

비틀림 비정형을 갖는 철골특수모멘트골조의 내진성능평가 - I 내진설계

한상환^{1*} · 김태오² · 하성진³

¹교수, 한양대학교, 건축공학과, ²박사과정, 한양대학교, 건축공학과, ³조교수, 한국교통대학교, 건축공학과

Seismic Performance Evaluation of Special Moment Steel Frames with Torsional Irregularities - I Seismic Design

Han, Sang Whan^{1*}, Kim, Tae O², Ha, Seong Jin³

¹Professor, Dept. of Architectural Engineering, Hanyang University, Seoul, 04763, Korea

²Ph.D. Student. of Architectural Engineering, Hanyang University, Seoul, 04763, Korea

³Assistant Professor, Dept. of Architectural Engineering, Korea National University of Transportation, Chungju, 27469, Korea

Abstract - ASCE 7-10 defines the torsional irregular structure as the one that has large torsional responses caused by the eccentricity. The code requires that these structures should be designed abide by the torsional provisions. This study evaluates the influence of torsional provisions on the performance of the designed multiple steel moment frames with different eccentricity. In this study, 3D response history analyses are performed. The results show that the moment frame design according to the standard with torsional irregularity provisions showed larger performance as the eccentricity increased and the distribution of plastic hinges similarly to orthopedic structures.

Keywords - Torsional irregularity, Nonlinear response history analysis, Story drift, Collapse performance, Steel moment frames

1. 서론

지진이 발생할 때 질량중심과 강성중심이 일치하지 않은 구조물에서는 비틀림 응답이 발생하며, 비틀림 응답은 구조물에 심각한 손상을 야기할 수 있다. 현행 ASCE 7-10(ASCE 2010)^[1]에서는 표 12.3-1에 따라 수평비정형(horizontal structural irregularities)으로 비틀림 비정형을 분류하고 있으며, 설계지반운동에 대하여 건물에서 발생하는 비틀림이 허용 값을 초과하는 경우를 비틀림 비정형(torsional irregularity)이라고 정의한다. 이러한 비틀림 비정형 구조물은 횡 하중에 의한 변위와 비틀림에 의한 변위가 동시에 발생하

기 때문에 정형 구조물에 비해 큰 부재력 및 변위비가 발생한다. 따라서 현행 내진설계기준에서는 비틀림 비정형 구조물의 경우에는 정형구조물에 적용되는 요구사항에 이외에 추가적인 요구사항들을 제시하고 있다.

비정형에 관련된 연구는 구조물의 비틀림 응답에 대한 자료로 활용할 수 있는 약축 거동에 대한 실험^{[2],[3]}, 연직 비정형에 대한 연구^[4], 비틀림 비정형 구조물에 적용되는 기준과 내진성능에 대한 연구 등 과거 여러 연구가 진행되어 왔다. 그중 비틀림 비정형에 대한 연구로써 비틀림 비정형의 기준 평가(Chopra 등^[5], Tso 등^[6], Harasimowicz 등^[7], Humar 등^[8]), 비틀림 비정형 건물에 대한 해석 및 내진성능(Chopra 등^[5], Jeong 등^[9], Herrera 등^[10], Chandler 등^[11], Stathopoulos 등^[12])에 대한 연구들이 수행되었다. 특히 Chopra 등^[5]는 1층 평면 비정형 구조물을 대상으로 설계편심의 위치에 따른 지진응답을 분석하여 설계편심이 조정되어야 함을 시사하였다. Harasimowicz 등^[7]은 9층 구조물을 대상으로 동적해석을 수행한 결과, 기준을 통해 산정한 설계하중은 비틀림 강성이 작은 구조물에 대하여 연약단부(flexible edge)

Note.-Discussion open until February 28, 2018. This manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on March 13, 2017; revised August 31, 2017; approved on August 31, 2017.

Copyright © 2017 by Korean Society of Steel Construction

*Corresponding author.

Tel. +82-2-2220-1715 Fax. +82-2-2291-1716

E-mail. swhan@hanyang.ac.kr

에서는 과소평가 되었으며, 강측단부(stiff edge)에서는 과대평가 되었다고 보고하였다. 하지만 이러한 연구들은 설계 편심과 같은 설계 기준 평가에 집중되어 있으며, 변위제한 검토를 포함한 전반적인 설계 과정에 대한 평가는 수행하지 않았다.

본 연구에서는 비틀림 비정형 구조물에 적용되는 기준들이 철골특수모멘트골조에 적용되었을 경우, 구조물의 성능에 미치는 영향에 대하여 평가하고자 한다. 이를 위하여 다양한 편심을 갖는 3층, 9층 철골특수모멘트골조를 대상으로 ASCE 7-10^[1]기준에 따라 설계를 수행하였으며, 3차원 시간 이력해석을 수행하여 설계의 타당성을 증명하였다.

