

등가 기둥 모델을 이용한 철근콘크리트 전단벽-골조 구조물의 푸쉬오버 해석

Pushover Analysis of Reinforced Concrete Wall-Frame Structures Using Equivalent Column Model

김용준¹⁾ · 한아름¹⁾ · 김승남¹⁾ · 유은종^{1)*}

Kim, Yong Joon¹⁾ · Han, Arum¹⁾ · Kim, Seung Nam¹⁾ · Yu, Eunjong^{1)*}

¹⁾한양대학교 첨단건축도시환경공학과

¹⁾Frontier Architectural, Urban, and Environmental Engineering, Hanyang University

/ A B S T R A C T /

RC shear wall sections which have irregular shapes such as T, Γ , \square sections are typically used in low-rise buildings in Korea. Pushover analysis of building containing such members costs a lot of computation time and needs professional knowledge since it requires complicated modeling and, sometimes, fails to converge. In this study, a method using an equivalent column element for the shear wall is proposed. The equivalent column element consists of an elastic column, an inelastic rotational spring, and rigid beams. The inelastic properties of the rotational spring represent the nonlinear behavior of the shearwall and are obtained from the section analysis results and moment distribution for the member. The use of an axial force to compensate the difference in the axial deformation between the equivalent column element and the actual shear wall is also proposed. The proposed method is applied for the pushover analysis of a 5-story shear wall-frame building and the results are compared with ones using the fiber elements. The comparison shows that the inelastic behavior at the same drift was comparable. However, the performance points estimated using the pushover curves showed some deviations, which seem to be caused by the differences of estimated yield point and damping ratios.

Key words: Nonlinear analysis, Shearwall, Seismic evaluation, Pushover analysis, Equivalent column model

1. 서론

2010년 1월의 아이티, 2010년 3월의 일본의 지진 등 외국의 사례에서 볼 수 있듯이, 강진에 의한 인명 및 경제적 손실은 그 피해정도가 매우 막대하므로 국가적 차원에서 지진에 대한 대비가 필수적이다. 국내의 경우 1988년 내진 설계 기준의 제정 이후 꾸준한 개정을 통해 신규 구조물의 내진성능은 지속적으로 개선되고 있다. 그러나 내진설계기준 제정 전 혹은 층수와 규모면에서 내진설계대상에 포함되지 않았던 기존 건축물의 경우 내진안전성의 확보의 측면에서 볼 때 사각지대에 놓여있다. 외국의 경우 과거에 건설된 건축물의 내진안전성을 판단하기 위한 기존 구조물의 내진성능 평가기준이 신규건축물을 대상으로 하는 내진설계기준과는 별도로 제정되어 시행되고 있으며, 이들 내진평가법은 성능기반의 개념에 따라 지진구

조물에 작용하는 요구량과 구조물이 보유한 역량의 비교를 통해 내진성능을 평가하는 평가법이 주류를 이루고 있다. 국내에서도 한국시설안전공단의 기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령(2011)[1]과 소방방재청의 가이드라인이 성능기반의 개념에 기반한 평가법을 제시하고 있으나 법제화의 단계까지 이르지 못하고 있다. 이러한 성능기반평가법에서 구조물이 보유하고 있는 역량을 정확히 판단하기 위해서는 푸쉬오버 해석이라고 불리는 비선형 정적해석이 필수적이다.

국내에서 흔히 사용되고 있는 중저층 구조물의 대부분은 전단벽을 통해 횡방향 저항 성능을 확보하는 전단벽-골조 구조물인 경우가 많다. 정방형의 단면을 가진 전단벽일 경우 보와 기둥요소와 같이 실험연구를 통해 구해진 비선형 특성이 국내의 평가기준에 제시되어 있어 이에 따라 비선형해석을 수행할 수 있다. 하지만, 정방형이 아닌 T, Γ , \square 형 등의 이형단면일 경우는 압축플랜지가 큰 압축력을 부담하여 전체적인 비선형특성이 정방형과는 완전히 달라진다. 이러한 경우 전단벽을 섬유(Fiber)요소 혹은 유한요소 모델로 분할하여 해석을 수행하고 있으나 이를 위해서는 모델링에 전문적인

*Corresponding author: Yu, Eunjong

E-mail: eunjongyu@hanyang.ac.kr

(Received 18 October 2013; Accepted 9 December 2013)

지식이 필요하고, 계산량이 많으며, 경우에 따라 수렴이 되지 않는 등 실무에 적용하기 어려운 점이 있다. 따라서 전단벽을 강체와 스프링 등 비교적 간단한 요소로 치환하여 해석을 수행하기 위한 다양한 거시모델(Macro Model)이 연구자들에 의해 제안되었으나, 이들 또한 모델링의 불편함, 특성치의 산정 및 해석결과의 정확도 면에서 실무적으로 내진성능 평가에 적용하기에는 어려운 점이 많다. 본 연구에서는, 전단벽을 비교적 간단한 구조요소인 기둥과 강체요소로 치환한 등가 기둥모델을 제안하고 이를 통한 골조-전단벽 건물의 비선형해석 절차에 대해 제안하고자 한다.

2. 전단벽의 비선형 모델

강진시 구조물은 비선형적으로 거동하므로 구조물 또는 구조부재가 보유하고 있는 성능을 정확히 판단하기 위해서는 비선형해석이 요구된다. ASCE 41-06[2]에서는 기존 실험연구결과의 분석을 통해 보, 기둥, 정방형 전단벽 등의 개별 부재의 비선형 거동 특성을 부재의 횡보강여부, 작용하는 축력 및 전단력의 크기에 따라 Fig. 1과 같이 보통 4개의 직선으로 근사화하여 각 구간의 값을 표로 제시하고 있다.

전단벽요소의 경우에도, 휨지배인지 혹은 전단지배인지에 따라 철근량, 압축력 및 전단력의 크기를 변수로 비선형 특성 즉, 모델링 파라미터가 제시되어 있으나 이들 값은 정방형 단면을 가진 경우에 적용할 수 있는 것으로, T형, L형, C형과 같은 이형 전단벽의 경우 비선형 거동특성이 완전히 달라지므로 이들 값을 적용할 수 없다. T형 전단벽을 예로 들면, 플랜지가 압축단이 되는 경우 플랜지가 큰 압축력을 부담하여 중립축이 압축 플랜지 쪽으로 치우치게 되고 따라서 인장단에는 조기에 큰 인장변형이 발생하여 전체적인 연성능력이 정방형에 비해 감소하는 현상이 발생한다. 또한 하중의 방향이 역전되어 플랜지가 인장단이 되는 경우 벽체의 강성이 증대되고, 중립축은 벽체의 중앙 부분에 위치하게 되며, 작용하중에 대한 횡 변위가 정방형 벽체에 비해 작아지게 된다[3]. 이러한 이유로 이형 전단벽체가 포함된 구조물은 푸쉬오버 해석을 위해 제안된 값을 사용 할 수 없으며, 적절한 실험결과를 통해 모델링 파라미터를 추출하거나, 해석적인 방법으로 비선형 거동을 모사하여야 한다. 해석적인 방법은 크게 미시적(Micro) 모델과 거시적(Macro) 모델로 나눌 수 있다.

