

# 철근 콘크리트 특수 모멘트 골조 건물의 비탄성 동적 요구값

## Inelastic Dynamic Demands of a RC Special Moment Frame Building

김 태 완\*  
Kim, Tae-Wan

### 국문요약

건축 구조물의 내진 설계는 탄성 정적 방법에 기초하고 있으나, 강진시 구조물의 실제 거동은 비탄성 동적이기 때문에 설계 기준의 적합성을 판단하기 위해서는 비탄성 동적 해석이 요구된다. 본 논문에서는 철근 콘크리트 특수 모멘트 저항 골조 건물을 선택하여 IBC 2003에 따라 설계한 후, 선택된 부재들의 최대 소성 회전, 소산 에너지를 구하여, 건물의 비탄성 거동이 기준에서 의도한 거동을 보이는 지를 검토함과 동시에 층간변위를 요구값을 구하여 설계 한도를 만족하는 지를 조사하였다. 더불어 비횡력 저항 시스템인 내부 모멘트 저항 골조의 해석시 포함 여부의 영향도 함께 조사하였다. 해석 결과 IBC 2003에 의해 설계된 건물은 기준이 의도한 비탄성 거동을 보여주었으며 층간변위를 또한 설계한도를 만족하였다. 그리고, 내부 모멘트 저항 골조는 지진 해석 결과에 중요한 영향을 미치므로 해석 모델에 반드시 포함되어야 함을 알 수 있었다.

주요어 : 내진설계, 특수 모멘트 골조, 요구값, 비탄성 동적해석

### ABSTRACT

Seismic design of a building is usually performed by using the linear static procedure. However, the actual behavior of the building subjected to earthquake is inelastic and dynamic in nature. Therefore, inelastic dynamic analysis is required to evaluate the safety of the structure designed by the current design codes. For the validation, a RC special moment resisting frame building was chosen and designed by IBC 2003 representing new codes. Maximum plastic rotation and dissipated energy of some selected members were calculated for examining if the inelastic behavior of the building follows the intention of the code, and drift demand were calculated as well for checking if the building well satisfies the design drift limit. In addition, the effect of including internal moment resisting frames (non lateral resisting system) on analyses results was investigated. As a result of this study, the building designed by IBC 2003 showed the inelastic behavior intended in the code and satisfied the design drift limit. Furthermore, the internal moment resisting frames should be included in the analytical model as they affect the results of seismic analyses significantly.

**Key words** : seismic design, special moment frame, interior frame, demand, inelastic dynamic analysis

## 1. 서 론

1994년에 발생한 Nothridge 지진 이래로, 수많은 연구자 및 기술자들이 기존의 내진설계 기준에 대한 전면적인 검토와 그 지진의 새로운 영향에 대해 연구를 수행해 왔다. 이러한 연구를 바탕으로 새로운 설계 및 건설 기준들이 제시되었는데, 그 결과물이 IBC 2003<sup>(1)</sup>이다. IBC 2003은 기존의 UBC 94<sup>(2)</sup>과 비교해서 많은 차이를 가지고 있다. UBC 94는 허용응력설계, IBC 2003은 극한하중설계를 바탕으로 하고 있다. 또한 IBC 2003은 설계 지진 (design earthquake) 계산시 최대 고려 지진(MCE, maximum considered earthquake)의 2/3를 반영하도록 하였다. 이는 부재의 초과 강도 및 강화된 설계 지진 위험도를 고려한 결과이다. 이 설계 지진 위험도를 살펴보면, IBC 2003은 50년 이내 2% 초과 확률 (2/50), UBC 94는 10% 초과 확률 (10/50)을 가지는 지진 위험도를 기준으로 하고 있다. 이러한 차이가 있지만 이 내진 기준들은 부재 설계시 탄성 정적 방법을 따르고 있다. 하지만 건물

은 지진 발생시 비탄성 동적 거동을 하므로, 기준의 적합성은 비탄성 동적 해석을 통해 그 건물의 지진에 대한 실제적인 거동을 조사함으로써 판단할 수 있다. 따라서 탄성 정적 방법을 따르고 있는 IBC 2003에 의해 새로이 설계된 건물도 비탄성 동적 해석이 필요하다.

지진력에 저항하는 횡 저항 구조 시스템 중 모멘트 저항 골조는 강진 지역에서 광범위하게 사용되고 있는데, 그 이유중 하나는 이 골조가 붕괴로 이어지는 급격한 강도 저하 없이 매우 높은 수준의 비탄성 변형에 저항하는 능력이 탁월하다는 것이다. 본 연구에서는 이러한 철근 콘크리트 특수 모멘트 골조 (RC Special Moment Frame)를 주 횡저항 시스템으로 하는 건물을 선택하였다. 연구의 목표는, IBC 2003에 대한 설계된 건물의 비탄성 동적 해석을 통한 최대 소성 회전, 소산 에너지, 그리고 최대 층간변위를 요구값들을 이용하여 건물이 실제 지진시에 설계 기준의 의도대로 거동하는 지를 조사하는 것이다.

철근 콘크리트 모멘트 골조 건물은 여러개의 골조로 구성된다. 내진 설계시 이 모든 골조를 특수 모멘트 골조로 설계하는 것은 비용면이나 시공상으로 효율성이 떨어진다. 따라서 일반적으로 건물의 둘레에만 위치한 특수 모멘트 골조가 지진력에 저항하고, 내부에 위치하는 골조들은 수

\* 정회원·일리노이 주립대학교 박사후 연구원(E-mail: tkim2@uiuc.edu)  
본 논문에 대한 토의를 2005년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.  
(논문접수일 : 2005. 3. 31 / 심사종료일 : 2005. 9. 5)

직력에만 저항하도록 설계된다(그림 1 참조). 지진력에는 특수 모멘트 골조만 설계되었지만 실제 지진이 발생했을 때 이렇게 내부 골조들도 함께 반응하게 된다. 그러나 대부분의 연구들은 연성 시스템으로서 특수 모멘트 골조와 비연성 시스템으로서 내부 모멘트 골조 각각에 초점이 맞추어져 있다. Hueste와 Wight<sup>(3)</sup> 그리고 Kim<sup>(4)</sup>에 의하면 지진 발생시 수직력 저항 시스템의 거동 또한 중요하다. 비록 수직력 저항시스템이 무관한 구조이고 횡 저항 시스템은 모멘트 저항 골조와 전단벽으로서 지진 발생시 횡 저항 시스템이 지진력에 충분히 저항하고 있더라도, 수직력 저항 시스템이 파괴됨으로써 건물의 성능에 나쁜 영향을 미칠 수 있다. 이에 따라, 동적해석시 내부 골조의 포함 유·무의 영향도 함께 조사하였다.

