한국지진공학회 논문집 25권 6호 (통권 제144호)
2021년 11월

ISSN 1226-525X / eISSN 2234-1099
EESK J Earthquake Eng Vol. 25 No. 6, 293-303
https://doi.org/10.5000/EESK.2021.25.6.293

국내 무보강 조적조 건물의 지진취약도함수

Seismic Fragility Function for Unreinforced Masonry Buildings in Korea

안숙진[1] · 박지훈[2]*

Ahn, Sook-Jin[1] · Park, Ji-Hun[2]*

[1]인천대학교 일반대학원 건축학과 석사과정, [2]인천대학교 도시건축학부 교수

[1]Graduate Student, Department of Architecture, Incheon National University
[2]Professor, Division of Architecture and Urban Design, Incheon National University

/ ABSTRACT /

Seismic fragility functions for unreinforced masonry buildings were derived based on the incremental dynamic analysis of eight representative inelastic numerical models for application to Korea's earthquake damage estimation system. The effects of panel zones formed between piers and spandrels around openings were taken into account explicitly or implicitly regarding stiffness and inelastic deformation capacity. The site response of ground motion records measured at the rock site was used as input ground motion. Limit states were proposed based on the fraction of structural components that do not meet the required performance from the nonlinear static analysis of each model. In addition to the randomness of ground motion considered in the incremental dynamic analysis explicitly, supplementary standard deviation due to uncertainty that was not reflected in the fragility assessment procedure was added. The proposed seismic fragility functions were verified by applying them to the damage estimation of masonry buildings located around the epicenter of the 2017 Pohang earthquake and comparing the result with actual damage statistics.

Key words: Unreinforced masonry buildings, Seismic fragility, Incremental dyanamic analaysis, Limit state

1. 서 론

다양한 지진피해추정 시스템이 개발되어 효율적으로 내진보강계획을 수립하거나 또는 지진 발생 시 구호자원을 효과적으로 투입하는 등의 목적으로 활용되고 있다. 잘 알려진 지진피해 예측시스템으로는 미국의 HAZUS, 유럽의 SYNER-G 등이 있다[1, 2]. 국내에서는 행정안전부에서 지진재해대응시스템을 구축하여 지진 발생 초기단계에서 피해를 예측하는데 활용하고 있다[3]. 지진피해 예측시스템은 기본적으로 지반운동예측 모듈과 피해추정 모듈 및 지역의 시설물 데이터베이스로 구성된다. 지반운동 예측모듈에서는 감쇄식 및 지반증폭계수를 활용하여 진원의 위치와 규모에 대한 정보로부터 대상이 되는 지역에서의 지진동 세기를 예측한다. 피해추정 모듈은 건축물을 포함하는 주요 시설물의 지진취약도함수를 활용하여 예측된 지반운동세기에 대한 시설물 손상확률을 산정하고 지역의 시설물 데이터베이스에 적용하여 손상수준별로 시설물 피해 또는 인명피해 수량을 계산하게 된다.

*Corresponding author: Park, Ji-Hun
E-mail: jhpark606@inu.ac.kr
(Received August 27, 2021; Revised September 24, 2021; Accepted October 19, 2021)

이 연구는 국내의 건축물 가운데 지진에 취약한 대표적인 구조유형인 비보강 조적조 건물을 대상으로 국내에서 운영중인 지진재해대응시스템에 적용하기 위한 지진취약도함수를 도출하는 것을 목적으로 한다. 기존의 지진재해대응시스템에 탑재된 지진취약도함수는 총 26개 동의 건물에 대한 비선정적해석을 통해 도출되었다[3, 4]. 다만 기존 연구는 개구부 주변에서 스팬드럴(spandrel)과 피어(pier) 사이에 형성되는 패널존의 효과를 반영하지 못하여 건물의 주기가 다소 길게 평가된 측면이 있다. 또한 층간변위에 기초한 허용기준은 정밀안전진단의 건축물 기울기 평가를 준용하여 지진피해와의 연관성이 불확실한 측면이 있다. 비보강 조적조 건물의 내진성능평가에 관한 다른 연구들에서는 비선형정적해석 또는 비선형동적해석을 통해 실험체의 거동 모사[5, 6], 개별 건물의 성능평가가 수행되었다[6-10]. 이들 연구는 대부분 부재의 모델링에 FEMA 356 또는 ASCE 41에 제시된 모델을 사용하고 있으며, 패널존의 효과를 고려하고 있다.

이 연구에서는 무보강조적조 건물의 지진취약도함수를 해석모델, 손상도 기준 및 지진입력의 세 가지 측면에서 개선하고자 하였다. 첫 번째로는 모델링의 측면에서 국내 비보강 조적조 건물의 다양성을 반영할 수 있도록 다양한 용도와 규모를 갖는 대표건물에 대한 해석을 수행하였다. 특히 개구부 주변의 스팬드럴과 피어 사이에 형성되는 패널존의 강성을 모델링에 반영하여 구조물의 주기와 변형능력을 합리적으로 반영하고자 하였으며, 국

내 연구자들에 의해서 수행된 실험연구의 재료강도를 반영하였다. 두 번째로는 허용기준의 측면에서 문헌상에 제시된 층간변위를 인용하기 보다는 지진재해대응시스템의 활용목적에 부합하도록 "자연재난 피해조사 및 복구계획 수립요령"(행정안전부, 2018; 이하 조사요령)의 건물 손상도 정의에 부합하는 부재 기반 손상도 기준을 제시하였다[11]. 제안된 손상도 기준은 부재의 변형량 외에도 해당 변형이 발생하는 부재의 범위를 정량적으로 규정하였다. 세 번째로는 지진입력으로서 비선형 정적해석에 단일 지반조건의 설계스펙트럼을 적용한 기존 연구와 달리 국내 지반조건의 특성과 다양성을 반영하기 위해 암반계측기록에 대한 부지응답해석 결과를 증분동적해석에 적용하여 지진취약도를 평가하였다. 마지막으로 이상과 같이 개선된 지진취약도함수에 대한 검증을 위하여 포항지진의 진앙지 인근에서 집계된 조적조 건축물의 피해를 추정하였다.

2. 조적조 건물의 표준모델 선정

표준적인 조적조 건물로서 "조적조 건물의 내진성능향상 및 고층화 실현방안을 위한 연구(2006)"에서 비보강 조적조 건축물의 용도별로 벽량 등 구조특성의 통계조사 결과를 반영하여 제시된 6종의 표준도면을 사용하여 모델을 구성하였다[12]. 선정된 표준모델의 명칭과 특성을 Table 1에 요약하였다. 표준모델은 단독 및 다세대주택, 근생시설의 3가지 용도로 구분되며 각각은 건축면적의 대소에 따라 두 가지로 구분된다. 문헌에 명시되지 않은 속성을 결정하기 위해 서울시에 위치한 조적조 건물 105동의 정보를 분석하였으며 이 가운데 벽체 두께의 통계를 Table 2에 요약하였다. 외벽은 대부분 1.0 B이므로 단일 값을 모델에 적용하였다. 내벽의 경우 대부분 0.5 B이나 단독주택은 1.0 B인 건물이 55% 정도를 차지한다. 따라서 Table 1에서 단독주택은 내벽의 두께를 0.5 B와 1.0 B로 세분하였다.

