

# 비내진 설계된 RC 골조에 대한 전단강도 감소 효과를 고려한 수치해석의 비교

## Comparisons of Numerical Analyses considering the Effects of Shear Strength Degradation For Nonseismic Designed RC Frame

이 영 옥  
Lee, Young-Wook

### 국문요약

비내진 설계된 철근콘크리트 골조는 내진상세의 미확보로 인하여 전단파괴의 가능성이 있다. 이러한 전단파괴를 해석 모델링에 반영하기 위하여 Moehle과 ATC 40을 포함한 4개의 전단강도감소 모델을 선택하고 비교하였으며, 각 모델을 예제 건물에 적용하여 Push-over 해석을 수행하였다. 해석용 예제 모델은 3층 규모로 하였으며 국내 콘크리트 설계기준에 따라 설계하였다. 전단강도 감소모델 비교 결과, Moehle의 모델은 NZSEE의 모델보다 전단내력을 작게 평가하고 ATC 40 모델에 비하여 휨 연성도에 따른 내력의 변동이 작으며, 대부분의 경우에 고찰된 모델들의 전단내력은 ACI 318의 공칭 전단강도보다 크게 나타남을 알 수 있었다. 예제 모델의 수치해석 비교 결과, 전단강도 감소모델에 따라 건물의 수평 저항 능력에 큰 차이가 나타나며, 전단스프링에 전단강도 감소를 고려한 모델에 비하여 ATC 40의 휨 소성 변형을 제한하는 모델을 사용하면 횡저항 능력을 과소평가하게 됨을 알 수 있었다.

**주요어** : 비내진설계, 철근콘크리트 골조, 전단파괴, 강도감소 모델, Push-over 해석,

### ABSTRACT

Nonseismic designed RC frame have a possibility of shear failure because of deficiencies of reinforcing details. To model the shear failure in numerical analysis, shear strength degradation models which include Moehle's and ATC 40 are compared and applied to push-over analysis. For numerical analysis, three storied building frame is selected and designed according to Korean Concrete Design Code(2003). As results, it is shown that Moehle's shear strength degradation model estimates the shear strength lower than NZSEE model and has less variation than ATC 40 model and all the shear strengths of models are greater than the nominal shear strength of ACI 318. Also, from the numerical analysis, it is pointed out that there may be great difference in lateral drift capacity if a different shear strength model is used. And the capacity can be severely underestimated if the restraining model of plastic rotation of ATC 40 is used, compared to the use of shear spring model for shear degradation.

**Key words** : nonseismic design, reinforced concrete frame, shear failure, strength degradation model, push-over analysis

### 1. 서 론

성능에 근거한 내진성능의 평가에 대한 기본 지침이 ATC에 의하여 제안됨으로 내진 연구에 많은 진보를 가져왔다. ATC 40<sup>(1)</sup>에서는 내진의 성능점(performance point)을 건물의 내진 성능(capacity)과 지진하중의 요구도(demand)의 교점으로 설정하고 있다. 건물의 내진 성능 곡선은 일반적으로 Push-over 해석에 의하여 산출된 결과를 스펙트럼의 축으로 변환된다.

콘크리트 보-기둥 골조의 Push-over 해석 모델에 대하여, ATC 40에서는 골조의 기둥과 보 및 기둥-보 접합부 각각에 대한 변형 능력을 규정하고 있다. 철근콘크리트 골조 부재에서 ATC 40은 그림 1과 같이 뼈대곡선을 이루는 a, b, c의 값을 부재의 파괴 유형별로 규정한다(표 1 참조). 즉, 파괴유형에 따라 항복 이후의 강도유지와 강도감소, 최종 파괴되는 변형의 값을 다르게 규정하고 있다. 그림 1에서 a, b, c를 결정하기 위하여서는 예상되는 부재

가 휨 파괴 또는 전단파괴임을 파악하여야 하며, 휨 파괴의 경우는 설계 압축력과 전단력의 크기를 알고 있어야 한다. 표 1에서 전단파괴의 경우는 항복 후에 강도가 즉시 저하되나, 휨 파괴의 경우는 소성변형을 고려하고 있음을 알 수 있다. 이러한 ATC 40의 모델은 전단파괴와 휨 파괴의 거동이 매우 상이함을 명시하고 있다.

이러한 휨과 전단파괴 거동의 차이는 내진설계 상세의 확보 유무에 따른 것이다. 중력하중에 대하여 설계된 골조 건

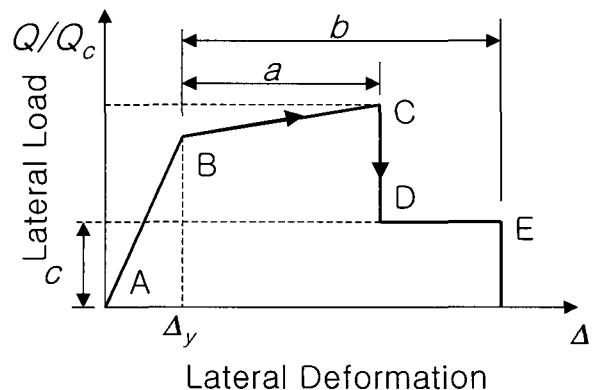


그림 1 부재의 일반 하중-변형 관계곡선 (ATC 40)

\* 정희원·군산대학교 건축공학과, 부교수, 공학박사  
본 논문에 대한 토의를 2006년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.  
(논문접수일 : 2005. 8. 17 / 심사종료일 : 2005. 12. 12)

물에서 횡보강이 충분하지 않은 철근상세는 구조물의 횡저항 능력이 현저하게 감소<sup>(2),(3)</sup>하게 되는 원인을 제공한다. 이러한 원인은 주로 접합부 파괴와 부재 단부의 전단파괴의 취성적인 거동에 따른 것이다. 최근에 Moehle의 연구<sup>(4)</sup>에서 기둥의 전단파괴로 인한 축하중 저항 능력의 급격한 손실은 구조시스템의 붕괴를 초래할 수 있음을 보고하고 있다.

