

고강도 철근 콘크리트 기둥의 실험 및 강도해석

Experiment and Strength Analysis of High-Strength RC Columns



손혁수*

Son, Hyeok-Soo



김준범**

Kim, Jun-Beom



이재훈***

Lee, Jae-Hoon

ABSTRACT

This paper is a part of a research plan aimed at the verification of basic design rules of high-strength concrete columns. A total of 32 column specimens were tested to investigate structural behavior and strength of eccentrically loaded reinforced concrete tied columns. Main variables included in this test program were concrete compressive strength, steel amount, eccentricity, and slenderness ratio. The concrete compressive strength varied from 356 kg/cm^2 to 951 kg/cm^2 and the longitudinal steel ratios were between 1.13 % and 5.51 %. Test results of column sectional strength are compared with the results of analyses by ACI rectangular stress block, trapezoidal stress block, and modified rectangular stress block. Axial force-moment-curvature analysis is also performed for predicting axial load-moment strength and compared with the test results. The ACI rectangular stress block provides over-estimated column strengths for the lightly reinforced high strength column specimens. The calculated strengths by moment-curvature analyses are highly affected by k_s values of the concrete stress-strain curve. Observed failure mode, concrete ultimate strain, and stress block parameters are discussed.

keywords : high-strength concrete column, stress block, axial force-moment-curvature analysis, failure mode, ultimate strain, stress block parameters

* 정회원, 영남대학교 토목공학과 박사과정

** 정회원, 영남대학교 토목공학과 석사과정

*** 정회원, 영남대학교 토목공학과 조교수

• 본 논문에 대한 토의를 1999년 6월 30일까지 학회로 보내
주시면 1999년 8월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

1. 서론

기둥은 압축응력을 받는 단면의 면적비율이 보에 비하여 크므로, 콘크리트의 고강도화에 따른 역학적 장점을 가장 효과적으로 이용할 수 있는 구조요소이다. 따라서, 초기의 고강도 콘크리트기둥에 대한 연구는 순수축하중 하의 거동이 주요 대상이었으며, 실용화 측면에서도 휨모멘트의 작용보다 축하중의 작용이 더 큰 고층건물의 기둥에 먼저 적용되었다.

그러나, 고강도 콘크리트기둥이 실무적으로 범용성을 확보하려면 구조적 거동에 대한 다양한 주제의 연구결과가 축적되어야 한다. 특히, 콘크리트의 압축강도가 커지게 되면 응력-변형률곡선의 형태와 취성의 증대 및 인성의 감소 등 물리적 재료성질의 차이로 인하여 구조물의 거동과 파괴형태가 보통강도 콘크리트를 사용한 경우와 달라질 수 있으므로, 실험을 통하여 고강도 콘크리트기둥의 거동을 관찰하고 이해하는 작업이 매우 중요하다. 또한, 철근콘크리트 기둥에 대한 기존의 설계시방서^(1,2)는 420 kg/cm² 이하의 압축강도를 갖는 보통강도 콘크리트 기둥에 대한 실험결과를 기초로 하여 작성되었으므로, 고강도 콘크리트기둥을 안전하고 합리적으로 설계하기 위해서는 고강도 콘크리트기둥에 대한 실험적 연구결과를 기초로 하여 기존의 해석 및 설계방법을 수정, 보완, 또는 검증할 필요성이 있다고 하겠다. 이에 따라 근래에 들어서는 순수축하중에 대한 강도 및 횡구속효과^(3,4), 편심하중에 의하여 휨모멘트와 축력이 작용하는 기둥⁽⁵⁾, 반복 축하중 및 반복 횡하중의 영향^(6,7,8) 등 실험적 연구의 주제가 다양해지는 추세이기는 하지만, 아직 충분한 자료를 확보하지는 못하고 있는 상태이다.

다양한 하중 작용을 받는 철근콘크리트 기둥을 설계할 때에는 기둥단면의 축력-모멘트 강도곡선(P-M 상관도)을 이용하여 강도를 검토한다. 강도해석에 대하여, Hognestad 등⁽⁹⁾은 압축강도 70~527 kg/cm² 범위의 콘크리트에 대한 실험결과로 등가직사각형 압축응력분포를 제안하였으며 ACI 318 code⁽²⁾는 이를 추천하고 있다. 등가압축응력분포는 응력블럭변수(stress block parameter) k_1 , k_2 , k_3 으로 표현되는데, 고강도 콘크리트의 응력블럭변수를 도출하기 위하여 Nedderman⁽¹⁰⁾은 773~984 kg/cm², Karr 등⁽¹¹⁾은 457~1044 kg/cm²

범위의 실험을 수행하였다. Garcia와 Nilson⁽¹²⁾은 직사각형 및 사다리꼴 압축응력분포와 함수로 표현되는 비선형응력분포를 이용하여 고강도 콘크리트기둥의 강도해석결과를 비교하였다. Ibrahim과 Mac Gregor⁽¹³⁾는 보통강도 및 고강도 콘크리트에 적용할 수 있는 수정된 등가직사각형 압축응력분포를 제안하였으며, Collins등⁽¹⁴⁾은 축력-모멘트-곡률 관계의 비선형해석을 통한 강도해석을 제안하였다.

본 연구에서는 356~951 kg/cm²의 콘크리트 압축강도를 갖는 32개의 기둥시편에 대한 실험을 수행하여 보통강도 및 고강도 기둥의 파괴거동을 관찰하고, ACI 318 Code의 등가직사각형 응력블럭, 사다리꼴 응력블럭, Ibrahim 등⁽¹³⁾과 MacGregor의 수정된 직사각형 응력블럭을 이용한 기둥강도해석결과와 비교검토하고자 한다. 또한, 축력-모멘트-곡률 해석을 통한 축력-모멘트 강도해석의 적용성을 검토하며, 각 응력분포에 대한 응력블럭변수를 비교검토하고자 한다.

2. 기둥의 단면강도해석

2.1 축력-모멘트 강도해석

축력-모멘트 강도해석은 콘크리트와 철근의 응력-변형률곡선에 따라 평형조건과 적합조건을 적용하여 수행한다. Collins 등⁽¹⁴⁾은 콘크리트의 응력-변형률곡선을 사용하여 축력-모멘트-곡률 해석을 수행한 후 각각의 축력에 대한 최대모멘트를 ϕ 곱함으로써 콘크리트기둥의 축력-모멘트 상관도 ϕ 구성하는 강도해석방법을 제안하였다. 이 방법은 이론적 논리성이 가장 우수하다고 할 수 있으나, 콘크리트의 극한 압축변형률을 규정하고 있지 않으므로 각각의 축력에 대한 최대모멘트를 얻을 때까지 반복계산을 수행하여야 한다. 이에 비하여 콘크리트 압축력의 크기와 작용위치가 실제 응력분포와 유사한 압축응력블럭을 이용하는 해석방법은, 상대적으로 계산과정이 간단하여 가장 범용적으로 사용되고 있다. 고강도 콘크리트에 대하여는 압축응력분포의 선택이 해석결과와 정확도를 좌우하게 되는데, 특히 기둥의 축력-모멘트 강도해석에 압축응력블럭의 영향이 큰 것으로 보고되었다. 즉, CEB-FIP⁽¹⁵⁾와 ACI 363 위원회⁽¹⁶⁾는 저보강보의 경우 휨강도가 주로 인장철근량

에 좌우되므로 압축응력분포가 강도해석결과에 큰 영향을 미치지 않으나, 과보강보나 기둥에서는 압축응력분포가 휨강도에 대한 주요변수라고 언급하여 기둥강도해석시 콘크리트 압축응력분포의 중요성을 지적하였다.

