

전단파괴모드를 고려한 철근콘크리트 보통전단벽-골조 건물의 붕괴메커니즘

Collapse Mechanism of Ordinary RC Shear Wall-Frame Buildings Considering Shear Failure Mode

추유림¹⁾ · 김태완^{2)*}

Chu, Yurim¹⁾ · Kim, Taewan^{2)*}

¹⁾티아이구조기술사사무소 부팀장, ²⁾강원대학교 건축토목환경공학부 건축공학전공 교수

¹⁾Senior Engineer, TI Structural Engineers, ²⁾Professor, Department of Architectural, Civil, and Environmental Engineering, Kangwon National University

/ A B S T R A C T /

Most commercial buildings among existing RC buildings in Korea have a multi-story wall-frame structure where RC shear wall is commonly used as its core at stairways or elevators. The members of the existing middle and low-rise wall-frame buildings are likely arranged in ordinary details considering building occupancy, and the importance and difficulty of member design. This is because there are few limitations, considerations, and financial burdens on the code for designing members with ordinary details. Compared with the intermediate or unique details, the ductility and overstrength are insufficient. Furthermore, the behavior of the member can be shear-dominated. Since shear failure in vertical members can cause a collapse of the entire structure, nonlinear characteristics such as shear strength and stiffness deterioration should be adequately reflected in the analysis model. With this background, an 8-story RC wall-frame building was designed as a building frame system with ordinary shear walls, and the effect of reflecting the shear failure mode of columns and walls on the collapse mechanism was investigated. As a result, the shear failure mode effect on the collapse mechanism was evident in walls, not columns. Consequently, it is recommended that the shear behavior characteristics of walls are explicitly considered in the analysis of wall-frame buildings with ordinary details.

Key words: Shear failure mode, RC ordinary shear wall-frame, Collapse mechanism, Non-linear static pushover analysis

1. 서론

국내의 많은 기존 건축물 중, 근린생활시설, 업무시설, 판매시설 등을 포함하고 있는 상업용 건물은 대부분 다층의 벽-골조 구조형식을 갖는다. 따라서 층간 이동이 가능하도록 코어(승강기 및 계단실 등)를 배치하는데 이때 코어 벽체로 철근콘크리트(Reinforced Concrete, RC) 전단벽을 사용하는 것이 일반적이다. RC 전단벽은 단순 골조에 비해 우수한 횡력저항 능력을 보유하고 있으므로 내진설계 시, 주요한 횡력저항부재로 선택되는 경우가 많다. 이때 기존의 중저층 벽-골조 건물의 각 부재는 건축물의 용도와 중요도, 부재설계의 난이도 등을 고려하여 보통상세로 배근 되었을 가

능성이 크다. 보통상세를 갖는 부재를 설계하기 위한 기준상의 제한과 고려사항, 그리고 경제적 부담이 적기 때문이다. 그러나 중간특수상세에 비해 연성능력이나 초과강도가 부족하고, 부재의 거동이 전단에 의해 지배될 위험이 있다.

기둥 및 벽체와 같은 수직부재에서 발생한 전단파괴는 전체 구조물의 붕괴를 일으킬 수 있으므로 해석을 통한 거동 예측 시, 해석모델에는 전단강도 및 강성의 저하 등 비선형특성이 적절히 반영되어야 한다. 그러나 Lee and Shin[1]에 따르면 RC 부재의 전단거동을 예측하는 것은 크게 세 가지의 어려움이 있다. 먼저, 전단 비틀림-부착거동 등은 콘크리트의 인장강도와 관련이 있으나 이를 정확히 예측하기 어렵다. 또한 전단거동에 영향을 주는 골재맞물림작용(Aggregate interlocking), 장부작용(dowel action), 전단경간비(Shear span-dept ratio) 등의 여러 요인을 고려한 이론적 접근이 쉽지 않다. 마지막으로 RC 부재의 전단파괴는 발생 형태가 일정하지 않으며 부재 크기, 길이, 형상, 철근비 등의 영향을 받는다.

*Corresponding author: Kim, Taewan

E-mail: tkim@kangwon.ac.kr

(Received September 4, 2020; Revised October 5, 2020; Accepted October 14, 2020)

이처럼 비선형해석모델에 전단거동을 반영하는 것이 간단하지 않기 때문에 휨거동에 대해서만 비선형속성을 정의하고 전단거동은 선형탄성으로 정의하는 방식이 많이 사용된다. 이때 부재의 전단파괴 여부는 해석이 완료된 이후, 전단강도와 부재력을 비교하여 간접적으로 판별한다. 이러한 방식은 전단지배형 부재의 반복이력특성(전단강도 및 강성의 저하)이 해석에 반영되지 않는다. 또한 해석이 끝날 때까지 부재의 전단능력이 유지되기 때문에 전단항복에 의한 하중재분배 등을 예측할 수 없다. 특히, 벽체의 전단속성을 탄성으로 적용하면 벽체의 거동이 구조물 전체 거동에 큰 영향을 미친다. 그 결과, 층간변위각은 매우 작고 벽체에 작용하는 소요전단력은 매우 크게 평가하게 된다[2, 3]. 비록 비선형 전단속성을 적용하더라도 상용 구조해석 프로그램이 가진 한계로 인해 RC 부재의 거동에서 잘 나타나는 핀칭(Pinching) 현상이나 에너지소산면적 감소, 전단지배형 부재의 Origin-Oriented형 이력특성을 구현하기 위한 관련 변수를 조절하기가 쉽지 않다. 해당 변수를 어떤 값으로 설정했는지에 따라 오히려 에너지소산능력과 변형 능력이 매우 뛰어난 것으로 평가될 수도 있다[3]. 따라서 부재의 비선형 특성이 반영된 적절한 해석모델을 구축하는 것이 중요하다.

RC 기둥 또는 벽체의 전단거동을 모사하기 위한 해석모델은 여러 연구자들에 의해 개발되어왔는데, 특히 Elwood[4]는 다양한 기둥 실험결과를 이용해 축 및 전단거동에 대한 한계면(Limit surface)을 정의하는 Open Sees(이하 오픈시스)[5] 1축 재료모델을 개발하였다. 이 모델은 보-기둥 요소의 단부에 축 및 전단스프링을 정의하기 위해 사용되고 전단파괴와 그 이후의 축방향 파괴를 구현한다. 단 층간변위각이 1.0% 미만이면 전단파괴가 발생하지 않는 것으로 간주한다는 점과 강도 및 강성저하가 잘 반영되지 않는다는 단점이 있다. 이를 보완하여 LeBorgne[6]는 횡철근이 과소 보강된 기둥의 여러 실험 결과를 이용한 회귀분석을 통해 기둥의 비선형거동을 모사하는 모델을 제안하였다. 이 모델은 휨거동, 주철근의 슬립(Slip)거동, 전단거동뿐만 아니라 전단강도 및 강성저감, 핀칭 등 이력특성을 나타낼 수 있다.