국내의 경우 콘크리트 설계기준<sup>(5)</sup>은 중간모멘트 골조에는 내진상세를 적용하고 있으나, 비내진 설계의 대상이었던 6층 미만의 건물(공동주택 제외)<sup>(6)</sup>은 내진상세를 확보하지 않았기 때문에 전단파괴의 가능성을 배제할 수 없다.

따라서 중력하중에 대하여 설계된 - 또는 비내진 설계된 - 건물의 경우는 전단파괴의 가능성을 포함한 해석이 반드시 필요하다. 본 연구에서는 기둥과 보 부재의 전단 파괴의 가능성을 고려한 해석 모델링 방법과 모델링에 따른 해석 결과를 비교하고자 한다. 다음의 2장에서는 전단강도 모델을 비교하고, 3장에서 수치해석으로 모델화하는 방법을, 4장에서는 예제 건물을 설계하고 수치해석을 수행하여 결과를 비교하고자 한다. 단, 전단파괴는 부재의 단부에 발생하는 것으로 가정하며, 접합부의 파괴는 본 연구의 대상에서 제외하기로 한다.

## 2. 전단강도 모델

### 2.1 ATC 40의 모델

ATC 40<sup>(1)</sup>(또는 FEMA 273)기둥에 대한 전단강도 식은 다음과 같다.

$$V_n = V_c + V_s \tag{1}$$

$$V_c = 0.29 \left( k + \frac{P}{14A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \tag{2}$$

$$V_s = \frac{A_n f_y d}{0.6s} \tag{3}$$

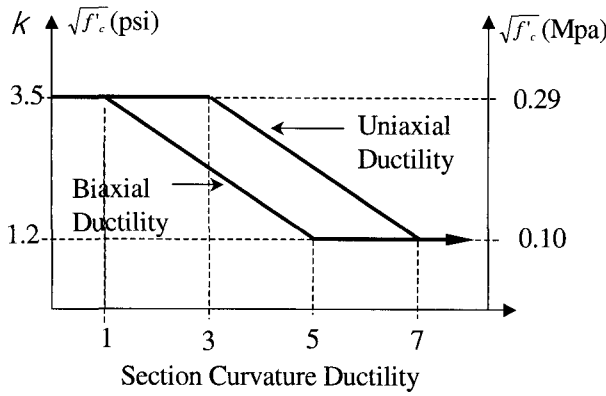
단,  $f'_c$ 는 콘크리트의 강도(MPa),  $b$ 는 보의 폭,  $d$ 는 보의 유효춤이다.  $f_y$ 는 횡보강 철근의 강도(MPa)이고  $s$ 는 횡보강 철근의 간격이다. 낮은 연성도가 요구되는 지역에서  $k=1$ , 중간과 높은 연성도가 요구되는 지역에서의  $k=0$ 이다. 경량골재 콘크리트를 사용할 경우  $\lambda = 0.75$ 이고 일반 콘크리트는 1.0이다.

ATC 40은 (3)식의 철근의 전단강도에 대하여 다음과 같이 정의하고 있다. 중간 또는 높은 연성이 필요한 부재의 소성힌지 영역에서, 횡보강 철근이 보의 유효춤의 1/2 이상의 간격으로 배근이 되어있으면 철근의 전단강도는 유효하지 않다. 또한 횡보강근이 겹침 이음으로 처리되거나 후크가 적절한 상세를 갖지 않을 경우도 전단강도는 유효하지 않다. 낮은 연성도가 요구되는 경우, 부재의 소성 힌지영역에서 횡보강 철근이 보의 유효춤 이상의 간격으로 배근이 되어있으면 철근의 전단강도는 유효하지 않다.

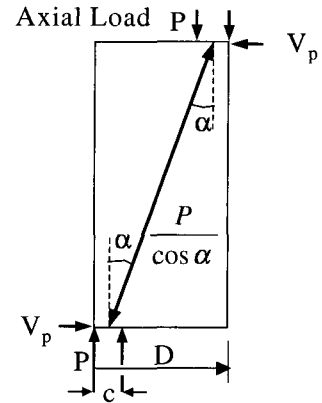
ATC 40에서 콘크리트 요소 변형 능력은 두 가지 형태로 구분된다. 그 중 Type I은 기둥과 보에 적용할 수 있는 모델이며, 변수 a와 b는 항복 후에 거동을 나타내는 변위에 관련된 값이며, 보에 대하여서는 ATC 40의 표 9-6에, 기둥에 대하여서는 ATC 40의 표 9-7에 정의되어 있으며, 힘의 비내진 상세의 경우와 전단에 의하여 지배되는

표 1 ATC 40의 보와 기둥의 힘 변형 능력 (ATC 40 Table 9-6과 9-7 중 발췌)

			Modelling Parameter		
			Plastic Rotation Angle, rad		Residual Strength Ratio
Beams Controlled by Flexure			a	b	c
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse Reinforcement	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$	0.005	0.01	0.2
Beams Controlled by Shear					
	Stirrup Spacing $\leq d/2$		0.0	0.02	0.2
	Stirrup Spacing $\geq d/2$		0.0	0.01	0.2
Columns Controlled by Flexure			a	b	c
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Transverse Reinforcement	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
$\leq 0.1$	NC	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2
$\leq 0.1$	NC	$\geq 6$	0.005	0.005	-
$\geq 0.4$	NC	$\leq 3$	0.005	0.005	-
$\geq 0.4$	NC	$\geq 6$	0.0	0.00	-
Columns Controlled by Shear					
	Hoop Spacing $\leq d/2$ or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$		0.0	0.015	0.2
	other cases		0.0	0.0	0.0



(a) 연성도에 따른 강성의 저감



(b) 기동강성에 대한 축력의 영향

그림 2 기동의 전단 강도(Priestley, 1995)

부분만 정리하면 표 1과 같다. 보와 기둥의 경우 전단파괴가 일어나는 경우는 연성거동이 없이 항복 후 즉시 강도 감소가 나타나고 있다.

