

다양한 높이를 가진 철골 중간모멘트골조의 내진성능평가

김 동 휘¹ · 박 유 진¹ · 한 상 환^{1*}

¹한양대학교 건축공학과

Seismic Performance Evaluation of Steel Intermediate Moment Frames with Different Heights

Dong Hwi Kim¹, Yu Jin Park¹ and Sang Whan Han^{1*}

¹Department of Architectural Engineering, Hanyang Univ., Seoul, 133-791, Korea

Abstract

The objective of this research is to evaluate the seismic performance of steel intermediate moment frames(IMFs) with different heights. The seismic performance is conducted according to ATC-63. Three-, six-, nine- and twelve-story IMFs are designed according to KBC 2009. The connection is modeled to have a drift capacity of 0.02rad, which is required for IMF connections. This study shows that the probability of collapse increases with an increase in the height of the frame. Nine- and twelve-story frames did not satisfy the requirement specified in ATC-63.

Keywords : steel intermediate moment frame, seismic performance, probability of collapse

1. 서 론

ASCE/SEI 7과 ANSI/AISC 341-10, 그리고 KBC 2009에서는 철골모멘트저항골조를 연성능력에 따라 보통모멘트골조, 중간모멘트골조, 특수모멘트골조 시스템으로 분류하고 있다. ASCE 7-10 12.2.5.7절에서는 철골 중간모멘트골조에 대하여 구조물의 높이에 따라 설계를 제한하고 있다. 하지만 이러한 높이제한에 대한 기준은 내진설계범주 D, E, F 지역에 한정되어 있으며, 내진설계범주 A, B, C의 지방에서의 높이제한을 두고 있지는 않다. 또한 KBC 2009에서는 철골 중간모멘트골조에서의 높이제한에 대한 기준이 명시되어 있지 않다.

철골모멘트골조에 대하여 성능평가를 수행한 연구들은 다음과 같다. Yun과 Foutch(2000)는 증분동적해석을 사용하여 지진하중에 대한 철골모멘트골조의 내진성능을 평가하였다. Yun 등(2002)은 SAC에서 사용한 LA 구조물(3-story, 9-story, 20-story)에 대해서 요구성능을 만족하도록 하는

철골모멘트골조의 신뢰 수준을 평가하였는데, 여기서, 구조물의 높이에 따라 지진하중에 대한 거동 특성의 차이를 반영하기 위한 계수를 도입한 바 있다. Lee와 Foutch(2002)은 접합부의 성능이 개선된 특수모멘트골조 시스템의 해석모델을 개발하고 신뢰도를 평가하였다. 이렇듯 철골모멘트골조를 대상으로 내진성능을 분석한 다양한 연구들이 있지만 이러한 연구들은 접합부의 회전성능에 집중되어 있으며 설계변수에 따른 구조물의 성능차이에 대한 연구는 부족한 실정이다.

따라서 본 연구에서는 내진설계범주 C 지역에 대하여 설계되는 철골 중간모멘트골조의 내진성능이 높이에 따라 어떻게 달라지는가를 분석해 보고자 한다. 구조물의 내진성능평가는 ATC-63 프로젝트에서 제안한 방법론을 따를 것이다(ATC, 2005). 최종적으로 성능평가 결과를 바탕으로 높이가 설계변수로서 구조물의 내진성능에 어떠한 영향을 미치는지 분석해 볼 것이다.

2. 대상골조의 설계 및 모델링

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License(<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

* Corresponding author:

Tel: +82-2-2220-1715; E-mail: swhan82@gmail.com

Received July 2 2014; Revised August 2 2014

Accepted August 3 2014

©2014 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

2.1 대상골조 설계

SAC project에서는 다양한 지반운동의 진동특성에 따른 3층, 9층, 20층의 철골모멘트골조의 거동을 분석하고, 성능 기반의 내진설계 평가방식을 개발하기 위한 연구를 수행한 바 있다(Gupta *et al.*, 1999). 구조물의 설계는 Los Angeles, Seattle, Boston 지역을 대상으로 수행하였으며, 비선형 모델링된 구조물에 대하여 비선형 정적해석 및 동적 해석을 수행하였다.

