비선형 증분동적해석을 통한 철골 중간모멘트 골조의 붕괴성능 평가

Collapse Capacity Evaluation of Steel Intermediate Moment Frames Using Incremental Dynamic Analysis

신 동 현¹⁾ 김 형 준^{2)*}
Dong-Hyeon Shin Hyung-Joon Kim

Abstract

Steel intermediate moment frames (IMFs) have been generally used as seismic load resisting systems (SLRSs) of a building to provide resistances against strong ground shaking. However, most of low and mid-rise steel buildings in Korea were constructed during pre-seismic code era or before the introduction of well-organized current seismic codes. It has been recognized that the seismic performance of these steel IMFs is still questionable. In order to respond to such a question, this study quantitatively investigates the seismic capacities of steel IMFs. Prototype models are built according to the number of stories, the levels of elastic seismic design base shear and the ductilities of structural components. Also, the other prototype models employing hysteretic energy dissipating devices (HEDDs) are considered. The collapse mechanism and the seismic performance of the prototype models are then described based on the results obtained from nonlinear-static and incremental-dynamic analyses. The seismic performance of the prototype models is assessed from collapse margin ratio (CMR) and collapse probability. From the assessment, the prototype model representing new steel IMFs has enough seismic capacities while, the prototype models representing existing steel IMFs provide higher collapse probabilities. From the analytic results of the prototype models retrofitted with HEDDs, the HEDDs enhance the seismic performance and collapse capacity of the existing steel IMFs. This is due to the energy dissipating capacity of the HEDDs and the redistribution of plastic hinges.

Keywords : Steel intermediate moment frame (IMF), Seismic performance, Incremental dynamic analysis, Collapse margin ratio (CMR), Collapse probability, hysteretic energy dissipating device (HEDDs)

1. 서 론

최근 들어 전 세계적으로 증가한 지진재해 사례 (Jang and Lee, 2007)에서 보듯이 지진으로 인한 인명 및 사회, 경제적 손실 규모는 사회적 기반시설의 손상 및 붕괴와 같은 직접적인 피해뿐만 아니라 이재민 발생 등의 2차 피해의 발생과 함께 점점 증가하는 추세이다. 최근의 기상청 통계자료에 의하면 한반도의 지진발생빈도는 2004년 이전 평균 23.2회의 빈도에서 이후 평균 45.4회의 증가된 수치를 나타내며 규모 5 이상의 지진도 5차례 발생한 것으로 발표되는 등 증가된 지진 발생빈도 및 규모로 인하여 한반도가 더 이상 지진에 있어 안

전지대가 아니라는 인식이 제고되었다 (Korea Meteorological Administration, 2013).

이러한 측면에서 내진 설계법의 개선에 대한 요구가 대두되었고 우리나라의 내진설계기준은 1988년 제정된 이후 개정을 통해 AIK2000, KBC2005 (Architectural Institute of Korea, 2005)를 거쳐 내진설계 요건이 세밀해지고 체계화된 KBC2009 (Architectural Institute of Korea, 2009)가 적용되고 있다. 이와 같은 내진설계기준은 지진에 대한 구조물의 안전성 확보를 위하여 국내·외에서 수행된 연구의 결과물로서 이를 통한 신축건물의 내진 성능은 과거와 비견하여 괄목하게 향상이 되고 있다. 하지만 국내의 대다수 중·저층

1) 학생회원, 서울시립대학교 건축공학과 석사과정
2) 정회원, 서울시립대학교 건축공학과 부교수, 교신저자

* Corresponding author : hyungjoonkim@uos.ac.kr

• 본 논문에 대한 토의를 2014년 4월 30일까지 학회로 보내주시면 2014년 5월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

철골 건축물은 내진설계가 도입되기 이전에 건설되었거나, 현행 내진설계기준의 요구조건수준에 미치지 못하는 기준에 의해 건설되어, 이들 건물의 내진성능은 의문시 된다. 이와 같은 문제점의 인식에 기반하여, 이력형 제진장치를 사용하여 이들 철골 모멘트 골조의 내진보강을 하기도 한다.

KBC2009에서는 지진력저항시스템을 55가지로 분류하고 있고, 이 중 철골 모멘트골조는 보통, 중간, 특수모멘트골조로 세분화되어 있다. 이 중 특수모멘트골조는 1994년 미국 노스리지 지진 및 1995년 일본 효고현 남부 지진 이후 수행된 방대한 연구결과를 토대로 엄격한 역량설계법에 의하여 연성설계를 요구하고 있다. 즉, 접합부 상세 및 재료에 대한 엄격한 기준을 따라야 하는 등의 요구사항이 존재한다. 이로 인해 특수모멘트골조의 국내 적용은 비교적 제한적이다. 하지만, 중간모멘트골조는 특수모멘트골조에 비하여 비교적 손쉬운 접합상세 등의 이유로 국내에서 널리 사용되고 있다.