## 2.2 Priestley의 제안 모델

일반적으로 휨에 의한 연성도가 증가할수록 전단내력이 감소하므로 이러한 영향을 고려하기 위하여, Priestley<sup>(7)</sup>는 기둥의 전단내력을 다음의 일련의 식으로 정의하였다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (4)$$

$$V_c = k_p \sqrt{f'_c} (0.8A_g) \quad (5)$$

$$V_s = \frac{A_w f_y d'}{s} \cot 30^\circ \quad (6)$$

$$V_p = P \tan \alpha \quad (7)$$

여기서  $k_p$ 는 그림 2 (a)와 같이 부재의 곡률 연성도에 따른 상수이다.  $V_s$ 는 길이방향과 30°의 각도로 균열이 발생된 경우의 전단보강 철근에 의하여 전달되는 전단력이며,  $A_w$ 는 전단철근의 면적,  $d'$ 는 전단력이 작용하는 방향이 콘크리트 코어의 춤, 그림 2 (b)에서  $V_p$ 는 축력에 의하여 발생하는 전단저항력이며 각도  $\alpha$ 는 압축을 받는 기둥의 상부와 하부 중심선을 있는 직선의 경사각이다.

## 2.3 뉴질랜드의 내진성능 평가 모델

NZSEE (New Zealand National Society for Earthquake Engineering)<sup>(8)</sup>는 구조물의 기둥의 전단강도 평가식으로 Priestley<sup>(7)</sup>의 제안식에 안전율을 곱하여 (8)식과 같이 보수적으로 평가하고 있다.

$$V_p = 0.85(V_c + V_s + V_p) \quad (8)$$

## 2.4 Moehle의 제안식

Moehle<sup>(4)</sup>은 기둥의 ACI 318의 전단강도식이 연성도가 낮은 경우에 지나치게 보수적인 평가를 하고 있음을 고찰하

고 식 (10)과 (11)과 같은 평가식을 제안하였다. 기둥의 전단파괴는 주응력이 콘크리트의 허용인장응력  $f_{tc} = 0.5 \sqrt{f'_c}$ 에 도달할 때 발생하는 것으로 가정하여 콘크리트의 전단강도를 식(10)과 같이 제시하였다. 휨을 받는 콘크리트와 띠 철근의 전단강도는 휨 응력의 영향으로 전단내력이 감소한다고 보았다.

$$V_n = V_c + V_s \quad (9)$$

$$V_c = k \left( \frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) A_g \quad (10)$$

$$V_s = k \frac{A_w f_y d}{s} \quad (11)$$

여기서 a는 최대모멘트에서 변곡점까지의 거리이다. k는 강성감소를 정의하며 그림 3과 같이 연성도가 증가함에 따라 전단내력이 감소한다.

## 2.5 모델의 비교

중력하중에 대하여 설계된 기둥의 전단강도를 비교 그림 4에 비교하였다. NZSEE의 모델은 Priestley의 모델에 안전율을 곱하여 사용한 것이므로, 그림 4의 비교에서 Priestley의 모델을 제외하였다. 또한 ATC 40에서 낮은 연성도의 경우를 2라고 가정하여 k=1을 적용하고, 2보다 연성도가 높은 경우는 k=0의 값을 적용하였다. 그림 4에서

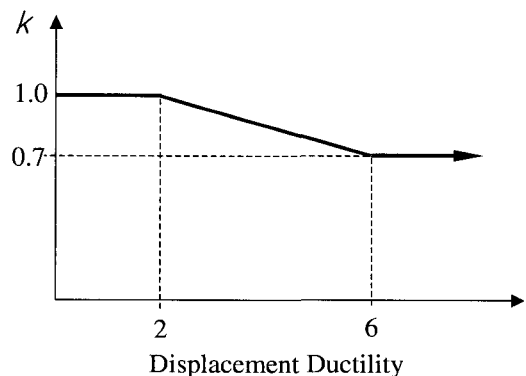
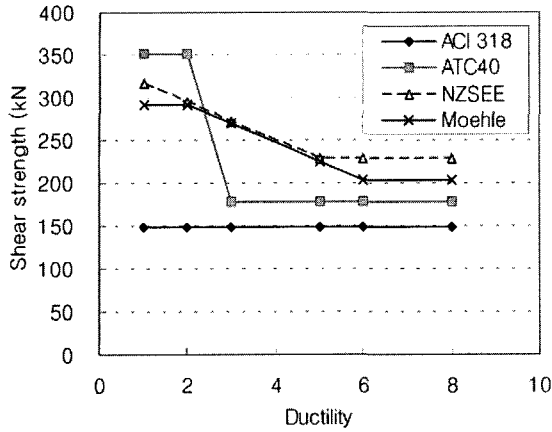
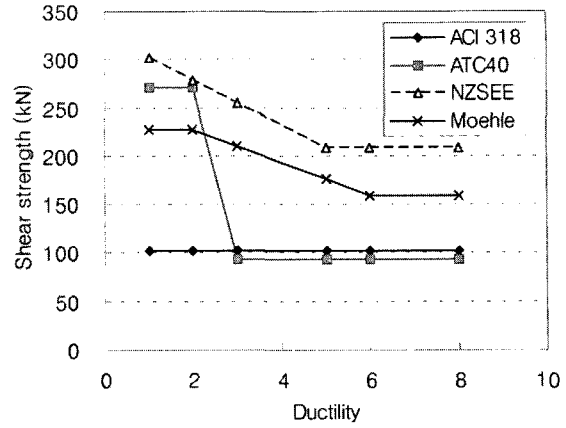


그림 3 연성도에 따른 전단강도 감소 (Moehle)



(a) 정방형(400x400) 기둥의 경우



(b) 장방형(300x500) 기둥의 경우

그림 4 연성도 변화에 따른 각 모델의 전단강도 변화

세로축은 전단강도이고 가로축은 휨 곡률연성도의 값이다.