본 연구에서는 설계 및 해석을 수행할 대상골조로 SAC project에서 사용한 것과 동일한 평면을 가지는 철골모멘트골조를 사용하였다. 그리고 높이를 설계변수로 하여 연구를 진행할 것이므로 SAC project에서 사용한 3층, 9층 구조물에 대해 높이를 세분화하여 구성하였다. 따라서 대상 골조의 평면은 Fig. 1과 같다. 대상골조는 중력하중을 지지하는 중력골조, 횡하중을 지지하는 모멘트골조로 구성되어 있으며, 각각 점선과 실선으로 표시하였다. 모멘트 골조의 기둥은 고정단이며 중력골조의 보와 기둥의 접합은 핀접합으로 되어 있기 때문에 구조물을 해석할 때 지진하중에 의해 발생하는 모멘트는 모멘트 골조에서 받게 된다. 따라서 모든 지진하중을 모멘트골조가 분담하도록 설계한다. 구조물의 경간은 모두 9m이며 3층, 6층 구조물의 층간 높이는 4m, 9층과 12층

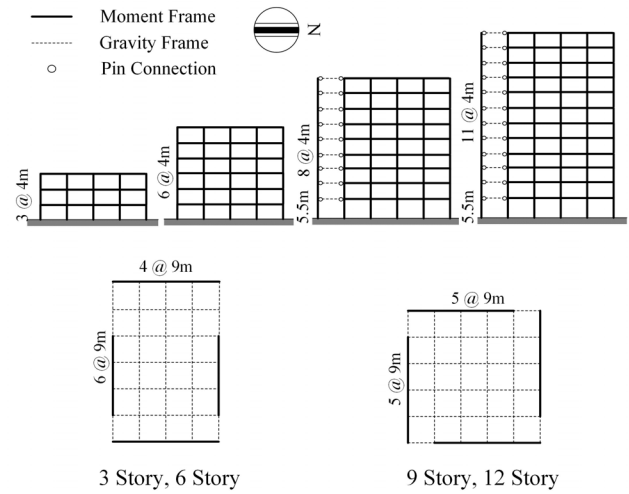


Fig. 1 Plan and elevation of the buildings

구조물의 1층 높이는 5.5m, 나머지 층의 높이는 4m이다.

구조물의 내진설계는 KBC 2009에서 제시된 기준에 따라 수행하였다. 즉 설계를 위해 사용한 내진성능계수는 철골 중간모멘트에 적용되는 반응수정계수 $R=4.5$, 변위증폭계수 $C_d=4$, 시스템 초과강도 계수 $\Omega_0=3$ 이다. 대상골조의 구조 해석을 수행하기 위한 해석법으로는 구조물의 높이에 따른 해석법의 제한을 받지 않고 모든 구조물의 해석에 사용될 수 있는 응답스펙트럼해석법을 사용하였다. 그리고 설계대상 지

Table 1 Column and beam member sizings

	Floor	Column		Girder
		Exterior	Interior	
3 Story	1	H-340×250×9×14	H-394×405×18×18	H-446×199×8×12
	2	H-336×249×8×12	H-394×405×18×18	H-396×199×7×11
	3	H-298×201×9×14	H-344×354×16×16	H-346×174×6×9
6 Story	1	H-400×408×21×21	H-458×417×30×50	H-600×200×11×17
	2	H-400×408×21×21	H-458×417×30×50	H-600×200×11×17
	3	H-400×408×21×21	H-458×417×30×50	H-506×201×11×19
	4	H-340×250×9×14	H-428×407×20×35	H-500×200×10×16
	5	H-340×250×9×14	H-400×408×21×21	H-400×200×8×13
	6	H-354×176×8×13	H-390×300×10×16	H-200×204×12×12
9 Story	1	H-428×407×20×35	H-498×432×45×70	H-692×300×13×20
	2-3	H-428×407×20×35	H-498×432×45×70	H-692×300×13×20
	4-5	H-400×408×21×21	H-458×417×30×50	H-612×202×13×23
	6-7	H-344×354×16×16	H-428×407×20×35	H-596×199×10×15
	8-9	H-344×354×16×16	H-400×408×21×21	H-354×176×8×13
12 Story	1	H-458×417×30×50	H-498×432×45×70	H-708×302×15×28
	2-3	H-458×417×30×50	H-498×432×45×70	H-708×302×15×28
	4-5	H-428×407×20×35	H-498×432×45×70	H-692×300×13×20
	6-7	H-428×407×20×35	H-458×417×30×50	H-582×300×12×17
	8-9	H-414×405×18×28	H-458×417×30×50	H-606×201×12×20
	10-11	H-344×354×16×16	H-414×405×18×28	H-500×200×10×16
	12	H-340×250×9×14	H-394×405×18×18	H-346×174×6×9

