

## 편심축하중을 받는 구속 RC장주의 거동 해석

### Behavior Analysis of Eccentrically Loaded Restrained Reinforced Concrete Slender Columns

박 재 운\* · 정 경 희\*\*  
Park, Jai Oun · Choung, Kyoung Hee

#### Abstract

The effect of end restraints for adjoining members is the different variables influencing the column ultimate strength and the behavior.

The propose of this study is to analyze eccentrically loaded reinforced concrete columns with the end restrained effect having rectangular cross-section and general boundary conditions.

Accordingly, this investigation are to construct a typical analytical model of the reinforced concrete columns with general end boundary conditions. The mechanical components of the analytical model are to be rationally defined the actual behavior as possible, and the different variables influencing the behavior and the ultimate strength of the reinforced concrete columns are investigated by using a parametric study.

#### 要 旨

본 연구는 RC 뼈대구조물의 실제적인 단부경계조건을 고려한 RC 기둥에 대한 인접부재의 강성을 비선형 거동과 부합시켜 해석하였으며, 인접부재의 단부구속 효과를 고려한 편심축하중을 받는 장주의 극한강도와 거동을 해석하기 위한 해석모델을 정립하여 반복법을 이용한 수치적분법에 의하여 1차로 이론 해석을 하였다. 그리고, 구속 RC 기둥의 극한강도와 거동에 영향을 주는 매개변수를 해석모델을 이용 연구하고자 한다.

#### 1. 序 論

RC 뼈대 구조물에서 기둥은 중요한 요소의 하나

이다. 실제로 기둥 단부는 하중 작용에 의하여 제한된 단부 회전과 단부 이동을 하는 탄성구속 접합이다<sup>(1, 2, 3)</sup>. 또한 이 요소는 축하중과 휨모멘트의 합

\*正會員 · 관동대학교 이공대학 토목공학과 교수

\*\*正會員 · 철도전문대학 철도보선과 조교수

성력을 받는 부재이다. 작은 세장비를 가지는 단주는 힘의 평형조건과 변형의 적합조건을 고려하여 해석할 수 있다. 반면에, 큰 세장비인 장주는 휨모멘트에 의한 처짐과 축하중에 의한 복합 효과로 기둥의 극한강도가 저하된다<sup>1, 2, 3, 9</sup>. 이 경우의 정확한 해석은 위의 두 조건외에 기둥의 세장효과를 포함시켜야 한다. 비균질, 비탄성 재료인 세장한 RC 기둥은 기둥길이에 따라 횡단면의 용력이 다르고 균열발생에 의하여 휨강성이 변한다<sup>3, 4</sup>. 대개의 연구는 정확한 해석을 하는 것이 어렵기 때문에 수치해석법에 의존하였다. 대부분 RC 기둥의 연구는 불구속 기둥의 경우이고, 상하단부의 조건이 다른 기둥과 단부구속조건을 고려한 기둥은 희소하다. 본 연구에서는 RC 뼈대 구조물의 실제적인 단부경계조건을 가지고 있는 RC 기둥의 해석모델을 정립하고, 해석모델에 대한 인접 부재의 강성을 합리적으로 해석하였으며 재료의 비선형 거동을 포함한 단부회전과 단부이동을 구속하는 인접부재의 구속효과를 고려한 편심 축하중을 받는 장주의 극한강도 해석을 1차로 반복법을 이용한 수치적 분법에 의하여 이론적으로 하였다<sup>1, 2, 5</sup>. 그리고 RC 기둥의 극한강도와 자동에 영향을 주는 매개변수를 해석모델을 이용하여 계속 연구하고자 한다.

## 2. 해석모델

### 2.1 모델의 구성

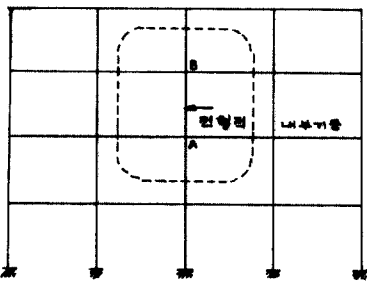


그림 2-1. 뼈대구조물과 기둥

그림 2-1은 인접부재의 윤곽을 파선으로 표시했고, 그림 2-2는 전형적인 내부 RC 기둥을 이상화한 해석모델이다. 뼈대부재의 조건으로 회전에 대한 구속 저항을 기둥의 상단부와 하단부에 회전 스프링으로 대체하고, 층의 수평변위에 대한 상단부의 횡방향 구속저항을 횡방향 스프링으로 표시했다.

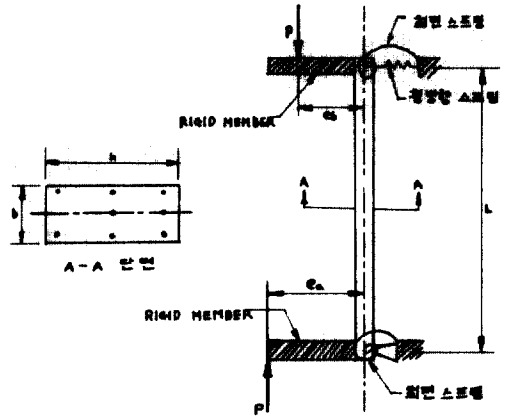


그림 2-2. 해석모델

하중은 rigid member의 단부에서  $e_0$  및  $e_b$  편심 거리에 작용한다. 기둥단면은 직사각형 단면이며, 철근의 단면적은 기둥의 A-A 단면에 대한 것이다. 강축 (strong axis)에 대한 철근의 위치, 면적, 갯수는 임의량으로 취하고, 약축 (weak axis)에 대하여 대칭으로 가정하였다.

### 2.2 기본가정

이 연구에서 모델의 해석을 위한 기본 가정은 다음과 같다. 중요한 가정은 각장의 본문을 통하여 논했다.

#### 2.2.1 콘크리트의 응력-변형도 관계

콘크리트의 응력-변형도 곡선은 그림 2-3에 보

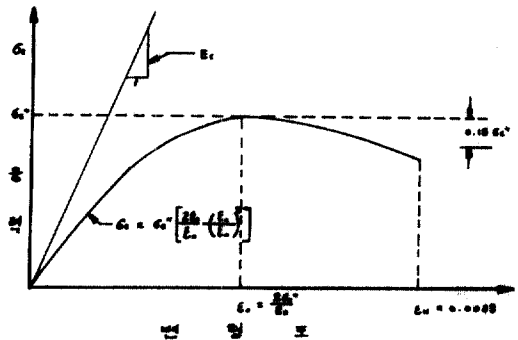


그림 2-3. 콘크리트에 대한 Hognested의 응력-변형도 곡선

인 것과 같이 Hognestad<sup>(6)</sup>가 제안한 곡선을 사용한다.

그림 2-3은 컴퓨터 프로그램에 확장하여 이용하는 비능률적이므로 다음과 같이 3차 다항식으로 표시한다. 이 연구에서, Hognestad의 응력-변형도 곡선과 3차 다항식의 curve fitting은 최자승법을 이용하였다<sup>(7, 8)</sup>.

$$\sigma_c = C_1 \epsilon_c + C_2 \epsilon_c^2 + C_3 \epsilon_c^3 \quad (2-1)$$

여기서,

$\sigma_c$  = 콘크리트의 응력

$\epsilon_c$  = 콘크리트의 변형도

$C_1, C_2, C_3$  = 콘크리트의 압축강도 ( $\sigma_c$ )에 의하여 결정되는 상수

(2-1)식과 Hognestad 응력-변형도 곡선과 비교한 결과 그 관계는 잘 일치한다. 현장에서 RC 기둥의 최대휨모멘트  $M_u$ 은 실험실에서 얻은 원통공시체의 강도  $\sigma_c$ 보다 여러가지 변동요인에 의하여 일반적으로 작게 취한다. 따라서 RC 기둥에 대한  $\sigma_c = 0.85\sigma_c$ 로 한다<sup>(3, 4)</sup>.

### 2.2.2 철근의 응력-변형도 관계

철근의 이상적인 응력-변형도 곡선은 그림 2-4에 보였다. 본 연구에 사용한 철근의 항복강도  $\sigma_y = 3,500 \text{ kg/cm}^2$ 인 SBD35이형 철근이다.

