

보항복형 강구조골조의 안정성에 관한 연구

Stability of Moment Resisting Steel Frames with Weak Beams

신 용 우¹⁾ · 김 희 동²⁾ · 이 명 재³⁾
Shin, Yong Woo Kim, Hee Dong Lee, Myung Jae

요 약 : 보항복형 강구조골조가 지진하중을 받아 보 단부에 소성힌지가 생기는 종국상태에서는 최하층 기둥의 좌굴길이가 명확하게 되지 않는다. 이 연구의 목적은 그러한 경우의 콘크리트 충전 각형강관 기둥재의 내력을 조사하고 등가좌굴세장비를 제안하여 기둥재의 설계에 적용하고자 하는 것이다. 외부기둥들은 수평변위 탄성구속 스프링으로 모델화하였다. 그리고 수치해석으로 기둥재의 좌굴내력과 좌굴길이를 평가하였다.

ABSTRACT : The buckling length of exterior beam-columns of the first floor in moment resisting steel frames with weak beams is uncertain when plastic hinges occur at the ends of weak beams due to seismic loads. The objective of this study is to investigate the buckling strength of concrete-filled tubular beam-columns and to suggest the reduced buckling length of them to apply to the beam-column design code. The exterior beam-columns are modeled with horizontal displacement restraint springs. Their strength and reduced buckling length are evaluated by numerical analysis.

핵심용어 : 골조 안정성, 기둥재, 콘크리트 충전 강관, 등가좌굴세장비

KEYWORDS : Frame stability, Beam-Column, Concrete filled tube, Reduced buckling slenderness

1. 서론

고층건물을 설계할 때 보항복형 골조형식을 취하는 것이 지진하중 등의 수평하중에 대해서 구조적 안정성의 관점에서 바람직한 것으로 알려져 있

다. 수평하중을 받는 골조의 안정성을 확보하기 위해서 골조전체의 불안정 현상을 각 부재의 기둥재(Beam-Column) 설계식에 고려하는 방법⁽¹⁾과 기둥재에 작용하는 축력은 축력비로, 기둥재의 길이는 세장비로 각각 제한시키는 방법⁽²⁾ 등이 있

1) 중앙대학교 대학원 석사과정

2) 중앙대학교 대학원 박사과정

3) 중앙대학교 건축공학과 교수, 공학박사

본 논문에 대한 토의를 1998년 12월 30일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

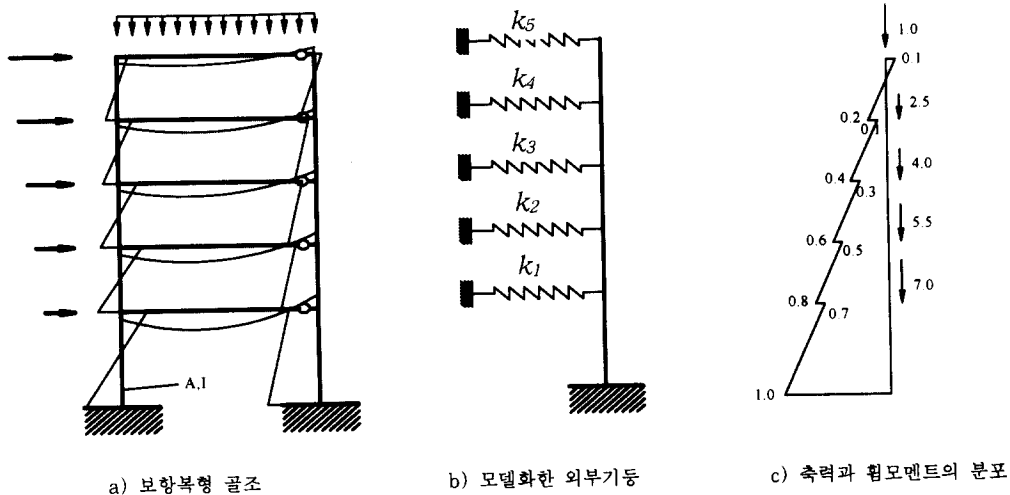


그림 1. 보강복형 골조 및 모델화

다. 철골조 고층건물의 경우 구조형식에 따라서 기둥배치가 달라질 수 있으나 평면의 한가운데에 코어가 위치하고 외주부에 외부기둥으로 해결하는 경우가 많다. 그리고 최하층의 높이가 기준층의 높이보다 일반적으로 높고, 2배 또는 그 이상을 요구하는 경우가 있다.