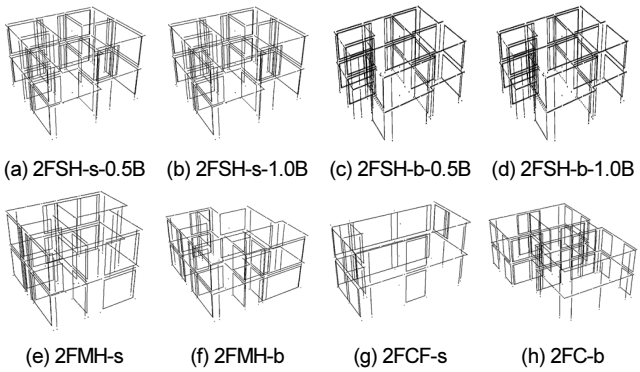
Table 1. Standard model for unreinforced masonry buildings

Type	Building area	Exterior wall thickness	Interior wall thickness	Designation
Detached house	small	1.0B	0.5B	2FSH-s-0.5B
			1.0B	2FSH-s-1.0B
Detached house	big		0.5B	2FSH-b-0.5B
			1.0B	2FSH-b-1.0B
Multi-family housing	small		0.5B	2FMH-s
Multi-family housing	big		0.5B	2FMH-b
Neighborhood commercial facility	small		0.5B	2FCF-s
Neighborhood commercial facility	big		0.5B	2FCF-b

3. 비선형 해석모델

3.1 개구부가 있는 벽체의 모델링

지진취약도 분석을 수행하기 위해 PERFORM 3D를 사용하여 3차원 비선형 해석모델을 작성하였으며 Fig. 1에 도시하였다[13]. 개구부가 있는 벽체의 경우 피어 부분은 이하에서 설명할 유효높이를 강성에 반영하였다. 또한 해당 피어와 스팬드럴은 패널존의 영향을 고려한 탄성영역으로 연결하여 실제 벽체의 거동을 보다 정확하게 모사하고자 하였다[14]. 개구부가 있는 벽체의 모델링 일례를 Fig. 2에 나타내었다. 스팬드럴은 개구부의 수평길이와 동일한 길이를 갖는 보요소로 모델링하였다. 개구부에 인접한 피어는 높이/길이 비율이 1.5이상인 경우에 기둥 요소로 1.5미만인 경우에 벽요소로 모델링하였다. 피어를 모델링하는 기둥 요소는 층고 전체의 길이를 갖는 요소로 모델링하였으며 요소 내부에서 패널존의 영향을 반영한 탄성강역을 단부에 직접적으로 설정하였고, 요소의 중심선과 스팬드럴을 모델링하는 보요소의 절점 사이는 탄성의 가상보로 연결하였다. 피어를 모델링하는 벽 요소 역시 층고로 모델링되었으나 탄성계수를 조절하여 실제 높이가 아닌 유효높이를 갖는 요소와 동일한 강성을 가지도록 탄성계수를 조절하였고, 회전자유도를 갖지 않기 때문에 스팬드럴을 모델링하는 보요소와 연결하기 위해 가상보를 추가로 설치하였다.



(a) 2FSH-s-0.5B (b) 2FSH-s-1.0B (c) 2FSH-b-0.5B (d) 2FSH-b-1.0B

(e) 2FMH-s (f) 2FMH-b (g) 2FCF-s (h) 2FC-b

Fig. 1. Numerical models for unreinforced masonry buildings

Table 2. Wall thickness distribution

Detached house				Multi-family housing				Neighborhood commercial facility			
Interior / Exterior	0.5B	1.0B	1.5B	Interior / Exterior	0.5B	1.0B	1.5B	Interior / Exterior	0.5B	1.0B	1.5B
0.5B	7%	0%	0%	0.5B	0%	0%	0%	0.5B	14%	0%	0%
1.0B	34%	51%	0%	1.0B	64%	16%	0%	1.0B	72%	14%	0%
1.5B	4%	4%	0%	1.5B	18%	2%	0%	1.5B	0%	%	0%

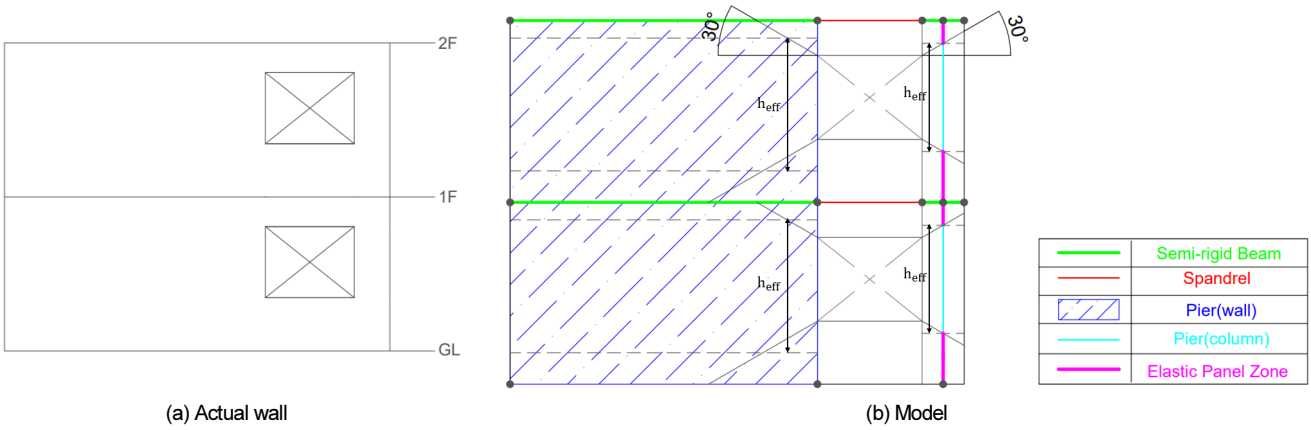


Fig. 2. Modeling of masonry wall with opening (2FSH-s-0.5B)

Table 3. Natural periods of analysis model (PERFORM-3D)

Model	2FSH−s−0.5B	2FSH−s−1.0B	2FSH−b−0.5	2FSH−b−1.0	2FCF−s	2FCF−b	2FMH−s	2FMH−b
X-dir 1st (sec)	0.233	0.226	0.194	0.186	0.188	0.218	0.189	0.186
Y-dir 1st (sec)	0.173	0.167	0.205	0.198	0.223	0.214	0.218	0.228

피어의 유효높이는 Dolce(1989)가 제안한 방식으로 산정하였다[15]. 이 유효높이는 Fig. 2에서 h_{eff}로 표기되어 있으며 개구부 모서리에서 시작되어 확장되는 균열을 나타내는 30° 기울기 직선의 중앙점을 기준으로 산정된다. 개구부가 없는 벽체의 유효높이는 층고와 동일하다. Dolce(1989)가 제안한 유효높이는 하중 방향에 무관하게 결정되므로 Moon(2004)의 방식에 비해 양방향 하중에 대한 강체회전파괴를 모델링하기에 용이하다[15, 16]. 패널존에 나타나는 강역 또는 요소간 연결용 가상보의 강성을 조절하여 완전 강체로 하지 않고 모든 구성요소를 탄성 요소로 모델링한 MIDAS Gen 모델과 유사한 고유진동수를 얻을 수 있도록 조정하였다. 8개 건물 모델의 진동주기를 요약하면 Table 3과 같다. 평균이 약 0.2 sec로서 건축물 내진설계기준의 약산식에 의한 0.17 sec와 잘 부합한다.

3.2 재료강도

비보강 조적조의 재료강도는 나타낸 기존시설물(건물) 내진성능 평가요령(한국시설안전공단, 2019; 이하 공단요령)의 설계기준강도 기본값에 기대강도계수 1.3을 적용하고 국내 연구자의 실험결과를 참조하여 일부 수정한 기대강도를 적용하였다[17]. 참조한 강도값은 Table 4에 요약하였다. 공단 요령에서 재료강도는 양호, 보통, 불량의 3가지 수준으로 분류되는 조적조의 상태에 따라 결정된다. 외벽은 치장벽돌이 있는 경우 실내에서만 마감이 되므로 단면마감, 내벽은 양면마감으로 간주하였다. 이 연구에서 압축강도는 모르타르 마감을 고려하여 외벽의 상태는 보통, 내벽의 상태는 양호를 적용하였다. 전단강도는 국내 시공관행상 수직줄눈이 불량하게 시공되는 측면을 반영하여 압축강도보다 상태를 한 단계 낮추어서 외벽에 불량, 내벽에 양호를 적용하였다. 공단요령에서는 수직줄눈의 사춤이 불량한 경우를 별도로 분류하여 적용하고 있으나 상태평가를 추가하여 이중으로 강도를 저감하는 것은 실제 상태를 과도하게 저평가하는 편향된 결과를 도출할 우려가 있다고 판단하여 적용하지 않았다.

Table 4. Expected strength of unreinforced masonry (MPa)

Property	Average of experimental result(1)	Expected strength of unreinforced masonry prescribed in guidelines [17]		
		Good	Fair	Poor
Compressive strength, f'_{me}	7.85	8.06	5.33	2.73
Bed-joint sliding strength, v_{me}	-	0.247	0.182	0.117
Diagonal tension strength, f_{dte}	0.53	-	-	-

(1) Speciments from Kim et al [18] and Lee et al[19] have mortar joint of which cement-to-sand mixing ratio is 1:5 and has good condition.

