

철근비 변화에 따른 철근콘크리트 기둥의 거동에 관한 실험적 연구

An Experimental Study on the Behavior of Reinforced Concrete Columns Subjected Longitudinal Steel Ratio

조 성 찬* 장 정 수** 김 광 석*** 박 진 회**** 김 윤 용***** 한 상 훈*****
Cho, Seong-Chan Jang, Jeong-Soo Kim, Kang-Seok Park, Jin-Hee Kim, Yun-Yong Han, Sang-Hun

Abstract

This paper is an experimental study on the behavior of reinforced concrete columns subjected to longitudinal steel ratio

To investigate the effects of concrete strength and longitudinal steel ratio on the behavior of reinforced concrete columns, a series of tests were carried out for thirty-six tied reinforced concrete columns with a 100mm square cross section and three slenderness ratio of 15, 30 and 50.

And To study and illustrate the change of the ultimate loads and that of displacements, two different concrete strength of 180.26kgf/cm², 819.36kgf/cm² and five different longitudinal steel ratio of 0.5, 1.0, 4.0, 5.7 and 10.3% were used.

The boundary conditions at the ends were both hinged and the end eccentricities (17mm) were equal and of the same sign.

While the ultimate load capacity of high-strength concrete column was much increased when the columns were short, that was not when the columns were slender.

The effect of longitudinal steel ratio on the increased of ultimate load of column was more evident for slender columns than for short ones and the ultimate of longitudinal steel ratio were more pronounced with increasing concrete strength.

The more inserted the longitudinal steel, the more increased the ultimate load, but the superabundance of longitudinal steel ratio over the limitation of maximum steel ratio in ACI code was used, it was showed that the ultimate load was rather decreased.

1. 서론

1.1 연구개요

인구의 팽창, 공업기술의 발달과 건축물의 고층화의 추세에 따라서 구조부재의 지지능력을 향상시킬 필요성이 증대되고 있는데 이에따라 고강도 콘크리트 이용이 차츰 보편화되어가고 있으며 기둥도 장주화되어가고 있다.

최근에는 시멘트의 강도개선, 시공기술 및 양생방법의 발달, 감수제의 개발 및 혼화제의 개발 등으로 말미암아 고강도콘크리트의 사용이 점차로 증가하는 추세에 있고, 1980년대에 이르러 미국에서는 이미 1000kgf/cm²의 압축강도를 넘는 고강도 콘크리트가 개발되어 고층건물이나 다경간구조물에

초고강도 콘크리트의 시공성이 연구되고 있다. 그러나 일반적으로 대개의 이론들은 일반강도의 콘크리트를 사용하여 실험을 한 결과에 기초를 두고 있으므로 이러한 연구결과가 고강도 콘크리트를 사용하였을때에도 적합한지는 의문점이 많다. 더우기 ACI Committee 363은 콘크리트 강도의 차이가 2배 이상일때에는 저강도를 가지는 부재의 추정식을 가지고 고강도를 가지는 부재의 추정식처럼 사용하는 것은 안전치않다고 지적하였다.

1.2 연구의 목적

철근 콘크리트 기둥에 대한 연구는 1931년 ACI 분과위원회에서 564개의 기둥부재에 대한 실험결과를 발표하면서 본격적으로 시작되었으며, 그 후 1951년에 Hognestad가 축하중과 휨하중을 받는 기둥에 대한 연구를 발표하면서 이에 대한 관심이 더욱 고조되었다.

1960년대에 들어서면서 기둥의 단부조건, 부재사이의 상호작용, 기둥의 구조물 전체의 거동에 미치는 영향에 관한 연구가 수행되기 시작하였으며,

* 조선대 건축공학과 박사과정
** 조선대 건축공학과 교수 공박
*** 조선대 건축공학과 석사
**** 조선대 건축공학과 석사과정
***** 한국과학기술원 토목공학과 박사과정
***** 한국과학기술원 토목공학과 석사과정

1964년 Wood는 전체 구조물의 거동과 부재 거동사이의 관계를 명확히 규명하여 부재를 설계해야 할 것이라고 지적하였다.

지금까지 철근 콘크리트 기둥에 대한 실험 연구는 상당히 많이 수행되었으나 대부분 보통강도 콘크리트 기둥에 한정되었으며, Saenz와 Martin은 콘크리트의 강도와 철근비가 기둥의 극한강도에 미치는 영향에 대하여 연구하였다. 그러나, 이들의 실험은 콘크리트의 강도가 최대 34.5Mpa였으며, 기둥의 세장비는 최대 43 이었다.

또한, Broms와 Viest는 콘크리트의 강도와 철근비가 기둥의 극한강도에 미치는 영향을 해석적으로 분석하였으나, 이들도 콘크리트의 강도를 41.3Mpa와 기둥의 세장비를 60으로 한정하였다.

본 연구의 목적은 세장비, 콘크리트의 강도에 따른 철근콘크리트기둥의 거동 및 철근비에 따른 극한하중, 횡변위, 모멘트의 변화를 실험적으로 규명하기 위해, 정방향단면(100mm×100mm)을 갖는 기둥에 콘크리트의 압축강도, 철근비, 세장비 등을 변수로 하여 실험을 수행하고자 한다. 또한 단부의 구속조건은 양단힌지조건으로, 편심량은 기둥의 양단에서 1축으로 한다.

2. 기둥의 거동

동일한 단면을 가지고 부재의 길이가 서로 다른 기둥에서, 길이가 긴 부재는 길이가 짧은 부재보다 더 작은 축하중에서 파괴된다.

