

평면프레임 구조의 개선된 좌굴설계

Improved Stability Design of Plane Frame Members

김 문 영¹⁾

송 주 영²⁾

경 용 수³⁾

Kim, Moon Young

Song, Ju Young

Kyung, Yong Soo

요약 : 김 등(2005a, b)의 연구를 확장시켜 시스템 좌굴 고유치해석법을 이용한 유효좌굴길이 산정법과 2차 탄성해석기법을 이용한 차모멘트를 이용하여 축력과 휨모멘트를 받는 라멘구조의 보-기둥부재에 대한 개선된 좌굴설계법을 제안한다. 이를 위하여 먼저 국내도로교설계기준, AISC-LRFD, SSRC의 각 설계기준에 제시된 내하력 기준식을 이용하여 응력-변형률 관계를 유도하고, 이를 이용한 탄성 및 비탄성 좌굴 고유치해석을 이용한 유효좌굴길이 산정법을 고찰한다. 또한 라멘구조에 대하여 AISC-LRFD에서 제시하고 있는 좌굴 안정성 검토식과 본 연구에서 제시하는 안정성 검토식을 해석예제를 통하여 비교, 검토를 행한다.

ABSTRACT : Based on the study conducted by Kim et al. (2005a, b), an improved stability design method for evaluating the effective buckling lengths of beam-column members is proposed herein, using system elastic/inelastic buckling analysis and second-order elastic analysis. For this purpose, the stress-strain relationship of a column is inversely formulated from the reference load-carrying capacity proposed in design codes, so as to derive the tangent modulus of a column as a function of the slenderness ratio. The tangent stiffness matrix of a beam-column element is formulated using the so-called "stability functions," and elastic/inelastic buckling analysis is conducted, utilizing a nonlinear eigenvalue algorithm. Effective buckling lengths are then evaluated by extending the basic concept of a single simply-supported column to the individual members as one component of a whole frame structure. Through numerical examples of several structural systems and loading conditions, the possibilities of enhancement in stability design for frame structures are addressed by comparing their numerical results obtained when the present design method is used with those obtained when conventional stability design methods are used.

핵심용어 : 라멘, 좌굴해석, 유효좌굴길이, 보-기둥요소, 2차 탄성해석, 좌굴설계

KEYWORDS : plane frame, buckling analysis, effective buckling length, beam-column element, second-order elastic analysis, stability design

1. 서 론

AISC(American Institute of Steel Construction)-LRFD commentary(AISC, 2002)에서는 강재 보-기둥부재의 유효좌굴계수를 산정하기 위하여 소위 alignment chart를 추천하고 있다. 평면 프레임의 유효좌굴길이를 산정하기 위한 연구는 Yura(1971), LeMessurier(1977), Galambos(1988) 등 많은 연구자에 의해 수행되어 왔으나 평면프레임의 유효좌굴길이 산정을 위한 alignment chart는 이상화를 위한

많은 기본가정을 가지고 있어 이 가정에 어긋난 구조물의 경우에는 유효좌굴길이의 보정이 요구된다. 그러나 이 역시도 여전히 이상화된 alignment chart를 사용하고 있다는 문제점이 존재하고, 한 부재의 좌굴에 영향을 미치는 요소가 인접부재의 강성에만 있는 것이 아니라 시스템 전체의 강성에 있음에도 불구하고 이를 고려하지 않고 있으며 시스템에 재하되는 모든 하중이 좌굴하중 및 유효좌굴길이에 영향을 미치므로 alignment chart에 의한 유효좌굴길이 산정은 제한적으로 적용되어야 한다. 최근에 alignment chart법의 대안으로 탄성좌굴 고유치해석 결과를 이용하여 개별 부재의 유효좌굴길이를 산정하는

1) 교신저자, 정회원, 성균관대학교 토목환경공학과 교수

(Tel. 031-290-7514, Fax. 031-290-7548, E-mail : kmye@skku.ac.kr)

2) 정회원, (주)삼안 구조부 사원(nova-lord@hanmail.net)

3) 성균관대학교 토목환경공학과 박사과정(sosory@dreamwiz.com)

본 논문에 대한 토의를 2006년 10월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

방법이 제시되었다(Roddis 등, 1998; 진 등, 2004). 한편 보-기둥의 압축력에 의한 휨모멘트의 증폭효과를 고려하기 위하여 Al-Mashary와 Chen(1990)은 2차 탄성해석법을 발표하였다.

탄성좌굴 고유치해석법을 이용한 유효좌굴길이 산정법은 유효좌굴길이 산정 시 소성거동의 영향이 고려되지 않는다는 단점이 있어 실제 기둥부재들이 중간주 또는 단주에 해당함에도 구조전체가 선형탄성 거동한다고 가정하고 있어서 전체 구조물의 붕괴 시 변형형상은 좌굴모드와 차이가 나기 마련이며, 이는 반소성거동이 유효좌굴길이 산정에 영향을 준다는 것을 의미한다. 이와 같이 탄성좌굴모드와 비탄성 좌굴모드는 차이가 나기 때문에 접선계수이론에 근거하여 탄성계수대신 접선계수를 사용하여 비탄성 좌굴고유치해석을 수행할 필요가 있다. 이에 대한 연구로는 비탄성효과를 고려하는 Yura(1971)에 의한 항복하중과 작용하중의 비에 따라 하중레벨에 따라 부재강성을 낮추어 비탄성효과를 적용토록 하는 연구가 발표된 바 있다.

본 연구에서는 축방향력 및 휨모멘트를 받는 보-기둥부재의 비탄성 좌굴해석 및 2차 탄성해석에 근거하여 개선된 좌굴안정성 검토식을 제안하였던 연구(김 등, 2005a; 김 등, 2005b)를 더욱 확장시키고자 한다. 이를 위하여 1) 현행 도로교 설계기준과 AISC-LRFD에서 제시하고 있는 비탄성효과를 고려한 유효좌굴길이 산정법과 안정성 검토 절차를 고찰하고, 2) 3 가지 설계규정에 제시된 기둥부재의 극한내하력 곡선으로부터 역으로 비선형 응력-변형률곡선을 유도하고 이를 이용한 유효좌굴길이 산정결과를 제시한다. 그리고 3) 보-기둥의 비탄성 효과를 고려할 수 있는 효율적인 좌굴안정성 검토식을 제안하고 설계예제를 통하여 비교검토를 행한다.

2. 프레임구조의 유효좌굴길이 산정

2.1 프레임구조의 현행 유효좌굴길이 산정법

기본적으로 AISC-LRFD에서는 가로흔들이(sidesway)가 있는 경우와 없는 경우에 대하여 다음 식에 기초하여 작성된 alignment chart를 사용하여 K-factor를 산정한다.

가로흔들이가 있는 경우:

$$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} = 0$$

가로흔들이가 없는 경우:

$$\frac{G_A G_B}{4} \left(\frac{\pi}{K} \right)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2} \right) \left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} \right)$$

$$+ \frac{2 \tan(\pi/2K)}{\pi/K} - 1 = 0$$

$$G = \frac{\sum (E_f I/L)_c}{\sum (E_f I/L)_g}$$

여기서,

비탄성거동을 보이는 기둥에 대해서는 stiffness reduction factor(SRF)를 도입하여 다음 식에 의해 강성을 저하시켜 보정한다.

$$E_i = \tau E$$

여기서 $\frac{P_u}{P_y} \leq \frac{1}{3}$ 이면 탄성거동으로 보고 $\tau = 1.0$ 이며,

$\frac{P_u}{P_y} > \frac{1}{3}$ 이면 비탄성거동을 고려하여

$$\tau = -7.38 \left(\frac{P_u}{P_y} \right) \log \left(\frac{P_u/P_y}{0.85} \right) \text{으로 산정한다.}$$

가로흔들이가 있는 경우, 보다 정확한 상대강비 G를 산정하기 위해서는 거더의 단부모멘트를 고려하여 거더 길이를 다음과 같이 수정하여 사용한다.

$$L_g' = L_g \left(2 - \frac{M_F}{M_N} \right)$$

기댄기둥(leaning column)이 있는 경우 다음 식에 의해 기댄기둥효과가 고려된 수정된 K-factor를 사용한다. 이는 alignment chart에 의한 결과를 이용하여 비대칭 하중에 의한 효과까지 고려한 식으로 볼 수 있다.

$$K_i' = \sqrt{\frac{I_i}{P_{ui}} - \frac{\sum P_u}{\sum I_i / K_i^2}} \quad (1)$$

여기서, $I_i = i$ 번째 강결기둥의 단면2차 모멘트; $P_{ui} = i$ 번째 강결기둥의 축력; $\sum P_u =$ 모든 기둥의 축력의 합; $K_i = i$ 번째 기둥의 K값이다.

