

비선형 해석을 이용한 강뼈대구조물의 자동화설계

Automatic Design of Steel Frame Using Nonlinear Analysis

김 창 성¹⁾ · 마 상 수 · 최 세 휴³⁾ · 김 승 역⁴⁾
Kim, Chang Sung · Ma, Sang Soo · Choi, Se Hyu · Kim, Seung Eock

요 약 : 본 논문에서는 비선형 해석을 이용한 강뼈대 구조물의 자동화설계를 수행한다. 기하학적 비선형은 안정함수를 사용하여 고려한다. 보-기둥 부재에 대하여 전단변형 효과를 고려한다. 자동화 설계 기법으로는 직접 탐색법을 사용한다. LRFD의 상관방정식으로 각각의 부재의 상관 계수 값을 계산하여 가장 큰 상관 계수 값을 가지는 부재의 크기를 데이터베이스에서 단계별로 증가시킨다. 목적함수는 강뼈대 구조물의 중량을 사용하며, 제약조건식은 하중-저항능력, 처짐, 층간 수평변위 및 연성도를 고려한다. 2차원과 3차원 2층 강뼈대구조물에 대한 예제 해석을 수행한다.

ABSTRACT : The study developed an automatic design method of steel frames which uses nonlinear analysis. The geometric nonlinearity was considered using stability functions. Likewise, the transverse shear deformation effect in a beam-column was explained. A direct search method was used as an automatic design technique. The unit value of each part was evaluated using LRFD interaction equation. The member with the largest unit value was replaced one by one with an adjacent larger member selected from the database. The weight of the steel frame was considered as an objective function. On the other hand, load-carrying capacities, deflections, inter-story drifts, and ductility requirement were used as constraint functions. Case studies of a two-dimensional and a three-dimensional two-story frames were presented.

핵심용어 : 비선형 해석, 직접탐색법, 자동화설계, 강뼈대구조물

KEYWORDS : nonlinear analysis, direct search method, automatic design, steel frames.

1. 서론

현재 사용되고 있는 대부분의 설계 방법에서는, 구조물의 해석시 $P-\delta$ 모멘트와 $P-\Delta$ 모멘트에 의한 비선형 효과를 고려하지 않고 있다. 강뼈대 구조물의 설계시 비선형 효과는 매우 중요하며 반드시 고려해야 한다. 미국의 강구조 시방서인 AISC-LRFD(1994)에서는 이러한 비선형 효과를 고려하기 위하여 구조물의 해석시 선형 탄성해석과 비선형 탄성해석을 제시하고 있다. 선형 탄성해석을 수행 할 경우 B_1, B_2 계수(Approximate Moment Magnification Factor)를 도입하여 $P-\delta$ 효과와 $P-\Delta$ 효과를 고려한다. 일반적으로 설계자들은 비선형 효과를 고려하기 위하여 B_1, B_2 방법을 사용

한다. B_1, B_2 방법에서는 횡지지되지 않은 뼈대 구조물의 해석시 횡방향으로 지지된 경우와 지지되지 않은 경우로 나누어 선형 탄성해석을 수행하여 두 경우에 대해 최대모멘트를 각각 구한 후 B_1, B_2 계수를 곱하여 $P-\delta$ 효과와 $P-\Delta$ 효과를 따로 고려한다(Salmon 과 Johnson, 1990, Segui, 1998). 그러나 이 방법은 횡지지된 경우의 최대모멘트의 위치와 횡지지되지 않은 경우의 최대모멘트의 위치가 같지 않음에도 불구하고 이를 그대로 사용하는 문제점을 내포하고 있다. 또한 설계자는 B_1, B_2 를 계산할 때 두 분리된 구조물에 대하여 적절한 유효길이 계수를 선택하여야 하는 문제점 때문에 해석에서부터 설계에 이르기까지 일괄적으로 컴퓨터의 활용이 불가능하다(Chen 과 Kim, 1997).

1) 세종대학교 토목환경공학과/건설기술연구소, 석사과정
2) 세종대학교 토목환경공학과/건설기술연구소, 석사과정
3) 정희원, 건설기술연구소 연구원, 공학박사
4) 정희원, 세종대학교 토목환경공학과/건설기술연구소, 부교수

본 논문에 대한 토의를 2002년 10월 31일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

해석시 비선형의 영향을 직접 고려하는 방법으로는 ABAQUS나 ANSYS 같은 범용 유한요소 해석 프로그램을 사용하는 것이다. 그러나, 이 방법은 기하학적 비선형 효과를 고려하기 위하여 부재의 길이 방향으로 10개 이상의 요소로 분할 하여야 하므로 대형 구조물의 해석에는 요소의 수가 너무 많이 필요하여 경제성이 없기 때문에 일반 설계에는 사용되지 않는다. 본 연구에서는 일반 설계에 사용할 수 있는 실용적인 비선형 해석기법을 제시하고자 한다. 안정함수(Stability Function)를 사용하므로써 비선형성을 고려한다(Chen 과 Lui, 1986). 안정함수의 장점은 부재 당 하나의 요소를 사용하므로써 유한요소해석법에 비하여 계산량을 현격히 줄일 수 있는 장점이 있다. 뼈대구조물은 부재간의 상호작용(Interaction)으로 인하여 부재치수를 일괄적으로 정하기가 쉽다. 따라서 부재단면을 자동으로 결정 할 수 있다면 설계실무에 매우 유용하게 사용 될 수 있을 것이다.

본 연구에서는 강뼈대 구조물의 직접적인 비선형 해석에 의한 자동화 설계 방법을 제시하고자 한다. 자동화 기법으로는 직접탐색법을 사용한다. 직접탐색법은 LRFD의 상관관계 식으로 계산된 값중 최대값을 가지는 부재의 단면을 데이터 파일에 저장된 단면들 중에서 단계별로 하나씩 증가시키는 방법이다. 목적함수로는 구조물의 중량을 사용하였으며, 제약조건으로는 하중저항능력과 처짐, 층간 수평변위 및 연성도를 고려한다.

2. 실용적인 비선형 해석

2.1 기하학적 비선형을 고려하는 안정함수

기하학적인 비선형성을 고려하기 위하여 안정함수를 사용한다. 안정함수란 축방향력에 의하여 휨 강성이 감소하는 영향을 고려하는 함수로서 부재를 하나 혹은 두 개의 요소로 이상화하여 기하학적인 비선형을 효과적으로 고려할 수 있다(Kim and Chen, 1996a; Kim and Chen, 1996b). 그림 1과 같이 면내 휨모멘트를 받고 있는 부재의 힘-변위관계는 식(1)과 같다.

$$\begin{pmatrix} M_A \\ M_B \end{pmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} S_{ii} & S_{ij} \\ S_{ji} & S_{jj} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{pmatrix} \quad (1)$$

여기서, S_{ii}, S_{ij}, S_{ji} , 및 S_{jj} 는 안정함수로 식(2) 및 식(3)과 같이 나타낼 수 있다.