2. ASCE 7-10에 따른 비틀림 비정형 건물 설계

ASCE 7-10^[1]에서는 우발 비틀림 모멘트를 포함한 등가 정적하중이 작용하였을 때 최대 층간변위가 구조물의 양 끝점 층간변위 평균의 1.2배를 초과하는 구조물을 비틀림 비정형으로 정의하고 있다. 그리고 이러한 구조물에 대해서는 정형 구조물에 적용되는 설계 기준에 더해 추가적인 요구사항을 적용하여 설계하도록 규정하고 있다. Table 1은 ASCE 7-10^[1]에서 구조물이 비틀림 비정형으로 분류되었을 때 적용하는 요구사항을 정리한 것이다. 이러한 추가적인 요구사항은 부재력 증가, 모델링, 우발 비틀림 모멘트의 증폭, 층간 변위의 산정으로 나누어지며, 요구사항의 적용은 비틀림의 정도와 함께 내진설계범주의 수준에 따라 결정된다. 본 연구에서는 이러한 추가적인 요구사항을 고려하여 내진설계범주와 관련 없이 사용할 수 있는 응답스펙트럼해석법을 사용하여 설계를 수행하였다. 또한 현행 기준에서는 비틀림 비정형 구조물에 대해서는 우발 비틀림 모멘트에 증폭계수를 적용하여 설계하도록 규정하고 있다. 내진설계범주 A와 B를 제외한 모든 내진설계범주 수준에 대하여 우발편심모멘트를 증폭시키고, 해당 층에서 층간변위를 상부와 하부의 변위차이 중에서 가장 큰 값으로 계산하도록 하고 있다.

2.1 우발 비틀림 모멘트

우발 비틀림 모멘트란 구조물의 질량과 강성분포의 불확실성을 반영하기 위한 비틀림 모멘트를 의미하며 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_u = V e_a \tag{1}$$

여기서 V 는 밀면전단력, e_a 는 우발 편심을 의미하며, 우발편심의 크기는 하중이 작용하는 방향에 수직하는 골조길이의 5%이다. 우발 비틀림 모멘트는 고유 비틀림 모멘트와 함께 구조물의 설계에 적용되며, 기준에서는 비틀림 비정형으로 분류된 구조물에 대하여 우발 비틀림 모멘트를 사용하도록 규정하고 있다. 비틀림 비정형 구조물에서의 우발 비틀림 모멘트는 식 (1)에서 계산된 정형 구조물에 대한 우발 비틀림 모멘트 값에 식 (2)를 사용하여 계산한 증폭계수 A_x 를 곱하여 계산한다.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \tag{2}$$

여기서 δ_{max} 는 x 층에서의 최대변위, δ_{avg} 는 x 층의 양쪽 모서리 변위의 평균을 의미한다. 증폭계수의 크기는 1을 초과하여야 하고 3이하여야 한다.

2.2 층간변위와 안정성 계수의 결정

내진설계에서는 지진하중으로 인해 발생한 변위에 대한 검토를 수행하여야 한다. 이때 비틀림 비정형 구조물의 경우 횡 하중에 의한 변위와 비틀림으로 인한 변위가 동시에 발생한다. 따라서 정형 구조물의 층간변위는 각층의 상, 하부 질량중심간의 차이로 계산하지만 비틀림 비정형 구조물의 층간변위 검토를 수행하는데 사용되는 변위는 설계편심에 의해 발생하는 비틀림 모멘트를 포함한 횡 하중이 작용하였을 때 발생하는 층간변위를 사용한다. 또한 내진설계범주 C, D, E, F에 해당하는 비틀림 비정형 구조물의 경우에는 해당

Table 1. Design provision for torsional irregular structure at ASCE 7-10

Provisions	Reference section	SDC
Increase in forces	12.3.3.4	D, E, F
Modeling	12.7.3	B, C, D, E, F
Amplification of accidental torsional moment	12.8.4.3	C, D, E, F
Story drift determination	12.12.1	C, D, E, F

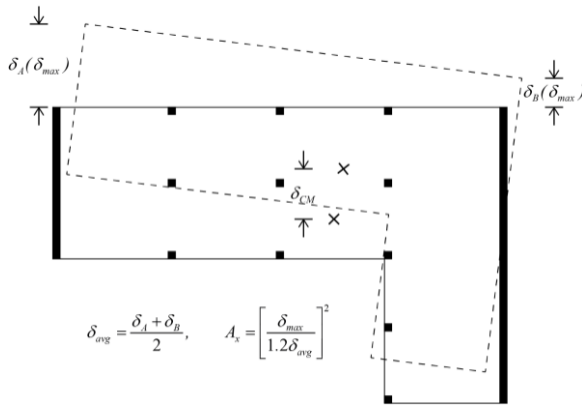


Fig. 1. Floor displacements in torsion-irregular structure

층에서 상부와 하부의 변위차이 중에서 가장 큰 값으로 층간 변위를 계산하여야 한다. 즉, Fig. 1과 같이 층간변위를 계산할 때, 정형구조물 경우에는 질량중심간의 차이로 계산한 변위 δ_{CM} 을 사용하고, 비틀림 비정형 구조물의 경우에는 평면을 구성하는 절점의 변위 중 최대값 δ_{max} 를 사용한다. δ_{max} 는 δ_{CM} 에 비해 더 크기 때문에 비틀림 비정형 구조물에서 산정한 변위가 정형구조물보다 더 크다. 이렇게 증가한 변위는 안정성 계수를 증가시켜 $P-\Delta$ 영향으로 인한 부재력과 변위를 증폭 시키거나, 안정성문제를 유발할 수도 있다. 이때, 건물의 설계에서 $P-\Delta$ 영향은 식 (3)을 이용하여 계산한 안정성 계수를 이용한다.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_c}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3)$$

