

등가 스트럿 모델을 이용한 조적조 채움벽 골조의 내진성능평가

Seismic Performance Evaluation of Masonry-Infilled Frame Structures using Equivalent Strut Models

박지훈¹⁾ · 전성하²⁾ · 강경수³⁾

Park, Ji Hun · Jeon, Seong Ha · Kang, Kyung Soo

국문 요약 >> 본 연구에서는 학교건물에서 나타나는 전형적인 조적조 채움벽 골조의 내진성능을 등가 스트럿 모델을 통해 평가하였다. 순수골조모델, 중심스트럿모델 및 편심스트럿모델의 세 가지 모형화 방법을 채택하였고, 문헌상으로 얻을 수 있는 범위의 스트럿 강성과 강도를 적용하여 거동특성의 차이를 분석하였다. 역량스펙트럼에 의해 선정된 성능점에서의 변위 및 손상정도에 큰 차이가 나타났으며, 채움벽은 순수골조모델과 비교할 때 중심스트럿모델에서는 유리하게, 편심스트럿모델에서는 불리하게 작용하는 것으로 나타났다. 최종극한변위에서의 거동 또한 모형화 방법 및 재료 속성에 따라서 최대강도, 층간변위, 파괴된 부재 수 및 위치 등에 큰 차이가 나타났다.

주요어 조적조 채움벽 골조, 등가 대각 스트럿, 내진성능평가

ABSTRACT >> The seismic performance of masonry-infilled frame structures, typical in school buildings, is evaluated through equivalent strut models. A bare frame model, concentric strut models and eccentric strut models with various material characteristics available in the literature are analyzed. Displacements and damage states at the performance points obtained by the capacity spectrum method show great differences among the models. Infill walls act positively in concentric strut models and negatively in eccentric strut models at the performance points for a given seismic demand. In addition, the behavior at the ultimate displacements shows considerably different strengths, inter-story drifts, and numbers and locations of damaged members among various modeling methods and material strengths.

Key words Masonry-infilled frame, Equivalent diagonal strut, Seismic performance evaluation

1. 서론

조적조 채움벽 골조 형식의 구조물에서 조적조 채움벽은 건물의 공간 구획이나 외벽의 치장을 위해 이용하기 때문에 구조부재가 아닌 비구조재로 인식되어왔다. 따라서 조적조 채움벽은 구조설계에서 하중으로서만 고려되어 왔으며, 구조설계기준에서도 명시적으로 이를 다루고 있지 않은 경우가 많다. 미국의 ASCE 7이나 우리나라의 KBC2009 등에서는 조적조 채움벽을 명시적으로 다루고 있지 않다.^{(1),(2)} 반

면에 Eurocode 8에는 관련 규정이 포함되어 있다.⁽³⁾ 그러나 내진성능 평가에 있어서 조적조 채움벽은 하중으로서 뿐만 아니라 구조적으로 중요한 역할을 하며, 별도의 구조형식으로 다루어지고 있다.⁽⁴⁾

조적조 채움벽은 파괴되기 전까지 상당한 강성, 강도 및 에너지 소산량 증가 효과를 유발하는 반면에 채움벽이 파괴된 층이 연약층 역할을 하거나 단주효과로 인한 기둥 파괴 등 불리한 효과를 유발하여 지진하중 및 응답에 큰 영향을 주게 된다. 조적조 채움벽과 주변 골조의 파괴양상은 주변 골조 부재와의 상대적인 강도 차이 및 채움벽의 형상, 개구부의 유무 등에 따라 매우 다양하다. 국내외의 많은 연구자들이 조적조 채움벽 골조에 대한 가력실험 또는 진동대실험을 수행하였다.⁽⁵⁻¹⁰⁾ 특히 장준호와 김영문이 수행한 국내의 내진설계 미적용 표준설계도에 따른 표준 건축물의 반복가력시험 결과를 참조하면 채움벽 인접 기둥에서 전단파괴가 발생하는 것을 확인할 수 있다.⁽⁸⁾

¹⁾ 정회원·인천대학교 도시건축학부, 조교수

(교신저자: jhpark606@incheon.ac.kr)

²⁾ 정회원·인천대학교, 학사과정

³⁾ 동명대학교 건축공학과, 부교수

본 논문에 대한 토의를 2012년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2011. 10. 6 / 수정일 1차: 2011. 12. 19, 2차: 2011. 12. 27 / 게재확정일 : 2011. 12. 27)

© 2012EESK www.eesk.or.kr

조적조 채움벽의 모델링 방법에는 복잡한 유한요소 해석법에서부터 다양한 등가 스트럿 모델에 이르기까지 다양한 방법이 제시되어 있으며, 실용성 때문에 후자의 방법이 채택되는 경우가 많다. 기존건축물 내진보강 기준인 ASCE 41에서는 채움벽의 모델링 방법으로서 편의상 보-기둥 접합부를 대각선으로 연결하는 중심스트럿모델 및 보-기둥 접합부에서 스트럿의 폭만큼 떨어진 위치에 스트럿을 연결하는 편심스트럿모델을 제시하고 있다.⁽¹¹⁾ Crisafulli는⁽⁵⁾ 하나의 스트럿을 두 개 또는 세 개의 스트럿으로 나눈 뒤 보-기둥 접합부에 이격거리를 가지고 연결한 편심스트럿 모델을 제안하였으며, El-Dakhakhnis 등은⁽¹²⁾ 서로 다른 기둥기를 갖는 삼중 스트럿 모델을 제시하고, 유한요소해석 및 실험결과와의 비교를 통해 유효성을 입증하였다. Dolsek and Fajifar는⁽¹³⁾ 중심스트럿 모델을 제시하고, 실험결과와의 비교를 수행하였다. 황성록 등은⁽¹⁴⁾ 채움벽골조를 벽요소를 이용하여 모델링하였으며, 개구부에 의한 단주효과를 고려하였으나, 완전히 채워진 골조에서 발생하는 기둥의 전단파괴는 고려되지 않았다. 고현 등은⁽¹⁵⁾ 조적조 채움벽을 중심스트럿으로 모델링하여 동적해석을 수행하였으며, 여기서도 마찬가지로 기둥의 전단파괴는 고려되지 않았다.

본 연구에서는 최근 내진성능 평가가 빈번히 이루어지고 있는 내진설계 미적용 학교건물을 조사하여 표준모델을 작성하고, 이 가운데 개구부가 없는 채움벽 골조에 비선형정적해석 및 역량스펙트럼법을 적용하여 내진성능 평가를 수행하였다. 대표적인 스트럿 모델로서 단일 스트럿을 이용한 중심스트럿모델과 이중 스트럿을 이용한 편심스트럿모델을 채택하여 모형화 방법에 따른 차이를 분석하였으며, 기둥의 전단파괴를 명시적으로 고려하였다. 또한 국내에서 행해진 다양한 조적조 재료시험 결과와 문헌상의 강도산정식을 참조하여 스트럿이 가질 수 있는 강성 및 강도 범위를 파악하고 이를 토대로 다양한 모델의 해석을 수행함으로써 조적조 채움벽 골조의 거동의 차이를 분석하였다. 또한 등가스트럿 모델의 유효성을 검증하기 위하여 국내 연구자가 수행한 실험의 시험체를 등가 스트럿 모델로 모형화하여 구조해석을 수행하고 문헌상의 실험결과와 비교하였다.

2. 학교건물 표본모델

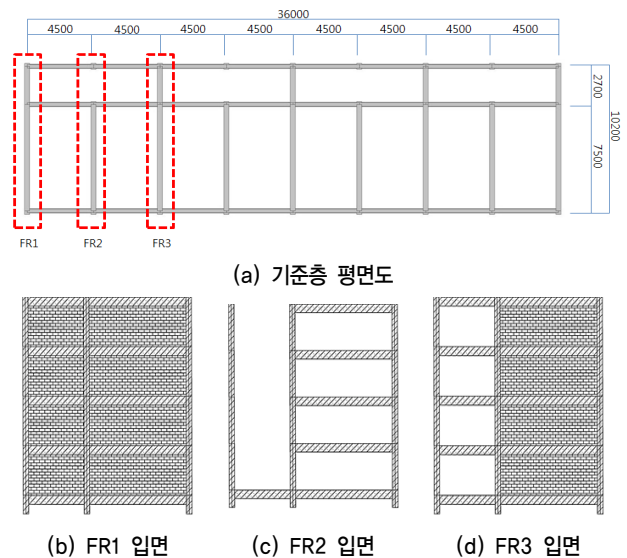
2.1 조사대상 학교건물 개요

본 연구에서는 내진설계되지 않은 3개 학교건물의 안전진단 결과를 입수하여 정형화된 학교건물 해석모델을 구성하였다. 조사대상 학교는 교실과 복도가 모두 동일한 치수

의 모듈로 구성되어 있으며, 평면 형태 중에는 L-형 등 비정형성이 큰 평면도 존재하나 본 연구에서는 기본적인 구조적 특성 파악을 위해 비정형성을 최소화하여 교실과 복도로만 구성된 직사각형 평면의 해석모델을 구성하였다. 이 모델은 4개의 교실로 구성되어 있고 평면도는 그림 1 (a)와 같다.

