

개선소성힌지해석과 SUMT를 이용한 평면 강골조의 연속최적설계

Optimum Design of Plane Steel Frame Structures Using Refined Plastic Hinge Analysis and SUMT

윤영목¹⁾ · 강문명²⁾ · 이말숙³⁾
Yun, Young Mook · Kang, Moon Myoung · Lee, Mal Suk

요약: 본 연구에서는 다제약 설계변수를 갖는 비선형 문제를 무제약 최소화 문제로 전환하는 축차무제약 최소화기법(SUMT)과 효과적인 강골조의 2차비탄성해석 방법 중의 하나인 개선소성힌지해석 방법을 접목시킨 평면 강골조의 연속최적설계 모델 및 프로그램을 개발하였다. 최적설계를 위한 목적함수는 강골조물을 구성하는 모든 부재의 중량 합을, 제약조건으로는 AISC-LRFD의 휨강도, 전단강도, 압축 및 인장 강도, 국부좌굴 및 부재좌굴, 그리고 단면형상 등에 관한 설계기준을 사용하였다. 본 연구에서 개발한 연속최적설계 모델을 이용하여 여러 평면 강골조의 최적설계를 수행하였으며, 최적설계 결과로부터 개발한 연속최적설계 모델의 사용성, 타당성, 효율성 및 경제성 등을 검토하였다.

ABSTRACT: In this study, a continuous optimum design model with its application program for plane steel frame structures was developed. In the model, the sequential unconstrained minimization technique (SUMT) transforming the nonlinear optimization problem with multidesign variables and constraints into an unconstrained minimization problem and the refined plastic hinge analysis method as one of the most effective second-order inelastic analysis methods for steel frame structures were implemented. The total weight of a steel frame structure was taken as the objective function, and the AISC-LRFD code requirements for the local and member buckling, flexural strength, shear strength, axial strength, and size of the cross-sectional shapes of members were used for the derivation of constraint equations. To verify the appropriateness of the present model, the optimum designs of several plane steel frame structures subject to vertical and horizontal loads were conducted.

핵심용어: 개선소성힌지해석, 축차무제약 최소화기법, 연속최적설계 모델, 평면 강골조

KEYWORDS: refined plastic hinge analysis, sequential unconstrained minimization technique, continuous optimum design model, plane steel frame structure

1. 서론

강골조의 설계에서 많이 사용되고 있는 해석방법 중의 하나는 선형탄성해석 결과를 토대로 모멘트 확대계수 B_1 및 B_2 를 도입하여 비선형효과를 고려하는 AISC-LRFD (1994) 해석방법이다. 이 방법에서는 축력 및 힘을 받는 강골조의 각 부재를 강골조 전체와 분리된 하나의 별개의 문제로 취급하며, 횡지지되지 않은 강골조를 횡방향으로 지지된

경우와 지지되지 않은 경우로 나누어 선형탄성해석하고 두 경우에 대해 구조물을 구성하는 각 부재의 최대모멘트를 각각 구한 후 모멘트 확대계수 B_1 및 B_2 를 곱하여 $P-\delta$ 효과와 $P-\Delta$ 효과를 고려한다. 그러나 이 방법은 횡방향으로 지지된 경우의 최대모멘트의 위치와 지지되지 않은 경우의 최대모멘트의 위치가 같지 않음에도 불구하고 이를 그대로 사용하는 문제점과 B_1 및 B_2 계수의 산정에 필요한 기둥의 유효 길이 계수를 정확하고 적절하게 결정할 수 없는 문제점을 내

1) 정희원, 경북대학교 토목공학과 부교수
(Tel. 053-950-5610, Fax. 053-950-6564, E-mail : ymyun@kun.ac.kr)
2) 정희원, 경북대학교 건축공학과 교수(kmm32@hanmail.net)
3) 경북대학교 대학원 건축공학부 박사과정(mal2020@hanmail.net)

본 논문에 대한 토의를 2004년 8월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

포하고 있다. 이와 같은 해석방법의 문제점을 극복하고 강골조 전체 시스템의 비선형 거동을 합리적으로 고려하여 설계를 수행할 수 있는 방법은 2차 비탄성해석 방법을 이용하는 것이다.

대표적인 2차 비탄성해석 방법으로는, 강골조의 구조거동을 가장 정확하게 평가할 수 있으나 수치해석 과정이 매우 복잡하여 일반 설계과정에는 적합하지 못한 소성영역해석 방법(El-Zanaty 등, 1980; Vogel, 1985; White, 1985; Clarke, 1994), 소성영역해석방법에 비해 계산과정이 용이하나 비탄성 영역의 하중이 작용할 때 각 부재의 강성 및 강도를 과대평가하며 부재의 초기결함 및 소성영역에서의 힘의 재분배를 고려할 수 없는 탄소성힌지해석 방법(Orbison, 1982; White, 1993; Chen & Sohal, 1995), 그리고 소성힌지에서 점진적 강도감소를 효과적으로 고려하여 극한한계상태의 하중에 이르기까지의 부재 및 구조물 전체의 거동을 충분한 정확도를 가지고 평가할 수 있는 탄소성힌지해석 방법을 개선한 개선소성힌지해석 방법(Al-Mashary & Chen, 1991; Deirelein 등, 1991; Liew 등, 1993; Attala 등, 1994; King & Chen, 1994) 등이 있다.

본 연구에서는 기둥 유효길이계수의 산정이 필요치 않으면서 재료 및 기하학적 비선형성을 구조해석 시 고려할 수 있는 개선소성힌지해석 방법과 다제약 설계변수를 갖는 비선형 문제를 무제약 최소화 문제로 전환하는 축차무제약 최소화기법(SUMT)을 접목시킨 연속최적설계 모델 및 프로그램을 개발하였다. 최적설계를 위한 목적함수로는 강골조를 구성하는 모든 부재의 중량 합을, 제약조건으로는 AISC-LRFD(1994)의 휨강도, 전단강도, 압축 및 인장강도, 국부좌굴 및 부재좌굴, 그리고 단면형상 등에 관한 설계기준을 사용하였다. 본 연구에서 개발한 연속최적설계 모델을 이용하여 2층1경간, 2층3경간, 3층4경간, 6층2경간 등의 평면 강골조의 최적설계를 수행하였으며, 최적설계 결과로부터 개발한 연속최적화 모델의 사용성, 타당성, 효율성 및 경제성 등을 검토하였다.

2. 개선소성힌지 해석방법

개선소성힌지해석 방법에서는 안정함수를 사용하여 강골조의 기하학적 비선형성을 고려하고, 접선탄성계수개념을 도입하여 축력이 작용할 때 부재의 잔류응력에 따른 점진적 항복을 고려한다. 또한, 이 방법에서는 축력-모멘트 상관도를 이용하여 힘을 받는 단면의 점진적 소성화를 고려하며 초기 부재의 기하학적 불완전성을 효과적인 방법으로 극복하여, 개별 부재는 물론 전체 구조시스템의 극한강도와 안정성을 비교적 정확하게 평가할 수 있다. 이 방법을 간단히 요약하면 다음과

같다.

2.1 기하학적 비선형 모델링

보-기둥 부재는 압축력과 휨모멘트를 동시에 받는다. 보-기둥의 휨모멘트는 일차 휨모멘트와 이차 휨모멘트로 나눌 수 있다. 일차 휨모멘트는 기둥의 양단모멘트 및 횡방향 하중에 의하여 발생한다. 이차 모멘트는 부재의 횡방향 변위와 축력의 조합에 의하여 발생하는 것으로, $P-\delta$ 및 $P-\Delta$ 모멘트로 나누어진다. $P-\delta$ 모멘트는 부재의 변위에 작용하는 축력에 의하여 발생하며, $P-\Delta$ 모멘트는 부재의 양 끝단의 변위차에 작용하는 축력에 의하여 발생한다.