여기서 P_x 는 x 층 및 그 상부 층의 수직하중 합이고 V_x 는 x 층과 $x-1$ 층 사이의 지진하중 전단력, Δ 는 V_x 에 의한 설계 변위, h_{sx} 는 x 층 아래의 층높이, C_d 는 변위증폭계수이다. 안정성 계수는 그 크기가 0.1을 넘으면 $P-\Delta$ 영향을 고려하여 층간변위와 부재력을 구하거나, 증폭계수, $a_d = 1/(1-\theta)$ 를 사용하여 층간변위와 부재력을 증가시켜야 하며, 식 (4)의 안정계수의 상한 값 (θ_{max})을 넘게 되면 부재를 다시 설계해야 한다.

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad (4)$$

여기에서 β 는 x 층과 $x-1$ 층 사이의 설계전단강도에 대한 소요전단강도의 비이다.

3. 대상건물 설계

본 연구에서는 ASCE7-10^[1]의 응답스펙트럼해석법을 이용하여 설계하중을 산정하고 비틀림 비정형건물의 요구조건을 고려하여 내진설계를 수행하였다. 응답스펙트럼해석법은 건물의 내진설계범주 수준에 상관없이 비틀림 비정형 건물 해석에 적용할 수 있다.

횡력 저항 시스템은 ASCE 7-10^[1]에서 제시된 특수모멘트골조를 대상골조로 선정하였으며, 현행 기준에 따라 철골 특수모멘트골조의 반응수정계수 $R=8$, $C_d=5.5$, 초과강도 계수 $\Omega_0=3$ 을 사용하여 설계를 수행하였다. 또한 부재의 단면은 AISC 360(AISC 2010)^[13]에 따라 결정하였으며, 특수모멘트골조의 조건을 만족하기 위하여 강기동-약보 조건에 따라 단면을 결정하였다. 설계지진 하중은 ASCE 7-10^[1]기준에 따라 설계하였다. 대상 지역은 내진설계범주 D 지역으로 가정하였으며, 구조물 주기가 1초일 때의 설계스펙트럼 가속도 S_{D1} 와 단주기일 때의 설계스펙트럼 가속도 S_{D5} 를 각각 0.6g, 1.0g라고 가정하였다. 고정하중 및 활하중은 Gupta 등^[14]이 대상구조물의 설계를 위하여 사용한 사무실 건물에서의 하중으로, 고정하중은 지붕층을 제외한 일반층은 4.597 kN/m², 지붕층은 4.12kN/m²를 사용하였으며 활하중은 일반층인 경우 2.39kN/m², 지붕층의 경우 0.96kN/m²를 사용하였다. 또한 구조물의 중요도 계수는 1로 가정하고 설계를 수행하였다.

본 연구에서는 대상 구조물의 해석과 설계를 수행하기 위하여 상용 프로그램인 MIDAS-Gen을 사용하였으며, 설계 및 해석을 수행할 대상 골조의 평면 및 입면은 Fig. 2와 같다. 본 연구에서는 편심의 크기에 따라 비틀림 설계기준이 구조물에 어떠한 영향을 미치는가를 분석하기 위하여 Fig. 2와 같이 총 다섯 가지의 평면을 고려하였다. 대상골조는 평면도에 나타난 것처럼 중력하중을 지지하는 중력골조, 횡하중을 지지하는 모멘트골조로 구성되어 있으며, 각각 점선과 실선으로 표시하였다. 각 평면들은 West Frame의 위치에 따라 강성중심과 질량중심의 차이에 의해 발생하는 편심의 크기가 달라지며, 또한 높이에 따른 비틀림 비정형의 영향을 평가하기 위하여 3층과 9층 건물을 대상으로 하였다. 구조물의 경간은 양방향 5경간으로 모두 6m이며, 각 층의 높이는 4m로 설정하였다.

각 대상구조물에 대하여 기준에서 요구하는 비틀림 비정형 건물의 요구사항을 적용한 경우와 적용하지 않은 경우로

나누어 설계하였다. 비틀림 비정형 건물의 요구사항을 적용하지 않은 경우, 해당 골조는 정형구조물과 동일한 단면을 가지는 것으로 설계하였다. 이에 따라서 각 구조물의 명칭은 비틀림 비정형 요구사항을 적용하여 설계한 구조물의 경우 O, 정형건물인 Type 1의 부재들과 동일한 부재를 갖는 비정형 건물은 X 로 명명하였다.

