

비연성 철근콘크리트 건물의 내진설계범주에 따른 붕괴 위험성 평가

Seismic Collapse Risk for Non-Ductile Reinforced Concrete Buildings According to Seismic Design Categories

김민지¹⁾ · 한상환^{2)*} · 김태오¹⁾

Kim, Minji¹⁾ · Han, Sang Whan^{2)*} · Kim, Taoo¹⁾

¹⁾한양대학교 건축공학과 대학원생, ²⁾한양대학교 건축공학과 교수

¹⁾Graduate Student, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, ²⁾Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University

/ A B S T R A C T /

Existing old reinforced concrete buildings could be vulnerable to earthquakes because they were constructed without satisfying seismic design and detail requirements. In current seismic design standards, the target collapse probability for a given Maximum Considered Earthquake (MCE) ground-shaking hazard is defined as 10% for ordinary buildings. This study aims to estimate the collapse probabilities of a three-story, old, reinforced concrete building designed by only considering gravity loads. Four different seismic design categories (SDC), A, B, C, and D, are considered. This study reveals that the RC building located in the SDC A region satisfies the target collapse probability. However, buildings located in SDC B, C, and D regions do not meet the target collapse probability. Since the degree of exceedance of the target probability increases with an increase in the SDC level, it is imminent to retrofit non-ductile RC buildings similar to the model building. It can be confirmed that repair and reinforcement of old reinforced concrete buildings are required.

Key words: Earthquake, Seismic performance, Collapse probability, Maximum considered earthquake, Non-ductile reinforced concrete building

1. 서론

국내건축구조기준에 내진설계기준은 1988년에 도입되어 내진설계 의무화 되었다. 하지만 일정 규모 이하의 중저층 건물의 경우 내진설계 의무 대상에 포함되지 않았다.

1988년 내진설계기준에는 6층 이상 건물만 내진설계 대상에 포함하였고, 2006년과 2017년에 각각 3층, 2층 이상의 건물로 적용대상을 확대하였다. 따라서 현존하는 많은 5층 이하의 중저층 철근 콘크리트 (RC) 건물 중 대다수는 지진하중을 고려하지 않고 건축된 것이라 할 수 있다 [1-3].

최근 발생한 경주 지진 및 포항 지진으로 인하여 이 지역의 많은 건물에서 손상이 발생하였으며, 이로 인한 경제적 손실이 발생하였다 [4, 5]. 이러한 경제적 손실 및 구조물의 손상은 대다수의 경우 저층 비연성 철근 콘크리트

구조물에서 발생하였다. 따라서 비연성 철근 콘크리트 골조 건물의 보유 내진성능을 정확히 평가하여 부족한 부분에 대한 보강대책 마련이 중요하다고 할 수 있다 [6].

비연성 철근 콘크리트 골조 건물의 경우 내진설계 미수행으로 인한 부적합한 내진상태를 보유할 수 있으며, 이로 인하여 구조물의 횡력에 인한 예기치 않은 붕괴를 경험 할 수 있다. 다수의 선행 연구들은 실험 또는 해석모형을 바탕으로 부적합한 설계 상세를 보유한 기둥 구조부재의 경우 연성적인 휨 파괴 이전에 취성적인 전단 파괴가 발생할 수 있음을 보고하였다 [7-13]. 특히, Lynn 등 [8]은 8개의 기둥 실험을 통하여 횡력에 대한 저항 성능의 상실이 중력하중에 대한 성능을 감소시키며 전단에 의한 파괴가 발생할 경우 취성적인 성능 상실이 발생할 수 있음을 언급하였으며, Sezen and Moehle [9]은 이러한 기둥의 취성적인 전단 파괴가 구조물 자체의 취성적인 응답을 야기할 수 있음을 언급하였다. 또한, 기둥 부재 뿐 아니라 골조 자체에 대한 실험 및 해석을 바탕으로 다수의 연구자들이 비연성 철근 콘크리트 골조 건물의 취약성에 대하여 보고하였다 [14-16].

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swan@hanyang.ac.kr

(Received November 19, 2020; Revised February 10, 2021; Accepted March 3, 2021)

본 연구에서는 저층 비연성 철근콘크리트 골조의 내진성능평가를 바탕으로 내진설계범주에 따른 지진 안전성을 평가하고자 한다. 이를 위하여 내진설계가 수행되지 않은 3층 비연성 철근 콘크리트 골조를 대상으로 FEMA P695 [17]에 따라 내진성능평가를 수행하였다. 지진구역에 따른 비연성 철근 콘크리트 골조의 내진성능의 정량적인 평가를 수행하기 위하여, KDS 41 17 00 [18]에 제안된 내진설계범주 A, B, C, 그리고 D로 분류된 비연성 철근 콘크리트 골조의 목표 내진성능 확보 여부를 평가하였다.

2. 대상 건물 선정

본 연구에서는 모델 비연성 철근콘크리트 골조를 선정하기 위하여 철근 콘크리트 골조의 기존 건축물의 물성치, 그리고 층수별 건축물 현황을 참고 문헌을 통하여 수집하였다. 비연성 철근콘크리트 골조의 경우 횡하중에 대한 설계가 수행되지 않았기 때문에 부실한 기둥 철근 상세로 인하여 취약한 거동을 보인다 [7].

Lee and Han [19]은 이러한 비연성 철근콘크리트 골조 기둥에 대한 물성치의 범위를 다음과 같이 정리한 바 있다. (1) $1.23 \leq a/d \leq 3.76$, (2) $0.11 \leq s/d \leq 1.16$, (3) $0 \leq \nu \leq 0.62$, (4) $21.0 \leq f'_c \leq 43.6$, (5) $318 \leq f_{yt} \leq 496$, (6) $249 \leq f_{yt} \leq 476$, (7) $0.013 \leq \rho_l \leq 0.033$, (8) $0.001 \leq \rho_t \leq 0.015$. 여기서, a , d , s 는 각각 전단 경간, 기둥의 폭, 횡방향 철근간의 중심 간격을 의미하고, ν 는 축력비로 $\nu = P/(A_g f'_c)$ 로 나타낼 수 있다. 또한, f'_c , f_{yt} , f_{yt} 는 각각 콘크리트의 강도 (MPa)와 길이방향 철근 및 횡방향 철근의 항복강도 (MPa)를 의미하며, ρ_l 와 ρ_t 는 길이방향 및 횡방향 철근의 철근비를 나타낸다.

