

## 증분동적해석을 통한 비보강 조적벽식 건물의 내진성능 평가

### Seismic Performance Assessment of Unreinforced Masonry Wall Buildings Using Incremental Dynamic Analysis

권 기 혁<sup>1)</sup>      김 만 회<sup>2)</sup>      김 형 준<sup>3)\*</sup>  
Kwon, Ki Hyuk      Kim, Man Hoe      Kim, Hyung Joon

#### Abstract

The most common housing type in Korea is low-rise buildings with unreinforced masonry walls (UMWs) that have been known as a vulnerable seismic-force-resisting system (SFRS) due to the lack of ductility capacities compared to high lateral stiffness of an UMW. However, there are still a little experimental investigation on the shear strength and stiffness of UMWs and on the seismic performance of buildings using UMWs as a SFRS. In Korea, the shear strength and stiffness of UMWs have been evaluated with the equations suggested in FEMA 356 which can not reflect the structural and material characteristics, and workmanship of domestic UMW construction. First of all, this study demonstrates the differences in shear strength and stiffness of UMWs obtained from between FEMA 356 and test results. The influence of these differences on the seismic performance of UMW buildings is then discussed with incremental dynamic analyses results of a prototype UMW building that were selected by the site survey of more than 200 UMW buildings and existing test results of UMWs. The seismic performance assessment of the prototype UMW building are analyzed based on collapse margin ratios and beta values representing uncertainty of seismic capacity. Analysis results show that the seismic performance of the UMW building estimated using the equations in FEMA 356 underestimates both a collapse margin ratio and a beta value compared to that estimated by test results. Whatever the estimation is carried out two cases, the seismic performance of the prototype building does not meet the criteria prescribed in a current Korean seismic code and about 90% collapse probability presents for more than 30-year-old UMW buildings under earthquakes with 2400 return years.

Keywords : Unreinforced masonry walls, Shear strength, Seismic performance, Incremental Dynamic analyses, Collapse margin ratio, Beta value

#### 1. 서론

1970년대 이후 경제발전으로 인하여 대도시로의 인구유입이 급속히 진행되면서, 도시의 팽창과 함께 주택의 공급 부족현상이 심각한 상황에 이르렀다. 이러한 주택 공급부족현상을 해결하고자 비보강 조적조 공동주택(연립주택)과 단독주택이 대규모로 건설되었다. 이후에도 도시의 주택난 해결을 위해 조적조 공동주택이 많이 건축되었으며, 현재에도 많은 수의 조적조 주택이 남아 서민들의 주거공간으로서 역할을 하고 있다. 현재 남아있는 대부분의 조적조 건축물은

70~90년 사이에 지어진 낡고 노후화된 3층 이하의 건축물로서 내진설계 대상 건축물에 포함이 되어 있지 않다. 또한 조적조 건축물은 한 지역에 대규모로 밀집되어 있어 지진이 발생할 경우 대규모 피해가 예상되고 있다. 이란 및 대만, 터키 지진 사례에서 보듯이 조적조 건축물의 경우 지진과 같은 횡하중을 받으면 다른 구조물에 비해 큰 손상을 입게 되는 것을 알 수 있다. 이는 조적조 건축물의 경우 기둥이 없는 벽식 구조로서 수직하중에 대해서는 충분한 강성을 가지고 있지만 횡하중에 대해서는 연성능력이 취약하다는 단점을 가지고 있다.

1) 정회원, 서울시립대학교 건축공학과 교수  
2) 학생회원, 서울시립대학교 건축공학과 석사과정  
3) 정회원, 서울시립대학교 건축공학과 부교수, 교신저자

\* Corresponding author : hyungjoonkim@uos.ac.kr  
• 본 논문에 대한 토의를 2013년 6월 30일까지 학회로 보내주시면 2013년 7월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

조적조 건축물에 대한 국내연구는 주로 보강방법에 대한 연구가 주를 이루고 있으며 (Kwon Ki-Hyuk et al., 2007; Lee, 2006), 내진설계 대상에서 제외되는 비보강 조적벽체의 내진성능에 대한 연구 (Kang Sung-Hoon et al., 2010; Lee Bong-Keun et al., 2002 & 2003; Yi Waon-Ho et al., 2004 & 2005; Lee, 2006; Chang, 2002)는 간헐적이며, 단편적으로 이루어지고 있다. 이와 같은 현실로 인하여, 조적조 건축물의 내진성능평가 방법 (Korea Infrastructure Safety Corporation, 2008 & 2011)은 국내 비보강 조적벽체의 특성을 적절하게 반영했다고 보기 힘든 미국의 기준 (FEMA 356, 2000)을 주로 준용하여 사용하고 있다. 이로 인하여 설계지진 발생 시 주요 횡력요소로 비보강 조적벽체를 사용하는 건축물의 실제 내진성능과 미국의 기준에 의한 예상 내진성능과의 현저한 차이가 있을 것으로 판단된다. 하지만, 이에 대한 심도 깊은 정량적인 연구가 거의 전무한 실정이다.

2009년에 개정된 국내 건축구조 설계기준 (Architectural Institute of Korea, 2009)은 탄성 및 강도설계를 기반으로 하며, 2400년 재현주기의 유효지반가속도를 가진 지진의 스펙트라 가속도 (Spectral Acceleration)를 사용하고 있다. 구조물 설계에 사용되는 2400년 재현주기의 지진에 의한 스펙트라 가속도는 2/3라는 계수를 곱하여 설계지진으로 규정하고, 구조물별 지진에너지 소산능력을 고려한 반응수정계수를 적용시켜 지진하중을 산정하게 된다. 국내 건축구조 설계기준은 국내에 건설되는 건축물에 대하여 2400년 재현주기의 유효지반가속도를 가진 지진이 발생했을 때 건축물이 낮은 붕괴확률을 가지도록 설계되어야 함을 암시적으로 제시하고 있다. 이는 미국의 구조물 내진성능기준 (ASCE/SEI, 2005)과 유사한 건축물의 내진성능기준이다. 구조물 횡력저항시스템의 반응수정계수, 시스템 초과강도계수, 변위중폭계수와 같은 내진설계변수를 보다 합리적이며, 직접적인 방법으로 산정할 수 있는 방법론을 제시하고 있는 FEMA P695 (2008)에서는 2400년 재현주기의 지진에 대하여 건축물은 10%보다 낮은 붕괴확률을 내진성능 기준으로 제시하고 있다. 또한 붕괴여유비 (Collapse Margin Ratio, CMR)와 베타값 ( $\beta$  value)를 추가적인 내진성능 기준으로 사용하고 있다. 여기서, 붕괴여유비는 2400년 재현주기의 스펙트라 가속도 대비 구조물이 저항할 수 있는 스펙트라 가속도의 중간값의 비로 정의되며, 베타값은 구조성능 측면에서의 불확실성을 나타내는 지표로 정의할 수 있다.

본 연구에서는 우선 국내외에서 수행된 비보강 조적벽체 실험데이터와 국내의 비보강 조적벽체의 진단강도를 예측하는데 주로 사용하고 있는 FEMA 356 (2000)과 비교를 통하

여 서로 매우 상이함을 보여주고자 한다. 이 차이가 국내 조적조 건축물의 내진성능에 미치는 영향을 증분동적해석에 의한 내진성능평가 방법을 통하여 조사하고자 한다. 아울러, 본 연구에서 사용한 표본 조적조 건축물의 시간 경과에 따른 지진에 대해 취약한 정도를 정량적으로 제시하고자 한다.

이상의 연구목적을 달성하기 위하여 다음과 같은 연구방법을 통하여 연구를 진행하였다.

- (1) 현재 건립되어 있는 비보강 조적조 건축물에 대한 현황조사
- (2) 국내외에서 수행된 비보강 조적벽체 실험 데이터를 수집하여 FEMA 356에서 제시하고 있는 진단강도를 비교하여 실험데이터와의 유사성 파악
- (3) 현황조사 결과와 실험 데이터 분석을 통한 표본 조적조 건축물 선정
- (4) 표본 조적조 건축물의 해석 모델 수립
- (5) 표본 조적조 건축물의 횡방향 저항력과 모델링의 적정성 파악을 위한 비선형 정적해석 (Nonlinear Static Analyses) 수행
- (6) 40개의 Far-Field 지진 데이터를 이용한 증분동적해석 (Incremental Dynamic Analyses) 수행
- (7) 표본 조적조 건축물의 붕괴여유비와 베타값을 통한 내진성능기준 부합여부 판단

## 2. 기존 연구 및 현황조사

기존 연구 및 현황조사에서는 실험데이터와 FEMA 356의 진단강도 차이를 알아보기 위해 국내·외에서 실시된 비보강 조적벽체 실험데이터를 수집하고 표본 건축물 선정에 필요한 건축물의 바닥면적, 벽률 등 주요 현황을 알아보기 위해 현재 건립되어 있는 조적조 건축물의 현황조사를 실시하였다.