Table 2는 대상 구조물을 평면 타입과 높이, 그리고 설계 방식에 따라 정리한 것이다. 9층 Type 5 구조물의 경우,

AISC 360^[13]에서 허용하는 단면으로 설계할 수 없어 대상건물에서 제외하였다. 대상구조물에 대하여 설계를 수행한 결과, 3층과 9층의 type 1, 2, 3(3-TP1-O, 3-TP2-O, 3-TP3-O, 9-TP1-O, 9-TP2-O, 9-TP3-O)은 정형 구조물로 분류되었고, 이에 반하여 3층의 type 4, 5(3-TP4-O, 3-TP5-O) 그리고 9층 type 4(9-TP4-O)는 비틀림 비정형으로 분류되었다. 또한 Table 2에 각 대상구조물의 비틀림의 정도를 최대변위를 평균변위로 나눈 값으로 나타내었으며 값이 1.2

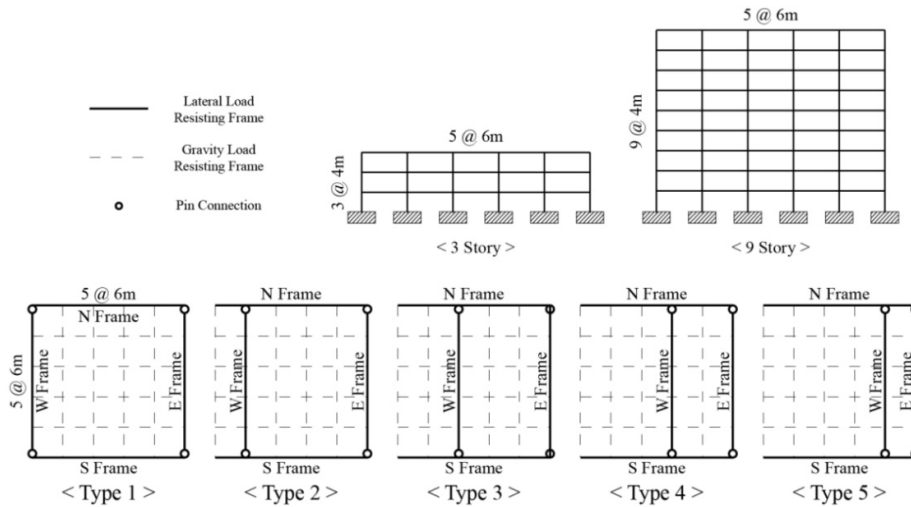


Fig. 2. Elevation and floor plan for model structures

Table 2. Degree of irregularity and periods of the model buildings

No. of stories	Plan type	Arch. ID	Period			Degree of irregularity ($\delta_{max}/\delta_{avg}$)
			1st mode	2nd mode	3rd mode	
3	Type 1	3-TP1	1.57 (X-trans)	1.56 (Y-trans)	0.95 (Z-rot)	1.00
	Type 2	3-TP2-X	1.59 (Y-trans)	1.57 (X-trans)	1.03 (Z-rot)	1.08
		3-TP2-O	1.57 (X-trans)	1.57 (Y-trans)	1.06 (Z-rot)	
	Type 3	3-TP3-X	1.71 (Y-trans)	1.57 (X-trans)	1.05 (Z-rot)	1.14
		3-TP3-O	1.53 (Y-trans)	1.52 (X-trans)	1.17 (Z-rot)	
	Type 4	3-TP4-X	1.92 (Y-trans)	1.57 (X-trans)	1.01 (Z-rot)	1.34 (Irregular structure)
		3-TP4-O	1.35 (X-trans)	1.04 (Z-rot)	0.49 (Y-trans)	
	Type 5	3-TP5-X	2.17 (Y-trans)	1.57 (X-trans)	0.94 (Z-rot)	1.42 (Irregular structure)
3-TP5-O		1.27 (X-trans)	1.19 (Y-trans)	0.38 (Z-rot)		
9	Type 1	9-TP1	2.66 (Y-trans)	2.63 (X-trans)	1.61 (Z-rot)	1.00
	Type 2	9-TP2-X	2.71 (Y-trans)	2.63 (X-trans)	1.73 (Z-rot)	1.16
		9-TP2-O	2.74 (Y-trans)	2.59 (X-trans)	1.78 (Z-rot)	
	Type 3	9-TP3-X	3.69 (Y-trans)	2.63 (X-trans)	2.19 (Z-rot)	1.31 (Irregular structure)
		9-TP3-O	2.76 (Y-trans)	2.59 (X-trans)	2.07 (Z-rot)	
	Type 4	9-TP4-X	3.25 (Y-trans)	2.63 (X-trans)	1.71 (Z-rot)	1.35 (Irregular structure)
		9-TP4-O	2.46 (X-trans)	2.35 (Y-trans)	1.71 (Z-rot)	