KBC2009의 내진설계는 미국의 구조물 내진성능기준 (ASCE/SEI, 2005)과 유사한 탄성 및 강도설계법에 근거하고 있다. ASCE/SEI (2005)는 2475년 재현주기의 유효지반가속도를 가진 지진이 발생했을 때 건축물은 낮은 붕괴확률을 가지도록 설계되어야 함을 암시적으로 제시하고 있다. FEMA P695 (FEMA, 2008)에서는 ASCE/SEI 7-05와 같은 내진성능계수를 사용하여 500년 재현주기 지진에 대한 인명안전 (Life Safety)성능 목표를 기준으로 하며, 2400년 재현주기의 지진에 대해서는 내진성능 목표로 건축물이 10%보다 낮은 붕괴확률을 확보하도록 제안한다. 또한 2475년 재현주기의 지진에 대해 충분한 붕괴여유비 (Collapse Margin Ratio, CMR)를 보유하여야 한다. 여기서, 붕괴여유비는 비선형 중분동적 해석 (Incremental Dynamic Analysis)을 통해 구할 수 있으며, 2475년 재현주기의 스펙트라 가속도 대비 구조물이 저항할 수 있는 스펙트라 가속도의 중간 값의 비로 정의된다 (Vamvatsikos and Cornell, 2002).

따라서, 국내 철골모멘트골조에 대해서 신축되는 건물의 경우 현 KBC2009 중간모멘트골조의 내진설계계수가 적절한지, 내진설계가 되지 않은 기존 철골모멘트골조의 내진성능이 어느 정도 인지, 진동제어를 목적으로 한 에너지 소산장치의 보강을 통해 기존 철골모멘트골조의 내진성능이 어느 정도 향상되는지에 대한 평가가 이루어져야 한다. 본 연구에서는 표본 건축물로 사용한 철골모멘트골조의 내진설계유무, 시간경과로 인한 열화현상의 진행에 따른 구조부재의 연성능력 감소 정도, 이력형 제진장치의 유무에 따른 내진성능에 대하여 중분동적해석을 통한 정량적 평가를 수행하였다.

본 연구에서는 국내의 철골 모멘트골조를 다음과 같이 구분하여 각 각의 내진성능을 평가하였다.

- (1) KBC2009의 중간모멘트골조에 대한 요구사항을 만족하여 설계된 신축 철골 중간모멘트골조 (NB case: New Building)
- (2) (1)과 동일하게 100%의 설계밀면전단력에 대해서 설계되었으나, 열화현상에 의해 구조부재의 연성도가 감소된 철골 중간모멘트골조 (EB case: Existing Building)
- (3) 75%의 설계밀면전단저항력과, 열화현상에 의한 구조부재의 연성도가 감소된 철골 중간모멘트골조 (BC case: Build before seismic Code)
- (4) (3)의 철골 중간모멘트골조를 제진장치를 이용하여 내진보강한 철골 중간모멘트골조 (RE case: REtrofitted by HEDDs)

위와 같은 분류기준 상으로 볼 때, (2)의 경우는 내진강도는 보유하고 있으나 건설된 지 오래되어 연성도 저감이 발생한 기존 철골건물을 대표하는 반면, (3)의 경우는 75% 정도 내진강도와 함께 건설된 지도 오래된 기존 철골모멘트골조를 대표한다.

2. 표본건물 설계 및 해석모델 작성

2.1 표본건물 설계

국내 철골 건축물 중에서 신축건물뿐만 아니라 내진설계가 도입되기 이전에 건설되었거나 현재의 내진설계기준의 요구조건을 준수하지 않은 경우에 대한 고려를 위해, 표본건물로 5층 (IMF-05)과 10층 (IMF-10)의 철골모멘트골조 건물을 선정하였으며, 이는 Fig. 1(a)와 같은 평면을 가진다. 패널존 부분을 고려한 해석 모델은 Fig. 1(b), (c)와 같다. 표본건물의 평면은 장변 방향으로 4개의 골조가 모두 강접합으로 연결되어 있어 횡력에 대해 모멘트로 저항하고, 이 중에서 Fig. 1(a)에 점선으로 표시된 내부골조를 대상으로 2차원 해석을 진행하였다. 강재이력형 에너지 소산장치를 통해 보강되는 경우에는 앞서 선정한 2차원 프레임의 중간경간에만 에너지 소산장치가 설치되는 것으로 설계되었다. 표본건물의 설계는 KBC2009에 따라 진행하였으며 고정하중은 5kN/m^2 , 활하중은 4kN/m^2 을 적용하였다. 지진하중 산정을 위한 계수는 Table 2에 나타내었다. 중간모멘트골조의 내진설계를 위해서 지진에 의한 횡하중으로 층간변위율 2% 미만