국내 연구자의 실험 결과중 현장 배합비 1:5를 적용한 김희철 등(2001) 및 이원호 등(2004)의 실험결과를 평균하여 Table 4에 수록하였다[18, 19]. 압축강도는 실험 평균과 공단요령의 양호한 상태의 기대값이 부합하므로 공단요령 기본값을 적용한다. 공단요령에서는 수평줄눈 전단강도의 기대값을 제시하나 참조 가능한 실험값은 사인장 전단강도이다. 공단요령 또는 ASCE 41-17에서는 수평줄눈전단강도를 결정할 때 개체의 수평전단시험 평균강도 대신 사인장전단시험의 평균강도를 대체강도로 사용할 수 있도록 규정하고 있다[17, 20]. 그에 따른 수평줄눈전단강도식은 다음과 같다.

$$v_{me} = \frac{0.75\left(f_{spe} + \frac{P_D}{A_n}\right)}{1.5} = 0.5f'_{dte} + 0.5P_D \quad (1)$$

여기서, f_{spe} = 수평줄눈전단강도시험 평균강도의 대체강도, f_{dte} = 사인장 전단강도 기대값, A_n = 벽체 단면적, P_D = 벽체의 자중을 제외한 고정하중이

다. 축력이 0인 경우 국내 사인장전단강도 실험치를 대입하였을 때 v_{me}= 0.265 MPa로서 공단요령의 양호한 상태에 대한 수평줄눈전단강도 기대값과 잘 부합한다. 따라서 이 관계를 토대로 공단요령 v_{me} 기본값의 2배를 f_{spe} 및 f_{dte}로 적용하였다. 대부분 마감이 있거나 치장벽이 존재하므로 경과년수에 따른 열화는 크지 않다고 판단하여 관련 저감계수는 반영하지 않았다. 압축 및 전단탄성 계수는 공단요령에 따랐다.

3.3 벽체 및 피어

벽체 및 피어의 비탄성 모델은 ASCE 41-17을 따랐다[20]. ASCE 41-17에서 조적조 벽체의 파괴모드는 강체회전파괴(Rocking), 가로줄눈파괴(Bed-joint sliding), 대각인장파괴(Digonal tension), 단부압괴파괴(Toe crush)로 분류된다. 그 중 강체회전파괴 및 가로줄눈파괴는 변형지배작용, 대각인장파괴 및 단부압괴파괴는 힘지배작용으로 분류된다. 개별 벽체의 파괴모드는 네 가지 중에서 최소의 강도를 갖는 것으로 선정하였다. 다만 개별 건물의 평가와 보강이 아닌 국내 조적조 건축물에 기대되는 성능을 파악하기 위한 것이므로 힘지배작용에도 재료의 기대강도를 적용하였음을 밝혀둔다. 결과적으로 8개 모델의 벽체는 모두 변형지배작용인 강체회전파괴 또는 가로줄눈파괴로 분류되었다.

피어의 비탄성 거동은 기둥요소와 벽요소를 모두 동일하게 전단소성힌지의 형태로 입력하였다. 벽요소의 경우에 요소의 높이가 층고와 동일한 반면에 실제로는 유효높이의 영역에서만 전단변형이 발생하여야 한다. 따라서 실제 유효높이 영역의 전단변형률은 구조해석에서 나타나는 요소의 전단변형률 대비 '요소높이/유효높이'의 비율인 h/h_{eff} 만큼 증가하여야 한다. 따라서 소성전단변형 모델을 입력할 때에는 유효길이에 기초한 변형능력에 h_{eff}/h를 곱하여 저감한 변형능력 값을 입력하였으며, 허용기준 또한 동일한 방식을 적용하여 조정하였다. 조정 전후의 소성전단변형 모델의 일례는 Fig. 3와 같다. 기둥요소는 유효높이에 해당되는 소성변형이 모델링되므로 강성이나 변형능력을 인위적으로 조정하지 않았다.

강체회전 파괴모드의 전단강도는 다음 식 (2)과 같다.

$$V_r = 0.9(\alpha P_D + 0.5P_w)L/h_{eff} \tag{2}$$

여기서 α는 캔틸레버의 경우 0.5, 양단 고정인 경우 1.0을 적용하며 P_D는 벽체의 자중을 제외한 고정하중 P_w는 벽체의 자중, L은 벽체의 길이, h_{eff}는 벽체 하단에서부터 지진하중의 작용 높이까지의 거리로 유효높이를 나타낸다.

강체회전 파괴모드의 잔류강도는 강체회전이 발생하면서 피어의 단부압축응력이 압축강도보다 클 때 단부압괴 파괴가 발생하며 단부압괴 파괴에 의해 발생하는 변위를 고려하기 위해 식 (3)으로 정의되는 Yi(2004)의 단부압괴 전단강도 식를 적용하였다[21].

$$V_{tc} = \alpha(P_t + W)\left(\frac{L}{h}\right)\left(1 - \frac{(P_t + W)/(Lt)}{0.75\beta f_m}\right) \tag{3}$$

이때 β는 등가응력블록으로 가정하였으므로 1.28을 적용한다. 단부압괴파괴를 고려할 때에는 수직 압축 응력이 βf_m 보다 큰 피어는 압축강도를 상실하는 것으로 가정할 수 있다. 단부압괴 파괴에 의한 변위를 구하는 식은 식 (4)와 같다[21].

$$\triangle = \frac{V - P\tan(\theta)}{K} \tag{4}$$

여기서 $\triangle$는 피어의 횡변위이고 V는 식 (3)에 의해 결정된 단부압괴 전단강도이다. K는 피어의 횡강성을 적용하며 피어의 휨모멘트 분포에 따른 인장균열과 압괴에 의한 단면손실을 고려하여 결정된다.

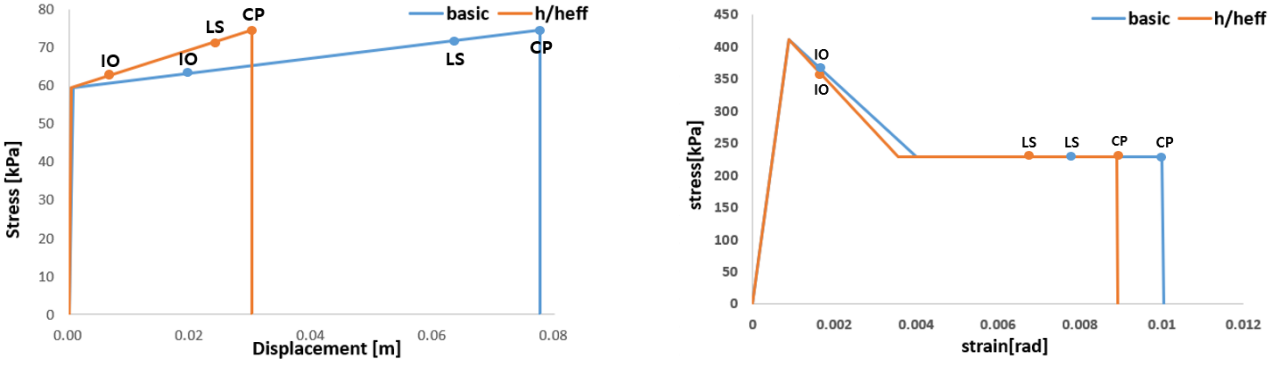
가로줄눈 파괴모드의 초기 전단강도는 다음 식 (5)와 같다.

$$V_{bjs1} = v_{me}A_n \tag{5}$$

여기서 v_{me}는 앞서 식 (1)에 의해 산정되는 수평줄눈전단강도의 기대값이다. 가로줄눈 파괴모드의 잔류강도는 고정하중에 의해 결정되며 식 (6)과 같다.

$$V_{bjs2} = 0.5P_D \tag{6}$$

대각인장 파괴모드의 전단강도는 다음 식과 같다.



