한국지진공학회 논문집 24권 6호 (통권 제138호)
2020년 11월

ISSN 1226-525X / eISSN 2234-1099
EESK J Earthquake Eng Vol. 24 No. 6, 243-251
https://doi.org/10.5000/EESK.2020.24.6.243

내진설계에서 사용한 해석방법이 철골 특수모멘트골조의 붕괴위험도에 미치는 영향 평가

Effect of Analysis Procedures on Seismic Collapse Risk of Steel Special Moment Frames

김태오[1] · 한상환[2]*

Kim, Taeo[1] · Han, Sang Whan[2]*

[1]한양대학교 건축공학과 박사과정, [2]한양대학교 건축공학과 교수

[1]Ph.D. Student, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, [2]Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University

/ ABSTRACT /

In seismic design standards such as KDS 41 17 00 and ASCE 7, three procedures are provided to estimate seismic demands: equivalent lateral force (ELF), response spectrum analysis (RSA), and response history analysis (RHA). In this study, two steel special moment frames (SMFs) were designed with ELF and RSA, which have been commonly used in engineering practice. The collapse probabilities of the SMFs were evaluated according to FEMA P695 methodology. It was observed that collapse probabilities varied significantly in accordance with analysis procedures. SMFs designed with RSA (RSA-SMFs) had a higher probability of collapse than SMFs designed with ELF (ELF-SMFs). Furthermore, RSA-SMFs did not satisfy the target collapse probability specified in ASCE 7-16 whereas ELF-SMFs met the target probability.

Key words: Seismic demand, Special moment frame, Equivalent lateral force, Modal response spectrum analysis, Collapse probability

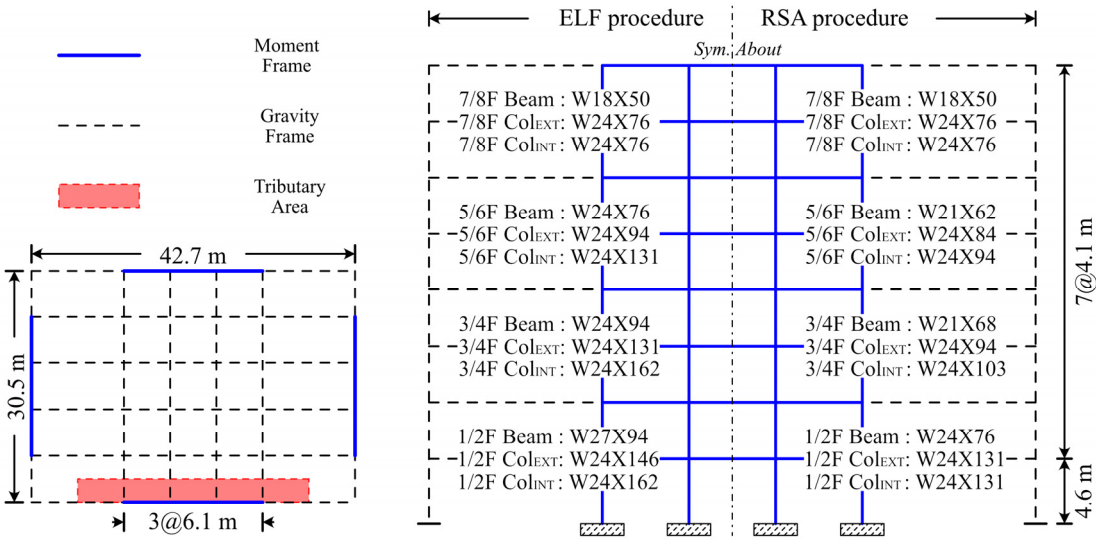
1. 서 론

국내외의 내진설계기준[1, 2]은 대상 구조물에 가해지는 설계지진에 대하여 중요도에 따른 내진성능수준을 달성하는 것을 목표로 하며, 내진성능목표의 달성을 위하여 지진에 대한 구조물의 안전성 및 사용성을 확보하도록 요구하고 있다. 이를 위해서 내진설계기준에서는 구조물의 위치 및 지반조건에 따른 유효지반가속도 산정 및 해석방법, 설계 절차 등을 제안하고 있으며, 지진으로 발생한 하중에 대하여 각 구조부재의 안전성 및 구조물의 사용성을 확보하도록 하여 지진하중에 대한 내진성능수준을 확보하도록 하고 있다. 여기에서 구조물에 대하여 요구되는 내진성능목표는 기본적으로 낮은 위험도의 지진에 대한 기능유지 및 높은 위험도의 지진에 대한 붕괴방지에 있으며, 중요도에 따라 구조물에 요구되는 성능 수준을 달리 함으로써 지진하중으로 인한 사회적인 여파 및 피해 정도를 감소시키거나 인명의 안전을 확보하는 것을 목표로 한다[2].

국내의 KDS 41 17 00 [1] 및 모델기준인 ASCE 7-16 [2]에서는 구조물에 가해지는 지반운동에 의하여 구조물 또는 구조부재에 발생하는 응답을 예측하기 위하여 등가정적해석법과 동적해석법을 제안하고 있으며, 동적해석법은 응답스펙트럼해석법, 선형시간이력해석법, 비선형시간이력해석법이 제안되어 있다. 제안된 해석법 중 일반적으로 사용되는 등가정적해석법과 응답스펙트럼해석법에는 지반조건에 따른 지반운동이력산정 절차가 없어 상대적으로 간략하다는 장점을 지니며, 특히 응답스펙트럼해석법은 동적 해석법으로써 내진설계범주, 높이 등에 따른 제안사항이 없다는 장점을 지닌다.

응답스펙트럼해석법을 사용하여 설계가 수행된 구조물의 내진성능에 대해서는 여러 연구를 통하여 그 취약성이 언급되어 왔다[3-5]. NIST [3]에서는 철골 특수모멘트골조를 포함한 다양한 지진력저항시스템의 해석법 및 내진설계범주에 따른 설계결과와 내진성능에 대하여 보고하였으며, 이와 동시에 해석법에 따른 구조물의 성능을 언급하였다. 보고서에서는 응답스펙트럼해석법을 사용하여 내진설계가 수행된 구조물의 설계 단면이 등가정적해석법을 사용한 구조물에 비하여 상대적으로 단면 크기가 작아 경

*Corresponding author: Han, Sang Whan
E-mail: swhan@hanyang.ac.kr
(Received August 6, 2020; Revised September 14, 2020; Accepted September 14, 2020)



(a) Plan view (b) Elevation of 8-story SMFs

Fig. 1. Plan and elevation with designed section using ELF and RSA procedure

제적 이점이 있으나, 등가정적해석법으로 설계된 구조물에 비하여 상대적으로 취약한 내진성능을 보유한다고 언급한 바 있다. 이러한 응답스펙트럼해석법에 따라 설계된 구조물의 취약성은 FEMA P695 [6]에서도 언급된 바 있으며, NIST [5]에서는 이와 같은 문제점을 완화하기 위하여 응답스펙트럼해석법의 밑면전단력을 배율조정하여 등가정적해석법에 따른 밑면전단력과 동일한 수준으로 산정하여 설계 및 내진성능평가를 수행하였다. 미국의 현행 내진설계기준인 ASCE 7-16 [2]에서는 이와 같은 연구들을 바탕으로 응답스펙트럼해석법에 따른 밑면 전단력을 산정할 때, 등가정적해석법에 따른 밑면전단력의 85%가 아닌 등가정적해석법과 동일한 수준의 밑면 전단력을 바탕으로 내진설계를 수행하도록 개정하였다.

