

철근 콘크리트 장주 설계를 위한 P- Δ 해석P- Δ Analysis for Design of Reinforced Concrete Slender Columns

이 재 훈*

Lee, Jae Hoon

Abstract

Moment Magnifier Method has been generally used in estimation of total column moment induced by geometric nonlinearity for reinforced concrete slender column design, however second order analysis such as P- Δ method has been recommended by Code for better result. Member stiffness estimation is the most significant factor for accuracy of second order analysis. Equivalent Column stiffness based on theoretically obtained moment-curvature-thrust relationship has been proposed and the analytical results of the proposed method, MacGregor-Hage Method, Furlong's Method, and Moment Magnifier Method are compared with experimentally obtained data.

要 旨

철근 콘크리트 장주의 기하학적 비선형성을 고려한 최종 기둥모멘트는 일반적으로 모멘트확대법에 의하여 설계에 이용되고 있으나 더 정확한 해석법으로 P- Δ 방법 등의 2차 구조해석이 추천되고 있다. 2차 구조해석의 정확도는 해석에 이용되는 기둥과 보 강성의 합리적 산정이 가장 중요한 요소이므로 철근 콘크리트 장주설계를 위한 보다 정확한 P- Δ 해석의 지침으로, 이론적으로 구한 실제에 가까운 모멘트-곡률-축하중 상관관계로부터 等價 剛性を 산정하는 합리적 방법을 제시하고, 제안된 해석 방법을 실험결과와 비교함으로써 기존의 MacGregor-Hage의 2차 구조해석법, Furlong의 2차 구조해석법, 시방서의 모멘트확대법 등 3가지 해석 방법과 정확도를 비교 검토한다.

1. 序 論

長柱는 Beam-Column 舉動으로 인한 기하학적 비선형성 (Geometric Nonlinearity)에 의하여 기둥의 모멘트가 선형탄성 1차 구조해석의 결과보다 증가하게 된다. 그림 1에서 보는 바와 같이 1차 구조해석으로는 선형의 Primary Moment를 구하게

되는데, 실지의 거동은 장주영향에 의한 비선형의 Secondary Moment가 추가되기 때문에 이를 산정하기 위하여 2차 구조해석을 수행하여야 한다. 그림 1의 (a)와 (b)는 Braced Frame의 기둥모멘트 분포로 기둥 양단의 모멘트는 변하지 않고 양단 사이의 모멘트가 증가하며, (c)와 같이 가로흔들이 발생하는 경우에는 기둥모멘트가 양단에서 가장 많이 증가하게 된다. 이러한 두 가지 형태에 대하여 (a)와

* 정희원 · 삼성종합건설 기술연구소 선임연구원

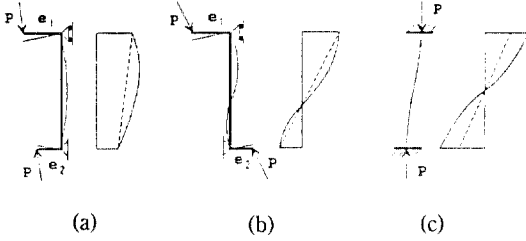


그림 1. Deflection Shape and Moment Distribution

- (a) Braced Single Curvature
- (b) Braced Double Curvature
- (c) Unbraced Double Curvature
- Primary Moment
- Secondary Moment

(b)의 내적 P- Δ 효과(Internal P- Δ Effect)와 (c)의 외적 P- Δ 효과(External P- Δ Effect)로 구분한 용어를 사용하기도 한다. 이러한 효과를 고려한 철근 콘크리트 장주의 해석 및 설계 방법으로 콘크리트 표준시방서⁽¹⁾와 ACI Code⁽²⁾는 규정 5.10과 section 10.10에서 2차 구조해석에 우선권을 두었다. 콘크리트 표준시방서는 규정 5.10에 대하여 다음과 같이 해설하고 있다.

“가능하고 실용적일 수 있다면 장주영향은 보다 정확한 구조해석 방법을 사용하는 것이 원칙이다. -(중략)- 수평변위가 뼈대구조의 축하중과 모멘트에 미치는 영향을 구조해석에 고려하는 2계뼈대구조해석법(second-order frame analysis)과 P- Δ 해석법을 사용하도록 권장한다. 일반적으로 2계뼈대구조해석법에 의하여 구하는 모멘트는 5.11(장주의 근사해법, 필자 주)에 의한 방법보다 실제 모멘트에 가까운 해를 준다고 알려져 있다. 그러므로 이 2차 뼈대구조해석법을 가로 흔들이가 있는 뼈대구조에 적용한다면 경제적인 설계가 될 것이다. -(후략)- ”

이러한 해석 및 설계 방법에 대하여 규정 5.10의 해설에서는 5가지의 고려사항을 제시하였는데, 첫째 사항에서 “처짐과 2차모멘트를 구하려면 실제의 모멘트-곡률 상관관계나 모멘트-부재단부 회전각 상관관계를 사용해야 한다”고 명시하였다. 모멘트-곡률 상관관계(정확하게는 축하중-모멘트-곡률 상관관계)는 기동강성을, 모멘트-부재단부 회전각 상관관계는

보의 강성을 의미한다고 할 수 있다. 정확한 부재 강성값의 대안으로 규정 5.10의 해설에서는 기동과 보의 강성식을 제시하였는데 2.3절에 소개되는 Furlong의 방법에 사용되고 있다.