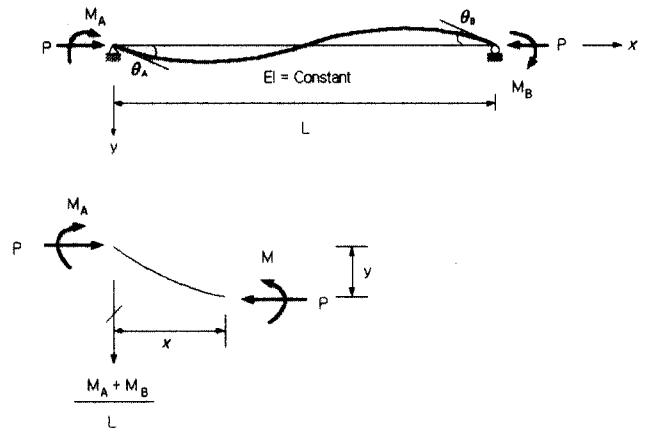


그림 1. 보-기둥 부재의 힘-변위 관계

축방향력이 압축일 경우 ($P < 0$)

$$S_{ii} = S_{jj} = \frac{\pi\sqrt{\rho} \sin(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2 \rho \cos(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho} \sin(\pi\sqrt{\rho})} \quad (2a)$$

$$S_{ij} = S_{ji} = \frac{\pi^2 \rho - \pi\sqrt{\rho} \sin(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho} \sin(\pi\sqrt{\rho})} \quad (2b)$$

축방향력이 인장일 경우 ($P > 0$)

$$S_{ii} = S_{jj} = \frac{\pi^2 \rho \cosh(\pi\sqrt{\rho}) - \pi\sqrt{\rho} \sinh(\pi\sqrt{\rho})}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho} \sinh(\pi\sqrt{\rho})} \quad (3a)$$

$$S_{ij} = S_{ji} = \frac{\pi\sqrt{\rho} \sinh(\pi\sqrt{\rho}) - \pi^2 \rho}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho}) + \pi\sqrt{\rho} \sinh(\pi\sqrt{\rho})} \quad (3b)$$

식 (2)와 식 (3)에서 $\rho = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{\pi^2 EI/L^2}$ 이다. 3차원

보-기둥 부재는 단면의 각 주축(y 축 및 z 축)에 대하여 휨모멘트-회전각이 서로 독립적이므로 안정함수를 각 굽힘면(Plane of Bending)에 대하여 2차원 보-기둥 부재에 대한 안정함수를 그대로 사용할 수 있다. y 축에 대한 안정함수를 S_1, S_2 로 나타내고, z 축에 대한 안정함수를 S_3, S_4 로 나타내면 3차원 보-기둥 부재의 힘-변위 관계는 식 (4)와 같다.

$$\begin{pmatrix} P \\ M_{yA} \\ M_{yB} \\ M_{zA} \\ M_{zB} \\ T \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S_1 \frac{EI_y}{L} & S_2 \frac{EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S_2 \frac{EI_y}{L} & S_1 \frac{EI_y}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_3 \frac{EI_z}{L} & S_4 \frac{EI_z}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_4 \frac{EI_z}{L} & S_3 \frac{EI_z}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{L} \end{bmatrix} \times \begin{pmatrix} \delta \\ \theta_{yA} \\ \theta_{yB} \\ \theta_{zA} \\ \theta_{zB} \\ \phi \end{pmatrix} \quad (4)$$

여기서, $P, M_{yA}, M_{yB}, M_{zA}, M_{zB}$ 및 T 는 축력, y 와 z 축에 대한 단모멘트 및 비틀림모멘트를 각각 나타낸

다. δ , θ_{yA} , θ_{yB} , θ_{zA} , θ_{zB} 및 ϕ 는 축변형, 절점의 회전 각 및 비틀림각이다. S_1 , S_2 , S_3 와 S_4 는 각각의 y 와 z 축에 대한 안정 함수로서 식 (5a) ~ 식 (5d) 와 같다.

$$S_1 = \begin{cases} \frac{\pi\sqrt{\rho_y}\sin(\pi\sqrt{\rho_y}) - \pi^2\rho_y\cos(\pi\sqrt{\rho_y})}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho_y}) - \pi\sqrt{\rho_y}\sin(\pi\sqrt{\rho_y})} : P < 0 \\ \frac{\pi^2\rho_y\cosh(\pi\sqrt{\rho_y}) - \pi\sqrt{\rho_y}\sinh(\pi\sqrt{\rho_y})}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho_y}) + \pi\sqrt{\rho_y}\sinh(\pi\sqrt{\rho_y})} : P > 0 \end{cases} \quad (5a)$$

$$S_2 = \begin{cases} \frac{\pi^2\rho_y - \pi\sqrt{\rho_y}\sin(\pi\sqrt{\rho_y})}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho_y}) - \pi\sqrt{\rho_y}\sin(\pi\sqrt{\rho_y})} : P < 0 \\ \frac{\pi\sqrt{\rho_y}\sinh(\pi\sqrt{\rho_y}) - \pi^2\rho_y}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho_y}) + \pi\sqrt{\rho_y}\sinh(\pi\sqrt{\rho_y})} : P > 0 \end{cases} \quad (5b)$$

$$S_3 = \begin{cases} \frac{\pi\sqrt{\rho_z}\sin(\pi\sqrt{\rho_z}) - \pi^2\rho_z\cos(\pi\sqrt{\rho_z})}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho_z}) - \pi\sqrt{\rho_z}\sin(\pi\sqrt{\rho_z})} : P < 0 \\ \frac{\pi^2\rho_z\cosh(\pi\sqrt{\rho_z}) - \pi\sqrt{\rho_z}\sinh(\pi\sqrt{\rho_z})}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho_z}) + \pi\sqrt{\rho_z}\sinh(\pi\sqrt{\rho_z})} : P > 0 \end{cases} \quad (5c)$$

$$S_4 = \begin{cases} \frac{\pi^2\rho_z - \pi\sqrt{\rho_z}\sin(\pi\sqrt{\rho_z})}{2 - 2\cos(\pi\sqrt{\rho_z}) - \pi\sqrt{\rho_z}\sin(\pi\sqrt{\rho_z})} : P < 0 \\ \frac{\pi\sqrt{\rho_z}\sinh(\pi\sqrt{\rho_z}) - \pi^2\rho_z}{2 - 2\cosh(\pi\sqrt{\rho_z}) + \pi\sqrt{\rho_z}\sinh(\pi\sqrt{\rho_z})} : P > 0 \end{cases} \quad (5d)$$

여기서 $\rho_y = P/(\pi^2 EI_y/L^2)$, $\rho_z = P/(\pi^2 EI_z/L^2)$ 이다.

