

링크의 초과강도 예측에 의한 편심가새골조의 역량설계

홍윤수¹·유은종^{2†}

¹한양대학교 건축공학부 박사과정, ²한양대학교 건축공학부 교수

Capacity Design of Eccentrically Braced Frames through Prediction of Link Overstrength

Yunsu Hong¹ and Eunjong Yu^{2†}

¹Graduate Student, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, Seoul, 04763, Korea

²Professor, Department of Architectural Engineering, Hanyang University, Seoul, 04763, Korea

Abstract

According to the capacity design of eccentrically braced frames (EBFs), non-dissipative members such as columns, link-exterior beams, and braces must remain within the elastic region when a fully-yielded and strain-hardened link transmits force to them. The current AISC 341 standard suggests a strain-hardening factor (SHF) of 1.25 for a link under capacity design, regardless of its properties. However, all the links in an EBF are not likely to yield simultaneously to the extent to which the overstrength corresponding to 1.25 times their expected strength is attained, especially for high-rise buildings. Considering this phenomenon, a technique to predict the SHF of links at the limit state of the structure is proposed in this paper. The exact prediction of the links' SHF could save structural quantities dramatically while achieving the principle of capacity design. To validate the effectiveness of this technique, SHF values predicted by conducting linear analysis were compared with those evaluated by nonlinear analysis. Furthermore, the maximum demand-to-capacity ratios of the non-dissipative members were calculated to verify whether they would remain elastic at the limit state of the structure. Consequently, EBFs designed by the proposed method showed substantially economical quantities through the exact prediction of the SHFs, and the intention of capacity design was successfully achieved.

Keywords : eccentrically braced frame, capacity design, link overstrength, strain hardening factor

1. 서론

편심가새골조(EBF: Eccentrically Braced Frames)는 연성거동하는 모멘트저항골조와 횡강성이 높은 중심가새골조의 장점을 동시에 갖춘 횡력저항시스템이다. 이 합성시스템은 설계에서 강도와 변형이 동등한 중요성으로 다루어진다(Becker and Ishler, 1996). 주요 부재로는 기둥, 보, 가새가 있으며, 보는 다시 가새 접합부에 의해 링크와 링크외부부로 구분된다. 이 시스템은 지진하중에 의해 가새에 발생한 축력이 링크의 전단력 및 모멘트를 통해 다른 가새 또는 기둥으로 전달되는 것이 특징이다(Bruneau *et al.*, 2011). 골조의 형태는 가새 배치에 따라 K형, V형, D형, Y형 등 다양하지만, 그 중에서도 링크가 보 중앙부에 수평으로 배치된 K형이 흔히 쓰이고 있다.

시스템 내에서 내진퓨즈는 오직 링크로 한정되며, 안정적인 고통제가 쉬운 소성변형을 통해 지진 에너지를 소산시키는 역할을 한다. 따라서 이 시스템은 역량설계법(capacity design)의 원칙에 따라 링크에 항복을 유도하고, 그 외 기둥, 링크외부보, 가새(이하 비소산 부재)는 반드시 탄성상태를 유지해야 한다. AISC 341(2010)는 EBF의 역량설계를 위한 변수로 링크의 기대강도에 대한 최대 전단력비로 정의되는 변형도경화계수(SHF: Strain Hardening Factors)를 활용한다. 여기서, 링크의 SHF를 1.25로 제시하여 링크가 자신의 기대강도의 1.25배에 해당하는 소성상태일 때 비소산 부재를 탄성거동하도록 의도하고 있다. 그러나 구조물에 따라 링크의 부재력이 달라질 수 있는 상황에서 부재 설계에 단일값의 SHF를 적용하는 것은 구조적 또는 경제적 측면에서 매우 비효율적일 수 있다. 특히 고층 구조물일수

[†]Corresponding author:

Tel: +82-2-2220-4311; E-mail: eunjongyu@hanyang.ac.kr

Received June 9 2021; Revised August 4 2021;

Accepted August 25 2021

© 2021 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.

록 기준에서 가정한 바와 달리 모든 링크가 동일한 항복 수준에 도달하기는 쉽지 않다. 만약 SHF의 설계값이 실제 응답에 비해 과소평가되면 비소산 부재의 항복 가능성을 높이고, 반대의 경우 구조물량이 과도해질 수 있다. 이러한 과설계 현상은 상부에 위치한 모든 링크의 최대 전단력을 누적시켜 설계하는 기동부재에서 특히 두드러진다.

AISC 341과 Azad와 Topkaya(2017)은 기동을 경제적으로 설계하기 위해 비선형 해석을 사용하지 않고도 링크의 항복을 예측할 수 있는 기법의 필요성을 언급하였다. 그러나 이를 구현할 수 있는 설계법에 관한 연구는 현재 미흡한 상태이다.

본 연구에서는 고층 EBF를 대상으로 링크의 SHF를 합리적으로 예측함으로써 역량설계법의 원칙 아래 구조물량을 절감할 수 있는 방법을 제안하였다. 이후 본 연구의 타당성을 검증하기 위해 선형해석으로 예측한 SHF와 비선형해석으로 평가한 SHF를 서로 비교하였으며, 구조물의 한계상태에서 비소산 부재들의 항복 여부를 확인하였다.

2. 편심가새골조의 역학적 특성

2.1 링크의 강도 및 변형능력

EBF에서 유일한 항복부재인 링크는 그 속성에 따라 구조물의 강성, 고유주기 및 지진저항의 메커니즘이 달라지므로 다양한 설계안들을 이끌어낼 수 있다. 먼저 EBF의 역학적 특성을 설명하기 위해 링크의 길이비(ρ)를 식(1)로 정의한다. Popov 등(1992)에 의하면 링크는 길이비가 1.6 이하일 때 전단항복, 2.6 이상일 때 휨항복, 그 외 전단항복과 휨항복이 동시에 발생하는 것으로 알려져 있다. 편의상 각 경우에 해당하는 링크를 짧은 링크, 긴 링크, 중간 링크 순으로 칭하기로 한다. 일반적으로 짧은 링크는 강성, 강도, 연성과 같은 구조적 성능이 뛰어난 반면, 긴 링크는 개구부의 입면 배치가 자유롭다는 특징 있다.