해석예제로는 Los Angeles 중심가에 위치를 둔 3층 건물을 선택하여 지진력은 IBC 2003을, 철근 콘크리트 부재의 상세는 ACI 318-02<sup>(5)</sup>를 바탕으로 설계하였다. 비탄성 동적 해석을 위해 DRAIN-2DX<sup>(6)</sup>를 이용하였고, 하중은 Nothridge 지진 이후 미국에서 수행된 SAC 프로젝트에서 사용한 지진 자료들을 사용하였다.<sup>(7)</sup> 본 연구에서는 이 지진 자료들 중 2/50 지진 위험도 (IBC2003) 를 가지는 10개의 지진력과 같은 수의 10/50 지진 위험도 (UBC94) 를 가지는 지진력을 사용하였다.

2. 건물 설계

위에서 언급한 바와 같이 예제 건물은 LA 중심가에 위치한 것으로 가정하였다. 그림 1(a)는 예제 건물의 평면, 그림 1(b)는 단면을 보여주고 있다. 건물의 둘레에 진한 색으로 표시된 부분은 횡저항 시스템인 특수 모멘트 저항 골조이며, 건물 내부는 수직력에만 저항하는 모멘트 저항 골조이다. 본 연구에서는 그림 1(a)의 화살표 방향의 골조만을 고려하였다. IBC 2003에 근거한 횡저항 시스템에 대한 설계 변수들은 표 1에 제시되어 있다.

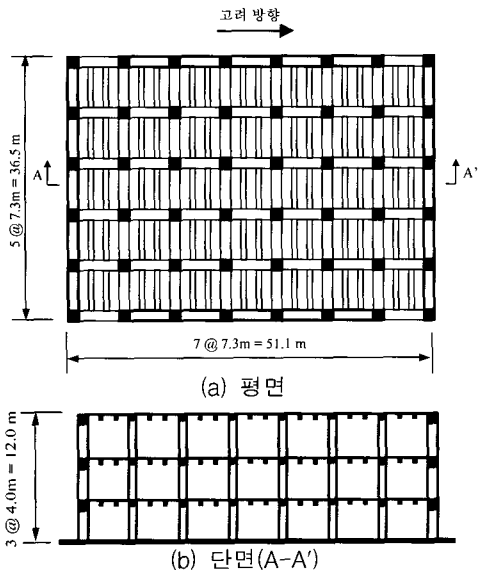


그림 1 예제건물

표 1 LA 중심가 대지에 대한 내진 설계 변수들

Maximum Considered Earthquake	S <sub>s</sub> =1.61g, S <sub>1</sub> =0.79g
Site Class	Class D, Stiff Soil: F <sub>a</sub> =1.0, F <sub>v</sub> =1.5
Design Earthquake	S <sub>DS</sub> =1.07g, S <sub>D1</sub> =0.79g
Seismic Use Group	Group II: I <sub>E</sub> =1.25
Seismic Design Category	D

2.1 등가 횡력 계산

횡저항 시스템은 철근 콘크리트 특수 모멘트 골조로 분류된다. 이 분류에 따라 반응수정계수(R, Response Modification Factor)가 8이며, 변위증폭계수(C<sub>d</sub>, Deflection Amplification Factor)는 5.5 이다. 그리고 층간 변위 한계는 0.02h (h=층 높이)이다. 설계 밀면 전단력을 구하기 위한 건물의 기본 주기는 다음과 같다.

$$T = C_T H^{3/4} \tag{1}$$

여기서 C<sub>T</sub>는 건물의 주기 계수로 철근 콘크리트 건물에 대해서는 0.073이다. H는 건물의 전체 높이를 나타낸다. 식 (1)에 의해 기본 주기를 계산하면 다음과 같다.

$$T = C_T H^{3/4} = 0.073 \cdot 12^{3/4} = 0.47 \text{ sec} \tag{2}$$

설계 밀면 전단력을 구하는 식은 다음과 같다.

$$V = C_s W \tag{3}$$

여기서 W는 전체 건물의 무게를 나타내며, C<sub>s</sub>는 지진반응계수로서 다음식으로 구해진다.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_E}\right)_T} \leq \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_E}\right)} \tag{4}$$

여기서 S<sub>DS</sub>는 단주기에서의 설계지진, S<sub>D1</sub>는 1초에서의 설계지진, I<sub>E</sub>는 중요도계수를 나타내며, 그 값들은 표 1에 주어져 있다. 식 (4)에 의해 계산된 C<sub>s</sub>값은 0.167g 이다. 전체 건물의 하중은 25,337 kN 이므로 설계 밀면 전단력은 식 (3)에 의해서 4,231 kN으로 계산 된다. 계산된 설계 밀면 전단력을 아래의 식에 따라 각 층으로 배분하여 특수 모멘트 골조의 설계횡력으로 사용한다.

$$F_x = C_{vx} V \tag{5}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \tag{6}$$

여기서 C<sub>vx</sub>는 분배 계수, k는 건물의 주기와 관련된 지

수,  $h_b$ 와  $h_x$ 는 바닥으로 부터의 대상 층까지 높이,  $w_b$ 와  $w_x$ 는 대상 층 무게를 나타낸다. 계산된 각 층의 설계 횡력들이 표 2에 주어져 있다. 길이 방향으로 두개의 횡 방향 골조가 있으므로 실제 설계에서는 표 2의 1/2만을 사용하였다.