2차 구조해석을 대신하여 콘크리트 표준시방서 규정 5.11과 ACI Code section 10.11에서는 근사해법인 모멘트 확대법을 채택하였다. 모멘트 확대법을 적용하는 경우, 일반적으로 매우 안전측인 결과를 얻게된다고 알려져 왔는데 참고문헌 3에 그 정확도가 실험결과와 수치적으로 비교되어 있다. 이러한 부정확도에도 불구하고 2차 구조해석에 비하여 그 해석방법이 상대적으로 간단하다는 장점을 가지고 있고, R계수법보다는 합리적이고 정확하며 일관성이 있다고 평가되어 근사해법으로 시방서에 채택되었다.

그러나 근래에 들어 대부분의 구조기술자들이 Computer Software를 이용한 구조해석에 익숙해져 왔고 많은 구조해석 Program이 개발되어 P- Δ 해석법 등의 2차 구조해석이 일반화될 것으로 예측된다. 기하학적 비선형성이 고려되는 Computer Software가 현재 많이 개발되었으나, 구조공학적으로 중요한 문제는 기동과 보의 부재강성을 어떻게 산정하여 Input Data로 사용하느냐에 있고, 이에 따라 해석결과가 큰 차이를 보이게 된다. 본 연구는 철근 콘크리트 장주설계를 위한 보다 정확한 P- Δ 해석의 지침으로, 실제에 가까운 모멘트-곡률-축하중 상관관계(Moment-Curvature-Thrust Curve, 이하 M- Φ -P 곡선 혹은 M- 곡선)를 이론적으로 구하여 等價剛性(Equivalent Stiffness)을 제시하고, 제안된 해석 방법을 실험결과와 비교함으로써 기존의 3가지 해석 방법과 정확도를 비교 검토함을 목적으로 한다.

2. 기존의 해석 방법

본 연구에서는 콘크리트 Unbraced Frame의 해석에 대하여 제안된 많은 근사해법 중 시방서에서 채택하고 있는 모멘트 확대법과 2차 구조해석 중 에서 MacGregor-Hage 방법과 Furlong 방법에 관하여 비교 검토하고자 한다.

2.1 모멘트 확대법

모멘트 확대법은 중력하중만 받는 Braced Sys-

tem과 횡 하중 만을 받는 Unbraced System으로 나누어 1차 구조해석으로 구한 기둥 모멘트에 확대계수를 곱한 확대 기둥 모멘트를 식 (1)과 같이 계산하여, 2차 구조해석으로 구해지는 기둥의 모멘트를 예측하는 방법이다.

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (1)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0 \quad (2)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}} \geq 1.0 \quad (3)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k L_u)^2} \quad (4)$$

$$EI = \frac{(E_c I_c / 5) + E_s I_{sc}}{1 + \beta_d} \quad (5)$$

$$EI = \frac{E_c I_c / 2.5}{1 + \beta_d} \quad (6)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4(M_{1b} / M_{2b}) \geq 0.4 \text{ 또는 } C_m = 1.0 \quad (7)$$

2.2 MacGregor-Hage 방법

중력하중에 대하여는 1차 구조해석 결과를 이용하여 모멘트 확대법으로 $\delta_b M_{2b}$ 를 구하고, 횡 하중에 대하여는 Amplified Lateral Load Method⁽⁴⁾를 사용한 P- Δ 해석법 등의 2차 구조해석으로 $M_{2s, 2nd-order}$ 를 구하여 식 (8)로 기둥 모멘트를 구한다. 2차 구조해석에는 경험적으로 얻은 식 (9)와 식 (10)의 강성이 사용된다.

$$M_c = \delta_b M_{2b} + M_{2s, 2nd-order} \quad (8)$$

$$\text{기둥 강성; } EI_{col} = 0.8 E_c I_g \quad (9)$$

$$\text{보의 강성; } EI_{bm} = 0.4 E_c I_g \quad (10)$$

2.3 Furlong 방법⁽⁵⁾

MacGregor-Hage 방법과 마찬가지로 식 (8)을 이용하는데, 중력하중에 대하여는 모멘트확대법으로 $\delta_b M_{2b}$ 를 구하고, 횡 하중에 대하여는 P- Δ 해석법 등의 2차 구조해석으로 $M_{2s, 2nd-order}$ 를 구한다. 2차

구조해석에는 MacGregor-Hage 방법과는 달리 식 (11)과 식 (12)의 강성이 사용된다. 식 (11)의 기둥 강성은 ACI Code Commentary⁽²⁾에서 추천하는 식으로서, 원래는 MacGregor, Oelhafen, Hage⁽⁶⁾가 모멘트 확대법의 기둥강성식 (5) 와 (6)을 개선하고자 제안한 식이다.

$$\text{기둥 강성; } EI_{col} = E_c I_g (0.2 + 1.2 \rho_t \frac{E_s}{E_c}) \quad (11)$$

$$\text{보의 강성; } EI_{bm} = 0.5 E_c I_g \quad (12)$$

2.4 제안하는 P- Δ 해석 및 기존 방법의 해석경로

Unbraced Frame의 기둥거동과 해석경로를 보여주는 그림 2에서, 경로 A와 B는 단주와 장주의 거동을 나타내며 경로 C는 모멘트 확대법, MacGregor-Hage 방법, Furlong 방법의 해석경로를 나타낸다. 경로 C에서 세 가지방법 모두 같은 전환점을 갖게 되는데 중력하중에 대한 해석결과를 나타낸다. 횡 하중에 대하여, 모멘트 확대법은 1차해석결과인 M_s 에 확대계수 δ_b 를 곱한 $\delta_b M_s$ 로 종점에 도달하며, MacGregor-Hage 방법과 Furlong 방법은 2차 구조해석으로 $M_{2s, 2nd-order}$ 를 구하여 종점에 도달한다. 2차 구조해석을 수행하는 두 방법이 각기 다른 부재강성을 이용하므로 최종기둥모멘트는 서로 다른 값을 갖게된다.

