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

ISSN 1226-525X / eISSN 2234-1099
EESK J Earthquake Eng Vol. 25 No. 6, 251-259
https://doi.org/10.5000/EESK.2021.25.6.251

포항지진의 피해 결과를 반영한 기존 저층 필로티 건물의 지진취약도함수

Seismic Fragility Function for Existing Low-Rise Piloti-Type Buildings Reflecting Damage From Pohang Earthquake

김진영[1] · 김태완[2]*

Kim, Jinyoung[1] · Kim, Taewan[2]*

[1]강원대학교 신산업개발 T-EMS 융합학과 대학원생, [2]강원대학교 신산업개발 T-EMS 융합학과 교수

[1]Graduate Student, Department of Energy and Infra Integrated System, Kangwon National University, [2]Professor, Department of Energy and Infra Integrated System, Kangwon National University

/ ABSTRACT /

Current seismic fragility functions for buildings were developed by defining damage state threshold based on story drift concerning foreign references and using the capacity spectrum method based on spectral displacement. In this study, insufficient details and dependence on the core location of piloti-type buildings were not reflected in the fragility function because it was developed before the Pohang earthquake. In order to develop an improved one for piloti-type buildings, several types of core were selected, damage state threshold was determined based on the capacity of structural members, and three-dimensional analyses were utilized. As a result, seismic fragility functions based on spectral acceleration were developed for various core locations and different shear strengths of the column stirrup. The fragility of piloti-type buildings significantly varied according to core location, an additional single wall, and whether the contribution of column stirrup was included or not. To estimate fragility more reasonably, it is necessary to prepare the parameters to reflect actual state well.

Key words: Damage probability, Piloti-type building, Seismic fragility, Non-ductile column, Pohang earthquake

1. 서 론

2017년 11월 15일 경상북도 포항시에서 규모 5.4 지진이 발생하였다. 포항지진은 수많은 건물에 피해를 발생시켰지만, 그중에서도 필로티 건물의 피해가 가장 컸다. 주차장을 1층에 설치하기 위해 필로티 건물의 1층은 코어 벽체를 제외하고 기둥으로 계획하며 2층 이상은 주거용 원룸으로 구성되어 벽식구조로 계획한다. 이러한 구조는 1층이 상대적으로 강성 및 강도가 낮은 수직 비정형시스템이 된다. 그리고 1층 코어 벽체의 위치에 따라 평면 비정형이 발생할 가능성도 매우 크다. 따라서 지진에 대해 횡방향으로 거동할 때 1층, 즉 필로티층이 가장 취약하며 필로티층의 기둥과 벽체의 내진성능이 매우 중요하다. 포항지진의 피해 결과는 이들의 성능이 만족스럽지 못했다는 것을 의미한다.

건축법 시행령[1]에 따른 내진설계 의무대상은 점차 확대됐다. 2005년 7월 이전에는 6층 이상 또는 연면적 10,000 m^2 이상이 대상이었으나 2005년 7월 이후에는 3층 이상 또는 연면적 1000 m^2 이상이 대상이었고, 2017년 2월 이후로는 2층 이상 또는 연면적 500 m^2 이상 건물로 확대되었다. 포항지진에서 피해가 많이 발생한 장량동(장성동+양덕동)은 근래 택지가 조성된 곳이어서 필로티 건물은 대부분 2005년 이후에 건설되었으며 4층이었다. 따라서 이들은 대부분 내진설계 대상에 포함되지만 포항지진 이후 피해조사 결과[2] 내진성능에 문제가 있었다. 피해 결과를 보면 기둥의 띠철근 간격이 넓고 갈고리 상세도 부실하여 띠철근이 풀려 주철근에 좌굴이 발생하거나 심한 경우 코어 콘크리트까지 파괴된 것을 확인할 수 있었다. 코어 벽 역시 전단철근이 부족하여 대각선 방향으로 전단파괴가 발생하였고, 심한 경우 콘크리트가 탈락하여 철근이 노출한 경우로 있었다. 결국 포항지진 당시 필로티 건물은 내진설계가 정확하게 이루어지지 않았고, 그 결과로 연성거동이 아닌 취성거동을 보여주었다.

한편, 포항지진이 발생하기 오래전인 2009년에 소방방재청에서 공식적으로 국내 건축물의 지진취약도함수[3]를 개발하였다. 건축물을 구조유형별로 분류하고, 각 유형의 대표 건물을 선택하여 해석(푸시오버해

*Corresponding author: Kim, Taewan
E-mail: tkim@kangwon.ac.kr
(Received July 28, 2021; Revised September 9, 2021; Accepted September 10, 2021)

석)을 통해 지진취약도함수를 산정하였다. 이 당시는 국내에 지진에 의한 건축물의 피해사례가 많지 않았기 때문에 지진취약도함수 산정에서 가장 중요한 변수인 손상상태별 손상도 기준은 해외 문헌을 참고하였다. 즉, 손상상태 분류는 HAZUS[4]를 기반으로 하고, 건물의 손상도 기준은 FEMA356[5]의 층간변위각을 참고하였다. HAZUS에서는 건축물의 손상상태를 'Slight(S)', 'Moderate(M)', 'Extensive(E)', 'Complete(C)'의 4단계로 분류하고 있는데 국내 지진취약도함수도 이를 따랐다. FEMA 356은 구조시스템의 성능 수준을 'Operational(OP)', 'Immediate Occupancy (IO)', 'Life Safety(LS)', 'Collapse Prevention(CP)'의 4단계로 분류하고 시스템별로 층간변위각 한계가 제시되어 있다. 현 지진취약도함수에서는 FEMA356에서 제시한 성능 수준 정의와 HAZUS에서 제시한 손상상태 정의는 약간 차이가 있으나 각각이 서로 같다고 보고 FEMA356에서 제시하고 있는 층간변위각을 손상상태별 한계로 설정하였다.

여기서 문제는 FEMA356에서 제시하고 있는 성능 수준별 층간변위각 한계는 연성적인 건축물을 기초한 것이라는 점이다. 물론 현 지진취약도함수에서 내진설계 되지 않은 건물은 이 값에 0.8을 곱하도록 하고 있다. 하지만 앞서 언급한 대로 포항지진 당시의 필로티 건물은 다수가 내진설계 된 건물에 해당한다. 더욱 심각한 것은 피해 결과에서 필로티 건물은 매우 취성적인 거동을 보였다는 점이다. FEMA356의 층간변위각을 80% 수준으로 낮추더라도 필로티 건물의 실제 거동을 충분히 반영했다고 보기 어렵다. Kim[6]에 따르면 현 지진취약도함수는 필로티 건물의 피해 확률을 포항지진 당시의 결과에 비해 매우 낮게 평가하고 있으며, 이는 바로 손상도 기준이 실제 능력에 비해 과도하게 책정되었기 때문이다.

과도한 손상도 기준에 더해서 필로티 건물에 대한 현 지진취약도함수는 여러 문제점을 지니고 있다. 포항지진 피해 결과[2]에서 알 수 있듯이 필로티 건물은 코어의 위치에 따라 피해 정도의 차이가 심했다. 그런데 현 지진취약도함수는 특정 코어 위치를 가진 대표 건물 하나를 대상으로 푸시오버해석을 통해 역량곡선을 산출한 후 ATC-40[7]의 방법으로 성능점을 산정하여 취약도를 산정하였다. Kim[6]에서는 코어 위치에 따라 필로티 건물의 횡방향 거동은 차이가 큼을 보여주고 있는데, 단일 코어 위치에 단일 건물의 거동으로 전체 필로티 건물의 취약도를 나타내는 것은 신뢰성이 부족할 수밖에 없다.

