

FEMA P695를 이용한 국내 저층 철골 중간모멘트골조의 반응수정계수 제안

Proposition of Response Modification Factor of Low-rise Steel Intermediate Moment Frame in Korea using FEMA P695

한아름¹⁾ · 김태완^{2)*} · 유은종³⁾

Han, A Rum¹⁾ · Kim, Taewan^{2)*} · Yu, Eunjong³⁾

¹⁾한양대학교 첨단건축도시환경공학과, ²⁾강원대학교 건축공학과

¹⁾Frontier Architectural, Urban, and Environmental Engineering, Hanyang University, ²⁾Architectural Engineering, Kangwon National University

/ A B S T R A C T /

In current seismic design code, steel moment frames are classified into ordinary, intermediate, and special moment frames. In the case of special moment frames which have large R-factor, economic design is possible by reducing the design lateral force. However, there is difficulty for practical application due to constraints such as strong column-weak beam requirement. This study evaluated if steel intermediate moment frame could maintain enough seismic capacity when the R-factor is increased from 4.5 to 6. As for the analytical models, steel moment frames of 3 and 5 stories were categorized into four performance groups according to seismic design category. Seismic performances of the frames were evaluated through the procedure based on FEMA P695. FEMA P695 utilizes nonlinear static analysis(pushover analysis) and nonlinear dynamic analysis(incremental dynamic analysis, IDA). In order to reflect the characteristics of Korean steel moment frames on the analytical model, the beam-column connection was modeled as weak panel zone where the collapse of panel zone was indirectly considered by checking its ultimate rotational angle after an analysis is done. The analysis result showed that the performance criteria required by FEMA P695 was satisfied when R-factor increased in all the soil conditions except S_E .

Key words: Steel Intermediate Moment Frame, Panel Zone, Response Modification Factor, FEMA P695, Seismic Performance Evaluation

1. 서론

현행 내진설계기준인 KBC2009[1]의 지진력저항시스템 중에서 철골모멘트골조는 보통(Ordinary), 중간(Intermediate), 특수(Special) 모멘트골조의 세 종류로 분류된다. Table 1에서 볼 수 있듯이 KBC2005[2]에서 연성(Ductile) 모멘트골조 한 가지뿐이었던 것과 비교하면 항목이 더욱 세분화되었고 그에 따른 R값도 다양해졌다. 이러한 변화의 근거는 KBC2009[1]의 모태가 된 IBC2003[3]에 있는데, IBC2000[4]에서 4, 6이었던 보통, 중간모멘트골조의 R값이 IBC2003[3]에서는 각각 3.5와 4.5로 감소되었다. 이는 보통과 중간모멘트골조의 R값을 감소시킴으로써 설계자가 R값이 큰 특수모멘트골조를 선택하도록 하여 이에 해당하는 설계조건 적용을 유도하기 위함이다[5]. 그러나 특수모멘트골조에 해당하는 설계조건은 강기동-약

보 조항을 포함한 여러 가지 제약 조건이 있기 때문에 설계 및 시공이 까다로워지게 된다.

일반적으로 미국에서는 철골모멘트골조를 시공할 때, 외부골조만 횡력을 부담할 수 있도록 강접합으로 설계하고 내부골조의 경우는 핀접합으로 하여 중력하중만 부담하도록 설계하고 있다. 반면, 우리나라는 통상 모든 골조를 강접합하여 횡하중과 중력하중 모두에 저항하도록 하고 있다. 이는 국내 철골모멘트골조의 접합부는 공장에서 컬럼트리 형식으로 제작하고 현장에서는 보부재와 볼트접합을 통해 접합하여 미국과 같이 현장에서 강접합을 위한 용접을 수행하지 않으므로 모든 접합부를 강접합으로 시공하기가 용이하기 때문이다. 하지만 이 과정에서 패널존 부분의 검토 및 보강이 이루어지

Table 1. R-factors for steel moment frames in KBC

KBC2005		KBC2009	
Ductile MF	6	Ordinary MF	3.5
		Intermediate MF	4.5
		Special MF	8

*Corresponding author: Kim, Taewan

E-mail: tkim@kangwon.ac.kr

(Received 21 October 2013; Accepted 19 November 2013)

지 않는 경우가 많다. 미국의 설계관행에 비해 한국의 설계관행을 따라 설계될 경우 횡하중에 저항하는 골조의 수가 많아 여유도(redundancy) 측면에서 내진성능이 향상될 가능성이 있다.

최근 김태원[6]은 이러한 특징을 가진 국내 철골모멘트 골조의 내진성능을 푸시오버해석을 통해 평가하고 전통적인 국내 철골 모멘트골조를 중간모멘트골조로 설계하되 KBC2009[1]의 해당 반응수정계수보다 큰 값을 사용할 있는 가능성을 확인하였다. 하지만 보다 정확한 내진성능의 파악을 위해서는 비선형동적해석에 근거한 평가가 필요하다. 특히 국내 철골모멘트골조의 경우 패널존이 약하고, 약기둥-강보로 설계되기 때문에 패널존의 에너지 소산, 약층의 발생 등과 같은 비선형동적해석만으로 파악할 수 있는 문제들이 있기 때문이다. 김태원[7]에서는 비선형동적해석을 통해 국내 철골모멘트골조의 내진성능을 평가하였고, 국내 철골모멘트골조의 특성인 약패널존과 약기둥-강보의 특성을 반영하기 위해서는 비선형동적해석이 반드시 필요하다 주장하고 있다.

