

# 비선형동적해석을 통한 국내 철골 모멘트골조의 내진성능 평가

## Seismic Performance Evaluation of Steel Moment Frames in Korea Using Nonlinear Dynamic Analysis

김태완<sup>1)</sup>  
Kim, Tae Wan

**국문 요약** >> 국내 철골모멘트골조를 이전 KBC2005 및 현 KBC2009 기준에 따라 설계한 후 비선형동적해석을 이용하여 FEMA355F의 내진성능평가 절차에 따라 성능을 평가하였다. 그 결과 비선형정적 Push-over 해석을 이용한 역량스펙트럼법과 차이가 있었다. 특히 국내 철골모멘트골조는 약패널존을 가지기 때문에 비선형동적해석을 통해서만 보다 정확한 거동을 예측할 수 있었다. 국내 철골모멘트골조는 지반 조건 SB 또는 SC에 위치한다면 층수 및 R값에 관계없이 성능목표를 만족하는 것으로 나타났다. 하지만 지반 조건 SD 또는 SE에 위치한다면 성능목표 만족 여부는 명확하지 않았다. 따라서 KBC2005나 KBC2009 어떤 기준을 사용하더라도 지반 조건이 상대적으로 좋다면 국내 철골모멘트골조는 내진성능을 충분히 확보하고 있다고 볼 수 있다.

**주요어** 한국, 철골중간모멘트골조, 패널존, 내진성능평가, 비선형동적해석

**ABSTRACT** >> Domestic steel moment resisting frames were designed in accordance with the former KBC2005 and the current KBC2009, and then their seismic performance was evaluated in accordance with FEMA355F by utilizing nonlinear dynamic analysis. The results from the procedure in FEMA355F were different with those from the capacity spectrum method utilizing nonlinear static push-over analysis. In particular, the domestic steel moment resisting frames have a weak panel zone, so their behavior can be estimated more precisely by nonlinear dynamic analysis. The domestic steel moment resisting frames satisfied the performance goal if located at a site class  $S_B$  or  $S_C$ , regardless of the story number and the response modification factor. However, if they are located at a site class  $S_D$  or  $S_E$ , performance goal satisfaction cannot be guaranteed. No matter what standard is used for the design, KBC2005 or KBC2009, the domestic steel moment resisting frames may possess satisfactory seismic performance if the site condition is relatively good.

**Key words** Korea, Steel intermediate moment frame, Panel zone, Seismic performance evaluation, Nonlinear dynamic analysis

### 1. 서론

국내 철골 모멘트골조의 내진설계는 이전 기준인 KBC2005<sup>(1)</sup>에서 현재 기준인 KBC2009<sup>(2)</sup>로 넘어 오면서 큰 변화가 있었다. KBC2009에서는 이전 KBC2005에 비해 지진력저항 시스템의 종류가 대폭 증가하였다. 철골 모멘트골조의 경우 KBC2005에서는 ‘연성모멘트골조’ 한 가지만을 제공하였

으나 KBC2009에서는 이를 ‘보통’, ‘중간’ 및 ‘특수’로 세분하여 서로 다른 설계 계수를 적용하도록 하고 있다. 이들은 반응수정계수  $R$ , 초과강도계수  $\Omega_0$ , 변위증폭계수  $C_d$ 이며, 개별 값들을 표 1에 나타내었다. 표에서 알 수 있듯이 KBC2005의 연성모멘트골조는 KBC2009에서는 중간모멘트골조와 특수모멘트골조의 중간 정도에 해당하는 값을 가지고 있다.

현 KBC2009를 사용하기 전에는 철골 모멘트골조를 연성모멘트골조로만 설계할 수밖에 없었다. KBC2009를 사용하고 있는 현재는 표 1에 있는 3가지의 구조형식 중 하나를 설계자가 선택할 수 있다. 설계 횡력을 최소화 하기 위해서는 특수모멘트골조를 지진력저항시스템으로 사용해야 하나 접합부의 특별한 상세 및 강기동-약보와 같은 추가적인 조건을 충족해야 하기 때문에 설계자들은 특수모멘트골조를 선택하는 것을 주저할 수밖에 없다. 이 경우 보통이나 중간

<sup>1)</sup> 정희원·강원대학교 건축공학과, 조교수  
(교신저자: tkim@kangwon.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2012년 10월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2012. 5. 3 / 수정일 1차: 2012. 6. 1, 2차: 2012. 6. 4 / 게재확정일 : 2012. 6. 4)

© 2012EESK www.eesk.or.kr

〈표 1〉 철골모멘트골조의 종류 및 내진설계계수

기준연도	종류	R	$\Omega_0$	Cd
2005	연성	6	3	3.5
	보통	3.5	3	3
2009	중간	4.5	3	4
	특수	8	3	5.5

모멘트골조를 선택하게 된다. 이 둘 중 R값이 상대적으로 큰 중간모멘트골조를 선택하게 되더라도 KBC2005의 연성 모멘트골조에 비해서는 낮은 R값을 사용하게 되므로 기존에 비해 더 큰 설계하중을 요구받게 된다. 만약 보통모멘트골조를 사용한다면 설계하중은 당연히 더 증가하게 된다.

