

# 2층 조적조의 지진하중에 의한 거동해석 및 균열평가

## Response Analysis and Crack Pattern Evaluation of Two Story Masonry Structure under the Seismic Load

김희철\*                      이경훈\*\*  
Kim, Hee Cheul      Lee, Kyung Hoon

### 국문요약

현재 국내에는 조적조 건물에 대한 내진규준이 마련되어 있지 않다. 반면 최근 들어 한반도에 발생하는 지진의 빈도수는 계속 증가하고 있어 조적조 건물에 대한 지진하중에 의한 평가가 이루어져야 한다. 본 연구에서는 2층 조적조 건물에 국내에서 발생 가능한 최대 지진가속도인 0.12g의 지진하중을 적용한 유한요소해석법에 의한 방법으로 동적해석을 수행한 결과, 2층에 비하여 1층에서 불안정한 거동이 발생하였다. 특히, 개구부 주위 및 테두리 보와 조적벽의 경계부분에서 허용응력을 초과하여 균열이 발생함을 알 수 있었다.

주요어 : 지진하중, 유한요소해석법, 동적 해석법, 비보강 조적조

### ABSTRACT

All brick masonry buildings are constructed without any structural limitation under earthquake load, in Korea. However, it is necessary to evaluate response for seismic loads since the number of earthquake occurrences in Korea is increasing. In this paper, the load resisting capacities of brick masonry buildings are investigated by finite element analysis method and the response due to seismic load are analyzed by applying 0.12g earthquake load. It was observed that the two story masonry building is not safe under the 0.12g earthquake load, especially at the first floor. The cracks were occurred under the bond beam and around the openings due to the stress concentration.

**Key words** : seismic load, finite element analysis method, dynamic analysis method, unreinforced brick masonry buildings

## 1. 서 론

우리 나라는 지진의 발생이 잦은 일본과 근접해 있음에도 불구하고 지진피해에 대한 대책은 매우 미약하며 그 위험 또한 느끼지 못하고 있다. 그러나 최근 한반도에서 발생하는 지진의 빈도수와 그 강도가 증가하고 있는 현상을 고려해 볼 때, 더 이상 지진에 대해서 안전하지 않다고 판단된다. 현재 우리 나라에서 건

축물에 적용하는 내진설계의 범위는, 1988년에 6층 이상 아파트 및 연면적 10,000m<sup>2</sup> 이상의 건물에 적용되었던 것이, 1996년 2월에 와서 5층 이상 아파트 및 연면적 5,000m<sup>2</sup> 이상의 건물로 확대되었다. 따라서 1988년 이전에 지어진 6층 이하이거나 연면적이 5,000m<sup>2</sup>를 초과하지 않는 건물들은 지진에 무방비상태로 방치되어 있다.

재료의 강도가 향상되고 시공기술이 발달됨에 따라 건축물은 고층의 형태로 발전되어 왔으나 아직도 많은 건축물들이 저층 구조물의

\* 정희원·경희대 건축공학과 조교수

\*\* 경희대 건축공학과 대학원 석사과정

형태를 갖추고 있다. 이러한 저층 구조물의 대부분을 차지하는 것이 조적조 건물이다. 조적조 건물에 대한 일반적인 규준은 제정되어 있으나 이 또한 제대로 시행되지 않고 있다. 이는 조적조 건물의 시공시 주로 현장의 조적조 기술자들의 경험에 의하여 건물이 축조되고 있기 때문이다. 이러한 실정을 감안하였을 때 조적조 건물의 지진하중에 대한 엄밀한 거동을 파악하여 지진에 대한 대비를 해야 할 것이다.

지진하중에 대한 거동평가를 위해서 UBC<sup>(1)</sup>에 나타나있는 조적조 건물의 내진설계에 대한 규준을 살펴보면, 일반적으로 조적조 구조물의 설계를 허용응력설계와 극한강도설계의 두 가지 방법으로 수행하고 있으며, 허용응력설계는 철근을 보강하는 경우와 보강하지 않는 경우로 구분하고 있다. 또한 지진구역 0과 지진구역 1에 건설되는 높이 10m미만의 건물에는 경험설계법(Empirical Design Method)에 의한 설계가 허용되고 있으며, 지진이 상대적으로 강한 지진구역 3과 지진구역 4에서는 허용응력을 조절함으로써 내진성능을 강화시키고 있다. 우리 나라의 조적조 주택은 대부분이 철근이 보강되지 않은 비보강 조적조의 구조로 되어있고, 지진가속도에 따른 지진구역은, 최대 지진가속도의 크기가 0.08g인 지진구역 1과 0.12g인 지진구역 2로 나누어져 있으므로 UBC의 허용응력설계와 경험설계법에 의한 설계방법을 토대로 연구를 수행한다.

앞에서 기술한 바와같이 국내에는 내진규준을 적용하지 않은 조적조 건물들이 언제 발생할지 모르는 지진이라는 자연재해에 아무런 대책 없이 노출되어 있다. 이러한 실정을 감안하여 본 연구에서는 저층 비보강 조적조 건물에 한반도에서 발생 가능한 최대 지진가속도의 지진하중이 작용하였을 때 나타나는 변위와 응력 등의 거동을 파악하고, 기존에 지어진 조적조 건물에 대한 안전성 여부를 평가하는 것을 그 목적으로 한다.

