

RC 기둥의 단조 뼈대 곡선 예측을 위한 개선된 수치모델

Improved Numerical Model for Predicting Monotonic Backbone Curves of Reinforced Concrete Columns

○구 수 현* 한 상 환** 김 지 승***
Koo, Su Hyun Han, Sang Whan Kim, Ji Seung

Abstract

Reinforced concrete (RC) columns are critical components of moment-resisting frames, and their failure during earthquakes can cause severe structural damage. Accurate prediction of their nonlinear behavior requires well-defined backbone curves; however, available monotonic test data are scarce. Existing approaches often rely on cyclic test data, which not only underestimate nonlinear behavior but also produce results that depend on the loading protocol. To overcome these limitations, this study proposes an improved method for backbone curve parameters that better reflects the post-peak behavior typically observed in monotonic tests. The effectiveness of the proposed method is verified by comparing predicted and experimental responses under monotonic loading.

키워드 : 기둥, 수치 모델, 뼈대 곡선, 모델 매개 변수

Keywords : Column, Numerical model, Backbone curve, Model parameters

1. 서론

1.1 연구의 목적

철근콘크리트 (RC) 모멘트 골조에서 기둥은 중력 하중과 횡 하중을 동시에 지지하는 핵심 부재이다. 강한 지진이 발생할 경우 기둥은 낮은 변형 능력과 급격한 축하중 지지 능력 저하로 인해 심각한 손상이 발생하며, 이는 구조물 전체의 붕괴로 이어질 수 있다 (Sezen and Moehle, 2002; Wang et al., 2020). 따라서 기존 구조물의 내진 성능을 정확하게 평가하기 위해서는 기둥의 이력 거동을 정밀하게 예측하는 것이 필수적이다.

기둥의 이력 거동을 모사하기 위해 다양한 수치해석모델이 개발되어 왔으며, 일반적으로 집중 소성 모델 (concentrated plasticity model), 분산 소성 모델 (distributed plasticity model), 유한 요소 모델 (finite element model)로 구분된다 (PEER/ATC 72-1, 2010). 이 중 집중 소성 모델은 단순성과 계산 효율성으로 널리 활용되고 있으며 (Haselton et al., 2016), 기둥의 탄성 요소와 비선형 스프링

요소로 이상화하여 단조 및 반복 하중 조건에서의 거동을 효과적으로 모사할 수 있다.

집중 소성 모델은 뼈대 곡선 (backbone curve), 손상 규칙 (damage rule), 이력 규칙 (hysteretic rule)을 정의해야 하며, 이 중 뼈대 곡선의 기둥의 단조 거동을 반영한다. Ibarra, Medina, & Krawinkler (2005)가 제안한 modified IMKPinching 모델은 이러한 뼈대 곡선을 포함하여 RC 기둥의 이력 거동을 효과적으로 모사할 수 있어 다양한 연구에서 활용되어 왔다 (Haselton et al., 2016; Huang, Kim, & Kwon, 2022).

그러나 modified IMKPinching 모델의 뼈대 곡선 매개 변수는 이상적으로 단조 실험으로부터 산정되어야 함에도 불구하고, 단조 실험은 매우 제한적으로 수행되어 왔다. 이에 따라 대부분의 연구에서는 반복 곡선으로부터 도출한 포락 곡선을 기반으로 뼈대 곡선을 산정하였으나, 다음의 몇 가지 한계점이 존재한다.

첫째, 포락 곡선 기반 뼈대 곡선은 단조 실험 결과에 비해 낮은 횡력을 산정하여 보수적인 거동을 예측한다. 둘째, 연화 구간의 기울기는 하중 프로토콜에 따라 크게 달라져 실험체 간 일관된 결과 도출이 어렵다 (Maison and Speicher, 2016). 셋째, 동적 실험 결과에 따르면 축 파괴 전에는 대체로 대칭적인 거동을 보이나, 축 파괴 이후에는 급격한 비대칭 변위 증가가 발생 한다 (Sezen and Moehle, 2002). 그러나 기존 방법은 이러한 축 파괴 이후의 극한 거동을 적절히 반영하지 못한다.