본 연구에서는 부분적으로 창호가 있는 채움벽에 대한 연구는 포함하지 않으므로 Y방향 골조에 대해서만 연구를 수행하였다. 표준화된 학교건물의 Y방향 골조는 그림 1 (a)에 표시한 바와 같이 위치에 따라서 외부골조 FR1 및 내부골조 FR2 및 FR3으로 분류할 수 있으며, 각각의 구성을 그림 (b)~(d)에 도시하였다. 여기서 FR2의 좌측 경간은 슬래브만으로 지지되어 보가 나타나지 않는다.

재료강도와 부재 치수는 상세도면자료가 구비되어 있고, 철근비와 단면치수가 세 건물의 평균값에 가까운 M중학교의 부재단면을 채택하였다. 이 건물의 개요는 표 1과 같고, 주요 부재단면의 특성을 정리하면 표 2와 같다. 콘크리트의 강도는 비파괴 시험결과이며, 철근의 강도는 설계 당시의 관행을 참조한 추정치이다.



〈그림 1〉 정형화된 학교건물 모델의 평면 및 골조 입면 형상

〈표 1〉 표본 학교건물의 개요(철근콘크리트 라멘조, 층고 3.3m)

항목		수치	비고	
층수		지하1층 지상4층	-	
허가년도		1987	-	
재료강도 (MPa)	f _c '	평균	19.0	비파괴 검사
		평균 - 표준편차	15.9	비파괴 검사
	f _y	평균	368	추정치
		평균 - 표준편차	294	추정치

〈표 2〉 표본 학교건물의 부재단면 (위치: 정형화된 평면 참조)

부재	위치	철근비	단면크기	스터럽 간격
단변방향 보	교실	0.01499	350 × 600	@ 150
	복도	0.01037	350 × 450	@ 200
장변방향 보	정면골조	0.01452	250 × 450	@ 200
	중앙골조	0.01743	250 × 450	@ 200
	배면골조	0.01452	250 × 450	@ 200
기둥	정면골조	0.01896	350 × 500	@ 250
	중앙골조	0.02892	350 × 400	@ 250
	배면골조	0.01928	350 × 400	@ 250

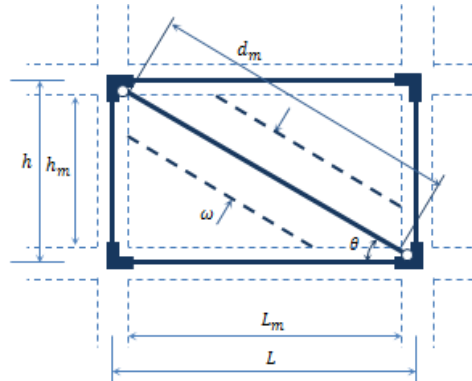
3. 조적조 채움벽 골조의 모형화

3.1 등가 스트럿 모델

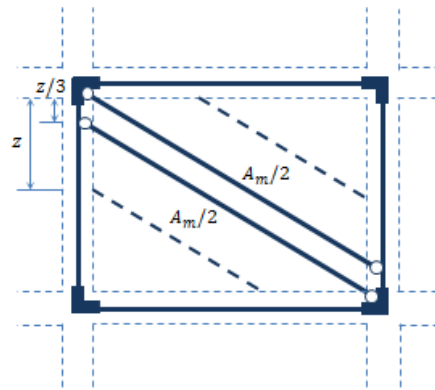
조적채움벽의 구조적 영향을 고려한 내진성능 평가를 위해 조적조 채움벽을 등가의 스트럿으로 치환하여 모형화 하였다. 스트럿을 사용한 채움벽의 모형화는 스트럿의 수와 연결부의 위치에 따라서 다양한 방법이 개발되어 있다. 본 연구에서는 중심스트럿(Concentric Strut) 모델과 편심스트럿(Eccentric Strut) 모델을 적용하였다. 중심스트럿 모델에서는 그림 2 (a)에 나타난 바와 같이 스트럿이 보와 기둥이 만나는 모서리에 연결되므로 스트럿이 주변 기둥에 부가적인 전단력을 작용하지 않게 된다. 편심스트럿 모델에서는 병렬로 배치된 두 개 이상의 스트럿을 사용할 수 있는데 본 연구에서는 모델의 단순화를 위해 두 개의 스트럿을 사용하였으며 스트럿의 배치는 그림 2 (b)와 같다. 스트럿은 한쪽에서는 편심을 형성하며 기둥에 연결되며 반대편에서는 편심 없이 보-기둥 접합부에 연결된다. 편심을 형성하는 연결부는 스트럿이 기둥에 유발하는 전단력을 모델링하기 위한 것으로서 그림 2 (b)에 나타난 편심 연결부 위치는 접촉면 지압응력 분포의 근사적 중심으로서 Crisafulli는⁽⁵⁾ 지압영역의 1/3에 해당되는 위치를 제안하였다. 지압 영역은 다음 식에 의해 산정하였다.

$$z = \frac{w}{2\cos\theta} \tag{1}$$

여기서 w 는 단일중심스트럿 모델의 폭이다. 두 스트럿의 단면적은 중심스트럿의 1/2로서 스트럿의 압축력 전체가 기둥으로만 전달되지는 않고 일부는 보-기둥 접합부 및 보로 전달됨을 고려한 것이다. 이중스트럿 모델의 유효성은 상세 유한요소해석과의 비교를 통해 검증된바 있다.⁽⁵⁾



(a) 중심스트럿



(b) 편심스트럿

〈그림 2〉 등가 스트럿의 형태 및 배치

3.2 조적조 채움벽의 재료속성

조적조 채움벽의 강성 및 강도를 산정하기 위한 재료속성은 여건상 대상 건물의 표본채취가 허용되지 않아 국내외의 문헌을 통해 조사된 실험결과 및 관련 식을 토대로 결정하였다.

강성 및 강도를 산정하기 위해 가장 기초가 되는 조적조 재료속성은 프리즘 압축강도이다. 국내 연구자에 의해 제시된 압축시험 결과와 ASCE 41에 제시된 기본 압축강도를 표 3에 정리하였다. 김희철 등과⁽¹⁶⁾ 이원호 등의⁽¹⁷⁾ 연구 및 시설안전공단의⁽¹⁸⁾ 연구결과에 포함된 현장배합비 시험체의 평균강도를 채택하였다. ASCE 41에서⁽¹¹⁾ 제시된 기본 값은 2.69~8.07MPa의 범위를 가지며 ‘Good’ 및 ‘Fair’에 해당되는 강도 값은 각각 시설안전공단 및 김희철 등의 실험결과와 유사하여, 노후도가 심각한 건물이 아니라면 국내 연구자에 의해 제시된 강도 값을 적용하는 것이 충분한 타당성을 갖는다고 판단하였다.