각 모델을 수치적으로 비교하기 위하여, 국내 콘크리트 구조설계기준<sup>(5)</sup>에 따라 중력하중에 대하여 설계된 정방형(한 변의 길이가 400mm)기둥과 장방형(단변이 300mm, 장변이 500mm) 기둥을 검토하였다. 콘크리트 구조설계기준 5.5.2에 따라 계산하였다. 이에 따르면 정방형 기둥의 띠철근의 간격은 350 mm, 장방형 기둥의 띠철근 간격은 300 mm가 된다. 주 철근으로 D22를 사용하고 후프 근으로 D10을 사용하고 피복두께가 40 mm라고 가정하면, 정방형 기둥의 유효층은  $400-40-10-11=339$  mm가 되고, 장방형 기둥의 유효층은  $500-40-10-11=439$  mm가 된다. ATC 40의 기준에 따라 낮은 연성도가 요구되는 경우라고 가정하면, 정방형 기둥의 띠철근의 간격은 보의 유효층보다 크므로 철근의 전단내력이 유효하지 않다. 그러나 장방형 단면의 기둥의 띠철근 간격이 보의 유효층보다 작으므로 띠철근의 전단내력은 유효하다. 따라서 일반적인 저층에 사용되는 중력하중에 대하여 설계된 기둥은 정방형 단면의 경우와 같이 철근의 전단 저항능력이 유효하지 않은 경우가 발생할 수 있다.

그림 4는 정방형과 장방형 단면 기둥의 전단내력에 대한 각 기준을 비교한 것이다. 그림 4에서 ATC 40의 값을 비교하면, 철근의 전단내력이 평가되지 않은 (a)의 값보다 (b)의 값보다 작게 나타나고 있다. ACI 318<sup>(9)</sup>도 ATC 40과 같이 전단균열의 각도를 45°로 가정하므로 기둥의 유효층보다 띠철근의 간격이 큰 경우는 띠철근이 유효하지 않다고 간주한다.

그림 4 (a)에서 철근의 전단강도가 유효하지 않은 정방형 기둥의 경우는 부재에 항복이 발생하기 전에 NZSEE의 모델이 최대 전단강도를 나타내고 있다. 이는 NZSEE의 모델이 횡보강 철근이 많은 경우에 대한 수식이므로 철근의 전단내력이 유효하다고 평가하기 때문이다. ATC 40의 모델은 항복 전에는 높은 강도를 보이고, 항복 후에는 최소치를 보여 주고 있으므로 연성도에 따른 강도의 변동이 크다. 장방형 기둥은 유효폭보다 띠철근의 간격이 작아 철근의 전단 강도가 유효한 경우로, 항복 전에는 ATC 40의

값이 최대치를 나타내며 항복 후에는 NZSEE의 값이 최대치를 나타낸다. 대부분의 연성도에서 ACI의 값은 최소로 나타나고 있다.

Moehle<sup>(4)</sup>이 지적하였듯이 그림 4의 ACI 318의 값은 모든 연성도의 범위에서 지나치게 보수적인 전단내력의 값을 보여주고 있다. 보의 휨 연성도가 증가함에 따라 ATC 40과 NZSEE과 Moehle의 제안식은 보의 전단내력이 감소함을 보여주고 있으나, ACI 318에 의한 전단강도는 일정하게 나타나고 있다. ATC 40의 평가식은 연성도가 증가함에 따라 가장 급격하게 전단강도 내력이 감소함을 보여주고 있다. ATC 40의 식에 비하여 Moehle의 기둥에 대한 전단내력 평가식은 변동이 적음을 볼 수 있으며, NZSEE의 제안식보다 작게 평가하고 있다. 따라서 NZSEE의 평가식은 횡보강근이 많은 경우에 대하여 제안된 식이므로, 횡보강근이 적은 경우(비내진설계 된 경우)에는 Moehle의 평가식이 더 적절함을 확인할 수 있다. 본 연구에서는 보편적으로 사용되는 ATC 40의 모델과 Moehle의 모델을 선택하여 다음 장의 수치해석에서 사용하기로 한다.

### 3. 수치해석 모델링

기둥과 보 골조를 수치 해석하는 방법으로 스프링과 같은 거시적(macro) 모델을 이용하는 것이 일반적이다. 이 방법은 부재의 단부에 비선형 스프링을 배치하여 골조의 거동을 모델링하는 방법으로 그림 5와 같은 일요소(One component) 모델<sup>(10)</sup>이 대표적이다. 또한 그림 6과 같이 전단과 휨 및 축력 스프링이 있는 삼요소(Three Component) 모델<sup>(11)</sup>을 사용하는 방법이 있다. 삼요소 모델은 일요소 모델에 비하여 세밀한 모델링이 가능하나 골조 사이에 스프링을 삽입하게 되므로 구조 모델이 복잡하게 된다. 본 연구의 수치해석 모델에 사용될 항목을 기술하면 다음과 같다.

