

철근을 고려한 콘크리트 기둥의 수정탄성계수

Modified Modulus of Elasticity of Concrete Column with Steel Bars

윤 동 용* 송 형 수** 장 원 석*** 민 창 식****
Yoon, Dong-Yong Song, Hyung-Soo Jang, Won-Seok Min, Chang-Shik

Abstract

In this study, it is investigated the modified modulus of elasticity of the reinforced concrete columns including the longitudinal reinforcing steels as well as the confinement effect of the core concrete due to the transverse reinforced steel through the literature reviews. Equations are derived in order to evaluate the modified modulus of elasticity for the reinforced compressive concrete including the confinement effect. The finite element analysis for the 20 story reinforced concrete building is undertaken as a case study depending on the steel ratio and modulus of elasticity, and the analysis results are discussed.

요 지

본 연구에서는 철근콘크리트의 압축부재에 배근되는 횡방향 철근의 구속효과와 축방향 철근비에 따른 탄성계수의 변화를 검토하였으며, 이를 바탕으로 철근비를 고려한 구조해석의 필요성을 제시하고자 하였다. 기존의 실험자료를 이용하여 철근콘크리트 압축부재에 대한 수정탄성계수 계산식을 제안하였다. 제안된 탄성계수를 적용한 구조물에 대한 해석을 실시하여 구조물의 거동에 어느 정도 영향을 미치는 파악하였는데, 철근비를 고려한 단면과 철근비를 고려하지 않은 단면에서 기둥과 보의 휨모멘트 크기에 상당한 차이가 발생함을 확인하였다. 풍하중 같은 횡방향 하중이 지배적인 경우에도 기둥의 철근비를 고려한 경우와 그렇지 않은 경우는 수평변위와 모멘트와 축력 등의 부재력에 큰 차이를 보였다. 따라서 철근콘크리트 구조물의 구조해석 시 현재 실무에서 일부 사용되는 방법에는 부재력의 과소평가 또는 과대평가의 가능성이 있으며, 이러한 문제점을 최소화하는 대안으로 본 연구에서 제시한 철근비를 고려한 수정탄성계수의 적용이 합리적인 것으로 판단된다.

Keywords : Confinement Effect, Core Concrete, Modified Modulus of Elasticity, Reinforced Concrete

핵심 용어 : 구속효과, 코어콘크리트, 수정탄성계수, 철근콘크리트

* 정희원, INI STEEL 응용연구팀 · 공학박사

** 정희원, 동국대학교 토목환경공학과 박사과정

*** 정희원, (주)넥스엔지니어링 구조부

**** 정희원, 동국대학교 토목환경공학과 교수 · 공학박사

E-mail : csmin@dgu.edu 02-2260-3351

• 본 논문에 대한 토의를 2005년 3월 31일까지 학회로 보내 주시면 2005년 7월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

과거에는 모멘트 분배법 또는 처짐각법 등을 통하여 구조물을 해석하여 설계 또는 내하력을 평가하였다. 현재에도 부분적으로는 이런 방법을 사용하고 있으나 대부분 유한요소해석법을 이용한 구조해석 소프트웨어를 사용하여 전체 구조물을 해석한다.⁽¹⁾ 철근콘크리트 구조물의 경우 보통 초기 해석은 개략적으로 가정한 부재의 강성으로 수행된다. 이는 모델링이 간편하고 실용적이며, 부재의 강성 계수에 대한 해석 초기의 경미한 변화는 최종설계에 큰 영향을 주지 않기 때문이다. 초기하중에 의한 균열 등으로 강성($E_c I_g$)이 감소되는 효과를 고려할 때는 경험적으로 보는 전체 단면2차모멘트의 1/2을, 기둥은 전체 단면2차모멘트로 강성을 가정하는 방법이 사용되기도 한다. 특히, 빌딩 구조물의 기둥이나 대형 교량의 교각 등 철근콘크리트 압축부재를 해석할 때는 축강성($E_c A_c$)을 임의대로 크게 하여 탄성 축소량이 생기지 않게 구조해석을 수행하거나, 탄성 축소량을 고려하더라도 철근의 강성($E_s A_s$)을 무시한 채 콘크리트 단면만을 고려하는 것이 보통이다.

그러나 상당히 많은 양의 철근이 배근됨에도 이를 무시하면서 콘크리트의 탄성계수만을 축강성($E_c A_c$)에 고려한 해석은 단기적인 관점에서는 고층 빌딩이나 대형 교량의 교각 같은 부정정 구조물의 부재력 분포에 영향을 준다. 그 결과, 모멘트나 전단력 등의 부재력이 과대평가 되거나 경우에 따라서는 과소평가 될 수도 있다. 이런 경향은 시공 단계별 해석과 기존 구조물의 평가 시 수평하중(풍하중)의 영향을 반영할 때 더욱 크게 나타난다. 또한 장기적인 관점에서 볼 때, 크리프에 의한 변형이나 부등축소⁽³⁾ 등에 영향을 주기 때문에 보강 철근의 영향을 반영하여 정확한 축강성을 고려하는 것이 대단히 중요한 의미를 갖게 된다.