김태원[7]에서는 평가 절차로 FEMA355F[8]를 사용하고 있는데, 이는 1990년대 미국 SAC 프로젝트의 결과로 미국 Federal Emergency Management Agency(FEMA)에서 2000년에 출판한 것이다. 이는 확률과 통계에 기반한 일반적인 성능기반 내진성능평가 절차를 제시하고 있다. 이 후 FEMA에서는 새 구조시스템의 내진설계계수를 제안할 수 있는 절차를 제안했는데 이는 FEMA P695[9]에 수록되어 있다. FEMA P695의 절차는 확률과 통계에 기반한 내진성능평가 절차를 포함하고 있다는 점에서 FEMA 355F와 유사하나 내진설계계수를 제안하는 절차를 담고 있다는 점에서는 서로 다르다. 본 연구에서는 FEMA P695[9]의 절차에 따라 KBC 2009[1]의 중간모멘트골조의 R값 4.5를 KBC2005[2]에서 사용하던 6.0으로 증가시키더라도 골조가 충분한 내진성능을 보유할 수 있는지를 조사하였다. 이를 통해 설계자들이 엄격한 설계조건을 가진 특수모멘트골조를 굳이 사용하지 않더라도 다소 완화된 설계조건과 일정정도 큰 R값을 가지는 중간모멘트골조를 선택하여 보다 경제적이고 실용적인 설계를 할 수 있는 길을 열어주고자 하는 것이 이 연구의 목적이다.

2. FEMA P695에 의한 내진성능평가절차

FEMA P695[9]는 기존의 내진기준에 제시되지 않은 새로운 구조시스템의 내진설계계수를 결정하기 위해 개발된 기법으로 확률적인 개념에 기반하여 비선형 정적해석 및 동적해석결과로부터 내진성능을 파악한다. FEMA P695[9]에서 제시하는 성능목표의 만족기준은 재현주기가 약 2500년인 최대고려지진(Maximum Considered Earthquake, MCE) 발생시 성능그룹내 모든 구조물의 붕괴확률이 20%이하이어야 한다는 것과 성능그룹내 구조물들의 평균 붕괴확률이 10% 이하이어야 한다는 것이다. 이러한 판정은 지진파스펙트럼의 특성을 보정한 구조물의 보정 붕괴여유비(Adjusted Collapse Margin Ratio, ACMR)를 산정하고, 이 값을 붕괴확률 20%와 10%에 해당하는 허용붕괴여유비, $ACMR_{20\%}$ 및 $ACMR_{10\%}$ 과의 비교를 통해 수행한다. FEMA P695[9]는 다양한 구조물의 내진성능평가에 활용되고 있다 [10-12].

FEMA P695[9]의 내진성능평가의 개략적인 절차는 다음과 같다.

- (1) 성능그룹 설정과 성능그룹별 구조물의 구조설계
- (2) 푸시오버해석 결과를 통한 초과강도계수(Ω) 및 연성비(μ_T)의 산정
- (3) 증분동적해석(IDA)을 통한 붕괴시 가속도의 중간값(\widehat{S}_{CT}) 및 붕괴여유비(Collapse Margin Ratio, CMR) 산정
- (4) 스펙트럼 형상계수(Spectral Shape Factor, SSF)를 통한 보정붕괴여유비(Adjusted Collapse Margin Ratio, ACMR) 산정
- (5) 각 구조물별, 성능그룹별 성능목표 만족여부 검토.

3. 예제 건물

본 연구에서 사용한 예제 건물은 3층 및 5층의 저층 철골모멘트골조 건물로 평면은 Fig. 1과 같이 x, y축으로 각각 6경간, 3경간을 가지고 있다. x축방향으로는 보가 기둥의 강축방향과 강접합된 모멘트저항골조형식이며, y축방향으로는 가새 혹은 전단벽에 의해 지진력을 저항하는 것으로 가정하였다. 재료의 공칭항복강도는 보의 경우 245MPa, 기둥의 경우 325MPa를 적용하였다. 기준층의 고정하중은 4.35kN/m^2 이며 활하중은 2.5kN/m^2 , 또한 지붕층은 4.3kN/m^2 의 고정하중과 2kN/m^2 의 활하중을 적용하였다.

FEMA P695[9]에서는 평가대상인 구조시스템의 설계조건에 따라 여러 성능그룹으로 나누어 설계를 진행하고 각 구조물별로 평가한다. 본 연구에서는 Table 2와 같이 국내에 적용되는 4종류의 내진설계범주(Seismic Design Category, SDC)에 따라 성능그룹을 설정하고 각 성능그룹내에서 두 종류의 건물의 층수 즉, 3층과 5층의 구조물을 설계하고 평가를 진행하였다. Table 2의 B, C, D는 내진설계범주로서 KBC2009에 따라 각 내진설계범주의 최대 및 최소에 해당하는 단주기 설계스펙트럼가속도(S_{DS})와 1초주기 설계스펙트럼가속도(S_{D1})를 사용하여 지진하중을 산정한 후 구조물의 설계를 진행하였다. 최대값이 명시되어 있지 않은 D_{max} 의 설계스펙트럼가속도는 국내에서 사용될 수 있는 최대지반가속도인 지진구역 I 과 S_E 지반에 해당하는 값을 사용하였다. Table 2의 T는 지진력저항시스템의 종류와 구조물의 높이에 따른 근사고유주기(T_u)약산식에 주기상한계수(C_u)를 곱한 구조물의 주기이며, C_s 는 중요도계수(I_E)가 1.0일 때 KBC2009[1]에 제시된 식 (1)에 따라 산정한 지진응답계수이다.