#### 3.1 일요소 모델링

전단파괴가 일어나지 않는 경우에는, 일반적으로 그림 5와 같은 Giberson의 일요소<sup>(10)</sup>를 이용하여 모델을 표현할

표 2 부재의 초기강성 <ATC 40, Table 9-3>

요소	휨강성	전단강성	축강성
보	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
기둥 (압축)	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$



그림 5 일요소(One component) 모델

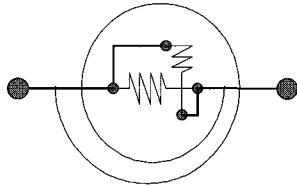


그림 6 삼요소 (3-Component spring) 모델

수 있다. 부재의 탄성 강성은 내부의 탄성부재에 의하여 결정되고, 항복은 부재 단부의 스프링에서 발생한다.

본 연구에서 부재의 탄성 강성으로 표 2와 같은 유효강성을 사용한다. 표 2는 ATC 40을 따른 것으로, 휨을 받는 보의 경우 전단면의 50%, 휨을 받는 기둥에서는 전단면의 70%가 유효하다고 가정한다. 또한 전단을 받는 경우에는 전단면적에 콘크리트의 탄성계수에 0.4배한 값을 곱하여 사용하며 압축부재의 경우는 전단면이 유효하다.

휨에 의하여 부재의 단부에 항복이 발생하게 되나, 기둥은 보의 경우와 다르게 항복 모멘트가 축력의 영향을 받게 된다. 따라서 보부재의 항복 한계는 정 모멘트와 부 모멘트의 두 가지를 사용하나, 기둥의 경우는 축력-휨 능력 곡선을 초과하면 항복이 발생하는 것으로 가정한다. 부재의 항복강도는 ACI 318<sup>(9)</sup>의 공칭휨강도  $M_n$ 을 적용한다.

보의 경우는 항복변위가 일정하므로 곡률 연성도를 일관성있게 계산할 수 있으나, 기둥은 축력에 따라 항복변위가 변동하므로 연성도의 값을 일관성있게 계산하기 어렵게 된다. 본 연구에서 기둥의 연성도를 계산하는 방법은 초기 축력하중에 대한 항복변위<sup>(12)</sup>를 사용하였다.

### 3.2 전단 강도감소 모델

전단파괴가 일어나는 경우는 다음의 두 가지 방법으로 모델링을 사용할 수 있다. 첫 번째 모델은 휨 스프링의 항복 후 소성 변형 능력을 제한하는 방법이다. 표 1과 같이 파괴양상 및 철근상세와 작용하중에 따라 휨 소성 변형을 제한하는 방법이다. 모델링은 곡률 연성도에 따라 그림 7과 같이 연성도가 Duct1에 도달하면 강도가 감소하기 시작하고 Duct2에 도달하면 휨모멘트의 잔류강도비가  $R_{duct}$ 가 되도록 한다. 표 1에서는 a는 소성 회전 변형각으로 표시되었으므로 그림 5와 같은 모델에서 보의 곡률 연성도로 적용하기 위하여서 회전 변형각과 곡률변형도의 관계가 필요하다. 부재의 회전각과 곡률과의 일관성있는 관계를 나타내기 위하여, 중력하중이 없는 경우에 부재의 중앙에 변

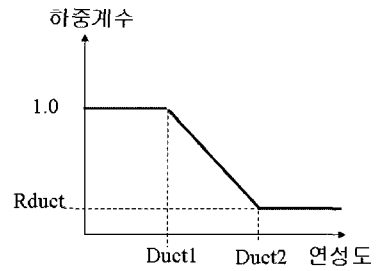


그림 7 강도감소 모델

곡점이 발생한다고 가정하여 부재의 항복모멘트  $M_y$ 와 항복회전각  $\theta_y$ 의 관계를 구하면 다음 식과 같다.

$$M_y = \frac{6EI}{L} \theta_y \quad (12)$$

따라서, 항복회전각과 곡률  $1/\rho_y$ 과의 관계식은 다음과 같이 정의된다.

$$\frac{1}{\rho_y} = M_y/EI = \frac{6}{L} \theta_y \quad (13)$$

또 다른 전단강도 감소 모델은 내력이 직접 감소하도록 그림 6에서와 같이 전단스프링을 사용하는 방법이다. 앞의 경우와 동일하게 그림 7을 적용하여 강도를 감소시키지만, 전단강도가 휨 곡률의 연성도에 따라 감소하도록 한다. 따라서 이 경우에는 항복전단력과 항복 경화계수, 강도저감이 시작되는 연성도와 최종 잔류 전단강도비 등이 입력 데이터로 필요하다.

## 4. 해석예제

수치 해석을 위하여 대상 건물을 먼저 선정하고 중력하중에 대하여 설계한 후, 이를 앞의 3장에 따라 수치해석 모델링하고 Push-over 해석을 수행하였다. 수치해석 프로그램으로 Ruaumoko<sup>(12)</sup>를 사용하였으며, 각 모델에 대하여 선택적(adaptive) Push-over 해석<sup>(11)</sup>을 수행하였다.

### 4.1 대상 건물

전단강도의 모델을 비교하기 위하여 3층이고 3경간의 건물의 내부 골조를 선택하였다. 건물형상은 그림 8과 9에서와 같이 1층의 층고는 3.3m이고, 스패(span) 길이는 7.5m이다. 기준층의 설계하중으로 슬래브 자중을 포함하여  $DL=450\text{kgf}/\text{m}^2$  ( $4.41\text{ kN}/\text{m}^2$ ),  $LL=300\text{kgf}/\text{m}^2$  ( $2.94\text{ kN}/\text{m}^2$ ), 외측 창문을 포함한 외벽의 자중은  $700\text{kgf}/\text{m}^2$  ( $6.86\text{ kN}/\text{m}^2$ )으로 가정하였다. 이러한 수치하중에 대하여 콘크리트 구조설계기준에 따라 부재를 설계하였다. 사용한 콘크리트의 강도  $f_{ck} = 210\text{ kgf}/\text{cm}^2$  ( $20.6\text{ MPa}$ )이고, 철근의 강도  $f_y = 2400\text{kgf}/\text{cm}^2$  ( $235\text{ MPa}$ )이다.

