한국지진공학회 논문집 19권 5호 (통권 제105호)
2015년 9월

ISSN 1226-525X / eISSN 2234-1099
EESK J Earthquake Eng Vol. 19 No. 5, 239-246
http://dx.doi.org/10.5000/EESK.2015.19.5.239

섬유(Fiber)요소와 비선형 전단스프링을 적용한 고축력을 받는 철근콘크리트 전단벽의 비선형거동 분석

Pushover Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Subjected to High Axial Load Using Fiber Slices and Inelastic Shear Spring

전대한[1)]*
Jun, Dae Han[1)]*
[1)]동서대학교 건축토목공학부
[1)]Department of Civil&Architectural Engineering, Dongseo University

/ ABSTRACT /

Reinforced concrete shear walls are effective for resisting lateral loads imposed by wind or earthquakes. Observed damages of the shear wall in recent earthquakes in Chile(2010) and New Zealand(2011) exceeded expectations. Various analytical models have been proposed in order to incorporate such response features in predicting the inelastic response of RC shear walls. However, the model has not been implemented into widely available computer programs, and has not been sufficiently calibrated with and validated against extensive experimental data at both local and global response levels. In this study, reinforced concrete shear walls were modeled with fiber slices, where cross section and reinforcement details of shear walls can be arranged freely. Nonlinear analysis was performed by adding nonlinear shear spring elements that can represent shear deformation. This analysis result will be compared with the existing experiment results. To investigate the nonlinear behavior of reinforced concrete shear walls, reinforced concrete single shear walls with rectangular wall cross section were selected. The analysis results showed that the yield strength of the shear wall was approximately the same value as the experimental results. However, the yielding displacement of the shear wall was still higher in the experiment than the analysis. The analytical model used in this study is available for the analysis of shear wall subjected to high axial forces.

Key words: Reinforced concrete shear walls, Nonlinear response, Fiber slice, Nonlinear shear spring, Plastic hinge

1. 서 론

1.1 연구배경 및 필요성

전단벽은 지진이나 풍하중과 같은 수평하중에 대한 저항능력이 우수하며, 초고층 건축물의 수평강성을 높여 수평변위를 감소시키기에 적합한 구조부재로써 많이 사용되고 있다. 그러나 최근에 발생한 지진피해조사 결과, 비교적 내진설계가 적절히 이루어진 지역의 건축물에서조차 전단벽의 피해 사례가 예상보다 많이 발생하고 있는 것으로 보고되고 있다[1]. 그리고 우리나라에서 많이 건설되고 있는 초고층 전단벽식 공동주택의 내진 안전성에 대한 관심과 전단벽이 사용된 건축물의 정확한 내진성능 평가에 대한 사회적 요구가 증가되고 있다.

고층건축물에서 전단벽은 높은 축하중을 받으며 높은 압축력 상태에서 전단벽체의 강성 및 안전성의 평가가 중요한 설계요소가 된다. 이러한 철근콘크리트 벽체의 수평력에 대한 비선형 거동을 분석하기 위해 국내외에서 상당수의 실험적/해석적 연구가 수행되어 왔으며 철근콘크리트 벽체의 비선형 거동을 나타낼 수 있는 다양한 비선형 해석 모델이 제안되었다[2-12].

철근콘크리트 벽체의 비선형 거동을 예측하기 위한 대표적인 해석모델은 미시적(Microscopic) 모델과 거시적(Macroscopic) 모델링 방법으로 나눌 수 있다. 여기에서 미시적 방법은 유한요소법(Finite Element Method)을 이용하기 때문에 철근콘크리트 벽체에서 나타나는 휨과 전단에 대한 정확한 묘사가 가능하다. 특히 미시적 방법을 이용하여 낮은 벽체(Squat Wall)의 거동을 예측하는 경우 실제 벽체에서 나타나는 국부적인 거동을 거시적 방법에 비해 상대적으로 정확하게 고려할 수 있는 것으로 알려져 있다. 따라서 이러한 방법은 철근콘크리트의 비선형 거동을 정확히 나타낼 수

*Corresponding author: Jun, Dae Han
E-mail: jdh@gdsu.dongseo.ac.kr
(Received April 28, 2015; Revised July 1, 2015; Accepted July 15, 2015)

있으므로, 휨-압축 및 전단거동이 복합적으로 나타나는 개별 벽체의 정밀한 비선형 해석이 가능하다. 그러나 기둥, 벽체, 연결보, 슬래브 등 다양한 구조요소들이 복합적으로 사용된 건축구조물(Building Structures)의 경우, 비선형 해석을 위해서는 많은 수의 유한요소를 사용해야 하므로 해석 시간이 길어지고 수치해석의 안정성에 문제가 발생하여 해석방법으로 부적절하다고 볼 수 있다.

거시적 방법은 건물의 층수가 높거나 평면이 복잡한 경우에 유한요소해석 방법에 비해 상대적으로 쉽게 적용할 수 있지만 제한된 조건에서만 해석결과가 유효하다는 단점이 있다. 이러한 한계를 극복하기 위해서 Fig. 1과 같이 많은 연구자들에 의해 다양한 철근콘크리트 벽체의 거시적 모델이 제안되고 있으나 모델화 방법에 따라 벽체의 거동을 나타내는 요소들이 상이하기 때문에 정확한 예측이 어렵다[6]. 또한 해석모델 작성에서 거시적 모델은 미시적 모델에 비해서는 비교적 간편하다고 할 수 있지만, 실제 3차원 입체 건축물에 적용할 경우에는 기둥과 보 부재의 위치 등을 고려하여 절점의 위치를 추가하는 과정 등이 필요하며, 입체 전단벽의 경우는 더욱 복잡한 모델이 요구된다. Fig. 2는 입체 전단벽이 포함된 전단벽-골조 건축 구조시스템의 한 예를 보여주고 있다. 여기서 Fig. 1에 제안된 거시적 모델을 사용하여 입체 건축구조물을 모델링하기 위해서는 기둥선과 보가 만나는 절점 외에도 기둥과 기둥 사이에 절점을 추가하거나 층 중간에 추가적인 요소를 배치하기 위한 강체보를 삽입하는 등의 모델링이 요구된다. 그러므로 실제 건축구조물을 해석하기 위해 현재 상용화 되어 있는 비선형 해석용 프로그램에 이들 거시적 모델링 방법들을 적용하기 위해서는 상당한 전문적인 지식과 경험을 갖추어야 하며, 또한 해석에 필요한 데이터 작성에 많은 시간이 필요하게 된다. 따라서 고층건축물이나 벽식 공동주택의 정밀한 비선형 해석을 위해서는 전단벽의 모델링을 더욱 단순화시키고 그에 따른 해석의 정확성도 수반되는 해석모델의 개발이 필요할 것이다.