Fig. 1 Design Results of Seismic Load Resisting Systems

Table 1 Design Results of the Prototype Steel Moment Resisting Frame

Case	Level	Exterior Columns	Interior Columns	Case	Level	Beams
IMF05-NB, IMF05-EB	1-2	H-310×305×15×20 (SS400)	H-400×400×13×21 (SM490)	IMF05-NB, IMF05-EB	1	H-596×199×10×15 (SS400)
	3-5	H-298×299×9×14 (SS400)	H-304×301×11×17 (SS400)		2-3	H-500×200×10×16 (SS400)
IMF05-BC, IMF05-RE	1-2	H-344×348×10×16 (SS400)	H-310×310×20×20 (SM490)	IMF05-BC, IMF05-RE	4-5	H-496×199×9×14 (SS400)
	3-5	H-298×299×9×14 (SS400)	H-300×305×15×15 (SS400)		1	H-596×199×10×15 (SS400)
IMF10-NB, IMF10-EB	1-2	H-350×357×19×19 (SM490)	H-414×405×18×28 (SM490)	IMF10-NB, IMF10-EB	2-5	H-496×199×9×14 (SS400)
	3-4	H-350×357×19×19 (SM490)	H-400×400×13×21 (SM490)		1	H-600×200×11×17 (SS400)
	5-7	H-310×305×15×20 (SS400)	H-350×357×19×19 (SM490)		2	H-596×199×10×15 (SS400)
	8-10	H-298×299×9×14 (SS400)	H-300×305×15×15 (SS400)		3-6	H-500×200×10×16 (SS400)
IMF10-BC, IMF10-RE	1-2	H-350×350×12×19 (SM490)	H-414×405×18×28 (SM490)	IMF10-BC, IMF10-RE	7-8,10	H-496×199×9×14 (SS400)
	3-4	H-350×357×19×19 (SS490)	H-400×400×13×21 (SM490)		9	H-450×200×9×14 (SS400)
	5-7	H-310×305×15×20 (SS400)	H-350×350×12×19 (SM490)		1	H-596×199×10×15 (SS400)
	8-10	H-298×299×9×14 (SS400)	H-300×300×10×15 (SS400)		2-3	H-500×200×10×16 (SS400)
					4-7,10	H-496×199×9×14 (SS400)
					8-9	H-450×200×9×14 (SS400)

Table 2 Seismic Design Coefficient (KBC2009)

Site coefficient, S	0.22
Site class	S _d
Site coefficient, F _a	1.36
Site coefficient, F _v	1.96
S _{DS}	0.499
S _{D1}	0.287
Important factor, I	1.0
Response modification factor, R	4.5

(소성힌지 변형각 1%)까지 충분한 저항능력을 확보하도록 하며, 중력하중과 횡하중에 충분한 강도를 가지도록 부재 설계를 진행하였다. 이 때 보 부재는 SS400, 기둥 부재는 SS400과 SS490을 사용하였고, 설계된 건물의 보 및 기둥의 크기

는 Table 1에 나타내었다.

전체 건물의 안정성에 해로운 약층현상없이 지진에너지를 소산하도록 하는 강기둥-약보의 적용은 모멘트저항골조 건물의 내진 설계에서 중요한 문제이다. 하지만 횡력이 상대적으로 큰 경우에는 이와 같은 설계의 적용이 타당하나 국내와 같은 경우에는 기둥의 설계가 모멘트 보다는 축력의 영향에 상대적으로 크게 좌우되므로 이와 같은 개념으로 설계를 진행하면 기둥부재가 과도하게 커지는 경향이 나타나게 된다. 따라서 본 연구의 표본건물도 국내의 특성에 따라 설계를 진행한 기존연구 (Kim et al., 2009) 결과와 같이 약기둥-강보의 형태로 설계되었다.

본 연구의 목적을 달성하기 위해 층수 종류 (5층, 10층), 제진장치의 유무, 지진에 대한 보유내력 (100%, 75%), 부재

Table 3 TADAS Devices Details and Steel Properties

Width, b (mm)	Height, h (mm)	Thickness, t (mm)	Yield strength, F_y (MPa)	Elastic modulus, E (MPa)
240	300	20	248	2.0×10^5

연성도 (신축, 기존건물)를 변수로 총 8가지의 표본건물을 설계하였다. 따라서 표본건물은 5층과 10층에 대해 (1) KBC2009의 중간모멘트골조에 대한 요구사항을 만족하여 설계된 신축 철골 중간모멘트골조 (IMF05-NB, IMF10-NB), (2) KBC2009의 중간모멘트골조로 설계되었으며 구조부재의 연성도저감이 발생한 기존 철골 중간모멘트골조 (IMF05-EB, IMF10-EB), (3) 설계밀면전단력의 75%에 대해서 설계되었으며, 구조부재의 연성도 저감이 발생한 철골모멘트골조 (IMF05-BC, IMF10-BC), (4) IMF05-BC와 IMF10-BC를 제진장치를 이용하여 보강한 철골모멘트골조 (IMF05-RE, IMF10-RE)로 구분하여 지진거동을 비교하였다.

보강건물의 경우에는 강제이력형 에너지 소산장치인 TADAS (Tsai et al., 1993)가 적용되었다. TADAS 제진장치는 보와 결합되는 부분은 고정단으로 가새부재와 결합되는 부분은 힌지형태로 설계하여 에너지 소산장치 내에 삼각형 모양의 휨모멘트 분포를 유도함과 동시에 길이방향으로 전단면이 항복할 수 있는 역삼각형 형태를 가진다. 각 경우에 대해 적용된 강제이력형 에너지소산장치의 물성치는 Table 3에, 각 층별로 적용된 역삼각형판의 개수는 Fig. 1에 나타내었다. 여기서 역삼각형판의 항복강도 (V_d)는 다음의 Eq. (1)을 통해 계산된다.

$$V_d = \frac{nF_y b t^2}{4h} \quad (1)$$

여기서, n 은 역삼각형판의 개수, F_y 는 항복응력 (MPa), b 는 역삼각형판의 폭 (mm), h 는 역삼각형판의 높이 (mm), t 는 역삼각형판의 두께 (mm)이다 (Lee et al., 2010).