## 2. 조적조 건물에 대한 규준

현행 우리 나라의 건축법에 명시되어있는 조적식 구조물에 대한 규준을 살펴보면 내진에 관한 규정은 마련되어 있지 않고 일반적인 구조제한에 관한 내용만을 소개하고 있다. 반면 미국 UBC의 내진규준은 지진구역 0부터 지진구역 4까지 광범위하게 적용하고 있어 우리 나라의 조건에 맞는 지진구역 1과 지진구역 2의 내용만을 조사하여 본 연구에 반영하도록 한다.

### 2.1 국내 조적조 건물의 구조제한

우리 나라에서는 주요구조부가 조적조인 건축물은 높이를 13m(처마높이는 9m)미만으로 제한하고 있다. 또한 조적재를 쌓을 때에 사용하는 몰탈은 시멘트와 모래의 용적비가 1:3인 시멘트몰탈을 사용하여야 하고, 통줄눈으로 되지 않아야 하며, 편심하중이 작용하지 않도록 쌓아야 한다. 내력벽의 두께는 바로 위층의 내력벽의 두께 이상이어야 하며, 간막이 벽의 두께는 9cm이상으로 하여야 한다. 건축물의 각 층이 조적식 구조인 내력벽 위에는 그 층이 벽두께의 1.5배 이상인 철골구조 또는 철근 콘크리트구조의 테두리 보를 설치하여야 한다.

### 2.2 경험설계법

UBC에서는 지진가속도가 약한 지진구역 0에 대하여 경험법에 의한 설계를 허용하고 있으며, 그 내용은 다음과 같다.

- 1) 높이 제한: 횡하중을 받는 조적조 건물의 높이는 10.7m를 넘지 못한다.
- 2) 두께 제한: 조적조 전단벽의 최소 공칭두께는 203mm(8") 이다.
- 3) 횡하중에 저항하는 전단벽은 길이방향이 하중과 평행한 방향이 되도록 하여야 한다.
- 4) 난간벽의 두께는 203mm(8")이상이어야 하고 높이는 두께의 3배를 넘지 못한다.

### 2.3 허용응력설계법

1) 허용 축 압축응력

주요 구조부재인 조적식 기둥의 허용 압축 응력은 다음 식에 의해서 결정된다.

$$F_a = 0.25 f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h'}{140r} \right)^2 \right] \text{ for } h'/r \leq 99 \quad (1)$$

$$F_a = 0.25 f'_m \left( \frac{70r}{h'} \right)^2 \text{ for } h'/r > 99 \quad (2)$$

2) 허용 휨 압축응력

$$F_b = 0.33 f'_m \quad (3)$$

3) 조합적 압축응력의 단일 식

전단 조적벽에 압축력과 횡하중이 작용할 때 복합응력은 다음 식을 만족하여야 한다.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (4)$$

윗 식에서 횡하중이 풍하중이나 지진하중일 때는 다음 식을 만족하여야 한다.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.5 \quad (5)$$

4) 휨 부재의 허용 전단응력

$$F_v = 1.0 \sqrt{f'_m} \quad (6)$$

5) 전단벽의 허용 전단응력

$$F_v = 0.3 \sqrt{f'_m} \quad (7)$$

6) 휨 설계

휨에 의한 응력은 다음 식의 값을 초과하지 못한다.

$$f_b = \frac{Mc}{I} \quad (8)$$

7) 휨부재와 전단벽에서의 전단

휨부재와 전단벽에서의 전단 계산은 다음 식을 기초로 한다.

$$f_v = \frac{V}{A_e} \quad (9)$$

8) 벽돌의 탄성계수

$$E_m = 750 f'_m \quad (10)$$

9) 전단탄성계수

$$G = 0.4 E_m \quad (11)$$

### 3. 구조해석모델

본 연구에서 설정한 해석모델은 서울시 서초구 서초동의 전용주거지역에 위치하고 있으며, 길이(X방향)와 폭(Y방향)은 각각 12m와 13.2m이고 층고는 1층 3.3m, 2층 3.1m인 조적조 주택이다.(그림 1~그림 4) 건물의 바닥은 지반에 고정되어 있는 것으로 가정하고, 모델링에 사용되는 요소는 8개의 절점으로 이루어져 있는 solid element로써 바닥을 제외한 각각의 절점은 6개의 자유도를 갖는다. 벽체의 재료는 시멘트벽돌과 몰탈로, 테두리 보와 슬래브는 콘크리트로 이루어져 있으며 각 재료의 특성은 표 1과 같다. 이처럼 서로 다른 재료로 구성되어있는 조적벽은 벽돌과 몰탈의 접합부, 또는 테두리 보와 몰탈의 접합부가 취약하다는 것을 예측할 수 있다. 따라서 조적조 건물의 정확한 거동과약을 위해서는 각각의 재료의 특성에 대한 다양한 동적해석이 수행되어야 한다. 본 연구에서는 이러한 재료의 특성들 중에서 줄눈을 없애는 대신 벽돌요소에

적합한 solid element에 몰탈의 부착강도인  $4.1\text{kg/cm}^2$ 의 강도를 적용한 동적해석을 수행하였다.