코어 위치뿐만 아니라 방향에 따라서도 필로티 건물의 거동 차이가 큰데, 현 지진취약도함수의 접근 방식은 근본적인 한계가 있다. 현 지진취약도함수는 기본적으로 HAZUS[4]의 절차를 채택하였기 때문에 구조물의 능력은 푸시오버해석을 기반으로 한다. 푸시오버해석은 방향별로 수행하기 때문에 필로티 건물은 코어 위치 및 방향에 따라 서로 다른 능력과 요구를 보일 수밖에 없다. 따라서 필로티 건물의 취약도를 단일 코어 및 단일 건물로 대표하는 것은 한계가 있다.

현 지진취약도함수는 성능점에서의 스펙트럼변위(S_d)를 입력 변수로 사용할 뿐만 아니라 손상상태별 손상도 기준도 층간변위각을 스펙트럼변위로 치환하여 사용한다. 이것이 의미하는 것은 구조물의 중요한 거동을 모두 변위로 나타낸다는 것이다. 이 방법이 신뢰성을 갖기 위한 조건은 구조물이 충분히 연성적으로 거동하는 것이다. 연성적인 구조물은 특정 손상상태를 특정 층간변위각에 도달할 때로 정의하기가 상대적으로 쉽다. 그런데 포항지진 피해사례에서 나타났듯이 필로티 건물은 매우 취성적인 거동을 보였다. 특히 기둥의 띠철근이 제 역할을 하지 못해 전단파괴가 발생한 경우가 많았다. 이러한 거동을 층간변위각으로 정의하기는 쉽지 않기 때문에 Kim[6]에서는 개별 부재의 성능을 기반으로 손상상태를 정의하는 방안을 제시하였다.

이러한 배경으로 이 연구에서는 필로티 건물에 대한 현 지진취약도함수를 포항지진 피해 결과를 반영한 새로운 지진취약도함수를 개발하고자 하였다. 먼저 선행 연구(Kim[6])의 결과인 코어 위치에 따른 다수의 대표 건물 사용과 포항지진 피해사례를 바탕으로 한 부재 성능 기반 손상도 기준을 채택하였다. 방향별 능력 및 요구 차이를 극복하기 위해 3차원 비선형동적해석법을 통한 증분동적해석(Incremental dynamic analysis[8])을 적용하였다. 이때 지진파의 스케일링은 필로티 건물의 고유주기에서의 스펙트럼가속도(S_a)를 기반으로 시행하였다. 결과적으로 필로티 건물의 새로운 지진취약도함수는 입력값이 스펙트럼변위고 2차원 해석으로 방향별 차이를 반영할 수 없는 현재와 달리 입력값이 스펙트럼가속도고 3차원 해석을 통한 유도로 방향별 차이의 영향을 직접 반영할 수 있다.

2. 필로티 건물의 피해 특성 반영 방안

2.1 코어 위치를 반영한 예제모델 선정

국내 필로티 건물의 코어 위치는 일반적으로 중심 코어 (Central core, CC)와 편심 코어(Eccentric core, EC)로 구분한다. 필로티 건물의 코어 벽체는 계단실을 따라 설치되며, 한쪽에는 상대적으로 짧은 벽체가 1개 존재하고, 다른 한쪽에는 상대적으로 긴 벽체가 2개 존재한다. 전자가 향하는 쪽은 X 방향, 후자가 향하는 쪽은 Y 방향으로 정하였다. Fig. 1에서 확인할 수

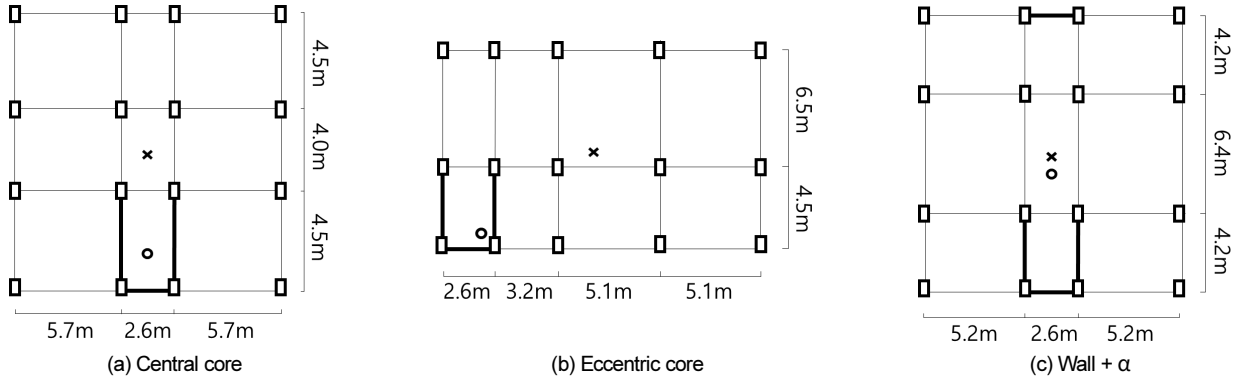

Fig. 1. Plan views of sample piloti-type buildings (x : center of mass, o : center of rigidity)

있듯이 중심 코어 건물(Fig. 1(a))은 코어가 평면에서 중간에 위치하고, 편심 코어 건물(Fig. 1(b))은 코어가 평면에서 한쪽 모서리에 치우쳐 위치한다. 일반적으로 중심 코어 건물은 평면의 형태가 정사각형에 가깝고 편심 코어 건물은 직사각형에 가깝다. 물론 Fig. 1(b)와 같은 평면 형태에 코어가 한쪽 모서리가 아닌 중앙부로 약간 이동해서 위치하는 예도 있다. 이 경우는 Y방향으로 대칭이 아니더라도 중심 코어로 분류한다. 한 가지 더 주지할 사실은 중심 및 편심 코어 건물 모두 X방향으로는 대칭이 아니기 때문에 편심이 작용한다는 것이다. 이렇게 중심과 편심 코어로 구분한 이유는 포항지진 이후 피해조사 결과[2]에서는 코어 위치에 따라 필로티 건물의 피해 정도가 크게 달랐기 때문이다.

이 연구에서는 중심과 편심 코어 건물 외에 추가로 코어 외에 벽체가 존재하는(이하 벽체+α) 건물을 고려하였다. 필로티 건물은 1층에 주차장이 필요하므로 주차장 설치를 방해하지 않기 위해 되도록 코어 외에는 벽체를 설치하지 않는다. 동시에 코어 외에 벽체가 있는 필로티 건물도 상당히 흔하게 발견할 수 있다. 이들의 비율은 이후에 자세히 언급하도록 하겠다. 추가된 벽체는 코어에서 되도록 멀리 떨어져 위치하여 평면 비틀림을 감소시키는 역할을 한다. 따라서 코어 위치 및 추가된 벽체의 방향과 관계없이 그 역할은 아주 유사하다. 따라서 벽체+α 건물의 평면 형태는 매우 다양하나 여기서는 중심 코어에 X 방향으로 코어벽과 대칭인 벽이 하나 더 존재하는 경우(Fig. 1(c))로 선택하였다. 다만 Fig. 1(a)와 다른 점은 Y방향으로 평면 길이가 좀 더 크다는 것이다.