전단벽의 경우는 Volcano et al.[7]가 개발하고 이후 Linde[8], Colotti [9], Orakcal et al.[10]등에 의해 개선된 2차원의 파이버(Fiber) 기반 해석모델인 MVLEM(Multiple-Vertical-Line-Element Model)이 있다. MVLEM은 축 및 휨거동을 나타내는 여러 개의 수직요소와 전단거동을 나타내는 하나의 수평스프링요소로 구성되어 있다. MVLEM의 주요 특징은 중립축의 위치 변화를 고려할 수 있다는 점, 그리고 콘크리트 구속효과 및 비선형 전단거동을 반영할 수 있다는 점이다. 한편 RC 전단벽과 관련한 여러 실험 [11-21]에서 거동이 휨에 지배되는 벽체임에도 불구하고 전단변형이 관찰되었는데, 이를 전단거동과 휨거동 간의 상호관계(Shear-Flexure Interaction, SFI)라고 정의하고 있다. MVLEM은 전단거동과 축휨거동이 서로 독립되어 있어서 SFI를 모사할 수 없다. 또한 실험결과가 있을 경우에는 이에 부합하도록 변수를 조절하면 되지만 실험결과가 없거나 유효하지 않을 때는 전단거동을 예측하기 어려우며 해석결과의 신뢰성 역시 낮아진다. 따라서 Kolozvari et al.[22]는 MVLEM 기반으로 SFI를 반영할 수 있는 SFI-MVLEM을 제안하였다. 이것은 MVLEM에서 벽체의 축, 휨, 그리고 전단거동을 나타내기 위해 사용했던 수직 및 수평요소를 막 작용(Membrane action)을 받는 RC 패널요소로 변경한 모델이다.

본 연구는 보통상세를 갖는 RC 벽-골조 건물의 붕괴메커니즘이 수직부재의 전단파괴모드 반영 여부에 따라 어떻게 변화하는지 확인하는 것을 목

적으로 하였다. 연구의 대상이 되는 건물은 8층 규모의 벽-골조 건물이며 이를 시양설계법에 따라 RC 보통전단벽을 가지는 건물골조시스템(R=5.0)으로 설계하였다. 해석모델은 오픈시스 기반 구조해석 프로그램인 오픈시스를 사용해 2차원 모델로 작성하였다. 이때, 기둥 및 벽체의 전단파괴모드를 반영한 모델과 반영하지 않은 모델로 구분하여 작성하고 각각의 모델링 수준에 따라 붕괴모드(Collapse mode) 및 한계상태(Limit state)를 정의하였다. 모델링 수준에 따른 붕괴메커니즘(Collapse mechanism)의 차이를 확인하기 위해 비선형 푸시오버해석을 수행하였으며 역량곡선과 한계상태를 비교하였다.

2. 예제건물

본 연구의 예제건물은 8층의 RC 벽-골조 건물이다. 1층의 층고는 4 m, 2층 이상의 층고는 3 m이다. Fig. 1에는 예제건물의 평면을 나타내었다. 이를 통해 알 수 있듯이, X방향은 5경간, Y방향은 3경간으로 구성되어있고 방향별로 경간은 각각 8 m와 6 m이다. 벽체는 평면의 양 끝에 각각 하나씩, 층두 균등에 배치되어있으며 이들은 단변방향과 나란하다. 또한 평면에 나타낸 G는 보(Girder), C는 기둥(Column), W는 벽(Wall)을 의미한다.

예제건물의 설계는 KDS 41[23]을 따랐다. 이때 본 연구의 구조해석 및 부재설계는 Y방향에 대해서만 수행하였다. 지진하중을 산정하기 위해 건물의 용도 및 연면적을 고려하여 중요도계수(I_e)는 1.2(내진등급 I)로 하였다. 유효지반가속도(S)는 지진구역 I에 해당하는 지진지역계수(Z)인 0.11 g와 2400년 재현주기에 해당하는 위험도계수(I)인 2.0을 곱하여 산정하였다. 지반조건은 S_3 으로 가정하였다. 내진설계범주(Seismic Design Category, SDC)는 D로 결정되었다. 지진력저항시스템은 철근콘크리트 보통전단벽을 사용한 건물골조시스템이기 때문에 반응수정계수(R)는 5.0을 사용하였다. 또한 콘크리트의 설계기준축축강도(f_{ck})는 21 MPa, 철근의 설계기준항복강도(f_y)는 주철근과 전단철근 모두 400 MPa을 사용하였

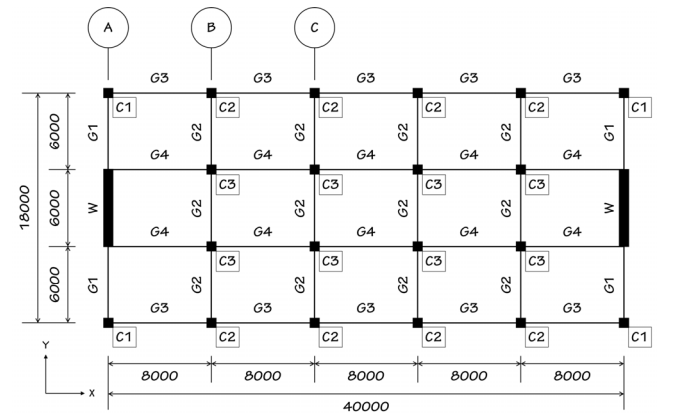


Fig. 1. Floor plan of example building (unit : mm)

Table 1. Gravity loads of example building (kN/m²)

Story	Dead load	Live load
Typical	6.0	2.5
Roof	5.0	1.0

Table 2. Details of RC shear wall section

Thickness (mm)	Reinforcement ratio	
	Vertical (ρ_v)	Horizontal (ρ_h)
300	D19@100 (1.91%)	D13@250 (0.34%)

Table 3. Details of beam and column sections

Girder			
Section	Dimension (mm)	Reinforcement	
G1	300 × 550	6-D22 (1.59%)	
G2	300 × 500	5-D22 (1.48%)	
Column			
Section	Dimension (mm)	Reinforcement	
		Longitudinal	Transverse
C1 & C2	450 × 450	12-D22 (2.29%)	D10@350
C3 (1F~3F)	650 × 650	28-D22 (2.57%)	
C3 (4F~8F)	650 × 650	16-D22 (1.47%)	

다. 기준층 및 지붕층의 중력하중은 Table 1에 정리하였다. 모든 부재는 중력하중 및 지진하중에 대한 조합하중으로 설계하였다. 단, 풍하중은 제외하였다. 설계는 등가정적해석법을 따랐으며, 벽체와 보 및 기둥의 단면 및 철근상세를 Table 2와 Table 3에 정리하였다. 보의 주철근은 2% 미만, 기둥의 주철근은 2.0% 내외의 철근비를 갖도록 배근하였다. 기둥 띠철근 간격은 주철근 직경의 16배(= 355 mm), 띠철근 직경의 48배(= 480 mm), 부재 단면 최소 치수(= 450 또는 650 mm) 중 가장 작은 값 이하로 하였다.

3. 비선형해석모델

예제건물은 평면형태, 부재의 크기 및 배치, 하중 등이 모두 대칭이기 때문에 비틀림은 발생하지 않는 것으로 간주하여 평면의 절반만 해석하였다. 따라서 Fig. 1의 (A), (B), (C) 골조에 대해 모델링하였다. 이때 바닥판의 강막 작용(Rigid diaphragm)을 고려하기 위해 층마다 노드들의 수평거동을 상호 구속하였다. 구조물의 질량은 고정하중의 1.0배 값을 각 층에 집중질량으로 적용하였다. 중력하중 조합은 1.0DL+0.25LL로 하였다. 재료강도는 각각의 공칭강도에 기대강도계수를 곱한 평균강도를 사용하였고, 기대강도계수는 기존건축물 내진성능평가지침[24]을 참고하여 콘크리트와 철근 각각 1.2와 1.1을 사용하였다.

