

# 반응수정계수의 영향에 따른 철골조 빌딩의 내진 성능 평가

## Performance Evaluation of Steel Moment Frame Buildings with Different Response Modification Factors

이 기 학<sup>1)</sup>  
Lee, Kihak

### ABSTRACT

This study focuses on the seismic behavior of 3-, 9-, and 20-story steel moment resisting frame (MRF) structures designed in accordance with the 2000 International Building Code using different Response Modification factors (R factors) 8, 9, 10, 11, and 12. For a detailed case study, 30 different structures were evaluated for twenty ground motions representing the hazard level which is equal to a 2% probability exceeding in 50 years (2% in 50 years). The results showed that the current R factors provide conservative designs for the 3- and 9-story buildings for the Collapse Prevention performance objective. However, the 20-story buildings designed without using the minimum requirement of spectral acceleration CS prescribed in the IBC 2000 did not satisfy the seismic performance for Collapse Prevention performance.

### 1. 서론

지진 위험이 상존해 있는 지역에 대한 내진설계 규준은 인명 보호의 목표를 두고 발전되어 왔다. 현재의 내진설계 규준은 강한 지진이 왔을 때 횡력 저항 시스템이 부재의 항복을 경험하며 연성적으로 거동함을 가정하고 있다. 이에 따라 일부 중요한 응력을 받는 부재에 대해 비탄성 변형을 허용한다. 이는 내진설계시 고려된 지반운동에 대해 구조물이 탄성적으로 반응하는 것은 실용적, 경제적인 측면에서 적절하지 못하기 때문이다. 이러한 내진설계는 구조물의 탄성상태에 대한 강도성능을 낮추고 비탄성 변위요구를 늘리게 되는 강도감소계수의 도입을 가져오게 된다. 이러한 강도감소계수는 현재의 내진설계기준에 반응수정계수로 나타나 있으며 시스템에 대한 에너지 흡수 능력, 연성능력, 그리고 기타 요소들을 대표할 수 있도록 도입되어 사용되었다. 그러나 이러한 현재의 내진설계기준에 명시되어 있는 반응수정계수의 값은 과거의 강한 지진으로부터 여러 구조시스템이 보여준 성능에 대한 관찰에 따라 설정되어 왔다.<sup>(1)-(3)</sup> 논리적 근거없이 경험과 관찰에 따라 결정된 반응수정계수를 사용하는 것은 많은 연구자들에게 우려를 가져오게 하였다.<sup>(4)-(6)</sup>

이 연구의 목적은 높은 지진 위험도를 가진 지역에 위치한 철골조 모멘트 구조물에 대한 반응수정계수를 평가함을 목표로 하고 있다. 3층, 9층, 그리고 20층으로 구성된 다양한 구조물 모델(두 가지의 설계범위)이 2000 International Building Code (IBC)<sup>(7)</sup> 기준과 각각의 다른 반응수정계수(8, 9, 10, 11, 12)에 따라 설계되었다. 전체 30개의 구조물이 50년 동안의 2% 초과 확률(약 2500년의 재현주기)을 가지는 20개의 지반 운동에 대해 내진 성능(Capacity)과 이에 따른 반응 요구(Demand)가 조사되었다. 이 결과는 현재 강진지역에서 널리 사용되는 내진설계기준(IBC 2000)에 따라 설계된 표준 구조물과의 성능 비교를 통해 반응수정계수의 변화에 따른 구조물의 거동 효과를 조사하게 된다. 현재 우리나라

\* 정회원, 세종대학교 건축공학과 조교수, 공학박사  
(Tel. 02-3408-3286, Fax. 02-3408-3331, E-mail: kihaklee@sejong.ac.kr)

