

철골모멘트골조의 보-힌지 붕괴모드를 유도하는 유전자알고리즘 기반 최적내진설계기법

박 효 선¹ · 최 세 운^{2*}

¹연세대학교 건축공학과, ²대구가톨릭대학교 건축학부

Genetic Algorithm Based Optimal Seismic Design Method for Inducing the Beam-Hinge Mechanism of Steel Moment Frames

Hyo-Seon Park¹ and Se-Woon Choi^{2*}

¹Department of Architectural Engineering, Yonsei University, Seoul, 06285, Korea

²Department of Architecture, Catholic University of Daegu, Gyeongsan, 38430, Korea

Abstract

In this paper, the optimal seismic design method for inducing the beam-hinge collapse mechanism of steel moment frames is presented. This uses the non-dominated sorting genetic algorithm II(NSGA-II) as an optimal algorithm. The constraint condition for preventing the occurrence of plastic hinges at columns is used to induce the beam-hinge collapse mechanism. This method uses two objective functions to minimize the structural weight and maximize the dissipated energy. The proposed method is verified by the application to nine story steel moment frame example. The minimum column-to-beam strength ratio to induce the beam-hinge collapse mechanism are investigated based on the simulation results. To identify the influence of panel zone on the minimum column-to-beam strength ratio, three analytic modeling methods(nonlinear centerline model without rigid end offsets, nonlinear centerline model with rigid end offsets, nonlinear model with panel zones) are used.

Keywords : steel moment frames, beam-hinge collapse mechanism, genetic algorithm, column-to-beam strength ratio, panel zone

1. 서 론

건축물에 지진하중이 발생하면 기둥, 보와 같은 건축물을 구성하는 구조부재 내에서는 외부 하중에 저항하기 위해 부재력과 변형이 발생하게 된다. 동일한 형태의 건축물일지라도 부재의 크기 및 재료의 특성에 따라 구조물의 반응은 달라진다. 즉, 설계 철학에 따라 동일한 지진하중에 대해서도 탄성거동을 하도록 할 수 있고, 혹은 비탄성거동을 허용하여 항복, 영구 변형 등이 발생하도록 할 수 있다.

일반적으로 건축물의 내진설계에서는 반응수정계수를 이용하여 부재 및 구조물의 비탄성거동을 허용하고 있다. 지진하중에 대해 비탄성거동을 허용하지 않고, 탄성거동을 하게

한다면 부재크기를 크게 하고 재료의 강도를 높일 수밖에 없다. 이는 초기 건설비용을 증가시키는 원인이 되기 때문에 비탄성거동을 허용하여 구조물에 작용하는 지진하중을 낮추고, 부재크기를 감소시키는 전략이 이용된다.

철골모멘트골조는 보와 기둥으로만 이루어져 있어서 시공이 용이하고, 건축적 다양성과 연성능력이 뛰어난 장점을 가지고 있는 것으로 알려져 있다(Bruneau *et al.*, 1997). 철골 모멘트골조는 보와 기둥의 변형을 통해 지진하중에 대하여 저항을 하게 되는데, 보와 기둥의 상대적 강성비와 강도비에 따라서 구조성능이 좌우된다. 기둥-보 접합부의 강성비 및 강도비에 따라서 힘의 흐름과 소성힌지 분포가 달라진다.

소성힌지 분포가 Fig. 1(a)와 같이 특정 층의 기둥에

* Corresponding author:

Tel: +82-53-850-2736; E-mail: watercloud@cu.ac.kr

Received April 1 2016; Revised April 29 2016;

Accepted April 30 2016

©2016 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

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.

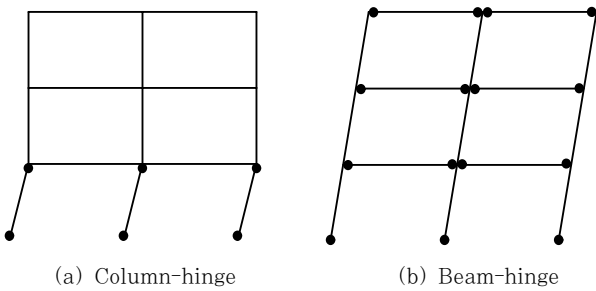


Fig. 1 Collapse mode

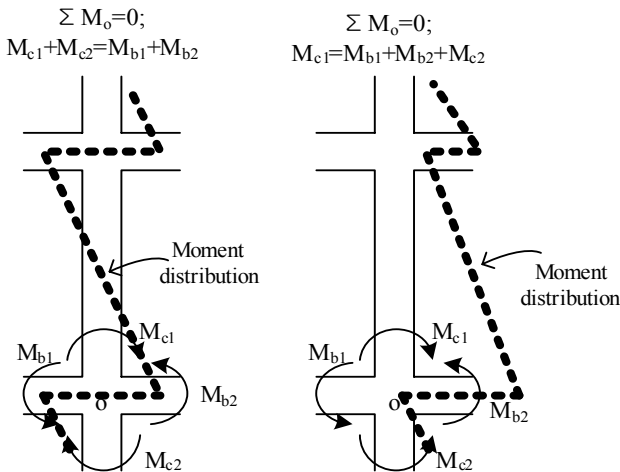


Fig. 2 Comparison of moment distributions

집중하게 되면 변형이 해당 층에 집중되고, 횡력에 대한 저항능력이 저하되어 갑작스런 붕괴 위험성이 커지게 된다. 그래서 건축물의 내진설계에서는 Fig. 1(b)와 나타난 보-힌지 붕괴모드와 같이 소성힌지가 고르게 분포하도록 권장하고 있다. 소성힌지가 고르게 분포하게 되면 연성능력을 증대시킬 수 있고, 지진에 의한 손상비용을 감소시킬 수 있는 이점이 있다.