한편, Fig. 1에서 보는 것처럼 기둥에 설치되는 띠철근이나 나선철근 등의 횡방향 철근과 축방향 철근은 코어콘크리트를 구속시키게 되는데, 이 구속효과(confinement effect)로 인해 코어콘크리트의 압축강도가 상승하게 된다. 이러한 보강철근과 그로 인한 콘

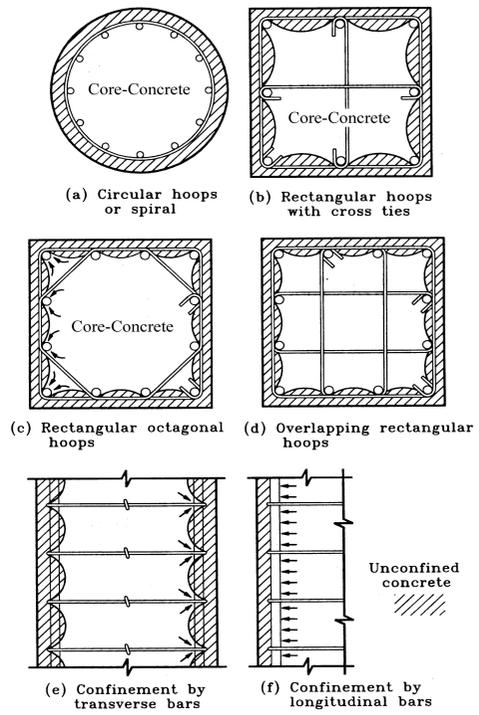


Fig. 1 Confinement of column sections by transverse and longitudinal reinforcement

크리트 구속효과 등의 영향을 구조해석에 포함시킴으로서 콘크리트 구조물의 보다 정확한 거동예측과 내하력 등을 산정하게 할 것이다.

본 연구에서는 철근콘크리트 압축부재에 관한 기존의 실험연구^{(3),(4),(5),(14)}나 문헌자료^{(9),(13),(15)}를 이용하여 축방향 철근의 영향과 횡방향 철근의 구속효과를 고려하는 수정된 형태의 탄성계수를 제시하고자 한다. 제안된 수정탄성계수를 적용하면 철근콘크리트 구조물의 거동을 보다 효과적으로 예측할 수 있을 것으로 판단한다.

2. 문헌고찰

2.1 3축 압축응력

Fig. 2는 일정한 횡유압을 가하여 실험한 3축 압축 응력 하에서의 응력-변형률 곡선을 보여주고 있다.⁽¹⁵⁾

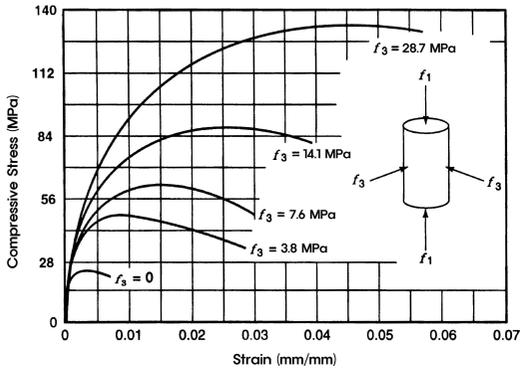


Fig. 2 Stress-Strain relationship under 3-dimensional compression

3축 응력 하에서의 원주형 공시체의 파괴는 f_1 방향과 평행한 인장균열이던지 또는 전단파괴 양상을 나타낸다. 특히 Fig. 2에서 보는 바와 같이 콘크리트가 구속된 경우에는 1축인 경우 ($f_3=0$)에서 보다 매우 큰 강도와 연성을 보인다. 3축 응력상태의 공시체에 대한 실험^{(9),(13)}에 의하면 파괴시의 축력은 다음 식으로 표현할 수 있다.

$$f_1 = f_{ck} + 4.1 f_3 \quad (1)$$

이와 같은 원리로 Fig. 1(e)의 띠철근과 Fig. 1(f)의 횡방향 철근에 의한 콘크리트 구속효과 역시 코아 콘크리트를 3축 응력상태로 만들 수 있다. 그로인해 콘크리트의 강도를 상승시키게 된다. 결국 콘크리트 압축강도는 탄성계수와 비례관계에 있으므로 탄성계수의 상승으로 이어지게 된다.

2.2 실험자료

본 절에서 수행한 문헌연구는 이강건⁽²⁾, 주진욱⁽⁴⁾, 지달영⁽⁵⁾의 국내 실험연구와 Li et al.⁽¹⁴⁾ 등의 외국의 실험자료이며, Table 1에 정리하였다. 수집된 자료의 기둥단면은 Fig. 3과 같다. 여기서 횡방향 철근의 체적비 ρ_s 는 횡방향 철근으로 구속되어 있는 코아 콘크리트의 체적에 대한 횡방향 철근의 체적비로서 다음 식과 같이 표현된다.