미시적 모델은 전단벽을 섬유 요소 혹은 유한요소를 사용하여 모델링하는 방법으로 정밀한 비선형 해석을 할 수 있으나, 모델링에 전문적인 지식이

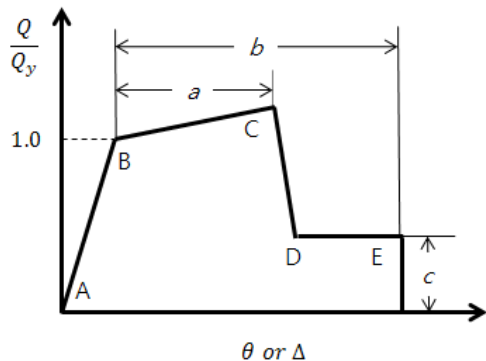


Fig. 1. Generalized force-deformation relationship

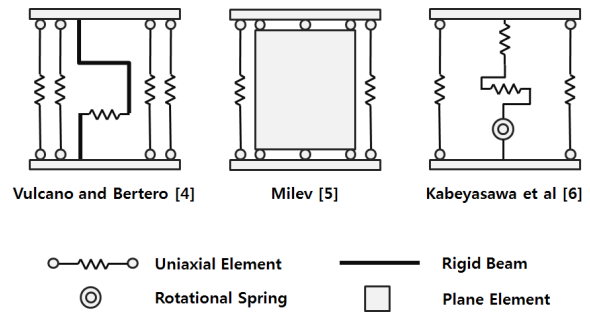


Fig. 2. Macro model for shearwall

필요하고, 결과 분석에 많은 시간을 필요로 한다. 또한 계산량이 많으며 경우에 따라 수렴이 되지 않는 경우가 있어 미시적 모델은 단일 부재의 비선형 해석, 혹은 국부적 부재의 비선형 거동 해석에는 유용하게 사용 될 수 있는 방법이나, 구조물의 전체적인 비선형 거동이 중요한 내진 성능 평가에는 실무적으로 적합하지 않은 방법이다.

거시적 모델은 미시적 모델에 비해 사용하기 간편한 휨 스프링, 전단 스프링과 강체보 등을 사용하여 전단벽의 거동을 모사한다. ATC 72-1[4]에는 전단벽을 강체와 등가의 기둥요소로 치환하여 해석하는 기본적인 방법을 소개하고 있다. 하지만 등가 기둥으로 모델링할 경우 발생하는 문제점 즉, 하중재하에 따른 중립축의 이동, 전단벽과 결합된 슬래브와 보요소와의 상호작용, 축력의 크기에 따라 달라지는 강성과 강도의 모사에 대한 해결책은 제시하고 있지 않다. 이러한 문제점을 해결하기 위한 시도로 Fig. 2와 같이 다양한 거시적 모델들이 Vulcano and Bertero[5], Milev et al[6], Kabeyasawa et al[7], Park et al.[8], Kim et al.[9], Ko et al.[10] 등에 의해 제안되었다. Fig. 2와 같은 거시모델들은 모두 강체와 여러 개의 스프링을 결합하여 전단벽 단면의 중립축 이동, 콘크리트의 구속 효과, 벽체의 휨 및 전단 거동을 모사하기 위한 것이다. 하지만, 여전히 단면 형상에 따라 달라지는 전단벽의 비선형거동을 모사하기에는 한계를 가지고 있으며 실무적으로 적용하기에도 복잡한 형태를 가지고 있다.

본 연구에서는 휨 거동이 지배적인 세장한 전단벽을 대상으로 기존에 제시된 거시모델보다 간단한 형태 즉 일반적인 보-기둥요소를 사용하여 이형 단면을 가진 전단벽의 비선형해석을 수행하는 절차를 제시하고자 한다. 즉, 대상전단벽의 단면형태와 배근을 고려하여 단면 해석을 수행하고 그 결과로부터 등가 기둥의 근사화된 비선형 특성 즉, Fig. 1.의 a, b, c에 해당하는 값을 산정하여 비선형해석을 수행한다. 휨 거동이 지배적인 세장한 전단벽은 축력에 의한 휨 성능의 변화와, 작용하는 모멘트의 크기에 따른 중립축의 이동 현상이 발생한다. 중립축의 이동문제, 즉, 등가 기둥의 축변형량과 전단벽의 도심에서의 축변형량의 차이에 의해 발생하는 문제는 등가 기둥에 보정축력을 가하여 해결하였다.

3. 등가 기둥 모델

3.1 단면 해석법

단면 해석은 부재의 단면을 미소 단면(혹은 레이어)으로 분할 후, 각 미소 단면의 변형률을 통해 응력을 계산한 후 이를 통해 전체 단면의 모멘트와

곡률의 관계를 구하는 방법이다. 단면 해석에는 다음과 같이 철근 콘크리트 휨부재의 모멘트-곡률 해석시 적용되는 일반적인 가정을 사용하였다.

- i) 변형 전에 부재축에 수직인 평면은 변형 후에도 부재축에 수직하다.
- ii) 철근의 변형률은 같은 위치의 콘크리트에 생기는 변형률과 같다.
- iii) 재료의 응력은 각 재료의 응력-변형률로부터 계산할 수 있다.