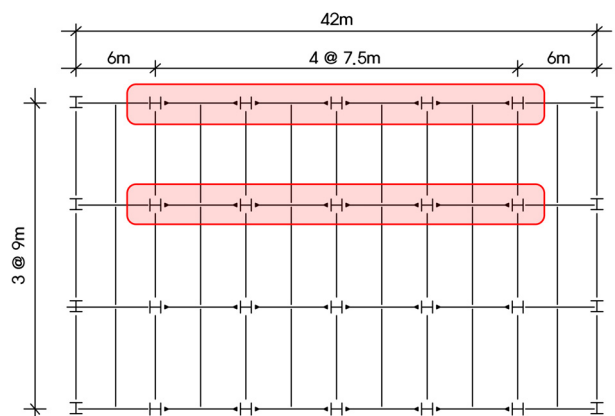


Fig. 1. Plan of analytical models

Table 2. Performance groups of analytical models and modeling parameters

PG	SDC	S_{DS}	S_{D1}	STORY	R	T	T_1	C_S	V_{max}/W	S_{MT}
1	D_{max}	0.653	0.458	3	6	0.74	1.05	0.103	0.255	0.928
				5	6	1.06	1.29	0.072	0.214	0.648
2	$C_{max} D_{min}$	0.5	0.20	3	6	0.80	1.22	0.042	0.195	0.375
				5	6	1.14	1.60	0.029	0.130	0.263
3	$B_{max} C_{min}$	0.33	0.14	3	6	0.86	1.28	0.027	0.183	0.244
				5	6	1.23	1.69	0.019	0.110	0.171
4	B_{min}	0.17	0.07	3	6	0.90	1.18	0.013	0.189	0.117
				5	6	1.29	1.70	0.010	0.100	0.081

$$C_S = \frac{S_{D1}}{[\frac{R}{I_E}]T} \quad (1)$$

또한, T 은 해석모델의 고유치해석을 통해 얻은 고유주기이며, S_{MT} 는 고유주기 T 에서 MCE 레벨지진의 응답스펙트럼가속도로서 설계스펙트럼 가속도값에 1.5를 곱한 값으로 식 (2)와 같이 구할 수 있다. 여기서, S_{MS} 와 S_M 은 단주기 스펙트럼가속도와 1초주기 스펙트럼가속도로 각각 S_{DS} 와 S_{D1} 에 1.5를 곱해준 값이며 T_s (Transition period)는 설계스펙트럼가속도 그래프에서 고유진동주기의 영역을 구분해주는 경계지점의 주기이다.

$$\begin{aligned} \text{if } T > T_s, S_{MT} &= \frac{S_M}{T} \\ \text{Otherwise, } S_{MT} &= S_{MS} \end{aligned} \quad (2)$$

4. 해석모델

내진성능평가는 Fig. 1의 예제건물에서 모멘트골조, 즉 x 축방향을 대상으로 하였다. 그림에 나타난 바와 같이 내부골조와 외부골조가 모두 강접합되어 횡력을 저항하는 골조이므로 Fig. 1에서 박스로 둘러친 외부골조 한 열과 내부골조 한 열을 Fig. 2와 같이 강체로 연결하여 모델링하였다.

푸시오버해석 및 비선형 동적해석은 OpenSEES[13]를 사용하여 수행하였다. 보부재는 ‘beamWithHinges’ 요소를 사용하여 부재의 중앙에서는 선형 탄성으로 거동하고 비선형 거동은 패널존과의 접합부에서부터 보 깊이의 1/2가 되는 지점에서 소성힌지에서 발생하도록 모델링하였다. 보의 이력곡선은 이철호와 박종원[14]의 접합부 실험 결과를 바탕으로 하여 Fig. 3과 같이 1% radian의 회전각에서 강도 감소를 보이는 모델을 사용하였다. 기둥의 경우에는 ‘nonlinearBeamColumn’을 이용하여 Fiber요소로 모델링하였다.

국내 철골모멘트골조는 앞서 언급한 바와 같이 대부분의 경우에 패널존 부분을 보강하지 않으므로 해석 시 반드시 패널존의 변형을 고려하여야 한다. 본 연구에서는 Gupta and Krawinkler[15]의 모델을 사용하여 패널존을 모델링하였다. 이 모델은 Fig. 4와 같이 4개의 강체요소 이루어져 있으며, 전단변형을 모사하기 위해 강체 요소사이의 결합부분 중 3곳은 핀접합하고, 한 곳은 비선형 회전 스프링 요소로 구성되어 있다. 회전 스프링 요소의