표 2 각 층의 등가 횡하중

층	층하중(kN)	배분계수	설계횡력 (kN)
지붕	9187	0.53	2242
3층 바닥	8075	0.31	1312
2층 바닥	8075	0.16	677
합계	25337	1.00	4231

## 2.2 부재 설계

특수 모멘트 골조의 부재 설계는 ACI 318-02의 'Chapter 21-Special Provisions for Seismic Design'을 따랐다. 수직력에만 저항하는 내부 모멘트 골조 또한 지진력을 받으므로 그 규정을 따랐다. 따라서 특수 및 내부 모멘트 골조 모두 충분한 연성을 확보하도록 설계되었다. 특수 모멘트 골조 설계에 있어 층간변위를 제한 조항이 있는데 본 예제 건물에 대해서는 위에서 언급한 바와 같이 2%이다. 층간변위율은 설계하중에 의한 층간변위율에 변위증가계수( $C_d$ )를 곱한 값을 사용하게 된다. 일반적으로 모멘트 골조의 설계는 이 층간변위를 제한에 영향을 받는다. 그러나 본 예제 건물의 초기 설계 단계에서, 가정된 강성 즉 부재 크기는 층간변위를 제한을 만족하였으나 강

도는 만족하지 않았다. 즉, 부재 크기가 철근 배근에 충분하지 않았다. 따라서 부재 크기를 증가시켰으며, 층간변위율은 결과적으로 2% 보다 아주 낮은 값으로 나타났다. 본 예제 건물 설계는 변위가 아니라 강도에 좌우되었다. 계산된 최종 층간변위율은 1층, 2층, 3층 차례대로 1.2%, 1.6%, 1.3% 이다. 설계된 특수 모멘트 골조의 부재 크기와 철근 배근은 표 3에 주어져 있다. 내부 모멘트 골조는 수직력만을 가하여 설계하였고, 그 내용은 표 4에 주어져 있다. 표 4의 배근은 건물 둘레를 제외한 내부의 보·기둥 접합부에 대한 것이다.

표 4 내부 모멘트 골조의 부재 크기와 철근 배근

	부재 크기(mm)	철근 배근
보	460×500	하부: 5-D29, 상부: 3-D25
기둥	400×400	8-D25

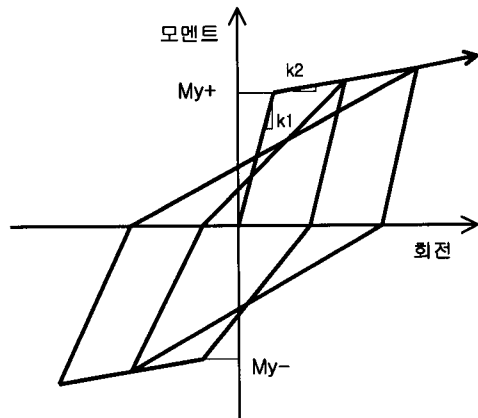
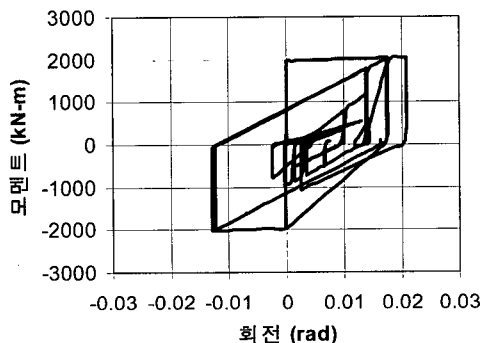


그림 2 콘크리트 연결 요소의 이력 모델

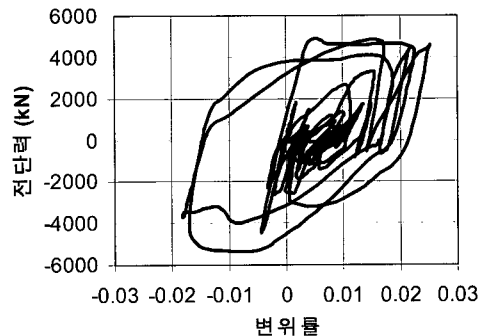
표 3 특수 모멘트 골조의 부재 크기와 철근 배근

층	보					기둥		
	부재크기 (mm)	철근 배근				부재크기 (mm)	철근 배근	
		외부		내부			외부	내부
		하부	상부	하부	상부			
2층	560×760	8-D25	12-D25	6-D25	12-D25	660×660	16-D36*	18-D36*
3층	560×680	4-D29	11-D25	4-D29	11-D25			
지붕	560×600	3-D29	6-D29	3-D29	6-D29			

\* D36은 US 단위의 #11에 해당되며 공칭 지름은 35.8mm 이다.



(a) 연결 요소의 모멘트 vs. 회전



(b) 1층 층간변위를 vs. 1층 전단력

그림 3 건물 모델의 거동

### 3. 해석 모델

#### 3.1 요소 모델

철근 콘크리트 부재 모델은 그 전체 부재 길이를 나타내는 탄성 요소와 각 양단의 회전 자유도를 나타내는 비탄성 연결 요소로 구성되었다. 보, 기둥 접합부를 무시하고 각 부재의 길이는 접합부 중심사이의 거리를 사용하였다. 즉, 에너지 소산은 양단에서만 발생하는 것으로 가정하였다. 탄성 요소는 DRAIN-2DX의 'No. 2-Plastic Hinge Beam Column Element'가 사용되었고, 비탄성 요소는 Foutch et al<sup>(8)</sup>에 의해 개발된 'No. 10-Connection Element'가 사용되었다. 그림 2는 이 요소의 모멘트-회전 이력 관계를 보여준다. 이 비탄성 연결 요소는 강도저감, 핀칭(pinching), 강성저하 특성들을 나타낼 수 있으나, 본 연구에서는 강성저하 특성만을 고려하였다. 비탄성 연결 요소와 이 요소가 고려된 건물 시스템 거동 예가 그림 3에 주어져 있다. 그림 3의 (a)에 있는 바와 같이 비탄성 연결 요소의 강성은 거의 무한대이다. 따라서 부재의 강성은 탄성 요소에 의해 결정되며 연결 요소와는 무관하며, 연결 요소는 단지 비탄성 거동만을 나타낸다. 그림 3의 (b)는 1층 층간변위와 1층 전단력의 관계로서 일반적인 철근 콘크리트 건물의 거동을 보여주고 있다.