(a) Rocking

(b) Bed-Joint Sliding

Fig. 3. Plastic shear deformation model for masonry walls or piers

$$V_{dt} = f'_{dt} A_n \beta \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}} \quad (7)$$

여기서 β는 $\frac{L}{h_{eff}}$로 0.67 미만의 값은 0.67을 적용하고, 1.0초과 값은 1.0을 적용하고, 0.67과 1.0의 사이값은 그 사이값을 적용하여 계산한다. f_a는 1.0DL+0.25LL의 중력하중을 적용한 축응력으로 조적벽체의 전체 단면적을 사용하였다.

3.4 스팬드럴

서양의 조적조 건물은 슬래브가 조적벽 측면에서 지지되고 벽체는 상하층에 걸쳐서 연속되도록 시공된다. ASCE 41-17에서 제시하고 있는 스팬드럴의 모델은 이와 같이 상하층 사이에 일체화된 스팬드럴을 대상으로 하고 있다[20]. 반면에 국내 조적조 건물의 경우에 1층 창호 인방 상부와 2층 창호 하부의 허리벽은 철근콘크리트 슬래브에 의해서 나누어져 있고 상부의 허리벽이 더 큰 춤을 갖는다. 이와 같은 구성의 스팬드럴에 대한 모델링 방법이 아직 정립되어 있지 않기 때문에 이 연구에서는 편의상 슬래브 높이에 위치한 하나의 비탄성 보요소로 모델링하였다. 국내 조적조 건물의 지진피해 현황을 볼 때 스팬드럴은 대부분 단부에서 수직방향의 균열이 관찰되었다. 수직줄눈의 상태가 불량하고, 1층과 2층 사이의 춤이 큰 스팬드럴의 경우에도 중간에 철근콘크리트 슬래브가 존재하여 이를 관통하는 대각균열이 발생하기 어렵다고 판단하여 휨 파괴모드가 지배적인 것으로 모델링하였다. 스팬드럴의 비탄성 소성힌지 모델의 일례는 Fig. 4와 같다. ASCE 41-17에서 제시하고 있는 스팬드럴의 휨강도는 인방보의 유무와 관계없이 산정될 수 있으며 스팬드럴 휨강도 산정식은 식 (8)과 같다[20].

$$V_{f1} = (f_t + p_{sp}) \frac{h_{sp}^2 b_{sp}}{3 l_{sp}} \quad (8)$$

여기서, h_{sp}는 스팬드럴의 높이로서 인방보를 제외하고 적용하였으며, b_{sp}는 스팬드럴 두께, l_{sp}는 스팬드럴 길이를 나타낸다. p_{sp}는 스팬드럴에 작용하는 축력이다. 또한 f_t는 스팬드럴의 인장강도로서 다음 식과 같다[20].

$$f_t = \alpha_s (c_{bj} + 0.5 \mu_f p_p) + \frac{c_{hj}}{2\mu_f} \quad (9)$$

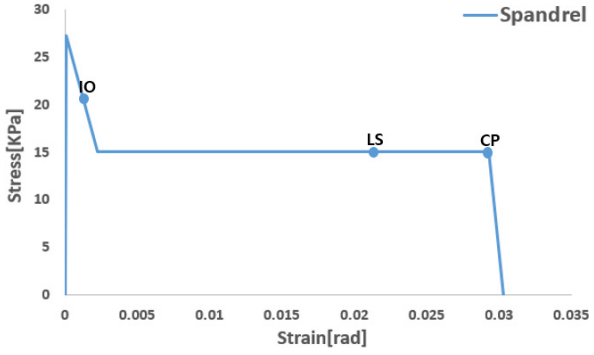


Fig. 4. Plastic shear deformation for masonry spandrels

여기서, α_s는 벽돌쌓기방식에 의해 결정되는 변수로서 길이쌓기(running bond) 방식을 가정하여 1.4를 적용하였다. c_{bj}는 가로줄눈의 점착력을 의미하며 μ_f는 조적의 마찰계수로서 1.0를 적용하였다. p_p는 고정하중에 의한 스팬드럴에 인접한 피어의 평균축응력을 나타낸다. 가로줄눈스팬드럴의 잔류휨강도는 식 (10)와 같다[20].

$$V_{fl,r} = \frac{p_{sp} h_{sp}^2 b_{sp}}{l_{sp}} \left(1 - \frac{p_{sp}}{0.85 f_{hm}}\right) \quad (10)$$

여기서, f_{hm}는 조적의 수평방향 압축강도를 나타낸다.

4. 한계상태의 정의

4.1 부재성능 및 손상 범위

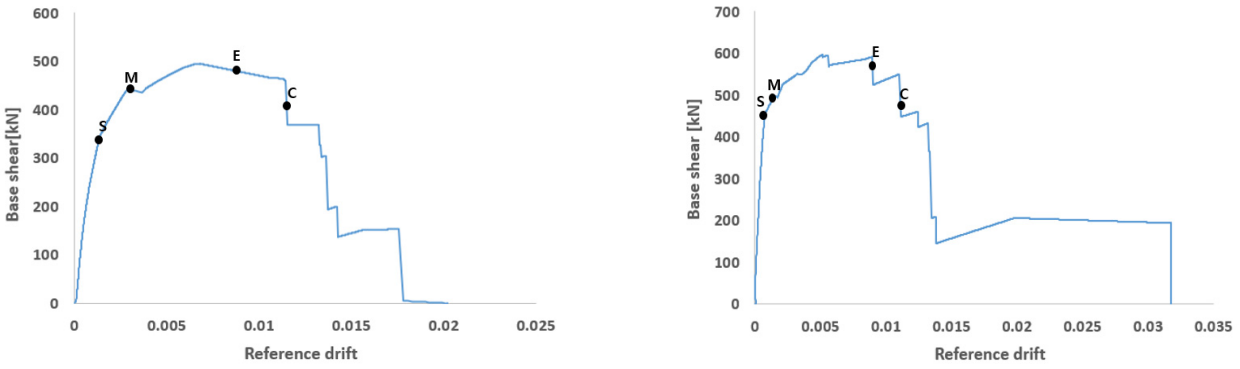
지진재해대응시스템은 지진발생시 조기에 피해수준을 예측하고 복구계획을 신속하게 수립하는 것을 목적으로 한다. 따라서 구조물의 한계상태는 실제 행정적인 피해보상에서 사용하는 피해분류와 부합할 필요가 있다. 행정안전부에서 고시한 "자연재난 피해조사 및 복구계획 수립요령(이하 조사요령)"에서는 지진피해를 소파, 반파, 전파의 3단계로 분류하고 있다[11]. 이 요령은 포항지진(2017.11.15.) 이후 2018.7.24.에 개정되었으며, 개정 전후의 피해분류 정의는 Table 5와 같다. 이 연구에서는 기본적으로 내진성능평가 지침에서 규정하고 있는 손상도 분류를 토대로 현행 조사요령과 부합할 수 있는 손상도기준을 설정하고자 하였다.

지진재해대응시스템은 구조물의 손상을 S(slight), M(moderate), E(extensive), C(complete)의 4단계로 분류하고 있다. 이 연구에서는 4단계 손상상태 중 M, E, C를 각각 조사요령의 소파, 반파, 전파에 대응시킨다. 첫 번째 단계인 S는 강성과 강도의 열화가 경미하고 보수보강 필요성이 크지 않아 피해집계에서 제외할 수 있는 '경미' 한 단계의 피해로 정의한다. M 또는 소파는 균열 또는 개구부 변형이 발생할 정도의 영구변형이 남게 되는 피해수준으로서 내력의 저하는 거의 없고 수리가 필요하다. 이를 고려하여 즉시거주(immediate accupancy, IO) 허용기준의 초과에 대응되는 것으로 판단하였다. E 또는 반파는 주요 구조부재가 상당한 내력 손실이 발생하거나 과도한 변형이 발생하여 부재를 교체하지 않고서는 복구가 어려운 경우에 해당되는 것으로서 인명안전(life safety, LS) 허용기준의 초과에 해당되는 것으로 판단하였다. C 또는 전파는 부재가 내력을 완전히 상실하는 붕괴방지(collapse prevention, CP) 허용기준을 초과하여 국부적 또는 전체적 붕괴를 유발하는 것으로 볼 수 있다. 다만 이와 같은 분류는 개별 부재의 손상상태에 관한 것으로서 전체 건물의 손상을 결정하기 위해서는 해당 부재 손상의 규모를 고려할 필요가 있다. 조사요령에서도 반파의 경우 주요 부재가 종별로 3개 이상 손상되는 규모가 요구된다. 전파의 경우에도 개축하지 않고서는 사용이 불가능한 수준에 해당되는 피해 규모의 규정이 필요하다. 소파의 경우에도 조사요령에서 피해 규모를 특정하고 있지는 않으나 IO 허용기준을 초과하는 부재의 양적 규모를 규정할 필요가 있다.