이와 같은 경우, 보가 먼저 항복하여 보 단부에 소성힌지가 생겨서 그림 1 a)와 같은 상태가 되면 우측의 최하층 외부기둥을 기둥재 설계식에 적용할 경우 부재의 좌굴길이 개념이 명확해지지 않아서 최하층의 높이를 그대로 좌굴길이라고 말할 수 없게 된다. 이 경우 기둥은 소성힌지가 생겼기 때문에 회전에 대해서는 자유롭지만, 보에 연결된 좌측기둥에 의해서 구속되어 있으므로 수평이동에 대해서 완전히 자유롭다고는 말할 수 없다.

본 연구는 이러한 경우에 대하여 골조의 안정성이라는 관점에서 콘크리트 충전 각형강관으로 된 최하층 외부기둥의 좌굴내력을 평가하는 것을 목적으로 하고 있다.

보 단부의 소성힌지는 반복하중 아래에서는 그 성질이 변하여 회전을 구속할 때도 있지만, 여기서는 수평하중을 1방향으로 받아 최종적인 소성

힌지가 발생했을 때를 생각한다. 그리고 이 경우의 축하중 및 휨모멘트가 그림 1 c)와 같은 비율로 분포되어 있다고 가정한다. 이와 같은 우측의 외부기둥은 보와 접합하고 있는 부분에 수평변위 탄성구속 스프링(k)을 도입하여 그림 1 b)와 같이 모델화 시킨다.

2. 콘크리트 충전 각형강관 중심압축주의 좌굴내력

2.1 수평변위가 탄성구속된 중심압축주의 좌굴내력

그림 1 a)에 있어서, 보 단부에 소성힌지가 생긴 우측의 외부기둥은 각 층마다 다른 축력과 휨모멘트 분포를 받게 된다. 우측 외부기둥은 소성힌지 때문에 회전에 대하여 자유이지만, 수평이동에 대하여는 좌측기둥 때문에 자유라고는 할 수 없다. 보 단부의 소성힌지는 반복되는 하중하에서 그 성질이 변하여 회전을 구속하는 때도 있지만, 여기서는 수평하중을 한방향으로 받아 최종적인 소성힌지가 발생했을 때를 생각하고 있다. 이 때

우측 외부기둥은 1차 좌굴모드를 형성하며, 좌굴 내력은 최소값이 얻어진다.

따라서 그림 1 b)와 같이 우측 외부기둥과 보가 접합된 부분에 수평변위 탄성구속 스프링(k)으로 모델화하여 수평변위가 탄성구속된 중심압축주와 기둥재의 최대내력을 구하여 본다. 이것은 외부기둥에 재하 가능한 축력상한치를 평가하기 위한 것이다. 각 층의 수평변위 탄성구속 스프링 계수 k 는 좌측기둥이 캔틸레버로 변형되는 점에 착안하여 그림 2처럼 정량화한다.

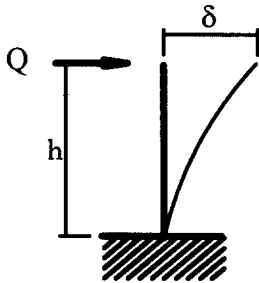


그림 2. 캔틸레버의 변형

그림 2의 주두의 수평력 Q 는

$$Q = (3EI/h^3)\delta \quad (1)$$

(1)식에서 수평변위 탄성구속 스프링계수 k 는

$$k = 3EI/h^3 \quad (2)$$

$$= 3EA/(i\lambda^3) \quad (3)$$

여기서 E : 탄성계수 (tf/cm²)

I : 단면 2차모멘트 (cm⁴)

h : 지면에서부터 각층까지의 높이 (cm)

A : 단면적 (cm²)

i : 단면2차반경 (cm)