2.2 콘크리트 등가압축응력분포

설계시방서^(1,2)는 콘크리트의 압축응력분포로 직사각형, 사다리꼴, 포물선 등을 언급하고 있으며, Whitney가 제안한 등가직사각형 응력블럭을 추천하고 있다. Fig. 1 (a)의 등가직사각형 응력블럭에서 단면의 폭이 b 일 때, 압축력의 크기는 식 (1)로 계산되며 응력블럭의 깊이 a 는 콘크리트 압축강도에 따라 β_1 을 결정하여 중립축 c 와의 곱으로 정한다. 설계시방서^(1,2)는 α_1 의 값으로 0.85를 사용하며, β_1 으로 콘크리트강도에 따라 0.65에서 0.85까지의 값을 사용한다.

$$C = \alpha_1 f_c' \beta_1 c b = \alpha_1 f_c' a b \quad (1)$$

한편, Ibrahim과 MacGregor⁽¹³⁾는 보통강도 및 고강도 콘크리트에 적용할 수 있는 수정된 등가직사각형 응력블럭을 제안하였으며, 위 식 (1)의 α_1 으로는 콘크리트강도를 변수로 한 식 (2)를, β_1 으로는 식 (3)을 제안하였다.

$$\alpha_1 = 0.85 - \frac{f_c'}{8158} \geq 0.725 \quad (2)$$

$$\beta_1 = 0.95 - \frac{f_c'}{4079} \geq 0.70 \quad (3)$$

콘크리트 압축응력-변형률 곡선의 상승부분은 고강도일수록 선형에 가까우므로, 직사각형보다는 사다리꼴 형태가 실제 응력분포에 더 가까울 것이다. Pastor 등⁽¹⁷⁾은 Jenson⁽¹⁸⁾이 제안한 소성비 (plastic ratio) β 의 개념을 도입하여 Fig. 1 (b)와 같은 사다리꼴 응력블럭을 제안하였다. 이때 β 는 설계시방서의 등가직사각형 응력분포에 사용되는 β_1 을 이용한 식 (4)로, 압축력의 크기는 식 (5)로 표현되며, α 로는 0.85가 사용된다.

$$\beta = 2\beta_1 - 1 \quad (4)$$

$$C = \frac{1+\beta}{2} \alpha f_c' b c \quad (5)$$

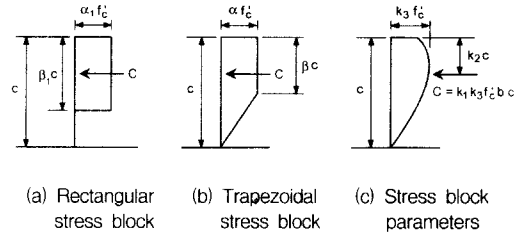


Fig. 1 Equivalent stress distribution & stress block parameter

2.3 축력-모멘트-곡률 해석에 의한 강도

Collins 등⁽¹⁴⁾은 축력-모멘트-곡률 해석을 수행한 후 각각의 축력에 대한 최대모멘트를 연결함으로써 축력-모멘트 상관도를 구성하는 강도해석방법을 제안하였으며, 이때 사용되는 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 다음과 같이 제안하였다.

$$f_c = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c'} \frac{n}{n-1 + (\epsilon_c/\epsilon_c')^{nk}} k_3 f_c' \quad (6)$$

$$\epsilon_c' = \frac{f_c'}{E_c} \frac{n}{n-1} \quad (7)$$

$$n = 0.8 + \frac{f_c'}{173} \quad (8)$$

$$k = 0.67 + \frac{f_c'}{632} \quad (9)$$

$$E_c = 10600\sqrt{f_c'} + 70400 \quad (10)$$

$$k_3 = 0.6 + \frac{102}{f_c'} \leq 0.85 \quad (11)$$

이때, ϵ_c/ϵ_c' 이 1 미만인 경우에는 $k = 1$, ϵ_c/ϵ_c' 이 1 이상인 경우에는 식 (9)로 k 값을 결정한다. 식 (10)은 Carrasquillo 등⁽¹⁹⁾이 고강도 콘크리트의 탄성계수로 제안한 식이다.

2.4 콘크리트 극한변형률

Kaar 등⁽¹¹⁾은 횡구속철근이 없는 무근콘크리트 휨부재의 극한변형률을 측정하여, 콘크리트 강도가 증가할수록 휨극한변형률이 감소하는 경향을 보고하

였으나, ACI 363 위원회⁽¹⁶⁾는 휨강도해석에 0.003을 사용하여도 무리가 없다고 보고하였다. 한편, 보통강도 콘크리트의 경우 최대응력에서의 변형률은 0.0015~0.002의 범위를 보이므로, 축력과 휨모멘트가 작용하는 기둥의 극한변형률은 최대응력에서의 변형률과 휨극한변형률사이의 값을 가질 것이라고 유추하여, Wang 등⁽²⁰⁾은 순수축력이 작용하는 경우에는 0.002, 순수휨의 경우 0.0035를 극한변형률로 사용하고, 축력과 휨모멘트가 작용하는 경우에는 축력의 비율에 따라 선형으로 변화하는 극한변형률을 제안한 바 있으나 충분한 실험결과가 축적되거나 검증되지 못한 상태이다.

3. 실험시편의 제작 및 재하실험

3.1 시편의 제작 및 실험변수

실험의 주요변수로는 Table 1에 나타난 바와 같이 콘크리트의 압축강도, 철근량, 기둥의 길이 및 세장비, 재하시의 편심 등이며, 정사각형과 직사각형 단면을 가진 총 32개의 실험시편을 제작하였다. 콘크리트는 400, 700, 900 kg/cm²의 세가지 압축강도를 목표로 배합하였으며, 재하실험시 측정할 ϕ 100x200의 실린더 압축강도는 Table 1에 나타난 바와 같다. Table 1에 보이는 시편번호의 두 문자 중 앞의 문자는 콘크리트 강도를 나타내는데 L은 목표 압축강도 400 kg/cm² (L-series), H는 700 kg/cm² (H-, HA-series), V는 900 kg/cm² (V-, VA-series)를 의미한다. 뒤의 문자에서 S는 단주(길이 66 cm, 세장비 19), M은 중간길이의 장주(길이 138 cm, 세장비 40), L은 장주(길이 210 cm, 세장비 61)를 의미한다. 문자 뒤의 숫자는 재하시의 편심을 나타내는데, 1은 단주가 압축지배구역에서 파괴될 편심, 2는 평형편심에 가까운 편심, 3은 인장지배구역에서 파괴될 편심을 의미하고, 숫자 뒤에 추가된 문자 A는 철근비가 약 5.51 %로 상대적으로 큰 시편(HA-, VA-series)을 의미한다.