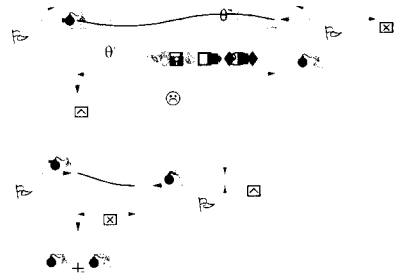


그림 1. 양 끝단에서 힘과 축력을 받는 보-기둥 부재

이러한 기하학적 비선형성을 고려하기 위하여 안정함수를 사용한다(Chen & Lui, 1987). 그림 1과 같이 축력과 휨모멘트를 받고 있는 기하학적 비선형성을 고려한 보-기둥 부재의 힘-변위 관계식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \\ P \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} S_1 & S_2 & 0 \\ S_2 & S_1 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ e \end{Bmatrix} \quad (1)$$

여기서, M_A 및 M_B 는 각각 절점 A 및 절점 B에서의 휨모멘트, P 는 축력, θ_A 및 θ_B 는 절점 A 및 B에서의 회전 변위, e 는 축방향 변위, A , I , L , 그리고 E 는 각각 보-기둥 요소의 단면적, 단면 2차 모멘트, 부재길이, 그리고 탄성계수를 나타낸다. 또한 S_1 및 S_2 는 보-기둥 요소의 안정함수로써, 다음과 같다.

$$S_1 = \begin{cases} \frac{\pi\sqrt{\rho}\sin(\pi\sqrt{\rho}) - (\pi^2\rho)\cos(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho}\sin(\pi\sqrt{\rho})} & \text{for } P < 0 \\ \frac{(\pi^2\rho)\cosh(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho}\sinh(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho}\sinh(\pi\sqrt{\rho})} & \text{for } P > 0 \end{cases} \quad (2a)$$

$$S_2 = \begin{cases} \frac{(\pi^2 \rho) - \pi \sqrt{\rho} \sin(\pi \sqrt{\rho})}{2 - 2 \cos(\pi \sqrt{\rho}) - \pi \sqrt{\rho} \sin(\pi \sqrt{\rho})} & \text{for } P < 0 \\ \frac{\pi \sqrt{\rho} \sinh(\pi \sqrt{\rho}) - (\pi^2 \rho)}{2 - 2 \cosh(\pi \sqrt{\rho}) + \pi \sqrt{\rho} \sinh(\pi \sqrt{\rho})} & \text{for } P > 0 \end{cases} \quad (2b)$$

여기서, $\rho = P/(\pi^2 EI/L^2)$ 이고 P 는 양일 때 인장이다.

2.2 점진적인 소성화 모델링

2.2.1 소성힌지에 의한 강성감소

휨만 받는 단면에서 휨모멘트가 작은 경우 단면은 탄성상태를 유지한다. 그러나 휨모멘트가 증가하면 단면의 최외각단부터 항복응력에 이르러 소성화되고 최종적으로 전단면이 소성화된다. Wide flange section이 모멘트만 받게될 때 모멘트-곡률의 관계는 그림 2와 같다.

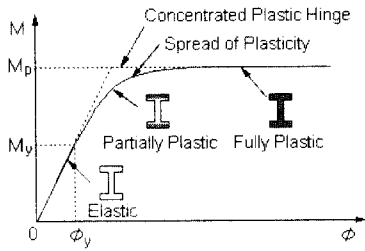


그림 2. 모멘트-곡률 관계

강재에서 응력-변형률 관계가 탄성-완전 소성이라 가정하더라도, 모멘트-곡률 관계는 탄성에서 전단면 소성으로 점진적으로 변화하게 된다. 따라서 단면의 점진적인 항복은 휨부재의 점진적인 소성힌지를 형성하게 한다. 이를 감안하기 위한 중부의 휨-변형 관계는 다음과 같이 나타낼수 있다.(Liew 등, 1993)

$$\begin{Bmatrix} \dot{M}_A \\ \dot{M}_B \end{Bmatrix} = \frac{E_s I}{L} \begin{bmatrix} \eta_A [s_1 - \frac{s_2^2}{s_1} (1 - \eta_B)] & \eta_A \eta_B s_2 \\ \eta_A \eta_B s_2 & \eta_B [s_1 - \frac{s_2^2}{s_1} (1 - \eta_A)] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (3)$$

여기서, E_s 는 접선탄성계수(2.2.2절 참조)이며, η_A 및 η_B 는 각각 한 요소의 양끝단 A 및 B점에서의 점진적 소성을 고려하기 위한 식 (4)와 같이 표현되는 스칼라 계수로, 그 값이 1이면 완전 탄성, 0과 1사이의 값이면 부분적인 소성, 0이면 완전소성(소성힌지 발생)을 나타낸다.

$$\eta = 1 \quad \text{for } \alpha \leq 0.5 \quad (4a)$$

$$\eta = 4\alpha(1 - \alpha) \quad \text{for } \alpha > 0.5 \quad (4b)$$

여기서 α 는 보-기둥 부재 단부의 축력과 모멘트의 크기로부터 측정되는 힘의 상태를 나타내는 매개변수로서, 그림 3과 같은 상관도로 표현되는 다음과 같은 AISC-LRFD(1994)의 축력-모멘트 상관식으로 나타낸다.

$$\alpha = \frac{P}{P_y} + \frac{8}{9} \frac{M}{M_p} \quad \text{for } \frac{P}{P_y} \geq \frac{2}{9} \frac{M}{M_p} \quad (5a)$$

$$\alpha = \frac{P}{2P_y} + \frac{M}{M_p} \quad \text{for } \frac{P}{P_y} < \frac{2}{9} \frac{M}{M_p} \quad (5b)$$

여기서, P_y 및 M_p 는 각각 항복 하중 및 소성 모멘트를 나타낸다. η 와 α 의 관계를 나타내는 식은 이론적 근거를 바탕으로 제시되어야 하지만 현재까지는 단 몇 종류가 제안되어 있으며 식 (4)와 같이 간단한 관계만으로도 비탄성 보-기둥 부재에 대한 속성들을 많은 경우에 만족하고 있다.

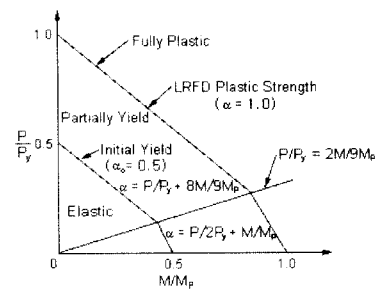


그림 3. 축력-모멘트 상관도를 이용한 점진적인 강성감소

2.2.2 잔류응력에 의한 강성감소

재료의 비선형성은 잔류응력에 의한 결과이다. Steel coupon에 대해 압축실험을 하면 응력-변형률 관계는 선형탄성-완전 소성형태로 변화하는 그래프를 나타낸다. 그러나 Stub기둥에 대해서는 응력-변형률 곡선이 잔류응력 때문에 점차적으로 탄성에서 소성으로 변한다. CRC접선탄성계수(Galambos, 1988)는 양단의 소성힌지 사이에 축력이 작용할 때 길이 방향에 따라 잔류응력의 의한 단면의 점진적 항복을 설명하기 위해 도입된 변수이다. 이것은 잔류응력의 영향을 고려하기 위해서 매번 변화하는 새로운 단면2차 모멘트를 구하는 것보다는 탄성계수를 감소시켜 단면의 탄성구간의 감소를 추적하는 것이 더 쉽기 때문에 사용한다. CRC접선탄성계수는 탄성계수 E 를 사용하여 식 (6)과 같이 제안되었다.

$$E_t = 1.0E \quad \text{for } P \leq 0.5P_y \quad (6a)$$

$$E_t = 4 \frac{P}{P_y} E (1 - \frac{P}{P_y}) \quad \text{for } P > 0.5P_y \quad (6b)$$

2.2.3 기하학적 불완전성에 의한 강성감소

기하학적 불완전성은 재료의 생산과정에서나 구조물 건설시에 발생하는 것으로, 그 형태에는 부재가 완전히 곧지 못해서 발생하는 경우와 완벽하게 구조물을 수직으로 세울 수 없어서 발생하는 경우로 나눌 수 있다. 이러한 불완전성은 기동 부재에 더 큰 모멘트를 발생시켜 휨에 대한 강성을 감소시키는 요인이 된다. 따라서 AISC-LRFD(1994)에서는 그 한계치를 직선도에 대해서는 $L/1000$ 로, 수직도에 대해서는 $L/500$ 로 규정하고 있다. 여기서, L 은 부재길이이다. 본 논문에서는 기하학적 불완전성을 감안하기 위해 감소접선탄성계수법(Kim, 1996)을 사용하였다. 감소접선탄성계수법은 횡방향 변위의 방지 유무와는 상관없이 CRC접선탄성계수값을 85%로 감소시켜 기동 부재를 설계하는 방법이다. 이 방법은 다른 방법에 비하여 적용이 간편하고 기하학적 불완전성에 의한 변형 방향을 결정하지 않아도 된다는 장점이 있다.