표 1. 하위 범위에 따라 설계된 3층, 9층 및 20층 구조물의 부재

층	반응수정계수 = 8			반응수정계수 = 9			반응수정계수 = 10			반응수정계수 = 11			반응수정계수 = 12				
	기둥 외부 <sup>2</sup>	내부 <sup>3</sup>	DP <sup>1</sup> 내부	보	기둥 외부	DP 내부	보	기둥 외부	DP 내부	보	기둥 외부	DP 내부	보	기둥 외부	DP 내부	보	
3층 하위범위 설계 <sup>4</sup>																	
1	257 <sup>2</sup>	283	7/8	W30x99	233	257	3/8	W30x90	211	233	3/8	W27x94	211	211	0	1/2	W27x94
2	257	283	1	W33x118	233	257	1/2	W30x116	211	233	1/2	W30x108	211	211	0	3/8	W30x90
3	257	283	0	W21x68	233	257	0	W18x65	211	233	0	W18x55	211	211	0	0	W18x55
9층 하위범위 설계 <sup>4</sup>																	
1	500 <sup>5</sup>	550	0	W36x150	455	500	0	W36x135	426	455	0	W33x130	398	426	0	0	W33x118
2	500	550	0	W36x150	455	500	0	W36x135	426	455	1/8	W33x130	398	426	0	1/8	W33x118
3	455	500	0	W36x150	398	455	1/8	W33x130	370	426	1/4	W33x130	342	398	0	1/4	W33x118
4	455	500	0	W33x141	398	455	1/8	W33x130	370	426	1/8	W33x130	342	398	0	1/8	W33x118
5	398	455	1/8	W33x141	370	398	1/2	W33x130	342	370	3/8	W30x108	311	342	0	3/8	W30x99
6	398	455	0	W33x141	370	398	1/8	W30x108	342	370	1/4	W30x108	311	342	0	1/4	W30x99
7	283	398	0	W30x116	257	370	0	W30x108	233	342	0	W30x90	211	311	1/8	1/4	W30x99
8	283	398	0	W30x116	257	370	0	W30x108	233	342	0	W30x90	211	311	0	0	W27x84
9	257	283	0	W27x94	233	257	0	W27x84	211	233	1/8	W24x76	193	211	0	1/4	W24x68
R	257	283	0	W21x62	233	257	0	W21x50	211	233	0	W21x44	193	211	0	0	W21x44
20층 하위범위 설계 <sup>7</sup>																	
0	2.00 <sup>8</sup>	279 <sup>9</sup>	0	W14x22	2.0	250	0	W14x22	2.0	250	0	W14x22	2.0	229	0	0	W14x22
1	2.08	279	1/8	W30x90	2.0	250	1/4	W27x84	2.0	250	1/4	W27x84	2.0	229	0	1/4	W24x76
2	2.08	279	1/8	W30x90	2.0	250	1/4	W27x84	2.0	250	1/4	W27x84	2.0	229	0	1/4	W24x76
3	1.25	250	1/4	W30x90	1.25	250	1/4	W27x84	1.25	229	3/8	W27x84	1.25	229	0	1/4	W24x76
4	1.25	250	1/4	W30x90	1.25	250	1/4	W27x84	1.25	229	3/8	W27x84	1.25	229	0	1/4	W24x76
5	1.25	250	1/4	W27x84	1.25	250	1/4	W30x90	1.25	229	3/8	W27x84	1.25	229	0	3/8	W27x84
6	1.25	250	1/4	W30x90	1.0	229	3/8	W30x90	1.0	229	1/2	W27x94	1.0	207	0	1/2	W27x84
7	1.25	250	1/4	W30x90	1.0	229	3/8	W30x90	1.0	229	1/2	W27x94	1.0	207	0	1/2	W27x84
8	1.25	250	1/4	W30x90	1.0	229	3/8	W30x90	1.0	229	1/2	W27x94	1.0	207	0	1/2	W27x84
9	1.0	229	3/8	W30x90	1.0	229	3/8	W30x90	1.0	207	5/8	W27x94	1.0	176	0	5/8	W27x84
10	1.0	229	3/8	W30x90	1.0	229	3/8	W30x90	1.0	207	5/8	W27x94	1.0	176	0	5/8	W27x84
11	1.0	229	3/8	W30x90	1.0	229	3/8	W27x84	1.0	207	5/8	W27x94	1.0	176	0	5/8	W27x84
12	1.0	229	3/8	W30x90	0.75	176	5/8	W27x84	0.75	176	5/8	W24x84	0.75	176	0	1/2	W24x76
13	1.0	229	3/8	W30x90	0.75	176	5/8	W27x84	0.75	176	5/8	W24x84	0.75	176	0	1/2	W24x76
14	1.0	229	3/8	W30x90	0.75	176	5/8	W27x84	0.75	176	5/8	W24x84	0.75	176	0	1/2	W24x76
15	0.75	192	1/2	W27x84	0.75	176	5/8	W27x84	0.75	176	5/8	W24x84	0.75	176	0	1/2	W24x76
16	0.75	192	1/2	W27x84	0.75	176	5/8	W27x84	0.75	176	5/8	W24x84	0.75	176	0	1/4	W24x62
17	0.75	192	1/2	W27x84	0.75	176	1/8	W24x55	0.75	176	1/8	W24x55	0.75	176	0	1/4	W24x62
18	0.5	146	3/4	W27x84	0.5	146	1/4	W24x55	0.5	131	3/8	W24x55	0.5	146	0	3/8	W24x62
19	0.5	146	3/8	W24x62	0.5	146	1/4	W24x55	0.5	131	0	W18x46	0.5	146	0	0	W18x35
20	0.5	131	1/8	W18x40	0.5	131	0	W18x35	0.5	117	1/8	W18x46	0.5	104	0	1/8	W18x35
R	0.5	131	0	W16x31	0.5	131	0	W16x26	0.5	117	0	W16x26	0.5	104	0	0	W14x26

1: Doubler plates; 2: 외부 기둥; 3: 내부 기둥; 4: W14의 부재가 3층과 9층 구조물에 사용됨; 5: W14x257; 6: W14x500  
7: Box 형태의 기둥(15x15)이 모서리에 그리고 W24의 부재가 내부 경간에 사용됨; 8: 15x15x20; 9: W24x279

라에서는 구조물의 합리적인 내진성능을 확보하기 위해 신내진설계기준 Korean Building Code (KBC) 2005<sup>(8)</sup>가 발간되어 실제 건축 구조물의 설계에 적용되고 있다. 현재 KBC와 IBC에서 채택하고 있는 내진설계의 방향과 성능 목표에는 많은 관련이 있으므로 본 연구를 통해 향후 우리나라 KBC의 내진기준 개정 방향에 대해 참고 자료로 쓰일 수 있다. 이러한 연구를 바탕으로 우리나라 지질조건과 지진위험도를 고려한 충분한 수의 지반운동을 통해 실제 중간 및 보통 모멘트 골조 시스템의 성능을 파악하는 것이 다음의 연구 목표이다.