2.2 해석모델 작성

2.2.1 부재 이력모델

표본건물의 거동양상을 분석하기 위한 비선형 정적해석 및 증분동적해석은 비선형 해석 프로그램인 Ruaumoko2D (Carr, 2005)를 사용하였다. 내진설계가 적용된 신축건물의 해석모델은 설계밀면전단력의 100%에 대해서 설계되었다고

(a) Column member(Modified IK model)

(b) Column member(FEMA356)

(c) Energy dissipation system(TADAS)

Fig. 2 Hysteresis curves according to analysis models and HEDD

가정하였으며, 내진설계가 적용되지 않은 기존건물의 해석모델은 철골모멘트골조에 의해 75%의 설계밀면전단력을 부담하는 것으로 가정하였다. Fig. 2에서는 비선형 해석에 사용된 부재의 이력모델을 제시하고 있다. 신축건물의 경우에는 Modified IK model (Lingos and Krawinkler, 2009)의 이력모델을 차용하였으며, 기존건물의 경우에는 FEMA356 (FEMA, 2000)에 제시된 부재 연성도 모델링 변수를 구분하여 적용

(a) Monotonic curve and associated definition

(b) Basic model of cyclic behavior

Fig. 3 Modified IK deterioration model (Lignos and Krawinkler, 2009)

Table 4 Modeling Parameter for the Prototype Steel Moment Resisting Frame

Columns of low story level		Modified IK model				FEMA356			
		θ_y (rad)	θ_p (rad)	θ_{pc} (rad)	θ_u (rad)	θ_y (rad)	θ_p (rad)	θ_{pc} (rad)	θ_u (rad)
IMF05-NB, IMF05-EB	H-310×305×15×20(SS400)	0.0097	0.0575	0.2435	0.3106	0.0097	0.0747	0.0194	0.1038
	H-400×400×13×21(SM490)	0.0087	0.0350	0.1411	0.1848	0.0087	0	0.0044	0.0131
IMF05-BC, IMF05-RE	H-344×348×10×16(SS400)	0.0085	0.0405	0.1335	0.1825	0.0085	0	0.0043	0.0128
	H-310×310×20×20(SM490)	0.0114	0.0613	0.2632	0.3358	0.0114	0.0220	0.0180	0.0514
IMF10-NB, IMF10-EB	H-350×357×19×19(SM490)	0.0099	0.0490	0.1978	0.2567	0.0099	0	0.0050	0.0149
	H-414×405×18×28(SM490)	0.0086	0.0390	0.2052	0.2528	0.0086	0.0249	0.0172	0.0507
IMF10-BC, IMF10-EB	H-350×350×12×19(SM490)	0.0099	0.0416	0.1550	0.2065	0.0099	0	0.0050	0.0149
	H-414×405×18×28(SM490)	0.0086	0.0390	0.2052	0.2528	0.0086	0.0249	0.0172	0.0507

하였다.

FEMA356에서는 주요부재 (Primary component)가 휨에 의해 지배되는 경우에 기둥의 축력비, 판폭두께비 등을 변수로 하여 철골 부재의 이력곡선에 대한 모델링 파라미터를 제시하고 있다. 특히 FEMA356의 모델링 변수는 기존건물에 대한 평가를 목적으로 하며, 공칭축강도 (P_{CL}) 대비 계수축력 (P)의 비가 높아지는 저층부 기둥에 대해서는 취성파괴에 준하게 부재 연성도를 안전측으로 평가하고 있다. Modified IK model은 ATC72-1 (PEER/ATC, 2010)에서 이미 사용된 바 있으며, 300개 세트의 실험 데이터를 바탕으로 한 회귀식을 통해 부재의 항복 변형각 (θ_y)과 최대내력 후 변형각 (post-capping rotation, θ_p)을 Fig. 3과 같이 제시하고 있다. 기둥부재의 연성능력의 차이는 건물의 붕괴성능에 지대한 영향을 미치므로, 각 건물의 특성에 맞는 이력모델의 선정이 필수적이라 할 수 있다. 이러한 이유로 연성도 저감이 발생하지 않은 신축건물에 대해서는 신규부재의 실험데이터를 통해 연성도를 제시한 Modified IK model이 적합하며 열화현상에 따른 부재연성도가 저감된 기존건물의 경우에는 FEMA356에서 제시하는 모델의 적용이 적합하다고 판단하였다.

Table 4는 Modified IK model을 사용한 신축건물과 FEMA 356의 모델링 변수를 적용한 기존건물 저층부 기둥 부재의 항복 변형각과 최대내력 후 변형각을 비교하여 제시하고 있다.