따라서 다양한 하중 프로토콜에서도 RC 기둥의 최대

* 한양대 대학원 박사과정

** 한양대 건축공학과 교수, 공학박사

*** 한양대 대학원 석사과정

(Corresponding author : Department of Architectural Engineering, Hanyang University, swan82@gmail.com)

이 연구는 2025년도 행정안전부 연구비 지원에 의한 결과의 일부임. 과제번호: B0080901000971

강도 이후 연화 거동을 정확히 예측할 수 있는 뼈대 곡선 보정 기법이 필요하다. 본 연구에서는 기존 한계를 보완한 개선된 modified IMKPinching 모델의 뼈대 곡선 보정 방법을 제안하였다. 제안된 방법은 단조 실험에서 관찰되는 최대 강도 이후의 연화 거동을 고려함으로써, 반복 곡선만으로도 일관된 뼈대 곡선을 산정할 수 있도록 하였다. 마지막으로, 다양한 하중 프로토콜에 따른 실험 결과와 제안된 뼈대 곡선을 비교 및 검증하여 제안된 기법의 정확성을 평가하였다.

2. Modified IMKPinching 모델의 뼈대 곡선

본 연구에서는 다양한 하중 프로토콜에서 RC 기둥의 비선형 거동을 모사하기 위하여 집중 소성 모델을 적용하였다. 집중 소성 모델은 부재의 탄성 구간뿐만 아니라 강도 및 강성 저하가 발생하는 비탄성 구간의 응답까지 정확히 모사할 수 있어야 한다 (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005). Figure 1(a)는 사용된 수치 모델의 구성을 나타낸 것으로, 기둥을 강체 요소로 설정하고 단부에 회전 스프링 요소를 배치하였다. 비선형 거동을 모사하기 위하여 Ibarra, Medina, & Krawinkler (2005)가 제안한 modified IMKPinching 모델을 채택하였으며, 모델은 OpenSees (McKenna, 2011)를 사용하여 구현하였다.

Modified IMKPinching 모델은 삼선형 (trilinear) 뼈대 곡선으로 정의된다. 뼈대 곡선의 실험체의 반복 곡선으로부터 도출한 포락 곡선을 기반으로 결정되며, 주어진 변형에서 도달 가능한 최대 하중의 경계를 나타낸다. Figure 1(b)에 도식화한 뼈대 곡선은 모멘트-변위비 관계를 삼선형으로 이상화한 것으로, 항복점 (θ_y, M_y), 최대 강도점 (θ_c, M_c), 잔류 강도점 (θ_r, M_r)로 구성된다. Figure 1(b)에서 θ_{pi} 와 θ_{pc} 는 각각 $\theta_c - \theta_y$ 와 $\theta_r - \theta_c$ 이다. 그리고 α_s 는 경화 강성 계수이고, α_c 는 연화 강성 계수이다.

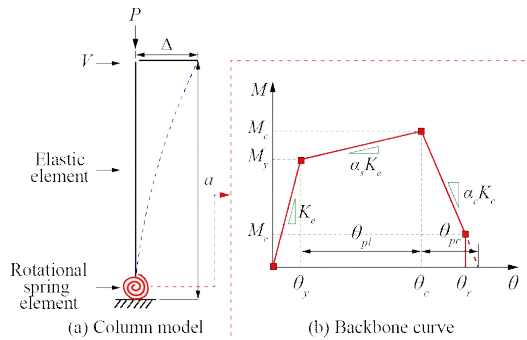


Figure 1. Concentrated plasticity model and backbone curve of RC column

3. 이상화된 뼈대 곡선

이상적으로 뼈대 곡선은 단조 하중 실험을 통해 구축하는 것이 바람직하다. 그러나 해당 실험이 매우 제한적으로 수행되어 관련 데이터를 확보하기 어렵다. 이에 따라 선행 연구 (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005; Haselton et al., 2016)에서는 반복 곡선으로부터 포락 곡선을 추출하여 뼈대 곡선을 산정하였다.