#### 3.2 건물 모델

다음 3.3절의 정적 push-over해석으로 확인할 수 있는 사실은 내부 모멘트 골조를 포함했을 때 저항할 수 있는 전단력이 현저하게 증가한다는 것이다. 따라서 내부 모멘트 골조가 비록 수직력에만 설계되었지만 상당한 횡 저항 능력을 보유하고 있으므로 동적 해석시 내부 골조의 유·무에 따른 영향을 살펴보기 위하여 두가지 다른 모델을 사용하였다. 그림 4(a)는 특수 모멘트 골조만 고려한 모델을, 그림 4(b)는 특수 모멘트 골조에 내부 모멘트 골조를 포함한 모델을 보여준다. 그림 5에서 가장 굵은 선으로 표시된 요소들은 무한대의 강성을 가지는 부재들이며, 그 외 선으로 표시된 요소들은 탄성으로만 거동한다. 부재에서 비탄성 거동은 오직 각자의 단부에서 발생하는 것으로 가정하였으며, 그림 4(c)에서 보듯이 모멘트 접합은 각 부재 단부에 위치한 비탄성 연결요소들로 구성되었다. 그림 4(a)에서 특수 모멘트 골조에 무한 강성을 가지는 트러스 기둥들을 연결한 것은 특수 모멘트 골조 단독 해석시 제외되는 내부 모멘트 골조의 수직하중에 의한 P-Delta 효과를 고려하기 위함이다.<sup>(9)</sup>

그림 4(b)에서는 내부 모멘트 골조가 무한 강성 트러스 요소로 특수 모멘트 골조에 연결되어 있다. 그림 1에 나타나 있듯이 길이 방향으로 4개의 내부 골조가 있다. 본

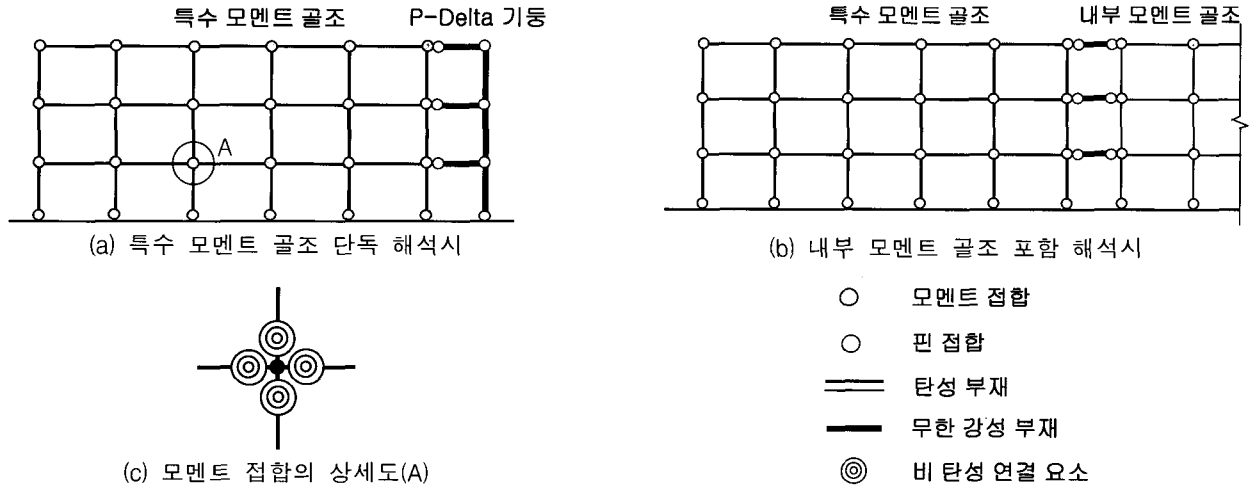


그림 4 건물 해석 모델

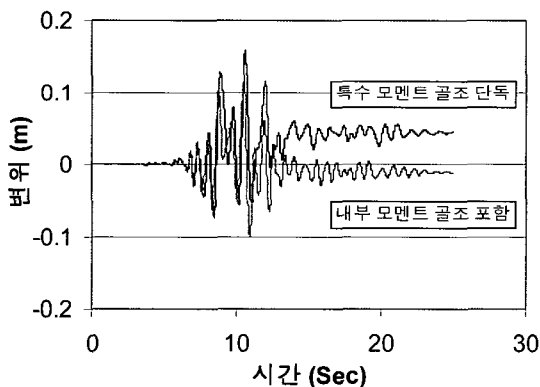


그림 5 LA23 지진에 대한 최고층의 시간 이력

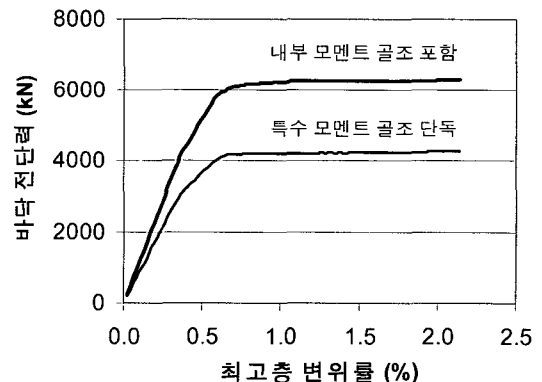


그림 6 정적 Push-Over 해석 결과

연구에서는 하나의 특수 모멘트 골조만을 고려하므로 2개의 내부 골조를 포함하였다. 그림 4(b)에는 나타나 있지 않지만 같은 방법으로 내부 모멘트 골조를 하나 더 포함하여 해석하였다. 이 내부 골조는 해석 방향으로 7개의 베이로 구성되어 있지만 해석의 단순화를 위하여 내부의 5개 베이만을 해석 모델에 적용하였다.