사각형단면의 크기와 철근량은 설계시의 소요강도에 대하여 고강도 콘크리트를 사용한 단면설계로 얻을 수 있는 단면적의 감소효과를 고려할 수 있도록, 콘크리트의 목표압축강도 400 kg/cm²과 700 kg/cm²를 기준으로 콘크리트와 철근의 압축력강도

비율($f_c'bh/A_s f_y$)이 같도록 결정하였으며, 같은 기둥 길이에 대한 세장비를 같게 하기 위하여 단면의 깊이 h는 일정하게 하고 단면의 폭 b를 조절하였다. 이와 같이 단면의 크기를 결정함으로써 보통강도 기둥단면(L-series)과 고강도 기둥단면(H-series)의 순수축력강도가 해석상 같은 값을 갖고, 순수휨강도도 서로 유사한 값을 갖도록 하였다.

Table 1 Test specimens

| Series | Specimen | f_c' (kg/cm ²) | b×h (mm) | A_{st} (cm ²) | Steel Ratio (ρ_w) | e_i (mm) | | | | | |
|--------|----------|---------------------------------|-----------------|--------------------------------|-----------------------------|---------------|-----|-----------------|-------|--------|----|
| L | LS-1 | 426 | 210 × 120 | 2.85 | 0.0113 | 20 | | | | | |
| | LS-2 | | | | | 45 | | | | | |
| | LS-3 | | | | | 65 | | | | | |
| | LM-1 | | | | | 20 | | | | | |
| | LM-2 | | | | | 45 | | | | | |
| | LM-3 | | | | | 65 | | | | | |
| | LL-1 | 356 | 20 | | | | | | | | |
| | LL-2 | | 45 | | | | | | | | |
| | LL-3 | | 65 | | | | | | | | |
| H | HS-1 | 718 | 120 × 120 | 4-D10 | 0.0198 | 25 | | | | | |
| | HS-2 | | | | | 45 | | | | | |
| | HS-3 | | | | | 65 | | | | | |
| | HM-1 | | | | | 20 | | | | | |
| | HM-2 | | | | | 45 | | | | | |
| | HM-3 | | | | | 65 | | | | | |
| | HL-1 | | | | | 20 | | | | | |
| | HL-2 | | | | | 45 | | | | | |
| | HL-3 | | | | | 65 | | | | | |
| | HA | | | | | HS-1A | 951 | 120 × 120 | 4-D16 | 0.0551 | 25 |
| | | | | | | HS-3A | | | | | 65 |
| | | | | | | HM-1A | | | | | 20 |
| HM-3A | | 65 | | | | | | | | | |
| HL-1A | | 20 | | | | | | | | | |
| HL-3A | | 65 | | | | | | | | | |
| V | VS-1 | 951 | 120 × 120 | 2.85 4-D10 | 0.0198 | 25 | | | | | |
| | VS-2 | | | | | 45 | | | | | |
| | VM-1 | | | | | 20 | | | | | |
| | VM-2 | | | | | 45 | | | | | |
| VA | VS-1A | 951 | 120 × 120 | 7.94 4-D16 | 0.0551 | 25 | | | | | |
| | VS-2A | | | | | 45 | | | | | |
| | VM-1A | | | | | 20 | | | | | |
| | VM-2A | | | | | 45 | | | | | |

이에 따라 기본적으로 4-D10의 철근을 사용하였고(L-, H-series), 철근량의 영향을 확인하기 위하여 4-D16의 철근을 사용한 고강도기둥(HA-series)을 추가하였다. 콘크리트의 목표압축강도가 900 kg/cm^2 인 V-series 와 VA-series 는 각각 H-series 및 HA-series 와 같은 재원을 갖도록 하였다.

L-series 와 H-series 기둥은 재하실험시 압축지배구역(compression control region)과 인장지배구역(tension control region)에서의 파괴, 그리고 평형파괴를 고려하여 3가지 편심으로 재하할 수 있도록 기둥길이에 따라 각각 3개의 시편을 제작하였고, HA-series, V-series, VA-series 기둥은 2개의 편심을 택하여 기둥길이에 따라 각각 2개의 시편을 제작하였다.

시편은 목재거푸집 및 철근 조립, 철근에 5mm 스트레인게이지의 부착, 재료배합, 비빔, 타설, 습윤양생 순으로 제작하였으며 보통강도 콘크리트는 드럼식 믹서를, 고강도 콘크리트는 강제식 믹서를 사용하였다. 골재는 낙동강에서 채취한 천연 하상골재로, 조립을 2.95, 비중 2.56의 잔골재와 최대치수 13mm, 비중 2.68의 굵은 골재를 사용하였고, 시멘트는 보통포틀랜드시멘트를 사용하였으며, 700 kg/cm^2 이상의 고강도 콘크리트에는 액상실리카흄 10 % 와 고성능감수제 Mighty-150을 사용하였다. 띠철근으로는 D6을 사용하여 L-series 기둥은 6cm 간격으로, H-series, HA-series, V-series, VA-series 기둥은 4cm 간격으로 제작하였다.

3.2 재하 및 측정

시편의 재하실험을 수행하기 전에 주철근 및 띠철근에 대한 철근인장시험을 수행하여 항복응력을 측정하였다. 변형률의 측정을 위하여 주철근에는 시편 제작시에 strain gauge를 부착하였고, 재하실험 직전에 시편의 압축연단, 인장연단, 그리고 측면의 콘크리트표면에 strain gauge를 부착하였으며 횡방향 처짐을 측정하기 위하여 변위계(LVDT)를 설치하였다. 시편의 재하실험은 Fig. 2와 같이 양단 힌지인 재하 장치를 사용하였으며, 하중재하는 100 ton 과 200 ton 용량의 유압식 구조용 만능시험기(UTM)를 사용하였다.

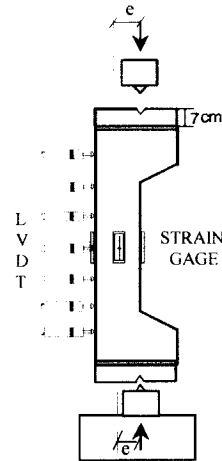


Fig. 2 Test set-up

4. 기둥시편의 파괴거동

4.1 단주의 파괴거동

콘크리트 압축강도에 따른 파괴거동의 차이점으로, 고강도 기둥에서 압축부 덮개의 박리현상(cover spalling)이 현저하게 발생됨을 관찰할 수 있었다. 즉, 콘크리트의 압축강도가 426 kg/cm^2 인 단주 LS-1과 LS-3은 콘크리트 crushing에 의한 전형적인 압축지배구역에서의 파괴와 인장지배구역에서의 파괴거동을 보였으나, 718 kg/cm^2 인 H-series와 951 kg/cm^2 인 V-series 기둥은 하중이 증가함에 따라 압축부 덮개와 인근 주철근의 경계면 위치에서 기둥측면에 기둥길이방향으로 균열이 진전되어 압축부 덮개가 박리되면서 파괴되었다. 이것은 Collins 등⁽¹⁴⁾이 지적한 바와 같이 고강도 콘크리트의 경우 보통 강도에 비해 투수에 대한 저항성이 크므로, 덮개부분의 건조수축이 기둥심부에 비하여 상대적으로 더 많이 발생함에 따라 덮개부분의 횡방향으로의 수축을 기둥심부가 구속하게 되어 덮개에 횡방향으로 인장응력이 작용하게 된다. 따라서, 하중을 재하하기 이전에 덮개부분에는 횡방향으로 잔류인장응력이 존재하게 되며, 하중재하시 덮개부분과 기둥심부 사이의 주철근 위치에서 기둥길이 방향으로 균열이 발생하게 되어 압축부 덮개부분이 박리된다⁽¹⁴⁾. 이와 같은 덮개부분의 박리현상은 재하편심과 관계없이