1.2 연구의 범위 및 목적

전단벽의 비선형 해석을 위해 미시적 모델과 거시적 모델을 이용하여 많은 해석적 연구와 실험결과를 비교한 연구가 이루어지고 있다[6-10]. 그러나 해석모델링 방법에 따라 해석결과에 대한 오차를 수반하고 있어 아직 범용성이 있는 전단벽체의 비선형 해석모델로써의 타당성을 단정하기는 어렵다. 전단벽의 비선형 해석모델을 구성할 때, 섬유(Fiber) 요소를 사용하면 콘크리트 및 철근의 재료 비선형성을 반영하여 부재의 휨변형을 효율적으로 나타낼 수 있지만, 전단변형의 영향을 고려할 수 없다[11]. 이와 같은 단점을 보완하기 위해서 전단변형을 나타낼 수 있는 비선형 스프링 요소를 섬유(Fiber) 요소 해석모델에 추가하여, 전단벽체 구조물의 비선형 성능을

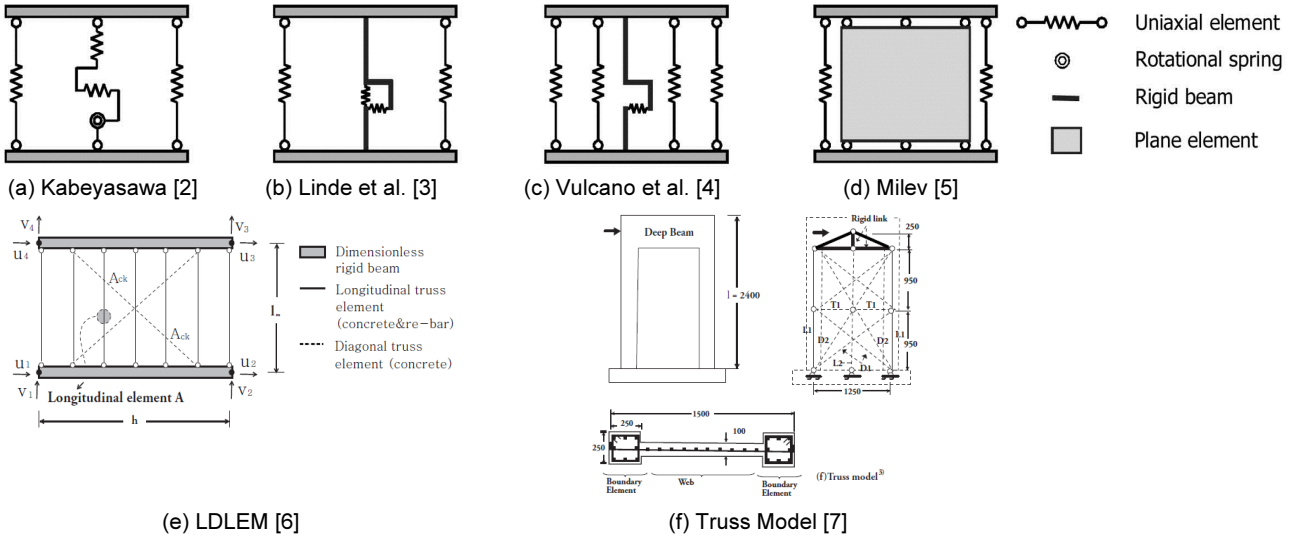


Fig. 1. Macro Models for shear walls

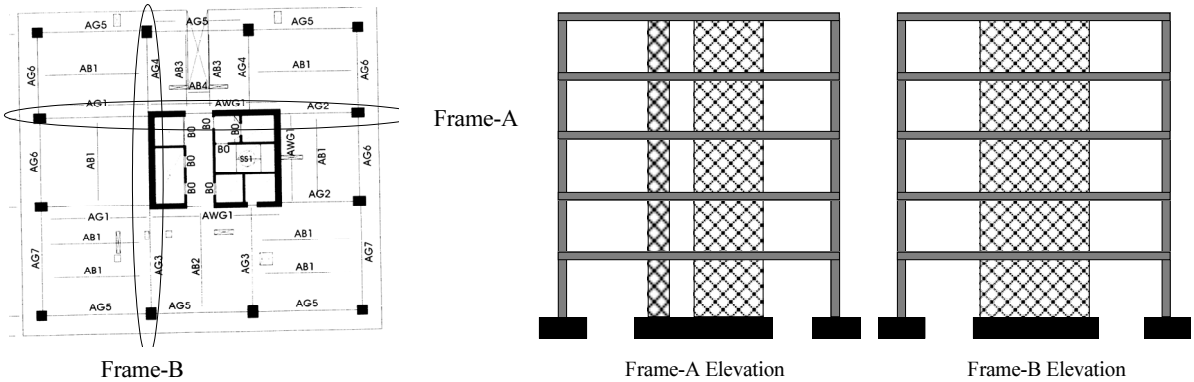


Fig. 2. Shearwall-Frame structural systems in building structures

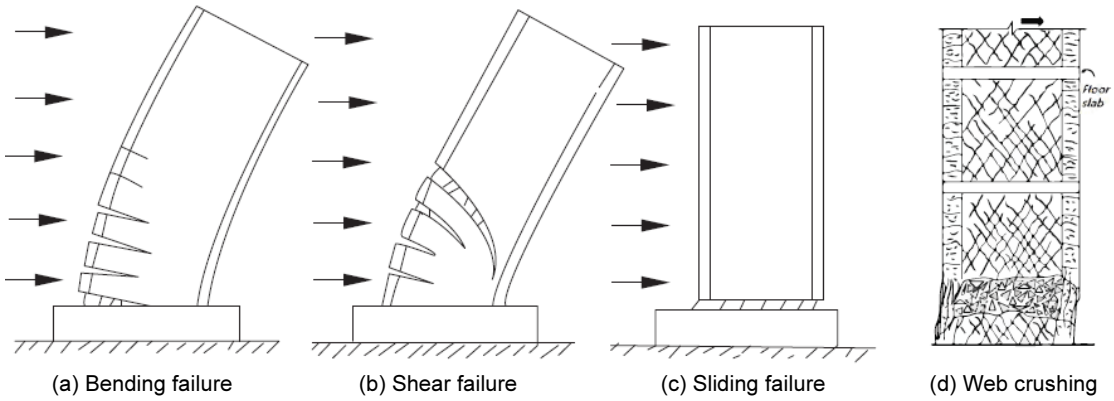


Fig. 3. Failure mode in shear walls

정확히 평가할 수 있는 해석모델 작성이 필요하다. 본 연구에서는 전단벽체의 단면과 배근 상태에 따라 자유롭게 철근 요소와 콘크리트 요소로 분할 가능한 섬유요소 모델을 적용하여 휨거동을 표현하고, 전단거동을 나타낼 수 있는 비선형 전단스프링 요소는 전단내력-전단변형 관계를 표현하는 골격곡선을 적용하여 비선형 해석을 수행한다. 여기서 사용된 해석모델은 비선형 전단스프링 요소의 골격곡선에 의해 전단파괴가 선행하는 시험체와 섬유요소에 의해 휨파괴가 선행하는 시험체로 파괴양상 구분이 가능한 것이 특징이다.

