

노후 철근콘크리트 건물 기둥의 파괴 모드에 따른 취약도 함수

Fragility Function According to Failure Mode for Lightly Reinforced Concrete Columns

구수현¹⁾ · 한상환^{2)*}

Koo, Su Hyun¹⁾ · Han, Sang Whan^{2)*}

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 /

Many older reinforced concrete (RC) buildings were constructed and designed with only gravity loads in mind. Columns in those buildings have insufficient reinforcement details that do not satisfy the requirements specified in current seismic design standards. This study aims to develop drift-based fragility functions for lightly RC columns. For this purpose, a database of 193 lightly RC columns was constructed to determine central and dispersion values of drift ratios for individual damage states. Additionally, to develop more accurate fragility functions of the columns, the failure mode of RC columns was incorporated into fragility functions. The classification procedure for column failure mode is proposed in this study. Fragility functions for older RC columns are constructed according to four different damage states. The main variables of the fragility functions proposed in this study are column properties and failure mode.

Key words: Lightly reinforced concrete column, Damage state, Fragility function, Failure mode

1. 서론

현행 내진설계기준[1]이 적용되지 않은 1970년대 이전 지어진 대부분의 노후 철근콘크리트 (reinforced concrete, RC) 골조는 중력 하중만을 고려하여 설계되었다[2-4]. 오래된 모멘트 골조는 강기둥약보 기준이 적용되지 않아 기둥부재가 다른 주변 부재들에 비하여 취약하다. 특히 1층 기둥은 상부층에서 누적된 중력하중과 전단력이 작용하므로 더욱 취약하다 할 수 있다[5, 6]. 일반적으로 노후 RC 기둥은 소성힌지 영역에서 짧은 겹침 이음 길이, 빈약한 횡 보강근 상세, 부적합한 갈고리 형태와 같은 비내진 상세를 가지고 있어[7, 8] 지진 하중이 작용하였을 때, 구조 부재의 심각한 손상 또는 건물 전체의 약층 현상 (weak-story mechanism)을 일으킬 수 있다. 또한, 비내진 상세를 갖는 RC 기둥은 전단 및 휨 강도와 변형 능력의 감소를 초래 한다[9]. 따라서 기존 노후 골조에 내재되어 있는 지진 취약도를 평가

하기 위해서는 노후 RC 기둥에 발생한 손상 정도를 예측할 수 있는 취약도 함수 (fragility curve)가 필요하다[10-13]. 취약도 함수는 층간변위비, 층 가속도 등과 같은 공학적 요구 매개 변수 (engineering demand parameter, EDP)에 따라 구조 부재가 특정 손상 수준에 도달하거나 넘어설 확률을 누적분포함수로 나타낸 것이다. 개별 손상 수준과 관련된 EDP에는 상당한 불확실성이 존재하기에 성능기반 내진공학에서 취약도 함수는 필수적이다 [14].

다수의 선행 연구에서는 RC 기둥에 대한 취약도 함수를 구축한 바 있다. Aslani[15]는 92개의 비연성 RC 기둥에 대한 변위비 기반 취약도 함수를 개발하였다. 이를 위해 다음의 네 가지 손상 수준을 정의하였다. 또한, 실험 체 간 불확실성을 줄이기 위해 두 가지 손상 수준에 대한 평균과 표준 편차에 대한 경험식을 제안하였다. Zhu et al.[16]은 125개의 노후 RC 기둥을 활용하여 두 가지의 손상 수준에 대하여 변형 능력을 추정할 수 있는 모델을 개발하였다. 제안한 모델의 적용을 위해 변위비 기반 취약도 곡선을 도출하였다. Cardone and Perrone[17]은 18개의 비내진 기둥에 대하여 세 가지 손상 수준에 대해 변위비 기반 취약도 함수를 개발하였다. Goksu[18]에서는 재활용 골재를 사용한 RC 기둥의 변위비 기반 취약도 함수를 개발하기

*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swan82@gmail.com

(Received May 13, 2024; Revised June 5, 2024; Accepted June 5, 2024)

위해 10개의 문헌으로부터 33개의 실험체를 수집하였다. 또한, 취약도 곡선을 구축하기 위해 네 가지 손상 수준을 정의하였다. 이처럼 변위비를 기반으로 RC 기둥에 대한 취약도 평가가 다수 수행된 바 있으나, Zhu et al.[16]은 변형 능력을 추정하는 모델을 개발하는데 충분하지 않는 40개의 전단 파괴 실험체를 사용하였다. 또한, Cardone and Perrone[17]과 Alsani[15]는 RC 기둥 파괴 모드를 따로 고려하지 않고 취약도 함수를 구축했다는 한계점이 있다.

본 연구에서는 노후 RC 기둥의 변위비 기반 취약도 함수를 구축하고자 한다. 이를 위해 54개의 문헌으로부터 193개의 RC 기둥 실험체를 수집하였다. 수집한 실험체의 하중-변위비로부터 네 가지 손상 수준을 정의하였으며 이를 취약도 곡선을 구축하는 데 활용하였다. 또한, RC 기둥 파괴 모드에 따른 정확한 취약도 함수를 구축하기 위해 기존 연구에서 제안하고 있는 파괴 모드 분류 방법을 검토하고, 한계점을 보완한 새로운 파괴 모드 분류법을 제안하였다. 새롭게 제안한 파괴 모드를 고려한 취약도 함수는 기존 취약도 함수와 비교하여 나타냈다.

2. 노후 RC 기둥 데이터베이스 수집

FEMA P-58-1[12]에서는 신뢰할 수 있는 취약도 함수를 구축하기 위해서는 충분한 실험 데이터가 필요하다고 언급한 바 있다. 노후 RC 기둥의 경험적 취약도 함수를 구축하기 위해서는 충분한 실험 데이터가 포함된 데이터베이스 구축이 필요하다. RC 기둥 실험체는 선행 연구[19-21]로부터 수집하였다. 지진 하중이 가해진 노후 RC 기둥은 매우 취약하며 불충분한 철근 상재로 인해 낮은 강도와 변형 능력을 가진다. 휨 강도와 변형 간의 거동에 영향을 주는 물성치 변수는 다음의 네 가지와 같다: 축력비, 전단 강도비, 주철근비, 횡보강근비. 전단 경간 길이는 최대 굽힘 모멘트에서 변곡점까지의 거리를 의미한다. 선행 연구[22, 23]에서는 RC 기둥의 전단 경간 길이와 연성 능력 간의 상당한 연관성을 언급한 바 있다. 또한, 기둥의 파괴 모드는

기둥의 전단 경간 길이의 영향을 받는다[24, 25].