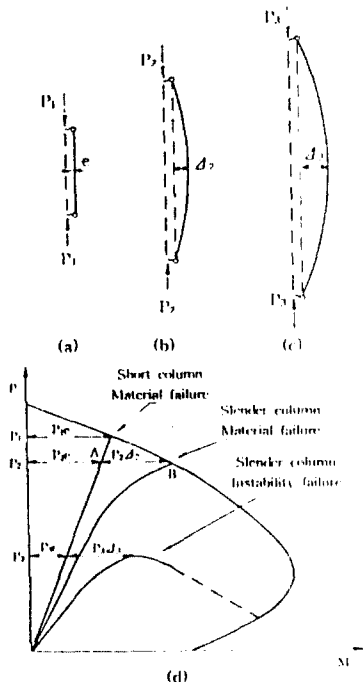


그림 1. 동일한 단면에서의 기둥의 거동

[그림 1]에서 보는 바와 같이 축력이 증가함에 따라 기둥의 임계단면(critical section)에서의 편심량은 초기편심량(e)과 횡변위에 의한 횡변위(Δ)의 합으로 표현되며, 그 단면에서의 휨모멘트 값은 $p(e+\Delta)$ 로 표현된다.

[그림 1](a)의 기둥에서는 횡변위에 의해 추가되는 모멘트(추가모멘트)가 거의 없으나, [그림 1(b),(c)]의 기둥에서는 횡변위에 의한 추가모멘트가 축하중의 증가에 따라 증가되므로, 결국 (b),(c)의 기둥은 (a)의 기둥보다 더 작은 축하중에서 파괴되게 된다.

따라서, 단주는 추가모멘트에 의한 극한하중의 감소가 작은기둥을 말하며, 장주는 이를 무시할 수 없는 기둥을 말한다.

[그림 1]의 (d)에서와 같이 단주에서는 추가적인 편심량 Δ 를 무시할 수 있으므로 모멘트 M은 모든 하중단계에서 Pe 와 같으며, 하중이 증가되어도 축력-모멘트 경로는 선형적으로 변화된다.

그러나, 장주에서는 하중이 증가함에 따라 횡변위가 증가되어 모멘트 M은 $P(e+\Delta)$ 와 같으며, 축력-모멘트 경로는 점점 비선형적으로 변화된다. 따라서, 기둥의 파괴거동은 두가지로 분류할 수 있다.

첫째는 재료파괴(material failure)로 축력-모멘트 경로의 최고점이 단면의 축력-모멘트 상관도와 + (positive)의 기울기로 만나서 파괴되는 경우이며, 둘째는 좌굴파괴(stability failure)로 축력이 최대되는 점이 단면의 축력-모멘트 상관도 상에 도달하기 전에 발생되어 축력-모멘트 경로가 단면의 상관도와 - (negative)의 기울기로 만나서 파괴되는 경우이다(2)

3. 기둥거동의 인자

3.1 세장비

단면의 크기에 대하여 기둥의 길이가 매우 클 때, 이 기둥은 세장하다고 말한다.

이 세장강도는 일반적으로 세장비(l/r)로 표현되는데, 여기서 l 은 부재의 유효좌굴길이, r 은 부재 단면의 회전반경 ($r=\sqrt{I/A}$), I 는 단면 2차모멘트, A 는 단면적을 나타낸다.

회전반경의 값은 정방향 또는 원형 단면의 부재에 대해서는 단면의 어느 주축에 대해서도 같지만, 그밖의 단면에 대해서는 단면의 최소주축(minor principal axis)에 대한 회전반경의 값이 최대주축(major principal axis)에 대한 값보다 작으므로, 일반적으로 세장비를 결정하는데 최소주축에 대한 값을 사용한다.

3.2 편심

기둥에 편심 축하중을 가했을 때 그려지는 축력-모멘트 기둥의 최고점을 동일한 편심량으로, 세장비가 0인 기둥에 축하중을 가했을 때 그려지는 축력-모멘트 거동으로 투영하였을 때 만나는 점을 [그림 1](d)에서와 같이 A라 하자.

동일한 세장비를 갖는 기둥에 대하여 편심량을 변화시킬 때마다 생기는 점 A를 연결하면 [그림 2]과 같은 곡선을 얻을 수 있으며, 이를 기둥의 축력-모멘트 상관도라 부른다.

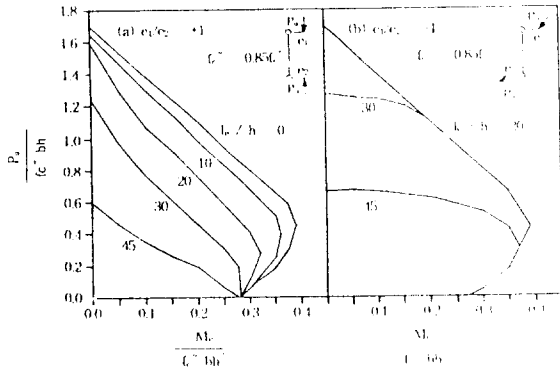


그림 2. 편심에 따른 기둥의 거동

양단힌지이고 양단부에서의 편심량의 비(e_1/e_2)가 양(positive)이면 기둥은 단곡률로 변형된다.

이때, 기둥의 횡변위는 [그림 3](a)에서와 같이 항상 기둥에 가해지는 모멘트를 증가시키는 효과를 나타내므로, 편심량과 세장비가 증가될수록 기둥이 저항할 수 있는 극한하중은 감소된다.

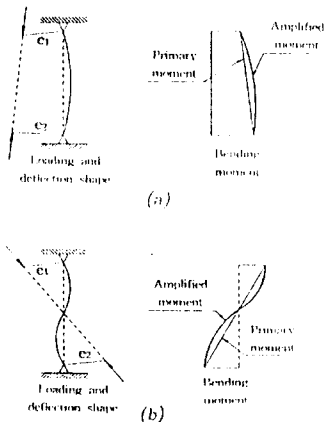


그림 3. 변형 모양에 따른 모멘트의 변화

따라서, [그림 3](a)에서 같이 모든 세장비에 대하여 기둥의 축력-모멘트 상관도는 단면의 축력-모멘트 상관도 내부에 존재하는 것을 알 수 있다.