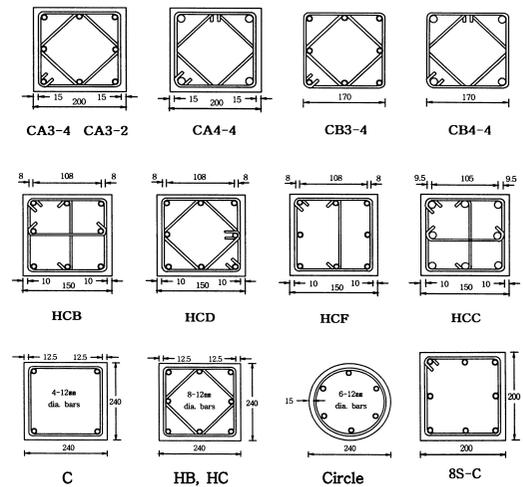


Fig. 3 Cross sections of test specimens

$$\rho_s = \frac{\text{횡방향 철근의 체적}}{\text{코아콘크리트 체적}} = \frac{2(b_1 + b_2)\pi r^2}{sb_1b_2} \quad (2)$$

여기서, b_1, b_2 : 횡방향 철근의 각 변의 길이

s : 횡방향 철근의 간격

r : 횡방향 철근의 반지름

수집된 기존 문헌의 실험 데이터로부터 각 시편의 응력-변형을 곡선을 고찰하였다. 그리고 코아콘크리트의 탄성계수를 Fig. 4와 같이 ACI 318-99⁽⁸⁾에 준하여 응력-변형을 곡선에서 $0.45f_{ck}$ 와 원점을 잇는 기울기인 활선탄성계수로 하였다. 이렇게 결정된 각 시편

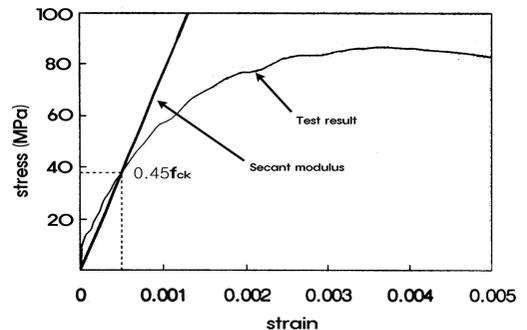


Fig. 4 Stress-strain curve

의 탄성계수는 Table 2에 정리하였다.

Table 1 Test Data on Reinforced Concrete Columns

| Ref. | Specimen | Longitudinal reinforcement | | | Transverse reinforcement | | | f_{ck} (MPa) |
|--------------------------|----------|----------------------------|----------------|------------|--------------------------|--------------|--------------|----------------|
| | | Cross Section | Bars | ρ (%) | Diameter (mm) | Spacing (mm) | ρ_s (%) | |
| Ji ⁽³⁾ | CA3-4 | 200×200 | 8-D10 | 1.43 | 6, 8 | 50 | 3.31 | 21 |
| | CA3-2 | 200×200 | 8-D10 | 1.43 | 6, 8 | 50 | | |
| | CA4-4 | 200×200 | 3-D13 1-D16 | 2.44 | 6, 8 | 50 | | |
| | CB3-2 | 170×170 | 8-D10 | 2.72 | 6, 8 | 50 | | |
| | CB3-4 | 170×170 | 8-D10 | 2.72 | 6, 8 | 50 | | |
| Lee ⁽⁴⁾ | HCD1 | 150×150 | 8-D10 | 2.52 | 6 | 57 | 2.73 | 42 |
| | HCB1 | 150×150 | 8-D10 | 2.52 | 6 | 50 | | |
| | HCF1 | 150×150 | 8-D10 | 2.52 | 6 | 42 | | |
| | HCC1 | 150×150 | 8-D13 | 4.51 | 6 | 50 | | |
| | HCA3 | 150×150 | 8-D10 | 2.52 | 6 | 50 | | |
| | HCE4 | 150×150 | 8-D10 | 2.52 | 6 | 42 | 1.36 | |
| | HCD2 | 150×150 | 8-D10 | 2.52 | 6 | 86 | | |
| | HCB2 | 150×150 | 8-D10 | 2.52 | 6 | 75 | | |
| | HCF2 | 150×150 | 8-D10 | 2.52 | 6 | 63 | | |
| HCC2 | 150×150 | 8-D13 | 4.51 | 6 | 75 | | | |
| Ju ⁽⁵⁾ | L8S-C | 200×200 | 8-D13 | 2.54 | 6 | 30 | 2.25 | 20 |
| | H8S-C | 200×200 | 8-D13 | 2.54 | 6 | 30 | | 50 |
| Li et al. ⁽⁶⁾ | 2C | 240×240 | 8-D10 | 1.57 | 6 | 20 | 4.48 | 75 |
| | 1C | 240×240 | 4-D10 | 0.78 | 6 | 20 | 2.63 | |
| | 5C | 240×240 | 8-D10 | 1.57 | 6 | 35 | 2.56 | |
| | 8C | 240×240 | 8-D10 | 1.57 | 6 | 50 | 1.79 | |
| | 4C | 240×240 | 4-D10 | 0.78 | 6 | 35 | 1.50 | |
| | 11C | 240×240 | 8-D10 | 1.57 | 6 | 65 | 1.38 | |
| | 7C | 240×240 | 4-D10 | 0.78 | 6 | 50 | 1.05 | |
| | 10C | 240×240 | 4-D10 | 0.78 | 6 | 65 | 0.08 | |
| | 3HB2 | 240×240 | 8-D10 | 1.60 | 6.4 | 35 | 2.86 | 53 |
| | 1HC2 | 240×240 | 8-D10 | 1.60 | 6.4 | 20 | 5.00 | 84 |
| | 3HC2 | 240×240 | 8-D10 | 1.60 | 6.4 | 35 | 2.86 | |
| | 2HC2 | d=240 | 8-D10 | 1.60 | 6.4 | 65 | 2.94 | 75 |
| | 4HB2 | d=240 | 8-D10 | 1.60 | 6.4 | 65 | 1.68 | |
| 6C | d=240 | 8-D10 | 1.60 | 6 | 35 | 1.53 | | |
| 12C | d=240 | 8-D10 | 1.60 | 6 | 65 | 0.82 | | |