이에 따라 앞서 언급한 네 가지 변수를 포함한 노후 RC 기둥의 물성치 범위에 대한 정보를 제공하고 있는 선행 연구[7],[16],[21],[26]를 바탕으로 데이터베이스를 구축했다. 충분한 수의 데이터를 확보하기 위해 물성치 범위는 선행 연구에서 사용된 범위를 모두 포괄하여 사용하였으며, 수집된 실험체는 총 193개이다. 여기서 a/d 는 전단 경간 길이(a)와 기둥 단면의 유효 깊이(d)의 비, f'_c 는 콘크리트 압축강도, f_{yt} (f_{gt})은 주철근 (횡보강근) 항복 강도, ρ_l (ρ_t)는 주철근 (횡보강근) 비 ($\rho_l = A_{sl}/bh$, $\rho_t = A_{st}/bs$), A_{sl} (A_{st})는 주철근 (횡보강근)의 면적, b 는 기둥 단면의 너비, s 는 횡보강근의 간격, h 는 기둥 단면의 높이, ν 는 최대 전단 응력, $P/A_g f'_c$ 는 축력 (P)비, A_g 는 기둥 단면적을 의미한다. 앞서 언급한 과거 선행 연구에서는 RC 기둥의 취약도 함수를 구축함에 있어 100개 내외의 실험체를 활용한 것을 미루어 볼 때, 수집한 193개의 실험체는 신뢰할만한 취약도 곡선을 구축하는 데 충분할 것으로 판단된다. Fig. 1은 개별 변수의 분포를 평균, 최댓값, 중간값, 최솟값과 같은 통계값을 히스토그램으로 나타낸 것이다.

3. 손상 수준 (Damage state) 정의

손상 수준은 취약도 곡선을 구축하는데 필수적인 매개 변수이다. 손상은 지진 하중이 가해진 기둥의 물리적인 관찰을 통해 얻을 수 있다[12]. 지진 하중을 받은 RC 기둥이 휨 거동을 할 때, 손상 진행 순서는 다음과 같다: 먼저 미세한 균열이 시작되고 변형이 증가할수록 휨 균열이 관찰된다. 이후 주철근이 항복하고, 콘크리트 표면에서는 상당한 박락 (spalling)과 층분리 (delamination)가 발생한다. 이는 하중-변위비 상에서 최대 하중에 도달한 시점이다. 미세한 균열, 주철근의 항복, 콘크리트 표면의 박락과 층분리, 철근의 좌굴 등과 같은 물리적인 현상을 취약도 곡선에 적용하기 위해서는 정량적인 접근 방법이 필요하다.

Aslani and Miranda[10], Gogus and Wallace[11], FEMA P-58-1

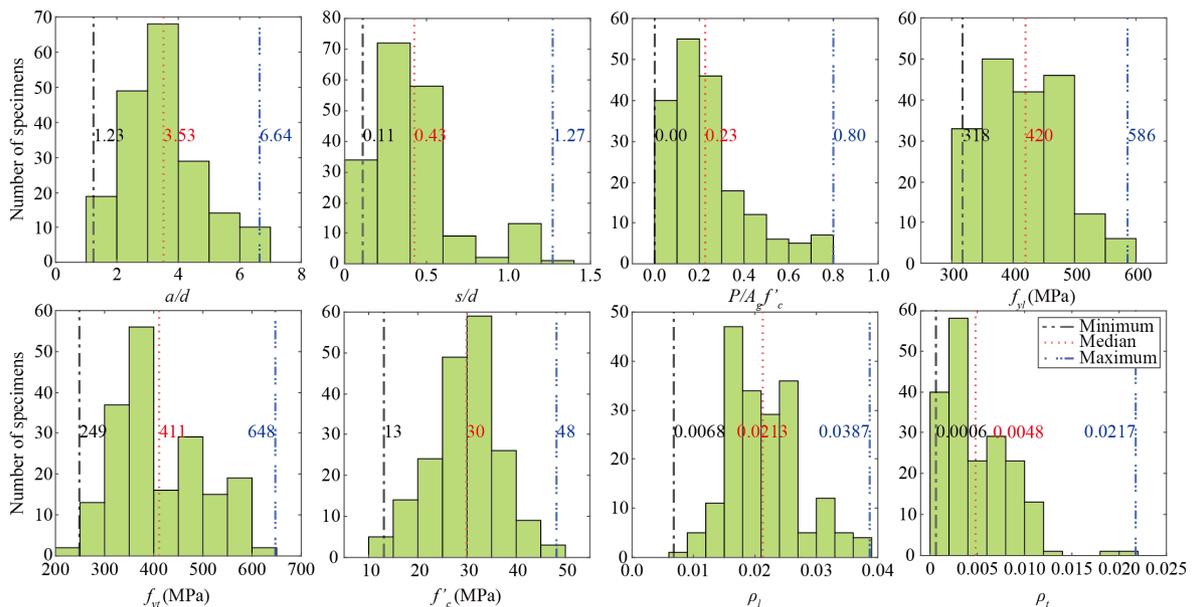


Fig. 1. Ranges of variables used in this study

[12]에서는 RC 슬래브-기둥 접합부, Goksu[18]는 재활용 골재를 활용한 RC 기둥의 손상 수준을 정의한 바 있다. 앞서 언급한 바와 같이 본 연구의 목적은 변위비 기반 노후 RC 기둥의 취약도를 예측하는 것이다. 그러나 대부분의 실험 연구에서는 개별 손상 수준에 대한 변위비 값을 제공하고 있지 않다. 따라서 본 연구에서는 ASCE 41-17[27]의 절차에 따라 실험체의 반복 곡선에서 포락 곡선을 추출한 다음 삼선형 곡선으로부터 다음의 네 가지 손상 수준 (DS_1 , DS_2 , DS_3 , DS_4)을 정의하였다. FEMA P-58-1[12]에 따라 이상치(outlier)를 판별하기 위해 피어스 기준(Peirce's criterion)을 적용하였다[28]. 피어스 기준은 데이터 내 이상치를 평가하고 제거하는 데 사용된다. Table 1에는 피어스 기준을 사용하여 이상치를 제거한 후 각 손상 수준에 대한 취약도 함수를 개발하는 데 사용된 데이터 수 (N)를 나타냈다. Fig. 2는 실험체의 반복곡선, 이상화된 뼈대 곡선, 그리고 정의된 손상 수준들을 요약하여 나타냈다.