2차 구조해석을 이용하는 기존의 방법들이 모멘트 확대법에 비하여 실험치에 가까운 결과를 제공한다

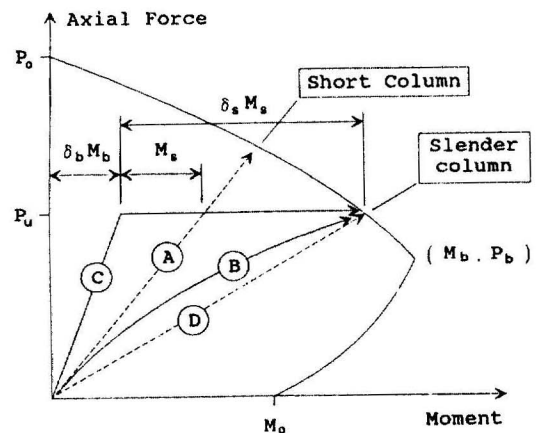


그림 2. Column Behavior and Analyzing Path

하더라도 1차와 2차의 두가지 구조해석이 필요하고, Braced System에 대한 모멘트 확대계수를 계산해야하는 불편함이 있다. 따라서, 1차 구조해석과 모멘트 확대계수의 계산과정을 생략하여 2차 구조해석만으로 기둥의 모멘트를 산정하는 해석방법을 제안하고자 한다. 이 때의 해석경로는 그림 2의 D를 따라 종점을 직접 구하게 된다. 이러한 2차 구조해석의 가장 중요한 요소는 장주의 극한상태에서의 실지 거동을 예측할 수 있는 기둥과 보의 강성을 결정하는 작업일 것이다.

3. 기둥의 등가강성 및 보의 강성

3.1 모멘트-곡률-축하중 상관관계를 얻기위한 가정

축하중을 받고 있는 기둥의 길이방향에 따른 강성의 변화를 Simulation하기 위하여 다음과 같은 가정을 사용한다. 이와 같은 가정들은 철근 콘크리트 구조 분야에서 일반적으로 사용되고 있는 가정들이라고 믿어진다.

- (1) 평면상태의 단면은 휨변형 후에도 평면을 유지하며 전단변형은 무시한다.
- (2) 철근은 선형탄성-완전소성의 응력-변형도곡선(linear elastic-perfectly plastic stress-strain curve)을 갖는다. 변형응경화(strain hardening)는 무시한다.
- (3) 콘크리트 응력-변형도곡선은, 상층부분이 포물선이고 하강부분이 직선인 Hognestad의 곡선에 따른다.
- (4) 콘크리트의 인장강도는 무시한다.
- (5) Creep, 건조수축 등의 시간 의존적 콘크리트 성질은 이 과정에서 무시하며, 추후 고려될 수 있을 것이다.

3.2 모멘트-곡률-축하중 상관관계 및 Computer Program

M-Φ-P 곡선은 각각의 주어진 축하중 P에 대한 M-Φ 곡선으로 구성되는데 이 방정식은 기본적으로 비선형의 형태를 보인다. 따라서 직접적인 방법으로는 해를 구하기가 매우 어려우며 일반적으로 trial and error 방법으로 응력의 합과 외부 축하중이 같게 되는 변형상태를 결정하게 된다. 가정된 변형평면에

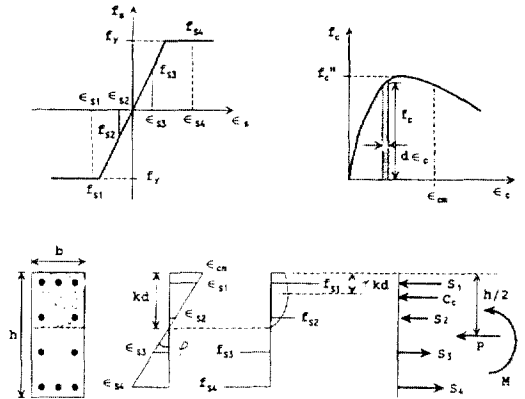


그림 3. Curvature, Stress, Strain, Internal Force

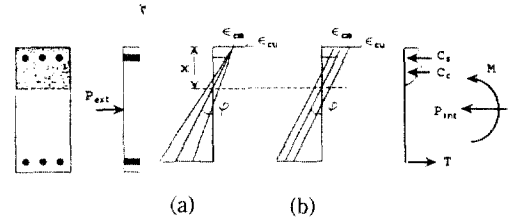


그림 4. Rotating and Sliding Deformed Plane Method

대하여, 콘크리트와 철근의 응력-변형도곡선에 따라 응력분포를 결정하고, 응력의 합(내부축력) Pint와 외부 축하중 Pext가 같은 평형상태를 얻을 때 까지 변형평면에 대한 가정을 반복한다. Pint는 식 (13)으로 계산되며 식 (14)와 식 (15)로 모멘트와 곡률이 결정된다(그림 3 참조).

$$P_{int} = \alpha f_c'' bkd + \sum f_{si} A_{si} \quad (13)$$

$$M = \alpha f_c'' bkd(h/2 - \gamma kd) + \sum f_{si} A_{si}(h/2 - d_i) \quad (14)$$

$$\Phi = \epsilon_{cm}/kd \quad (15)$$

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c}{f_c'' \epsilon_{cm}} \quad \gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c f_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c} \quad (16)$$