필로티 건물은 대부분 2002년 9월 이후에 건설되었으므로 재료 강도는 가장 흔히 사용하는 값을 선택하였다. 따라서 예제 건물의 콘크리트 공칭강도는 21 MPa, 철근 항복강도는 주철근과 전단철근 모두 400 MPa로 정하였다. 중심건물과 편심 건물의 부재 치수와 배근 상세는 포항시 104동, 서울시 33동 건물의 세움터[9]에서 제공하는 도면에서 필요한 자료를 추출한 후 통계 작업을 통하여 산정하였다. 자료를 분석한 결과 중심과 편심 코어 건물의 주요 변수들은 거의 유사하였고, 벽체+α 건물은 중심 및 편심 코어 건물은 약간의 차이가 있었으나 뚜렷한 경향은 발견하지 못해서 코어 외에 벽체가 하나 추가된 것을 제외하면 모든 부재 치수 및 철근 배근은 같다. 아래에 코어 위치 및 형태별로 기둥 크기, 주철근비, 띠철근 종류와 간격과 벽체 두께, 수평 및 수직 철근의 배근을 결정한 근거를 간단하게 정리하였다.

기둥 크기는 X방향은 400 mm가 Y방향은 600 mm가 가장 많아 400 mm×600 mm로 결정하였다. 기둥 주철근의 경우 철근비가 1% 이상 2% 미만의 분포가 가장 많아 대략 그 중간인 1.49%에 해당하는 10-D19를 배근하였다. 기둥 띠철근의 경우 모든 기둥에서 D10@300 mm로 배근 되어 있었기 때문으로 그대로 적용하였다. 벽체 두께는 방향과 상관없이 가장 많은 200 mm로 하였다. 벽체 수직, 수평철근의 경우 철근비가 0.2% 이상 0.5%로 넓게 분포하였으며, 이는 철근 배근의 차이라기보다는 두께의 차이에 더 기인하였다. 벽체 수직, 수평 철근의 배근에는 여러 종류가 있었으나 기둥 띠철근과 마찬가지로 가장 흔하게 배근 되어 있는 D10@300mm로 정하였다. Table 1은 이들을 모두 정리한 것이다.

Table 1. Member size and details of column and wall

Column	Size (mm)	400x600
	Main reinforcement	10-D19
	Hoop reinforcement	D10@300
	Main reinforcement ratio	1.49%
Wall	Thickness (mm)	200
	Vertical reinforcement	D10@300
	Horizontal reinforcement	D10@300

2.2 3차원 비선형동적해석을 위한 필로티 건물의 비선형 모델링

비선형해석을 위한 구조해석 프로그램은 Perform-3D(이하 퍼폼)[10]를 이용하였다. 필로티형 건물의 비선형 거동은 1층에 집중된다는 점을 고려하여 1층은 비선형, 2층부터는 탄성으로 모델링 하였다. 비선형 모델링을 위한 재료강도, 부재강도 그리고 비선형능력은 대부분 국토안전원의 '기존 건축물 내진성능 평가요령(이하 평가요령)[11]'을 참고하였다. 포항지진에서 필로티 기둥 띠철근의 간격이 넓고 시공이 불량하여 전단에 대한 지지 능력을 기대하기 어려운 경우가 많았다. 따라서 기둥의 전단강도를 띠철근의 역할을 무시했을 때($V_n = V_c$)와 띠철근의 능력을 고려했을 때($V_n = V_c + V_s$)를 모두 고려하여 그 영향을 조사하였다.

기둥은 퍼폼의 'Column, reinforced concrete cross section'으로 모델링하였다. 이때 기둥의 비선형속성은 2축 축력-모멘트 상관관계(P-M2-M3 Hinge, Rotation Type)와 2축 전단 관계(V2-V3 Shear hinge, Displacement Type)로 정의되는 모멘트힌지와 전단힌지를 함께 사용하여 모델링 하였다. 지진파를 양방향으로 동시에 입력하는 3차원 동적해석에서는 이러한 축력-모멘트와 전단의 2축 관계 모델링이 매우 중요하다. 특히 코어 위치에 따라 평면비틀림의 정도가 크게 차이가 나고 주차공간의 확보를 위해 기둥 단면이 직사각형인 필로티 건물에서는 실시간으로 축력-모멘트와 전단력을 2축으로 확인해야 한다. 푸시오버해석을 통해서도 이러한 2축 모델링의 효과를 얻을 수 있으나 3차원 동적해석보다는 제한적이다. 여기서는 3차원 동적해석을 통해 지진 시 필로티 건물의 비선형거동을 보다 정확히 모사할 수 있다.

모멘트힌지의 비선형능력은 지배 거동과 관계없이 휨 항복 후 전단파괴(평가요령에서 기둥 조건2)를 적용하였고, 전단힌지는 전단강도에 도달하면 강도가 감소하며 잔류강도에 도달하는 변위를 0.01 m로 하였다. 이는 층간변위각으로 보면 0.3%에 해당한다. 이 값은 비선형해석의 수렴이 원활한 한도 내에서 최소한으로 정하였다. 기둥의 전단강도(V_n)는 평가요령에서 제공하는 다음 식으로 평가하였다.

$$V_n = k_1 \frac{A_s f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5\sqrt{f_{ck}}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5\sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (1)$$

$$k_1 = \begin{cases} 1 & s \le 0.5d \\ 0.5 & 0.5d < s \le d \\ 0 & s > d \end{cases} \quad (2)$$

기둥의 띠철근의 역할을 고려했을 때 기둥의 전단강도는 식 (2)에 따라 k_1에 의해 띠철근의 전단강도 반영 비율이 결정된다. 기둥의 단면 치수가 400 mm×600 mm이고 유효깊이 d를 부재치수의 80%로 보면 d는 각각 320 mm, 480 mm가 된다. 띠철근의 간격 s는 300 mm이므로 s가 d보다는 작으나 $0.5d$(160 mm, 240 mm)보다는 크므로 k_1이 0.5가 된다. 따라서 기둥 전단강도는 띠철근의 역할을 고려하면 $V_n = V_c + 0.5V_s$, 띠철근의 역

Table 2. Governing behavior of a column

	$V_n = V_c$			$V_n = V_c + V_s$		
	V_n (kN)	V_p^* (kN)	Condition**	V_n (kN)	V_p^* (kN)	Condition**
X-dir	154.1	197.7	III	199.8	197.7	II
Y-dir	176.7	306.0	III	245.2	306.0	III

* $V_p = 2M_n/L_n$, M_n: moment strength, L_n: length of column
** II: flexure-shear controlled, III: shear controlled

할을 무시한 경우는 $V_n = V_c$로 계산하였다.

기둥 띠철근의 역할 유무에 따라 기둥의 비선형 거동은 큰 영향을 받는다. Table 2에는 특정 기둥의 지배 거동 변화를 보여주고 있다. 띠철근의 역할을 무시했을 때는 띠철근 전단강도가 포함되지 않아 전단강도가 작게 평가되어 기둥은 전단 지배 거동으로 분류된다. 반면 띠철근의 역할을 고려했을 때는X방향으로 전단강도가 휨 강도를 약간 초과해서 지배 거동이 휨-전단으로 분류되었다. 차이는 크지 않지만 전단 보다 휨으로 먼저 비선형 거동에 들어가는 것은 비선형 거동 능력을 상당히 향상한다. 이에 따른 영향은 이후에 더 자세히 확인할 수 있다.