식 (5)는 축력이 0일 때 수치해석적으로 부정이 발생한다. 이러한 문제를 피하기 위해서 Chen 과 Lui (1986)는 멱급수(Power-Series)를 사용하여 식 (6)을 제안하였다. 식 (6)은 부재의 축력이 $-2.0 \leq \rho \leq 2.0$ 범위의 값을 가질 때 매우 정확한 값을 나타낸다.

$$S_1 = 4 + \frac{2\pi^2\rho_y}{15} - \frac{(0.01\rho_y + 0.543)\rho_y^2}{4 + \rho_y} + \frac{(0.004\rho_y + 0.285)\rho_y^3}{8.143 + \rho_y} \quad (6a)$$

$$S_2 = 2 - \frac{2\pi^2\rho_y}{30} + \frac{(0.01\rho_y + 0.543)\rho_y^2}{4 + \rho_y} - \frac{(0.004\rho_y + 0.285)\rho_y^3}{8.143 + \rho_y} \quad (6b)$$

$$S_3 = 4 + \frac{2\pi^2\rho_z}{15} - \frac{(0.01\rho_z + 0.543)\rho_z^2}{4 + \rho_z} + \frac{(0.004\rho_z + 0.285)\rho_z^3}{8.143 + \rho_z} \quad (6c)$$

$$S_4 = 2 - \frac{2\pi^2\rho_z}{30} + \frac{(0.01\rho_z + 0.543)\rho_z^2}{4 + \rho_z} - \frac{(0.004\rho_z + 0.285)\rho_z^3}{8.143 + \rho_z} \quad (6d)$$

식 (6)은 인장과 압축을 받는 부재에 대하여 구분 없이 사용할 수 있다. 그러나 ρ 의 범위가 $-2.0 \leq \rho \leq 2.0$ 을 벗어날 경우에는 식 (6)의 오차가 커져서 식 (5)를 사용해야 한다. 안정함수는 개별 뼈대구조 부재에 대하여 하나의 부재를 하나의 요소로 사용할 수 있게 해주며, 요소의 강성도와 단부력을 정확하게 산정하는 장점을 갖고 있다.

2.2 전단 변형을 고려한 힘-변위 관계

부재의 강성관계에서 전단변형의 효과는 휨에 대한 유연도

행렬에 전단에 대한 유연도 행렬을 더함으로써 고려할 수 있다. 평면상의 보-기둥 부재에서 휨에 대한 유연행렬과 전단에 대한 유연 행렬은 각각 식 (7) 및 식(8)과 같다.

$$\begin{pmatrix} \theta_{MA} \\ \theta_{MB} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{C_{II}}{C_{II}C_{JJ} - C_{IJ}^2} & \frac{-C_{IJ}}{C_{II}C_{JJ} - C_{IJ}^2} \\ \frac{-C_{IJ}}{C_{II}C_{JJ} - C_{IJ}^2} & \frac{C_{II}}{C_{II}C_{JJ} - C_{IJ}^2} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} M_A \\ M_B \end{pmatrix} \quad (7)$$

$$\begin{pmatrix} \theta_{SA} \\ \theta_{SB} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{GA_S L} & \frac{1}{GA_S L} \\ \frac{1}{GA_S L} & \frac{1}{GA_S L} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} M_A \\ M_B \end{pmatrix} \quad (8)$$

여기서, $C_{II} = S_{ii} \frac{EI}{L}$, $C_{IJ} = S_{ij} \frac{EI}{L}$, $C_{JJ} = S_{jj} \frac{EI}{L}$.

G : 전단탄성계수, A_S : 전단면적, L : 부재길이, M_A, M_B 는 절점 A 및 절점 B에서 휨 모멘트, θ_{MA}, θ_{MB} 는 모멘트에 의한 절점 A 및 절점 B에서의 회전 변위, θ_{SA}, θ_{SB} 는 전단에 의한 절점 A 및 절점 B에서의 회전 변위, S_{ii}, S_{ij}, S_{jj} 는 안정함수(식 (2), 식 (3))이다.

보-기둥 부재의 전체 회전 변위는 휨변형에 의한 회전변위와 전단변형에 의한 회전을 더함으로써 구할 수 있다. 따라서 전체 회전 변위는 식 (9)와 같다.

$$\begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \theta_{MA} \\ \theta_{MB} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \theta_{SA} \\ \theta_{SB} \end{pmatrix} \quad (9)$$

여기서, θ_A, θ_B 는 절점 A 및 절점 B에서의 전체 회전 변위이다.

식 (9)에 식 (7)과 식 (8)을 대입하여 절점 A와 B에서의 휨 모멘트로 나타내면 식 (10)과 같이 정식화 된다.

$$\begin{pmatrix} M_A \\ M_B \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} k_{II} & k_{IJ} \\ k_{IJ} & k_{JJ} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{pmatrix} \quad (10)$$

여기서,

$$k_{II} = \frac{C_{II}C_{JJ} - C_{IJ}^2 + C_{II}A_S GL}{C_{II} + C_{IJ} + 2C_{IJ} + A_S GL} \quad (11a)$$

$$k_{IJ} = \frac{-C_{II}C_{JJ} + C_{IJ}^2 + C_{II}A_S GL}{C_{II} + C_{IJ} + 2C_{IJ} + A_S GL} \quad (11b)$$

$$k_{JJ} = \frac{C_{II}C_{JJ} - C_{IJ}^2 + C_{II}A_S GL}{C_{II} + C_{IJ} + 2C_{IJ} + A_S GL} \quad (11c)$$

이다.

그러므로, 3차원 보-기둥 부재의 전단변형을 y 축 및 z 축에 대해 정리하면 전단변형을 고려한 힘-변위 관계는 식 (12)와 같이 정식화 된다.