변형평면의 중립축위치를 정하는 방법으로는 그림 4 (a)의 Rotating Method와 (b)의 Sliding Method가 있다. 참고문헌 6에 사용된 Rotating Method는 압축연단의 변형율 ϵ_c 를 증가시키면서 각각의 변형율에 대하여 변형평면을 회전시켜가며 평형조건을 만족하는 곡률 Φ 를 결정하는 방법이며, 본 연구를 위하여 개발된 Sliding Method⁽⁷⁾는 Φ 를 증가시키면서

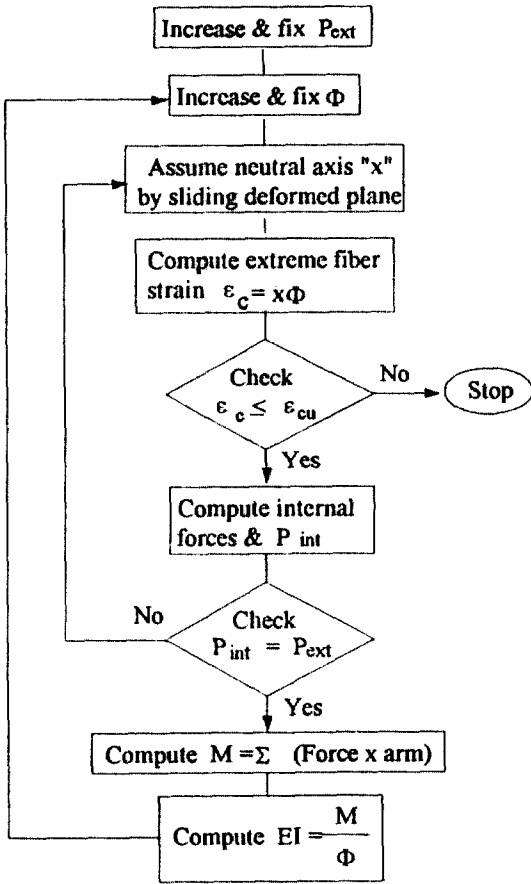


그림 5. Flow Chart of Computer Program [MOCUST]

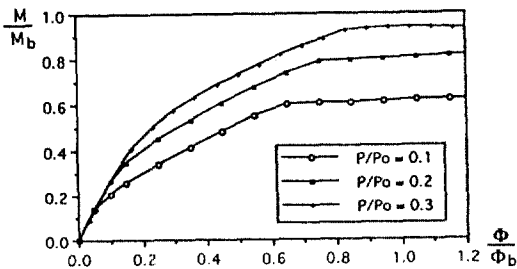


그림 6. Moment-Curvature-Thrust Curve for Tension Controlled Section

각각의 Φ 에 대하여 변형평면을 수직이동시켜가며 평형조건을 만족하는 ϵ_c 을 결정하는 방법이다. Φ 나 ϵ_c 의 증분을 충분히 작게한다면 두 가지 방법의 결

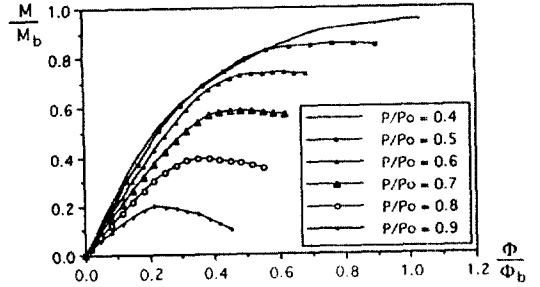


그림 7. Moment-Curvature-Thrust Curve for Compression Controlled Section

과는 거의 일치하지만 증분이 큰 경우에는 $M-\Phi-P$ 곡선 중 비선형성이 큰 부분에 대하여는 Sliding Method로 더 정확한 결과를 얻을 수 있다.

$M-\Phi-P$ 곡선은 많은 반복작업이 요구되므로 본 연구를 위하여 Computer Program [MOCUST]를 작성하였으며 그림 5는 그 순서도인데 등가 기동강성도 구할 수 있도록 구성되어 있다. 280kg/cm^2 의 콘크리트강도, 4200kg/cm^2 의 철근 항복강도, 0.01의 철근비, 철근위치계수 $g=0.8$ 인 구형단면에 대하여, [MOCUST]의 수행으로 구한 $M-\Phi-P$ 곡선이 그림 6(인장파괴)과 그림 7(압축파괴)에 나타나 있다. 그림의 축은 평형파괴 상태에서의 곡률 Φ_b 와 모멘트 M_b 와의 비율이다. $M-\Phi-P$ 곡선은 각각의 축방향 압축력 비율(편심이 없는 경우의 축방향 압축강도 P_0 와의 비율)에 따라 연성 및 취성파괴의 양상을 보여주는데 평형파괴 상태에서의 축하중은 이 경우 $0.36 P_0$ 이다.