비탄성 동적 해석을 위해 Somerville et al<sup>(7)</sup>에 의해 개발된 지진 하중 중에서 두 쌍을 사용하였는데, 그 중 한 쌍은 2/50의 위험도를 가지는 LA21에서 LA30까지 10개의 지진이고, 다른 한 쌍은 10/50의 위험도를 가지는 LA01에서 LA10까지 10개의 지진이다. 앞으로의 평균 값들은 각 지진 위험도에 대한 10개 지진들의 결과이다. 이 지진들은 건물의 고유주기에서의 Sa(spectral acceleration)가 MCE값 1.61g에 근접하도록 FEMA 355F<sup>(10)</sup>의 비율 조정 방법을 사용하여 변경되었다. 그림 5는 위의 모델을 사용하여 예제 건물의 LA23에 대한 최고층의 시간 이력 결과이다.

### 3.3 정적 Push-Over 해석

설계된 건물의 거동을 확인하기 위한 간단한 방법이 정적 push-over 해석이다. 그림 6이 그 결과를 보여주고 있다. 예제 건물의 설계 밀면 전단력은 2,116 kN이다. 특수 모멘트 골조만 해석한 결과를 살펴보면, 초기 항복 시점에서의 전단력이 설계 전단력 보다 50% 이상 크며, 최대값은 두배 정도이다. 이 결과는 앞 절에서 계산된 층간 변위를값으로 예상할 수 있다. 따라서 층간변위를값과 정적 push-over 해석에 의한 전단력을 통해, 건물의 설계가 규준에서 고려한 지진에 충분히 저항할 수 있다는 것을 알 수 있다. 그림 6에서 보듯이, 내부 모멘트 골조를 포함시키면 그 값들이 더욱 더 증가함을 알 수 있다. 해석 모델에 대한 자세한 사항은 다음 장에 기술되어 있다.

## 4. 동적 해석 결과

먼저 예제 건물의 비탄성 동적 거동을 알아보기 위하여 파괴 형태를 관찰하였다. 이를 위하여 수 개의 체크 포인트를 지정해서 그 지점의 최대 소성 회전, 소산 에너지를 확인하였다. 그 다음으로는 건물의 최대 층간변위를 요구 값을 조사하였는데, 이 값은 지진에 대한 건물의 거동을 파악하기 위해 가장 많이 사용되는 변수이다. 이 때 IBC 2003의 기준인 2/50 지진 위험도 뿐만 아니라 UBC 94의 기준인 10/50 지진 위험도에 대해서도 IBC 2003과의 차이를 조사하기 위해 그 값들을 서로 비교하였다.

### 4.1 파괴 형태

그림 7에 나타나 있는 대로 특수 및 내부 모멘트 골조의 동일한 위치가 지정되었는데, 각각 기둥에 5개 지점, 보에 4개 지점이다. 기둥의 경우 1·2층 바닥과 천장 및 내·외부 접합부, 보의 경우 2·3층 내·외부 접합부를 대표할 수 있는 위치로 선정하였다.

표 5와 표 6은 최대 소성 회전과 소산 에너지의 평균값과 변동계수(COV, coefficient of variation)을 보여준다. 최대 소성회전과 소산에너지는 대체적으로 동일한 경향을 보여준다. 먼저 IBC 2003의 기준인 2/50 지진 위험도의 결과를 살펴보면, 모델의 종류에 관계없이 특수 모멘트 골조의 경우, 1층 기둥 하부(C1B, C2B)와 보 전체(B1L, B2R, B3L, B4R)에서 비탄성 거동으로 인식될 수 있는 수준의 값들을 보여주고 있다. 내부 모멘트 골조의 경우, 기둥에서는 IC1B, IC2B, IC2T에서, 보에서는 IB1L, IB3L에서 비탄성 거동이 나타나고 있다. 이를 토대로 그림 7은 지진 발생시 나타날 수 있는 소성힌지의 위치를 보여준다. 특수 모멘트 골조의 경우, 기둥은 1층 하부에서만 그리고 보는 전체 양단에서 소성힌지가 발생하는 형태로 나타나며, 내부 모멘트 골조의 경우, 외부 기둥은 1층