λ : 세장비

(3)식으로부터 수평변위 탄성구속 스프링계수 k 는 단면적에 비례하고, 세장비와 단면2차반경에 반비례하며, 특히 세장비에 따라서 크게 변화하는 것을 알 수 있다. 수치해석에 있어서 기준층의 높이를 4.0m로 하고, 기준층에 대한 최하층의 높이비를 γ 로 표현하여 1.0부터 4.0까지를 대상으로 하였다. 각 층의 단면은 일정하고, 각 층의 축력은 그림 1 c)처럼 1.0 : 2.5 : 4.0 : 5.5 : 7.0의 비로 변화한다고 가정하였다. 이 때, 강재의 항복응력도 $F_y = 3.7\text{tf/cm}^2$ 이고, 콘크리트 응력도 $f_c = 210\text{kg/cm}^2$ 로 하고 단면의 크기는 □-300×300×9에서 □-1200×1200×42까지의 범위에서 수치해석을 하였다.

고층건물에서, 보항복형골조의 외부기둥을 그림 1 b)와 같이 모델화 하는 경우, 수평변위 탄성구속 스프링 수에 따라서 좌굴내력이 달라짐을 예상할 수 있다. 본 연구의 기준층수는 5층으로 보았으므로 스프링 수는 5개이다. 스프링 수가 이보다 많아지면 수평변위가 탄성구속된 경우의 좌굴내력을 실제에 가깝게 평가할 수 있지만, 탄성구속 스프링을 많이 사용하게 되면 연속스프링의 비탄성좌굴문제가 되고, 간단하게 해를 구할 수 없게 된다. 5층에 대한 외부기둥을 그림 1 b)처럼 모델화하여 중심압축주 좌굴내력을 조사한 것이 표 1이다.

표 1에서 좌굴내력 (n_c)과 세장비 (λ_c)는 다음 식에 따라 산정하였다.

$$n_c = N_{cr}/N_y \quad (4)$$

$$\lambda_c = l_1/l_{cr} \quad (5)$$

여기서, N_{cr} : 중심압축주 좌굴내력(tf)

N_y : 항복축력(tf)

l_1 : 최하층고(cm)

$$l_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{N_y}} \quad (\text{cm})$$

휨강성(EI)은 중공강관의 경우에 I 값이 일정하나 충전콘크리트 각형강관의 경우는 콘크리트와 강재의 합성상태이므로 EI 값은 즉시 결정되지 않는다. 따라서 충전콘크리트 각형강관의 EI 값과 항복축력 N_y 에 해당하는 l_{cr} 의 산정이 필요하게 된다. EI 는 수평변위가 탄성구속되지 않은

표 1. 수평변위가 탄성구속된 중심압축주의 좌굴내력

단면크기	γ	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
□-300×300×9	n_c	0.32	0.26	0.21	0.17	0.15	0.12	0.11
	λ_c	1.91	2.11	2.30	2.49	2.68	2.87	3.06
	λ_r	1.70	1.90	2.20	2.41	2.62	2.79	2.97
□-450×450×19	n_c	0.47	0.37	0.30	0.25	0.21	0.19	0.16
	λ_c	1.56	1.71	1.87	2.02	2.18	2.33	2.49
	λ_r	1.45	1.64	1.82	1.99	2.16	2.31	2.50
□-600×600×22	n_c	0.79	0.60	0.50	0.45	0.36	0.31	0.28
	λ_c	1.16	1.28	1.39	1.51	1.63	1.74	1.86
	λ_r	1.13	1.34	1.42	1.50	1.67	1.78	1.88
□-700×700×25	n_c	0.97	0.86	0.72	0.60	0.51	0.44	0.38
	λ_c	0.99	1.09	1.19	1.29	1.39	1.49	1.59
	λ_r	0.97	1.07	1.18	1.29	1.40	1.51	1.62
□-800×800×28	n_c	1.00	1.00	0.92	0.77	0.66	0.56	0.49
	λ_c	0.88	0.97	1.05	1.14	1.23	1.32	1.41
	λ_r	0.98	0.98	1.04	1.15	1.24	1.35	1.42
□-900×900×32	n_c	1.00	1.00	1.00	0.91	0.83	0.73	0.64
	λ_c	0.79	0.87	0.95	1.02	1.10	1.18	1.26
	λ_r	0.95	0.95	0.99	1.08	1.11	1.20	1.28
□-1050×1050×38	n_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.91	0.84
	λ_c	0.67	0.73	0.80	0.86	0.93	1.00	1.06
	λ_r	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	1.01	1.10
□-1200×1200×42	n_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.98
	λ_c	0.59	0.65	0.71	0.77	0.83	0.89	0.95
	λ_r	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.98

중심압축주에 대해서 수치해석을 한 후, 탄성역에 해당하는 4 내지 5개의 N 값과 l 값으로부터 산정하였다.