3.1 손상 수준 1 (Damage state 1, DS_1)

DS_1 은 육안으로 관찰되는 첫 번째 균열이 발생한 손상 수준이다. Lowes and Li[29]에서는 해당 손상 수준을 폭이 0.5 mm 이하인 미세한 균열(hairline crack)이 발생한 시점으로 정의하였다. 이러한 균열의 보수 방법으로는 간단한 패칭(patching)이나 페인팅(painting)이 있다. 해당 손상 수준에 대한 정보를 제공하고 있는 선행 실험 연구는 매우 부족하다. 이에 따라 수집한 193개 실험체의 미세한 균열 발생 시점을 조사하였으며, 오직 33개만의 실험 연구가 정보를 제공하고 있음을 확인하였다. 모든 실험체의 DS_1 의 변위비 값을 도출하기 위해 33개 실험체의 첫 번째 균열 시점의 전단력(V_{cr})을 파악하고 평균값을 도출하였다. V_{cr}/V_y 의 평균과 표준편차 값은 각각 0.56과 0.17이다. 따라서 DS_1 은 $0.56 V_y$ 일 때의 변위비로 정의하였다. 유효 항복 강도(V_y)는 다음 손상 수준에서 정의한다. DS_1 의 변위비 분포는 0.09%에서 0.71%까지이다.

3.2 손상 수준 2 (Damage state 2, DS_2)

DS_2 는 심각한 균열(severe crack)로 인해 주철근의 항복이 발생한 손

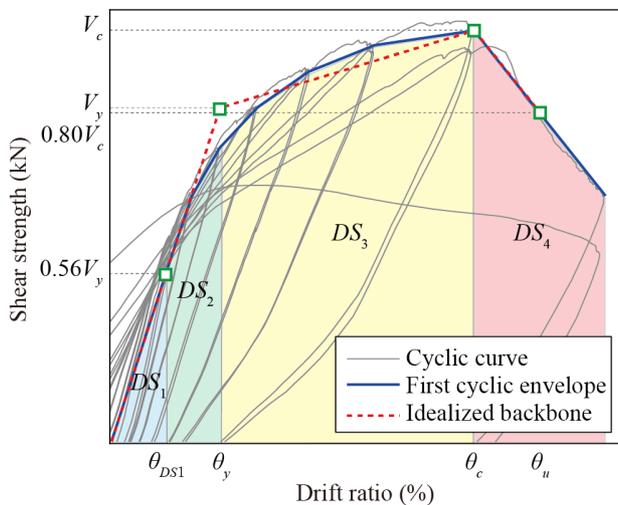


Fig. 2. Description of damage states

상 수준이다[30]. 해당 균열은 에폭시 주입으로 보수가 가능하다. 다수의 선행 연구[7],[11]에서는 실험체의 하중-변위비 응답으로부터 도출한 항복점을 통해 DS_2 의 변위비를 예측하였다. 본 연구에서는 ASCE 41-17[27]에서 제시한 절차에 따라 항복점을 결정하였다. (1) 가정된 V_y 의 60%에 해당하는 지점과 포락 곡선과의 교차점을 찾는다. 이 때, V_y 는 포락 곡선에서의 최대 강도(V_c)를 초과할 수 없다. (2) 교차점과 V_y 에 해당하는 시점을 잇는 할선을 생성한다. 할선의 강성은 유효 탄성 강성(K_e)이다. (3) V_y 에 해당하는 시점부터 V_c 에 도달하는 시점까지 선을 이어 이상화된 뼈대 곡선을 도출한다. (4) DS_2 는 포락 곡선과 이상화된 뼈대 곡선의 면적 차이가 최소화되는 시점으로 정의한다. 단, 해당 시점은 실제 기둥의 주철근이 항복하는 시점과 다를 수 있다. 따라서 DS_2 는 V_y 에 도달한 시점의 변위비로 정의한다. DS_2 의 변위비는 0.18%에서 1.42%까지 분포한다.

3.3 손상 수준 3 (Damage state 3, DS_3)

DS_3 는 넓은 범위를 걸치는 균열(extensive crack)로 인해 강도 저하가 발생하는 손상 수준이다. 다수의 선행 연구[12],[31, 32]에서는 RC 구조부재가 반복 하중을 받을 때 대각 균열과 주철근 좌굴 등의 손상으로 인해 최대 내력에 도달한 이후 급격한 강도 저하가 발생한다고 언급한 바 있다. 따라서 DS_3 는 V_c 에 도달한 시점으로 정의하였다. DS_3 의 변위비 분포는 0.50%에서 3.18%까지이다.

3.4 손상 수준 4 (Damage state 4, DS_4)

DS_4 는 심각한 손상으로 인해 RC 기둥이 더 이상 횡 하중으로부터 견딜 수 없는 상태의 손상 수준을 의미 한다[12],[16]. 이에 따라 최대 내력이 20% 저하된 시점의 변위비를 해당 손상 수준으로 정의하였다 [16],[26],[33]. DS_4 의 변위비는 0.89%에서 7.75%까지 분포한다. Fig. 3은 개별 손상 수준에 대한 변위비 분포를 나타낸 것이다. 높은 손상 수준일수록 변위비에 대한 분산도가 커진다. 이는 개별 손상 수준에 대해 변위비의 불확실성을 고려할 수 있는 취약도 함수가 필요함을 의미한다.