본 연구에서는 비선형해석모델에서 기둥 및 전단벽의 비탄성 전단거동 반영 여부에 따른 지진응답을 비교하기 위해 동일한 예제건물을 수직부재의 전단파괴모드가 반영되지 않은(Not reflecting Shear Failure mode) 모델(이하 NSF 모델)과 수직부재의 전단파괴모드가 반영된(reflecting Shear Failure mode) 모델(이하 SF 모델)로 구분하여 작성하였다. 각 해석모델 작성에 대한 자세한 사항은 3.1 절과 3.2 절에 서술하였다. 고유치해석을 통한 두 모델의 고유주기는 NSF와 SF 모델 각각 1.012 sec와 1.024 sec로 나타났다.

두 예제건물 모델의 보는 서로 동일하게 forceBeamColumn 요소를 사용한 집중힌지모델로 이상화하였다. 소성힌지 영역의 길이(L_p)는 200 mm를 적용하였다. 힌지속성은 Pinching4 재료모델을 사용하여 모멘트-곡률

Table 4. Material parameters for Concrete01, Steel02 model

Concrete01		
Parameter	Compression	Tension
E_c (MPa)	26,175	-
f'_c (MPa)	25.2	
ϵ'_c	0.002	
f'_{cu} (MPa)	0.3	
ϵ'_{cu}	0.005	
Steel02		
Parameter	Compression & Tension	
F_y (MPa)	440	
E_s (MPa)	200,000	
Strain-hardening ratio (b)	0.02	
R0	20.0	
CR1	0.925	
CR2	0.15	

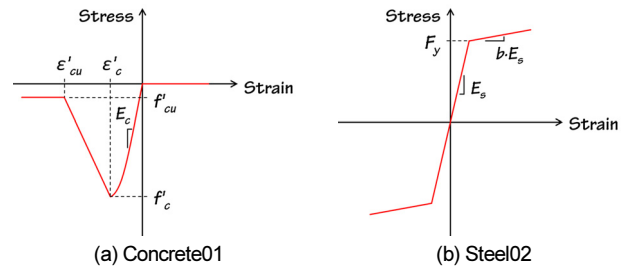


Fig. 2. Stress-strain relationships of Concrete01 & Steel02 [5]

관계로 입력하였다.

3.1 NSF 모델

NSF 모델의 기둥 휨거동은 오픈시스[5]의 forceBeamColumn을 이용해 파이버 단면을 사용한 분포비탄성 모델로 모사하였다. 파이버 단면을 정의하기 위한 재료모델은 콘크리트와 철근에 대해 각각 Concrete01, Steel02를 사용하였다. 기둥의 코어 콘크리트는 띠철근에 의한 구속효과(Confinement effect)를 반영한 응력-변형률 곡선을 사용할 수 있으나 본 연구에서는 기둥의 띠철근 간격이 넓어 구속효과가 크지 않을 것으로 예상되어 이를 반영하지 않았다. Table 4에는 Concrete01 및 Steel02 재료모델을 정의하기 위한 매개변수를 정리하였고, Fig. 2에는 각각의 응력-변형률 곡선을 나타내었다. NSF 모델에 사용된 기둥 모델의 구성은 Fig. 3과 같다.

전단벽은 MVLEM을 사용하여 모델링하였다. MVLEM은 Fig. 4를 통해 알 수 있듯이, 상부와 하부의 강제보(Rigid beam) 사이에 존재하는 여러 개의 수직방향 파이버요소와 벽체의 하부를 기준으로 $c \cdot h$ (h = 벽체 높이) 높이에 존재하는 하나의 수평스프링요소로 구성되어있다. 요소 상부 및 하부 사이의 상대적인 회전각은 $c \cdot h$ 높이에 위치한 회전중심에 집중된다. 또한 벽체 높이에 대한 곡률의 분포는 균일한 것으로 가정한다. 해당 요소의 회전각(Φ) 및 횡변위(Δ)는 $c \cdot h$ 높이에서의 모멘트값에 상응하는 곡률(ϕ)을 기반으로 산정된다. MVLEM을 이용해 RC 전단벽의 축 및 휨거동을 나타내기 위해서는 파이버 단면이 정의되어야 한다. 따라서 수직파이버 요소

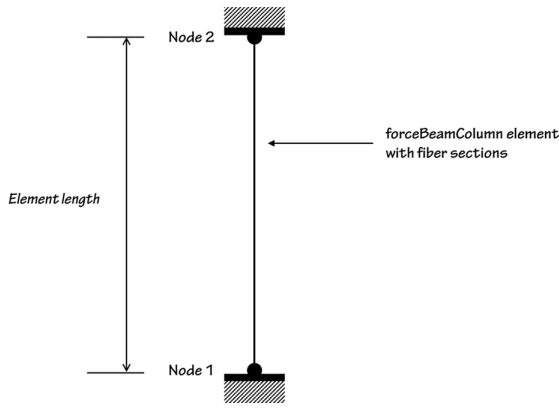


Fig. 3. Force-based beam-column element with fiber sections

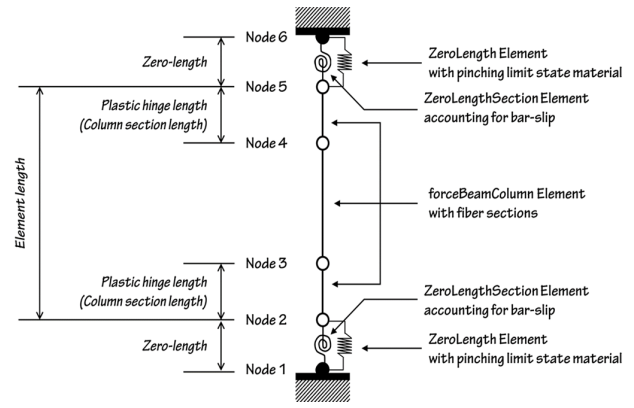


Fig. 6. Analytical model of RC columns proposed by LeBorgne [6]

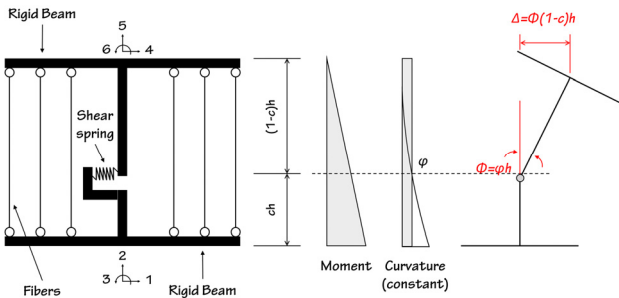


Fig. 4. Composition and flexural deformation of MVLEM element [25]

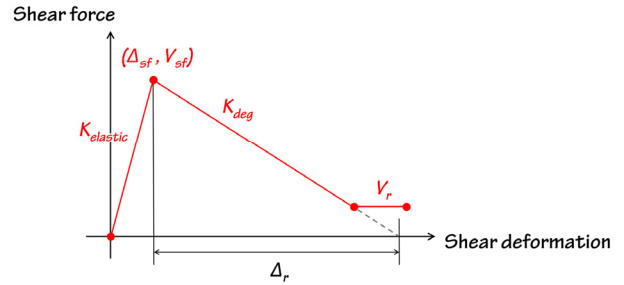


Fig. 7. Backbone curve of shear spring [6]