본 연구에서는 건축구조물의 비선형 해석에서 전단벽체의 비선형 거동을 보다 정확하게 모사할 수 있고, 또한 해석에 필요한 입력데이터를 줄여 단순화할 수 있는 해석방법으로 섬유(Fiber) 요소와 비선형 전단스프링 요소로 구성된 모델링 방법을 사용하여 단일 전단벽의 비선형 거동을 기존의 실험 연구결과를 바탕으로 모델의 적용성을 검토하고자 한다. 본 연구의 해석모델에 의한 해석결과를 실험적 연구에서 얻어진 실험결과와 비교, 분석하는 것이 연구목적이다. 본 논문에서는 초고층 철근콘크리트 건축물의 저층부 전단벽체에 대한 거동 및 내력을 규명하기 위해 높은 축하중을 받는 철근콘크리트 직사각형 단면의 단일 전단벽 시험체를 선정하여 해석을 수행하였다[12].

2. 전단벽의 파괴모드

기존에 수행된 실험을 바탕으로 ASCE41-06은 철근콘크리트 벽체의 거동을 전단 스팬비(shear span ratios)로 구분하여 정의하였다[13]. 전단스팬비가 3.0을 초과하는 세장한 벽체(Slender Wall)는 휨에 의해 지배되며 전단 스팬비가 1.5미만인 낮은 벽체(Squat Wall 또는 Short Wall)는 전단 거동을 보이는 것으로 정의하였다. 또한 전단 스팬비 1.5와 3.0사이를 갖는 철근콘크리트 벽체는 휨과 전단에 모두 영향을 받는 것으로 구분된다.

Fig. 3의 (a)는 인장측 벽체 하단부에 배근된 수직철근이 점진적으로 인장되어 종국에는 연단부에 위치한 수직철근부터 연속적인 파괴가 발생하면서 휨파괴가 발생한다. Fig. 3의 (b)는 전단벽의 전단파괴모드를 보여준다. 벽체에 전단보강근이 부족하여 전단벽에 발생되는 사인장 균열이 먼저 발생하여 전단파괴가 발생하는 경우가 있다. 그리고 벽체에 충분한 전단보강근이 배근되어 있는 경우는 사인장 파괴가 억제되어 높은 전단력에 저항할 수 있지만 압축스트럿에서 압축응력이 증가되어 콘크리트의 압축강도를 초과하게 될 경우, 압축스트럿이 압괴되어 경사압축파괴도 발생할 수 있다. Fig. 3의 (c)는 사인장 및 경사압축파괴가 억제된 형상비가 낮은 전단벽의 경우에 나타나는 미끄러짐 전단파괴 형상을 나타낸 것이다. Fig. 3의 (d)는 수직철근의 인장 항복 후 반복하중에 의한 전단벽 웨브의 압축파괴를 나타내고 있다.

전단벽의 비선형 해석은 이러한 파괴모드를 고려하여 해석할 필요성이 있으며, 현 단계에서는 Fig. 3(c)의 미끄러짐 파괴와 Fig. 3(d)의 웨브압축(web crushing) 파괴를 고려할 수 있는 거시적 해석모델이 아직 개발되지 못한 상태이다. 그러므로 본 논문에서는 이들 파괴모드에 대해서는 고려하지 않고 Fig. 3(b)의 전단파괴를 고려할 수 있는 해석모델을 제시한다.

3. 전단벽의 해석모델

3.1 섬유요소(Fiber slice) Model

Fig. 4는 전단벽체의 일반적인 입체거동을 나타낸 것이다. 이러한 전단벽체의 입체거동을 표현하기 위해서는 Fig. 5와 같이 단면을 섬유요소(Fiber slice)로 분할하여 나타낼 수 있다[15]. 이들 섬유요소는 철근 요소와 콘크리트 요소로 나누어 응력-변형률 관계를 부여하여 모델링 한다. Fig. 5에서 섬유요소(Fiber slice)는 벽체내의 축력과 휨모멘트에 대한 거동을 나타낼 수 있고, W와 C1, C2는 벽체 및 벽체의 양단부에 붙은 기둥의 전단거동을 각각 표현한 것이다[15]. W는 벽체의 면내(X방향) 전단거동을 나타내는 비선형 전단스프링이며, C1, C2는 단부 기둥의 면외(Y방향) 전단거동을 나타내는 비선형 전단스프링이다.

이 모델에서 전단벽체는 벽체 면내변형이 발생할 때 단면은 평면을 유지한다고 가정한다. 평면유지의 가정에 따라 단면내 섬유요소의 변형률은 중립축으로부터 거리에 비례한다. 각 섬유요소의 변형률로부터 재료의 응력-변형률 관계를 이용하여 요소의 응력을 산정하고, 단면의 중심에 대한 모멘트를 계산하여 휨강도와 축강도를 산정한다.

3.2 전단스프링 요소

전단벽의 비선형 해석 모델을 구성할 때, 섬유요소를 사용하면 콘크리트 및 철근의 재료 비선형성을 반영하여 부재의 휨거동을 나타낼 수 있다. 그러

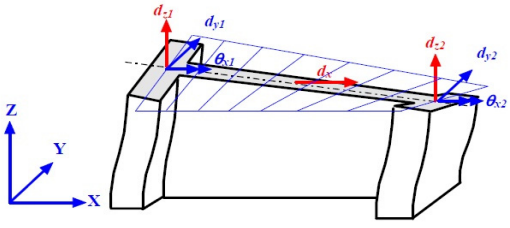


Fig. 4. 3-Dimensional behaviour of shearwall[15]

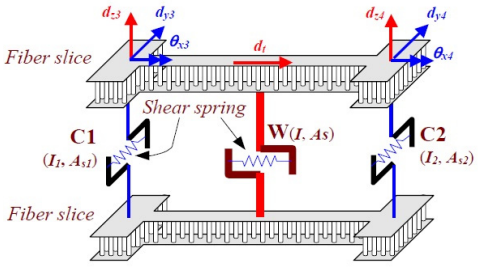


Fig. 5. Fiber slices for 3-Dimensional shear wall[15]