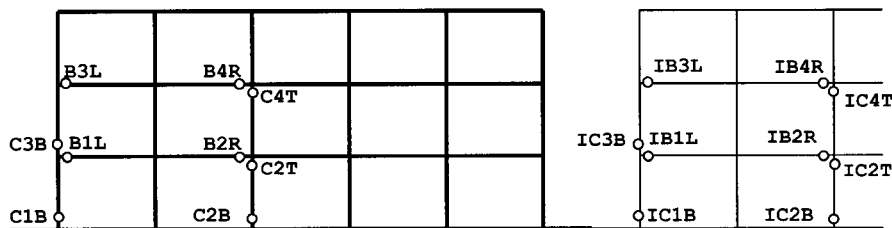


그림 7 체크 포인트 위치

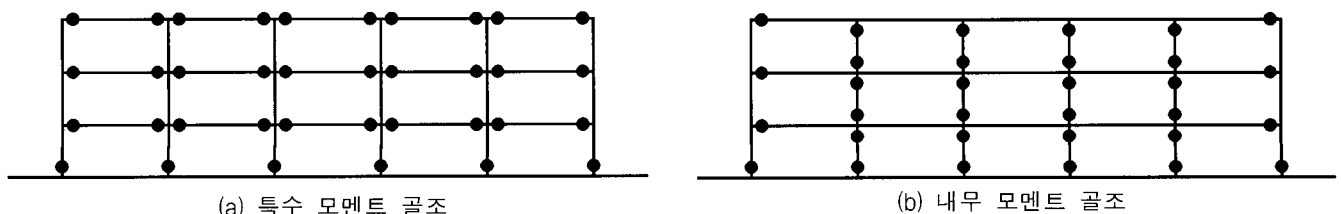


그림 8 파괴 형태

하부, 내부 기둥은 전체 상·하부에서, 그리고 보는 외부  
 접합부에서만 소성힌지가 발생하는 형태로 나타났다. 표 5  
 과 표 6에서 알 수 있듯이 특수 모멘트 골조의 비탄성 거  
 동 형태 (파괴 형태)는 내부 모멘트 골조의 해석시 포함  
 유·무에 관계 없이 일정하였다. 특수 모멘트 골조에 대  
 한 결과는 SCWB(strong column weak beam)의 전형을,  
 내부 모멘트 골조에 대한 결과는 SBWC(strong beam-  
 weak column)의 전형을 보여준다. 10/50 지진 위험도  
 의 결과도 같은 경향을 보여주지만 그 값들의 크기는 상  
 대적으로 작음을 알 수 있다.

다음으로 모델의 종류에 따른 결과를 살펴보겠다. 내부

모멘트 골조를 포함한 해석일 때, 특수 모멘트 골조 보의  
 소성 회전값과 소산 에너지가 특수 모멘트 골조 단독 인  
 경우보다 감소하였으나 기둥의 경우는 차이가 거의 나타  
 나지 않았다. 또한 특수 모멘트 골조 보의 4개 위치에서  
 의 값들을 살펴보면 단독 해석시에는 그 값들이 2·3층  
 모두 비슷하나 내부 골조 포함시에는 3층(B3L,B4R)의 결  
 과가 2층(B1L,B2R)의 결과보다 감소함을 알 수 있다. 이  
 는 비탄성 거동시 전체 건물의 파괴 형태는 특수 모멘트  
 골조에 의해 좌우되나, 내부 모멘트 골조가 일정 부분 파  
 괴 정도를 부담함으로써 횡 저항 시스템인 특수 모멘트  
 골조에서 보의 부담이 감소되는 형태로 나타난 것이다. 이

표 5 최대 소성 회전값(rad)

해석종류 지진위험도	특수 모멘트 골조 단독				내부 모멘트 골조 포함			
	2/50		10/50		2/50		10/50	
변수	평균값	COV	평균값	COV	평균값	COV	평균값	COV
C1B	0.020	0.47	0.004	0.96	0.020	0.58	0.003	1.53
C2B	0.021	0.46	0.004	0.96	0.020	0.57	0.003	1.48
C2T	0.000	2.60	0.000	-	0.001	1.78	0.000	-
C3B	0.001	0.00	0.000	-	0.000	0.00	0.000	-
C4T	0.001	2.64	0.000	-	0.004	0.98	0.000	-
B1L	0.023	0.40	0.006	0.52	0.020	0.53	0.004	0.83
B2R	0.021	0.43	0.006	0.64	0.017	0.64	0.004	1.03
B3L	0.025	0.42	0.007	0.27	0.014	0.72	0.004	0.61
B4R	0.023	0.46	0.006	0.67	0.013	0.75	0.004	0.83
IC1B	-	-	-	-	0.020	0.59	0.002	1.63
IC2B	-	-	-	-	0.021	0.57	0.003	1.46
IC2T	-	-	-	-	0.018	0.66	0.001	2.37
IC3B	-	-	-	-	0.001	1.04	0.000	2.41
IC4T	-	-	-	-	0.016	0.63	0.002	1.43
IB1L	-	-	-	-	0.017	0.62	0.002	1.48
IB2R	-	-	-	-	0.000	0.00	0.000	-
IB3L	-	-	-	-	0.009	0.57	0.001	1.65
IB4R	-	-	-	-	0.000	0.00	0.000	-

표 6 소산 에너지 (kN·m)

해석종류 지진위험도	특수 모멘트 골조 단독				내부 모멘트 골조 포함			
	2/50		10/50		2/50		10/50	
변수	평균값	COV	평균값	COV	평균값	COV	평균값	COV
C1B	110	0.34	24	1.05	107	0.39	18	1.37
C2B	125	0.34	28	1.02	121	0.37	21	1.31
C2T	2	2.70	0	1.77	3	1.91	0	2.14
C3B	3	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00
C4T	3	2.52	0	1.29	12	1.02	0	2.27
B1L	100	0.31	35	0.71	87	0.34	27	1.04
B2R	86	0.26	24	0.77	75	0.30	19	1.14
B3L	80	0.43	31	0.72	47	0.42	18	1.00
B4R	78	0.33	23	0.87	40	0.33	13	1.08
IC1B	-	-	-	-	13	0.53	3	1.40
IC2B	-	-	-	-	26	0.51	4	1.13
IC2T	-	-	-	-	22	0.63	1	1.91
IC3B	-	-	-	-	3	0.79	1	1.08
IC4T	-	-	-	-	16	0.62	4	1.35
IB1L	-	-	-	-	12	0.60	2	1.54
IB2R	-	-	-	-	0	1.31	0	1.55
IB3L	-	-	-	-	4	0.93	1	1.99
IB4R	-	-	-	-	0	1.34	0	2.05

경향은 다음 4.2절에서도 확인할 수 있다.

평균값에 대한 신뢰성을 확인할 수 있는 COV값을 살펴보면, 최대 소성 변위값의 경우 특수 모멘트 골조 단독 해석시에는 COV가 0.5이하 값들이지만 내부 모멘트 골조 포함시에는 0.5를 초과한다. 이는 파괴 형태가 다른 두 골조의 상호작용으로 인해 값들의 분포가 상대적으로 크진 결과이다. COV가 표시되지 않은 경우는 평균값이 0인 경우이며, COV 1.0보다 큰 경우는 대부분의 값들이 0에 가까우면서 한 두개의 결과가 작은 값을 가지는 경우에 발생하기 때문에 이 값들은 통계적으로 무시할 수 있다.