링크의 공칭강도(V_n)는 전단력과 모멘트 중 항복에 먼저 도달하는 힘에 의해 지배되며, ASCE 41(2013)는 식(2)와 같이 링크의 길이비에 따라 분류하고 있다. 길이가 e 인 링크의 단부에 작용하는 전단력과 모멘트는 축력의 영향 및 전단-모멘트 상호작용을 고려하지 않을 때 $V=2M/e$ 의 정적평형 관계에 있다.

한편, 지진하중을 받는 링크는 전단 및 휨변형으로 인해 링크외부부 사이에 회전각이 생긴다. AISC 341는 비선형 해석을 거치지 않고 근사적인 방법으로 소성회전각(θ_p)을 구하는 공식을 제공한다(식(3)). EBF를 탄성변형이 무시된 전단골조로 가정한다면, 단순한 소성이론에 근거하여 θ_p 를 구할 수 있다(Fig. 1). 한계 회전각은 짧은 링크와 긴 링크에 대해 각각 0.08 rad, 0.02 rad으로 주어지며, 중간링크의 경우 직선보간한다.

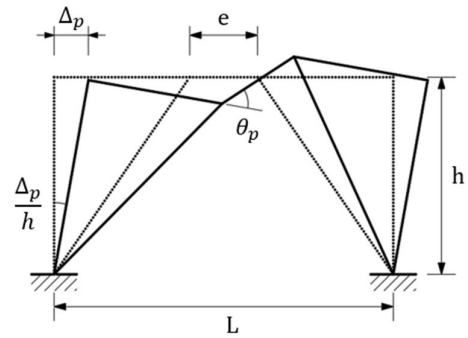


Fig. 1 Plastic rotation of the link

여기서, 링크는 소성 회전각이 한계 회전각을 넘지 않도록 설계되어야 한다.

$$\rho = \frac{e}{M_p/V_p} \quad (1)$$

$$V_n = \begin{cases} V_p = 0.6F_y A_w & \dots \rho \leq 1.6 \\ (1.37 - 0.23\rho) V_p & \dots 1.6 < \rho < 2.6 \\ 2M_p/e = 2F_y Z/e & \dots \rho \geq 2.6 \end{cases} \quad (2)$$

$$\theta_p = \frac{L}{e} \frac{\Delta_p}{h} = \frac{L}{e} \frac{\Delta_c}{h} \frac{C_d - 1}{I_e} \quad (3)$$

여기서, V_p 와 M_p 는 각각 링크의 소성전단강도와 소성휨강도이고, F_y 는 재료 항복강도, A_w 는 웨브 단면적, Z 는 소성 단면계수이다. e , L , h 는 순서대로 링크 길이, 경간 폭, 층고이고, Δ_p 와 Δ_c 는 소성 층간변위와 탄성 층간변위, C_d 는 변위 증폭계수, I_e 는 중요도계수를 의미한다.

2.2 역량설계법

EBF 설계에는 기본적으로 역량설계법이 요구된다. 이 원칙에 따라 링크가 완전항복 및 변형경화를 겪을 때, 비소산 부재들은 탄성상태여야 한다. 비소산 부재를 설계할 때 기준이 되는 링크의 초과강도 수준은 식(4)와 같이 기대강도에 대한 최대 전단력비의 형태를 갖는 SHF로 표현할 수 있다.

$$\omega = \frac{V_{\max}}{R_y V_n} \quad (4)$$

여기서, ω 는 링크의 변형도경화계수(SHF), V_{\max} 는 링크에 발생한 최대 전단력이다. R_y 는 재료 초과강도계수로, AISC 341은 ASTM 992 강재등급에 대해 이 값을 1.1로 제시하고 있다.

기동부재의 경우, 설계대상보다 상부에 위치한 모든 링크들의 최대 전단력 합으로부터 축력을 산정하여 설계한다. 링크 외부부와 가새는 인접한 링크가 최대 전단력을 발휘할 때 전달

되는 부재력으로 설계한다. AISC 341에서는 부재가 I형 단면을 갖는 경우, 1.25 값의 SHF로 비소산 부재들을 설계하도록 명시하고 있다. 예외로 구조물이 3층 이상의 규모를 가져 모든 링크가 동시에 항복할 가능성이 낮거나 보가 슬래브와의 합성 작용으로 항복이 제한되면, 각 경우에 대해 기둥 또는 링크의 부보 설계에 필요한 SHF를 1.1로 저감하는 것이 허용된다.

3. 링크의 초과강도 예측

3.1 연구 목적

AISC 341 기준에서는 링크가 완전항복 및 변형경화하여 일정한 수준의 초과강도에 도달하는 시점에서 비소산 부재를 역량설계하도록 요구하고 있다. 그러나 링크의 속성, 설치 위치, 하중 재분배 현상 등 여러 요인에 의해 모든 층의 링크마다 지진하중에 의한 전단력 분포는 균일하지 않다. 기준의 이러한 관점은 매우 보수적이어서, 특히 다수의 링크가 배치된 고층 건물에서 하부 기둥부재의 설계에 많은 부담을 준다. 만약 기준에서 제시한 SHF(1.25)가 실제 응답보다 과대평가되면, 비소산 부재는 더 높은 부재력을 견디도록 설계되므로 필요 이상의 물량이 요구된다. 반대의 경우, 비소산 부재에는 예측한 것보다 큰 부재력이 전달될 수 있으므로 항복 가능성이 높아진다. 이 문제를 해결하려면 비선형해석으로 정밀하게 평가된 SHF를 설계에 이용해야만 한다.