Table 2 Modified modulus of elasticity of reinforced concrete

| Ref. | Specimen | Ecc(GPa) |
|---------------------------|----------|----------|
| Ji ⁽⁵⁾ | CA3-4 | 25.9 |
| | CA3-2 | 26.1 |
| | CA4-4 | 25.8 |
| | CB3-2 | 26.2 |
| | CB3-4 | 26.2 |
| Lee ⁽²⁾ | HCD1 | 31.3 |
| | HCB1 | 21.5 |
| | HCF1 | 23.4 |
| | HCC1 | 23.9 |
| | HCA3 | 28.3 |
| | HCE4 | 28.9 |
| | HCD2 | 22.5 |
| | HCB2 | 18.1 |
| | HCF2 | 22.5 |
| | HCC2 | 23.0 |
| Ju ⁽⁴⁾ | L8S-C | 25.8 |
| | H8S-C | 34.0 |
| Li et al. ⁽¹⁴⁾ | 2C | 49.9 |
| | 1C | 50.0 |
| | 5C | 41.8 |
| | 8C | 39.5 |
| | 4C | 36.4 |
| | 11C | 34.3 |
| | 7C | 36.0 |
| | 10C | 33.8 |
| | 3HB2 | 31.1 |
| | 1HC2 | 47.0 |
| | 3HC2 | 42.5 |
| | 2HC2 | 41.0 |
| 4HB2 | 37.9 | |
| 6C | 52.0 | |
| 12C | 28.0 | |

3. 수정탄성계수의 제안

3.1 횡방향 철근의 구속효과

2.1절에서 기술한 바와 같이 횡방향 철근과 축방향 철근의 구속효과는 코아콘크리트의 압축강도 상승을 유발하고, 코아콘크리트의 탄성계수 증가로 이어진다.

그래서 Table 1과 Table 2의 수집된 전체 자료를 기초로 탄성계수와 콘크리트 압축강도, 횡방향 철근비에 대해 다중회귀분석을 실시하였다. 회귀분석 결과에서 결정계수와 조정된 결정계수는 0.69와 0.68이고, 다중 상관계수는 0.83으로서 0.8보다 크므로 강한 상관관계를 보였다. 유의한 $F=5.64^{(9)}$ 는 유의수준 $\alpha=0.05$ 보다 작으므로 회귀식에는 의미가 있다고 할 수 있다. 그러나 횡방향 구속철근이 없는 경우의 탄성계수는 현행 콘크리트표준시방서의 탄성계수와 같아야 하므로 콘크리트의 강도의 영향은 현행 콘크리트표준시방서의 탄성계수 규정을 그대로 적용했으며, 체적비에 대한 회귀분석 결과를 바탕으로 코아콘크리트의 탄성계수 (E_{cc})를 추정하는 식을 다음과 같이 제안하고자 한다.

$$E_{cc} = E_c \times K^{\rho_s} \quad (3)$$

여기서, E_c : 콘크리트의 탄성계수⁽⁶⁾

ρ_s : 띠철근 또는 나선철근의 체적비

K : 띠철근=25, 나선철근=75

이때 나선철근의 구속효과가 띠철근의 구속효과보다 우수한 점을 감안하여 K 값을 띠철근은 25, 나선철근은 75로 다르게 적용하였다.⁽¹⁶⁾

3.2 축방향 철근의 영향

철근콘크리트 기둥은 Fig. 5와 같이 하중이 작용할 때 철근과 콘크리트가 하중을 나누어 분담한다.⁽¹⁵⁾

$$\Sigma P = 0 ; \quad P_s + P_c - P = 0 \quad (4)$$

여기서, F : 총 압축력

P_s, P_c : 철근과 콘크리트의 압축력

이때 변형적합조건으로부터 철근과 콘크리트의 축소량 $\delta = \delta_s = \delta_c$ 가 된다. 여기서 δ_s 와 δ_c 는 Hooke의 법칙으로부터 다음과 같다.

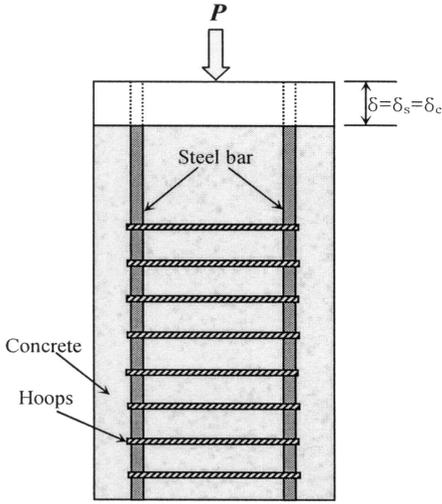


Fig. 5 Deformation of steel and concrete in columns

$$\delta_s = \frac{P_s L}{E_s A_s}, \quad \delta_c = \frac{P_c L}{E_c A_c} \quad (5)$$

여기서, L : 기둥의 길이

E_s, E_c : 철근과 콘크리트의 탄성계수

A_s, A_c : 철근과 콘크리트의 단면적

식 (4)와 (5)로부터 다음의 관계를 얻을 수 있다.