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (이하 ANSI/AISC 341-05)는 철골모멘트골조의 연성능력을 확보하기 위하여 ‘강기둥-약보’ 조건을 만족하도록 하고 있다. 이는 기둥-보 접합부에서 기둥의 휨강도를 보의 휨강도보다 크게 설계하여 보에서 먼저 소성힌지를 발생하도록 유도한다. ANSI/AISC 341-05에서는 접합부를 구성하는 기둥의 휨강도 합과 보의 휨강도 바의 비율이 ‘1.0’보다 크도록 하고 있다. 한편, American Concrete Institute(이하, ACI 318-05)에서도 철근콘크리트골조의 연성능력을 확보하기 위해 기둥-보 휨강도비가 ‘1.2’이도록 하는 ‘강기둥-약보’ 조건을 제시하고 있다.

내진기준에서 제시하고 있는 ‘강기둥-약보’ 조건은 선형정적 해석에 기반하고 있다. 이는 Fig. 2와 같이 지진하중에 의해 기둥이 변형될 경우 기둥의 변곡점은 기둥의 중앙부에 위치

한다는 가정을 성립시킨다. 이러한 가정은 기둥의 양단부에서 발생하는 휨모멘트가 유사하게 된다는 이론적 근거가 된다. 그러나 동적해석 및 비선형해석을 통해 기둥의 휨모멘트 분포를 분석한 결과, 고차모드와 소성힌지에 의한 응력 재분배 등의 영향으로 기둥의 중앙부에 위치할 것이라 가정되었던 변곡점이 기둥의 단부로 이동하거나 기둥의 휨모멘트 분포가 단곡률을 이룰 수 있음이 알려져 있다(Park and Paulay, 1975).

이와 같이 변곡점이 기둥 중앙에 위치한다는 가정이 성립되지 않으면 Fig. 2에 나타난 것처럼 특정 기둥 단부에서 부담하는 휨모멘트크기가 증가하게 되어, 기둥-보 접합부의 휨강도비가 ‘강기둥-약보’ 조건을 만족하더라도 보보다 기둥에서 먼저 소성힌지가 발생할 수 있게 된다(Kuntz et al., 2003).

내진기준에서 제시하고 있는 강기둥-약보 조건에 따라 설계가 되어도 기둥에서 소성힌지가 발생하여 기둥-힌지 붕괴모드가 유도될 수 있다고 여러 연구에 의해 알려졌다(Kuntz et al., 2003). 그래서 보-힌지 붕괴모드를 유도하기 위해 여러 새로운 설계방법이 제시되었다. Lee(1996)는 비선형 정적해석을 통해 붕괴모드가 만들어질 때까지의 절점별 휨모멘트 양상 변화를 분석하였으며, 붕괴순간 절점을 구성하는 하부기둥의 모멘트가 상부기둥의 모멘트보다 3배 정도임을 확인하였다. 이를 통해 하부기둥의 휨강도가 보 휨강도 합의 75% 이상이 되어야 한다는 새로운 기둥-보 휨강도비 식을 제안하였다. Nakashima 등(2000)은 비선형시간이력해석을 통해 기둥이 탄성 상태를 유지하기 위해서는 기둥-보 휨강도비가 최소 1.5 이상이 되어야 한다고 제안하였다. Dooley 등(2001)은 3경간 3층, 6층 예제를 다양한 기둥-보 휨강도비 (0.8~2.4)에 따라 설계하고 20개의 지진데이터를 이용하여 시간이력해석을 수행하였다. 연구결과 휨강도비가 2.0 이상이 되도록 설계되었을 때, 기둥이 탄성 상태를 유지하기 위해 요구되는 가장 적절한 비율이라고 제안하였다. Kuntz 등(2003)은 구조물의 약층 방지를 위해 기존의 방법처럼 구조물 전체에 동일한 기둥-보의 휨강도비를 적용하는 방법으로는 현실적인 기둥-보 휨강도비를 얻을 수 없을 지적하고, 특정 층의 보 휨강도를 저감하여 기둥의 소성힌지 발생을 억제하는 방법을 제안하였다. Medina 등(2005)은 모멘트골조의 층수, 고유주기 그리고 지진수준 등을 변수로 하여 기둥에서 소성힌지가 발생하지 않기 위해 요구되는 기둥 휨강도를 연구하였다. 연구결과 기둥의 요구 휨강도는 지진수준과 고유주기에 비례하고, 층수에 의한 영향은 크지 않다고 지적하였다.

이처럼 지진하중에 의한 기둥에서의 소성힌지 발생을

방지하기 위하여 많은 연구가 이루어졌고, 새로운 방법들이 제안되었다. 그러나 제안된 방법들은 식이 복잡하거나 엔지니어의 경험에 의해 설계된 예제를 바탕으로 유도되었다. 이는 적용성이 떨어지며 최소 휨강도비에 대한 객관적 타당성이 부족하다고 볼 수 있다.