따라서 본 연구는 링크의 SHF를 합리적으로 예측하는 기법을 제안하여 역량설계법의 원칙을 달성함과 동시에 고층 EBF를 경제적으로 설계하고자 한다. 이를 검증하기 위해 선형해석을 통해 예측한 SHF와 구조물의 한계상태에서 비선형해석으로 평가한 값을 비교하였다. 앞으로 SHF의 의미는 그 범위를 넓혀 항복하지 않은 링크에 대해서도 포함하기로 한다.

3.2 제안한 방법

본 연구에서 링크의 SHF를 예측하는 방법은 구조물의 실제 비선형 거동을 이선형으로 근사화시켜 한계상태를 찾는 것으로 설명할 수 있다. 구조물의 하중-변위관계를 나타내는 Fig. 2에서 ①점은 설계 지진에 대한 구조물의 상태로, 이 때 모든 부재는 탄성거동한다. ②점은 ①점의 응답이 선형으로 증가하는 과정에서 일부 링크에 항복이 발생한 시점으로, 구조물의 등가항복점에 해당한다. ③점은 이전 해석을 초기화한 후 앞서 항복한 일부 링크를 반영하여 재산정한 설계 지진에서의 상태이다. ④점은 ③점의 응답이 선형으로 증가하는 과정에서 링크가 처음 파괴될 때의 상태이다. 마지막으로 ②점과 ④점을 벡터합하여 보정함으로써 구조물의 실제 한계상태인 ⑤점을

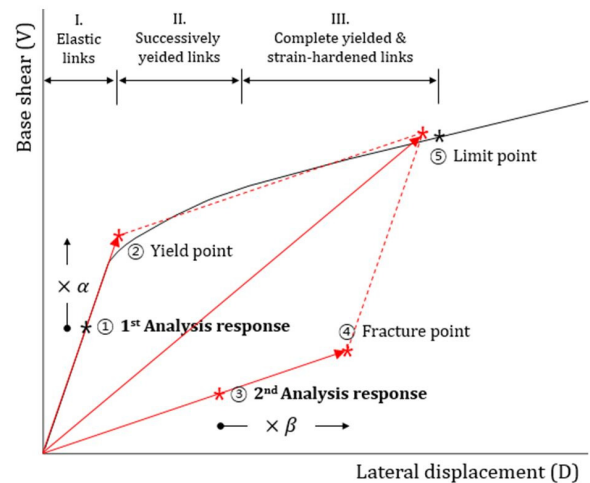


Fig. 2 Prediction of links' SHF

예측할 수 있다. 예측된 구조물의 한계상태에서 나타난 각 링크의 SHF를 이용하여 비소산 부재의 역량설계가 이루어진다.

위의 내용을 식 (5)를 통해 각 링크의 관점에서 설명하면 다음과 같다. 구조물의 한계상태를 찾기 위해 총 2회의 선형정적 해석이 수행되는데, 이를 각각 1차해석, 2차해석으로 칭하기로 한다. 1차해석을 통해 모든 링크 단부에 탄성강성을 입력하여 구조물의 탄성응답을 평가하게 되고, 2차해석을 통해 일부 링크에 항복후강성을 입력하여 하중재분배 효과를 반영할 수 있다. 먼저 1차해석시 설계 지진하중에 의해 나타난 링크의 전단 내력비($DCR^{(1)}$) 가운데 최대값의 80% 이상에 해당하는 링크들을 ‘1차 항복링크’, 그 외 ‘미항복 링크’로 분류한다. 설계 지진에 의한 링크의 탄성상태를 등가항복점(Fig. 2의 ②)에 맞추기 위해 1차해석 결과로 나타난 전단 내력비에 증폭계수(α)를 곱한다. α 는 1차 항복링크의 최소 내력비를 1.0으로 증폭시키는 값이다. 다음으로 1차항복 링크의 단부에 항복후강성을 입력한 후 2차해석을 수행하여 전단 내력비($DCR^{(2)}$)를 새로 산출한다. 여기에 증폭계수(β)를 곱하여 링크의 파괴상태(Fig. 2의 ④)로 유도한다. 링크의 파괴는 1차항복 링크가 한계 회전각(θ_u)에 도달하거나, 미항복 링크가 파괴강도(V_u)에 도달하는 것으로 정의할 수 있다. 그 근거는 2차해석에서 1차항복 링크는 항복후강성으로 거동하므로 소성변형을 측정할 수 있어 변형지배부재로, 미항복링크는 여전히 탄성거동하므로 강도 지배부재로 평가하는 것이다. β 는 위 2가지 요인에 각각 해당하는 β_1 와 β_2 중 작은 값으로 선택한다. 한편 β_1 결정시 1차 항복링크는 $DCR^{(1)}$ 를 α 로 증폭하는 과정에서 소성변형이 부분적으로 진행되었으므로 한계 회전각을 저감시켜 사용할 수 있다. 저감된 한계 회전각(θ'_u)은 1차 항복링크의 증폭된 내력비가 한계 SHF(ω_u)에 가까울수록 θ_u 에서 크게 감소한다. 단, 이 값이 0 이하인 경우 $\beta = 0$ 이 되므로 2차해석을 수행하지 않아

도 된다. 1차, 2차 해석결과로 인한 링크 내력비를 선형결합하였을 때, 처음 항복하게 된 링크를 ‘2차 항복링크’, 그 외 항복하지 않은 링크들은 ‘미항복 링크’로 분류한다.