조적조 채움벽의 탄성계수는 KBC 2009, ASCE 41 및 이원호 등이 제시한 식이 각각 다음 식 (2), (3), (4)와 같고^{(2),(11),(17)}, 매우 큰 편차를 보인다. KBC 2009의 경우에 신축 건물 설계식임을 감안하여 ASCE 41 식과 이원호 등이 제

〈표 3〉 기존연구 문헌을 토대로 한 조적조 채움벽 재료속성 (MPa)

연구자	프리즘 압축강도 f'_m	탄성계수 E_m		전단강도 τ_o	
		ASCE 41 $550f'_m$	이원호 등 $88f'_m$	Paulay and Priestley $0.03f'_m$	실험치
김희철	6.21	3414	546	0.1862	-
이원호	10.6	5818	931	0.3173	-
시설안전공단	8.25	4539	726	-	0.6933
ASCE 41 기본값	Good	4437		0.2421	
	Fair	2958		0.1793	
	Poor	1479		0.1165	

시한 경험식으로 조적조 채움벽의 탄성계수를 산정하여 표 3에 정리하였으며, 이를 토대로 강성이 고평가되는 경우와 저평가되는 경우의 내진성능 평가결과를 비교하였다.

$$\text{KBC 2009: } E_m = 750f'_m \quad (2)$$

$$\text{ASCE 41: } E_m = 550f'_m \quad (3)$$

$$\text{이원호 등: } E_m = \begin{cases} 172f'_m & (f'_{brick} \geq 26\text{MPa}) \\ 88f'_m & (f'_{brick} < 26\text{MPa}) \end{cases} \quad (4)$$

조적조 채움벽의 전단강도는 스트럿의 강도 산정에 필요하며 직접적으로 실험을 수행하거나 프리즘 압축강도로부터의 환산식을 이용하여 산정할 수 있다. 국내 연구자에 의한 전단강도 실험은 사인장 전단강도에 대한 시험결과가 일부 있으나 관련 문헌에서도 볼 수 있듯이 모르타르 부분에서 발생하는 수평줄눈전단파괴가 아닌 조적개체의 전단파괴가 발생하여 이하에서 기술하는 스트럿 강도 산정식에 적용할 수 없다. 국내에서 수행된 수평줄눈 전단강도 시험결과로는 시설안전공단의 연구를 참조할 수 있었으며, 그 밖에 국내 프리즘 압축강도 시험결과 중 김희철 등의 연구와 이원호 등의 연구에서 얻어진 값을 Paulay and Priestly에⁽¹⁹⁾ 의해 제시된 식을 통해 환산한 전단강도를 표 3에 수록하였다. 이 가운데 시설안전공단의 전단강도 값이 가장 크고, 이를 제외하면 함께 수록된 ASCE 41의 기본값 중 'Good', 'Fair'와 유사한 수준의 값을 알 수 있다.

최종적으로 압축 및 전단 강도는 국내 연구자에 의해 얻어진 3쌍의 값을 채택하고, 여기에 탄성계수 산정식 2종을 결합하여 총 6가지의 재료속성 조합을 스트럿 강성 및 강도 산정에 적용하였다.

3.3 등가 스트럿의 강성

스트럿의 강성의 중요한 결정인자는 스트럿의 폭으로서

ASCE 41에서 채택하고 있는 Stafford-Smith and Carter (1969)의⁽²⁰⁾ 제안식을 적용하였다.

$$w = 0.175\lambda_h^{-0.4}d_m \quad (5)$$

$$\lambda_h = h \left[\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (6)$$

여기서 w 는 스트럿의 폭, t 는 채움벽의 두께, I_c 및 E_c 는 각각 콘크리트 기둥의 단면2차모멘트 및 탄성계수이며, 나머지 치수는 그림 2에 도시하였다. 조적조 채움벽의 두께는 내외벽 모두 1.0B 쌓기로서 190mm를 적용하였으며, 치장벽은 하중에만 반영하였다. 상기 스트럿 폭을 토대로 스트럿의 단면적을 계산할 수 있고, 길이 및 탄성계수를 고려하여 축강성을 산정할 수 있다. 탄성계수의 표본이 표 3에서와 같이 총 6가지가 선정되었으므로 강성도 그에 대응되는 6개 값이 산출되었다.

3.4 등가 스트럿의 강도

조적조 채움벽 골조에서 채움벽의 파괴모드는 면내거동만 고려하면 수평줄눈미끄러짐(Bed-joint Sliding), 대각균열(Diagonal Cracking), 모서리압축(Corner Compression)으로 구분할 수 있다.⁽²¹⁾ 이 가운데 대각균열은 대각선 방향의 스트럿이 형성되는 과정으로 생각할 수 있으며, 채움벽이 강도를 상실하지는 않는다. 또한 모서리 압축은 주변의 콘크리트 골조의 강도가 상대적으로 큰 경우에 형성되므로 오래된 중저층 비내진 건물에서 자주 발생하는 파괴모드는 아니라고 판단하였다. 결과적으로 본 연구에서는 수평줄눈미끄러짐을 채움벽의 주요 파괴모드로 선정하여 스트럿 모형화에 반영하였다.

수평줄눈미끄러짐 파괴의 강도산정식은 대부분 전단마찰 파괴(Shear-friction Failure) 모형에 기초하고 있다. ASCE

41에서도 전단마찰과파괴 모형에 기초한 강도 상한치를 제시하고 있으나, 일반 조적조 전단벽에 적용하는 식으로서 마찰면에 작용하는 수직하중을 미리 계산하여야 하므로 적용이 힘들다는 단점이 있다. 경사진 스트럿에 작용하는 압축력에 의한 마찰력 증가를 고려한 강도 산정식으로는 Riddington and Stafford Smith의⁽²²⁾ 제안식, Paulay and Priestley의⁽¹⁹⁾ 제안식 및 Crisafulli의⁽⁵⁾ 제안식 등이 있으며, 본 연구에서는 마지막의 두 식을 이용하였다.

Paulay and Priestley의 조적조 채움벽 전단강도 산정식은 다음과 같다.

$$V_s = \frac{\tau_o A_m}{1.43 - \mu \frac{h_m}{L_m}} \quad (7)$$

상기 전단강도가 스트럿 강도의 수평성분으로 나타날 수 있도록 다음과 같이 축력강도로 환산하였다.

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

Crisafulli는 스트럿 모델에 바로 적용할 수 있도록 다음과 같은 축력강도의 형태로 식을 제안하였다.

$$R = f_{m\theta} wt \quad (9)$$

여기서

$$f_{m\theta} = \frac{\tau_o^*}{\sin \theta (\cos \theta - \mu^* \sin \theta)} \quad (10)$$

$$\tau_o^* = \frac{\tau_o}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}}; \quad \mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \quad (11)$$

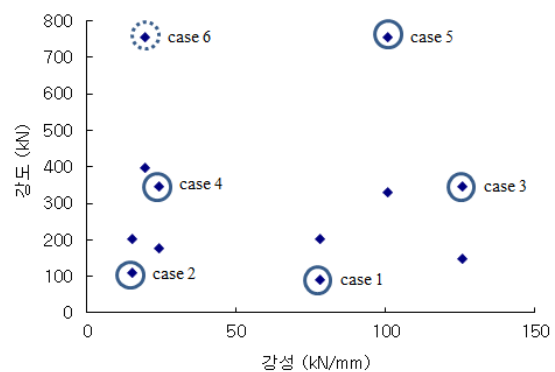
위 식에서 b, d는 조적개체의 높이와 길이로서 각각 57mm 및 190mm이며, C_n은 조적개체와 모르타르 접촉면의 불균일한 응력분포를 고려하기 위한 상수로서 제안자의 권장치인 1.5를 적용하였다.

3.5 등가 스트럿의 하중-변위 관계

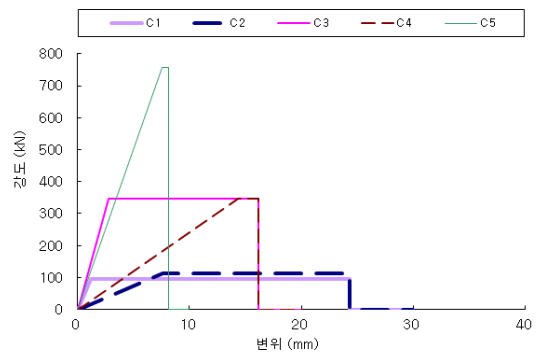
비탄성정적해석을 수행하기 위한 스트럿의 축방향 비탄성 하중-변위 관계는 ASCE 41에 따라 결정하였다.⁽¹¹⁾ ASCE 41에서는 채움벽의 수평전단력-층간변위각 관계를 제시하

고 있으므로 이를 환산하여 스트럿의 축방향 소성힌지 속성에 적용하였다. 앞서 산출된 6가지 강성과 상기 두 가지 강도 산정식을 적용한 결과 총 12종의 강성-강도 조합을 얻을 수 있으며, 1층의 채움벽으로서 중심스트럿에 해당되는 것을 그림 3에 도시하였다. 이 가운데 6가지의 강성이 모두 포함되면서 강도가 적절히 분포되도록 원으로 표시한 강성-강도 조합을 선정하여 스트럿의 하중-변위관계에 적용하였다.