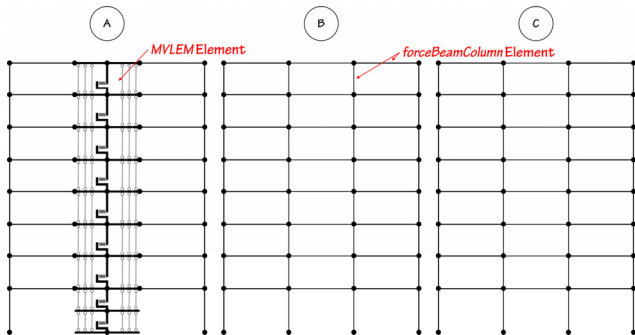


Fig. 5. Analytical model for NSF model

의 수는 8개로 하고, 벽체의 단면 및 수직철근비, 콘크리트와 철근의 응력-변형률 관계를 정의하였다. $c \cdot h$ 는 Vulcano et al.[7]를 참고하여 $0.4h$ 로 하였다. 전단벽의 전단거동은 GA_y 의 기울기를 갖는 탄성속성으로 정의하였다. 또한, 벽체의 비선형 거동은 특히 1층 벽체에 집중되기 때문에 이를 고려하기 위해 1층 벽체를 2개의 요소로 나누었다. 작성된 NSF 해석모델은 Fig. 5를 통해 확인할 수 있다.

3.2 SF 모델

SF 모델의 기동은 LeBorgne[6]이 제안한 기동 모델을 사용하였다. 이 요소는 휨요소의 회전뿐만 아니라 전단력 및 축방향 힘을 모니터링하고 특정 값에 도달하면 전단강도 및 강성저하가 발생한다. 이 모델은 오픈스스에 구현되어있으며[26], RotationShearCurve 및 PinchingLimitStateMaterial 명령어를 사용한다. 이것을 사용할 때 주의해야 할 점은 모든 매개변수를 US 단위로 입력해야 한다는 것이다.

Fig. 6에는 SF 모델에 사용된 기동의 구성을 나타내었다. 이를 통해 휨거동을 모사하는 보-기둥 요소의 양 끝에 슬립과 전단거동을 나타내는 요소들이 서로 병렬 연결되어있고, 이 요소들은 다시 보-기둥 요소와 직렬 연결된 형태로 구성되어있음을 알 수 있다. LeBorgne 기동 모델의 휨거동은 NSF 모델과 동일하게 모사하기 때문에 이에 대한 설명은 생략한다. 슬립거동은 zeroLengthSection element를 사용하는데, 여기에는 Bond_SP01 재료모델을 사용하였다. 전단거동은 부재의 양 단부에 zeroLength element를 이용해 모사한다. LeBorgne가 제안한 전단스프링 요소는 전단파괴가 발생하는 힘 또는 변형조건을 나타내는 한계곡선(RotationShearCurve)과 다양한 손상 변수를 사용하여 이력특성을 제어하는 재료모델(PinchingLimitStateMaterial)로 구성되어있다. Fig. 7에는 전단스프링에 적용되는 힘-변위 관계를 나타내었다. RotationShearCurve는 Fig. 7의 전단파괴가 발생하는 힘 (V_{sf}), 전단파괴 이후 기울기(K_{deg})와 추가로 소성인지 영역에서의 회전각 한계(θ_f)를 정의한다. 이 중, K_{deg} 는 식(1)을 이용해 산정할 수 있다.

$$K_{deg} = -\frac{|V_{sf}|}{\Delta_r} \quad (1)$$

여기에서, V_{sf} 는 전단파괴가 발생하는 힘이며 전단강도와 같다. Δ_r 은 전단파괴 발생 이후의 잔류변형이며, LeBorgne는 이에 대한 회귀식을 식(2)와 같이 제시하였다.

$$\frac{\Delta_r}{L} = -0.16 - 15.4\rho_t - 0.009\frac{l_d}{d_b} + 0.7\frac{A_{cc}}{A_g} + 0.58\frac{F_y A_s}{f_c A_g} \geq 0.02 \quad (2)$$

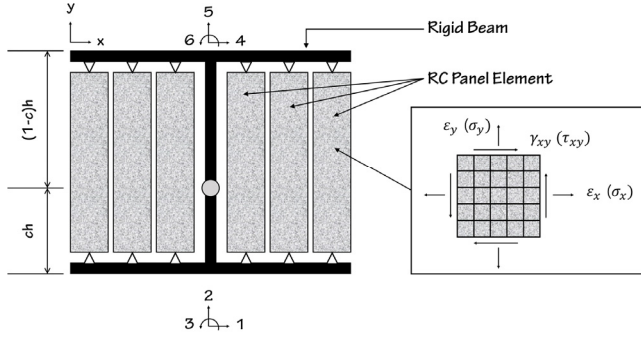


Fig. 8. Composition of SFI-MVLEM element [25]

여기에서 ρ_t 는 전단철근비, l_d 는 ACI 318-11[27]의 식 12-1에 의해 산정된 주철근의 정착 길이, A_{cc} 는 구속된 콘크리트의 면적, A_s 는 주철근량이다.

RotationShearCurve는 전단파괴가 발생하는 한계값을 V_{sf} 와 같은 힘으로 설정할 수 있지만 소성인지 영역에 걸친 두 개의 노드(Fig. 6의 Node 1과 3 또는 Node 4와 6) 사이의 회전 차이에 대한 한계(θ_f)로 설정할 수도 있다. θ_f 에 대한 회귀식은 식 (3)과 같다.

$$\theta_f = 0.027 - 0.033 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.01 \frac{a}{d} \geq 0.006 \quad (3)$$

여기에서, P 는 해당 부재에 작용하는 축 하중, A_g 는 전체 단면적, a 는 전단 경간, d 는 유효깊이이다.

전단스프링의 힘-변형 관계(Fig. 7)는 초반에 $K_{elastic}$ 의 강성을 갖는 탄성 관계를 갖는다(식 (4)). 이후, 특정 조건에 도달하면 자동으로 K_{deg} 의 기울기와 잔류강도(V_r)를 따르는 강도 및 강성저하 동작으로 전환된다.

$$K_{elastic} = \frac{5}{6} \frac{GA_g}{L} \quad (4)$$

여기에서, G 는 전단탄성계수, L 은 기둥의 길이이다. $K_{elastic}$ 은 Pinching LimitStateMaterial에서 정의할 수 있으며, 이외에도 제하(Unloading), 재재하(Reloading) 시의 강성 및 강도저하, 핀칭, 손상 매개변수를 제어할 수 있고, 이에 대한 회귀식은 LeBorgne and Ghannoum[28]에서 더욱 자세히 확인할 수 있다.