$$\begin{Bmatrix} P \\ M_{yA} \\ M_{yB} \\ M_{zA} \\ M_{zB} \\ T \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{IY} & k_{IY} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{IY} & k_{IY} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{IZ} & k_{IZ} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{IZ} & k_{IZ} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \\ \theta_{yA} \\ \theta_{yB} \\ \theta_{zA} \\ \theta_{zB} \\ \phi \end{Bmatrix} \quad (12)$$

$$\{f_e\} = [K_e] \{d_e\} \quad (13)$$

여기서,

$$k_{IY} = \frac{C_{IY}C_{JY} - C_{IY}^2 + C_{IY}A_{sz}GL}{C_{IY} + C_{JY} + 2C_{IY} + A_{sz}GL} \quad (14a)$$

$$k_{IY} = \frac{-C_{IY}C_{IY} + C_{IY}^2 + C_{IY}A_{sz}GL}{C_{IY} + C_{IY} + 2C_{IY} + A_{sz}GL} \quad (14b)$$

$$k_{JY} = \frac{C_{IY}C_{JY} - C_{IY}^2 + C_{JY}A_{sz}GL}{C_{IY} + C_{JY} + 2C_{IY} + A_{sz}GL} \quad (14c)$$

$$k_{IZ} = \frac{C_{IZ}C_{JZ} - C_{IY}^2 + C_{IZ}A_{sz}GL}{C_{IZ} + C_{JZ} + 2C_{IY} + A_{sz}GL} \quad (14d)$$

$$k_{IZ} = \frac{-C_{IZ}C_{JZ} + C_{IY}^2 + C_{IZ}A_{sz}GL}{C_{IZ} + C_{JZ} + 2C_{IY} + A_{sz}GL} \quad (14e)$$

$$k_{JZ} = \frac{C_{IZ}C_{JZ} - C_{IY}^2 + C_{JZ}A_{sz}GL}{C_{IZ} + C_{JZ} + 2C_{IY} + A_{sz}GL} \quad (14f)$$

2.3 국부 좌표계의 강도행렬

절점당 6개의 자유도를 가진 국부좌표계의 강도행렬 $[K_L]$ 은 변환 매트릭스 $[T]_{6 \times 12}$ 를 강도행렬 $[K_e]$ 앞뒤에 곱하여 식(15)와 같이 구한다.

$$[K_L]_{12 \times 12} = [T]_{6 \times 12}^T [K_e]_{6 \times 6} [T]_{6 \times 12} \quad (15)$$

여기서, 변환 매트릭스 $[T]_{6 \times 12}$ 는 식 (16)과 같다.

$$[T]_{6 \times 12} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/L & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/L & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1/L & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (16)$$

즉, 국부좌표계의 부재력, 변위 및 강도행렬의 관계는 식 (17)과 같다.

$$\{f_L\} = [K_L]_{12 \times 12} \{d_L\} \quad (17)$$

여기서, 국부좌표계의 부재력, 변위 및 강도행렬은 각각 식 (18)과 같다.

$$\{f_L\}^T = \{F_{xA} \ F_{yA} \ F_{zA} \ M_{xA} \ M_{yA} \ M_{zA} \ F_{xB} \ F_{yB} \ F_{zB} \ M_{xB} \ M_{yB} \ M_{zB}\} \quad (18a)$$

$$\{d_L\}^T = \{\Delta_{xA} \ \Delta_{yA} \ \Delta_{zA} \ \theta_{xA} \ \theta_{yA} \ \theta_{zA} \ \Delta_{xB} \ \Delta_{yB} \ \Delta_{zB} \ \theta_{xB} \ \theta_{yB} \ \theta_{zB}\} \quad (18b)$$

$$[K_L]_{12 \times 12} = \begin{bmatrix} [K_L]_1 & [K_L]_2 \\ [K_L]_2^T & [K_L]_3 \end{bmatrix} \quad (18c)$$

식 (18c)의 구성요소인 부행렬은 각각 식 (19)와 같다.

$$[K_L]_1 = \begin{bmatrix} a & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & b & 0 & 0 & 0 & c \\ 0 & 0 & d & 0 & -e & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -e & 0 & g & 0 \\ 0 & c & 0 & 0 & 0 & h \end{bmatrix} \quad (19a)$$

$$[K_L]_2 = \begin{bmatrix} -a & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -b & 0 & 0 & 0 & c \\ 0 & 0 & -d & 0 & -e & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -f & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e & 0 & i & 0 \\ 0 & -c & 0 & 0 & 0 & j \end{bmatrix} \quad (19b)$$

$$[K_L]_3 = \begin{bmatrix} a & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & b & 0 & 0 & 0 & -c \\ 0 & 0 & d & 0 & e & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f & 0 & 0 \\ 0 & 0 & e & 0 & m & 0 \\ 0 & -c & 0 & 0 & 0 & n \end{bmatrix} \quad (19c)$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{EA}{L} & b &= \frac{k_{IZ} + 2k_{JZ} + k_{JZ}}{L^2} \\ c &= \frac{k_{IZ} + k_{JZ}}{L} & d &= \frac{k_{IY} + 2k_{IY} + k_{JY}}{L^2} \\ e &= \frac{k_{IY} + k_{JY}}{L} & f &= \frac{GI}{L} \\ g &= k_{IY} & h &= k_{IZ} & i &= k_{IY} \\ j &= k_{JZ} & m &= k_{JY} & n &= k_{JZ} \end{aligned} \quad (20)$$

2.4 P-Δ효과를 고려한 강도행렬

국부좌표계의 강도행렬 식 (18c)는 보-기둥 부재양단에서의 횡방향 변위(Sway)가 억제되어 있는 경우의 강도행렬이다. 부재의 횡방향 변위의 효과 즉 P-Δ효과를 추가로 고려해야한다. 축방향력 P를 받고 있는 보-기둥 부재는 부재축에 직교하는 y축 및 z축 방향의 횡방향 변위에 의하여 전단력을 추가로 받는다(그림 2). 따라서, y축과 z축방향의 전단력과 횡방향 변위의 관계는 식 (21)로 정식화된다.

$$F_{yA} = -\frac{P}{L}(\Delta_{yA} - \Delta_{yB}) \quad (21a)$$

$$F_{zA} = -\frac{P}{L}(\Delta_{zA} - \Delta_{zB}) \quad (21b)$$

여기서, P는 보-기둥 부재의 축방향력이다. 부재가 압축을 받을 때 양(+)의 값을 가지며, 인장을 받을 때 음(-)의 값을 가진다. 국부좌표계의 강도행렬 $[K_L]_{12 \times 12}$ 식 (18c)에 횡방향 변위에 추가적인 전단력을 고려하면, 식 (20)은 식 (22)와 같이 된다.

$$\begin{aligned} a &= \frac{EA}{L} & b &= \frac{k_{IYZ} + 2k_{IJZ} + k_{JYZ}}{L^2} - \frac{P}{L} \\ c &= \frac{k_{IYZ} + k_{IJZ}}{L} & d &= \frac{k_{IYY} + 2k_{IYY} + k_{JYY}}{L^2} - \frac{P}{L} \\ e &= \frac{k_{IYY} + k_{IYY}}{L} & f &= \frac{GJ}{L} \\ g &= k_{IYY} & h &= k_{IYZ} & i &= k_{IYY} \\ j &= k_{IJZ} & m &= k_{JYY} & n &= k_{JYZ} \end{aligned} \quad (22)$$