따라서 본 연구에서는 철골모멘트골조의 보-힌지 붕괴 모드를 유도하는 최적 내진설계기법을 제안한다. 이는 유전자 알고리즘(Choi *et al.*, 2010; Oh *et al.*, 2014)을 사용하며, 기둥의 소성힌지 발생을 억제하는 제약조건을 설정하여 보-힌지 붕괴모드를 유도한다. 이 기법을 9층 철골모멘트골조 예제에 적용하여 제안된 기법을 검증한다. 예제 적용을 통해 철골모멘트골조의 보-힌지 붕괴모드를 유도하기 위해 요구되는 기둥-보 강도비를 평가한다. 저자는 선행연구를 통해 기둥의 소성힌지 제약을 통해 철골모멘트의 보-힌지 붕괴 모드를 유도할 수 있음을 확인하였다. 하지만, 선행 연구(Choi and Park, 2012)에서 고려한 기둥-보 접합부의 해석모델링은 강접합이라고 가정하고 패널존의 거동이 고려되지 않았다. 본 연구에서는 접합부 모델링 조건에 따른 휨강도비 영향이 추가적으로 검토하고자 한다.

2. 접합부 해석 모델링

패널존은 Fig. 3과 같이 접합부에서 기둥과 보가 교차하는 영역을 의미한다. 패널존의 전단변형은 지진하중을 받는 모멘트골조의 강도, 강성과 비탄성 변형의 분포에 큰 영향을 미친다(Krawinkler and Mohasseb, 1987). 그럼에도 불구하고 휨강도비에 대한 기존 연구(Lee, 1996; Nakashima *et al.*, 2000; Dooley *et al.*, 2001; Kuntz *et al.*, 2003; Medina *et al.*, 2005)에서는 이를 고려하지 않았다. 따라서 본 연구에서는 이에 대한 영향을 고려하기 위해 기존 연구에서 주로 사용되었던 nonlinear centerline model without rigid end offsets(Model M1)뿐만 아니라, nonlinear

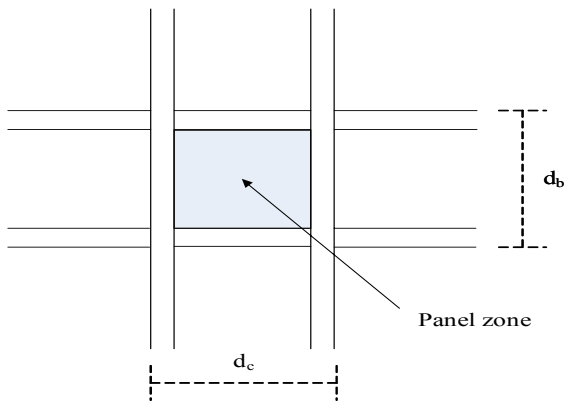
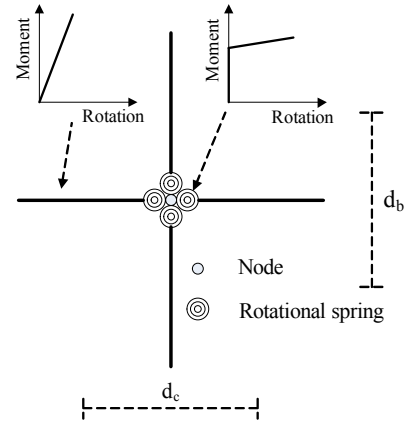


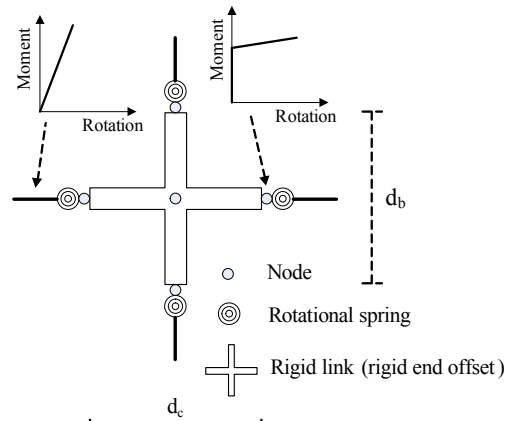
Fig. 3 Definition of panel zone

centerline model with rigid end offsets(Model M2), nonlinear centerline model with panel zone(Model M3)을 추가적으로 고려하여 모멘트골조의 보-힌지 붕괴 모드를 유도하기 위해 요구되는 최소 휨강도비에 대한 패널존의 영향을 비교하도록 하였다.

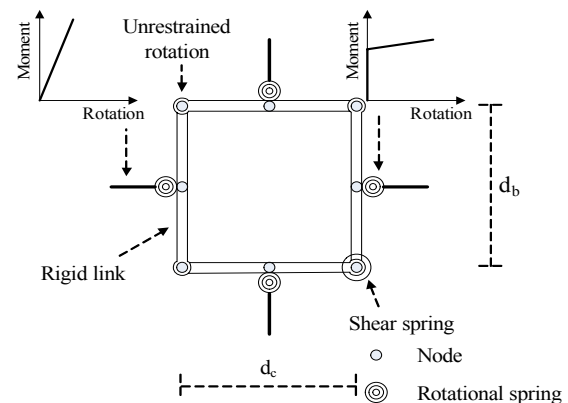
Model M1은 Fig. 4(a)와 같이 panel zone을 고려하지