### 2.1 현황조사

본 연구를 위하여 현재 서울시에 건립되어 있는 비보강 조적조 건축물에 대한 현황조사를 실시하였다. 현황조사 대상 건축물은 289개소 (단독주택 90개소, 다세대주택 165개소, 근린생활시설 34개소)로 용도에 따라 내진성능에 영향을 미치는 층수, 바닥면적, 벽률을 조사하였다.

Fig. 1(a)의 조사결과에서 보듯이, 층수는 단독주택 1층이 약 58%, 2층은 약 39%로 전체의 97% 정도를 차지하고 있으며, 다세대 주택과 근린생활시설은 2층이 각각 52.1, 58.8%

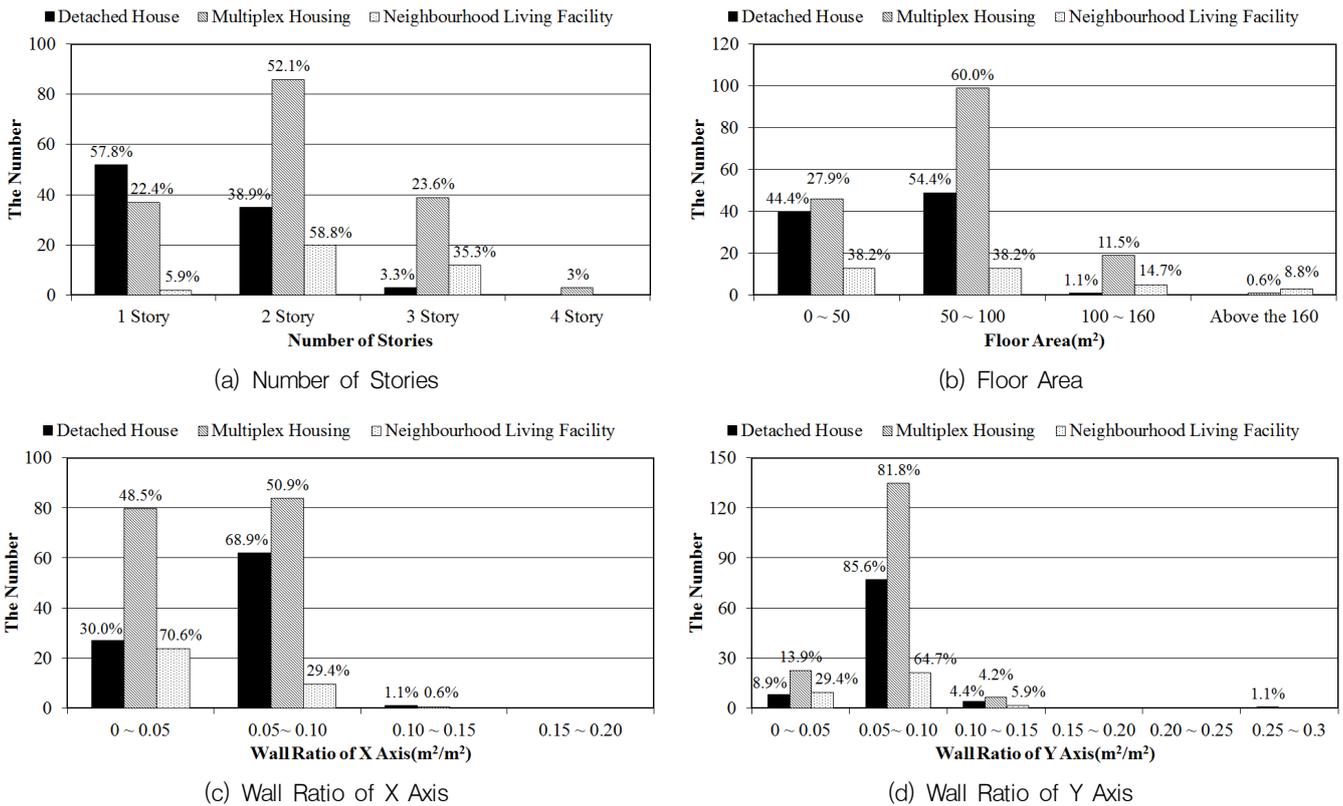


Fig. 1 Results of Site Investigation

로 대부분의 조적조 건축물이 3층 이하인 것으로 나타났다.

Fig. 1(b)의 바닥면적에 대한 현황조사 결과에서 보듯이 단독주택, 다세대주택, 근린생활시설 모두 100m<sup>2</sup> 이하의 면적이 대부분을 차지하고 있으며, 평균 바닥면적은 각각 57.8, 67.9, 71.7m<sup>2</sup>으로 나타났다.

단독주택의 X방향 (Fig. 1(c))과 Y방향 (Fig. 1(d))의 평균 벽률은 각각 0.057, 0.068로 나타났으며, 0.05~0.10의 벽률이 각각 68.9, 85.5%로 가장 높게 나타났다. 다세대주택은 각 방향별 평균 벽률이 각각 0.053, 0.065로 나타났으며, X방향의 경우 0~0.05와 0.05~0.10의 벽률이 비슷하게 나타났고 Y방향의 경우에는 0.05~0.10에서 81.8%로 가장 큰 분포를 나타냈다. 근린생활시설의 경우 X방향과 Y방향의 평균 벽률은 각각 0.039, 0.056로 나타났으며, X방향의 경우 0~0.05이 70.6%, Y방향은 0.05~0.10이 64.7%로 나타났다.

## 2.2 조적벽체 실험데이터

조적벽체의 전단강도와 FEMA 356에서 규정하고 있는 전단강도 사이의 차이와 표본 건축물을 선정하기 위해 국내·외에서 실시된 비보강 조적벽체 실험데이터를 수집하여 Table 1

에 정리하였다. 수집한 실험데이터는 우리나라에서 건립되고 있는 조적조 건축물의 주요 재료인 콘크리트벽돌과 시멘트 모르타르를 사용하여 제작한 비보강 조적벽체 실험데이터이다. 실험데이터는 총 28개이며, 1/2 축소 실험데이터는 3개 (T11~13)이다. 실험데이터는 개구부를 포함한 데이터가 6개이며, 두께는 0.5B~2.0B까지 다양하였다. 또한 형상비 ( $h/l$ )는 0.5~2.33이고 프리즘압축강도 ( $f'_m$ )는 6.1~22.0MPa로 다양하였다.

## 2.3 FEMA 356

FEMA 356에서는 조적벽체의 축응력, 형상비, 재료의 특성 등을 변수로 하여 비보강 조적벽체의 4가지 파괴모드에 대한 전단강도식을 다음과 같이 제시하고 있다. 특히 사인장 파괴 (Diagonal Tension Cracking)와 양단부 압축파괴 (Toe Crushing)는 취성파괴로 분류하여 안전측으로 평가하고 있다.

$$V_{bjs} = \frac{0.75(0.75v_{te} + P_{CE}/A_n)}{1.5} A_n \quad (1)$$

Table 1 Experimental Data of the Unreinforced Masonry Wall

No.	$h/l$	$A_n$ [cm <sup>2</sup> ]	$t$	$f'_m$ [MPa]	$f_a$ [MPa]	Opening	$V_{test}$ [kN]	
A	T01	2.33	4800	2.0B	6.1	0.241	–	56.7
	T02	2.33	4800	2.0B	6.1	0.339	–	70.0
	T03	0.50	12000	1.0B	6.1	0.289	–	304.9
	T04	0.50	12000	1.0B	6.1	0.451	–	406.0
B	T05	1.00	5130	1.0B	6.3	0.09	–	85.80
	T06	1.00	5130	1.0B	6.3	0.25	–	133.80
	T07	1.00	2430	0.5B	6.3	0.25	–	105.80
	T08	2.25	2280	1.0B	6.3	0.25	–	36.60
	T09	1.50	3420	1.0B	6.3	0.25	–	70.8
	T10	0.75	6840	1.0B	6.3	0.25	–	199.7
C	T11	2.00	2395	1.0B	11.1	0.301	–	27.2
	T12	2.00	1790	1.0B	11.1	0.301	○	24.5
	T13	2.00	1240	1.0B	11.1	0.301	○	13.1
D	T14	1.00	5130	1.0B	8.8	0.25	–	100.6
	T15	1.50	7790	1.0B	8.8	0.25	–	180.0
	T16	2.00	10260	1.0B	8.8	0.25	–	273.8
	T17	1.00	2261	1.0B	8.8	0.25	○	60.2
	T18	1.00	3211	1.0B	8.8	0.25	○	44.7
	T19	2.00	4541	1.0B	8.8	0.25	○	181.0
	T20	2.00	5491	1.0B	8.8	0.25	○	168.0
E	T21	0.67	4800	2.0B	9.3	0.26	–	138.5
	T22	1.00	4800	2.0B	9.3	0.26	–	90.4
	T23	1.33	4800	2.0B	9.3	0.26	–	64.7
F	T24	0.50	7854	1.5B	22	0.525	–	429.6
	T25	0.67	6006	1.5B	22	0.350	–	203.0
G	T26	0.60	7897	1.5B	22	1.050	–	693.9
	T27	0.60	7897	1.5B	22	0.385	–	324.7
	T28	0.60	7897	1.5B	22	0.595	–	364.8