표 1을 보면 γ 가 증가할수록, 세장비(λ_c)가 증가하는 것을 알 수 있다.

2.2 수평변위가 탄성구속된 중심압축주의 등가좌굴세장비

중심압축주 설계식은 일반적으로 축력이 일정한 조건에서 양단 핀 지지 조건이 되는 경우가 많다. 그런데 본 연구에서 수치해석의 대상으로 삼았던 중심압축주는 하중조건으로서 축력이 변화하고, 지지조건은 일단고정, 타단자유인 켄틸레버 상태이다. 따라서 수치해석 결과를 중심압축주 설계식에 적용하고자 등가좌굴세장비(λ_r)를 도입하였다.

이 등가좌굴세장비를 산정하기 위해서는 우선 양단 핀 지지하의 일정축력을 받는 중심압축주의 최대내력을 세장비 별로 구한 후 수평변위가 탄성구속된 λ_c 의 세장비를 가진 켄틸레버 상태의 중심압축주 최대내력(n_c)에 해당하는 세장비(λ_c)로 산정하면 된다. 각 단면에 해당하는 최대내력(n_c)과 최하층고에 대한 세장비(λ_c)와 등가좌굴세장비(λ_r)를 표 1에 나타내었다. 그리고 이러한 수평변위가 탄성구속된 중심압축주의 등가좌굴길이 l_r 가 γ 에 따라 최하층고에 비해 어느정도의 길이가 되는지를 그림 3에 나타내었다.

그림 3은 수평변위가 탄성구속된 중심압축주의 좌굴내력에 대하여 단면크기에 따른 영향을 조사한 것이다. 그림의 종축은 좌굴길이(l_r)를 최하층고(l_1)로 나눈 것이다. 최하층의 외부기둥이 중심압축력을 받을 경우, γ 가 4.0보다 작은 모든 경우에서 기둥을 켄틸레버로 간주하면 위험층

에 속한다는 것을 알 수 있다.

□-900×900×22 이하의 모든 단면에 있어서

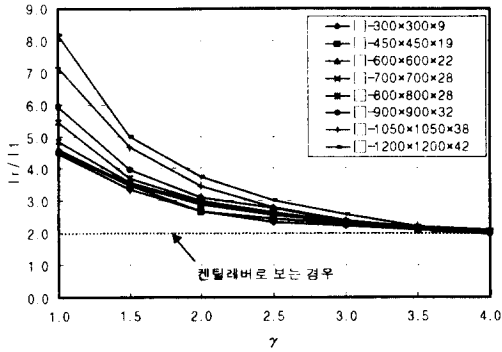


그림 3. 단면차이에 따른 최하층기둥 등가좌굴길이변화

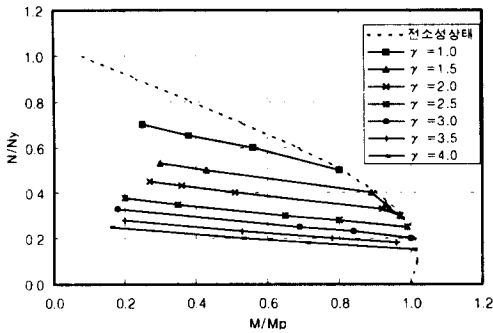


그림 4. 기둥재의 좌굴내력(□-600×600×22)

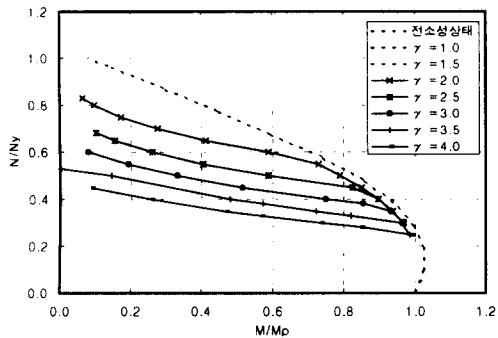


그림 5. 기둥재의 좌굴내력(□-800×800×28)

는 γ 가 2.0일 경우에 최하층 기둥의 좌굴길이는 최하층 높이의 약 3배라고 할 수 있다. 즉, γ 가 작을수록 그만큼의 좌굴길이는 상대적으로 더 증가하고 있으며, 최하층고를 일정치로 한 경우에 단면형상이 크면 클수록 그러한 경향이 더 커짐을 알 수 있다.