3.1 뼈대 곡선 제안

Figure 2는 세 가지 서로 다른 하중 프로토콜에 따른 실험 결과에서 추출한 포락 곡선을 나타낸다. 실험체 O-Mono, O-NC, O-Cyclic은 동일한 단면과 철근 상세를 가지며, 각각 단조 (Mono), near-collapse (NC), 반복 (Cyclic) 하중으로 실험하였다.

세 실험체 모두 유사한 최대 내력에 도달하였으나, 최대 내력 이후의 거동에서는 뚜렷한 차이가 관찰되었다. 특히 O-Mono와 O-NC는 O-Cyclic보다 더 큰 변위비에서 파단되었다. 이는 반복 하중 기반 포락 곡선으로 뼈대 곡선을 정의할 경우, 변형 능력을 과소평가하여 보수적인 결과를 초래할 수 있음을 보여준다.

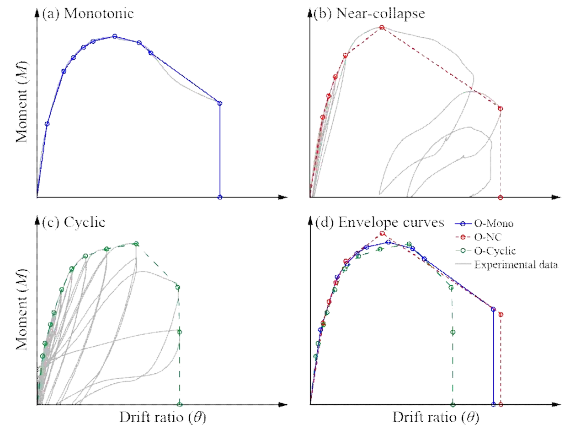


Figure 2. Envelope curves obtained from different loading protocols

Figure 3에는 회색 실선으로 반복 곡선을 나타냈다. 빨간색 실선은 반복 곡선에서 추출한 포락 곡선을 기반으로 항복점 (θ_y, M_y), 최대 강도점 (θ_c, M_c), 실험 종료점 (θ_u, M_u)을 연결하여 이상화한 뼈대 곡선이다. 그러나 이와 같은 방법으로 도출한 곡선은 단조 하중 실험에서 얻은 뼈대 곡선에 비해 최대 변위비를 과소평가하는 경향이 있다.

이러한 한계를 보완하기 위해 Luo and Paal (2022)은 반복 곡선으로부터 뼈대 곡선을 정의할 때 θ_u 대신 $2\theta_u$ 를 사용할 것을 제안하였다. Figure 3에서 파란색 점선으로 표시된 곡선이 이에 해당한다. 또한, 초록색으로 표시된 곡선은 단조 하중 실험 결과로부터 도출한 이상화된 뼈대 곡선으로, 항복점 (θ_y, M_y), 최대 강도점 (θ_c, M_c), 최대 변위점 ($n\theta_u, M_u$)을 연결한 삼선형 곡선으로 정의된다. 여기서 ($n\theta_u, M_u$)는 단조 하중 실험의 최대 강도점 (θ_c, M_c), 실험 종료점 (θ'_u, M'_u)을 연결한 선을 반복 하중 실험의 종료 시 강도 (M_u)까지 연장하여 결정하였다.

여기서 n 은 θ_u 를 확대하기 위한 1보다 큰 값이다. 대부분의 단조 하중 실험은 기둥이 완전 파괴될 때까지 수행되지 않기 때문에, 실험 종료점 (θ'_u, M'_u)을 뼈대 곡선의 최종점으로 정의할 경우 실제 거동에 비해 보수적으로 평가될 수 있다. 따라서 본 연구에서는 Luo and Paal (2022)

이 제안한 방법을 반영하여, 뼈대 곡선의 최종점을 $(2\theta_u, M_u)$ 대신 $(n\theta_u, M_u)$ 로 정의하였다.