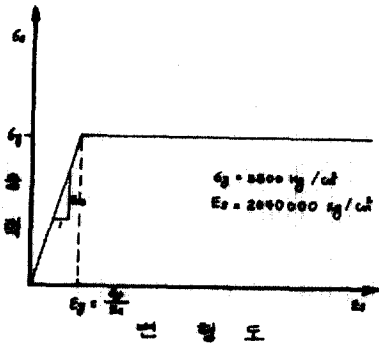


그림 2-4. 철근의 이상화된 응력-변형도 곡선

### 2.2.3 콘크리트의 인장강도

콘크리트의 인장강도는 실용성이 적고, 신뢰성이 낮아서 무시한다.

### 2.2.4 철근과 콘크리트의 부착강도

KSD2504규정에 의하여 생산된 이형철근을 사용하였다. 콘크리트 표준시방서에 의한 정착길이를 조건으로 하고, 철근과 콘크리트 사이는 완전부착

으로 가정했다<sup>(3, 4, 9)</sup>.

### 2.2.5 변형도

휨에 의한 변형도는 Bernoulli가정<sup>(2, 3, 4, 6)</sup>에 따라 선형분포로 한다. 축하중과 휨의 합성력을 받는 부재이며, 변형기둥의 어떤 단면에서도 변형도 분포는 선형으로 가정한다.

### 2.2.6 크리프와 건조수축

구조해석에서 크리프와 건조수축의 영향을 무시한다.

## 2.3 회전스프링의 거동과 모멘트-회전 각 관계

RC 뼈대구조물의 내부 접합부에 외력모멘트가 작용하면, 이 모멘트는 구속부재와 기둥이 저항한다. 구속부재의 저항은 부재의 치수, 철근의 항복점 응력, 철근단면적, 콘크리트 강도, 균열의 크기, 세장의 영향, 하중조건 등 많은 변수를 가지고 있다. 수학적 목적을 위하여, 기둥단부의 구속부재 회전강성을 등가 회전 스프링으로 대신한다. 전형적인 과소철근보의 모멘트-곡률 관계는 철근이 항복점 응력에 도달하면 작은 모멘트 증가에도 곡률의 증가는 크다<sup>(6, 10)</sup>. 전형적인 회전스프링의 거동은 RC 뼈대구조가 checkerboard load를 받아 편심하중을 받는 기둥이 생길때, 구속부재들은 동시에 항복곡률  $\phi_y$ 에 도달하지 못한다. 모든 구속부재가 항복점에 도달한후 회전스프링은 소성이 되고, 추가되는 외력 절점 모멘트는 기둥단독으로 저항한다. 단부에 일단 소성스프링이 형성되고, 만약 기둥이 증가하는 하중하에서 파괴되 아니하고 기둥의 부분에 소성힌지가 형성되면 그 구조는 파괴 mechanism에 도달되어 단부회전은 빠르게 증가한다. 반면에, 스프링 모멘트의 증가가 적어도 스프링은 콘크리트 파괴에 의하여 결국 파괴된다<sup>(11)</sup>. 본 연구에서는 주변구속부재의 콘크리트가 파괴될 때 회전각인 극한회전각은 다음과 같이 선택한다.

$$\theta_u = 1.5\theta_p \quad (2-2)$$

여기서  $\theta_u$  = 극한회전각,  $\theta_p$  = 소성회전각, 인접부재의 구속모멘트  $M_r$ 와 회전각  $\theta$ 의 관계는 그림 2-5에 보인 것과 같이 부의 단부회전각과 정의 단부회전각이 필요하다. 먼저 정의의 회전각을 생각하면, parabolic segment의 식은 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$M_r = a\theta^2 + b\theta \quad (2-3)$$

여기서  $a > 0, b > 0$

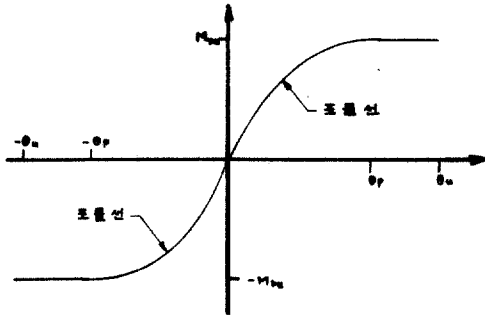


그림 2-5. 회전스프링의 이상화한 모멘트-회전각

(2-3)식을  $\theta$ 에 대하여 양변을 두번 미분하면 포물선 곡물의 근사치이다. 포물선 곡물은 부의 부호(-)를 갖는다.  $\theta = \theta_p$ 에서  $M_r$ 와  $\theta$ 의 연속성을 고려하여 정리하면 다음과 같다.

$$M_r = \frac{\theta}{\theta_p} \left( 2 - \frac{\theta}{\theta_p} \right) M_{ru} \quad 0 \leq \theta \leq \theta_p \quad (2-4)$$

그림 2-5에서  $\theta > \theta_p$ 에 대한  $M_r$ 와  $\theta$ 의 관계식은

$$M_r = M_{ru}, \quad \theta_p \leq \theta \leq \theta_u \quad (2-5)$$

$\theta \leq 0$ 에 대한  $M_{ru}$ 관계식은 위와 같은 과정을 거쳐

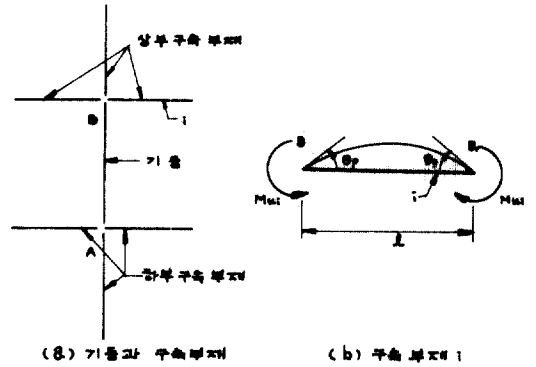
$$M_r = \frac{\theta}{\theta_p} \left( 2 + \frac{\theta}{\theta_p} \right) M_{ru} \quad 0 \geq \theta \geq -\theta_p \quad (2-6)$$

$$M_r = -M_{ru} \quad -\theta_p \geq \theta \geq -\theta_u \quad (2-7)$$

상기식의  $M_{ru}$ ,  $\theta_p$ ,  $\theta_u$ 는 항상 정(+ )이다.

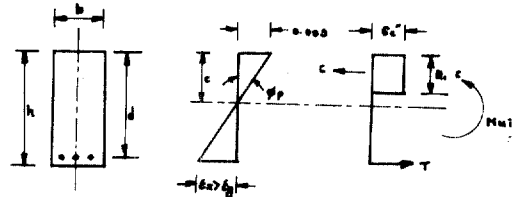
#### 24. 회전스프링의 소성회전각과 극한강도

위에서 논한 회전스프링의 강성은 여러 변수의 함수이고 불확실성을 포함하고 있다. 연구목적을 수행하기 위하여 강성의 하한치의 평가는 구속기동 해석에 필수적이다. 그림 2-6(a)는 전형적인 내부 기둥과 구속부재를 도식적으로 보였다. 그림 2-6(b)는 구속부재 i와 상단부 구속을 보인 것이다. 단부회전의 최대치를 얻기 위하여 B와 B<sub>i</sub>단부는 소성 힌지를 형성할 때까지 회전하는 것으로 한다.  $M_{ui}$ 는 극한 모멘트 강도이며, 대응하는 소성곡률은  $\theta_p$ 이다. 단부 B에 가까운 i부재 단면에서 그림 2-6(c)와 같이 콘크리트 표준시방서<sup>9)</sup>의 구형윤력 분포로 가정한다. 단철근 구형보의 평형 철근비, 최대 인장철근비는  $P_{max} = 0.75P_b$ 와 힘의 평형 방정식