2.2.2 패널존

철골모멘트골조 건물에서 보-기둥의 접합부인 패널존은 일반적으로 강체로 가정하여 발생할 수 있는 변형을 무시하는 경우가 많다. 하지만 국내의 경우 지진하중의 고려유무에 관계없이 강기둥-약보 설계 및 패널존 보강이 이루어지지 않으며, 이러한 경우 패널존에는 전체 거동에 영향을 미칠 수 있는 변형이 발생가능하다 (Kim, 2011). 따라서, 국내 철골모멘트골조의 해석을 위해서는 패널존을 반드시 해석에 포함시켜야 한다.

본 연구에서 해석프로그램으로 사용한 Ruaumoko2D에서는 패널존의 이력거동을 직접적으로 묘사할 요소모델이 존재하지 않는다. 따라서 Fig. 4와 같이 기존의 여러 패널존 모델링 방법 중 일반적으로 사용되는 Guapa and Krawinkler (1999)의 모델을 사용하여 패널존 이력거동을 구현하였다. 전단력-전단변형률 거동에 의한 평행사변형꼴의 패널존 변형

Fig. 4 Analytical model for panel zone (Guapa and Krawinkler, 1999)

을 나타내기 위해 8개의 강체요소를 패널존의 크기에 맞게 연결하였으며, 각 모서리부분은 핀접합을 통해 회전거동이 가능하도록 하였다. 4개의 접합부 모서리 중에서 한 부분은 2개의 회전스프링의 이력거동을 중첩하여 패널존의 강도와 강성을 가지는 삼선형의 이력모델을 구현하였으며, 이를 통해 패널존의 비선형 전단거동을 표현할 수 있도록 모델링하였다.

2.2.3 지진과 스케일링

구조물의 지진응답을 평가하기 위해서는 지진 데이터가 필요하다. 현재의 대부분의 내진기준은 원단층 지반운동에 대한 설계를 근간으로 하고 있어 본 연구에서는 붕괴에 대한 성능평가 시 원단층 지반운동 데이터군을 사용하였으며, PEER NGA Database (Peer, 2006)를 통해 제공하는 원단층 지반운동 데이터 중 20쌍 (총 40개)의 지진파를 사용하였다. Table 5는 본 해석연구에 사용된 지진파의 규모와 최대 지반 가속도, 속도를 제시하고 있다. 각 지진 데이터군은 지진 기록별 규모, 진원과의 거리, 지반조건 등의 불확실성이 발생하게 되고 이를 제거하기 위해 정규화 과정을 거치게 된다. 정규화과정을 거친 지진 데이터군은 구조물의 고유주기에서 해석하고자하는 지역의 지반가속도에 맞게 크기를 조정하는 단계가 요구된다. 따라서 정규화된 지진 데이터군에 대해서 스펙트럴 가속도의 평균값이 건물의 고유주기 (T)를 기준으로 $0.2T$ 와 $1.5T$ 범위 사이에서 최대급 지진의 스펙트럴 가속도 이상이 되도록 지반가속도의 크기를 조정하였다.

Fig. 5는 사용한 40개의 지진파의 탄성응답스펙트럼, 각 주기별 평균 탄성응답스펙트럼 (굵은점선)과 KBC 2009 (굵은 실선)에서 제시하고 있는 설계탄성응답스펙트럼을 비교하고 있다. 그림에서 보듯이 단주기 영역에서의 스펙트릭 가속

Table 5 Parameters of Recorded Ground Motion Records for the Far-Field Record Set

ID No.	Earthquake			Recorded Motions	
	Name	Year	M	PGA_{max}	PGV_{max}
1	Northridge	1994	6.7	0.52 g	63 cm/s
2	Northridge	1994	6.7	0.48 g	45 cm/s
3	Duzce, Turkey	1999	7.1	0.82 g	62 cm/s
4	Hector	1999	7.1	0.34 g	42 cm/s
5	Imperial Valley	1979	6.5	0.35 g	33 cm/s
6	Imperial Valley	1980	6.5	0.38 g	42 cm/s
7	Kobe, Japan	1995	6.9	0.51 g	37 cm/s
8	Kobe, Japan	1996	6.9	0.24 g	38 cm/s
9	Kocaeli, Turkey	1999	7.5	0.36 g	59 cm/s
10	Kocaeli, Turkey	1999	7.5	0.22 g	40 cm/s
11	Landers	1992	7.3	0.24 g	52 cm/s
12	Landers	1992	7.3	0.42 g	42 cm/s
13	Loma Prieta	1989	6.9	0.53 g	35 cm/s
14	Loma Prieta	1989	6.9	0.56 g	45 cm/s
15	Superstition Hills	1987	6.5	0.36 g	46 cm/s
16	Superstition Hills	1987	6.5	0.45 g	36 cm/s
17	Cape Mendocino	1992	7.0	0.55 g	44 cm/s
18	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	0.44 g	115 cm/s
19	San Fernando	1971	6.6	0.21 g	19 cm/s
20	Friuli, Italy	1976	6.5	0.35 g	31 cm/s

Fig. 5 Elastic acceleration spectra with average and design acceleration spectra

도의 변동은 큰 반면, 장주기에서는 변동폭이 줄어드는 경향을 볼 수 있고, 선택된 지진파의 가속도 스펙트럼이 탄성 설계 가속도 스펙트럼과 잘 일치함을 알 수 있다.