모든 고강도 기둥에서 발생하였다. 즉, 보통강도 기둥에서는 파괴시에 압축연단의 콘크리트 crushing이 관찰된 반면, 고강도 기둥에서는 압축축 덮개부분의 박리현상에 의하여 파괴되는 양상을 보였다. 또, 덮개부분의 박리현상은 고강도 기둥의 파괴거동에도 영향을 주어 콘크리트의 압축강도가 높을수록 보통강도 콘크리트기둥에 비하여 갑작스러운 파괴양상을 관찰할 수 있었다. 특히, 콘크리트 압축강도가 951 kg/cm^2 인 V-series 시편은 파괴하중에 가까울수록 압축부 덮개와 주철근 사이의 미세 수직균열이 발생하다가 갑자기 압축연단축 덮개부분이 박리되며, 압축부 측면의 덮개부분도 파괴됨을 관찰할 수 있었다. 압축부 측면 덮개부분의 파괴현상은 압축연단축 덮개부분의 박리로 인하여, 박리되고 남은 단면의 압축부에 압축응력이 급격히 증가하여 발생되는데, 단면의 심부는 횡구속효과(confinement effect)로 인하여 강도가 높으나 측면 덮개부분은 횡방향 인장응력에 의하여 압축강도가 감소하였기 때문으로 판단된다.

4.2 철근량에 따른 고강도 단주의 파괴거동

철근비가 큰 고강도 기둥에서 파괴시 압축부 덮개부분의 박리현상이 더욱 심하게 발생됨을 관찰하였다. 압축지배구역에서의 파괴를 보이는 718 kg/cm^2 의 HS-1A(철근비 5.51%)는 HS-1(철근비 1.98%)에 비하여 덮개의 박리가 더 현저하게 발생되었다. 또, 인장지배구역에서의 파괴를 보이는 경우에도 HS-3A는 HS-3에 비하여 덮개의 박리면적이 더 넓으며 다수의 띠철근이 드러나 보일 정도로 분명하게 나타났다. 이러한 현상은 압축강도가 951 kg/cm^2 인 V와 VA-series에서 더욱 분명하게 관찰할 수 있었다. 철근비가 1.98%인 VS-1 기둥시편은 기둥의 중앙부에만 덮개박리현상이 발생하였으나, 철근비가 5.51%인 VS-1A는 덮개박리현상이 기둥의 중앙부뿐만 아니라 기둥의 전길이에 걸쳐 발생되었다.

4.3 장주의 파괴거동

세장비가 40인 장주(LM, HM, VM)는 P- Δ 영향으로 파괴시의 편심이 증가함에 따라, 세장비가

19이며 재하편심이 동일한 단주(LS, HS, VS)보다 전반적으로 연성의 파괴거동을 보였다. 특히, 재하편심이 65 mm로 가장 큰 LM-3과 HM-3은 재하편심이 작은 기둥시편에 비하여 연성의 파괴거동을 보였으며, 콘크리트의 압축강도가 426 kg/cm^2 와 718 kg/cm^2 로 차이가 있음에도 불구하고 파괴시의 치짐형상은 유사하였다. 세장비가 61인 장주 중 콘크리트의 압축강도가 356 kg/cm^2 인 LL 시편들은 재하편심이 가장 작았던 LL-1도 P- Δ 영향에 의하여 평형파괴의 양상을 보임으로서 세장비가 40인 LM-series에 비하여 더 연성적인 파괴거동을 보였다. 그러나, 세장비가 61이며 콘크리트의 압축강도가 718 kg/cm^2 인 HL 시편들은 P- Δ 영향에 의하여 파괴시의 편심이 크게 증가하였음에도 불구하고 기둥길이에 따른 불안정한 파괴양상(stability failure)을 보였으며, 특히 재하편심이 가장 작았던 HL-1 시편은 횡방향치짐 진행방향으로 튕겨져 나가며 파괴되었다.

장주에서의 압축연단 파괴양상도 4.1에서 언급한 콘크리트강도에 따른 단주의 파괴양상과 대체적으로 유사하게 발생하여, 보통강도 장주는 주로 압축연단의 콘크리트 crushing에 의하여 파괴되는 양상을 보였다. 고강도 장주도 역시 단주와 마찬가지로 파괴시 압축축 덮개부분과 측면 덮개의 박리현상을 보였으며, 압축연단의 콘크리트 crushing에 의하여 파괴된 보통강도 기둥에 비하여 덮개가 박리된 파괴구역의 면적이 더 큰 것으로 관찰되었다. 또한, 콘크리트의 강도가 더 큰 V-series와 VA-series의 덮개부분 박리현상이 H-series와 HA-series보다 더 현저하게 발생하였고, 철근비가 큰 HA와 VA-series의 덮개부분 박리현상이 H와 V-series보다 더 넓은 구간에 현저하게 발생하였다.

4.4 극한변형률

압축연단의 극한변형률은, 압축강도가 718 kg/cm^2 인 시편에서 0.00265~0.00355, 951 kg/cm^2 인 시편에서 0.00316~0.00473의 범위로 측정되었다. Fig. 3은 단면길이 h로 무차원화된 파괴시 편심 e_{fail} 에 대한 극한변형률을 나타내는데, 압축강도가 718 kg/cm^2 인 경우에는 파괴편심이 감소할수록 극한변형률이 감소하는 경향을 보이지만, 951

kg/cm²인 경우에는 뚜렷한 경향을 보이지는 않는다. 압축강도가 718 kg/cm²인 일부 시편에서 0.003보다 작은 극한변형률이 측정되었으나, 기둥 강도해석에는 0.003을 사용하여도 큰 무리는 없을 것으로 판단된다.

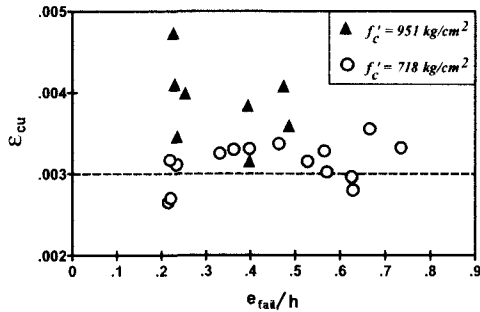


Fig. 3 Ultimate concrete strain vs. eccentricity at failure

5. 축력-모멘트 강도

각 시편에 대한 파괴시의 축력과 변위의 측정치, P-Δ 영향을 고려한 기둥모멘트는 Table 2에 나타난 바와 같다. ACI 직사각형, 수정된 직사각형, 사다리꼴의 응력블럭을 이용한 기둥강도해석과 축력-모멘트-곡률해석을 통한 기둥강도해석을 수행하였으며, 순수축력강도 P₀와 순수휨강도 M₀로 무차원화하여 Fig. 4에 측정값과 함께 표시하였다.