A : Experimental Study on Seismic Resistance of A Unreinforced Cement Brick Building (Chang, 2002)

B : Shear Capacity of Unreinforced Masonry Wall (Lee et al., 2005)

C : An Experimental Study on the Improvement of Seismic Resistant Capacity for the Unreinforced Masonry Building (Lee, 2005)

D : Development of Seismic Performance Evaluation of Buildings with Brittle Failure Models and Triple-Lateral-Force-Resisting Systems (Korea Infrastructure Safety Corporation, 2008)

E : Rocking Capacity of Unreinforced Masonry Walls (Kang et al., 2010)

F : Strength and Behavior of Unreinforced Masonry Elements (Abrams, 1992)

G : Repair and Retrofit of Unreinforced Masonry Structures (Manzouri et al., 1996)

$$V_r = 0.9\alpha P_{CE} \left( \frac{L}{h_{eff}} \right) \quad (2)$$

$$V_{dt} = f'_{dt} A_n \left( \frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (3)$$

$$V_{tc} = \alpha P_{CE} \left( \frac{L}{h_{eff}} \right) \left( 1 - \frac{f_a}{0.7f'_m} \right) \quad (4)$$

여기서,  $\alpha$ 는 경계조건 (캔틸레버 : 0.5, 양단 고정 : 1.0),

$P_{CE}$ 는 벽체에 작용하는 축하중,  $L$ ,  $h_{eff}$ 는 각각 벽체길이와 유효 높이이며,  $A_n$ 은 벽량,  $f'_m$ 은 조적조 압축강도 ( $f'_m = f'_{me}/1.6$ ),  $f_a$ 는 벽체에 작용하는 압축응력,  $f'_{me}$ 는 프리즘압축강도,  $v_t$ 는 모르타르 전단강도,  $f'_{dt}$ 는 사인장 전단강도이다.

전단강도는 위에서 제시하고 있는 4가지 전단강도 중 가장 작은 값으로 선정한다. 또한 비보강 조적벽체의 강성을 추정하는 식은 벽체의 양 끝단의 지점 조건에 따라 캔틸레버 형

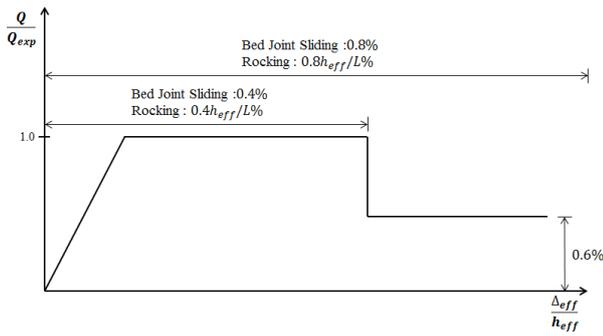


Fig. 2 Idealized Force-Deflection Relation for Unreinforced Masonry Walls

태인 경우 식 (5)를 사용하며, 양단 고정은 식 (6)을 사용하도록 제시하고 있다.

$$k = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{3E_m I_g} + \frac{h_{eff}}{A_v G_m}} \quad (5)$$

$$k = \frac{1}{\frac{h_{eff}^3}{12E_m I_g} + \frac{h_{eff}}{A_v G_m}} \quad (6)$$

여기서,  $h_{eff}$ 는 유효 높이,  $A_v$ 는 전단 면적,  $E_m$ ,  $G_m$ 은 탄성계수와 전단계수,  $I_g$ 는 단면2차 모멘트이다.

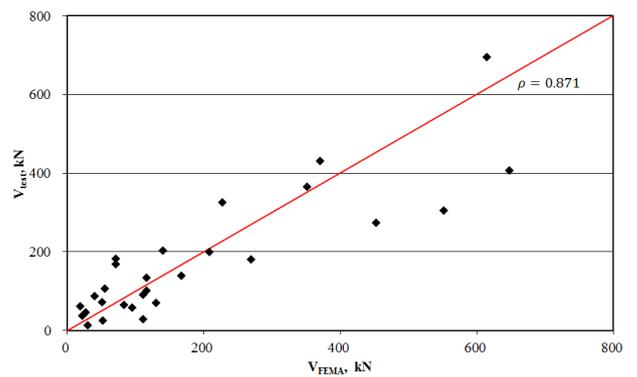
항복 후 연성비는 취성과괴로 분류된 사인장파괴와 양단 부 압축파괴를 제외한 강체회전파괴 (Rocking)와 수평줄눈 미끄러짐 파괴 (Bed Joint Sliding)에 대해 Fig. 2와 같이 규정하고 있다.

### 3. 내진성능평가

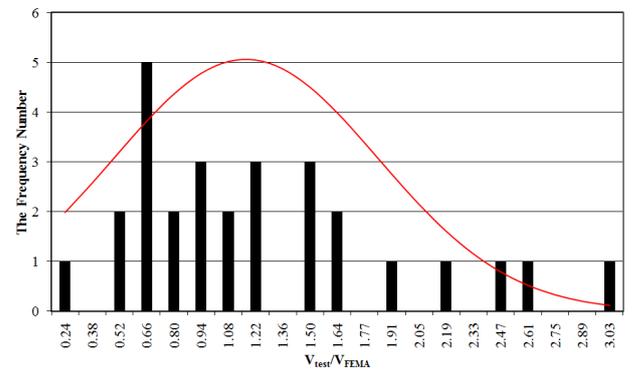
#### 3.1 실험데이터와 FEMA 356의 전단강도 비교

상관계수  $\rho$ 와 정규분포를 이용하여 실험데이터와 FEMA 356의 전단강도를 비교하였다.

실험데이터  $V_{test}$ 와 FEMA 356의 전단강도  $V_{FEMA}$ 의 상관계수는 0.871이며, 주요 파괴거동은 강체회전파괴로 나타났다. 실험데이터와 FEMA 356에서 제시하고 있는 전단강도의 비교에 따른 정규분포 포락선 (Fig. 3(b)의 빨간 실선)에 의하면, 평균  $V_{test}/V_{FEMA}$ 는 1.168이고 표준편차는 0.676이었



(a)  $V_{test}-V_{FEMA}$  Curve



(b) Normal Distribution

Fig. 3 Comparison results of the experimental data and FEMA356

다. 이를 통해 일반적으로 많이 사용하고 있는 FEMA 356의 전단강도식과 실제 벽체의 전단강도 사이에는 차이가 있으며,  $V_{test}/V_{FEMA}$ 의 분포 또한 넓음을 알 수 있어, FEMA 356의 전단강도식이 실제 벽체의 전단강도를 적절히 반영하고 있지 못함을 알 수 있었다.

#### 3.2 표본 조적조 건축물 선정

실험데이터와 FEMA 356 사이의 차이가 조적조 건축물의 내진성능에 미치는 영향을 알아보기 위해 표본 조적조 건축물을 선정하여 내진성능평가를 실시하였다.

표본 조적조 건축물은 현황조사를 바탕으로 벽량과 바닥면적의 평균값에 근사치를 가지면서 실험데이터와 유사한 형상비 ( $h/l$ )를 가진 건축물을 선택하였다. Fig. 4에서 보듯이, 선정한 표본 조적조 건축물은 1층, 2층 평면이 동일한 2층 규모의 다세대주택으로 바닥면적은  $52.0m^2$ , X방향, Y방향 벽량이 각각 0.053, 0.102이며, 실험데이터와 유사한 형상비를 가진 벽체를 선정하여 내진성능 평가를 실시하였다.