(a) 기둥과 구속부재

(b) 구속부재 i



(c) 단부 A에 가까운 평면면

그림 2-6. 구속부재인 보의 극한 회전강도

으로 부터  $C=T$ 에 의하여

$$K_1 \sigma_c' bc = P_{max} \sigma_y bd$$

여기서,  $K_1 = 0.85$ ,  $\sigma_c' \approx 238 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ ,  $d = 0.9h$ ,  $P_{max} = 0.75P_b$ 로 가정하고 위 식으로 부터 상연에서 중립축까지 거리를 구하면

$$C = 0.42h \quad (2-8)$$

따라서 극한 모멘트 강도는

$$M_{ui} = 0.26 \sigma_c' b h^2 \quad (2-9)$$

또한, 소성곡률은

$$\theta_p = \frac{0.003}{0.43h} = \frac{0.007}{h} \quad (2-10)$$

그림 2-6(b)로부터 소성회전각  $\theta_p = \frac{\phi_p l}{2}$ 이다. (2-10)식을 상기식에 대입하고,  $l/h = 13$ 으로 가정하면

$$\theta_p = 0.0045 \quad (2-11)$$

두개의 보와 하나의 기둥으로 표시되는 전형적인 회전스프링을 가지는 기둥은 스프링이 극한강도에 도달할때 오직 하나의 보와 하나의 기둥으로부터 구속모멘트를 받는다. 구속부재의 기둥에 대한 극한 강도는 일반적으로 구속

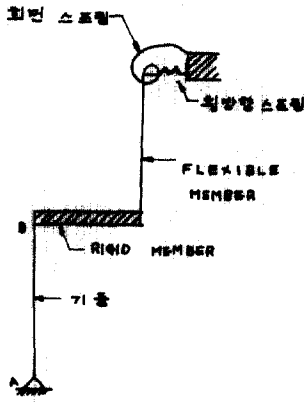


그림 2-7. 횡방향 스프링과 구속부재

부재인 보에 대한 극한강도 보다 작다.

따라서, 본 연구에서는

$$Mr_{ui}(기둥) = \frac{1}{3} Mr_{ui}(보) \text{로 가정하면}^{(3, 5)}$$

회전스프링의 극한강도는

$$Mr_u = 0.356 h^2 b^2 \quad (2-12)$$

(2-12)식은 RC 뼈대구조의 전형적인 회전스프링의 극한 모멘트 강도에 대한 하한치이다. 위 값을 얻기 위하여 사용된 매개변수  $h$ 는 구속부재 중보의 전 높이다. 여기서 기둥의  $h$ 보다 보의  $h$ 가 일반적으로 크지만 모든 구속부재에 대하여 보의  $h$ 로 가정했다. 제안된 회전스프링은 콘크리트를 비선형으로 취급했고 스프링의 극한 파괴와 항복점을 고려했다.

### 2.5 횡방향 스프링의 거동과 힘-변위관계

RC 뼈대 구조물의 기둥이 지진과 풍하중에 의한 횡방향 하중을 받을 때 횡방향 변위에 대하여 bracing을 사용하여야 한다. 횡방향 하중이 작거나 구속이유가 있을 때는 횡방향 bracing을 생략해도 좋다. 기둥의 횡방향 변위가 확실할 때는 횡방향 변위의 영향을 설계에 반영하여야 한다.

그림 2-7은 구조물의 횡방향변위에 대한 구속부재의 저항을 모델화했다. rigid member는 기둥상단부에 있는 뼈대 보를 표시한 것이다. 횡방향 변위가 일어날 경우 수평층 B에는 다른기둥 B에서 기둥단부에 전단력이 전달된다. 그 외 기둥들은 횡강성에 의해 단부에 작용하는 전단력에 저항이 가능한 flexible member로 표시했다. flexible mem-

ber의 원단부는 회전 스프링과 횡방향 스프링에 의하여 회전과 이동이 가능한 것으로 했다. 그의 기둥들은 위 조건과 같다. 이와 같은 스프링의 장성은 앞에서 논한 회전스프링과 같은 영향 인자를 갖는다. 만약, 양단부 모멘트가 다를 때는 기둥단부에 수평반력이 일어난다. 따라서 해석모델의 횡방향 스프링은 변형할 것이다. 횡방향 변위가 일어나면, 구속부재의 횡강성은 비선형 변형을 한다. 회전 스프링의 경우와 같이 횡방향 스프링의 하중-변위관계도 비선형이다. 횡방향 스프링이 극한 강도에 도달하면, 구속부재의 단부는 소성힌지가 형성되고, 그림 2-7의 flexible member는 강성이 0이 된다. 구속을 받는 기둥단부의 회전 스프링이 만약 힌지 혹은 소성힌지가 되면 그림 2-7 구조는 계속 변형을 하는 파괴 mechanism에 도달한다. 반면에, 만약 회전 스프링이 강성을 가지고 있다면 횡방향 스프링은 힘의 증가 없이도 변형할 것이다. 그리고, 횡방향 변위에 대한 저항은 회전 스프링이 한다. 횡방향 변위가 증가함에도, 만약 기둥이 파괴되지 않고, 회전 스프링이 소성힌지가 되지 않는다면, 결국 구속부재의 콘크리트가 파괴된다. 따라서 횡방향 스프링도 파괴된다. 위에서 논한 결과에 의하여 횡방향 스프링의 힘-변위 관계는 그림 2-8과 같이 가정할 수 있다.

이 연구에서는 극한 횡방향 변위를 다음과 같이

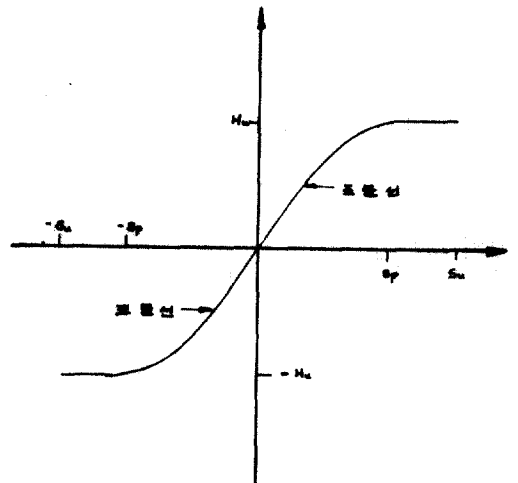


그림 2-8. 횡방향 스프링의 힘-변위곡선

선택한다.

$$\delta_s = 1.5\delta_p \quad (2-13)$$

여기서,  $\delta_s$  = 극한 횡방향변위,

$\delta_p$  = 소성 횡방향변위

그림 2-8의 횡방향 스프링의 힘-변위 곡선과 2-3절의 모멘트-회전각 관계식 유도 절차에 따라 아래와 같이 표시할 수 있다.

$$H = \frac{\delta}{\delta_p} \left(2 - \frac{\delta}{\delta_p}\right) H_u, \quad 0 \leq \delta \leq \delta_p \quad (2-14)$$

$$H = H_u, \quad \delta_p \leq \delta \leq \delta_s \quad (2-15)$$

그리고,

$$H = \frac{\delta}{\delta_p} \left(2 + \frac{\delta}{\delta_p}\right) H_u, \quad 0 \geq \delta \geq -\delta_p \quad (2-16)$$

$$H = H_u, \quad -\delta_p \geq \delta \geq -\delta_s \quad (2-17)$$

매개변수  $H_u$ ,  $\delta_p$ ,  $\delta_s$ 는 항상 정(+)이다.