표 1 재료의 특성

재료 특성	압축강도 ( $\text{kg/cm}^2$ )	탄성계수 ( $\text{kg/cm}^2$ )	프와송비	단위중량 ( $\text{kg/cm}^3$ )
시멘트 벽돌	50	$0.5 \times 10^9$	0.33	$0.257 \times 10^{-3}$
모르타르	100	$1.0 \times 10^9$	0.25	$0.257 \times 10^{-3}$
테두리 보 슬래브	210	$2.1 \times 10^9$	0.167	$2.4 \times 10^{-3}$

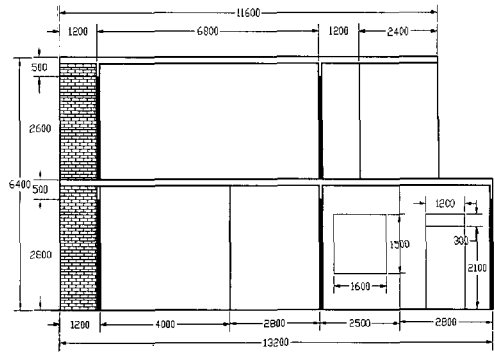


그림 3 A-A' 단면도

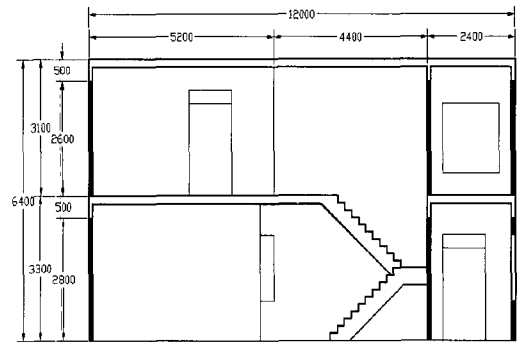


그림 4 B-B' 단면도

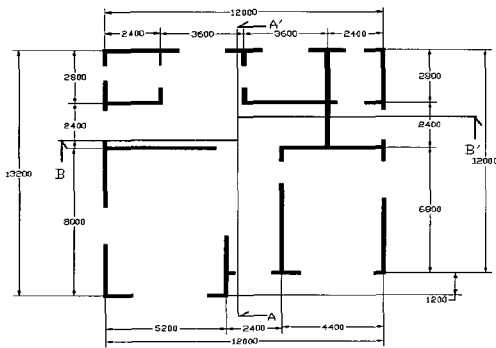


그림 1 1층 평면도

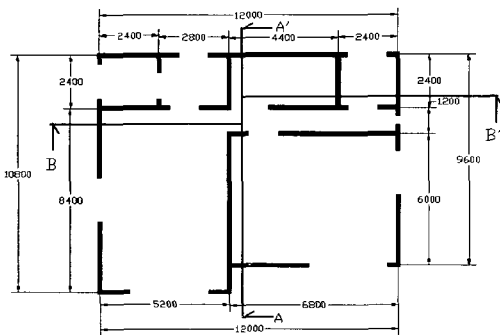


그림 2 2층 평면도

#### 4. 모델링

조적조 건물은 많은 벽돌로 이루어져 있어서 실제 건물과 똑같이 모델링을 할 경우 많은 요소와 절점이 소요될 뿐 아니라, 장시간의 해석시간이 요구되므로 보다 효율적인 해석을 위하여 다음과 같은 단계를 거쳐 요소의 수를 줄이고 해석시간을 단축한다.

- 1) 각 절점이 3개의 자유도를 갖고 있고 하나의 요소가 4개의 절점으로 이루어져 있는 plate element와, 각 절점이 6개의 자유도를 갖고 있고 하나의 요소가 8개의 절점으로 이루어져 있는 solid element를 사용하여 2차원 전단벽을 모델링 한다. 그림 5는 실제 구조물이 아닌 3차원 조적조 주택의 모델링에 적합한 요소를 찾기 위하여 임의로

설정된 해석모델이다.

- 2) 서로 다른 요소간의 거동과약을 명확하게 하기 위하여 지진가속도의 크기를 실제 가속도보다 큰 7.778g의 지진하중을 작용시킨다. 또한 각각의 요소들의 크기를 ‘길이×높이×두께’가 100×100×100mm, 200×100×100mm, 400×200×100mm인 세 가지 유형으로 모델링하여, 같은 요소로 이루어져 있고 요소의 크기가 서로 다른 모델의 거동을 비교한다.

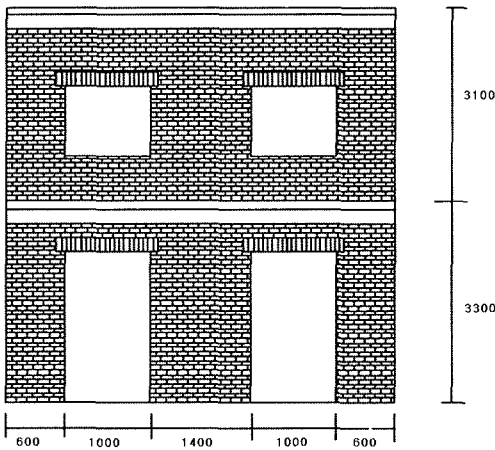


그림 5 2차원 전단벽의 해석 모델

- 3) 위와 같은 과정을 통해서 얻은 결과를 그림 6~그림 9의 변위와 응력에 대한 그래프로 표현하였다. 그림 6과 그림 7은 plate element를 사용한 전단벽의 변위와 응력을 나타낸 그래프이다. 그림 6에서 보는 바와 같이 변위는 높이가 높아짐에 따라 크게 나타났으며, 크기가 다른 세 요소의 차이는 거의 발생하지 않아 유사한 거동을 보이고 있다고 할 수 있다. 그림 7은 응력을 나타낸 그래프로써 전체적인 거동은 2층보다 1층에 많은 응력이 집중되는 현상을 알 수 있으며, 특히 1층 슬래브 하부에서 응력이 상승함을 알 수 있다. 이 그래프에서 알 수 있듯이 높이가 280cm(1층 슬래브 하부)인 부분에서