이 연구에서는 대표 조적조 건물 8동에 대한 비선형정적해석을 수행하여 각각의 밑면전단력-최상층변위 관계로 부터 손상부재의 범위를 도출하

Table 5. Definition of building damage in “Guidelines on reconnaissance and restoration planning for natural disasters” [11]

Damage rating	Before revision	After revision on July 24th in 2018
Small	Major structural elements such as columns, walls, roofs, etc. are damaged by less than 50%, but cannot be used without repair.	It is impossible to use a house without repair due to cracks, etc. in major structural elements such as columns, walls, roofs, etc. ・Cracks in walls thicker than 2 mm and longer than 2 m. ・Openings are twisted and cannot be opened or closed so that it shall be replaced. ・At least 2 m^2 of roof is reinstalled due to falling.
Half	Major structural elements such as columns, walls, roofs, etc. are damaged by at least 50%, but cannot be used without repair.	Major structural elements such as columns, walls, roofs, etc. are broken and cannot be used without repair. ・If only the damaged elements need to be replaced or repaired without reconstruction. ・Equivalent to the major repairs in the Building Act. ・More than 3 columns, 3 beams, or 3 roof frames are dismantled and repaired.
Complete	Same as major damage level, but cannot be used without reconstruction	Major structural elements such as columns, walls, roofs, etc. are damaged and cannot be used without reconstruction



(a) X-direction (b) Y-direction

Fig. 5. Damage state criteria based on nonlinear static analysis

Table 6. Limit state

Damage state	Criteria based on inter–story drift (%)	Criteria based on performance evaluation of component		
		Performance criteria for shear strain of components	Ratio of cross– sectional area of damaged structural members to reference one (%)	Types of structural members included in reference cross–sectional area
S (Slight)	0.2	yield strain	25	Wall, pier and spandrel
M (Moderate)	0.4	IO	25	
E (Extensive)	0.67	LS	25	Wall and pier
C (Complete)	1.0	CP	33	

였다. M 또는 소파는 조사요령에서 예로 든 것처럼 뚜렷한 균열이 충분히 길게 발생한 경우로서 밑면전단력-최상층변위 곡선에서 초기 강성이 현저히 변화하는 시점으로 판단하였다. Fig. 5에서 M으로 표시한 점들은 상대적으로 손상이 가장 심각한 층에서 벽체, 피어 및 스팬드럴의 수직 투영면적 중 IO 허용기준인 전단변형각 0.1을 초과하는 부재의 투영면적이 25%를 초과하는 시점이다. 모든 대표건물에서 초기강성의 뚜렷한 변화에 부합하는 시점임을 확인할 수 있었다. E 또는 반파의 경우 밑면전단력-최상층변위 곡선에서 구조물의 저항력이 최대밑면전단력에서 감소하기 시작하는 시점으로서 정량적으로는 5% 저하된 시점으로 판단하였다. 이 지점에서 LS 허용기준을 초과하는 벽체 및 피어의 투영 면적 비중은 대표 건물 8동에 대하여 평균적으로 25%에 해당한다. S의 경우에는 부재가 탄성한계를 초과하는 시점을 기준으로 정의하고 해당 부재의 범위는 M과 동일하게 25%를 적용하였다. C 또는 전파는 밑면전단력-최상층변위 곡선에서 구조물의 저항력이 최대밑면전단력의 80% 수준으로 감소하는 시점을 선정하였다. 이 시점에서 CP 허용기준을 초과하는 벽체 및 피어의 투영면적 비중은 대표 건물 8동에 대하여 평균적으로 33% 수준에 해당한다. 이상과 같은 부재성능기반 손상도 기준을 정리하면 Table 6과 같다.

유의할 것은 이 손상도 기준은 단일 방향 가진에 대한 것으로서 양방향 지반운동을 동시에 입력하여 해석하는 증분동적해석에서는 X 및 Y 방향 각각에 대하여 적용하고 불리한 방향의 결과를 채택하여 평가하였다. 따라

서 두 직교 방향의 손상 부재 단면적을 합산하면 Table 6의 기준값보다 더 많은 손상부재 단면적이 발생함을 유의할 필요가 있다. 또한 부재평가와는 별도로 최대 층간변위가 10%를 초과하는 경우 구조물이 붕괴한 것으로 간주하였음을 부연한다.

4.2 층간변위

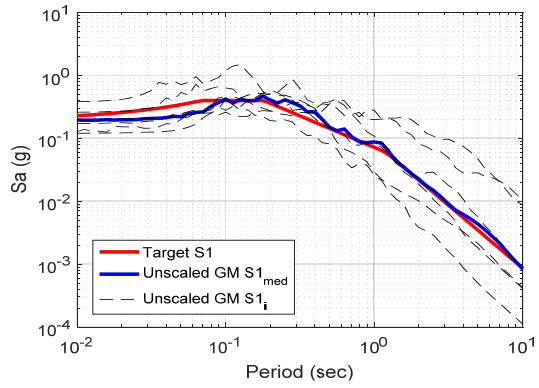
비교를 위해서 층간변위에 기초한 한계상태 정의를 적용하여 지진취약도함수를 함께 도출하였다. "국내 건축구조물의 지진취약도함수 개발"(소방방재청, 2009)에서는 S, M, E, C의 4단계 손상도를 각각 FEMA 356의 OP, IO, LS, CP 성능에 대응시키고 있다[3]. 다만 각각의 층간변위비는 국내 연구결과를 반영하여 "건축물 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침"(한국시설안전공단, 2017) 중 건축물의 기울기에 대한 상태평가등급 기준에 기초하여 채택된 것이다[22]. 해당 기준을 Table 6에 함께 수록하였다.

5. 지반운동

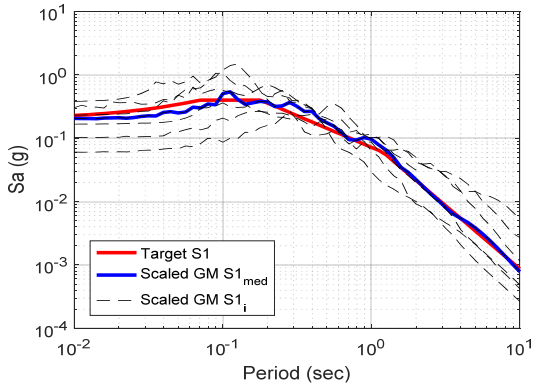
지진재해대응시스템은 행정구역 단위로 지진피해를 추정한다[3]. 따라서 구역과 구역사이의 지반조건 차이 및 하나의 구역 내에서 대상건물의 위치에 따른 지반조건의 불확실성을 고려할 필요가 있다. 따라서 이 연구에서는 지반조건이 갖는 불확실성을 고려하기 위해 암반에서 계측된 지반운동에 다양한 지반조건을 적용한 부지응답해석을 적용하여 얻어진 지표응답을 입력 지반운동으로 사용하였다. 김병민(2020)은 총 7쌍의 암반에서 계측된 지반운동을 내진설계일반(KDS 17 10 00)에서 정의하고 있는 S2 ~ S5의 4가지 지반조건에 적용하여 총 28쌍의 지표응답을 산정하였다[23-24]. 해당 연구에서 각각의 지반조건은 포항과 울산지역에서 확보된 116개 시추주상도 및 전단파속도 주상도중 지반조건별 평균에 가까운 것을 선정하여 수행되었다.

다만 산정된 지반운동의 평균 스펙트럼은 부지응답해석에도 불구하고 장주기 영역의 스펙트럼가속도가 상대적으로 매우 낮아 이 부분을 보강하기 위해 추가적인 암반계측 지반운동 및 이를 대상으로 동일한 부지응답해석을 실시한 결과를 제공받아, 기존의 암반계측 운동 중에서 2쌍 및 그에 상응하는 부지응답해석결과로 교체하였다. 최종 선정된 암반 지반운동 기록은 Fig. 6와 같고 2016 경주지진 및 2017 포항지진의 기록을 포함한다.