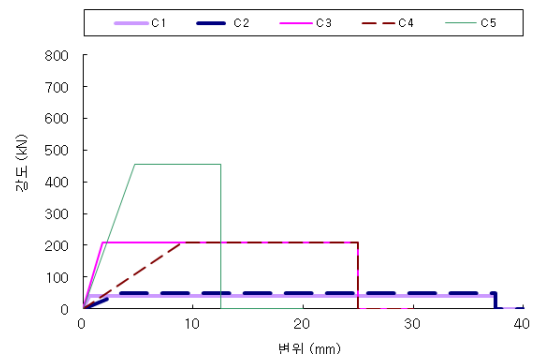
산출된 스트럿의 축방향 하중-변위 관계를 도시하면 그림 4와 같다. 강도가 커질수록 변형능력이 감소함을 알 수 있으며, 결과적으로 교실 채움벽의 재료속성 중 최대의 강도에 해당되는 조합인 Case 5의 경우에 극단적으로 취성적인 거



〈그림 3〉 등가 스트럿의 강도 및 강성(중심스트럿모델, 교실)



(a) 교실 채움벽



(b) 복도 채움벽

〈그림 4〉 스트럿의 축방향 하중-변위 관계(중심스트럿모델)

동을 함을 알 수 있다. 이는 ASCE 41에서 최종극한변위 산정 시 인접 기둥의 전단강도와 채움벽의 전단강도 비율에 따라 변형능력이 달라지기 때문이다. 재료속성 조건 Case 6은 강도는 매우 높으나 강성이 작아서 ASCE 41에 기초한 극한변형이 항복변형보다 작은 것으로 나타났으며, 정상적인 하중-변위 곡선의 모형화가 불가능하므로 실제 내진성능 평가에서는 제외하였다. 강성이 작게 나타난 것은 해당 강성 산정에 있어서 이원호 등이 제시한 탄성계수 경험식을 이용했으며, 이 식이 ASCE 41의 탄성계수 경험식과는 큰 차이를 나타내므로 해당 기준에서 제시한 하중-변위 곡선과 일관성을 갖지 못하기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 실제 내진성능 평가에 있어서 탄성계수 및 전단강도에 관한 실험을 모두 실시하는 것이 필요할 것으로 판단되며, ASCE 41의 채움벽 하중-변위 관계의 적용성에 대한 검토 또한 필요할 것으로 판단된다.

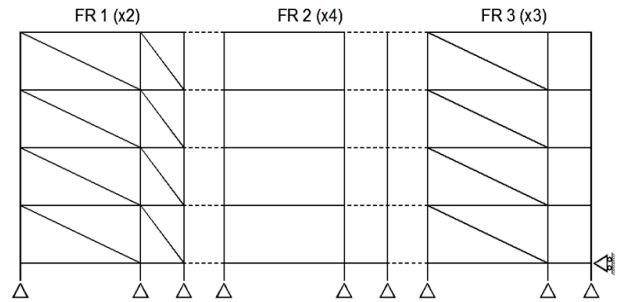
3.6 철근콘크리트 골조의 모형화

철근콘크리트 골조의 기둥 및 보 부재의 비탄성 해석모델은 ASCE 41의 해석모형화 지침을 적용하여 작성하였다.⁽¹¹⁾ 휨모멘트 소성힌지의 속성을 결정함에 있어서 띠철근 간격이 대부분 유효깊이의 1/3을 초과하여 NC(Non-conforming) 부재에 해당하였으며, 변형능력에 대한 전단력의 영향을 보수적인 방향으로 적용하였다. 보 부재의 강성과 강도 산정에 있어서 일체화된 슬래브의 기여를 반영하였다.

기둥의 전단강도 산정에 있어서는 ASCE 41에 제시된 전단강도 계산식을 적용하였다.⁽¹¹⁾ 이 식은 축력의 영향을 고려하고 있으며, 본 연구에서는 보수적 평가를 위해 고정하중의 0.9배를 적용하였다. 참고로 푸쉬오버(Pushover) 해석 시 축력의 변동은 위치에 따라서 중력하중에 의한 축력의 약 10~20%까지도 발생하였다. 기둥의 축방향 비탄성 거동은 고려하지 않았으며, 최종 검토결과 인장력이 발생하거나 압축강도에 도달하는 기둥부재는 없는 것으로 나타났다.

3.7 구조해석

최종 선정된 재료속성 조건 Case 1~5를 중심스트럿 모델과 편심스트럿 모델에 적용하여 해석모델을 작성하였으며, 각각 C1~C5 및 E1~E5로 명기한다. 비교를 위해 스트럿이 없는 순수골조의 해석을 수행하였으며 BF로 명기한다. 각각의 모델은 FR1, FR2 및 FR3가 각각 2, 4 및 3개 씩 격막작용에 의해서 직렬로 연결된 골조로서 형상 및 지지조건을 그림 5에 도시하였다. 지진하중은 KBC 2009에⁽²⁾ 정



〈그림 5〉 중심스트럿 해석모델 (점선: 격막작용을 나타내는 강제연결)

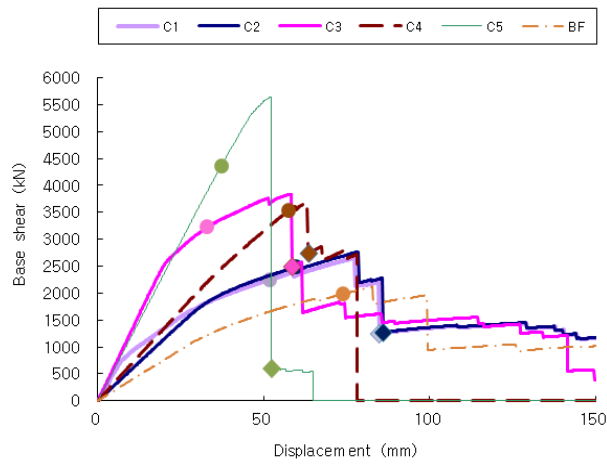
의된 지역계수 0.11, 지반조건은 S_D 에 해당되는 설계스펙트럼을 적용하였고 중요도계수 및 반응수정계수는 1.0을 적용하였다. 비탄성정적해석은 MIDAS/Gen을 이용하였고, 동 소프트웨어를 이용하여 ATC-40의 역량스펙트럼법에 따라 성능점을 산정하였다.⁽²³⁾ 이 과정에서 등가감쇠비 산정용 에너지소산량 저감계수는 조적조 채움벽의 취성적 거동을 고려 시 Type C가 적합할 수 있으나, 성능점에서 비탄성 변형량이 적은 경우도 다수 발생하여 Type B로 통일하였다.

4. 해석 결과

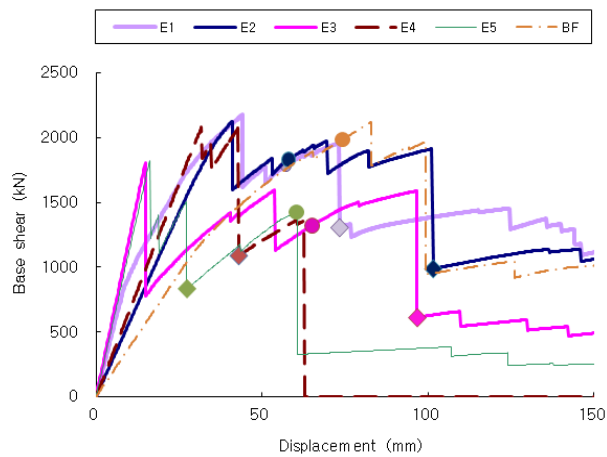
4.1 역량곡선

그림 6에 각 해석모델의 밀면전단력-최상층변위 관계를 도시하였다. 이 그림에서 최종극한변위는 최대강도에 도달 직후에 강도 저하가 발생한 변위이며, 최종극한변위는 최대 밀면전단력의 80%에 해당되는 밀면전단력을 더 이상 회복하지 못하게 되는 변위를 가리킨다. 해석모델 E4는 약 65mm에서 반복계산 결과가 수렴하지 않아 더 이상 해석을 진행할 수 없었으며, 강성의 변화가 매우 큰 것으로 추정되므로 이 시점에서 붕괴하는 것으로 판단된다.