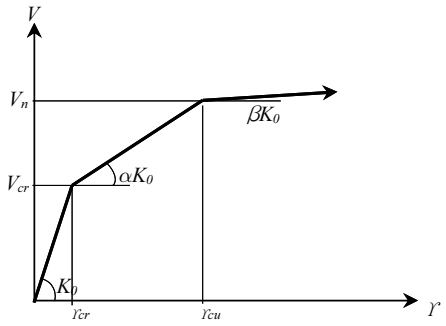
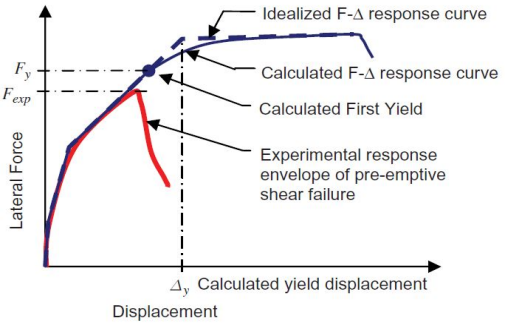


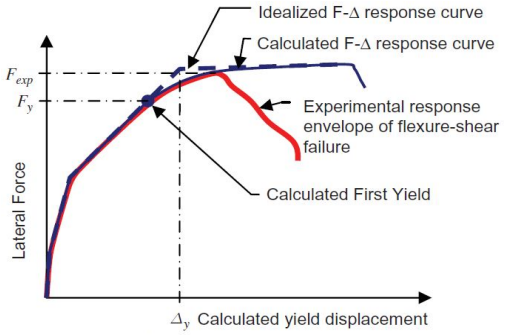
Fig. 6. Shear force-deformation relation of shear wall

나 벽체의 전단변형은 이러한 섬유요소로 표현하는 것은 불가능하다. 이러한 단점을 보완하기 위해서 전단변형을 나타낼 수 있는 비선형 전단스프링 요소를 해석모델에 함께 추가하여 해석한다. Fig. 6은 전단스프링 요소의 힘-변위 관계를 나타내고 있다[15].

전단벽의 비선형 거동을 정확히 예측하기 위해서는 Fig. 6에서 정의하는 비선형 전단스프링 요소의 초기강성(K_0)과 균열강도(V_{cr}), 전단항복내력(V_n)과 항복변위(γ_{cu}) 등을 정확히 평가하는 것이 중요하다. 이러한 전단스프링을 정의하는 각종 매개변수는 벽체의 파괴모드에 따라 각각의 값들이 계산될 수 있다[16]. 전단파괴가 선행하는 벽체는 전단스프링의 항복으로 벽체의 힘-변위 거동이 결정되며, 휨파괴 벽체는 섬유요소에 의한 응력-변형률 관계로 거동이 표현된다. Fig. 7에서 (a)는 전단파괴가 선행된 벽체의 힘-변위 관계를 나타낸 것이다. 그림에서 인장측 철근이 항복(1차 항복)에 도달하기 전에 전단항복내력에 도달하여 전단파괴가 발생하는 경우를 표현하고 있다. Fig. 7의 (b)는 휨-전단파괴 하는 벽체의 힘-변위 관계를 나타내고 있다. 먼저 휨 인장철근의 항복이 일어난 후, 벽체가 전단파괴에 도달하는 것을 나타낸 것이다. 이들 그림에서 알 수 있듯이, 벽체의 파괴모드를 고려하여 전단스프링의 각 변수들을 정의하는 것이 벽체의 비선형 거동을 정확히 예측하는데 중요한 요소이다. 전단스프링의 매개변수에 대한 정



(a) Shear failure



(b) Bending failure

Fig. 7. Load-Displacement relation due to failure mode in shear walls[16]

의는 참고문헌 17에서 제시한 방법으로 다음과 같이 계산한다.

$$\text{전단강성} \ : \ K_0 = G_c A_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} A_c \tag{1}$$

$$\text{전단 균열강도} \ V_{cr} = 0.28\sqrt{f_{ck}}\, h_w d + \frac{P_u d}{4 l_w} \tag{2}$$

$$\text{보강근의 전단강도} \ V_s = \frac{A_v f_{wy} d}{s} = \rho_w f_{wy} h_w d \tag{3}$$

$$\text{항복강도} \ V_n = V_{cr} + V_s \tag{4}$$

여기서, G_c : 전단탄성계수

E_c: 콘크리트 탄성계수=$8500\sqrt[3]{f_{cu}}$

A_c: 벽체의 단면적

ν : 균열전 콘크리트 Poisson 비=0.20

f_{ck}: 콘크리트 압축강도(MPa)

f_{cu}: 콘크리트 평균 압축강도=f_{ck}+8.0(MPa)

h_w: 벽체 두께

l_w: 벽체 길이

d : 벽체 유효길이=$0.8 l_w$

P_u: 벽체에 작용하는 압축력

A_v: 전단보강근 단면적

f_{wy}: 전단보강근 항복강도

ρ_w: 전단보강근 비

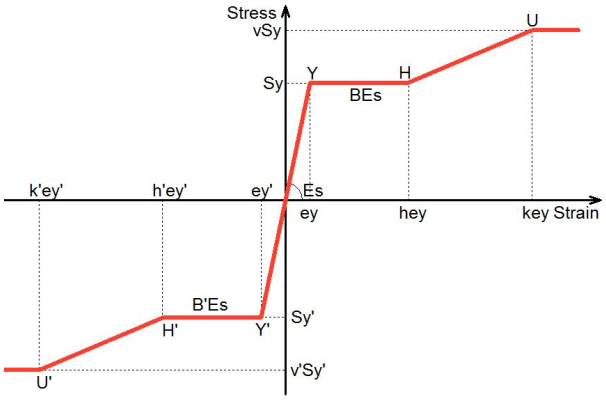
s: 전단보강근 간격

Fig. 6에서 초기강성 K_0은 식(1)로 계산된 값을 비선형 전단스프링 전단강성 값으로 적용하였으며, 균열후 강성(αK_0)을 나타내는 계수값 α=0.16, 항복후의 강성(βK_0)을 나타내는 β=0.001로 설정한다.