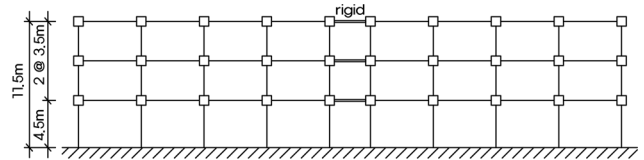


Fig. 2. Elevation of analytical models

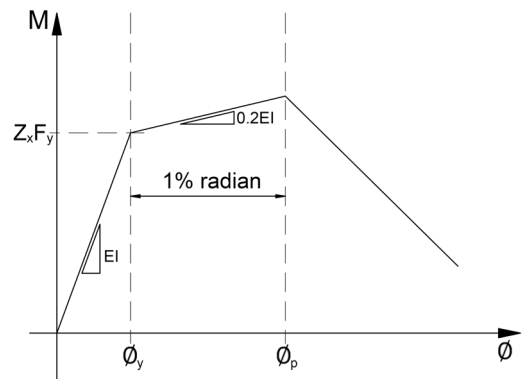


Fig. 3. Envelope curve of beam

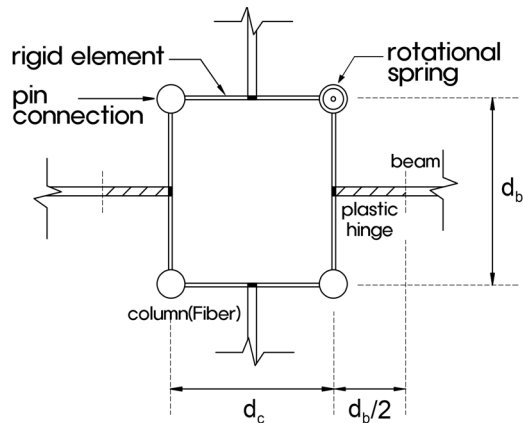


Fig. 4. Panel zone modeling (Gupta and Krawinkler[14])

이력곡선은 Fig. 5와 같은 Gupta and Krawinkler[15]의 Tri-linear 그래프를 사용하였다. 이 모델에서 항복점의 강도(V_y)와 변형각(γ_y) 및 완전소성 상태의 강도(V_p)와 변형각(γ_p)은 식 (3)과 같다.

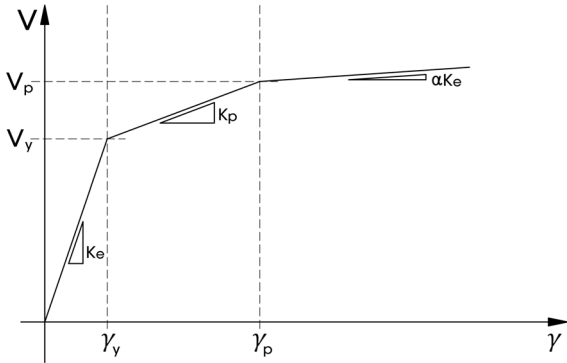


Fig. 5. Envelope curve of panel zone

$$\begin{aligned}
 V_y &= 0.55F_y d_c t_p \\
 \gamma_y &= \frac{F_y}{\sqrt{3} G} \\
 V_p &= V_y \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \\
 \gamma_p &= 4\gamma_y
 \end{aligned} \tag{3}$$

Gupta and Krawinkler[15]는 패널존의 거동을 식(3)에 의한 두 점을 사용하여 Fig. 5와 같이 탄성상태, 항복후, 완전소성상태를 나타내는 세 직선으로 모델링하고 있으나 한계변형각 즉, 파괴시점에 대해서는 언급하고 있지 않다. 본 연구에서는 수치적인 수렴성을 고려하여 완전소성구간의 기울기를 나타내는 변형경화비(strain hardening ratio) α 를 0.1%로 하였으며, FEMA 356[16]에서 패널존의 붕괴방지(Collapse Prevention, CP)에 해당하는 허용수준인 $11\gamma_y$ 를 최대변형한계로 설정하였다. 즉, 패널존 모델에서 강도저하를 모델링하지 않았지만 해석후 결과를 통해 패널존의 변형각이 $11\gamma_y$ 를 초과할 경우 패널존이 파괴된 것으로 판단하였다.

5. 내진성능평가

5.1 비선형 정적 해석(Pushover Analysis)

대상구조물을 이상과 같이 보, 기둥, 패널존으로 구성된 해석모델로 모델링하고 푸시오버해석을 수행한 후 그 결과로부터 초과강도계수(Ω)와 연성비(μ_T)를 산정하였다. 초과강도계수와 연성비는 식(4)와 같이 산정된다. 연성비(μ_T)는 이후 보정 붕괴여유비(ACMR) 산정과 성능목표 만족여부를 판정시 사용된다. 초과강도계수 Ω 의 경우 이후 내진평가절차에 사용되지는 않으나 내진설계계수의 하나로서 개략적인 구조물의 내진성능을 나타내는 지표로 볼 수 있다.