2.2 기둥부재의 극한내하력 기준식으로부터 응력-변형률 관계 유도

일반적으로 강절프레임 시스템에서는 보 부재에 휨 항복이 발생하기 전에 기둥부재의 좌굴이 전체 시스템의 붕괴를 좌우하게 된다. 이러한 기둥의 설계기준은 비탄성좌굴영역에서 이론적인 좌굴해석결과와 실제기둥의 제작 및 시공오차에 의한 초기결합,

용접잔류응력, 단면형상 등을 고려하여 실험에 바탕을 둔 다양한 실험결과를 고려하여 극한 내하력을 규정하고 있다. 본 절에서는 먼저 국내의 도로교 설계기준과, AISC-LRFD 그리고 SSRC(Structural Stability Research Council) 기준에 규정된 기둥의 내하력식을 무차원화된 변수로 표시하고, 이에 대응하는 응력-변형률 관계식을 유도한다.

각 설계기준에서 제시하고 있는 내하력식을 무차원화된 내하력 \bar{f} 와 세장비 $\bar{\lambda}$ 의 함수식으로 표현하면 다음과 같다.

2.2.1. 도로교설계기준(2000) :

$$\begin{aligned}\bar{f} &= \frac{f_{u,i}}{f_y} = 1.0 \quad (\bar{\lambda} \leq 0.2) \\ &= 1.109 - 0.545\bar{\lambda} \quad (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ &= 1.0/(0.773 + \bar{\lambda}^2) \quad (\bar{\lambda} > 1.0)\end{aligned}\quad (2)$$

2.2.2. AISC-LRFD(2002) :

$$\begin{aligned}\bar{f} &= 0.658\bar{\lambda}^2 \quad (\bar{\lambda} \leq 1.5) \\ &= \frac{0.877}{\bar{\lambda}^2} \quad (\bar{\lambda} > 1.5)\end{aligned}\quad (3)$$

2.2.3. SSRC곡선 :

$$\begin{aligned}\bar{f} &= 1 - \frac{\bar{\lambda}^2}{4} \quad (\bar{\lambda} \leq \sqrt{2}) \\ &= \frac{1}{\bar{\lambda}^2} \quad (\bar{\lambda} > \sqrt{2})\end{aligned}\quad (4)$$

여기서, $\bar{f} = \frac{f_{cr}}{f_y}$, $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_0} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \left(\frac{L_e}{r} \right)$

f_y = 항복응력; λ_0 = 항복응력과 좌굴응력이 같아질 때의 한계세장비; L_e = 유효좌굴길이; r = 회전반경을 각각 나타낸다.

세장비에 따른 세가지 내하력곡선을 비교하기 위하여 그림 1에 각 기준내하력식을 내하력과 세장비를 무차원화한 \bar{f} 와 $\bar{\lambda}$ 에 대해 도시하였다. 그림에서 볼 수 있듯이 우리나라 도로교 설계기준의 경우 비교적 안전측의 값을 나타냄을 알 수 있다.

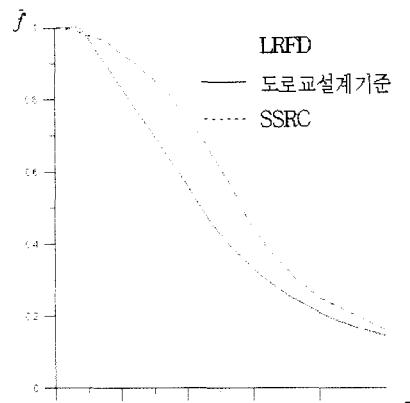


그림 1. 도로교 설계기준에 따른 내하력곡선

이상의 3가지 설계기준식을 기본으로 각 기준식에 대응하는 겉보기 응력-변형률 관계곡선을 도출하기 위하여 먼저 무차원화된 변수를 다음과 같이 도입한다.

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}, \quad \bar{E}_t = \frac{E_t}{E} = \frac{d\bar{f}}{d\bar{\varepsilon}} \quad (5)$$

여기서 ε_y 는 f_y/E 로 산정한 값이다. 식 (5)를 이용하면 단순지지된 기둥의 좌굴응력식은 식 (6)의 비탄성 좌굴응력식으로 무차원화 시킬 수 있다.

$$\bar{f} = \frac{\bar{E}_t}{\bar{\lambda}^2} \quad (6)$$

3가지 기준식 중에서 AISC-LRFD에 제시된 극한내하력을 이용하여 이에 대응하는 응력-변형률 관계식을 유도한다. $\bar{\lambda} \leq 1.5$ 인 경우에 식 (3)의 첫번째 식과 식 (6)을 결합시키면 다음 식을 얻는다.

$$\bar{f} = 0.658\bar{\lambda}^2 = \frac{\bar{E}_t}{\bar{\lambda}^2} \quad (7)$$

이때 $\bar{\lambda}^2 = \xi$ 를 도입하면, 식 (7)로부터

$$\bar{f} = 0.658^\xi$$

이고,

$$\xi = \frac{\ln \bar{f}}{\ln 0.658} = -2.389 \ln \bar{f}$$

으로부터 다음의 미분방정식을 얻는다.

$$\overline{E}_t = \frac{d\overline{f}}{d\varepsilon} = \xi \overline{f} = -2.389 \overline{f} \ln \overline{f} \quad (8)$$

여기서 식 (8)의 일반해를 구하고 초기조건 즉, $\overline{\lambda} = 1.5$ 에 대해 $\overline{\varepsilon} = 0.444$ 일 때 $\overline{f} = 0.390$ 이므로 이를 적용하면 다음의 식을 얻는다.

$$\overline{f} = e^{(-2.725e^{-2.389\overline{\varepsilon}})} \quad (\overline{\varepsilon} \geq 0.444)$$

$$\begin{aligned} \overline{E}_t &= \overline{\lambda}^2 \cdot 0.658 \overline{\lambda}^2 \\ &= -2.389 \overline{f} \cdot \ln \overline{f} \quad (\overline{f} \geq 0.390) \end{aligned}$$

$\overline{\lambda} > 1.5$ 인 경우에도 유사한 과정을 거쳐서 다음의 결과를 얻을 수 있다.

$$\overline{f} = 0.877 \overline{\varepsilon}, \quad \overline{E}_t = 0.877$$

나머지 두 가지 설계기준도 유사한 방법으로 유도할 수 있다. 아래는 3가지 기준식에 의한 응력-변형율, 탄성계수-세장비, 탄성계수-응력 관계식을 정리한 것이다. 또한 그림 2는 세 가지 설계기준에 대한 응력-변형률 곡선, 세장비-접선계수 관계를 그래프로 나타낸 것이다.

(1) 응력-변형율 관계

가. 도로교 설계기준 :

$$1) \quad \overline{\varepsilon} \leq 0.564 \quad \overline{f} = \frac{1 - e^{-0.773\overline{\varepsilon}}}{0.773}$$

$$2) \quad 0.564 < \overline{\varepsilon} \leq 1.0$$

$$0.297 \left\{ -\frac{0.902}{-1.109 + \overline{f}} - 0.813 \ln(1.109 - \overline{f}) + 0.813 \ln \overline{f} \right\} \\ = \overline{\varepsilon} + 0.241$$

$$3) \quad \overline{\varepsilon} > 1 \quad \overline{f} = 1$$

나. AISC-LRFD :

$$1) \quad \overline{\varepsilon} \leq 0.444 \quad \overline{f} = 0.877 \overline{\varepsilon}$$

$$2) \quad \overline{\varepsilon} > 0.444 \quad \overline{f} = e^{(-2.725e^{-2.389\overline{\varepsilon}})}$$

다. SSRC곡선 :

$$1) \quad \overline{\varepsilon} \leq 0.5 \quad \overline{f} = \overline{\varepsilon}$$

$$2) \quad \overline{\varepsilon} > 0.5 \quad \overline{f} = \frac{1}{7.389e^{-4\overline{\varepsilon}} + 1}$$