### 2.6 횡방향 스프링의 극한강도

여기서 시도한 것은 전형적인 횡방향 변위를 하는 뼈대 구조물에 대한 RC 기둥의 횡방향 스프링에 대한 극한강도를 근사적으로 구하고자 한다. 사용하중하에서 최대허용 횡방향 변위는 설계자나 설계 고려 사항에 따라 변한다. 실제적인 사용범위는 대략  $0.0016L - 0.0035L$ 이다.<sup>(14)</sup> 여기서  $L$ 은 기둥 길이이다. ASCE위원회는 wind bracing에 대하여 최대  $0.002L$ 의 값을 추천했다.<sup>(14)</sup> 본 연구에서 위의 여러가지 사항을 고려하여 사용하중하에서 허용 횡방향 변위와 소성 스프링의 허용치를 다음과 같이

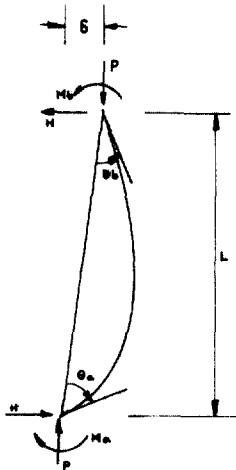


그림 2-9. 사용하중 P에 대한 해석모델의 자유물체도

선택한다.

$$\delta_s = 0.002L \quad (2-18)$$

$$\delta_p = 0.004L \quad (2-19)$$

(2-14)식을 사용하중으로 표시하면

$$H_s = \frac{\delta_s}{\delta_p} \left(2 - \frac{\delta_s}{\delta_p}\right) H_u$$

여기서  $H_s$ 와  $\delta_s$ 는 사용하중하에서 횡방향 스프링의 힘과 변위이다. (2-18)식과 (2-19)식을 위 식에 대입하면

$$H_u = 1.33H_s \quad (2-20)$$

그림 2-9는 횡방향 변위를 가지는 기둥의 자유물체도이고, 그림 2-2의 변형된 위치를 보인 것이다. 횡방향 스프링의 힘은 정역학 평형 방정식으로부터

$$H = \frac{M_a - M_b + P\delta}{L} \quad (2-21)$$

여기서  $M_a - M_b = (P \cdot e_a - M_{ar}) - (P \cdot e_b - M_{br})$   $M_{ar}$ ,  $M_{br}$ 는 단부 A와 단부 B에 대한 회전스프링의 저항 모멘트이다.

단일 만곡을 하는 기둥의 최대 횡방향 변위는  $e_b = 0$ 일때 일어난다. 이 경우에  $M_{br}$ 는 대단히 작으므로 0으로 취급한다. 사용하중하에서 전형적으로 구속된 RC기둥의 단부에 작용하는 모멘트  $P_s \cdot e_a$ 는 기둥과 구속부재 사이에 근사적으로 등분포한다고 가정하면 (2-21)식은 다음과 같다.

$$H_s = \frac{P_s \left(-\frac{e_a}{2} + \delta_s\right)}{L} \quad (2-22)$$

(2-18)식을 (2-22)식에 대입하여 정리하고, (2-20)식에 대입하면

$$H_u \approx 1.33P_s \left(\frac{e_a}{2L} + 0.002\right) \quad (2-23)$$

$\bar{P}_s = 0.5$ <sup>(15)</sup>(사용하중비)와  $\frac{e_a}{h} = 0.5$ 를 (2-23)식에 대입하여 정리하면, 전형적 RC기둥에 대한 횡방향 스프링의 극한강도는 다음과 같다.

$$H_u \approx 0.5\sigma_c \bar{b}h \left(\frac{0.25}{L/h} + 0.002\right) \quad (2-24)$$

$e_a/h = 0.5$  경우에 대한 (2-24)식은 장주의 큰 편심거리를 가지는 특별한 경우이다.  $e_a/h \leq 0.5$  경우, 위 식은 횡방향 스프링의 극한 강도를 비교적

정확하게 계산을 할 수 있다.

27. 기둥 횡단면의 소성중심

그림 2-1은 강축에 대해서는 철근 단면적이 비대칭 분포를 하였으므로 횡단면의 소성중심과 기하학 도심은 다르다. 이 경우의 편심하중은 횡단면의 소성중심에 대하여 모멘트를 일으킨다. 그 식은 다음과 같다.

$$M = P \cdot e \quad (2-25)$$

여기서,  $e$  = 소성중심에서 하중까지 편심거리  
 소성중심의 위치는 그림 2-10의 약축에 대하여 오직 대칭 철근단면을 갖는 횡단면을 보여준다.

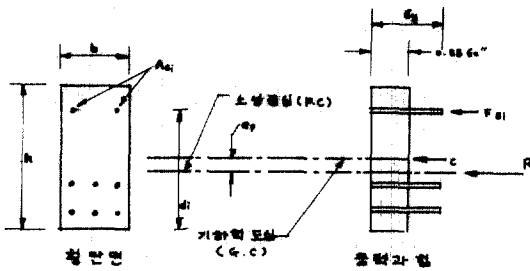


그림 2-10. 횡단면에 대한 소성중심의 위치

기하학 도심에 대한 내력 모멘트와 합력 모멘트를 같게 놓으면 기하학 도심과 소성중심 사이 거리는 다음과 같다.

$$e_p = \frac{\sum_{i=1}^{N_s} (\sigma_y - \sigma_c'') Asi (\frac{h}{2} - di)}{\sigma_c'' (bh - \sum_{i=1}^{N_s} Asi) + \sum_{i=1}^{N_s} \sigma_y Asi} \quad (2-26)$$

소성중심은 기하학 도심에 대하여 그림 2-10에 보인 위치에서  $e_p$ 는 항상 정(+)이다.

3. 기둥의 이론 해석

편심축하중의 받는 RC장주의 해석은 하중의 편심과 세장의 정도에 따라 일반적으로 주어진 응력-변형도 곡선을 근거로 평형조건을 만족하여야 한다. 편심축하중을 받는 기둥에 대한 응력-변형도 관계는 (2-1)식을 사용한다. 편심축하중을 받는 RC기둥은 뼈대구조물의 전형적인 기둥이다. 기둥 길이에 따라 응력치가 다르며, 인장균열에 의하여 휨강성이 변하기 때문에 오직 수치해석법을 이용하여 해를 구할 수 있다. 해석방법은 편심축하중을 받는 기둥의 길이와 많은 세부적 사항이 포함된다. 개발한 해석방법의 신뢰성을 주기 위하여 먼저 축하중과 휨모멘트 받는 기둥의 평형방정식, 파괴기준과 해석방법 순으로 논하겠다.

3.1 축하중과 휨모멘트를 받는 기둥의 평형방정식

축하중과 휨모멘트를 동시에 받는 횡단면의 응력 분포와 변형도 분포는 그림 3-1과 같다.

그림 3-1의 변형도에 대한 상사삼각형으로부터 철근의  $i$ 번째 위치에서 콘크리트 변형도는

$$\epsilon_{ci} = \epsilon_1 \frac{di}{h} (\epsilon_2 - \epsilon_1) \quad \epsilon_1 < 0 \quad (3-3)$$

$$\epsilon_{ci} = -\epsilon_1 + \frac{di}{h} (\epsilon_2 + \epsilon_1) \quad \epsilon_1 < 0 \quad (3-2)$$

또한 철근의  $i$ 번째 row의 위치에서 철근 변형도는

$$\epsilon_{si} = \epsilon_{ci}$$

(3-1)식과 (3-2)식을 위 식에 대입하면

$$\epsilon_{si} = \epsilon_{ci} = \epsilon_1 + \frac{di}{h} (\epsilon_2 - \epsilon_1) \quad \epsilon_1 > 0 \quad (3-3)$$

$$\epsilon_{si} = \epsilon_{ci} = -\epsilon_1 + \frac{di}{h} (\epsilon_2 - \epsilon_1) \quad \epsilon_1 < 0 \quad (3-4)$$

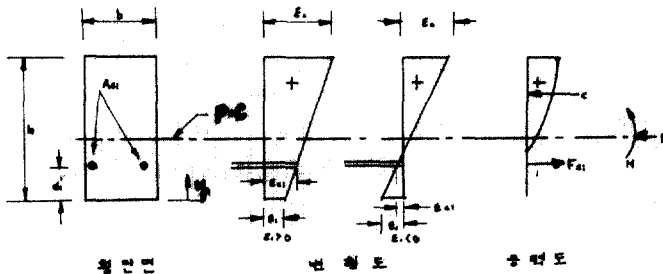


그림 3-1. 사용하중하의 전형적인 횡단면

철근의  $i$  번째 row에서 철근의 내력은

$$F_{si} = \epsilon_{si} E_s A_{si} \quad \epsilon_{si} \leq \epsilon_y \quad (3-5)$$

혹은

$$F_{si} = \sigma_y A_{si} \quad \epsilon_{si} > \epsilon_y \quad (3-6)$$

소성중심에 대한 철근의 전내력과 전내력 모멘트는

$$F_{st} = \sum_{i=1}^{N_s} F_{si} \quad (3-7)$$

$$M_{st} = \sum_{i=1}^{N_s} F_{si} (d_i - h/2 + e_p) \quad (3-8)$$

콘크리트 압축응력 분포의 소성중심에 대한 내력과 내력모멘트는

$$C = b \int_0^h \sigma_c dy - c_d \quad (3-9)$$

$$M_c = b \int_0^h \sigma_c (y - h/2 + e_p) dy - M_{cd} \quad (3-10)$$

여기서  $C_d = \sum_{i=1}^{N_s} A_{si} \sigma_{ci}$   $\sigma_{ci} > 0$

$$M_{cd} = \sum_{i=1}^{N_s} A_{si} \sigma_{ci} (d_i - h/2 + e_p), \sigma_{ci} > 0$$

$\sigma_{ci}$ 는 (2-1)식에서 주어진  $\epsilon_{ci}$ 의 함수이다.