역은 중간모멘트골조에 대한 높이규정이 없는 내진설계범주 C 지역 중에서 지반가속도가 최대인 C_{max} 지역으로, 설계를 위하여 사용한 지반가속도는 1초일 때의 설계스펙트럼가속도 $S_{D1}=0.5g$, 단주기일 때의 설계스펙트럼가속도 $S_{D5}=0.2g$ 이다. 고정하중 및 활하중은 SAC project에서 대상구조물의 설계를 위하여 사용한 하중과 동일한 크기의 하중으로, 고정하중은 지붕층을 제외한 일반층은 $4.597kN/m^2$, 지붕층은 $4.12kN/m^2$ 을 사용하였으며 활하중은 일반층인 경우 $2.39kN/m^2$, 지붕층의 경우 $0.96kN/m^2$ 을 사용하였다. 대상건물의 중요도는 1로 가정하고 설계를 수행하였다.

부재의 설계는 기준에서 요구하는 중간모멘트골조에 대한 요구조건에 부합하도록 설계하였다(KBC 2009 0713.10). 즉 모든 부재의 판폭두께비가 콤팩트 단면의 한계값을 초과하지 않도록 하였으며 횡지 간격제한을 만족하기 위하여 횡지 지 가새를 사용하였다. 설계를 위해 사용된 강재는 SM490이다. 위와 같은 설계과정을 통하여 결정한 부재의 단면을 Table 1에 정리하였다.

2.2 비선형 모델링

구조물의 비선형 해석을 위해서는 철골 중간모멘트골조의 거동을 모사하는 모델링이 우선되어야 한다. 비선형 모델링 및 해석을 위한 소프트웨어로는 Opensees 프로그램을 사용하였다(Mazzoni *et al.*, 2007). 그리고 N-S 방향으로 작용하는 지진하중과 E-W 방향으로 작용하는 지진하중을 분담하는 모멘트 골조는 다르기 때문에 각 방향으로 작용하는 지진하중을 분담하는 모멘트골조를 독립적으로 해석할 수 있다. 따라서 해석의 간략화를 위해 Fig. 2에 점선영역으로 표시한 N-S 방향의 모멘트골조를 대상으로 2D 모델링을 수행하였다. 해당 모멘트골조는 N-S 방향 지진하중의 절반을 분담한다. 해석모델의 입면도에서 점선으로 표시한 기둥은 Leaning Column으로 모멘트골조를 제외한 중력골조가 분담하는 중력하중에 대한 $P-\Delta$ 효과를 반영할 수 있도록 하였다.

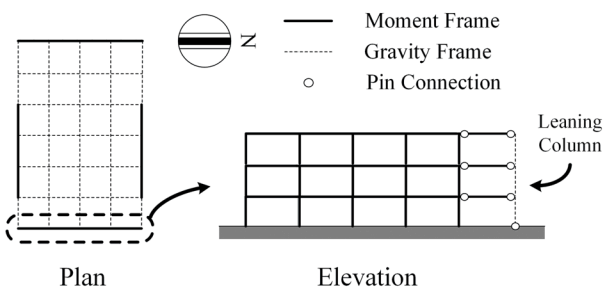


Fig. 2 Elevation of analysis model

세부 모델링 요소의 모델링에 대한 개요는 Fig. 3에 나타내었다. 구조물의 기둥 요소는 P-M 영향을 반영하기 위해 파이버 단면(Fiber section) 요소로 모델링하였으며, 부재의 P-Δ 효과를 고려하였다. 파이버 단면을 구성하는 강재 재료의 모델링은 후탄성 변형 경화율이 3%가 되도록 모델링하여 전체 기둥부재의 이선형 거동을 유도하였다. 그리고 보 요소는 탄성거동이 일어나도록 Elastic Beam Column 요소로 모델링하였으며, 보에서 발생하는 접합부의 파단을 모델링하기 위하여 추가적으로 접합부를 소성힌지로 모델링하여 비선형 거동이 일어나도록 하였다.

Ibarra 등(2005)은 소성힌지로 접합부를 모델링할 경우, 실제 골조부재와 같은 강성을 가지도록 하기 위하여 소성힌지와 보의 강성을 다음 식과 같이 조정하여 소성힌지와 보를 포함한 구조물의 전체 강성이 실제 골조부재와 같도록 하였다. 이러한 강성의 조정을 본 모델에도 반영하였다.

$$K_s = nK_{bc} \tag{1a}$$

$$K_{bc} = \frac{n+1}{n} K_{mem} \tag{1b}$$

$$K_s = (n+1)K_{mem} \tag{1c}$$

여기에서 K_s 는 소성힌지의 강성, K_{bc} 는 보 강성, K_{mem} 은 전체 부재강성이며 $n=10$ 이다.