본 연구에서는 KDS 41 17 00 [1] 에 제시된 등가정적해석법과 응답스펙트럼해석법에 따른 내진설계를 수행한 철골 특수모멘트골조의 내진성능평가를 통하여 해석방법에 따른 내진성능의 차이와 그 원인의 분석하고자 한다. 이를 위하여 8층과 16층 철골 특수모멘트골조의 내진설계를 수행하였으며, FEMA P695 [6]에 따른 내진성능평가를 수행하였다. 또한 비선형 정적해석 및 동적해석결과를 바탕으로 응답스펙트럼해석법의 취약성과 이를 보완하기 위한 연구방향을 제시하고자 한다.

2. 철골 특수모멘트골조의 내진설계 및 해석모델

2.1 철골 특수모멘트골조의 해석방법에 따른 내진설계

본 연구에서는 내진설계의 해석방법에 따른 골조의 내진성능을 비교하기 위한 대상 골조로써 8층과 16층의 구조물을 고려하였으며, 중요도 (2)에 해당하는 일반적인 사무실 구조물로 가정하였다. KDS 41 17 00 [1]에서는 중요도 (2)에 해당하는 구조물에 대하여 재현주기 2400년에 해당하는 지진에 대한 붕괴방지수준의 성능목표를 정의하고 있으며, 모델기준인 ASCE 7-16 [2]에서는 이를 최대고려지진에 대한 조건부 붕괴확률의 형태로써 10% 이하의 붕괴 확률을 보유하도록 요구하고 있다. 중요도에 따른 중요도 계수 (I_e)는 1.0이며, 대상 구조물의 입면 및 단면은 Fig. 1에 나타내었다. 대상 구조물의 평면 및 입면과 설계에 사용된 하중과 그 외 설계 조건들은 일반적인 사무실 구조물에 대한 예제가 포함된 NIST [3]에 따라 정의하였다. 모든 구조물은 동일한 평면 (Fig. 1a)을 갖고 있으며, 구조물의 외곽에 모멘트골조를 3경간씩 갖는 것으로 가정하였다. 모멘트골조의 경간은 각각 6.1 m로 정의하였으며, 층고는 1층은 4.6 m, 1층 이외의 층고는 4.0 m로 정의하였다. 또한 대상 구조물은 1층을 제외한 2개 층당 기둥 순높이의 중간에 기둥이음부가 위치한다고 가정하였다. 철골 특수모멘트골조에 대한 반응수정계수 (R)와 시스템 초과강도계수 (Ω_0), 변위증폭계수는 (C_d)는 각각 KDS 41 17 00 [1]에 제시되어있는 8.0, 3.0, 5.5를 사용하였다. 철골 특수모멘트골조의 설계는 KDS 41 31 00 [7]에 따라 수행되었으며, 접합부는 AISC 358-16 [8]에 제안된 인증접합부인 WUF-W 접합부를 갖는다고 가정하여 설계를 수행하였다. 또한, 모든 강재는 ASTM A992 steel ($F_y = 334.7\,MPa$)을 사용하였다고 가정하였다.

구조물에 가해지는 층별 고정하중과 외장재에 의해 외벽에 가해지는 고정하중, 활하중은 각각 $4.31\ kN/m^2$, $1.20\ kN/m^2$, $2.39\ kN/m^2$ 의 값을 설계에 적용하였다 [3]. 또한, 설계응답스펙트럼을 사용하여 설계 가능한 범위 내에서 최대의 크기를 갖는 설계가속도를 산정하여 지진하중으로 적용하였다. 이에 따라 대상 지역의 지반종류는 (Site class) 'C'에 해당한다고 가정하였으며, 단주기 (S_{DS}) 및 1초주기 설계스펙트럼가속도 (S_{D1})는 각각 $1.0\ g$, $0.56\ g$로 정의하여 설계를 수행하였다. 이에 따른 내진설계범주는 D에 해당한다. ASCE 7-16 [2]에서는 지반가속도 및 지반종류에 따라 Site-specific ground motion procedure을 사용하도록 요구하고 있으며, 본 연구에서는 Site-specific ground motion procedure에 따른 영향성은 고려대상에서 제외하기 위하여 위에 제시한 지반가속도를 사용하였다.

내진설계 시 해석방법에 따른 철골 특수모멘트골조의 내진성능평가를 수행하기 위하여 본 연구에서는 KDS 41 17 00 [1]에 따르는 등가정적해석법 (ELF)과 응답스펙트럼해석법 (RSA)을 사용하여 동일한 구조물에 대한 설계를 수행하였다. 여기에서, 응답스펙트럼해석법에 따라 설계를 수행

할 경우, KDS 41 17 00 [1]에서는 응답스펙트럼해석법에 따라 산출된 밑면전단력이 최소한 등가정적해석법에 따라 산출된 밑면전단력의 85% 이상의 크기를 갖도록 배율조정하는 설계할 것을 요구하고 있다.

이와 같은 절차를 바탕으로 ETABS software [9]을 사용하여 대상 구조물에 대한 내진설계를 수행하였으며, 8층 ELF와 RSA 구조물의 설계 단면을 Fig. 1b에 나타내었다. 또한 각각의 구조물의 1차모드 주기 (T_1)와 현행 기준에 따른 주기의 상한값 ($C_u T_a$)을 Table 1에 제시하였다. 설계 기준에 따른 대상 구조물의 1차모드 주기는 ELF가 RSA에 비하여 작은 주기는 보유한 것으로 평가되었다. 또한, ELF와 RSA간의 주기 차이는 층수와 무관하게 약 20%의 정도의 차이가 발생하는 것으로 평가되었다.

해석방법에 따른 대상 구조물의 주기 및 설계단면간의 차이가 발생하는 원인을 분석하기 위하여 Fig. 2에는 해석방법에 따라 산정된 하중 및 층간변위에 대한 평가를 수행하여 그림으로 나타내었다. Fig. 2는 내진설계가 완료된 8층과 RSA의 해석방법에 따라 산정된 하중 및 층간변위를 나타낸 것으로, Fig. 2a는 층 전단력을, Fig. 2b는 동일 구조물의 해석방법에 따른 층간변위각을 나타내고 있다.

Fig. 2a에 나타난 바와 같이, 응답스펙트럼해석법에 따른 밑면 전단력은 등가정적해석법의 밑면전단력의 85%에 해당하는 크기로 산출되었으며, 횡하중의 층별 분포의 차이로 인하여 대부분의 층에서 등가정적해석법으로 인한 층전단력이 상대적으로 더 큰 값을 가지는 것을 확인할 수 있다. 중층 및 저층부에서 발생하는 층전단력의 해석방법에 따른 차이는 구조물이 고층일수록 크게 발생하는 것으로 평가되었다. 이러한 층 전단력의 차이는 주로 외곽 기둥의 설계 단면에 큰 영향을 미치는 요소로 평가되었다. 현행 KDS 41 31 00 [7]에서는 지진하중에 저항하는 축력을 크게 받는 모멘트골조의 기둥에 대하여, 시스템 초과강도계수 (Ω_0)를 고려한 증폭지진하중 (E_m)을 포함하여 발생하는 순수한 축력에 대하여 저항할 수 있는 단면을 사용하도록 요구하고 있다. 대상 골조의 외곽 기둥은 축력이 크게 발생하였으며, 증폭지진하중을 포함한 압축력에 대하여 설계단면이 결정되었다. 따라서 이러한 층 전단력의 차이는 Fig. 1에 나타낸 바와 같이 등가정적해석법을 사용하여 설계를 수행한 철골특수모멘트골조가 상대적으로 더 큰 단면을 가지는 원인 중 하나로 판단된다.