전단벽은 SFI-MVLEM을 사용해 모델링하였다. SFI-MVLEM의 구성은 Fig. 8에 나타내었다. 이 요소는 MVLEM을 기반으로 하고 있지만, MVLEM에서 벽체의 축, 휨, 그리고 전단거동을 나타내기 위해 사용했던 수직·수평요소를 막 작용(Membrane action)을 받는 RC 패널 요소로 변경한 모델이다. 따라서 벽체의 전단거동을 파악하고자 할 때, 탄성 또는 비탄성 전단속성을 정의해야 하는 MVLEM과 달리, SFI-MVLEM은 따로 전단에 대한 비선형 속성을 정의하지 않는다. SFI-MVLEM의 회전과 전단 변형은 $c \cdot h$ 높이에서 발생하며, 여기에서 발생한 전단변형이 각 RC 패널에 전달된다. 이러한 RC 패널 요소는 다축 재료모델인 FSAM(Fixed-Strut-Angle-Model)[29]을 사용한다. 이것은 반복 횡하중 조건에서 RC 패널의 거동을 모사하기 위해 개발된 평면응력구성모델이다. FSAM은 벽체의 수직·수평철근비, 그리고 콘크리트와 철근의 1축 응력-변형률 관계를 매개변

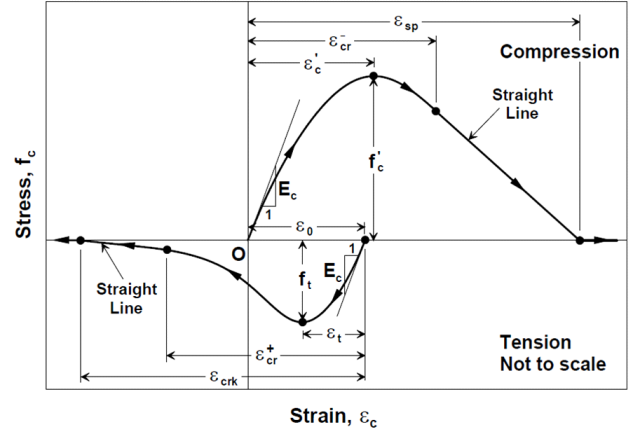


Fig. 9. Envelope curves of ConcreteCM material [30]

Table 5. Material parameters for ConcreteCM model

Parameter	Compression	Parameter	Tension
f'_c (MPa)	25.2	f_t (MPa)	3.13
ϵ'_c	0.002	ϵ_t	0.00008
E_c (MPa)	26,175	E_c (MPa)	26,175
x_{cr}^-	2.0	x_{cr}^+	10,000
r_c	2.97	r_t	1.2

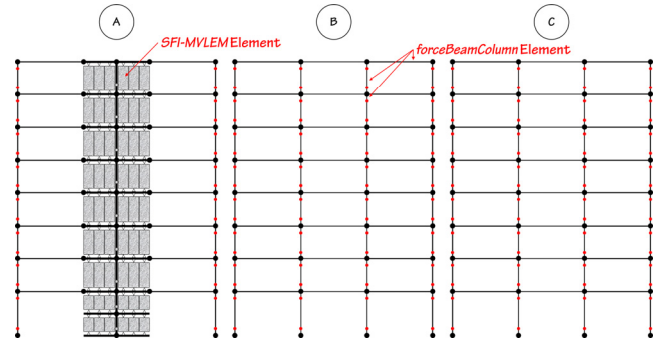


Fig. 10. Analytical model for SF model

수로 갖는다. 오픈시스 매뉴얼에 따르면 FSAM에 사용되는 콘크리트 재료 모델은 반드시 ConcreteCM이어야 한다. ConcreteCM은 Chang and Mander[30]가 개발한 콘크리트 이력모델을 오픈시스의 1축 재료모델로 구현한 것으로, 압축과 인장영역에 대해 비구속 또는 구속콘크리트, 일반 또는 고강도 콘크리트의 이력을 모사할 수 있다(Fig. 9). 또한 균열면의 전단응력 전달능력을 예측하기 위한 골재 맞물림(Aggregate interlock) 및 철근의 장부 작용(Dowel action)이 고려되어있으므로 이에 대한 매개변수가 결정되어야 한다. 본 연구에서는 이러한 값들은 Kolozvari[31]에서 제공하는 권장값을 사용하였다. Table 5에는 본 연구에서 사용한 Concrete CM 재료모델의 매개변수를 정리하였다. 철근 재료모델은 다른 파이브 요소들과 동일하게 Steel02를 사용하였다. c 는 MVLEM과 마찬가지로 0.4를 사용하였다. 작성된 NSF 해석모델은 Fig. 10을 통해 확인할 수 있다.

4. 붕괴모드(Collapse mode)

비선형해석을 위해서는 구조물의 파괴 또는 붕괴에 영향을 미치는 중요한 거동들이 반영되어야 한다. 다만 해석의 안정성이나 경제성을 고려했을 때 부재의 모든 거동을 반영하는 것이 항상 바람직한 것은 아니다. FEMA P695[32]에서는 반복하중 하에서의 이력특성을 해석모델에 명시적으로 반영한 붕괴모드를 SC(Simulated Collapse) 모드로 정의하였다. 이와 달리 해석모델에 직접적인 이력특성을 반영하기 어려운 붕괴모드를 NSC (Non-Simulated Collapse) 모드로 정의하였다. NSC 모드에 해당하는 거동에 대해서는 해석이 모두 끝난 후, 부재의 응답과 그에 대응하는 한계값을 비교하여 붕괴 여부를 간접적으로 판단한다. NSC 모드의 한계값은 실제 거동에 대한 근사치이기 때문에 일반적으로는 SC 모드의 한계값에 비해 보수적인 값을 갖는다. 본 연구에서는 NSF와 SF 모델의 비선형해석 및 결과 분석을 위해 SC와 NSC 모드를 함께 사용하였다.

NSF와 SF 모델에서 보의 휨거동은 공통적으로 집중힌지모델을 이용해 해석모델에 직접 모멘트-곡률 관계 및 반복이력특성을 반영하였으므로 보의 휨파괴는 SC 모드이다. 기둥 및 벽체의 휨거동은 파이버 요소를 기반으로 모델링되었기 때문에 콘크리트 및 철근에 대한 비선형의 응력-변형률 관계가 사용된다. 파이버 요소의 특성상 해석모델에서 강도·강성저감 및 이력모델을 직접적으로 제어하기 어렵다. 또한 본 연구에서 사용한 철근 재료모델(Steel 02)은 강도저하가 고려되지 않았다. 따라서 휨파괴 시점이 명시적으로 반영되었다고 보기 어려우므로 수직부재의 휨파괴는 모두 NSC 모드로 구분하였다. 또, NSF 모델은 수직부재의 전단파괴를 해석 모델에 반영하지 않았으므로 이들의 전단파괴 역시 NSC 모드로 구분하였다. SF 모델의 기둥은 전단스프링요소를 사용해 전단력-전단변형 관계 및 반복이력특성을 해석모델에 직접 반영하였다. 또한 벽체모델로 사용한 SFI-MVLEM은 RC 패널요소를 통해 비선형의 전단력-전단변형 관계를 모사하며 강도 및 강성저하도 함께 구현된다(Fig. 11). 따라서 SF 모델의 수직부재 전단파괴는 SC 모드로 구분하였다.

Table 6은 NSF 및 SF 모델의 부재별 붕괴모드와 부재의 파괴 혹은 구조물의 붕괴를 판단하기 위해 사용하는 지표를 한계값과 함께 정리한 것이다.