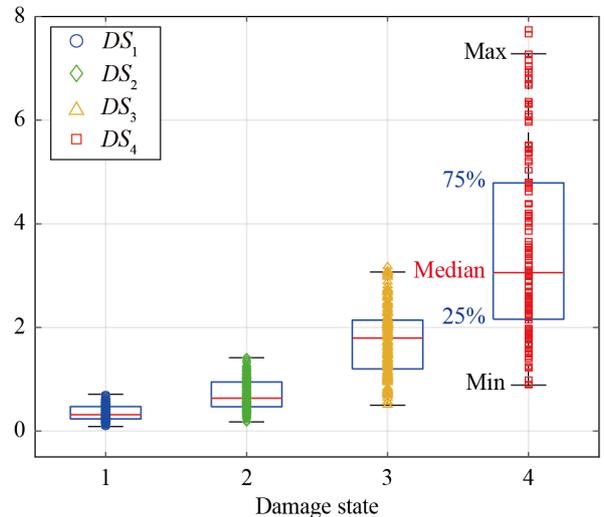


Fig. 3. Distribution of drift ratio for individual damage states

4. 개별 손상 수준에 대한 취약도 함수 구축

해당 절에서는 주어진 변위비 값에 대해 특정 손상 수준을 경험하거나 초과할 확률을 나타내는 노후 RC 기둥의 변위비 기반 취약도 함수를 구축하였다. 취약도 함수를 구축하기 위해, 193개의 실험체에 대한 개별 손상 수준의 변위비의 분포를 앞선 절에서 정의한 내용에 따라 도출하였다(Fig. 3). 각각의 손상 수준에 대한 취약도는 식(1)에 따라 개별 손상 수준에 도달하거나 넘어선 변위비(θ)가 주어진 변위비(θ_i)보다 작거나 같은 확률인 경험적 누적 분포 함수로 계산 된다[32].

$$P(\theta \leq \theta_i) = \frac{i-0.5}{N} \tag{1}$$

여기서 i 는 오름차순으로 배열된 변위비의 위치, N 는 실험체 수이다. FEMA P-58-1[12]에서는 대수정규분포인 로그정규분포가 구조 부재의 변위비나 강도와 같은 구조 공학적 변수의 분포를 효과적으로 나타낸다고 명시하고 있다. 따라서 취약도 함수는 식(2)에 따라 특정 손상 수준에서 변위비가 로그정규분포를 잘 따르는 것으로 가정하였다. Fig. 4는 개별 손상 수준에 대한 취약도 곡선을 나타낸 것으로 검정색 실선은 식(2)에 따라 도출한 취약도 곡선을, 그리고 파란색 원은 $P(\theta \leq \theta_i)$ 을 나타낸 것이다.

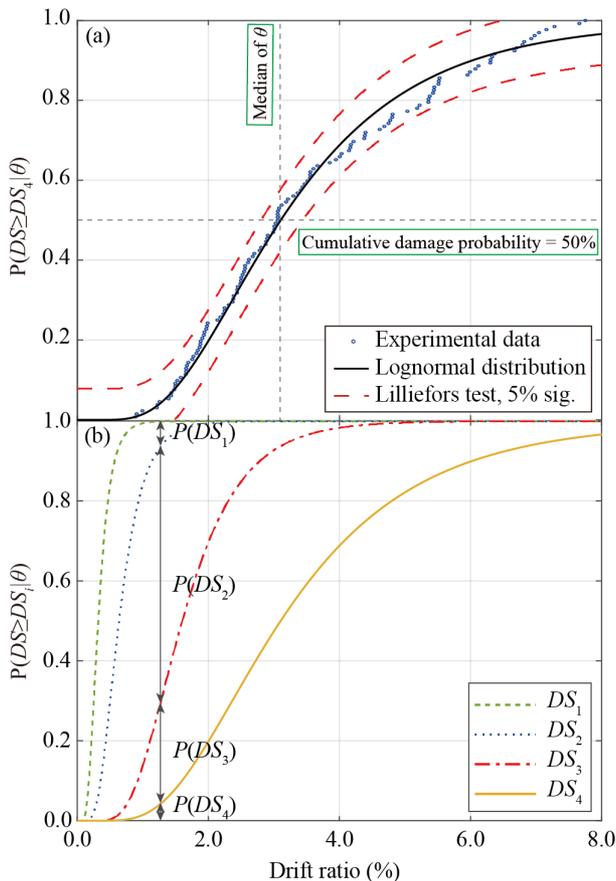


Fig. 4. Fragility curves for individual damage states

$$P(DS \leq DS_i | \theta) = \Phi\left(\frac{\ln\theta - \mu_{\ln\theta}}{\sigma_{\ln\theta}}\right) \tag{2}$$

여기서 Φ 는 누적분포함수, $\mu_{\ln\theta}$ 와 $\sigma_{\ln\theta}$ 는 각각 최대우도법을 통해 도출한 $\ln\theta$ 의 평균과 표준편차이다. Table 1은 식(3)~식(6)을 사용하여 개별 손상 수준에 대한 변위비의 평균, 표준편차, 중간값, 변동계수를 요약하여 나타낸 것이다[34].

$$m_\theta = \exp(\mu_{\ln\theta}) \tag{3}$$

$$\mu_\theta = \exp(\mu_{\ln\theta} + 0.5\sigma_{\ln\theta}^2) \tag{4}$$

$$\sigma_\theta = \sqrt{\mu_\theta(\exp(\sigma_{\ln\theta}^2) - 1)} \tag{5}$$

$$\delta_\theta = \sigma_\theta / \mu_\theta \tag{6}$$

로그정규분포가 경험적누적분포를 적절하게 따르는지 확인하기 위해, 다수의 선행 연구[10],[35]에서는 K-S 검정(Kolmogorov-Smirnov goodness-of-fit test)을 적용하여 취약도 곡선을 개발하였다. 그러나 K-S의 검정은 기각역(critical region)을 매우 보수적으로 계산하여 모집단의 평균과 분산이 알려지지 않은 경우에만 유효하다. 반면 본 연구는 모집단의 평균과 분산을 알려지지 않은 경우에 해당하며, 이 경우 Lilliefors 검정이 적합하다[36]. Fig. 4(a)는 손상 수준 4에 대한 경험적누적분포를 5% 유의 수준에서 귀무 가설에 대한 적합도를 빨간색 점선으로 나타내고 있다. 모든 손상 수준에 대해 귀무가설이 기각되지 않았기 때문에 경험적누적분포가 로그정규분포를 잘 따르는 것으로 판단된다.