3. 수평변위가 탄성구속된 기둥재의 좌굴내력

수평이동이 구속된 기둥재의 최대내력은 단면의 축력-모멘트-곡률 관계를 이용하여 구한다.

기둥재는 전단적인 조건을 중심압축주שי와 같게 하고, 그림 1 c)와 같이 모멘트분포에 단차가 있는 것을 고려하여 그림 1 b)에 대하여 수치해석을 하였다. 충전콘크리트 각형강관 □-600×600×22, □-800×800×28에 대해 조사한 좌굴내력을 표 2와 표 3에 나타냈고 그것을 도시한 것이 그림 4와 그림 5이다. 그림의 횡축은 휨모멘트를 전소성모멘트(M_p)로, 종축은 축력을 항복축력(N_y)으로 무차원화시킨 것이다.

그림 5의 □-800×800×28에 있어서는 $\gamma = 1.0, 1.5$ 의 경우 좌굴이 발생하지 않고 전소성상태에 도달하는 것을 의미한다.

4. 수평변위가 탄성구속된 기둥재의 등가좌굴세장비

일반적으로 기둥재의 설계식에는 축력이 일정하고 모멘트 분포가 직선적인 변화를 하며, 양단 핀지지 조건이 되는 경우가 많다. 그러나 본 연구의 대상인 기둥재는 축력변화 이외에 모멘트 분포도 복잡하다. 그리고 지지조건에서는 일단고정, 타단자유로 되어있다. 따라서 중심압축주שי의 경우 처럼 기둥재에서도 이러한 조건을 기둥재 설계식에 적용하고자 등가좌굴세장비(λ_e)를 도입하였다. 결국 여러 조건하의 기둥재를 양단 단순지지

아래서 일정축력과 균등휨을 받는 것으로 치환하고, 동등한 내력이 기대되는 등가좌굴세장비를 구하였다.

등가좌굴세장비를 산정하는 데에는, 우선적으로 양단 단순지지하의 일정축력과 순휨모멘트를 받는 기둥재의 최대내력을 구하여야 한다. 수평변위가 탄성구속된 기둥재에 사용하였던 응력도-변형도 관계를 이용하여, 충전콘크리트 각형강관 □-300×300×9에서 □-1200×1200×42까지의 양단 단순지지하의 일정축력과 순휨모멘트를 받는 다양한 단면을 가진 기둥재의 수치해석을 행한 결과를 나타낸 것이 그림 6이다. 그림 6에서는 해

석결과가 M/M_p 과 λ_c 와의 관계가 N/N_y 에 따라서 나타나고 있다.

등가좌굴세장비(λ_r)는 N/N_y 와 M/M_p 를 가지고 그림 6으로부터 구해진다. 각형강관 □-600×600×22와 □-800×800×28에 대하여 얻어진 등가좌굴세장비는 그림 7과 그림 8과 같이 된다.

그림의 점선은 중심압축주의 좌굴내력이고 재하 가능한 축력의 상한치이다. 또 γ 에 대해서 축력비와 등가좌굴세장비와의 상관관계가 보여지고 다음과 같은 직선식으로 근사된다.

표 2. 수평변위가 탄성구속된 기둥재의 좌굴내력 (□-600×600×22)