2.5 비선형 해석 절차

본 논문에서는 비선형 해석을 수행하기 위하여 단순 증분법(Simple Incremental Method)과 증분 반복법(Incremental-

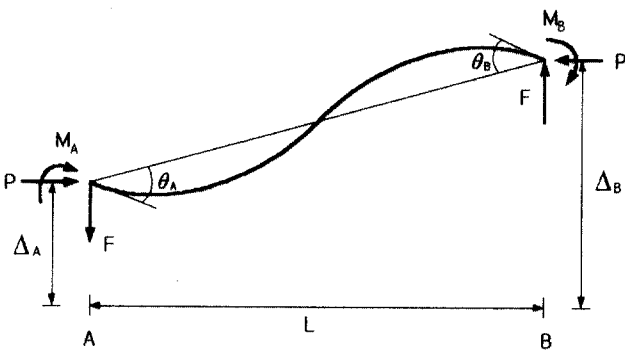


그림 2. 전단력과 횡방향 변위와의 관계

Iteration Method)을 사용하였다. 단순 증분법은 비선형 해석에 사용되는 기법이지만, 증분의 크기에 따라 오차가 발생할 수 있다. 따라서 본 논문에서는 요소의 강도계수의 변화량 ($\Delta\eta$)이 규정된 값을 초과 할 경우 자동적으로 증분의 크기를 감소시키도록 하여 오차를 최소화하였다. 증분 반복법은 계산 과정 중 특정 사이클에서 구조물이 선형적으로 거동한다고 가정한다. 이러한 선형화 과정 때문에 외부 하중과 내부 부재력과의 평형조건이 만족되지 않게 된다. 이 불평형 하중은 구조물에 다시 작용하여 평형조건을 만족할 때 까지 반복 계산된다. 안정 한계점(Stability Limit Point)에 접근 할수록 해의 수렴은 느려진다. 이 때 수렴의 편의를 위하여 증분 하중의 크기는 자동적으로 감소한다.

3. 자동화 설계

3.1 알고리즘

본 연구에서 사용한 알고리즘은 그림 3과 같다. 초기 단면은 가장 가벼운 단면으로 가정한다. 계수하중에 의한 비선형 탄성 해석에 의한 해석결과가 제약조건식을 만족하지 않게 되면, 단면을 단계별로 하나씩 증가시킴으로서 자동적으로 단면을 결정한다. 우선, 계수하중을 받는 구조물의 하중저항능력을 평가하기 위하여 비선형 탄성 해석을 수행한다. 각각의 부재에 대한 상관 계수 값 $G(1)$ 은 AISC-LRFD 상관방정식(식 (24a), 식 (24b))에 의하여 계산한다. 상관 계수 값

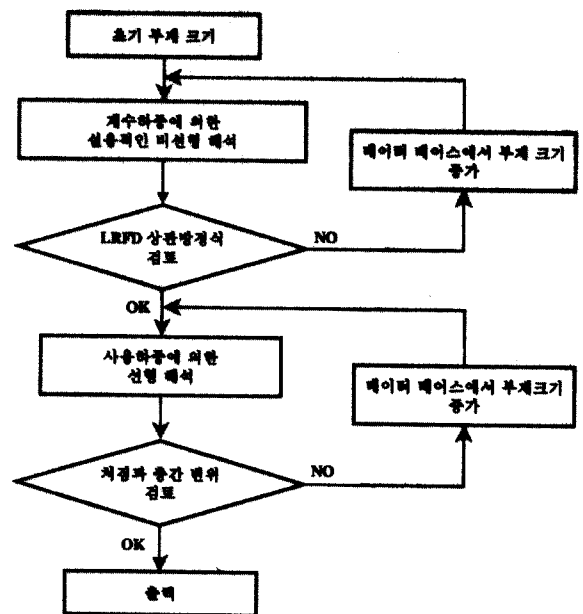


그림 3. 알고리즘

$G(1)$ 이 1.0보다 큰 부재들 중 가장 큰 값을 가지는 부재에 대하여 데이터 파일에서 단면을 하나씩 증가시켜간다. 본 논문에서는 자동화 설계를 위하여 AISC 규격의 WF형강 단면 특성을 데이터 파일로 저장하여 자동화 과정에서 읽어들이 수 있도록 하였다. 이런 반복과정은 구조물의 모든 부재의 상관 계수 값 $G(1)$ 이 1.0을 넘지 않을 때까지 계속된다.

다음으로 구조물의 사용성을 나타내는 처짐과 층간 수평변위에 대한 평가를 위하여 사용하중하에서 탄성해석을 수행한다. 만약 보가 처짐에 대한 제약조건을 만족하지 않게 되면 지간길이에 대하여 가장 큰 처짐을 가진 보의 부재 크기를 한 단계 증가시키게 된다. 또한 층간 수평변위를 만족시키지 않게 되면 기둥의 부재 크기를 한 단계씩 증가시키게 된다.

3.2 목적 함수

목적함수는 강뼈대 구조물의 중량의 함수로서 식 (23)과 같다.

$$OBJ = \rho \left[\sum_{i=1}^{NB} (V_b)_i + \sum_{j=1}^{NC} (V_c)_j \right] \quad (23)$$

여기서 $(V_b)_i$ 는 i 번째 보의 체적, $(V_c)_j$ 는 j 번째 기둥의 체적, NB 는 보의 개수, NC 는 기둥의 개수이다. ρ 는 단위 체적당 중량이다.

3.3 제약 조건식

제약조건식으로 하중저항능력, 변위 및 연성도를 사용한다.

3.3.1 하중-저항 능력

보-기둥 부재에 대한 하중-저항능력은 AISC-LRFD(1994) 상관방정식을 사용하였으며 제약조건식은 다음과 같다.

$$\frac{P}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \text{ 인 경우}$$

$$G(1) = \frac{P}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_y}{\phi_b M_{ny}} + \frac{8}{9} \frac{M_z}{\phi_b M_{nz}} \leq 1.0 \quad (24a)$$

$$\frac{P}{\phi_c P_n} < 0.2 \text{ 인 경우}$$

$$G(1) = \frac{P}{2\phi_c P_n} + \frac{M_y}{\phi_b M_{ny}} + \frac{M_z}{\phi_b M_{nz}} \leq 1.0 \quad (24b)$$

여기서, ϕ_c 및 ϕ_b 는 압축 및 휨에 대한 강도감소계수이

다. AISC-LRFD(1994)에서는 저항계수로 부재의 축강도 및 휨강도에 대하여 각각 0.85 및 0.9를 사용하고 있다. P , M_y 및 M_z 는 각각 축력, y 및 z 축에 대한 휨모멘트이다. M_{ny} 및 M_{nz} 는 y 및 z 축에 대한 단면의 공칭 휨강도이다. 본 연구에서 사용하는 단면은 조밀단면으로 가정하였기 때문에 단면의 소성 휨모멘트를 공칭 휨강도로 사용한다. P_n 은 공칭 압축강도로서 다음 식과 같다.

$$\lambda_c \leq 1.5 \text{ 인 경우}$$

$$P_n = 0.658 \lambda_c^2 F_y A \quad (25a)$$

$$\lambda_c > 1.5 \text{ 인 경우}$$

$$P_n = \frac{0.877 F_y A}{\lambda_c^2} \quad (25b)$$

여기서, λ_c 는 세장비로서 식 (26)과 같다.