중심스트럿모델의 최대밀면전단력은 순수골조모델에 비해 상당히 크게 증가하며 증가폭은 스트럿의 강도에 따라 다르다. 이는 스트럿으로 인한 강성 및 강도 증가의 영향이다. 반면에 편심스트럿모델의 최대밀면전단력은 순수골조모델과 큰 차이가 없으며 강성이 큰 E3 및 E5 모델의 경우에는 최대밀면전단력이 감소하는 것을 볼 수 있다. 이는 편심스트럿모델에서는 이중의 편심스트럿 양 단부에 형성된 단부에 전단파괴가 발생하여 스트럿이 강도증가에 기여할 수 없기 때문이다. 스트럿의 강도가 작은 해석모델 C1, C2, E1, E2를 제외하면 약 150mm 정도의 최상층 변위에서 잔류강도는 스트럿이 포함된 모델이 순수골조모델보다 크게 감소하는 것을 볼 수 있다. 특히 해석모델 C4와 C5의 경우



(a) 중심스트럿 모델



(b) 편심스트럿 모델

〈그림 6〉 하중-변위 관계 (◆: 최종극한변위, ●: 성능점)

에는 강도를 완전히 상실하므로 잠재적 인명피해 수준이 매우 높을 것으로 예상된다.

4.2 변위 응답

주요 가력단계에서의 변위를 정리하면 표 4와 같다. 최초 극한변위는 순수골조모델과 비교할 때 채움벽을 고려하게 되면 감소하는 것을 알 수 있으며, 중심스트럿모델에 비해 편심스트럿모델이 크게 감소하는 것을 알 수 있다. 최종극한변위는 순수골조 모델에서는 최초극한변위의 1.2배 정도로서 취성적 거동을 보이는 것으로 볼 수 있으며, 중심스트럿모델에서는 최초극한변위와 거의 유사하여 매우 취성적 특성이 강해지는 것으로 볼 수 있다. 반면에 편심스트럿모델에서는 최초극한변위 대비 최종극한변위의 비율이 상당히 증가한다.

성능점의 변위는 순수골조모델에서 71.33mm로 나타났으나 조적조 채움벽을 고려하면 감소하는 것을 볼 수 있다. 순수하게 변위응답의 측면에서는 스트럿을 포함하는 것이 모형화 방법에 관계없이 유리한 결과를 나타냄을 알 수 있다. 또한 E5를 제외한 모든 모델에서 성능점 변위는 최종극한변위에 도달하지 못하고 있어 붕괴상태에 도달하지 않은 것으로 볼 수 있다. 반면에 성능점 변위를 최초극한변위와 비교하면 순수골조모델 및 중심스트럿모델은 성능점 변위가 최초극한변위에 못 미쳐서 심각한 부재 손상은 거의 없는 반면에, 편심스트럿모델의 성능점은 모두 최초극한변위를 초과하여 상당 수 부재에서 강도 저하가 발생한 것으로 볼 수 있다. 따라서 변위응답 보다는 강도 손실의 측면에서 편심스트럿모델이 보수적 결과를 제시한다고 할 수 있다.

층간변위를 검토해보면 최대층간변위는 최초극한변위에서는 모두 2층에서 발생하나 최종극한변위에서는 1층으로 바뀌는 경우가 채움벽의 강도가 작은 일부 스트럿 모델에서

〈표 4〉 해석모델별 최상층변위 및 최대층간변위를

해석모델	최상층변위 (mm)				최대층간변위율(%)	
	최초극한변위 (A)	최종극한변위 (B)	성능점	B/A	최초극한변위	최종극한변위
BF	82.8	99.4	71.3	1.20	0.91 (2층)	1.17 (2층)
C1	77.4	84.8	51.9	1.10	0.93 (2층)	1.08 (1층)
C2	78.6	86.0	57.2	1.09	0.95 (2층)	1.10 (1층)
C3	58.4	58.4	31.0	1.00	0.72 (2층)	0.72 (2층)
C4	63.0	63.0	55.5	1.00	0.78 (2층)	0.78 (2층)
C5	52.2	52.2	37.1	1.00	1.43 (2층)	1.43 (2층)
E1	44.0	73.4	54.5	1.67	0.53 (2층)	1.00 (1층)
E2	41.0	101	54.8	2.47	0.47 (2층)	1.47 (2층)
E3	14.8	96.8	63.1	6.54	0.19 (2층)	1.35 (2층)
E4	31.8	43.0	-	1.35	0.35 (2층)	0.54 (2층)
E5	16.2	27.4	60.5	1.69	0.25 (2층)	0.39 (2층)

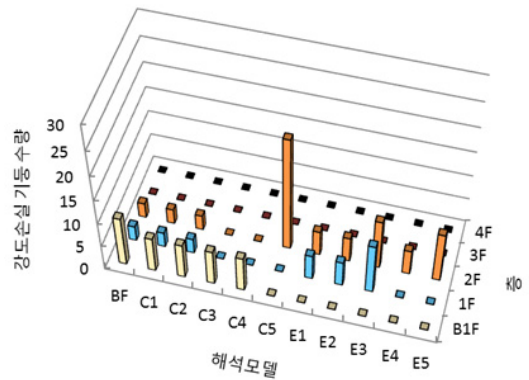
〈표 5〉 가력단계별 강도손실 기둥부재 수량

해석모델	최초극한변위			최종극한변위			성능점		
	휨파괴	전단파괴	휨 및 전단파괴	휨파괴	전단파괴	휨 및 전단파괴	휨파괴	전단파괴	휨 및 전단파괴
BF	0	17	0	0	30	22	0	7	0
C1	0	13	0	0	34	4	0	0	0
C2	0	13	0	0	34	4	0	0	0
C3	0	7	0	0	7	0	0	0	0
C4	0	7	0	0	7	0	0	0	0
C5	5	12	6	5	12	6	0	0	0
E1	0	10	0	0	36	4	0	19	0
E2	0	10	0	9	37	16	0	19	0
E3	0	20	0	0	49	22	0	36	0
E4	0	5	0	0	26	4	-	-	-
E5	0	10	0	0	24	0	0	28	0

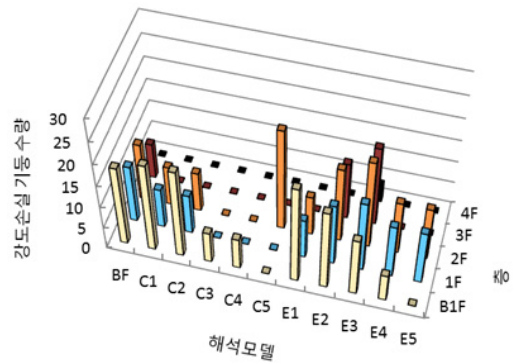
나타난다. 성능점에서의 층간변위율은 모두 1.0 % 미만으로 나타났다. 그러나 최종극한변위에서의 최대층간변위율을 살펴보면 순수골조모델은 1.17%, 중심스트럿모델은 C5에서 가장 큰 1.43%, 편심스트럿모델은 E2에서 가장 큰 1.47%가 발생하는 것으로 나타났다. 최종극한변위에서의 최상층변위를 살펴보면 순수골조모델은 99.4, 중심스트럿모델은 C2에서 가장 큰 86.0, 편심스트럿모델은 E2에서 가장 큰 101mm가 발생하였다. 중심스트럿모델의 경우에 최상층변위는 해석모델 C2가 가장 크지만 층간변위의 경우에 해석모델 C5가 가장 큰 것으로 나타나 스트럿의 강성 및 강도가 큰 경우에 최종극한변위에서의 층간변위가 크게 증가하는 것을 알 수 있다. 반면에 편심골조모델에서는 채움벽의 강성 및 강도가 작은 경우에 층간변위가 크게 발생하는데 뒤에 설명할 소성힌지의 분포를 나타낸 그림 8에서도 알 수 있듯이 채움벽의 강성 및 강도가 큰 경우에는 스트럿의 항복 또는 강도저하가 거의 발생하지 않아 층간변위 발생이 억제되는 것으로 판단된다.