보의 휨파괴는 곡률이 극한곡률($\phi_{u,beam}$)에 도달했을 때와 같다. 기둥 및 벽체의 휨파괴는 ASCE 41-13[33]에 규정된 소성회전각의 허용기준값을 한계값으로 하여 판단하였다. 이때, 붕괴를 판단하는 것이기 때문에 붕괴 방지(Collapse Prevention, CP) 기준을 사용하였다. 전단파괴모드를 반영하지 않은 수직부재의 전단파괴는 각각의 전단력이 전단강도($V_{n,col}$ 또는 $V_{n,wall}$)를 초과하는 순간을 기준으로 하였다. 기둥 및 벽체의 전단강도는 ASCE와 KDS 14 20 22[34]를 참고하여 산정하였다. 기존 건축물의 내진 성능평가를 위한 여러 지침[33, 35]에 따르면, 전단지배형 벽체의 전단력은 변형지배거동으로 분류한다. 그러나 본 연구에서는 NSF의 벽체모델에 비선형 전단속성을 반영하지 않았으므로 보수적으로 평가하기 위해 벽체의 전단력이 전단강도를 초과하는 시점을 전단파괴로 판단하였다. 전단파괴모드를 반영한 기둥의 전단파괴는 소성힌지영역에서의 회전각이 한계값(θ_f)에 도달했을 때와 같다. SF에서 벽체모델의 전단은 비선형 속성 및 최대강도 도달 후 강도저하를 모사할 수 있어 SC 모드로 구분할 수 있으나 최대강도 이후 거동의 불확실성을 고려하여 보수적으로 최대강도 이후 최대

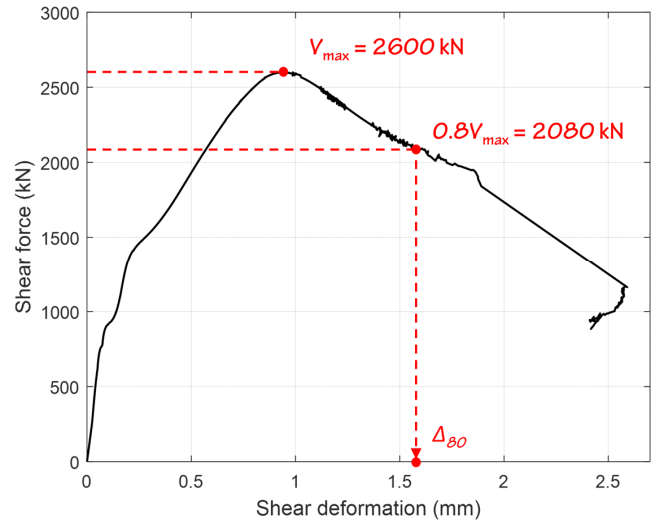


Fig. 11. Example of shear behavior (SF model)

Table 6. Classification of collapse mode by analysis models

Model	Element	Behavior	Collapse mode	Parameter	Limit value
NSF	Beam	Flexure	SC	Curvature	$\phi_{u,beam}^1$
	Column	Flexure	NSC	Plastic rotation	CP level
		Shear	NSC	Shear force	$V_{n,col}$
	Wall	Flexure	NSC	Plastic rotation	CP level
Shear		NSC	Shear force	$V_{n,wall}$	
SF	Beam	Flexure	SC	Curvature	$\phi_{u,beam}^1$
	Column	Flexure	NSC	Plastic rotation	CP level
		Shear	SC	Rotation of plastic hinge region	θ_f
	Wall	Flexure	NSC	Plastic rotation	CP level
Shear		SC	Shear deformation	Δ_{80}	
Overall building response			NSC	Story drift	1.2%

¹The ultimate curvature of beam

강도의 80% 지점에서의 전단변형(Δ_{80})을 한계로 설정하였다(Fig. 11).

추가적으로 부재 단위가 아닌, 건물 전체의 붕괴를 판단하기 위한 지표로서 층간변위각을 사용하였으며, 이에 대한 한계값은 예제건물의 기둥 및 벽체와 유사한 조건을 가진 여러 실험체를 참고하여 결정하였다. Noshو et al.[36]의 No.1과 Lynn et al.[37]의 3CLH18은 0.8d와 1.0d의 띠철근 간격(d : 유효깊이), 0.34 및 0.09의 축력비를 가진 기둥 실험체이다. 이 실험체들의 최대 층간변위각은 각각 1.7%, 1.2%로 나타났다. 또한 경계요소가 없는 벽체 실험체인 Dazio et al.[20]의 WSH4, Chun et al.[38]의 W2의 축력비는 각각 0.06, 0.14이고 수직철근비는 0.82%, 0.63%, 그리고 수평 철근비는 0.25%, 0.31%이다. WSH4의 최대 층간변위각은 1.6%, W2는 1.5%로 나타났다. 이러한 결과를 종합하여 전체 구조물의 붕괴를 판단하기 위한 층간변위각 한계값은 가장 보수적인 값인 1.2%로 하였다.

5. 비선형푸시오버해석을 통한 거동 분석

NSF 및 SF 모델의 붕괴메커니즘 차이를 확인하기 위해 푸시오버해석을 통해 구조물의 거동을 분석하였다. 이를 위한 횡하중 수직분포는 1차 모드 형상에 따른 수직분포를 사용하였다. Fig. 12는 두 모델의 역량곡선(Capacity curve)을 밀면전단력과 지붕층 변위비의 관계로 나타낸 것이다. 이 곡선에는 앞서 정의한 붕괴모드가 발생하는 지점을 표시하였다. 표기되지 않은 붕괴모드는 관찰되지 않았거나 그래프에 나타나지 않은 범위에서 발생한 것임을 미리 주지한다. 역량곡선 상에서 기호 ×는 층간변위각이

1.2%에 도달한 순간을 의미한다. 원문자(Ⓐ, Ⓑ 등) 또는 괄호문자(Ⓐ), Ⓑ 등)는 부재별 붕괴모드가 발생한 시점이다. 원문자는 SC 모드, 괄호문자는 NSF 모드를 의미한다. Table 7에는 NSF 및 SF 모델의 역량곡선에 사용된 기호와 의미를 정리하였다.

Fig. 12를 통해 전단파괴모드 반영 여부에 따라 역량곡선의 차이가 있을 수 있다. NSF 모델의 푸시오버곡선에서 붕괴모드의 발생은 층간변위각 1.2% 초과(×), 보의 휨파괴(Ⓐ), 기둥 휨파괴(Ⓑ) 및 벽체 휨파괴(Ⓓ) 순으로 나타났다. NSF 모델의 푸시오버곡선에서 밀면전단력이 감소하는 지점은 보의 휨파괴가 발생한 순간이다. 보의 휨파괴 이후 밀면전단력이 약간 감소하지만 일정 수준을 유지하는 중에 기둥과 벽체의 휨파괴가 나타났다. 푸시오버곡선 상에서 기둥과 벽체의 전단강도 도달은 나타나지 않았다. 이는 기둥과 벽체 모두 전단강도에 도달하기 전에 휨복이 선행했다는 것을 의미한다. 이와 같이 전체적으로 휨 거동이 지배하고 있으므로 푸시오버곡선의 급격한 강도저하는 나타나지 않았고 층간변위각 1.2% 초과 모드가 가장 선행된 것으로 판단된다.