이와 같이 설계하중이 증가하지만 실제 철골 모멘트골조의 상세는 크게 달라지지 않았다. 특히 국내 철골 모멘트골조는 기둥 부재에 보 일부를 미리 공장에서 제작한 후 현장에서 스플라이스를 통해 보와 연결하는 방식으로 시공된다. 따라서 모든 접합부는 강접합으로 모멘트를 전달하며, 보와 기둥이 만나는 패널존은 일반적으로 이중보강판(Doubler Plate)으로 보강하지 않는다. 따라서 R값의 변화로 인한 설계 횡력의 증감에 관계없이 국내 철골 모멘트골조의 변형능력은 그대로 유지되고 있다고 볼 수 있다. 따라서 이전 기준을 따라 연성모멘트골조로 설계된 건물과 동일한 조건의 건물을 현 기준을 따라 중간모멘트골조로 설계했을 때 건물의 내진성능은 어떠한 차이가 있는지 확인해볼 필요가 있다.

이러한 배경으로 김태완<sup>(3)</sup>에서는 3층 및 5층 철골모멘트골조를 기존 기준의 연성 및 현 기준의 중간모멘트골조로 각 지반조건에 대해 설계한 후 비선형정적해석을 이용하여 내진성능을 평가하였다. 김태완<sup>(3)</sup>은 전통적인 국내 철골 모멘트골조는 기존 기준을 따른 연성모멘트골조로 설계하더라도 충분한 내진성능을 발휘할 수 있다고 주장하였다. 이 의미는 현 기준의 중간모멘트골조의 반응수정계수인 4.5보다 더 큰 값을 사용하더라도 큰 문제가 없다는 것이다.

하지만 이 연구의 한계는 비선형정적해석을 이용한 성능 평가에 있다. 이 경우 접합부의 능력에 대한 불확실성을 고려하지 못하며, 동적 거동 시 나타나는 약패널존의 에너지 소산 과다 및 약층 현상을 파악할 수 없다. 김태완 등<sup>(4)</sup>에서 중간모멘트골조의 이러한 동적 거동 특성을 보여주고 있다. 따라서 본 논문에서는 이전 연구에서 충분히 고려하지 못한 사항들을 추가하고 비선형동적해석을 통해 실제 거동에 보다 가깝게 모사하며, FEMA355F<sup>(5)</sup>의 내진성능평가절차를 사용하여 국내 철골모멘트골조의 내진성능을 평가하고자 한다. 이를 통해 국내 철골 모멘트골조의 내진설계계수를 보다 합리적으로 결정할 수 있는 근거를 마련할 수 있을 것이다.

## 2. 국내 철골 모멘트골조 접합부 비선형 모델링

### 2.1 접합부 특성

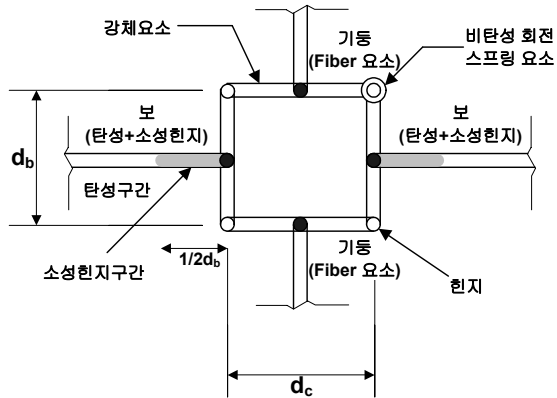
위에서 언급한대로 국내에서는 공장제작을 통해 보와 기둥이 만나는 접합부를 구성한 후 현장에서 보와 연결한다. 따라서 대부분의 철골 모멘트골조에서 접합부의 형태는 매우 유사하다. 이 접합부의 형태는 FEMA350<sup>(6)</sup>에서 분류하는 WUF-B(Welded Unreinforced Flange-Bolted Web) 또는 WUF-W(Welded Unreinforced Flange-Welded Web)와 유사하다. 하지만 플랜지와 웨브의 접합 형태만 같을 뿐 실제 시공 상세는 당연히 차이가 있다. 이에 대한 사항은 김태완<sup>(3)</sup>에서 이미 언급되었다.

국내의 일반적인 철골 모멘트접합부 성능에 관한 실험 결과는 많지 않다. 이철호와 박종원<sup>(7)</sup>은 국내 관행을 따라 보 플랜지는 용접, 보 웨브는 용접으로 기둥에 연결되는 접합부를 실험하였다. 실험결과 국내 접합부는 ANSI/ AISC341<sup>(8)</sup>의 철골중간모멘트골조 충족기준인 층간변형률 2%(소성힌지 변형각 1%)를 만족하였으며, 패널존의 강도가 보에 비해 약할수록 변형능력은 오히려 증가하였다. 김태진 등<sup>(9)</sup>은 보 플랜지는 용접, 보 웨브는 볼트로 접합한 시험체를 사용하였는데, 실험 결과 층간변위각 3.5%까지 강도 저하 없이 거동하였다. 한상환과 권건업<sup>(10)</sup>도 김태진 등<sup>(9)</sup>과 동일한 형태의 접합부(상세는 FEMA350을 따름)를 실험했는데, 패널존을 보강했을 때 총소성회전각 1.3% Radian을 제외하고는 강기동일 때 3.3% Radian, 약기동일 때 4.8% Radian의 총소성회전각을 보였다. 패널존 보강이 없을 때 충분히 ANSI/ AISC341의 철골중간모멘트골조 기준을 만족하나 한상환과 권건업<sup>(11)</sup>에서는 보다 나은 성능을 위해 보 웨브의 용접을 권유하고 있다.