설계된 기둥과 보의 배근결과는 표 3과 4와 같다. 앞의 2장에서 고찰하였듯이 기둥의 형상에 따라 띠철근의 전단

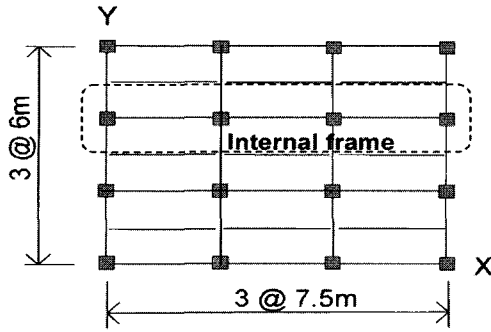


그림 8 3층 구조모델 평면

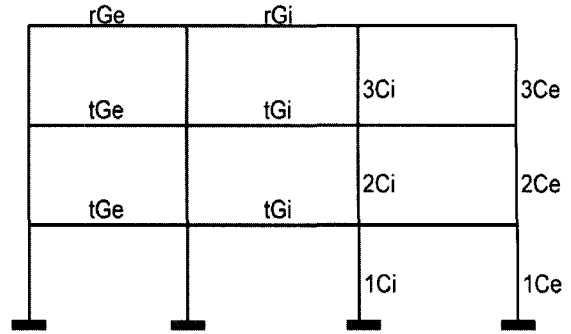


그림 9 3층 구조모델의 부

표 3 기둥의 단면과 배근

기호	축력 = DL+0.5LL (kN)	경우 1 (정방형 기둥)			경우 2 (장방형 기둥)		
		단면 크기	주근	후프	단면 크기	주근	후프
3Ce	222.5	350x350	6-D22	D10@350	300x400	6-D22	D10@300
2Ce	443.9	350x350	4-D22	D10@350	300x400	4-D22	D10@300
1Ce	666.4	350x350	4-D22	D10@350	300x400	4-D22	D10@300
3Ci	394.9	350x350	4-D22	D10@350	300x400	4-D22	D10@300
2Ci	780.1	400x400	4-D22	D10@350	300x500	4-D22	D10@300
1Ci	1170.1	400x400	12-D22	D10@350	300x500	14-D22	D10@300

표 4 보(300x550)의 배근

부재	위치	주근		후프
		상부근	하부근	
rGe	외단	2-D22	2-D22	D10@250
	중앙	2-D22	4-D22	D10@250
	내단	6-D22	2-D22	D10@250
rGi	양단	6-D22	2-D22	D10@250
	중앙	2-D22	2-D22	D10@250
tGe	외단	3-D22	2-D22	D10@250
	중앙	2-D22	4-D22	D10@250
	내단	6-D22	2-D22	D10@250
tGi	양단	6-D22	2-D22	D10@250
	중앙	2-D22	3-D22	D10@250

내력이 유효하지 못하므로 이를 고려하기 위하여 표 3과 같이 기둥의 형태가 정방형과 장방형인 2가지 경우에 대하여 설계를 수행하였다. 기둥의 형태와 상관없이 보의 단면은 300x550 크기로 하였다. 이미 언급한대로 기둥과 보의 상세는 내진상세를 따르지 않았다.

#### 4.2 해석 모델의 종류

수치해석 모델은 스프링의 종류에 따라 표 5와 같이 4가지 경우에 대하여 수치해석 모델링을 작성하였다. 표 5에서 모델 A는 일요소 모델로 휨 스프링만을 사용하여 전단강도 감소가 없는 모델이고, 모델 B는 ATC40에 따라 전단파괴 발생시에 일요소의 휨 스프링만을 사용하여 휨 소성 변형을 직접 제한하는 모델이다. 모델 C는 ATC 40 전단강도 감소 모델을 전단스프링을 이용하여 보와 기둥 부재에 직접 모델링하는 방법이다. 모델 D는 Moehle의 모델을 전단스프링을 이용하여 골조를 모델링하는 방법이다. 단, Moehle의 제안식은 기둥의 실험 결과를 기초로 제안된 식이므로 보의 모델로는 ATC 40의 전단강도 감소 모델을 사용하였다.

모델 B를 이용하여 구조물을 모델링하기 위하여 표 1로부터 a와 b를 계수를 산정하였다. 보의 전단력과 기둥의 전단력에 크기에 따라 a와 b 계수를 표 1로부터 직선 보간하여 사용하였다. 표 1의 값은 회전각이므로 곡률로 변환하기 위하여 식 (12)에 의하여 항복 변형각을 구한 후, 부재의 전단강도가 감소되는 곡률연성도를 식 (14)에 따라 계산하였다. 단, 항복모멘트는  $M_y$ 로 부재의 공칭 휨모멘트  $M_n$ 을 사용하였다.

$$Duct1 = a/\theta_y + 1 \quad (14)$$

모델 C와 D의 전단스프링을 이용한 경우에, 적용된 부재의 전단강도와 강도가 감소하는 곡률연성도 Duct1과 Duct2, 잔류 강도비  $R_{duct}$ 의 값은 표 6과 같다. 휨의 초기강성에 대한 항복 후 경화비는 0.05로 가정하였으며 전단은 0.01로 가정하였다. 표 6에서 ATC 40의 전단모델의 경우 부재의 단면과 축력의 변동으로 인하여 잔류강도비가 변동한다. 앞의 2장에서 고찰한 바와 같이 표 6의 기둥의 경우, ATC 40의 모델의 전단강도 값이 Moehle의 것보다 크게 나타나고 있다.