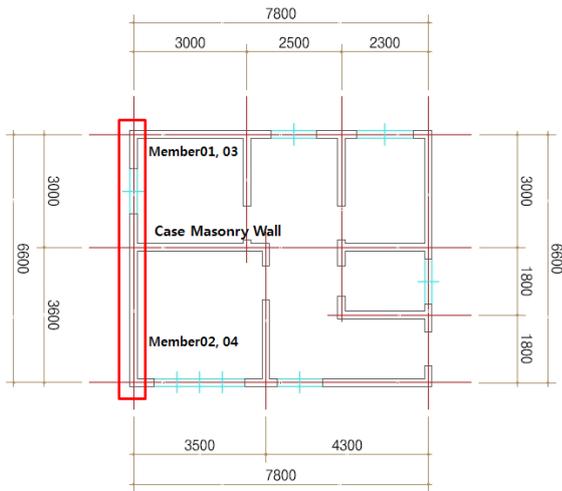


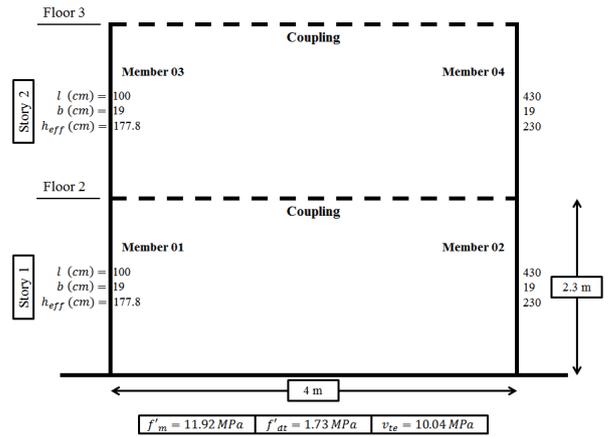
Fig. 4 Plan of Case Structures

### 3.3 해석 모델링

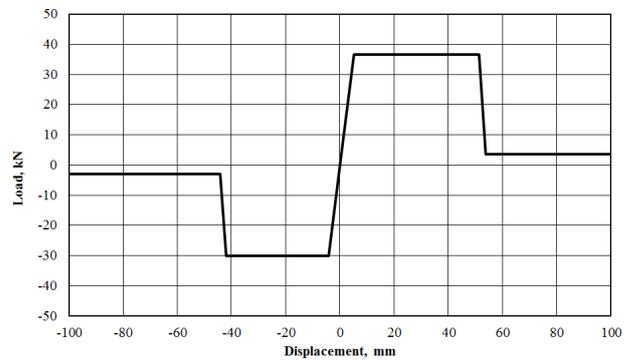
표본 건축물의 벽체에 대한 비선형 정적해석 및 증분동적 해석은 Ruaumoko2D (Carr, 2005)를 이용하였다.

Fig. 5(a)에서 제시하고 있는 대상 벽체에 대한 모델링은 벽체의 Pier 부분을 하나의 부재로 보고 점과 선으로 모델링을 실시하였다. 또한 각각의 부재는 Spring 요소로서 Modified Takeda Model 이력곡선을 사용하였다. Modified Takeda Model 이력곡선은 반복하중 시 균열의 진전으로 인한 강성 저감을 잘 나타내는 이력모델로서 조적조 건축물의 구조해석에 일반적으로 사용된다. Modified Takeda Model 이력곡선의 주요 매개변수인 제하강성 (Unloading Stiffness;  $\alpha$ )과 재하강성 (Re-loading Stiffness;  $\beta$ ), 항복 후 강성 (Post-yield Stiffness;  $\gamma$ )을 저평가하여 각각 0.5, 0, 0.01로 하였다.

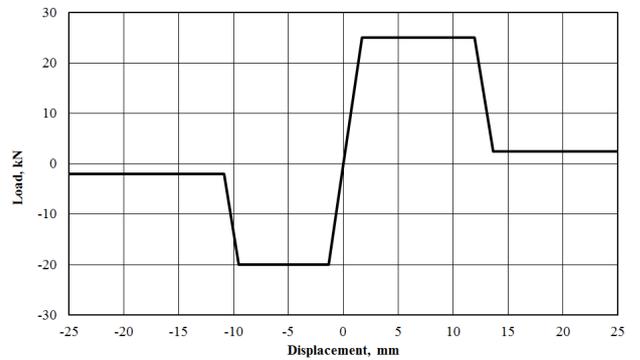
FEMA 356의 전단강도와 실제 벽체의 전단강도 사이의 차이가 내진성능에 어떠한 영향을 주는지 알아보기 위해 부재의 이력곡선은 FEMA 356에서 제시하고 있는 이력곡선 변수와 형상비 ( $h/l$ )가 유사한 실제 실험데이터의 이력곡선 변수를 적용시켰다. Fig. 6은 FEMA 356의 유효높이를 선정하는 방법을 나타낸 것이며, Table 2는 FEMA 356을 이용한 이력곡선 변수이다. 하지만 FEMA 356 등 국외 연구결과와 국내 연구결과에 의한 탄성계수의 차이가 크며, 이로 인해 강성이 실험데이터와 큰 차이가 발생할 수 있다. 적용된 실험데이터의 이력곡선의 경우 Member 01, 03의 경우 실험 데이터 T08을 적용시켰으며, Member 02, 04는 T11의 이력곡선을 적용시켰다. Fig. 5(b)와 (c)에서 보는 바와 같이, 각 부재는 가력변위에 따른 강도저감을 고려하였다. 또한 2층은



(a) Design Documentation for Case Masonry Wall



(b) Monotonic Component Model in Member 01, 03 (Experimental Data of T08)



(c) Monotonic Component Model in Member 02, 04 (Experimental Data of T11)

Fig. 5 Design Documentation for Case Masonry Wall and The Experimental Data

T08, T11의 이력곡선 변수를 동일하게 사용하였으며, 1층의 경우에는 Member 01, 02에 적용하는 축응력을 고려하여 전단강도를 선정하여 적용하였다.

FEMA 356을 이용하여 이력곡선 변수를 선정하기 위해서는 표본 조적조 건축물의 재료 물성치가 필요하다. 하지만 표본 건축물에 대한 재료 물성치를 정확히 알 수 없기 때문

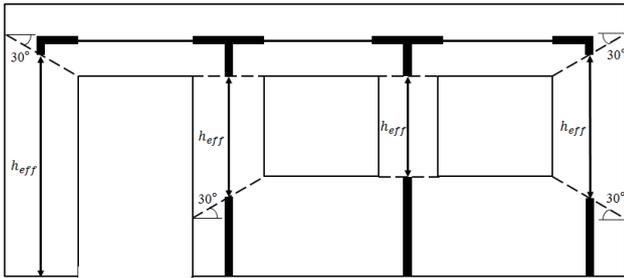


Fig. 6 Effective Height Determination Offered by Dolce

Table 2 Hysteresis Curve Using FEMA 356

Member	Failure Mode	Shear Strength	Stiffness
Member 01	Rocking	18.02 kN	13.73 kN/mm
Member 02	Rocking	111.76 kN	75.92 kN/mm
Member 03	Rocking	8.72 kN	13.73 kN/mm
Member 04	Rocking	55.78 kN	75.92 kN/mm

Table 3 Masonry Properties

Masonry Diagonal Tension Strength ( $f'_{dt}$ )	Prisms Strength ( $f'_m$ )	Bed Joint Shear Strength ( $v_{te}$ )
1.73 MPa	11.92 MPa	10.04 MPa

에 기존 논문 중에 콘크리트 벽돌에 배합비 1:3의 시멘트 모르타르를 사용한 실험값을 이용하였다. 이용한 재료 물성치는 국내에서 사용되는 재료의 대표성을 나타내기 위해 “조적개체 재료특성에 관한 실험적 연구” (Yi Waon-Ho et al., 2004), “근대 건축물 조적벽돌에 사용한 석회 모르타르의 구조특성에 관한 실험연구” (Yu, 2007) 두 논문의 실험값을 비교하여 가장 작은 실험값으로 선정하였다. 사인장전단강도와 모르타르 전단강도는 “조적개체 재료특성에 관한 실험적 연구” (Yi Waon-Ho et al., 2004)를 이용하였으며, 프리즘강도는 “근대 건축물 조적벽돌에 사용한 석회 모르타르의 구조특성에 관한 실험연구” (Yu, 2007)를 이용하였다. Table 3은 해석에 사용한 조적개체의 재료 물성치를 정리하였다.