$y$ 와  $dy$ 식은 변형도의 상사삼각형으로부터

$$y = \frac{\epsilon_c - \epsilon_1}{\epsilon_2 - \epsilon_1} h \quad \epsilon_1 > 0 \quad (3-11)$$

$$y = \frac{\epsilon_c + \epsilon_1}{\epsilon_2 + \epsilon_1} h \quad \epsilon_1 < 0 \quad (3-12)$$

(3-11)식과 (3-12)식을  $\epsilon_c$ 에 대하여 미분하면

$$dy = \frac{h}{\epsilon_2 - \epsilon_1} d\epsilon_c \quad \epsilon_1 > 0 \quad (3-13)$$

$$dy = \frac{h}{\epsilon_2 + \epsilon_1} d\epsilon_c \quad \epsilon_1 < 0 \quad (3-14)$$

(3-11)식, (3-12)식과 (3-13)식, (3-14)식, 그리고 (2-1)식을 (3-9)식, (3-10)식에 대입하여 다시 항을 정리하면  $C$ 와  $M_c$ 는 다음과 같다.

1) 비균열 단면;  $\epsilon_1 > 0$

$$C = \frac{bh}{\epsilon_2 - \epsilon_1} \left[ \frac{c_1}{2} (\epsilon_2^2 - \epsilon_1^2) + \frac{c_2}{3} (\epsilon_2^3 - \epsilon_1^3) + \frac{c_3}{4} (\epsilon_2^4 - \epsilon_1^4) \right] - Cd \quad (3-15)$$

$$M_c = \frac{bh^2}{(\epsilon_2 - \epsilon_1)^2} \left[ \frac{c_1 - c_2 \epsilon_1}{3} (\epsilon_2^3 - \epsilon_1^3) + \frac{c_2 - c_3 \epsilon_1}{4} (\epsilon_2^4 - \epsilon_1^4) + \frac{c_1 \epsilon_1}{2} (\epsilon_2^4 - \epsilon_1^4) \right] -$$

$$\frac{bh(h/2 - e_p)}{\epsilon_2 - \epsilon_1} \left[ \frac{c_1}{2} (\epsilon_2^2 - \epsilon_1^2) + \frac{c_2}{3} (\epsilon_2^3 - \epsilon_1^3) + \frac{c_3}{4} (\epsilon_2^4 - \epsilon_1^4) \right] - M_{cd} \quad (3-16)$$

2) 균열 단면;  $\epsilon_1 < 0$

$$C = \frac{bh}{\epsilon_2 + \epsilon_1} \left( -\frac{c_1}{2} \epsilon_2^2 + \frac{c_2}{3} \epsilon_2^3 + \frac{c_3}{4} \epsilon_2^4 \right) - C_d \quad (3-17)$$

$$M_c = \frac{bh^2}{(\epsilon_2 + \epsilon_1)^2} \left[ -\frac{c_1 \epsilon_1}{2} \epsilon_2^2 + \frac{c_1 + c_2 \epsilon_1}{3} \epsilon_2^3 + \frac{c_2 + c_3 \epsilon_1}{4} \epsilon_2^4 + \frac{c_3 \epsilon_1^2}{5} \right] - \frac{bh(h/2 - e_p)}{\epsilon_2 + \epsilon_1} \left( -\frac{c_1}{2} \epsilon_2^2 + \frac{c_2}{3} \epsilon_2^3 + \frac{c_3}{4} \epsilon_2^4 \right) - M_{cd} \quad (3-18)$$

(3-1)식부터 (3-18)식은 내력과 내력 모멘트에 대한 2개 평형방정식의 성분이므로 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$F_{st} + C = P \quad (3-19)$$

$$M_{st} + M_c = M \quad (3-20)$$

(3-19)식과 (3-20)식은  $\epsilon_2$ 와  $\epsilon_1$ 을 포함하는 2개의 비선형 연립 방정식이다. 일반식으로 표시하면

$$f_1(\epsilon_2, \epsilon_1) = P \quad (3-21)$$

$$f_2(\epsilon_2, \epsilon_1) = M \quad (3-22)$$

2개의 위 방정식은 Newton Method<sup>7, 8)</sup>에 의하여 해를 구할 수 있다.

### 3.2 파괴기준

파괴기준은 기둥의 위험단면에서 작용 외력모멘트( $M_e$ )와 내부 저항모멘트( $M_i$ )의 평형개념에 의하여 판단한다.<sup>6, 16, 17, 18, 19)</sup> 기둥이 편심축하중을 받을 때 그 단면은 균형을 유지하기 위하여 작용 외력모멘트와 같은 내부저항 모멘트를 일으킨다. 주어진 하중  $P$ 에 대하여, 작용 외력 모멘트-처짐관계( $P < P_{cr}$ ,  $P = P_{cr}$ ), 내부 저항 모멘트-처짐관계( $P < P_{cr}$ ,  $P = P_{cr}$ ), 그림 3-2의 좌굴파괴 기둥의 하중-처짐관계, 그림 3-3의 재료파괴 기둥의 하중-처짐관계와 만약, 기둥이 중간정도 세장비와 스프링이 강성을 가지고 있다면 콘크리트는 임계하중에 도달하기 전에 극한강도에 도달한다. 따라서 파괴기준은 다음과 같다.

$$\frac{dp}{dy_m} = 0 \quad (3-23)$$

$$\epsilon_1 = \epsilon_2 = \epsilon_0 \quad (3-24)$$



여기서  $y_m$  = 위험단면의 안정평형에 대응되는 처짐

만약, (3-23)식이 (3-24)식 전에 만족하면 좌굴 파괴 혹은 불안정파괴를 유발하고, (3-24)식이 먼저 만족하면 재료파괴를 일으킨다.

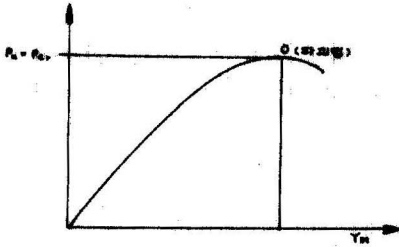


그림 3-2 좌굴파괴기동의 하중-처짐관계

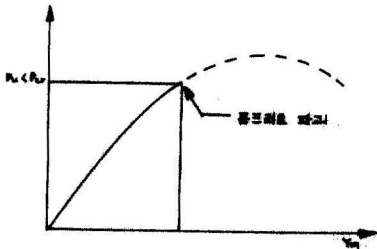


그림 3-3 재료파괴 기동의 하중-처짐관계

그림 2-2에 보인 인접부재의 스프링 상수는  $\alpha = \frac{dM_{ar}}{d\theta_a} \Big|_{\theta_a=0}$ ,  $\beta = \frac{dM_{br}}{d\theta_b} \Big|_{\theta_b=0}$  와  $\lambda = \frac{dH_u}{d\delta} \Big|_{\delta=0}$ 에 의하여 다음과 같다.

$$\alpha = 2 \frac{M_{aru}}{\theta_{ap}} \quad (3-25)$$

$$\beta = 2 \frac{M_{bru}}{\theta_{bp}} \quad (3-26)$$

$$\lambda = 2 \frac{H_u}{\delta_p} \quad (3-27)$$

여기서  $\alpha$  = 단부A의 선형스프링상수,  $\beta$  = 단부B의 선형스프링상수,  $\lambda$  = 단부B의 횡방향 선형스프링상수  $M_{ar}$ ,  $M_{br}$  = 단부A와 단부B의 회전스프링 모멘트,  $M_{aru}$ ,  $M_{bru}$  = 단부A와 단부B의 회전스프링 극한 모멘트,  $\theta_{ap}$ ,  $\theta_{bp}$  = 단부A와 단부B의 항복 회전각

### 3.3 해석단계

그림 2-2의 해석모델에 대한 기지의 편심거리  $e_a$  및  $e_b$ 에 하중이 작용하는 RC기동의 극한강도  $P_u$ 를 구

하는 것이다. 해를 구하는 해석단계는 다음과 같다.