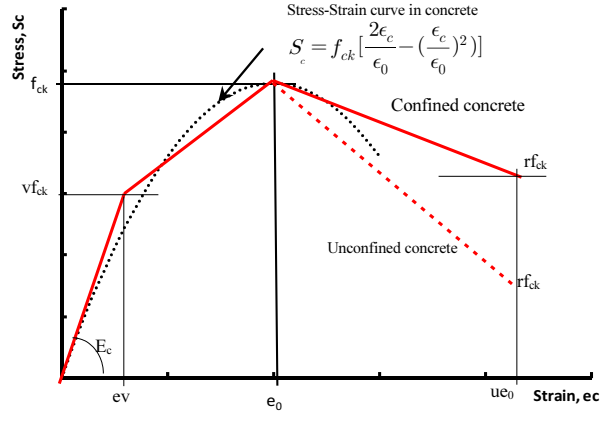
3.3 재료의 응력-변형률

섬유(Fiber) 요소는 앞에서 밝힌 바와 같이 철근 요소와 콘크리트 요소로 나누어서 응력-변형률 관계를 부여해서 모델링이 가능하다. Fig. 8은 철근 요소와 콘크리트 요소의 응력-변형률 관계를 각각 나타낸 것이다. 철근 요소의 응력-변형률 관계에 대한 각종 변수 값(Fig. 8(a)의 부호)들은 재료적 특성을 고려하여 다음과 같이 설정한다. 항복응력(Sy)과 최대응력(vSy)의 비 v=1.35, 변형률 경화가 시작되는 점을 표현하는 변수 값 h=10, 극한응력에서의 변형률 비 k=50으로 설정한다.

콘크리트 요소의 응력-변형률 관계는 일반적으로 Fig. 8(b)의 점선과 같이 곡선으로 표현되지만, 본 해석에서는 계산을 간략화하기 위해 실선과 같이 3개의 직선으로 단순화하여 표현한다. Fig. 8(b)의 각종 변수 값(부호)들은 다음과 같이 설정한다. 탄성계수 Ec는 설계기준식 Ec=8500 $\sqrt[3]{f_{cu}}$, 강도계수 v=0.5, 극한변형률 계수 u=4를 사용한다. 콘크리트 구속효과를 표현하기 위한 변수(r)는 구속된(Confined) 콘크리트인 경우 r=0.8, 비구속인(Unconfined) 경우 r=0.4를 사용한다.



(a) Steel slices



(b) Concrete slices

Fig. 8. Stress-strain relation in fiber slices

4. 해석 대상모델

본 연구에서는 Fig. 9에 나타낸 바와 같이 높은 압축하중을 받는 직사각형 단일 벽체를 선정하여 실험결과와 해석결과를 비교/분석하였다[12]. 이 시험체는 높은 압축하중과 전단력이 작용하는 시험체로서 주로 압축력비(λ_N=N/(f_c·A_g))와 전단압축비(λ_v=V_{max}/(f_c·A_g)) 차이에 따른 영향을 확인하고자 설계된 시험체이다. 각 실험체별 보강근과 재료강도는 Table 1에 표시한다.

직사각형 단일벽체 실험체는 Fig. 9와 같이 벽체의 높이는 1750 mm, 단면은 길이 700 mm, 두께 100 mm로 실험체 형상은 모두 동일하며, 벽체 양단부 경계기둥에 배근된 주인장 수직철근량과 웨브벽체의 수평철근량이 다르게 배근되었고, 작용 압축력비(λ_N)와 전단압축비(λ_v)가 각각 다르게 작용하도록 설계되어 있다. SW7과 SW9는 동일한 압축력비이고, SW7과 SW8은 동일한 전단압축비를 가진 시험체이다. 벽체 하단부는 고정기초로 가정하여 강체보가 설치되어 완전 고정되었다. 가력지점은 벽체 하단부에서 1500 mm 높이에서 수평력이 가해져 벽체의 유효높이(h_w)와 길이(l_w)의 형상비는 2.14이고, 전단스팬비(M/Vl_w)는 벽체 하단부 소성힌지길이(l_p=l_w/2)를 고려하여 계산한 값 1.80[=(1500-350)/(700-60)]이다.

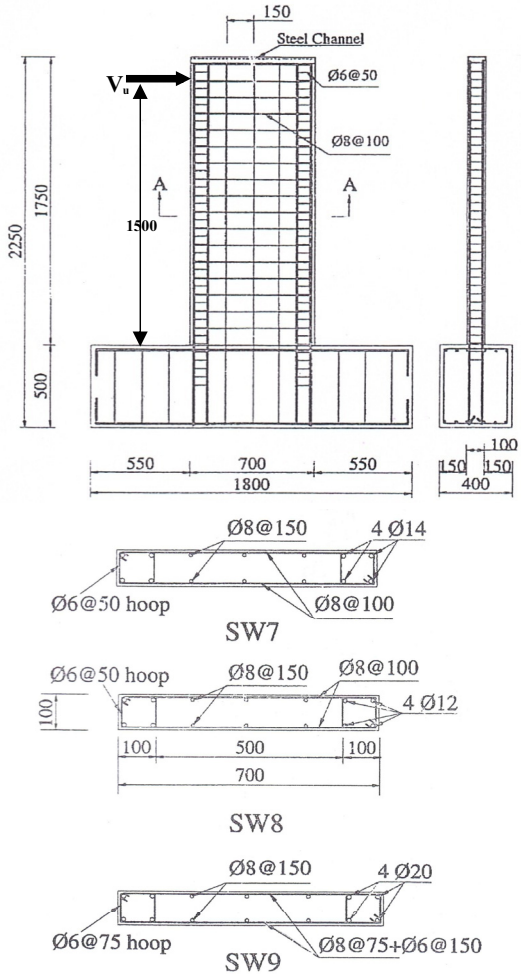


Fig. 9. Dimension of shear wall with a rectangular section

Table 1. Shear walls with a rectangular cross section

Parameters \ Specimens		SW7	SW8	SW9
Size(mm) Length×Thickness×Height		700×100×1500		
Concrete Strength (MPa)	150x150x450mm Prism Strength,f_c	29.7	32.0	35.4
	150x150x150mm Cube Strength,f_{cu}	36.8	40.2	43.1
Edge bar	f_y(MPa)	405	432	375
	Reinforcement	4-ϕ14 (ϕ6@50)*	4-ϕ12 (ϕ6@50)*	4-ϕ20(ϕ6@75)*
Vertical bar	f_y(MPa)	305	305	305
	Space(mm)	ϕ8@150	ϕ8@150	ϕ8@150
Horizon. bar	f_y (MPa)	305	305	305(ϕ8), 366(ϕ6)
	Space(mm)	ϕ8@100	ϕ8@100	ϕ8@75+ϕ6@150
Axial load(kN)		499	784	595
Axial load ratio,λ_N=N/(f_c·A_g)**		0.24	0.35	0.24
Shear compression ratio λ_v=V_{max}/(f_c·A_g)***		0.106	0.109	0.134
Failure mode		Boundary element crushing	Out-of-plane buckling	Boundary element crushing
Predicted strength ACI318-95(kN)	Flexure, V_u^f	192.2	197.4	294.5
	Shear, V_u^s	289.7	312.6	457.8
Measured results (kN)	Cracking load,V_{cr}	95.6	118.8	148.6
	Disp.δ_{cr},mm	1.92	2.20	2.85
	Yielding load, V_y	172.3	190.4	255.5
	Disp.,δ_y,mm	5.91	5.57	8.38
	Capacity load, V (=0.85V_u^m)	171.0	190.4	257.9
	Disp.δ_{ult}, mm	31.27	23.96	31.50
	Ultimate load V_u^m	201.2	224.0	303.5