4.3 기둥 부재 손상

주요 가력단계에서 하나 이상의 소성힌지에 강도손실이 발생한 기둥의 수량을 해석모델별로 표 5에 정리하였다. 최초극한변위에서는 순수골조와 비교할 때 스트럿을 고려한 모델의 파괴된 기둥 수가 특정한 경향을 보이지는 않는다. 최종극한변위에서도 유사한 경향을 볼 수 있다. 반면에 성능점에서 파괴된 기둥 수를 검토하면 각 모델간의 뚜렷한 차이가 나타난다. 순수골조모델에서는 전단파괴가 발생한 기둥이 7개인 반면에 중심가새골조모델에서는 파괴된 기둥이 나타나지 않는다. 편심가새골조모델에서는 순수골조모델



(a) 최초극한변위



(b) 최종극한변위

〈그림 7〉 층별 강도손실 기둥 수량

에 비해 전단파괴가 발생한 기둥 수가 3~5배 증가한다. 그러므로 편심가새골조모델에서는 성능점의 변위가 최종극한변위에 도달하지 않은 경우라 하더라도 다수의 기둥에 전단파괴가 발생하는 위험한 상태를 초래하여 상당 부분의 보수보강이 필요한 것으로 판단된다. 본 성능평가에서 가정된 지진하중에 대하여 성능점에서의 손상부재 수만으로 판단한다면 중심가새골조모델이 순수골조모델에 비해 상대적으로 유리하고 편심가새골조모델은 그 반대로 불리한 것으로

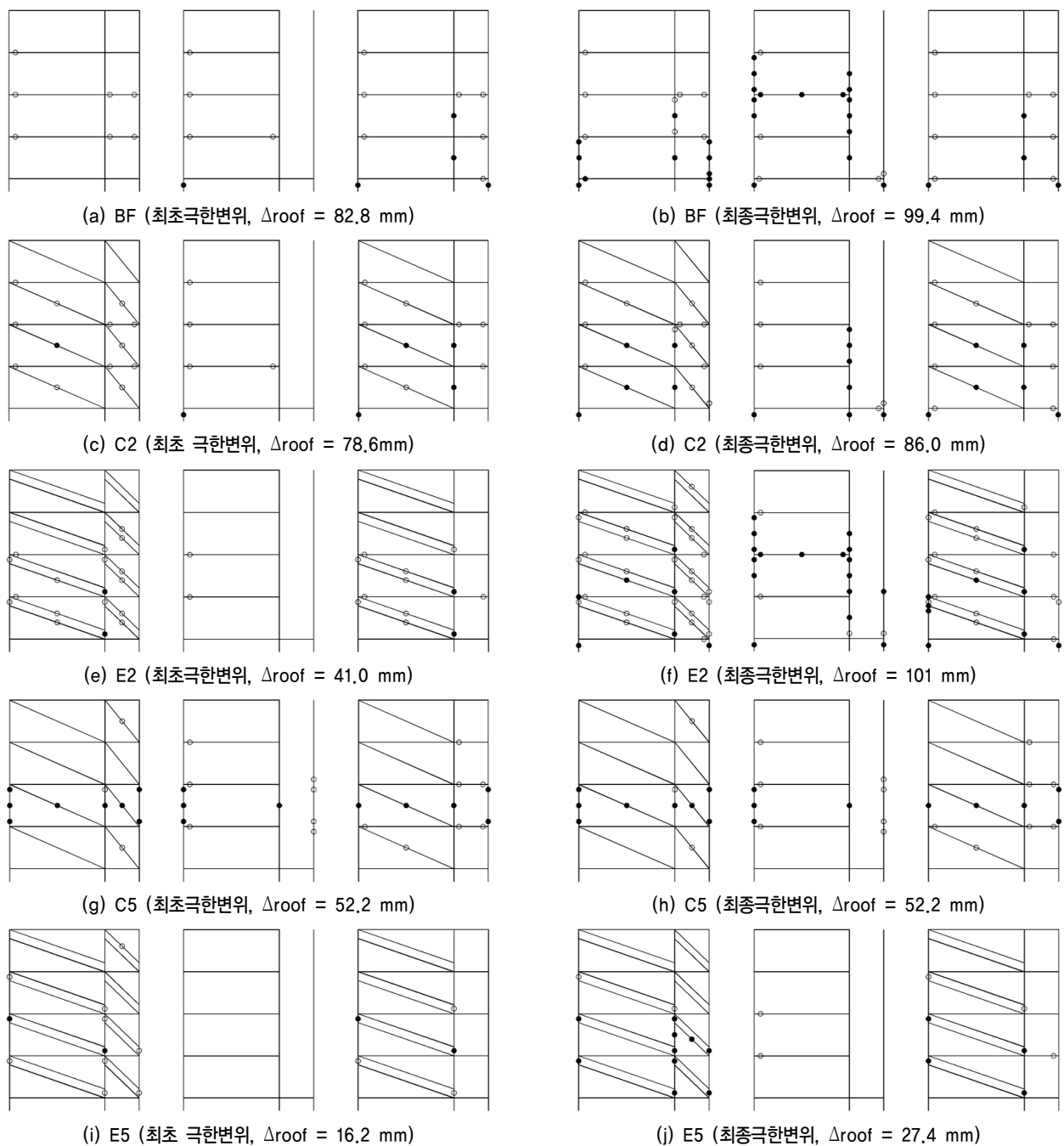
나타나서 적절한 모델의 선정이 매우 중요하다고 할 수 있다. 그러나 중심가새골조모델의 강한 취성적 특성을 고려한다면 지진파의 크기, 파형, 지속시간 등의 특성에 따라서 불리한 거동을 보일 수도 있으므로 지진하중의 특성 및 이를 반영한 성능평가 기법의 적용 또한 중요하다.

강도손실이 발생한 기둥의 수량을 층별로 정리하면 그림 7과 같다. 순수골조모델은 최종극한변위에서 최종극한변위로 진행해 감에 따라 강도를 상실한 기둥이 저층에서 시작하여 상층부로 전파되어가고 있다. 중심스트럿모델은 최종극한

변위에서 최종극한변위로 진행되어도 손상이 다른 층으로 전파되지는 않고 손상된 기둥의 수만 증가하고 있다. 편심스트럿모델은 1, 2층에서 손상이 시작되어 상하층으로 전파되어 가는 것을 관찰할 수 있다. 따라서 채움벽의 모델링 여부 및 방법에 따라 취약한 층의 범위가 달라짐을 알 수 있다.

4.4 조적조 채움벽 손상

조적조 채움벽을 모형화한 스트럿의 파괴양상을 표 6에 정리하였다. 여기서 편심스트럿모델은 하나의 채움벽을 두



〈그림 8〉 소성힌지 분포 (○: 항복, ●: 강도손실)

〈표 6〉 가력단계별 손상된 스트럿 수량

해석모델	최초극한변위		최종극한변위		성능점	
	항복	붕괴	항복	붕괴	항복	붕괴
C1	23	5	18	10	25	0
C2	16	5	11	10	21	0
C3	13	10	23	0	16	0
C4	9	5	9	5	0	0
C5	7	0	7	7	0	0
E1	26	0	21	5	26	0
E2	16	0	18	5	16	0
E3	8	0	47	4	6	2
E4	0	0	5	2	-	-
E5	2	0	0	2	0	2

개의 스트럿으로 모형화하였기 때문에 하나의 스트럿이라도 강도를 상실한 경우에는 붕괴로 판정하고, 그 외의 경우에 있어서 하나의 스트럿이라도 항복한 경우에는 항복으로 판정하였다.

최초극한변위에서는 대부분의 모델에서 채움벽의 항복이 발생하였으나 붕괴가 발생한 채움벽은 중심스트럿모델에서만 나타난다. 최종극한변위에서도 채움벽의 붕괴는 중심스트럿모델에서 더 많이 발생하는 것을 알 수 있다. 다만 해석 모델 C3와 E3을 비교하면 동일한 조적조 재료속성을 적용하였으나 편심스트럿모델에서 더 많은 채움벽의 항복 및 붕괴가 발생하였다. 성능점에서 중심스트럿모델과 편심스트럿모델간의 뚜렷한 차이는 발생하지 않았다.

4.5 소성한지 분포

소성한지의 상태 및 분포를 순수골조모델, 강성과 강도가 가장 작은 스트럿모델과 큰 스트럿모델인 C2, C5, E2, E5의 소성한지 분포를 도시하였다. 이 그림에서 채우지 않은 원은 항복 상태를, 채워진 원은 최대강도를 넘어선 강도 상실을 나타낸다. 부재 중앙에 표시된 것은 보와 기둥의 전단 및 스트럿의 축방향 소성한지이며, 부재 양단부에 표시된 것은 휨 소성한지이다.