단계(1) ;  $P$ ,  $\theta_a$ ,  $\theta_b$ 의 초기치

하중  $P$ 는 근사적인 선형탄성 범위에서 비교적 작은 값을 선택한다. 단부A의  $\theta_a$ ,  $\theta_b$ 는 보-기둥에 대한 탄성해석을 이용하여 가정하고 각절점의 ( $\epsilon_2$ ,  $\epsilon_1$ )은 (3-21)식과 (3-22)식에 의하여 구한다. 이 값들은 기둥의 해를 구하기 위한 초기하중  $P$ 에 대한 초기치이다.

단계(2) ; 단부 B의 변위 계산

그림 3-4는 하중  $P$ 에 대한 해석모델의 자유물체도를 보였다.

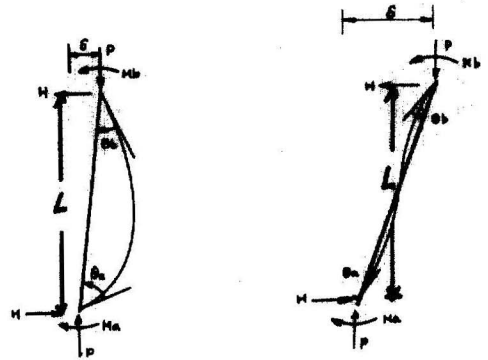
부호규약은 모든 매개변수를 정(+)로 선택했다. 수학적인 전개를 위하여  $\theta_a > \theta_b$ 로 가정하고, 단부 B의 회전각은

$$\theta_b = \frac{\theta_a}{\theta_r} \quad (3-28)$$

단부 모멘트는

$$M_a = P e_a - M_{ar} \quad (3-29)$$

$$M_b = P e_b - M_{br} \quad (3-30)$$



(a) 중간 횡방향의 변위 (b) 큰 횡방향의 변위

그림 3-4. 변형기둥의 자유물체도

정역학 평형 방정식으로부터 횡방향 스프링이 받는 힘은

$$H = \frac{M_a - M_b + P\delta}{L} \quad (3-31)$$

(3-31)식과 (2-14)식을 갈게놓고 횡방향 변위  $\delta$ 에 대하여 정리하면

$$\frac{M_a - M_b + P\delta}{L} = \frac{\delta}{\delta_p} \left( 2 - \frac{\delta}{\delta_p} \right) H_u \quad (3-32)$$

(3-32)식에 대한 해는 방정식의 좌변의 식은 직선을 표시하고, 방정식의 우변의 식은 포물선을 표시한다. 직선과 포물선의 교점이 횡방향 변위  $\delta$ 에 대한 해다. (3-32)식을 다시 정리하면

$$\frac{H_u}{\delta_p^2} L \delta^2 + (P - \frac{2H_u}{\delta_p}) \delta + (M_a - M_b) = 0$$

$\delta$ 에 대한 2차 방정식의 해는

$$\delta = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (3-33)$$

여기서,  $A = \frac{H_u}{\delta_p^2} L$  (3-34)

$$B = (P - \frac{2H_u L}{\delta_p}) \quad (3-35)$$

$$C = M_a - M_b \quad (3-36)$$

(3-33)식의  $(B^2 - 4AC)$ 항은  $\delta$ 가 실수해를 갖기 위해서는 항상 정(+)이다.  $(B^2 - 4AC) < 0$ 인 경우는 직선과 포물선의 교점이 없다. 이것은  $P > P_c$  경우로 불안정하다. 매개변수 A는 항상 정(+)이다. (3-35)식에 (2-19)식의  $\delta_p = 0.004L$ 를 대입하여 정리하면 매개변수 B는  $B = P - 500H_u$ .

$H_u$ 의 모든 실제치에 대하여 B는 부(-)이다. (3-33)식에서  $\sqrt{B^2 - 4AC}$  항의 부호선택은 다음 2가지 경우의 하나이다.  $M_a > M_b$  경우일때 ;  $\sqrt{B^2 - 4AC}$ 가 부(-)부호를 가지게 되며, 횡방향 변위  $\delta$ 가 비교적 작은값을 가질때이다. (4-33)식은 다음과 같다.

$$\delta = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (3-37)$$

$M_a < M_b$  경우 일때 ; 횡방향 변위가 비교적 클때 ( $e_a > e_b$ ) 일어난다. 이 경우의 자유물체도는 그림 3-4(b)에 보였다. 큰 횡방향 변위는 횡방향 스프링이 약하거나 항복점에 도달했을 때 일어난다. 이때의 횡방향변위에 대한 저항은 회전 스프링이 하고 단부 B에서 스프링 모멘트는 부호가 반대( $\theta$ 는 -)로 된다. 이 경우는  $\delta < \delta_p$  경우로 횡방향 스프링이 항복하지 않는것으로 가정하면  $\delta$ 에 대한 해는

$$\delta = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (3-38)$$

만약,  $\delta$ 의 결과치가  $\delta_p$ 보다 크다면 ( $\delta > \delta_p$ ) 스프링은 항복점을 가지며,  $\delta$ 는 (3-31)식으로부터 계산할 수 있다.  $\delta$ 의 값으로 (3-31)식을 정리하면

$$\delta = \frac{1}{P} (H_u L - M_a + M_b) \quad (3-39)$$

단계(3) ; 수치적분해석

(1) 기둥은 그림 3-5와 같이 각 길이  $\Delta L = L/n$ 인 n개의 유한 segments로 분할했다. 기둥의 변위 위치에 대한 곡률은 인접 두절점 사이의 각 segment에 따라 선형곡률로 가정한다. 절점의 처짐과 회전각은 X축에 대하여 각각 측정하였다. 기둥은 부재의 회전(rigid/body)과 휨에 의한 회전(flexural rotation)을 포함시켰다. 시계방향의 회전각을 정(+)으로 가정했다.

(2) 비선형 변위를 구하기 위하여 곡률-하중 정리를 적용하면, segment(1)은 그림 3-6과 같이 곡률을 하중으로 취급하여 해석하는 공액보로 가정했다.

절점(1)의 회전각, 처짐, 모멘트는

$$\theta_1 = \theta_a + \delta/L \quad (3-40)$$

$$y_1 = 0 \quad (3-41)$$

$$M_1 = M_a \quad (3-42)$$

평형방정식 (3-21)식과 (3-22)식에 P와  $M_1$ 을 대입하고, 절점(1)의 변형도  $\epsilon_2$ 와  $\epsilon_1$ 를 구한다. 여기서 절점(1)에 대한 곡률은

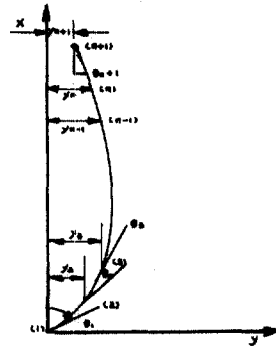


그림 3-5. n개 등간격 segments로 분할한 기둥

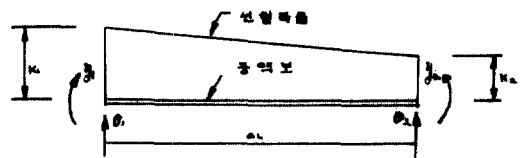


그림 3-6. 공액보로 가정한 segment(1)

$$K_1 = \frac{(\epsilon_2 - \epsilon_1)(1)}{h} \quad (3-43)$$

절점 (2)에 대한 곡률의 초기치는 다음과 같이 가정한다.

$$K_2 = K_1 \quad (3-44)$$

절점 (2)에서 처짐은 공액보의 휨모멘트와 같다.

$$y_2 = y_1 + \theta_1 \Delta L - \frac{2K_1 + K_2}{6} (\Delta L)^2 \quad (3-45)$$

절점 (2)의 휨모멘트는

$$M_2 = P(e_a + e_p + y_2) - M_{ar} - H \Delta L \quad (3-46)$$

평형방정식 (3-21)식과 (3-22)식에 P와 M<sub>2</sub>를 대입하여 정리하면 절점 (2)의 변형도  $\epsilon_2$ 와  $\epsilon_1$ 을 얻는다.