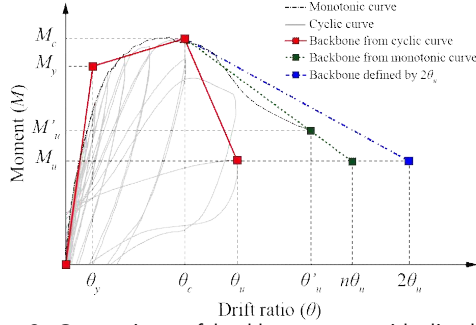


Figure 3. Comparison of backbone curves idealized from different procedures

본 연구에서는 Luo and Paal (2022)에서 제안한 방법을 적용하여, 선행 연구에서 단조 및 반복 하중으로 실험된 RC 기둥 10개 실험체의 데이터를 수집하고 뼈대 곡선을 도출하였다. Table 1은 수집된 실험체의 재료 물성치 변수를 요약한 것이다. 여기서 b 와 h 는 단면 치수, L 은 기둥 길이, ρ_l 과 ρ_t 는 각각 주철근비와 횡보강근비, V_p/V_n 은 휨 강도 도달 시 전단 강도와 공칭 전단 강도의 비, ν 는 축력비를 의미한다. Loading type은 적용된 하중 프로토콜의 종류를 나타낸다.

Table 1에 제시된 10개의 실험체를 대상으로, Figure 3에 제시한 세 가지 방법에 따라 구축한 뼈대 곡선을 비교하였다. Ousalem, Kabeyasawa, & Tasai (2003)의 단조 하중 실험 결과 기반 뼈대 곡선의 $n\theta_u$ 는 반복 곡선에서 얻은 θ_u 의 약 1.9배로 나타났으며, 이는 Luo and Paal (2022)이 제안한 $2\theta_u$ 와 가장 근접하였다. 그러나 일부 실험체에서는 단조 하중 기반 뼈대 곡선의 $n\theta_u$ 가 $2\theta_u$ 와 차이를 보였다.

실험체별 최대 변위비 ($n\theta_u$)의 차이는 기둥의 물리적 특성과 형상에 기인한다. 따라서 모든 실험체에 동일한 고정값 $2\theta_u$ 를 적용할 경우, 기둥의 특성을 충분히 반영하지 못할 수 있다. 그러므로 뼈대 곡선은 최대 변위비가 기둥의 형상과 물리적 특성을 반영해야 보다 정확한 결과를 도출할 수 있다. Table 1은 다섯 그룹의 실험체에 대해 제시된 절차로 결정된 n 값이 요약되어 있다.

본 연구에서는 임의의 기둥에 대한 n 값을 결정할 수 있도록 5개의 그룹 (10개 실험체)에서 도출한 결과를 활용

하여 경험식을 제안하였다. 이를 위해 각 실험체의 물리적 특성 변수와 n 값의 상관관계를 분석하였다. 분석 결과, V_p/V_n 이 가장 높은 상관 계수 ($\rho=0.89$)를 보였으며, 나머지 변수들은 모두 0.5 이하로 낮은 상관성을 나타냈다. 식 (1)은 본 연구에서 제안한 n 값 산정 경험식을 나타냈다.

$$n = -1.2231(V_p/V_n) + 2.8128 \quad (1)$$

3.2 뼈대 곡선 구축

이상화된 뼈대 곡선은 원점, 항복점 (θ_y, M_y) , 최대 강도점 (θ_c, M_c) , 잔류 강도점 (θ_r, M_r) 으로 정의되며, 이를 통해 이상화된 뼈대 곡선 매개 변수 ($K_e, M_y, \alpha_s, \alpha_c, \theta_{pl}, \theta_{pc}$)를 산정할 수 있다 (Figure 1(b)). 여기서 (θ_c, M_c) 와 (θ_r, M_r) 은 반복 곡선에서 사이클 내 저하 (in-cyclic deterioration)의 발생 여부에 따라 산정 방식이 달라진다.

(1) 유효 항복점 산정

Figure 4에 제시된 바와 같이, 유효 항복점 (θ_y, M_y) 는 ASCE 41 (2017) 7.4.3.2.4 절에 따라 (1)에서 (4)까지의 절차에 따라 산정된다.