또한 Fig. 2b를 보면 등가정적해석법을 사용한 구조물의 층간변위각이 상대적으로 매우 크게 평가됨을 확인할 수 있다. 이는 대상 구조물의 설계에서 등가정적해석법의 경우 1차모드에 의한 변형에 고차모드의 영향을 고려한 수식을 사용하여 횡력을 분배하지만, 응답스펙트럼해석법은 각 모드의 변형에 질량참여율을 고려한 변형을 조합한 값을 사용하기 때문에 나타나는 현상이다.

질량참여율의 영향에 대한 상세한 평가를 위하여 Fig. 2b에 질량참여계수를 고려한 1차모드의 변형 ($\beta_{1st,x\%}$)을 추가적으로 나타내었다. 여기에서, x%는 구조물의 질량참여율를 나타낸다. 그림에 나타난 바와 같이 응답스펙트럼해석법에 의한 중, 저층의 층간변위각 대부분은 1차모드의 변형에 의하여 결정된다. 하지만, 응답스펙트럼해석법의 경우 각각의 모드변형에 질량참여율을 고려하여 구조물에 발생하는 응답을 산정하도록 요구하고 있기 때문에, 고차모드에 의한 변형을 포함한 1차모드 응답을 사용하여 변형을 산정하는 등가정적해석법에 비하여 작은 응답을 예측하게 된다. 따라서 상대적으로 큰 변위가 발생하는 것으로 평가하는 ELF 구조물의 경우, 지진하중에 의한 층간변위각을 제어하기 위하여 보의 단면이 증가하게 되고, 추가적으로 기둥-보의 모멘트비 (강기둥약보) 조건을 만족하기 위하여 내부 기둥의 설계 단면이 증가하게 된다. 이로 인하여 ELF는 RSA에 비하여 상대적으로 작은 주기를 갖는 것으로 평가되었다.

Table 1. 1st mode and upper limit periods of designed SMFs

Story	Analysis procedure	T_1 (sec)	$C_u T_a$ (sec)
8	ELF	2.271	1.64
	RSA	2.779	
16	ELF	3.700	2.83
	RSA	4.520	

2.2 철골 특수모멘트골조의 수치해석모델

본 연구에서는 지반운동에 대한 대상 구조물의 내진성능을 평가하기 위하여, 구조해석 소프트웨어인 OpenSees [10]를 이용하여 철골 특수모멘트골조의 2차원 해석모델을 구축하였다. 대상 구조물의 횡력 및 지반운동에 대한 내진성능을 정확하게 평가하기 위해서는 구조물의 비선형 거동을 포함한 응답을 모사할 수 있는 해석모델을 구축해야 한다. 본 연구에서는 Fig. 3에 나타낸 바와 같이 대상 구조물의 응답을 예측하기 위한 해석모델을 구축하였다.

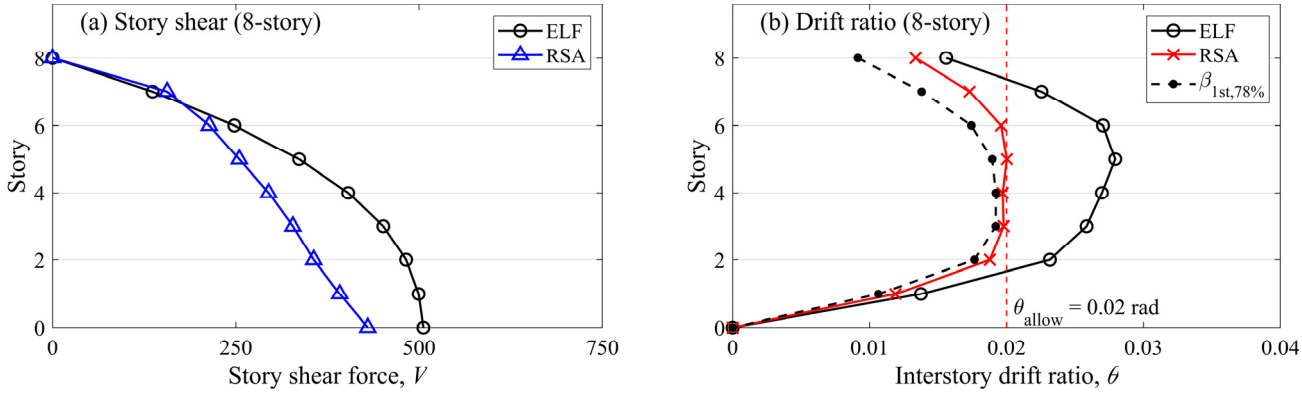


Fig. 2. Story shear force and inter-story drift ratio of 8-story RSA SMF according to analysis method

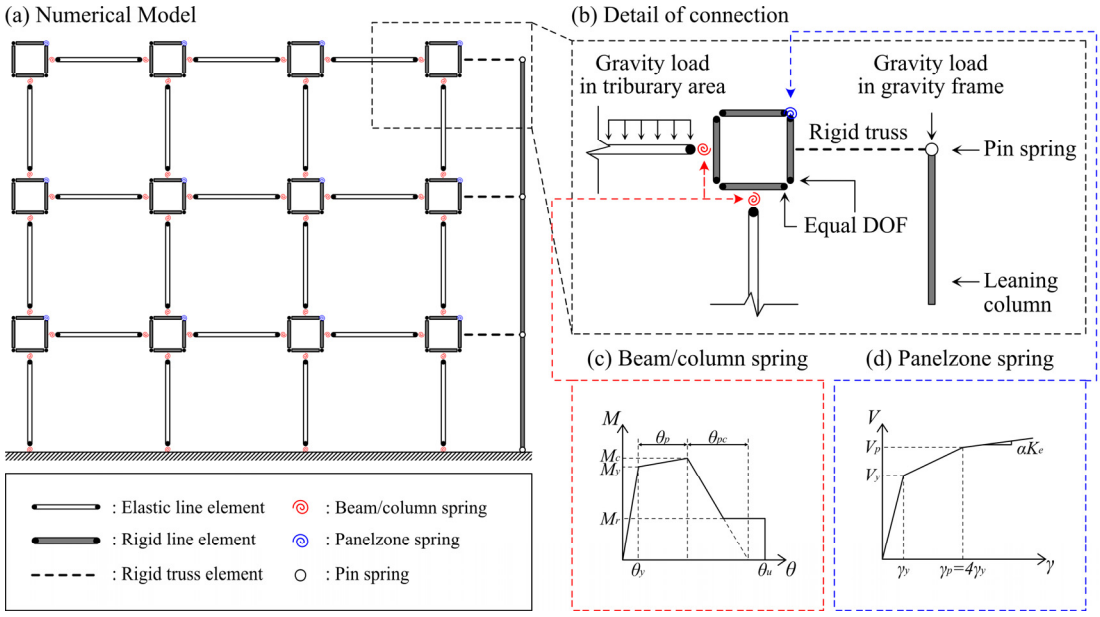


Fig. 3. Numerical model and detail of model SMFs

Fig. 3a에 나타난바와 같이 수치해석모델은 패널존, 보, 기둥으로 구성된 구조부재와 중력골조에 가해지는 하중에 의한 $P-\Delta$ 효과를 모사하기 위한 leaning column으로 구성되어 있다. 각각의 보, 기둥 구조 부재는 부재의 길이를 표현하는 탄성 부재와 양단의 끝에 위치한 소성힌지를 사용하여 부재의 비선형 거동을 모사하였다. 부재의 접합부는 Welded unreinforce flange-welded web (WUF-W) 접합부로 구성되어 있다고 가정하였다. 보 및 기둥 부재에서 발생하는 비선형 응답이력을 모사하기 위하여, 본 연구에서는 modified Ibarra-Medina-Krawinkler model (modified IMK model [11])을 사용하여 탄성부재의 양 끝단에 위치한 소성힌지를 구축하였다 (Fig. 3c). 또한, 기둥과 보의 IMK model은 지반운동에 의한 반복이력의 발생으로 인하여 경험할 수 있는 강성 및 강도 저감을 모사하기 위하여 Lignos and Krawinkler [12]에 제안된 모델링 파라메터 (Fig. 3c)를 사용하여 구축하였다.