(a) Nonlinear centerline model without rigid end offsets (Model M1)



(b) Nonlinear centerline model with rigid end offsets (Model M2)



(c) Nonlinear centerline model with panel zone (Model M3)

Fig. 4 Analytic modeling methods for panel zone

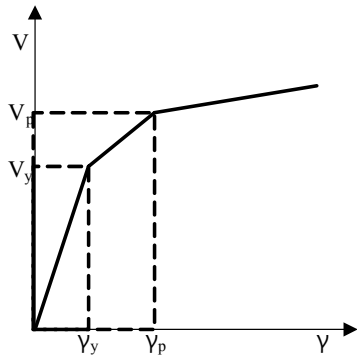


Fig. 5 Trilinear shear force-distortion relationship of panel zone

않고 선을 이용하여 기동과 보를 표현한다. 기동과 보를 나타내는 두 선은 기동과 보의 중심에 각각 위치하며 panel zone의 중심에서 만난다. 기동과 보의 요소는 양단에만 소성거동이 일어나도록 하였다.

Model M2은 Fig. 4(b)와 같이 rigid end offsets을 이용하여 panel zone을 모델링한다. 즉, 패널존이 강제 거동하도록 패널존의 중심에 위치한 절점을 기동과 보의 폭의 반에 해당하는 길이만큼 떨어진 위치에 있는 절점들에 rigid link을 이용하여 연결시키고, 연결된 절점에 기동과 보를 나타내는 선을 연결시킨다. 기동과 보의 요소는 양단에만 소성거동이 일어나도록 하였다.

패널존의 전단 강성 및 강도를 고려하기 위한 Model M3는 Fig. 4(c)와 같이 FEMA 355c에서 제시된 모델을 사용하였다. 패널존의 전단 거동은 Fig. 5와 같은 거동을 하는 shear spring에 의해서 표현된다.

3. 최적내진설계기법

본 연구에서는 Deb 등(2002)이 제안한 Non-dominated Sorting Algorithm-II(NSGA-II)를 이용하여 철골모멘트골조의 보-힌지 붕괴모드를 유도하면서 구조물량을 최소화하고 에너지소산능력을 최대화하는 최적내진설계기법을 제안한다. 제안하는 최적내진설계기법은 Fig. 6에 나타난 것처럼 구조물의 구조해석 및 설계 기능을 NSGA-II에 연결한다. 즉, 모집단을 이루는 각 개체에 대해서 구조해석(선형정적해석 및 비선형정적해석)을 수행하고, 해석결과를 토대로 하여 제약 조건(구조설계조건 및 힌지제약조건 등)을 검토한다. 그 밖의 정렬, 모집단 개선 등과 같은 내용은 기존 NSGA-II와 동일하다.

NSGA-II는 유전자알고리즘을 기반으로 한 알고리즘으로써 2개 이상의 목적함수를 동시에 최적화할 때 쓰이는 알고리즘이다. 2개 이상의 목적함수를 최적화하는 경우 목적함수 간의

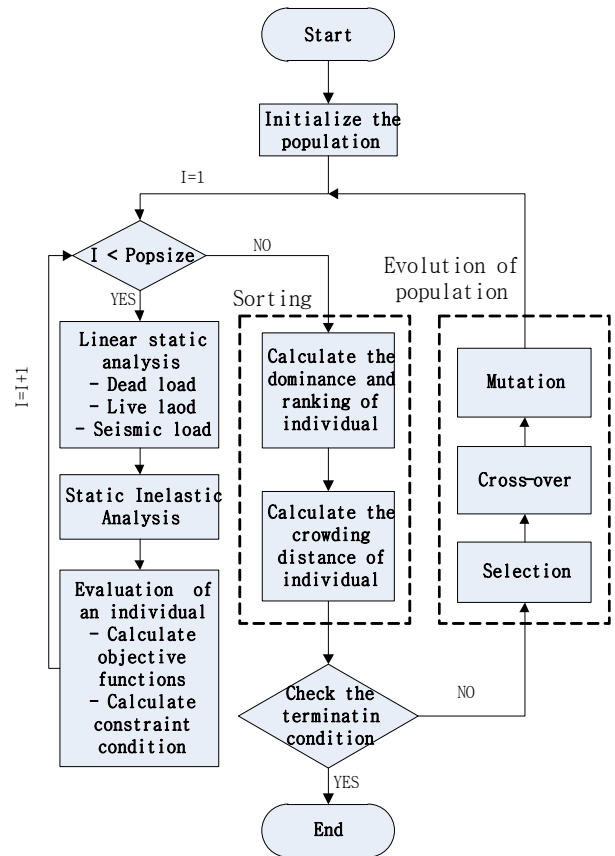


Fig. 6 Flow chart of the proposed optimal seismic design method

가중치를 부여하여 1개의 목적함수로 치환하여 최적화할 수 있다. 하지만 이 방법은 목적함수 간의 가중치에 대한 정보를 미리 알고 있어야 하거나, 가중치에 대한 추가 연구가 필요하다. 반면 NSGA-II에서는 지배(dominate) 개념을 이용하여 가능해(feasible solutions)을 찾기 때문에 목적함수간 관계에 대해 미리 설정할 필요가 없다. NSGA-II는 각 세대마다 지배관계를 이용하여 순위를 부여하고 목적함수에 대한 개체의 특성을 향상시키게 된다. 알고리즘을 통해 얻게 된 마지막 세대의 순위 1의 개체들이 가능해가 되며, 엔지니어는 이 가능해 중에서 주어진 상황에 맞는 해를 선택하면 된다.