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (26)$$

또한, F_y 및 E 는 항복강도 및 탄성계수이다. A 및 L 은 부재의 단면적 및 길이이다. r 은 좌굴면에 대한 회전반경이다. K 는 부재의 유효길이계수로서 Dumonteil (1992)가 제안한 식은 다음과 같다.

$$\text{횡방향 변위가 방지된 경우}$$

$$K = \frac{3G_A G_B + 1.4(G_A + G_B) + 0.64}{3G_A G_B + 2.0(G_A + G_B) + 1.28} \quad (27a)$$

$$\text{횡방향 변위가 있는 경우}$$

$$K = \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4.0(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \quad (27b)$$

여기서, G_A 및 G_B 는 기둥 단부 A 및 B에서 보-기둥에 대한 강성비를 나타낸다.

3.3.2 변위

ASCE Ad Hoc 위원회 (1986)에 의하면, 뼈대 구조에 대하여 일반적인 층간 수평변위의 허용치는 층 높이의 1/500에서 1/200을 제안하고 있으며 보통은 H/300이다. Ad Hoc 위원회 (1986)와 Ellingwood (1989)에 의한 층의 처짐 제한은 다음과 같다.

- 활하중에 의한 바닥 거더의 처짐 : $H/360$
- 층간 수평변위 : 풍하중에 대해 $H/300$

본 연구에서는 Ad Hoc 위원회 (1986)와 Ellingwood (1989)에 의한 연구를 바탕으로 제약조건식을 다음과 같이 형성하였다.

$$G(2) = \frac{L_i}{360} - (\Delta_{bw})_i \geq 0 \quad (28)$$

$$G(3) = \frac{H_j}{300} - (\Delta_{cw})_j \geq 0 \quad (29)$$

여기서 $G(2)$ 및 $G(3)$ 은 각각 처짐 및 층변위에 대한 제약 조건식이다. L_i 및 $(\Delta_{bw})_i$ 는 i -번째 보의 지간길이 및 처짐을 나타낸다. H_j 및 $(\Delta_{cw})_j$ 는 j -번째 기둥의 층고 및 층간 수평변위를 나타낸다.

3.3.3 연성도

충분한 회전 능력은 부재의 소성 모멘트 발현과 모멘트 재분배를 위하여 필요하다. 이것은 부재가 적절히 횡지지되고 단면이 조밀(compact)할 때 얻어진다. 횡지지 길이와 조밀 단면에 대한 제한은 AISC-LRFD (1994)의 규정에 따른다. 이를 제약조건식으로 나타내면 다음과 같다.

$$G(4) = \frac{300r_{yi}}{\sqrt{F_y}} - L_{bi} \geq 0 \quad (30)$$

$$G(5) = \frac{65}{\sqrt{F_y}} - \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)_i \geq 0 \quad (31)$$

$$G(6) = \frac{640}{\sqrt{F_y}} - \left(\frac{h_c}{t_w}\right)_i \geq 0 \quad (32)$$

여기서 $G(4)$ 는 횡비틀림 좌굴을 방지하기 위한 비지지장에 대한 제약조건식이다. $G(5)$ 및 $G(6)$ 는 국부좌굴을 방지하기 위한 플랜지 및 웨브의 폭-두께비에 대한 제약조건식이다. r_{yi} 및 L_{bi} 는 i -번째 부재에 대한 약축방향의 회전반경 및 비지지장을 나타낸다. b_f , t_f 및 t_w 는 각각 플랜지의 폭과 두께 및 웨브의 두께를 나타낸다. h_c 는 보의 깊이, F_y 는 항복강도를 나타낸다.

4. 비선형 해석 검증

이 장에서는 3차원 기둥과 3차원 강뼈대 구조물을 대상으로 자동화 설계에 사용된 비선형 해석에 대한 타당성을 입증하고자 한다.

4.1 3차원 기둥

본 예제는 3차원 기둥 문제로서 그림 4와 같이 단순지지된 기둥이 축방향력 P 를 받을 때의 해석결과를 Euler 좌굴강도와 비교하였다. 약축으로도 좌굴이 일어날 수 있도록 경계조건을 부여하였다. 해석에 사용된 단면은 $W8 \times 31$ 이다. 부재의 항복강도는 248 Mpa (36 ksi) 이고, 탄성계수는 200 Gpa (29000 ksi) 이다. 사용한 요소수는 1개이다. 기둥의 세장비를 변화시키면서 기둥의 좌굴강도를 구하였다. 본 연구에서 개발한 프로그램으로 구한 기둥 강도와 Euler의 기둥 강도를 그림 5에서 비교하였다. 그림 5에서 L 은 부재길이, λ_{cy} 는 약축에 대한 세장비 $\frac{KL}{r_y} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$ 이다. 약축에 대한 Euler의 좌굴강도는 $P_{Ey} = \pi^2 \frac{EI_y}{L^2}$ 이다. 제안된 방법은 Euler의 이론식과의 최대 오차가 0.7%로 매우 잘 일치함을 알 수 있다.