철골 구조물의 기둥에서는 축력으로 인하여 모멘트강도가 감소하는 현상이 발생한다. 하지만 집중소성힌지 모델에서는 하중으로 인하여 발생하는 축력에 의한 기둥의 모멘트 감소를 모사하지 못하는 단점을 가지고 있다. Lignos et al. [13]는 집중소성힌지 모델에서 기둥의 이력을 모사하기 위하여, 실험과 유한요소해석 결과를 이용하여 이와 같은 기둥에 가해진 축력에 의하여 발생하는 모멘트 강도의 감소를 포함한 소성힌지의 모델링 파라메터를 제안한 바 있다. 그러나 해당 모델은 중력하중에 의한 모멘트감소만을 포함하였으며 횡하중에 의하여 축력이 크게 증가하는 외곽 기둥과 내부 기둥 모두를 모사하기에 적절하지 않을 수 있으며, 저자는 골조 모델에서의 정확성에 대해서는 검증되지 않았다고 언급한 바 있다. 따라서 본 연구에서는 Lignos et al. [13]을 사용하지 않고 Zareian et al. [14]에서 사용한 방법을 바탕으로 대상 골조의 기둥 부재에서 발생하는 모멘트강도 감소를 고려하였다. 이를 위하여 구축한 수치해석모델에 횡력을 가한 후 각각의 기둥에 지진에 의하여 발생하는 최대 축력 (P_E)을 산출하였으며, 각각의 기둥에서 발생가능한 최대 축력을 $P_{grav}+0.5P_E$로 정의하였다. 여기에서 P_{grav}와 P_E는 각각 중력하중과 횡력에 의하여 기둥에 발생하는 최대 축력을 의미한다. 본 연구에서는 각각의 기둥에 발생하는 축력과 KDS 41 31 00 [7]의 4.5.1장을 이용하여 모멘트 강도를 감소시켰다 [14].

철골 모멘트골조의 패널존에서는 전단력에 의한 전단변형이 발생한다. 이에 대한 고려를 수행하기 위하여 본 연구에서는 ATC 72-1 [15]에 제안된 절차에 따라 각 접합부에 패널존을 모델링하였다. 패널존의 폭과 높이는 각각 연결된 기둥과 보의 높이로 정의하였으며, 8개의 강체 요소와 패널존의 전단변형을 모사하기 위한 소성힌지를 통하여 패널존에서 발생하는 이력거동을 모사하였다. 여기에서 패널존의 비선형 이력거동을 Gupta and Krawinkler [16]에 제안된 삼선형 거동으로 구축하였으며 (Fig. 3d), Krawinkler [17]와 ATC 72-1 [15]에 제안된 바에 따라 패널존에서는 강도 및 강성 저감이 발생하지 않는 것으로 가정하였다.

지반운동에 의하여 발생하는 횡력을 모사하기 위하여 수치해석모델의 질량은 $1.05D+0.25L$에 해당하는 질량을 집중 질량의 형태로 구축하였으며 [6], 여기에서 D와 L은 각각 고정하중과 활하중을 의미한다. 또한, 대상 구조물의 감쇠 행렬은 ATC 72-1 [15]에 따라 1차 및 5차 모드에 대하여 2%의 감쇠비를 갖는 Rayleigh 감쇠 행렬을 이용하여 구축하였다. 이 때 비선형 스프링 요소로 인한 비정상적인 감쇠력의 발생을 방지하기 위하여 Rayleigh 감쇠 모델은 Zareian and Median [18]에 따라 구축하였다. 마지막으로 부하면적 (tributary area) 외의 중력골조에 가해지는 중력하중으로 인하여 발생하는 $P-\Delta$ 효과를 모사하기 위하여 Figs. 3a와 3b에 나타난 바와 같이 강체 트러스 요소로 모멘트 골조와 연결된 leaning column을 구축하고 중력골조에 가해지는 연직하중을 집중하중의 형태로 가해주었다.

3. 비선형 정적해석

해석방법에 따른 철골 특수모멘트골조의 내진성능평가를 수행하기 위하여 앞 절에 명시한 바와 같이 골조의 내진설계 및 수치해석모델을 수립하였다. KDS 41 17 00 [1]과 모델기준인 ASCE 7-16 [2]에서는 내진설계를

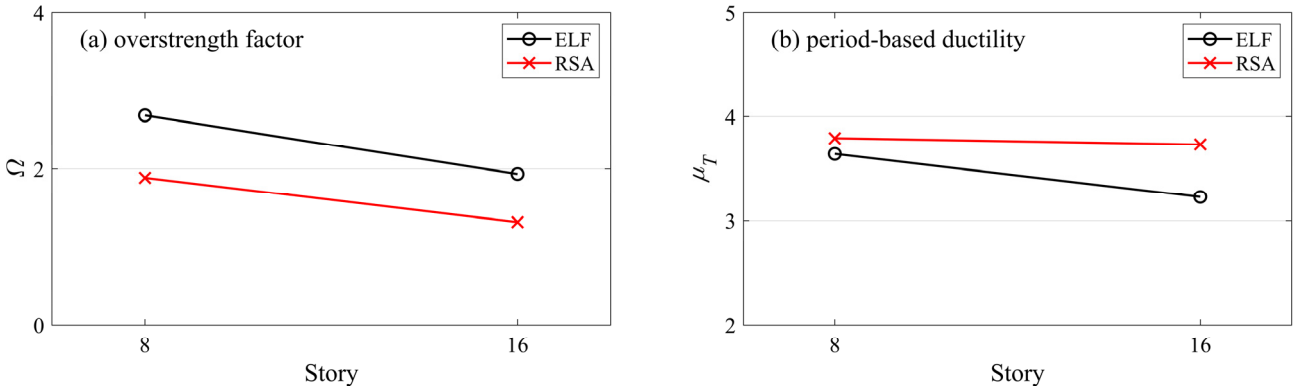


Fig. 4. Overstrength factor (Ω) and period-based ductility (μ_T) of model SMFs

통하여 대상 구조물의 지반운동에 대한 안정성을 확보하도록 요구하고 있다. 특히, ASCE 7-16 [2]에서는 설계가 수행되는 시스템, 지역 및 지반조건 등의 여건과 관계없이 uniform risk를 확보하도록 설계절차를 제안하고 있으며, 추가적으로 성능기반설계에서 목표 내진성능을 조건부 붕괴확률의 형태로 제안하고 있다. 본 연구에서는 ASCE 7-16 [2]에 제시된 성능기반설계 절차의 목표 내진성능을 기준으로 대상 구조물의 내진성능을 평가하였다. 이를 위하여 대상 구조물의 최대고려지진 (Maximum considered earthquake, MCE)에 대한 조건부 붕괴확률을 평가하였으며, 조건부 붕괴확률은 FEMA P695 [6] methodology를 사용하여 산출하였다.

FEMA P695 [6] methodology에서는 대상 구조물의 내진성능을 평가하기 위하여 비선형 정적해석 (pushover)과 증분동적해석 (Incremental dynamic analysis, IDA [19])의 수행을 요구하고 있다. 비선형 정적해석의 경우 대상 구조물의 1차모드의 형태에 따라 식 (1)을 사용하여 횡력을 분배하고 구조물의 붕괴 시점까지 해석을 수행하였으며, 해당 수식에서 F_x는 x층에 가해지는 횡하중을, m_x와 $\phi_{1,x}$는 각각 x층에서의 질량과 1차주기 모드 형태를 의미한다.

