



철근콘크리트 기둥의 축방향 변형률 평가

이정윤^{1)*} · 김민옥¹⁾ · 김형범¹⁾

¹⁾성균관대학교 건축공학과

Evaluation of Axial Strains of Reinforced Concrete Columns

Jung-Yoon Lee,^{1)*} Min-Ok Kim,¹⁾ and Hyung-Beom Kim¹⁾

¹⁾Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon 440-746, Korea

ABSTRACT The longitudinal axial strain in the plastic hinge region of reinforced concrete (RC) columns influences on the structural behavior of RC structures subjected to reversed cyclic loading. This strain decreases the effective compressive strength of concrete and increases the lateral displacements between stories by causing the elongation of member length. This paper investigated the effects of the axial force on the elongation of a RC member by using a sectional analysis of RC members. The analytical and experimental results indicated that the axial force decreased the axial strain in the plastic hinge region of RC columns. In this study, a model was proposed to predict the axial strain of RC columns. The proposed model considering the effects of axial force ratio consisted of three path types ; Path 1-loading region, Path 2-unloading region, and Path 3-reversing cyclic loading region. The axial strains predicted by the proposed model were compared with the test results of RC columns with various axial force ratios, and agreed reasonably with the observed longitudinal strains.

Keywords : axial strain, reversed cyclic loading, reinforced concrete columns, axial force, plastic hinge

1. 서 론

지진력을 받는 철근콘크리트 구조물의 내진설계는 일반적으로 강한 기둥-약한 보 개념으로 보가 항복하여 소성힌지를 형성하고 기둥은 지속적으로 내력을 발휘하도록 설계한다. 따라서 보 설계에 있어서는 소성힌지를 형성할 수 있는 강도와 소요변형능력이 동시에 고려되어야 하고, 기둥 설계는 보유내력이 고려되어야 한다. 그러나 건물의 최하층에 있는 기둥은 소성붕괴메커니즘에 의하여 보와 같이 소성힌지가 발생한다. 부재에 소성힌지가 형성되면 철근의 누적변형률에 의하여 부재의 축방향변형률(longitudinal strain)이 증가하게 되며 이로 인하여 부재의 전체 거동이 변화할 수 있다. 축방향 변형은 소성힌지 구역의 콘크리트 유효압축강도를 저하시키며 이로 인하여 부재의 연성능력이 감소할 수 있다. 또한 기둥에 발생한 축방향변형률은 건물의 층간변위에 영향을 준다. 따라서 소성힌지가 발생한 부재의 축방향변형률의 평가는 부재의 소요강도와 변형능력을 예측함에 있어서 중요

한 항목이다.

축방향변형률에 대한 연구의 대부분은 소성힌지가 발생한 보의 변형률 예측에 중점을 두고 있다. Lee and Watanabe¹⁾는 하중이력에 근거하여 소성힌지가 발생한 보의 축방향변형률을 예측할 수 있는 모델을 제안하였다. 나현중²⁾은 주 철근비를 변수로 하는 보 실험을 통해 주 철근비의 영향을 반영한 평가식을 제안하였다. 엄태성과 박홍근³⁾은 비선형 트러스 모델을 이용한 해석을 통하여 주기거동하는 철근콘크리트 보의 길이방향 인장변형의 메커니즘을 분석하였다. 이와 같이 지금까지 연구의 대부분은 보의 소성힌지 구역의 축방향변형률에 대한 평가가 주를 이루고 있다. 그러나 구조물 전체의 소성붕괴 과정을 살펴보면 보의 양단부에 소성힌지가 발생함과 동시에 저층부 기둥에서도 소성힌지가 동시에 발생한다. 따라서 지진력을 받는 구조물의 소성 붕괴 메커니즘을 고려해볼 때 저층부 기둥 부재도 극한강도만이 아니라 연성능력과 소성힌지를 형성할 수 있는 강도가 요구되며, 이러한 성능 평가를 위해 기둥의 축방향변형률 예측이 필요하다.⁴⁾

보에 대한 실험 및 해석 결과에 근거하여 제안된 기존 연구자들의 예측 식(또는 모델)을 통하여 소성힌지가 발생한 기둥의 축방향변형률을 예측하기에는 한계가 있다. 이는 구조부재 특성상 보는 휨 지배를 받고 기둥에는 휨

*Corresponding author E-mail : jungyoon@skku.edu

Received July 6, 2012, Revised October 24, 2012,

Accepted November 19, 2012

©2013 by Korea Concrete Institute

과 축력이 동시에 작용하며 축력은 부재 축방향변형률을 억제시키는데 영향을 미치기 때문이다.⁴⁾

이 연구에서는 반복하중을 받아 소성힌지가 발생한 철근콘크리트 기둥의 축방향변형률을 예측함을 목적으로 하였다. 이를 위하여 다양한 변수를 갖는 단면에 대한 휨해석을 실시하여 축력이 축방향변형률에 미치는 영향을 평가하였고, 소성힌지가 발생한 기둥의 축방향변형률을 예측할 수 있는 평가모델과 평가식을 제안하였다. 제안된 모델과 평가식은 실험 결과와 비교 분석되었다.