벽체는 휨과 전단거동을 나타낼 수 있는 퍼폼의 'Shear Wall Element'를 사용하여 모델링 하였다. 벽체의 휨 거동은 섬유단면(Fiber Section)으로 나타냈으며, 이때 콘크리트와 철근에 대한 재료 비선형속성을 입력하였다. 여기에 대한 자세한 사항은 Kim[6]에 제시되어 있다. 벽체의 전단거동은 삼선형 이력 유형의 비탄성 재료모델을 적용하였다. 균열전단변형률(γ_{cr})은 균열전단응력(τ_{cr})을 전단탄성계수(G_c)로 나누어 산정하고, 최대전단응력(τ_u)에 상응하는 변형률(γ_u)은 최대전단응력을 전단탄성계수(G_c)를 이용하여 구한 유효전단강성(G_{eff})으로 나누어 산정하였다. 유효전단강성은 PEER/ATC-72-1[12]에서 제시한 값을 참고하였다. 해당 문헌에는 유효전단강성을 전단탄성계수의 5~10% 사이로 제시하고 있는데, 이 연구에서는 γ_u 를 최소로 평가하는 10%를 선택하였다. 최대전단응력 도달 후에는 전단변형률이 0.02까지 응력이 서서히 감소하도록 하였다. 기둥과 마찬가지로 이 값 또한 비선형해석의 수렴이 원활한 한도 내에서 최소한으로 정하였다. 위에 언급한 변수들을 위한 수식은 다음과 같다.

$$\tau_u = 0.167\sqrt{f_{ck}} + \rho f_y \tag{3}$$

$$\tau_{cr} = 0.4\tau_u \tag{4}$$

$$G_c = 0.43E_c \tag{5}$$

$$G_{eff} = 0.1G_c \tag{6}$$

2.3 부재 성능 기반 손상도 기준 설정

현 지진취약도함수[3]는 손상 상태별 손상도 기준을 층간변위각을 기반으로 한 스펙트럼변위로 정의하고 있다. 하지만 Kim[6]은 국내 기존 필로티 건물의 손상도 기준을 층간변위각을 기반으로 하는 것은 실제 거동을 정확히 반영하기 힘들다고 주장하고 있다. 이 연구에서도 Kim[6]에서 제시

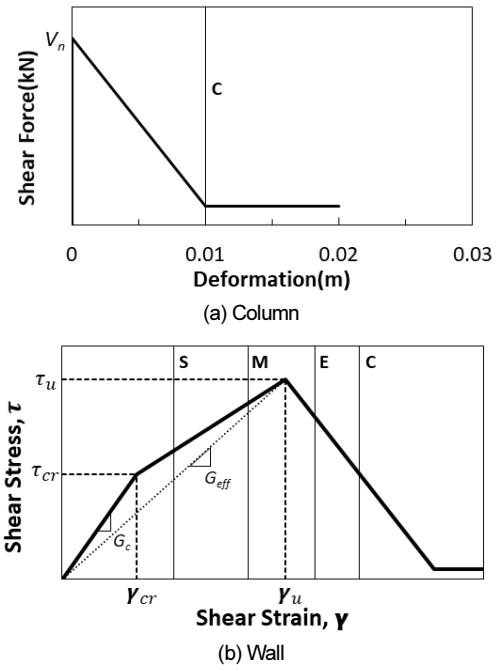

Fig. 2. Damage state definition on structural element

한 부재 성능 기반 손상도 기준을 같이 채택하였다. 필로티 건물에서는 1층의 기둥과 전단벽의 성능이 전체의 성능을 결정하는 데 중요한 역할을 하므로 일차적으로 부재별로 손상 상태에 도달하는 기준을 정의하였다.

기둥의 경우에는 특정 손상 상태에 도달하는 시점이 휨지배일 때와 전단지배일 때가 서로 다르다. 휨지배일 때는 소성회전각이 손상 상태에 영향을 미치므로 평가요령에서 즉시복구(IO), 인명보호(LS), 붕괴방지(CP)에 대한 허용소성회전각을 M, E, C에 대한 손상도 기준으로 정하였다. S에 대해서는 M의 1/2을 사용하였다. 전단지배일 때는 최대 강도 도달 후 바로 강도가 급감하기 때문에 단계별로 손상도 기준을 설정하기 어렵다. 따라서 전단지배일 때는 Fig. 2(a)와 같이 강도가 완전히 감소한 시점을 C로 정하였다.

벽체도 기둥과 같이 휨지배일 때와 전단지배일 때의 손상도 기준을 따로 정의해야 한다. 하지만 필로티 건물은 1층이 연약층이어서 벽체는 단면 배근 상태와 상관없이 전단에 의해 지배되는 것으로 확인되었다. 따라서 벽체의 손상도 기준은 전단거동으로만 정의했음을 주지한다. 벽체는 Fig. 2(b)와 같이 S는 전단균열강도 시점 γ_{cr}과 최대전단강도 시점 γ_u의 1/4지점으로 하였고, M은 3/4 지점으로 하였다. E는 최대전단강도 도달 후 80%, C는 50% 수준으로 전단강도가 감소하는 시점으로 정하였다.

Kim[6]에서는 개별 부재의 손상도 기준을 위와 같이 정의하되, 필로티 건물의 최종적인 손상 상태는 행정안전부의 '자연 재난에 대한 피해조사 및 복구 계획 수립 요령[13]'에 따른 정의(소파, 반파, 전파)에 부합하도록 정의하였다. 즉, 벽체의 손상은 개수 및 손상 수준과 관계없이 그대로 건물의 손상 상태 결정에 영향을 미치므로, 벽체의 S와 M은 소파, E는 반파, C는 전파에 해당하는 것으로 정의하였다. 기둥의 손상 상태 중에서 S와 M은 벽체의 S와 M에 각각 후행하여 발생하였기 때문에 따로 건물의 손상 상태와 연결하지 않았다. 이에 대한 사례는 3장에서 확인할 수 있다. 단일 기둥의 전단파괴(대략 1층 기둥의 10%)를 전파로 정의하는 것을 과도하다고 판단

하여 반파에 해당하는 E로 정의하였고, 1층 기둥의 50%에서 전단파괴가 발생할 때를 전파에 해당하는 C로 정의하였다.

3. 증분동적해석(Incremental Dynamic Analysis)

3.1 증분동적해석을 위한 지진파

증분동적해석(Incremental dynamic analysis, IDA)을 수행하기 위해서 Table 3에 제시된 총 7쌍의 지진파를 사용하였다. Seo et al.[14]에서는 암반에서 측정된 이들을 지반 조건(S_2, S_3, S_4, S_5)에 따라 부지응답해석을 수행하여 총 28쌍의 지진파를 생성하였다. 이 연구에서는 총 28쌍의 지진파를 사용하여 증분동적해석을 수행하였고, 총 28개의 결과를 지진취약도 산정에 사용하였다. Fig. 3은 28쌍 지진파 각각에 대해 방향별로 구한 스펙트럼을 기하평균 한 스펙트럼을 보여주고 있다.