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

해석방법에 따른 횡력에 대한 저항성능에 대한 정량적인 평가를 수행하기 위하여 FEMA P695 [6]에 따라 초과강도계수 (Ω)와 주기기반 연성도 (μ_T)를 평가하였으며, 이를 Fig. 4에 나타내었다. 여기에서, Ω와 μ_T는 각각 식 (2)와 식 (3)을 통하여 산출할 수 있으며, 수식에서 $V_{\max}$와 V_{des}는 비선형 정적해석에서 평가된 최대 밑면전단력과 설계에 사용된 밑면전단력을, $\delta_{y,eff}$와 δ_u는 지붕층의 유효 항복 변위와 최대 변위를 의미한다.

$$\Omega = V_{\max} / V_{des} \tag{2}$$

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

Fig. 4a를 보면 ELF는 RSA에 비하여 약 30%가량 큰 초과강도 계수를 보유한 것을 확인 할 수 있다. 앞 절에서 언급한 바와 같이 등가정적해석법에서 나타나는 중저층의 상대적으로 큰 층 전단력과 층 변위에 의하여 증가된 기둥 단면이 Ω의 차이가 발생하는 원인으로 판단된다. 그러나 모든 구조물의 경우 현행 기준 [1, 2]에서 제안하는 시스템 초과강도계수 (Ω_0)인 3.0보다 작은 Ω를 보유하는 것으로 평가되었으며, 특히 응답스펙트럼해석법을 이용하여 내진설계를 수행한 RSA 구조물의 경우 2.0보다 작은 Ω 값을 보유한 것으로 평가되었다. Fig. 4b는 대상 구조물에 대한 μ_T를 나타낸 그래프이다. 평가 결과 RSA 구조물은 층수와 관계없이 4.0에 근접한 일정한 값을 갖는 것으로 평가되었다. 반면 ELF의 경우 8층에서는 RSA와 유사한 값을 보유하였지만, 16층 구조물의 경우 약 20%가량 μ_T가 감소한 것을 확인할 수 있다.

비선형 정적해석상에서 해석방법에 따른 철골 특수모멘트골조의 붕괴메커니즘 및 성능에 대한 상세한 평가를 수행하기 위하여 8층 철골 특수모멘트골조의 푸쉬오버 곡선 (pushover curve)와 함께 붕괴 직전의 소성힌지 분포를 Fig. 5에 나타내었다. 붕괴 직전은 극심한 비선형 및 변형으로 인하여 해석이 중지되거나 횡력에 대한 저항성능을 상실하는 시점을 의미한다. Fig. 5a는 푸쉬오버 곡선를 나타낸 그래프이다. Fig. 5a에서 가로축과 세로축은 각각 구조물의 총 높이 (H)로 지붕층의 변형 (δ_{roof})을 나누어준 지붕층 변형각 (θ_{roof})과 구조물의 질량 (W)으로 횡력에 의하여 발생하는 밑면전단력 (V)을 나누어준 정규화된 밑면 전단력을 나타낸다. 또한, 등가정적해석법을 이용하여 산출한 지진에 의한 정규화된 밑면전단력 (V_{des}/W)을 표기하였다. Fig. 5a에 나타난 바와 같이 등가정적해석법을 사용한 ELF의 경우 응답스펙트럼해석법을 사용한 RSA에 비하여 탄성강성과 최대 밑면전단력이 상대적으로 큰 것으로 평가되었다.

Figs. 5b와 5c는 비선형 정적해석상에서 붕괴 직전의 소성힌지 분포를 나타내고 있으며, 가력에 의하여 경험하는 기둥, 보 및 패널존 소성힌지의 손상을 표시하였다. 기둥과 보 소성힌지의 손상은 각각 원과 온점, 패널존의 손상은 두겹의 원으로 나타내었으며, 항복과 최대내력, 파단은 각각 검은색, 파란색, 빨간색으로 표기하였다. 각각의 상태 및 부재에 따른 표기는 좌측 상단에 나타내었다.

Figs. 5b와 5c를 보면 최상단에는 손상이 크게 발생하지 않은 것으로 평가되었으며, 패널존의 경우 전체 구조물에서 손상이 발생하지 않았다. 보의 경우에는 항복, 최대내력 도달, 및 파단이 발생한 힌지가 전체 구조물의 넓은 범위로 분포해 있음을 확인할 수 있으며, 반면에 기둥의 경우에는 최대내력 도달 및 파단이 발생한 소성힌지가 구조물의 저층부에 집중되어 있으며, 이러한 힌지의 분포가 구조물의 이른 붕괴가 발생하는 원인인 것으로 판단된다. 이러한 손상의 분포가 발생한 이유는 패널존의 경우 보의 발현 가능한

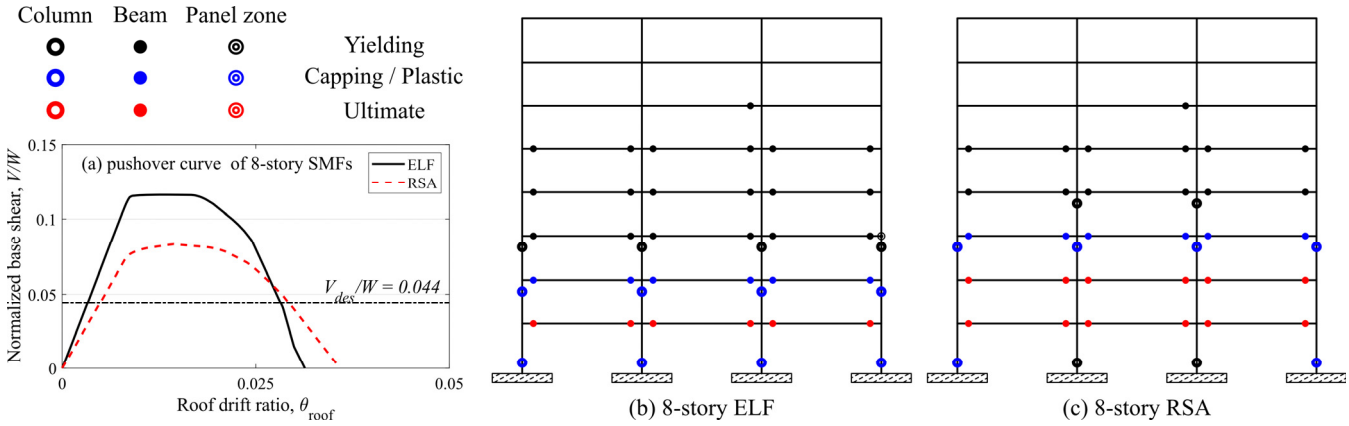


Fig. 5. Pushover curve and plastic hinge distribution near collapse at nonlinear static analysis of ELF- and RSA-SMF

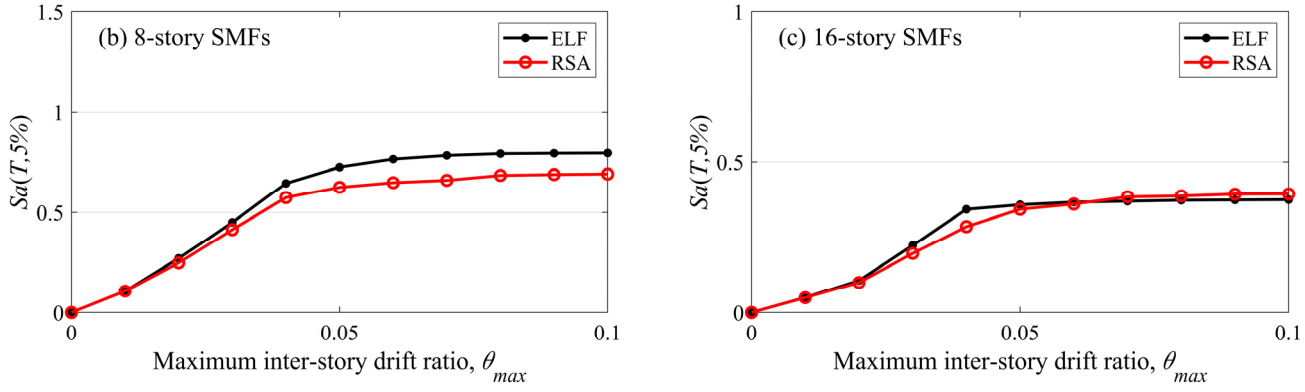


Fig. 6. Median IDA curves of ELF- and RSA-SMF

최대 모멘트에 준하는 전단력에 의하여 설계된 것이 원인으로 판단된다. 보의 경우에는 강기둥약보 조건에 의하여 기둥의 손상이 발생하기 전 손상이 발생하는 것으로 평가되었다.