(2) 탄성계수-세장비 관계

가. 도로교 설계기준 :

$$1) \quad \overline{\lambda} \leq 0.2 \quad \overline{E}_t = \overline{\lambda}^2$$

$$2) \quad 0.2 < \overline{\lambda} \leq 1.0 \quad \overline{E}_t = \overline{\lambda}^2 (1.109 - 0.542 \overline{\lambda})$$

$$3) \quad \overline{\lambda} > 1.0$$

나. AISC-LRFD :

$$1) \quad \overline{\lambda} \leq 1.5 \quad \overline{E}_t = \overline{\lambda}^2 \cdot 0.658 \overline{\lambda}^2$$

$$2) \quad \overline{\lambda} > 1.5 \quad \overline{E}_t = 0.877$$

다. SSRC곡선 :

$$1) \quad \overline{\lambda} \leq \sqrt{2} \quad \overline{E}_t = \overline{\lambda}^2 \left(1 - \frac{\overline{\lambda}^2}{4} \right)$$

$$2) \quad \overline{\lambda} > \sqrt{2} \quad \overline{E}_t = 1$$

(3) 탄성계수-응력 관계

가. 도로교 설계기준 :

$$1) \quad \overline{f} \leq 0.564 \quad \overline{E}_t = 1 - 0.773 \overline{f}^2$$

$$2) \quad 0.564 < \overline{f} \leq 1.0 \quad \overline{E}_t = \left(\frac{1.109 - \overline{f}}{0.545} \right)^2 \overline{f}$$

나. AISC-LRFD :

$$1) \quad \overline{f} \leq 0.390 \quad \overline{E}_t = 0.877$$

$$2) \quad 0.390 < \overline{f} \leq 1 \quad \overline{E}_t = -2.389 \overline{f} \cdot \ln \overline{f}$$

다. SSRC곡선 :

$$1) \quad \overline{f} \leq 0.5 \quad \overline{E}_t = 1$$

$$2) \quad 0.5 < \overline{f} \leq 1 \quad \overline{E}_t = 4 \overline{f} (1 - \overline{f})$$

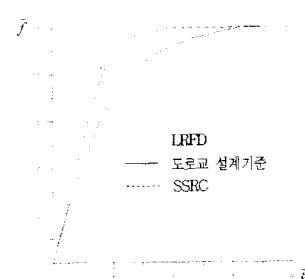


그림 2(a) 응력-변형율 곡선

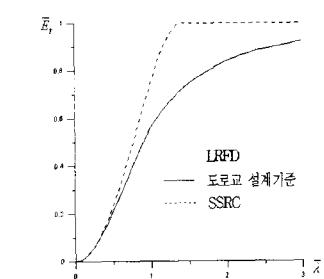


그림 2(b) 접선계수-세장비 곡선

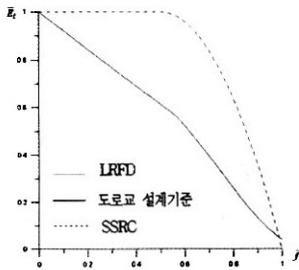


그림 2(c) 접선계수-응력 곡선

그림 1과 마찬가지로 그림 2의 경우도 도로교 설계기준이 타 기준에 비해 안전축 설계를 유도하는 경향을 보여준다. 그림 2b에서는 SSRC와 도로교 설계기준은 $\bar{\lambda}$ 가 증가함에 따라 \bar{E}_r 가 1로 수렴하는 반면, LRFD의 경우는 \bar{E}_r 가 0.877에 수렴하는 차이를 나타내고 있다.

2.3 탄성 및 비탄성 좌굴고유치해석을 이용한 유효좌굴길이 산정(Bathe, 1996)

압축력 P_i 를 받고 부재길이는 L 이며 양단이 탄성 이동 및 회전스프링으로 지지되는 단일 기둥부재를 생각한다. 이때 좌굴모우드는 다음과 같이 표시된다.

$$v_o(x) = A \sin kx + B \cos kx + Cx + D \quad (9)$$

여기서, v_o = 기동의 횡변위: $k^2 = P_i/EI$ 이다. 식 (9)에서 세 번째와 네 번째 항은 부재의 강체회전 및 이동변위에 대응하므로 이를 제외하면 첫 번째 및 두 번째 항은 사인함수로 합성하는 것이 가능하다. 따라서 이 부재의 유효좌굴길이는 단순지지인 경우에 좌굴길이가 반주기 사인함수인 점에 착안하여 부재길이 L 구간을 사인함수로 확장시켜 반주기에 대응하는 길이를 유효좌굴길이 L_e 로 설정할 수 있다.

전체 시스템이 주목하는 보-기둥부재에 미치는 영향은 탄성스프링으로 치환할 수 있고 좌굴하중은 탄성좌굴 고유치해석으로 얻은 좌굴파라미터에 초기 축방향력을 곱하여 얻을 수 있다.

이제 전체 시스템에 대한 선형탄성해석을 통하여 하중조합에 대한 부재의 축방향력을 산정한다. 이 때 탄성강성 행렬 K_e 및 기하강성 행렬 K_g 을 이용하여 고유치 해석을 수행한다. 고유치 해석을 통해 얻은 고유치 λ_{cr} 를 부재에 작용하는 축력에 곱하여 i 번째 부재의 좌굴하중 $P_{cr,i}$ 을 얻는다.

최종적으로 부재의 유효좌굴길이 $L_{e,i}$ 는 임의 경계조건을 갖는 기동의 유효좌굴길이 산정법을 동일하게 적용하여 구할 수 있다. 비탄성 좌굴거동을 고려한 시스템좌굴의 경우는 탄성좌굴 모

드와 비탄성 좌굴 모드는 차이가 나기 때문에 접선계수이론에 근거하여 탄성계수 E 대신 접선계수 E_r 를 사용하여 좌굴고유치해석을 수행할 필요가 있다. 즉, 비탄성 시스템좌굴해석의 경우에는 주어진 좌굴파라미터 ξ 값 및 이에 대응하는 압축력에 대하여 각 부재의 시스템의 접선강성행렬 K 를 산정할 때 각 부재의 접선계수 E_r 와 부재 접선강성행렬 $k_i(\xi P_i, E_r)$ 을 구해야 한다. 이렇게 ξ 값을 증가시키면서 $\det \square |K_i(\xi_{cr})|$ 이 영이 되는 고유치 ξ_{cr} 을 구한다.

2.4 2차 탄성해석(김 등, 2005a)

본 연구에서는 안정함수를 이용하여 강성행렬을 구성하였다. 이것은 축력효과를 엄밀히 고려하는 안정함수를 이용한 강성행렬이므로 $P-\Delta$ 및 $P-\delta$ 효과가 명확히 고려되고 있음을 강조할 필요가 있다.

1차 해석결과로부터 각 부재의 축방향력 P_i 가 결정되면, 이를 이용한 시스템 접선강성행렬과 외력에서 P_i 효과를 제거한 하중벡터를 구성하여 아래와 같이 2차 탄성해석을 행하여 축압축력에 의하여 증폭된 휨모멘트를 산정한다.

$$K_i(P_i) \Delta U = F - \sum_{i=1}^n P_i^e \quad (10)$$

여기서,

$P_i^e = \{-P_i \cos \theta, -P_i \sin \theta, P_i \cos \theta, P_i \sin \theta\}^T$ 로 산정할 수 있는 축력에 대응하는 등가질점하중이다. 이때 θ 는 부재축이 전체좌표계와 이루는 사이각을 나타낸다.

3. 프레임구조의 좌굴안정성 검토

3.1 프레임구조의 현행 좌굴안정성 검토

서론에서 언급한 바와 같이 각국 설계기준에서는 프레임구조 전체의 시스템 안정성 검토를 생략하는 대신에 개별부재의 유효좌굴길이를 산정하고 부재안정성을 검토하는 설계법을 규정하고 있다. 먼저 AISC-LRFD에서는 식 (11)을 사용하여 부재 안정성을 검토한다.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1 \text{ for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad (11a)$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1 \text{ for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad (11b)$$

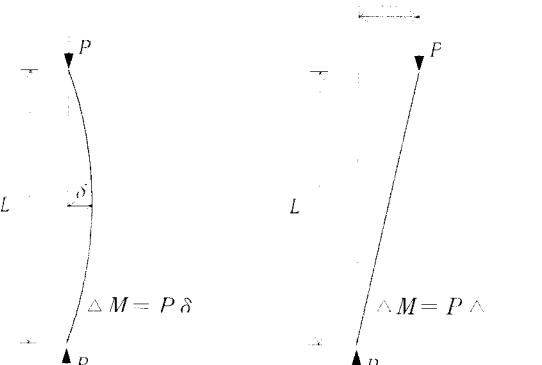
여기서, P_u = 단면에 작용하는 축방향력; P_n = 공칭압축강도; M_{uy} = 작용휨모멘트; M_{ny} = 공칭휨강도; ϕ_c, ϕ_b = 저항계수이다. 이 경우에 압축강도 P_n 은 alignment chart를 사용하여 유효좌굴길이를 결정하고 기둥의 내하력식으로부터 산출한다. 2차모멘트 M_u 는 다음과 같이 $P-\delta$ 및 $P-\Delta$ 효과를 고려하여 산정하도록 규정하고 있다.