400×200×100mm를 사용한 해석모델의 응력이 다른 두 요소에 비해 다소 작게 발생하여 거동이 일치하지 않았음을 나타내고 있다. 그러나 해석모델에 적용한 지진하중이 한반도에서 발생 가능한 최대 지진가속도인 0.12g의 약 65배인 7.778g의 지진하중을 적용시킨 반면, 응력의 차이는 0.025kg/mm<sup>2</sup>로써 하중의 크기에 비해 많은 차이를 보인다고 할 수는 없다.

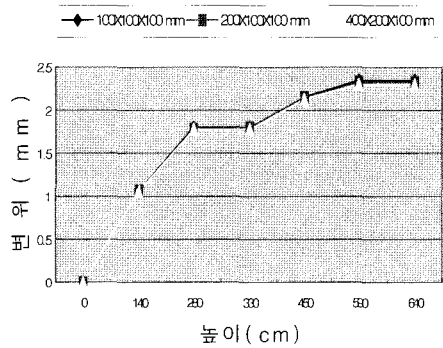


그림 6 plate element-변위

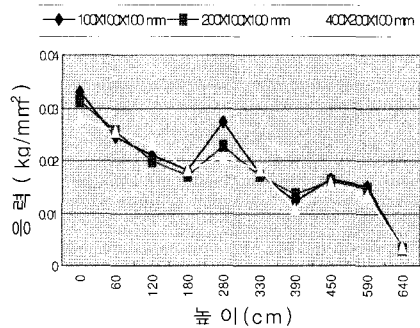


그림 7 plate element-응력

- 4) 그림 8과 그림 9는 세 종류의 서로 다른 solid element를 사용하여 2차원 동적해석을 수행한 결과로써 위에서 비교했던 plate element와의 차이가 발생하지 않았으며, 크기가 다른 세 종류의 요소를 사용한 모델의 거동 또한 매우 유사하게 나타났다.

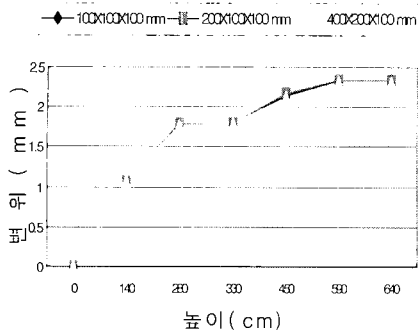


그림 8 solid element-변 위

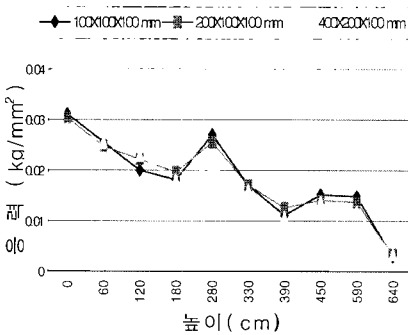


그림 9 solid element-응 력

5) 이러한 과정을 통하여 2차원 전단벽의 동적 해석에는 plate element와 solid element 모두가 적합한 것을 알 수 있었다. plate element는 solid element에 비해서 절점의 수가 적게 요구되므로 전단벽이나 슬래브와 같은 판 구조물의 FEM해석에 적합한 반면, 각 절점에서의 자유도가 3개로 구속되어 있어 3차원 해석에는 적합하지 않은 요소이다. 이와 비교해 볼 때, solid element는 절점의 수가 많이 요구되어 모델링이 다소 복잡하고 장시간의 해석시간이 소요되는 반면, 입체적인 거동을 할 수 있는 특성을 가지고 있어 3차원 해석에 적합한 요소이다. 이러한 이유로 본 연구에서는 크기가 400×200×100mm인 solid element를 사용하여 3차원 조적조 주택을 모델링하여 동적해석을 수행하였다.

## 5. 동적해석

### 5.1 동적해석의 이론적 고찰<sup>(2)</sup>

지진하중에 대한 구조물의 동적거동을 나타내는데 사용되는 선형 다자유도 시스템의 운동방정식(equation of motion)은 동적 평형방정식(dynamic equation of equilibrium)으로부터 다음 식과 같은 형태로 나타낼 수 있다.

$$[M] \cdot \{\ddot{y}\} + [C] \cdot \{\dot{y}\} + [K] \cdot \{y\} = \{P(t)\} \quad (12)$$

동적해석을 수행하기 위해서는 고유치해석이 선행되어야 하는데, 구조물의 고유주기(natural period)는 (12)식에서 감쇄계수 C와 동적하중 P(t)를 고려하지 않은 자유진동방정식(free vibration equation)에서 구할 수 있다.

$$[M] \cdot \{\ddot{y}\} + [K] \cdot \{y\} = \{0\} \quad (13)$$

식 (13)에서 고유치(eigenvalue)를 구하기 위하여 변위를 다음과 같은 sine함수 형태로 가정한다.

$$y = a \sin \omega t \quad (14)$$

이 변위 함수의 식을 (13)식에 대입하여 구조물의 고유치를 구할 수 있다.