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_{design}}, \mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \tag{4}$$

여기서, V_{max} 는 최대 밀면전단력, V_{design} 은 R=6을 사용하여 산정된

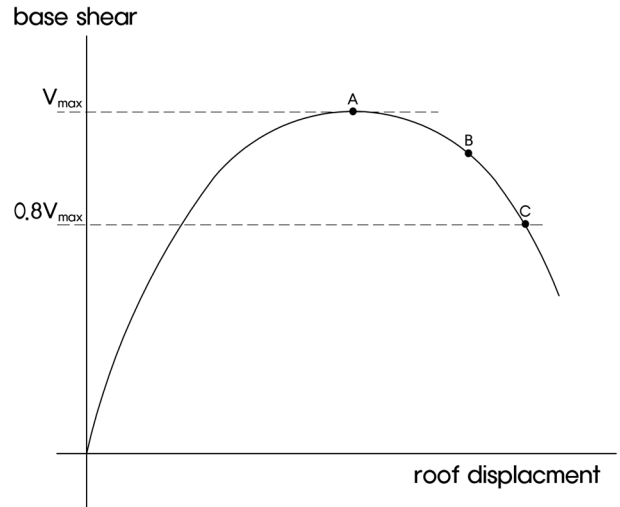


Fig. 6. Determination of V_{max} and δ_u

설계밀면전단력 즉, 지진응답계수(C_S)와 구조물의 유효 중량(즉, $W = 1.0DL + 0.25LL$)의 곱, δ_u 는 최대변위, $\delta_{y,eff}$ 는 유효 항복 변위(effective yield roof drift displacement)로 식(5)에 의해 산정된다.

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{max}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T_1))^2 \tag{5}$$

여기서, C_0 는 단자유도계의 모드변위를 지붕층변위로 변환하기 위한 계수로서 식(6)과 같이 각층의 질량 m_x 와 1차모드의 모드형상으로부터 산정된다.

$$C_0 = \phi_{1,roof} \frac{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_{x=1}^N m_x \phi_{1,x}^2} \tag{6}$$

본 연구에서는 V_{max} 와 δ_u 의 판정시 구조물의 극한변형 뿐 아니라 패널존의 파괴를 추가로 고려하였다. 즉, FEMA P695[9]와 같이 푸시오버 해석 결과로부터 극한점의 밀면전단력을 V_{max} 로 최대밀면전단력이 80%로 저감된 점의 변위를 δ_u 로 산정하되, 패널존의 파괴가 극한점보다 선행할 경우 패널존의 파괴강도 및 그 때의 변위를 V_{max} 및 δ_u 로 판정하였다. 또한 극한점 이후 패널존이 파괴될 경우 패널존파괴시의 변위와 최대밀면전단력이 80%로 저감된 점의 변위를 비교하여 작은 값을 δ_u 로 산정하였다. Fig. 6은 최대밀면전단력 및 파괴점의 변위의 산정방법을 나타낸 그래프로서 A점은 최대 밀면전단력발생시, B점은 패널존 파괴시점, C점은 최대밀면전단력이 80%로 저감된 점의 변위를 비교하여 작은 값을 δ_u 로 산정하였다. Fig. 6은 극한점 이후 패널존의 파괴가 발생한 경우로 V_{max} 는 극한점의 밀면전단력을 사용하나, 최대변위의 경우 최대밀면전단력이 80%로 저감된 점의 변위보다 패널존파괴시점이 선행하므로 패널존 파괴시의 변위를 최대변위로 사용한다.

Table 3은 연구에 사용된 대상구조물들에서 최대 밀면전단력과 최대변

Table 3. Determination of V_{max} and δ_u

PG	SDC	STORY	V_{max}	δ_u
1	D_{max}	3	PZ failure	PZ failure
		5	Ultimate Point	PZ failure
2	C_{max} D_{min}	3	PZ failure	PZ failure
		5	Ultimate Point	PZ failure
3	B_{max} C_{min}	3	PZ failure	PZ failure
		5	Ultimate Point	PZ failure
4	B_{min}	3	PZ failure	PZ failure
		5	Ultimate Point	80% of Ultimate Point

Table 4. Results of pushover analysis

PG	SDC	STORY	Pushover Results	
			Ω	μ_T
1	D_{max}	3	2.48	2.83
		5	2.97	2.87
2	C_{max} D_{min}	3	4.65	2.71
		5	4.50	2.94
3	B_{max} C_{min}	3	6.77	2.66
		5	5.78	4.28
4	B_{min}	3	14.84	3.00
		5	10.04	4.10

위의 시점을 나타낸다. 모든 3층 구조물은 푸시오버그래프가 최대에 이르기 전에 패널존에서 먼저 파괴가 발생하였기 때문에, 패널존의 파괴시점에 의해 구조물의 최대 밀면전단력(V_{max})과 최대변위(δ_u) 시점이 결정되었다. 5층 구조물의 경우 최대 밀면전단력(V_{max})은 극한점에 의해 정해졌으나 최대변위는 성능그룹 1, 2, 3의 경우 패널존의 파괴 시점으로, 성능그룹 4는 강도 손실이 20%가 넘을 때까지 패널존에서 파괴가 일어나지 않아 최대밀면전단력의 80% 지점으로 결정되었다. 이와 같은 과정을 통해 산정된 초과강도계수(Ω)와 연성비(μ_T)의 값이 Table 4에 나타나 있다. 전체적으로 내진 설계범주가 엄격해질수록 초과강도계수와 연성비의 값이 감소함을 볼 수 있다. 특히 지반조건 S_E 에 해당하는 내진설계범주 D_{max} 의 구조물의 경우 3층과 5층 모두 현행 KBC2009[1]의 철골조 중간모멘트골조의 초과강도계수(Ω)인 3보다 작은 값을 나타낸다.