3. 해석결과

3.1 비선형 정적해석

표본 건물의 내진성능을 파악하기 위해 앞서, 비선형 정적해

석을 수행하여 구조물의 전반적인 지진에 대한 저항능력과 파괴 매커니즘을 판단하고 해석모델의 적절성을 판단하였다 (Kwon et al., 2013). 비선형 정적해석은 중력하중으로 1.0 (Dead Load)+ 0.25 (Live Load)를 선 재하하고 횡하중을 가력하는 ASCE 41-07 (ASCE/SEI, 2007)의 절차에 따라 수행하였다.

Fig. 6은 비선형 정적해석의 결과이며 이를 통해 초과강도 계수 (Δ)와 주기기반 연성도 (μ_T)를 산정하였다. Fig. 7은 비선형 정적해석결과 형성된 부재의 소성힌지 분포를 나타내고 있다. 표본건물 대다수에서 소성힌지가 기둥부재에 집중해서 발생하는 약기둥-강보형태의 거동양상이 나타났으며, 특히 1층 기둥에 집중된 소성힌지는 전체적인 파괴양상에

Fig. 6 Push-over Curve

Fig. 7 Distribution of plastic hinges in the prototype buildings

Table 6 Overstrength Factor (Ω) and Building Ductility Capacity (μ_T)

Prototype building		Overstrength Factor (Ω)		Building Ductility Capacity (μ_T)	
		Value	Ratio	Value	Ratio
5F	IMF05-NB	4.11	1.00	2.52	1.00
	IMF05-EB	3.57	0.87	1.27	0.50
	IMF05-BC	2.56	0.62	1.38	0.55
	IMF05-RE	2.94	0.72	3.17	1.26
10F	IMF10-NB	4.15	1.00	2.43	1.00
	IMF10-EB	3.76	0.91	1.12	0.46
	IMF10-BC	3.23	0.78	1.09	0.45
	IMF10-RE	4.01	0.97	5.86	2.41

지배적인 영향을 나타냈다. 5층과 10층 IMF-NB 모델의 경우에는 일부 기둥 및 패널존에서만 소성힌지가 집중되어 나타났다. 보에서는 소성변형이 거의 발생하지 않았다. 5층과 10층의 IMF-EB 모델과 IMF-BC 모델에서는 소성힌지의 발생위치가 IMF-NB 모델과 비교하여 증가하였다. IMF-BC 모델을 이력형 제진장치로 보강한 경우 (IMF-RE 모델)에는 설계밀면전단력을 상회하는 수치에서 저층부 제진장치가 보-기둥 부재보다 우선적으로 항복하기 시작하였다. 이후 구조 부재에 소성힌지가 발생하는 거동을 나타냈으며, 최종적으로는 모든 층에 설치된 제진장치가 항복되는 결과가 나타났다. 이와 같은 거동으로 인해 보단부의 소성힌지가 보강 전에 비해 증가하는 양상으로 재배치가 이루어졌고 상대적으로 보-기둥 접합부인 패널존에서의 손상은 감소하였다.

Fig. 6과 함께 Table 6은 비선형 정적해석의 결과 산출한 초과강도계수와 주기기반 연성도를 제시하고 있다. 여기서 IMF-NB의 초과강도계수는 철골중간모멘트골조에 대해 국내기준의 제시 값에 근접한 수치가 나타났으며, IMF-EB와 IMF-BC인 경우에는 15%정도 저감된 수치를 보였다. IMF-RE의 경우에는 제진장치의 보강으로 인한 내력 상승의 결과로 초과강도계수는 IMF-BC에 비해 5층의 경우 14.8%, 10층의 경우 24.1%의 증가율을 나타냈다. 이는 내진설계된 신축건물 (IMF-NB)과 비교해 70% 이상의 내력이 회복되었음을 보여준다. 또한 주기기반연성도의 측면에서도 IMF-RE의 경우는 IMF-BC에 비해 층수 종류별로 각각 2.3배 (5층), 5.4배 (10층)의 연성도 증가를 나타냈다.

3.2 비선형 증분동적해석

비선형 증분동적해석은 정규화된 지진파의 크기를 점진적

으로 증가시켜서 비선형 시간이력해석을 수행하는 방법으로, 지진해석을 통해 최대층간변위비와 해석에 사용한 지진파의 해당 주기의 탄성응답 가속도 스펙트럼을 그래프 상에 표시한 후, 지진파의 조정계수를 점진적으로 증가시키면서 반복적으로 수행하는 과정을 가진다. Vamvatsikos and Cornell (2002)의 연구에서 제시한대로 구조물의 동적불안정은 과도한 횡변위 발생 후 P- Δ 효과에 의해서 스펙트럴 가속도의 증가가 없는 상태에서도 최대 층간변위각이 지속적으로 증가하기 시작하는 지점으로 정의하였으며, 이는 IDA그래프 곡선이 초기 기울기의 20%가 되는 지점이다. 표본 구조물에 대한 증분동적 해석 결과는 Fig. 8과 9에 제시하였다.