5.1 등가응력블럭에 의한 강도해석

Fig. 4에 나타난 바와 같이 인장지배구역에서는 콘크리트의 강도와 관계없이 축하중이 작을수록 등가응력블럭을 이용한 해석결과들 간의 차이가 별로 없으나, 압축지배구역에서는 해석결과들 간의 차이가 크다. 모든 시편에 대하여 ACI의 직사각형 응력블럭을 이용한 해석값은 다른 두 응력블럭을 이용한 해석값보다 크며, 콘크리트의 압축강도가 클수록 압축지배구역에서 그 차이가 커진다.

수정된 직사각형 블럭과 사다리꼴 블럭은 순수축력강도 부근을 제외한 압축지배구역에서 큰 차이를 보이지는 않으나, 압축강도가 951 kg/cm²인 경우 (Fig. 4 (e), (f)) 수정된 직사각형 블럭이 사다리꼴 블럭에 비하여 낮은 강도를 예측한다. 또한, 수

정된 직사각형 블럭은 고강도콘크리트에 대하여 0.85보다 작은 α₁ (또는 k₃) 값을 사용하게 되므로, 순수축력강도가 시방서에 의한 P₀보다 작게 계산됨을 보인다.

Table 2 Test result

| Series | Specimen | f' _c (kg/cm ²) | Δ _{fail} at P _{max} (mm) | e _{fail} = e _i + Δ (mm) | P _{test} (ton) | M _{test} (t-m) |
|--------|----------|---------------------------------------|--|---|-------------------------|-------------------------|
| L | LS-1 | 426 | 1.2 | 21.2 | 75.10 | 1.59 |
| | LS-2 | | 2.3 | 47.3 | 37.85 | 1.79 |
| | LS-3 | | 4.2 | 69.2 | 17.60 | 1.22 |
| | LM-1 | | 7.0 | 27.0 | 66.55 | 1.80 |
| | LM-2 | 12.5 | 57.5 | 36.75 | 2.11 | |
| | LM-3 | 11.0 | 76.0 | 14.93 | 1.13 | |
| | LI-1 | 356 | 17.5 | 37.5 | 42.10 | 1.58 |
| | LL-2 | | 21.7 | 66.7 | 17.55 | 1.17 |
| LL-3 | 16.0 | | 81.0 | 11.00 | 0.89 | |
| II | HS-1 | 718 | 0.9 | 25.9 | 53.90 | 1.39 |
| | HS-2 | | 2.8 | 47.8 | 33.95 | 1.62 |
| | HS-3 | | 3.5 | 68.5 | 19.10 | 1.31 |
| | HM-1 | | 8.1 | 28.1 | 51.80 | 1.45 |
| | HM-2 | | 10.8 | 55.8 | 31.35 | 1.75 |
| | IIM 3 | | 10.1 | 75.1 | 15.90 | 1.20 |
| | HL-1 | | 19.7 | 39.7 | 53.30 | 2.12 |
| | HL-2 | | 18.4 | 63.4 | 20.95 | 1.33 |
| | HL-3 | | 14.9 | 79.9 | 12.00 | 0.96 |
| HA | HS-1A | 951 | 1.3 | 26.3 | 68.20 | 1.79 |
| | HS-3A | | 2.9 | 67.9 | 34.70 | 2.35 |
| | HM-1A | | 6.5 | 26.5 | 64.30 | 1.70 |
| | HM-3A | | 10.4 | 75.4 | 27.85 | 2.10 |
| | HL-1A | | 18.5 | 43.5 | 49.80 | 2.16 |
| | HL-3A | | 23.2 | 88.2 | 22.00 | 1.94 |
| V | VS-1 | 951 | 2.6 | 27.6 | 66.80 | 1.84 |
| | VS-2 | | 2.7 | 47.7 | 42.40 | 2.02 |
| | VM-1 | | 8.2 | 28.2 | 65.20 | 1.84 |
| | VM-2 | | 13.5 | 58.5 | 33.00 | 1.93 |
| VA | VS-1A | 951 | 2.3 | 27.3 | 84.72 | 2.31 |
| | VS-2A | | 2.4 | 47.4 | 54.10 | 2.56 |
| | VM-1A | | 10.5 | 30.5 | 81.20 | 2.47 |
| | VM-2A | | 12.0 | 57.0 | 48.46 | 2.76 |

인장지배구역에서는 모든 응력블럭을 이용한 해석이 실험값을 비교적 정확하게 예측하고 있으나 압축지배구역에서는 실험값에 대한 오차가 크다. 압축강도가 356 과 426 kg/cm² 인 시편 (Fig. 4 (a), (b))에 대하여 모든 응력블럭을 이

용한 해석이 기둥단면의 강도를 과소평가하여 실험값에 비하여 안전측의 강도를 예측하고 있으나, 고강도 콘크리트기둥에 대하여는 응력블럭에 따라 비안전측의 강도를 예측한다. 수정된 직사각형 블럭과 사다리꼴 블럭은 압축강도가 718 과 951