### 5.2 시간이력해석

현재 국내에는 한반도에서 발생한 지진을 기록한 명확한 자료를 보유하고 있지 않다. 따라서 본 연구에서는 최대 지진가속도의 크기가 0.778g인 1979년 El Centro에서 발생한 지진자료를 국내 규준상 최대 지진가속도인 0.12g로 그 크기를 조절하여 해석모델에 적용시켰다. 지진하중은 X축, Y축 두 방향으로 적용시켰으며, 작용시간은 15초, 건물의 감쇠비는 2%를 고려하였다.

지진하중에 의한 저층 구조물의 거동은 저차모드의 영향이 지배적이므로 표 2의 고유치 해석 결과, 1차 모드에서 얻은 고유주기의 1/10인 0.03초의 간격으로 시간이력해석을 수행하였다. 시간이력해석은 구조물에 동적하중이 작용할 경우 동적 평형방정식의 해를 구하는 방법으로, 구조물의 동적특성과 가해지는 하중을 사용하여 시간에 대한 구조물의 거동을 파악하는 해석방법이다. 본 연구에서는 모드중첩법을 사용하여 시간이력해석을 수행하는 전산프로그램인 MIDAS<sup>(8)</sup>를 사용하였다.

표 2 고유치 해석

	1차	2차	3차	4차	5차
주기 (sec)	0.298	0.24	0.176	0.168	0.167
진동수 (cps)	3.353	4.169	5.694	5.94	5.99

### 5.3 동적해석 결과

동적해석의 결과를 고찰하기 위하여 그림 10~그림 12의 모드형상을 살펴보았다. 저층 구조물은 주로 저차 모드에서의 영향이 크게 나타난다. 그림 10의 첫 번째 모드형상과 그림 11의 두 번째 모드형상에서는 X방향과 Y방향의 변위에 의한 형상이 발생함을 알 수 있었으며, 특히 1층의 출입구와 창문(개구부) 주위에서 그 형상이 뚜렷이 발생하였다. 또한 수평 방향의 변위에 영향을 받아 자중으로 인한 축방향 변형이 매우 크게 발생하였다. 이러한 이유는 벽체의 강도를 몰탈의 부착강도의 특성을 갖게 하였기 때문에 축 방향으로 작용하는 자중에 대한 응력이 상대적으로 약해졌기 때문이다. 그림 12의 세 번째 모드형상을 살펴보면 변위에 비해서 비틀림 변형이 크게 발생하였음을 알 수 있었다. 이러한 현상은 수평력인 지진하중에 저항하는 하중과 평행한 방향의 전단벽의 강성과 각 층의 슬래브 강성으로 인

하여 발생하는 비틀림 변형의 형상이다.

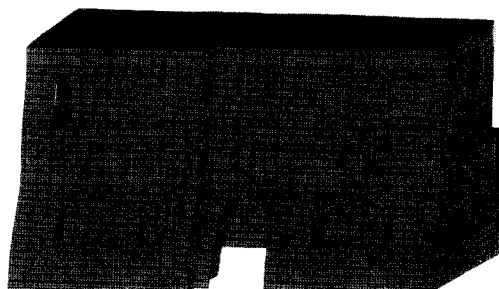


그림 10 1st mode shape

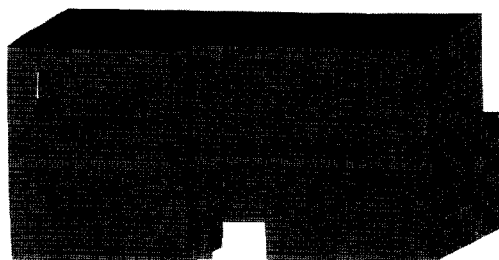


그림 11 2nd mode shape

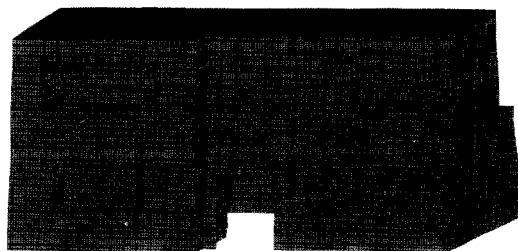


그림 12 3rd mode shape

본 연구에서는 지진하중과 자중을 고려한 동적해석을 수행하였다. 표 3은 자중을 고려한 경우와 자중을 고려하지 않은 경우의 변위를 각 층의 층 변위로 나타낸 표이고, 그림 13~

그림 16은 각각의 경우에 대하여 작용한 하중의 방향에 따른 변위가 높이에 따라 변하는 결과를 나타낸 그래프이다.