$$\delta = \frac{PL}{E_s A_s + E_c A_c} = \frac{PL}{E_m A_g} \quad (6)$$

여기서, E_m : 철근콘크리트 기둥의 수정탄성계수

A_g : 철근콘크리트 총 단면적

δ : 축방향 변위

따라서 다음과 같이 철근콘크리트 기둥의 수정탄성계수 (E_m)를 결정할 수 있다.

$$\begin{aligned} E_m &= \frac{E_c A_c + E_s A_s}{A_g} = E_c \frac{A_c}{A_g} + E_s \frac{A_s}{A_g} \\ &= E_c + E_s \frac{A_s}{A_g} \end{aligned} \quad (7)$$

여기서, $A_c/A_g \approx 1.0$ 이다. 이때 콘크리트 탄성계수 대신 횡방향 철근비를 고려한 코아콘크리트의 탄성계수 (E_{cc})로 나타낼 수 있어, 다음과 같이 된다.

$$E_m = E_{cc} \left(1 + c \times \frac{n A_s}{A_g} \right) \quad (8)$$

여기서, n : 탄성계수비 ($= E_s/E_c$)

c : 철근콘크리트 부착보정상수($=0.5$)

AASHTO⁽⁷⁾나 AISC⁽¹¹⁾에서는 합성기둥에 대한 탄성계수 계산시 콘크리트와 강재의 부착에 관한 보정상수 c 에 대해 콘크리트 충전강관(CFT)은 0.4를, 합성기둥(SRC)는 0.2를 적용하고 있다. 본 연구에서 고려하는 철근콘크리트 기둥은 이형철근을 사용하기 때문에 부착강도가 다소 상승함을 감안하여 식(8)에서 부착보정상수를 0.5로 하였다.⁽¹⁷⁾

3.3 제안식의 검토

본 연구에서 제안한 철근콘크리트 기둥의 수정탄성계수 (E_m)와 설계기준강도(f_{ck})와의 관계를 본 연구에 적용하였던 문헌의 실험데이터와 함께 Fig. 6에서 비교하였다. 축방향 철근비 ρ 는 5%로 고정하고, 횡방향 철근비 ρ_s 는 0과 5%로 변화시켰다. 여기서, KSS는 콘크리트구조설계기준⁽⁶⁾의 값이다.

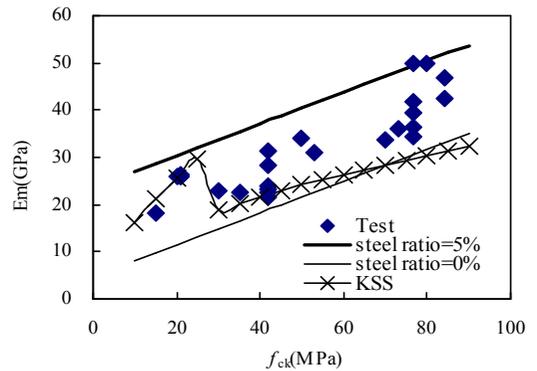


Fig. 6 Comparison of modified modulus of elasticity

실험결과와 제안식이 비교적 유사한 경향을 보이고는 있으나, 기존 논문을 통해 수립된 자료의 개수가 부족하므로 본 제안식의 신뢰성은 추가적인 실험을 통해서 보완되어야 할 것으로 판단된다.

4. 구조해석

본 장에서는 철근콘크리트 기둥의 수정탄성계수를 이용, 구조해석을 수행하여 구조물에 발생하는 단면력과 변형 등에 어떤 영향을 미치는지 분석하였다. 구조해석에 이용된 모델은 20층의 빌딩구조물이고, 범용구조해석 프로그램⁽¹⁰⁾을 사용하여 시공단계별하중과 완성 후 사하중과 풍하중을 고려하였다.

4.1 모델선정과 단면

본 연구에서 구조해석시 적용된 모델의 층고는 3.5m, 기둥의 단면과 가로보의 단면은 각각 0.7(가로)×0.7(높이)m, 0.4×0.7m이고, 슬래브와 전단벽의 두께는 각각 0.12m, 0.2m이다. 모델에 대한 평면도와 전체 구조물은 Fig. 7과 Fig. 8에 나타내었고, 해석의 편의상 모든 층의 층고와 부재 단면은 일정하게 하였다. 보와 기둥은 2 절점의 beam 요소를 사용하였고, 슬래브는 4절점의 shell 요소를 사용하였다.

구조해석 시 기둥에 적용한 철근비와 수정탄성계수는 Table 3에 정리하였다. 이때 콘크리트의 설계기준 강도는 24 MPa를 적용하였는데, 보와 슬래브에는 철근의 영향을 고려하지 않았다.

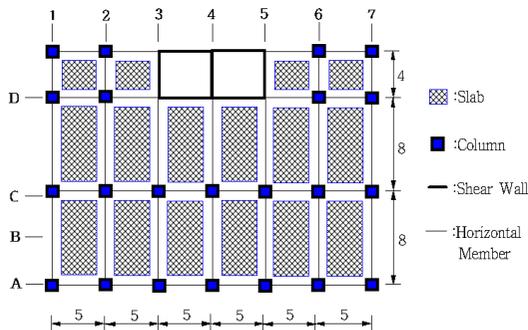


Fig. 7 Plane diagram of Model (Unit : m)