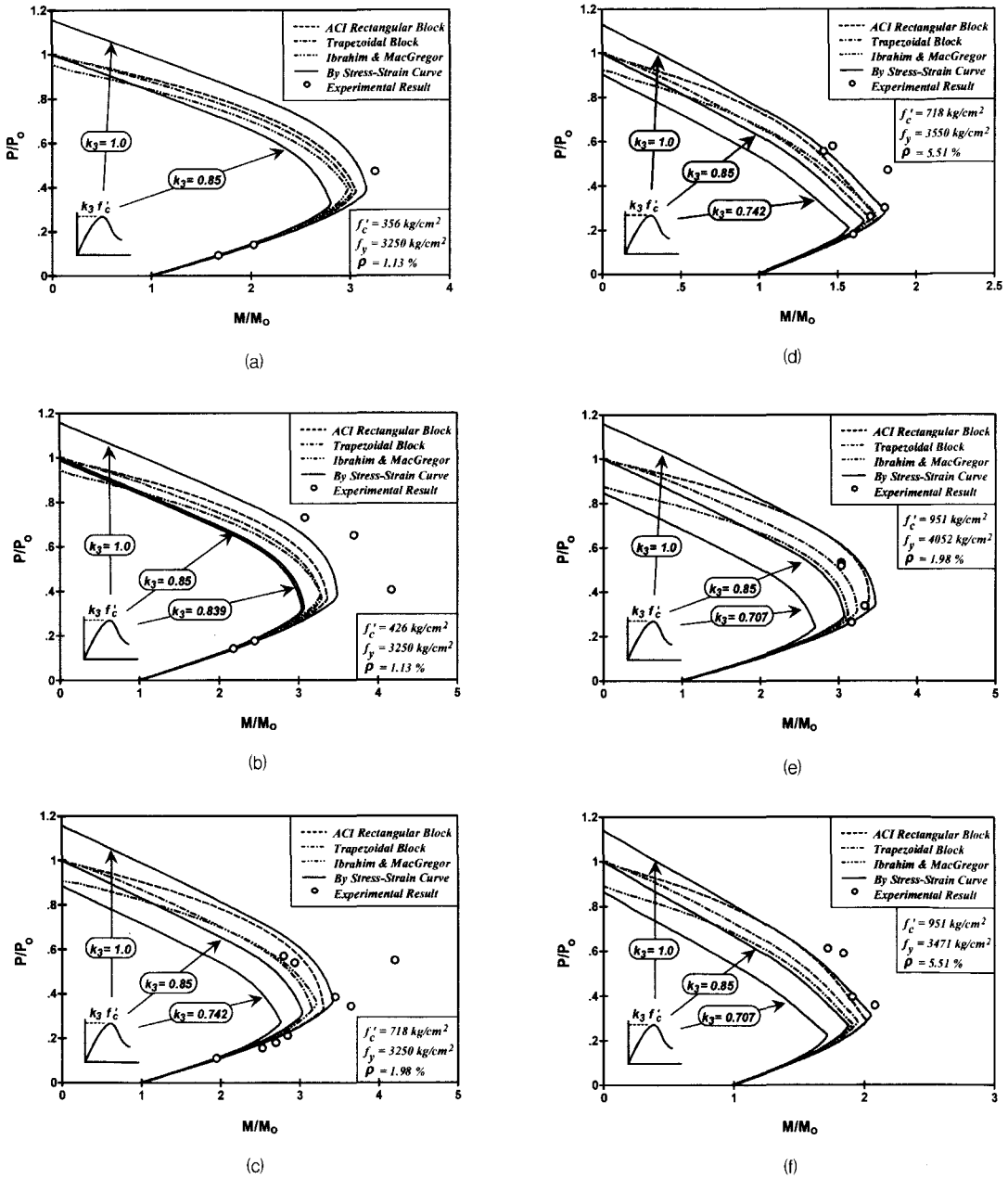


Fig. 4 Normalized axial force-moment strength

Table 3 Experimental and analytical load capacity

| Series | Specimen | f'_c (kg/cm ²) | $\frac{P_{test}}{P_{ACI}}$ | $\frac{P_{test}}{P_{trap}}$ | $\frac{P_{test}}{P_{M-R}}$ |
|--------|----------|---------------------------------|----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| L | LS-1 | 426 | 1.10 | 1.14 | 1.15 |
| | LS-2 | | 1.08 | 1.11 | 1.12 |
| | LS-3 | | 1.00 | 1.02 | 1.02 |
| | LM-1 | | 1.18 | 1.21 | 1.24 |
| | LM-2 | | 1.45 | 1.48 | 1.49 |
| | LM-3 | | 0.98 | 1.01 | 1.01 |
| | LL-1 | 356 | 1.09 | 1.11 | 1.11 |
| | LL-2 | | 0.98 | 1.00 | 1.02 |
| | LL-3 | | 0.93 | 0.93 | 0.94 |
| H | HS-1 | 718 | 0.97 | 1.04 | 1.04 |
| | HS-2 | | 1.07 | 1.12 | 1.12 |
| | HS-3 | | 1.09 | 1.12 | 1.13 |
| | HM-1 | | 0.97 | 1.04 | 1.04 |
| | HM-2 | | 1.17 | 1.25 | 1.24 |
| | HM-3 | | 1.05 | 1.08 | 1.09 |
| | HIL-1 | | 1.32 | 1.40 | 1.39 |
| | HL-2 | | 1.02 | 1.06 | 1.10 |
| | HL-3 | | 0.91 | 0.94 | 0.94 |
| HA | HS-1A | 951 | 1.12 | 1.18 | 1.15 |
| | HS-3A | | 1.09 | 1.12 | 1.10 |
| | HM-1A | | 1.02 | 1.09 | 1.05 |
| | HM-3A | | 0.99 | 1.00 | 1.00 |
| | HL-1A | | 1.14 | 1.19 | 1.16 |
| | HL-3A | | 0.97 | 1.00 | 1.00 |
| V | VS-1 | 951 | 0.94 | 1.02 | 1.09 |
| | VS-2 | | 0.99 | 1.05 | 1.07 |
| | VM-1 | | 0.96 | 1.00 | 1.05 |
| | VM-2 | | 1.01 | 1.05 | 1.06 |
| VA | VS-1A | 951 | 1.07 | 1.14 | 1.17 |
| | VS-2A | | 1.01 | 1.05 | 1.10 |
| | VM-1A | | 1.09 | 1.16 | 1.18 |
| | VM-2A | | 1.07 | 1.10 | 1.11 |

kg/cm² 인 시편(Fig. 4 (c), (d), (e), (f))에 대하여 종방향철근비와 관계없이 모든 실험값에 대하여 안전측의 강도를 예측하고 있다. 그러나, ACI의 직사각형 블럭은 철근비가 5.51 % 인 시편에 대하여는 안전측의 강도를 예측하지만, 철근비가 1.98 % 인 시편에 대하여는 압축지배구역의 몇몇 실험값에 대하여 비안전측의 강도를 예측한다. 즉, Fig. 4 (c)와 (e)에 보이는 바와 같이, 압축강도 718 kg/cm², 철근비 1.98 %로서 평형편심부근 또는 압축지배구역에서 파괴된 5개의 실험값 중 2개에 대하여 비안전측의 강도를 예측하며, 압축강도 951 kg/cm², 철근비 1.98 %로서 평형편심부근 또는 압축지배구역에서 파괴된 3개의 실험값에 대하여 모두 비안전측의 강도를 예측한다.

각 실험값에 대한 세가지 등가응력블럭을 이용한 해석의 정확도는 Table 3과 Fig. 5에 나타나 있는데, 전반적으로 수정된 직사각형 블럭과 사다리꼴 블럭을 이용한 해석이 ACI의 직사각형 블럭을 이용한 해석보다 안전측인 단면 강도를 예측한다.

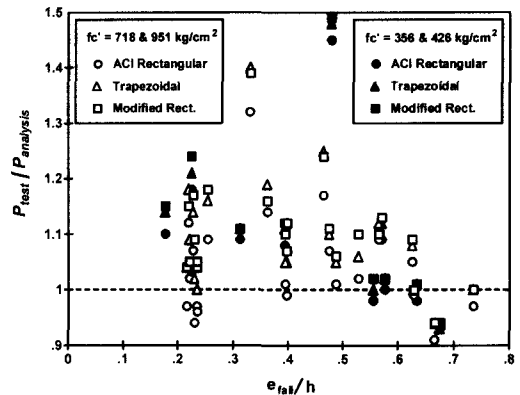


Fig. 5 Accuracy of analytical methods by stress blocks with respect to failure eccentricity

5.2 축력-모멘트-곡률 해석에 의한 강도

축력-모멘트-곡률 해석을 통한 기동강도해석을 수행할 때, 콘크리트 응력-변형률곡선의 최대응력을 결정하는 k₃ 값으로 1.0, 0.85, 식 (11)을 적용하였다. k₃ 값으로 1.0을 적용한 경우 보통강도기동(Fig. 4 (a), (b))에는 실험값에 대하여 안전측의 강도를 예측하고 있으나, 철근비가 1.98 % 인 고강

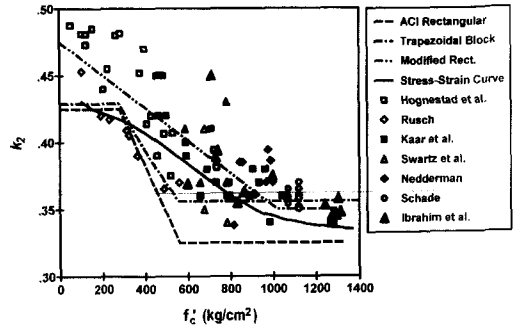
도 기둥(Fig. 4 (c), (e))에는 비안전축의 강도를 예측하고 있으며, 철근비가 5.51 % 인 고강도 기둥(Fig. 4 (d), (f))에는 실험값에 비교적 근사한 강도를 예측하고 있다. k_3 값으로 0.85를 적용한 경우에는 모든 기둥에 대하여 안전축의 강도를 예측하고 있으며, 콘크리트의 압축강도를 변수로 하는 식(11)의 k_3 값을 적용한 경우에는 고강도 콘크리트 기둥의 강도를 과소평가하는 경향을 보인다. 따라서, 축력-모멘트-곡률 해석을 통하여 강도해석을 수행할 때에는 k_3 값에 따라 정확도가 크게 좌우된다.