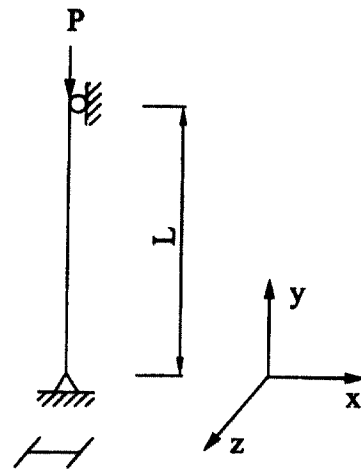


그림 4. 3차원 기둥

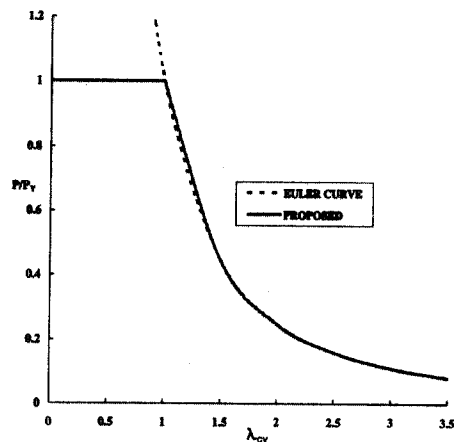


그림 5. 세장비에 따른 강도 곡선

4.2 3차원 강뼈대 구조물

본 예제는 3차원 강뼈대 구조물로서 그림 6에 도시하였다. 사용된 단면은 기둥에 대하여 $W14 \times 43$ 을 사용하였으며 보에 대하여 $W18 \times 46$ 을 사용하였다. 모든 부재의 항복강도는 248 Mpa (36 ksi) 이고 탄성계수는 200 Gpa (29000 ksi) 이다. 3차원에 비대칭하중으로 그림 6과 같이 재하하였다. 제안한 해석의 경우 부재당 요소수를 1개 사용하여 하중-변위 관계를 구하였다. 수치해석은 범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 수행하였다(Habib, Karlsson and Sorensen, 1998). ABAQUS에서 제공하는 3차원 보 요소는 B31(2-node linear beam), B32(3-node quadratic beam) 그리고 B33(2-node cubic beam) 등으로 나눌 수 있다. 이 중 B31과 B32는 요소 수를 충분히 증가시켜도 변위를 과대평가 하였으며 B33는 적당한 요소 수에도 충분히 정확한 결과를 주었다. 그러므로 수치해석은 부재 길이 방향으로 10 in. 당 1개의 B33 요소를 사용하였다. 제안된 방법과 수치해석의 결과를 그림 7에 비교하였다. 하중-변위 곡선이 상호 잘 일치함을 알 수 있다.

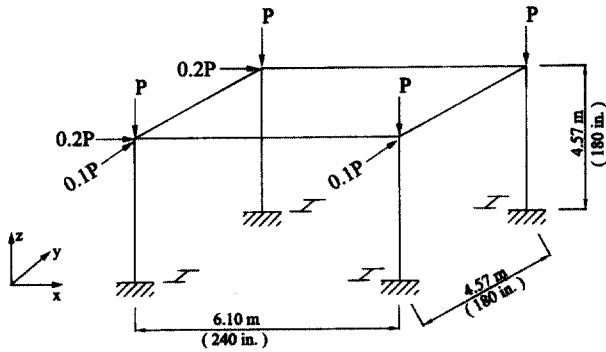


그림 6. 3차원 강뼈대 구조물

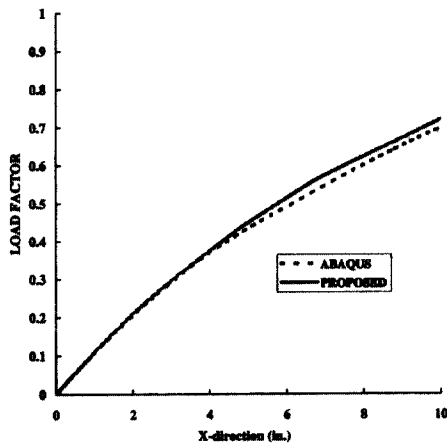


그림 7. 3차원 강뼈대 구조물의 하중-변위 곡선

5. 설계 예제

5.1 2차원 강뼈대 구조물

본 설계 예제는 2차원 강뼈대 구조물로서 그림 8에 도시하였다. 부재의 크기를 나타내는 설계변수는 그림 9에 나타내었다. 각 부재의 항복강도는 250 MPa (36 ksi)이고, 탄성계수는 200 GPa ($29,000 \text{ ksi}$)이다. 구조물에 작용하는 설계하중은 사하중 54.75 kN/m (3.75 kips/ft), 활하중 36.50 kN/m (2.50 kips/ft), 및 풍하중 83.3 kN (18.72 kips)를 사용하였다. 사하중, 활하중 및 풍하중에 대한 하중계수는 각각 1.2, 0.5, 및 1.3을 사용하였다. 하중조합을 고려한 설계하중은 등가집중하중으로 환산하여 재하시켰으며 그림 8에 도시하였다. 초기 부재 크기는 가장 가벼운 단면인 $W4 \times 13$ 을 사용하였다. 부재의 크기는 구조물이 제약조건식을 모두 만족할 때까지 단계별로 하나씩 자동적으로 증가되었다.

활하중에 의한 거더의 최대처짐은 $L/1403$ 로 계산되었다. 이는 처짐 허용치인 $L/360$ 보다 작으므로 기준치를 만족함을 알 수 있다. 풍하중에 의한 최대 수평변위는 $H/611$ 로 계산되었다. 이는 허용 수평변위인 $H/300$ 보다 작으므로 기준치를 만족함을 알 수 있다. 제안된 방법에 의한 단면크기와 상관계수 $G(1)$ 을 표 1에 나타내었다.

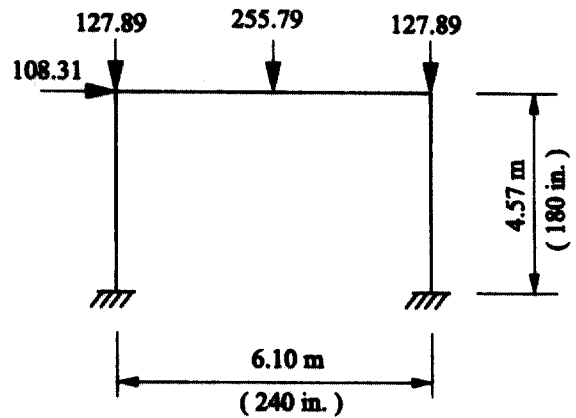


그림 8. 2차원 강뼈대 구조물

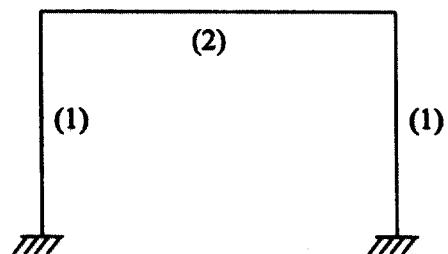


그림 9. 2차원 강뼈대 구조물의 설계변수

표 1. 2차원 강뿔대 구조물의 부재크기와 상관계수 값

설계 변수	부재 크기	상관 계수 값 (G(1))
1	W24 × 62	0.82
2	W16 × 40	0.93
전체 중량	11.86 kN (2,665 lb)	

표 2. 3차원 2층 강뿔대 구조물의 부재크기와 상관계수 값

설계 변수	부재 크기	상관 계수 값 (G(1))
1	W30 × 116	0.82
2	W40 × 183	0.93
3	W24 × 76	0.82
4	W24 × 68	0.85
5	W16 × 40	0.98
6	W8 × 15	0.87
7	W12 × 19	0.96
8	W12 × 26	0.90
9	W8 × 13	0.80
10	W12 × 16	0.92
전체 중량	114.78 kN (25,794 lb)	