그림에 나타난 바와 같이 모든 구조물의 기초와 접합된 1층 기둥의 하단부에서 소성힌지의 파단이 발생하지 않았다. 이는 모든 구조물의 경우에 최대 밑면전단력을 발현하지 못하였으며, Ω가 현행 기준에서 요구하는 Ω_0보다 작은 값을 갖는 것으로 평가되는 것에 대한 원인으로 판단된다. 의도한 강도 발현 이전에 발생하는 붕괴는 구조물의 높이가 높아질수록 빠른 시점에 발생하였다. 또한, RSA는 ELF에 비하여 상대적으로 넓은 층에 보의 파단이 발생하였음을 확인할 수 있다. 이는 RSA가 상대적으로 연성적인 거동을 보이는 원인으로 판단된다. 횡력에 따른 소성힌지의 분포를 바탕으로 바탕으로 모든 구조물은 비선형 정적해석상에서 최대성능의 발현 전에 특정 층의 층 메커니즘(story mechanism)으로 인한 붕괴를 경험한 것으로 평가되었다. 또한, 이를 바탕으로 ELF는 소성힌지의 집중 현상이 상대적으로 극심하게 발생하며, RSA 보다 작은 주기기반 연성도를 보이는 것으로 평가되었다.

4. 철골 특수모멘트골조의 내진성능평가

대상 구조물의 동적하중에 대한 저항성능을 평가하기 위하여 본 연구에서는 FEMA P695 [6]에서 제안하는 방법론에 따라 증분동적해석 (IDA, Vamvatsikos and Cornell [19])을 수행하였다. 본 연구에서는 증분동적해석에서 구조물의 최대 층간변위각 ($\theta_{\max}$)이 0.1이상 발생하거나, 골조가 횡력에 대한 저항성능을 상실한 경우, 그리고 극심한 비정형성으로 수렴이 되지 않을 경우에 붕괴가 발생한 것으로 정의하였다. 대상 구조물의 증분동적해석에 사용되는 지반운동은 FEMA P695 [6]에 제시된 22쌍의 Far-field ground motion set을 사용하였으며, 증분동적해석은 Hunt and Fill Algorithm [19]을 사용하여 수행하였다. 사용된 지반운동은 FEMA [6]에 제시되어 있으며, 내진설계범주에 따라 해당 지반운동 집단을 사용하였다. Fig. 7은 사용된 44개의 지반운동에 대한 median IDA curve를 나타낸 그래프이다. 그래프에서 가로축과 세로축은 각각 최대 층간변위각 ($\theta_{\max}$)와 5%의 감쇠비와 주기 T에 대한 지반운동의 강도를 의미한다. 여기에서 증분동적해석은 FEMA P695 [6]에제안된 절차에 따라 수행되었으므로 주기 T는 KDS 41 17 00 [2]에 따라 산출된 약산주기의 상한값 ($C_u T_a$)을 사용하였다.

Fig. 6을 보면 ELF와 RSA 구조물의 median IDA curve에서 항복의 발생 이후 급격한 변형의 증가로 인하여 붕괴가 발생한 것으로 평가되었으며, 8층의 경우 0.04 rad, 16층의 경우 0.04~0.05 rad 이상의 최대 층간변위각이 발생할 경우 항복이 발생하였음을 그림을 통하여 평가할 수 있다. 모든 구조물은 median IDA curve상에서의 항복 이후에 급격하게 붕괴가 발생하는 것으로 평가되었다. 이는 횡변위의 증가에 따른 $P-\Delta$ 효과의 증가로 인하여 횡변위가 급격하게 증가하면서 발생한 것으로 평가되었다. 항복 이

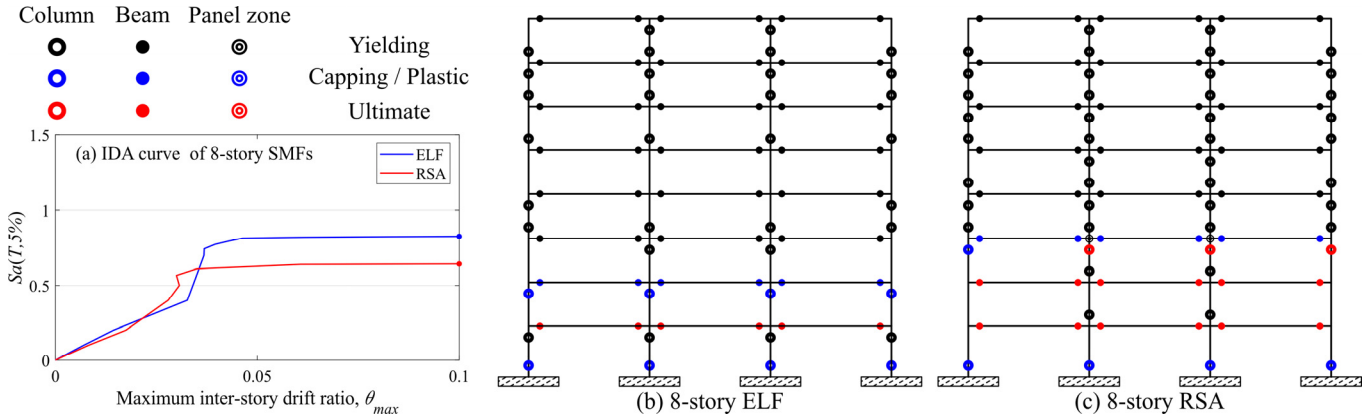


Fig. 7. IDA curve for specific ground motion and plastic hinge distribution near collapse at nonlinear dynamic analysis of ELF- and RSA-SMF

후의 모든 구조물은 0.05 ~0.1 g 사이의 $\hat{S}_{CT}$ 증가 범위 내에서 붕괴가 발생하였다.

8층의 경우 모든 구조물이 0.04 rad의 최대 층간변형각에서 항복이 발생하였으며, ELF의 탄성 강성이 상대적으로 더 크기 때문에 $\hat{S}_{CT}$ 또한 ELF에서 더 큰 값을 갖는 것으로 평가되었다. 반면 16층 구조물의 경우 ELF는 RSA보다 상대적으로 작은 최대 층간변형각(0.04 rad)에서 항복이 발생하였으며, 항복 직후 급격한 붕괴가 발생하면서 오히려 RSA에 비하여 근소하지만 작은 $\hat{S}_{CT}$를 갖는 것으로 평가되었다. 이는 비선형 정적해석상에서 ELF가 RSA에 비하여 큰 강성 및 최대 밑면전단력을 보였던 것과 상반되는 결과이며 (Fig. 5), 비선형 정적해석에 따른 평가 결과가 지반운동에 대한 내진성능과 직결되지는 않는다는 것을 나타낸다. 이러한 결과의 차이는 비선형 정적해석의 경우 1차모드의 횡력 분포를 사용하기 때문에 고차모드의 영향을 반영하지 못하는 것에서 기인되었다고 평가되었다.