절점 (2)의 곡률은

$$K_2 = \frac{(\epsilon_2 - \epsilon_1)(2)}{h} \quad (3-47)$$

(3-47)식으로 구한 곡률과 (3-44)식으로 가정한 곡률을 비교한다. 만약 계산한 곡률과 가정한 곡률이 허용오차보다 크다면, 초기치는 (3-47)식으로 계산된 K<sub>2</sub>를 취한다. 그리고 요구하는 정확도 값에 도달할 때까지 과정을 반복한다.

절점 (2)에서 회전각은 공액보의 전단력과 같다.

$$\theta_2 = \theta_1 - \frac{K_1 + K_2}{2} (\Delta L) \quad (3-48)$$

(3) K<sub>2</sub>, y<sub>2</sub>,  $\theta_2$ 를 기지치(초기치)로 하여 K<sub>3</sub>, y<sub>3</sub>,  $\theta_3$  계산을 위하여 (2)항에서 설명한 절차와 방법을 반복한다. 그리고, 절점(n+1)까지 모든 절점에 적용한다.

단계(4) : 경계조건

받아들일 수 있는 해에 대하여 어떤 지정한 오차 범위에서 다음 경계조건을 만족 해야한다.

$$-\theta_{n+1} = \theta_b - \frac{\delta}{L} \quad (3-49)$$

$$y_{n+1} = \delta \quad (3-50)$$

위 2개 조건은 다음과 같은 결과에 의하여 처리한다.

(1) 만약 (3-49)식의 조건이 만족하지 않는다면,  $\theta_a$ 는 어떤 증분에 의하여 증가한다. 그리고, 단계(2)와 단계(3)을 조건이 만족할 때까지 반복한다. (2) 만약 (3-50)식의 조건이 만족하지 않는다면,  $\theta_c$ 는 어떤 증분에 의하여 증가(혹은 감소)한다.

그리고 단계(2)와 단계(3), 단계(4)의 (1)항 조건이 만족할 때까지 반복한다. 주어진 하중P에 대하여 해석모델의 해를 얻을 수 있다.

단계(5); 파괴에 도달할 때까지 증가시키는 하중 P

하중P는 어떤 증분 $\Delta P$ 에 의하여 증가한다. 3.2절에서 논한 것과 같이 파괴에 도달할 때까지 단계(2)에서 단계(4)를 반복한다. 하중P하에서 어떤 단면의  $\epsilon_c$ 가  $\epsilon_u$ 가 되면, 증분 $\Delta P$ 는  $\Delta P/2$ 로 바꾼다. 그리고, (3-23)식이 지정한 오차 범위에서 만족할 때까지 하중 P = (P<sub>i-1</sub> + 새증분)에 대하여 단계(2)에서 단계(4)를 반복한다. dP/dy가 0에 가까워질때 (3-24)식을 주목해야 한다. 만약 재료파괴가 일어나지 않으면 다음과 같은 현상중 하나가 일어난다.

(1) 평형방정식 (3-21)식과 (3-22)식은 성립하지 않으며  $\epsilon_2$ 와  $\epsilon_1$ 에 대한 해를 구할 수 없다.

(2) (3-33)식의 (B<sup>2</sup>-4AC)항은 부호가 부(-)이며  $\delta$ 에 대한 실수해는 구할 수 없다.

(3) (3-49)식, (3-50)식의 경계조건을 만족할 수 없다.

만약, 하중 P<sub>i</sub>하에서 3가지 조건중 어떤 현상이 일어나면, 증분  $\Delta P$ 를  $\Delta P/2$ 로 한다. 또한, 단계(2)에서 단계(4)를  $\Delta P$ 가 작은값이 될 때까지 하중 P<sub>i</sub> = (P<sub>i-1</sub> + 새증분)에 대하여 반복한다. 요구되는 정확한 값이 되면 생략한다. (3-23)식이 지정한 오차범위에서 만족하면 좌굴파괴가 일어난다. 재료파괴와 좌굴파괴가 일어나기 전에 스프링 파괴가 한번 또는 그 이상 있다면 다음과 같은 가능한 파괴형태가 일어난다.

$$\theta_a > \theta_{au} = 1.5\theta_{ap} \quad (3-51)$$

$$\theta_b > \theta_{bu} = 1.5\theta_{bp} \quad (3-52)$$

$$\delta > \delta_u = 1.5\delta_p \quad (3-53)$$

여기서,  $\theta_{au}$  = 단부A의 극한 회전각

$\theta_{bu}$  = 단부B의 극한 회전각

$\delta_u$  = 횡방향 스프링의 극한변위

위와 같은 경우는 비실용적인 인접부재의 치수에 의한 연약한 스프링의 결과이므로 오직 이론적인 중요성만 갖는다. 이와 같은 경우가 발생하면  $\Delta P$ 를  $\Delta P/2$ 로 바꾸고, 규정 오차 범위에서 극한 하중 P<sub>u</sub>가 결정될 때까지 앞의 3가지 경우와 같이 반복 수행한다.

### 3.4. 기존 해석자료와 본 해석자료의 비교

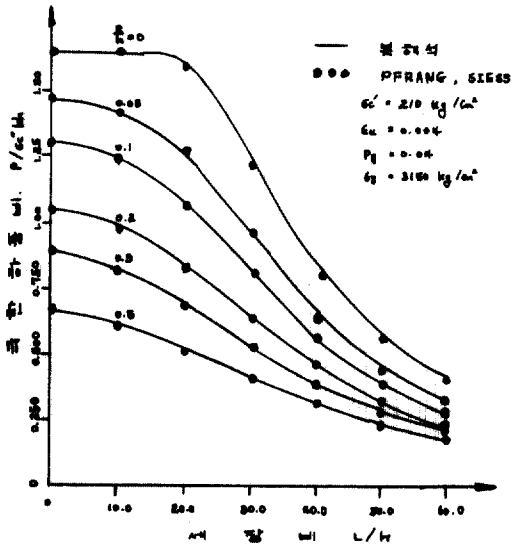


그림 3-7. 불구속 RC기둥의 Pfrang과 Siess자료와 본 해석자료의 비교

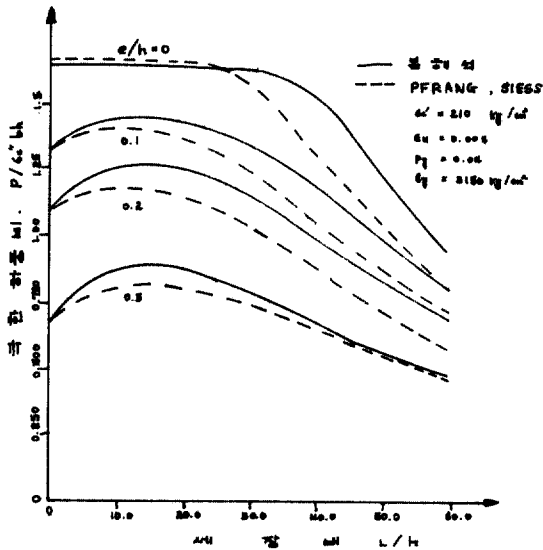


그림 3-8. 구속 RC기둥의 Pfrang과 Siess자료와 해석 자료의 비교

전절에서 취급한 RC기둥의 이론해석자료와 Pfrang과 Siess<sup>(20)</sup>의 기존해석자료와 비교했다. 매개변수의 값을 비교하기 위하여 회전구속을 제외하고 각각 저자들에 의하여 선택한 값을 사용했다. 모든 기둥은 완전히 횡방향 변위가 방지되어 있고, 양단조건이 같은 기둥이다. 그림 3-7의 불구속