본 연구에서는 대상 구조물로서 비연성 철근콘크리트 골조를 선정하기 위하여 이와 같은 범위 내의 기둥상세를 갖는 철근콘크리트 골조를 선정하였다. 또한, 앞서 언급한 바와 같이 비연성 철근콘크리트 골조는 대부분 1988년 이전의 건축물 또는 내진설계 의무대상 개선 이전의 6층 이하의 중

저층 구조물 (2005년 이전)로 구성되어 있다. 따라서 본 연구에서는 대상 구조물의 선정을 위하여 Hong and Lim [20]이 기존 콘크리트 건축물 현황을 조사한 자료를 참고하였다. 이 연구에 따르면 내진설계기준 제정 전 준공된 건물의 콘크리트의 강도는 15~24 MPa 그리고 철근의 강도는 235~500 MPa의 범위에 있는 것으로 보고한 바 있다. 국가통계포털 사이트인 KOSIS [21]에서 층수별 건축물 현황에 따르면 2019년을 기준으로 1층 건축물이 전체 구조물의 61.2%로 가장 높은 비율을 차지하며, 2~4층 건축물, 5층 건축물이 각각 33.2%, 2.4%로 그다음으로 높은 비율을 차지하는 것으로 보고하고 있다. 기존 건축물의 약 97%가 5층 이하의 건축물이며, 이들은 대다수 내진설계의무대상에 포함되지 않았다.

따라서, 본 연구에서는 대상 구조물로서 비연성 구조부재의 물성치 범위 내의 기둥을 갖으며 동시에 Hong and Lim [20]이 조사한 범위 내의 재료 강도를 갖는 구조물들 중 높은 비율을 차지하는 2~4층에 해당하는 건물을 선정하였다.

대상 건물의 형상은 Han 등 [8]이 사용한 건물과 동일하며 중력하중 (1.4 D+1.7 L)만을 사용하여 설계하였다. 여기에서, D와 L은 각각 고정하중과 활하중이다.

Fig. 1(a)와 Fig. 1(b)에 대상 구조물의 단면과 입면을 나타냈다. 구조물은 동서 방향으로 3 경간, 남북 방향으로 4 경간으로 이루어져 있다. 각 층의 높이는 3.5 m이며, 각 경간의 너비는 5.5 m로, 구조물의 총 높이는 10.5 m이다. 기둥과 보의 단면의 크기는 각각 330×330 mm, 250×500 mm이며, 슬라브의 크기는 150 mm이다. 보와 기둥 상세는 KDS 41 30 00 [22]의 설계과정을 따라 설계되었다. 슬라브는 KDS 41 30 00 [22]의 직접 설계 방법 (direct design method)를 사용하여 설계되었다.

대상 구조물에 사용된 콘크리트의 강도는 24 MPa이며, 길이방향 철근에 사용된 D10 철근과 횡방향 철근에 사용된 D19 철근의 강도는 각각 294 MPa와 392 MPa이다. 또한, 각 층의 고정하중은 5.2 kN/m², 활하중은 2.45 kN/m²이며, 1차 모드에 대한 고유주기는 0.85 초이다.

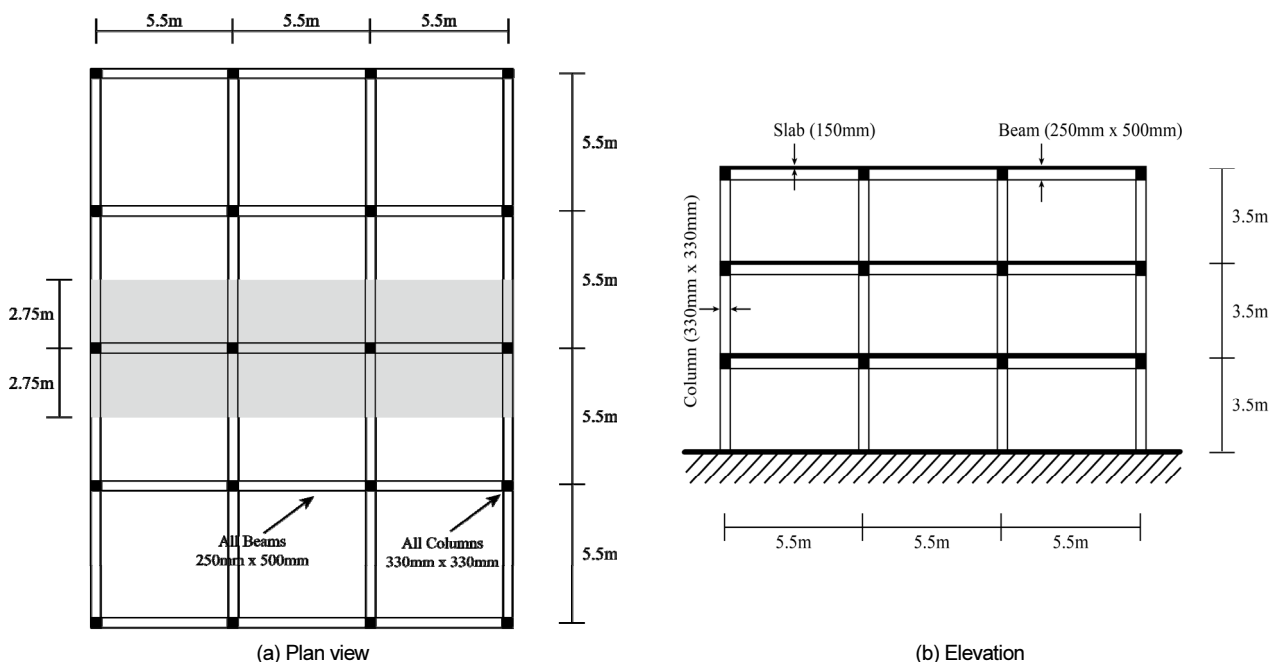


Fig. 1. Target structure

3. 철근콘크리트골조의 해석모델

본 연구에서는 대상 구조물의 내진성능을 평가하기 위하여, Fig. 1(a)의 단면도에서 음영으로 표시된 동서 방향의 3경간 모멘트골조에 대한 해석 모델을 구축하였다. 해석모델은 OpenSees 프로그램 [23]을 사용하여 구축하였으며, 항복 이후의 거동까지 모사하기 위하여 비선형 모델로 구축하였다. 모멘트골조의 구조부재인 기둥과 보의 양 끝의 소성힌지의 거동을 바탕으로 부재의 비선형성을 모사하는 집중 소성 힌지 모델 (concentrated plastic hinge model)을 사용하여 구축하였다. 집중 소성 힌지 모델은 콘크리트의 균열과 철근의 항복과 더불어 부재의 내력 저하 또한 모사할 수 있다. 부재의 양 끝단에서 비선형 거동을 모사하는 소성 힌지는 modified Ibarra-Medina-Krawinkler model (modified IMK model) [24]을 사용하여 구축하였으며, 부재의 강도, 강성, 변형 및 소산을 결정하는 각각의 물성치는 Haselton 등 [25]이 제안한 식을 사용하였다. 각 물성치를 결정하는 식은 지면의 제한으로 본 논문에서는 기술하지 않았다.