Table 3. Member sections used for the 3-TP1 and 3-TP5-O structure

Type	Story	N & S frame			E frame			W frame		
		Column		Beam	Column		Beam	Column		Beam
		Ext	Int		Ext	Int		Ext	Int	
3-TP1	3	W14X48	W14X68	W14X38	W14X74	W14X74	W14X48	W14X74	W14X74	W14X48
	2	W14X48	W14X68	W14X38	W14X74	W14X74	W14X48	W14X74	W14X74	W14X48
	1	W14X38	W14X38	W12X35	W14X53	W14X53	W12X45	W14X53	W14X53	W12X45
3-TP5-O	3	W14X68	W24X94	W24X55	W14X74	W14X74	W14X48	W24X146	W24X146	W27X94
	2	W14X68	W24X94	W24X55	W14X74	W14X74	W14X48	W24X146	W24X146	W27X94
	1	W14X68	W14X68	W21X68	W14X53	W14X3	W12X45	W24X131	W24X131	W24X76

이상이 될 경우 현행 ASCE 7-10에서는 해당 구조물의 비틀림 비정형 구조물로 정의하고 있다. 또한 Table 2에 모드별 주기를 나타내었으며 괄호 안에는 해당 모드가 지배적으로 기여하는 축의 방향을 표시하였다. Type 1 구조물과 동일한 단면을 가지는 타입 X 구조물의 경우, 편심의 크기가 커질수록 X 방향과 Y 방향의 주기 차이가 커졌다. 하지만 비틀림 비정형 요구조항을 적용하여 설계한 타입 O 구조물은 편심의 크기가 커져도 X 방향과 Y 방향의 주기 차이가 크지 않았다. 설계를 수행한 구조물 중, 정형 구조물인 3-TP1 구조물과 가장 편심이 큰 3-TP5-O 구조물의 단면을 Table 3에 제시하였다.

4. 해석모델

대상 구조물의 신뢰성 있는 내진성능의 평가를 수행하기 위해서는 내진성능을 결정하는 주요 부재들의 실제 거동을 모사할 수 있는 비선형 해석 모델이 필요하다. 또한 비틀림 비정형 구조물의 경우 비틀림 거동까지 모사할 수 있도록 대

상구조물에 대한 3D 모델링이 수행되어야 한다.

Fig. 3(a)는 3-TP1 구조물에 대하여 3D 모델링을 수행한 것이다. Chandler 등^[11]은 비틀림 비정형 건물의 슬라브를 강한 격막(rigid diaphragm)으로 모델링하였다. 따라서 본 연구에서는 같은 방식으로 구조물의 평면 프레임을 강한 격막으로 구성하여 모멘트 프레임과 중력 골조의 횡 변위를 제어하였다. 그림에서 굵은 실선으로 표시된 골조는 모멘트 골조이며 가는 실선은 중력골조의 기둥을 의미한다. 중력골조의 기둥은 모멘트 골조를 제외한 나머지 부분에 위치하며, 강한 격막으로 연결되어 변위가 제어되고 이에 따라 중력하중에 의한 P- Δ 효과를 반영한다.

철골 모멘트 골조의 거동을 모사하기 위해서는 부재의 비선형 이력거동과 모멘트 골조 접합부의 이력거동을 모사할 수 있어야 한다. 따라서 본 연구에서는 골조의 주요 부재인 기둥과 보, 그리고 보-기둥 접합부를 Fig. 3(b)와 같이 모델링 하여 모사하였다. Fig. 3(b)에서 확인할 수 있듯이 기둥 부재는 P-M 영향을 반영하기 위하여 파이버 단면을 사용하여 모델링하였다. 파이버 단면 모델에 적용되는 강재는 후탄

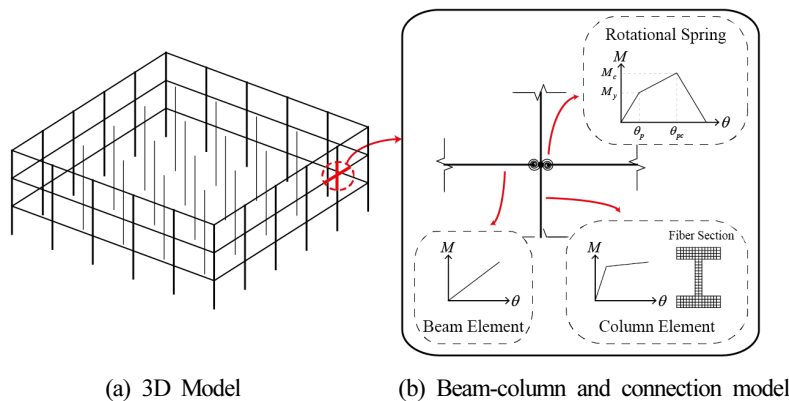


Fig. 3. Analytical model

성 경화율이 3%인 이선형 거동을 하도록 모델링하였다. 보 부재는 탄성거동이 일어나도록 하였고, 보의 비선형 거동은 보 단부의 회전스프링이 모사하는 것으로 하였다.