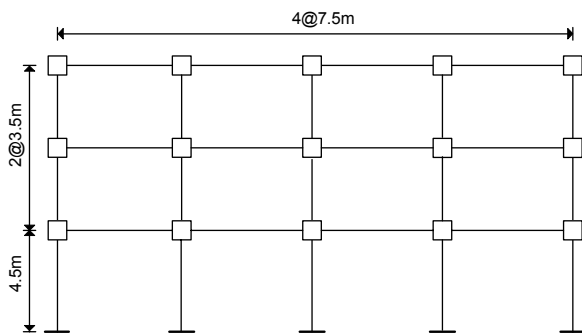
위 참고문헌의 제한적인 결과만을 가지고 국내 철골 모멘트골조 접합부의 특성을 단정할 수는 없으나 현재로서는 이들의 결과를 토대로 판단할 수밖에 없다. 이들의 결과만 본다면 국내 일반적인 철골 모멘트골조의 접합부가 ANSI/ AISC341의 중간모멘트골조 기준을 충족하는 것으로 볼 수 있으며, 김태완<sup>(3)</sup>에서도 동일한 판단을 하였다. 이에 따라 접합부는 소성힌지 변형각 1%의 변형능력을 가지는 것으로 가정하였다.

### 2.2 접합부 모델링

국내 철골 모멘트골조 접합부의 비선형 모델은 김태완<sup>(3)</sup>에서 사용한 것과 동일한 모델을 사용하였다. 국내 접합부는 기본적으로 약패널존이므로 정확한 거동의 파악을 위해



〈그림 1〉 패널존 모델링



〈그림 2〉 3층 해석 모델 입면도

서는 패널존이 해석모델에 포함되어야 한다. 여기서 사용한 패널존 모델은 Gupta and Krawinkler<sup>(12)</sup>의 모델을 차용하였다. 패널존 모델은 형태 및 방식은 그림 1과 같다. 패널존을 포함한 3층 건물의 해석 모델 입면은 그림 2와 같다. 비선형동적 구조해석을 수행하기 위한 프로그램으로 OpenSees<sup>(13)</sup>를 선택하였다. 패널존 모델링에 관한 상세한 사항은 김태원<sup>(3)</sup>에 제시되어 있다.

### 3. FEMA355F의 내진성능평가 절차

#### 3.1 FEMA355F 개요

FEMA355F는 SAC 프로젝트를 위해 개발된 성능평가 절차이다. 이 절차는 설계자가 성능수준을 평가하여 대상 건물이 성능목표를 만족하도록 설계할 수 있게 한다. SAC 프로젝트에서 제시한 목표 성능은 50년 내 초과할 확률이 2%(2/50)인 위험도를 가지는 지진에 대해 건물 전체가 붕괴 방지 성능수준(Collapse Prevention Performance Level)을 만족하는 신뢰도가 90% 이상, 동일한 위험도를 가지는 지진에 대해 건물의 일부가 붕괴방지 성능수준을 만족하는 신뢰도가 50% 이상이 되는 것이다.

신뢰도를 산정하기 위해 다음의 신뢰도계수(C Confidence Factor)를 사용한다.

$$\lambda = \frac{\phi \hat{C}}{\gamma \gamma_a \hat{D}} \tag{1}$$

여기서  $\hat{D}$ 는 요구값(Demand)의 중간값(Median),  $\hat{C}$ 은 성능값(Capacity)의 중간값,  $\phi$ 는 저항계수(Resistance Factor),  $\gamma$ 는 요구계수(Demand Factor), 그리고  $\gamma_a$ 는 해석요구계수(Analysis Demand Factor)이다. 식 (1)의 유도과정에 대한 자세한 내용은 Jalayar and Cornell<sup>(14)</sup>과 Cornell et al<sup>(15)</sup>에 기술되어 있다. 이 식 (1)과 다른 변수들, 그리고 FEMA 355F의 표 5-6을 이용하여 신뢰도를 구할 수 있다.

#### 3.2 요구 변수

SAC 프로젝트에서는 요구 변수로 층간변형률을 사용하였다. 지진 관련 연구에서 층간변형률은 가장 일반적으로 사용되는 요구 변수다. 따라서 여기서도 층간변형률을 요구 변수로 사용하였다. 본 연구에서 채택한 요구변수가 SAC 프로젝트와 다른 점은 층간변형률 이외에 패널존의 변형도 요구 변수로 사용했다는 점이다. 앞서 언급한대로 국내 철골 모멘트골조의 패널존은 이중보강관으로 보강하지 않는다. 이는 지진 발생 시 패널존의 과다한 변형을 초래할 수 있다. 이 현상을 고려하기 위해 층간변형률과 더불어 패널존의 변형을 요구 변수로 함께 사용하였다.