소성힌지의 모델링은 Ibarra 등(2005)이 개발한 소성힌지 모델을 참고하여 모델링하였다. FEMA(2000)는 Fig. 3의 소성힌지의 힘-변위 그래프에서 a, b, c 값에 따라 접합부의 회전성능을 제안하였다. 해당 그래프에서 a, b 값은 항복이 일어난 후에 생기는 변형의 비율을 의미하며, c 값은 강도감소가 갑작스럽게 발생하였을 때의 줄어든 강도를 의미하는데, 이러한 값들을 각 접합부의 종류에 따라 수치적으로 제안하였다. 따라서 본 연구에서는 접합부를 모델링하기 위

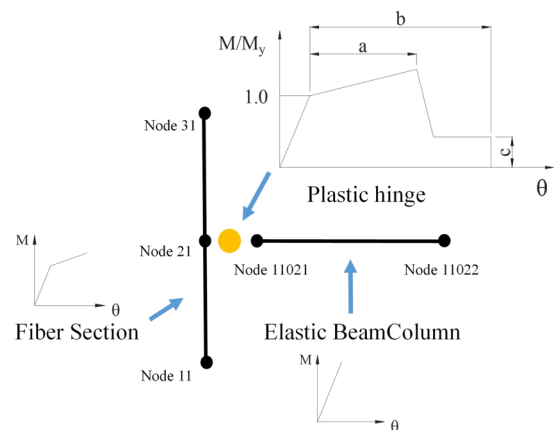


Fig. 3 Nonlinear model for the connection

하여 FEMA(2000)에서 제안한 값을 사용하였다. 이 때 사용한 접합부는 회전성능이 0.02rad를 만족하는 Bottom haunch in WUF without slab이며, 해당 접합부에서의 a, b, c 값은 각각 0.018, 0.023, 0.2이다.

3. 내진성능평가

3.1 내진성능평가의 절차

ATC(2005)는 비선형 시간이력해석을 이용하여 구조물의 붕괴안정성을 평가하는 내진성능평가 방법을 제안하였는데, 구조물에 최대고려지진 하중이 작용하였을 때의 붕괴여유비를 계산함으로써 낮은 붕괴확률을 가지도록 하는 것을 목표로 하고 있다. 위 방법론에 따라 내진성능평가를 수행하는 절차는 다음과 같다. 우선 성능평가를 수행할 대상모델들을 구성하고 설계한 후, 비선형 모델링을 수행한다. 그리고 모델링 된 구조물들을 대상으로 비선형 정적해석인 푸쉬오버 해석을 수행하고 난 뒤에 다음에 제시된 것처럼 초과강도계수 Ω 와 주기기반 연성도 μ_T 를 계산한다.

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_d} \tag{2}$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \tag{3}$$

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

여기에서 V_{max} 는 푸쉬오버곡선에서 최대밀면전단력, V_d 는 설계 밀면전단력, δ_u 는 V_{max} 에서 20%의 강도감소가 일어났을 때의 한계 지붕층변위이다. 그리고 $\delta_{y,eff}$ 는 유효항복 지붕층변위, W 는 유효건물중량, T 는 약산주기, T_1 는 1차모드 고유주기이다. C_0 는 다음 식을 통하여 계산한다.

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2} \tag{5}$$

여기에서 $\phi_{1,r}$ 는 지붕층에서의 1차모드백터, $\phi_{1,x}$ 는 x 층에서의 1차모드백터, m_x 는 x 층에서의 질량을 의미한다.

비선형 정적해석을 마치게 되면 Vamvatsikos 등(2002)이 개발한 증분동적해석(IDA : Incremental Dynamic Analysis)을 수행한다. 증분동적해석을 수행한 후, 해당 곡선

에서 구조물이 붕괴되어 최대충간변위비가 크게 늘어나게 되는 시점을 붕괴강도 S_{CT} 로 하여 각 지반에 대한 붕괴강도를 구한다. 그리고 각 붕괴강도 값들의 중간값인 \hat{S}_{CT} 을 계산한다. 마지막으로 계산된 값들을 바탕으로 붕괴여유비(CMR : Collapse Margin Ratio)를 산출하여 내진성능평가를 수행한다. 여기서 붕괴여유비는 다음에 제시된 것처럼 붕괴강도의 중간값 \hat{S}_{CT} 과 최대고려지진 강도(Maximum Considered Earthquake Intensity) S_{MT} 의 비율이다.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \tag{6}$$