3.1 목적함수

두 가지의 목적함수가 사용된다. 첫 번째 목적함수는 경제성을 고려하기 위해 모멘트골조의 구조물량을 최소화하도록 설정한다. 두 번째 목적함수는 구조물의 내진성능을 향상시키기 위해 에너지소산능력을 최대화한다. 에너지소산능력이 증가한다는 것은 연성변형능력, 초기강성, 항복강도 등을 향상시킬 수 있는 것으로 알려져 있기 때문에(Choi and Park, 2012) 건축물의 내진피해를 줄이기 위해 건축물의 소산능력을

향상시키는 전략이 권장된다. 본 연구에서 사용한 첫 번째, 두 번째 목적함수는 식 (1)과 (2)와 같이 정의된다.

$$\text{Minimize } f_1 = \sum_{i=1}^m \rho_i A_i l_i \quad (1)$$

$$\text{Minimize } f_2 = 1/\text{Area}_{\text{pushover-graph}} \quad (2)$$

여기서, ρ_i : i 번째 부재의 단위 중량

A_i : i 번째 부재의 단면적

l_i : i 번째 부재의 길이

m : 모멘트골조를 이루는 부재의 총 개수

$\text{Area}_{\text{pushover-graph}}$ 는 비선형정적해석을 통해 얻게 되는 지붕층의 힙-변위 곡선의 면적이며, 이는 소산에너지를 의미한다. 목적함수를 최소화하는 형식으로 표현하기 위해 $\text{Area}_{\text{pushover-graph}}$ 를 역수로 표현한다.

3.2 제약조건

본 연구에서는 총 5가지의 제약조건을 사용한다. ACI 318-05, ANSI/AISC 341-05 등 일반적인 내진설계에서 기본적으로 사용되는 강도조건을 고려하기 위해 기둥, 보의 강도제약, 층간변위 제약을 고려한다. 여기서 층간변위 제약은 일반 내진설계에서 적용하는 탄성해석을 통해 얻은 층간변위 값과 증폭계수를 이용하여 평가한다.

네 번째 제약조건으로는 ‘보-힌지 붕괴기구’를 유도하기 위해 기둥에서 소성힌지가 발생하지 않도록 하는 제약조건을 사용한다. 이 제약조건을 통해 고려하는 절점에서 기둥의 소성힌지가 발생하지 않고(단, 지점에 연결된 기둥 단부에서 소성힌지 발생을 허용), 보의 단부에서만 소성힌지가 발생하도록 유도한다. 최상층에 위치한 기둥-보 접합부의 소성힌지 발생여부는 제약조건 평가과정에서 고려하지 않는다. 최상층 접합부를 이루는 기둥 단부에서의 소성힌지 발생은 구조물의 거동에 큰 영향을 주지 않기 때문이며, ANSI/AISC 341-05에서도 최상층의 접합부는 강기둥-약보 조건에서 제외하고 있다.

다섯 번째 제약조건은 기둥의 시공성을 고려하기 위하여 수직으로 연속된 기둥의 단면적 제약을 사용한다. 이러한 이유는 수직으로 연속된 기둥 중 아래에 위치한 기둥의 단면적이 위에 위치한 기둥의 단면적보다 크거나 같은 설계안을 얻도록 하기 위해서이다. 일반적으로 모멘트골조의 내진설계에서 고려하는 설계조건 중 층간변위조건이 다른 강도조건들 보다 지배적 설계요소로 작용하는 것으로 알려져 있다(Foutch and Yun, 2002). 만약 기둥 연속성 제약조건을 사용하지 않는다면

일반적으로 층간변위 제약조건에 의해 지배되는 모멘트골조의 최적내진설계의 경우, 위에 연결된 기둥의 단면적이 아래에 연결된 기둥의 단면적보다 클 경우가 발생할 수가 있다. 따라서 본 연구에서는 기둥의 연속성 제약조건을 다섯 번째 제약조건으로 사용한다.

본 연구에서 고려하는 다섯 가지 제약조건은 식 (3)~(7)과 같이 정의할 수 있다.

$$c_1 = \frac{\sigma_c^j}{\sigma_{c,a}^j} \leq 1.0 \quad j=1 \text{ to } N_c \quad (3)$$

$$c_2 = \frac{\sigma_b^j}{\sigma_{b,a}^j} \leq 1.0 \quad j=1 \text{ to } N_b \quad (4)$$

$$c_3 = \frac{\Delta}{\Delta_a} \leq 1.0 \quad (5)$$

$$c_4 = 1.0 + \frac{N_{h,c}}{2 * N_{joint}} \leq 1.0 \quad (6)$$

$$c_5 = \frac{A_c^{i+1,j}}{A_c^{i,j}} \leq 1.0 \quad i=1 \text{ to } N_{story} - 1, j=1 \text{ to } N_c \quad (7)$$

여기서, σ_c^j : j 번째 기둥 부재의 요구강도

$\sigma_{c,a}^j$: j 번째 기둥 부재의 허용강도

N_c : 기둥의 개수

σ_b^j : j 번째 보 부재의 요구강도

$\sigma_{b,a}^j$: j 번째 보 부재의 허용강도

N_b : 보의 개수

Δ : 구조물이 가지는 최대 층간변위를

Δ_a : 최대 허용층간변위를

$N_{h,c}$: 고려하는 절점을 이루는 기둥에서 소성힌지가 발생한 소성힌지 수

N_{joint} : 고려하는 절점의 수

$A_c^{i,j}$: j 번째 기둥열에 위치한 i 층 기둥 부재의 단면적

N_{story} : 전체 층수

N_c : 기둥열 수.