#### 3.3 성능 결정

FEMA355F에서는 Vamvatsikos and Cornell<sup>(16)</sup>에 제시된 Incremental Dynamic Analysis(IDA)를 사용하여 성능을 결정하였다. 성능은 일반적인 요구 변수인 층간변형률로 나타내지만, 앞서 언급한대로 패널존의 변형도 요구 변수이므로 패널존 변형으로도 성능을 나타내었다. 이 때 FEMA355F에서 사용한 전통적인 IDA를 적용하였다. 이 연구에서는 이 두 가지 성능 결정 방법에 더해 한 가지 방법을 추가하였다. 이 방법은 IDA로 층간변형률 성능값을 결정할 때 패널존의 변형도 함께 고려하는 것이다. 그 이유는 국내 철골모멘트골조의 지진 응답을 층간변형률만으로 표현하여 IDA를 통해 성능을 결정했을 때 이미 패널존은 자신의 변형 능력을 초과한 시점인 경우도 발생할 수 있기 때문이다. 전통적인 IDA에서는 지진의 수준에 따라 최대 층간변형률을 구하고 이를 연결한 직선의 기울기가 탄성해석으로부터의 기

〈표 2〉 국내 철골 부재의 항복강도 및 탄성계수<sup>(17),(18)</sup>

부재	항복강도(MPa)		탄성계수(MPa)	
	평균값	표준편차	평균값	표준편차
보(SS400)	330	20	206000	9300
기둥(SM490)	390	30		

올기의 20% 이하인 순간을 성능으로 판정한다. 층간변형률 성능을 결정할 때 패널존의 한계 변형을 상한값으로 고려하면 그렇지 않을 경우와 비교해서 큰 차이가 발생한다.

### 3.4 불확실성을 반영하는 계수

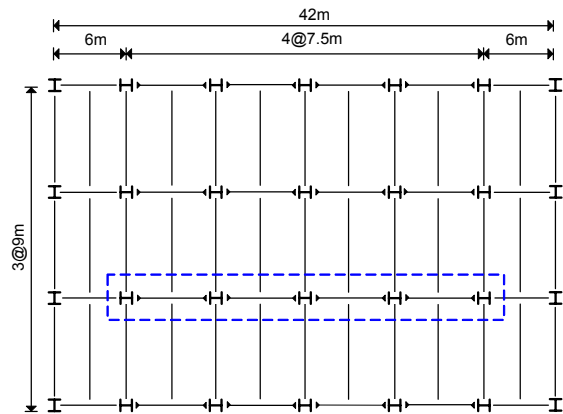
신뢰도 계수( $\lambda$ )를 나타내는 식 (1)에서  $\phi$ ,  $\gamma$  및  $\gamma_a$ 는 20개의 지반운동으로부터 추출한 요구 변수들의 분산을 고려하여 요구값 및 성능값의 중간값 ( $\hat{D}$  및  $\hat{C}$ )을 증가(요구값) 또는 감소(성능값)시키는 계수들이다. 이를 구하는 방법은 FEMA355F에 자세히 나타나 있다. 이 계수들을 구하기 위해 많은 변수들이 필요한데, 대부분의 값들은 FEMA355를 따랐으나, 국내 철골모멘트골조의 특성을 나타내는 변수들은 국내 연구결과를 참조하여 결정하였다. 국내 문헌인 김종락 등<sup>(17),(18)</sup>에서 SS400 및 SM490 강재의 항복강도 및 탄성계수의 평균 및 표준편차를 제공하고 있는데 이들 값을 사용하여 해석 모델을 구성하였다.

## 4. 성능 평가 결과

### 4.1 대상 건물

대상 건물은 김태완<sup>(3)</sup>에서 사용한 평면 형식(그림 3)과 설계된 부재(표 3 및 표 4)를 그대로 사용하였다. 대상 건물을 간단히 소개하자면, 3층 및 5층 철골모멘트골조 건물로서 장변 방향으로 4개의 골조가 모두 강접합으로 횡력에 대해 모멘트로 저항한다. 국내에서는 6층 이상의 건물에 엘리베이터를 설치해야 하고, 엘리베이터 코어는 주로 철근콘크리트 전단벽으로 구성되기 때문에 6층 이상의 건물에서 순수 철골모멘트골조를 발견하기 어렵다. 이러한 이유로 5층을 최고 층수로 정하였다.

단변 방향은 양쪽 최외각 골조에 가새나 철근콘크리트 전단벽과 같은 횡력저항시스템이 존재하는 것으로 가정하였다. 이전 연구와 같이 그림 3의 점선으로 표시된 골조만을 2차원으로 비선형동적해석을 수행하였다. 설계는 KBC2009를 따랐으며 내진설계 변수로서 지진구역은 I, 중요도계수는 1.0을 사용하였다. 지반 종류는 S<sub>A</sub> 지반을 제외한 나머



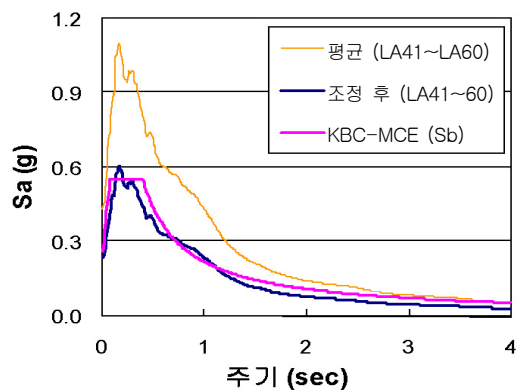
〈그림 3〉 평면도

〈표 3〉 기둥 부재 크기 (3층 건물)