증분동적해석을 수행하기 위한 지진파 보정(Scaling)은 스펙트럼가속도를 사용하였다. 이때 기준이 되는 스펙트럼가속도는 Fig. 3에서 28개 지진파의 평균 스펙트럼에서 건물주기(0.3초)에 해당하는 스펙트럼가속도 값이다. 이를 0.1 g부터 0.1 g 간격으로 점진적으로 증가시키는 보정계수(Scale Factor)를 계산하였다. 이렇게 계산한 보정계수를 28개 지진파 쌍에 같이 적용하여 증분동적해석을 수행하였다.

3.2 증분동적해석 수행 방법

지진취약도함수 산정을 위해 증분동적해석의 각 단계에서 개별 손상 상태(S, M, E, C)에 도달하는 지진파의 개수를 구하고 이를 총개수인 28로 나누어 해당 손상 상태의 초과확률을 계산하였다. 먼저 증분동적해석 수행과정을 IDA 곡선의 한 사례(Fig. 4)를 통해 더 상세히 살펴보겠다. 앞서 언급한 대로 이 연구에서는 기둥의 전단강도에서 띠철근의 역할을 무시한 모델($V_n = V_c$)과 띠철근의 역할을 고려한 모델($V_n = V_c + V_s$)로 구분하여 진행하였다. Fig. 4에서 알 수 있듯이 S와 M의 경우에는 매우 낮은 스펙트럼가속도 및 층간변위각에서 발생하며, 거의 벽체의 S와 M으로 결정되었다. 이는 기둥 띠철근 역할 유무 및 코어 위치와는 전혀 상관이 없었다.

E의 경우에는 띠철근의 역할을 무시했을 때는 기둥에 의해서, 고려했을 때는 벽체에 의해서 결정되었다. 띠철근의 역할을 고려하면 기둥의 휨거동으로 벽체의 손상이 먼저 발생한 것이다. 띠철근의 역할을 고려했을 때 오히려 더 낮은 스펙트럼가속도에 발생하였는데, 이는 코어 위치에 따라 반대로 나타날 수도 있다. C의 경우에는 띠철근의 역할을 무시했을 때 상대적으로 낮은 스펙트럼가속도와 층간변위각에서 기둥의 50%가 전단파괴에 도달하였다. 띠철근을 무시했을 때 기둥의 전단강도가 매우 낮아 전단파괴 벽체의 C에 비해 일찍 발생한 결과다. 띠철근의 역할을 고려하면 E와 마찬가지로 기둥보다 벽체가 먼저 C에 도달한다. 이를 Table 4에 표로 정리하였다.

이러한 방법으로 EC 건물을 총 28쌍의 지진파에 대해 증분동적해석을 한 결과를 Table 5에 정리하였다. 표에는 스펙트럼가속도 단계별로 해당 손상 상태에 도달하는 지진파의 개수(N)와 이를 28로 나눈 값(N/28)이 정리되어 있다. 개수가 '0'인 것은 해당 스펙트럼가속도의 지진강도에서 해당 손상 상태에 도달하는 지진파가 없다는 의미이고, '28'인 것은 모든 지진파가 해당 손상 상태에 도달하여 확률이 1.0 즉 100%라는 의미다. 총 28쌍의 지진파에 대한 증분동적해석 결과는 앞서 언급한 개별 지진파에 대한 결과와 매우 유사하다. S와 M은 기둥 띠철근 역할 고려 여부의 차이가 거의 없으며, E는 역할을 고려했을 때 약간 더 빨리 확률이 증가하였고, C는 역할을 무시했을 때 훨씬 빨리 확률이 증가하였다.

Table 3. Information of earthquake ground motion data

No.	Earthquake	Country	Year	Magnitude	PGA (g)
1	Hokkaido	Japan	2018	6.7	0.13
2	N. Palm Springs	USA	1986	6.06	0.13
3	Kozani_Greece-01	Greece	1995	6.4	0.21
4	Sierra Madre	USA	1991	5.61	0.28
5	L'Aquila (aftershock 1)	Italy	2009	5.6	0.13
6	Gyeongju	Korea	2016	5.5	0.41
7	Pohang	Korea	2017	5.4	0.29

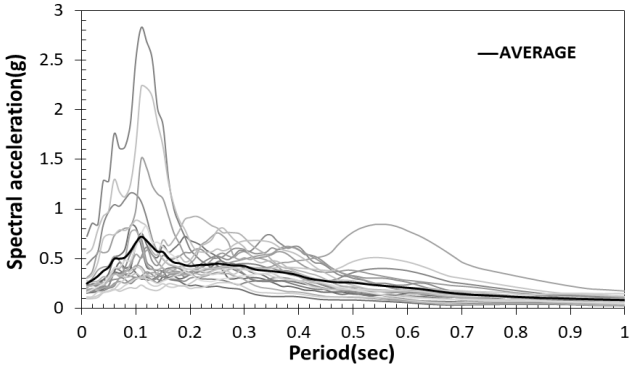

Fig. 3. Spectral acceleration of 28 ground motion data

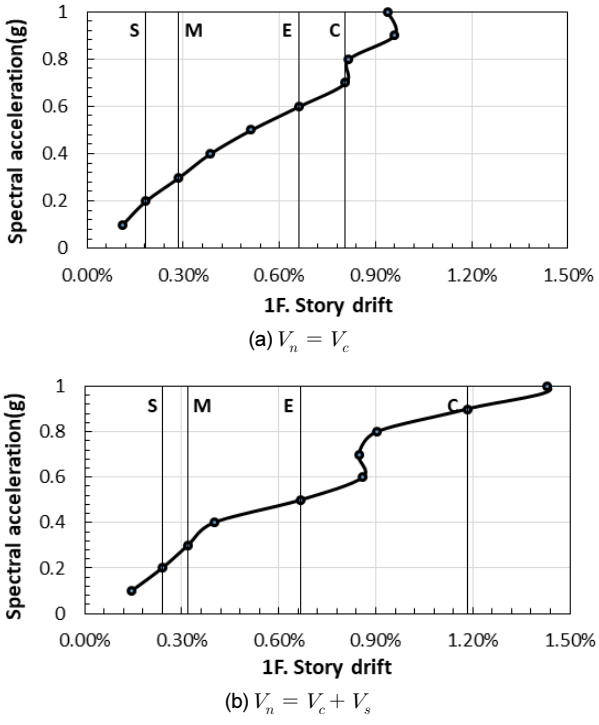

Fig. 4. IDA curve of EC building for L'Aquila (site class : S_3)

Table 4. IDA result of EC building for L'Aquila (Site class : S_3)

Damage State	$V_n = V_c$			$V_n = V_c + V_s$		
	Spectral acc.	Column	Wall	Spectral acc.	Column	Wall
Slight	0.2 g	-	1/4 (cracking, yielding)	0.2 g	-	1/4 (cracking, yielding)
Moderate	0.3 g	-	3/4 (cracking, yielding)	0.3 g	-	3/4 (cracking, yielding)
Extensive	0.6 g	10% failure	3/4 (cracking, yielding)	0.5 g	-	0.8*yielding
Complete	0.7 g	50% failure	0.8*yielding	0.9 g	10% failure	0.5*yielding

Table 5. Number of earthquake and probability reaching each damage state for EC building