자중을 고려한 경우를 살펴보면, X방향으로 지진하중을 작용시켰을 때 건물의 상부에서 최대 변위가 발생하였고, 중력방향인 Z방향의 변위가 X방향의 최대 변위보다 약 6.5배정도 더 발생하였다. 반면 자중을 무시하고 X방향으로 지진하중을 작용시킨 경우에는 Z방향의 변위가 거의 발생하지 않았다. 자중으로 인한 이러한 구조물의 변형은 향후 재료의 강도를 벽돌의 압축강도나 몰탈의 압축강도 또는 몰탈의 전단강도 등의 여러 가지 다양한 조건으로 해석을 수행하여 실제 거동과 유사한 결과를 얻어내는 연구가 요구된다.

자중을 고려하고 Y방향으로 지진하중을 작용시킨 경우에는 하중을 가한 Y축에서의 변위가 X축의 변위보다 작게 발생하였지만, 지진하중만을 고려한 경우에는 Y방향에서의 변위가 더 크게 발생하였다. 이러한 현상이 횡하중에 저항하는 강축이 Y축이고 약축이 X축이기 때문에 나타난 현상이라면 자중을 고려하지 않은 경우에도 X방향에서의 변위가 더 크게 발생되어야 했겠지만 결과는 그렇지 않았다는 것을 알 수 있었다. 횡하중에 저항하는 전단벽의 강성은 매우 중요한 요소이지만 본 연구에서의 해석모델에서는 그러한 부분에 대한 영

향은 크게 나타나지 않았다. 따라서 자중을 고려하고 Y방향으로 지진하중을 작용시켰을 때 X방향에서의 변위가 더 크게 발생하는 이유는 재료의 축 방향 강도가 약하기 때문에 나타나는 거동으로 판단된다.

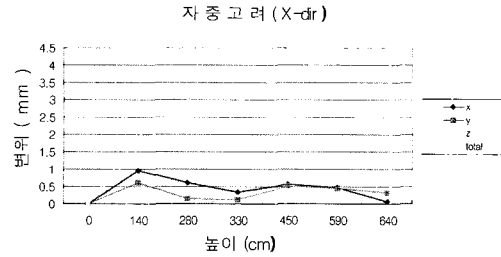


그림 13 변 위-X 방향으로 하중 작용

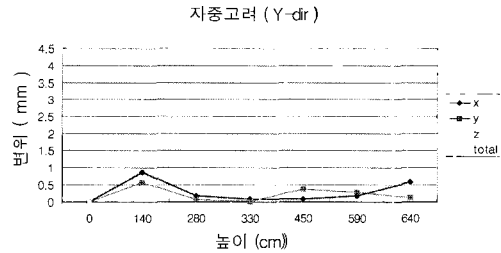


그림 14 변 위-Y 방향으로 하중 작용

표 3 변위

단위: mm

지진가속도	하중방향	축	자중을 고려한 경우			자중을 고려하지 않은 경우		
			층변위		층간 변위	층변위		층간 변위
			1층	2층		1층	2층	
0.12g	X	x	0.357	<b>0.624</b>	0.267	0.566	<b>0.845</b>	0.279
		y	0.129	0.318	0.189	0.2	0.39	0.19
		z	2.924	<b>4.113</b>	1.189	0.12	<b>0.14</b>	0.02
		total	2.948	4.125	1.177	0.612	0.94	0.328
	Y	x	0.079	<b>0.59</b>	0.511	0.139	0.194	0.055
		y	0.015	0.13	0.115	0.307	<b>0.577</b>	0.27
		z	2.912	4.11	1.198	0.047	0.113	0.066
		total	2.913	4.15	1.237	0.341	0.619	0.278



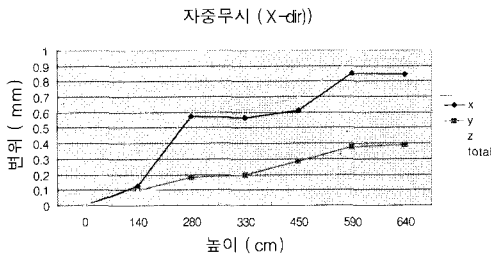


그림 15 변 위-X 방향으로 하중 작용

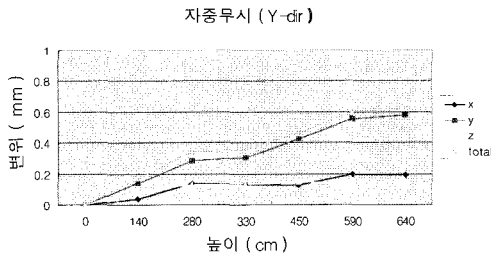


그림 16 변 위-Y 방향으로 하중 작용

동적해석을 수행한 구조물의 전단응력을 살펴보면, 표 4는 자중의 1.2배와 1.0배를 고려한 경우와 자중을 고려하지 않은 경우에 대한 결

과를 나타낸 표이며, 그림 17~그림 19는 각각의 경우에 대한 결과를 그래프로 보여준 그림이다.