## 2. 빌딩 모델의 설계와 해석

표 2. 연구에 사용된 구조물 모델의 주기

구조물 모델	경험식에 따른 주기	하위범위설계					상위범위설계				
		8	9	10	11	12	8	9	10	11	12
반응수정계수 3층 구조물	0.55	0.96	1.02	1.07	1.11	1.13	0.86	0.90	0.95	0.99	1.02
9층 구조물	1.38	2.57	2.73	2.86	2.98	3.11	2.37	2.49	2.55	2.66	2.72
20층 구조물	2.45	4.37 (3.41)	4.59	4.72	5.01	5.40	4.04 (3.41)	4.25	4.42	4.60	4.75

본 연구에서는 3층, 9층, 20층 철골 모멘트 구조물이 본 연구에 고려되었다. 모든 구조물의 지반 조건은 2000 IBC 기준에 따라 정의된 지반 그룹(Site Class) D에 위치한 것으로 가정되었다. 구조물 외곽의 골조 프레임이 횡력에 저항할 수 있도록 모든 구조물에 고려되었고 양 끝단에 화살표로 표시되어 있다. 본 연구에서 사용된 철골 구조물의 모델은 기존의 연구<sup>(9)</sup>에서 사용되었던 건물의 평면과 입면을 사용하여 각각의 다른 반응수정계수를 이용하여 설계되었다. 현재 철골조 특수 모멘트골조 구조물에 대해서는 반응수정계수 8의 값이 사용되고 있다. 각각의 구조시스템에 대해 비교적 큰 반응수정계수 값을 가지는 일부 구조시스템은 취성적 파괴나 시스템 불안정성 없이 구조물이 보다 큰 비탄성 변형 능력을 보유하는 것으로 가정한다는 것이다. 따라서 고정된 탄성 밀면전단력에 대해 큰 반응수정계수에 따라 설계된 구조물은 상대적으로 작은 설계 밀면전단력이 내진설계에 적용되게 된다. 이는 작은 반응수정계수에 따라 설계된 구조물보다 예상되는 지진 횡력에 대해 비교적 작은 크기의 부재의 선택으로 낮은 강성과 유연(flexible)한 구조물의 거동 특성을 보유하게 된다. 본 연구에서 2000 IBC 기준에 식 (1)과 같이 규정되어 있는 탄성 설계스펙트럼( $C_S$ )에 있는 최소 값은 구조물 설계에 고려되지 않았다.

$$C_S = 0.044 S_{DS} I_E \quad (1)$$

여기서  $C_S$  = 감소된 설계 반응스펙트럼,  $I_E$  = 구조물 중요도 계수,  $S_{DS}$  = 짧은 주기에서의 탄성 설계 반응스펙트럼이다. 이 조항의 목적은 P-delta 효과가 보다 중요하게 나타나는 고층 구조물에 대해 여분의 추가 안전성을 확보하기 위함이다. 반응수정계수가 12로 설계된 9층 구조물과 모든 20층 구조물은 설계 당시 이 조항의 최소범위에 따라 구조물의 설계에 제한을 받게 되었다.  $C_S$ 에 대한 최소 범위는 미국에서 내진설계를 다루는 IBC 2003 기준에서 삭제되었다. 이에 따라 이 연구에서의 설계는 반응수정계수의 변화를 고려하고  $C_S$ 에 대한 최소 범위는 고려하지 않았다. 이는 각각의 다른 반응수정계수의 변화(8, 9, 10, 11, 12)를 통해 철골조 구조물에 대한 내진성능을 평가하고자 함이다.

본 연구의 비선형 해석을 위해서는 정적해석과 동적해석을 위해 개발된 Drain-2DX 프로그램이 사용되었다.<sup>(10)(11)</sup> 페널존의 강도와 강성에서 기둥의 플랜지가 웨브의 항복이 발생된 이후에도 페널존에 추가의 강도와 강성을 제공하기 때문에 두개의 회전 스프링이 페널존 모델의 특성을 고려하기 위해 사용되었다. 항복강도 345 MPa이 다양한 철골부재의 설계에 사용되었고 구조물 모델의 해석에는 실측과 통계를 통해 실제 항복강도의 평균값을 대표하는 397 MPa가 사용되었다. 또한 구조물의 안정성을 위협할 수 있는 P-delta 효과를 고려하기 위해 내부 단순 골조를 해석 모델에 도입하였다.

구조물의 최대와 최소 기대 성능을 결정하기 위해 상위범위(Upper Bound, UB)와 하위범위(Lower Bound, LB)의 개념이 설계에 사용되었다. 상위범위는 설계밀면전단력과 횡 변위 산정에 필요한 구조물의 주기를 IBC 기준에 나와 있는 경험식으로 결정하였고 하위범위는 컴퓨터 해석 모델을 통해 결정된 구조물의 주기를 사용하였다.