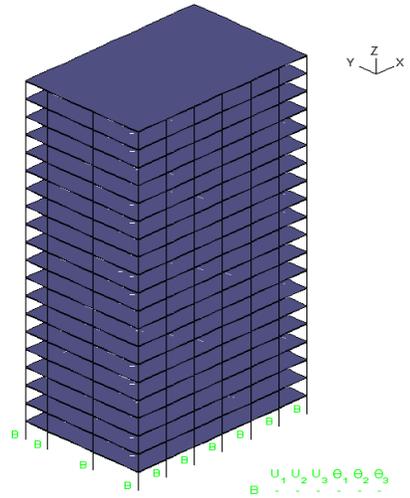


Fig. 8 Space model

Case 1은 철근비를 고려하지 않은 단면으로 일반적으로 구조해석시 이용하고 있는 경우이고, Case 2, 3, 4는 실제 구조물에서 사용되는 철근비를 탄성계수에 고려한 단면이다. 그리고, Case 5는 탄성계수를 무한대로 함으로써 해석시 축방향 강성을 매우 크게 모델링하여 기둥 축소량이 생기지 않은 상태에서 해석을 수행한 경우이다. 모델에 재하한 하중은 실의 용도와 마감의 종류에 따라 상세히 구분되어야 하지만, 해석의 편의를 위해 자중만을 고려하였다. 하중조합은 콘크리트구조설계기준⁽⁶⁾의 선형하중조합조건을 적용하였다.

Table 3 Material properties for case study

| | Case 1 | Case 2 | Case 3 | Case 4 | Case 5 |
|-------------|--------|--------|--------|--------|----------|
| ρ_s | 0% | 2% | 4% | 8% | ∞ |
| ρ | 0% | 5% | 5% | 5% | ∞ |
| E_m (GPa) | 22.9 | 26.4 | 30.0 | 37.1 | ∞ |

4.2 시공단계별 해석

본 절에서는 기둥의 철근비에 따라 시공단계별 해석을 수행하였다. 철근비에 따른 내부기둥의 축 변위량을 Fig. 9에 나타내었으며, 본문에서는 생략하였으나

외부기둥도 유사한 결과를 보였다. Case 5는 수직변위를 구속한 조건이므로 축 변위량이 생기지 않았지만, 일반적으로 적용하는 방법인 철근을 무시한 Case 1과 철근비를 고려한 해석 Case 2~Case 4에서 내부기둥과 외부기둥의 부등 축 변위량이 Case 별로 차이가 있음을 알 수 있다.

전 층에 대한 보의 휨모멘트는 Fig. 10~12에 정리하였다. 여기서 수직변위를 구속한 Case 5의 휨모멘트는 층별로 거의 일정한 값을 가지는 반면, Case 1~Case 4에서는 보 양단의 부등변위에 따른 모멘트가 부가되어 발생하였다. 위치별로 Case 3(철근비 4%)를 기준으로 하여 휨모멘트를 비교해 보면, 4월 A(외부기둥)에서는 Case 3이 Case 1보다 최대 휨모멘트가 발생하는 10층에서 약 10%정도 작은 값을 보였다. 4월 C(내부기둥)에서는 Case 3이 Case 1보다 약 50%정도 작은 값을 보였으며, 4월 D(전단벽)에서는 Case 3이 Case 1보다 약 30% 작은 값을 보였다.

위치 4월 B인 보의 중앙부분에서의 휨모멘트 차이는 Case 3이 Case 1보다 약 3%의 차이를 나타내었다. 내부기둥이 받는 부담면적이 외부기둥보다 2배의 부담면적을 받으므로 처짐량이 많이 발생하기 때문에 외부기둥과 연결되어있는 보의 휨모멘트가 내부기둥과 연결되어있는 보에서보다 큰 값을 나타내는 것으로 판단된다.

철근비를 고려한 Case 2~Case 4의 해석결과는 부등처짐에 의한 영향이 부가되어 외부기둥(4월 A)에서는 Case 5에 비해 2~2.5배정도의 모멘트가 추가 발생하고 보 중앙부(4월 B)에서는 약 1.1배 정도의 정 모멘트가 발생하였다. 그리고, 내부기둥(4월 C)에서는 부등처짐에 의해 오히려 정상적인 부모멘트보다 큰 정모멘트가 발생하는 것을 알 수 있다. 4월 D(전단벽)에서 보의 휨모멘트가 4월 C(내부기둥)에서의 휨모멘트보다 작은 차이를 보인 것은 전단벽의 강성이 기둥의 기본단면과 비교할 때 강성이 크므로, 작은 처짐량이 발생되었기 때문인 것으로 판단된다.

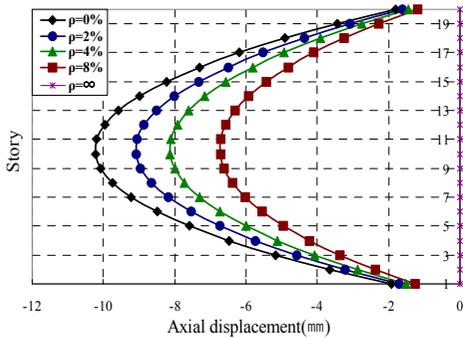


Fig. 9 Axial displacement of internal column (line 4, column C)

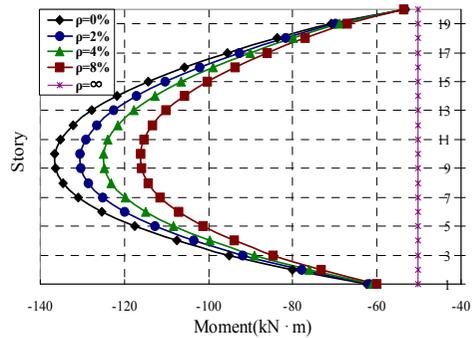


Fig. 10 Flexural moment of beams (line 4, column A)