ASCE 41-17 [26]에서는 접합부에서 전단변형을 고려하기 위해 Fig. 2c와 같이 기둥의 모멘트의 합이 보의 모멘트의 합의 1.2배 보다 큰 경우, 접합부의 기둥 부분에 보의 폭만큼 강체를 두며, 0.8배 보다 작은 경우, 접합부 보 부분에 기둥의 폭만큼 강체를 두며, 0.8과 1.2 사이의 값일 경우, 접합부

의 기둥과 보 부분에 각각 보의 폭과 기둥의 폭의 반만큼의 강체를 설치하여 해석하도록 제안하고 있다.

또한, 보 부재의 경우 슬래브로 인하여 부재의 강성 및 강도가 변화하게 된다. 이에 대한 고려를 수행하기 위하여 NIST GCR 17-917-47 [27]에 따라 유효폭을 정의하였으며, 보 부재는 보 경간의 1/5에 해당하는 유효폭에 대한 강도를 갖도록 정의하였다.

PEER/ATC 72-1 [28]에서는 콘크리트 구조물에 대하여 2~3%의 감쇠비를 제안하고 있다. 따라서 본 연구에서는 대상 구조물에 대하여 2%의 감쇠비를 갖는다고 가정하여 해석모델을 구축하였으며, 감쇠는 1차 모드와 3차 모드를 고려하여 해당 감쇠비에 대한 Rayleigh 감쇠를 적용하였다. 또한, 집중소성힌지모델을 사용할 경우 비정상적인 감쇠력 (damping force) 이 발생할 수 있고, 이에 따라 대상 구조물의 내진성능이 과대평가될 수 있다 [29]. 이를 방지하기 위하여 해석모델의 감쇠 행렬은 Zareian and Medina [29]이 제안한 방법을 사용하여 보정하였다. 추가적으로, 중력에 의한 $P-\Delta$ 효과를 반영하기 위하여 FEMA P695 [17]에 제안된 바와 동일하게 1.05 D+0.25 L로 적용한 후 해석을 수행하였다.

또한, 본 연구에서 사용한 해석모델의 검증을 위하여 철근 콘크리트 비연성 기둥 실험 [10] 결과를 해석을 수행한 후 실험결과와 비교하였다 (Fig. 3). 그 결과 Fig. 3(a)와 Fig. 3(b)의 Lynn 등 [10]의 실험체 2CLH18,

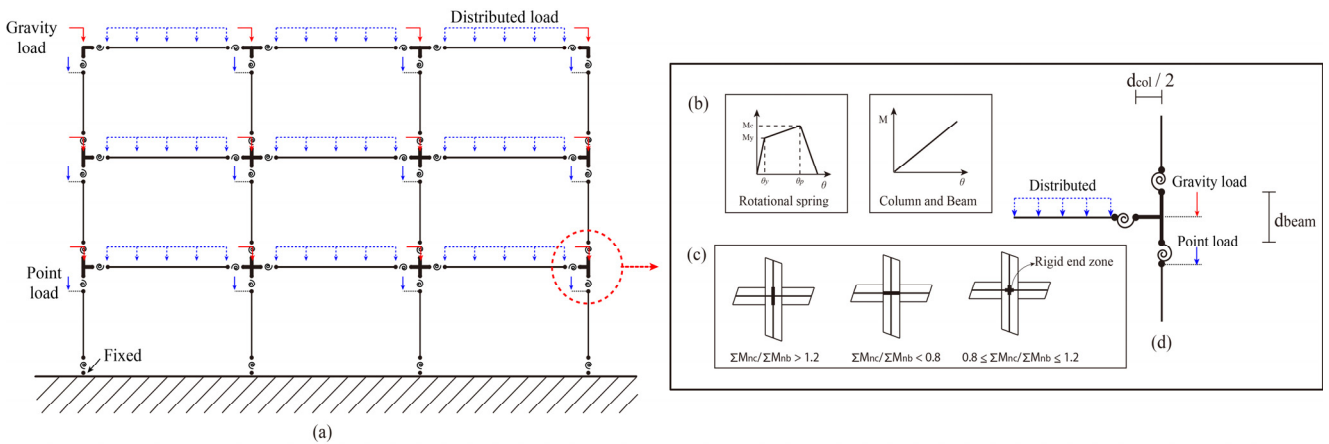


Fig. 2. Analytical model of target structure

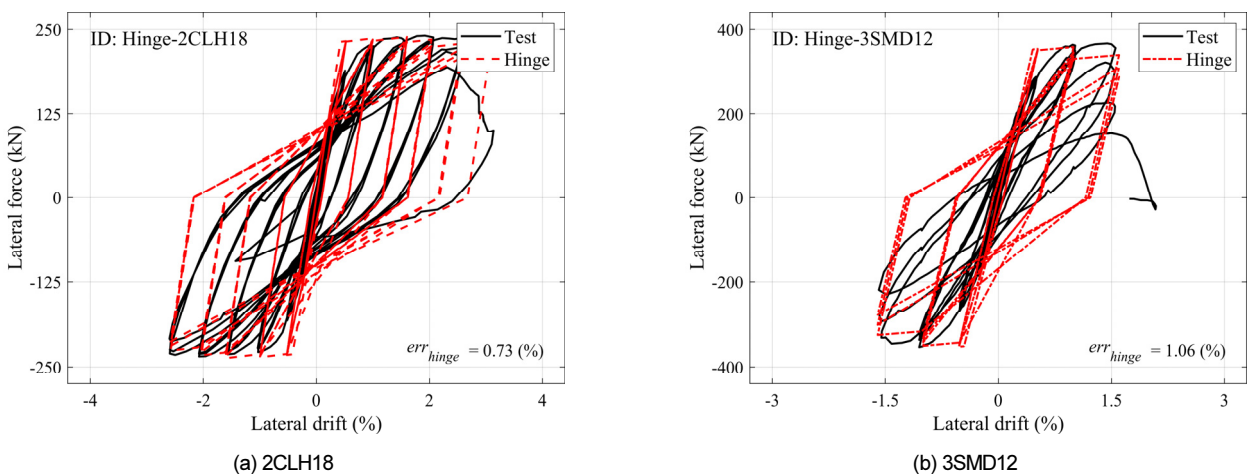


Fig. 3. Modeling of test specimen from Lynn et al. [10]

3SMD12의 이력곡선을 모사한 해석결과가 매우 유사함을 확인하였다.