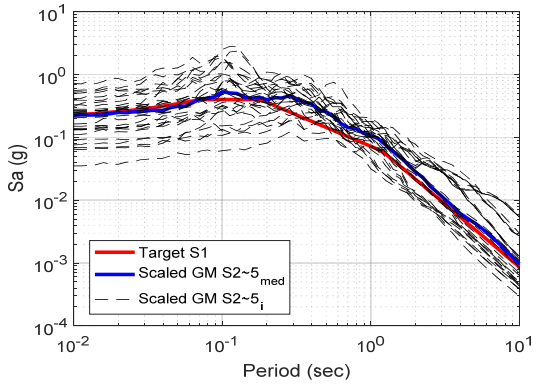
암반 지반운동기록과 부지응답해석 결과를 Fig. 6에 도시하였다. Fig. 6(a)는 조정되지 않은 암반 지반운동기록으로서 KDS 17 10 00의 S1 지반조건 스펙트럼과 잘 부합한다. 다만 지반운동기록의 편차가 0.5 Hz 이상의 진동수에서 크게 증가하는 경향이 발생한다. 따라서 진동수 영역에 따른 무작위성의 차이를 줄이기 위해서 FEMA P695의 절차에 따라 최대지반속도(peak ground velociy, PGV)를 기준으로 진폭조정을 수행하였다[25]. 이를 위해 7쌍 암반계측 지반운동 각각의 기하평균 PGV를 산정한 뒤 이를 PGV의 목표값으로 설정하여 7쌍 암반계측 지반운동의 조정계수를 결정하였다. 부지응답해석 결과에는 암반계측 지반운동에 대한 종속성을 반영하기 위하여 각각의 입력운동이 되는 암반계측 지반운동과 동일한 조정계수를 적용하였다.



(a) Ground motion measured on rock site before amplitude scaling



(b) (a) Ground motion measured on rock site after amplitude scaling



(c) site response after amplitude scaling

Fig. 6. Response spectrum of ground motion

6. 지진취약도 함수

6.1 증분동적해석

지진취약도 산정을 위한 증분동적해석을 수행하였다. 지반운동의 세기(intensity measure, IM)는 0.3초에서의 스펙트럼가속도를 적용하였다. 기준 주기 0.3초는 지진재해대응시스템에서 단주기 구조유형 전체에 통일하여 적용되는 기준 주기값으로서 이 연구에서 사용한 대표건물 모델 8종의 고유진동수와 다소 차이가 있다. 스펙트럼가속도는 두 수평방향의 기하평균으로서 28쌍 지반운동 각각에 대하여 산정한 뒤 중앙값을 대표값으로 선정하였다. 지반운동의 배율조정은 0.2에서 3.2까지 0.2씩 16단계로 증가

하는 계수를 28쌍 지반운동 시간이력에 동일하게 적용하였다. 따라서 단계적 배율 조정 후에도 28쌍 지반운동 사이의 편차는 계속 유지된다.

6.2 지진취약도함수

지진취약도함수를 정의하는 지반운동세기는 증분동적해석과 동일하게 0.3초에서의 기하평균 스펙트럼가속도의 중앙값이다. 증분동적해석의 각 단계별로 층간변위비 또는 부재성능 평가에 기초한 한계상태를 각각 적용하여 지진취약도함수를 도출하였다. 총 8개 건물의 해석결과를 이용하므로 하나의 지반운동세기에 대하여 8개 건물 ×28쌍 지반운동 = 224개 해석결과가 산출되며 이 가운데 한계상태를 초과한 경우의 수를 집계하여 단계별 손상확률을 산정하였다. 8개 건물은 용도가 다르므로 국내 조적조 건축물의 용도 분포에 대한 통계자료(국립방재연구소, 2009)에 기초하여 28쌍 지반운동에 대한 손상 빈도를 가중평균하였다[26]. 이를 통해 얻어진 총 16단계의 손상확률에 Baker가 제안한 최우도법(maximum likelyhood method)을 적용하여 대수정규분포의 평균 및 표준편차를 결정하였다[27].

증분동적해석 결과를 토대로 부재성능평가 및 층간변위평가에 기반한 지진취약도함수를 각각 도출하여 대수정규분포의 표준편차 θ 및 β_{RTR}를 Table 7에 정리하였다. 여기서 대수표준편차는 지반운동의 무작위성에 의한 영향만 고려된 것이다. 또한 이들 파라메터를 적용한 지진취약도함수의 형상은 Fig. 7과 같다. 층간변위평가에 기반한 지진취약도함수는 S,M,E,C 손상수준의 중앙값 가속도가 유사한 간격을 갖고 있다. 반면에 부재성능평가에 기반한 지진취약도함수는 중앙값 가속도를 기준으로 S, M이 상호 가까운 그룹을 형성하고, E, C 또한 상호 가까운 그룹을 형성하나 두 그룹 사이의 격차는 크게 발생하고 있다. 이는 부재 평가시 IO 허용기준이 탄성한계에 가까운 값을 가지고, LS 허용기준은 CP 허용기준과 가까운 값을 가지기 때문이다. 검증 시뮬레이션에서 살펴 볼 내용과 같이 실제 피해 또한 소파의 피해수량이 반파, 전파의 피해 수량과 큰 차이를 나타내고 있다.

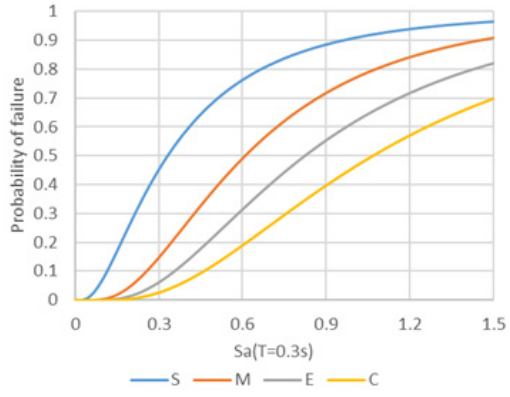
증분동적해석에서 나타나는 손상확률은 Table 6에 제시한 한계상태의 정의에 따라 성능수준을 만족하지 못하는 부재의 단면적 비율로 산정하였다. 다만 해당 기준이 단일 방향에 대한 것으로서 불리한 방향의 평가결과를 기준으로 건물의 손상도를 결정하였기 때문에 Table 7의 중앙값 가속도에서 발생하는 실제 피해 부재의 단면적은 한계상태의 정의보다 많다. 따라서 불리한 방향에서 한계상태에 도달했을 때 해당 성능수준을 만족하지 못하는 손상벽체의 단면적 비율을 각 건물과 지반운동별로 산정하여 평균, 최대 및 최소값을 Table 8에 제시하였다. 한계상태에 도달 시 직교 2방향을 모두 포함하면 관련 성능수준을 만족하지 못하는 벽체의 비율은 평균적으로 전체 단면적의 44~51% 수준인 것으로 나타났다. 단, 여기서 전체 단면적은 Table 6에 규정한 바와 같이 한계상태 E, C에서는 스팬드럴을 포함하지 않는다.

