1.01	1.20
1	0.02867	0.02925	0.02821	1.02	1.04
1.25	0.03403	0.03425	0.03288	1.04	1.04
1.5	0.03923	0.04127	0.03650	1.07	1.13
1.75	0.04211	0.04666	0.03939	1.07	1.18
2.0	0.04409	0.05079	0.04167	1.06	1.22

Table 4. Comparison of moment coefficients (α_1) calculated through proposed procedure, elastic analysis (EA), and YLM at $\mu = 0.67$

Aspect ratio	Proposed	EA	YLM	Proposed/YLM	EA/YLM
0.3	0.00747	0.01041	0.00739	1.01	1.41
0.5	0.01585	0.02183	0.01566	1.01	1.39
0.75	0.02665	0.03194	0.02553	1.04	1.25
1	0.03475	0.03446	0.03364	1.03	1.02
1.25	0.04242	0.04461	0.04004	1.06	1.11
1.5	0.04798	0.05441	0.04510	1.06	1.21
1.75	0.05145	0.06197	0.04918	1.05	1.26
2.0	0.05484	0.06778	0.05251	1.04	1.29

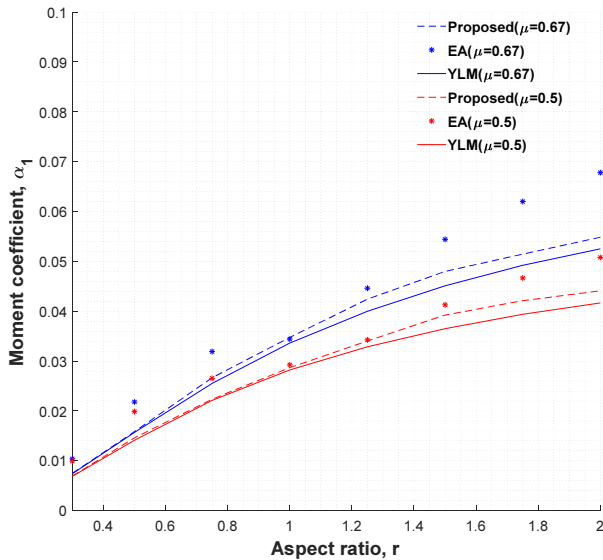


Fig. 11. Comparison of moment coefficients (α_1) calculated through YLM, elastic analysis and proposed procedure

크기를 구하였다. 계산결과 24.39 kN/m^2 의 w_1 이 작용할 때 초기균열영역의 모멘트가 m_{R1} 에 도달하여 평균내력비는 1.0이 되며 대각균열영역의 평균 내력비는 0.72로 산정되었다. Fig. 10(b)는 초기균열영역의 강성은 0, 대각균열 영역은 초기강성의 0.28배로 감소시키고 진행한 2차 해석의 결과를 나타낸다. 2차 해석을 통해 구한 w_2 는 7.99 kN/m^2 이다.

Table 3은 변장비가 서로 다른 8가지 조건에서 제안된 해석절차와 YLM을 통해 산정된 모멘트계수(α_1)을 비교한 결과를 보여준다. Table 3과 Table 4의 EA는 탄성해석결과를 사용한 일반적인 구조설계개념, 즉 벽

체에 발생하는 최대응력이 휨인장강도와 같아질 때의 면외하중의 크기에 해당하는 모멘트계수를 나타낸다. 모멘트 계수값이 클 경우 동일한 면외하중 작용 시 발생하는 모멘트의 크기가 크다는 것을 나타내는 것이므로 보수적인 설계가 된다.

제안된 해석절차에 의한 결과는 YLM의 모멘트계수와 최대오차가 7.5% 정도로 거의 유사한 결과를 나타내었다. 일반적인 구조해석 및 구조설계개념, 즉 모든 지점에서 발생하는 최대모멘트가 균열발생 모멘트보다 작아지도록 설계할 경우는 당연히 보수적인 결과가 나타난다. 조적벽체의 변장비가 정방향에 가까울 경우 YLM과 유사하나 변장비가 0.3이나 2.0인 경우와 같이 형상이 길어지면 최대 40% 정도까지 차이가 발생한다.

앞서 언급한 바와 같이 저자들에 의한 재료실험결과 0.67의 직교강도비가 구해졌다. Table 4는 직교강도비가 0.67일 경우의 모멘트계수이다. 대체적으로 직교강도비가 0.5일 경우와 유사한 경향을 나타냄을 볼 수 있다. Fig. 11은 그 결과를 그래프로 나타낸 것이다. 직교강도비 0.5일 경우와 마찬가지로 제안된 절차에 의한 결과는 YLM의 결과와 거의 유사하였다. 또한, 탄성해석 및 설계절차의 경우에도 직교강도비가 0.5일 때와 마찬가지로 조적의 변장비가 1.0에 가까워지면 YLM과 유사한 모멘트계수를 나타내지만, 벽체의 형상이 길어질수록 차이가 커지는 것을 볼 수 있다. 결론적으로 본 연구에서 제안한 근사해석 절차를 적용할 경우 EC6에서 제시하고 있는 모멘트계수와 유사한 결과를 얻을 수 있음을 볼 수 있다.