양단힌지이고 양단부에서의 편심량의 비(e_1/e_2)가 - (negative)이면 기둥은 복곡률로 변형된다.

[그림 3](b)에서 보이는 바와 같이, 이때의 편심에 의한 최대모멘트는 기둥 단부에서 발생되며, 횡변위에 의한 최대모멘트는 항상 단부 사이에서 발생된다.

따라서, 편심량이 작은 경우에는 기둥의 거동이 횡변위에 의한 모멘트에 더 큰 영향을 받으므로 [그림 2](b)와 같이 기둥의 축력-모멘트 상관도가 단면의 축력-모멘트 상관도 내부에 존재한다.

그러나, 편심량이 큰 경우에는 기둥의 최대모멘트는 단부에서 발생되므로 [그림 2](b)와 같이 기둥의 세장비가 증가되어도 기둥의 축력-모멘트 상관도는 단면의 축력-모멘트 상관도와 일치한다.

3.3 강도 및 철근비

Broms 등은 기둥의 극한강도에 콘크리트의 강도, 철근비, 철근의 항복강도가 미치는 영향을 해석적으로 분석하였다.

Broms 등은 콘크리트의 강도가 커지고 철근비가 작아질수록 기둥의 극한강도는 단주보다 장주에서 더욱 감소되는 것으로 보고하였다.

또한, 철근의 항복강도가 커질수록 세장비에 따른 기둥의 극한강도의 감소가 더욱 증대되는 것으로 보고하였다.

3.4 지속하중

지속하중은 기둥의 횡변위를 증가시킴으로써 기둥의 극한강도를 감소시키는 효과를 나타낸다.

그러나, 기둥의 변형모양이 대칭단곡률인 경우에는 지속하중에 의해 극한강도가 항상 감소되나 복곡률인 경우에는 지속하중의 영향이 줄어들며, 특히 편심량이 커지는 경우에는 지속하중의 영향이 더욱 줄어든다

4. 실험

4.1 실험변수

철근비의 변화와 세장비에 따른 철근콘크리트 기둥의 최대축력, 중앙부의 횡변위, 철근의 변형도 및 휨모멘트를 구한 후 기둥의 거동에 대한 실험적 연구를 위하여, 콘크리트의 압축강도를 180.26Kgf/cm^2 , 819.36Kgf/cm^2 로 하고, 기둥의 세장비(λ)를 15(450mm), 30(900mm), 50(1500mm)으로 하였으며, 철근비를 0.5, 1, 4, 5.7, 10.3%로 하였고, 편심량을 단면의 0.1배(10mm)로 고정하여 실험을 수행하였다. [표1]은 실험변수 및 최대하중값을 나타낸다.

표1. 실험변수 및 최대하중

| 압축강도 | 철근비 | 세장비 | 최대하중 평균값 |
|--------|-----|-------|-------------|
| 180.26 | 0.5 | 50 | 12.25 |
| | | 15 | 16.96 |
| | 1.0 | 30 | 15.73 |
| | | 50 | 12.87 |
| | 4.0 | 50 | 17.46 |
| | 5.7 | 15 | 41.35 |
| | | 30 | 41.46 |
| | | 50 | 34.38 |
| 819.36 | 0.5 | 50 | 34.10 |
| | | 15 | 62.58 |
| | 1.0 | 30 | 46.34 |
| | | 50 | 43.61 |
| | 4.0 | 50 | 48.74 |
| | 5.7 | 50 | 54.87 |
| | | 15 | 81.20 |
| | | 30 | 76.64 |
| 10.3 | 50 | 54.47 | |

4.2 실험재료

고강도 콘크리트를 제작하기 위해서는 양질의 시멘트를 사용해야 한다. 시멘트를 선정할 경우에는 구조물의 종류, 단면치수, 위치, 기상조건, 공사의 시기와 공사기간 및 시공방법에 따라 소요품질의 콘크리트를 경제적이고 안정하게 얻을 수 있는 시멘트를 선정해야 한다.

본 실험에서 사용한 시멘트는 알칼리도(Na₂O, K₂O)가 낮고 분말도가 높은 S사 제품의 제1종 포틀랜드 시멘트이며, 시멘트의 물리적 성질은 [표2]과 같다.

표2 시멘트의 물리적 성질

| 시멘트종류 | 비중 | 분말도 (cm ² /g) | 응결(시간) | |
|--------|------|-----------------------------|--------|-----|
| | | | 초결 | 종결 |
| Type I | 3.15 | 3250 | 3.5 | 6.3 |

일반적으로 강도수준이 커질수록 최적의 최대골재 크기는 감소하며, 고강도 콘크리트의 최대 골재 크기는 10mm~13mm이다.

이러한 사실에 근거하여 본 논문에서는 최대 골재크기가 13mm인 쇠석을 사용하였으며, 사용된 굵은 골재의 물리적 성질은 [표3]과 같다.

고강도 콘크리트의 강도 발현을 위해서는 조립율이 2.7~3.2 사이에 있는 잔골재가 가장 유리하다고 알려져 있다.

효과적인 고강도 발현을 위하여 조립율이 2.89인 금강 지역의 대평리산 강모래를 잔골재로 사용하였다. 골재의 물리적 성질은 [표3]과 같다.

표3 골재의 물리적 성질

| 종류 | 최대입경 (mm) | 비중 | 흡수율 (%) | 조립율 | 채취 장소 |
|------|--------------|------|------------|------|----------|
| 잔골재 | | 2.54 | 1.87 | 2.89 | 금강 |
| 굵은골재 | 13 | 2.65 | 1.97 | 6.08 | 곡성 |

혼화제로서 ASTM C494 Type F의 규격을 만족시키는 고성능 감수제를 사용하였다. 혼화제의 성분 및 성상은 [표4]와 같다.