그리고 특정한 스펙트럼의 형상을 가진 지진파의 영향을 고려하기 위하여 μ_T 와 T 에 의하여 결정되는 형상계수(SSF : Spectral Shape Factor)를 붕괴여유비에 곱하여 다음에 따라 보정된 붕괴여유비(ACMR : Adjusted Collapse Margin Ratio)를 구한다.

$$ACMR = SSF \times CMR \tag{7}$$

내진성능평가는 ACMR 값을 토대로 수행된다. 즉 구조물의 비선형 해석을 통해 계산된 붕괴여유비가 붕괴여유비 요구값을 만족하는지 확인한다. 이 때 사용하는 요구값은 전체 시스템의 불확실성(Total System Collapse Uncertainty, β_{TOT})을 반영한 보정된 붕괴여유비의 요구값 $ACMR_{20\%}$ 를 사용한다. 여기에서 20%는 각 개별 건물에 대하여 성능평가를 수행하였을 경우의 붕괴할 확률 20%를 의미하여 건물그룹에 대한 성능평가를 수행할 경우에는 $AMCR_{10\%}$ 를 사용한다. 그리고 β_{TOT} 는 내진성능평가에 사용되는 모델의 정확도, 구조성능의 불확실성, 지반가속도의 불확실성이 반영된 것으로 다음 식을 통하여 계산한다.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \tag{8}$$

여기에서 β_{RTR} 은 지진기록의 불확실성, β_{DR} 은 구조성능의 불확실성, β_{TD} 는 실험데이터의 불확실성, β_{MDL} 은 모델의 불확실성을 의미한다. 만약 다음 식처럼 보정된 붕괴여유비 값이 요구값 보다 클 경우 해당구조물은 충분한 내진성능을 가진 것으로 평가할 수 있다.

$$ACMR > ACMR_{20\%} \tag{9}$$

이러한 내진성능평가의 전체 절차를 Fig 4에 정리하였다.

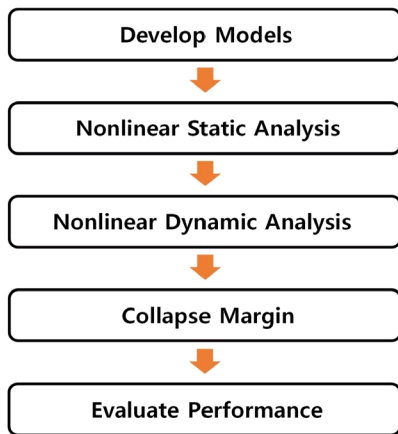


Fig. 4 Process for seismic performance evaluation

3.2 비선형 정적해석

대상구조물의 비선형 정적해석인 푸쉬오버 해석을 수행한 결과는 다음과 같다. 해석을 수행할 때 횡하중의 수직분포는 ATC(2006)에서 수행하였던 방식과 마찬가지로 기본주기에 해당하는 모드형상과 동일하게 하였으며 다음과 같다.

$$F_x \propto m_x \phi_{1,x} \tag{10}$$

F_x 는 x 층에서의 횡하중분포, m_x 는 x 층에서의 질량, $\phi_{1,x}$ 는 x 층에서의 기본주기에 해당하는 모드형상이다. Fig 5는 대상구조물에 대한 푸쉬오버 곡선을 나타낸 것이다. 그림에서 가로축은 구조물의 최대 층간변위비, 세로축은 구조물의 밀면전단력을 유효중량으로 정규화한 값을 나타낸다. 푸쉬오버 곡선에서 밀면전단력의 크기가 급격히 감소하는 구간은 모델링한 소성힌지가 파괴되는 구간으로 횡하중을 지지하는 회전스프링이 파괴되면서 강도감소가 발생하였다. 각 높이별 구조물의 푸쉬오버 곡선에서 정규화된 최대 밀면전단력의 크기를 비교해 보면 3층 구조물이 가장 크지만, 그 차이는 크

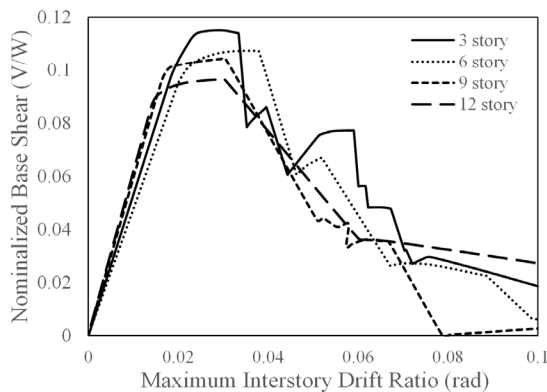


Fig. 5 Pushover curves for model frames

지 않아 각 구조물의 최대 밀면전단력의 크기는 비슷하였다. 3.1절에서 언급하였던 것처럼 비선형 정적해석을 수행한 결과를 토대로 초과강도계수 Ω , 주기기반 연성도 μ_T 를 계산할 수 있으며 해당 값들을 최종적으로 내진성능평가를 수행할 때 사용하였다.