4. 예제 적용

4.1 개요

제안된 기법의 검증을 위해 Hasan 등(2002)이 사용한 9층 철골모멘트골조 예제를 사용한다. 9층 예제는 Fig. 7과 같은 9층 5경간 입면을 가지며, 설계변수는 기둥 10개, 보 9개 등 총 19개를 사용한다. 최적화 알고리즘 내에서

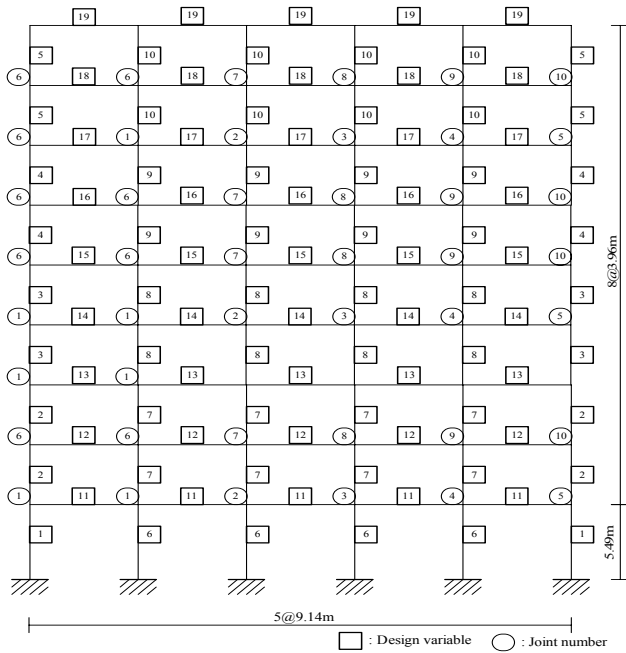


Fig. 7 Elevation of the example structure

Table 1 Selectable section DB for columns and beams

Beam		Column	
Sections	Sections	Sections	Sections
W24×229	W24×104	W14×370	W14×176
W24×207	W24×103	W14×342	W14×159
W24×192	W24×94	W14×311	W14×145
W24×176	W24×84	W14×283	W14×132
W24×162	W24×76	W14×257	W14×120
W24×146	W24×68	W14×233	W14×109
W24×131	W24×62	W14×211	W14×99
W24×117	W24×55	W14×193	W14×90

설계변수가 선택 가능한 기둥과 보의 DB는 Table 1과 같이 각각 16개씩 설정한다.

강도설계를 위해 ANSI/AISC 360-05, ANSI/AISC 341-05, ASCE 7-05 등을 이용하여 하중조합, 강도설계조건, 층간변위조건 등을 결정한다. 본 연구에서는 고정하중, 활하중, 지진하중에 관한 하중조합만을 고려하도록 한다.

본 연구에서 사용한 하중은 Gupta와 Krawinkler(1999)이 사용한 하중값을 적용한다. 지진하중은 등가횡하중(equivalent lateral force) 산정기법을 이용한다. 정적탄성해석 및 정적비탄성해석을 위해 지진해석 프로그램인 OpenSees(2006)를 이용한다. 정적비탄성해석에서 사용한 횡하중분포는 정적탄성해석에서 사용한 지진하중의 층별 비율을 적용하여 최상층 노드를 기준으로 변위제어를 한다. 본 연구에서 사용한 목표 변위는 FEMA 356에서 제시하고 있는 붕괴방지수준(collapse prevention level)인 최대층간변위를 5%를 참고하여 구조물 전체높이의 5%에 해당하는 값을 목표변위로 설정한다. 소성

힌지는 각 부재의 양단에서만 발생한다고 가정하여 모델링 한다.

한편, 보-힌지 붕괴모드를 유도하기 위한 휨강도비에 대한 패널존의 영향을 평가하기 위해 2장에서 설명한 Model M1, Model M2, Model M3의 3가지가 고려된다. 각 경우에 대한 구조모델링 후 제안된 최적화 알고리즘을 적용한다.

4.2 시뮬레이션 결과

제한한 최적화 알고리즘을 적용한 결과, Model M1, M2, M3에 대하여 각각 9개, 21개, 14개의 최적해를 얻었으며, 이들의 목적함수 분포는 Fig. 8과 같다. 구조물량이 증가함에 따라 에너지소산능력이 향상되는 것을 확인할 수 있다.

알고리즘 적용을 통해 얻은 최적해들의 제약율의 평균값을 Table 2와 같이 정리하였다. 기존 문헌(Foutch and Yun, 2002)에서 언급된 것처럼 층간변위제약조건이 부재의 강도 제약조건보다 지배적인 요소로 작용하는 것으로 나타났다.