Fig. 3은 단면 해석의 일반적인 절차를 나타내는 그림이다. 즉, 콘크리트 최외단에서 압축 변형률 ϵ_c 이 발생할 경우 미소단면의 변형률에 해당하는 콘크리트와 철근의 응력으로부터 구한 압축력과 인장력이 식(1)과 같은 단면내 평형조건식을 만족하도록 중립축 거리를 구하고 이때의 곡률 및 모멘

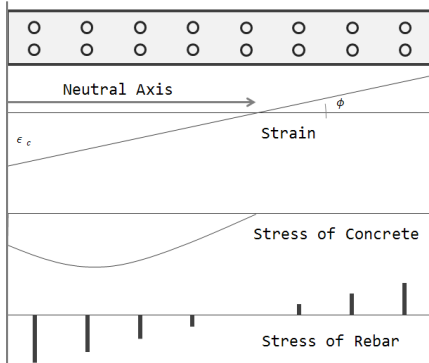
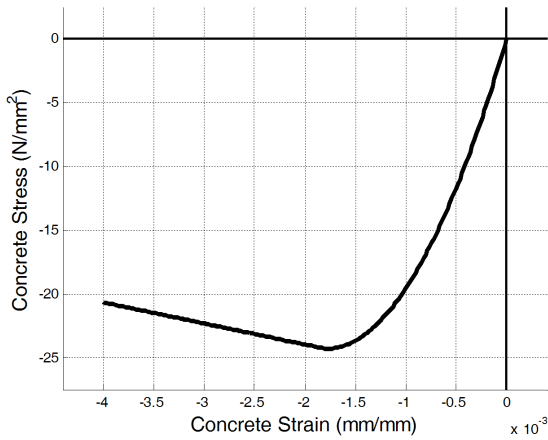
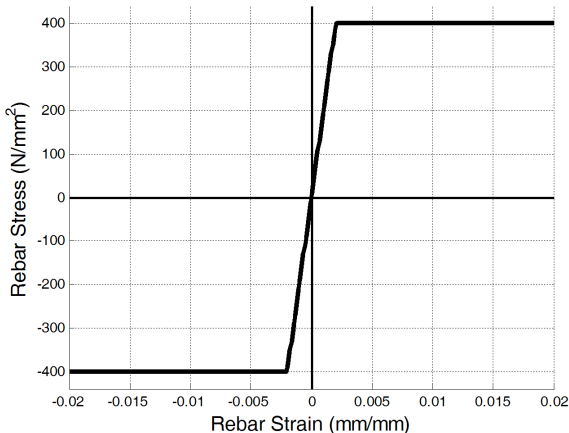


Fig. 3. Concept of section analysis



(a) Modified Hognestad concrete stress-strain model



(b) Bilinear steel rebar stress-strain model

Fig. 4. Material properties for section analysis

트를 산정한다.

$$P = C_s + C_s - T_s \quad (1)$$

- 여기서, P : 단면에 가해지는 압축력
- C_c : 콘크리트에 의한 압축력
- C_s : 철근에 의한 압축력
- T_s : 철근에 의한 인장력

최외단의 콘크리트의 압축 변형률을 콘크리트의 압축 변형률 한계까지 변화시켜 가면서 해석하면, 전체적인 곡률-모멘트 관계를 구할 수 있다. 본 연구에서는 임의의 철근 콘크리트 벽체 단면의 모멘트-곡률 관계를 계산하고 부재의 모멘트 분포로부터 모멘트-곡률 관계를 구하는 단면 해석 프로그램을 MATLAB[11-12]을 기반으로 하여 개발하였다. 해석에 사용된 재료 모델은, 콘크리트의 경우 수정된 Hognestad 응력 변형률 모델[13]이며 인장력은 무시한다. 철근은 이선형(Bilinear) 응력 변형률 모델이다. Fig. 4는 사용된 재료의 응력 변형률 그래프를 나타낸다.

3.2 등가 기둥 모델

본 연구에서 제안하는 등가 기둥 모델은 Fig. 5와 같이 하단에서부터 d_{spring} 만큼 떨어진 지점에 위치하는 비선형 회전 스프링과 탄성 기둥, 강제 보로 이루어져 있다. 부재의 축방향 거동 및 탄성 거동은 탄성 기둥으로 모사하며, 휨 회복 이후의 거동은 비선형 회전 스프링으로 모사하였다. 또한, 부재의 상하부에는 인접 부재와의 연결을 담당하고 Bernoulli의 평면 가정을 만족시키기 위해 강제 보를 사용하였다. 따라서, 등가 기둥을 정의하기 위해서는 탄성 기둥의 위치, 탄성 기둥의 축강성 및 휨강성, 비선형 회전 스프링의 길이 및 비선형 속성이 필요하다.

강체보의 길이 및 탄성 기둥의 위치는 원 전단벽의 기하학적인 형상으로부터 결정할 수 있다. 즉, 강체보는 전단벽 최외단 사이의 길이로, 탄성 기둥의 위치(Fig. 6의 d_{column})로는 일반적인 경우 전단벽의 도심거리를 사용할 수 있다. 탄성 기둥의 위치가 해석 대상인 전단벽의 도심과 일치하지 않을 경

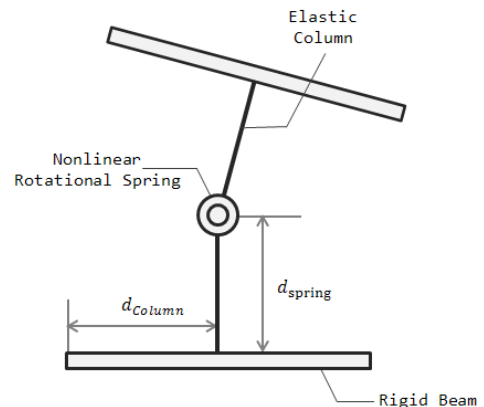


Fig. 5. Equivalent column model

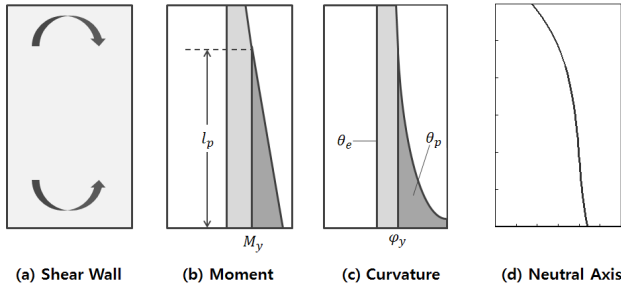


Fig. 6. Curvature and neutral axis distribution according to moment distribution of shear wall

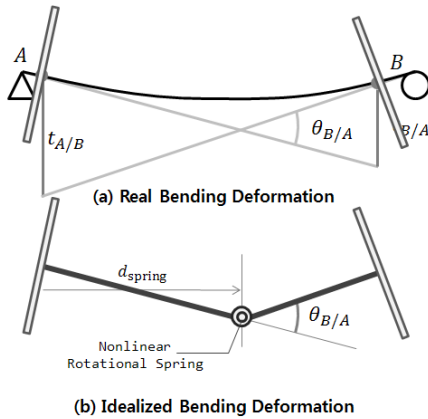


Fig. 7. Application of moment area method

우에는 부가적인 모멘트가 발생하므로 이를 보정해야 한다.