부착강도를 고려한 허용전단응력은 6.0kg/cm<sup>2</sup>로써, 자중의 1.2배를 고려한 경우에는 X 방향으로 지진하중을 작용시켰을 때 1층 바닥에서 허용응력을 조금 초과하고 있고, 1층과 2층 개구부와 2층 바닥, 옥상층 슬래브 하부에서 약 1.3배 가량 허용응력을 초과하고 있다. 가장 많은 응력이 집중되는 부분은 2층 슬래브 하부로서 약 1.75배 가량의 초과 응력이 발생하여 매우 불안전하다고 할 수 있다. 자중을 고려하지 않은 경우 응력의 크기는 허용응력에 비해 매우 작게 발생하였으나 역시 2층 슬래브 하부에서 최대 응력이 발생하였고, 자중의 1.0배를 고려한 결과에서도 개구부 주위에서 허용응력에 가까운 응력분포와 2층 슬래브 하부에서 최대 응력이 발생하였다.

이러한 현상을 고찰하였을 때 조적조 건물은 2층 슬래브 하부와 개구부 주위가 불안정한 거동을 보이고 있음을 알 수 있었다. 그림 20~그림 23은 지금까지 수행한 동적해석 결과를 구조물의 균열형상으로 나타낸 그림이다.

표 4 전단응력

단위: kg/cm<sup>2</sup>

지진가속도	위치	자중의 1.2배를 고려한 경우		자중의 1.0배를 고려한 경우		자중을 고려하지 않은 경우	
		X 방향	Y 방향	X 방향	Y 방향	X 방향	Y 방향
0.12g	1층 바닥	6.15	5.07	5.78	5.01	0.4	0.5
	0.6m	4.12	4.18	3.98	3.97	0.27	0.3
	1층 개구부	6.53	6.24	6.43	6.21	0.53	0.52
	1층 슬래브 하부	10.5	10.4	8.4	8.2	2.0	1.1
	2층 바닥	6.79	6.24	6.32	6.2	1.06	1.0
	2층 개구부	3.11	2.13	2.95	2.78	0.27	0.2
	2층 슬래브 하부	6.57	6.24	6.13	5.97	0.4	0.38
	6.4m	2.23	2.19	2.01	1.87	0.25	0.17

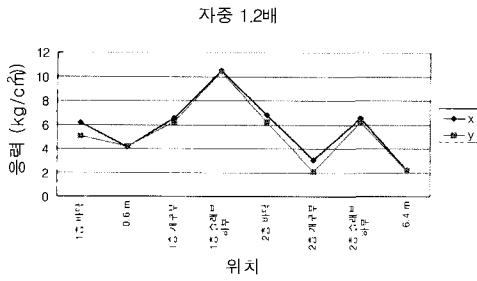


그림 17 전단응력

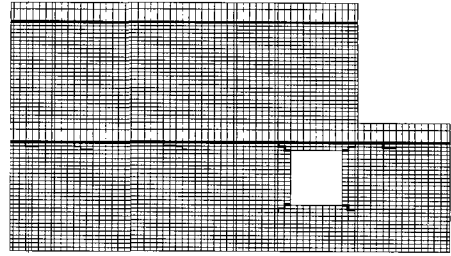


그림 21 우측면도

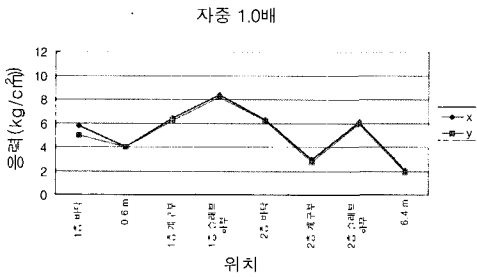


그림 18 전단응력

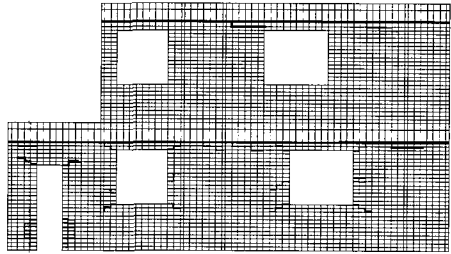


그림 22 좌측면도

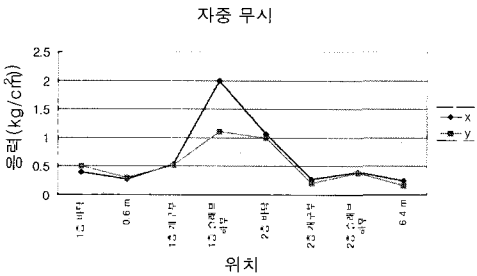


그림 19 전단응력

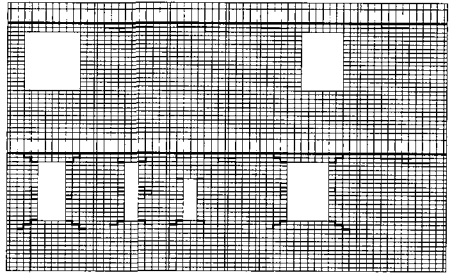


그림 23 배면도

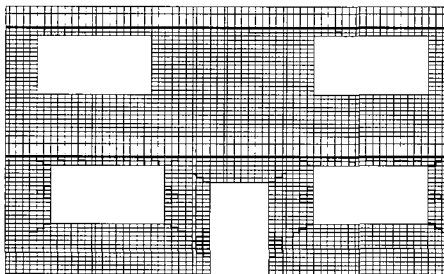


그림 20 정면도

## 6. 결론 및 향후 연구과제

본 연구에서는 국내 조적조 건물의 일반적인 구조 제한과 UBC의 경험법설계과 허용응력설계법에 의한 내진기준에 대한 내용을 토대로, 인구 밀집지역인 서울시 서초구의 전용주거지역에 위치한 2층 조적조 주택에 대한 동적해석을 수행하였다. 벽돌로 이루어진 조적조 건물의 모델링에 적합한 요소인 solid element를 사용하

여 2차원 전단벽과 실제 건물의 3차원 동적해석을 수행하여 부분적인 거동과 건물의 전체적인 거동을 살펴서 안전성 여부를 평가하였다.