표 1은 본 연구에서 설계된 구조물의 부재를 보여 주고 있다. 지면 관계상 하위범위의 설계만이 표에 명시되었다. 표 2는 설계된 구조물의 1차 주기를 보여주고 있다. 기준에서 주어진 경험식( $T = C_t \times h_n^{3/4}$ )에 따른 주기와 컴퓨터 해석 프로그램을 이용하여 계산한 주기가 같이 보여지고 있다. 예상대로 큰 반응수정계수에 대해 설계된 구조물은 상당히 유연한 구조물의 거동을 보여주며 이에 따라 작은 반응수정계수에 대해 설계된 구조물에 비해 주기가 상당히 길게 나타나 있다. 또한 기준에서 주어진 경험식을 이용하여 계산된 주기와 비교에도 큰 차이를 보이고 있다. 이러한 주기 산정의 차이는 전단벽이나 가새구조 시스템에 비해 보-기둥 접합부의 휨 변형을 통해 횡력을 저항하는 모멘트 저항 시스템에 더 크게 나타나게 된다. 또한 반응수정계수 12로 설계된 구조물은 반응수정계수 8에 따라 설계된 구조물에 비해 설계 밀면전단력이 작게 계산되고 이는 결과적으로 설계된 구조물이 유연한 강성과 장주기로 나타나게 된다. 모든 20층의 구조물들은  $C_S$ 에 대한 최소 값의 고려 없이 설계되었으므로 상당히 긴 주기를 보여주고 있다. 이는 주어진 횡변위의 제한 조건에 대해서 기존의  $C_S$ 에 대한 제한 값에 따라 설계되었던 구조물보다 작은 밀면 전단력에 대해 설계되므로 기존 건물에

비해 상당히 긴 주기를 보여 주고 있다. 참고적으로  $C_5$ 에 대한 최소 값의 고려를 통해 설계된 대표적 20층 구조물은 3.41초의 주기를 가지며 표 2에 R = 8인 항목에 나타나 있다.

구조물 해석 모델에서 철골조 접합부의 지진 거동을 평가하기 위해 두 가지의 접합부 모델이 사용되었다. 횡력 저항 시스템인 모멘트 골조 접합부에 대해 RBS (Reduced Beam Section) 접합부의 연성적 거동이 해석 모델에 고려되었고 접합상세에 대한 자세한 설명은 참고문헌<sup>(13)</sup>에서 보이고 있다. 이는 소성 힌지의 발생을 보와 기둥의 접합부로부터 떨어진 곳에 발생시키기 위해 보의 플랜지부근의 면적을 감소시킨 접합부이다. 또한 철골조 구조물의 실제 거동을 가능한 근접하게 평가하기 위해 수직 하중을 지지하는 내부의 기둥과 여기에 연결된 단순 접합부의 거동을 해석 모델에 고려하였다. 보다 자세한 구조물의 특성과 모델링의 방법은 다른 논문을 참조할 수 있다.<sup>(9)</sup>

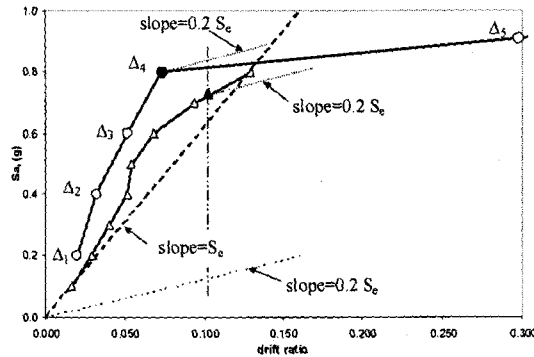


그림 1. 등가동적해석의 예

#### 4. 동적 해석 - 변위능력(Drift Capacity)

구조물의 지진에 대한 변위능력(Seismic drift capacity)은 해당 구조물의 전체 안정성을 결정하기 위해 등가동적해석 (Incremental Dynamic Analysis)<sup>(14)</sup>을 통해 수행되었다. 등가동적해석은 구조물의 전체 거동에 대한 영역을 조사하기 위해(예를 들어 구조물의 탄성영역에서의 항복 및 비선형 비탄성 영역, 그리고 최종적으로 전체 동적 불안정성을 포함하는 영역) 여러 단계의 강도에 따라 조정된 다수의 지반운동을 사용하여 구조물의 모델에 대해 비선형 동적해석을 수행하게 된다. 이는 실무 엔지니어에게 즉각적이나 전체붕괴에 대한 한계상태에 대해 해당 구조물에 대한 내진 요구와 성능을 실제에 근접하게 산정을 하는데 사용할 수 있다.<sup>(15)</sup>

이 변위능력은 지진 하중이 적용될 때 구조물의 붕괴 발생하기 전까지의 최대 변위를 보여 주고 있다. 등가동적해석은 빌딩 구조물에 대해 특정 지반운동을 적용하여 결정하게 된다. 비선형 시간이력 해석을 통해 최대 층간변위가 결정되고 이후 지반 운동의 강도를 일정하게 증가시켜 구조물의 불안정성이 발생할 때까지 다시 해석을 수행한다. 그림 1에서 보는 것같이 각각의 해석 결과는 지반운동의 스펙트럼으로 표시되는 수직 축과 해당되는 지반운동에서 결정된 최대 횡간 변위 값으로 표현되는 수평축의 그래프에 점으로 나타나게 된다. 각각의 등가동적해석의 결과인 점을 이어나감으로써 구조물의 변위능력이 평가되게 된다. 이 연결된 선의 기울기가 구조물의 탄성 모델로부터 결정된 기울기의 20%보다 작을 경우 구조물은 붕괴로 가정이 되면서 최종 위치가 구조물의 횡간 변위(story drift)에 대한 변위능력으로 결정된다. 이 과정이 횡간 변위 비율 10%이내에 나타나지 않으면 전체 횡간 변위에 대한 변위능력 값은 10%로 결정되었다. 이것은 해석 모델이 실제 구조물의 거동을 신뢰성 있게 나타낼 수 있는 변위의 최대값으로 고려되었기 때문이다. 따라서 10%의 횡 변위 값은 구조물이 이미 붕괴수준에 도달한 것으로 가정되었다. 이러한 과정을 다른 지반 운동에 대해 반복함으로 주어진 구조물의 전체 변위 성능이 계산되었다.