네 번째 제약조건(c_4) 값이 모두 1.00으로 나타났다. 이는 제한한 알고리즘에서 목적한 바와 같이 보-힌지 붕괴모드 (Fig. 1(b) 참조)가 유도되었음을 의미한다. 한편, 붕괴방지 수준에 대한 성능점에서의 소성힌지 분포를 확인한 결과 일부 기둥에서 소성힌지가 발생한 것으로 나타났다. 이는 보-힌지 붕괴 모드가 유도되어도, 재료의 변형경화로 인해 추가적인 저항력이 보 단부에서 발생하고, 이는 기둥 단부에 전달이 되기 때문이다.

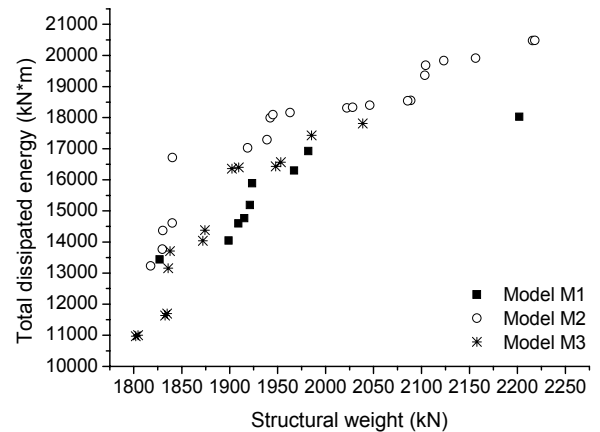


Fig. 8 Distributions of optimal solutions

Table 2 Average ratio of constraint conditions

Type	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
Model M1	0.31	0.57	0.90	1.00	1.00
Model M2	0.29	0.54	0.88	1.00	0.97
Model M3	0.31	0.62	0.94	1.00	0.97

Table 3 Average ratio values of column-to-beam joints of optimal solutions

Floor	Model M1		Model M2		Model M3	
	Ext.	Int.	Ext.	Int.	Ext.	Int.
2	1.90	1.37	1.80	1.42	2.23	1.65
3	1.58	1.25	1.66	1.29	1.48	1.15
4	1.67	1.25	1.45	1.21	1.58	1.20
5	1.55	1.12	1.32	1.22	1.70	1.28
6	1.43	1.12	1.22	1.14	1.43	1.12
7	1.65	1.42	1.33	1.26	1.38	1.16
8	1.61	1.35	1.48	1.29	1.54	1.19
9	2.05	1.58	1.90	1.50	1.94	1.35
10	1.94	1.50	1.64	1.25	1.83	1.26
Average	1.71	1.33	1.53	1.29	1.68	1.26

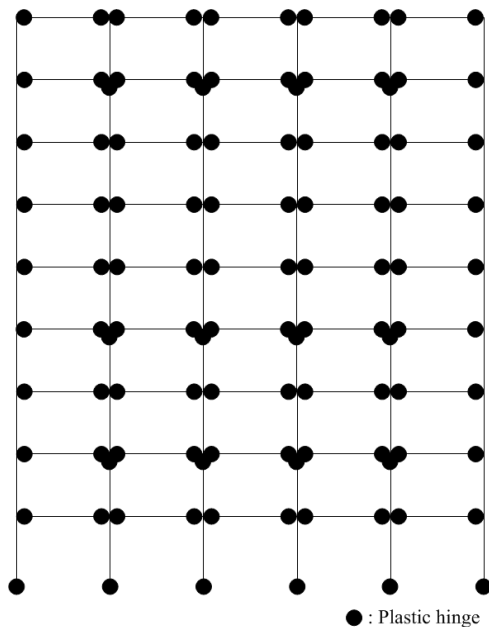


Fig. 9 An example for distributions of plastic hinges of optimal solution

보-힌지 붕괴모드를 유도하기 위한 기둥-보 휨강도비를 알아보기 위해 최적해의 절점별 휨강도비를 Table 3과 같이 정리하였다. Model M1, Model M2, Model M3의 휨강도비 분포가 유사하게 나타난 것으로 보아, 패널존 모델링 조건에 대한 영향은 적은 것으로 판단된다.

세 가지 방법에 의한 기둥-보 휨강도비들은 모두 ANSI/AISC 341-05가 제시한 1.0보다 큰 것으로 나타났다. 외부에 위치한 절점의 휨강도비가 내부에 위치한 절점의 휨강도비보다 큰 것으로 나타났다. 외부에 위치한 절점의 경우에는 기둥 단부 두 곳과 보 단부 한 곳이 모여서 구성되는 반면, 내부에 위치한 절점의 경우에는 기둥 단부 두 곳과 보 단부 두 곳이 모여 구성되기 때문에 외부 절점의 휨강도비가 더 크게 나타난 것으로 판단된다. ANSI/AISC 341-05은 모든 절점에

대하여 동일한 최소 기둥-보 휨강도비 조건을 제시하고 있기 때문에, 내부와 외부에 의한 구분이 필요하다고 여겨진다.

5. 결 론

본 연구에서는 철골모멘트골조의 보-힌지 붕괴모드를 유도하기 위한 유전자알고리즘 기반의 최적내진설계기법을 제시하였다. 보-힌지 붕괴모드를 유도하기 위해 기둥의 소성힌지 발생을 억제하는 제약조건을 설정하였다. 이는 설정된 성능점에서 기둥 단부의 변형을 점검하여 소성힌지 발생여부를 판단하고, 만일 힌지가 발생하면 해당 조건을 위배하는 것으로 처리하였다.