주요구조부가 조적식 구조로 되어있는 2층 조적조 건물에 지진하중을 작용하여 동적해석을 수행한 결과, 지진하중이 작용하는 방향과 평행한 방향으로 세워져있는 전단벽은 다른 부분에 비해 상대적으로 강성이 뛰어나지만 개구부 주위에서 응력이 집중되는 현상이 나타났다. 응력 집중현상은 2층에 비해서 1층 개구부 주위에서 크게 나타났으며, 2층과 옥상층의 슬래브 하부에서도 허용응력을 초과한 응력이 발생하는 것을 알 수 있었다. 응력의 초과는 2층 슬래브 하부와 개구부에서 자중의 1.2배를 고려한 경우 최고 1.75배 가량 발생하여 매우 불안정하다고 볼 수 있다. 또한, 1층 바닥에서도 허용응력에 가까운 응력이 발생하여, 2층 슬래브 하부와 개구부 주위에 지진하중에 대한 보강이 요구되는 것으로 나타났다.

본 연구에서는 실제 모델과 똑같이 모델링하여 동적해석을 수행한 2차원 전단벽의 지진하중에 대한 거동을 살펴본 결과 벽돌과 몰탈의 접합부위에서 응력이 집중되는 현상을 알 수 있었다. 따라서 3차원 건물의 모델링에서는 요소의 수를 줄이고 해석시간을 단축하기 위하여 몰탈 줄눈을 없애는 대신 각 요소의 강도를 몰탈의 부착 강도인  $4.1\text{kg}/\text{cm}^2$ 를 적용하였다. 그 결과 횡방향 거동은 실제 모델과 유사하게 나타난 반면 자중으로 인한 중력방향의 거동이 크게 나타남에 따라 이러한 거동이 구조물 전체 해석에 대한 영향을 준다고 판단되어, 자중에 대한 불필요한 거동을 배제하기 위한 모델링 방법을 개선해야 할 것이다. 또한 몰탈 줄눈을 고려하여 각각의 요소에 적합한 강도를 적용한 해석이 수행되어야 할 것이며, 많은 요소가 소요됨에 따라 해석시간이 길어지는 문제점을 해결하기 위하여 simplified model을 개발하는 연구가 이루어져야 한다.

조적조 건물의 내진설계는 철근으로 보강하는 방법과 wire mesh를 벽체의 내부에 결속시키는 방법 등이 있으나, 현재 국내에서는 어떠한

방법도 고려하고 있지 않으므로 향후 보강 대책과 내진설계에 대한 연구와 실험이 지속적으로 이루어져서 국내 조적조 내진규준제정에 자료를 제시하여야 할 것이다.

## 감사의 글

본 연구는 한국 과학재단 지원, 지진공학연구센터(KEERC)의 연구비 지원에 의하여 이루어졌음을 밝히며 지원에 감사드립니다.

## 기 호 정 리

- $A_e$  : 벽돌의 유효 면적
- $E_m$  : 벽돌의 탄성계수
- $F_a$  : 기둥의 허용 축압축응력
- $F_b$  : 허용 휨응력
- $F_v$  : 허용 전단응력
- $f'_m$  : 벽돌의 28일 압축강도
- $f_a$  : 설계 압축응력
- $f_b$  : 설계 휨응력
- $f_v$  : 설계 전단응력
- $G$  : 벽돌의 전단 탄성계수
- $h'$  : 벽체 높이
- $r$  : 회전 반경
- $V$  : 총 전단력
- $M$  : 구조물의 질량 (mass)
- $C$  : 감쇠계수 (damping factor)
- $K$  : 구조물의 강성 (stiffness)
- $P$  : 지진하중
- $y$  : 변위,  $\dot{y}$  : 속도,  $\ddot{y}$  : 가속도

## 참 고 문 헌

1. International Conference of Building officials, *Uniform Building Code*, Vol. 2, 1997, pp. 214~235.

2. Paz, M., *Structural Dynamics*, 4th ed., Chapman and Hall, New York, 1997, pp. 3~95.
4. Paulay, T. and Priestley, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, New York, 1992, pp. 532~573.
5. David, S. B., *Finite Element Analysis*, 1st ed., Addison-Wesley Publishing Company, California, 1978, pp. 547~790.
6. Costley, A.C. and Abrams, D.P., *Dynamic Response of Unreinforced Masonry Buildings with Flexible Diaphragms*, NCEER-96-0001, 1996, pp. 11~153.
7. Abrams, D.P. and Calvi, G.M., *Proceedings of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings*, NCEER-94-0021, 1994, pp. 3-27~3-57.
8. POSCO Engineering & Construction Co., Ltd, *MIDAS-GEN*, Vol. I ~Vol. IV, 1998.