ASCE 41-06에서는 전단벽의 유효강성을 균열 여부에 따라 $0.5E_cI_y$ 와 $0.8E_cI_y$ 로 제시하고 있다. 하지만 이 값은 간편한 해석을 위해 제안된 값으로 비선형 전단벽의 경우 실제 유효강성은 단면 형상에 따라 달라진다.[14] 본 연구에서는 단면 해석시 최외단 철근이 항복하는 시점에서 구한 활선강성을 탄성 기둥의 유효강성으로 산정하였다. 또한, 탄성 기둥의 축강성으로 전단벽의 면적과 콘크리트 탄성계수의 곱, 즉, E_cA_y 를 사용하였다.

단면의 크기가 주위의 골조에 비해 상대적으로 큰 경우 전단벽은 전체적으로 캔틸레버 기둥을 하며, 한 층의 전단벽 요소에는 Fig. 6의 (b) 그림과 같은 단곡률의 모멘트가 분포하게 되며, 곡률의 분포 및 중립축의 위치는 단면 해석결과로부터 Fig. 6의 (c)와 (d) 그림과 같아진다.

따라서 전단벽의 휨 변형의 형태는 Fig. 7.(a)와 같이 양단에서 서로 다른 방향의 모멘트가 작용하는 단순보의 경우와 같아진다. 부재의 곡률분포를 알고 있는 경우 모멘트 면적법에 의한 적분을 통해 휨 변형과 회전각을 계산할 수 있으므로 부재의 모멘트-회전각 관계를 구할 수 있다. 본 연구에서는 Fig. 7과 같이 부재의 휨 변형을 탄성기둥과 비선형 회전스프링의 회전기둥의 합으로 이상화하였다.

즉, 비탄성 회전스프링은 항복이후 전단벽부재 양단부의 상대회전각을 표현하기 위한 것으로 그 위치는 양단부에서 Bernoulli의 평면가정을 만족할 수 있도록 각 접선의 교점을 선택하였다. 따라서, 비선형 회전 스프링의 위치 d_{spring} 은 모멘트 면적법을 사용하여 식 (2)와 같이 산정할 수 있다.

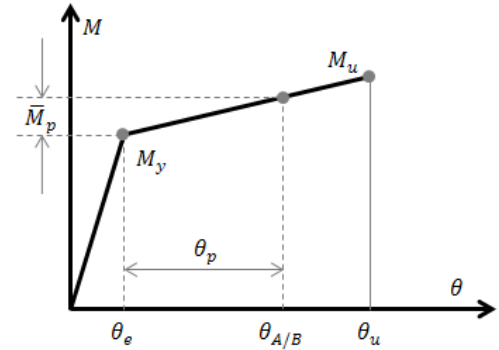


Fig. 8. Application of moment area method

$$d_{spring} = l \times \left(\frac{t_{A/B}}{t_{A/B} + t_{B/A}} \right) \quad (2)$$

여기서, $t_{A/B}$ 와 $t_{B/A}$ 는 Fig. 7에 나타난 것과 같이 A점과 B점의 접선과 처짐곡선사이의 거리를 나타낸다. 즉,

$$t_{A/B} = \int_{A_x}^{B_x} x\phi(x) dx \quad (3)$$

$$t_{B/A} = \int_{B_x}^{A_x} x\phi(x) dx \quad (4)$$

이다.

비선형 회전 스프링의 속성은 Fig. 6(b)와 같은 작용모멘트에 해당하는 곡률 중 탄성부분을 제외한 부분의 길이 l_p 에 대해 적분하여 구한 소성상태 회전각 θ_p 와 부재내부에 작용하는 평균소성모멘트 \overline{M}_p 로 정의(Fig. 8참조)되며 다음의 식 (5)와 (6)으로 계산할 수 있다.

$$\theta_p = \int_{x_A}^{l_p} (\phi(x) - \phi_y) dx \quad (5)$$

$$\overline{M}_p = \frac{1}{l} \int_{x_A}^{l_p} (M(x) - M_y) dx \quad (6)$$

Fig. 8의 극한점 (θ_u, M_u)은 부재 전체가 극한 모멘트에 도달하는 경우, 즉 $\overline{M}_p = M_u$ 인 경우로 이 값은 그림과 같이 구해진 (θ_e, M_y)점과 ($\theta_{A/B}, \overline{M}_p + M_y$)점을 연장하여 설정하였다.

3.3 보정축력

철근 콘크리트 단면의 중립축은 Fig. 7(d)에 나타난 바와 같이 부재의 모멘트 분포에 따라 위치가 변하며, 일반적으로 단면의 도심 위치와 일치하지

않는다. 또한 부재를 단면의 도심에 위치한 하나의 1차원 요소로 모델링할 경우 모멘트와 축하중에 의한 1차원 요소의 축방향 변형량은 실제 부재의 도심에서의 축방향 변형량과 차이가 있다. 일반적인 철근 콘크리트 보, 기둥 부재의 경우에도 같은 현상이 발생하지만, 부재의 휨이 큰 전단벽의 경우에는 이러한 축방향 변형량의 차이에 의해 인접 부재의 부재력 분포가 실제와 크게 달라지게 된다. 본 연구에서는 이를 해결하기 위해 등가 기둥의 축변형과 실제 전단벽의 도심에서 발생하는 축변형을 동일하게 하기 위해 등가 기둥에 추가적인 축력을 가하였다.

Fig. 9는 등가 기둥과 실제 전단벽에 축력과 모멘트가 작용할 경우 수직 변형의 차이를 나타낸 그림이다. 실제 철근콘크리트 단면에 모멘트가 작용할 경우 중립축은 압축쪽으로 이동하게 되므로 도심에서는 인장변형이 발생하지만, 등가 기둥의 경우는 단면의 도심에 중립축이 형성되면서 회전이 발생하는 것으로 해석되어 인접 부재의 z방향 변위에 실제와는 다른 영향을 미치게 된다. 이를 보정하기 위한 보정축력의 크기는 등가 기둥의 축변형량을 실제 전단벽의 도심의 축변형량과 일치시키기 위한 값으로 다음과 같이 구할 수 있다.

$$P' = \left(\frac{PL}{EA} + \theta e \right) \frac{EA}{L} = P + \frac{EA}{L} \theta e \quad (7)$$

여기서, P' 은 보정축력, P 는 실제 축하중이다. θ 는 부재의 상대 변형각, L 은 부재의 길이, e 는 단면의 도심에서부터 중립축까지의 거리이다. 중립축의 위치는 Fig. 7.(c)와 같이 부재의 길이방향으로 작용모멘트의 변화에 따라 변화한다. 본 연구에서는 부재별로 단면해석을 통해 구한 중립축거리의 평균값을 기준으로 보정축력을 산정하였다.