#### 4.3 해석 및 결과

기둥의 형태가 정방형과 장방형인 2가지로 중력하중에 대하여 건물을 설계하고, 표 5와 같이 4가지 경우로 모델링하여 Push-over 해석을 수행하고, 밀면전단력에 대한 지붕층의 변위 관계곡선을 그림 10과 같이 얻었다. 단, 해석시 연직하중으로 DL와 LL의 50%가 작용하는 것으로 가정하였다. 그림 10에서 좌측의 수직은 밀면전단력(V)을

표 5 해석에 사용된 모델의 종류

모델	스프링 종류	전단강도 감소모델	비 고
A	휨	없음	일요소 모델
B	휨	ATC 40	휨의 소성 변형능력 제한
C	휨 + 전단	ATC 40	전단강도 감소 모델 사용
D	휨 + 전단	Moehle	전단강도 감소 모델 사용

표 6 전단스프링 모델의 각 부재의 전단강도감소 계수  
(a) ATC 40 모델의 경우

구분	부재ID	경우 1 (정방형기둥)		경우 2 (장방형기둥)		공통사항		비고
		전단강도 Vn(kN)	Rduct	전단강도 Vn(kN)	Rduct	Duct1	Duct2	
보	전부	302.3	0.362	302.3	0.362	2	3	-
기둥	3Ce	150.3	0.115	214.7	0.377	2	3	-
	3Ci	163.7	0.187	228.4	0.414	2	3	-
	2Ce	167.5	0.206	232.3	0.424	2	3	-
	2Ci	240.5	0.258	319.4	0.458	2	3	-
	1Ce	184.8	0.280	250.0	0.465	2	3	-
	1Ci	271.3	0.343	351.6	0.507	2	3	-

(b) Moehle 모델의 경우

구분	부재ID	경우 1 (정방형기둥)		경우 2 (장방형기둥)		공통사항		비고
		전단강도 Vn(kN)	Rduct	전단강도 Vn(kN)	Rduct	Duct1	Duct2	
보	전부	302.3	0.362	302.3	0.362	2	3	ATC 40
기둥	3Ce	82.9	0.7	133.6	0.7	2	6	
	3Ci	96.1	0.7	149.0	0.7	2	6	
	2Ce	99.6	0.7	153.0	0.7	2	6	
	2Ci	168	0.7	257.6	0.7	2	6	
	1Ce	109.5	0.7	169.7	0.7	2	6	
	1Ci	194.5	0.7	290.9	0.7	2	6	

나타내며 우측의 수직축은 밀면전단력을 건물의 질량(M)으로 나눈 값을 나타낸다. 그리고 하부의 가로축은 지붕층의 수평변위를 나타내며 상부 가로축은 지붕층 변위비를 나타낸다.

그림 10의 (a)에서 기둥을 정방형으로 설계한 경우, 각 수치해석 모델에 따라 매우 다른 결과를 보여 주고 있다. 모델 A의 전단파괴를 고려하지 않은 경우는 소성 힌지에 의한 붕괴기구가 형성된 후에도 내력이 증가함을 볼 수 있다. 그러나 모델 B의 휨 소성변형을 제한한 경우는, 외부기둥에서 전단 항복이 발생한 이후 급격하게 전단내력이 감소하여, 약 340kN에서 시스템에 항복이 발생하여 내력이 400kN에 도달하지 못하고 있다. 시스템의 항복이후 강도의 변동이 심하게 나타나는 이유는 강성이 작아짐에 따라 수치해석상의 변동 폭이 증가하기 때문이다. 모델 C의 ATC 40의 전단강도 감소 모델을 사용한 경우 400 kN을 지나면서 외부기둥에 전단파괴가 발생하고 내력이 감소하였다가 다시 내부기둥에 전단파괴가 발생하여 시스템의 저항능력이 상실됨을 보여주고 있다. 모델 D의 Moehle의 제안식을 사용한 경우, 1층의 내부기둥에 전단파괴가 발생하여 약 480 kN에서 시스템의 붕괴기구가 형성되면서 수평내력이 급격히 감소하였다. 전단강도 감소를 고려한 모델 중, 모델 B는 지붕층 변위비 1.0%에 도달하기 전에 시

스템의 수평 저항내력이 감소되었고 모델 C와 D를 사용한 경우는 변위비 1.5%에 못 미쳐서 내력이 급격히 감소됨을 볼 수 있다.

그림 10의 (b)에서 기둥을 장방형으로 설계한 경우, 모델 C와 D는 유사한 거동을 보여주고 있으나 보의 외단부에 전단 항복이 발생 후에 약간의 내력의 차이가 발생한다. 모델 B는 그림 10의 (a)의 경우와 마찬가지로 변형도 1.0%에 도달하기 전에 시스템의 수평 저항능력이 상실되어 모델 C와 D와는 상당한 차이가 있음을 볼 수 있다.

그림 10 (a)와 같이 기둥 띠철근의 전단내력이 유효하지 않은 경우, 전단강도 감소 모델에 따라 최대내력과 최대 변위비에 많은 차이를 보여주고 있다. 모델 D의 저항내력을 100%로 하였을 때 모델 B는 79%의 값을, 모델 C는 88%의 비율을 나타내었다. 또한 모델 D의 극한강도의 변위비를 기준으로 하였을 때 모델 B는 65%의 값을, 모델 C는 85%의 비율을 나타내었다. 그림 10의 (b)와 같이 기둥의 띠철근의 전단내력이 횡력 저항에 유효한 경우, 전단 스프링을 이용한 모델의 해석결과는 크게 차이가 없으나 모델 B는 모델 C와 D에 비하여 저항능력에 큰 차이가 있음을 알 수 있다. 따라서 그림 10은 ATC 40의 휨 소성 변형능력 제한 모델을 이용하여 구조물을 해석하면 저항능력을 과소평가할 수 있음을 시사한다.