접합부의 비선형 거동을 모사하기 위한 회전스프링은 Ibarra 등^[15]이 개발한 소성힌지 모델을 이용하였다. 해당 접합부는 철골 모멘트 골조에서 많이 사용하는 RBS 접합부로 가정하였으며, RBS 부재의 비선형 거동을 모사하기 위해 접합부의 강도, 강성의 저감 효과를 반영하였다. Lignos 등^[16]의 연구에서는 RBS 접합부의 실험결과를 활용한 회기분석을 통해 해당 접합부의 비선형 회전각 및 저감 계수를 제안한 바 있다. 이에 따라서 RBS 스프링의 소성회전각, 강도, 강성 저감계수 값은 Lignos 등^[16]의 연구에서 제안한 예측식을 사용하였다. 마지막으로 해석의 간략화를 위해 패널존은 강패널존으로 가정하여 변형을 고려하지 않았으며 이러한 비선형 모델링 및 해석을 위한 소프트웨어로는 Opensees(2006)^[17] 프로그램을 사용하였다.

5. 비틀림 비정형 건물에 대한 비선형 정적해석 및 3차원 시간이력해석

정형 구조물과 비틀림 비정형 구조물의 성능이 어떻게 다른가를 분석하기 위하여, 본 연구에서는 우선 3층 구조물을 대상으로 정형 구조물과 비틀림 비정형 구조물의 소성힌지 발생위치를 분석하였다. 소성힌지 발생위치 분석을 위하여

비선형 정적해석을 수행하였으며, 또한 각 구조물에 대한 3차원 비선형 동적해석을 수행하기 위하여, 본 연구에서는 FEMA P-695(FEMA 2000)^[18]에서 제공하는 44개의 지반 운동 중 증폭계수를 곱하지 않은 노스리지(Northridge) 지진 지반운동 한 쌍을 입력 지진하중으로 사용하였다.

Fig. 4는 비선형 정적해석의 결과로써 3-TP1(정형건물), 3-TP5-X(비틀림 비정형 정도는 가장 크지만 부재 단면은 정형건물과 동일), 3-TP5-O(3-TP5-X와 동일하나 비틀림 비정형을 고려하여 부재단면 결정)에 대한 소성힌지 발생 위치와 개수를 나타낸 것이다. Fig. 4(a)에서, 정형 구조물(3-TP1)의 경우 N Frame과 S Frame의 소성힌지 발생위치 및 개수가 유사하다는 것을 알 수 있다. 반면 Fig. 4(b)의 비정형 요구조항을 적용하지 않은 구조물(3-TP5-X)의 경우, N Frame 과 S Frame의 소성힌지 개수 차이가 크다는 것을 확인할 수 있다. 최대 변위가 큰 N Frame의 경우 다수의 소성힌지가 발생하고, 최대 변위가 작은 S Frame의 경우 소성힌지가 적게 발생하였으며, 이에 따라 S Frame의 성능이 제대로 발휘되지 못할 것이라는 결론을 내릴 수 있다. 반면 Fig. 4(c)의 비정형 요구조항을 적용한 구조물(3-TP5-O)의 경우, N Frame과 S Frame의 소성힌지 발생위치 및 개수의 차이가 크지 않으며, 이는 정형 구조물(3-TP1)과 유사한 경향을 보이는 것을 볼 수 있다.

Fig. 5는 소성힌지 분포를 분석하기 위하여 사용한 지반 운동이 구조물에 작용하였을 때의 지붕 층의 평면형상을 나타낸 것이다. 그림에서 굵은 점선 부분은 N Frame과 S