5. 기둥 파괴 모드를 고려한 취약도 함수 구축

5.1 선행 연구에서 제안한 파괴 모드 분류법

Ying and Zin-Xin[37]은 RC 기둥의 파괴 모드에 따라 부재의 내진 거동이 달라질 수 있다고 언급한 바 있다. 본 절에서는 Zhu et al.[16]과 ASCE 41-17[27]에서 제시한 파괴 모드 분류법을 검토하고, RC 기둥의 파괴 모

Table 1. Statistical values of drift ratio for individual damage states

Damage state	DS_1	DS_2	DS_3	DS_4
μ_θ	0.35	0.71	1.76	3.55
σ_θ	0.58	0.33	0.88	5.73
δ_θ	1.64	0.47	0.50	1.61
m_θ	0.32	0.64	1.60	3.10
$\mu_{\ln\theta}$	-1.14	-0.45	0.47	1.13
$\sigma_{\ln\theta}$	0.45	0.45	0.43	0.52
N	179	179	165	132

드를 더 정확하게 예측할 수 있는 방법을 새롭게 제시하고자 한다. 기존 방법의 평가를 위해 Berry et al.[19]로부터 실제 휨과 전단 파괴가 관찰된 실험체 86개와 39개를 사용하였다. Zhu et al.[16]은 ρ_t , a/d , 그리고 V_p/V_n 을 활용하여 RC 기둥의 파괴 모드를 분류하였다. 먼저 ρ_t 가 0.002보다 작은 경우 전단 파괴로 분류한다. 휨 파괴가 관찰된 86개의 중 1개 실험체만을 전단 파괴로 예측하여 오차는 약 1%이다. 그러나 전단 파괴가 관찰된 39개 중 15개 실험체를 휨 파괴로 예측하여 오차는 약 39%로 다소 높게 나타났다. ASCE 41-17[27]의 C10.4.2.2.2에서는 V_p/V_n 에 따라 RC 기둥의 파괴 모드를 휨과 전단 파괴로 분류하고 있다. 여기서 V_p 는 기둥 부재가 공칭 모멘트(M_n)에 도달할 때의 요구 전단 강도, V_n 은 식(7)에 따라 계산되는 기둥의 전단강도를 의미한다.

$$V_n = k_{nl} \left[\frac{A_{vt} f_{yt} d}{s} + \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \right] \quad (7)$$

여기서 k_{nl} 은 μ (ductility factor)가 2 이하일 때 1.0, 6 이상일 때 0.75, 그 사이는 선형 보간한다. ASCE 41-17[27]은 V_p/V_n 가 0.60 미만일 때 휨, 0.6 이상일 때 전단 파괴로 분류한다. 총 86개의 실험체 중 11개를 전단 파괴로 예측하였으며, 39개의 전단 파괴 실험체 중 7개를 휨 파괴로 예측하여 각각의 오차는 13%와 18%로 나타났다. 이에 따라 RC 기둥의 정확한 파괴 모드를 예측하기 위해서는 새로운 분류법이 제시되어야 한다.

5.2 본 연구에서 제안하는 RC 기둥 파괴 모드 분류법

RC 기둥의 파괴 모드를 분류하기 위해 파괴 모드와 연관성 높은 변수를 결정하고자 하였다. 이를 위해 9개의 서로 다른 변수를 다음과 같이 수집하였다: V_p/V_n , a/d , s/d , $P/A_g f'_c$, ρ_v , ρ_t , $V_n/A_g f'_c$, s/D_t , A_g/A_0 . Fig. 5에서는 a/d , ρ_t , ρ_v , V_p/V_n 의 휨과 전단 파괴에 대한 확률밀도함수를 나타냈다. 본 연구에서는 휨과 전단 파괴의 확률밀도함수 간의 교차점이 1개인 경우를 각각의 파괴 모드를 적절하게 분류할 수 있는 변수라 판단하였으며, 이로써 결정된 변수는 a/d , ρ_t , ρ_v , V_p/V_n 이다. 지면 상의 이유로 나타내지 않은 나머지 변수의 경우, 교차점이 2개 이상으로 나타나 기둥 파괴 모드를 분류

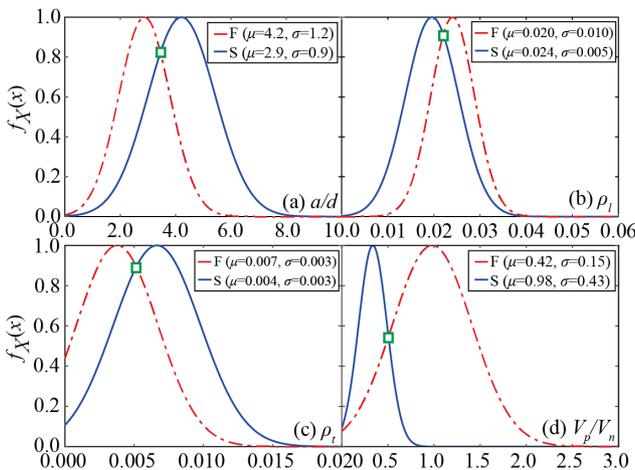


Fig. 5. Probability density function of flexure and shear failure

하기에 적절하지 않는 변수로 간주된다.

Zhu et al.[16]에서는 ρ_t 가 0.002 이하인 경우 휨 보강근비가 매우 부족한 실험체라 언급한 바 있다. 이에 따라 해당 실험체는 전단 파괴로 분류하였으며, 이는 전체 193개 실험체 중 14개이다. Fig. 6은 125개의 실험체(휨 파괴: 86개, 전단 파괴: 39개)를 기반으로 세 변수(a/d , ρ_t , V_p/V_n)의 한계 값을 결정하기 위해 사용된 삼차원 관계를 보여준다. 편의를 위해 두 변수로 각각 나누어 이차원으로 나타냈다. 각각의 변수는 삼차원 그래프의 x, y, z축에 해당하며, 세 변수가 공통적으로 만나는 지점을 각 변수의 한계값으로 결정하였다. 이에 따라 결정된 a/d , ρ_t , V_p/V_n 의 한계 값은 각각 1.77, 0.012, 0.73이다.

본 절에서 새롭게 제안한 RC 기둥의 파괴모드에 따라 실험체를 분류한 결과는 다음과 같다. 86개의 휨 파괴 실험체를 전단 파괴로 잘못 예측하는 실험체는 4개로 오차는 5%이다. 그 반대로 39개의 전단 파괴 실험체를 휨 파괴로 잘못 예측하는 실험체는 5개로 오차는 13%이다. Zhu et al.[16]과 ASCE 41-17[27]의 두 개의 오차의 평균이 각각 20%와 16%인 점을 미루어 보았을 때, 제안된 분류법은 다른 방법에 비해 각각 약 2.3배, 1.8배 낮은 값을 보여 기존 연구보다 높은 정확도를 갖는 것을 확인할 수 있다.