표4 혼화제의 성분 및 성상

| 종류 | 형상 | 색조 | 성분 | 비중 | 표준사용량 (%) |
|--------|----|-----|-------------------------|------|--------------|
| type F | 액상 | 암갈색 | naphthalene polimers | 1.21 | 0.4-3.0 |

4.3 배합 및 비법

콘크리트의 배합은 주어진 재료를 가장 경제적으로 사용하여 소정의 강도·내구성 및 수밀성을 가지도록 선정하지 않으면 안된다. 가장 적합한 조건을 찾는데 지침이 되는 기본적인 관계는 이미 확립되어 있으나 그 최종결정은 실제로 시험배합을 통하여 결정하여야 하고 이를 다시 현장실정에 맞도록 수정하여야 한다. 콘크리트는 본질적으로 물, 시멘트 및 골재로 이루어진다. 골재 및 시멘트의 산지와 형은 어느 쪽이나 콘크리트의 강도 및 내구성에 영향을 미치며 또한 콘크리트를 타설하는데 필요한 배합수량에도 현저한 영향을 미친다. 본 실험에서 채택한 콘크리트의 단위중량 배합표는 [표5]와 같다.

표5 콘크리트 배합표

| 시멘트 | 단위중량(Kg/m ³) | | | | 고성능 감수제 (%) | 슬립프 (cm) | 압축강도 (kgf/cm ²) |
|-----|--------------------------|-------|----------|-------------|-------------------|-------------|--------------------------------|
| | 물 | 잔골재 | 굵은 골재 | 실리카 흙 | | | |
| 290 | 232 | 764.3 | 934.25 | 0.0 | 0.0 | 15 | 180.26 |
| 495 | 165 | 609 | 1,037 | 55 (10%) | 7.15 (1.3%) | 10.2 | 819.36 |

공칭용량 80리터의 강제식 믹서를 사용하여 비법하였으며, 굵은 골재, 잔골재, 시멘트, 실리카흙 순으로 투입하여 약 1분간 건비법한 후, 물과 고성능 감수제를 동시에 첨가하여 3분간 비벼 콘크리트를 제조하였다.

4.4 시험체 제작

2회의 배치를 통하여 콘크리트의 강도가 같고 세장비50인 시험체3, 세장비가 15, 30, 50인 시험체 6개를 타설하였고, 콘크리트 강도시험을 위한 φ100×200mm 원주형 공시체 각각 6개를 타설하였다.

콘크리트의 타설은 두 배치를 통하여 콘크리트의 강도가 동일한 거푸집에 2회 반복하여 같은 날 이루어졌다.

시험체는 타설 후 비닐로 덮어 수분의 증발을 방지하고, 1시간 후 공시체의 면을 평활하기위해 고름질하였으며, 24시간이 지난 후에 탈형하여 양생실(온도 $23 \pm 1^\circ \text{C}$, 습도 99%)에서 수증양생을 실시하였다. [그림4]는 타설 전 철근과 거푸집이 조립된 모습이다.

제작된 시험체의 총 갯수는 세장비 15, 30인 기둥 시험체 16개, 세장비 50인 기둥시험체 20개, 원주형 공시체 48개이다.

시험체의 단면은 $100\text{mm} \times 100\text{mm}$ 로 하였으며, 주철근은 비슷한 성질을 갖는 철근을 구입하여 [표 6]과 갖는 $\phi 4$, $\phi 8$, HD10, HD13을 사용하였고, 띠철근은 지름이 3mm인 철사를 사용하였다. 띠철근의 간격은 중앙에서는 120mm로, 단부 부근에서는 30mm로 하였으며, 단부는 지름이 3mm인 철사를 사용하여 보강하였다. 콘크리트의 피복두께는 철근의 중심으로부터 17mm로 하였다.

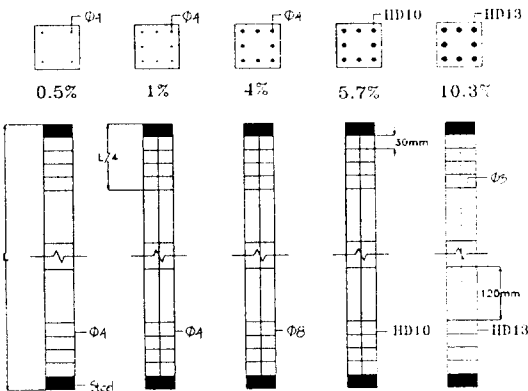


그림.4 철근의 종류와 배근

표.6 철근의 성질

| 번호 | 탄성계수 (Kg/cm^2) | 항복용력도 (Kg/cm^2) | 항복변형도 ($\times 10^{-6}$) | 최대용력도 (Kg/cm^2) |
|----------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| $\phi 4$ | 2.224×10^6 | 4.51×10^3 | 1942 | 6.600×10^3 |
| $\phi 8$ | 2.193×10^6 | 4.20×10^3 | 1890 | 6.090×10^3 |
| HD10 | 2.200×10^6 | 4.27×10^3 | 1912 | 6.140×10^3 |
| HD13 | 2.214×10^6 | 4.47×10^3 | 1927 | 6.431×10^3 |

4.5 가력장치 및 재하방법

기둥의 축력실험은 50톤 용량의 INSTRON 8506을 사용하여 실험하였고, 일정한 편심량을 주기 위해 중심으로부터 편심거리에 홈이 파여있는 철판을 제작한 후, 시험편 단부에 부착하여 knife-edge를 통해 편심하중을 가하였다. [그림5]

볼트에 맞는 너트는 콘크리트 타설전에 시험편의

단부의 정확한 위치에 고정된 후, 콘크리트를 타설하여 시험편 단부의 콘크리트속에 매립하였으며, 단주인 경우 단부파괴를 방지하기위해서 양단부에 고강도 Steel 4개를 설치하여 보강하였다.