최초극한변위에서의 소성한지 분포를 모델별로 살펴보면 다음과 같다. 순수골조모델은 지하 및 1, 2층의 일부 기둥부재에서 전단강도를 상실하였다. 중심스트럿모델의 경우에 스트럿의 강도와 강성이 작은 해석모델 C2에서는 일부 길이가 긴 채움벽이 강도를 상실하고 일부 기둥이 전단강도를 상실한다. 스트럿의 강도와 강성이 큰 해석모델 C5에서는 특정 층의 채움벽이 모두 강도를 상실하며 해당 층의 기둥은 채움벽에 인접하지 않은 부재를 포함하여 대부분 전단강도를 상실하거나 휨모멘트 강도의 저하가 발생하며, 결과적

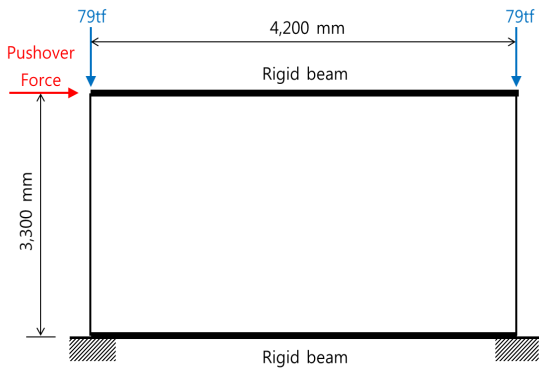
으로 1.43%에 해당되는 상당히 큰 층간변위율이 발생한다. 편심스트럿모델의 경우에 스트럿의 강도와 강성이 작은 해석모델 E2와 큰 해석모델 E5가 공통적으로 채움벽 인접기둥 하단부에 단주가 형성되어 전단강도를 상실한다. 반면에 두 모델에서 모두 채움벽은 강도를 유지하고 있다.

최종극한변위에서의 소성한지 분포를 모델별로 살펴보면 다음과 같다. 순수골조모델은 지하를 포함하여 여러 층에서 내부 및 외부 골조에서 전단강도를 상실한 기둥이 고르게 나타난다. 중심스트럿모델의 경우에 스트럿의 강도와 강성이 작은 해석모델 C2에서는 다수의 채움벽이 강도를 상실하며, 순수골조모델과 마찬가지로 내부 및 외부 골조에서 스트럿에 인접하지 않은 기둥을 포함하여 전단강도를 상실한 기둥이 고르게 나타난다. 스트럿의 강도와 강성이 큰 해석모델 C5에서는 최초극한변위가 최종극한변위와 동일하며, 매우 취성적 거동을 보인다. 편심스트럿모델의 경우에 스트럿의 강도와 강성이 작은 해석모델 E2에서는 일부의 스트럿이 강도를 상실하며, 순수골조모델과 마찬가지로 여러 층 및 채움벽에 인접하지 않은 기둥이 전단강도를 상실한다. 스트럿의 강도와 강성이 큰 해석모델 E5에서는 채움벽에 인접하지 않은 골조부재에서는 심각한 강도 손실이 발생하지 않는다. 편심스트럿모델에서는 조기에 기둥의 전단 파괴가 발생하여 하중이 크게 증가하지 않은 상태에서 응력의 재분배가 발생하기 때문에 나머지 골조 부재의 손상이 상대적으로 감소하는 것으로 판단된다.

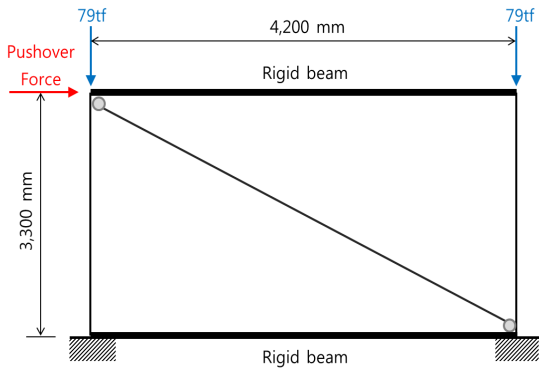
5. 등가스트럿 모델의 유효성 검증

앞서 학교 건물의 내진성능평가에 적용한 등가 스트럿 모델의 적합성을 살펴보기 위해 이정한 등의 실험 연구에서 쓰인⁹⁾ 경찰청사 표준 설계도에 따른 비내진 순수 RC 골조 및 조적조 채움벽 골조 시험체를 대상으로 비선형정적해석을 수행하였다. 시험체의 해석모델 형상은 그림 9와 같으며, 채움벽 골조는 편의상 중심스트럿모델만을 나타내었다. 여기서 상하부 보는 각각 가력을 위한 강제 보와 반력상에 고정되어서 실질적으로 변형이 없다고 판단하여 탄성계수를 기둥보다 1,000 배 증가시킨 탄성보로 모델링하였다. 두 기둥 상단부에 시험체와 동일하게 79tf씩의 수직하중을 재하하고 이어서 횡하중에 대한 비선형 정적해석을 수행하였다.

시험체의 제원은 표 7과 같으며, 골조의 모델링에는 참고 문헌에 제시된 재료강도 시험결과를 적용하였다. 조적조 채움벽의 재료속성은 표 8에 정리하였다. 여기서 Case 1과 2는 해석 대상 시험체의 조적개체 및 모르타르 강도 시험치

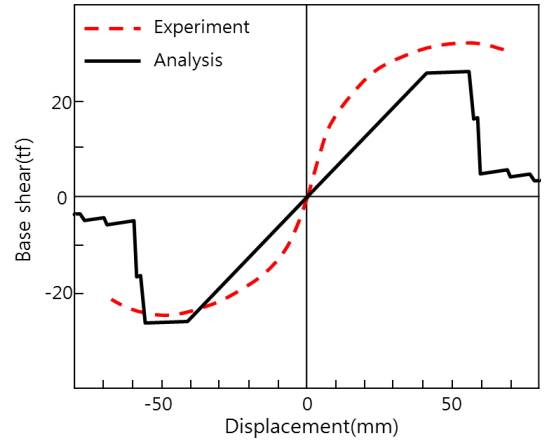


(a) 순수 골조

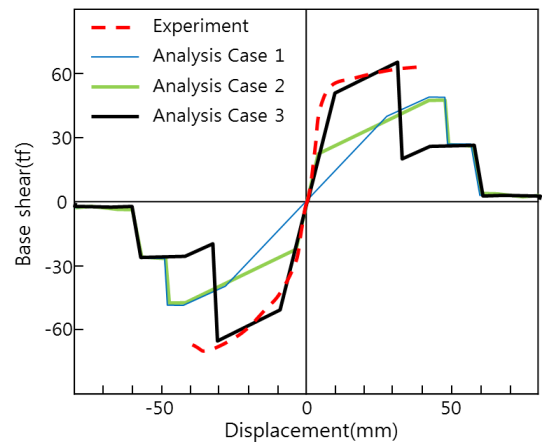


(b) 채움벽 골조

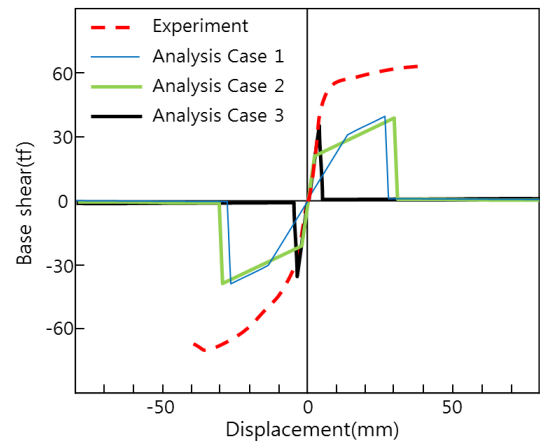
〈그림 9〉 이정환 등의 시험체의⁽⁹⁾ 해석모델



(a) 순수 골조



(b) 채움벽 골조의 중심스트럿모델과의 비교



(c) 채움벽 골조의 편심스트럿모델과의 비교

〈그림 10〉 기존연구의 실험결과와 본 연구의 해석에 의한 골격곡선 비교

〈표 7〉 이정환 등의 시험체 제원⁽⁹⁾

시험체	보			기둥		
	주근	전단 보강근	단면치수 (mm ²)	주근	전단 보강근	단면치수 (mm ²)
BF	10-D29	D13@100	600×600 800×600	8-D22	D10@300	400×400
IF	10-D29	D13@100	600×600 800×600	8-D22	D10@300	400×400

〈표 8〉 검증해석에 적용된 조적조 채움벽 재료속성

Case	비고	프리즘 압축강도 f'_m	탄성계수 E_m	전단강도 τ_o
1	재료시험	11.56	$88f'_m = 1017$	$0.03f'_m =$
2	재료시험		$550f'_m = 6358$	0.3468
3	시설안전공단	8.25	4539	0.6933

에 이원호 등이 제시한 경험식⁽¹⁷⁾ 적용하여 프리즘 압축강도를 산정하였다. 단, 탄성계수 산정 시 전자는 식 (4)를 후자는 식 (3)을 적용하였다. Case 3은 시험체의 재료시험 결과와는 별도로 앞서 표 3에 수록된 시설안전공단의 재료속성을 적용하였다. 스트럿 강도 산정에 있어서는 모두 Paulay and Priestley의 식 (7)을 적용하였다.