지반조건	R=4.5	R=6
S <sub>B</sub>	H 310×305×15/20	H 300×305×15/15
S <sub>C</sub>	H 350×357×19/19	H 310×305×15/20
S <sub>D</sub>	H 350×357×19/19	H 344×354×16/16
S <sub>E</sub>	H 394×405×18/18	H 350×350×12/19

〈표 4〉 기둥 부재 크기 (5층 건물)

지반조건	R=4.5	R=6
S <sub>B</sub>	H 400×400×13/21	H 350×350×12/19
S <sub>C</sub>	H 400×408×21/21	H 394×405×18/18
S <sub>D</sub>	H 400×408×21/21	H 394×405×18/18
S <sub>E</sub>	H 414×405×18/28	H 400×408×21/21



〈그림 4〉 입력 지반운동 스펙트럼

지 S<sub>B</sub>에서 S<sub>E</sub>까지 각각 적용하였다.

여기서는 비선형동적해석을 수행하였으므로 입력지반운동이 필요하다. FEMA355F를 따라 지반 특성 당 20개의 지반운동을 사용하였다. 지반운동 자료는 Somerville 등<sup>(19)</sup>의 LA41~LA60을 KBC2009의 설계스펙트럼에 맞게 조정하여 사용하였다.

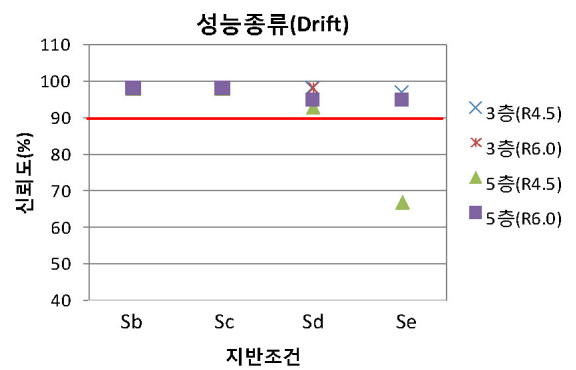
### 4.2 평가 결과

성능 평가 결과는 3.3절에서 언급한 3가지 성능 종류에 대해 건물 층수, 지반 조건 및 R값에 따라 표 5에서 표 8까지 나타내었다. 3가지 성능 종류는 다음과 같이 명명하였다. FEMA355F의 기본 방식을 따른 것은 ‘Drift’, 이 기본 방식을 따르되 패널존의 한계 변형을 함께 고려한 것은 ‘Drift (PZ)’, 패널존 변형만을 가지고 평가한 것은 ‘PZ’로 지정하였다. 표에는 식 (1)의 신뢰도계수를 구하기 위한 변수들과 산정한 신뢰도를 함께 제시되어 있다. 표에서 마지막 열의 신뢰도 값을 살펴보면 대부분의 경우에, 지반 조건  $S_E$ 를 제외하고는 건물 층수 및 R값에 관계없이 신뢰도 목표인 90%를 초과하고 있음을 알 수 있다. 물론  $R=4.5$ 로 설계한 5층 건물에서 성능종류 PZ일 때 지반 조건이  $S_D$ 에서 신뢰도 목표 90%보다 낮게 나타난 경우(80%)도 있다. 결국 지반 조건이 나빠질수록 국내 중간모멘트골조의 성능이 좋지 않을 수 있다는 것을 보여주고 있다. 이러한 결과는 김태완<sup>(3)</sup>의 비선형정적 push-over 해석 및 역량스펙트럼법<sup>(20)</sup>을 사용하여 동일한 건물을 평가한 것과는 상이하다. 따라서 지진 시 실제 거동을 파악하기 위해서는 구조물 특성에 따라 비선형 동적해석이 반드시 필요함을 주지해야 한다.

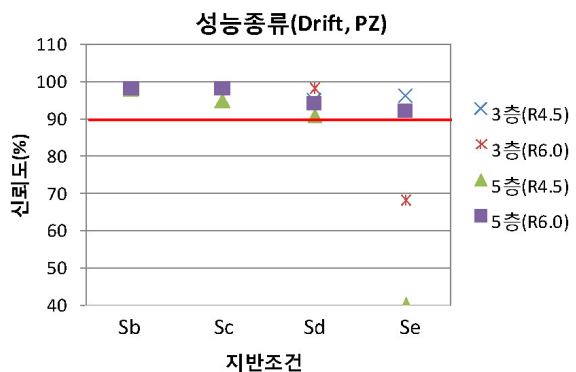
비선형동적해석을 이용한 FEMA355F의 성능평가절차를 따른 결과를 성능 종류, 건물 층수, 지반 조건 및 R값에 따라 분석하였다. 이를 위해 그림 5에서 그림 7까지 성능 종류에 따른 신뢰도 결과를 그래프로 나타내었다. 그림에서 FEMA355F에서 성능을 결정할 때 층간변형률만을 사용하는 전통적인 방식을 따랐을 때는 5층,  $R=4.5$ ,  $S_E$  지반을 제외하고는 모두 성능 목표를 만족하고 있음을 알 수 있다. 반면에 이 연구에서 사용한 패널존의 변형을 성능 결정에 고려하는 방식을 따랐을 때는  $S_D$  지반 일부 및  $S_E$  지반 대부분에서 성능 목표를 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 이 결과는 국내 철골(중간)모멘트골조의 성능은 패널존 변형의 영향이 매우 중요하다는 것을 보여주고 있다. 특히 주지해야 할 사실은 기존 김태완<sup>(3)</sup>의 비선형정적해석에서도 패널존의 변형을 고려했다는 점이다. 이 연구와 동일하게 패널존의 변형을 고려했지만 동적거동을 반영하지 못하고 변수로 지붕층 변위를 사용했기 때문에 다른 결과를 보일 수밖에 없다.