그리고 주철근이 $\phi 4$ 인 경우를 제외하고는 $\phi 8$, HD10, HD13에 변형계이저를 인장부와 압축부의 중앙에 설치하여, 하중 단계마다 기둥 중앙부에서 횡방향 처짐, 철근의 변형도를 측정하였다.

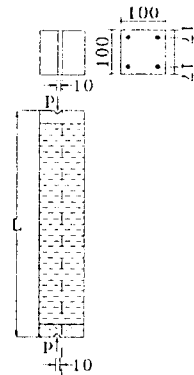


그림.5 시험체의 단면 및 가력방법

5. 실험결과 및 고찰

5.1 일반적인 파괴양상

[표1]에 각 시험체의 최대하중과 [표5]에 각 시험체의 압축강도값을 나타낸다.

세장비가 15인 기둥은 횡변위가 작게 발생하였으며, 세장비 30인 기둥공시체 2개는 1/3지점에서 파괴되고, 나머지 기둥은 중앙에서 파괴되었다.

단주의 경우는, 단부파괴에 의하여 실험의 수행이 불가능했으므로, 단부보강을 철저히하여 중앙부에서의 파괴를 유도하였다.

세장비가 30과 50인 기둥은 압축강도와 철근비에 관계없이 초기하중 단계에서 유사한 균열을 보이다가 중앙부분의 균열이 계속적으로 진전되어 파괴에 이르렀다. 세장비가 50인 기둥에서는 기둥의 중앙부를 경계로 큰각을 이루어 파괴되었다.

고강도의 경우, 최대하중 이후의 축력값이 급격히 감소하였고, 철근비가 0.5%, 1%의 기둥은 ACI 규준의 기둥 최소철근비에 못미치는 관계로 최대하중에 이르러 순간적으로 파괴되어 중앙에서 양단이 분리되는 현상이 일어나 더 이상의 실험수행이 불가능하였고, 특히 철근비가 4%인 경우는 파괴후 철근에의해 지지되는 현상을 보인다.

[사진1][사진2]는 가력된 시험체와 파괴된 후의 시험체를 보여준다..

[그림6]은 변형도개이지를 통하여 얻어진 기둥 중앙부에서의 철근의 변형도를 세장비, 철근비별로 보여준다.

세장비가 15와 30인 기둥에서는 압축부의 철근 변형도가 크게 증가되어 파괴되었고, 세장비가 50인 기둥에서는 압축부의 변형도가 그다지 크지 않았으며, 공통적으로 인장부의 변형도는 초기하중시 압축응력이 증가되다가 중간하중 수준에 이르러서야 인장응력으로 전환되는 현상을 보였다.

세장비, 철근비에 관계없이 모든 기둥이 압축철근 변형도가 인장철근 변형도보다 훨씬 증가되는 경향을 보이고, 세장비 50인 고강도 철근콘크리트 기둥에서 인장부의 변형이 미세하게 증가되다가 최대하중에 근접해서야 인장철근 변형도가 증가되는 현상을 보였다.

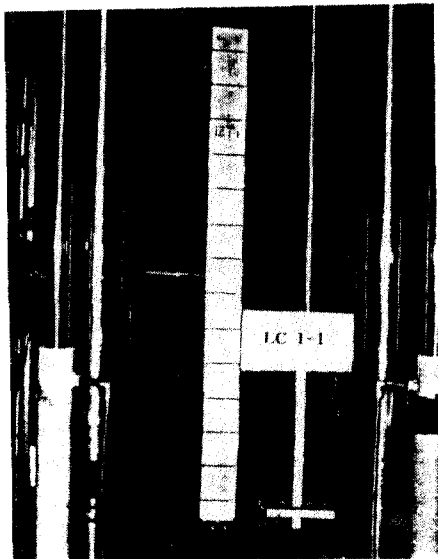


사진1. 가력된 시험체

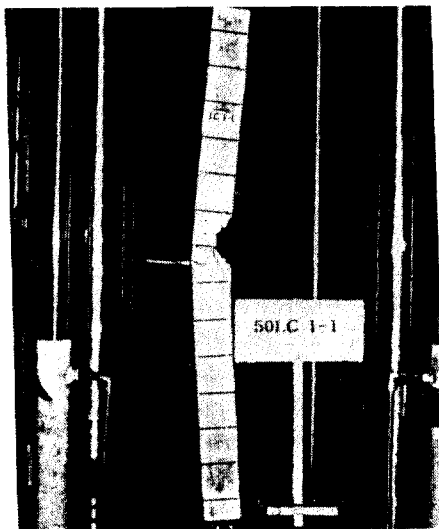


사진2. 파괴된 후의 시험체

5.2 축력-횡변위 관계

[그림7-1(a)~(e)]은 세장비 50에서의 콘크리트강도 변화에 따른 축력과 기둥 중앙부에서의 횡변위 관계를 나타낸 것이다.

고강도 콘크리트의 경우, 축력-횡변위관계의 초기강성이 증가되어 최대하중에 이를때까지 거의 큰 변화가 없으며, 극한강도 이후의 축력값은 급속히 감소됨을 알 수 있고, 세장비에 관계없이 최대축력의 횡변위는 저강도에 비해 약간 증가되는 현상을 보인다.

[그림7-2(a)~(b)]는 세장비 50에서의 5가지 철근비의 변화에 따른 축력-횡변위 관계를 나타낸 것으로, 철근비에 관계없이 최대하중에 대응하는 횡변위가 약간 증가됨을 알 수 있다.