또한 조적조 건축물은 대부분 70~90년대 지어져 경과년도 증가에 따른 지진에 취약한 정도를 정량적으로 제시하고자 “기존 시설물 (건축물) 내진성능 평가요령” (Korea Infrastructure Safety Corporation, 2011)에서 제시하고 있는 경과년수에 따른 재료강도 감소계수 (Table 4 참조)를 적용시켜 내진성능 평가를 실시하였다.

충분동적해석에 사용된 지진파는 FEMA P695 (2008)에서 제시하고 있는 Far-Field 지진데이터 중 20쌍 (총 40개)의 지진파를 사용하였다. Table 5는 본 해석연구에서 사용된 지진

Table 4 Reduction Factor of Material Strength

Subdivide		Compressive Strength	Shear Strength
Time Value	above the 30 years	0.5	0.7
	20 ~ 30 years	0.6	0.8
	10 ~ 20 years	0.8	0.9
	below the 10 years	1.0	1.0

Table 5 Parameters of Recorded Ground Motions for the Far-Field Record Set

ID No.	Earthquake			Recorded Motions	
	Name	Year	M	$PGA_{max}$	$PGV_{max}$
1	Northridge	1994	6.7	0.52 g	63 cm/s
2	Northridge	1994	6.7	0.48 g	45 cm/s
3	Duzce, Turkey	1999	7.1	0.82 g	62 cm/s
4	Hector	1999	7.1	0.34 g	42 cm/s
5	Imperial Valley	1979	6.5	0.35 g	33 cm/s
6	Imperial Valley	1980	6.5	0.38 g	42 cm/s
7	Kobe, Japan	1995	6.9	0.51 g	37 cm/s
8	Kobe, Japan	1996	6.9	0.24 g	38 cm/s
9	Kocaeli, Turkey	1999	7.5	0.36 g	59 cm/s
10	Kocaeli, Turkey	1999	7.5	0.22 g	40 cm/s
11	Landers	1992	7.3	0.24 g	52 cm/s
12	Landers	1992	7.3	0.42 g	42 cm/s
13	Loma Prieta	1989	6.9	0.53 g	35 cm/s
14	Loma Prieta	1989	6.9	0.56 g	45 cm/s
15	Superstition Hills	1987	6.5	0.36 g	46 cm/s
16	Superstition Hills	1987	6.5	0.45 g	36 cm/s
17	Cape Mendocino	1992	7.0	0.55 g	44 cm/s
18	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	0.44 g	115 cm/s
19	San Fernando	1971	6.6	0.21 g	19 cm/s
20	Friuli, Italy	1976	6.5	0.35 g	31 cm/s

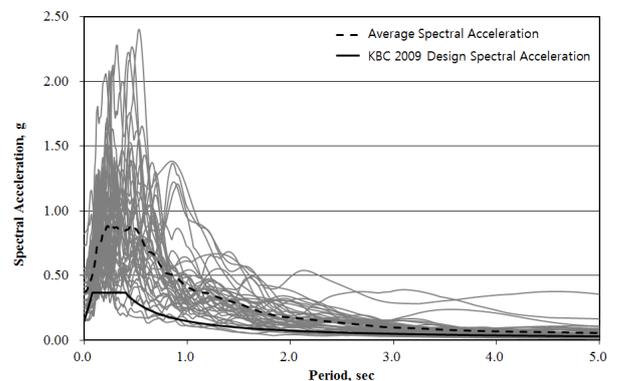


Fig. 7 Design Spectral

파의 규모와 최대 지반 가속도, 속도를 보여주고 있다. Fig. 7은 사용한 40개의 역사지진파의 탄성응답스펙트럼, 각 주기

별 평균 탄성응답스펙트럼 (굵은 점선)과 KBC 2009 (굵은 실선, Architectural Institute of Korea, 2009)에서 제시하고 있는 설계 탄성응답스펙트럼을 비교하고 있다. 본 연구에서는 증분동적해석을 수행하여 표본 조적조 건축물의 내진성능을 파악하고자 하기 때문에, 지진과의 평균 탄성응답스펙트럼과 설계 탄성응답스펙트럼을 일치시킬 필요가 없음을 미리 밝혀둔다.

### 3.4 해석결과

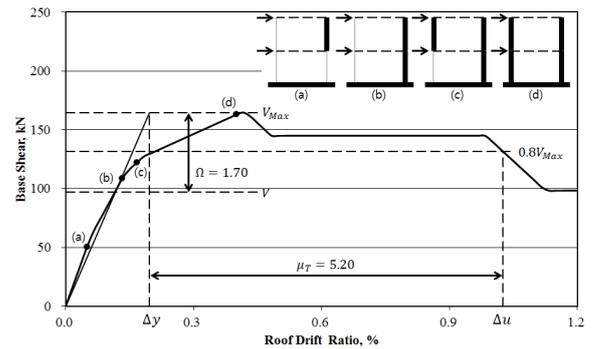
#### 3.4.1 비선형 정적해석 결과

표본 조적조 건축물의 내진성능을 파악하기에 앞서, 조적벽체를 횡력저항시스템으로 사용하는 표본 조적조 건축물에 대한 비선형 정적해석을 수행하였다. 이를 통하여 구조물의 전반적인 지진 저항능력과 파괴 메커니즘을 판단하고 해석모델의 적절성을 판단하였다.

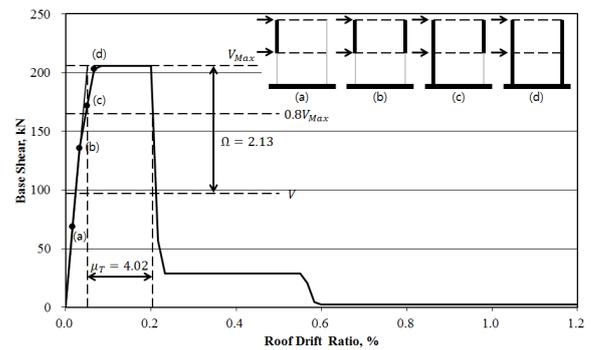
비선형 정적해석 결과, FEMA356에서 제시하고 있는 전단강도와 강성, 항복 후 연성비를 이용한 해석모델이 실험데이터를 사용한 해석모델에 비해 밀면 전단력이 크고, 항복 후 연성비는 작은 것으로 나타났다. 파괴 메커니즘은 실험데이터를 사용한 경우가 하중을 제한하는 방향의 반대쪽에서부터 진행되었으며, FEMA식을 이용한 경우에는 파괴가 Member 03, 04, 01, 02 순서로 진행되었다. Fig. 8은 앞서 설명한 해석모델의 밀면전단력과 변형능력, 파괴시점 그리고 부재의 파괴 메커니즘을 그림으로 간략하게 도시한 Push-over Curve를 제시하고 있다. 이를 통해 산출한 초과강도 계수 ( $\Omega$ )와 주기기반 연성도 ( $\mu_T$ )를 Table 6에 제시하였다. 여기서 초과강도 계수 ( $\Omega$ )는 국내 구조기준에서 제시하고 있는 2.50에 비해 두 가지 해석모델 모두 작은 것으로 나타났다.

#### 3.4.2 증분동적해석을 통한 내진성능 평가

증분동적해석 (Incremental Dynamic Analyses)을 통하여 표본 건축물의 최대 층간변위와 스펙트럼 가속도의 관계를 나타내는 취약도 곡선 (Fragility Curve)를 얻을 수 있다. 증분동적해석은 지진과의 크기를 점진적으로 증가시켜 비선형 시간이력해석을 실시하는 방법으로, 한 번의 지진해석을 통하여 최대층간변위비 (층별 상대변위/층 높이)와 해석에 사용한 지진과의 해당 주기의 탄성응답 가속도 스펙트럼을 가속도 스펙트럼-최대층간변위비 그래프 상에 표시한 후, 지진과의 조정계수 (Scale Factor)를 점진적으로 증가시키면서 이를 반복적으로 수행하게 되면 Fig. 9와 같은 취약도 곡선



(a) Experimental Data



(b) FEMA 356

Fig. 8 Push-over Curve

Table 6 Overstrength Factor ( $\Omega$ ) and Building Ductility Capacity ( $\mu_T$ )

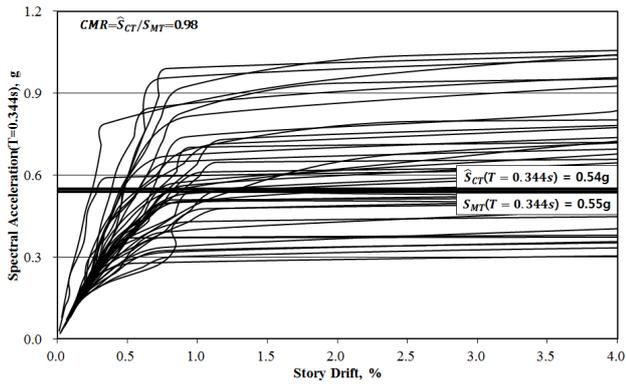
	Overstrength Factor ( $\Omega$ )	Building Ductility Capacity ( $\mu_T$ )
Experimental Data	1.70	5.20
FEMA356	2.13	4.02

을 얻을 수 있다.