6. 응력블럭변수의 비교 분석

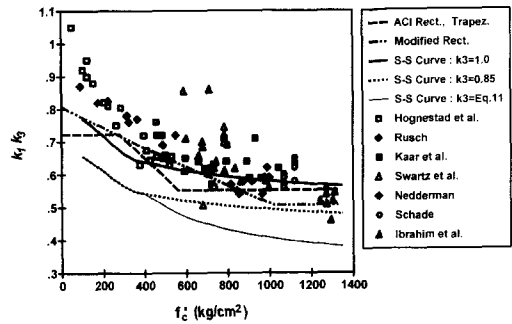
전술한 바와 같이 기둥의 강도해석결과는 사용되는 응력분포에 따라 큰 차이를 보이므로, 각 응력블럭에 대하여 콘크리트의 압축강도에 따른 Fig. 1 (c)의 응력블럭변수를 계산하였으며, Hognestad 등⁽⁹⁾, Rüsç⁽²¹⁾, Karr 등⁽¹¹⁾, Swartz 등⁽²²⁾, Nedderman⁽¹⁰⁾, Schade⁽²³⁾, Ibrahim 등⁽²⁴⁾에 의하여 수행된 중립축의 위치가 단면 한쪽연단으로 고정되도록 편심재하된 부재의 실험치와 비교하였다.

압축력의 작용위치를 나타내는 k_2 는 값이 감소할수록 모멘트팔길이(moment arm)가 증가하여 내력 모멘트를 크게 평가하게 된다. Fig. 6 (a)는 k_2 값에 대하여 실험치와 비교한 것으로, ACI 직사각형 응력블럭의 k_2 값은 실험치 보다 작으므로 실제 내력모멘트를 과대평가할 수 있다. 사다리꼴 응력블럭의 k_2 값은 ACI 직사각형 응력블럭의 k_2 값보다 크다. 수정된 직사각형 응력블럭의 k_2 값은 가장 커서 각 실험치의 중간 값을 나타내고 있으며, Collins 등의 응력-변형률곡선의 k_2 값은 수정된 직사각형 응력블럭의 k_2 값보다 작다.

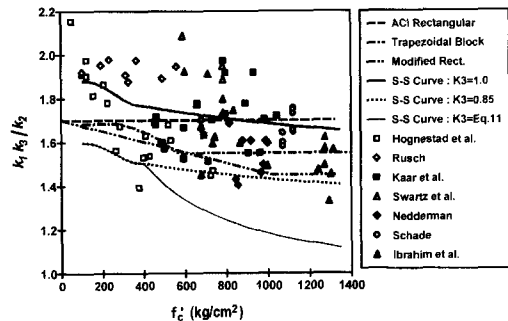
Fig. 6 (b)의 $k_1 k_3$ 는 단면에 작용하는 총압축력의 크기를 나타내는데, ACI 직사각형 응력블럭과 사다리꼴 응력블럭은 같은 $k_1 k_3$ 값으로서 전반적으로 실험치보다 작은 값을 나타낸다. 수정된 직사각형 응력블럭은 850 kg/cm² 이하의 강도에서 ACI의 직사각형 응력블럭보다 총압축력을 크게 평가하며, 850 kg/cm² 이상에서는 작게 평가하고 있다. Collins 등의 응력-변형률곡선은 k_3 값에 따라 $k_1 k_3$ 값이 다르나, 0.85의 k_3 값을 사용한 경우 실험치보다 작은 값을 나타낸다.



(a)



(b)



(c)

Fig. 6 Stress block parameters compared to tests of eccentrically loaded columns

단면의 공칭모멘트는 $k_1 k_3 / k_2$ 의 값으로 결정되는데, Fig. 6 (c)에 나타난 바와 같이 ACI의 직사각형 응력블럭은 콘크리트의 압축강도에 관계없이 1.7의 상수값을 가지고 있으나, 실험치에 비교하면 고강도일수록 강도를 과대평가하게 된다. 사다리꼴 응력블럭과 수정된 직사각형 응력블럭은 콘크리트의 압축강도에 따라 다른 $k_1 k_3 / k_2$ 값을 보이는데 세 개의 응력블럭 중에서는 수정된 직사각형 응력블럭

이 가장 작은 값을 보인다. Collins 등의 응력-변형률곡선은 역시 k_3 값에 따라 $k_1 k_3 / k_2$ 값이 다른데, 0.85의 k_3 값을 사용한 경우 실험치와 비교하여 비교적 안전측의 값을 보이는데, 콘크리트의 압축강도를 변수로 하는 식 (11)의 k_3 값을 적용한 경우에는 고강도일수록 과소평가하게 된다.

7. 결론

편심하중을 받는 콘크리트 압축강도 356, 426, 718, 951 kg/cm²의 철근콘크리트 기둥실험을 수행하여 파괴양상을 관찰하였으며, 파괴강도와 콘크리트 압축연단의 극한변형률을 측정하였다. 응력블럭을 이용한 기둥의 축력-모멘트 강도해석과 축력-모멘트-곡률해석을 통한 기둥강도해석을 수행하여 실험결과와 비교분석하였으며, 실험결과 및 강도해석결과는 다음과 같다.

1. 콘크리트강도에 따른 기둥의 파괴양상의 차이점으로, 고강도 기둥에서 압축부 덮개의 박리현상(spalling)을 관찰할 수 있었으며, 콘크리트 강도가 클수록, 재하편심이 작을수록, 주철근량이 클수록, 세장비가 작을수록 덮개부분의 박리현상이 발생하기 쉬운 것으로 판단된다. 장주에서는 P-Δ 영향으로 인하여 덮개 박리현상이 발생하는 면적이 단주의 경우보다 작다.
2. 축력과 휨을 받는 콘크리트 기둥의 극한변형률은 압축강도가 718 kg/cm²인 시편에서 0.00265~0.00355, 951 kg/cm²인 시편에서 0.00316~0.00473의 범위로 측정되었으며, 압축부 덮개의 박리현상에도 불구하고 기둥강도해석에 0.003을 극한변형률로 사용하여도 큰 무리가 없을 것으로 판단된다.
3. 기둥단면의 축력-모멘트 강도의 인장지배구역에서는 콘크리트의 강도와 관계없이 축하중이 작을수록 응력블럭을 이용한 해석결과들 간의 차이가 별로 없고 실험값을 비교적 정확하게 예측하지만, 압축지배구역에서는 인장지배구역에 비하여 응력블럭을 이용한 해석결과들 간의 차이가 크며 실험값에 대한 오차도 크다.
4. 현시방서에서 적용하고 있는 직사각형 응력블럭은 철근비가 약 2 % 이하의 고강도 콘크리트 기둥에 대하여 비안전측의 축력-모멘트강도를 제공

할 수 있으므로, 고강도 콘크리트 기둥의 설계시 유의하여야 한다.