3. 강골조의 최적설계

강골조의 최적설계의 문제형성을 위해 본 연구에서는 작용 하중과 하중의 조합을 위한 규정으로 AISC-LRFD(1994) 설계규준을 따랐으며, 강골조의 단면형상으로는 WF형강을 선택하였다. 또한 구조물을 구성하는 각 부재의 중량의 합을 목적함수로, 그리고 AISC-LRFD(1994) 설계규준과 공장에서 일반적으로 생산되는 부재의 상한값과 하한값을 제약조건으로 취하였다. 최적화 방법으로 다설계변수와 다제약조건식을 갖는 비선형최적화 문제를 일련의 벌칙 매개변수들을 사용하여 무제약 최소화 문제로 변형시킨 목적함수의 최소해를 가능해의 영역안에서부터 지배적인 제약조건에 경계부로 연속적으로 접근시켜 최적해를 구하는 축차 무제약 최소화 기법(SUMT)방법을 사용하였다.

최적화 문제를 수식화하면 식 (7)과 같이 정식화된다.

$$\begin{aligned} & \text{Minimize } W(X) \\ & \text{Subject to } G_j(X) \geq 0 \quad j = 1, 2, 3, \dots, m \quad (7) \end{aligned}$$

여기서, $W(X)$ 는 목적함수(강재중량)를, $G_j(X)$ 는 제약조건식을 나타낸다. 또한 X 는 설계변수 벡터로서, $X(1) = b_f$, $X(2) = t_f$, $X(3) = t_w$, $X(4) = d$ 이고, 각각 플랜지의 폭, 플랜지의 두께, 복부의 두께, 그리고 상단 플랜지에서 하단 플랜지까지의 거리 즉 형강의 깊이를 나타낸다.

3.1 보의 최적화 문제 형성

3.1.1 보의 목적함수

보의 목적함수는 다음의 식 (8)과 같이 정리된다.

$$Obj = \rho \sum_{i=1}^{NF} \sum_{j=1}^{NS} (V)_{ij} \quad (8)$$

여기서, ρ_b 는 보 강재의 단위 중량을 $(V)_{ij} [= (A_s)_{ij} \cdot L_{ij}]$ 는 i 번째 층, j 번째 경간 보 강재의 체적을 나타낸다. 또한 $(A_s)_{ij}$ 는 i 번째 층, j 번째 경간 보 강재의 단면적, L_{ij} 는 i 번째 층 j 번째 경간 보 강재의 길이, NF 는 전체구조물의 층 수, 그리고 NS 는 전체구조물의 경간 수이다.

3.1.2 보의 제약조건식

3.1.2.1 단면의 폭-두께 비에 관한 제약조건식

본 연구에서는 WF 형강의 보가 국부좌굴이 없이 전체 강도를 발휘할 수 있는 조밀단면이 되도록 설계하였다. 조밀단면의 보가 되기 위해서는 AISC-LRFD B5의 규정에 근거한 단면의 폭-두께 비에 관한 제약식인 식 (9)를 만족하여야 한다.

$$G_{ij}(1) = \frac{65}{\sqrt{F_y}} - \left(\frac{b_f}{2 t_f} \right)_{ij} \geq 0 \quad (9a)$$

$$G_{ij}(2) = \frac{640}{\sqrt{F_y}} - \left(\frac{d}{t_w} \right)_{ij} \geq 0 \quad (9b)$$

여기서 F_y 는 항복강도이며, d 는 형강복부의 깊이이다.

3.1.2.2 휨모멘트에 관한 제약조건식

보의 단면은 좌굴이 없이 전체 단면이 소성모멘트를 받을 수 있도록 설계하였다. AISC-LRFD F1의 규정에 근거한 휨모멘트에 관한 제약조건식은 다음과 같이 정식화한다.

$$G_{ij}(3) = (\phi_b M_n)_{ij} - (M_d)_{ij} > 0 \quad (10)$$

여기서, $\phi_b (= 0.90)$ 는 강도감소계수이며, $(\phi_b M_n)_{ij}$ 및 $(M_d)_{ij}$ 는 각각 i 번째 층, j 번째 경간 보 단면의 설계휨모멘트강도 및 설계모멘트이다.

3.1.2.3 전단에 관한 제약조건식

보의 전단강도에 관한 제약조건식은 AISC-LRFD F2의 규

정을 근거로 다음과 같이 정식화된다.

$$G_{ij}(4) = (\phi_v V_n)_{ij} - (V_d)_{ij} > 0 \quad (11)$$

여기서, $\phi_v (= 0.90)$ 는 강도감소계수이며, $(\phi_v V_n)_{ij}$ 및 $(V_d)_{ij}$ 는 각각 i 번째 층, j 번째 경간 보 단면의 공칭전단 강도 및 설계전단력이다. 공칭전단강도 V_n 은 복부가 항복될 때, 복부에 비탄성 좌굴이 발생될 때, 그리고 복부에 탄성좌굴이 발생될 때 등에 따라 각각 다음의 식 (12a), (12b), 그리고 (12c)로부터 결정된다. 식 (12)에서 $A_w (= d t_w)$ 는 복부의 면적을 나타낸다.

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad \text{for } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}} \quad (12a)$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \frac{418/\sqrt{F_y}}{h/t_w} \quad \text{for } \frac{418}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{523}{\sqrt{F_y}} \quad (12b)$$

$$V_n = A_w \frac{132000}{(h/t_w)^2} \quad \text{for } \frac{h}{t_w} > \frac{523}{\sqrt{F_y}} \quad (12c)$$

3.1.2.4 보의 단면형상에 관한 제약조건식

보로 사용될 WF형강의 단면형상에 관한 제약조건식은 다음과 같다.

$$G_{ij}(5) = (b_f)_{ij} - 3.94 > 0 \quad (13a)$$

$$G_{ij}(6) = (t_f)_{ij} - 0.194 > 0 \quad (13b)$$

$$G_{ij}(7) = (t_w)_{ij} - 0.17 > 0 \quad (13c)$$

$$G_{ij}(8) = (d)_{ij} - 4.16 > 0 \quad (13d)$$

$$G_{ij}(9) = 18.6 - (b_f)_{ij} > 0 \quad (13e)$$

$$G_{ij}(10) = 5.12 - (t_f)_{ij} > 0 \quad (13f)$$

$$G_{ij}(11) = 3.74 - (t_w)_{ij} > 0 \quad (13g)$$

$$G_{ij}(12) = 44 - (d)_{ij} > 0 \quad (13h)$$

3.2 기둥의 최적화 문제 형성

3.2.1 기둥의 목적함수

기둥의 목적함수는 식 (14)와 같이 나타낸다.

$$Obj = \rho \sum_{i=1}^{NF} \sum_{j=1}^{NC} (V)_{ij} \quad (14)$$

여기서, ρ_c 는 기둥 강재의 단위중량을, $(V)_{ij} [= (A_s)_{ij} \cdot L_{ij}]$ 는 i 번째 층, j 번째 기둥 강재의 체적을

나타낸다. 또한, $(A_s)_{ij}$ 는 i 번째 층, j 번째 기둥 강재의 단면적, L_{ij} 는 i 번째 층 j 번째 기둥 강재의 길이, NF는 전체 구조물의 층의 수, 그리고 NC는 한 층의 기둥의 수이다.