3.3 기동의 등가강성 및 보의 강성

$M-\Phi-P$ 곡선에 대하여 식 (17)을 이용하면 모멘트의 증가에 따른 기동강성 EI의 분포를 구할 수 있는데 前述한 10 in (25.4 cm) 정사각형 기동단면에 대한 강성 EI의 분포가 그림 8(인장파괴)과 그림 9(압축파괴)에 나타나있다.

$$EI = \frac{M}{\Phi} \quad (17)$$

이러한 강성의 변화를 實務設計時의 구조해석에 적용할 때, 기동축방향을 따라 일정한 강성을 갖는 등가강성(Equivalent Stiffness)을 사용하는 것이 효

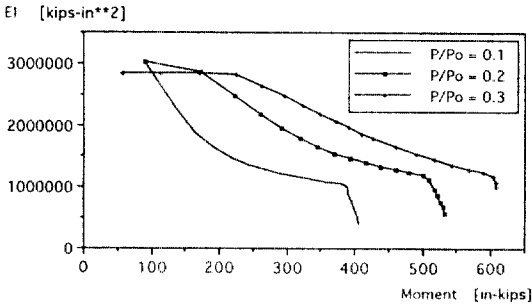


그림 8. Stiffness Distribution for Tension Controlled Section

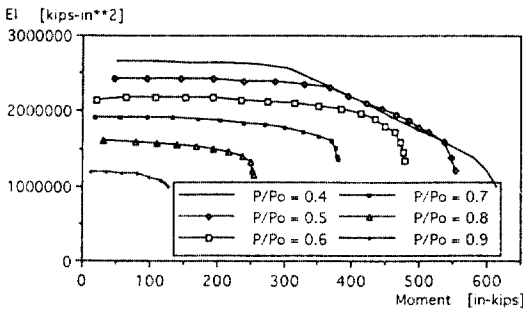


그림 9. Stiffness Distribution for Compression Controlled Section

울적이다. 등가강성을 구하기 위하여 Double Curvature를 갖는 기둥양단에서 동시에 최대모멘트가 발생하는 경우를 채택하였는데 이 때의 등가강성은 그 이외의 경우에 대하여 안전측으로 적용된다. 기둥의 등가강성은 강성분포곡선을 數値積分으로 [MO-CUST]에서 계산되어 식 (18)로 표현할 수 있고, 보의 강성은 半經驗적으로 얻은 식 (19)를 이용하는데 이는 보단면의 크기만을 고려하는 MacGregor 나 Furlong 의 보 강성공식과는 달리 철근의 영향까지 고려한다. 보의 강성식은 환산단면을 사용하여 철근의 영향을 고려하는 것보다 극한상태에서의 강성을 사용하는 것이 합리적이다. 이 것은 기둥강성이 탄성영역의 강성과 소성영역의 강성을 고려한 등가강성이기 때문에 보의 강성 또한 탄성과 소성의 상태를 고려하는 경우에 극한상태의 거동을 좀 더 합리적으로 유추할 수 있기 때문이다.

$$\text{기둥강성 } EI_{col} = (E_c I_{col})_{equiv} \quad (18)$$

$$\text{보 강성 } EI_{bm} = \frac{1}{3} E_c (I_g + 2 I_u) \quad (19)$$

$$\text{이 때, } E_c I_u = \frac{M_n}{\Phi_u} \quad (20)$$

4. 실험 결과와의 비교 분석

4.1 실험 시편

이제까지 발표된 실험적 연구 중 가장 높은 부정정 차수를 가지고 있고 높은 축하중 비율을 가지고 있어서 Unbraced Frame 의 거동을 가장 잘 나타내주고 있다고 평가되며, 1983년 ACI Code의 모멘트 확대법을 개정하게 한 Ford, Chang, Breen의 실험 결과⁽⁸⁾를 채택하였다. 210-438kg/cm² 콘크리트 압축강도의, FC-1 부터 FC-9 로 命名된 9개의 시편이 같은 크기로 제작되었고 4개의 기둥들 간의 단면 2차 모멘트 비율은 그림 10에서 보는 바와 같이 1의 향으로 나타내져 있다. 각 기둥이 받고 있는 축하중은 단주의 공칭극한강도 P_u 에 대하여 0.66-0.8의 일정한 비율로 유지되고 있으며 보의 철근량을 조정하여 휨강도가 약한 보, 중간 보, 강한 보를 갖는 Frame이 되도록 하였다. 실험시편에 대한 더 상세한 내용은 E3]과 [7]의 참고문헌에 수록되어 있다. 9개의 실험결과 중 FC-4는 FC-5와 같은 실험조건을 가지고 있으므로 실험자의 연구발표에서 제외되었고, FC-1과 FC-3은 편심이 0 이기 때문에, FC-7는 첫번째의 소성상태가 보에서 발생하였기 때문에 본 연구에서 제외하였다.

4.2 P-Δ 구조해석에 사용되는 부재강성의 비교

표 1은 5개의 실험 시편에 대하여, MacGregor-Hage 방법에 사용되는 식 (9)와 식 (10), Furlong 방법에 사용되는 식 (11)과 식 (12), 본 연구에서 제안하는 식 (18)과 식 (19)에 의하여 계산된 부재강성이 계산되어 비교되어 있다. 기둥강성 EI_{col} 을

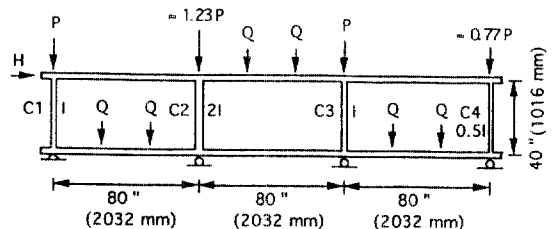


그림 10. Frame Specimen

표 1. 부재 강성(1 kips-in²=28.45 kN-cm²)