지반 조건에 따른 결과를 살펴보면  $S_B$  또는  $S_C$  지반일 때는 층수, R값 및 성능 종류에 관계없이 성능 목표를 만족하고 있다.  $S_D$  지반에서는 5층  $R=4.5$ 일 때를 제외하고 성능 목표를 만족하고 있다.  $S_E$  지반에서는 패널존의 영향을 반영한다면 대부분의 경우에 성능 목표를 만족하지 못하였다.

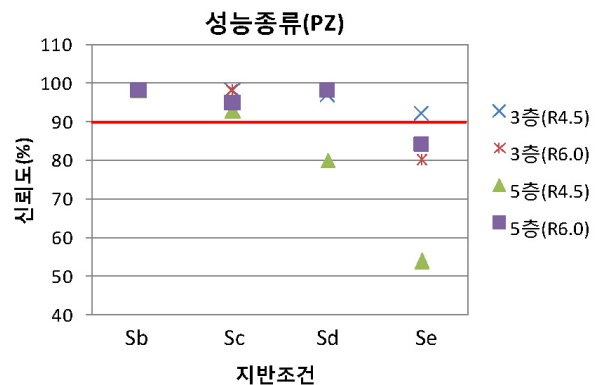
이러한 결과는 다른 변수에 관계없이 지반 조건이  $S_B$  또는  $S_C$ 로 상대적으로 좋다면 국내 철골중간모멘트골조의 성능에 문제가 없음을 보여준다. 특히 KBC2005에서 철골연성 모멘트 골조의 설계에 사용한  $R=6.0$  및 KBC2009에서 철골중간모멘트골조의 설계에 사용하고 있는  $R=4.5$  모두 지반 조건이  $S_B$  또는  $S_C$ 이면 사용할 수 있다는 결과이다. 지반 조건이  $S_D$  또는  $S_E$ 이면 R값의 높고 낮음에 관계없이 약 패널존의 영향으로 성능의 편차가 크고 성능 목표를 만족할지 여부를 판단하기가 쉽지 않다.



〈그림 5〉 성능종류 Drift일 때 지반조건에 따른 신뢰도



〈그림 6〉 성능종류 Drift(PZ)일 때 지반조건에 따른 신뢰도



〈그림 7〉 성능종류 PZ일 때 지반조건에 따른 신뢰도

〈표 5〉 성능 평가 결과(3층 건물, R=4.5)

지반조건	성능 종류	$\phi$	$\hat{C}$	$\gamma$	$\gamma_a$	$\hat{D}$	$\beta_{UT}$	$\lambda$	신뢰도 (%)
S <sub>B</sub>	Drift	0.81	0.054	1.28	1.03	0.007	0.30	4.88	98
	Drift(PZ)	0.91	0.028	1.28	1.03	0.007	0.30	2.84	98
	PZ	0.91	0.028	1.83	1.03	0.004	0.30	3.83	98
S <sub>C</sub>	Drift	0.66	0.058	1.38	1.03	0.009	0.30	3.16	98
	Drift(PZ)	0.87	0.028	1.38	1.03	0.009	0.30	2.11	98
	PZ	0.90	0.025	2.38	1.03	0.004	0.30	2.80	98
S <sub>D</sub>	Drift	0.50	0.054	1.42	1.03	0.010	0.30	1.88	98
	Drift(PZ)	0.71	0.030	1.42	1.03	0.010	0.30	1.51	95
	PZ	0.71	0.023	2.40	1.03	0.004	0.30	1.64	97
S <sub>E</sub>	Drift	0.66	0.045	1.40	1.03	0.013	0.30	1.60	97
	Drift(PZ)	0.86	0.029	1.21	1.03	0.013	0.30	1.57	96
	PZ	0.88	0.028	2.17	1.03	0.008	0.31	1.37	92

〈표 6〉 성능 평가 결과(3층 건물, R=6.0)