Spectral acc.	$V_n = V_c$								$V_n = V_c + V_s$							
	Slight		Moderate		Extensive		Complete		Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	N	N/28	N	N/28	N	N/28	N	N/28	N	N/28	N	N/28	N	N/28	N	N/28
0.1 g	5	0.18	0	0.00	0	0.00	0	0.00	6	0.21	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.2 g	20	0.71	2	0.07	0	0.00	0	0.00	20	0.71	3	0.11	0	0.00	0	0.00
0.3 g	27	0.96	11	0.39	0	0.00	0	0.00	26	0.93	12	0.43	0	0.00	0	0.00
0.4 g	28	1.00	16	0.57	0	0.00	0	0.00	28	1.00	18	0.64	1	0.04	0	0.00
0.5 g	28	1.00	21	0.75	3	0.11	0	0.00	28	1.00	23	0.82	5	0.18	0	0.00
0.6 g	28	1.00	23	0.82	9	0.32	2	0.07	28	1.00	25	0.89	9	0.32	3	0.11
0.7 g	28	1.00	25	0.89	13	0.46	5	0.18	28	1.00	27	0.96	14	0.50	3	0.11
0.8 g	28	1.00	26	0.93	15	0.54	8	0.29	28	1.00	27	0.96	21	0.75	5	0.18
0.9 g	28	1.00	26	0.93	20	0.71	11	0.39	28	1.00	28	1.00	23	0.82	8	0.29
1.0 g	28	1.00	27	0.96	22	0.79	14	0.50	28	1.00	28	1.00	24	0.86	9	0.32

4. 필로티 건물의 지진취약도함수

취약도 함수는 지진강도 x에서 특정 손상 상태 ds에 도달하거나 초과하는 조건부 확률로서 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$P(ds \mid x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta_{ds}}\right) \tag{7}$$

여기서 $P(ds \mid x)$는 지진강도 x에서 손상 상태 ds가 발생할 확률, Φ는 정규누적 분포함수, θ는 해당 손상 상태 ds에 도달하는 지진 강도의 중간값, β_{ds}는 해당 손상 상태 ds에 도달하는 지진 강도의 자연로그 표준편차다. 이때 표준편차 β_{ds}는 다양한 변동성을 고려해야 하므로 HAZUS에서는 식(8)과 같이 역량곡선과 요구스펙트럼의 변동성(β_C and β_D)을 함께 고려한 표준편차($CONV(\beta_C, \beta_D)$)와 손상 상태별 손상도 기준의 변동성을 고려한 표준편차($\beta_{M,ds}$)의 제곱합제곱근(SRSS)으로 제시하고 있다.

$$\beta_{ds} = \sqrt{CONV(\beta_C, \beta_D)^2 + (\beta_{M,ds})^2} \tag{8}$$

각 예제 건물에 대해 증분동적해석결과(Table 5 참조)를 로그정규분포의 누적분포함수에 근사하여 중간값(θ)과 표준편차를 산정하였다. 단일 증분동적해석 결과로부터 직접적으로 구한 표준편차는 요구스펙트럼의 변동성만이 반영된 β_D다. 필로티 건물의 역량에 대한 변동성(β_C)은 3가지 코어 위치 또는 형태를 가진 건물을 사용하는 것으로 갈음하고 무시하였다. 손상도 기준의 변동성을 고려하는 표준편차 $\beta_{M,ds}$는 HAZUS에서 제시하는 값을 참고하였다. HAZUS에서는 $\beta_{M,ds}$를 0.4로 제시하고 있다. 그런데 이 연구에서는 손상도 기준을 부재 성능을 기반으로 하고 있으므로 층간변위각으로부터 계산한 스펙트럼변위를 기반으로 했을 때보다 변동성이 작다고 판단하여 $\beta_{M,ds}$을 0.3으로 사용하였다. 이를 이미 계산한 β_D와 함께 식(8)에 대입하여 β_{ds}를 구하였다. Table 6과 Table 7에는 코어 위치 및 기둥 띠철근 역할 여부에 따라 구분하여 θ와 β_{ds}를 정리하였고, 이들을 식(7)에 대입하여 산정한 취약도함수를 Fig. 5와 Fig. 6에 그래프로 나타내었다.

Table 6. Median and standard deviation ($V_n = V_c$)

	CC		EC		Wall + α	
	θ	β_{ds}	θ	β_{ds}	θ	β_{ds}
Slight	0.19	0.55	0.15	0.50	0.39	0.51
Moderate	0.43	0.58	0.37	0.60	0.69	0.46
Extensive	0.73	0.60	0.75	0.44	1.56	0.56
Complete	1.03	0.53	0.98	0.44	1.89	0.49

Table 7. Median and standard deviation ($V_n = V_c + V_s$)

	CC		EC		Wall + α	
	θ	β_{ds}	θ	β_{ds}	θ	β_{ds}
Slight	0.19	0.57	0.15	0.54	0.45	0.50
Moderate	0.41	0.63	0.34	0.52	0.77	0.47
Extensive	1.03	0.51	0.68	0.43	1.95	0.47
Complete	1.43	0.47	1.17	0.52	2.48	0.44

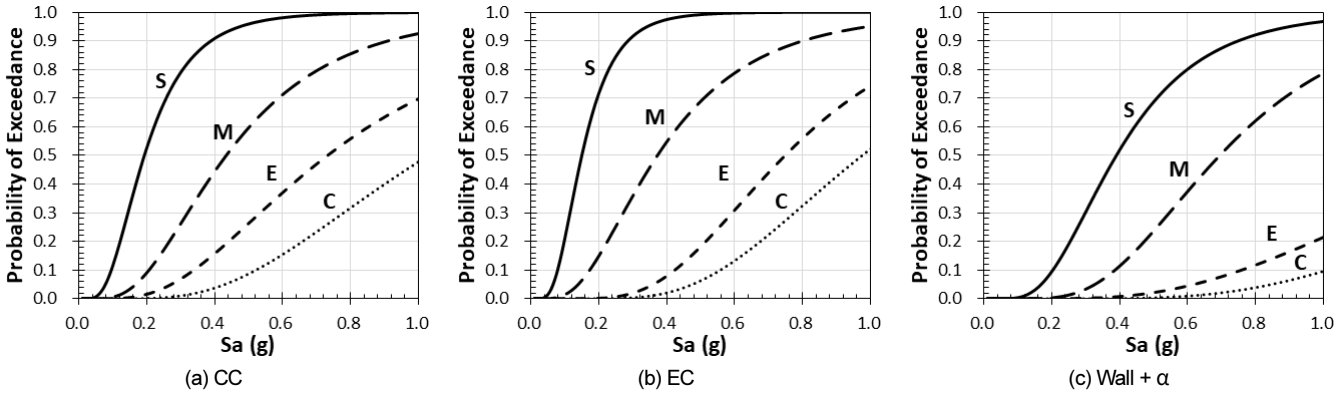

Fig. 5. Fragility curves of sample buildings ($V_n = V_c$)