$$\omega_i = \alpha DCR_i^{(1)} + \beta DCR_i^{(2)} \leq \omega_{u,i} = \frac{V_{u,i}}{R_y V_{n,i}} \quad (5)$$

$$DCR_i^{(l)} = \frac{V_{e,i}^{(l)}}{R_y V_{n,i}} \leq 1.0 \quad (l = 1, 2)$$

$$\alpha = \frac{1.0}{\min DCR_j^{(1)}}$$

$$\beta = \min(\beta_1, \beta_2), \beta_1 = \min \frac{\theta'_{u,j}}{\theta_{e,j}}, \beta_2 = \min \frac{V_{u,k} - \alpha V_{e,k}^{(1)}}{V_{e,k}^{(2)}}$$

$$\theta'_{u,j} = \max\left(0, \frac{\omega_{u,j} - \alpha DCR_j^{(1)}}{\omega_{u,j} - 1}\right) \times \theta_{u,j} \leq \theta_{u,j}$$

여기서, 아래첨자 i, j, k 는 각각 모든 링크번호, 1차항복 링크번호, 미항복 링크번호이며($i = j \cup k$), 위첨자 l 은 해석 차수를 가리킨다. V_u 는 링크가 파괴될 때의 극한 전단력, V_e 는 해석결과 설계지진에 의해 링크에 발생한 전단력, θ_e 는 해석결과 설계지진에 의해 링크에 발생한 소성 회전각이다.

이렇게 구한 ω 는 링크 항복으로 인해 하중 재분배가 이루어지면 링크간 SHF 분포가 다소 평활해지는 현상을 고려하여 곡선접합(curve fitting)으로 보정한다. 보간 다항식의 차수를 결정하기 위해 결정계수가 처음으로 0.8 이상이 될 때까지 곡선접합을 1차부터 최대 5차까지 순차적으로 시도한다. 그 다음 곡선접합으로 보정된 ω 를 1차항복 링크와 2차항복 링크에 적용한다. 최종적으로 모든 링크에 부여된 ω 은 본 연구의 방법으로 예측한 SHF가 된다. 만약 어떤 링크의 ω 가 1 미만이면 미항복 링크를 의미하고, ω_u 를 초과할 경우 ω 로 대체한다.

4. 편심가새골조의 설계

4.1 역량설계 절차

EBF의 역량설계시 자유물체도를 전적으로 활용한 사례들(Bosco and Rossi, 2009; Bruneau et al., 2011)과는 달리, 본 연구의 예제 구조물은 부재간 강접합으로 인해 부정정 차수가 높으므로 부재력을 정밀히 계산하기 위해 선형해석을 활용하였다.

먼저 링크는 지진이 포함된 하중조합에 대해 충분한 설계강도를 확보해야 한다(AISC 341). 이에 따라 링크의 길이 및 단면이 결정되면, 비소산 부재들은 링크가 초과강도를 발휘할 때 전달되는 부재력에 대해 탄성상태를 유지해야 한다. AISC 360(2016)의 요구에 따라 비소산 부재는 하중조합된 부재력보다 높은 설계강도를 확보해야 한다. 지진하중에 의해 링크외부보 및 가

새에 발생하는 부재력은 선형해석으로 구한 축력과 모멘트를 인접한 링크에 요구되는 SHF 수준까지 증폭시켜 구하였다(식 (6a)). 지진하중에 의한 기동 축력은 이 방법을 적용하지 않고, Bruneau 등(2011)이 제시한 정적 평형관계식(식 (6b))으로 산정하였다. 해당 식에서 좌측항은 상부 링크들의 최대 전단력을 합산한 것이고, 우측항은 설계대상과 동일한 층의 가새가 분담하는 축력의 수직방향 성분이다. 그러나 모멘트는 단순한 방법으로 구할 수 없으므로 Kasai와 Han(1997)와 같이 모멘트를 무시하는 대신 축좌굴강도를 10% 저감하였다.

$$P_i = \sum_{m=i}^{n_s} \omega_m R_y V_{n,m} - \omega_i R_y V_{n,i} \frac{L}{L-e} \quad (6a)$$

$$F_i \Rightarrow F_i \times \frac{\omega_i R_y V_{n,i}}{V_{e,i}} \quad (6b)$$

여기서, i 는 P 와 F 의 아래첨자로 쓰일 경우 비소산 부재의 번호이고, 그 외 해당 비소산 부재와 인접한 링크 번호를 말한다. n_s 는 예제 구조물의 층수이다.

4.2 최적화 설계

본 연구에서는 Hong과 Yu(2020)와 마찬가지로 NSGA-II 기반의 다목적 최적화를 설계 수단으로 활용하였다. 이를 통해 2개 이상의 성능을 동시에 최적으로 하는 다수의 설계안(해)들을 실행가능한 범위에서 손쉽게 확보 가능하다. 단일해를 구성하는 설계 변수들은 비소산 부재그룹의 단면과 링크 길이로 정하였다. 여기서, 부재단면은 상용 데이터베이스(AISC shapes database v.15)를 참조하고, 설계 가능한 링크 길이는 단일 경간 폭의 10~50%으로 제한하였다. 구조물의 성능과 직결되는 목적함수는 구조물량과 부재 내력비로 정의하였다. 제약 조건으로는 부재 강도를 비롯한 층간변위비 및 링크의 소성회전각 제한, 연속기동에 관한 조건 등을 고려하였다. 그러나 목적함수에 불리하게 작용할 수 있는 판폭두께비, 세장비에 관한 사항은 제외하였다. 한 세대는 총 100개의 해로 구성하였으며, 300번째 세대에 이르면 최적화를 종료하였다.

최적화가 진행되는 동안 Matlab의 NSGA-II 알고리즘과 Opensees의 해석모델이 연동되어 설계안들을 개선해 나간다. Matlab 알고리즘에서 결정한 해들을 Opensees 모델에 입력시켜 해석을 수행하면, 그 응답을 다시 Matlab 내부로 가져와 구조물의 목적함수를 평가하고 제약조건의 위배여부를 검토하게 하였다. 그리고 현재 해들을 적합도에 따라 분류 및 선택하고 이들로부터 새로운 해를 생성하였다. 이러한 일련의 과정들은 최적화가 종료될 때까지 수차례 반복된다.