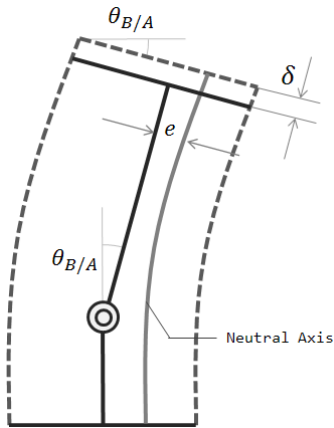
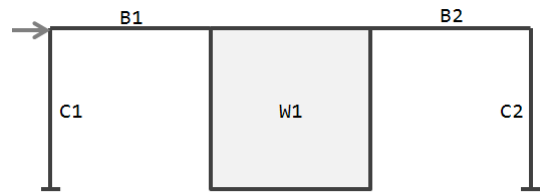


Fig. 9. Concept of neutral axis adjustment

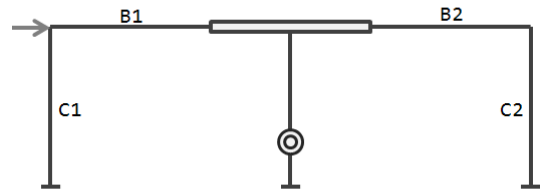
4. 해석 예제

제안된 등가 기둥 모델을 사용하여 2차원과 3차원 골조-전단벽 구조물의 푸쉬오버 해석을 수행하고 그 결과를 전단벽을 섬유 요소로 모델링한 경우와 비교하였다.

2차원 예제 구조물은 Fig. 10.(a)와 같이 철근콘크리트 전단벽이 중앙에 위치한 2차원 구조물이다. 기둥과 보 부재의 단면은 Fig. 11과 같으며 모든 부재는 공칭강도 27MPa, 압축 변형률 한계 0.0038의 콘크리트와 항복강도 400MPa의 철근으로 구성되어 있다. 전단벽의 단면은 Fig. 12와 같이, 벽체 길이 3000mm, 폭 300mm이며, D22 철근이 300mm간격, 두층으로 배근되어 있다. Fig. 10의 (b)는 등가 기둥으로 치환한 예제구조물을 나타낸 것이다.



(a) Fiber Element Model



(b) Equivalent Column Model

Fig. 10. 2D example structure

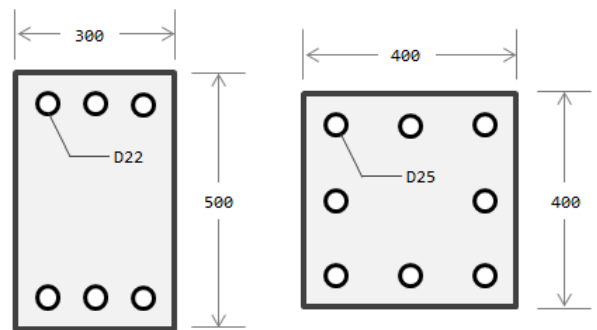


Fig. 11. Cross sections of example structure

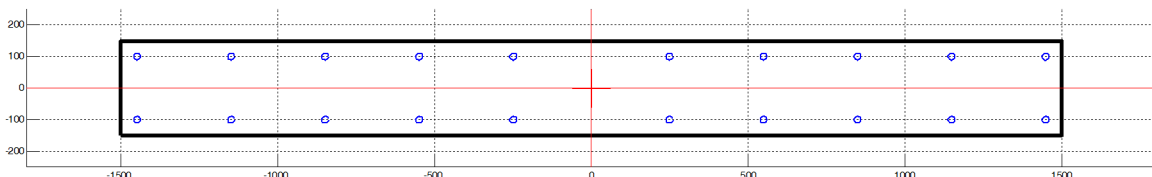


Fig. 12. Reinforced Concrete Wall Section

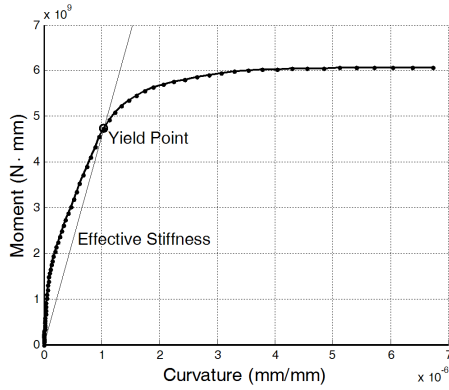


Fig. 13. Section analysis results of first iteration

예제 구조물의 푸쉬오버 해석을 위해서는 PERFORM-3D[15-16]를 사용하였다. 등가 기둥의 비선형 회전 스프링은 Rotation type의 3선형 Moment Hinge를, 탄성기둥은 Reinforced Concrete Beam Section을 사용하여 모델링하였으며, 강제 보를 표현하기 위해, 강성이 매우 큰 보를 등가 기둥의 상부에 배치하였다.

전단벽과 연결된 보 B1, B2는 Concrete type의 FEMA Beam을 사용하였으며, 기둥 부재는 Inelastic Fiber Section으로 모델링하였다. 기둥 부재를 Inelastic Fiber Section으로 모델링한 것은 축력의 변동에 따른 기둥 부재의 특성변화에 의한 전체적인 해석결과의 차이를 최대한 줄이고 전단벽 부재의 모델링 방법에 따른 영향만을 검토하기 위함이었다.

등가 기둥의 속성을 계산하기 위해서는 우선 기둥에 작용하는 부재력인 축력과 모멘트의 분포에 대한 정보가 필요하다. 즉, 작용하는 축력을 사용하여 단면해석을 수행하고 부재의 모멘트 분포에 맞는 곡률을 구한 후 탄성 기둥의 유효 강성, 비선형 회전 스프링의 성능, 중립축 보정을 위한 부가적인 축력을 결정하게 된다. 이중 탄성 기둥의 유효 강성과 비선형 회전 스프링의 성능은 전단벽에 작용하는 축력의 크기에 의해 결정되며, 중립축 보정을 위한 축력은 전단벽에 작용하는 모멘트의 크기에 의해 결정된다. 또한 등가 기둥의 속성과 부재에 작용하는 힘의 크기는 서로 독립적인 관계가 아니기 때문에, 푸쉬오버 해석을 위해서는 부재에 작용하는 부재력과 사용된 속성이 부합하는지를 검토하고 서로 부합하지 않을 경우에는 속성을 수정하여 재해석하는 반복과정이 필요하다. 이러한 과정은 FEMA에 정의된 모델링 파라미터를 사용하여 골조구조물을 푸쉬오버 해석할 경우에도 동일하게 요구된다[17].