$\gamma=1.0$	N/Ny	0.58	0.6	0.63	0.65	0.68	0.7
	M/Mp	0.64	0.62	0.49	0.42	0.31	0.24
	λ_r	0.0	0.1	0.25	0.35	0.51	0.61
$\gamma=1.5$	N/Ny	0.43	0.45	0.48	0.5	0.53	0.55
	M/Mp	0.83	0.77	0.69	0.57	0.44	0.34
	λ_r	0.0	0.2	0.28	0.41	0.56	0.71
$\gamma=2.0$	N/Ny	0.32	0.35	0.38	0.4	0.43	0.45
	M/Mp	0.96	0.88	0.74	0.63	0.44	0.41
	λ_r	0.0	0.2	0.41	0.53	0.75	0.87
$\gamma=2.5$	N/Ny	0.23	0.25	0.29	0.3	0.33	0.35
	M/Mp	0.99	0.94	0.82	0.71	0.5	0.36
	λ_r	0.0	0.21	0.46	0.64	0.91	1.09
$\gamma=3.0$	N/Ny	0.2	0.21	0.25	0.28	0.3	0.33
	M/Mp	0.99	0.92	0.74	0.53	0.33	0.08
	λ_r	0.0	0.38	0.7	1.0	1.25	1.58
$\gamma=3.5$	N/Ny	0.17	0.18	0.2	0.23	0.25	0.27
	M/Mp	0.99	0.97	0.88	0.62	0.38	0.05
	λ_r	0.0	0.21	0.5	1.0	1.33	1.83
$\gamma=4.0$	N/Ny	0.15	0.17	0.18	0.2	0.22	0.24
	M/Mp	1.0	0.94	0.88	0.63	0.28	0.03
	λ_r	0.0	0.32	0.58	1.03	1.6	2.0

각형강관 □-600×600×22 에 대하여,

$$\gamma=1.0 : \lambda_r = 5.0(N/N_y) - 3.29 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.79) \quad (6)$$

$$\gamma=1.5 : \lambda_r = 7.58(N/N_y) - 2.88 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.60) \quad (7)$$

$$\gamma=2.0 : \lambda_r = 9.09(N/N_y) - 2.54 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.51) \quad (8)$$

$$\gamma=2.5 : \lambda_r = 12.50(N/N_y) - 2.87 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.45) \quad (9)$$

$$\gamma=3.0 : \lambda_r = 14.28(N/N_y) - 2.57 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.37) \quad (10)$$

$$\gamma=3.5 : \lambda_r = 20.0(N/N_y) - 3.20 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.31) \quad (11)$$

$$\gamma=4.0 : \lambda_r = 33.33(N/N_y) - 4.67 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.28) \quad (12)$$

각형강관 □-800×800×28 에 대하여,

$$\gamma=1.0 : \text{면내 좌굴이 일어나지 않는다.}$$

$$\gamma=1.5 : \text{면내 좌굴이 일어나지 않는다.}$$

$$\gamma=2.0 : \lambda_r = 3.27(N/N_y) - 1.80 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.92) \quad (13)$$

표 3. 수평변위가 탄성구속된 기둥재의 좌굴내력
(□-800×800×28)

$\gamma=1.0$	N/N _y	0.75	0.8	0.85	0.88	0.9	0.95
	M/M _p	0.41	0.33	0.25	0.2	0.17	0.08
	λ_r	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\gamma=1.5$	N/N _y	0.6	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9
	M/M _p	0.65	0.49	0.41	0.33	0.25	0.17
	λ_r	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\gamma=2.0$	N/N _y	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8
	M/M _p	0.73	0.58	0.43	0.29	0.17	0.09
	λ_r	0.0	0.16	0.32	0.48	0.65	0.81
$\gamma=2.5$	N/N _y	0.43	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7
	M/M _p	0.82	0.61	0.41	0.24	0.09	0.02
	λ_r	0.0	0.35	0.6	0.85	1.1	1.35
$\gamma=3.0$	N/N _y	0.35	0.38	0.4	0.45	0.55	0.6
	M/M _p	0.94	0.88	0.76	0.53	0.11	0.01
	λ_r	0.0	0.18	0.29	0.59	1.18	1.47
$\gamma=3.5$	N/N _y	0.3	0.33	0.35	0.4	0.45	0.5
	M/M _p	0.96	0.86	0.78	0.48	0.22	0.06
	λ_r	0.0	0.23	0.38	0.77	1.15	1.54
$\gamma=4.0$	N/N _y	0.26	0.3	0.33	0.35	0.38	0.4
	M/M _p	0.98	0.77	0.52	0.38	0.12	0.07
	λ_r	0.0	0.5	0.88	1.13	1.43	1.75

$$\gamma=2.5 : \lambda_r = 6.67(N/N_y) - 2.67 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.77) \quad (14)$$

$$\gamma=3.0 : \lambda_r = 7.69(N/N_y) - 2.46 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.66) \quad (15)$$

$$\gamma=3.5 : \lambda_r = 11.11(N/N_y) - 3.00 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.56) \quad (16)$$

$$\gamma=4.0 : \lambda_r = 12.50(N/N_y) - 2.87 \quad (\text{단, } N/N_y \leq 0.49) \quad (17)$$