제안하는 최적내진기법을 9층 예제에 적용하여 보-힌지 붕괴모드를 나타내는 최적설계안을 얻었고, 이들을 통해 접합부의 기둥-보 휨강도비를 조사하였다. 특히, 보-힌지 붕괴모드를 유도하는 휨강도비에 대한 패널존의 모델링 조건의 영향을 분석하기 위해 세 가지의 모델링 방법이 각각 적용되었다. 적용결과, 모델링 기법에 대한 영향은 적은 것으로 나타났으며, 세 가지 방법에서 제시하는 최소 휨강도비는 모두 1.0보다 큰 것으로 나타났다.

감사의 글

이 논문은 2014년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업임(No. NRF-2014R1A1A2059874).

References

ACI Committee 318 (2005) Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-05) and Commentary(ACI 318R-05), *American Concrete Institute*.

AISC (2005) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings(ANSI/AISC 341-05), Chicago(IL): *American Institute of Steel Construction*.

AISC (2005) ANSI/AISC 360-05 Specification for Structural Steel Buildings, *American Institute of Steel Construction*.

ASCE 7-05 (2005) Minimum Design Loads for Buildings and other Structures, SEI/ASCE Standard No.7-05, *ASCE*.

Bruneau, M., Uang, C. M., Sabelli, R. (1997) Ductile Design of Steel Structures, *McGraw-Hill*.

- Choi, S.W., Park, H.S.** (2102) Multi-objective Seismic Design Method for Ensuring Beam-hinging Mechanism in Steel Frames, *J. Constr. Steel Res.*, 74, pp.17~25.
- Choi, S.W., Yang, H.J., Park, H.S.** (2010) Development of Optimal Seismic Design Model for Inverted V-type Special Concentrically Braced Frames, *J. Comput. Struct. Eng. Inst. Korea*, 23, pp.111~120.
- Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., Meyarivan, T.** (2002) A Fast and Elitist Multiobjective Genetic Algorithm: NSGA-II, *IEEE Trans. Evol. Comput.*, 6, pp.182~197.
- Dooley, L., Bracci, J.M.** (2001) Seismic Evaluation of Column-to-Beam Strength Ratios in Reinforced Concrete Frames, *ACI Struct. J.*, 98, pp.834~851.
- FEMA 355C** (2000) State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking, *Federal Emergency Management Agency*.
- FEMA 356** (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agent*.
- Foutch, D.A. Yun, S.** (2002) Modeling of Steel Moment Frames for Seismic Loads, *J. Constr. Steel Res.*, 58, pp.529~564.
- Gupta A., Krawinkler, H.** (1999) Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures. *The John A. Blume Earthquake Engineering Center*, Report No.132.
- Hasan, R., Xu, L. Grierson, D.E.** (2002) Push-over Analysis for Performance-based Seismic Design, *Comput. & Struct.*, 80, pp.2483~2493.
- Krawinkler, H., Mohaseb, S.** (1987) Effects of Panelzone Deformations on Seismic Response, *J. Constr. Steel Res.*, 8, pp.233~250.
- Kuntz, G.L., Brouning, J.** (2003) Reduction of Column Yielding during Earthquakes for Reinforced Concrete Frames, *ACI Struct. J.*, 100, pp.573~580.
- Lee, H.** (1996) Revised Rule for Concepts of Strong-Column Weak-Girder Design, *J. Struct. Eng.*, 122, pp.359~364.
- Medina, R.A., Krawinkler, H.** (2005) Strength Demand Issues Relevant for the Seismic Design of Moment-resisting Frames, *Earthq. Spectra*, 21, pp.415~439.
- Nakashima, M., Sawaizumi, S.** (2000) Column-to-Beam Strength Ratio Required for Ensuring Beam-Collapse Mechanisms in Earthquake Responses of Steel Moment Frames, *Proc. 12th World Conf. Earthq. Eng.*.
- Oh, B.K., Choi, S.W., Kim, Y., Jo, D.J., Park, H.S.** (2014) An Analytical Study on System Identification of Steel Beam Structure for Buildings based on Modified Genetic Algorithm, *J. Comput. Struct. Eng. Inst. Korea*, 27, pp.231~238.
- Park, R., Paulay, T.** (1975) Reinforced Concrete Structure, *John Wiley and Sons*.

요 지

본 연구에서는 철골모멘트골조의 보-힌지 붕괴모드를 유도하는 최적 내진설계기법을 제안한다. 이는 유전자알고리즘을 사용하며, 기둥의 소성힌지 발생을 억제하는 제약조건을 설정하여 보-힌지 붕괴모드를 유도한다. 제안하는 기법은 구조물량을 최소화하고 에너지소산능력을 최대화하는 목적함수를 사용한다. 제안하는 기법은 9층 철골모멘트골조 예제 적용을 통해 검증한다. 예제 적용을 통해 철골모멘트골조의 보-힌지 붕괴모드를 유도하기 위해 요구되는 기둥-보 강도비를 평가한다. 패널존에 대한 3가지 모델링 기법을 각각 적용하여 모델링 조건에 따른 휨강도비 영향이 추가적으로 검토된다.

핵심용어 : 철골모멘트골조, 보-힌지 붕괴모드, 유전자알고리즘, 기둥-보 휨강도비, 패널존