Table 2는 기존과 새롭게 제안한 분류 방법을 125개 실험체에 적용한 결과를 요약하여 나타낸 것이다. 이에 따라 본 연구에서는 제안된 절차에 따라 193개 노후 RC 기둥의 파괴 모드를 분류하였으며, 휨과 전단 파괴 각각 104개와 89개이다.

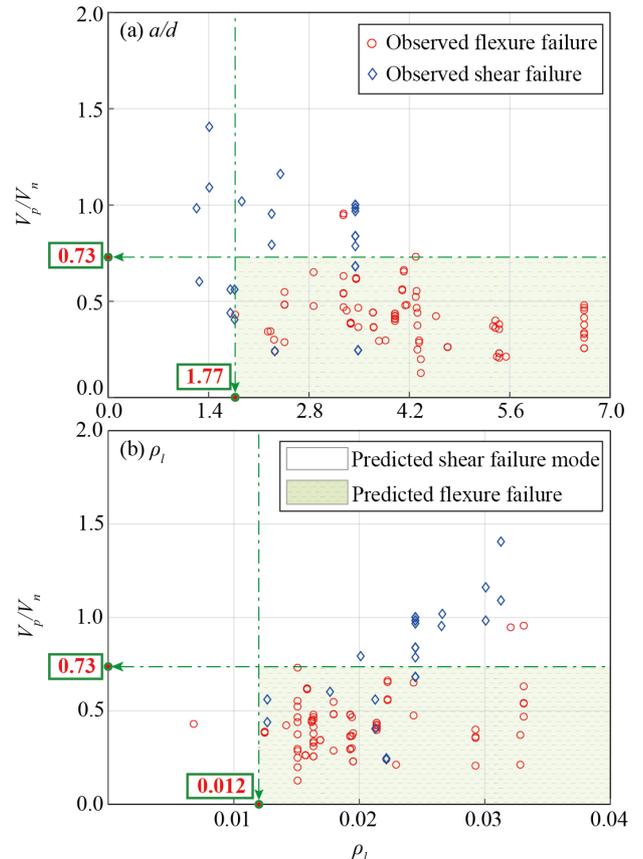


Fig. 6. Distribution of each failure mode according to V_p/V_n , a/d and ρ_t

Table 2. Probability of RC column failing in shear and flexure failure

Reference	Range	Flexure failure		Shear failure	
		Num. of specimens	Probability	Num. of specimens	Probability
Zhu et al.[16]	$a/d < 2.0 \cup V_p/V_n \geq 1.05$	1	1%	24	61%
	$a/d > 2.0 \cap V_p/V_n < 1.05$	85	99%	15	39%
ASCE 41-17[27]	$V_p/V_n > 0.6$	11	13%	32	82%
	$V_p/V_n \leq 0.6$	75	87%	7	18%
This study	$a/d < 1.77 \cup \rho_l < 0.012 \cup V_p/V_n \geq 0.73$	4	5%	34	87%
	$a/d \geq 1.77 \cap \rho_l > 0.012 \cap V_p/V_n < 0.73$	82	95%	5	13%

Table 3. Summary of the central and dispersion values of the drift ratio according to failure mode

Failure mode	Damage state	Num. of specimens in DS_i	μ_θ	σ_θ	δ_θ	m_θ	$\mu_{ln\theta}$	$\sigma_{ln\theta}$
Flexure failure (99)	DS_1	99	0.34	0.59	1.73	0.31	-1.17	0.45
	DS_2	99	0.68	0.35	0.51	0.62	-0.48	0.45
	DS_3	92	1.58	1.00	0.54	1.66	0.51	0.47
	DS_4	88	3.83	7.03	1.83	3.37	1.21	0.51
Shear failure (80)	DS_1	80	0.37	0.57	1.54	0.33	-1.10	0.45
	DS_2	80	0.78	0.38	0.49	0.63	-0.46	0.66
	DS_3	73	1.65	0.74	0.45	1.54	0.43	0.38
	DS_4	44	2.99	3.74	1.25	2.64	0.97	0.50

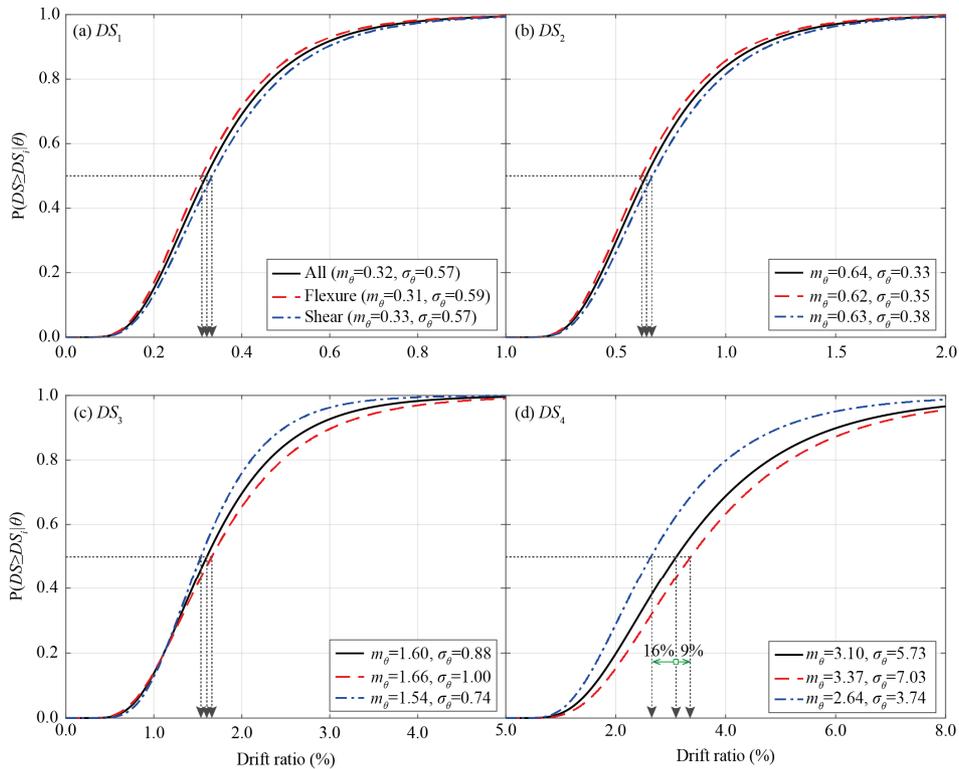


Fig. 7. Fragility curves for individual damage states according to the failure mode