4. 철근콘크리트골조의 내진성능평가

대상 구조물의 횡력에 대한 성능을 평가하기 위하여 FEMA P695 [17]에 제안된 절차에 따라 비선형 정적해석 (pushover analysis)을 수행하였다. FEMA P695 [17]에서는 비선형정적해석을 수행하기 위하여 횡력 분배를 대상 구조물의 1차 모드의 형태에 따라 사용하도록 요구하고 있다. 비선형정적해석을 통하여 산출할 수 있는 pushover 곡선은 Fig. 4(a)와 같다. 그림에서 가로축과 세로축은 각각 지붕층의 변위를 높스로 나눈 지붕층 변위각 (θ_{roof})과 밀면전단력 (V)을 구조물의 자중 (W)으로 나누어 정규화한 횡력 (V/W)을 나타낸다. Fig. 4(a)에 나타난 바와 같이 대상 구조물은 상대적으로 작은 저층 구조물임에도 불구하고, 최대 밀면전단력의 발현 이후 $P-\Delta$ 효과와 기둥의 파단으로 급격한 내력저하가 발생하였다. 대상 구조물의 정규화된 최대 밀면전단력 (V_{max}/W)와 최대 지붕층 변위비 (θ_u)는 각각 0.121과 0.011 rad로 평가되었다. 여기에서 θ_u 는 FEMA P695 [17]에 따라 최대 내력의 80% 이하로 내력이 감소하는 시점에서의 지붕층 변위비로 정의하였다.

대상 구조물의 내진설계범주에 따른 초과강도계수 (Ω)는 A, B, C, 그리고 D에서 각각 3.6, 1.8, 1.2, 그리고 0.4의 값을 보유한 것으로 평가되었다.

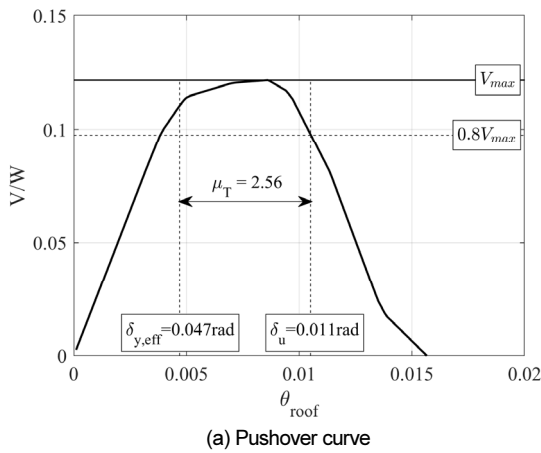


Fig. 4(b)에 나타난 바와 같이 내진설계범주 A를 제외한 내진설계범주에서는 현행 내진설계기준에서 대상 구조물에 대하여 제안하고 있는 시스템 초과강도계수 (Ω_0)인 3.0보다 작은 초과강도계수를 보유한 것으로 평가되었다. 내진설계범주 A는 단주기 설계스펙트럼가속도 (S_{Ds})와 1초의 설계스펙트럼가속도 (S_{D1})가 각각 0.167 g와 0.067 g로써 국내에 위치한 약진 지역의 설계스펙트럼 가속도보다 작은 값이다. 대상 구조물의 비연성적인 응답에 대한 평가를 수행하기 위하여, 비선형정적해석에서 발생한 붕괴 매커니즘을 평가하였다. 붕괴 매커니즘의 평가는 대상 구조물의 붕괴 직전의 소성힌지 분포를 바탕으로 수행되었다.

Fig. 5(a)는 대상 구조물에서 발생한 비선형 정적해석에 의한 붕괴 직전의 소성힌지의 분포를 나타낸 것이다. Fig. 5(a)에서 빈 원과 빈 네모, 엑스 표시는 각각 구조부재의 양단의 소성힌지가 Fig. 5(b)와 같이 항복강도, 최대강도, 파단에 도달한 것을 표기한 것이다. Fig. 5(a)에 나타난 바와 같이 구조물의 최대강도 이후의 손상은 1층 기둥에 집중되어 있다. 대상 구조물의 경우 1층 기둥의 상하단의 힌지에서 파단이 발생하였으며, 이로 인한 1층의 급격한 변위의 증가로 인하여 층 붕괴 매커니즘이 발생한 것으로 판단된다. 이와는 반대로 보의 힌지는 모든 층에서 최대강도에 도달하지 않았으며, 1층 외의 기둥에서는 항복강도에도 도달하지 못하는 것으로 평가되었다.

대상 구조물의 동적하중에 대한 저항성능을 평가하기 위하여 추가적으로

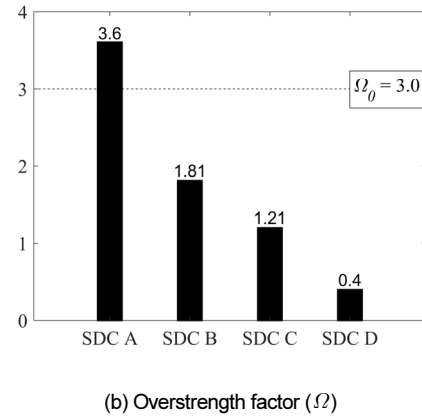


Fig. 4. Pushover curve and overstrength factor (Ω)