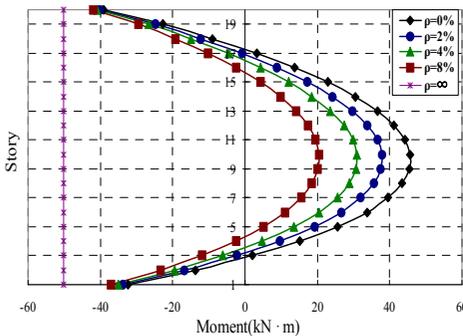


Fig. 11 Flexural moment of beams (line 4, column C)

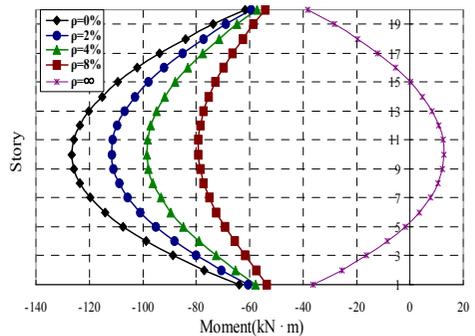


Fig. 12 Flexural moment of beams (line 4, column D)

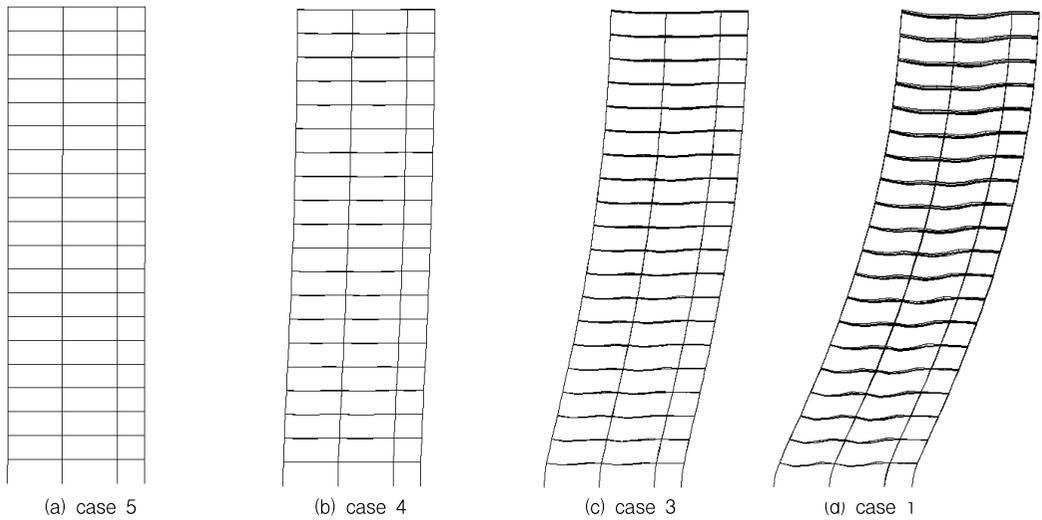


Fig. 13 Deformed shapes (magnified 50 times)

결과적으로 기둥의 철근비가 증가함에 따라 기둥의 강성이 커지기 때문에 보의 휨모멘트는 감소하였다. 이와 같이 수직부재의 축 강성을 인위적으로 키우거나 수직 변위를 구속하는 방법 또는 철근비를 고려하지 않은 단면을 사용하여 구조해석을 할 경우 부재력 산출결과에 상당한 차이를 보인다.

4.3 횡방향 하중 작용시 해석결과

본 절에서는 구조물에 풍하중 등의 횡방향 하중이 지배적으로 작용할 때 철근콘크리트 기둥의 탄성계수 변화가 어떤 구조물 전체에 어떤 영향을 미치는지 파악하고자 하였다. 하중은 풍하중과 사하중만을 고려하였고, 기둥의 철근비는 Table 3의 값을 적용하였다.

철근비를 고려한 단면과 철근비를 고려하지 않은 단면의 비교를 통하여 보의 휨모멘트에 큰 차이를 보였

다. Fig. 13에서는 구조물의 횡방향 변위를 50배 확대하여 표현하였다. 기둥의 축방향 강성(탄성계수)이 횡방향 변형에 상당한 영향을 미치고 있음을 알 수 있다. Table 4의 비교에서 볼 수 있듯이 철근비를 전혀 고려하지 않은 경우(Case 1)는 철근비를 고려한 경우보다 횡방향 변위가 상대적으로 20%정도 큰 결과를 주고 있다.

Table 5에서는 횡방향 하중이 지배적일 때 기둥에 발생하는 모멘트(M_c)와 보에 발생하는 모멘트(M_b)를 검토하였다. 기둥 강성이 커질수록 기둥에 발생하는 모멘트는 증가하고, 반대로 보에 발생하는 모멘트는 감소하는 것을 확인할 수 있다. 또한 기둥에 발생하는 축력(A_c) 역시 최고 7%정도의 차이를 보이고 있다.

철근을 고려한 탄성계수와 고려하지 않은 탄성계수는 횡방향 하중이 지배적일 때에도 구조물 전체의 응답에 상당한 영향을 미치는 것을 확인하였다.