4.3 링크의 동시항복

EBF가 내진성능을 효과적으로 발휘하려면, 가급적 많은 수의 링크를 항복시킴으로써 소산에너지를 높이고 전역파괴(global mechanism)를 보장해야 한다. 만약 링크 간에 강도 분배가 적절치 않아 일부에 소성변형이 집중될 경우, 초기에 연약층(soft story)이 형성되어 구조물이 급격히 파괴될 수 있다. 이를 방지하기 위해 설계지진에 의한 링크의 전단 내력비를 구조물 높이에 걸쳐 균일하게 맞추어 링크들의 동시항복 가능성을 높이려는 시도가 필요하다(Popov *et al.*, 1992). 링크의 동시항복 조건에 대해 AISC 341에서는 특별히 다루지 않고 있으나, Eurocode 8은 링크의 내력비간 최대 비율을 1.25 이하로 제한하고 있다(Al-janabi and Topkaya, 2021). 그러나 몇 개의 층마다 보가 동일한 단면으로 설계되는 고층 구조물의 경우, 지진하중에 의해 모든 링크를 항복에 참여시키는 것은 현실적으로 어렵다. 이 점을 고려하여 본 연구에서는 설계의 제약조건으로 링크의 동시항복조건을 적용할 경우, 그룹별로 최대 내력비를 갖는 링크만을 대상으로 내력비간 최대 비율이 1.25배를 넘지 않도록 제한하였다(식 (7)). 결과적으로 그룹마다 최대 내력비를 갖는 링크가 먼저 항복함에 따라 나머지 링크들로 하중이 재분배되어 항복을 연속적으로 유도할 수 있을 것이다.

$$\max\left(\frac{DCR_j^{(1)}}{DCR_i^{(1)}}\right) \leq 1.25 \tag{7}$$

여기서, i 와 j 는 그룹별로 최대 내력비를 갖는 서로 다른 링크의 번호이다.

5. 예제 구조물

Fig. 3의 예제 구조물은 Opensees 프로그램의 선형 및 비선형 정적해석모델로 구현되었다. 먼저 선형 모델을 활용하여 탄성응답으로 예측된 링크의 SHF로 예제 구조물을 설계하였다. 앞서 SHF의 예측은 3장, EBF의 설계는 4장에서 소개한 바 있다. 이후 본 연구에서 제안한 설계법을 검증하기 위해 비선형 모델을 활용하여 구조물의 한계상태에서 링크의 SHF를 직접 평가하고, 비소산 부재들의 항복 여부를 확인하였다.

5.1 개요

설계 대상은 15층 3경간 규모의 평면 구조물로, 6m의 경간 폭과 3m의 층고를 갖는다(Fig. 3). 건물 하단부의 지지조건은 힌지로 모델링하였다. 골조 중앙부에는 가새가 K형으로 배치

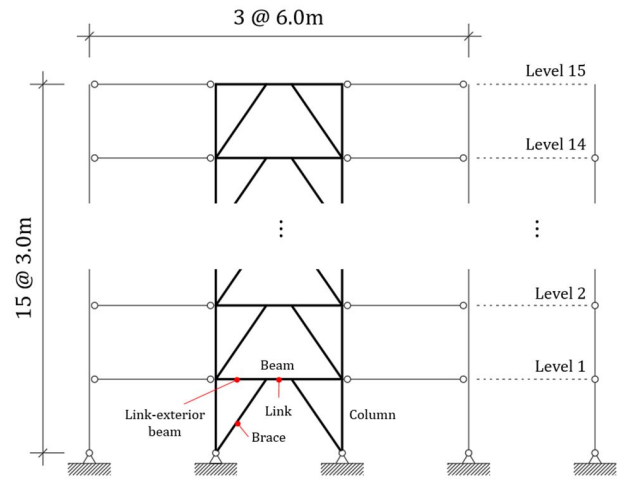


Fig. 3 Example building

Table 1 Grouping of elements

Element	Level														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Column	C1			C2			C3			C4			C5		
Beam	L1		L2		L3		L4		L5						
Brace	B1	B2		B3		B4		B5							

되어 있다. 여기서, 링크는 링크외부보와 동일한 단면으로 연속되며, 전 층에 걸쳐 같은 길이를 가진다. 모든 부재들은 ASTM 992의 강재재료($F_y=345\text{Mpa}$)와 AISC의 W형 단면으로 설계되었다. 비소산 부재들은 위치에 따라 각자 5개의 그룹으로 구분하여 동일한 단면을 갖게 하였다(Table 1).

하중조합으로는 1.4D, 1.2D+1.6L, 1.2D+1.0L+1.0E를 고려하였다. 여기서, 고정하중(D)과 활하중(L)은 기준층에서 각각 6.0 kN/m^2 , 2.5 kN/m^2 , 지붕층에서 6.5 kN/m^2 , 1.0 kN/m^2 로 가정하였다. 일반적으로 고층건물 설계에는 고차모드의 영향을 고려하기 위해 응답스펙트럼해석법(RSA method)이 요구되나, 여기서는 1차 모드의 지진하중을 사용하는 비선형 정적해석 결과와 비교하기 위해 등가항하중법(ELF method)으로 지진하중(E)을 산정하였다. 이 구조물은 서울 지역의 지반조건 S_4 에 위치하는 것으로 가정하여, 설계스펙트럼가속도 $S_{D1}=0.246g$, $S_{D5}=0.425g$ 이고 내진설계범주 D에 속하였다. 이 외에 중요도 계수는 1.0, 허용 층간변위비는 0.02, 시스템의 반응수정계수는 8.0, 변위증폭계수는 4.0에 해당한다.