지반조건	성능 종류	$\phi$	$\hat{C}$	$\gamma$	$\gamma_a$	$\hat{D}$	$\beta_{UT}$	$\lambda$	신뢰도 (%)
S <sub>B</sub>	Drift	0.74	0.045	1.34	1.03	0.007	0.30	3.33	98
	Drift(PZ)	0.89	0.028	1.34	1.03	0.007	0.30	2.49	98
	PZ	0.91	0.027	1.90	1.03	0.003	0.30	3.61	98
S <sub>C</sub>	Drift	0.77	0.054	1.26	1.03	0.010	0.30	3.08	98
	Drift(PZ)	0.90	0.029	1.26	1.03	0.010	0.30	1.91	98
	PZ	0.92	0.028	1.93	1.03	0.007	0.30	1.99	98
S <sub>D</sub>	Drift	0.82	0.066	1.24	1.03	0.012	0.30	3.57	98
	Drift(PZ)	0.91	0.031	1.24	1.03	0.012	0.30	1.86	98
	PZ	0.92	0.029	1.79	1.03	0.008	0.30	1.83	98
S <sub>E</sub>	Drift	0.64	0.047	1.23	1.03	0.016	0.30	1.49	95
	Drift(PZ)	0.85	0.024	1.23	1.03	0.016	0.30	1.03	68
	PZ	0.90	0.028	1.33	1.03	0.016	0.30	1.15	80

〈표 7〉 성능 평가 결과(5층 건물, R=4.5)

지반조건	성능 종류	$\phi$	$\hat{C}$	$\gamma$	$\gamma_a$	$\hat{D}$	$\beta_{UT}$	$\lambda$	신뢰도 (%)
S <sub>B</sub>	Drift	0.85	0.064	1.13	1.03	0.007	0.30	6.70	98
	Drift(PZ)	0.92	0.035	1.13	1.03	0.007	0.30	3.98	98
	PZ	0.91	0.029	1.12	1.05	0.002	0.33	9.16	98
S <sub>C</sub>	Drift	0.82	0.022	1.23	1.03	0.010	0.30	1.51	98
	Drift(PZ)	0.84	0.021	1.23	1.03	0.010	0.30	1.48	95
	PZ	0.81	0.014	1.69	1.03	0.003	0.31	2.56	98
S <sub>D</sub>	Drift	0.90	0.025	1.24	1.06	0.012	0.34	1.45	93
	Drift(PZ)	0.90	0.024	1.24	1.06	0.012	0.34	1.38	91
	PZ	0.86	0.017	2.63	1.26	0.004	0.51	1.13	80
S <sub>E</sub>	Drift	0.54	0.037	1.19	1.03	0.016	0.30	0.99	67
	Drift(PZ)	0.68	0.028	1.27	1.03	0.017	0.30	0.85	40
	PZ	0.62	0.021	1.65	1.04	0.008	0.31	0.78	54

〈표 8〉 성능 평가 결과(5층 건물, R=6.0)

지반조건	성능 종류	$\phi$	$\hat{C}$	$\gamma$	$\gamma_a$	$\hat{D}$	$\beta_{UT}$	$\lambda$	신뢰도 (%)
S <sub>B</sub>	Drift	0.74	0.049	1.22	1.03	0.008	0.30	3.51	98
	Drift(PZ)	0.91	0.033	1.22	1.03	0.008	0.30	2.94	98
	PZ	0.90	0.027	1.35	1.03	0.003	0.31	5.10	98
S <sub>C</sub>	Drift	0.82	0.026	1.13	1.03	0.011	0.30	1.65	98
	Drift(PZ)	0.84	0.025	1.13	1.03	0.011	0.30	1.64	98
	PZ	0.84	0.019	1.41	1.04	0.003	0.32	3.30	98
S <sub>D</sub>	Drift	0.89	0.027	1.13	1.03	0.014	0.30	1.49	95
	Drift(PZ)	0.88	0.027	1.13	1.03	0.014	0.30	1.46	94
	PZ	0.86	0.020	1.60	1.04	0.005	0.31	1.95	98
S <sub>E</sub>	Drift	0.83	0.039	1.18	1.04	0.018	0.31	1.47	95
	Drift(PZ)	0.89	0.033	1.18	1.04	0.018	0.31	1.35	92
	PZ	0.89	0.026	1.97	1.04	0.009	0.32	1.22	84

## 5. 결론

이 연구에서는 3층 및 5층 철골모멘트골조를 KBC2005 및 KBC2009 기준에 따라 각각 연성 및 중간모멘트골조로 설계한 후 비선형동적해석을 통한 FEMA355F의 성능평가 절차에 따라 성능을 평가하였다. 그 결과는 다음과 같다.

1. 비선형정적 push-over 해석을 이용한 ATC40의 역량스펙트럼법과 비선형동적해석을 이용한 FEMA355F의 평가 방법은 건물의 특성에 따라 성능에 차이가 있을 수 있다. 특히 국내 철골모멘트골조의 경우 패널존의 보강이 이루어지지 않기 때문에 약패널존일 수밖에 없다. 이러한 약패널존은 지진과 같이 동적 하중이 작용할 때 동적 불안정이 발생할 가능성이 크다. 하지만 이러한 현상을 비선형정적해석으로는 반영할 수 없다. 따라서 국내 철골모멘트골조의 성능평가에는 비선형동적해석이 반드시 수반되어야 한다.
2. FEMA355F를 포함해서 전통적으로 성능평가에서 요구 변수로 가장 많이 사용되고 있는 층간변형률은 국내 철골모멘트골조와 같은 특수한 경우에는 실제 거동 특성을 완벽하게 반영하지 못할 수도 있다. 국내 철골모멘트골조와 같이 성능 결정에 영향을 줄 수 있는 다른 변수가 있다면 이를 함께 고려해서 성능 결정 과정에 반영해야 한다. 국내 철골모멘트골조에서는 이 변수가 약패널존의 변형이다.
3. 전통적인 국내 철골모멘트골조는  $S_B$  또는  $S_C$  지반에 위치한다면 기존 KBC2005의 연성모멘트골조 및 현 기준인 KBC2009의 중간모멘트골조로 설계하더라도 성능 목표를 충분히 만족할 수 있다.  $S_D$  또는  $S_E$  지반에 위치했을 때와 다르게 R값 및 층수에 관계없이 성능 목표를 상회하고 있다. 반면  $S_D$  또는  $S_E$  지반에 위치할 경우 R값 및 층수에 따라 성능 목표를 만족하거나 그렇지 않을 경우도 발생하였다. 따라서  $S_D$  또는  $S_E$  지반에 위치할 경우에는 성능 목표를 항상 만족한다고 보기 어렵다. 따라서 국내 철골모멘트골조를 설계할 때 지반 조건이  $S_D$  또는  $S_E$ 이면 약패널존의 보강이 적절하게 이루어져야 한다.