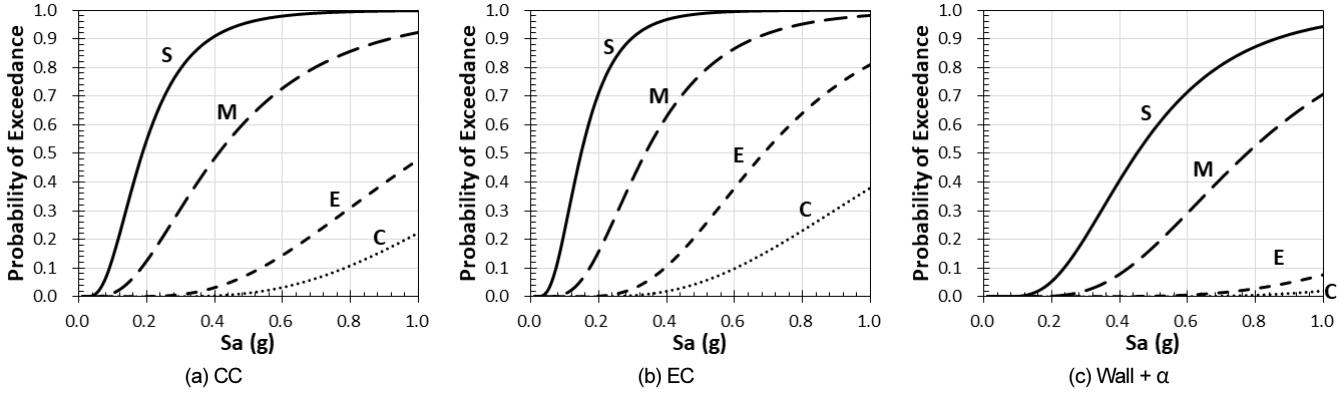

Fig. 6. Fragility curves of sample buildings ($V_n = V_c + V_s$)

먼저 코어 위치에 따른 차이를 살펴보면 중심건물의 중간값의 크기가 편심건물의 중간값의 크기보다 대부분 크다는 것을 알 수 있다. 또한 벽+α 건물은 모든 손상도의 중간값의 크기가 중심과 편심건물보다 월등히 크다는 것을 알 수 있다. 중간값이 클수록 해당 손상도에서 손상확률이 50%가 되는 스펙트럼가속도 값이 크다는 것을 의미하므로, 중간값이 크면 당연히 손상확률이 감소한다. 따라서 편심, 중심, 벽+α 건물 순서로 손상확률이 낮아짐을 확인할 수 있다. 또한 필로티 건물에서 코어 외에 다른 위치에 벽체가 추가되면 손상확률이 현저히 감소한다는 것을 알 수 있다.

기둥 띠철근의 역할에 따른 차이를 살펴보면 기둥 띠철근의 역할을 무시했을 때보다 기둥 띠철근의 역할을 고려했을 때 중간값이 증가하고, 취약도 곡선이 상대적으로 오른쪽으로 치우쳐 있는 것을 확인할 수 있다. 이는 앞서 언급한 대로 기둥의 지배거동이 전단지배에서 휨 또는 휨-전단 지배로 변경되어 기둥의 손상 발생이 상대적으로 지연되었기 때문이다. 기둥 띠철근의 역할 유무에 따라 중심건물과 편심건물의 취약도 곡선의 양상이 조금 다르다. S와M은 벽체의 손상 상태로 결정되기 때문에 중간값이 거의 같고 취약도곡선도 거의 유사하다.

그러나E의 경우, 중심건물은 띠철근의 역할을 고려하면 중간값이 커지며 상대적으로 오른쪽으로 이동했지만, 편심건물은 차이가 거의 없다. 그 이유는 중심건물의 경우 기둥 띠철근의 역할을 고려하면 대부분 벽체의 손상 상태로E가 결정되지만, 편심건물의 경우 평면 비정형성에 의해 기둥의 전단파괴로E가 결정되는 경우가 있기 때문이다. C의 경우 기둥 띠철근의 역할을 무시하면 중심과 편심건물 모두 기둥의 손상 상태로 결정되며, 중심건물의 손상확률이 상대적으로 작지만 거의 유사하다. 기둥 띠철근의 역할을 고려하면 두 건물 모두 벽체의 손상 상태에 의해 결정되지만, E와 같이 평면 비정형성으로 인해 편심건물의 손상확률이 높은 것으로 보인다.

5. 포항지진 피해결과와 비교

5.1 포항지진 시 장량동의 지진 강도

포항지진 시 장량동에서의 지진 강도를 예측하기 위해NGA-East 감쇄식[15]을 적용하여 도출된 스펙트럼가속도(Fig. 7)를 사용하였다. Fig. 7에

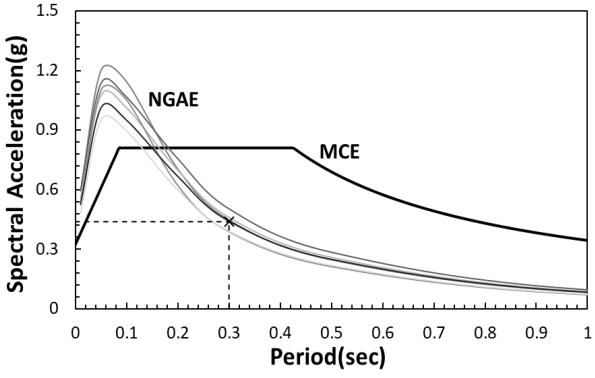

Fig. 7. Spectrum of Jangryang-dong area in Pohang earthquake

있는 NGA-East 스펙트럼가속도는 포항시 장량동을 포함하는 2 km × 2 km 격자 6개의 스펙트럼가속도다. MCE 스펙트럼은 건축물내진설계기준[16]에 따른 S_3 지반에서의 최대고려지진 스펙트럼가속도다. NGA-East 감쇄식으로 예측한 포항지진 당시 장량동의 지진 강도는 대략 0.15초 정도의 주기 이하에서는 MCE를 초과하나 그 이상에서는 MCE 보다 작은 경향을 보였다. 이는 설계기준의 스펙트럼에 비해 단주기 영역에서는 더 크고 장주기 영역에서는 더 작은 국내 지진의 특성을 일정 정도 잘 반영하고 있다고 본다. 예제로 사용한 필로티 건물의 주기가 대략 0.3초 정도로 나타나, 그에 대응하는 6개 격자의 스펙트럼가속도 평균인 0.44 g를 포항지진 시 장량동의 지진 강도로 정하였다.

5.2 포항지진 시 장량동에서 필로티 건물의 손상확률

포항지진 시 장량동에서 주기 0.3초의 필로티 건물에 가해지는 스펙트럼가속도는 5.1절에서 언급한 대로 0.44 g다. 이를 산정한 지진취약도함수에 대입하여 기둥 띠철근 역할 고려 여부에 따라 건물별로 해당 손상 상태를 초과하는 확률을 구하였다. Table 8에 정리된 값은 해당 손상 상태를 초과하는 확률에서 해당 손상 상태 보다 상위의 손상 상태를 초과하는 확률을 뺀 확률이다. 예를 들어 S의 손상 확률은 Fig. 5 또는 Fig. 6에서 0.44 g에 해당하는 S 곡선의 값에서 M에 해당하는 값을 뺀 값이다.