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_H \quad (12)$$

여기서, M_{nt}, M_H 는 각각 가로흔들이가 없는 경우와 이를 허용하는 경우에 대하여 주목하는 부재의 최대휨모멘트; B_1, B_2 는 각각 $P-\delta$ 및 $P-\Delta$ 효과의 증폭계수를 나타낸다. 즉, B_1 은 그림 3(a)에서 보는 바와 같이 양단이 이동하지 않는 전제하에 압축력에 의한 휨모멘트의 증폭효과를 표시한 것이다. B_2 는 그림 3(b)에서 보는 바와 같이 양단이 강체회전으로 인하여 연직하중의 모멘트 증폭효과를 의미한다. 구체적인 계산은 식 (13)을 적용한다.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{el}}}, \quad B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{el}}} \quad (13)$$

여기서, C_m = 하중 및 경계조건에 따른 등가모멘트 계수; P_u = 작용압축력; P_{el} = 가로흔들이가 허용되지 않는 경우에 휨변형 면내의 유효좌굴길이에 근거하여 산정되는 오일러 하중이다. 이상 살펴본 바와 같이 AISC-LRFD 기준에 근거한 보-기둥의 안정성검토 방법은 역학적 거동에 근거하여 합리적으로 제시되었다고 판단되지만 유효좌굴길이와 B_1, B_2 를 정확히 산정하는 것은 다소 경험적 판단을 요구하고 있다.



(a) $P-\delta$ 효과 (member effect) (b) $P-\Delta$ 효과 (frame effect)

그림 3. 기둥부재의 P -delta 및 P -Delta 효과

한편, 도로교 설계기준(한국도로교통협회, 2000)에서는 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 보-기둥부재에 대하여 아래와 같은 안정성검토를 요구하고 있다.

$$\frac{f_c}{f_{cuz}} + \frac{f_{bcy}}{f_{bagy}(1 - f_c/f_{Ey})} \leq 1 \quad (14a)$$

$$f_c + \frac{f_{bcy}}{(1 - f_c/f_{Ey})} \leq f_{cal} \quad (14b)$$

여기서, f_c = 단면에 작용하는 축방향력에 의한 압축응력; f_{cuz} = 약축(Z축) 방향의 허용압축응력; f_{bcy} = 강축 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력; f_{bagy} = 국부좌굴을 고려하지 않은 강축(y축) 둘레의 허용휨압축응력; f_{Ey} = 강축 둘레의 오일러 좌굴응력이다. 이때 응력 f_{cuz}, f_{Ey} 을 산정하기 위해서는 적절한 유효좌굴길이 산정이 필수적이다. 한편 증폭계수 $1/(1 - f_c/f_{Ey})$ 는 식 (13)과 비교할 때 C_m 을 1.0으로 취한 것으로 보이지만, 양단의 휨모멘트가 선형적으로 변하는 경우에 C_m 에 해당하는 비율로 허용휨압축응력을 증가시킬 수 있도록 규정하고 있기 때문에, 식 (14)는 $P-\delta$ 효과는 적절히 고려하고 있는 반면에 $P-\Delta$ 효과는 무시하고 있다.

3.2 프레임구조의 새로운 좌굴설계법

본 연구에서 새로이 제안하는 강절프레임의 개선된 좌굴설계법은 다음과 같다. 도로교 설계기준의 경우는 축방향력과 휨모멘트를 동시에 받는 보-기둥부재에 대하여 식 (14) 대신에 다음과 같이 수정된 좌굴안정성 검토식을 적용한다.

$$\frac{f_c}{f_{cuz}} + \frac{f_{bcy}^*}{f_{bagy}} \leq 1 \quad (15a)$$

$$f_c + f_{bcy}^* \leq f_{cal} \quad (15b)$$

여기서, f_{cuz} = 시스템 좌굴해석으로 산정한 유효좌굴길이에 대응하는 허용압축응력; f_{bcy}^* = 2차 탄성해석에 의거하여 산정한 강축 둘레에 작용하는 휨모멘트에 의한 휨압축응력이다. 한편 AISC-LRFD의 경우는 식 (11) 대신에 다음의 수정식을 적용한다.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u^*}{\phi_b M_n} \leq 1 \text{ for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad (16a)$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u^*}{\phi_b M_n} \leq 1 \text{ for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad (16b)$$

여기서, $M_u^* = 2\text{차 탄성해석법으로 산정한 작용휨모멘트}$ 이다.

4. 수치예제

지금까지 제시된 해석방법을 이용하여 좌굴 및 2차해석 프로그램을 개발하였다. 이 프로그램의 타당성을 보이기 위하여, 프레임에 대한 설계예를 통하여 AISC-LRFD 기준에 제시된 유효좌굴길이와 좌굴안정성 검토식과 본 연구에서 제안한 검토식을 이용하여 각각의 결과를 비교, 검토한다.

4.1 유효좌굴길이

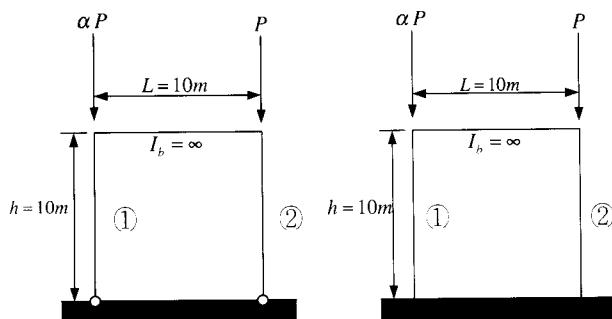


그림 4. 가로흔들이 있는 문형프레임

표 1. 단면제원

사용단면	단면적(cm ²)	단면2차모멘트(cm ⁴)
H-450×200×9×14	96.76	33500

그림 4는 경계조건이 헌지인 경우와 고정단인 경우의 가로흔들이 있는 기본적인 문형프레임을 나타내고 있으며, 축력비를 나타내는 α 값의 변화에 따른 기둥의 좌굴계수 변화를 표 2에 나타내었다.

표 2. 문형프레임의 유효좌굴길이계수

(a) 양단 헌지인 문형프레임

α	헌지 지지	본 연구		alignme nt chart	수정 식 (1)	Yura		J. Dario (1994)
		탄성	비탄성			0.4Py	0.6Py	
1.00	부재 ①	도로교	2.001	2.0	2.0	2.0	2.0	2.000
		AISC	2.001					
		CRC	2.001					
	부재 ②	도로교	2.001	2.0	2.0	2.0	2.0	2.000
		AISC	2.001					
		CRC	2.001					
	부재 ①	도로교	3.519	2.0	3.16	3.16	3.16	3.150
		AISC	3.343					
		CRC	3.330					
	부재 ②	도로교	1.404	2.0	1.58	1.58	1.58	1.575
		AISC	1.502					
		CRC	1.509					
0.25	부재 ①	도로교	∞	2.0	-	-	-	∞
		AISC	∞					
		CRC	∞					
	부재 ②	도로교	1.123	2.0	1.41	1.41	1.41	1.410
		AISC	1.209					
		CRC	1.277					
	부재 ①	도로교	1.002	1.3	1.3	1.3	1.3	1.000
		AISC	1.005					
		CRC	1.002					
	부재 ②	도로교	1.002	1.3	1.3	1.3	1.3	1.000
		AISC	1.005					
		CRC	1.002					
0.00	부재 ①	도로교	2.665	1.3	2.06	2.06	2.06	1.576
		AISC	2.707					
		CRC	2.861					
	부재 ②	도로교	0.500	1.3	1.03	1.03	1.03	0.788
		AISC	0.797					
		CRC	0.500					
	부재 ①	도로교	∞	1.3	-	-	-	∞
		AISC	∞					
		CRC	∞					
	부재 ②	도로교	0.500	1.3	0.92	0.92	0.92	0.705
		AISC	0.500					
		CRC	0.500					