* Space of tie bar in boundary elements
** f_c:Concrete prism strength, A_g:Gross area of wall(100x700)
*** V_{max}:Maximum shear strength

모든 실험체는 가력지점의 수평력(V_u)을 기준으로 휨강도(V_u^f=M_u/h_w)와 전단강도(V_u^s)의 비를 1.3으로 설계하여 휨파괴가 먼저 발생하도록 설계되었다. 또한 모든 시험체는 모두 양단부에 경계기둥의 역할을 할 수 있도록 충분한 전단보강근을 배근하여 단부 수직철근에서 좌굴이 발생하지 않도록 하였다. 압축력비에 해당하는 수직 압축력은 벽체 상부에 형강을 설치하여 일정등분포 하중이 작용하도록 가력하였다. 압축력이 먼저 작용하는 상태에서 수평력은 단부기둥 휨보강근이 항복할 때까지는 10회로 나누어 하중제어로 반복 가력하고, 항복 후에는 항복시 변위의 1/2씩 증가되도록 변위제어로 반복하중이 가해졌다.

모든 시험체는 휨파괴가 먼저 발생하도록 설계되었으므로 균열발생 및 거동은 모두 유사하다. 초기균열은 실험에서 얻어진 최대내력(V_u^m) 의 0.5배 정도의 수평하중이 작용할 때, 인장측 벽체 하단부에서 나타났으며, 최대내력의 75%정도가 작용할 때 벽체 중앙부까지 확대되었다. 반복하중으로 인한 사인장 균열이 웨브벽체에서 형성되고, 벽체 양단부에는 수평균열이 시작되어 웨브벽체의 사인장 균열과 만나게 되었다. 최대내력에 가까운 수평하중이 작용하여 휨 인장철근이 항복한 후, 벽체 하부에서 휨-전단균열이 발생하여 웨브벽체의 사인장 균열과 만나 최종파괴에 이르는 과정을 형성하였다.

SW7과 SW9 시험체의 압축력비 λ_N = 0.24로 동일하여 두 시험체 모두 압축측 단부의 경계요소에서 압축파괴가 발생했다. SW8 시험체는 압축력비 λ_N=0.35로 높기 때문에 압축력에 의한 수직철근의 면외 휨파괴로 최종내력에 도달하였으며, 다른 두 시험체에 비해 상대적으로 연성율이 낮은 파괴양상을 나타내었다.

SW7 시험체는 수평하중 V_u = 190 kN일 때, 주 휨보강근이 항복에 도달했고, 벽체 하부에서 25 cm 높이에 휨균열이 발생했다. 처음 최대내력 하중에 도달했을 때 수직균열이 압축측 단부 근처에서 발생했다. 세번째 변위제어 반복하중에서 압축측 콘크리트가 압괴되기 시작하여 수평균열폭은 1.5 mm에 도달했다. 계속되는 반복하중으로 압축측 콘크리트 피복이 떨어지면서 압축측 경계요소의 코아 콘크리트가 파괴에 이르렀다.

SW8 시험체는 수평하중 V_u=200 kN일 때, 주 휨보강근이 항복에 도달하면서, 압축측 벽체 하부에서 수직균열이 발생했다. 사인장 균열은 SW7 시험체에서 발생한 것보다 적게 나타나는 특성을 보였다. 이것은 압축력비(λ_N=0.35)가 다른 두 시험체에 비해 높기 때문에 압축력에 의한 사인장 균열이 억제되었기 때문으로 볼 수 있다. 최종적으로 벽체 하단부에 아치형으로 콘크리트 탈락현상이 나타나면서 면외 휨파괴(out-of-plane bending)가 발생했다.

SW9 시험체는 SW7 시험체와 동일한 압축력비이지만 다른 두 시험체보다 전단압축비가 높은 시험체이다. 그러므로 이 시험체는 높은 전단력이 작용하게 되어 다른 시험체에 비해 사인장 균열이 많이 발생하였다. 반복하중으로 인하여 벽체 웨브의 사인장 균열이 반복하여 열리고 닫히는 현상으로 웨브 콘크리트가 탈락되고 최종적으로 압축측 콘크리트가 압축파괴 되었다.

본 연구에서는 3장에서 기술된 섬유요소 모델과 전단스프링 요소를 이용하여 작성된 비선형 해석프로그램 CANNY-2010[15]을 사용하여 해석을 수행하였다. 또한 벽체의 수직방향 요소는 층별로 벽체가 배치되는 것을 감안하여, 수직방향으로는 분할하지 않고 하나의 부재요소로 모델링 하였다.

5. 해석결과 및 고찰

5.1 전단벽체의 모델링 방법

본 연구에서는 앞서 다룬 섬유요소 모델을 이용한 비선형 해석을 수행하여 전단벽의 실험연구 결과와 수치해석으로 얻어진 결과를 비교/분석하여 해석의 타당성을 확인하였다. 비선형 거동을 해석하기 위한 해석모델은 Fig. 5와 같이 단면을 콘크리트 요소와 철근요소로 분리하여 섬유요소로 분해하고, 전단스프링은 Fig. 6과 같이 전단력-전단변형 관계를 설정하여 입력하였다. 전단스프링의 전단내력과 전단강성을 평가하는 방법은 여러 가지 방법이 제안되어 있으며, 본 연구에서는 문헌[17]에서 제시한 방법으로 계산하여 비선형 거동을 확인하였다. 본 해석에서 사용된 전단스프링의 매개변수를 Table 2에 나타내었다. 전단벽의 비선형 해석에 영향을 미치는 소성힌지 길이(ℓ_p)는 벽체 길이(ℓ_w)의 0.5배(실험에서는 0.6배로 평가하고 있음)로 설정하였다[18].