[그림7-3(a)~(d)]는 철근비가 1%, 10.3%인 축력-횡변위 관계를 나타낸 것으로, 그림에서 알 수 있듯이 세장비가 15와 30인 경우는 철근비(1%, 10.3%)에 관계없이 유사한 곡선을 형성하나 강도가 다른 기둥은 약간 다른 곡선 형태를 나타낸다.

세장비가 50인 경우는 철근비와 콘크리트강도와 관계없이 거의 유사한 곡선 형태를 나타낸다.

즉, 세장비 15와 30인 경우 저강도 기둥은 철근비에 관계없이 축력-횡변위 곡선의 기울기가 완만하게 변화되다가 최대하중에 이르러서도 기울기가 거의 비선형을 형성하나 고강도 기둥은 곡선의 기울기가 거의 선형으로 변화되고 최대하중에 이르러서도 급격히 하락하여 선형으로 변화되는 경향을 보인다.

5.3 극한강도

철근비와 세장비가 일정한 경우, [표1]에서 나타난 바와 같이 기둥의 극한강도는 콘크리트의 강도가 커질수록 증가됨을 알 수 있다.

그러나 고강도 콘크리트 기둥의 극한강도는 저강도 콘크리트 기둥의 극한강도와 비교하여 세장비가 작을 때는 크게 증가하나, 세장비가 클 때는 크게 증가되지 않는다.[그림8] 즉, 철근비가 1%이고 세장비가 15인 경우 콘크리트 기둥을 180Kgf/cm^2 에서 819.36Kgf/cm^2 로 증가시킬 때 기둥의 극한강도가 369% 증가되는 반면, 세장비가 50인 경우에는 약 330% 정도 증가되었다. 또한, 철근비가 10.3%인 경우에서의 이 값은 세장비가 15일 때 195%이고 세장비가 50일 때 158%로 나타낸다.

[그림8]에서 알 수 있듯이, 고강도화 될수록, 철근비가 증가될수록 세장비에 따른 최대하중값의 곡선의 기울기가 급격히 저하됨을 알 수 있다.

[그림9]는 세장비 50인 기둥의 철근비에 따른 최대하중값을 도시한 것으로 고강도화 될수록 철근비

가 증가할수록 최대하중값은 그다지 크게 상승하지 않음을 알 수 있다. 특히, 철근비 5.7%와 10.3%일 때의 고강도 철근콘크리트 기둥의 최대하중값이 별진전이 없는 것으로 보아 ACI규준이상의 철근비를 사용했을 경우 피복두께, 철근간격, 타설시의 골재분리현상, 다짐의 어려움 등으로 인한 부분적 결함이 생겨 기대치 이하값이 나온 것으로 사료된다.

이상에서 단주의 경우, 일정한 크기의 극한강도를 얻기위하여 저강도 콘크리트 대신 고강도 콘크리트를 사용하면 기둥의 단면효과를 크게 감소시킬 수 있으나, 장주의 경우 단주에서와 같은 단면감소 효과를 볼 수 없다.

5.4 축력-모멘트 관계

그림10-1(a)~(e)와 그림10-2(a)~(e)는 실험과 해석에 의한 축력과 기둥 중앙에서의 모멘트 거동을 비교한 그림이다. 그림에서 단면의 축력-모멘트 상관도는 콘크리트와 철근의 응력-변형도 관계를 이용한 해석을 통해 구해진 값으로, 실험결과 중 일부는 해석의 결과와 다르게 단면의 축력-모멘트 상관도 내부, 외부에 존재하는데 이는 기둥이 파괴에 이르렀을 때 발생한 균열로 인한, 기둥 중앙의 변위 측정시 오차가 발생한 것으로 보인다.

세장비가 50인 경우에 대하여, 콘크리트가 180.26kgf/cm²이고 철근비가 0.5%, 1%인 경우 그림10-1(a)~(b)와 그림10-2(a)~(b)에서 알 수 있듯이 콘크리트가 저강도인 경우에는 축력-모멘트 거동의 최고점이 평형점 보다 상당히 상부에 존재하는 반면, 고강도인 경우에는 최고점이 평형점 부근에 존재한다.

철근비가 4%, 5.7%, 10.3%의 고강도 기둥의 축력-모멘트 거동의 최고점 경우도 같은 철근비의 저강도 철근콘크리트 기둥의 최고점에 비해 상당히 하부에 존재하는 것으로 보아 축력이 최고가 되는 점에서의 모멘트 값이 크게 증가되지 않음을 알 수 있다. [그림10-1(c)~(e), 그림10-2(c)~(e)]

콘크리트 강도가 커질수록, 축력-모멘트 거동의 최고점이 단면의 축력-모멘트 상관도로 부터 떨어져 발생하는데, 이는 콘크리트 강도가 커질수록 좌굴파괴의 가능성이 증가됨을 알 수 있다.

철근비 증가(1%→10.3%)에 의한 모멘트 증가는 콘크리트 강도가 180.26kgf/cm², 819.36kgf/cm²이고 세장비가 50인 경우에는 아래 표와 같다.

[표7]에서 알 수 있듯이 저강도에서의 철근비 상승에 의한 상승 비율이 고강도에서의 철근비 상승에 의한 상승비율보다 더 크게 나타났다.

따라서 철근비 증가에 의한 모멘트 증가는 콘크리트의 강도가 적을수록 증가되는 되는 것으로 나타났다.[그림10-1(a)~(e), 그림10-2(a)~(e)]

표 7. 철근비 상승에 대한 휨모멘트비 상승비율

| 세장비 (λ) | 압축강도 (kgf/cm ²) | 철근비(ρ)% | | | |
|------------|--------------------------------|---------|-------|-------|----------|
| | | 0.5→1 | 1→4 | 4→5.7 | 5.7→10.3 |
| 50 | 180.26 | 5.9% | 11.1% | 13.0% | 32.7% |
| | 819.36 | 7.1% | 64.4% | 21.6% | 44.4% |

결론

철근비와 세장비를 변수로 두고 철근콘크리트 기둥의 거동을 예측하기 위하여 실험의 결과는 다음과 같다.