국내 철골모멘트골조의 특성은 기둥과 보의 접합부 형식이 대부분 유사하며 모든 접합부가 강접합으로 설계되어 모멘트를 전달할 수 있다는 것이다. 이러한 특성은 개별 골조 또는 접합부에 가해지는 지진에 의한 횡하중의 수준을 감소시키는 역할을 한다. 반면, 수직하중은 영향 면적에 좌우되

기 때문에 강접합인 골조의 수에 영향을 받지 않는다. 이 경우 설계 단계에서 횡하중이 기둥 크기에 미치는 영향은 일부 골조가 횡력을 모두 부담할 때보다 작을 수밖에 없다. 즉, 강기둥-약보를 적용하지 않는 동일한 중간모멘트골조라도 모든 골조가 횡력을 부담한다면 그렇지 않을 때보다 기둥 크기는 상대적으로 작을 수밖에 없다. 이 때, 국내와 같이 패널존에 추가적인 보강을 하지 않는다면 필연적으로 패널존 강도는 보 강도에 비해 작을 수밖에 없다. 이러한 약패널존의 영향은 이 논문에서 잘 보여주고 있다. 따라서 현 기준에 의해 철골중간모멘트골조를 설계할 때 패널존 강도를 반드시 확인할 필요가 있다. 더불어 국내 철골모멘트골조의 특성을 반영한 적절한 패널존 강도 수준을 확립할 필요가 있다.

## 참고 문헌

1. 대한건축학회, 건축구조설계기준, 대한건축학회, 서울, 2005.
2. 대한건축학회, 건축구조설계기준, 대한건축학회, 서울, 2009.
3. 김태완, “국내 저층 철골 모멘트골조의 내진설계,” 한국지진공학회 논문집, 제15권, 제1호, 11~18, 2011.
4. 김태완, 은희창, 민광현, “강기둥-약보 적용이 모멘트 골조의 거동에 미치는 영향,” 한국지진공학회 춘계학술발표회 논문집, 343-348, 2009.
5. FEMA355F, State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
6. FEMA350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
7. 이철호, 박종원, “반복재하 실험대 실험에 의한 컬럼-트리 (Column-Tree) 형식 철골 모멘트 골조 접합부의 내진거동 연구,” 한국강구조학회논문집, 제10권, 제4호, 629-639, 1998.
8. ANSI/AISC341, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2005.
9. 김태진, 김은석, 김진구, “중저층 철골건물 보-기둥 접합부의 내진 및 붕괴저항 성능평가,” 대한건축학회논문집, 제23권, 제10호, 59-66, 2007.
10. 한상환, 권건업, “WUF-B 접합부의 내진성능평가 (1) WUF-B 접합부의 반복가력 실험,” 대한건축학회논문집, 제19권, 제11호, 33-40, 2003.
11. 한상환, 권건업, “WUF-B 접합부의 내진성능평가 (2) WUF-B 접합부의 성능 평가,” 대한건축학회논문집, 제19권, 제11호, 41-47, 2003.
12. Gupta, A. and Krawinkler, H., 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, Stanford, CA, 1999.
13. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L., et al., Open System for Earthquake Engineering Simulation, User Command-Language Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, 2006. <http://opensees.berkeley.edu>.
  14. Jalayer, F. and Cornell, C.A., A Technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats, PEER Report 2003/8, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA, 2003.
  15. Cornell, C.A, Jalayer, F., Hamburger, R.O. and Foutch, D.A., "Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines," Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 4, 526-533, 2002.
  16. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., "Incremental Dynamic Analysis," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, 491-514, 2001.
  17. 김종락, 김성배, 박양희, 정웅기, "일반구조용 압연 강재 SS400의 제성질에 관한 통계적 연구," 대한건축학회 학술발표논문집, 제20권, 제1호, 229-232, 2000.
  18. 김종락, 김성배, 박양희, 정웅기, "용접구조용 압연 강재 SM490의 제성질에 관한 통계적 연구," 대한건축학회 논문집, 제16권, 제11호, 3-11, 2000.
  19. Somerville, P., Smith, N., Puntamurthual, S., and Sun, J., Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project, Background document, Report No. SAC/BD-97/04, 1997.
  20. ATC40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1996.