표 3. 20층 구조물에 대한 지진 변위 능력과 변위 요구 값

	하위기준설계										상위기준설계										표준 필딩	
	R=8		R=9		R=10		R=11		R=12		R=8		R=9		R=10		R=11		R=12			
	Dm <sup>1</sup>	Cp <sup>2</sup>	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp	Dm	Cp		
1	3.4	7.2	3.3	9.5	3.2	6.4	3.4	10.0	3.4	7.8	2.7	7.7	3.0	7.7	2.9	5.7	3.3	9.5	4.0	6.9	2.3	10.0
2	3.4	7.2	2.9	7.7	3.3	7.5	3.0	6.1	3.0	4.3	3.0	9.2	2.8	9.4	3.0	6.4	2.9	7.7	3.2	7.0	2.5	10.0
3	1.7	8.0	1.5	8.1	1.8	7.2	1.7	6.7	1.5	8.2	1.6	8.9	1.6	8.7	1.6	7.5	1.5	8.1	2.0	8.8	1.5	8.5
4	3.7	5.7	3.6	7.1	3.9	9.2	3.7	4.5	3.6	4.2	3.2	9.8	3.2	7.4	3.4	5.8	3.6	7.1	4.0	8.1	3.2	10.0
5	2.9	10.0	2.3	6.6	2.0	6.5	2.5	8.0	2.2	6.2	2.0	9.8	2.2	8.7	2.4	9.7	2.3	6.6	2.5	10.0	2.0	10.0
6	3.0	8.5	2.9	8.6	2.7	9.6	2.9	5.8	2.8	8.1	2.6	9.7	2.7	6.5	2.7	8.4	2.9	8.6	3.3	10.0	2.7	10.0
7	2.5	9.6	2.9	8.6	2.7	9.0	2.4	7.0	2.3	6.2	1.9	6.9	2.1	8.2	2.7	8.6	2.9	8.6	2.9	9.3	1.8	7.8
8	3.1	6.7	2.9	7.3	2.8	7.2	2.8	5.8	2.8	6.3	2.9	9.7	3.1	8.7	3.0	6.3	2.9	7.3	2.7	7.1	2.1	10.0
9	2.1	9.7	2.0	7.9	2.3	7.6	2.4	6.5	2.1	4.0	1.8	8.3	1.9	8.4	1.7	5.5	2.0	7.9	2.6	7.3	1.6	9.3
10	붕괴	8.9	붕괴	4.6	붕괴	5.1	13.3	8.8	12.6	6.8	13.8	6.2	붕괴	3.3	붕괴	9.1	붕괴	4.6	붕괴	4.6	2.7	3.5
11	3.2	6.5	2.7	9.1	2.8	10.0	3.0	7.5	3.0	6.0	3.0	5.9	2.9	9.0	2.8	4.9	2.7	9.1	3.7	9.0	1.9	6.8
12	2.9	9.3	3.3	4.4	2.8	4.7	3.1	7.2	3.4	5.3	2.3	10.0	2.7	8.3	3.1	9.9	3.3	4.4	3.1	4.6	2.1	10.0
13	3.9	7.9	3.6	4.0	3.7	4.9	3.4	5.6	2.8	7.3	3.2	9.1	3.6	6.5	3.8	6.8	3.6	4.0	3.7	5.0	2.3	9.6
14	3.9	7.5	3.7	3.0	3.7	4.1	3.4	2.8	3.2	3.2	3.1	3.6	3.5	5.1	3.8	4.4	3.7	3.0	3.7	3.5	2.2	9.0
15	7.3	8.3	6.1	6.3	6.0	4.6	4.8	4.0	3.6	2.9	7.0	3.4	7.0	10.0	7.1	5.0	6.1	6.3	6.0	5.4	6.2	6.1
16	7.3	7.0	6.6	5.2	6.5	6.0	5.5	4.6	3.9	7.1	7.2	8.2	7.0	5.8	7.0	6.4	6.6	5.2	6.4	9.9	5.8	7.1
17	4.2	7.2	4.6	4.6	4.7	4.7	6.8	5.4	붕괴	8.4	3.3	8.5	3.9	6.4	4.2	7.2	4.6	4.6	4.7	9.1	3.3	7.1
18	6.7	7.3	8.2	6.2	8.4	6.2	붕괴	7.5	붕괴	4.6	4.4	9.2	5.2	6.6	5.9	6.6	8.2	6.2	8.0	6.2	2.9	10.0
19	1.3	7.6	1.8	5.7	2.1	5.9	1.9	8.9	2.0	5.3	1.4	9.5	1.4	6.5	1.6	6.5	1.8	5.7	2.4	6.0	1.8	8.9
20	3.7	5.8	3.5	5.9	3.5	5.5	4.0	7.4	4.5	4.9	3.0	7.0	3.3	5.8	3.5	5.6	3.5	5.9	3.8	5.3	2.5	7.9
X <sub>m</sub> <sup>3</sup>	3.4	7.7	3.3	6.2	3.2	6.4	3.2	6.2	3.1	5.6	3.0	7.7	3.0	7.1	3.1	6.6	3.3	6.2	3.7	6.9	2.4	8.3
β <sup>4</sup>	.57	.16	.56	.31	.54	.27	.42	.30	.38	.31	.45	.31	.50	.26	.64	.23	.56	.31	.45	.31	.37	.26