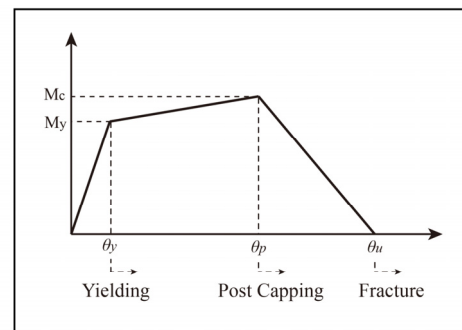
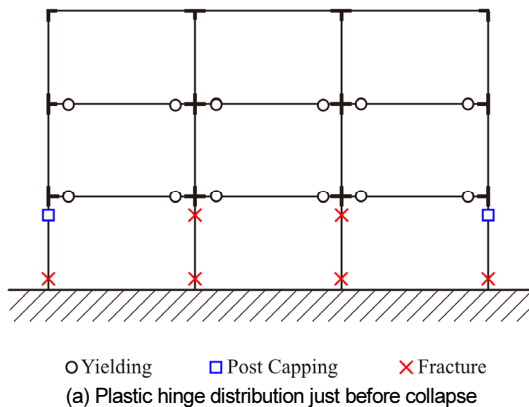


Fig. 5. Collapse mechanism from pushover analysis

로 FEMA P695 [17]에 제안된 절차에 따라 대상 구조물의 증분동적해석 (Incremental dynamic analysis, IDA) [30]을 수행하였다. IDA 수행을 위한 지반운동은 FEMA P695 [17]에 제안되어있는 44개의 원거리지반운동을 사용하였으며, 평가 결과인 IDA 곡선은 Fig. 6a에 나타내었다. 그림의 가로축과 세로축은 각각 동적해석결과로 얻은 최대 층간변위각 (θ_{max}) 과 주기 (T)에 대한 지반운동의 유사가속도 스펙트럼인 강도를 나타낸다. 여기에서, 주기 T는 구조물의 1차 모드 주기 (T_1)가 아닌 현행 기준에 따른 주기의 상한 값 $C_u T_u$ 를 나타낸다. 대상 구조물의 붕괴는 지반운동으로 인한 최대 층간변위각 (θ_{max})이 10% 이상 발생하거나, 극심한 비선형성으로 인하여 해석모델의 수렴이 되지 않을 경우 붕괴가 발생한다고 정의하였다.

IDA 수행한 결과 대상 구조물은 최대 층간변위각이 0.6% 미만으로 발생할 경우 탄성적으로 거동하였으며, 2% 이상 발생할 경우 급격하게 붕괴가 발생하는 것으로 평가되었다. 대상 구조물의 경우 2% 이상의 최대 층간 변위각이 발생하는 경우 극심한 비선형성이 발생하거나 소성힌지의 파단으로 인한 붕괴가 발생하는 것으로 평가되었다. 대상 구조물의 중간붕괴강도 (\hat{S}_{CT})는 0.35g 인 것으로 평가되었다. 각각의 지반운동에 대한 붕괴강도의 분포를 평가한 취약도 곡선은 Fig. 6b에 나타내었다.

동적해석상에서 붕괴가 발생하는 매커니즘의 정의를 위하여 Fig. 6(c)와 Fig. 6(d)에 중간붕괴강도에 해당하는 지반운동에 의한 붕괴전후의 소성힌지분포를 나타내었다. 마찬가지로 Fig. 5(b)에 나타낸 바와 같이 빈 원, 빈 네모, 엑스 표시는 각각 구조부재의 양단의 소성힌지가 항복강도, 최대 강도, 파단에 도달한 것을 나타낸다. 비선형 동적해석에 따른 붕괴 시점의 소성힌지 분포는 1층과 2층에 고르게 손상이 발생하였으며, 상대적으로 비선형 정적해석에 비하여 2층과 3층의 횡 변위가 크게 발생한 것으로 평가되

었다. 이에 따라 기둥의 항복 분포가 증가하였으며, 이는 일차모드의 형상에 따라 하중을 분배한 비선형 정적해석과는 다르게 지반운동은 다수의 모드에 대한 하중으로 구조물에 작용하기 때문인 것으로 판단된다. 또한, 붕괴가 발생하기 직전의 각 층의 최대 층간변위각을 구하였다. 1층에서 2.1%, 2층에서 1.1%, 3층에서 0.6%의 층간변위각이 발생하였으며, 1층에서 전체의 절반 이상의 변형이 발생하였다. 이를 통해, 구조물에서 1층의 변형이 전체 변형의 주를 이루는 것을 확인할 수 있었다. 그러나 대상 구조물의 붕괴는 비선형 정적해석과 유사하게 1층 기둥의 상하부에 변형이 집중되어 파단이 발생하면서 붕괴가 된 것으로 평가되었다.

비선형 정적 및 동적해석 결과를 바탕으로 취약한 비연성 골조의 경우 횡력 및 지반운동에 의한 손상이 극심하게 저층부에 집중되며, 이로 인하여 붕괴나 구조물의 손상이 발생하는 것으로 평가되었다.

대상 구조물의 내진설계범주에 따른 목표 내진성능의 확보 여부를 평가하기 위하여, FEMA P695 [17]에 따른 조건부 붕괴확률을 산출하였다. KDS 41 17 00 [18]의 모델기준이자 미국의 내진설계 기준인 ASCE 7-16 [31]에서는 지진위험도 등급 (Risk category) I/II에 해당하는 구조물의 내진성능목표로서 최대고려지진 (maximum considered earthquake)에 대한 조건부 붕괴확률이 10% 미만일 것을 요구하고 있다. 최대고려지진에 대한 조건부 붕괴확률 (P_c)는 식 (1)에 따라 계산할 수 있다.

$$P_c = P(\text{Collapse}|S_{MT}) = \Phi\left(\frac{\ln(S_{MT}) - \ln(\hat{S}_{CT} \times SSF)}{\beta}\right) \quad (1)$$