반면, SF 모델의 붕괴모드 발생은 층간변위각 1.2% 초과(×), 벽체 전단파괴(Ⓒ), 보의 휨파괴(Ⓐ) 순으로 나타났다. SF 모델의 푸시오버곡선에서 밀면전단력이 감소하는 지점은 벽체의 전단파괴 모드가 발생하는 지점이다. 물론 이 지점은 선행하는 층간변위각 1.2% 초과 시점과 매우 가깝다. 이때 NSF 모델과는 다르게 밀면전단력이 크게 저하되었다. 이러한 현상은 벽체의 전단강도 도달 후 강도저하가 발생하면서 해석프로그램이 해를 잘 찾지 못해 발생한 것으로 판단된다. 그렇다면 동일한 벽체임에도 불구하고 NSF에서는 전단강도에 도달하지 않고, SF에서는 전단강도에 도달

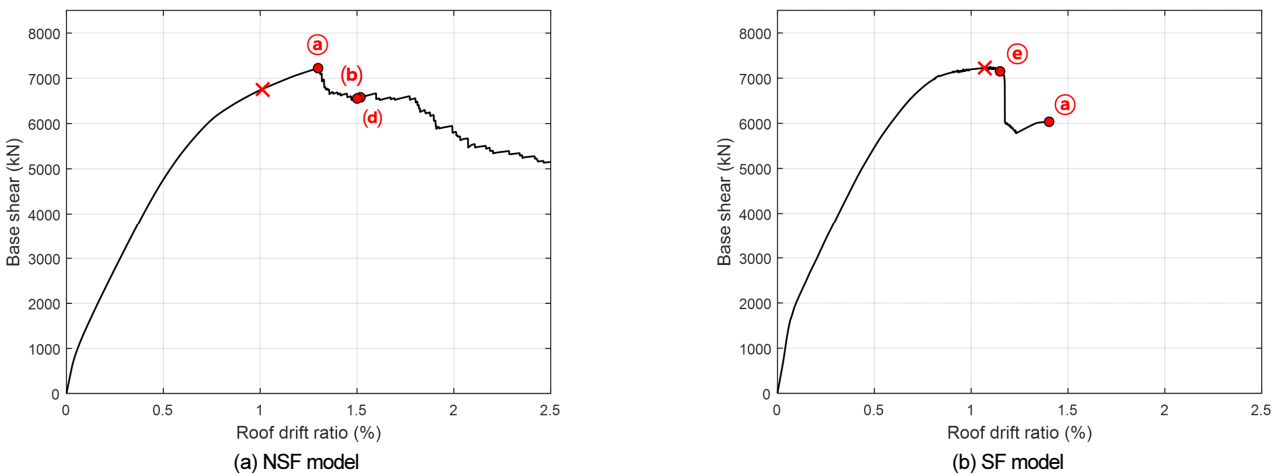


Fig. 12. Pushover curves of NSF and SF model

Table 7. Symbols and meanings on the pushover curve

NSF model		SF model	
Symbol	Content	Symbol	Content
×	Story drift $\geq 1.2\%$	×	Story drift $\geq 1.2\%$
Ⓐ	Curvature of beam $\geq \phi_{u,beam}$	Ⓐ	Curvature of beam $\geq \phi_{u,beam}$
Ⓑ	Plastic rotation of column \geq CP level	Ⓑ	Plastic rotation of column \geq CP level
Ⓒ	Shear force of column $\geq V_{n,col}$	Ⓒ	Rotation of plastic hinge region $\geq \theta_f$
Ⓓ	Plastic rotation of wall \geq CP level	Ⓓ	Plastic rotation of wall \geq CP level
Ⓔ	Shear force of wall $\geq V_{n,wall}$	Ⓔ	Shear deformation of wall $\geq \Delta_{80}$

했다는 의미가 된다. 이는 두 해석모델의 벽체 전단속성을 반영하는 차이에 기인한다.

NSF 모델에서 벽체의 전단속성은 별도의 탄성스프링으로서 강성만을 입력하며 한계상태로 정의한 전단강도 ($V_{n,wall}$)는 KDS 14 20 22[34]의 전단강도식을 따라 산정한 값이다. 따라서 NSF 모델에서는 벽체가 힘으로 먼저 항복하면서 전단력이 벽체의 전단강도에 미치지 못한 것이다. SF 모델에서 벽체의 힘 및 전단거동은 RC 패널요소(FSAM)에서 벽체의 수직·수평철근비, 그리고 콘크리트와 철근의 1축 응력-변형률 관계에 따라 결정된다. 또한 SF에서는 벽체의 휨과 전단거동이 결합되어 있어 서로 영향을 미친다. 따라서 Fig. 12(b)를 보면 벽체의 휨과 전단이 함께 비선형영역으로 넘어가는데, 이것은 전단이 전단강도에 먼저 도달하고 그 이후에 갖는 ‘-’ 기울기로 인해 밑면전단력이 급격히 떨어진 것으로 보인다.

또 다른 원인으로 벽체의 전단강성이 있다. 앞서 언급한 바와 같이 NSF 모델의 벽체는 전단을 탄성스프링으로 모델링하는데 이때 강성을 G_A 로 정의하였다. 하지만 SF 모델의 벽체는 RC 패널요소(FSAM)를 통해 비선형 전단속성이 내부적으로 반영된다. 이때 벽체의 수직 및 수평철근이 전단강성 산정에 포함되어 NSF에 비해 크게 반영된 것으로 보인다. 확인한 결과 SF 모델에서 벽체의 초기 전단강성은 NSF 모델에 비해 약 2배 수준이었다. 이는 Fig. 12에서 SF 모델인 (b)의 기울기가 (a)에 비해 크게 나타난 것으로 알 수 있다. 이와 같은 이유로 벽체의 전단력이 SF 모델에서 NSF 모델에 비해 빨리 증가하여 전단에 의한 파괴모드가 휨보다 앞서 발생하였다.

SF 모델에서도 NSF 모델과 같이 기둥의 전단파괴((c), ©)는 관찰되지 않았다. 이것은 예제건물에서 고려 방향의 벽체 길이가 기둥의 깊이에 비해 훨씬 크기 때문에 횡강성에서 큰 차이가 발생하여 횡력의 대부분이 벽체에 집중되었기 때문이다. 물론 이러한 결과가 벽-골조 건물에서 항상 기둥의 전단파괴가 발생하지 않는다는 의미는 아니다. NSF 모델에서는 푸시오버 해석이 완료될 때까지 벽체의 전단강성이 유지되기 때문에 기둥의 전단거동이 관찰되지 않은 것뿐이다. NSF 모델은 보의 휨파괴 발생 이후 수치해석상, 해가 수렴하지 못하여 해석이 중단되었기 때문에 그래프값이 존재하지 않는다. 만약 해석이 중단되지 않았다면 벽체의 전단파괴, 보의 휨파괴 이후 기둥의 전단거동이 관찰되었을 것으로 예상된다.

6. 결론

본 연구에서는 8층의 RC 벽-골조 건물을 대상으로 보통전단벽을 갖는 건물골조시스템으로 설계하고 이에 대한 해석모델 작성 시, 기둥 및 벽의 전단파괴모드 반영 여부가 붕괴메커니즘에 미치는 영향을 확인하였다. 그 결과를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 수직부재의 전단파괴모드를 반영하지 않은 모델(NSF)과 반영한 모델(SF)에 대하여 비선형 푸시오버해석을 수행한 결과, 붕괴메커니즘은 서로 다르게 나타났다.
- 2) NSF 모델은 구조물의 성능저하를 부재들의 휨거동에 의한 것으로 예측하였고 SF 모델은 전단거동에 의한 것으로 예측하였다. 예제건물이 보통골조 및 보통전단벽으로 이루어진 구조물이라는 점과 전단지배형으로 예상되는 부재가 많다는 점을 고려하면 SF 모델에서 관찰된 붕괴모

드 및 발생순서가 더욱 적절한 것으로 판단된다.