5.2 해석모델

예제 구조물의 선형모델에는 Fig. 1의 변형형상을 모사하기 위해 링크 양단부에 회전 스프링을 배치하였다(Fig. 4). 스프링 요소에는 모멘트-회전각의 선형관계를 정의하는데 1차해석시

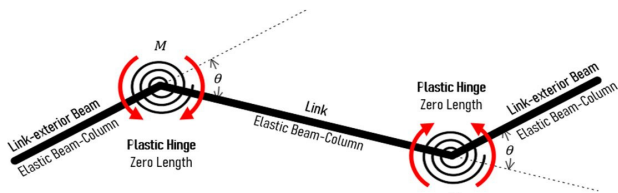


Fig. 4 Link modeling

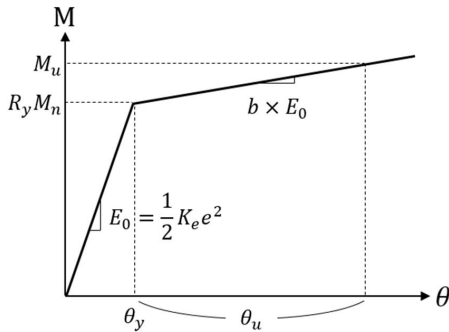


Fig. 5 Plastic hinge model of link ends

탄성강성을, 2차해석시 1차항복 링크에 한하여 항복후강성을 입력하였다. 탄성강성(K_e)은 ASCE 41와 Fathali와 Vaez(2020)이 제안한 대로 전단강성(K_s)과 휨강성(K_b)을 직렬조합시켜 구하였고, 이를 등가의 스프링 강성(E_0)으로 환산하였다(식 (8)). 탄성강성에 대한 항복후강성 비를 의미하는 변형경화율(b)은 2%로 고정하였다. 이 기울기는 Okazaki 등(2005)의 반복가력 실험 결과를 참고하여 짧은 링크가 약 1.4의 SHF에서 파괴되도록 맞춘 값이다.

비선형모델 또한 SHF의 일관된 비교를 위해 링크 단부에 스프링을 배치하되, 이선형의 횡거동을 정의하였다(Fig. 5). 비선형 스프링의 탄성 및 항복후강성은 선형모델에서 사용한 것과 동일하다. 지배 휨강도(M_n)는 식 (2)의 전단강도를 정적평형관계($M = e V/2$)에 의해 변환시켜 구하였다. 링크의 한계 SHF(ω_u)도 이 관계에 의해 스프링의 기대휨강도($R_y M_n$)와 파괴휨강도(M_u)의 비로부터 얻을 수 있다(식 (9)).

$$K_e = \frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \Rightarrow E_0 = \frac{1}{2} K_e e^2 \quad (8)$$

$$K_s = \frac{GA_w}{e}, K_b = \frac{12EI_b}{e^3}$$

$$\omega_u = \frac{M_u}{R_y M_n} = \frac{e V_u/2}{R_y (e V_n/2)} = \frac{V_u}{R_y V_n} \quad (9)$$

$$M_u = R_y M_n + b \frac{R_y M_n}{\theta_y} (\theta_u - \theta_y) \Rightarrow \text{식 (5)의 } V_u = \frac{2M_u}{e}$$

여기서, G 는 전단 탄성계수, E 는 탄성계수, I_b 는 단면2차모멘트이다.

비선형모델의 비소산 부재들은 역량설계법의 원칙에 의해 탄성거동하도록 요구되므로 선형모델에서와 같이 탄성 보기 등요소로 모델링하였다. 이 외에도 두 모델에 공통적으로 강막효과를 주기 위해 같은 층에 위치한 노드들의 횡변위가 동일하도록 구속하였다. 이에 따라 고유주기 산정에 필요한 질량도 층마다 단일 노드에 입력시켰다. P-Delta 효과는 Fig. 3처럼 본 골조 옆에 횡저항력이 없는 가상기둥(dummy column)을 배치함으로써 구조해석에 반영하였다.

6. 해석 결과

6.1 결과 도출

앞으로 예제 구조물의 설계안들을 구분하기 위해 SHF의 결정을 현행 기준에 따른 경우 ‘S1’, 3.2절의 방법에 의한 경우 ‘S2’로 하며, 이 명칭 뒤에 링크의 동시항복조건을 적용한 경우 ‘O’, 아닌 경우 ‘X’를 붙이기로 한다. 이 4가지 유형(S1X, S1O, S2X, S2O)마다 다목적 최적화로 산출한 100개의 해 중 구조물량과 부재 내력비 성능이 우수한 상위 50개의 해를 채택하였다. 이처럼 다양한 해들을 확보한 것은 본 연구에서 제안한 설계법의 효과를 입증하는데 신뢰성을 얻기 위함이다.

SHF의 기준값 혹은 예측값들은 비선형해석을 통해 구조물의 한계상태에서 평가한 SHF와 비교하였다. 여기서, 한계상태는 허용 층간변위비에 도달하거나 링크가 처음 파괴되는 시점으로 결정하였다. ASCE 41에 따르면 링크는 변형지배 부재로 분류되므로, 비선형해석으로 산출한 소성 회전각(θ_p)이 한계 회전각(θ_u)에 도달하면 파괴되는 것으로 간주할 수 있다.

6.2 결과 분석

최적화 설계로 확보한 설계안들은 4가지 유형(S1X, S1O, S2X, S2O)에 대해 공통적으로 링크 길이가 단일 경간 쪽에 대해 약 20~30%로 설계되었으며, 대부분 한 건물 안에 짧은 링크와 중간 링크가 조합되어 나타났다. 구조물의 한계상태는 비선형해석 결과 몇몇 설계안들을 제외하고 모두 링크의 회전각 제한이 아닌 허용 층간변위비 제한에 의해 지배되었다.