(b) 양단 고정인 문형프레임

α	고정 지지	본 연구		alignme nt chart	수정 식 (1)	Yura		J. Dario (1994)
		탄성	비탄성			0.4 Py	0.6 Py	
1.00	부재 ①	도로교	1.002	1.3	1.3	1.3	1.3	1.000
		AISC	1.005					
		CRC	1.002					
	부재 ②	도로교	1.002	1.3	1.3	1.3	1.3	1.000
		AISC	1.005					
		CRC	1.002					
	부재 ①	도로교	2.665	1.3	2.06	2.06	2.06	1.576
		AISC	2.707					
		CRC	2.861					
	부재 ②	도로교	0.500	1.3	1.03	1.03	1.03	0.788
		AISC	0.797					
		CRC	0.500					
0.00	부재 ①	도로교	∞	1.3	-	-	-	∞
		AISC	∞					
		CRC	∞					
	부재 ②	도로교	0.500	1.3	0.92	0.92	0.92	0.705
		AISC	0.500					
		CRC	0.500					

본 연구의 방법은 비탄성해석의 경우 각 설계기준별 내하력기준을 기본으로 계산이 됨으로 설계기준에 따라 좌굴길이가 조금씩 다르게 나타남을 볼 수 있으며, 탄성 좌굴 고유치해석을 적용한 본 연구의 값과 문현의 값이 1%내외의 오차로 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 또한 비탄성 좌굴 고유치해석을 적용하는 경우에 압축력이 더 많이 작용하는 2번 부재는 좌굴계수가

작아지는 반면에 상대적으로 작게 작용하는 1번 부재는 유효좌굴길이계수가 커지는 경향을 나타내었다. 이는 비탄성 좌굴해석 값을 이용하여 설계하는 경우에 더 경제적인 설계가 이루어질 수 있을 것으로 판단된다. 상대적으로 Yura(1971)의 비탄성 효과는 나타나지 않았는데 이는 SRF에 의해 기둥의 강성을 감소시켜도 거더의 강성이 무한대에 이르는 값이기 때문에 기둥에 비해 거더의 강성이 상대적으로 매우 클 경우에는 Yura에 의한 비탄성 효과는 나타나지 않음을 알 수 있었다.

그림 5의 그래프는 그림 4와 같은 기본적인 문형 프레임에 대하여 높이-폭 비(H/L)와 보와 기둥의 강성비(I_b/I_c)에 따른 유효좌굴길이계수의 변화를 나타낸 것이다.

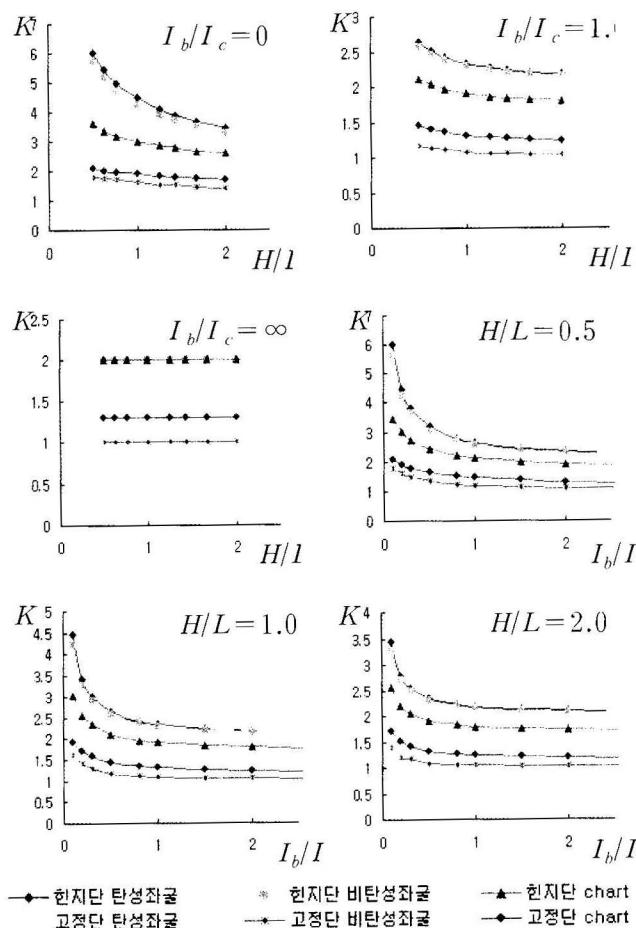


그림 5. 유효좌굴길이 계수의 변화

전체적으로 보와 기둥의 강성비가 일정한 경우에는 높이-폭 비가 증가할수록 유효좌굴길이계수는 감소하는 경향을 나타내었고, 높이-폭 비를 일정하게 유지시키고 강성비를 증가시킬 경우에도 감소하면서 일정한 값에 수렴하고 있음을 볼 수 있다. 특히, 보의 강성이 무한에 가까워지게 되면 높이-폭 비가 변화 하여도 유효좌굴길이계수에는 변화가 없었고, 헌지 지지인 경우에는 좌굴고유치 해석에 의한 결과가, 고정 지지인 경우에는

*alignment chart*에 의한 결과가 상대적으로 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 본 연구의 방법은 헌지단인 경우는 2.0에, 고정단인 경우는 1.0에 수렴하고 있는 것으로 나타났다.

4.2 대칭구조의 3층 프레임의 유효좌굴길이

그림 6의 예제는 모든 부재가 H-450×200×9×14 형강으로 동일한 강성을 가지고 있으며 하중이 일정하게 작용하고 있는 대칭 프레임구조를 나타내고 있다.

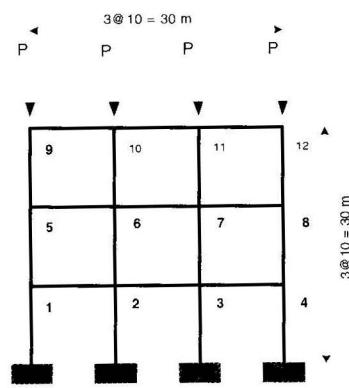


그림 6. 대칭인 3층 프레임구조

표 3에서 보듯이 기둥에 연결된 거더의 강성에 의해 결정되는 *alignment chart*법에 의한 유효좌굴길이 계수는 기둥 양단에 연결된 거더와 기둥의 수에 따라 좌우 대칭이고 작용하중도 대칭이므로 수정식 (1)에 의한 결과도 대칭적으로 나타남을 알 수 있다. 이는 Yura의 비탄성 결과에도 같은 경향을 나타내는 반면 본 연구의 방법은 기둥에 작용하는 하중이 모두 일정하기 때문에 탄성과 비탄성의 결과가 각각 동일한 유효좌굴길이계수로 계산되고 있다.

표 3. 3층 프레임의 유효좌굴길이계수

설계 기준	기둥 기준	유효좌굴길이계수				유효좌굴길이계수			
		수정 식 (1)	Yura (0.4P Py)	탄성		비탄성	수정 식 (1)	Yura (0.4 Py)	탄성
				탄성	비탄성				
도로교					1.13				1.13
AISC	14	1.34	1.21	1.36	1.15	2.3	1.22	1.21	1.36
CRC					1.16				1.16
도로교					1.13				1.13
AISC	5/8	1.44	1.43	1.36	1.15	6/7	1.44	1.43	1.36
CRC					1.16				1.16
도로교					1.13				1.13
AISC	9/2	1.34	1.33	1.36	1.15	10/11	1.34	1.33	1.36
CRC					1.16				1.16

그림 7과 표 4는 *alignment chart* 방법의 기본 가정을 벗어나는 비대칭 2차원 3층 3경간 프레임과 이에 사용된 제원을 나타낸 것이다. 즉, 각 기둥들의 단면적과 단면 2차모멘트의 차이는 모든 기둥의 강성이 각 층마다 다르게 되므로 앞서 제시한 *alignment chart*를 사용하기 위한 기본 가정에 위배된다는 것을 알 수 있다.