1) 콘크리트 강도가 증가할수록 극한강도 이후의 축력값은 급격하게 감소하므로 고강도 철근콘크리트 기둥에서 완만한 축력 감소효과를 위하여 적정 철근비를 증가시킴이 타당하다고 사료된다.

2) 고강도 철근콘크리트 기둥의 극한강도는 단주의 경우 크게 증가하였으나, 장주의 경우 크게 증가되지 않았는데, 따라서 콘크리트의 강도증가가 기둥의 극한강도의 증가에 미치는 영향은 기둥의 세장비가 증가할수록 감소함을 보여준다.

그러므로 고강도 콘크리트를 단주에 사용하면 기둥의 단면감소 효과를 크게 가져오나 장주에서 사용하면 단주에서와 같은 단면감소 효과를 볼 수 없음을 알 수 있다.

3) 장주에서, 콘크리트 강도를 증가시켜도 축력이 최대가 되는 모멘트 값은 크게 증가하지 않았으며, 콘크리트 강도가 커질수록 단면의 축력-모멘트 상관도에서 떨어져 발생되었다. 그러므로 기둥에서 좌굴파괴 가능성은 콘크리트의 강도가 커질수록 증대된다.

참고 문헌

- Hognested, E., "A Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members," Bulletin No. 339, Univ. of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, Nov., 1951, 128pp.
- Brons, B and Viest, I. M. "Ultimate Strength Analysis of Long Highed Reinforced Concrete Columns," Proceedings, ASCE, Vol. 84 No. ST1, Jan, 1958, pp 1510-1 to 1510-30.
- Engesser, F., "Ueber die Knickfestigkeit gerader Stäbe," Zeitschrift d. Arch.-u.Ing.-Ver. Zu Hannover, Vol. 35, Hannover, 1889, 455pp.
- Committee 318, "ACI 318-89," ACI, 1989, 83pp.
- Committee 105, "Reinforced Concrete Column Investigation," ACI Journal, Proceeding, Vol. 27, 1931, pp 675-676.

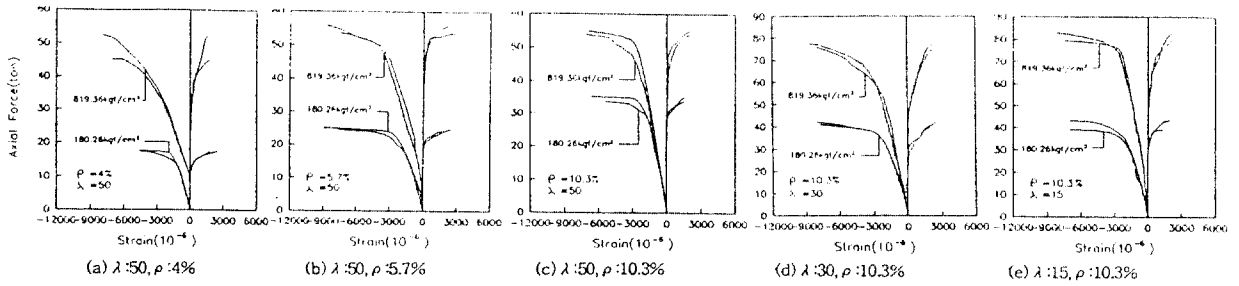


그림6(a)-(e) 철근의 변형도

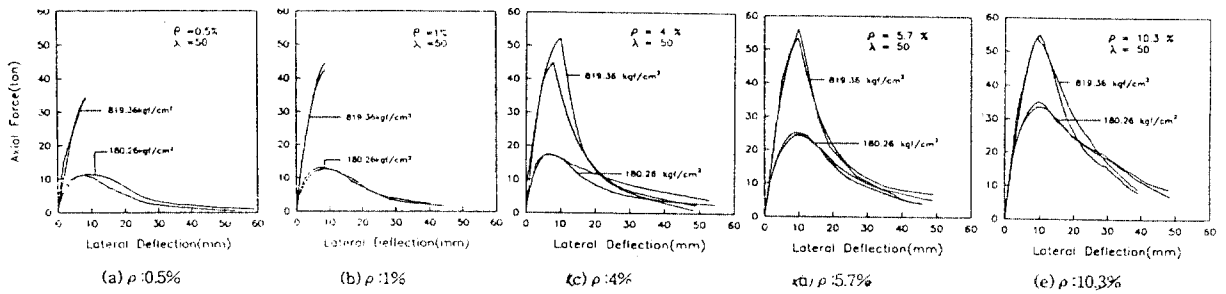


그림7-1(a)-(e) 축력-횡변위 관계 ($\lambda: 50$)