### 4.2 최대 층간변위를 요구값

표 7와 그림8은 지진 위험도 2/50 및 10/50에 대한 평균 최대 층간변위를 요구값을 보여준다. 먼저 최대 층간 변위를 요구값을 해석 종류에 따라 살펴보면, 2/50 지진 위험도시 내부 모멘트 골조의 추가 유·무에 따라 층간 변위가 현저히 차이를 알 수 있다. 특수 모멘트 골조 단독 해석시에는 2, 3층 층간변위가 1층 보다 상대적으로 크지만, 내부 골조 포함시에는 층이 높을수록 크기가 현저히 작아졌다. 이는 2, 3층으로 갈수록 가해지는 전단력의 크기는 감소하지만 내부 골조의 부재가 전 층에 동일하게 설계되었으므로 특히 3층 부재들의 저항력이 상대적으로 증가했기 때문이다. 따라서 특수 모멘트 골조 단독일 때에는 고층부로 갈수록 층간변위가 커지는 자신의 변형 형태를 보여주지만 내부 모멘트가 포함되었을 경우 고층부로 갈수록 층간변위가 작아지는 전단벽의 변형 형태에 가까워졌다. 이 결과는 앞 절에서의 경향과 일치한다. 하지만 최대값을 비교하면 2.88%와 2.47%로 큰 차이를 보이지 않기 때문에 층간변위의 최대값이 현저하게 감소하지는 않았다. 10/50 지진 위험도에 대해서는 내부 골조의 포함 시 변형률 요구값이 조금 감소하나 전체적으로 동일한 경향을 보여주었으며, 이는 그림 8에서 더욱 뚜렷하게 확인할 수 있다. 지진 위험도에 따른 최대 층간변위를

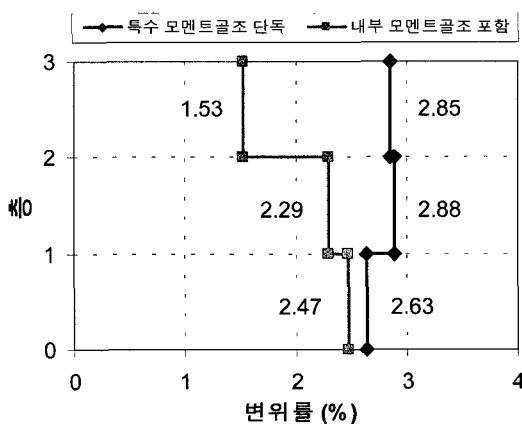
요구값을 살펴보면, 2/50에서는 2% 중반이나 10/50에서는 1% 이하로 감소하였다. 1% 이하의 층간변위라면 건물의 거의 탄성 거동을 한 것으로 볼 수 있는데, 자세한 분석은 다음 장에 기술되어 있다. 최대 층간변위의 분포는 표 7에서 COV의 값으로 확인할 수 있다. 특수모멘트 골조 단독 해석시보다 내부골조를 포함할 경우에 COV가 더욱 증가하였으며, 이는 앞 절의 경우와 동일한 결과이다.

표 7 평균 최대 층간변위를 요구값(%)

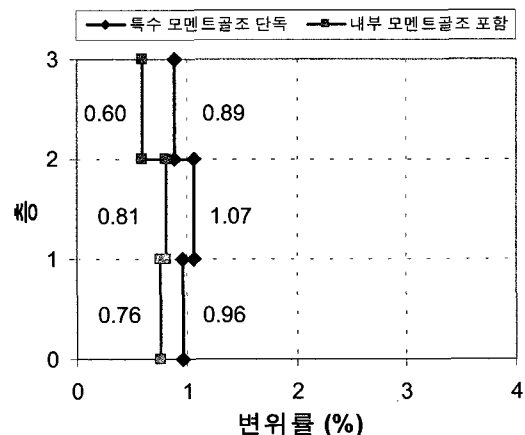
해석종류	특수 모멘트 골조 단독		내부 모멘트 골조 포함	
	2/50	10/50	2/50	10/50
지진위험도				
변수	평균값	COV	평균값	COV
1층	2.63	0.36	0.96	0.39
2층	2.88	0.36	1.07	0.28
3층	2.85	0.39	0.89	0.36

## 5. 고찰

먼저 파괴 형태를 살펴보면, 내부 모멘트 골조의 거동이 매우 중요함을 알 수 있다. 특수 모멘트 골조는 설계 의도에 맞게 소성 힌지가 위치하고 있으므로 논의에서 제외한다. 내부 모멘트 골조의 경우는 그림 8에 나타나 있듯이 기둥의 양단에서 소성 힌지가 발생하여 파괴 형태 상으로 매우 취약함을 보여준다. 따라서 단지 수직력에만 설계가 되었다더라도 지진이 발생했을 때 특수 모멘트 골조와 같이 동시에 반응하게 되므로, 특수 모멘트 골조 보의 소성 변형이 감소하는 효과를 인정하더라도 내부 모멘트 골조 자체의 거동에 대한 자세한 고찰이 필요하다. 더욱이 내부 모멘트 골조를 해석에 포함할 경우 결과값들의 분포가 증가함으로써 그 결과값들의 통계적 신뢰도가 감소한다. 만약 특수 모멘트 골조만을 해석한다면, 그 결과값들에 대한 신뢰도를 과대 평가할 수 있는 위험이 발생한다. 따라서 거동 자체에 대한 분석뿐만 아니라 그 결과값에



(a) 2/50 지진 위험도



(b) 10/50 지진 위험도

그림 9 평균 최대 층간변위를 요구값

대한 정확한 신뢰를 위해서도 해석시 내부 모멘트 골조를 포함시켜야 할 필요가 있다.