본 연구에 선정된 실험체 벽체들은 벽체의 양단부가 기둥과 같이 배근되어 있다. 즉 전단벽체 양단부는 기둥과 같이 수직철근이 4개 이상 배근되고,

Table 2. Parameters of nonlinear shear springs (Corresponding to Figure 6)

Specimens	Stiffness K_0(kN)	Concrete strength V_{cr}(kN)	Nominal strength V_n(kN)
SW7	692,708	146.48	237.64
SW8	706,563	174.42	265.59
SW9	726,031	166.89	295.82

콘크리트의 구속효과를 증대시키기 위해 전단보강근이 폐쇄형 띠철근으로 배근된 형태이다. 이러한 전단벽의 거동을 모사하기 위해서는 양단부 기둥 부위의 콘크리트 구속효과와 벽체 복부(web)의 비구속 콘크리트로 분리하여 모델링하는 것이 필요하다. 본 연구에 사용한 비선형 해석프로그램에서는 콘크리트 구속 또는 비구속 효과를 동일 단면내의 섬유요소별로 고려할 수 없고, 부재 요소별로 응력-변형률 관계를 부여할 수 있기 때문에 본 연구에서는 다음과 같이 모델링 방법을 다르게 하여 해석을 수행하여, 두 모델링 방법에 따른 해석결과를 같이 비교하였다.

I) 양단부 기둥 부위의 콘크리트 구속효과를 고려하지 않고 하나의 단일 벽체부재로 모델링한 경우(이후 Wall model 이라 칭한다)

ii) 양단부 기둥 부위의 콘크리트 구속효과를 고려하기 위해 기둥부재와 복부벽체로 분리하여 3개의 부재로 모델링한 경우(이후 Wall&Column model 이라 칭한다)

5.2 해석결과 비교 및 고찰

Fig. 10은 전단벽 SW7 시험체의 수평하중-수평변위 관계를 실험결과와 해석결과를 비교하여 나타낸 것이다. 이 시험체는 휨인장 철근의 항복과 압축측 단부 콘크리트의 압축파괴로 최대내력에 도달한 것이다. 벽체의 최대내력은 실험결과와 해석결과가 거의 같은 것을 알 수 있다. Wall model에서는 초기강성과 최대내력은 실험결과와 해석결과가 거의 일치하는 것을 확인할 수 있다. 그러나 최대내력 근처에서의 항복변위는 해석결과보다 실험결과가 크게 나타나는 것을 알 수 있다. Wall&Column model에서는 초기강성은 실험결과 보다 약간 높게 나타나지만 힘-변위 관계곡선은 실험결과와 잘 일치하고 있으며, 최대내력이 실험치보다 10% 정도 높은 것을 알 수 있다. Wall&Column model에서는 3개의 부재로 모델링되어 상, 하단에서 강체로 구속되기 때문에 일체거동의 영향으로 이 외의 다른 실험체에서도 동일하게 초기강성이 높게 나타났다.

Fig. 11은 전단벽 SW8 시험체의 수평하중-수평변위 관계를 비교하여 나타내고 있다. Table 1에 표기된 바와 같이 이 시험체는 다른 시험체에 비해 축력비(0.35)가 높은 시험체이다. 그러므로 압축력의 영향이 실험결과에 많이 반영되어, 최종적으로 면외 좌굴파괴(out-of-plane buckling)가 발생하여 최대내력에 도달한 시험체이다. 두 해석모델 모두 힘-변위 관계곡선은 최대내력에 도달할 때까지 실험결과와 유사한 관계곡선을 나타낸다. 그러나 최대내력은 Wall model의 최대내력이 실험값보다 작은데 비해, Wall&Column model은 실험값보다 크게 나타나는 것을 볼 수 있다. 특히 Wall model에서는 최대내력 후에 큰 압축력의 영향으로 내력이 서서히 저하하는 현상을 나타내고 있다. 이것은 Wall model이 단일 벽체부재로 모델

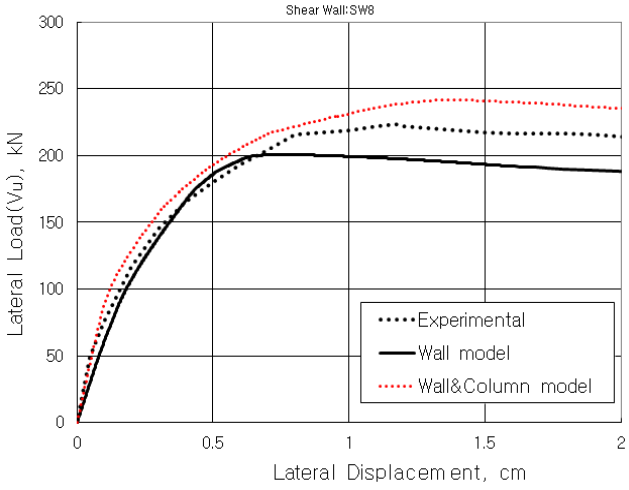


Fig. 11. Lateral load-displacement relation in Specimen SW8

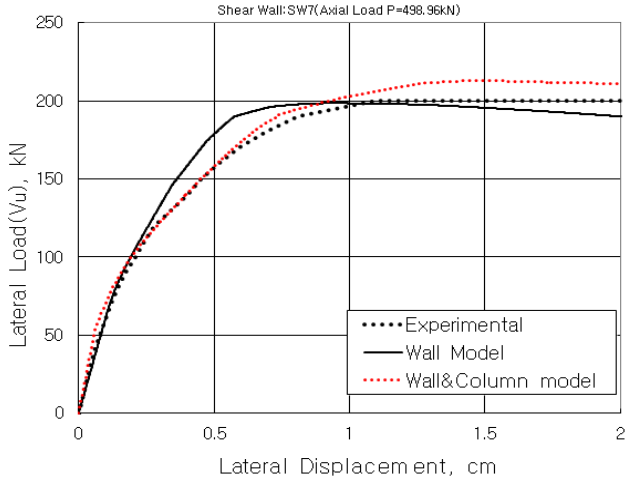


Fig. 10. Lateral load-displacement relation in Specimen SW7

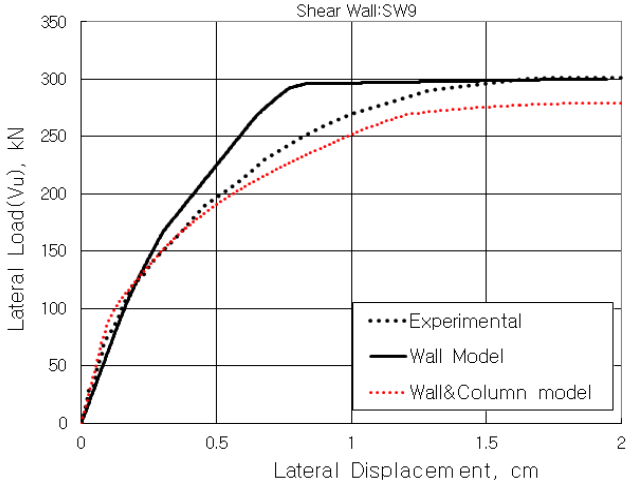


Fig. 12. Lateral load-displacement relation in Specimen SW9

링되어 벽체 양단부의 콘크리트 구속효과를 반영하지 못했기 때문으로 판단된다.