Table 2는 4가지 유형에서 최소 물량을 갖는 설계안들의 부재단면과 링크길이를 보여준다. 본 연구의 설계법에 따른 S2X와 S2O는 S1X과 S1O에 비해 구조물량이 각각 43.4%, 31.8% 절감되었으며, 그 효과는 기둥부재에서 가장 두드러졌다.

다시 이 설계안들을 대상으로 선형해석과 비선형해석으로

Table 2 Design alternatives

Design alter.	Element group section			Link length (mm)	Quantity (ton)
	C1 ~ C5	L1 ~ L5	B1 ~ B5		
S1X	W920x1377, W1000x642, W1000x483, W840x299, W460x144	W920x238, W250x167, W760x147, W530x101, W530x72	W310x283, W360x216, W690x240, W310x226, W310x202	1,320	99.42
S1O	W920x1377, W1000x591, W1000x443, W610x153, W410x46.1	W460x213, W530x138, W610x113, W610x101, W360x101	W310x202, W460x213, W760x185, W530x165, W760x147	1,620	86.81
S2X	W1000x554, W760x582, W760x434, W360x134, W360x39	W250x101, W530x109, W250x115, W250x115, W250x115	W460x97, W410x114, W530x101, W410x114, W530x92	1,440	56.27
S2O	W1000x554, W760x582, W760x434, W690x125, W360x39	W530x101, W530x109, W410x114, W250x115, W310x79	W530x138, W310x117, W1000x222, W530x138, W530x101	1,800	59.25

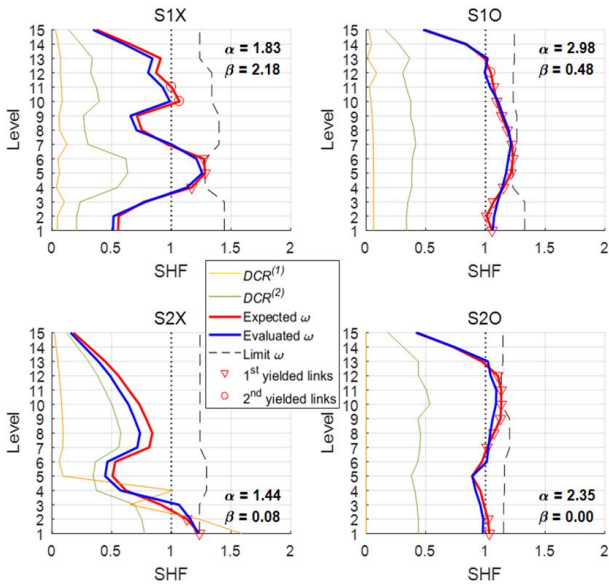


Fig. 6 Comparison of links' SHF

산정한 링크의 SHF를 비교해 보았다(Fig. 6). 1차, 2차 선형해석에 의한 전단 내력비(각각 초록 실선과 노란 실선)를 결합시켜 예측한 SHF(빨간 실선)는 각 링크의 한계 SHF(검은 파선)를 넘지 않으면서 비선형해석으로 평가한 SHF(파란 실선)와 높은 유사성을 보이고 있다. 또한 선형해석으로 판별한 1차, 2차 항복링크(각각 원과 삼각형 표시)를 통해 링크의 항복 여부를 거의 정확하게 예측하였다. S1O와 S2O는 설계시 링크의 동시항복조건을 적용함으로써 S1X와 S2X에 비해 많은 수의 링크가 항복하여 구조물의 국부 파괴를 방지할 수 있었다.

다음으로, 확보한 모든 설계안들을 대상으로 선형해석을 통해 예측된 SHF이 어느 정도 정확한지 검증해 보았다. Fig. 7의 세로축은 링크 SHF의 평가값에 대한 예측값의 비율을 의미하며, S1X와 S1O(이하 S1)의 경우 여기에 예측값 대신 1.25의 기준값을 적용하였다. 그 결과 S1의 SHF는 최상층에서 실제 응답에 비해 매우 과대평가되었으나, S2X와 S2O(이하 S2)의 경우 SHF 비가 위치에 상관없이 1.0에 상당히 근접한 것으로 나타났다. 이를 평균제곱근오차(RMSE: Root Mean Square Errors)로

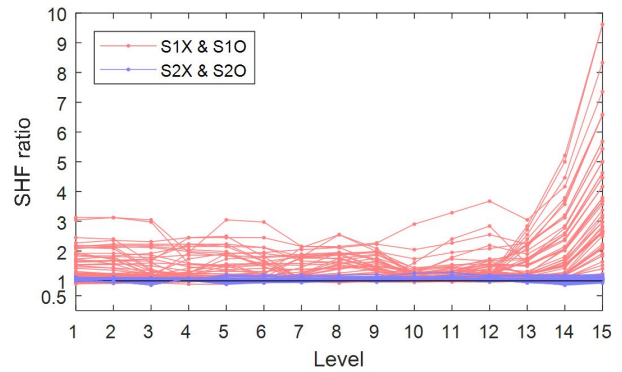


Fig. 7 SHF ratio of links

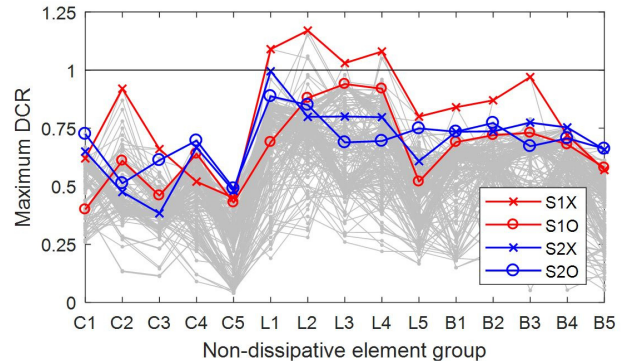


Fig. 8 Maximum DCR of non-dissipative members

계산해 보면, S1이 평균 35.0%인 것에 비해 S2는 평균 5.4%로 현저히 낮아 SHF가 정밀하게 예측된 것을 알 수 있다.