3.3 비선형 동적해석

구조물의 비선형 정적해석을 수행하고 나면 비선형 동적해석을 수행한다. 3.1절에서 언급한 것처럼 비선형 동적해석은 증분동적해석을 사용하였다. 증분동적해석을 수행하기 위해서는 구조물에 대하여 특정 지반운동을 가하며, 그 스케일을 점점 크게 하면서 구조물의 붕괴될 때까지 해석하여야 한다. ATC-63 프로젝트에서는 각 지반운동에 대한 붕괴를 구조물의 횡변위가 급격히 늘어나는 동적불안정 상태로 정의하고 있으며, 본 연구에서는 구조물의 붕괴강도 S_{CT} 를 같은 방식으로 정의하였다. 그리고 지반운동의 스케일을 구조물의 약산주기의 최대치 $C_u T_a$ 에서 구하는 감소비 5%의 단자유도 스펙트럼 가속도 값들의 중간값에 따라 결정하였다. 지반운동은 ATC-63 프로젝트에서 제공한 44개의 원거리 지진기록을 사용하였다.

Fig 6은 3층, 6층, 9층, 12층 구조물을 대상으로 증분동적해석을 수행한 결과를 나타낸 것이다. 해당 곡선에서 가로축은 최대층간변위비, 세로축은 감소비 5%의 단자유도 스펙트럼 가속도를 나타내며 44개의 각 지진기록에 대한 증분동적해석 곡선을 그림에 표시하였다. \hat{S}_{CT} 는 각 지반에 대한 S_{CT} 값들의 중간값, S_{MT} 는 대상지역의 지반조건에 따라 결정되는 최대고려지진 하중을 의미하며 각 구조물에 대한

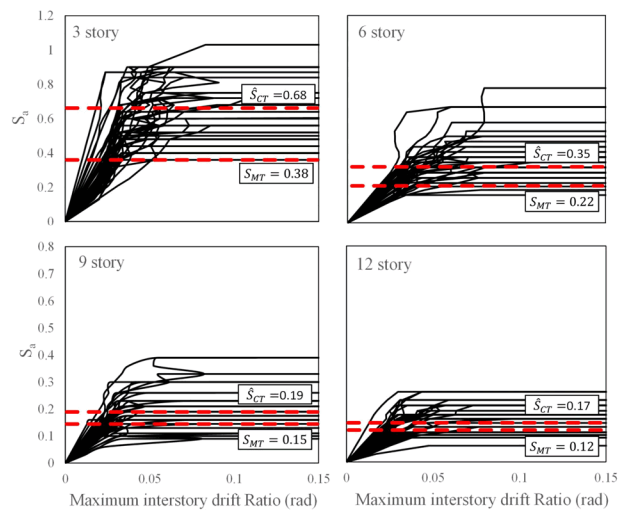


Fig. 6 IDA curves for the model frames

\hat{S}_{CT} , S_{MT} 값을 각 증분동적해석 곡선에 표시하였다. 붕괴여유비 CMR 은 \hat{S}_{CT} 와 S_{MT} 의 비율로 구할 수 있으며 이 값을 토대로 내진성능평가를 수행하게 된다.

각 구조물 간의 \hat{S}_{CT} 값을 비교해 보면 그 크기는 구조물의 높이가 높아질수록 점차 감소한다는 사실을 알 수 있다. S_{MT} 값은 내진설계법주로 결정되는 설계스펙트럼에서 각 구조물에서의 약산주기 $C_u T_a$ 에 의해 결정되는데, $C_u T_a$ 는 구조물의 높이가 높아질수록 커지기 때문에 이에 따라 S_{MT} 은 감소한다. 그림을 확인해 보면 높이가 증가함에 따른 S_{MT} 값의 감소비율에 비하여 \hat{S}_{CT} 의 감소비율이 더 크기 때문에 두 값의 비율은 줄어든다.