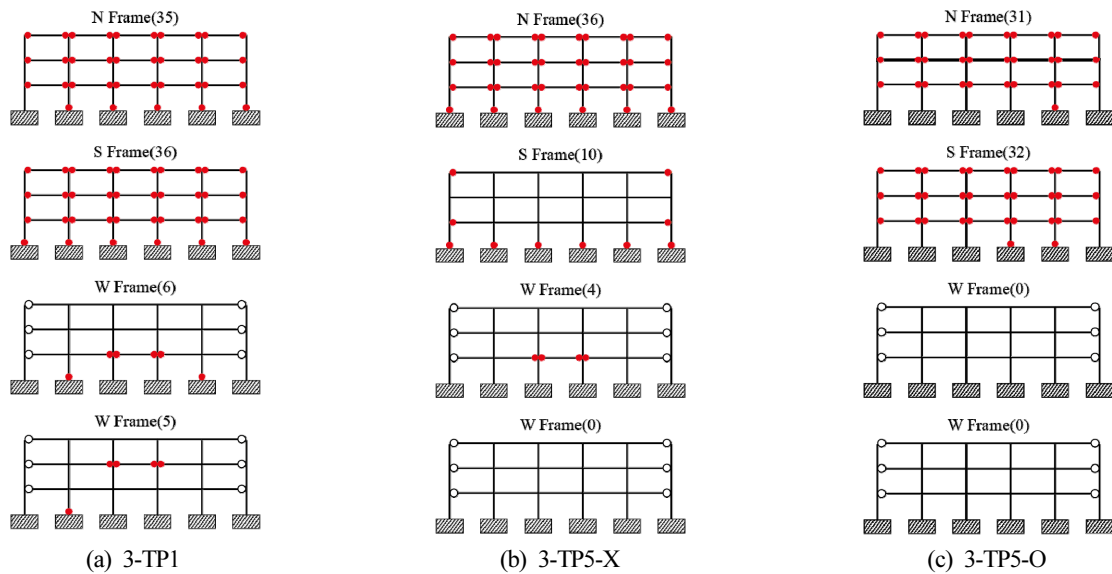


Fig. 4. Distribution of plastic hinges in model frames

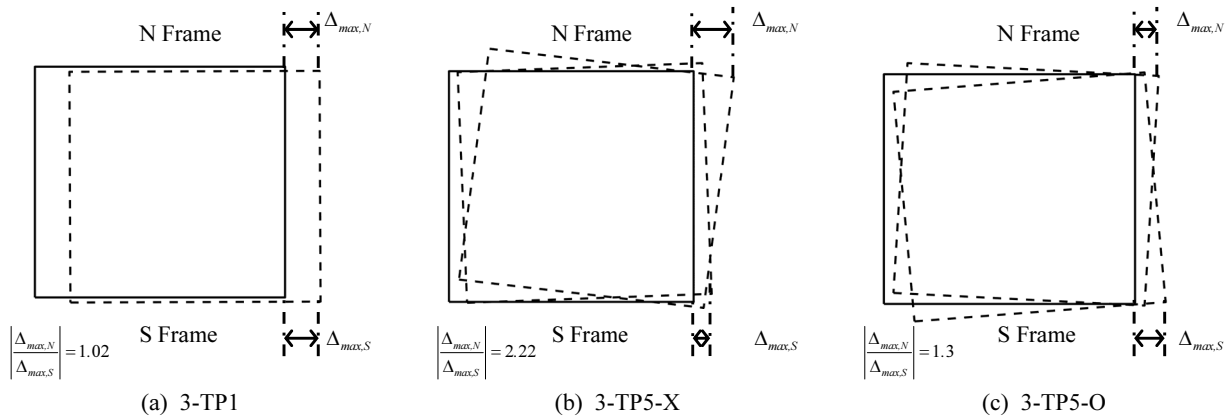


Fig. 5. Displaced roof positions for three-story model structures

Frame의 횡 변위가 각각 최대일 때의 평면형을 나타낸 것이며 실선부분은 해석을 수행하기 전의 지붕 층 평면형상이다. 그리고 N Frame과 S Frame 최대 횡 변위의 비를 각각 그림에 표시하였다.

Fig. 5(a)에서, 3-TP1 구조물의 N Frame과 S Frame의 최대 횡 변위 비는 1.02로 크지 않아야 하는 사실을 알 수 있다. 하지만 Fig. 5(b)를 보면 3-TP5-X 구조물의 경우에는 2.22로 그 차이가 컸으며, 상대적으로 소성힌지가 많이 발생하였던 N Frame에서 더 큰 변위가 발생하였다. 반면 Fig. 5(c)의 3-TP5-O 구조물의 경우에는 1.3으로 Fig. 5(b)보다 줄어들었다. 이를 통하여 3-TP1, 3-TP5-O 구조물과는 달리, 비틀림 설계를 수행하지 않은 3-TP5-X 구조물은 N Frame과 S Frame의 횡 변위의 차이가 크기 때문에 소성힌지가 불균일하게 발생한다는 사실을 확인할 수 있다.

6. 결론

본 연구에서는 현행 기준에 따라 비틀림 비정형 구조물을 단계별로 설계하였을 때, 해당 구조물의 성능에 대하여 평가를 수행하였다. 이를 위하여 모멘트골조의 위치를 변경하여 편심의 크기가 각각 다른 3층 구조물과 9층 구조물을 설계하였고, 비선형 모델링 및 비선형 정적해석과 3차원 해석을 수행하였다. 본 연구 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 편심의 클수록 내진설계한 건물의 경우, 정형건물에 비해서 단면이 예상한 것과 같이 더욱 증가하는 것을 확인하였다.
- (2) 3층 정형 구조물(3-TP1)의 경우 소성힌지가 N Frame

과 S Frame에서 대칭적으로 나타난 데에 반해서, 내진설계를 수행하지 않은 3층 비정형 건물(3-TP5-X)의 경우 N Frame에서 36개, S Frame에서는 10개로 26개의 차이가 발생해 극심한 비대칭의 소성힌지 분포를 보였으며 S Frame의 성능이 제대로 발현되기 전에 붕괴가 발생하였다. 반면 내진설계를 수행한 3층 비정형 비틀림 건물(3-TP5-O)의 경우 N Frame과 S Frame의 소성힌지 숫자는 각각 31개, 32개로 정형건물과 유사하게 대칭적인 소성힌지 분포를 보였다.