2. 단면 휨해석법에 의한 기둥 부재 축방향 변형률의 변화에 대한 고찰

2.1 단면 휨해석법

소성힌지가 발생한 철근콘크리트 기둥의 축방향변형률(ϵ_x)을 예측하기 위하여 단면 휨해석법^{1,5,6)}을 이용하여 축력이 ϵ_x 에 미치는 영향을 평가하였다. Fig. 1은 해석에 사용된 철근 콘크리트 부재의 단면 분할 모습을 나타낸다. 부재의 단면은 y 축과 z 축 방향으로 각각 m 과 n 만큼 분할되어 A_{ij} 요소로 구성되어 있다. Fig. 2는 외력에 의해 변형이 발생했을 때 단면의 변형률 분포를 나타낸다. 이 단면에 축력(N)과 모멘트(M_y, M_z)가 작용할 경우, x 축방향에 축방향변형률(ϵ_x)과 y, z 축방향에 각각 곡률(ϕ_y, ϕ_z)이 발생한다.

분할된 단면에 대하여 평면유지의 가정을 사용하여 각 요소의 분할 변형률 증분($\Delta\epsilon_{ij}$)을 식 (1)과 같이 계산할 수 있다. $\Delta\epsilon_x$ 는 단면 중심에서의 x 축방향변형률의 증분이며, $\Delta\phi_y$ 와 $\Delta\phi_z$ 는 각각 y 축과 z 축방향의 곡률의 증분이다. Y_{ij} 와 Z_{ij} 는 단면의 중심에서 (i, j) 요소 중심까지의 y 축과 z 축방향의 거리이다.

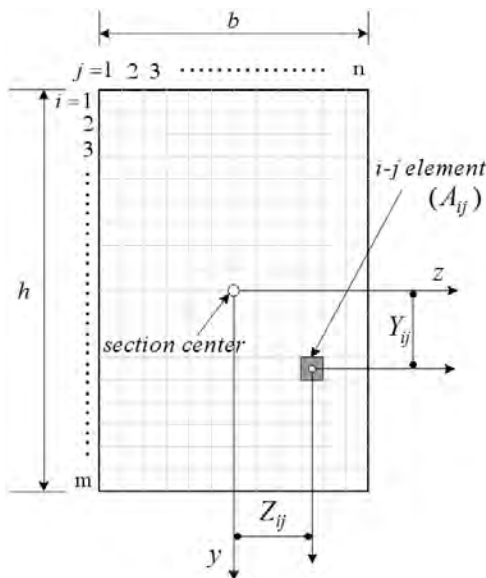


Fig. 1 Discrete elements for a reinforced concrete section

$$\Delta\epsilon_{ij}(Y_{ij}, Z_{ij}) = [1 \quad Z_{ij} \quad -Y_{ij}] \begin{bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ \Delta\phi_y \\ \Delta\phi_z \end{bmatrix} \quad (1)$$

$\Delta\epsilon_x$ 가 식 (1)을 통해 구해지면 (i, j) 요소 중심에서의 응력 또한 식 (2)에서 구할 수 있다. E_{ij} 는 (i, j) 요소의 탄성계수이다.

$$\Delta\sigma_{ij}(Y_{ij}, Z_{ij}) = E_{ij}\Delta\epsilon_{ij}(Y_{ij}, Z_{ij}) \quad (2)$$

단면의 축력 증분(ΔN)과 y 축과, z 축 방향 모멘트의 증분(ΔM_y 와 ΔM_z)은 식 (3)에 의해 구할 수 있다. A_{ij} 는 (i, j) 요소의 단면적이다.

$$\begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M_y \\ \Delta M_z \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \int_{A_{ij}} \begin{bmatrix} 1 \\ Z_{ij} \\ -Y_{ij} \end{bmatrix} \Delta\sigma_{ij} dA_{ij} \quad (3)$$

식 (1), (2), (3)을 정리하여 단면의 강성 매트릭스를 식 (4)와 같이 계산할 수 있다.