6.3 대수표준편차의 보정

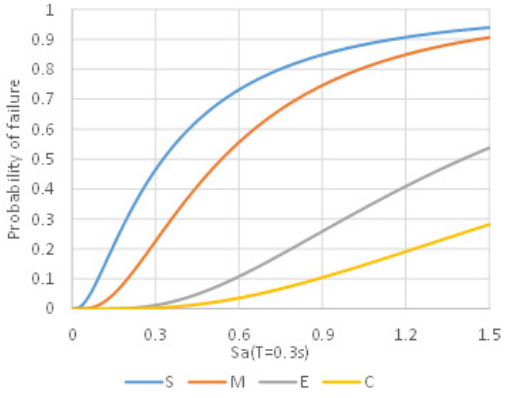
이 연구에서는 평면형상, 개구부의 배치, 벽체의 두께 등에 대한 다양성을 고려하여 8종의 표준적 건물 모델에 대한 해석을 수행하였다. 그러나 표준모델은 실제 건물에서 나타나는 비정형성을 반영하는데 한계가 있고, 층

Table 7. Parameters of lognormal distribution

Limit state	Fragility function based on evaluation of Inter-story drift			Fragility function based on performance evaluation of structural members		
	Median, θ (g)	Standard deviation β_{RTR}	Modified standard deviation β_{TOT}	Median, θ (g)	Standard deviation β_{RTR}	Modified standard deviation β_{TOT}
S	0.332	0.750	0.826	0.327	0.870	0.980
M	0.610	0.580	0.676	0.537	0.633	0.776
E	0.826	0.477	0.656	1.405	0.522	0.689
C	1.069	0.455	0.656	2.317	0.605	0.754



(a) Evaluation of inter-story drift



(b) Performance evaluation of structural members

Fig. 7. Seismic fragility functions

Table 8. Cross-sectional area of structural members damaged to the specified level at the threshold of the damage state

Limit state	S	M	E	C
Average	47%	47%	44%	51%
Median	47%	48%	46%	49%
Min	37%	24%	18%	38%
Max	53%	58%	55%	65%

Table 9. Added standard deviation for lognomal distribution and relevant cause

Standard deviation	Cause of addition	Limit state
β_{DR}	Disregarding out-of-plane failure	0.35
β_{TD}	Uncertainty in material strength	0.2
β_{MDL}	Unertainty in limit state criteria	0.2

수의 차이 등도 고려되지 못하였다. 또한 재료속성, 전단강도식, 한계상태 기준 및 감쇠비 등의 불확실성 등도 명시적으로 고려되지 않았다. 따라서 해석을 통해 얻어진 대수정규분포의 표준편차는 이러한 불확실성을 고려하여 증가시킬 필요가 있다. FEMA P695에서는 붕괴확률의 불확실성 요인4종에 대해서 각각 대수표준편차의 4단계 표준값을 제시하고 있는데 불확실성의 정도와 설계결과 또는 모델의 신뢰도를 정성적으로 평가하여 값을 결정하게 된다[25]. 앞서 언급한 바와 같이 모델에 반영되지 못한 불확실성의 영향을 반영하기 위하여 FEMA P695에 따라 손상도 수준별로 추가적인 대수표준편차를 결정하였으며 Table 9에 이를 요약하였다. 지반운동기록의 편차에 의한 β_{RTR}은 28종의 지반운동 기록을 적용한 증분동적해석에 의한 취약도함수의 대수표준편차에 직접 반영되어 있고 Table 7에 수록되어 있다. 설계요구사항의 불완전성에 의한 β_{DR}은 평가시 벽체의 면외방향 평가가 수행되지 않은 반면에 다른 파괴모드는 상세히 평가한 점을 고려하여 'Fair'에 해당되는 0.35를 적용한다. 시험자료의 불완전성에 의한 β_{TD}는 재료강도의 불확실성으로서 재료강도 설정에 국내 실험자료가 반영된 점, 모든 부재가 변형지배작용으로 평가되었기 때문에 성능판정에 대한 강도의 영향은 제한적이라고 판단하여 'Good'에 해당되는 0.2를 적용하였다. 모델링의 정확도에 관한 β_{MDL}은 모델의 다양성과 스팬드럴, 패널존 등의 영향을 비교적 상세히 모델링한 점을 감안하여 'Good'에 해당되는 0.2를 적용하였다. 이상의 총 4가지 대수표준편차를 제곱합제곱근 방식으로 결합하여 전체 대수표준편차 β_{TOT}를 산정하였으며, Table 7에 함께 수록하였다.

7. 포항지진 피해 추정을 통한 검증

비보강조적조 건축물의 지진취약도함수에 대한 검증을 위해서 2017년 포항지진 본진에 대한 피해추정에 적용하여 실제 집계된 피해와 비교하였다. 대상 건물은 지진재해대응시스템에서 사용하는 2 km × 2 km 격자중 포항지진 본진의 진앙을 중심으로 하는 25개 격자에 위치한 무보강조적조 건물이다. 격자와 진앙지의 위치는 Fig. 8에서 확인할 수 있다. 우선 건축물 대장에 기초하여 격자별로 구조유형이 무보강조적조인 건축물의 수량을 파악하였으며, 격자별로 지반운동의 세기를 지반운동 감쇄식을 이용하여 산

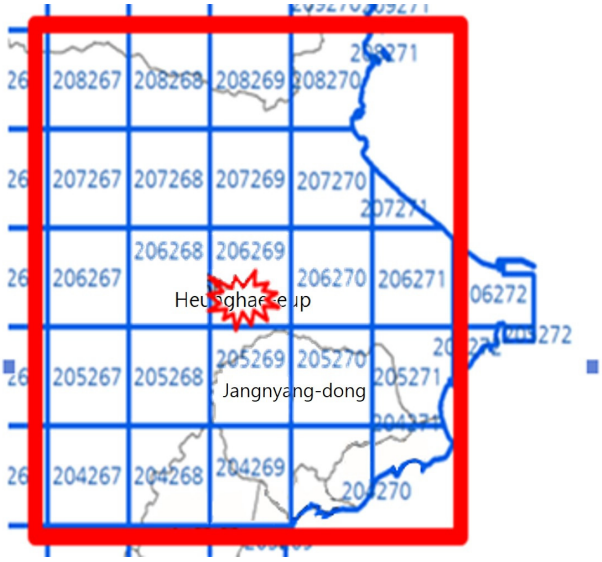


Fig. 8. Grid around epicenter of 2017 Pohang earthquake.

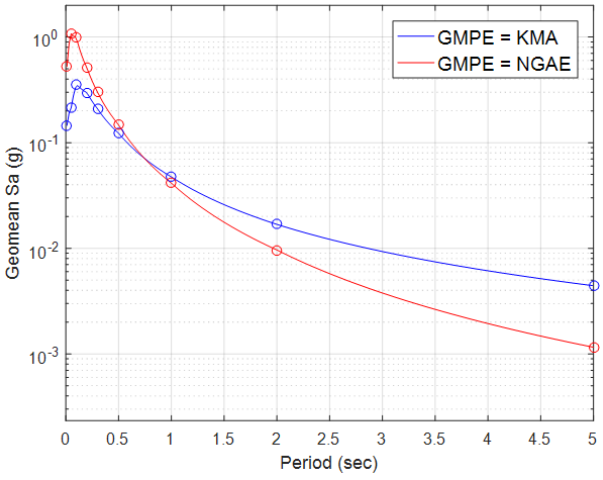


Fig. 9. Response spectra estimated by ground motion prediction equations for grid 204269

정하였다. 적용된 감쇄식은 각각 기상청에서 사용하는 감쇄식과 미국 동부지역에 적용되는 NGA East 감쇄식으로서 각각 KMA와 NGAE로 표기한다[28, 29]. Fig. 9에 두 감쇄식에 의해 산정된 응답스펙트럼의 일례를 도시하였다. 각 격자별로 지진취약도함수를 통해 산정된 피해 확률과 격자내 무보강조적조 건물 수량을 곱하여 손상 수준별로 피해 건물 수량을 산정하였다.

모델에 반영하지 못한 불확실성의 영향을 고려하여 보완된 대수표준편차 β_{TOT}를 적용하였으며 이에 대한 25개 격자의 실제 피해건물 수량과 지진취약도함수에 의한 추정치를 Table 10에 요약하였다. 취약도 함수는 더 높은 피해 수준의 손상을 포함하는 누적 손상확률을 산출하므로 특정 손상 수준의 피해 수량은 단계별 피해수량의 차이로서 계산되었다. Fig. 9에서 지진취약도함수가 정의되는 0.3초 스펙트럼가속도는 NGAE가 KMA보다 더 큰 값을 가지므로 피해 수량은 NGAE에서 다소 증가하는 경향이 있다. Table 10에서 층간변위평가에 기초한 소파 피해 예측 수량은 M을 기준으로 하는 경우 실제 피해보다 현저히 적지만 S의 수량을 합산한 경우에 실

Table 10. Number of damaged unreinforced masonry buildings

Limit state	Damage rating in guidelines	Reported number of damages	Estimation by evaluation of inter-story drift based on β_{TOT}		Estimation by evaluation of structural members based on β_{TOT}	
			KMA	NGAE	KMA	NGAE
Slight	-	-	659	679	536	519
Moderate	Small	1018	292	349	595	752
Extensive	Half	54	112	163	41	69
Complete	Complete	31	116	193	18	32
Total	-	1103	1178	1383	1191	1373