3.4 내진성능평가

대상구조물에 대한 내진성능평가를 수행한 결과는 다음과 같다. 3층, 6층, 9층, 12층 구조물 각각의 내진성능평가의 결과를 Table 2에 정리하였다. 3.2절에서 비선형 정적해석을 통하여 결정한 주기기반 연성도 μ_T 에 따라 형상계수 SSF 를 결정하였으며 각 구조물에 대한 S_{MT} 와 \hat{S}_{CT} 의 비율인 붕괴여유비 CMR 에 형상계수를 곱한 보정된 붕괴여유비 $ACMR$ 을 구하였다. 또한 전체시스템의 불확실성 β_{TOT} 에 따른 붕괴여유비의 요구값 $ACMR_{20\%}$ 를 구한 후 해당 값을 $ACMR$ 값과 비교하였다. 그리고 본 연구에서는 다음과 같이 대상골조의 붕괴확률을 산정함으로써 골조의 내진성능을 확률에 근거하여 표현하였다. 여기에서 $P(C|S_{MT})$ 는 최대고려지진중이 작용하였을 때 구조물의 붕괴확률을 의미한다.

$$P(C|S_{MT}) = \Phi\left(\frac{\ln(S_{MT}) - \ln(\hat{S}_{CT} \times SSF)}{\beta_{TOT}}\right) \quad (11)$$

각 구조물의 내진성능평가 결과를 살펴보면, 9층과 12층 구조물의 붕괴여유비는 3층과 6층 구조물의 붕괴여유비에 비하여 더 작다는 사실을 알 수 있다. 이러한 결과는 구조물의 높아질 때 $C_u T_a$ 값이 증가함에 따라 S_{MT} 값이 감소함에도 불구하고 \hat{S}_{CT} 값의 감소비율이 더 크기 때문에 생긴 결과이

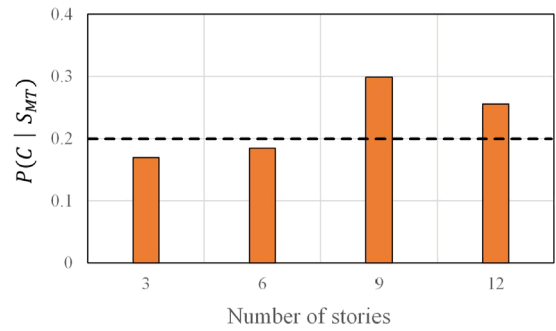


Fig. 7 Probability of collapse for MCE earthquake for the model frames

다. 최종적으로 $ACMR$ 과 $ACMR_{20\%}$ 를 비교해 본 결과, 9층과 12층 구조물의 붕괴여유비는 ATC-63 프로젝트에서 제시하는 요구값을 만족시키지 못하였다. 이는 본 연구에서 기준에 따라 설계한 9층, 12층 구조물이 충분한 내진성능을 가지지 못함을 의미한다.

대상 구조물에서 높이에 따른 구조물의 내진성능의 영향을 확인하기 위하여 층수의 변화에 따른 최대고려지진 하중 크기에서의 구조물의 붕괴확률을 Fig. 7에 나타내었다. 만약 $P(C|S_{MT})$ 가 20%이하가 되면 해당 구조물은 내진성능을 만족하게 된다. 구조물의 붕괴확률은 12층을 제외하고 구조물의 높이가 높아질수록 증가하는 경향을 보였다. 특히 3층과 6층 구조물이 요구되는 붕괴확률을 만족하는데 비하여 9층과 12층 구조물을 충분한 내진성능을 가지지 않아 요구 붕괴확률을 넘어섰다.

4. 결 론

본 연구에서는 구조물의 높이가 설계변수로서 구조물의 내진성능에 어떠한 영향을 미치는지 분석하기 위하여 다양한 높이를 가진 철골 중간모멘트골조를 대상으로 ASCE 7-10 기준에 따라 설계를 수행하였다. 또한 철골 중간모멘트골조에서 요구하는 회전성능을 가지도록 비선형 모델링을 수행한 후 비선형 정적해석 및 동적해석을 통하여 내진성능평가를 수행하였다. 이를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 대상구조물에 비선형 정적해석에 해당하는 푸쉬오버해

Table 2 Summary of collapse margin parameters and acceptance check for the model frames

Story	SSF	S_{MT}	S_{CT}	CMR	$ACMR$	$ACMR_{20\%}$	$P(C S_{MT})$	Result
3	1.09	0.3797	0.68	1.79	1.952	1.8	0.17	OK
6	1.163	0.217	0.35	1.61	1.872	1.8	0.18	OK
9	1.16	0.1523	0.19	1.248	1.446	1.773	0.3	Fail
12	1.154	0.122	0.1675	1.373	1.584	1.767	0.26	Fail