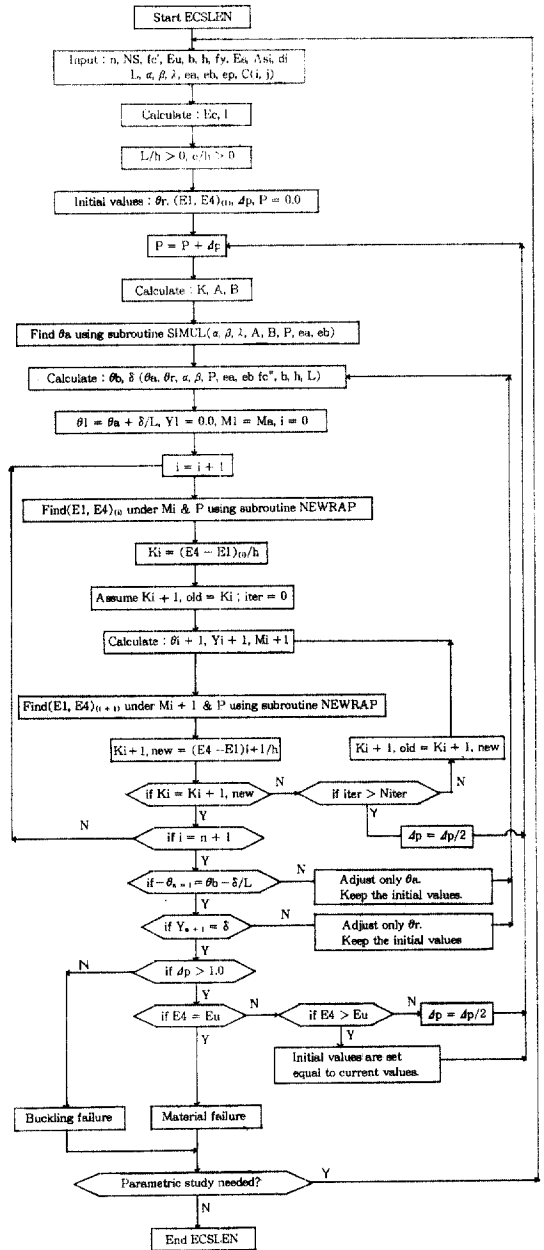


그림 4-1. Flow Diagram for "ECSLEN"

RC기둥에 대한 본해석자료와 기존해석자료는 만족할 만큼 일치했다. 그러나 구속 RC기둥에 대한 그림 3-8은 삼입한 그래프가 상당한 오차를 나타냈다. 또한 본 해석의 극한 하중은 e/h와 L/h비에 대하여 12%~15% 정도 기존해석 그래프를 초과했다. 그 이유는 선택한 회전스프링의 특성이 다르

기 때문이다.

Pfrang와 Siess는 Broms와 Viest<sup>(16)</sup>가 제안한 탄성이론에 의한 선형 회전스프링을 채택했다. 단부회전이 없는  $e/h=0$ 에서 세장비  $L/h>30$ 경우는 (3-25)식의  $\alpha$ , (3-26)식의  $\beta$  특성 때문에 선형곡선이 상당히 위쪽에 있다. 이것은 매우 큰 극한강도를 나타낸다. 반면에  $e/h=0.5$ 에서 세장비  $L/h>30$  경우는 두 곡선에 의한 단부회전은 상당히 크고, 두 곡선은 서로 만난다. 감소 경우에는 구속 모멘트차와 극한하중 차이는 거의 같다.

#### 4. Computer Program

제 3 장에서 논한 해석방법의 수치해의 응용은 Computer Program 개발로 이루어졌다.

Program은 FORTRAN Language를 사용하였고 Personal Computer(16bit) 기기를 사용개발하였다. Flow chart는 그림 4-1과 같다. 그리고, Source Program List는 지면관계로 생략했다.

#### 5. 결 론

RC빠대구조물에 대한 편심하중을 받는 기둥의 단부구속 조건을 고려한 극한 강도해석을 위한 본 연구의 1차결과를 요약하면 다음과 같다. 다음에 언급한 기둥은 전형적인 구속기둥이며, 횡방향 변위에 충분히 저항하는 기둥이다.

(1) 본 해석자료와 Pfrang과 Siess의 기존 해석자료를 비교한 결과 불구속 RC기둥은 만족할 만큼 일치하였으나, 구속 RC기둥은  $e/h$ 와  $L/h$ 에 대하여 12%~15%정도 차이가 났다. 이것은 회전스프링의 특성 때문이다.

(2) 전형적인 내부구속기둥의 극한 강도의 하한은  $M_{n0}=0.35\sigma_c \cdot bh^2$ 이고, 소성회전에 대응하는 값은  $\theta_p=0.045$ 이다.

(3) 전형적인 횡방향변위를 하는 구속기둥에 대한 극한강도  $H_n=0.5\sigma_c \cdot bh \left( \frac{0.25}{L/h} + 0.002 \right)$  이고, 소성변위는  $\delta_p=0.004L$  이다.

(4) 하중의 편심거리 증가와 세장비  $L/h$ 의 증가는 불구속기둥과 구속기둥의 극한강도를 상당히 저하시킨다.

#### 참 고 문 헌

1. Alexander Chajes, "Principles of structural stability theory", pp. 14~16, pp. 174~182.
2. Gere and Timoshenko, 장동일의 4인 공저, "재료역학", 청문각 pp. 496~531, pp. 466~483.
3. 신현목, "철근콘크리트", 동명사 pp. 238~240.
4. 김생빈, "철근콘크리트공학", 기문당 pp. 279~295.
5. Adel Mohamed Elwefati, "Ultimate strength analysis of concrete Columns with unequal end conditions", North Carolina state University at Raleigh PhD, 1981.
6. Hognestad, E., "A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members.", University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series No. 399, November 1951.
7. Conte, S. D. "Elementary numerical analysis", McGraw-Hill Company, 1965.
8. 임해철 편저, "수치해석론", 정의사, 1985.
9. "콘크리트 표준시방서", 건설부, 1989, pp. 108~114.
10. 岡田清著, "鐵筋コンクリート工學", 1972, pp. 307~309.
11. Hughes, B. P., "Limit state theory of reinforced concrete", Van Nostrand Reinhold Co., Second Edition, 1976.
12. "콘크리트 표준시방서", 건설부, 1978, pp. 225~236.
13. "콘크리트 표준시방서", 건설부, 1982, pp. 98~102.
14. Scheuller, W., "High-rise building structures", John Wiley and Sons, New York, 1977.
15. MacGregor, J.; Breen, J. and Prang, E., "Design of slender concrete columns", ACI Journal, Proc. Vol. 67 No. 1, Jan. 1970, pp. 6~28.
16. Broms, B. and Viest, I. M., "Ultimate strength analysis of long restrained reinforced concrete columns", Journal of structural division, ASCE, Vol. 84, No. ST3, Proc. Paper 1635, May 1958, pp. 1~29.

17. Broms, B. and Viest, I. M., "Ultimate Strength analysis of long hinged reinforced concrete columns", *Jr. of structural division, ASCE*, Vol. 84, No. ST1, Proc. Paper 1510, January 1958, pp. 1~38.
18. "Building code requirements for Reinforced concrete(ACI 318~71)", American Concrete Institute, Detroit 1977.
19. Salamon, C. and Johnson, "Steel structures, Design and Behavior", Intext Educational Publishers, Second Printing 1972.
20. Prang, E. O. and Siess, C. P., "Behavior of restrained reinforced concrete columns", *Journal of the structural Division, ASCE*, Vol. 90, No. ST5, Oct. 1964, pp. 113~135.
21. Prang, E. O. and Siess, C. P., "Predicting structural behavior analytically", *Journal of the structural Division, ASCE*, Vol. 90, No. ST5, Oct. 1964, pp. 99~111.
22. Prang, E. O., "Behavior of reinforced concrete columns with side sway", *Journal of the structural Division, ASCE*. Vol. 92, No. ST3. June 1966, pp. 225~250.
23. Chang, W. F. and Ferguson, P. M., "long hinged reinforced concrete columns", *ACI Journal, Proc.* Vol. 60, No. 1, Jan. 1963, pp. 1~25.
24. Zia, P. and Moreadith, F. L., "Ultimate load capacity of prestressed concrete columns", *ACI Journal*, July 1966, pp. 767~788.

(接受：1990. 5. 14)