- (3) 3층 대상 구조물 3-TP1, 3-TP5-X, 3-TP5-O의 N, S Frame의 모서리 변위비($\Delta_{max,N}/\Delta_{max,S}$)는 1.02, 2.22, 1.3으로 나타나 내진설계를 수행한 경우, 비틀림 변위가 큰 폭으로 감소하는 것을 확인하였다.

감사의 글

본 연구는 한국연구재단 연구비 지원 (NRF-2014R1A-2A1A11049488)으로 수행되었고 이에 감사를 표한다. 또한 심사자 세 분의 제안사항과 추천내용에 대하여 감사를 드린다.

참고문헌(References)

- [1] ASCE/SEI (2010) *Minimum design loads for buildings and other structures*, ASCE/SEI 7-10, American Institute of Steel Construction, Reston.
- [2] 이철호, 정종현, 김성용(2015) RBS 약축 용접모멘트접합부의 내진성능 평가, 한국강구조학회논문집, 한국강구조

- 학회, 제27권, 제6호, pp.513-523.
 Lee, C.H., Jung, J.H., and Kim, S.Y.(2015) Cyclic Seismic Performance of RBS Weak-Axis Welded Moment Connections, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, KSSC, Vol.27, No.6, pp.513-523 (in Korean).
- [3] 임우영, 우영찬(2017) 소규모 철골조 보-기둥 약축 모멘트 접합부의 내진성능, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제29권, 제2호, pp.169-180.
 Lim, W.Y. and You, Y.C. (2017) Seismic Performance of Beam-to-column Weak-axis Moment Connection of Small-size Steel Structure, *Journal of Korean Society of Steel Constion*, KSSC, Vol.29, No.2, pp.169-180 (in Korean).
- [4] 허중환, 차영욱(2016) 지진동을 받는 3층 강재 프레임 구조물의 지진 거동, 한국강구조학회논문집, 한국강구조학회, 제28권, 제6호, pp.383-394.
 Hu, J.W. and Cha, Y.W. (2016) Seismic Behavior of 3-Story Steel Frame Structures Subjected to Ground Motions, *Journal of Korean Society of Steel Constion*, KSSC, Vol.28, No.6, pp.383-394 (in Korean).
- [5] Chopra, A.K. and Goel, R.K. (1991) Evaluation of torsional provisions in seismic codes, *Journal of Structural Engineering*, Vol.117, No.12, pp.3762-3782.
- [6] Tso, W.K. and Wong, C.M. (1993) An Evaluation of the New Zealand Code Torsional Provision, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol.26, No.2, pp.194-207.
- [7] Harasimowicz, A.P. and Goel, R.K. (1998) Seismic Code Analysis of Multi-storey Asymmetric Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.27, No.2, pp.173-185.
- [8] Humar, J.L. and Kumar, P. (1999) Effect of Orthogonal Inplane Structural Elements on Inelastic Torsional Response, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, No.10, pp.1071-1097.
- [9] Jeong, S.H. and ELnashai, A.S. (2005) Analytical Assessment of an Irregular RC Frame for Full-scale 3D Pseudo-dynamic Testing Part I: Analytical Model Verification, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.9, No.1, pp.95-128.
- [10] Herrera, R.G. and Soberon, C.G. (2008) Influence of Plan Irregularity of Buildings, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- [11] Chandler, A.M. and Duan, X.N. (1997) Performance of Asymmetric Code-designed Buildings for Serviceability and Ultimate Limit States, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.26, No.7, pp.717-735.
- [12] Stathopoulos, K.G. and Anagnostopoulos, S.A. (2010) Accidental Desing Eccentricity: Is It Important for the inelastic Response of Buildings to Strong Earthquakes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.30, No.9, pp. 782-797.
- [13] AISC/SEI (2010) *Specification for Structural Steel Buildings*, AISC/SEI 7-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois university.
- [14] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999) *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures (SAC Task 5.4.3)*, Rep. No.132, Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University.
- [15] Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. (2005) *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*, Rep. No.132, John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University.
- [16] Lignos, D., and Krawinkler, H. (2008) *Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations*, Phd dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- [17] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., and Fenves, G.L. (2006) *OpenSees Command Language Manual*, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
- [18] FEMA (2000) *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. FEMA P695, Washington, DC.

요 약 : 지진하중 하에서 구조물의 강성중심과 질량중심이 차이가 날 경우에 편심이 발생하여 비틀림을 유발한다. ASCE 7-10에서는 이를 비틀림 비정형으로 규정하고 있으며, 비틀림 비정형 구조물의 내진설계를 위한 요구사항들을 제시하고 있다. 본 연구에서는 편심이 다른 3층, 9층 철골 모멘트 골조의 3차원 시간이력해석 결과를 기반으로 비틀림 비정형 철골조에 적용되는 내진설계기준의 요구조건에 대한 영향을 평가하였다. 그 결과, 편심이 증가할수록 적절히 설계된 구조물의 성능이 우수하며 소성힌지의 분포가 정형 구조물과 유사한 것으로 나타났다.

핵심용어 : 비틀림 비정형, 비선형 시간이력해석, 층 변위, 붕괴성능, 철골특수모멘트 골조