식 (1)에서 S_{MT} 는 구조물의 주기에서의 최대고려지진 강도이며, \hat{S}_{CT}

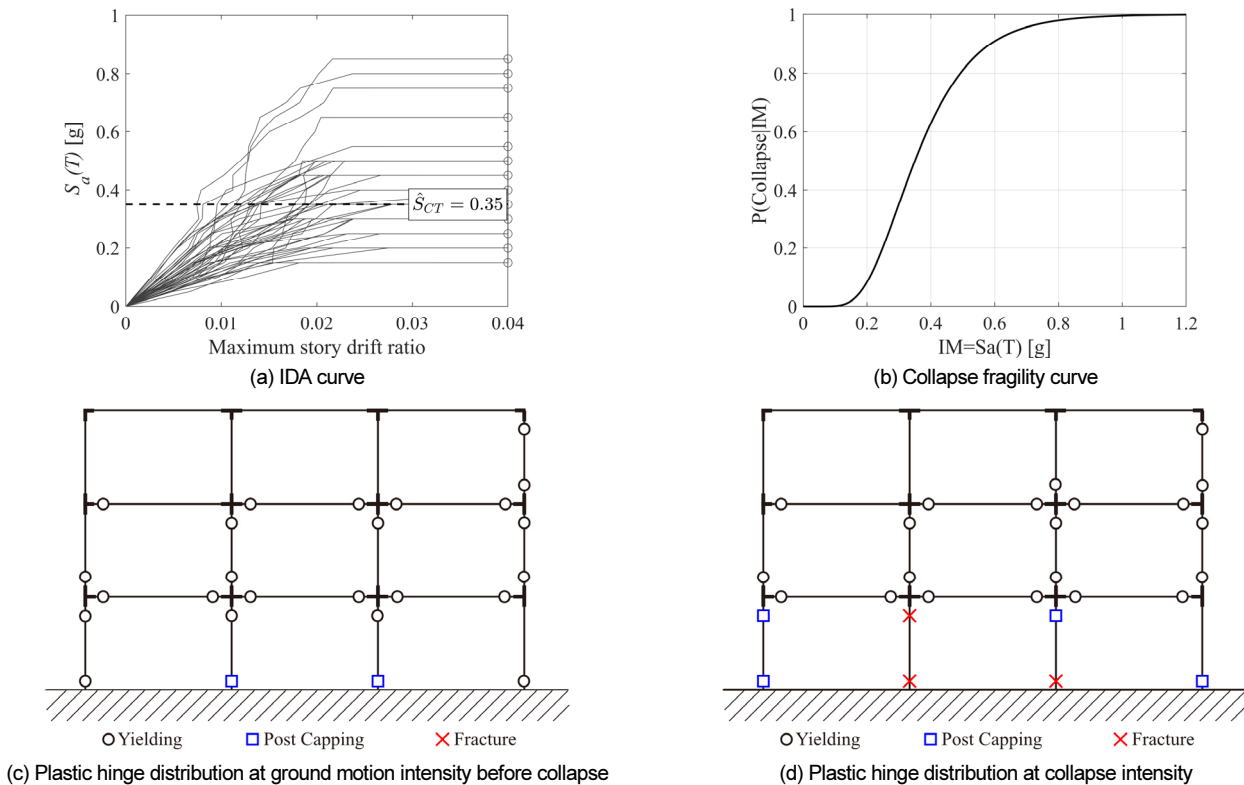


Fig. 6. IDA curve and median collapse intensity (\hat{S}_{CT}) and collapse fragility curve

는 Fig. 6(a)의 증분동적해석을 통해 얻은 대상구조물의 중간붕괴 강도이다. 그리고 스펙트럼 형상계수 (spectral shape factor (SSF)) [32]는 발생 빈도가 낮은 지반운동들의 스펙트럼 형상을 보정하여 붕괴확률을 조정하는 계수이며, β_{TOT} 은 시뮬레이션에서 발생할 수 있는 불확실성을 의미한다. β_{TOT} 은 지반운동에 따른 (Record-to-record) (β_{RTR}), 설계요구관련 (design requirement-related) (β_{DR}), 실험데이터 관련 (test data-related) (β_{TD}), 모델링관련 (modeling) (β_{MDL}) 불확실성 (uncertainty)을 정의하는 것으로, 식 (2)에 따라 산출할 수 있다. 본 연구에서는 β_{RTR} 은 FEMA P695 [9]에 따라 산출하였으며, β_{DR} , β_{TD} , β_{MDL} 은 각각 0.35, 0.2, 0.35로 정의하였다.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \tag{2}$$

Table 1은 FEMA P695 [17] 방법론에 따라 산출한 각각의 파라미터를 요약한 것이다. 또한, Fig. 6(b)에 나타난 증분동적해석에 기반한 붕괴 취약

도 곡선 (collapse fragility curve)과 스펙트럼 형상계수 (SSF) 및 β_{TOT} 을 사용하여 보정한 붕괴 취약도 곡선을 각각 검은색 실선과 붉은색 실선으로 Fig. 7에 나타내었다.

Fig. 7은 44개의 원거리 지반운동에 대한 붕괴강도와 이를 이용하여 산출한 붕괴 취약도 곡선 및 보정된 붕괴 취약도 곡선을 나타낸 것이다. 여기에서 검은색 온점은 각각의 지반운동에 대한 붕괴강도를 나타내며, 검은색 및 붉은색 실선은 각각 붕괴강도에 기반한 붕괴취약도 곡선과 FEMA P695 [17] 방법론에 따라 보정된 붕괴취약도 곡선을 나타내고 있다. 취약도 곡선은 로그정규분포를 가정하여 산출하였다. Fig. 7에서 곡선은 로그정규분포 함수로 해석을 통하여 얻은 취약도 값을 잘 예측할 수 있는 것으로 나타났다. 대상구조물은 스펙트럼 형상계수 (SSF)에 의한 보정이 평가 결과에 크게 영향을 받지 않는다 (Table 1). 또한, 대상구조물의 경우 설계 기준과 구조물의 모델링에 관한 관련도가 낮은 수준으로 정의되기 때문에 β_{TOT} 이 굉장히 큰 값으로 평가되었으며, 따라서 불확실성이 붕괴 확률의 평가에 큰 영향을 미친다. 대상 구조물은 Fig. 8에 나타난 바와 같이 내진설계범주 A, B, C, 그리고 D에 대하여 각각 8.9%, 40%, 64%, 그리고 98%의 조건부 붕

Table 1. Result parameters of seismic performance according to FEMA P695

SDC	Seismic design parameters		Overstrength and collapse margin parameters						Acceptance check	
	S_{DS}	S_{DI}	S_{MT}	Ω	μ_T	SSF	\hat{S}_{CT}	β_{TOT}	$P(C S_{MT})$	$P_C \leq 0.1$
A	0.167	0.067	0.16	3.60	2.56	1.03	0.35	0.64	0.089	Pass
B	0.333	0.133	0.30	1.81	2.56	1.03	0.35	0.64	0.394	Fail
C	0.5	0.2	0.46	1.21	2.56	1.03	0.35	0.64	0.643	Fail
D	1.0	0.6	1.36	0.40	2.56	1.09	0.35	0.64	0.977	Fail