3.2.2 기둥의 제약조건식

3.2.2.1 단면의 폭-두께 비에 관한 제약조건식

기둥 단면 역시 조밀단면이 되도록 설계하였다. 즉 WF형강의 부재가 국부좌굴이 없이 전체 강도를 발휘할 수 있도록 설계하였으며, 조밀단면의 기둥이 되기 위해서는 AISC-LRFD B5의 규정에 근거한 다음과 같은 단면의 폭-두께 비에 관한 제약식을 만족하여야 한다.

$$G_{ij}(1) = \frac{95}{\sqrt{F_y}} - \left(\frac{b_f}{2 t_f} \right)_{ij} \geq 0 \quad (15a)$$

$$G_{ij}(2) = \frac{253}{\sqrt{F_y}} - \left(\frac{h_c}{t_w} \right)_{ij} \geq 0 \quad (15b)$$

3.2.2.2 압축 및 압축-휨 강도에 관한 제약조건식

기둥의 압축 및 압축-휨 강도에 관한 제약조건을 AISC-LRFD E2의 규정을 근거로 정식화하면 식 (16)과 같다. 여기서, $\phi_c (= 0.85)$ 는 강도감소계수, $P_n (= A_g F_{cr})$ 은 기둥의 공칭 축방향강도, 그리고 $(P_n)_{ij}$ 는 i 번째 층, j 번째 기둥의 설계축력을 나타낸다. 한계압축응력 F_{cr} 은 AISC-LRFD E2의 규정에 의해 다음의 식으로부터 산정한다.

$$F_{cr} = \exp(-0.419 \lambda_c^2) F_y \quad \text{for } \lambda_c \leq 1.5 \quad (16a)$$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad \text{for } \lambda_c > 1.5 \quad (16b)$$

여기서, 기둥의 세장비 λ_c 는 다음과 같다.

$$\lambda_c = \frac{K l}{r \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (17)$$

여기서, $r (= \sqrt{\frac{I}{A}})$, $I =$ 단면2차모멘트, $A =$ 단면적)은 단면의 회전 반경을 나타낸다. 개선소성힌지해석 방법에 의한 강골조의 구조해석시 2차 효과를 포함하고 있기 때문에 식 (17)에서 유효길이계수 K값을 1.0으로 취하였다.

기둥 부재는 휨과 압축을 동시에 받게되므로 AISC-LRFD H1의 규정을 근거로 한 압축-휨강도에 관한 제약조건식은 다음과 같다.

$$G_{ij}(3) = 1.0 - \left\{ \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \right\}_{ij} \geq 0$$

for $\left(\frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) \geq 0.2$ (18a)

$$G_{ij}(3) = 1.0 - \left\{ \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \right\}_{ij} \geq 0$$

for $\left(\frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) < 0.2$ (18b)

여기서, M_u 는 이미 개선소성인지 해석으로부터 구한 단면력을 이용하므로 2차 효과, 즉 기하학적 비선형 효과를 고려하기 위한 모멘트 증폭계수 B_1 과 B_2 값을 사용할 필요가 없다.

3.2.2.3 인장 및 인장-휨강도에 관한 제약조건식

기둥의 인장강도에 관한 AISC-LRFD D1의 규정을 근거로 한 제약조건식은 다음과 같다.

$$G_{ij}(4) = (\phi_t P_n)_{ij} - (P_d)_{ij} > 0 \quad (19)$$

여기서, P_d 는 기둥의 설계축력이며, $\phi_t P_n$ 는 기둥의 인장강도로서 전단면이 항복될 경우는 $0.90F_y A_g$ (A_g =기둥의 총 단면적)이며 순단면이 파단될 경우는 $0.75F_u A_e$ (A_e =기둥의 순 단면적)이다.

휨과 인장을 동시에 받는 기둥단면의 경우 AISC-LRFD H1의 규정을 근거로 인장-휨 강도에 관한 제약조건을 정식화하면 식 (20)과 같다. 식 (21)에서, 인장에 대한 강도감소계수 ϕ_t 는 0.90 또는 0.75이며, 휨에 대한 강도감소계수 ϕ_b 는 0.90이다.

$$G_{ij}(5) = 1.0 - \left\{ \frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \right\}_{ij} \geq 0$$

for $\left(\frac{P_u}{\phi_t P_n} \right) \geq 0.2$ (20a)

$$G_{ij}(5) = 1.0 - \left\{ \frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \right\}_{ij} \geq 0$$

for $\left(\frac{P_u}{\phi_t P_n} \right) < 0.2$ (20b)

3.2.2.4 세장비에 관한 제약조건식

AISC-LRFD E1의 규정을 근거로 압축 및 인장기둥의 세장비에 관한 제약조건식을 정식화하면 다음과 같다.

$$G_{ij}(6) = 200 - \left(\frac{Kl}{r_y} \right)_{ij} \geq 0 \quad (21a)$$

$$G_{ij}(6) = 300 - \left(\frac{Kl}{r_y} \right)_{ij} \geq 0 \quad (21b)$$

3.2.2.5 전단강도 및 단면형상에 관한 제약조건식

기둥의 전단강도 및 단면형상에 관한 제약조건식은 보의 경우와 동일하다.

3.3 강골조의 최적설계 알고리즘

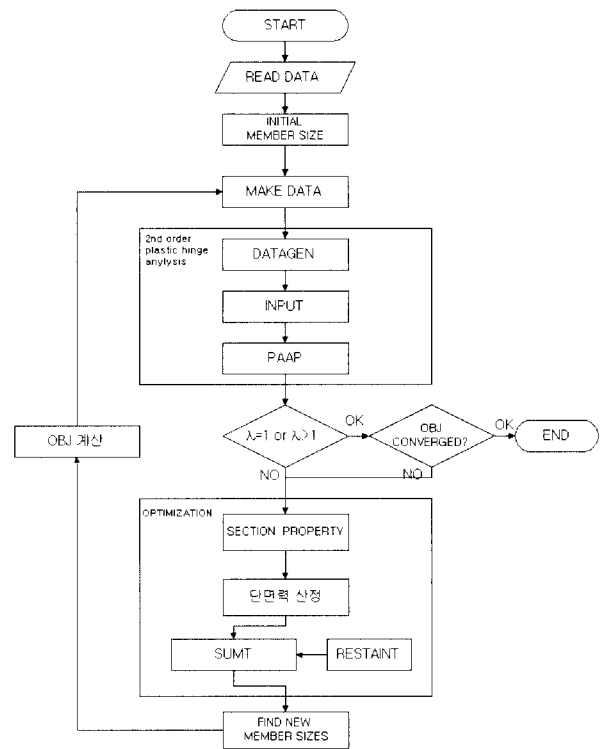


그림 4. 강골조 최적설계 프로그램의 내부흐름도

강골조의 최적설계 과정은 먼저 최적설계 대상 구조물을 선택한 후 선택된 구조물을 구성하는 보 및 기둥 부재에 대한 단면성질, 기하학적 형상을 정한다. 강골조의 개선소성인지 해석 모델을 만들고, 설계하중을 해석 모델에 작용시켜 각 부재에 작용하는 힘, 즉 부재력을 구한다 다음, 최적화 프로그램을 사용하여 3.2절에서 소개한 모든 제약조건을 만족하는 최적단면을 결정한다. 최적단면을 갖는 부재로 구성된 강골조를 또다시 해석하여 새로운 부재력을 찾고, 이 부재력에 대한 최적단면을 구한다. 이와 같이 해석에서 최적단면 결정까지의 과정을 최소의 목적함수 값, 즉 최소의 구조물 총중량이 얻어질 때까지, 혹은 전단계 반복과정의 목적함수 값과 현단계 반복과정의 목적함수 값의 차이가 제한 값, 즉 본 연구에서는

0.05 이하가 될 때까지 반복한다. 그림 4는 강골조의 최적설계 프로그램의 내부 흐름도를 보여주고 있다. 그림 4에서 λ 및 OBJ는 각각 임계하중계수와 목적함수인 전체중량이다. 또한 PAAP는 개선소성힌지해석 프로그램이며 DATAGEN과 INPUT는 이를 위한 입력값을 만드는 프로그램이다. 또한 SUMT는 최적화 프로그램이며 RESTRAINT는 제약조건으로 걸어준 부프로그램이다. 최적설계과정에서 임계하중계수(λ)가 1.0이하에서 극한하중에 도달하게 되면 다시 구조해석을 반복 수행하도록 제약을 주어 임계하중 이하에서 극한하중에 도달하는 것을 방지하였다.