제 피해 1018동과 유사한 결과를 나타낸다. 각각 반파 및 전파 피해 예측 수량에 대응되는 E와 C의 예측 수량은 실제 피해의 2~6배 정도로 과대평가하는 경향이 있다. 따라서 층간변위평가 기반의 한계상태를 적용하려면 S를 소파에 대응시키고 E와 C는 한계상태 허용기준을 다소 상향할 필요가 있다. 반면에 부재성능평가기반 지진취약도함수의 경우 M의 수량으로 정의하는 소파는 다소 과소평가되는 경향이 있으나 반파나 전파는 실제 피해에 부합한다. 특히 NGAE 감쇄식을 적용한 피해추정 결과는 반파의 경우 27% 오차, 전파의 경우에는 거의 일치하는 결과를 도출하였다. 소파의 상대적으로 큰 오차는 실제 소파로 집계된 건물 중 상당수가 구조적 피해보다는 치장벽, 파라펫 등의 비구조요소 피해가 피해조사 결과에 영향을 미쳤으나 이 연구에서는 구조체의 피해만을 다루고 있는 점에서 오차가 발생한 것으로 판단된다. 따라서 소파에 비구조요소의 영향을 포괄적으로 반영하기 위해서는 S의 수량을 소파에 포함하는 방안을 고려할 수 있을 것이다. 다만 HAZUS에서와 같이 비구조요소와 구조체의 피해를 별도로 추정하는 경우에는 M을 소파로 규정하는 것이 바람직할 것으로 판단된다[1].

8. 결 론

이 연구에서는 지진재해대응 시스템의 개선을 위해 표준적인 조적조 건물을 대상으로 국내 지진피해 조사요령에 부합하도록 부재성능평가에 기초하여 한계상태를 정의하고 증분동적해석을 이용하여 지진취약도함수를 도출하였다. 2017 포항지진의 비보강 조적조 건물 피해수량과 추정치의 비교를 통해 손상도 기준의 선택이 미치는 영향을 비교 분석하였으며 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 비선형정적해석의 최상층변위-밑면전단력 선도를 토대로 지진피해 조사요령의 손상도 구분에 부합하는 한계상태를 부재의 성능수준과 해당 성능을 만족하지 못하는 부재의 비중으로 정의하였다. 이를 통해 기존의 건축물 정밀안전진단 지침의 규정을 준용한 층간변위각에 비해 구조적 손상의 상태와 규모가 보다 구체적으로 정의된 지진취약도함수를 도출하였다.
2) 증분동적해석 결과 각각의 한계상태에서 관련 성능수준을 만족하지 못하는 부재의 비율은 직교하는 두 방향의 손상을 모두 고려하면 전체 부재의 절반 또는 그보다 약간 작은 정도의 비율을 갖는다.
3) 2017 포항지진의 피해를 대상으로 검증한 결과 지반운동의 감쇄식에 따라 다소 차이는 있으나 전반적으로 부재성능평가에 기초한 지진취약도함수에 비해 실제 피해에 부합하는 경향을 나타낸다.
4) 재료속성이나 한계상태의 정의, 사용된 모델의 형상 등에 포함된 불확실성을 경험적인 방법으로 대수표준편차에 추가하였다. 이를 통해 피해추정 결과의 정확도가 개선되었다. 다만 해당 불확실성의 영향을 정량화하기 위한 추가적인 연구가 필요하다.

/ 감사의 글 /

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

/ REFERENCES /

1. FEMA. Hazus—MH 2.1: Technical manual. Multi-hazard loss estimation methodology, earthquake model. c1999.
2. European Union Commission. Guidelines for deriving seismic fragility functions of elements at risk: Buildings, lifelines, transportation networks and critical facilities. c2013.
3. National Emergency Management Agency. Development of seismic fragility functions for Koeran building structures. c2009.
4. National Institute for Disaster Prevention. Development of the Seismic Fragility Function for Unreinforced Masonry Buildings. c2008.
5. Baek EL, Kim JH, Lee SH, Oh SH. Nonlinear Analysis model Considering Failure Mode of Unreinforced Masonry Wall. Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and inspection. 2014 Jul;18(4):33-40.
6. Baek EL, Kim JH, Lee SH. Evalution of the Seismic Performancefor Domestic URM Buildings Using Nonlinear Dynamic Analysis. Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and inspection. 2016 May;20(3):83-92.
7. Heo JS, Lee SH. Analytical Study on the Seismic Capacity for Existing Masonry Building in Korea. Jounrnal of the Korea Institute for Structural Maintenance and inspection. 2009 Nov;13(6):75-87.
8. Kim TW, Min CG, Lee HM. Seismic Performance Evaluation of Unreinforced Masonry Buildings By Using a Three-Step Procedure. EESK J. Earthquake Eng. 2011 Jun;15(3):57-64
9. Kwon KH, Kim MH, Kim HJ. Seismic Performance Assessment of Unreinforced Masonry Wall Buiidings Using Incremental Dynamic Analysis. Jounrnal of the Korea Institute for Structural Maintenance

and inspection. 2013 May;17(3):28-39
10. Hong JM, Shin DH, Kim HJ. Nonlinear Analytical Model of Unreinforced Moasonry Wall using Fiber and Shear Spring Elements. Journal of Computational Structural Engineering Institue of Korea. 2018 Dec;31(6):283-291
11. Ministry of the Interior and Safety, Guidelines on reconnaissance and restoration planning for natural disasters. c2018.
12. Korea Insitute of Construction & Transportation Technology Evaluation and Planning. A study on a method of the improving the seismic performance of unreinforced masonry structures and realizing high-rise buildings with using masonry finishing. c2006.
13. Computers and Structures, Inc., "PERFORM Components and Elements for PERFORM 3D ver 7" CSI, Berkerley, CA., 2018.
14. Lagomarsino S, Penna A, Galasco A, Cattari S. TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry building. Engineering Strutures. 2013 Sep;56:1787-1799.
15. Dolce M. Models for in-plane loading of masonry walls. ordine degli ingegneri. c1989.
16. Moon FL. Seismic strengthening of low-rise unreinforced masonry structures with flexible diaphrams. Georgia Institue of Technology. 2004 May;1-707.
17. Korea Infrastructure Safety Corporation. Guidelines for seismic performance evaluation for existing buildings. c2019.
18. Kim HC, Kim KJ, Park JH, Hong WK. Experimental Study on the Material Properties of Unreinforeced Masonry Considering Earthquake Load. EESK J. Earthquake Eng. 2021 Apr;5(2):93-101.
19. Yi WH, Lee JH, Kang DE, Yang WJ. An Experimantal Study of Material Characteristics of Brick Masonry. Architectural Institute of Korea. 2004 Dec;20(12):45-52.
20. American Society of Civil Engineers. ASCE 41-17 Seismic Evalution and Retrofitting Techniques for Unreinforced Masonry Buildings. c2017.
21. Yi T. Experimental Investigation and Numerical Simulation of an Unreiinforced Masonry Structure with Flexible Diaphrams. Georgia Institue of Technology, ProQuest Dissertations Publishing. c2004 Feb;p.1-671.
22. Korea Infrastructure Safety Corporation. Guidelines on Safety Inspection and Precision Safety Diagonosis, c2017.
23. Kim B, Seismic Fragility Evaluation of Inverted T-type Wall with a Backfill Slope Considering Site Conditions. c2020.
24. Ministry of Land and Transportation. Seismic Design in General. KDS 17 10 00. Korea Construction Standards Center. c2019.
25. FEMA, Quantification of Building Seismic Performance Factors. Report FEMA P695. Washington, DC. c2008.
26. National Institute for Disaster Prevention. Study on Seismic Retrofitting Techniques for Unreinforced Masonry Building. c2009.
27. Baker JW. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. Earthquake Spectra. 2015;31(1):579-599.
28. Korea Meteorological Administration. A basic study on building ShakeMap database of scenario earthquakes in the Korean Peninsula. c2015.
29. Goulet C. et al. (2018). Central and eastern North America gound motion chracterization - NGA-East final report. PEER Report No. 2018/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center. c2018. 817p.