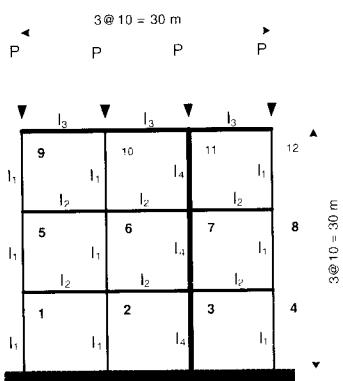


그림 7. 비대칭 3층 프레임 구조

표 4. 단면제원

단면	단면적(cm ²)	단면 2차모멘트(cm ⁴)
450×200×9×14	96.76	$I_1 = 33500$
400×200×8×13	84.12	$I_2 = 23700$
350×250×8×12	88.15	$I_3 = 18500$
498×432×45×70	770.1	$I_4 = 298000$

표 5는 전체 프레임의 탄성 및 비탄성좌굴 고유치해석을 통해 구한 각 기둥의 유효좌굴길이계수와 수정식을 이용하여 계산된 유효좌굴길이계수를 비교한 것이다.

표 5. 비대칭 3층 프레임의 기둥별 유효좌굴길이계수

기둥	본 연구		수정식 (1)	기둥	본 연구		수정식 (1)
	탄성	비탄성			탄성	비탄성	
1(2)4	도로교	0.743	0.920	도로교	5.18	2.74	
	AISC	1.30			3.88	5.02	
	CRC	0.759			5.27		
5(6)8	도로교	0.743	1.46	도로교	5.18	4.36	
	AISC	1.30			3.88	5.02	
	CRC	0.759			5.27		
9(10)12	도로교	0.743	1.35	도로교	5.18	4.03	
	AISC	1.30			3.88	5.02	
	CRC	0.759			5.27		

표 5에서 전체 프레임 좌굴해석에서 구한 각 기둥의 유효좌굴

길이계수와 비대칭적인 하중의 효과가 고려된 유효좌굴길이계수가 타 기둥에 비해 상대적으로 강성이 큰 기둥 ③, ⑦, ⑪에서 크게 차이가 남을 볼 수 있다. 이는 9배라는 강성의 차이에 의한 구조물의 비대칭 거동의 결과라고 판단된다. AISC-LRFD Specification(1993)에서는 이처럼 하중의 비대칭 효과를 반영하여 수정된 유효좌굴길이계수를 제시하고 있다. 앞의 예제와 마찬가지로 본 연구의 방법에 의한 유효좌굴길이계수는 각 기둥의 강성과 길이가 같으면 동일한 값을 나타내지만, 비대칭 하중 효과에 의한 수정된 유효좌굴길이계수는 각 구하고자 하는 기둥에 연결된 보와 기둥의 강성 비에 따라 각각 다른 값이 나타남을 알 수 있다. 비탄성 좌굴해석을 통한 유효좌굴길이계수를 보면, 상대적으로 강성이 약한 기둥에 대해서는 유효좌굴길이계수가 탄소성 효과로 인해 줄어드는 것을 볼 수 있는 반면, 강성이 큰 기둥 ③, ⑦, ⑪에서는 오히려 유효좌굴길이계수가 커짐을 볼 수 있다.

그림 8은 그림 6의 예제에 추가적으로 수평하중이 작용하는 대칭 프레임구조이다.

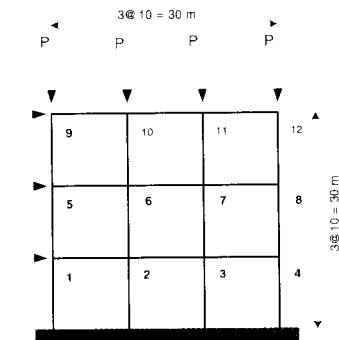


그림 8. 수평하중이 작용하는 프레임구조

수직하중의 50%가 수평하중으로 작용하는 경우, 각 기둥의 축압축력에 영향을 미쳐 표 6에서 보는 것과 같이 다양한 유효좌굴길이계수가 계산된다. 수평하중이 가해진 좌측기둥은 수평하중의 영향으로 경우 표 3의 결과에 비해 상대적으로 축력이 약해져 유효좌굴길이계수가 커지게 되고, 가장 오른쪽 기둥은 반대로 수평력이 축압축력을 증가시켜 유효좌굴길이계수가 작아지는 결과를 볼 수 있다. 왼쪽에서 오른쪽으로 가면서 수평하중의 영향은 반복적으로 커졌다 작아지고, 아래층에서 위층으로 올라갈수록 수평하중의 영향이 커져 유효좌굴길이계수가 작아지는 경향을 알 수 있다. 또한, 작용하중 P 와 극한내하력 P_u 의 비를 나타내어 본 결과, 탄성해석의 경우 그 비율은 부재별로 다양하게 나타나지만 비탄성 해석을 하게 되면 비율이 각 설계기준별로 일정한 값에 이르고 있음을 볼 수 있다. 이는 비탄성 해석을 통하여 각 부재마다 가장 효율적으로 재료가 사용되고 있음을 단적으로 보여주는 예라고 판단된다. 또한 항복하중

의 1/4을 P 로 작용시켜 Yura의 비탄성효과를 알아본 결과 기둥 ④, ⑧에서 비탄성효과에 의한 강성저하가 발생하고 이에 의해 유효좌굴길이가 작아지고 있음을 볼 수 있다.

표 6. 수평력에 의한 3층 프레임의 유효좌굴길이 변화비교

	Axial Force	유효좌굴길이계수				P/P_u		
		align. chart	수정식 (1)	Yura (0.25Py)	탄성	비탄 성	탄성	비탄성
1	도로교 AISC	0.13P	1.31	3.39	3.80	6.58	0.15	0.42
						6.27	0.15	0.41
						6.65	0.13	0.41
2	도로교 AISC	1.17P	1.15	1.12	1.26	1.62	0.35	0.42
						1.89	0.31	0.41
						2.14	0.29	0.41
3	도로교 AISC	0.82P	1.15	1.35	1.51	2.21	0.28	0.42
						2.48	0.24	0.41
						2.64	0.22	0.41
4	도로교 AISC	1.87P	1.31	0.889	0.888	0.499	0.51	0.42
						0.494	0.46	0.42
						0.490	0.44	0.41
5	도로교 AISC	0.56P	1.65	1.91	1.91	2.84	0.23	0.42
						2.99	0.19	0.41
						3.17	0.17	0.41
6	도로교 AISC	1.07P	1.30	1.39	1.39	1.78	0.33	0.42
						2.05	0.29	0.41
						2.28	0.27	0.41
7	도로교 AISC	0.91P	1.30	1.51	1.51	2.04	0.30	0.42
						2.32	0.26	0.41
						2.50	0.24	0.41
8	도로교 AISC	1.42P	1.65	1.20	1.20	1.19	0.41	0.42
						1.45	0.37	0.41
						1.71	0.34	0.41
9	도로교 AISC	0.87P	1.50	1.43	1.43	2.10	0.29	0.42
						2.38	0.25	0.41
						2.55	0.23	0.41
10	도로교 AISC	1.03P	1.22	1.32	1.32	1.84	0.32	0.42
						2.12	0.28	0.41
						2.34	0.26	0.41
11	도로교 AISC	0.97P	1.22	1.36	1.36	1.94	0.31	0.42
						2.22	0.27	0.41
						2.43	0.25	0.41
12	도로교 AISC	1.12P	1.50	1.26	1.26	1.70	0.34	0.42
						1.96	0.30	0.41
						2.21	0.28	0.41

4.3 좌굴안정성 검토

AISC-LRFD의 검토식과 본 논문의 제안식을 사용하여 그림 9의 모델에서 축력이 지배적인 기둥부재 ④와 흡이 붕괴를 지배하는 기둥부재 ②, ③을 대상으로 안정성을 검토하였다. 이때 유효좌굴길이는 AISC-LRFD의 검토식에는 alignment chart의 결과를 수정한 값을 사용하였고, 개선식에는 수직하중에 대한 좌굴유지치해석의 결과를 사용하였으며, M_u 의 산정은 AISC-LRFD의 검토식의 경우에는 B_1 , B_2 를 이용하여 산정하였고, 개선식을 적용한 경우에는 2차해석을 실시하여 P -delta 효과를 고려한 2차모멘트를 사용하였다.