4. 최적설계 예 및 결과 고찰

본 연구에서는 다제약 설계변수를 갖는 비선형 문제를 무제약 최소화 문제로 전환하는 축차무제약 최소화기법(SUMT)과 효과적인 강골조의 2차비탄성해석 방법 중의 하나인 개선소성힌지해석 방법을 접목시킨 평면 강골조의 연속 최적설계 모델 및 프로그램을 개발하였다. 목적함수로는 강골조를 구성하는 모든 부재의 중량 합을, 제약조건으로는 AISC-LRFD의 휨강도, 전단강도, 압축 및 인장강도, 국부좌굴 및 부재좌굴, 그리고 단면형상 등에 관한 설계기준을 사용하였다. WF단면을 구조물의 단면으로 사용하였고, 보 및 기둥 강재의 항복강도는 $F_y = 2.5310 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ (36 ksi), 탄성계수는 $E = 2.0389 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ (29000 ksi), 단위중량은 $\rho = 7.8611 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^3$ (0.2837 lb/in³)인 단면을 사용하였다.

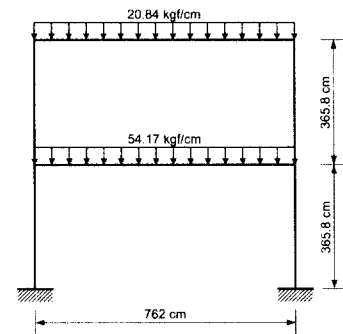
본 논문에서 개발한 강골조 최적설계 모델 및 프로그램의 타당성을 검증하기 위하여 김준우(2000) 및 김현진(1999)의 2층 1경간 및 2층 3경간과 김준우(2000)의 3층 4경간 강골조의 최적설계를 수행하였다. 김준우(2000)는 AISC-LRFD 규준에 따라 K-factor를 계산하여 비선형 효과를 고려하여 최적설계한 논문이고, 김현진(1999)은 2차 탄성해석과 매개변수를 사용하여 최적설계를 수행한 논문이다.

4.1 2층 1경간 강골조

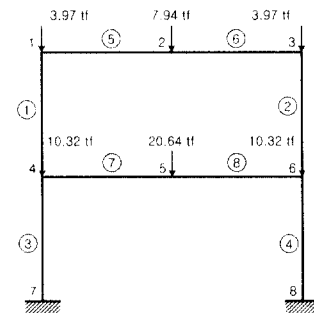
그림 5(a)와 같은 하중을 받는 2층 1경간 강골조의 최적설계를 수행하였다. 그림 5(b) 및 그림 5(c)는 각각 등분포 하중을 집중하중으로 치환시킨 구조해석모델과 최적설계를 위한 부재구성모델을 보여주고 있다. 최적설계 결과는 그림 6~8 및 표 1에 나타내었다.

표 1로 부터 본 논문의 개선소성힌지해석 방법을 이용한 2

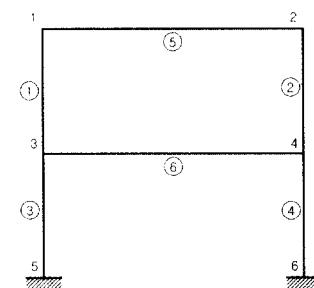
층 1경간 구조물의 최적설계가 김준우(2000) 및 김현진(1999)의 최적설계보다 각각 10.7%, 8.6% 정도 경제적임을 알 수 있다. 최적설계 시 목적함수의 오차가 0.05보다 작을때와 임계하중계수가 1보다 클 때를 반복계산의 종결기준으로 취하였으며, 이때 목적함수의 수렴과정은 그림 6과 같다. 그림 7은 2층 1경간 강골조의 2번 절점(그림 5(b))의 하중-수직변위 관계를 보인 것으로 본 연구의 방법이 경제적이고 설계하중을 지지할 수 있는, 그리고 연성능력이 우수한 최적단면조합을 선정한다는 것을 알 수 있다. 그림 8은 본 연구의 방법에 의해 최적설계된 2층 1경간 강골조의 소성힌지 생성과정을 보인 것이다.



(a) 하중 상태



(b) 해석 모델



(c) 설계 모델

그림 5. 2층 1경간 강골조

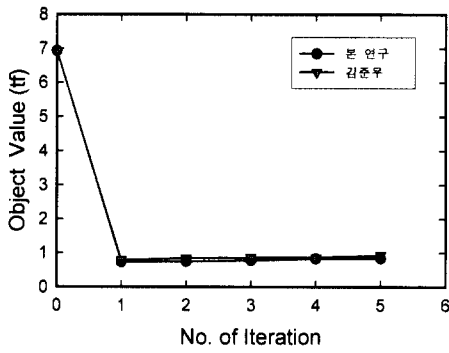


그림 6. 2층 1경간 강골조 목적함수 값의 수렴과정

표 1. 2층 1경간 강골조의 최적설계 결과

| 부재 | 부재번호 | br(cm) | | | tr(cm) | | | | | |
|-----|------|--------------------------------|-------|-------|--------------------------------|-------|-------|--------------------------------|--|--|
| | | 김준우 | 김현진 | 본연구 | 김준우 | 김현진 | 본연구 | | | |
| 기둥 | 1 | 10.65 | 13.95 | 10.01 | 0.53 | 0.85 | 0.52 | | | |
| | 2 | 10.45 | 13.95 | 10.01 | 0.52 | 0.85 | 0.52 | | | |
| | 3 | 15.82 | 14.86 | 10.01 | 0.52 | 1.03 | 0.52 | | | |
| | 4 | 15.81 | 14.86 | 10.01 | 0.52 | 1.03 | 0.52 | | | |
| 보 | 5 | 11.42 | 10.76 | 10.02 | 0.63 | 0.80 | 0.52 | | | |
| | 6 | 13.90 | 13.68 | 11.21 | 1.25 | 0.96 | 1.00 | | | |
| 부재 | 부재번호 | tw(cm) | | | d(cm) | | | | | |
| | | 김준우 | 김현진 | 본연구 | 김준우 | 김현진 | 본연구 | | | |
| 기둥 | 1 | 0.58 | 0.50 | 0.57 | 25.17 | 22.78 | 25.07 | | | |
| | 2 | 0.57 | 0.50 | 0.57 | 25.07 | 22.78 | 25.07 | | | |
| | 3 | 0.57 | 0.61 | 0.57 | 25.07 | 27.57 | 25.07 | | | |
| | 4 | 0.57 | 0.61 | 0.57 | 25.07 | 27.57 | 25.07 | | | |
| 보 | 5 | 0.43 | 0.48 | 0.43 | 47.32 | 25.98 | 46.80 | | | |
| | 6 | 0.57 | 0.53 | 0.62 | 63.15 | 39.72 | 67.83 | | | |
| OBJ | | 9.36×10 ² kgf (김준우) | | | 9.14×10 ² kgf (김현진) | | | 8.36×10 ² kgf (본연구) | | |