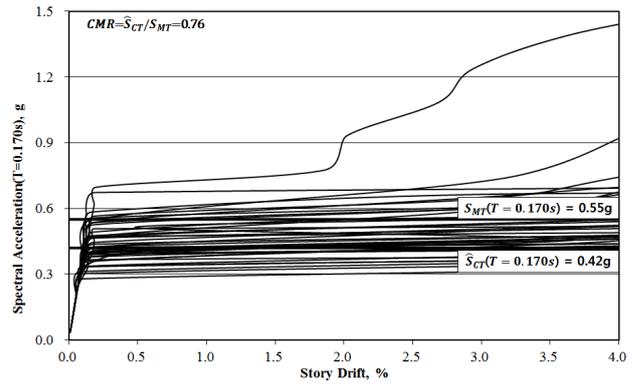
취약도 곡선을 이용하여 지진데이터 입력 시 50% 파괴확률을 보이는 스펙트럼 가속도  $\hat{S}_{CT}$ 와 2400년 재현주기 지진의 스펙트럼 가속도  $S_{MT}$  (KBC 2009, Architectural Institute of Korea, 2009)를 산정하여 식 (7)과 같이 붕괴여유비 (CMR)를 산정하였다.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (7)$$

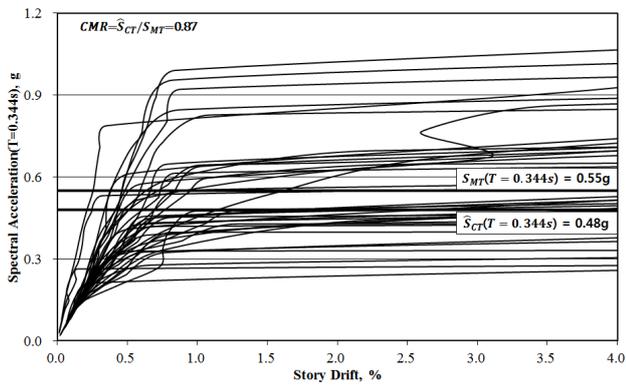
붕괴여유비는 실험데이터와 FEMA 356를 사용한 해석모델 모두 1.0 이하로 2400년 재현주기의 지진이 발생할 경우 표본 조적조 건축물의 붕괴확률이 50% 이상임을 의미한다. Table 7에서 보듯이 FEMA 356의 전단강도/강성식을 사용



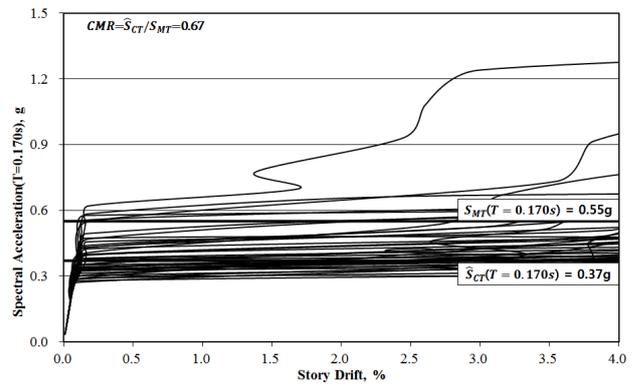
(a) Experimental Data (Time Value : below the 10 years)



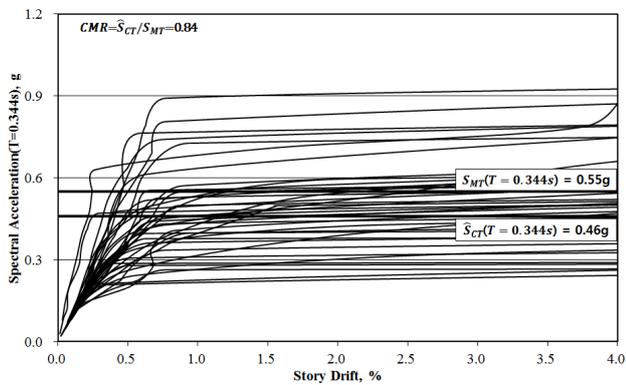
(b) FEMA 356 (Time Value : below the 10 years)



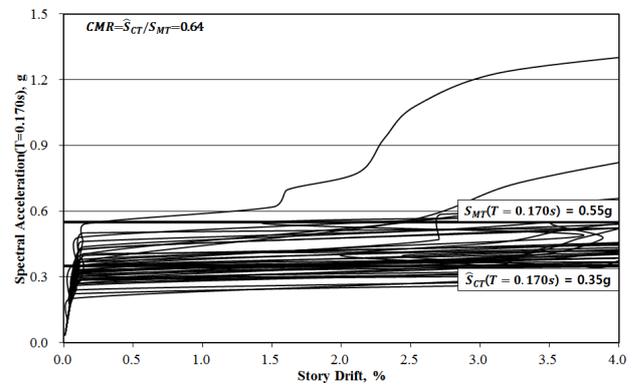
(c) Experimental Data (Time Value : 10~20 years)



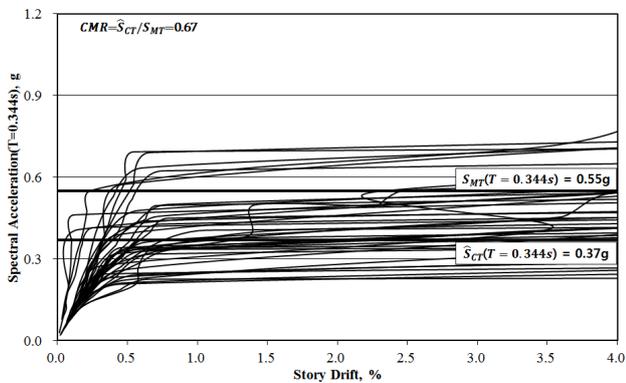
(d) FEMA 356 (Time Value : 10~20 years)



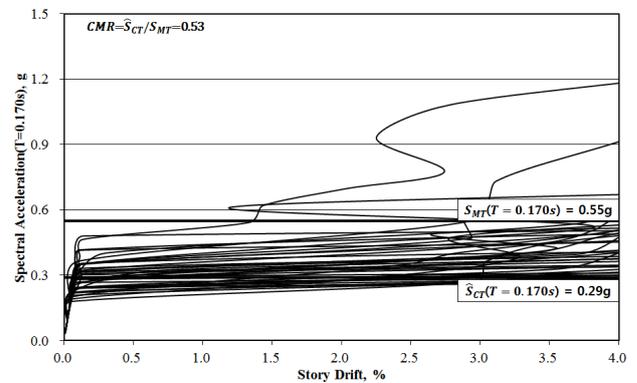
(e) Experimental Data (Time Value : 20~30 years)



(f) FEMA 356 (Time Value : 20~30 years)

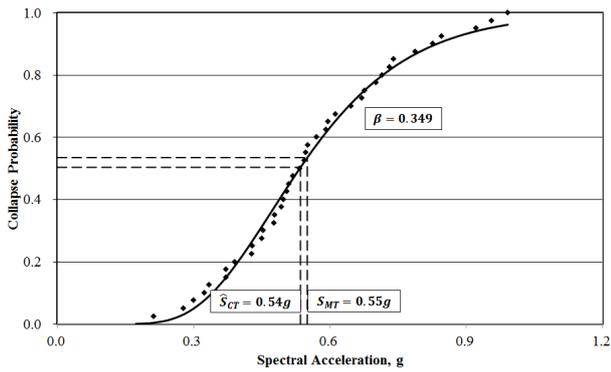


(g) Experimental Data (Time Value : above the 30 years)

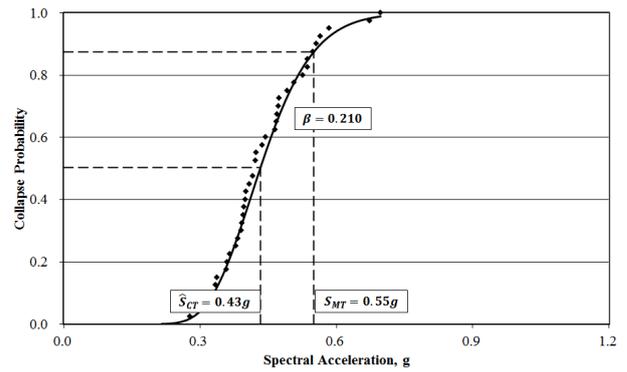


(h) FEMA 356 (Time Value : above the 30 years)