1: 변위 요구; 2: 변위 능력; 3: 평균 (median defined as the geometric mean - exponential of the average of the natural log values);

4: 표준편차 (standard deviation of the natural logs of the data points)

본 연구에서 사용된 20개의 지반운동은 지반그룹 D에 해당하는 강진지역에 대해 50년 동안의 2% 초과확률의 지진 위험도를 갖도록 개발되었다.<sup>(16)</sup> 표 3에는 이러한 20개의 지반 운동을 통해 20층 구조물에 등가동적해석을 수행하고 이를 통해 계산된 전체 변위 성능에 대한 값이 나타나 있다. 또한 같은 지반운동에 대한 구조물의 지진 변위 요구(Seismic Drift Demand) 값도 비교를 위해 같이 나타나 있다. 변위 요구에 대한 결과는 다음 절에서 논의한다. 표 3에는 구조물의 설계에 관련되었던 하위 또는 상위 범위의 적용과 설계에 사용된 반응수정계수에 따라 분류되어 있다. 3층과 9층 구조물에 대해서는 평균 변위 능력 값은 각각의 구조물에 대해 다른 값을 가진 반응수정계수가 사용되었음에도 불구하고 기본적인 10%의 횡간 변위 능력 값이 결정되었다. 20층 구조물의 전체 횡 변위 능력 값은 3층과 9층 구조물과는 달리 10%의 값보다 훨씬 낮게 계산되었다. 지반운동의 강도가 증가함에 따라 비탄성 변형과 P-delta 효과가 20층 구조물에 높은 비율로 적용되고 이는 3층과 9층 구조물에 비해 횡 변위의 높은 증가로 나타나게 되었다. 이에 따라 20층 구조물의 불안정 상태가 초기에 나타나게 되었고 결과적으로 낮은 변위 능력 값으로 계산되었다. 하위기준설계와 상위기준설계에 따른 대부분의 건물은 재현주기 약 2500년을 가진 10번째의 지반운동에 대해 붕괴되었고 하위

기준설계와 반응수정계수 11 및 12에 따라 설계된 20층 건물은 17번 및 18번의 지반운동에 대해 구조물의 붕괴가 발생하였다. 이는 구조물의 동적특성에 따른 관성효과와 지반운동의 세기 및 주기적 특성에 따라 각각 다르게 나타난 것이다.

하위 설계범위에 대해 반응수정계수 8과 12에 따라 설계된 20층 구조물은 각각 7.7%와 5.6%의 평균 변위 능력 값을 보여 주었다. 상위 설계기준에 대해 같은 20층 빌딩은 7.7%와 6.9%의 평균 변위 능력 값이 계산되었다. 비교를 위해 반응수정계수 8과 설계스펙트럼에서 최소 C<sub>s</sub>를 고려한 20층 구조물은 표준 건물로 명시하고 표 3의 오른쪽 끝에 나타나 있다. 평균 변위 능력 8.3%와 평균 변위 요구 2.4%의 값이 이 표준 구조물에 대해 계산되었다. 이는 구조물의 변위 능력이 요구에 비해 약 3.4배(8.3/2.4) 더 크다는 것을 의미한다. 이러한 결과는 현재 기준에서 적용하고 있는 C<sub>s</sub>에 대한 최소 기준은 표준 구조물에 강성과 강도의 증가를 가져오고 동적 반응에 대해서는 작은 요구 값을 보여주게 되었다. 결과적으로 이는 C<sub>s</sub>에 대한 고려 없이 설계된 구조물보다 높은 변위 능력에 도달하게 하였다.

### 5. 동적 해석 - 지진 변위 요구

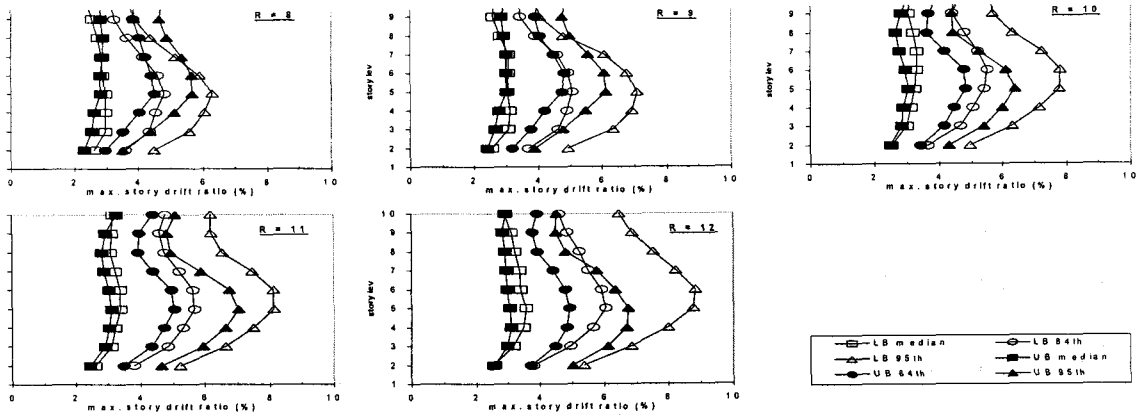


그림 2 50년 동안 2% 지진 위험도를 가진 지반운동에 대한 9층 구조물의 횡 변위 요구

그림 2와 3은 9층 및 20층 구조물에 대해 지진운동의 적용에 따라 횡 변위 요구(Seismic drift demand) 값을 보여주고 있다. 동가동적해석에 사용되었던 20개의 지반운동이 해석에 사용되었다. 일반적으로 상위범위(UB) 설계는 하위범위(LB) 설계에 비해 작은 지진 변위 요구 값을 보여주고 있다.