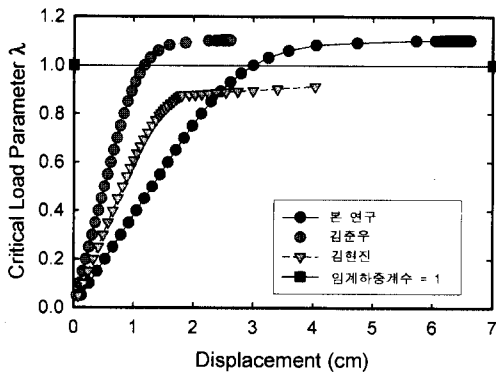


그림 7. 2층 1경간 강골조 2번 절점의 하중-수직변위 곡선

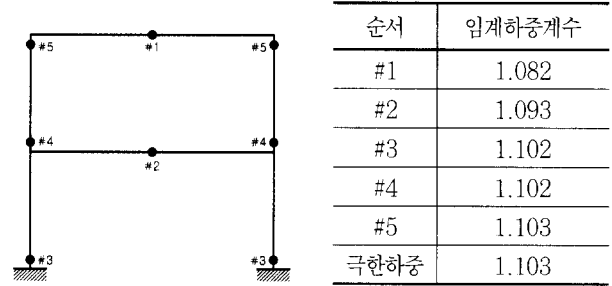
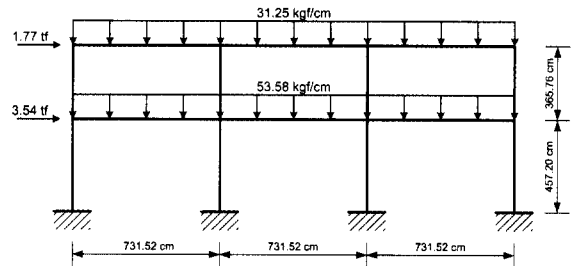


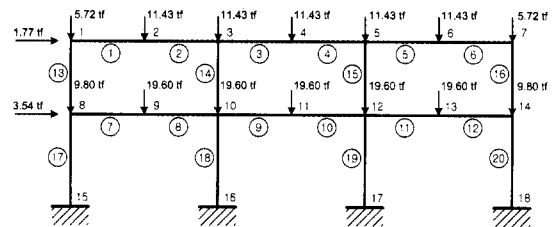
그림 8. 2층 1경간 강골조의 소성힌지 생성과정

4.2 2층 3경간 강골조

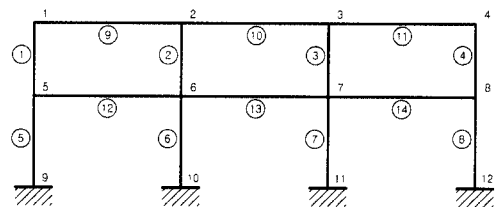
그림 9(a)과 같은 하중을 받는 2층 3경간 구조물을 최적 설계하였다. 그림 9(b)는 등분포 하중을 집중하중으로 치환시킨 구조해석모델을, 그림 9(c)는 최적설계를 위한 부재구성 모델을 보여주고 있다. 최적설계 결과는 그림 10~12 및 표 2에 나타내었다.



(a) 하중 상태



(b) 해석 모델



(c) 설계 모델

그림 9. 2층 3경간 강골조

표 2. 2층 3경간 강골조의 최적설계 결과

| 부재 | 부재번호 | b _r (cm) | | | t _r (cm) | | |
|-----|------|---------------------|-------|--------------------|---------------------|--------------------|-------|
| | | 김준우 | 김현진 | 본연구 | 김준우 | 김현진 | 본연구 |
| 기둥 | 1 | 11.01 | 15.34 | 10.01 | 0.53 | 0.89 | 0.52 |
| | 2 | 13.97 | 15.34 | 10.01 | 0.52 | 0.89 | 0.52 |
| | 7 | 23.26 | 15.60 | 11.08 | 0.74 | 0.93 | 0.59 |
| | 8 | 17.87 | 15.60 | 10.01 | 0.57 | 0.93 | 0.52 |
| 보 | 10 | 12.04 | 12.07 | 10.41 | 0.65 | 0.88 | 0.56 |
| | 13 | 14.04 | 14.65 | 11.96 | 0.94 | 1.05 | 0.73 |
| 부재 | 부재번호 | t _w (cm) | | | d(cm) | | |
| | | 김준우 | 김현진 | 본연구 | 김준우 | 김현진 | 본연구 |
| 기둥 | 1 | 11.01 | 0.55 | 0.57 | 25.17 | 25.07 | 25.07 |
| | 2 | 13.97 | 0.55 | 0.57 | 25.07 | 25.07 | 25.07 |
| | 7 | 23.26 | 0.60 | 0.64 | 25.07 | 27.13 | 26.03 |
| | 8 | 17.87 | 0.60 | 0.57 | 25.15 | 27.13 | 25.07 |
| 보 | 10 | 12.04 | 0.51 | 0.44 | 47.36 | 34.27 | 47.57 |
| | 13 | 14.04 | 0.59 | 0.52 | 55.10 | 42.30 | 57.25 |
| OBJ | | 2.48E+03 kgf (김준우) | | 2.70E+03 kgf (김현진) | | 2.08E+03 kgf (본연구) | |

표 2로 부터 본 논문의 개선소성인지해석 방법을 이용한 2층 3경간 구조물의 최적설계가 김준우(2000) 및 김현진(1999)의 결과보다 각각 16.0%, 22.9% 정도 경제적인을 알수 있다. 2층 1경간 구조물의 최적설계시 사용한 동일한 반복계산 종료조건을 사용하여 얻은 목적함수의 수렴과정은 그림 10과 같다. 그림 11은 각 방법에 의해 최적설계된 단면을 다시 개선소성인지해석방법으로 해석하여 얻은 그림 12의 2번 절점에서의 하중-수직변위 곡선을 나타낸 것으로, 본 연구의 방법은 참고문헌의 것보다 경제적이면서 큰 극한하중을 지지할 수 있는 안전한 최적 단면조합을 선정함을 알수 있다. 그림 12는 본 연구의 방법에 의해 최적설계된 2층 3경간 강골조의 소성힌지 생성과정을 보인 것이다.

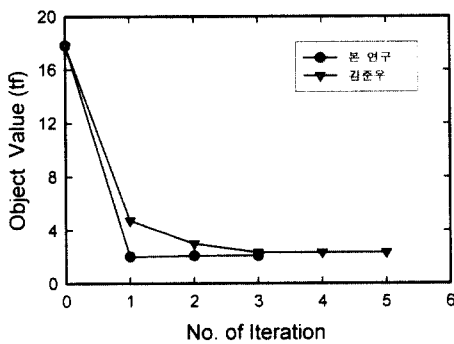


그림 10. 2층 3경간 강골조의 목적함수 값의 수렴과정

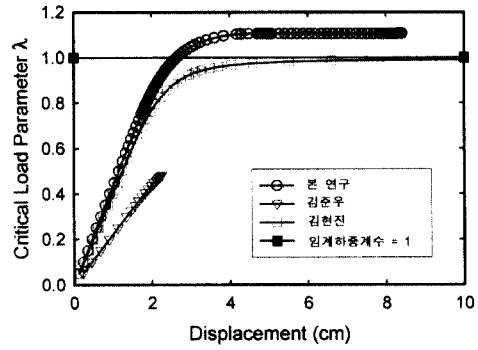
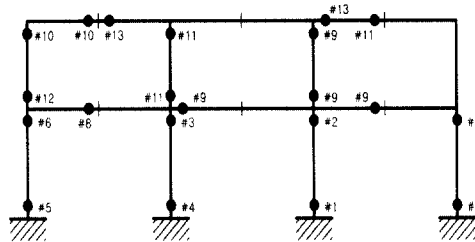


그림 11. 2층 3경간 강골조의 2번 절점에서의 하중-수직변위 곡선



| 순서 | 임계하중계수 | 순서 | 임계하중계수 |
|----|--------|------|--------|
| #1 | 0.766 | #8 | 1.806 |
| #2 | 0.776 | #9 | 1.095 |
| #3 | 0.806 | #10 | 1.102 |
| #4 | 0.838 | #11 | 1.103 |
| #5 | 0.906 | #12 | 1.105 |
| #6 | 0.996 | #13 | 1.105 |
| #7 | 1.056 | 극한하중 | 1.107 |

그림 12. 2층 3경간 강골조의 소성힌지 생성과정

4.3 3층 4경간 및 6층 2경간 강골조

그림 13 및 14와 같은 지점이 고정되고 등분포 수직하중과 수평집중하중을 받는 3층 4경간 및 6층 2경간 강골조를 최적설계 하였다. 최적설계 결과는 그림 15, 16, 17 및 표 3과 같다. 이들 최적설계 결과의 비교로부터 본 연구의 방법은 참고문헌의 것보다 경제적이며 극한하중하에서 보다 연성적인 거동을 보이는 최적단면조합을 선정함을 알수 있다.