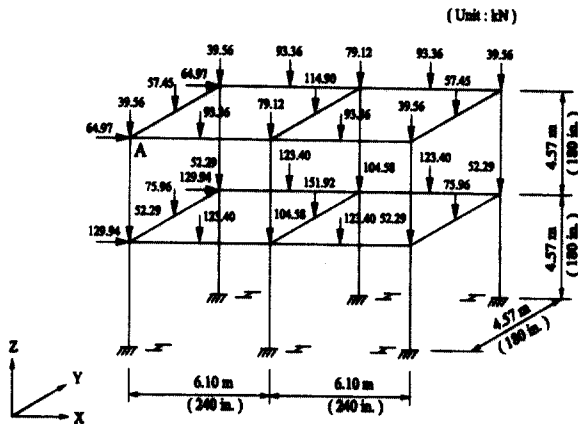


그림 10. 3차원 2층 강뿔대 구조물

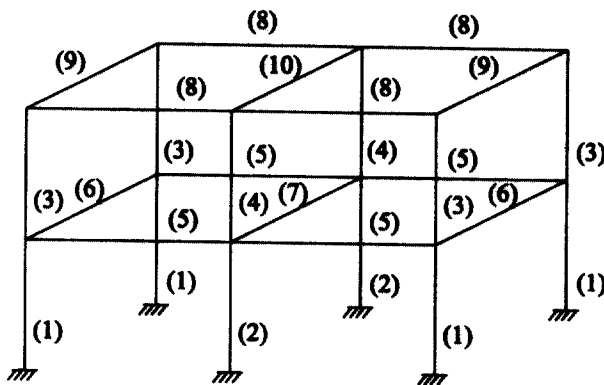


그림 11. 3차원 2층 강뿔대 구조물의 설계변수

5.2 3차원 2층 강뿔대 구조물

본 설계 예제는 3차원 2층 강뿔대 구조물로서 그림 10에 도시하였다. 부재의 크기를 나타내는 설계변수는 그림 11에 나타내었다. 각 부재의 항복강도는 250 MPa (36 ksi)이고, 탄성계수는 200 Gpa (29000 ksi)이다. 구조물에 작용하는 설계하중은 다음과 같다. (1) 지붕하중 : 사하중 10.8 kN/m² (225 psf), 활하중 7.2 kN/m² (150 psf), (2) 바닥하중 : 사하중 13.2 kN/m² (275 psf), 활하중 12.0 kN/m² (250 psf), (3) 풍하중 7.2 kN/m² (150 psf)를 사용하였다. 하중조합은 1.2D+0.5L+1.3W를 사용하였다. 하중조합을 고려한 설계하중은 등가집중하중으로 환산하여 재하시켰으

며 그림 10에 도시하였다. 초기 부재 크기는 가장 가벼운 단면인 W4×13을 사용하였다. 부재의 크기는 구조물이 제약 조건식을 모두 만족할 때까지 단계별로 하나씩 증가된다.

활하중에 의한 최대처짐은 L/1091로 계산되었다. 이는 처짐 허용치인 L/360보다 작으므로 기준치를 만족함을 알 수 있다. 풍하중에 의한 최대 층간 수평변위는 H/327로 계산되었다. 이는 허용 수평변위인 H/300보다 작으므로 기준치를 만족함을 알 수 있다. 제안된 방법에 의한 단면크기와 상관계수 G(1)을 표 2에 나타내었다.

6. 결론

본 논문에서는 비선형 해석을 이용한 3차원 강뿔대 구조물의 자동화 설계 방법을 제시하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 제안한 해석 방법은 기하학적 비선형 효과 및 전단 변형 영향을 고려할 수 있다.
- (2) 제안한 방법은 종래 설계의 단점 즉 선형 탄성 해석 후 비선형 효과를 고려하기 위하여 B₁, B₂계수를 사용하는 불합리성을 극복하였다.
- (3) 비선형 해석을 검증한 결과 Euler 기둥강도와와의 최대 오차가 0.7%이며, 3차원 강뿔대 구조물의 비선형 해석 결과 ABAQUS의 해석 결과와 상호 잘 일치하였다.
- (4) 목적함수로는 구조물의 최소 중량을 사용하였으며, 제약조건식으로는 하중저항능력, 처짐, 층간 수평변위 및 연성도를 사용하여 자동화 설계를 하였다.
- (5) 강뿔대 구조물의 자동 설계를 위하여 LRFD 상관방정식으로 계산된 값 중 최대값을 가지는 부재를 단계별

로 증가시키는 직접 탐색법을 사용하였다.

- (6) 설계예제로 2차원 강뼈대 구조물과 3차원 2층 강뼈대 구조물에 대하여 자동화설계를 수행하였다.
- (7) 제안한 방법은 실용적인 비선형 해석에 자동화 기법을 도입한 방법으로 설계자의 노력과 시간을 대폭 절감할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 과학기술부의 국가지정연구실(2000-N-NL-01-C-162) 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. ABAQUS/standard user's manual version 5.8, vol I, Pawtucket (RI) : Hibbit, Karlsson and Sorensen, 1998.
2. Ad Hoc Committee on Serviceability, Structural serviceability: a critical appraisal and research needs, ASCE J. Struct. Eng., 1986, 112(12), pp.2646-2664.
3. AISC, Load and resistance factor design specification, AISC, 2nd ed., Chicago, 1994.
4. Chen, W.F. and Kim, S.E, LRFD steel design using advanced analysis, CRC Press, Boca Raton, Florida, 1997.
5. Chen, W.F. and Lui, E.M., Structural stability -

Theory and implementation, Elsevier Science Publication Co., New York, 1986.

6. Dumonteil, P., Simple equations for effective length factors, Engineering Journal, AISC, 29(3), Third Quarter, 1992, pp.111-115.
7. Ellingwood, B., Serviceability guidelines for steel structures, AISC Engineering Journal, 26, 1st Quarter, 1989, pp.1-8.
8. Kim, S.E. and Chen, W.F., Practical advanced analysis for braced steel frame design, ASCE J. Struct. Eng., 1996a, 122(11), pp.1266-1274.
9. Kim, S.E. and Chen, W.F., Practical advanced analysis for unbraced steel frame design, ASCE J. Struct. Eng., ASCE, 1996b, 122(11), pp.1259-1265.
10. Maleck, A.E., White, D.W., and Chen, W.F., Practical application of advanced analysis in steel design, Proceeding the 4-th Pacific Structural Steel Conference, Vol. 1, Steel Structure, 1995, pp.119-126.
11. Salmon, C.G. and Johnson, J.E., Steel structures : Design and behavior : Emphasizing load and resistance factor design, 3rd ed., Harper Collins Publishers Inc., New York, 1990.
12. Segui, W.T., LRFD steel design, 2nd ed., Brooks/Cole Publishing Inc., Pacific Grove, California, 1998.

(접수일자 : 2001년 12월 20일)