마지막으로, 구조물이 한계상태에 이를 때 비소산 부재들이 역량설계법의 의도대로 탄성상태를 만족하는지 확인하였다. Fig. 8은 모든 설계안에 대해 부재그룹별로 나타난 최대 내력비를 보여준다. 여기서, 빨간 선과 파란 선은 각각 S1, S2 유형에서 기록한 최대값만을 모아 연결한 것이다. 유일하게 링크의 동시항복조건을 적용하지 않은 S1X에서 보 일부가 항복하였으며, 그 외 유형에서는 1.0 이하의 내력비를 보유하고 있다. 따라서 본 연구에서 제안한 설계법은 역량설계법의 원칙에 위배되지 않음을 알 수 있다.

7. 결론

횡력저항시스템인 EBF에서는 링크가 유일하게 항복하여 지진하중에 의한 에너지를 소산시킨다. 링크는 길이비에 따라 항복 매커니즘과 강도 및 변형능력이 달라지며, 구조물의 내진응답에 큰 영향을 주는 핵심적인 요소이다. EBF는 기본적으로 역량설계법에 따라 설계되며, 링크가 항복하여 변형경화 상태일 때 기둥, 링크외부부, 가새부재는 탄성거동해야 한다.

현행 AISC 341에서는 설계에 필요한 링크의 SHF를 1.25로 규정하고 있다. 이는 곧 지진하중에 의해 구조물 내의 모든 링크가 동일한 수준의 초과강도에 도달함을 의미한다. 그러나 실제로 각 링크의 전단력 분포는 설계된 구조물에 따라 크게 달라질 수 있으며, 특히 고층 규모일수록 기준에서 가정한 상황은 발생하기 어려워진다. 따라서 본 연구에서는 EBF를 설계할 때 기준에서 제시한 SHF를 직접 사용하는 대신 이를 합리적으로 예측하는 방법을 제안하였다.

먼저 선형해석을 2회 수행하여 링크의 SHF를 예측한 후, 비선형해석을 통해 구조물의 한계상태에서 평가한 SHF와 비교 및 검증하였다. 그 결과 SHF는 본 연구의 방법으로 정밀하게 예측되었으며, 이로 인해 역량설계법의 원칙을 만족시키면서 EBF의 구조물량을 큰 폭으로 절감할 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원의 지원으로 수행되었음(과제번호 21RMPP-C163162-01).

References

AISC 341 (2010) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago AISC.

AISC 360 (2016) *Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago AISC.

Al-Janabi, M.A.Q., Topkaya, C. (2021) Seismic Performance of Eccentrically Braced Frames Designed to AISC341 and EC8 Specifications, *Struct*, 29, pp.339~359.

ASCE 41 (2013) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers.

Azad, S.K., Topkaya, C. (2017) A Review of Research on Steel Eccentrically Braced Frames, *J. Constr. Steel Res.*, 128, pp.53~73.

Becker, R., Ishler, M. (1996) Seismic Design Practice for Eccentrically Braced Frames, *Structural Steel Educational Council*, p.27.

Bosco, M., Rossi, P.P. (2009) Seismic behaviour of Eccentrically Braced Frames, *Eng. Struct.*, 31(3), pp.664~674.

Bruneau, M., Uang, C.M., Sabelli, S.R. (2011) *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw Hill Professional.

Fathali, M.A., Vaez, S.R.H. (2020) Optimum Performance-based Design of Eccentrically Braced Frames, *Eng. Struct.*, 202, 109857.

Hong, Y.S., Yu, E. (2020) Capacity Design of Eccentrically Braced Frame Using Multiobjective Optimization Technique, *J. Comput. Struct. Eng. Inst. Korea*, 33(6), pp.419~426.

Kasai, K., Han, X. (1997) New EBF Design Method and Application: Redesign and Analysis of US-Japan EBF, *Proceedings of Stessa*, p.97.

Okazaki, T., Arce, G., Ryu, H.C., Engelhardt, M.D. (2005) Experimental Study of Local Buckling, Overstrength, and Fracture of Links in Eccentrically Braced Frames, *J. Struct. Eng.*, 131(10), pp.1526~1535.

Popov, E.P., Ricles, J.M., Kasai, K. (1992) Methodology for Optimum EBF Link Design, *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 3983~3988.

요 지

편심가새골조(EBF)의 역량설계법에 의하면, 링크가 완전항복 및 변형경화 상태일 때 기둥, 링크외부부, 가새(비소산 부재)는 탄성 거동해야 한다. 현행 AISC 341은 역량설계에 필요한 변형도경화계수(SHF)를 1.25로 제시하고 있으나, 실제로 건물이 고층 규모일수록 모든 링크가 이처럼 동등한 수준의 초과강도에 도달할 가능성은 매우 낮아진다. 본 연구에서는 링크의 SHF를 정밀하게 예측하는 방법을 제안함으로써, 역량설계법의 목적을 달성하면서 구조물량을 절감하고자 하였다. 제안한 방법의 효과를 검증하기 위해 선형해석을 2회 수행하여 SHF를 예측하고, 이를 비선형 해석결과와 비교하였다. 다음으로 비선형 해석에 의한 응답을 분석하여 구조물의 한계상태에서 비소산 부재들의 항복 여부를 확인하였다. 그 결과, 본 연구의 방법으로 설계된 구조물은 링크의 SHF를 정확히 예측함으로써 물량이 큰 폭으로 절감되었으며, 비소산 부재들도 모두 탄성상태를 만족하는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 편심가새골조, 역량설계법, 링크 초과강도, 변형도경화계수