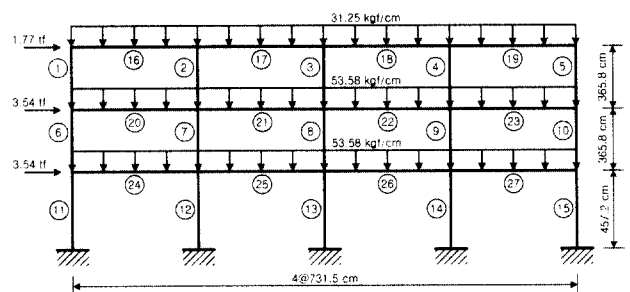
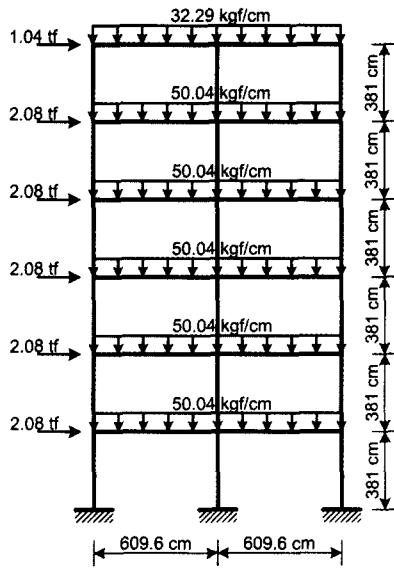
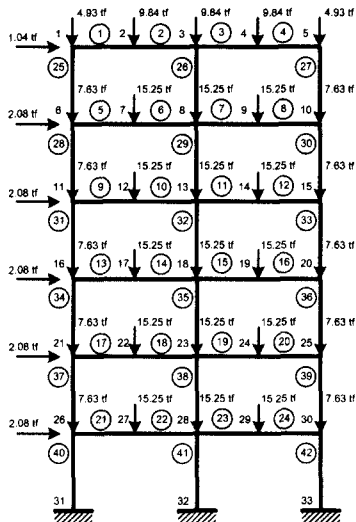


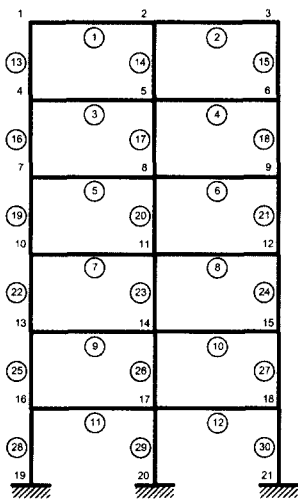
그림 13. 3층 4경간 강골조



(a) 하중 상태

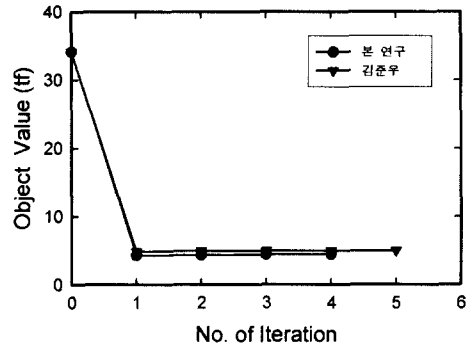


(b) 해석 모델

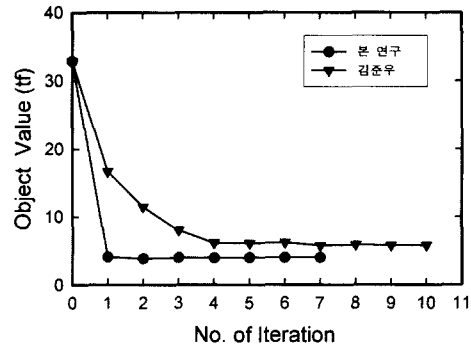


(c) 설계 모델

그림 14. 6층 2경간 강골조

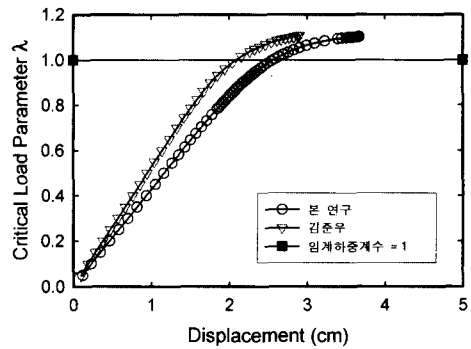


(a) 3층 4경간

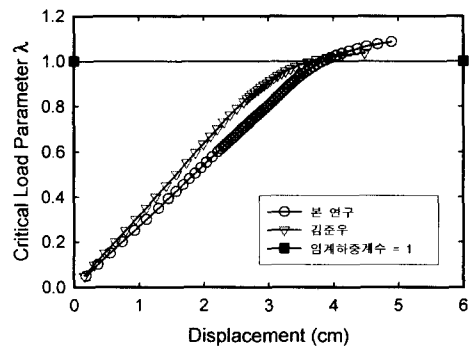


(b) 6층 2경간

그림 15. 강골조 목적함수 값의 수렴과정



(a) 3층 4경간 (4번절점)



(b) 6층 2경간 (2번절점)

그림 16. 강골조의 하중-수직변위 곡선

표 3. 강골조의 최적설계 결과

(a) 3층 4경간

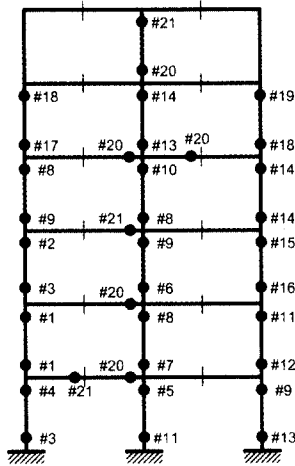
| 부재 | 부재 번호 | b _r (cm) | | t _r (cm) | | t _w (cm) | | d(cm) | |
|-----|-------|---------------------|-------|---------------------|------|---------------------|------|-------|-------|
| | | 김준우 | 본연구 | 김준우 | 본연구 | 김준우 | 본연구 | 김준우 | 본연구 |
| 기둥 | 1 | 11.05 | 10.01 | 0.52 | 0.51 | 0.57 | 0.57 | 25.07 | 25.07 |
| | 6 | 15.42 | 10.01 | 0.52 | 0.52 | 0.57 | 0.57 | 25.07 | 25.07 |
| | 11 | 20.83 | 10.01 | 0.66 | 0.52 | 0.56 | 0.57 | 25.07 | 25.07 |
| 보 | 16 | 3.10 | 10.69 | 0.58 | 0.63 | 0.46 | 0.44 | 50.55 | 48.41 |
| | 20 | 10.62 | 11.02 | 0.83 | 0.81 | 0.56 | 0.54 | 61.21 | 59.44 |
| | 24 | 11.81 | 11.15 | 0.87 | 0.83 | 0.57 | 0.55 | 62.23 | 60.20 |
| OBJ | | 4.98E+03 kgf (김준우) | | | | 4.42E+03 kgf (본연구) | | | |