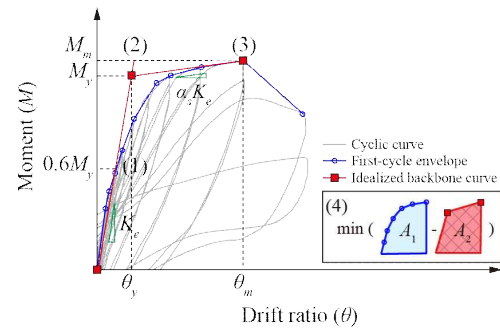


Figure 4. Comparison of backbone curves idealized from different procedures

(2) 최대 강도점과 잔류 강도점 산정

Figure 5(a)는 반복 곡선에서 사이클 간 저하가 뚜렷하게 나타나는 경우로, 이 때 최대 강도점은 (θ_m, M_m) , 잔류 강도점은 $(n\theta_u, M_u)$ 로 정의한다. 여기서 $n\theta_u$ 의 n 값은 식 (1)에 따라 산정된다.

Figure 5(b)는 사이클 간 강도 저하 (cyclic strength deterioration)만 발생한 경우를 나타낸다. 이때 반복 곡선으로부터 (θ_c, M_c) 와 (θ_r, M_r) 를 직접 산정할 수 없으므로,

Table 1. Summary of material properties of RC columns

Group	Specimen	b (mm)	h (mm)	L (mm)	ρ_l (%)	ρ_t (%)	V_p/V_n	ν	Loading type	n
A	2CLD12M	457	457	2946	0.02	0.07	1.00	0.15	Mono+Cyclic	1.3
	2CLD12								Cyclic	
B	N-27M	300	300	900	2.68	0.21	1.14	0.27	Mono	1.5
	N-27C								Cyclic	
C	D16	300	300	600	1.69	0.42	0.90	0.23	Mono+Cyclic	1.9
	D1								Cyclic	
D	S-Mono	450	450	1800	2.13	0.15	0.43	0.20	Mono	2.3
	S-Cyclic								Cyclic	
E	O-Mono	450	450	1800	2.13	0.54	0.94	0.20	Mono	1.7
	O-Cyclic								Cyclic	

Mono : monotonic loading; Cyclic : cyclic loading with gradually increasing deformation amplitudes

(θ_c, M_c) 는 (θ_y, M_y) 와 (θ_m, M_m) 을 지나는 직선이 반복 곡선에서 관측된 최대 변위 (θ_{max})와 교차하는 점의 변위비와 모멘트로 정의한다. (θ_r, M_r) 은 θ_{pc} 의 보수적인 하한 값인 0.10을 사용하여 $\theta_r = \theta_c + 0.10$ 으로 정의하고, M_r 은 0으로 결정한다 (Haselton et al., 2016).

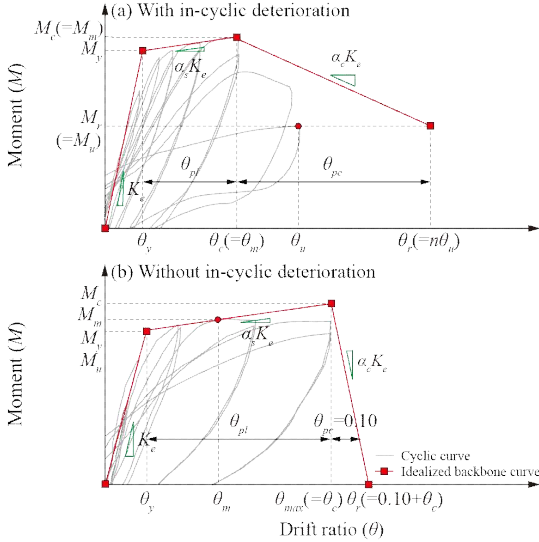


Figure 5. Backbone curve parameter definition

4. 제안된 뼈대 곡선의 검증

본 연구에서 제안한 이상화된 뼈대 곡선을 정확성을 검증하기 위해 O-Mono 실험체의 결과와 비교하여 Figure 6에 제시하였다. Case I은 반복 곡선에서 도출한 α_c 와 θ_u 를 적용하여 계산된 θ_{pc} 를 사용한 경우이며, Case II는 본 연구에서 제안한 방법에 따라 계산한 α_c 와 $n\theta_u$ 를 활용하여 θ_{pc} 를 적용한 경우이다. 두 경우 모두 나머지 뼈대 곡선 매개 변수는 동일한 값을 사용하였다.