본 예제에서는 층간 변형각 1/250을 목표 횡변위로 설정하고 등가 기둥을 사용한 경우와 전단벽을 섬유 요소로 모델링한 경우의 결과를 비교하였다. 전단벽에 작용하는 축하중은 $0.075 A_g f_{ck}$ 로 가정하였으며, 해당 축력에 대한 모멘트 곡률 관계는 Fig. 13과 같다. 등가 기둥의 속성을 계산하는데 필요한 전단벽의 모멘트는 분포는 하단이 M_u 의 모멘트인 삼각형 모멘트 분포로 설정하였다. 가정한 축하중을 토대로 단면해석을 수행한 뒤, 전단벽에 작용하는 모멘트 분포로부터 등가 기둥의 속성과, 부가 축력을 계산하였다. 이렇게 산정된 등가 기둥의 속성을 사용하여 푸쉬오버 해석을 수행하고 목표변위에서 부재력과 부여한 등가 기둥의 속성이 부합하는지를 검토하고 이를 만족할 때 까지 반복해석을 수행하였다.

예제 모델은 총3번의 반복 해석 결과, 목표 변위에서의 등가 기둥의 비선

Table 1. Properties of equivalent column for each iteration

	Unit	1st	2nd	3rd
I_e	$10^9 mm^4$	174	171	169
θ_p	rad	5.58×10^{-3}	3.55×10^{-3}	3.75×10^{-3}
\overline{M}_p	$kN \cdot m$	1477	1474	1438
d_{spring}	mm	512	481	474
P	kN	74,700	74,620	77,940

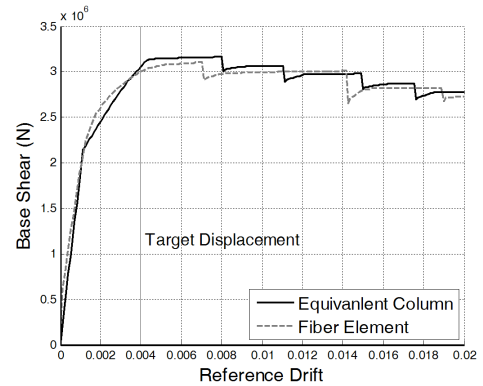


Fig. 14. Comparison of pushover curves

Table 2. Results of 2D example structure

(a) Element force(Moment in $kN \cdot m$, Axial force in kN)

Element	Category	Fiber	Equiv Column	Error(%)
B1	I Moment	122.8	123.0	0.65
	J Moment	-195.8	-198.6	1.43
B2	I Moment	152.6	164.0	6.95
	J Moment	-193.5	-189.4	2.16
C1	I Moment	252.7	253.1	0.15
	J Axial force	-105.5	-105.8	0.28
C2	I Moment	288.6	291.6	1.04
	J Axial force	-169.2	-169.5	0.17
W1	Moment	5147	5155	0.15
	Axial force	-1210	-1153	4.94

(b) Deformation (Rotation in rad, Curvature in mm/mm)

Element	Category	Fiber	Equiv Column	Error(%)
B1	I Rotation	1.45×10^{-3}	1.37×10^{-3}	5.78
	J Rotation	-11.50×10^{-3}	-11.46×10^{-3}	0.35
B2	I Rotation	1.68×10^{-3}	1.59×10^{-3}	5.34
	J Rotation	-9.12×10^{-3}	-9.56×10^{-3}	4.59
C1	I Curv.	7.11×10^{-6}	7.11×10^{-6}	0.00
	J Curv.	-2.21×10^{-6}	-2.23×10^{-6}	0.77
C2	I Curv.	7.23×10^{-6}	7.15×10^{-6}	1.11
	J Curv.	-3.30×10^{-6}	-3.25×10^{-6}	1.63
W1	Rotation	3.89×10^{-3}	3.71×10^{-3}	4.80

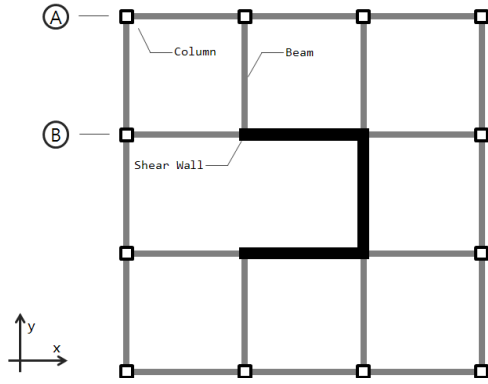
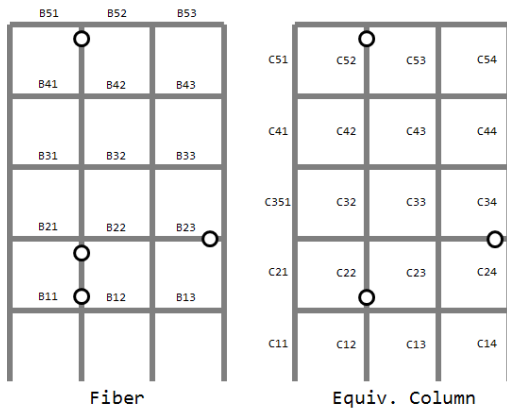
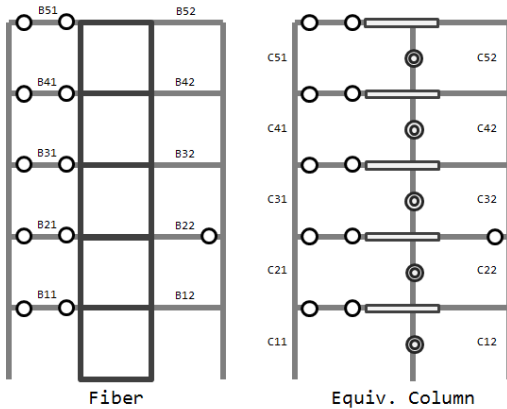


Fig. 15. Floor plan of 3D example structure



(a) Hinge location at row A



(b) Hinge location at row B

Fig. 16. Comparison of plastic hinge locations at target displacement

형 거동이 단면해석으로 계산된 비선형 거동과 일치하였다. 반복해석의 각 단계별로 사용된 등가 기둥의 속성은 Table 1과 같으며, Fig. 14는 3번째 반복 해석 결과와, 섬유 요소 모델링된 예제의 푸쉬오버 곡선이다. Table 2는 목표 변위에서 두 모델의 해석결과로서 대부분 5% 이내의 차이로 거의 유사한 결과를 나타내었다.