순수골조의 실험에 의한 골격곡선과 비선형정적해석 결

과를 그림 10(a)에 함께 나타내었다. 초기 강성의 차이는 구조해석에 적용된 강성이 ASCE 41에서 제시한 경험적 균열 강성이기 때문에 시험체의 초기 상태와 차이를 유발한 것으로 추정된다. 음의 변위에 대한 시험체 골격곡선과 해석결과가 더 잘 부합한다.

참고문헌 상으로는 6.7mm의 변위에서 조적벽체에 대각 균열이 발생하고 약 40mm의 변위에서 기둥 상단부의 전단

파괴를 보고하고 있다. 조적조 채움벽 골조의 실험에 의한 골격곡선을 중심스트럿모델 및 편심스트럿모델과 비교하여 각각 그림 10(b) 및 (c)에 나타내었다. 시험체의 재료시험 결과가 아닌 시설안전공단의 재료시험 결과를 적용한 중심스트럿모델의 Case 3이 실험결과와 잘 부합함을 알 수 있다. 그러나 조적조 재료시험 결과에 기초한 Case 1은 강성과 강도가 실험결과에 크게 미치지 못함을 알 수 있다. 편심스트럿모델의 경우에 모든 경우에 해석모델의 강도가 실험 결과의 1/2 수준으로 매우 작고, 강성의 경우에는 Case 2와 3이 초기 강성을 유사하게 모사하고 있다.

결과적으로 해석대상 조적조 채움벽 골조 시험체의 거동은 중심스트럿모델이 상대적으로 잘 모사하는 것으로 나타났으나, 시험체의 상하부 보의 변형이 구속된 상태로 실험이 수행되어 실제 건물의 조건에서 나타나는 거동과는 차이가 있음을 감안한다면 일반화하기에는 한계가 있다고 판단된다. 또한 재료시험 결과의 적용 시(Case 1)에 오차가 큼을 고려한다면 추후 보다 정확한 스트럿 모델의 적용을 위한 후속 연구가 필요하다.

6. 맺음말

본 연구에서는 학교건물에서 나타나는 전형적인 조적조 채움벽 골조의 내진성능을 다양한 형식과 재료속성을 적용한 등가 스트럿 모델을 통해 평가하였다. 본 연구의 결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

1. 중심스트럿모델의 역량곡선은 스트럿의 강도에 민감한 특성을 갖고 있으며, 편심스트럿모델의 역량곡선은 기둥의 전단파괴가 선행하여 상대적으로 강도증가는 크지 않다. 결과적으로 중심스트럿모델의 성능점은 최대강도에 도달하기 전에 나타나고 편심스트럿의 모델은 그 이후에 나타나기 때문에 성능점에서 손상된 부재 수에 상당한 차이가 발생한다.
2. 최종극한변위에서의 거동을 종합하면 스트럿의 강성 및 강도가 작으면 상당수의 채움벽이 파괴되어 순수골조모델과 유사하게 골조부재의 소성힌지가 전반적으로 고른 분포를 가지게 된다. 반면에 스트럿의 강성 및 강도가 크면 중심스트럿모델에서는 특정층의 채움벽과 기둥이 거의 모두 강도를 상실하며, 편심스트럿모델에서는 대부분의 채움벽이 강도를 보유하고 있으나 인접한 기둥에서 전단파괴가 다수 발생하는 반면에 채움벽에 인접하지 않은 골조부재의 파괴는 억제된다.

3. 채움벽의 고려 여부 및 모형화 방법과 속성에 따라서 손상부재의 위치 및 범위에 큰 차이가 발생한다. 따라서 적절한 조적조 채움벽의 모형화 방법 및 재료속성을 결정하는 것이 중요하나, 채움벽의 취성적이면서 다양한 파괴모드를 고려한다면, 복수의 해석모델을 통해 내진성능을 검토할 필요가 있다. 또한 반드시 현장에서 채취한 시료의 재료시험을 수행하고 상한치와 하한치를 평가에 모두 반영할 필요가 있다.
4. 본 연구에서 얻어진 내진성능평가 결과의 상이함을 기초로 판단한다면, 조적조 채움벽 골조의 내진보강은 특정부재의 보강 보다는 건물 전체의 거동특성을 개선할 수 있는 방향으로 행해지는 것이 합리적이며, 조적조 채움벽이 갖는 불확실성을 제거하여 보강결과에 대한 신뢰도를 높일 수 있는 보강방법이 채택될 필요가 있다.
5. 실제 시험체를 대상으로 등가 스트럿 모델의 유효성을 검증하였으며, 그 결과 중심스트럿모델의 해석결과가 실험결과와 잘 부합하는 것으로 나타났으나, 재료실험결과와는 잘 부합하지 않아 등가 스트럿 모델의 강도 및 강성 결정 방법의 정확도 제고를 위한 후속연구가 필요하다.

감사의 글

본 논문은 2011년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단(2010-0009837)의 지원을 받아 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. ASCE, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-10, ASCE, Reston, Virginia, 2010.
2. 대한건축학회, *건축구조기준 및 해설*, 기문당, 2009.
3. Fardis, M.N., *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings based on EN-Eurocode 8*, Springer, New York, 2009.
4. FEMA, *NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*, FEMA 178, Washington, D.C., 1992.
5. Crisafulli, F.J., *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 1997.
6. Hashemi, A., Mosalam, K.M., *Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Including Effects of Masonry Infill Walls*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2007.
7. 신중학, 김현산, “프레임 면내 조적채움벽의 내력 및 효율성에 관한 실질적 거동,” *대한건축학회논문집*, 제5권, 제1호, 173-182,

- 1989.
8. 장준호, 김영문, “비내진 저층 철근콘크리트 골조의 횡방향 반복 하중에 관한 거동,” 대한건축학회비행합논문집, 제4권, 제4호, 127-133, 2002.
 9. 이정환, 차승렬, 강대연, 오상훈, 이용재, 이원호, 김상대, “RC 프레임면내 조적채움벽의 내진성능 평가에 관한 실험적 연구,” 학술발표논문집, 대한건축학회, 제24권, 제1호, 39-42, 2004.
 10. 최호, “무보강 콘크리트 블록채움벽을 갖는 RC 프레임의 정적가력실험,” 대한건축학회논문집, 제23권, 제4호, 2007.
 11. ASCE, *Seismic rehabilitation of existing buildings*, ASCE/SEI 41-06, ASCE, Reston, Virginia, 2007.
 12. El-Dakhkhni, W.W., Mohamed E., Hamid, A.A., “Three-strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 2, 127-185, 2003.
 13. Dolsek, M., Fajfar, P., “Mathematical modelling of an infilled RC frame structure based on the results of pseudo-dynamic tests,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, Issue 6, 1215-1230, 2002.
 14. 황성록, 김진상, 윤태호, “조적기움벽을 고려한 기존학교건물의 비탄성거동,” 대한건축학회비행합논문집, 제10권, 제4호, 2008.
 15. 고현, 김현수, 박용구, 이동근, “비내력벽을 가진 RC모멘트저항골조의 지진거동 평가,” 한국지진공학회논문집, 제14권, 제5호, 13-22, 2010.
 16. 김희철, 김관중, 박진호, 홍원기, “지진하중을 고려한 비보강 조적조의 재료특성 평가에 관한 실험연구,” 한국지진공학회논문집, 제5권, 제2호, 93-101, 2001.
 17. 이원호, 이정환, 강대연, 양원직, “조적개체 재료특성에 관한 실험적 연구,” 대한건축학회논문집, 제20권, 제12호, 45-52, 2004.
 18. 한국시설안전공단, 국내실정에 맞는 취성파괴형 및 삼중수평저항 시스템 건축물의 내진성능평가기법 개발, 한국시설안전공단, 2008.
 19. Paulay, T., and Priestley, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, inc, New York, 1992.
 20. Stafford-Smith, B., and C. Carter, “A Method of Analysis for Infilled Frames,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 44, 1969.
 21. ATC, *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*, FEMA 306, FEMA, Washington, D.C., 1998.
 22. Riddington, J. R. and Stafford Smith, B., “Analysis of Infilled Frames Subject to Racking with Design Recommendations,” *The Structural Engineer*, Vol. 55, No. 6, 263-268, 1977.
 23. ATC, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC 40, California Seismic Safety Commission, California, 1996.