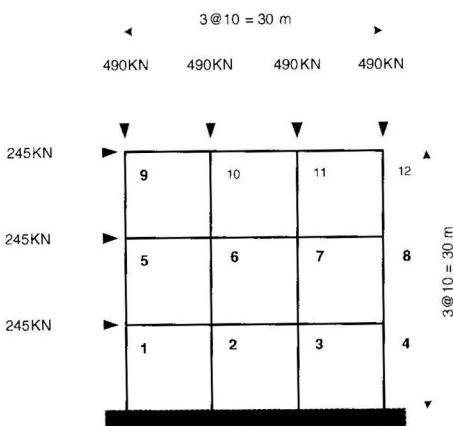


그림 9. 수평하중이 작용하는 프레임

표 7. 좌굴안정성 검토 결과 비교

검토식	기둥	유효좌굴 길이계수	P_u (kN)	P_u (kN)	축력 부분	M_u (kN·m)	모멘트 부분	E_{inf}
AISC-LRFD	2	1.22	572.9	1849.	0.36	1192.	0.66	1.03
	3	1.22	399.6	1849.	0.25	1181.	0.67	0.92
	4	1.34	914.8	1771.	0.61	1068.	0.57	1.17
개선식 (탄성)	2		572.9		0.38	1259.	0.63	1.01
	3	1.36	399.6	1757.	0.27	1264.	0.62	0.89
	4		914.8		0.61	1087.	0.57	1.19
개선식 (비탄성)	2		572.9		0.36	1259.	0.63	0.99
	3	1.15	399.6	1890.	0.25	1264.	0.62	0.87
	4		914.8		0.57	1087.	0.57	1.14

전체적으로 모멘트부분은 개선식이 관용식에 비해 작게, 축력부분은 좀 큰 결과가 나타남을 볼 수 있다. 이는 축력효과를 고려하는 부분에서 alignment chart법에 의한 AISC-LRFD의 유효좌굴길이가 작게 계산이 되면서 좌굴하중이 커지기 때문인데 이 차이는 비탄성좌굴길이를 사용하면 작아짐을 알 수 있으

며 모멘트부분의 차이 역시 B_2 factor를 계산하면서 적용된 유효좌굴길이의 차이로 다소 과대평가 되었기 때문으로 판단된다. 결과적으로 최종 안정성 검토 결과는 AISC-LRFD의 결과보다 전반적으로 작게 계산이 되며 이는 유효좌굴길이의 산정과 밀접한 관련이 있음을 알 수 있다.

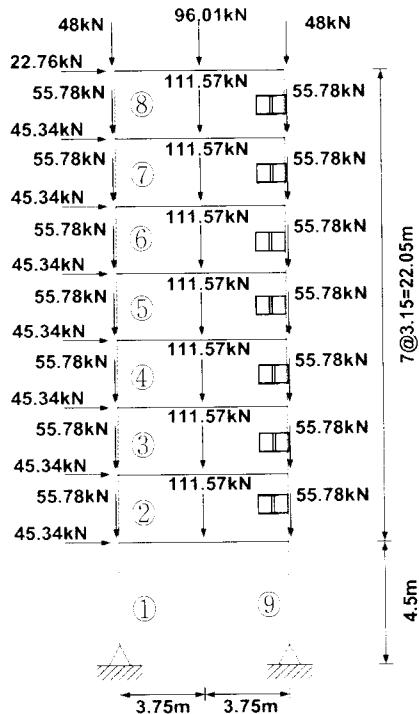


그림 10. 8층 프레임구조

그림 10은 수평하중과 수직하중이 각 절점에 다양하게 작용하는 고층의 프레임구조이며 단부가 헌지로 구속되어 있다. AISC기준의 $E = 29000\text{ ksi}$, $F_y = 36\text{ ksi}$ 의 A36강재를 사용하였으며, 기둥은 $W33 \times 130$, 거더는 $W21 \times 50$ 단면을 사용하였다. 안정성 검토를 실시하기 전에 먼저 유효좌굴길이에 대한 결과를 표 8에 나타내었다.

기존 방법의 결과와 본 연구의 방법의 차이는 층이 높아질수록 커짐을 볼 수 있는데 이는 아래층과 위층의 상대적인 축력의 차이 때문으로 판단된다. 최하층 기둥1과 기둥9에 대한 결과는 비교적 유사하게 나타나며 수평하중으로 축력의 비대칭 효과를 고려하는 수정식에 의한 결과와 본 연구의 수평하중고려 항목의 결과는 축력이 큰 부재일 수록 유효좌굴길이가 줄어드는 경향을 보여주고 있다. 이 결과를 이용하여 그림 10의 예제에 대해 안정성 검토를 실시한 결과를 표 9에 나타내었다.

표 8. 8층프레임의 유효좌굴길이계수

기둥	alignment chart	수정식 (1)	본 연구		
			탄성	비탄성	수평하중고려
①	3.66	7.65	3.99	2.26	9.19
②	5.04	8.60	6.10	6.06	11.0
③	5.25	7.93	6.60	8.46	10.3
④	5.25	7.27	7.24	10.5	10.3
⑤	5.25	6.80	8.13	12.6	10.7
⑥	5.25	6.47	9.44	14.9	11.8
⑦	5.25	6.25	11.7	18.5	14.1
⑧	4.35	5.12	17.2	27.2	20.4
⑨	3.65	2.75	3.99	2.26	2.99
⑩	5.03	3.91	6.10	6.06	4.73
⑪	5.25	4.20	6.60	8.46	5.28
⑫	5.25	4.32	7.24	10.5	5.97
⑬	5.25	4.43	8.13	12.6	6.88
⑭	5.25	4.53	9.44	14.9	8.19
⑮	5.25	4.61	11.7	18.5	10.3
⑯	4.35	3.85	17.2	27.2	15.3

저층부에서는 큰 차이가 나지 않지만 고층으로 올라갈수록 본 연구에 의한 유효좌굴길이가 커짐에 따라 내하력이 줄어들고 있음을 알 수 있고, 모멘트의 차이는 저층일 때보다 오히려 고층일 때의 모멘트 차이가 크지 않음을 알 수 있었다. 이 예제에서도 본 연구의 안정성 검토결과가 위험부재인 저층부일수록 기존 AISC-LRFD의 안정성 검토 결과보다 작은 값을 주고 있어 본 연구의 방법을 사용하게 되면 모든 부재에 대해 alignment chart를 적용하고, 증폭 모멘트를 구하기 위해 가로흔들이 있는 경우와 없는 경우로 나누는 수고를 하지 않고도 보다 효과적으로 경제적인 설계를 할 수 있을 것으로 판단된다. 또한 이는 축력을 크게 받는 부재에 대해 비탄성 좌굴 고유치 해석결과를 적용하면 더욱 효과적인 설계가 가능할 것이다.

다음의 표 10은 수평하중을 고려한 경우의 안정성 검토 결과이다. 유효좌굴길이에 수평하중으로 인한 축력의 비대칭성이 고려되면 표 9에서 나타난 경향은 더욱 뚜렷이 나타나게 된다. 축력이 가장 크게 작용하는 기둥 ⑨에 대해서는 유효좌굴길이가 기둥 ①에 비해 매우 작아지고 이는 비탄성 좌굴고유치해석의 결과에서 더욱 극명해진다. 결과적으로 표 9와 표 10에 어두운색으로 표시된 것과 같이 수직하중만을 고려한 탄성, 비탄성 좌굴고유치 해석에 의한 유효좌굴길이와 수평하중까지 고려한 결과 중에서 각 부재별로 가장 작은 값을 선택적으로 사용하게 된다면 프레임구조의 좌굴설계 시 간편하면서도 가장 경제적인 설계가 가능할 것으로 예상된다.