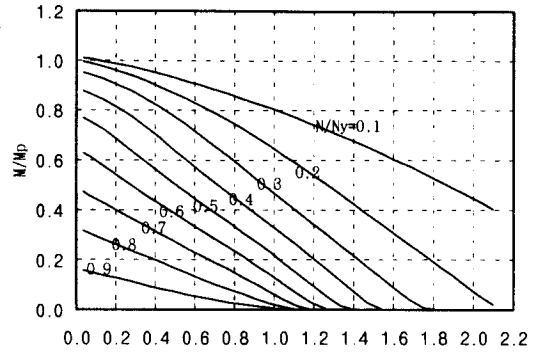


그림 6. 균등힘을 받는 기둥재의 M/M_p와 λ_r 와의 관계

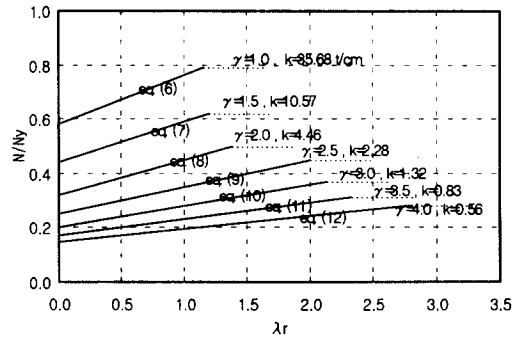


그림 7. 등가좌굴세장비(□-600×600×22)

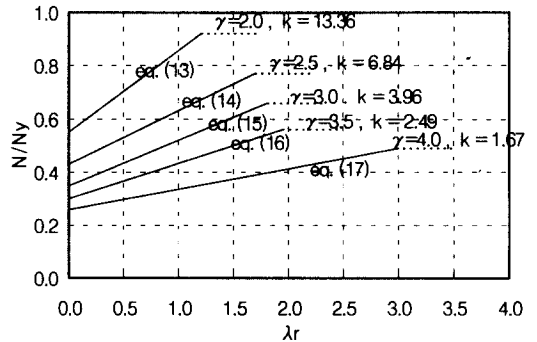


그림 8. 등가좌굴세장비(□-800×800×28)

그림 7 과 그림 8은 각형강관 □-600×600×22과 □-800×800×28에 대한 것이지만, 정방형 단면으로 고층건물에 실용적으로 사용될 수 있다고 생각되는 범위 내에서 여러 단면에 대해 등가좌굴세장비를 조사할 수 있다.

수평변위가 탄성구속된 기둥재에서 γ 에 따라 좌굴이 일어나는 경우, 축력비(N/N_y)와 등가좌굴세장비(λ_r)에서 상관관계가 보이고 근사적인 직선식들로 유도할 수 있다. 그러한 식으로부터 도출한 것이 그림 9 이다.

본 연구에서 대상으로 한 기둥재의 좌굴내력은 수평변위 탄성구속 스프링계수 k 를 계산하여 각 축력비에 따른 등가좌굴세장비(λ_r)를 그림 9로부터 구할 수 있다.

5. 결 론

보행복형 강구조골조의 안정성 문제를 기둥재의 설계식에서 해결한다는 입장에서 콘크리트충전 각형강관을 사용한 기둥재의 안정성에 주안점을 두고 조사한 연구결과는 다음과 같이 요약된다.

(1) 수평변위가 탄성구속된 중심압축주의 좌굴내력을 조사하였다. 최하층높이의 기준층 높이에 대한 비(γ)가 클수록 재하가능한 축력비가 작다.

(2) 최하층의 외부기둥이 중심압축력을 받을 경우의 단면차이에 따른 최하층기둥의 등가좌굴길 이변화를 보면 γ 가 4.0보다 작은 모든 경우에서 기둥을 캔틸레버로 간주하면 위험층에 속한다는 것을 알 수 있다.