시편	탄성계수 [ksi]	P/P ₀	해석방법	EI _{col} [kips-in ²]				ΣEI _{col} /ΣEI _{bm}			
				C1, C3	C2	C4	C1	C2	C3	C4	
FC-2	3319	0.66	MacGregor	84966	164622	42483	2.00	1.94	1.00	1.00	
			Furlong	41652	73392	19409	0.78	0.69	0.39	0.37	
			제안 방법	71001	140800	33271	1.48	1.46	0.74	0.69	
FC-5	3486	0.70	MacGregor	89242	172906	44621	2.00	1.94	1.00	1.00	
			Furlong	42722	75481	19950	0.75	0.68	0.37	0.36	
			제안 방법	68590	137013	32017	1.58	1.58	0.79	0.74	
FC-6	3605	0.80	MacGregor	92288	178808	46144	2.00	1.94	1.00	1.00	
			Furlong	43484	76970	20336	0.74	0.67	0.37	0.35	
			제안 방법	59601	118657	27368	1.34	1.33	0.67	0.62	
FC-8	4477	0.68	MacGregor	114611	222059	57306	2.00	1.94	1.00	1.00	
			Furlong	49069	87874	22248	0.69	0.61	0.34	0.31	
			제안 방법	90533	172356	42682	1.36	1.29	0.68	0.63	
FC-9	4508	0.67	MacGregor	115405	223597	57702	2.00	1.94	1.00	1.00	
			Furlong	49264	88258	22348	0.68	0.61	0.34	0.31	
			제안 방법	92530	176982	42493	1.38	1.32	0.69	0.63	

비교해보면, 세가지 방법 중 MacGregor방법이 가장 큰 값을 가지고 Furlong방법이 가장 작은 값을 가지며 제안방법은 두 방법의 중간 값을 가진다. 즉, MacGregor방법은 기둥강성을 과대평가하고 Furlong방법은 과소평가한다. 前述한 바와 같이 MacGregor방법과 Furlong방법의 기둥강성식은 축방향하중의 영향이 고려되지 않으나 제안방법의 기둥강성은 축방향하중의 영향이 고려되어, P/P₀의 값이 상대적으로 작은 FC-2, FC-8, FC-9의 경우 MacGregor방법의 기둥강성이 제안방법의 기둥강성에 가까우며, P/P₀의 값이 상대적으로 큰 FC-6의 경우 Furlong방법의 기둥강성이 제안방법의 기둥강성에 가깝게 된다. 기둥강성의 합과 보강성의 합의 비율에서도 같은 경향을 보이고 있다. 즉, MacGregor방법에서는 기둥강성은 크고 보강성이 작으므로 기둥과 보의 접합점절점의 회전구속력이 상대적으로 작은 구조 모델의 해석이며, Furlong방법에서는 기둥강성은 작고 보강성이 크므로 기둥의 2차 모멘트가 기둥의 곡률변화에 의하여 주로 발생하는 것으로 해석한다고 할 수 있다. 이와 같이 기둥의 곡률 혹은

보에 의한 구속력 중 한 항목에 의하여 기둥 모멘트가 주로 계산되는 것보다 제안 방법과 같이 두가지 항목의 영향을 적절히 고려하는 것이 합리적인 것이다.

4.3 결과 비교 분석

그림 11에서 그림 15까지는 각 Frame에서 첫 번째로 소성 상태가 발생된 기둥의 위치에 대한 횡하중-모멘트 곡선(이하 H-M 곡선)을 보여주는데 식 (18)과 식 (19)의 제안된 강성식을 이용한 P-Δ 구조해석과, 모멘트 확대법, MacGregor-Hage 방법, Furlong 방법이 실험치와 비교되어 있다. 2차 구조 해석은 필자가 작성한 P-Δ 구조해석용 Computer Program [PLANPD]를 이용하였다. H-M 곡선중 시방서에 의하여 계산된 공칭극한 모멘트 M_n과 만나는 H 값은 첫 번째로 소성 상태가 발생된 기둥 단면의 모멘트가 M_n 값에 도달하도록 하는 횡하중 H의 예측치로, Frame 시편의 전체 강도를 횡하중의 성분으로 나타내주는 값이다. 이 때, M_n에서의 예측된 값 H(이하 H_{ult})가 실험에서 얻어진 H 값(이하

Lateral Load
H [kips]

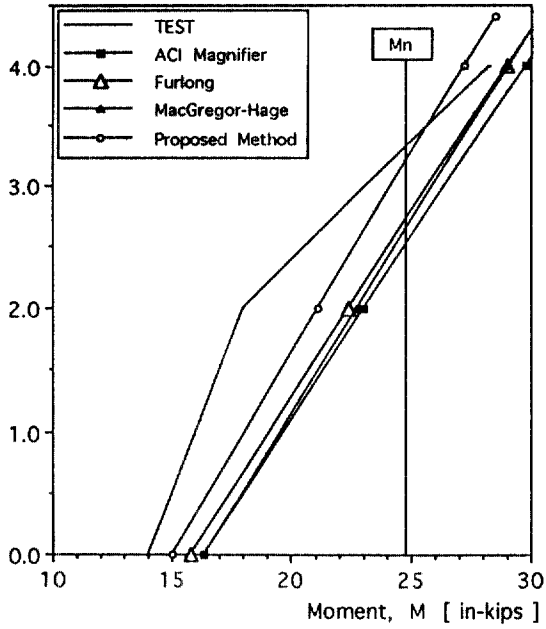


그림 11. Lateral Load-Moment Diagram of FC-2.