5. 사다리꼴 응력블럭과 MacGregor의 수정된 직사각형 응력블럭은 보통강도 콘크리트 기둥에 대하여 현시방서의 직사각형 응력분포를 사용한 해석결과와 큰 차이를 보이지 않으나, 고강도 콘크리트 기둥에 대하여 압축지배영역에서 단면강도를 안전측으로 평가하였다. 압축지배구역에서 실험값의 분산이 크므로 어떤 응력분포를 이용해야 정확한 기둥단면강도를 예측할 수 있는가를 판단하기는 어려우나, 축력이 상대적으로 크게 작용하는 고강도 콘크리트 압축부재를 설계하는 경우 사다리꼴 응력블럭이나 수정된 직사각형 응력블럭을 사용하는 것이 안전측일 것으로 판단된다.
6. 축력-모멘트-곡률해석을 통한 기둥강도해석시에는 콘크리트 응력-변형률곡선의 최대응력을 결정하는 k_3 값에 따라 정확성 및 안전성이 좌우된다. k_3 값으로 0.85를 사용하면 비교적 안전측의 강도를 예측할 수 있으며, 콘크리트의 압축강도를 변수로 하는 k_3 값을 적용한 경우에는 고강도 콘크리트 기둥의 강도가 과소평가된다.

감사의 글

본 연구에서 수행된 실험의 일부는 현대건설주식회사 기술연구소의 연구비 지원에 의하여 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 건설교통부, "콘크리트표준시방서", 1996.
2. ACI 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete & Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, 1995.
3. Yong, Y. K., Nour, M. G., and Nawy, E. G., "Behavior of Laterally Confined High-Strength Concrete under Axial Loads," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 2, February, 1988, pp. 332-351.
4. Cusson, D., and Paultre, P., "High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No.3 March, 1994, pp. 783-805.
5. Limsuwan, E., "Strengths of High-Strength Concrete Columns," *Proceedings of the International Conference on Utilization of High Strength Concrete*, Lillhammer, Norway, June, 1993, pp. 277-284.

6. Nishiyama, M., Fukushima, I., Watanabe, F., and Muguruma, H., "Axial Loading Tests on High-Strength Concrete Prisms Confined by Ordinary and High-Strength Steel," *Proceedings of the International Conference on Utilization of High Strength Concrete*, Lillhammer, Norway, June, 1993, pp 322-329.
7. Sheikh, S. A., "Deformability of High-Strength Concrete Columns," *Proceedings of the International Conference on Utilization of High Strength Concrete*, Lillhammer, Norway, June, 1993, pp. 346-353.
8. Bayrak, O. and Sheikh, S. A., "High-Strength Concrete Columns under Simulated Earthquake Loading," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov.-Dec. 1997, pp. 708-722.
9. Hognestad, E., Hanson, N. W., and McHenry, D., "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 52, Dec. 1955, pp 455 - 479.
10. Nedderman, H., "Flexural Stress Distribution in Very High Strength Concrete," M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Texas, Alington, 1973.
11. Kaar, P. H., Hanson, N. W., and Capell, H. T., "Stress-Strain Characteristics of High-Strength Concrete," *Research and Development Bulletin* RD051.01D, PCA, 1977.
12. Garcia, D. T. and Nilson, A. H., "A Comparative Study of Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Column," *Research Report* No. 84-3, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, 1984.
13. Ibrahim, H. H. and MacGregor, J. G., "Modification of the ACI Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 4, Jan.-Feb. 1997, pp. 40-49.
14. Collins, M. P., Mitchell, D., & MacGregor, J. G., "Structural Design Considerations for High-Strength Concrete," *Concrete International*, ACI, Vol. 15, No. 5, May 1993, pp. 27-34.
15. CEB-FIP, "High-Strength Concrete," *State of the Art Report, Bulletin* No. 197, London, 1990.
16. ACI 363, "State-of-The Art Report on High-Strength Concrete," ACI, Detroit, 1984.
17. Pastor, J. A., Nilson, A. H., and Slate, F. P., "Behavior of High Strength Concrete Beams," *Research Report* NO. 84-3, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, 1984.
18. Jenson, V. P., "The Plasticity Ratio of Concrete and Its Effect on the Ultimate Strength of Beams," *ACI Journal, Proceedings* Vol. 39, No. 6, June 1943, pp. 565-582.
19. Carrasquillo, R. L., Nilson, A. H., & Slate, F. O., "Properties of High Strength Concrete Subject to Short-Term Loads," *ACI Journal, Proceedings* V. 78, No. 3, May-June, 1981, pp. 171-178.
20. Wang, Q., Zhao, G., and Lin, L., "Effect of Axial Load Ratio and Stirrups Volume Ratio on Ductility of High-Strength Concrete Columns," *Proceedings of the ACI International Conference on High-Performance Concrete*, ACI SP-149, Singapore, 1994, pp. 433-448.
21. Rüsck, H., "Tests on the Strength of the Flexural Compression Zone," *Bulletin* N9. 120, Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton, Berlin, 1955, 94 pp.
22. Swartz, S. E., Nikaeen, A., Narayan Babu, H. D., Periyakaruppan, N., and Refai, T. M. E., "Structural Bending Properties of High Strength Concrete," *ACI SP 87-9*, ACI, Detroit, 1985, pp. 147-178.
23. Schade, J. E., "Flexural Concrete Stress in High Strength Concrete Columns," M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, Alberta, 1992, 156 pp.
24. Ibrahim, H. H. and MacGregor, J. G., "Test of Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 5, Sept.-Oct. 1996, pp. 585-594.

요 약

본 논문은 고강도 콘크리트기둥에 대한 설계방법을 검증하는 연구의 일부로서, 보통강도 및 고강도 콘크리트기둥시편에 대하여 편심하중의 재하실험을 수행하여 파괴거동을 관찰하고 기둥강도를 측정하였다. 기둥시편은 모두 32개로 콘크리트 압축강도, 종방향 철근비, 세장비, 재하편심을 실험의 주요변수로 선정하였다. 콘크리트 압축강도는 356~951 kg/cm²이며, 종방향철근비는 1.13~5.51 %, 세장비는 19, 40, 61의 3 종류로 하였다. ACI의 직사각형 응력블럭, Ibrahim과 MacGregor의 수정된 직사각형 응력블럭, 사다리꼴 응력블럭을 이용한 기둥강도해석과 축력-모멘트-곡률해석을 통한 기둥강도해석을 수행하였으며, 실험결과와 비교 분석하였다. 현시방식에서 적용하고 있는 직사각형 응력블럭은 철근비가 낮은 고강도 콘크리트기둥에 대하여 비안전측의 축력-모멘트강도를 제공한다. 축력-모멘트-곡률해석을 통한 기둥강도해석시에는 콘크리트 응력-변형률곡선의 최대응력을 결정하는 k_3 값에 따라 정확성 및 안전성이 좌우된다. 또한, 본 논문에서는 재하실험을 통한 기둥의 파괴거동, 압축연단 극한변형률, 응력블럭변수 등을 비교분석하였다.

(접수일자 : 1998. 8. 17)