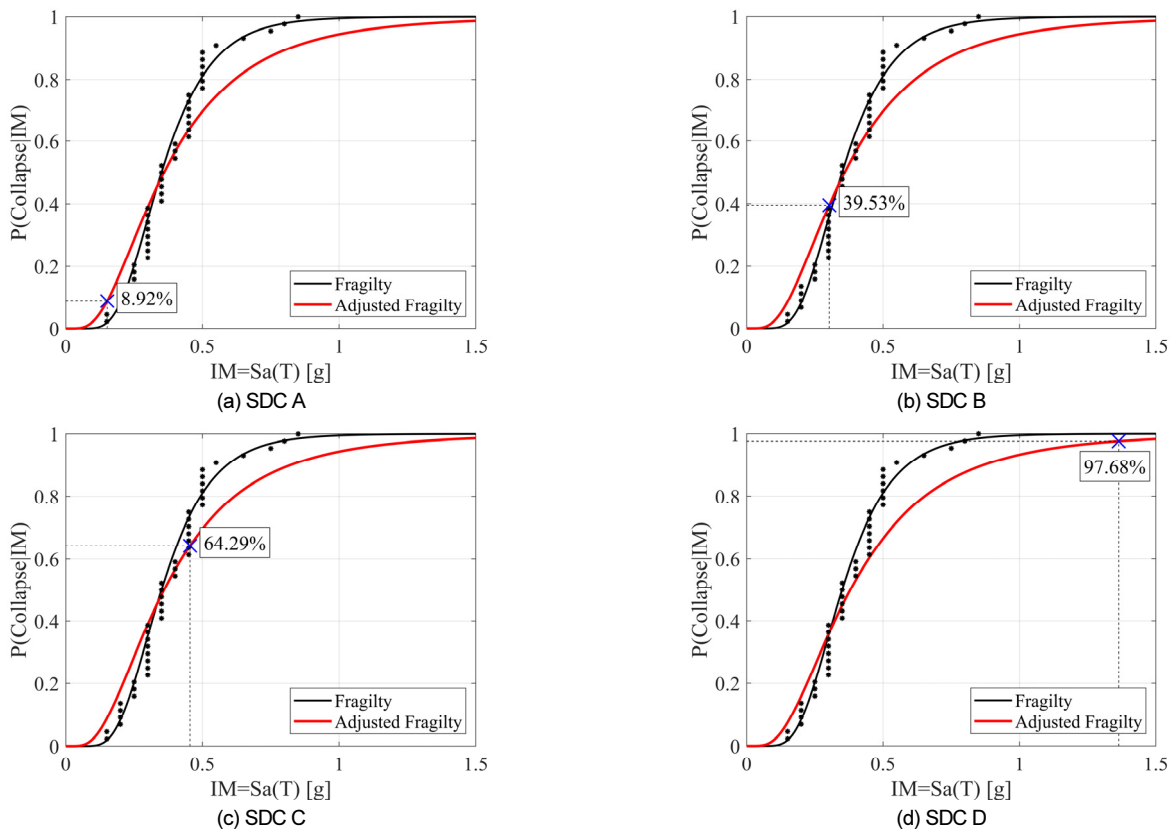


Fig. 7. Adjusted fragility and collapse probability

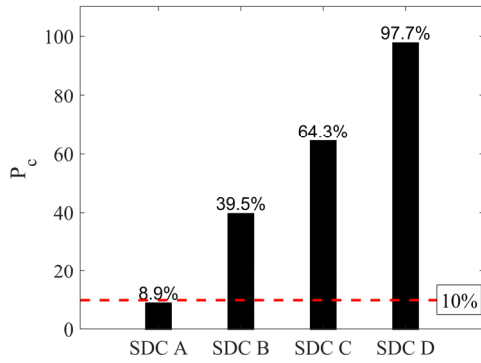


Fig. 8. Histogram of collapse probabilities according to seismic design categories

괴확률을 갖는 것으로 평가되었다. ASCE 7-16 [31]에서 목표 내진성능으로 조건부 붕괴확률이 10% 미만일 것을 요구하고 있다. 8.9%의 조건부 붕괴확률을 가진 내진설계범주 A를 제외한 범주에서 10%를 초과하는 조건부 붕괴확률을 가진다. 이는 앞서 언급한 비선형정적해석의 결과와 유사한 경향성을 보여주며, 대상 구조물의 국내 대부분의 지반에서 목표 내진성능을 확보하고 있지 못함을 의미한다.

내진설계범주 A, B, C, 그리고 D를 대상으로 FEMA P695 [17]에서 제시한 방법으로 비연성 철근콘크리트 골조의 붕괴 평가를 수행한 결과, 내진설계범주 A에서는 대상 구조물이 목표 내진성능을 확보한 것으로 평가되었지만 이외의 내진설계범주에 대해서는 높은 붕괴확률을 갖는 것으로 평가되었다. 하지만 국내 대다수의 내진설계범주는 내진설계범주 B와 C에 해당하며, 이를 바탕으로 비연성 철근콘크리트 구조물의 보수 및 보강이 요구된다는 것을 확인할 수 있다. 단, 국내 대다수의 비연성 철근콘크리트 구조물인 3층 구조물을 대상으로 수행한 연구로 보다 일반적인 결론을 위하여는 다양한 층을 보유한 골조에 대한 내진성능평가가 수반되어야 한다.

5. 결론

본 연구에서는 비연성 철근콘크리트 골조의 내진성능평가를 통하여, 국내에 다수 존재하는 대상 골조의 안정성을 평가하고자 하였다. 정량적인 평가를 위하여 FEMA P695 [17]를 바탕으로 최대고려지진에 대한 조건부 붕괴확률을 평가하였으며, ASCE 7-16 [31]의 목표 내진성능과의 비교를 통하여 내진설계범주에 따른 대상 골조의 내진성능 확보 여부를 평가하였다. 대상 골조는 비연성 철근콘크리트 골조의 재료와 구성 물성치를 바탕으로 3층 골조를 선정하였다. 해당 골조는 설계 단계에서 지진하중에 대한 고려를 수행하지 않았으며, 모든 부재가 비연성 철근콘크리트 골조의 물성치 범위 내에 위치해 있다. 대상 골조에 대한 비선형 정적 해석 (pushover analysis)을 수행한 결과, 비연성 철근콘크리트 골조는 내진설계범주 B 이상의 범주에 위치할 경우 지진력 저항골조에 요구되는 시스템 초과강도계수 (Ω_0)인 3 미만의 초과강도계수 (Ω)를 보유한 것으로 평가되었다.