4. 결론

비구조 조적벽은 면외방향 하중을 받을 때 항복선과 유사한 균열을 발생시키는 파괴메커니즘이 나타난다. 이에 EC6에서는 비구조 조적벽이 면외

방향 하중을 받는 경우에 대해서 YLM을 적용하여 산정한 모멘트 계수를 표로 정리하여 부록으로 정리했으며, 극한 하중 및 휨 모멘트를 모멘트 계수를 활용하여 산정하도록 제시하고 있다. 하지만 개구부가 있는 조적벽에 대해서는 제시하고 있지 않으며 비구조 조적벽을 비선형해석을 하는 것은 어려운 해석과정을 거쳐야한다. 따라서 본 연구에서는 비구조 조적벽의 극한 하중을 합리적으로 예측할 수 있는 유한요소해석 절차를 제시하였다.

본 연구에서 제안한 해석절차는 조적벽의 거동을 이선형화하여 탄성해석을 2회 실시하는 방법이다. 유한요소해석은 개구부가 없는 두께가 0.5B 인 조적벽을 대상으로 했으며 지지조건은 단순지지 조건에 대해서 해석을 수행하여 YLM과 비교를 실시하여 제안한 해석절차가 적절한지 검증하였다. 이 연구를 통해서 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 일반적인 탄성해석으로 YLM과 비교를 실시하였을 때 조적벽의 변장비가 1.0에 가까워지면 오차가 약 2% 정도로 작지만 그 외의 조적의 형상에서는 오차가 약 20%에서 40%으로 상당히 크게 나타났다.
- (2) 제안된 해석 결과를 YLM을 통해 유도된 모멘트계수와 비교하였을 때 오차는 0.9%에서 6.4%의 사이로 나타났으며 제안된 해석절차가 YLM을 상당히 잘 예측하는 것을 확인했다.
- (3) 본 연구에서 제안된 해석절차에 의한 모멘트계수는 모든 경우에 대해서 YLM보다 유사하지만 FEA/YLM의 비율이 1.0보다 높게 나타났다. 이것은 제안된 해석절차가 상한치 이론인 YLM보다 보수적인 결과를 나타냄을 의미한다.

본 연구에서는 유한요소해석을 활용하여 비구조 조적벽체를 설계하기 위한 기초연구로 개구부가 없는 경우를 대상으로 연구를 진행하였다. 향후 다양한 경계조건 및 개구부를 가진 조적벽체의 설계를 위해서는 본 연구의 결과를 바탕으로 비선형 해석결과와의 비교를 통해 연구를 진행할 필요가 있다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 행정안전부 극한재난대응 기반기술개발사업의 지원을 받아 수행된 연구임(2020-MOIS31-013).

/ REFERENCES /

1. KDS 41 17 00, Seismic Building Design Code, Korea Construction Standards Center, c2019.

2. Milani G, Lourenço P, Tralli A, Homogenization approach for the limit analysis of out-of-plane loaded masonry walls, J Struct Eng (N Y). 2006;132(10):1650-1663.

3. Kim C, Yu E, Kim M, Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Masonry Infilled Frames with Different Masonry Wall Thickness Subjected to In-plane Loading, Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea, 2016;29(1).

4. KDS 41 34 03, General Design of Masonry Structure, Korea Construction Standards Center, c2019.

5. KDS 41 34 04, Allowable Stress Design of Masonry Structure, Korea Construction Standards Center, c2016.

6. KDS 41 34 05, Strength Design of Masonry Structure, Korea Construction Standards Center, c2016.

7. KDS 41 34 06, Empirical Design of Masonry Structure, Korea Construction Standards Center, c2016.

8. MSJC 2011b, Specification for Masonry Structures (TMS 602-11 / ACI 530,1-11 / ASCE 6-11), The Masonry Society, Boulder, Colorado, the American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, and the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, c2011.

9. EN, BSIBS, 1-1: 2005, Eurocode 6: design of masonry structures, General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, CEN;c2005.

10. Fried A, Roberts JJ, Tovey A, Concrete masonry designer's handbook, CRC Press; c2014.

11. Vaculik J, Unreinforced masonry walls subjected to out-of-plane seismic actions, c2012.

12. Johansen KW, Yield-line formulae for slabs, London, England: CRC Press; c1972.

13. Baker LR, Gairns DA, Lawrence SJ, Scrivener JC, Flexural behaviour of masonry panels—a State of the Art, In Australia; c1985, p. 27-55.

14. Moreno-Herrera J, Varela-Rivera J, Fernandez-Baqueiro L, Out-of-plane design procedure for confined masonry walls, J Struct Eng (N Y). 2016;142(2):04015126.

15. Lourenço PB, Rots JG, Blaauwendraad J, Continuum model for masonry: Parameter estimation and validation, J Struct Eng (N Y). 1998;124(6):642-52.

16. ASTM International, ASTM E518/ E518M-10 Standard Test Methods for Flexural Bond Strength of Masonry, ASTM International, West Conshohocken, PA, c2010.