5.3 노후 RC 기둥의 파괴모드에 따른 취약도 함수

Fig. 7은 파괴 모드를 고려하지 않은 모든 노후 RC 기둥 (193개), 휨에 의해 파괴된 기둥 (104개), 그리고 전단에 의해 파괴된 기둥 (89개)의 취약

도 곡선을 개별 손상 수준에 따라 나타낸 것이다. Table 3은 파괴 모드에 따른 개별 손상 수준에 대한 변위비의 평균, 표준편차, 중간값, 변동계수를 요약한 것이다. DS_1 과 DS_2 의 중간값은 파괴 모드에 따라 큰 변동은 보이지 않았으나 (0.31% vs. 0.33%, 0.62% vs. 0.63%), DS_3 의 중간값은 휨과 전

단 파괴 각각 1.66%와 1.54%로 나타났다. 또한, DS_4 에서 휨과 전단 파괴된 실험체의 중간값은 3.37%와 2.64%로 기존과 다른 양상을 보였다. 파괴 모드를 분류하지 않은 실험체의 DS_4 의 중간값 ($m_{\theta, DS_4} = 3.10\%$)은 휨 파괴가 발생한 실험체에 대한 중간값 ($m_{\theta, DS_4} = 3.37\%$) 보다 약 9% 작았으며, 전단 파괴가 발생한 실험체에 대한 중간값 ($m_{\theta, DS_4} = 2.64\%$)보다 약 16% 큰 값을 가졌다. 각각의 파괴 모드에서의 분산값은 눈에 띄는 차이를 보이지 않았다.

DS_1 와 DS_2 의 경우 파괴 모드에 따른 취약도 곡선의 차이를 무시할 수 있는 수준인 반면, DS_3 와 DS_4 의 경우 취약도 곡선간의 뚜렷한 차이를 보였다. 따라서 노후 RC 기둥의 취약도 곡선을 보다 더 정확하게 추정하기 위해서는 파괴 모드를 고려하여 취약도 곡선을 개발할 필요성이 있다.

6. 결론

본 연구에서는 노후 RC 기둥의 변위비 기반 취약도 함수를 개발하기 위하여 노후 RC 기둥 실험체를 수집하고 이로부터 다수의 손상 수준을 정의하였다. 또한, 기존 기준과 연구에서 제안하고 있는 파괴 모드 분류법을 재검토하고 이에 대한 한계점을 보완하는 새로운 파괴 모드 분류 절차를 제시하였다. 해당 연구의 결과는 다음과 같다.

- 1) 변위비 기반 취약도 함수를 개발하기 위해 54개의 문헌으로부터 193개의 노후 RC 기둥 실험체의 하중-변위비 응답과 단면 및 물성치의 데이터베이스를 확보하였다. 이를 기반으로 네 가지 손상 수준 (DS_1 , DS_2 , DS_3 , DS_4)를 정의하였으며, 개별 손상 수준에 대한 변위비는 실험체의 포락 곡선으로부터 도출하였다.
- 2) 확보된 실험체를 기반으로 기준 및 선행 연구에서 제시한 RC 기둥 변수 기반 파괴 모드 분류법을 검토하였다. Zhu et al.[16]은 휨 파괴가 발생한 실험체를 전단 파괴로 예측하는 오차가 1%, 그 반대는 39%로 나타났다. ASCE 41-17[27]은 휨 파괴가 발생한 실험체를 전단 파괴로 예측하는 오차가 13%, 전단 파괴에서는 18%로 나타났다. 이는 기존 연구에서 사용된 기둥 물성치 변수 (a/d , V_p/V_n)의 한계 값의 부정확성에 기인한 것으로 추정된다. 이에 따라 본 연구에서는 새로운 파괴 모드 분류법의 필요성을 확인하였다.
- 3) RC 기둥 파괴 모드의 절차를 새롭게 제시하기 위해 파괴 모드와 연관성 높은 변수를 선정하고자 하였다. 이를 위해 서로 다른 변수 9개의 수집하였으며, 확률밀도함수를 활용하여 휨과 전단 파괴를 분명하게 분류하는 변수 (a/d , ρ_f , ρ_t , V_p/V_n)를 선정하였다. 선정된 변수를 기반으로 휨과 전단 파괴를 분류할 수 있는 제한 값 ($a/d = 1.77$, $\rho_t = 0.012$, $V_p/V_n = 0.73$)을 결정하였다. 새롭게 제안한 분류법의 파괴 모드 예측 오차는 휨과 전단 파괴 각각 5%와 13%로 나타나 기존 연구보다 높은 정확도를 갖는 것을 확인하였다.
- 4) 손상 수준이 커질수록 기준과 파괴 모드를 적용한 실험체의 중간값이 차이가 나는 것을 확인할 수 있다. 특히, 이는 취약도 곡선에 적용하여 비교하였을 때 뚜렷한 차이를 보였다. DS_1 과 DS_2 에서는 큰 차이를 보이지 않았으나, DS_3 과 DS_4 는 기존과 다른 양상을 보였다. 결론적으로 파괴 모드가 RC 기둥의 변형 능력에 영향을 주는 것을 확인할 수 있으

며, 노후 RC 기둥의 취약도 곡선을 정확하게 추정하기 위해서는 RC 기둥의 파괴 모드를 함께 고려해야 한다.

7. Notation

- V_p : shear force demand when the column reaches its flexural strength (M_u)
- V_n : shear strength of column
- A_0 : minimum column sectional area (60000 mm²)
- V_{cr} : shear force at the onset of the first visible crack was estimated based on their cyclic curve
- V_y : effective yield strength which is defined by ASCE 41 (2017)
- V_c : capping strength (incidence of strength and stiffness deterioration)
- K_c : initial secant stiffness to yield strength
- Φ : standard normal cumulative distribution function (CDF)
- $\mu_{\ln\theta}$: mean of $\ln\theta$
- $\sigma_{\ln\theta}$: standard deviation of $\ln\theta$
- $\delta_\theta (= \sigma_\theta / \mu_\theta)$: ratio of the standard deviation to the mean of θ
- D_{max} : maximum distance difference between the empirical cumulative distribution and the theoretical cumulative distribution
- $D_{critical}$: critical limit for distance at a given significance level

/ 감사의 글 /

본 논문은 한국연구재단 (2020R1A2C2010548) 과제의 일환으로 수행되었음.