하위범위 설계와 반응수정계수 8의 값을 적용하여 설계된 9층 구조물은 평균, 84번째, 95번째의 확률 값에 대한 최대 층 변위 비율은 2.98%, 4.79%, 6.28%로 계산되었다. 횡변위 요구 값의 산정에 대해서 84번째와 95번째 확률 값은 각각 평균+1σ (1 x 표준편차)와 평균+2σ (2 x 표준편차)의 범위를 의미한다.<sup>(17)</sup> 이는 각각 20개의 지반운동에 대한 동적해석에서 횡변위의 값을 보다 통계적으로 살펴 보기위해 사용되었다. 같은 하위 범위와 반응수정계수 12가 적용된 9층 구조물에 대해 이 값들은 3.55%, 6.04%, 8.83%이다. 여기서 모든 구조물들은 2000 IBC 기준에 따라 최대 가능 지진(Maximum Considered Earthquake)에 대한 2/3의 값에 2%의 층간 변위 비율에 맞게 설계되었다. 그러므로 완전한 최대 가능 지진에 대한 9층 구조물 모델이 보여준 평균 변위요구 값 3%는 변위 능력과 요구 값을 비교할 때 만족스러운 것으로 가정된다.

그림 3에 나타나듯이 20층 구조물 모델들은 아주 큰 지진 요구 값을 보여주었고 두 개의 지반 운동에 대해 붕괴된 것으로 계산되었다. 이러한 지반 운동은 P-delta 효과가 매우 큰 범위에 20층 구조물이 영향을 받음에 따라 동적 불안정성을 가져오고 붕괴에 이르게 된 것으로 조사되었다. 이 연구에서 고려된 모든 20층 구조물들은 최대 횡 변위 요구에 대해 평균값이 2.46%와 3.23% 사이에 위치하였다. 또한 P-delta 효과가 가장 크게 발생하는 하위 층 부분에 횡간 변위가 크게 집중되는 공통적인 현상을 보여 주었다. 강한 지반운동의 적용에 따라 모든 20층 구조물들은 84번째와 95번째의 값에서 횡 변위에 대한 매우 큰 요구 값을 보여 주었다. 두 개의 구조물(하위설계 범위와 R=8 그리고 상위설계 범위와 R=11)은 84번째에서의 최대 횡 변위 요구 값이 6.2%로 계산된 전체 변위 능력을 초과하였다. 다른 모든 빌딩들은 횡 변위 요구

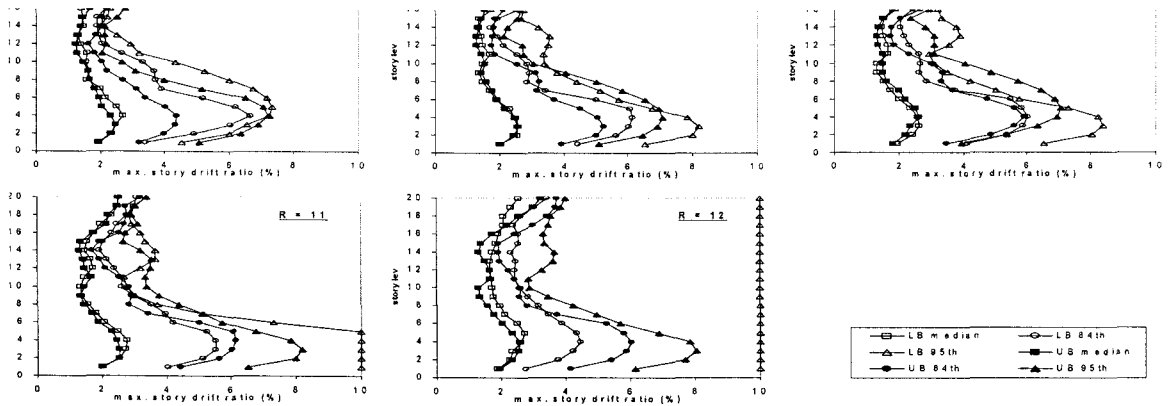


그림 3. 50년 동안 2% 지진 위험도를 가진 지반운동에 대한 20층 구조물의 횡 변위 요구

의 95번째 값에 대해 전체 변위 능력 값을 초과한 것으로 조사되었다. 이러한 결과는 P-delta 효과가 중요한 역할을 하는 고층 구조물의 동적 거동은 지반운동의 주기적인 특성에 매우 민감한 것을 보여주고 있다. 이에 따라 작은 반응수정 계수로 설계된 빌딩에 구조적 불안정성을 가져온 지반운동이 큰 반응수정계수에 따라 설계된 구조물에는 동일한 구조 불안정성을 초래하지 못한 경우도 관찰되었다.