(3) 수평변위가 탄성구속된 기둥재에 좌굴이 일어나는 경우, 축력비(N/N_y)와 등가좌굴세장비(λ_r)에서 상관관계가 보이고 γ 에 따라 직선근사식으로 유도할 수 있다.

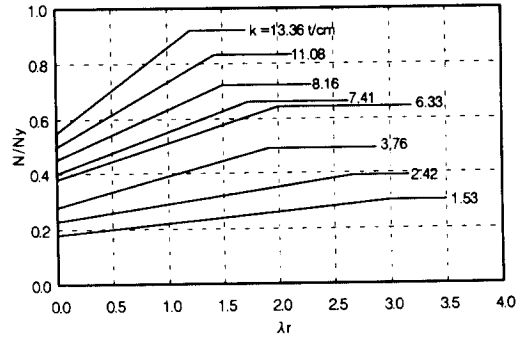


그림 9. (a) 등가좌굴세장비($\gamma=2.0$ 의 경우)

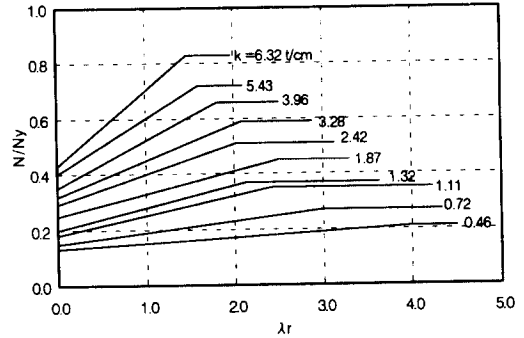


그림 9. (b) 등가좌굴세장비($\gamma=3.0$ 의 경우)

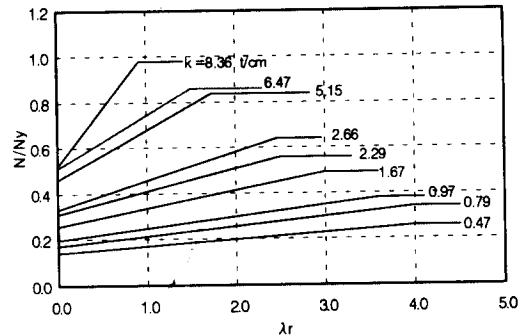


그림 9. (c) 등가좌굴세장비($\gamma=4.0$ 의 경우)

(4) 수평변위가 탄성구속된 최하층 외부기둥을 양단 핀지지하의 일정축력과 순휨모멘트를 받는 기둥재(Beam-Column)로 치환하여 안정성을 평가하였다. 보강복형 강구조골조의 최하층의 등가 좌굴세장비(λ_e)는 정량적으로 구할 수 있으며 그 값을 기둥재 설계식에 적용시킴으로써 보강복형 강구조골조의 안정성을 확보할 수 있다.

본 연구는 1996년도 포항종합제철주식회사의 연구비 지원으로 수행되었음

참 고 문 헌

- (1) 日本建築學會, 鋼構造塑性設計指針, 1975年
- (2) 日本建築學會, 鋼構造限界狀態設計基準(案)·同解説, 1990年
- (3) 李明宰, 高梨晃一, はり降伏型鋼構造骨組の外柱の座屈耐力, 鋼構造年次論文報告集, 第2卷, 1994年
- (4) 高梨晃一, 野口健, 他3人, 平面骨組における最下層柱の軸力-曲げモーメント關係, 日本建築學會大會學術講演梗概集, 1993年 9月
- (5) 上谷宏二, 他2人, 繰り返し水平荷重を受ける梁降伏型多層多スパン平面骨組崩壊挙動解析, 日本建築學會大會學術講演梗概集, 1991年 9月
- (6) Takanashi, K., Ohi, K., Noguchi, K. (1993). The Interaction between Axial Forces and Bending Moments of Columns at Lowest Story of Plane Frame. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, part C., Structures II, pp.1341-1342.
- (7) Uetani, K., Tokai, K., and Nakamura, T. (1993). Plastic Collapse Behavior of Multistory Multibay Planer Frames Subjected to Repeated Horizontal Loading. Journal of Strct. Constr. Engng, AIJ, No.454 Dec., 1993
- (8) Theodore V. Galambos, Structural Members and Frames, Prentice Hall, 1968

(접수일자 : 1998. 5. 13)