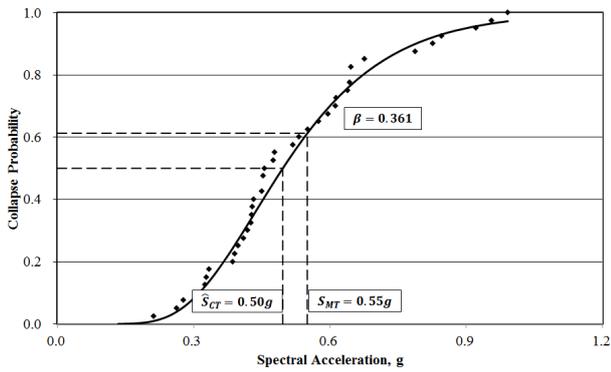
Fig. 9 Fragility Curve



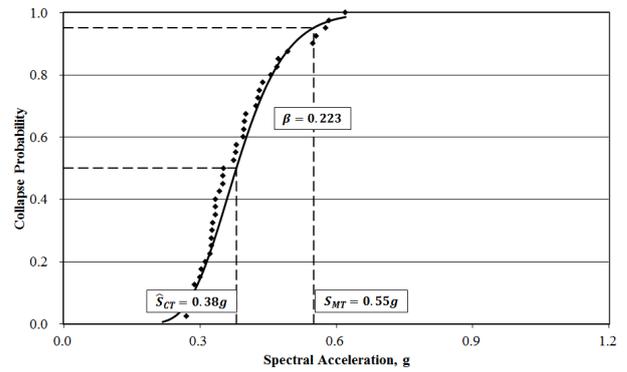
(a) Experimental Data (Time Value : below the 10 years)



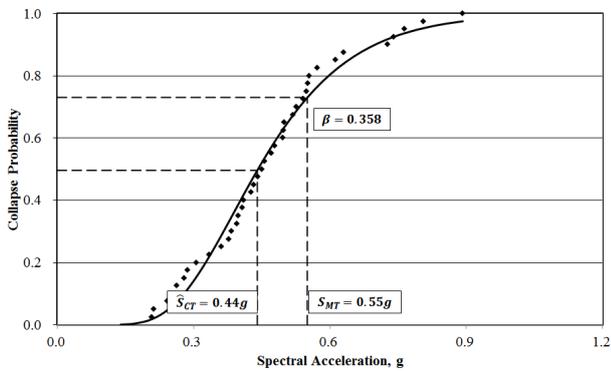
(b) FEMA 356 (Time Value : below the 10 years)



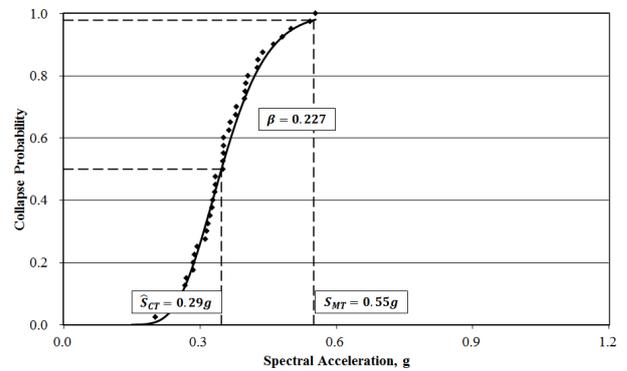
(c) Experimental Data (Time Value : 10~20 years)



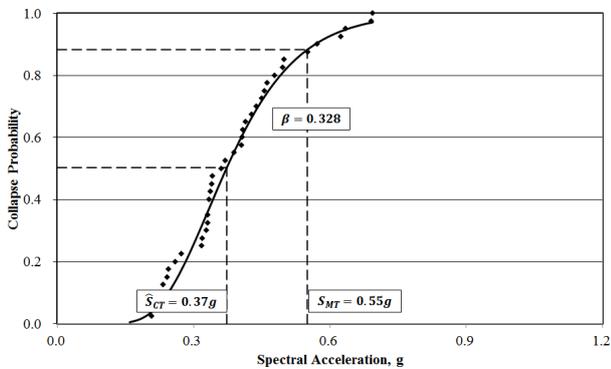
(d) FEMA 356 (Time Value : 10~20 years)



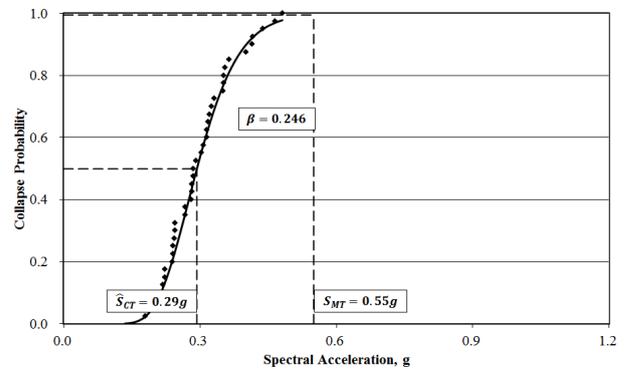
(e) Experimental Data (Time Value : 20~30 years)



(f) FEMA 356 (Time Value : 20~30 years)



(g) Experimental Data (Time Value : above the 30 years)



(h) FEMA 356 (Time Value : above the 30 years)

Fig. 10 Collapse Fragility Curve

Table 7 Collapse Margin Ratio (CMR)

Hysteresis Used in The Analytical Model	below the 10 years	10~20 years	20~30 years	above the 30 years
Experimental Data	0.98	0.87	0.84	0.67
FEMA 356	0.76	0.67	0.64	0.53

Table 8 Collapse Probability and Beta value at  $S_{MT}$

Hysteresis Used in The Analytical Model		below the 10 years	10~20 years	20~30 years	above the 30 years
Experimental Data	Collapse Probability	54%	61%	73%	88%
	$\beta$	0.349	0.361	0.358	0.328
FEMA 356	Collapse Probability	87%	95%	98%	99%
	$\beta$	0.210	0.223	0.227	0.246

한 해석모델이 실험데이터를 사용한 해석모델에 비하여 붕괴여유비가 작은 것으로 나타났으며, 경과년수 증가에 따른 전단강도 저하로 인하여 붕괴여유비는 감소하는 것으로 나타났다. FEMA 356의 전단강도/강성식을 사용할 경우 실험데이터를 사용한 해석모델에 비하여 표본 건축물의 내진성능을 과소평가하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 경과년수에 상관없이 유지됨을 Table 7을 통하여 알 수 있다.

Fig. 10은 붕괴 취약도곡선 (Collapse Fragility Curve, 그림에서 검은 실선으로 표현됨)으로 검은색 점은 Fig. 8의 취약도 곡선을 통하여 얻은 값이며, 검은 색 실선은 이들 데이터를 로그확률 분포로 가정하여 얻은 누적확률분포에 대한 포락곡선이다. 붕괴 포락곡선을 통해 국내 내진기준 (Architectural Institute of Korea, 2009)에서 암시적으로 제시하고 있는 건축물 내진기준과 본 연구에서 사용하고 있는 표본 조적조 건축물의 내진성능과의 부합성을 판단할 수 있다. FEMA P695 (2008)에서 제시하고 있는 2400년 재현주기의 가속도 스펙트럼에 대해 파괴확률 10%를 건축물의 내진성능기준으로 가정하게 되면, Fig. 10과 Table 8에서 보듯이 경과년수에 상관없이 본 연구에 사용된 표본 조적조 건축물은 내진성능기준을 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 특히 경과년수 30년 이상인 국내 조적조 건축물은 2400년 재현주기의 지진에 대해서 90% 전·후의 붕괴확률을 가지는 것으로 나타났다. 내진성능의 불확실성을 표현하는 베타값 (Beta Value)은 실험데이터를 사용한 해석모델이 크게 평가되었는데, 이는 실험데이터로부터 추정된 조적벽체의 연성도가 FEMA 356에서 제시하는 연성도에 비하여 크기 때문이다. 따라서 FEMA 356에서 제시하는 전단강도와 강성값을 해석에 사용할 경우, 내진성능에 대한 불확실성을 과소평가하게 됨을 알 수 있다.