위와 같은 등가 기둥을 사용한 푸쉬오버해석결과를 이형전단벽을 가진 3차원 예제구조물에 적용하고 마찬가지로 섬유요소로 전단벽을 모델링한 경우의 해석결과와 비교하였다. 3차원 예제구조물은 Fig. 15와 같은 평면

Table 3. Comparison of shear wall models

(a) Element force (Moment in $kN \cdot m$, Axial force in kN)

Element	Category	Fiber	Equiv Column	Error(%)	
A-B23	I	132.6	132.2	0.30	
	J	-134.1	-137.5	2.53	
B-B11	I	135.6	135.3	0.22	
	J	-137.5	-137.5	0.00	
B-B12	I	136.5	135.9	0.44	
	J	-137.1	-137.7	0.43	
B-B1	I	135.8	135.6	0.14	
	J	-137.3	-137.5	0.14	
B-B14	I	135.3	135.3	0.00	
	J	-137.0	-136.2	0.58	
B-B15	I	134.2	133.9	0.22	
	J	-135.9	-136.7	0.58	
B-B22	I	137.0	134.4	1.89	
	J	-134.4	-134.5	0.07	
A-C22	I	149.1	147.8	0.87	
	J	-118.7	-117.7	0.84	
		Axial force	102.2	100.0	2.15
	A-C52	I	149.0	147.5	0.87
J		-113.0	-117.9	4.70	
		Axial force	14.4	13.5	6.10
W1	Moment	3576	4034	0.12	
W4	Moment	-1376	-1584	0.15	

(b) Deformation (Rotation in rad , Curvature in mm/mm)

Element	Category	Fiber	Equiv Column	Error(%)
A-B23	I	2.59×10^{-3}	2.51×10^{-3}	3.13
	J	-4.56×10^{-3}	-4.51×10^{-3}	1.22
B-B11	I	6.94×10^{-3}	6.76×10^{-3}	2.56
	J	-9.80×10^{-3}	-9.64×10^{-3}	1.64
B-B12	I	8.03×10^{-3}	7.90×10^{-3}	1.61
	J	-9.85×10^{-3}	-9.70×10^{-3}	1.73
B-B13	I	7.50×10^{-3}	7.35×10^{-3}	2.01
	J	-9.69×10^{-3}	-9.64×10^{-3}	0.56
B-B14	I	6.99×10^{-3}	6.87×10^{-3}	1.76
	J	-8.83×10^{-3}	-8.39×10^{-3}	4.97
B-B15	I	4.50×10^{-3}	4.92×10^{-3}	9.20
	J	-7.20×10^{-3}	-8.24×10^{-3}	14.58
B-B22	I	4.22×10^{-3}	4.13×10^{-3}	2.21
	J	-4.66×10^{-3}	-4.56×10^{-3}	1.99
A-C22	I	6.45×10^{-6}	6.49×10^{-6}	0.52
	J	-5.23×10^{-6}	-5.18×10^{-6}	1.05
A-C52	I	4.19×10^{-6}	4.45×10^{-6}	6.28
	J	-5.16×10^{-6}	-5.41×10^{-6}	4.97
W1	Rotation	4.81×10^{-3}	4.60×10^{-3}	4.33
W4	Rotation	-6.30×10^{-4}	-5.37×10^{-4}	14.70

의 경간 4m, 층높이 3m의 5층 철근 콘크리트 구조물로서, 구조물의 중앙에 π 형태의 이형 전단벽이 위치하고 있다. 부재 설계는 범용 구조해석 프로그

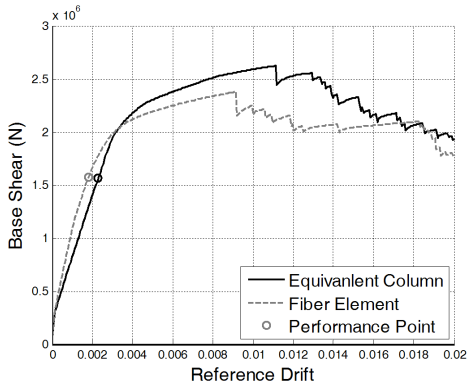


Fig. 17. Comparison of performance points

램인 Midas Gen을 사용하였다. 철근과 콘크리트의 재료 속성은 2차원 예제와 동일하며 전단벽의 두께는 200mm이며 D16 철근이 300mm 간격으로 양단 배근되어 있다. 보와 기둥 부재의 단면크기는 Fig. 11과 같으나, 보의 철근으로는 상하단 모두 2-D22가 사용되었다.

3차원 예제 구조물의 경우도 층간 변형각 1/250인 최상층변위 60mm를 목표변위로 설정하고 푸쉬오버 해석을 수행하며 그 절차는 2차원 예제의 경우와 동일하다. 세번의 반복 해석으로 목표변위에서 부재력과 비선형특성이 수렴하여 해석을 종료하였다. Fig. 16은 그 때의 등가 기둥 모델을 사용한 경우와 섬유요소 모델을 이용한 경우, A 열과 B 열에서 발생한 소성힌지의 분포를 나타낸다. 또한 Table 3은 각 부재에서 발생한 부재력과 소성 변형의 비교를 나타낸다. 그림과 표에서 볼 수 있듯이 두 해석모델에서 나타난 소성힌지의 위치는 거의 동일하였다. 또한 부재력 및 소성변형량도 일부 부재를 제외하고는 모두 5% 정도만의 차이를 보였다.