비선형 동적해석에서의 ELF와 RSA의 성능을 상세하게 평가하기 위하여 특정 지반운동에 대한 IDA curve와 해당 지진파에 의하여 붕괴가 일어난 시점의 소성힌지의 분포를 Fig. 7에 각각 나타내었다. Fig. 7의 소성힌지 분포는 Fig. 5와 동일한 표기를 사용하였다. 우선, Fig. 7a을 보면 Fig. 6에서 나타난 결과와 같이 ELF가 RSA보다 높은 성능을 보유한 것으로 평가되었다. 특정 지반운동에 한정된 결과이지만 ELF가 RSA에 비하여 25% 높은 붕괴강도를 보유한 것으로 평가되었으며, 초기 강성도 더 큰 값을 보유한 것으로 평가되었다. 해당 지반운동에 의한 붕괴가 발생하는 시점의 소성힌지 분포는 Figs. 7b와 7c에서 확인할 수 있다. 두 구조물은 저층부에서의 급격한 변형 집중으로 인하여 붕괴가 발생한 것으로 평가되었으며, 이는 구조물의 저층에서 변형이 이후 $P-\Delta$ 효과로 인하여 급격한 붕괴를 경험한 것을 나타낸다. 반면 비선형정적해석의 소성힌지 분포와는 다르게, 동적해석에서는 RSA에서의 소성힌지 분포가 상대적으로 ELF에 비하여 넓게 발생한 것으로 평가되었다. 소성힌지 분포를 바탕으로 분석한 결과, RSA가 설계 단계에서 의도한 바와 같이 연성적인 거동을 한 것으로 평가되지만, 앞절에서 언급한 바와 같이 ELF의 경우 RSA에 비교하여 큰 설계단면을 갖는 것으로 설계되었기 때문에 붕괴 강도는 ELF가 더 큰 값을 가지는 것으로 판단된다. ELF에서 소성힌지가 좁은 지역에 발생하는 현상은 구조물의 높이가 증가할수록 취성적인 응답을 야기하였으며, 이로 인하여 16층 철골 특수모멘트골조의 경우 ELF가 RSA에 비하여 낮은 $\hat{S}_{CT}$를 보유한 것으로 평가되었다.

Figs. 7b와 7c에 제안된 구조물들의 지반운동에 대한 소성힌지 분포에서 나타난 바와 같이, 등가정적해석법에 비하여 응답스펙트럼 해석법이 지반운동에 대한 하중의 분포를 상대적으로 잘 모사하여 구조부재의 손상이 상대적으로 넓게 분포한 것으로 평가되었다. 또한, 모든 대상 골조의 붕괴는 $P-\Delta$ 효과에 의한 급격한 변형의 증가로 인하여 발생하는 것으로 평가되었다.

FEMA P695 [6]에서는 증분동적해석을 바탕으로 평가한 $\hat{S}_{CT}$와 최대고려지진의 강도 (S_{MT})의 비를 통하여 나타낼 수 있는 붕괴여유비 (CMR)을 통하여 대상 구조물의 내진성능을 평가하는 절차를 사용하고 있다. 이 때 증분동적해석을 바탕으로 산출한 $\hat{S}_{CT}$는 단일주기 T를 사용하기 때문에 평가에 사용된 지반운동의 스펙트럼 형상, 구조물의 연성 성능, 주기에 따른 응답 및 항복 이후의 주기변화 등에 따른 영향을 반영하지 못한다. 이러한 부분에 대한 보정을 수행하기 위하여 스펙트럼 형상 계수 (SSF)를 이용하여 수정된 붕괴여유비 (adjusted collapse margin ratio, $ACMR$)을 산출할 수 있고, 붕괴 확률에 따른 목표 $ACMR$과의 비교를 통하여 대상 구조물의 내진성능을 평가할 수 있다.

또한 수치해석을 통한 대상 구조물의 성능 모사 및 평가를 수행하는 절차에서 모델링이나 지반운동, 설계 절차에 내포된 불확실성을 보정할 필요가 있다. 이에 대하여 FEMA P695 [6]에서는 사용된 방법론 및 실험 데이터를 바탕으로 시스템의 전체 불확실성 (β)을 정의하는 절차를 제안하고 있으며, 본 연구에서는 해당 절차에 따라 β을 정의하였다. 우선적으로 지반운동의 다양성에 따른 record-to-record uncertainty (β_{RTR})은 FEMA P695 [6]에 제안된 수식에 따라 주기기반 연성도를 바탕으로 산출 하였으며, design-required (β_{DR}), modeling (β_{MDL}), test data-related (β_{TD}) uncertainty는 Elkady and Lignos [20]가 철골 특수모멘트골조에 대하여 정의한 값 ($\beta_{DR}=0.1, \beta_{TD}=\beta_{MDL}=0.2$)을 사용하였다. β은 식 (4)를 사용하여 산출할 수 있다.

$$\beta_{total}=\sqrt{(\beta_{RTR})^2+(\beta_{DR})^2+(\beta_{MDL})^2+(\beta_{TD})^2} \quad (4)$$

위의 절차에 기반하여 평가에 사용된 모든 변수는 Table 2에 나타내었다. 모든 구조물은 3.0 이상의 μ_T를 가진 것으로 평가되었으므로, β_{RTR}는

Table 2. Performance evaluation result according to FEMA P695 [6] methodology for model SMFs

Type	Story	SSF	β	$\hat{S}_{CT}$	$ACMR_{10\%}$	$ACMR$
ELF	8	1.37	0.50	0.80	1.90	2.14
	16	1.38	0.50	0.38	1.90	**1.80**
R-100	8	1.38	0.50	0.69	1.90	**1.87**
	16	1.38	0.50	0.40	1.90	**1.84**

0.4로 동일한 값을 갖는 것으로 평가되었다. 따라서 불확실성에 기반한 $ACMR_{10\%}$ 은 모두 1.90으로 산출되었다.

8층 ELF를 제외한 모든 구조물은 모두 $ACMR_{10\%}$ 보다 작은 $ACMR$을 갖는 것으로 평가되었으며, 이는 응답스펙트럼으로 설계한 철골 특수모멘트골조가 현행 내진설계기준에서 요구하는 목표 내진성능을 만족하지 못하며, 등가정적해석법으로 설계한 (ELF) 고층 골조 또한 목표 내진성능을 만족하지 못한다는 것을 의미한다. 이를 바탕으로 KDS 41 17 00 [1]에 따른 설계절차가 대상 구조물의 충분한 내진성능을 제시하지 못하는 것으로 판단된다. 특히, 응답스펙트럼해석법의 경우 모드조합을 사용하여 지반운동에 의한 정확한 하중을 모사함에도 불구하고 구조물의 높이와 관계없이 목표 내진성능을 만족하지 못하였으며, 이는 의도된 시점보다 빠른 시점에 $P-\Delta$ 효과로 인한 급격한 붕괴가 발생하였기 때문으로 판단된다. 따라서, KDS 41 17 00 [1]에 제안된 응답스펙트럼해석법에 대한 보완이 요구되며, 개선사항은 구조물의 변형을 제어하는 방향으로 제안되어야 한다고 판단된다.

5. 소 결

본 연구에서는 내진설계에서 사용되는 해석방법이 지진력저항시스템의 내진성능에 미치는 영향에 대하여 평가하고, 현행 기준에 따른 철골 특수모멘트골조의 내진성능평가를 통하여 개선방향을 제안하고자 하였다. 이를 위하여 등가정적해석법과 응답스펙트럼해석법을 이용한 8층과 16층 철골 특수모멘트 골조의 내진설계를 수행하였으며, FEMA P695에 제안된 절차에 따라 대상 골조의 내진성능평가를 수행하였다. 본 연구의 수행결과는 다음과 같다.