5.2 비선형 동적 해석(Incremental Dynamic Analysis, IDA)

비선형동적해석은 FEMA P695[9]의 평가절차 중 핵심적인 내용으로 증분동적해석(Incremental Dynamic Analysis, IDA)을 통해 구조물 붕괴 시 가속도의 중간값(\widehat{S}_{CT}) 및 붕괴여유비(Collapse Margin Ratio, CMR) 산정한다. 증분동적해석에서는 지진파의 크기를 단계적으로 증분시키면서 구조물이 붕괴에 이를 때까지 비선형 동적 해석을 반복적으로 수행한다.

본 연구에서는 FEMA P695[9]에서 제시하고 있는 44개의 Far-Field 지진파를 사용하였다. 국내의 경우 활성단층의 존재유무가 명확히 규명되지

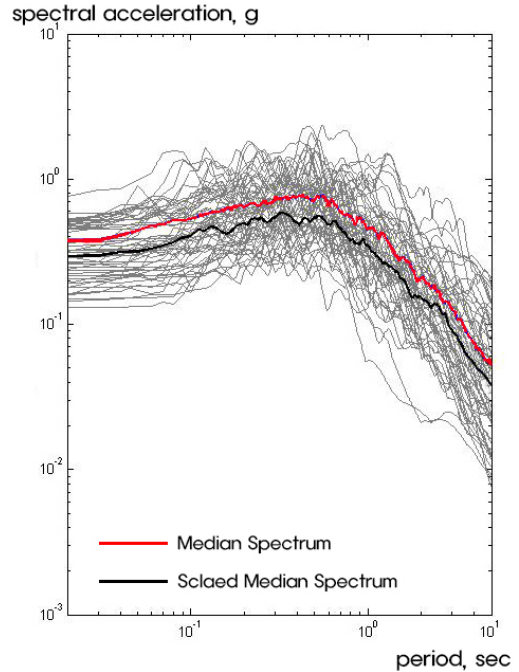


Fig. 7. Spectra of the Far-Field record set[9]

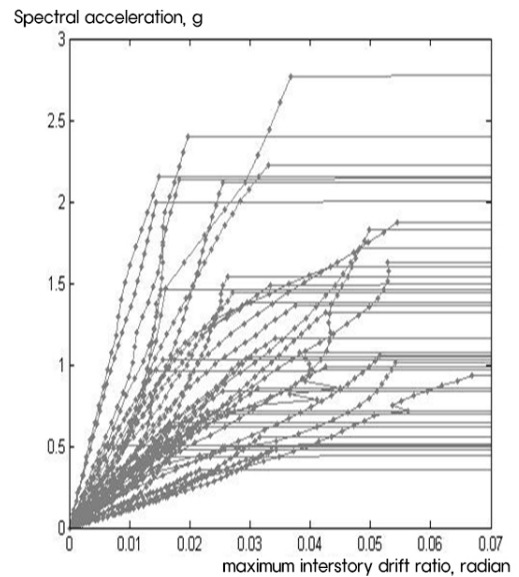


Fig. 8. IDA curve for model 3F $C_{max}(D_{min})$

않았기 때문에 진원의 특성이 크게 반영된 Near-Field 지진파는 사용하지 않았다. 해석에 앞서 지진파를 구조물의 주기와 내진설계범주에 따라 주어진 스케일링계수(Scaling Factor)를 사용하여 스케일링하였다. Fig. 7은 해석에 사용된 44개의 지진파를 성능그룹 2의 3층 모델에 해당하는 값으로 스케일링한 그래프이다. 동적해석시 감쇠비는 5%로 가정하였다. Fig. 8은 IDA 해석결과의 예이다. IDA에서도 구조물의 붕괴판정시 패널존의 파괴를 고려하여 다음 두 지점 중 작은 값을 붕괴시점으로 사용하였다.

FEMA P695[9]에서 제시하고 있는 44개의 Far-Field 지진파를 이용하여 증분동적해석(IDA)을 수행하였다. 증분동적해석(Incremental Dynamic Analysis, IDA)이란 지진파의 크기를 단계적으로 증분시키면서 구조물이

Table 5. Results of seismic performance evaluation

PG	SDC	STORY	Collapse Margin Ratio					Collapse Probability			
			\widehat{S}_{CT}	S_{MT}	CMR	SSF	ACMR	β	$ACMR_{20\%}$	$ACMR_{10\%}$	P/F
1	D_{max}	3	1.058	0.928	1.140	1.204	1.37	0.657	1.74	-	F
		5	0.762	0.648	1.175	1.252	1.47	0.660	1.74	-	F
mean			0.910	0.788	1.158	1.228	1.42	0.658	-	2.33	F
2	C_{max} D_{min}	3	0.752	0.375	2.006	1.080	2.17	0.650	1.73	-	P
		5	0.645	0.263	2.452	1.155	2.83	0.664	1.75	-	P
mean			0.700	0.319	2.219	1.118	2.50	0.657	-	2.32	P
3	B_{max} C_{min}	3	0.717	0.244	2.939	1.110	3.26	0.647	1.73	-	P
		5	0.494	0.171	2.890	1.213	3.51	0.675	1.76	-	P
mean			0.606	0.208	2.915	1.162	3.39	0.661	-	2.34	P
4	B_{min}	3	0.418	0.117	3.570	1.130	4.03	0.675	1.76	-	P
		5	0.258	0.081	3.184	1.221	3.89	0.675	1.76	-	P
mean			0.338	0.099	3.377	1.176	3.96	0.675	-	2.38	P

붕괴에 이를 때까지 비선형 동적 해석을 수행하는 것이다. 해석에 앞서 먼저 지진파를 스케일링해주어야 하며, FEMA P695[9]는 구조물의 주기와 내진설계범주에 따라 스케일링 값(Scaling Factor)을 제공하고 있다. Fig. 7.은 44개의 지진파를 성능그룹 2의 3층 모델에 해당하는 값으로 스케일링한 그래프이다. IDA를 위한 감쇠비는 모든 경우에 대하여 5%로 가정하였다. Fig. 8.은 푸시오버 해석 결과와 마찬가지로 성능그룹 2의 3층 구조물에 해당하는 IDA 그래프를 나타낸 것이다.