(b) 6층 2경간

| 부재 | 부재 번호 | b _r (cm) | | t _r (cm) | | t _w (cm) | | d(cm) | |
|----|-------|---------------------|--------------------|---------------------|------|---------------------|--------------------|-------|-------|
| | | 김준우 | 본연구 | 김준우 | 본연구 | 김준우 | 본연구 | 김준우 | 본연구 |
| 보 | 1 | 10.14 | 10.01 | 0.53 | 0.52 | 0.43 | 0.43 | 40.39 | 41.40 |
| | 3 | 10.95 | 10.82 | 0.59 | 0.63 | 0.46 | 0.43 | 50.04 | 48.77 |
| | 5 | 11.96 | 10.31 | 0.61 | 0.64 | 0.48 | 0.47 | 54.36 | 51.56 |
| | 7 | 11.61 | 10.31 | 0.75 | 0.66 | 0.51 | 0.48 | 55.88 | 52.32 |
| | 9 | 12.29 | 10.52 | 0.78 | 0.65 | 0.51 | 0.47 | 58.17 | 52.07 |
| | 11 | 11.63 | 11.53 | 0.89 | 0.59 | 0.56 | 0.48 | 60.45 | 52.32 |
| 기둥 | 13 | 11.94 | 10.01 | 0.52 | 0.52 | 0.57 | 0.57 | 25.07 | 25.07 |
| | 16 | 15.98 | 10.01 | 0.52 | 0.52 | 0.57 | 0.57 | 25.07 | 25.07 |
| | 19 | 18.34 | 10.01 | 0.58 | 0.52 | 0.57 | 0.57 | 25.07 | 25.07 |
| | 22 | 20.09 | 10.01 | 0.64 | 0.52 | 0.56 | 0.57 | 25.07 | 25.07 |
| | 25 | 21.77 | 10.82 | 0.69 | 0.58 | 0.56 | 0.63 | 25.07 | 25.91 |
| | 28 | 23.52 | 11.58 | 0.74 | 0.66 | 0.56 | 0.72 | 25.07 | 26.92 |
| | OBJ | | 5.78E+03 kgf (김준우) | | | | 4.00E+03 kgf (본연구) | | |

| 순서 | 임계하중 계수 | 순서 | 임계하중 계수 | 순서 | 임계하중 계수 |
|----|---------|-----|---------|-------|---------|
| #1 | 0.785 | #7 | 0.875 | #13 | 1.805 |
| #2 | 0.805 | #8 | 0.885 | #14 | 1.095 |
| #3 | 0.815 | #9 | 0.895 | #15 | 1.102 |
| #4 | 0.825 | #10 | 0.915 | 극한 하중 | 1.103 |
| #5 | 0.835 | #11 | 0.935 | | |
| #6 | 0.865 | #12 | 1.045 | | |

(a) 3층 4경간



| 순서 | 임계하중 계수 | 순서 | 임계하중 계수 | 순서 | 임계하중 계수 |
|----|---------|-----|---------|-------|---------|
| #1 | 0.615 | #9 | 0.806 | #17 | 0.967 |
| #2 | 0.655 | #10 | 0.816 | #18 | 0.987 |
| #3 | 0.665 | #11 | 0.826 | #19 | 1.057 |
| #4 | 0.715 | #12 | 0.836 | #20 | 1.079 |
| #5 | 0.746 | #13 | 0.846 | #21 | 1.081 |
| #6 | 0.776 | #14 | 0.856 | 극한 하중 | 1.086 |
| #7 | 0.788 | #15 | 0.876 | | |
| #8 | 0.798 | #16 | 0.896 | | |

(b) 6층 4경간

그림 17. 강골조의 소성인지 생성과정

5. 결 론

본 연구에서는 강골조의 비선형 비탄성 해석기법인 개선소성인지해석 방법과 SUMT 최적화 기법을 바탕으로 한 강골조 연속최적화 모델 및 프로그램을 개발하였으며, 개발한 연속최적화 모델의 타당성을 여러 강골조의 최적설계를 수행하여 검토하였다. 본 연구의 연속최적화 모델은 목적함수의 수렴성이 좋으며, 경제적이면서 극한하중을 지지할 수 있는, 그리고 극한하중 하에서 우수한 연성거동을 보이는 최적단면조합을 선정하였다. 본 연구의 최적설계 프로그램은 기존 설계 기준서에서 제시하는 개별 부재의 강도검토 및 기둥의 유효계수의 계산이 필요치 않고 설계자가 원하는 구조 시스템의 안전성 및 경제성을 갖출 수 있는 단면을 효율적으로 선정할 수 있으므로 실제 설계 업무에 효율적으로 적용 될 수 있다고 판단된다.

감사의 글

본 연구는 2001년도 한국과학재단 목적기초연구 지원 (과제번호 R01-2001-00451-0)으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

- 김준우 (2000), 2차원 강뼈대-전단벽 구조물의 최적설계, 경북대학교 석사학위논문, 경북대학교 대학원 토목공학과
- 김현진 (1999), 2차 탄성 해석법에 의한 강뼈대 구조물의 최적설계, 경북대학교 석사학위논문, 경북대학교 대학원 토목공학과
- AISC LRFD(1994). Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings, 2nd Ed., Chicago : American Institute of Steel Construction.
- Al-Mashary, F. and Chen, W.F. (1991) Simplified Second-Order Inelastic Analysis for Steel Frames, *Journal of the Institute of Structural Engineers*, Vol. 59, pp. 395-399.
- Attala, M.N., Deierlein, G.G., and McGuire, W. (1994) Spread of Plasticity: Quasi-Plastic-Hinge Approach. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 8, pp. 2451-2473.
- Chen, W.F., Kim (1997) LRFD Steel Design using Advanced Analysis, CRC Press Boca Raton New York.
- Chen, W. F., Lui, E. M. (1987). Structural Stability - theory and implementation. Elsevier Science Publishing Co, Inc.
- Chen, W.F. and Sohal, I.S. (1995) Plastic Design and Second-Order Analysis of Steel Frames, Springer-Verlag, NY.
- Clarke, M.J. (1994) Plastic Zone Analysis of Frames, Advanced Analysis of Steel Frames: Theory, Software, and Applications, Chen, W.S., and Toma, S. Eds., CRC press, Boca Raton, FL.
- Deirelein, G.G., Zhao, Y., and McGuire, W. (1991) A Discrete Model for Gradual Plastification and Nonlinear Connection Response in Three-dimensional Framed Structures, Annual Technical Session Preceedings, Structural Stability Research Council, Lehigh University, Bethlehem, PA, pp. 423-432.
- El-Zanaty, M., Murray, D., and Bjorhovde, R. (1980) Inelastic Behavior of Multistory Steel Frames, Structural Engineering Report No. 83, University of Alberta, Edmonton, Al.
- Galambos, T. V., Ed. (1988) Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 4th Ed., Wiley, New York, NY.
- Goto, Y. and Chen, W. F. (1987). Second-Order Elastic Analysis for Frame Design, *J. of Structural Engineering*, 113(7), 1501-1519.
- Kim, S. E. (1996) Practical Advanced Analysis for Steel Frame design, Ph.D Dissertation, Purdue University, West Lafayette, IN.
- King, W.S., and Chen, W.F. (1994) Practical Second-Order Inelastic Analysis of Semi-Rigid Frames, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, pp. 2156-2175.
- Liew, J.Y.R., White, D.W., and Chen, W.F. (1993a) Second-Order Refined Plastic Hinge Analysis for Frame Design: Part I, *Journal of Structural Engineering*, ASCE., Vol. 119, No. 11, pp. 3196-3216.
- Liew, J.Y.R., White, D.W., and Chen, W.F. (1993b) Second-Order Refined Plastic Hinge Analysis for Frame Design: Part II, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 11, pp. 3217-3237.
- Orbison, J.G. (1982) Nonlinear Static Analysis of Three-dimensional Steel Frames, Report No. 82-6, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, NY.
- Vogel, U. (1985) Calibrating Frames, *Stahlbau*, Vol. 10, pp. 295-301.
- White, D.W. (1985) Material and Geometric Nonlinear Analysis of Local Planar Behavior in Steel Frames using Iterative Computer Graphics, M.S. Thesis, Cornell University, Ithaca, NY.

(접수일자 : 2003. 11. 12 / 심사일 2003. 11. 21 /
심사완료일 2004. 12. 18)