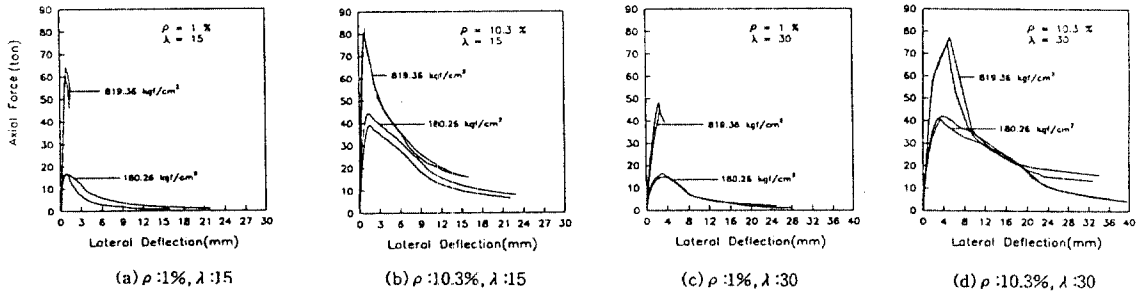


그림7-3(a)-(d) 축력-횡변위 관계

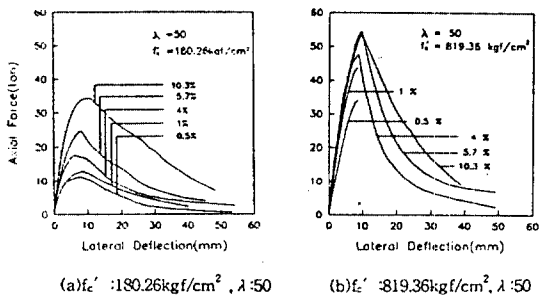


그림7-2(a)-(b) 축력-횡변위 관계

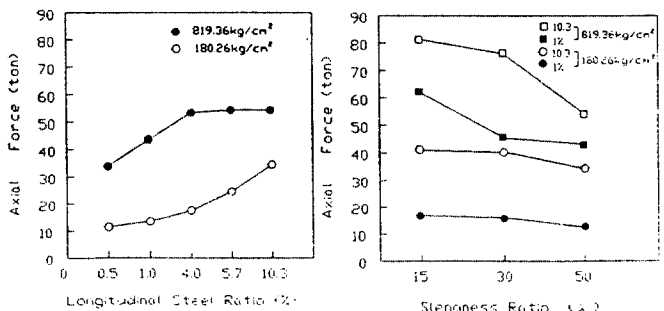


그림8 철근비에 따른 최대축력

그림9 세장비에 따른 최대축력

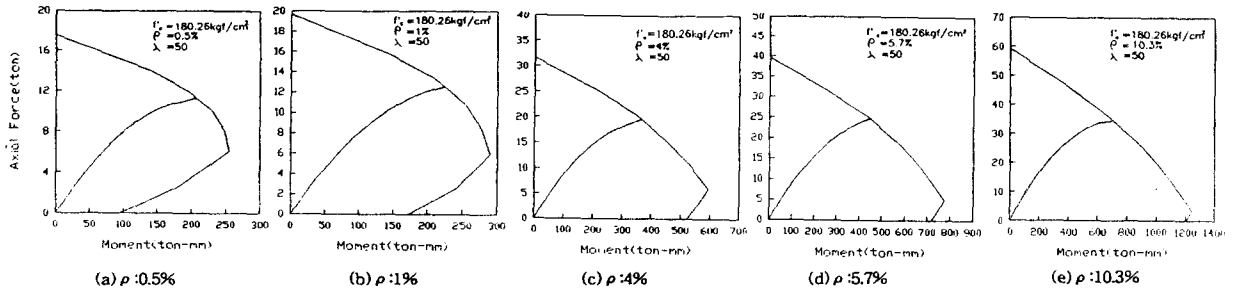


그림10-1(a)-(e) 축력-모멘트 관계 ($f'_c : 180.26 \text{ kgf/cm}^2$, $\lambda : 50$)

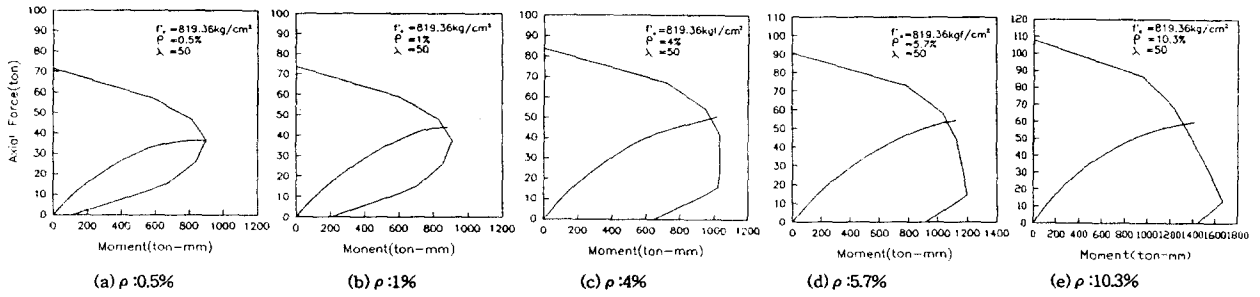


그림10-2(a)-(e) 축력-모멘트 관계 ($f'_c : 819.36 \text{ kgf/cm}^2$, $\lambda : 50$)

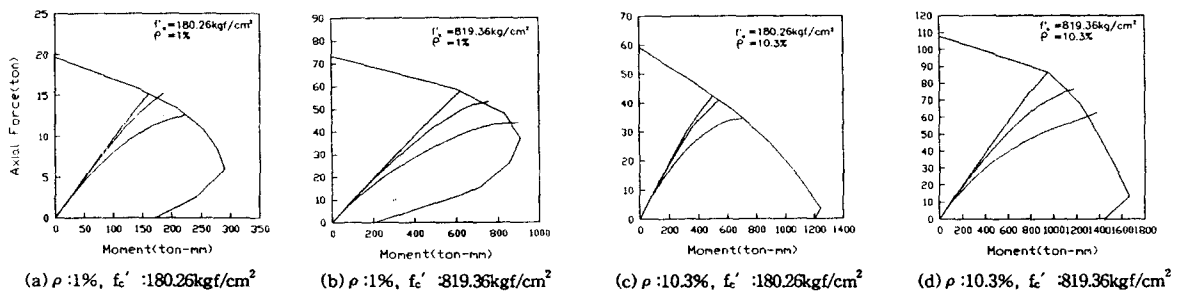


그림10-3(a)-(d) 축력-모멘트 관계