비연성 철근콘크리트 골조의 동적 하중에 대한 성능을 평가하기 위하여 FEMA P695 [17]에 따른 내진성능평가를 수행하였다. 목표 내진성능을 정량적으로 나타내기 위해서 ASCE 7-16 [31]의 지진위험도 등급 I/II 구조물에 대한 목표 붕괴확률을 기반으로 목표 내진성능으로 정의하였다. 내

진성능평가 결과 비연성 철근콘크리트 구조물은 내진 설계 범주 A 이외의 범주에서 목표 내진성능을 확보하지 못한 것으로 평가되었다. 내진 설계 범주 A는 약진 지역으로써 국내 대다수 지역에서 이보다 큰 지진하중에 대하여 설계할 것을 요구하고 있다. 따라서 국내에 위치한 비연성 철근콘크리트 골조의 경우 현행 내진 설계 기준에서 요구하는 목표 내진성능을 확보하지 못할 것으로 예상하며, 이에 대한 내진보강이 필요하다고 판단된다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 국토교통부 국토교통기술촉진연구사업의 연구비 지원(21CTAP-C152179-03)에 의해 수행되었습니다.

/ REFERENCES /

1. Lee CS, Heo CD, Koh H, Han SW. Cyclic behavior of existing RC columns with lap splices under biaxial bending. *J. Korea Concr. Inst.* 2018 Oct;30(5):473–480.
2. Lee YW. Seismic assessment of shear capacity of RC beam–column joints without transverse re–bars. *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*, 2019 Sep;23(5):249–259.
3. Moon KH, Jeon YR, Lee CS, Han SW. Evaluation of performance of korean existing school buildings with masonry infilled walls against earthquakes. *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*, 2012 Dec;16(6):37–46.
4. Oh SH, Shin SH. Correlation Analysis of Gyeongju Earthquake Waveform and Structural Damage Scale. *J Archit Inst Korea Struct Constr.* 2016 Dec;32(12):33–44.
5. Kim SK, Lee JM. Comparison of the aftershock activities of the 2016 M5.8 Gyeongju and 2017 M5.4 Pohang earthquakes. *J. Geol. Soc.* 2019 Apr;55(2):207–218.
6. Lee SK, Kim DJ, Lee TH, Choi KB, Kim SH. Seismic performance assessment of non–seismically middle and low–rise buildings with corewall. *J. Korean Soc. Adv. Comp. Struc.* 2019 Dec;10(6):70–77.
7. Bracci JM, Reinhorn AM, Mander JB. Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed only for gravity loads: Part I–design and properties of a one–third scale model structure. University at Buffalo, the State University of New York, c1992.
8. Lynn AC, Moehle J P, Mahin SA, Holmes WT. Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns. *Earthq. Spectra*, 1996 NOV;12(4):715–739.
9. Sezen H, Moehle JR. Seismic tests of concrete columns with light transverse reinforcement. *ACI Struct. J.* 2006 Nov;103(6):842–849.
10. Melek M, Wallace JW. Cyclic behavior of columns with short lap splices. *ACI Struct. J.* 2004 Nov–Dec;101(6):802–811.
11. Beres A, White RN, Gergely P. Seismic Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures with Nonductile Details Part I: Summary of Exp Findings of Full–Scale Beam–Column Joint Tests. University at Buffalo, the State University of New York, c1992.
12. Sezen H, Moehle JP. Shear strength model for lightly reinforced

- concrete columns, *J. Struct. Eng.* 2004 Nov;130(11):1692–1703.
13. Setzler EJ, Sezen H. Model for the lateral behavior of reinforced concrete columns including shear deformations. *Earthq. Spectra*, 2008 May;24(2):493–511.
 14. Han SW, Kwon OS, Lee LH. Evaluation of the seismic performance of a three-story ordinary moment-resisting concrete frame. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2004;33:669–685.
 15. Galanis PH, Moehlw JP. Development of collapse indicators for risk assessment of older-type reinforced concrete buildings. *Earthq. Spectra*, 2015 Nov;31(4):1991–2006.
 16. Shin J, Jeo JS, Kim JH. Numerical column model for damaged non-ductile reinforced concrete frame repaired using FRP jacketing system. *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*, 2018 July;22(5):291–298.
 17. FEMA P695. Quantification of buildings seismic performance factors. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency. c2009.
 18. KDS 41 17 00. Seismic Building Design Code, Korea Construction Standards Center, c2019.
 19. Lee CS, Han SW. Computationally effective and accurate simulation of cyclic behaviour of old reinforced concrete columns. *Eng. Struct.* 2018;173:892–907.
 20. Hong SG, Lim WY. Investigation of material strength and member detail on existing concrete buildings. *J. Korea Concr. Inst.* 2015 Nov;27(6):24–30.
 21. KOSIS (Korean Statistical Information Service) [Internet]. Seoul: Ministry of land, infrastructure and transport; c2005~2019. Building status by numbers of floors. Available from: http://kosis.kr/statHtml/statHtml.do?orgId=116&tblId=DT_MLTM_524&vw_cd=MT_ZTITLE&list_id=M1_5&seqNo=&lang_mode=ko&language=kor&obj_var_id=&itm_id=&conn_path=MT_ZTITLE
 22. KDS 41 30 00. Reinforced Concrete Building Design Code, Korea Construction Standards Center, c2019.
 23. McKenna F. OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Comput. Sci. Eng.* 2011 June;13(4):58–66.
 24. Ibarra LF, Medina RA, Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 2005 June;34(12):1489–1511.
 25. Haselton CB, Liel AB, Taylor-Lange SC, Deierlein GG. Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse. *ACI Struct. J.* 2016 Nov–Dec;113(6):1141–1152.
 26. ASCE 41–17. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. Reston, VA: American society of civil engineers, c2017.
 27. NIST GCR 17–917–47. Seismic design of precast concrete diaphragms. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology. c2007.
 28. PEER/ACI 72–1. Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. Redwood City, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center / Applied Technology Council, c2010.
 29. Zareian F, Medina RA. A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. *Comput. Struct.* 2010 Jan;88(1–2):45–53.
 30. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. *Earthq Eng Struct. Dyn.* 2002 Mar;31(3):491–514.
 31. ASCE 7–16. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, c2017.
 32. Baker J W, Allin Cornell C. Spectral shape, epsilon and record selection. *Earthq Eng Struct Dyn.* 2006 July;35(9):1077–1095.