본 연구에 사용된 표본건물 중 IMF-NB의 경우에는 붕괴 여유비가 2.0을 상회하는 수치로 나타나며, IMF-NB에 비하여 구조부재의 연성도가 감소된 IMF-EB의 경우에는 붕괴여유비가 40% 이상 감소되어 5층의 경우 1.10, 10층의 경우 1.08의 수치를 나타냈다. 특히, IMF-NB의 설계 밀면전단력과 비교하여 75% 수준의 밀면전단력으로 설계되었으며 구조부재의 연성도는 IMF-EB와 같은 IMF-BC 모델은 붕괴여유비가 1.0이하의 값으로 2400년 재현주기 지진 발생 시 표본건축물이 50%이상 붕괴확률을 보였다. IMF-BC 모델을 이력형 제진장치로 내진보강한 IMF-RE의 붕괴여유비는 5층의 경우 5.92, 10층의 경우 3.97로 상승한 수치를 보여, 이력형 제진장치 사용으로 인한 내진성능이 향상되었음을 확인할 수 있었다. 이는 제진장치가 가진 에너지소산 능력뿐만 아니라 소성힌지의 재분배를 통해 구조물의 취성거동이 개선됨에 기인한다고 볼 수 있다.

Fig. 9는 붕괴 취약도곡선 (Collapse Fragility Curve)으로서 각 점은 Fig. 8의 IDA곡선에서 붕괴시점으로 판단되는 점으로부터 획득한 값이며, 이 데이터를 로그정규분포 가정하여 얻은 누적확률분포에 대한 포락곡선이다. 붕괴포락곡선을 통해 국내 내진기준에서 암시적으로 제시하고 있는 건축물 내진기준과 본 연구에서 사용하고 있는 표본건물의 내진성능과의 부합성을 판단할 수 있다.

5층 건물에 대해서, 2475년 재현주기 지진의 스펙트럴 가속도 (S_{MT})인 0.42g와 비교하여 IMF-NB와 IMF-RE의 경우에는 낮은 수치를 보이는 지진파가 존재하지 않았다. 반면, IMF-EB와 IMF-BC의 경우에는 2475년 재현주기 지진의 스펙트럴 가속도보다 낮은 수치를 보이는 지진파가 11개와 29개로 각각 27.5%와 72.5%의 붕괴확률을 나타냈다. 10층 건물의 경우에는 IMF-NB와 IMF-RE의 경우가 3개, 4개의 지진파에 대해서 붕괴되는 것으로 나타나 각각 7.5%, 10%의

Fig. 8 IDA Curves of the Prototype Models

붕괴확률을 나타내어 2475년 재현주기 지진발생시 낮은 붕괴확률인 10%이하의 수치를 만족시키는 것으로 확인되었다. 이에 비해 IMF-EB는 40개의 지진파 중에서 15개의 지진파에 대해 붕괴되는 것으로 나타나 37.5%의 붕괴확률을 보였

으며, IMF-BC는 20개의 지진파에 대해 붕괴되는 50% 붕괴확률을 나타냈다.

Fig. 9 Collapse Fragility Curves of the Prototype Models

4. 결 론

본 연구에서는 내진설계 유무와 건물 경과연수 증가에 따른 구조부재의 연성도 감소가 철골 중간모멘트골조의 내진

성능에 미치는 영향을 분석하기 위해서 5층, 10층 표본건물을 설계하고, FEMA P695에서 제안하는 절차에 따라 붕괴 매커니즘과 내진성능을 비교 및 평가하였다.

- (1) 비선형 정적해석 결과에 따르면 국내 철골모멘트 표본 건물은 대다수의 소성힌지가 기둥부재에 집중해서 발생하는 약기둥-강보형태의 거동양상이 나타났으며, 기존건물을 에너지 소산장치를 통해 보강한 경우 보단부에서 소성힌지가 발생하는 양상으로 재배치되어 상대적으로 보-기둥 접합부인 패널존에서의 파괴는 감소하며, 기둥부재의 취성적 파괴거동이 개선되는 것으로 나타났다.
- (2) 비선형 증분동적해석 결과에 따르면 국내 현행 내진설계기준에 따라 설계된 신축 철골 중간모멘트골조는 2.0 이상의 붕괴여유비를 가지며 2475년 재현주기의 지진에 대해서 10%미만의 붕괴확률이 나타났다.
- (3) 신축 철골 중간모멘트골조와 유사한 설계 밀면전단력으로 내진설계되었지만, 건설 후 시간의 경과에 따른 열화현상으로 인하여 구조부재의 연성도가 감소된 표본 철골 중간모멘트골조의 붕괴여유비는 감소하여 1.0 수준의 수치를 나타냈으며, 구조부재의 연성감소와 함께 신축건물에 비하여 75% 수준의 설계 밀면전단력에 저항력을 가진 기존건축물의 경우 붕괴여유비가 1.0 이하의 값으로 2400년 재현주기 지진발생시 표본건축물에 대해 50%이상 붕괴확률이 나타났다.
- (4) 내진설계되지 않은 기존건물을 이력형 제진장치를 이용하여 보강한 건물의 경우 붕괴여유비가 3.0 이상으로 상승한 수치를 나타내며 2475년 재현주기 지진 발생 시 기준치인 10% 미만의 붕괴확률을 나타내 내진설계되지 않은 기존건물의 내진성능을 향상시키는 것으로 나타났다.