최대 강도 이후의 거동을 비교한 결과, 제안한 방법을 적용한 Case II (초록색 점선)가 Case I (빨간색 점선)보다 실험 결과를 더 잘 묘사하는 것으로 나타났다. 이를 정량적으로 검증하기 위해 뼈대 곡선의 음의 기울기 ($\alpha_c K_e$)를 기준으로 Case I과 Case II의 정확도를 비교한 결과, O-Mono 실험체에서 오차가 65.6%에서 9.28%로 감소하였다. 이는 제안한 방법이 최대 강도 이후 뼈대 곡선의 거동을 보다 정확하게 예측함을 보여준다.

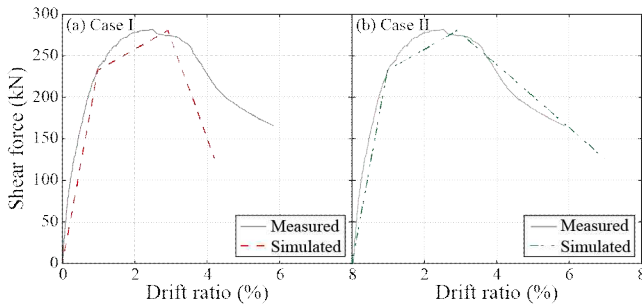


Figure 6. Backbone curve parameter definition

5. 결론

본 연구에서는 다양한 하중 프로토콜에 따른 RC 기둥의 이력 거동을 정밀하게 묘사하기 위해 반복 곡선으로부터 단조 뼈대 곡선 매개 변수를 보정하는 방법을 제안하였다. 기존 연구에서 제안된 $2\theta_u$ 는 일부 실험체에서 변형을 과대 또는 과소평가하는 한계가 나타났다. 이를 보완하기 위해 실험체 특성을 반영한 $n\theta_u$ 를 적용하였다. 특히 연화 구간에서 음의 기울기가 뚜렷한 실험체에 대해 뼈대 곡선 매개 변수를 정량적으로 보정할 수 있는 n 에 대한 경험식을 제안하였다. 그 결과 기존 모델은 연화 구간의 거동을 충분히 묘사하지 못한 반면, 제안된 모델은 해당 구간까지 효과적으로 묘사하였다. 따라서 제안된 모델은 단조 뼈대 곡선을 정확히 예측할 수 있는 신뢰성 있는 예측 성능을 확보할 수 있음을 입증하였다.

참고문헌

- Haselton, C. B., Liel, A. B. Taylor-Lange, S. C. & Deierlein, G. G. (2016). Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse, *ACI Structural Journal*, 113(6), 1141-1152.
- Huang, X., Kim, S. H. & Kwon, O. S. (2022). Lumped spring model parameters of RC frame elements for seismic performance assessment, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 51(11), 2553-2574.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A. & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), 1489-1511.
- Luo, H. & Paal, S. G. (2022). Artificial intelligence-enhanced seismic response prediction of reinforced concrete frames, *Advanced Engineering Informatics*, 52, 101568.
- Maison, B. F. & Speicher, M. S. (2016). Loading protocols for ASCE 41 backbone curves, *Earthquake Spectra*, 32(4), 2513-2532.
- McKenna, F. (2011). OpenSees: A framework for earthquake engineering simulation, *Computing in Science and Engineering*, 13(4), 58-66.
- Ousaleem, H., Kabeyasawa, T., & Tasai, A. (2003). Effect of hysteretic reversals on lateral and axial capacities of reinforced concrete columns, in 5th US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures 11, 211-221.
- PEER/ATC 72-1, Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings (2010).
- Sezen, H. & Moehle, J. P. (2002). Seismic behavior of shear-critical reinforced concrete building columns, *Earthquake Engineering Research Institute*.
- Wang, Z., Wang, J., Zhu J. & Zhang, J. (2020). A simplified method to assess seismic behavior of reinforced concrete columns, *Structural Concrete*, 21(1), 151-168.