- 3) 벽과 골조가 함께 존재하는 건물에서는 구조물 전체의 거동과 붕괴성능에 기둥의 영향은 크지 않았다. 따라서 전단지배형 기둥이더라도 벽-골조 건물의 해석에서는 기둥의 전단파괴모드 반영 여부보다 벽체의 거동 특성을 잘 정의하는 것이 더욱 중요할 것으로 사료된다.

/ REFERENCES /

1. Lee JY, Shin DI, Current Research Trends in Shear Strength Evaluation of RC Structural Members, Magazine of the Korea Concrete Institute, 2017;30(4):38-44.
2. Chu YR, Kim TW, Kim SR, A Study on Potential of Engineered Wood for 9-story Office Buildings, EESK J Earthquake Eng. 2017;21(4):163-170.
3. Kim TW, Chu YR, Kim SR, Seismic Performance Evaluation of a Mid-rise General Hospital Building, EESK J Earthquake Eng. 2017; 21(5):245-254.
4. Elwood KJ, Modeling Failures in Existing Reinforced Concrete Columns, Canadian Journal of Civil Engineering, 2004;31:846-859.
5. McKenna A, Hanna A, Banks E, Sivachenko A, Cibulskis K, Kernytsky A, The Genome Analysis Toolkit: A MapReduce Framework for Analyzing Next-Generation DNA Sequencing Data, Genome Res 20, 2010;1297-1303.
6. LeBorgne MR, Modeling the Post Shear Failure Behavior of Reinforced Concrete Columns, Doctor of Philosophy, Austin, Texas: University of Texas at Austin, c2012.
7. Vulcano A, Bertero VV, Colotti V, Analysis Modeling of RC Structural Walls, Berkeley:University of California; c1988, Report No. UCB/EERC-75/23.
8. Linde P, Numerical Modeling and Capacity Design of Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Walls, Zurich : Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology (ETH); c1993, Report No. 200.
9. Colotti V, Shear Behavior of RC Structural Walls, ASCE Journal of Structural Engineering, 1993;119(3):728-746.
10. Orakcal K, Wallace JW, Conte JP, Nonlinear Modeling and Analysis of Reinforced Concrete Structural Walls, ACI Structural Journal, 2004;101(3):688-698.
11. Wang TY, Bertero VV, Popov EP, Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Framed Walls, Berkeley, CA: University of California; c1975, Report No. UBC/EERC-75/23.
12. Oesterel RG, Fiorato AE, Johal LS, Carpenter JE, Russell HG, Corley WG, Earthquake Resistant Structural Wall-Tests of Isolated Walls, Skokie, IL : PCA Construction Technology Laboratories, Rep. to National Science Foundation, c1976.
13. Oesterel RG, Aristizabal-Ochoa JD, Fiorato AE, Russell HG, Corley WG, Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Isolated Walls-Phase II, Skokie, IL : PCA Construction Technology Laboratories, Rep. to National Science Foundation, c1979.
14. Vallenat JM, Bertero VV, Popov EP, Hysteretic Behaviour of

- Reinforced Concrete Structural Walls, Berkeley, CA : University of California; c1979, Report No. UBC/EERC-79/20.
15. Hines EM, Seible F, Priestley MJN, Cyclic Tests of Structural Walls with Highly-confined Boundary Elements, San Diego : University of California; c1999, Report No. SSRP-99/15.
 16. Hines EM, Dazio A, Seible F, Seismic Performance of Hollow Rectangular Reinforced Concrete Piers with Highly-Confined Boundary Elements Phase III : Web Crushing Tests, San Diego : University of California; c2001, Report No. SSRP-2001/27.
 17. Thomsen JH, Wallace JW, Displacement-based Design Procedures for Slender Reinforced Concrete Structural Walls-Experimental Verification, *Journal of Structural Engineering*, 2004;130(4):618-630.
 18. Massone LM and Wallace JW, Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete Walls, *ACI Structural Journal*, 2004; 101(1):103-113.
 19. Sayre B, Performance Evaluation of Steel Reinforced Shear Walls, M.S. thesis, Los Angeles : University of California; c2003.
 20. Dazio A, Beyer K, Bachmann H, Quasi-static Cyclic Tests and Plastic Hinge Analysis of RC Structural Walls, *Engineering Structures*, 2009;31(7):1556-1571.
 21. Lowes NL, Lehman ED, Birely CA, Kuchma AD, Marley PK, Hart RC, Earthquake Response of Slender Planar Concrete Walls with Modern Detailing, *Engineering Structures*, 2012;43:31-47.
 22. Kolozvari K, Orakcal K, Wallace J, Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls, I: Theory, *Journal of Structural Engineering*, 2014;141(5):04014135-1-04014135-10.
 23. KDS 41 17 00, Seismic Building Design Code, Korea Construction Standards Center, c2019.
 24. EESK, Guideline on Seismic Evaluation of Existing Buildings, Seoul: Gumi Seogwan; c2018.
 25. Kolozvari K, Orakcal K, Wallace J, Shear-Flexure Interaction Modeling for Reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading, Berkeley : Pacific Earthquake Engineering Research Center; c2015, Report No. PEER 2015/12.
 26. Ghannoum W, Experimental and Analytical Dynamic Collapse Study of a Reinforced Concrete Frame with Light Transverse Reinforcement, Ph. D thesis, Berkeley, CA : University of California; c2007.
 27. ACI, Building Code Requirements for Structural Concrete, Farmington Hills: American Concrete Institute; c2011, ACI 318-11.
 28. LeBorgne MR, Ghannoum W, Calibrated Analytical Element for Lateral-Strength Degradation of Reinforced Concrete Columns, *Engineering Structures*, 2014;31:35-48.
 29. Ulugtekin D, Analytical Modeling of Reinforced Concrete Panel Elements under Reversed Cyclic Loadings, M.S. thesis, Istanbul, Turkey : Bogazici University, c2010.
 30. Chang GA, Mander JB, Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I - Evaluation of Seismic Capacity, Buffalo: State University of New York; c1994, NCEER Technical Report No. NCEER-94-0006.
 31. Kolozvari K, Analytical Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls, Ph. D thesis, Los Angeles : University of California, c2013.
 32. FEMA, Quantification of Building Seismic Performance Factors, Washington, D.C. : Federal Emergency Management Agency; c2009, p.36-216, Report No. FEMA P695.
 33. ASCE, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers; c2013, p.179-224, ASCE 41-13.
 34. KDS 41 20 22, Concrete Structure Shear and Torsion Design Criteria, Korea Construction Standards Center, c2018.
 35. Korea Infrastructure Safety Engineering Center, Seismic Evaluation/ Rehabilitation of Existing Buildings, Korea Infrastructure Safety Corporation, c2019.
 36. Noshok K, Stanton K, MacRae G, Retrofit of Rectangular Reinforced Concrete Columns using Tonen Forca Tow Sheet Carbon Fiber Wrapping, Seattle, Washington: Department of Civil engineering, University of Washington; c1996, Report No. SGEM 96-2.
 37. Lynn A, Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Building Columns, Ph.D thesis, Berkeley, California : University of California at Berkeley; c1999.
 38. Chun YS, Park JY, Lee SW, Development of Non-linear Hysteretic Model for the Performance Based Design(1), Daejeon: Korea Land and Housing Corporation; c2015, Report No. 2015-63.