Lateral Load
H [kips]

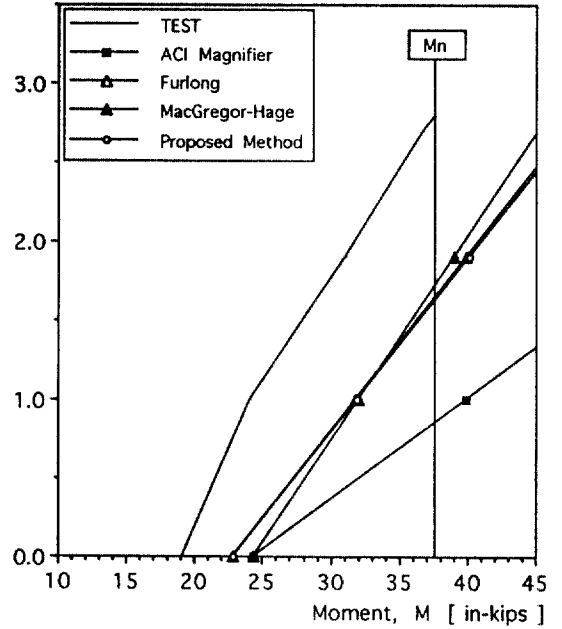


그림 13. Lateral Load-Moment Diagram of FC-6

Lateral Load
H [kips]

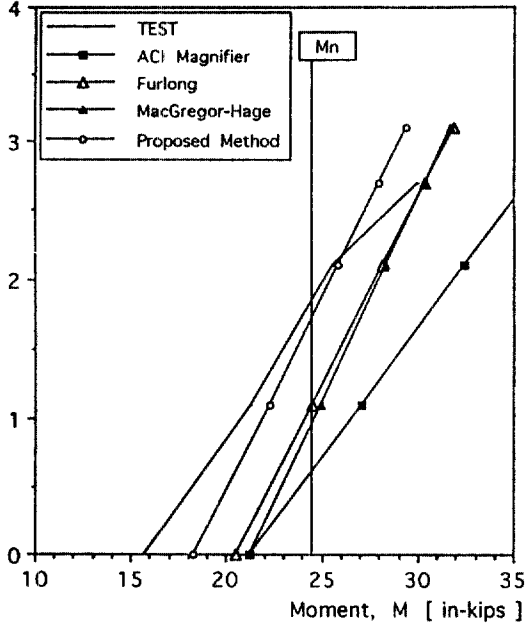


그림 12. Lateral Load-Moment Diagram of FC-5

Lateral Load
H [kips]

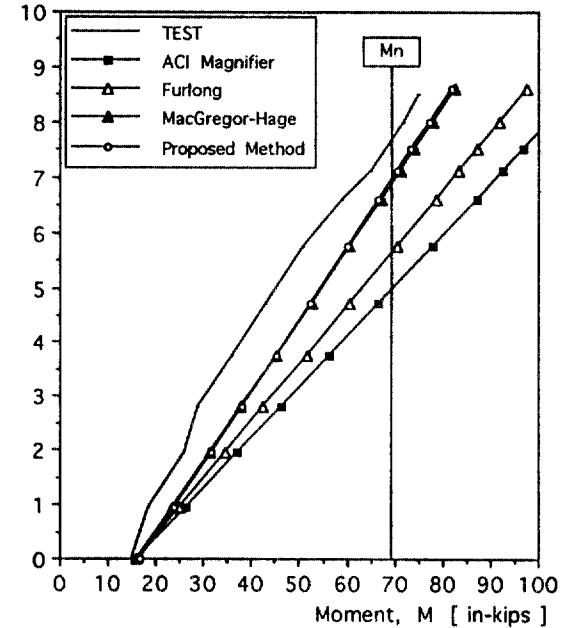


그림 14. Lateral Load-Moment Diagram of FC-8

표 2. H_{ult} 의 비교(H_{ult} , $H_{u,t}$ =kips, 1 kips=4.41 kN)

시편	실험치	MacGregor		Furlong		모멘트확대법		제안 방법	
	$H_{u,t}$	H_{ult}	$\frac{H_{ult}}{H_{u,t}}$	H_{ult}	$\frac{H_{ult}}{H_{u,t}}$	H_{ult}	$\frac{H_{ult}}{H_{u,t}}$	H_{ult}	$\frac{H_{ult}}{H_{u,t}}$
FC-2	3.32	2.66	0.801	2.73	0.822	2.52	0.759	3.20	0.964
FC-5	1.73	0.98	0.533	1.09	0.592	0.62	0.337	1.73	0.940
FC-6	2.80	1.75	0.625	1.67	0.596	0.87	0.311	1.64	0.586
FC-8	7.63	6.84	0.896	5.61	0.735	4.93	0.646	6.92	0.907
FC-9	10.53	6.13	0.582	5.27	0.500	4.33	0.411	6.42	0.610

표 3. H_{ult} 의 정확도 비교

$\frac{H_{ult}}{H_{u,t}}$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3
FC-2 제안 방법		FC-5 FC-8		FC-9	FC-6			
MacGregor			FC-2 FC-8		FC-6	FC-5 FC-9		
Furlong			FC-2	FC-8		FC-5 FC-6 FC-9		
모멘트확대법				FC-2	FC-8		FC-9	FC-5 FC-6