예제에서 볼 수 있듯이 전단벽을 등가 기둥으로 치환하여 해석할 경우 전단벽을 섬유요소로 모델링하는 경우와 목표변위에서는 거의 비슷한 해석결과를 보인다. 하지만 등가 기둥은 단면해석을 통해 특정 변위에서 비선형특성만을 산정하기 때문에 목표변위 이외의 지점에서 거동은 일반적으로 일치하지 않는다. 따라서 등가 기둥으로 치환하여 구한 푸쉬오버 곡선을 사용하여 성능점을 산정할 경우 성능점의 위치는 섬유요소로 모델링하는 경우와 다소간 차이를 보일 수 있다. Fig. 17은 전단벽을 등가 기둥으로 치환하는 경우와 섬유요소로 모델링한 푸쉬오버 곡선을 사용하여 기반조건 S_B 일 경우 성능점을 산정한 결과로 성능점의 변위는 두 모델에서 약 20% 정도의 차이를 나타낸다. 이는 성능점 산정을 위한 이선형화 과정에서 초기 강성 및 항복점 산정의 차이에 따라 등가감쇠비가 달라지기 때문인 것으로 판단된다. Fig. 13과 14에서 볼 수 있듯이 항복점이전의 기울기는 언제나 섬유요소로 모델링하는 경우보다 낮아지므로 Fig. 17과 같이 항복점과 비슷한 위치에서 성능점이 형성될 경우에는 그 차이가 커질 수 있다. 하지만 이러한 결과는 2선형 혹은 3선형으로 비선형특성을 단순화시킬 경우 발생할 수 밖에 없는 결과로 판단된다. 따라서 철근콘크리트 기둥의 경우와 같이 단순화된 힌지특성(예를 들어 FEMA에서 제시하는 모델링 파라미터)을 사용하여 푸쉬오버해석을 수행할 경우에도 발생할 수 있는 문제이다. 향후 수직부재의 모델링의 단순화정도가 푸쉬오버곡선 및 성능점 산정에 미치는 영향에 대한 분석 및 정확도 향상을 위한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

5. 결론

국내에서 흔히 사용되고 있는 중저층 구조물의 대부분은 전단벽을 통해 횡방향 저항 성능을 확보하는 전단벽-골조 구조물인 경우가 많다. 하지만, 정방형이 아닌 T, Γ, C 형 등의 이형단면일 경우는 형태에 따라 비선형 특성이 완전히 달라지게 된다. 이러한 경우 전단벽을 섬유 요소 혹은 유한요소 모델로 분할하여 해석을 수행하고 있으나 이를 위해서는 모델링에 전문적인 지식이 필요하고, 계산량이 많으며, 경우에 따라 수렴이 되지 않는 등 실무에 적용하기 어려운 점이 있다.

본 연구에서는, 전단벽을 비교적 간단한 구조요소인 기둥과 강체요소로 치환한 등가 기둥모델을 제안하고 이를 통한 골조-전단벽 건물의 비선형해석 절차에 대해 제안하고자 하였다. 등가 기둥모델은 비선형 회전 스프링과 탄성 기둥, 강체 보로 이루어져있으며 휨 작용시 중립축의 위치와 등가 기둥의 위치(일반적으로 벽단면의 도심)의 차이로 인한 축방향 변형의 차이에 따른 오차를 보정하기 위해 보정축력을 가하였다.

제안된 등가모델의 정확성을 검증하기 위해 5층의 골조-전단벽 건물을 PERFORM-3D의 섬유 요소인 Inelastic Fiber, Shear Wall 요소모델을 사용한 해석한 경우와 등가 기둥모델을 사용하여 해석한 결과를 비교하였다. 동일한 목표변위에서 해석결과를 비교한 결과 거의 유사한 소성힌지 발생을 나타내었으며 소성변형량의 오차도 최대 15%, 평균 3% 정도로 나타나, 섬유 요소의 경우와 거의 동일한 해석결과를 얻을 수 있었다. 하지만, 푸쉬오버 해석을 통해 얻는 역량곡선을 사용하여 산정한 성능점은 섬유 요소를 사용한 경우와 약 20% 정도의 오차를 나타내었다. 이는 이선형화 과정에서 초기강성 및 항복점 산정의 차이에 따른 감쇠비가 다르기 때문인 것으로 판단되며, 향후 이에 대한 연구가 필요할 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부 도시 건축 연구개발사업의 연구비 지원(13AUDP-B066083-01) 의해 수행되었습니다.

/ REFERENCES /

1. KISC, Guidelines for seismic performance evaluation and rehabilitation of existing buildings, Kyeonggi-do, Korea: Korea Infrastructure Safety Corporation; c2004. 224p.
2. American Society of Civil Engineers, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-06, Reston, VA; c2007.
3. Orakcal K, Wallace JW, Conte JP. Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls-Model Attribute. ACI Structural Journal. 2004;101(5): 688-698.
4. Applied Technology Council (ATC). PEER/ATC-72-1 Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. Richmond, CA; c2010. 242p.
5. Vulcano A, Bertero VV. Analytical models for predicting the lateral response of RC shear walls: Evaluation of their reliability, Report NO. UCB/EERC-87/19, EERC, University of California: Berkeley,

- California; c1987.
6. Milev JI. Two Dimensional Analytical Model of Reinforced Concrete Shear Walls. Proc, 11th of WCEE, Paper No 320m,c1996.
 7. Kabeyasawa T, Shiohara H, Otani S. Discussion of Dynamic Response System, Proc. 8th of WCEE, US-japan Cooperative Research on R/C Full-Scale Building Test, Part 5. 1984;627-634.
 8. Kim, DG, Eom, TS, Lim YJ, Lee HS, Park, HG, Macro Model for nonlinear analysis of reinforced concrete walls, J. Korea Concrete Inst. 2011 Oct;23(5):569-578.
 9. Kim, TW, Jeong, SH, You, TS. A Simple Model for the Nonlinear Analysis of an RC Shear Wall with Boundary Elements. EESK J. Earthquake Eng. 2011 Aug;15(4):45-54.
 10. Ko DW, Lee HS. Nonlinear Static Analysis of Irregular RC Buildings, Proceeding of Earthquake Engineering Society of Korea, 2006 Mar; 225-232.
 11. MATLAB Programming Fundamentals, Revised for Version 7,14, Natick, MA: The Mathworks Inc.; c2012, 985p.
 12. Optimization Toolbox™ User's Guide, Revised for Version 6.1, Natick, MA: The Mathworks Inc.; c2012, 776p.
 13. Eivind H. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members, Bulletin 399, Univ. of Illinois engineering experiment station, Urbanam Ill; c1951, 128p.
 14. Cho BH. Deformation based seismic design of asymmetric wall structures, Seoul National University Graduate School: Seoul; c2012, 242p.
 15. Computer and Structures, Inc. PERFORM User Guide ver 4. CSI: Berkerly, CA.; c2006.
 16. Computer and Structures, Inc. Components and Elements for PERFORM 3D and PERFORM-Collapse ver 4. CSI: Berkerly, CA.; c2006.
 17. Yu, EJ. seismic performance evaluation and rehabilitation of existing buildings, EESK Tech, Workshop; Seoul; EESK; c2013.