1. 등가정적해석법을 사용하여 설계를 수행한 철골 특수모멘트골조는 응답스펙트럼해석법을 사용하여 설계를 수행한 구조물들에 비하여 큰 설계단면이 요구되었으며, 강성의 증가에 따라 상대적으로 작은 1차모드 주기 (T_1)를 보유한 것으로 평가되었다. 이러한 설계 양상의 차이는 두 해석방법간의 하중 분포와 모드 조합에 따라 발생하는 층 변위의 차이로 인한 것으로 평가되었다.
2. 비선형 정적해석의 수행 결과, ELF가 RSA에 비하여 30% 정도 더 큰 Ω를 보유한 것으로 평가되었으며, μ_T는 ELF가 상대적으로 작은 값을 보유한 것으로 평가되었다. 이는 등가정적해석법을 사용하여 설계된 구조물이 상대적으로 더 큰 설계단면을 보유한 것에서 기인한 것으로 판단된다. 그러나 모든 구조물은 현행 내진설계기준에서 제안하고 있는 Ω_0 (=3.0)보다 작은 Ω를 보유한 것으로 평가되었다. 이는 모든 구조물의 경우 최대 밑면전단력의 발현 이전에 붕괴가 발생하기 때문으로 판단된다.
3. 증분동적해석의 수행 결과, 설계단면이 큰 ELF는 RSA에 비하여 상대적으로 탄성영역의 강성이 큰 것으로 평가되었으며, 이로 인하여 8층의 경우 ELF가 더 큰 $\hat{S}_{CT}$를 갖는 것으로 평가되었다. 그러나 모든 경우에 RSA가 ELF에 비하여 넓은 범위에 손상이 분포하였으며, ELF는 저층부에 손상이 집중적으로 발생하였다. ELF의 국부적인 소성힌지의 분포는 구조물의 층수가 증가할수록 취약한 응답을 야기하였으며, 16층 철골 특수모멘트골조의 경우 ELF가 RSA보다 작은 $\hat{S}_{CT}$를 갖는 것으로 평가되었다.
4. FEMA P695에 따른 대상 구조물의 내진성능평가를 수행한 결과 등가정적해석법을 사용하여 설계를 수행한 고층 철골 특수모멘트골조의 경우 목표 내진성능을 확보하지 못한 것으로 평가되었다. 등가정적해석법은 1차모드의 형상에 따른 횡하중의 분포를 이용하여 보수적인 설계를 수행함으로써 중층 이하의 대상 구조물의 경우에는 충분한 내진성능을 보유한 것으로 평가되었으나, 고차모드의 영향을 크게 받는 고층 구조물의 경우 취성적인 붕괴를 보이는 것으로 평가되었다. 이를 바탕으로 현행 내진설계기준에서 등가정적해석법에 따른 구조물의 높이를 제한하고 있으나 구조물의 입단면에 따라 적절하지 않을 수 있으며, 이에 대한 추가적인 제한이나 고층구조물에 대한 설계단계에서의 내진성능평가가 요구된다고 판단된다.
5. 응답스펙트럼해석법에 기반하여 설계가 수행된 RSA는 높이와 무관하게 유사한 내진성능을 보유한 것으로 평가되었으며, 지반운동에 의한 손상이 넓게 분포하여 연성적인 응답을 보인 것으로 평가되었다. 이는 모드조합에 따른 횡하중의 분포가 지반운동에 의한 하중을 적절하게 모사하여, 응답스펙트럼해석법이 현행 기준에서 연성적인 구조물에 요구되는 응답을 적절하게 유도한다는 것을 나타낸다. 하지만, RSA의 경우 중층 이상의 모든 구조물이 목표 내진성능을 확보하지 못한 것으로 평가되었다. 이는 현행 내진설계 기준에 따른 응답스펙트럼해석법이 연성적인 구조물에 발생하는 횡변위를 목표 내진성능을 확보하는 순간까지 제어하지 못하고 있으며, 횡변위가 야기하는 $P-\Delta$ 효과로 인한 급격한 붕괴를 방지하지 못하고 있음을 의미한다. 이러한 연구 결과는 현행 내진설계기준에 제안된 응답스펙트럼 해석법의 개선이 필요하며, 이는 구조물의 횡변위를 제어하는 방향으로 제안되어야 한다고 판단된다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 국토교통부 국토교통기술촉진연구사업의 연구비 지원 (20CTAP-C152179-02)에 의해 수행되었습니다.

/ REFERENCES /

1. KDS 41 17 00. Seismic Building Design Code. Korea Construction Standards Center. c2019.
2. ASCE 7-16. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, VA: American Society of Civil Engineers. c2017.
3. NIST GCR 10-917-8. Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors. Redwood, CA: The National Institute of Standards and Technology. c2010.
4. NIST GCR 12-917-20. Tentative Framework for Development of Advanced Seismic Design Criteria for New Buildings. Redwood, CA: The National Institute of Standards and Technology. c2010.
5. Harris J, Speicher M. Assessment of Performance-Based Seismic Design Methods in ASCE 41 for New Steel Buildings: Special Moment Frames. Earthq Spectra. 2018 Aug;34(3):977-999.
6. FEMA P695. Quantification of Buildings Seismic Performance Factors. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency. c2009.
7. KDS 41 31 00. Korean Building Code for Steel Structures. Korea Construction Standards Center. c2019.
8. AISC 358-16. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction. c2016.
9. Computers and Structures Inc. ETABS v18 2.0. software, Available from: http://www.csiamerica.com/.
10. McKenna F. OpenSees: A Framework for Earthquake Engineering Simulation. Comput Sci Eng. 2011 Jul;13(4):58-66.
11. Ibarra LF, Medina RA, Krawinkler H. Hysteretic Models That Incorporate Strength and Stiffness Deterioration. Earthq Eng Struct D. 2005 Oct;34(12):1489-1511.
12. Lignos DG, Krainkler H. Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading. J. Struct. Eng. 2011 Nov;137(11):1291-1302.
13. Lignos DG, Hartloper AR, Elkady A, Deierlein GG, Hamburger R. Proposed Updates to the ASCE 41 Nonlinear Modeling Parameters for Wide-flange Steel Columns in Support of Performance-based Seismic Engineering. J. Struct. Eng. 2019 Sep;145(9):04019083.
14. Zareian F, Lignos DG, Krawinkler H. Proceedings of the 2010 Structures Congress; 2010 May 12-15; Orlando, FL: ASCE; c2010.
15. ATC 72-1. Modeling and Aceeptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings. Redwood, CA: Applied Technology Council. c2010.
16. Gupta A, Krawinkler H. Seismic Demands for the Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures. Rep. No. 132. Stanford, CA: John A. Blume Earthquake Engineering Research Center. c1999.
17. Krawinkler H. Shear in Beam-column Joints in Seismic Design of Steel Frames. Eng J AISC. 1978;15(3):82-91.
18. Zareian F, Medina RA. A Practical Method for Proper Modeling of Structural Damping in Inelastic Plane Structural Systems. Comput Struct. 2010 Jan;88(1-2):45-53.
19. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental Dynamic Analysis. Earthq Eng Struct D. 2002 Mar;31(3):391-514.
20. Elkady A, Lignos DG. Modeling of the Composite Action in Fully Restrained Beam-to-column Connection: Implications in the Seismic Design and Collapse Capacity of Steel Special Moment Frames. Earthq Eng Struct D. 2013 Oct;43(13):1935-1954.