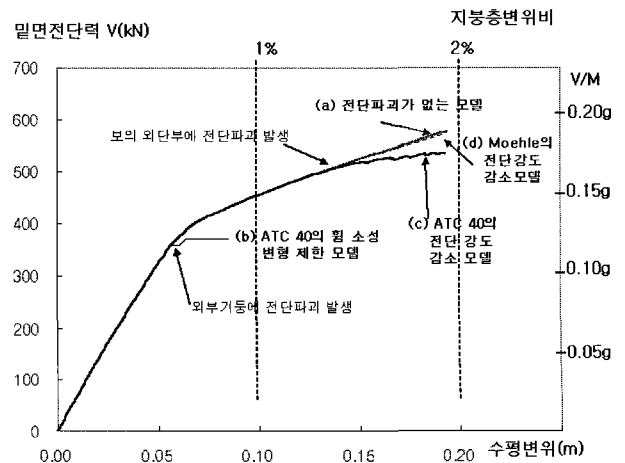
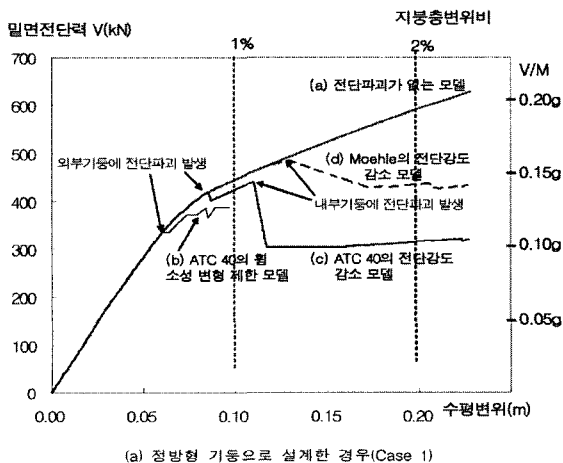


그림 10 예제 건물의 밀면전단력 - 지붕층의 변형 능력곡선

## 5. 결 론

비내진 설계된 철근콘크리트 골조를 비선형 해석할 때 전단강도의 감소효과를 비교하기 위하여, ATC와 NZSEE 및 Moehle 등의 전단강도 감소 모델을 고찰하였으며 비교 결과는 다음과 같다. NZSEE의 모델은 횡보강근이 많은 경우에 대한 제안식이므로 횡보강근이 적은 경우에는 Moehle의 평가식이 더 적절하며, Moehle의 제안식은 NZSEE의 제안식보다 전단내력을 작게 평가하고, ATC 40의 제안식에 비하여 연성도 변화에 따른 내력의 변동이 작다. 또한 대부분의 경우, 전단내력은 ACI 318의 전단강도 식보다 크게 나타나고 있다.

이러한 모델 중 ATC 모델과 Moehle의 모델을 선택하여 예제 건물을 해석하여 다음의 결론을 얻었다.

- 1) 기둥 띠철근의 간격이 기둥의 유효축보다 크게 설계된 경우, 전단스프링에 Moehle의 제안식을 적용한 모델과 전단스프링에 ATC 40의 제안식을 적용한 모델 또는 ATC 40의 휨 소성변형 능력을 제한한 모델을 사용하여 산정된 횡방향 저항능력에는 큰 차이가 발생할 수 있다.
- 2) 기둥 띠철근의 간격이 유효축보다 작게 설계된 경우, 전단스프링에 Moehle의 제안식을 적용한 모델과 전단스프링에 ATC 40의 제안식을 적용한 모델을 사용하면 근사한 저항능력을 나타내나, 이 두 모델에 비하여 ATC 40의 휨 소성변형 능력을 제한한 모델을 사용하면 매우 작은 저항능력을 나타낼 수 있다.

## 참 고 문 헌

1. ATC 40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, California Seismic Safety Commission, 1996.
2. Hoffmann, G.W., Kunnath, S.K., Reinhorn, A. M. and Mander, J.B., "Gravity-Load-Designed Reinforced Concrete Buildings: Seismic Evaluation of Existing Construction and Detailing

- Strategies for Improved Seismic Resistance," *Technical Report NCEER-92-0016*, NCEER, 1992.
3. Beres, A., El-Borgi, S., White, R.N. and Gergely, P., "Experimental Results of Repaired and Retrofitted Beam-Coultumn Joint Tests in Lightly Reinforced Concrete Frame Buildings," *Technical Report NCEER-92-0025*, NCEER, 1992.
4. Moehle, J.P., Elwood, K.J. and Sezen, H., "Gravity Load Collapse of Building Frames During Earthquakes," *ACI-SP197: S.M. Uzumeri Symposium - Behavior and Design of Concrete Structures for Seismic Performance*, ACI 2002.
5. 한국콘크리트학회, 콘크리트 구조설계 기준 해설, 2003.
6. 대한건축학회, 건축물의 하중기준 및 해설, 2000.
7. Priestley, MJN, "Displacement Based Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Moment Resisting Frames," *Pacific Conference of Earthquake Engineering*, Vol 2, Nov. 1995, pp. 225-244.
8. *The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings*, NZSEE, 1996.
9. ACI Committee, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02)*, American Concrete Institute, 2002.
10. Giberson, M. F., "Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility," *Journal of the Structural Division of ASCE*, Vol 95, No ST2, Feb., 1969, pp. 137 - 157.
11. Iman, S., "Adaptive Pushover Analysis for the Seismic Assessment of Older Reinforced Concrete Buildings," University of Canterbury, New Zealand, 2000.
12. Carr., A.J., *RUAUMOKO, Computer Program Library*, Dept. of Civil Engineering University of Canterbury, New Zealand. 2001.