Fig.12는 전단벽 SW9 시험체의 수평하중-수평변위 관계를 실험결과와 비교하여 나타내었다. 이 시험체는 Table 1에 표기된 바와 같이 전단압축비(λ_N=0.134)가 다른 두 시험체에 비해 높은 시험체이다. 따라서 실험에서도 Fig. 3(d)의 파괴모드인 벽체 웨브압축(web crushing) 파괴가 발생하였다. 그러므로 이 시험체는 본 연구에서 해석 대상으로 하는 파괴모드의 범위를 벗어난 시험체이지만, 해석결과와 실험결과를 비교해 보면 다음과 같다. Wall model은 비선형 전단스프링 요소에서 먼저 전단항복이 발생하였으며, 최대내력은 실험결과와 잘 일치한다. 그러나 수평변위는 실험결과 값이 해석결과보다 훨씬 큰 것을 알 수 있다. Wall&Column model은 수평력-수평변위 관계곡선은 실험결과와 유사하게 나타났지만, 최대내력은 실험결과보다 약 10% 정도 낮게 평가되고 있다. 이것은 압축측 경계기둥에서 압축파괴가 발생하여 벽체 전체 내력을 감소시켰기 때문이다.

본 연구에서 선정된 실험체의 힘-변위 관계곡선에서 최대내력의 크기는 해석결과와 비교적 일치하는 것으로 나타났지만, 초기강성 및 항복내력시 항복변위는 해석결과와 실험결과에서 차이를 보이고 있다. 초기강성은 인장측 철근의 인발 등에 의한 영향으로 실험값이 해석결과보다 낮게 나타난 것으로 볼 수 있다. 항복변위가 실험값보다 해석값이 작게 나타난 것은 실험에서의 반복하중으로 인한 콘크리트 균열의 열림, 사인장 균열에 의한 열화 등에 의한 강성저하로 변위가 증가되었다고 판단된다. 반복하중으로 인한 콘크리트 균열 및 열화에 의한 영향은 일반적으로 복원력 곡선의 이력법칙을 적절하게 설정함으로서 이러한 문제들을 보완할 수 있을 것으로 판단된다. 해석과 실험의 차이에서 발생하는 인자들에 대해 추후 더 많은 실험체를 대상으로 정량적 평가가 이루어져야 할 것으로 사료된다.

6. 결 론

본 논문에서 얻어진 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 힘-변위 관계곡선에서 최대내력의 크기는 해석결과와 비교적 일치하지만, 초기강성 및 항복변위는 해석결과와 실험결과에서 차이를 보인다.
2) 해석모델로써 Wall model보다 Wall&Column model이 수평력-수평변위 관계에서 실험결과와 잘 일치하는 것을 확인할 수 있었다.
3) 본 논문에서 제안한 섬유요소모델과 비선형 전단스프링모델은 고축력을 받는 전단벽의 마크로 해석모델로써 타당성이 있음을 확인할 수 있다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 2012년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단 기초연구사업의 지원을 받아 수행된 연구임(No. 2012R1A1A4A01011211)

/ REFERENCES /

1. Wallace JW. Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams-Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes. International Journal of Concrete Structures and Mechanics. 2012 March;6(1):3-18.
2. Matsumoto K, Kabeyasawa T, Kuramoto H. Modeling of a Wall Member in a Non-linear Frame Analysis. Architectural Institute of Japan. Journal of Structural Engineering. 1993;39B:245-254.
3. Linde P. Numerical Modeling and Capacity Design of Eartquake-Resistant Reinforced Concrete Walls. Institut fur Baustatik und Konstruktion, Zurich. c1993, 236p.
4. Vulcano A, Bertero VV, Colotti V. Analytical Modeling of R/C Structural Walls. Procs. 9WCEE, Tokyo-Kyoto, c1988. p.41-46.
5. Milev JI. Two Dimensional Analytical Model of Reinforced Concrete Shear Walls. Proc. 11WCEE, c1996.
6. Kim DK, Eom TS, Lim YJ, Lee HS, Park HG. Macro Model for Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Walls. Journal of the Korea Concrete Institute. 2011;23(5):569-579.
7. Park HG, Eom TS. Truss model for nonlinear Analysis of RC Members subject to Cyclic Loading. Journal of Structural Engineering, ASCE. 2007;133(10):1351-1363.
8. Kim YJ, Han A, Kim SN, Yu EJ. Pushover Analysis of Reinforced Concrete Wall-Frame Structures Using Equivalent Column Model. EESK Journal of Earthquake Engineering. 2014;18(1):53-61.
9. Yoon SJ, Lee K, Chun YS, Kim TW. Analysis of Nonlinear Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Wall Systems Designed with Special and Seimi-Special Seismic Details. EESK Journal of Earthquake Engineering. 2013;17(1):43-51.
10. Shin J, Kim J, You Y, Choi K, Kim H. Research on the Non-linear Analysis of Reinforced Concrete Shear Walls Considering Different Macroscopic Models. EESK Journal of Earthquake Engineering. 2012;16(5):1-11.
11. Seol MC. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Using Fiber Model, Dongseo University, Master's Thesis. c2004, 43p.
12. Zhang Y, Wang Z. Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to High Axial Loading. ACI Structural Journal. 2000;97(5):739-750.
13. ASCE/SEI 41-06. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers. c2007.
14. Paulay T, Priestley MJN. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley&Sons. c1991. 744p.
15. Li KN. 3-Dimensional Nonlinear Static/Dynamic Structural Analysis Computer Program Package-Users Manual, CANNY CONSULTANTS PTE LTD, Singapore. c2010.
16. Krolicki J, Maffei J, Calvi CM. Shear Strength of Reinforced Concrete Walls Subjected to Cyclic Loading. Journal of Earthquake Engineering. 2011;15(S1):30-71.
17. PEER/ATC-72-1. Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings-Task7 Report for Tall Buildings Initiative, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley. c2010.
18. Englekirk RE. Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings, John Wiley&Sons. c2003. 825p.