#### 4. 결론

본 연구에서는 국내·외에서 수행된 비보강 조적벽체의 전단강도에 관한 실험데이터와 비보강 조적벽체의 전단강도를 예측하는데 주로 사용하는 FEMA 356의 전단강도 사이의 차이를 파악하고, 그 차이가 현황조사와 실험데이터를 바탕으로 결정한 표본 조적조 건축물의 내진성능에 미치는 영향과 경과년수에 따른 영향을 알아보았다.

- (1) 실험데이터의 전단강도와 FEMA 356에서 제시하고 있는 전단강도는 상관계수, 전단강도비의 분포와 정규 분포의 차이를 통해 FEMA 356의 전단강도가 실험데이터와 차이가 있는 것을 알 수 있었다.
- (2) FEMA 356의 전단강도/강성식을 사용할 경우 실험데이터를 사용한 해석모델에 비하여 표본 건축물의 내진성능을 과소평가하는 것으로 나타났다.
- (3) 실험데이터와 FEMA 356를 사용한 해석모델 모두 붕괴여유비가 1.0 이하로 2400년 재현주기의 지진이 발생할 경우 표본 조적조 건축물의 붕괴확률이 50% 이상으로 나타났다.
- (4) 경과년수 증가에 따른 전단강도의 저하로 인하여 붕괴여유비는 감소하여, 경과년수가 오래될수록 붕괴에 대한 위험이 큰 것으로 나타났다.
- (5) 붕괴확률을 통한 표본 조적조 건축물의 내진성능은 경과년수에 상관없이 기준을 만족하지 못하며, 경과년수가 30년 이상일 경우 표본 조적조 건축물은 2400년 재현주기의 지진에 대해서 90% 전·후의 붕괴확률을 가지는 것으로 나타났다.
- (6) 베타값을 통하여, FEMA 356에서 제시하는 전단강도와 강성값을 해석에 사용할 경우 내진성능에 대한 불확실성을 과소평가하게 됨을 알 수 있었다.

#### 감사의 글

이 논문은 2011년도 서울시립대학교 교내학술연구비에 의하여 연구되었습니다.

#### References

1. A. J. Carr, "Ruaumoko Manual. User Manual for the 2-Dimensional Version: Ruaumoko2D Vol. 2", University of Canterbury, 2005, pp.7-86.
2. Architectural Institute of Korea, "Korean Building Code and

- Commentary”, Architectural Institute of Korea, 2009, pp.479-554. (in Korean, with English abstract).
3. ASCE/SEI, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, American Society of Civil Engineering, 2005, pp.115-117.
  4. Chang Tai-Hee, “Experimental Study on Seismic Resistance of A Unreinforced Cement Brick Building”, The Graduate School of Ajou University Master’s Degree, 2002, pp.42-72. (in Korean, with English abstract)
  5. D. P. Abrams, “Strength and Behavior of Unreinforced Masonry Elements”, Earthquake Engineer 10th World, 1992, pp.3475-3480.
  6. FEMA 356, “Prestand and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, BSSC, 2000, pp.7.8-7.10.
  7. FEMA P695, “Quantification of Building Seismic Performance Factors:ATC-63 Project Report”, BSSC, 2008, pp.7.1-7.14.
  8. Kang Sung-Hoon, Hong Sung-Gul, Lee Seung-Joon, “Rocking Capacity of Unreinforced Masonry Walls”, Journal of The Architectural Institute of Korea Structurs & Construction, vol. 26, No. 12, 2010, pp.45-56. (in Korean, with English abstract)
  9. Korea Infrastructure Safety Corporation, “Development of Seismic Performance Evaluation of Buildings with Brittle Failure Models and Triple-Lateral-Force-Resisting Systems”, Korea Infrastructure Safety Corporation, 2008, pp.101-120. (in Korean, with English abstract)
  10. Korea Infrastructure Safety Corporation, “Guideline for Seismic Retrofit of Existing Building”, Korea Infrastructure Safety Corporation, 2011, pp.63-66. (in Korean, with English abstract)
  11. Kwon Ki-Hyuk, Lee Soo-Chul, Jung Won-Chul, “Proposing the Shear Force Equation of GFRP Strengthened Masonry Wall”, Journal of Korean Society of Hazard Mitigation, vol. 7, No. 1, 2007, pp.1-9. (in Korean, with English abstract)
  12. Lee Bong-Keun, Lee Jung-Han, Yi Waon-Ho, Oh Sang-Hoon, Na Jung-Min, “Shear Capacity Assessment of Unreinforced Masonry wall”, Proceeding of Architectural Institute of Korea, 2003 Spring Conference Structurs & Construction, vol. 23, No. 1, 2003, pp.125-128. (in Korean, with English abstract)
  13. Lee Bong-Keun, Lee Jung-Han, Yi Waon-Ho, “Shear Capacity of Unreinforced Masonry Wall”, Proceeding of Architectural Institute of Korea, 2002 Spring Conference Structurs & Construction, vol. 22, No. 2, 2002, pp.249-252. (in Korean, with English abstract)
  14. Lee Soo-Chul, “An Experimental Study on the Improvement of Seismic Resistant Capacity for the Unreinforced Masonry Building”, University of Seoul Graduate School Doctoral Dissertation, 2006, pp.7-52. (in Korean, with English abstract)
  15. T. Manzouri, M. P. Schuller, P. B. Shing, B. Amadei, “Repair and Retrofit of Unreinforced Masonry Structures”, Earthquake Spectra, vol. 12, No. 4, 1996, pp.903-922.
  16. Yi Waon-Ho, Lee Jung-Han, Kang Dae-Eon, Yang Won-Jik, “An Experimental Study of Material Characteristics of Brick Masonry”, Journal of The Architectural Institute of Korea Structurs & Construction, vol. 20, No. 12, 2004, pp.45-52. (in Korean, with English abstract)
  17. Yi Waon-Ho, Lee Jung-Han, Oh Sang-Hoon, Yang Won-Jik, Kang Dae-Eon, “A Study on Evaluation of Shear Capacity of Unreinforced Masonry Wall”, JOURNAL OF THE ARCHITECTURAL INSTITUTE OF KOREA Structurs & Construction, vol. 21, No. 10, 2005, pp.3-10. (in Korean, with English abstract)
  18. Yu Hye-Ran, “An Experimental Study on the Structural Property of Lime Mortar used in the Modern Building Masonry brick”, University of Seoul Graduate School Master’s Degree, 2007, pp.66-71. (in Korean, with English abstract)

Received : 10/29/2012  
 Revised : 02/25/2013  
 Accepted : 04/02/2013

## 요 지

비보강 조적벽체를 이용한 저층 건축물은 국내에 가장 흔히 볼 수 있는 주거형태이지만, 비보강 조적벽체는 높은 횡강성에 비하여 연성능력 부족 등의 이유로 지진으로부터 구조적 피해를 피하기 힘든 횡력저항시스템으로 알려져 있다. 하지만, 국내 비보강 조적벽체 전단강도와 전단강성에 대한 실험적 연구는 부족한 편이며, 실제 지진이 발생했을 비보강 조적벽체를 횡력저항요소로 사용하는 건축물의 내진성능에 대한 연구는 상대적으로 부족한 실정이다. 이로 인하여 국내 비보강 조적벽체의 특성을 반영하고 있다고 볼 수 없는 FEMA 356에서 제시하고 있는 비보강 조적벽체의 전단강도와 강성을 준용하여 사용하고 있다. 본 연구에서는 우선 FEMA 356에서 제시하고 비보강 조적벽체의 전단강도와 강성을 실험결과와의 차이에 대해 기술하고, 이 차이가 현황조사와 실험데이터를 바탕으로 결정한 표본 비보강 조적조 건축물의 내진성능에 미치는 영향과 경과연수에 따른 영향을 증분동적해석을 이용하여 계산된 붕괴여유비와 구조성능의 불확실성을 표현하는 베타값을 이용하여 분석하였다. 해석결과를 통하여 FEMA 356에 의한 전단강도와 강성을 사용할 경우 조적조 건축물의 붕괴여유비와 베타값을 과소평가하는 것으로 나타났다. 하지만, 두 경우 모두 국내 내진설계기준에서 제시하는 성능기준을 만족하지 않는 것으로 나타났으며, 경과연수가 클수록 이런 현상은 뚜렷해지며, 30년 이상 경과된 조적조 건축물은 2400년 재현주기의 지진에 붕괴확률이 약 90%에 도달하는 것으로 나타났다.

**핵심 용어** : 비보강 조적벽체, 전단강도, 내진성능, 증분동적해석, 붕괴여유비, 베타값