구조물이 붕괴에 이르는 시점은 다음 두 지점 중 최소값으로 하였다.

- (1) 구조물의 동적 불안정 상태(Global Dynamic Instability, GI). 즉, IDA 그래프에서 초기 기울기의 20%를 넘기지 않는 최대값(Vamvatsikos and Cornell[17])
- (2) 패널존의 파괴시점.

이러한 과정을 통하여 얻은 붕괴시점의 가속도가 각 지진파에 대한 붕괴 강도(S_{CT})가 되며, 모든 S_{CT} 값들로부터 구한 중간값(\widehat{S}_{CT})과 MCE 크기의 응답스펙트럼 가속도(S_{MT})의 비율을 이용해 식 (7)과 같이 붕괴여유비 (CMR)를 계산하였다.

$$CMR = \frac{\widehat{S}_{CT}}{S_{MT}} \tag{7}$$

5.3 불확실성의 고려

5.3.1 보정 붕괴여유비(ACMR)

발생 확률이 매우 적은 일부 지진파들의 독특한 스펙트럼 형상을 고려해 주기 위해서 붕괴여유비를 보정해 주어야 한다. 이것을 보정 붕괴여유비 (ACMR)라고 한다. FEMA P695[9]에는 구조물의 연성도와 주기에 따라 스펙트럼 형상 계수(Spectral Shape Factor, SSF)를 제시하고 있으며, 이를 이용해 식(8)에 대입하여 보정 붕괴여유비(Adjusted Collapse Margin

Ratio, ACMR)를 산정한다. 산정된 보정붕괴여유비는 성능평가결과와 함께 Table 5에 나타내었다.

$$ACMR = SSF \times CMR \tag{8}$$

5.3.2 시스템 붕괴 불확실성(β_{TOT})

산정된 보정붕괴여유비(ACMR)는 허용치와의 비교를 통해 성능목표의 만족여부를 판정한다. 보정붕괴여유비의 허용치는 시스템 붕괴 불확실성 (total system collapse uncertainty, β_{TOT})의 값에 따라 제시하고 있다. 시스템 붕괴 불확실성을 정하는 요소는 설계요구조건, 실험 데이터, 모델링의 정확도 등이 있다. 푸시오버해석을 통해 구해진 연성비(μ_T)가 3보다 작을 경우에는 불확실성의 각 요소를 나타내는 계수를 식(9)와 같이 조합하여 전체 불확실성을 산정하며, 3보다 클 경우에는 FEMA P695[9]에서 각 계수에 따라 β_{TOT} 값을 제시하고 있다.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \tag{9}$$

여기서, β_{RTR} 은 지진데이터 불확실성을 고려하는 값으로 $0.2 \leq \beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \leq 0.4$ 의 값을 가지며, β_{DR} 는 설계 요구조건의 불확실성, β_{TD} 는 실험 데이터의 불확실성, β_{MDL} 은 모델링의 불확실성을 고려하기 위한 계수이다.

이에 따라 본 연구에서는 성능그룹 3의 5층 골조와 성능그룹 4의 3층, 5층 골조를 제외한 경우는 연성비(μ_T)가 3 미만이므로 식(9)를 이용하여 계산하였다. 또한, 모든 구조물에 대하여 설계 요구조건, 실험 데이터, 모델링에 대한 불확실성에 대한 계수는 FEMA P695[9]에서 제시하는 조건에 따라 각각 Good, Fair, Fair로 평가하였다.

5.3.3 내진성능평가 결과

비선형 해석으로부터 얻은 결과를 통해 얻은 보정 붕괴여유비(ACMR)와 허용 붕괴여유비(ACMR)의 값을 비교하여 구조물의 내진성능을 평가하였다. 허용 ACMR은 FEMA P695[9]의 Table 7-3에서 제시하고 있으며, 개별 구조물에 대하여 $ACMR_{20\%}$, 각 성능그룹에 대하여 $ACMR_{10\%}$ 를 초과하여야 한다. Table 5는 전체 구조물에 대한 내진성능평가 결과를 나타낸 표이다. 내진설계범주가 D_{max} 인 성능그룹 1은 국내 지반조건 중에서 가장 연약한 지반인 S_E 에 해당한다. 이 경우에는 3층과 5층 구조물 모두 20%의 허용 붕괴여유비($ACMR_{20\%}$)를 넘지 못해, 요구하는 성능목표를 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 또한 성능그룹의 평균 보정 붕괴여유비도 10%의 허용 붕괴여유비($ACMR_{10\%}$)를 초과하지 못했다. 하지만 성능그룹 1의 경우를 제외한다면 다른 구조물들은 성능목표 $ACMR_{20\%}$ 와 $ACMR_{10\%}$ 를 모두 만족시키는 것으로 나타났다.