H_{ult}) 보다 작다면 안전측, 크다면 非안전측이라고 할 수 있다. H-M 곡선의 그림에서 보여주는 각 해석방법의 H_{ult} 값과 $H_{u,t}$ 값과의 비율이 표 2에 요약되어 있는데, 4가지 해석방법 모두 실험치에 비하여 작은 H_{ult} 값을 가지므로 안전측이며, 2차 구조해석을 이용하는 3가지 해석방법 모두가 시방서에서 채택하고 있는 모멘트확대법보다 더 정확하다고 할 수 있다. 각 해석방법의 H_{ult} 값과 $H_{u,t}$ 값과의 비율을 0.1의 구간별로 구분하여 정리한 표 3을 보면 2차구조해석에 의한 제안방법, MacGregor-Hage 방법, Furlong 방법은 모든 시편에 대하여 50% 이상의 정확도를 보이나, 모멘트확대법은 5개의 시편 중 3개의 시편이 50% 이하의 정확도를 보여준다. 90%

이상의 정확도는 제안방법에 의해서만 얻을 수 있었으며 (5개의 시편 중 3개의 시편), MacGregor-Hage 방법은 2개의 시편에 대하여 80% 이상의 정확도를, Furlong 방법은 1개의 시편에 대하여 80% 이상의 정확도를 얻을 수 있었다. 모멘트확대법에서 가장 좋은 정확도를 보이고 있는 FC-2를 비교해보면, 제안방법이 90% 이상의 정확도를, MacGregor-Hage 방법과 Furlong 방법이 80% 이상의 정확도를, 모멘트확대법이 70% 이상의 정확도를 보이고 있다. 5개의 시편 중 가장 신뢰할만한 시험결과를 제공한다고 믿어지는 FC-8에 대하여는 제안방법이 90% 이상, MacGregor-Hage 방법이 80% 이상, Furlong 방법이 70% 이상, 모멘트확대법이 60

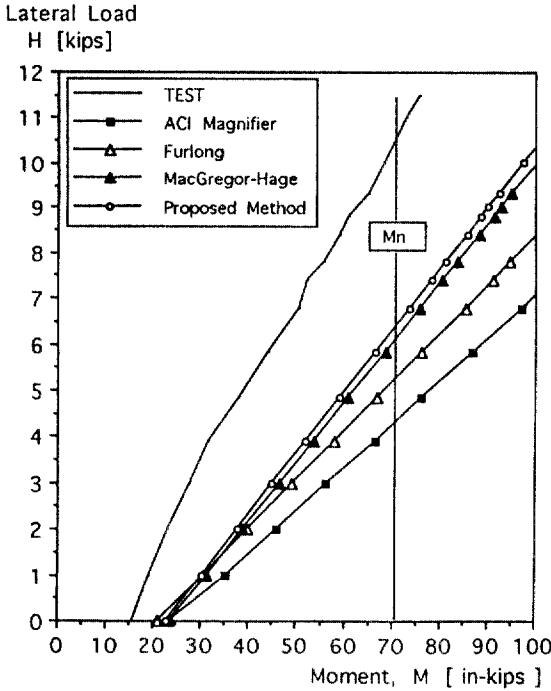


그림 15. Lateral Load-Moment Diagram of FC-9

% 이상의 정확도를 보이고 있다.

5. 결 론

2차 구조해석을 이용하는 3가지 해석방법으로 시방서의 모멘트확대법보다 실험치에 더 근접한 극한 하중을 계산할 수 있었다. 2차 구조해석을 이용하는 방법 중에서는 $M-\Phi-P$ 곡선을 수치적분으로 구한 등가기동강성으로 2차 구조해석을 수행하는 제안방법에 의하여 실험치에 가장 근접한 결과를 얻었는데, 이 것은 실제 구조물의 거동에 맞게 기동과 보의 강성을 산정한다면 더 정확하게 극한 하중을 예측할 수 있다는 것을 보여준다. 제안방법은 또한 MacGregor-Hage 방법과 Furlong 방법에 필요한 1차구조해석과 Braced System 에 대한 모멘트확대계수 계산과정을 생략할 수 있으므로 2차

구조해석을 이용하는 2가지 방법에 비하여 해석과정이 상대적으로 간단하다. 제안 방법에서는 $M-\Phi-P$ 곡선에 대한 등가기동강성을 Computer Program 으로 계산하였으나 간편하게 이용할 수 있는 기동공식을 개발한다면 시방서의 모멘트확대법보다 더 정확하면서도 간편한 실무적 해석방법을 제안할 수 있을 것이다.

참 고 문 헌

1. 대한 민국 건설부. "콘크리트 표준시방서," 1988.
2. ACI Committee 318. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary," ACI 318-89, ACI 318R-89, American Concrete Institute, Detroit, 1989.
3. 이 재훈, "횡변위에 대한 철근 콘크리트 장주의 모멘트 확대계수", *대한토목학회논문집*, 제11권 제4호, 1991년 12월, p.67-79.
4. J.G. MacGregor and S. E. Hage. "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," *Journal of the Structural Division, ASCE*, 103, October 1977 (ST 103), p.1953-1970.
5. R. W. Furlong. "Rational Analysis of Multistory Concrete Structures," *Concrete International*, 3, June 1981, p.29-35.
6. J. G. MacGregor, U. H. Oelhafen, and S. E. Hage. "A Reexamination of the EI Value for Slender Column," *Reinforced Concrete Column (SP-50)*. Detroit: American Concrete Institute, 1975, p.1-40.
7. Jae-Hoon Lee. "A Study on Analysis of Unbraced Reinforced Concrete Plane Frames with Slender Columns for Design Purposes," Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin, Madison, May 1991, 235 p.
8. J.s. Ford, D.C. Chang, and J.E. Breen, "Experimental and Analytical Modeling of Unbraced Multipanel Concrete Frames," *ACI Journal, Proceeding* 78, Jan. -Feb. 1981, p.21-35.

(接受 : 1992. 8. 27)