Table 4 Lateral Displacements

| | Disp./Disp _{case1} |
|--------|-----------------------------|
| Case 1 | 1.00 |
| Case 2 | 0.90 |
| Case 3 | 0.84 |
| Case 4 | 0.79 |
| Case 5 | 0.17 |

Table 5 Member forces

| | $M_c/M_{c,case1}$ | $M_b/M_{b,case1}$ | $A_c/A_{c,case1}$ |
|--------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Case 1 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Case 2 | 1.05 | 0.93 | 1.01 |
| Case 3 | 1.08 | 0.88 | 1.02 |
| Case 4 | 1.11 | 0.84 | 1.03 |
| Case 5 | 1.63 | 0.21 | 1.07 |

결과적으로 철근콘크리트 구조물의 구조해석 단계에서 철근비를 반영한 탄성계수의 적용이 해석결과에 상당히 중요한 영향을 미치고 있음을 확인할 수 있었다.

5. 결 론

본 연구에서는 철근콘크리트의 압축부재에 배근되는 횡방향 철근의 구속효과와 축방향 철근비에 따른 탄성계수의 변화를 검토하여, 철근비를 고려한 구조해석의 필요성을 제시하고자 하였다. 기존의 연구에서 수행했던 실험자료를 이용하여 철근콘크리트 압축부재의 수정탄성계수 계산식을 제안하였다. 제안된 탄성계수를 적용한 구조해석을 실시하여 구조물의 거동에 어느 정도 영향을 미치는 파악하였다.

20층의 빌딩 구조물에 대한 해석에서 본 연구에서 제안한 코아콘크리트 탄성계수(E_c)와 축방향 철근을 고려하는 수정탄성계수(E_m)를 적용하였다. 그 결과, 철근비를 고려한 단면과 철근비를 고려하지 않은 단면에서 기둥 사이의 보의 휨모멘트 크기에 상당한 차이가 발생함을 확인하였다. 전체적으로 기둥의 철근비가 증가함에 따라 기둥의 강성이 커져서 축 변형량이 감소하여 보의 휨모멘트가 감소하는 것을 볼 수 있었다. 풍하중같은 횡방향 하중이 지배적인 경우에도 기둥에 철근비를 고려한 경우와 그렇지 않은 경우는 수평변위와 모멘트와 축력 등의 부재력에 큰 차이를 보였다. 따라서 설계나 내하력 평가를 위한 철근콘크리트 구조물의 구조해석 시 현재 실무에서 주로 사용되는 철근을 무시하는 방법은 부재력의 과소평가 또는 과대평가의 가능성이 있으며, 이러한 문제점을 최소화하는 대안으로 본 연구에서 제안한 철근비를 고려한 수정탄성계수의 적용이 합리적인 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 동국대학교 논문게재비 지원으로 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 박구연, 홍성목, "컬럼 쇼트닝을 고려한 고층구조물 해석에 관한 연구," 대한건축학회 학술발표논문집 제12권 2호, 1992, pp. 413-416.
2. 이강건, "중심 축력을 받는 고강도 철근 콘크리트 기둥의 내력 및 연성에 관한 연구," 한국콘크리트학회 학술발

- 표논문집 제2권 2호, 1990, Vol.2, No.2 pp. 57-62.
3. 정석창, 유은중, 주영규, 최항, 안재현, 박철림, "초고층 구조물에서 기둥축소량의 영향," 대한건축학회 학술발표논문집 제18권 2호, 1998, pp. 57-62.
4. 주진우, "중심 압축력을 받는 고강도 철근 콘크리트 기둥의 내력 및 연성에 관한 실험적 연구," 대한건축학회 학술발표논문집 제19권 1호, 1999, Vol.19, No.2 pp.289-294.
5. 지달영, "철근콘크리트 기둥의 탄소성 거동에 관한 연구," 대한건축학회논문집, 5권 3호 1989, V.5, No.3, pp.215-226.
6. 콘크리트구조설계기준, 한국콘크리트학회, 2000.
7. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications for Highway Bridges, 2nd ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C., 1998.
8. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete(318-99) and Commentary (318R-99), American Concrete Institute, 1999.
9. ACI Committee 363, "State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete," ACI Manual of Concrete Practice, Vol. 1, American Concrete Institute, Detroit, 1993 and later editions, pp. 363R-1 to 3634-55.
10. ADINA, Theory and Application, Vol. 1, 2003.
11. AISC, American Institute of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design for Structural Steel Building, Chicago., 1998.
12. Gere and Timosenko, "Mechanics of Materials," 3rd ed. 1995.
13. Hansen, J.A., "Strength of Structural Lightweight Concrete under Combined Stress," Journal of the Research and Development Laboratories, Portland Cement Association, Vol. 5, No. 1, January 1963, pp. 39-46.
14. Li Bing, R. Park, and H. Tanaka, "Constitutive Behavior for High-Strength concrete under Dynamic Load," ACI structural Journal, Vol.97, No.4, 2000, July-August, pp.619-629.
15. Macgregor, J.G., "Reinforced Concrete mechanics and design," Prentice Hall, 1997, 3rd ed. pp.54-55.
16. Priestley, N., Seible, F., and Calvi, G.M., Seismic Design and Retrofit of Bridges, Prentice Hall, 1995.
17. SSRC, Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 5th ed., John Wiley & Sons, New York, 1998.

(접수일자 : 2004년 5월 13일)