감사의 글

이 논문은 2012년도 서울시립대학교 교내학술연구비에 의하여 연구되었음.

References

1. Architectural Institute of Korea (2000), Standard Design Loads for Buildings, Architectural Institute of Korea (in Korean, with English abstract).
2. Architectural Institute of Korea (2005), Korean Building Code and Commentary, Architectural Institute of Korea (in Korean, with English abstract).
3. Architectural Institute of Korea (2009), Korean Building Code and Commentary, Architectural Institute of Korea (in Korean, with English abstract).
4. ASCE/SEI (2005), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineering.
5. ASCE/SEI. (2007), Seismic Rehabilitation of Existing Buildings - ASCE Standard 41-07, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
6. Carr, A. J. (2005), Ruaumoko Manual. User Manual for the 2-Dimensional Version: Ruaumoko2D Vol. 2, University of Canterbury.
7. FEMA 356 (2000), Prestand and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, BSSC, 7.8-7.10.
8. FEMA P695 (2008), Quantification of Building Seismic Performance Factors:ATC-63 Project Report, BSSC.
9. Gupta, A., and 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, Stanford University.
10. Jang, H. N., Lee, J. Y. (2007), Case Study of Earthquake Damage in Korea and Other Countries, *Journal of the Korean Society of Civil Engineering*, 55(4), 133-139 (in Korean).
11. Kim, T. W., Eun, H. C., Min, K. H. (2009), Effect of Strong Column-Weak Beam Consideration to Behavior of Moment Frames, *Proceeding of Earthquake Engineering Society of Korea*, 2009 Spring Conference, 287-294 (in Korean, with English abstract).
12. Kim, T. W. (2011), Seismic Design of Low-rise Steel Moment Frames in Korea, *Journal of Earthquake Engineering Society of Korea*, 15(1), 11-18 (in Korean, with English abstract).
13. Korea Meteorological Administration (2013), 2012 Seismological Annual Report, Korea Meteorological Administration (in Korean).
14. Kwon, K. H., Kim, M. H., Kim, H. J. (2013), Seismic Performance Assessment of Unreinforced Masonry Wall Buildings Using Incremental Dynamic Analysis, *Journal of Korea Institute for Structural Maintenance Inspection*, 17(3), 28-39 (in Korean, with English abstract).
15. Lee, H. H., Kim, S. I. (2010), Metallic Damper Shape and Cyclic Behavior for the Seismic Capacity Improvement of Building Structures, *Journal of Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, 14(3), 123-130 (in Korean, with English abstract).
16. Lignos D. G., Krawinkler H. (2011), Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 137(11), 1291-1302.
17. PEER (2006), PEER NGA Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, U.S.A., Available at : <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
18. PEER/ATC72-1 (2010), Pacific Earthquake Engineering Research Center / Applied Technology Council, Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
19. Tsai, K. C., Cheng, H. W., Hong, C. P., and Su, Y. F. (1993), Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction, *Earthquake Spectra*, 9(3), 505-528.

-
20. Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A. (2002), Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491-514.

Received : 12/20/2013
Revised : 01/29/2014
Accepted : 02/05/2014

요 지

철골 중간모멘트골조는 강한 지반운동에 대하여 적합한 저항능력을 확보하기 위한 지진력저항시스템으로서 일반적으로 사용되고 있다. 하지만 국내의 대다수 중·저층 철골건축물은 내진설계가 도입되기 이전에 건설되었거나 현재의 내진설계기준의 요구조건을 준수하지 않은 것들로, 이러한 건물들이 가지는 내진성능에는 의문점이 존재한다. 이와 같은 문제점의 인식에 기반하여 본 연구에서는 국내 철골 중간모멘트골조의 내진성능에 대한 정량적 제시를 목표로 우선 층수 종류, 지진에 대한 보유내력, 부재 연성도, 제진장치의 유무를 변수로 하여 표본 건물을 설계하였다. 표본 건물의 내진 성능과 붕괴 매커니즘은 비선형 정적해석과 증분동적해석으로부터 획득한 붕괴여유비와 붕괴확률을 이용하여 분석하였다. 해석결과를 통하여 현행 국내기준에 따라 내진설계된 신축건물은 설계지진에 대해 충분한 내진성능을 가졌으며, 이에 반해 구조부재의 연성저감이 발생하거나 낮은 설계 밀면전단력에 대한 저항력을 가진 기존건물의 경우에는 높은 붕괴확률을 가지며 목표로 한 내진성능을 만족시키지 못하는 것으로 나타났다. 이와 같은 내진성능을 충족시키지 못하는 내진설계 도입 이전의 건물에 대해서 에너지 소산장치를 통해 보강하게 되면 장치의 에너지 소산능력뿐만 아니라 소성힌지의 재분배를 통해 붕괴확률 및 내진성능이 신축건물 수준으로 향상되었다.

핵심 용어 : 철골 중간모멘트골조, 내진성능, 증분동적해석, 붕괴여유비, 붕괴확률, 이력형 에너지 소산장치