/ REFERENCES /

1. KDS 41 17 00. Seismic Building Design Code. Korea Construction Standards Center; c2019.
2. Hertanto E. Seismic assessment of pre-1970s reinforced concrete structure.
3. Lee CS, Park YS, Han SW. Bidirectional lateral loading of RC columns with short lap splices. Earthquake Engineering Society of Korea. 2020;24(1):19-27.
4. Lee CS, Han SW. Development of model parameter prediction equations for simulating load-deformation response of non-ductile RC columns. Earthquake Engineering Society of Korea, 2019;23(2): 119-129.
5. Lynn AC, Moehle, JP, Mahin SA, Holmes WT. Seismic evaluation of existing reinforced concrete building columns. Earthq Spect. 1996; 12(4):715-739.
6. Galanis PS, Moehle JP. Development of collapse indicators for risk assessment of older-type reinforced concrete buildings. Earthq Spect. 2015;31(4):1991-2006.
7. Sezen H, Moehle JP. Shear strength model for lightly reinforced

- concrete columns, *J Struct Eng.* 2004;130(11):1692–1703.
8. El-Sokkary H, Galal K. Analytical investigation of the seismic performance of RC frames rehabilitated using different rehabilitation techniques. *Eng Struct.* 2009;31(9):1955–1966.
 9. Han SW, Koh H, Lee CS. Accurate and efficient simulation of cyclic behavior of diagonally reinforced concrete coupling beams. *Earthq Spect.* 2019;35(1):361–381.
 10. Aslani H, Miranda E. Fragility assessment of slab–column connections in existing non–ductile reinforced concrete buildings. *J Earthq Eng.* 2005;9(6):777–804.
 11. Gogus A, Wallace JW. Fragility assessment of slab–column connections. *Earthq Spect.* 2015;31(1):159–177.
 12. Federal Emergency Management Agency. Seismic performance assessment of buildings. Volume 1 – Methodology. FEMA P–58–1. Washington, D. C.; c2012.
 13. Han SW, Koh H, Lee CS. Fragility functions of different groups of diagonally reinforced concrete coupling beams (DRCBs). *J Bull Earthq Eng.* 2020;18:165–187.
 14. Han SW, Wen YK. Method of reliability–based seismic design. I: Equivalent nonlinear systems. *J Struct Eng.* 1997;123(3):256–263.
 15. Aslani H. Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings. Stanford University; c2005. 355 p.
 16. Zhu L, Elwood KJ, Haukaas T. Classification and seismic safety evaluation of existing reinforced concrete columns. *J Struct Eng.* 2007;133(9):1316–1330.
 17. Cardone D, Perrone G. Damage and loss assessment of pre–70 RC frame buildings with FEMA P–58. *J Earthq Eng.* 2017;21:23–61.
 18. Goksu C. Fragility functions for reinforced concrete columns incorporating recycled aggregates. *Eng Struct.* 2021;233:111908.
 19. Berry M, Parrish M, Eberhard M. PEER structural performance database user’s manual (version 1.0). Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkely, CA; c2004.
 20. Ghannoum WM, Sivaramakrishnan B, Pujol S, Catlin AC, Fernando S, Yoosuf N, Wang Y. NEES: ACI 369 rectangular column database. National Science Foundation, Alexandria, VA; c2015.
 21. Lee CS, Han SW. Computationally effective and accurate simulation of cyclic behaviour of old reinforced concrete columns. *Eng Struct.* 2018;173:892–907.
 22. Elwood KJ, Matamoros AB, Wallace JW, Lehman DE, Heintz JA, Mitchell AD, Moehle JP. Update to ASCE/SEI 41 concrete provision. *Earthquake Spectra.* 2007;23(3):493–523.
 23. Han SW, Lee CS, Paz Zambrana MA, Lee KH. Calibration factor for ASCE 41–17 modeling parameters for stocky rectangular RC columns. *Applied Sciences.* 2019;9(23):5193.
 24. Wan HT, Han XL, Ji J. Analyses of reinforced concrete columns by performance–based design method. *J Cent S Univ.* 2010;41(4):1584–1589.
 25. Qi YL, Han XL, Ji J. Failure mode classification of reinforced concrete column using Fisher method. *Journal of Central South University.* 2013;20:2863–2869.
 26. Elwood KJ, Moehle JP. Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement. *Earthq Spect.* 2005; 21(1):71–89.
 27. ASCE. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE 41–17). American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
 28. Ross SM. Peirce’s criterion for the elimination of suspect experimental data. *J Eng tech.* 2003;20(2):38–41.
 29. Lowes LN, Li J. Fragility curves for reinforced concrete moment frames. In: *Proceedings the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structure.* 2010;403–414.
 30. Moretti M, Tassios TP. Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: Experimental results. *Eng Struct.* 2007;29(8):2018–2029.
 31. Park R, Paulay T. Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons; c1991.
 32. Baradaran Shoraka M, Elwood KJ. Mechanical model for non–ductile reinforced concrete columns. *J Earthq Eng.* 2013;17(7):937–957.
 33. Kakavand MRA, Allahvirdizadeh R. Enhanced empirical models for predicting the drift capacity of less ductile RC columns with flexural, shear, or axial failure modes. *Front Struct Civ Eng.* 2019; 13:1251–1270.
 34. Ang AHS, Tang WH. Probability concepts in engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering; c2007.
 35. Lignos DG, Karamanci E. Drift–based and dual parameter fragility curves for concentrically braced frames in seismic regions. *J Constr Steel Res.* 2013;90:209–220.
 36. Lilliefors HW. On the Kolmogorov–Smirnov test for normality with mean and variance unknown. *J Am Stat Assoc.* 2010;62:399–402.
 37. Ying M, Jin–Xin G. Seismic failure modes and deformation capacity of reinforced concrete columns under cyclic loads. *Periodica Polytechnica Civil Engineering.* 2018;62(1):80–91.