석을 수행하고 각 구조물의 유효중량으로 정규화한 밀면전단력을 비교하였을 때, 각 구조물간의 최대 밀면전단력의 크기는 큰 차이를 보이지 않았다. 한편 비선형 동적해석에 해당하는 증분동적해석을 수행하고 각 구조물의 붕괴강도 중간값 \hat{S}_{CT} 를 비교해 본 결과, 9층과 12층의 \hat{S}_{CT} 은 3층과 6층에 비해 작았으며, S_{MT} 와 \hat{S}_{CT} 의 비율인 붕괴여유비 CMR 또한 작았다.

- 2) 비선형 정적해석과 동적해석결과를 토대로 보정된 붕괴여유비 $ACMR$ 값을 구하고 ATC-63에서 제시하는 붕괴여유비의 요구값 $ACMR_{20\%}$ 을 비교해 본 결과, 3층과 6층 구조물은 요구값을 만족하는데 비하여 9층과 12층 구조물은 충분한 붕괴여유비를 가지지 못하였다. 이러한 결과로 볼 때 C_{max} 지역에서 설계되는 철골 중간모멘트골조는 그 높이가 높아질수록 구조물의 성능이 낮아지며 특히 9층을 넘어가게 되면 충분한 내진성능을 가지지 못한다는 사실을 알 수 있다.

본 연구에서 사용한 대상골조는 설계변수를 높이로 설정하여 구성한 것이며 높이 이외의 다른 설계변수는 고려하지 않았다. 따라서 경간 길이, 수직하중의 크기, 내진설계범주와 같은 설계변수에 따른 구조물의 성능평가에 대한 연구가 추가적으로 필요하다.

감사의 글

본 연구는 한국연구재단(No. 2012R1A2A2A06045129)과 국토교통부 도시건축연구개발사업(No. 12AUDP-B066083-01)의 지원으로 수행된 연구임.

Reference

AISC (2010) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Including Supplement No.1 (ANSI/AISC 341-10), *American Institute of Steel Construction Inc.* (AISC), Chicago, IL.

Architectural Institute of Korea (2009) Korea Building Code and Commentary, Architectural Institute

of Korea.

ASCE (2010) Minimum Design Loads for Building and Other Structures (ASCE/SEI 7-10), *American Society of Civil Engineers* (ASCE), Reston, VA.

ATC (2005) Quantification of Building Seismic Performance Factors, ATC-63, *Applied Technology Council*, Redwood City, CA.

FEMA (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, Washington, D.C.

Gupta, A., Krawinkler, H. (1999) Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures(SAC Task 5.4.3), *John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Rep. No.132*, Dept. Civil Engrg., Stanford University.

Ibarra, L.F. (2005) Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations, *John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Rep. No.132*, Dept. Civil Engrg., Stanford University.

Lee, K.H., Foutch, D.A. (2002) Performance Evaluation of New Steel Frame Buildings for Seismic Loads, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, pp.653~670.

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L. (2007) OpenSees Command Language Manual, *The University of California, Berkeley, Calif.* <http://opensees.berkeley.edu/index.php>.

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A. (2002) Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as Seen Through Incremental Dynamic Analysis, *John A. Blume Earthquake Engineering Center Rep. No. 151* Stanford University.

Yun, S.Y., Foutch, D.A. (2000) Performance Prediction and Evaluation of Low Ductility Steel Moment Frames for Seismic Loads, *John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Dept. Civil Engrg., Stanford University.*

Yun, S.Y., Hamburger, R.O., Cornell, C.A., Foutch, D.A. (2002) Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames, *Journal of Structural Engineering*, 128, pp.534~545.

요 지

본 연구의 목적은 다양한 높이에 따른 철골 중간모멘트골조의 내진성능을 평가하는 것이다. 구조물의 내진성능은 ATC-63에서 제안한 방법론에 따라 평가되었다. 3층, 6층, 9층, 12층 중간모멘트골조의 설계는 KBC 2009에 따라 수행하였다. 접합부의 모델링은 철골 중간모멘트골조에서 요구되는 회전성능인 0.02rad을 만족하도록 모델링하였다. 연구를 수행한 결과, 구조물의 붕괴확률은 높이가 증가함에 따라 증가하였다. 특히 9층과 12층 구조물은 ATC-63에서 제시한 요구조건을 만족하지 못하였다.

핵심용어 : 철골 중간모멘트골조, 내진성능평가, 붕괴확률