다음으로 층간변위를 요구값에 대해 살펴보겠다. 앞서서 언급했듯이 설계시 층간변위를 제한은 2%이다. 그림 9에서 보듯이 2/50 지진 위험도에 대한 최대 층간변위가 특수 모멘트 골조 단독 해석일 때 2.9%이다. 이 결과는 2% 층간변위를 제한의 적합성을 보여주고 있다. 그 이유는 앞서 언급한 바대로 IBC 2003은 설계 지진 계산시 MCE의 2/3를 반영하도록 하였기 때문이다 (표 1). 동적 해석은 MCE를 바탕으로 한 지진 하중들을 사용하였기 때문에 약 1.5배의 결과값은 합리적이라 하겠다.

설계시 변위증가계수( $C_d$ )를 곱하기 전의 층간변위를 항복 변위로 볼 수 있으며, 그 값은 약 0.3%이다. 하지만 그림 6의 정적 push-over 해석 결과를 보면 변위를 0.3% 인근에서 첫 항복을 한 후 약 0.6%에서 완전히 항복함을 알 수 있다. 따라서 10/50에 대한 층간변위는 거의 1.0% 이하 값들을 보여주고 있으므로 변위를 1.0%로 하면 약 1.7(1.0/0.6)의 연성도 요구값이 나온다. 위의 경우와 같이 1.7을 1.5로 나누게 되면 1.1이 된다. 따라서 10/50 지진 위험도에 대해서는 항복은 하지만 미약한 비탄성 거동을 하는 것으로 볼 수 있겠다. 이 결과는 앞 4.1절의 최대 소성 회전값으로도 확인할 수 있다.

## 6. 결 론

3층 철근 콘크리트 모멘트 골조 건물을 비탄성 동적 해석을 통해 거동을 조사하였다. 건물의 거동을 다양한 요구값들을 이용하여 분석, 고찰하였으며, 더불어 해석시 내부 모멘트 골조의 추가 유·무에 따른 영향도 함께 살펴보았다. 이를 통해 다음과 같은 결과를 얻게 되었다.

1. 파괴 형태 관찰을 통해 중요한 비탄성 거동 지점을 확인하였고, 이는 본 연구에서 활용된 바와 같이 앞으로의 연구 활동에도 유용한 정보로 사용될 수 있다.
2. IBC 2003에 의해 설계된 건물은 2/50의 지진 위험도에 대해 파괴 형태 및 층간변위를 요구값의 결과가 기준의 의도에 부합함을 확인하였다. 10/50의 지진 위험도에는 미세한 수준의 비탄성, 즉 탄성에 가까운 거동을 함으로써 충분히 안전하게 저항할 수 있음을 확인하였다.
3. 특수 모멘트 골조 기둥의 소성 회전, 소산 에너지 들은 해석시 내부 모멘트 골조의 추가로 부터 영향이 적었으나 보의 결과들은 변형 형태의 변화로 인해 감소하였다. 이런 결과로 최대 층간변위를 요구값은 조금 감소하였지만 그 차이가 크지는 않았으므로 내부 모멘트 골조의 추가로 인한 영향이 작았다. 하지만 그 값들의 분포가 증가함으로써 신뢰도는 감소하였다. 요구값들의 분포 증가는 지진에 대한 건물의 성능평가지 여러 지진에 대한 결과의 통계치를 사용함을 고려한다면 그

결과에 증대한 영향을 미치게 된다. 따라서 지진에 대한 성능 평가는 내부 모멘트 골조를 포함한 해석을 통해 특수 및 내부 모멘트 골조를 동시에 고려하여야 한다.

본 연구는 철근 콘크리트 모멘트 골조의 실제 지진에 대한 기초적인 거동 특성을 파악하는 것이었다. 앞으로는 성능 평가에 필요한 요소인 저항값을 구하고 FEMA 355F<sup>(10)</sup>의 성능 평가 방식을 이용하여 정량적인 결과를 얻을 계획이다. 이에는 철근 콘크리트 모멘트 골조 자체의 여러 특성 뿐만 아니라 설계 기준에 따른 차이점도 반영할 수 있는 보다 상세한 해석 모델이 필요하다.

## 참 고 문 헌

1. IBC, *International Building Code*, International Code Council, Inc., Falls Church, Virginia, 2003, 756pp.
2. UBC, *Uniform Building Code*, International Conference Building Officials, Whittier, California, 1994.
3. Hueste, M.B.D. and Wight, J.K., "Evaluation of a Four Story Reinforced Concrete Building Damaged during the Northridge Earthquake," *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No. 3, 1997, pp. 387-414.
4. Kim, T. W., "Performance Assessment of Reinforced Concrete Structural Walls for Seismic Load", Ph.D Dissertation, University of Illinois at Urbana Champaign, 2004, 191pp.
5. ACI 318 Committee, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 02) and Commentary (ACI 318R 02)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002, 443pp.
6. Prakash, V., Powell, G. and Campbell, S., "DRAIN 2DX base program description and user guide - version 1.10," *Report no. UCB/SEMM 93/17 and 93/18*, Structural Eng. Mechanics and Materials, Dept. of Civil Eng., Univ. of California, Berkeley, California, 1993, 90pp.
7. Somerville, P., N. Smith, S. Puntamurthula and J. Sun, "Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project," Background Document, *Report No. SAC/BD 97/04*, 1997.
8. Foutch, D.A., Shi, S. and Yun, S. Y., "Element 10: A stiffness and strength degrading element developed for the SAC steel program," distributed with DRAIN 2DX by the National



- Information Service for Earthquake Engineering, available from <http://nisee.berkeley.edu/software/drain2dx/>, 2003.
9. Foutch, D.A. and Yun, S. Y., "Modeling of Steel Moment Frames for Seismic Loads," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, 2002, pp. 529-564.
10. FEMA 355F, *State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.