6. 결론

본 연구에서는 한국의 설계관행에 따라 설계된 저층 철골 중간모멘트골조의 반응수정계수를 4.5에서 과거 KBC2005[2]에서 사용되던 값인 6.0으로 증가시킬 경우 내진성능을 FEMA P695[9]의 절차를 따라 평가하였다. 평가에는 내진설계범주(SDC)에 따라 4종류의 성능그룹을 설정하고 각 그룹에 3층과 5층의 구조물을 대상으로 하였다. 패널존 보강이 이루어지지 않는 국내 철골조 건물의 특성을 반영하여 해석시 패널존의 파괴를 추가적으로 고려하였다. 즉, 구조물의 모델링시 Gupta and Krawinkler의 모델을 사용하여 패널존을 모델링하였으며 이때 FEMA 356[16]에 제시된 패널존의 붕괴방지의 허용기준을 패널존의 파괴시점으로 설정하였다.

내진성능평가결과, 성능그룹 1의 경우 3층과 5층 모두 개별 구조물의 보정붕괴여부치가 허용치 $ACMR_{20\%}$ 보다 작았으며, 보정붕괴여유비의 평균값도 허용치 $ACMR_{10\%}$ 에 미달하였다. 성능그룹 1의 내진설계범주 D_{max} 는 국내의 지반조건 S_E 에 해당하는 연약한 지반이다. 비선형정적해석의 결과에서 볼 때 3층 건물의 경우 모든 성능그룹에서 패널존의 파괴가 지배적이었으며 5층의 경우에도 최대변형은 패널존의 파괴에 의해 결정되었다. 또한 푸시오버곡선으로 산정한 초과강도계수(Ω)와 연성비(μ_T)의 경우도 증분동적해석의 결과와 유사하게 성능그룹 1에서 특히 낮은 값을 나타내었다. 하지만 그 밖의 성능그룹 즉, S_E 지반을 제외한 다른 지반 조건에서는 충분한 내진성능을 보유하고 있는 것으로 나타났다. 따라서 반응수정계수 6.0을 철골중간모멘트골조에 적용하는 것은 현 KBC 기준[1]의 지진력저항 시스템 분류 체계를 유지한다고 했을 때 내진설계범주 C까지로 제한한다면 가능하다고 볼 수 있다.

본 연구의 결과는 매우 제한적인 변수만을 고려한 결과임을 주지하고자 한다. 위 Table 2에서 알 수 있듯이 해석대상 건물은 내진설계범주와 두 개의 층수만을 변수로 하고 있다. 새로운 반응수정계수를 제시하기 위해서는 이 외에도 중력하중의 크기, 경간 길이 및 경간수, 횡력에 저항하는 골조의 수 등 다양한 변수들을 고려한 연구가 필요하다.

/ 감사의 글 /

2013년도 강원대학교 학술연구조성비로 연구하였음(과제번호- 120131446). 또한 본 논문은 국토교통부 도시 건축 연구개발사업의 연구비 지원(13AUDP-B066083-01)에 의해 수행되었음.

/ REFERENCES /

1. Architectural Institute of Korea, Korean Building Code 2009, c2009.
2. Architectural Institute of Korea, Korean Building Code 2005, c2005.
3. International Code Council, International Building Code 2003, c2003.
4. International Code Council, International Building Code 2000, c2000.
5. Kim DH, Lee YH, Chung KR. Recommendations and Comparison of KBC-S, UBC-97, IBC-2000, and IBC-2003. Journal of Korean Society of Steel Construction, 2005 Dec;17(4):31-37.
6. Kim TW. Seismic Design of Low-rise Steel Moment Frames in Korea, Earthquake Engineering Society of Korea, 2011 Feb;15(1): 11-18.
7. Kim TW. Seismic Performance Evaluation of Steel Moment Frames in Korea Using Dynamic Analysis. Earthquake Engineering Society of Korea, 2012 Oct;16(4):1-8.
8. FEMA, State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings, FEMA 355F, c2000.
9. FEMA, Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, c2009.
10. Moon KH, Jeon YR, Lee CS, Han SW. Evaluation of Performance of Korean Existing School Buildings with Masonry Infilled Walls Against Earthquakes, Earthquake Engineering Society of Korea, 2012 Dec;16(6):37-46.
11. Han SW, Kang KB, Moon KH, Hwang SH. Seismic Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Systems According to an Improved Design Method of RBS-B Connections. Earthquake Engineering Society of Korea, 2010 Dec;14(6):75-84.
12. Lee JH, Kang HG, Lee MH, Kim JK. Seismic Performance Evaluation of Staggered Wall Structures Using FEMA P695, Earthquake Engineering Society of Korea, 2012 Jun;16(3):43-50.
13. Mazzoni S, McKenna F, Scott M, Fenves G. Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). User Command Language Manual, University of California, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center; c2006.
14. Lee CH, Park JW. Cyclic Seismic Testing of Full-Scale Column-Tree Type Steel Moment Connections, 1998 Dec;10(4):629-639.
15. Gupta A, Krawinkler H. Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, John A. Blume Earthquake Engineering Research Center Report No.132, c1999.
16. FEMA, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, c2000.
17. Vamvatsikos D, Cornell C. Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as seen through Incremental Dynamic Analysis, John A. Blume Earthquake Engineering Research Center Report No.151, c2005.