## 6. 결론

1. 각기 반응수정계수를 8에서 12까지 다르게 설계한 3층, 9층 및 20층 구조물 모델에 등가동적해석이 수행되었다. 지반 운동의 강도가 증가함에도 3층과 9층 구조물들은 안정적인 상태를 대부분 유지하였고 이는 3층 및 9층 구조물에 대해 10%의 전체 변위 능력 값이 계산되었다. 그러나 새로운 IBC 2003 기준의 개정에 따라  $C_3$ 에 대한 최소 기준의 적용 없이 설계된 20층 구조물은 전체 변위 능력 값의 10%보다 훨씬 낮게 계산되었다. 강한 지반운동의 적용으로 비탄성 변형과 P-delta 효과가 20층 구조물의 동적거동에 영향을 미치고 이는 큰 횡 변위의 증가와 낮은 변위 능력 값으로 나타나게 되었다. 내진설계기준 (IBC 2000)이 허용하는 최소 강성과 강도를 가지는 하위 설계범위와 반응수정계수 8과 12가 사용된 각각의 20층 구조물들은 7.7%와 5.6%의 평균 횡변위 능력 값을 보여 주었다.

2. 비선형 동적 해석으로 얻어진 지진 변위 요구 값은 3층 및 9층 구조물이 기존의 반응수정계수 값 8에 비해 크게 설계되었음에도 불구하고 안정적인 반응을 보여 주었다. 이는 횡력에 대해 건물에 요구되는 강성이 작아짐에도 안정적 반응을 보여준 것을 의미한다. 일반적으로 큰 반응수정계수 값이 구조물 모델의 설계에 포함됨에 따라 이는 적용된 지반 운동에 대해 변위 요구 값의 증대로 나타나게 되었다. 따라서 이 연구에서 고려된 3층과 9층 구조물에 대해 현재의 반응수정계수 8보다 큰 값을 이용하여 설계된 철골조 모멘트 구조물은 붕괴방지를 위한 성능목표에 만족할 수 있는 내진성능

을 부여하는 것으로 조사되었다.

3. 모든 20층 구조물 모델은 P-delta 효과로 인해 아래층에 횡 변위의 큰 집중이 나타나고 이에 따라 변위 요구 값이 증대하게 되었다. 이 연구에서 현재의 반응수정계수 8과 IBC 2000에서 명시되었던 탄성스펙트럼  $C_s$ 에 대한 최소 값의 적용을 통한 내진설계는 P-delta 효과와 강한 지반 운동으로 인해 구조물의 동적 거동이 증가하기 쉬운 고층 구조물에 대해 붕괴방지의 성능목표를 만족할 수 있는 적절한 구조적 안정성을 부여하고 있는 것으로 조사되었다. 그러나 IBC 2003의 개정에 따라 탄성스펙트럼  $C_s$ 에 대한 최소 값의 적용 없이 설계된 대부분의 20층 구조물은 95번째의 최대 변위 요구 값을 비교할 때 구조물이 보유한 최대 변위 능력 값을 초과하였다.

### 감사의 글

본 연구는 학술진흥재단 신진교수 연구과제 지원사업(과제번호: KRF-2004-003-D00435) 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 감사의 말씀을 드립니다.

### 참고 문헌

1. SEAOC, "Recommended lateral force requirements and commentary." Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, 1959.
2. Miranda, E. and Bertero, V. V., "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design." *Earthquake Spectra*, EERI, V.10, No.2, 1994, pp. 357-379.
3. Newmark, N. M. and Hall, W. J., "Earthquake Spectra and Design." *EERI Monograph Series*, EERI, Oakland, CA, 1982.
4. ATC, "A critical review of current approaches to earthquake-resistant design." *ATC-34*, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1995.
5. Foutch, D. A. and Shi, S., "Effects of hysteresis types on the seismic effects of buildings." *Proceeding, 6th U.S. Nat. Conf. on Earthquake Engr.*, Seattle, WA, May 31-June 4, 1998, Earthquake Engr. Research Institute, Oakland, CA, 1998.
6. *International Building Code*. International Code Council, Falls Church, VA, 2000.
7. Korean Building Code (Structural). 대한건축학회, 2005.
8. Lee, K. and Foutch, D. A. "Performance evaluation of new steel frame buildings for seismic loads." *J. of Earthquake Engr. & Str. Dynamics*, Vol.31, No.3, 2002, pp. 653-670.
9. Prakash, V., Powell, G.H., and Campbell, S., "Drain-2DX, Element description and user guide." *Univ. of California*, Berkeley, CA, 1993.
10. Shi, S. and Foutch, D.A., "Connection element (type 10) for Drain-2DX." *Civil Eng. Report*, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, IL, 1997.
11. Krawinkler, H. and Al-Ali, A. "Seismic demand evaluation for a 4-story steel frame structure damaged in the Northridge Earthquake," *The Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 5, No. 1, March 1996, pp 1-27.
12. Venti, M and Engelhardt M.D., "Brief report of steel moment conn. test, specimen DBBW (Dog bone - bolted web)." SAC Background Document *SAC/BD-99/26*, SAC Joint Venture, Richmond, CA, 1997.
13. Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A., "Incremental Dynamic Analysis." *J. of Earthquake Engr. and Structural Dynamics*, Vol.31, No.3, 2002, pp. 491-514.
14. *FEMA 355 Seismic Design Criteria for Steel Moment-Frame Structures*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C. 2000.
15. Somerville, P., Smith, N, Puntamurthula, S, and Sun, J., "Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project." *SAC Background Document SAC/BD-97/04*, SAC Joint Venture, Richmond, CA, 1997.