Kim[17]은 국내 철근콘크리트 건물의 구조 유형 분류 방법을 제시하고 있으며, 제시한 방법을 적용하여 포항지진 당시 장량동의 필로티 건물 동수를 1,080동으로 산정하였다. 지금까지 필로티 건물은 코어 위치 및 형태에 따라 3가지로 구분해서 지진취약도를 산출하였는데 이들의 분포는 정확히 알 수 없다. 대략적으로나마 비율을 예측하기 위해 포탈의 로드뷰를 활용하여 포항시 장량동에 있는 필로티 건물 182동의 코어 위치 및 형태를 조사하였다. 그 결과 중심, 편심 코어, 및 벽 + α 건물의 비율이 58%, 13%, 29%로 나타났다. 이는 지역의 경우 대도시에 비해 대지면적이 상대적으로 커서 코어의 위치를 한쪽으로 치우치게 위치시켜야 하는 경우가 적은 것이 이유로 판단된다. Table 8에 제시된 손상 확률을 이 비율로 가중 평균한 결과를 Table 9에 정리하였다. 또한 필로티 건물 총 1,080동에 대한 각 손상 상태별 동수도 함께 정리하였다.

Table 8. Probability of exceedance (%) of each damage state for 0.44 g at Jangryang-dong

Damage state		Slight	Moderate	Extensive	Complete
$V_n = V_c$	CC	42.4	31.1	14.4	5.46
	EC	37.4	49.4	8.19	3.39
	Wall + α	59.4	16.0	1.22	0.14
$V_n = V_c + V_s$	CC	38.9	49.7	4.16	0.62
	EC	28.2	54.4	12.3	2.94
	Wall + α	36.8	11.3	0.07	0.00

Table 9. Number and probability reaching each damage state among 1,080 piloti-type buildings at Jangryang-dong

Damage state	Slight	Moderate	Extensive	Complete
$V_n = V_c$	454 (42.0%)	310 (28.7%)	105 (9.74%)	39 (3.65%)
$V_n = V_c + V_s$	399 (36.9%)	423 (39.1%)	44 (4.03%)	8 (0.74%)

행정안전부의 요령[13]에서 전파에 해당하는 C의 결과를 가지고 지진취약도 유도 과정의 적절성을 분석하였다. 필로티 건물의 전파는 코어 벽체 또는 기둥 서너 개가 철근이 완전히 드러나고 코어 콘크리트도 파괴된 때에 해당한다. Table 9에서 C에 해당하는 필로티 건물 수는 띠철근 역할 고려 여부에 따라 39동과 8동이다. 그런데 포항지진 시 장량동에서 전파로 판정된 필로티 건물은 17동이다. 이러한 결과로 알 수 있는 것은 필로티 기둥 띠철근의 전단강도에 대한 기여도는 0%와 100% 사이의 어느 값이라는 점이다. 실제로 모든 필로티 건물의 기둥에서 전단파괴가 발생한 것이 아니므로 기둥 띠철근은 역할을 충분히 한 경우도 있고 그렇지 않은 경우도 있을 것이다. 따라서 이 연구의 지진취약도 산정 방법에 큰 무리가 없는 것으로 보인다. 참고로 2009년에 개발된 지지취약도함수는 포항지진에서 나타난 기둥의 취성적 거동이 반영되지 않았기 때문에 포항지진에서 나타난 필로티 건물의 실제 피해보다 작게 예측하였다.

마지막으로, 실제 피해 결과에 가까운 손상 확률을 얻기 위해서는 코어 위치 및 형태에 따른 필로티 건물의 분포와 기둥 띠철근의 역할에 대한 보다 더 명확한 자료가 필요하다. 더불어 소파에 해당하는 S와 M의 동수를 합하면 총 동수의 70%에 해당하므로, S를 제외하고 M만으로 소파를 정의하는 것이 실제에 더 부합할 것으로 판단한다.

6. 결 론

현 지진취약도함수는 층간변위각을 기반으로 하는 손상도 기준을 정의하고 스펙트럼변위를 기반으로 하는 역량스펙트럼법을 사용하여 지진취약도함수를 개발하였다. 개발한 당시는 포항지진이 발생하기 훨씬 전이기 때문에 포항지진에서 나타난 필로티 건물의 취성적인 특성을 충분히 반영하지 못했다. 또한 코어 위치에 따라서도 필로티 건물의 내진성능에 차이가 크다는 사실도 반영하지 못했다. 이러한 부족한 점을 개선하고자 이 연구에서는 다양한 코어 위치를 가지는 예제 건물을 선택하였고, 취성적인 거동을 하는 필로티 건물에 맞게 부재의 능력으로 손상도 기준을 설정하였으며, 필로티 건물의 평면 비정형성을 보다 직접적으로 반영하기 위해 3차원 비선형 동적해석을 사용하였다. 그 결과로 스펙트럼가속도를 기반으로 하여 필로티 건물의 지진취약도함수를 개발하였다.

그 결과 필로티 건물은 코어 위치에 따라 지진취약도의 차이가 컸으며, 특히 벽체가 코어 외에 단 하나라도 추가로 설치된다면 손상 확률이 급격히 감소한다는 사실을 확인하였다. 또한 포항지진에서 확인된 기둥 띠철근의 부실한 상세를 해석 모델에 어떻게 반영하는가에 따라서도 손상 확률이 크게 차이 났다. 이 연구의 방법에 따라 작성된 필로티 건물의 지진취약도함수는 포항지진 당시 장량동에 있는 필로티 건물의 피해 결과를 상당히 잘 예측할 수 있었다. 하지만 보다 더 정확한 예측을 위해서는 국내 저층 필로티 건물의 코어 위치별 분포와 기둥 띠철근의 역할에 대한 자료가 충분히 확보되어야 할 것이다.

/ 감사의 글 /

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

/ REFERENCES /

1. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. Enforcement decree of the building act. c2021.
2. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. A study on establishment of earthquake disaster prevention measures for piloti-type buildings, etc. c2018.
3. National Emergency Management Agency. Development of fragility function of domestic building structures. c2009.
4. Federal Emergency Management Agency. Hazus®-MH 2.1, Technical manual. Available from: https://www.fema.gov/plan/prevent/hazus
5. Federal Emergency Management Agency. FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. c2000.
6. Kim T. Improvement of spectral displacement based damage state criteria of existing low-rise piloti-type buildings, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea. 2021 Sep;25(5):201-211.
7. Applied Technology Council. ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. c1996.
8. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2002;31:491-514.
9. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. Electronic architectural administration information system. Available from: https://cloud.eais.go.kr
10. Computers and Structures, Inc. Perform-3D, Ver. 6.0.
11. Korea Authority of Land and Infrastructure Safety. Seismic performance evaluation and rehabilitation guidelines of existing buildings. c2019.
12. Applied Technology Council. PEER/ATC-72-1, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. c2010.
13. Ministry of the Interior and Safety. Establishment outlines of the damage investigation and recovery plan for natural disaster. c2019.
14. Seo HW, Kim BM, Park DH. Seismic fragility evaluation of inverted t-type wall with a backfill slope considering site conditions. Journal of Korean Society of Civil Engineers. 2021 Oct;41(5):533-541.
15. PEER. Next generation attenuation relationships for Central & Eastern North-America (NGA-East). Pacific Earthquake Engineering Research Center. Available from: https://peer.berkeley.edu/research/nga-east.
16. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. Seismic design code for buildings (KDS 41 17 00). c2019.
17. Kim, T. A classification methodology of structural types of RC buildings for improving seismic fragility functions. Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea. 2020 Nov;24(6):285-292.