표 9. 수직하중만 고려한 경우의 안정성 검토 결과 (kN-m)

기둥	AISC-LRFD				탄성좌굴 개선식				비탄성좌굴 개선식			
	K	Pn	Mu	Eval.	K	Pn	Mu	Eval.	K	Pn	Mu	Eval.
1	3.66	5380.	783.3	0.66	3.99	5249.	788.1	0.66	2.26	5832.	788.1	0.64
2	5.04	5430.	576.3	0.53	6.10	5132.	581.0	0.55	6.06	5144.	581.0	0.55
3	5.25	5374.	449.5	0.45	6.60	4979.	455.9	0.47	8.46	4356.	455.9	0.50
4	5.25	5374.	359.8	0.31	7.24	4773.	365.3	0.40	10.5	3611.	365.3	0.46
5	5.25	5374.	287.6	0.25	8.13	4471.	290.3	0.27	12.6	2867.	290.3	0.44
6	5.25	5374.	277.0	0.23	9.44	4006.	221.4	0.21	14.9	2124.	221.4	0.41
7	5.25	5374.	142.4	0.12	11.7	3186.	151.8	0.16	18.5	1382.	151.8	0.38
8	4.35	5600.	113.9	0.09	17.2	1592.	123.3	0.14	27.2	639.3	123.3	0.37
9	3.65	5383.	1864.8	1.00	3.99	5249.	861.5	1.01	2.26	5832.	861.5	0.95
10	5.03	5432.	675.0	0.80	6.10	5132.	686.2	0.83	6.06	5144.	686.2	0.83
11	5.25	5374.	552.9	0.66	6.60	4979.	559.0	0.70	8.46	4356.	559.0	0.75
12	5.25	5374.	462.8	0.54	7.24	4773.	467.4	0.58	10.5	3611.	467.4	0.69
13	5.25	5374.	390.9	0.44	8.13	4471.	394.1	0.48	12.6	2867.	394.1	0.64
14	5.25	5374.	321.1	0.28	9.44	4006.	324.1	0.39	14.9	2124.	324.1	0.59
15	5.25	5374.	249.5	0.20	11.7	3186.	242.3	0.23	18.5	1382.	242.3	0.54
16	4.35	5600.	186.5	0.14	17.2	1592.	188.9	0.20	27.2	639.3	188.9	0.50

표 10. 수평하중을 고려한 경우의 안정성 검토 결과 (kN-m)

기둥	AISC-LRFD				탄성좌굴 개선식				비탄성좌굴 개선식			
	K	Pn	Mu	Eval.	K	Pn	Mu	Eval.	K	Pn	Mu	Eval.
1	7.65	3467.	7048.	0.79	9.19	2693.	788.1	0.89	18.9	644.9	788.1	2.39
2	8.60	4307.	5186.	0.59	11.0	3456.	581.0	0.66	22.6	925.0	581.0	1.62
3	7.93	4541.	4044.	0.48	10.3	3698.	455.9	0.54	21.2	1050.	455.9	1.30
4	7.27	4763.	3238.	0.40	10.3	3713.	365.3	0.46	21.1	1058.	365.3	1.11
5	6.80	4916.	2588.	0.26	10.7	3546.	290.3	0.38	22.1	970.0	290.3	0.99
6	6.47	5020.	2493.	0.23	11.8	3158.	221.4	0.32	24.3	800.0	221.4	0.90
7	6.25	5087.	1282.	0.13	14.1	2375.	151.8	0.18	29.0	560.0	151.8	0.82
8	5.12	5409.	1025.	0.09	20.4	1129.	123.3	0.16	42.1	266.2	123.3	0.80
9	2.75	5694.	7781.	0.97	2.99	5618.	861.5	0.97	0.71	6099.	861.5	0.93
10	3.91	5698.	6074.	0.78	4.73	5509.	686.2	0.80	6.49	5013.	686.2	0.85
11	4.20	5634.	4975.	0.65	5.28	5366.	559.0	0.67	9.50	3985.	559.0	0.79
12	4.32	5607.	4165.	0.53	5.97	5171.	467.4	0.56	11.9	3119.	467.4	0.76
13	4.43	5581.	3518.	0.43	6.88	4890.	394.1	0.46	14.2	2349.	394.1	0.73
14	4.53	5557.	2889.	0.27	8.19	4451.	324.1	0.37	16.9	1659.	324.1	0.70
15	4.61	5538.	2245.	0.20	10.3	3680.	242.3	0.22	21.3	1039.	242.3	0.67
16	3.85	5711.	1678.	0.14	15.3	2009.	188.9	0.18	31.5	474.1	188.9	0.65

5. 결 론

본 연구에서는 평면프레임요소의 접선강성행렬을 이용하여 시스템좌굴 고유치해석을 수행하여 유효좌굴길이를 산정하고, 도로교설계기준(2005, 대한민국), AISC-LRFD, SSRC의 각 설계규정에 제시된 기둥부재의 극한내하력 곡선으로부터 역으로 비선형 응력-변형률 곡선을 얻을 수 있다는 점에 착안하여

개별부재의 접선계수이론(tangent modulus theory)에 의한 탄성 및 비탄성좌굴 고유치해석을 수행하여 각 부재의 유효좌굴길이를 산정하고, 2차해석을 통한 P-Delta 효과로 증폭된 모멘트를 이용하여 보다 합리적인 부재의 안정성을 검토할 수 있는 방법을 제안하였다. 도출된 결과는 아래와 같다.

- (1) 도로교설계기준(2005), AISC-LRFD, SSRC의 각 설계규정에 대한 내하력곡선을 이용하여 응력-변형률 관계, 탄성계수-세장비, 탄성계수-응력 관계식을 도출하였으며, 이때 도로교설계기준이 AISC-LRFD, SSRC의 설계기준보다 내하력에 대해 안전측의 값을 가지고 있음을 알 수 있었다.
- (2) 유효좌굴길이는 거더의 강성이 매우 크면 폭과 높이, 거더와 기둥의 강성비가 달라져도 변하지 않지만, 일반적인 경우 폭 높이 비가 클수록, 강성비가 클수록 줄어드는 경향을 나타낸다.
- (3) 탄성 및 비탄성좌굴 고유치해석을 이용하여 유효좌굴길이를 결정하고, 이때 두 가지 해석방법에 의해 구한 유효좌굴길이 중 작은값만을 이용하여 안정성검토를 수행하였으며, 이는 기존의 탄성이나 비탄성좌굴 고유치해석의 결과만을 이용했던 방법보다 경제적이고, 합리적인 설계가 가능하리라 판단된다.
- (4) 추가적으로 2차해석결과를 이용한 개선된 좌굴안정성 검토식(안)을 적용하면 압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 강절프레임의 좌굴설계 시 더욱 효과적인 설계가 기대된다.

감사의 글

본 연구는 교량설계핵심기술연구단을 통하여 지원된 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업에 의하여 수행되었습니다. 연구지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 김문영, 송주영, 경용수, 김남일, (2005a), 탄성좌굴 고유치 및 2차 탄성해석법을 이용한 평면강절프레임의 개선된 좌굴설계법, 전산구조공학회논문집, 제 18권, 제 2호, pp159-168
- 김문영, 송주영, 경용수, (2005b), 탄성 및 비탄성 좌굴 고유치해석을 이용한 강뼈대구조의 유효좌굴길이, 전산구조공학회논문집, 제 18권, 제 2호, pp.169-179
- 진만식, 경용수, 김문영, (2004), 평면프레임의 좌굴설계를 위한 정확한 유효좌굴계수 산정, 대한토목학회논문집, 제

- 24권, 제 3A호, pp.509-506
한국도로교통협회, (2005), 도로교설계기준
American Institute of Steel Construction, (2002),
 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2nd
 ed, Chicago. IL
Cheong-Siat-Moy, F. (1986), K-factor paradox, *Journal
of Structural Engineering*, ASCE, Vol.112, No.8.
 pp.1747-1760
Duan, L., King, W.-S. and Chen, W.-F.(1993),
 K-Factor Equation to Alignment Charts for Column
 Design, *ACI Structural Journal*, Vol.90 No.3,
 pp.242
Galambos, T. V., (1988), *Guide to Structural Stability
Design Criteria for Metal Structures*, 4th.Ed., John
Wiley and Sons, New York
J. Dario Aristizabal-Ochoa, (1994), K-factor for Columns
in Any Type of Construction : Nonparadoxical
Apporach, *Journal of Structural Engineering*, ASCE,
Vol.120, No.4, pp.1272-1290
LeMessurier, W. J., (1977), A Practical Method of
Second Order Analysis. Part 2-Rigid Frames,
Engineering Journal, AISC, 2nd Qtr., pp.49-67
Louis F. Geschwindner, (2002), A Practical Look at
Frame Analysis, Stability and Leaning Columns,
Engineering Journal, Vol.39, No.4, pp.167-181
Roddis, W. M. K., Hamid, H. A and Guo, C. Q.,
(1998), Factors for Unbraced Frames: Alignment
Chart Accuracy for Practical Frame Variations,
Engineering Journal, Vol.35 No.3, pp.81-93
Yura, J. A., (1971), The Effective Length of Column in
Unbraced Frames, *Engineering Journal*, AISC,
Vol.8 No.2, pp.49-67
(접수일자 : 2005. 11. 15 / 심사일 2005. 11. 29 /
심사완료일 2006. 3. 13)