$$\begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M_y \\ \Delta M_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b \cdot h \cdot f_{ck} \\ b^2 \cdot h \cdot f_{ck} \\ b \cdot h^2 \cdot f_{ck} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & -K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & -K_{yz} \\ -K_{zx} & -K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\epsilon_x \\ b \cdot \Delta\phi_y \\ h \cdot \Delta\phi_z \end{bmatrix} \quad (4)$$

이 식에서,

$$K_{xx} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij} A_{ij}}{b \cdot h \cdot f_{ck}}$$

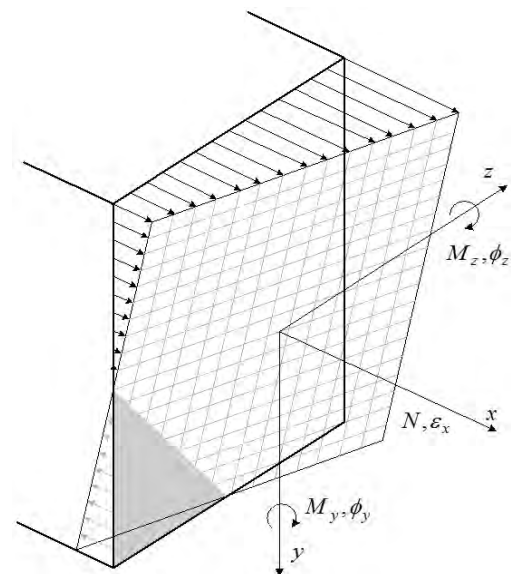


Fig. 2 Curvature and strain distributions of a section

$$K_{yy} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij}(I_y + A_{ij}Z_{ij}^2)}{b^3 \cdot h \cdot f_{ck}}$$

$$K_{zz} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij}(I_z + A_{ij}Y_{ij}^2)}{b \cdot h^3 \cdot f_{ck}}$$

$$K_{xy} = K_{yx} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij}A_{ij}Z_{ij}}{b^2 \cdot h \cdot f_{ck}}$$

$$K_{xz} = K_{zx} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij}A_{ij}Y_{ij}}{b \cdot h^2 \cdot f_{ck}}$$

$$K_{yz} = K_{zy} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{E_{ij}(I_{yz} + A_{ij}Y_{ij}Z_{ij})}{b^2 \cdot h^2 \cdot f_{ck}}$$

여기서, b 는 단면의 폭, h 는 단면의 높이, f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도, I_y 와 I_z 는 y , z 방향 각각의 단면2차모멘트, I_{yz} 는 (i, j) 요소의 단면2차모멘트 값이다.

해석에서는 y 축과 z 축방향 곡률의 증분($b \cdot \Delta\phi_y$, $h \cdot \Delta\phi_z$)과 축력의 증분 ($\Delta N/(b \cdot h \cdot f_{ck})$)이 주어진 후, (i, j) 요소의 모멘트 증분($\Delta M_y/(b^2 \cdot h \cdot f_{ck})$ 와 $\Delta M_z/(b \cdot h^2 \cdot f_{ck})$), 축방향변형률의 증분($\Delta\epsilon_x$)이 계산된다. 또한, 주어진 재료모델과 $\Delta\epsilon_x$ 값에 따라 각 요소의 탄성계수(E_{ij})가 구해진다. E_{ij} 가 계산되면, 식 (1)을 이용하여 $\Delta\epsilon_{ij}$ 를 구할 수 있다.

재료모델에는 반복하중을 받는 콘크리트의 응력-변형률 관계인 Muguruma 등의 제안식,⁷⁾ 철근의 응력-변형률 관계인 Ramberg-Osgood식⁸⁾을 기본으로 한 Yokoo 등의 제안식⁹⁾이 사용되었다. 반복하중을 받는 콘크리트의 응력-변형률 곡선은 Fig. 3과 같이 제하와 반복하중의 응력-변형률 좌표가 만나는 교차점을 이용하고 있다. 교차점에서 하중이 제하된 콘크리트의 응력은 90%까지 감소한다. 단면은 구속된 콘크리트와 비구속된 콘크리트로 구분되며, 콘크리트의 인장 응력은 무시하고 있다. 구속된 콘크리트의 응력과 변형률은 식 (5)에 의하여 계산한다.

(최대 응력 도달 이전)

$$f_c = \frac{(f_{ck} - f_{cm})(\epsilon_c - \epsilon_{cm})^2}{(\epsilon_m - \epsilon_{cm})^2} + f_{cm} \quad (5a)$$

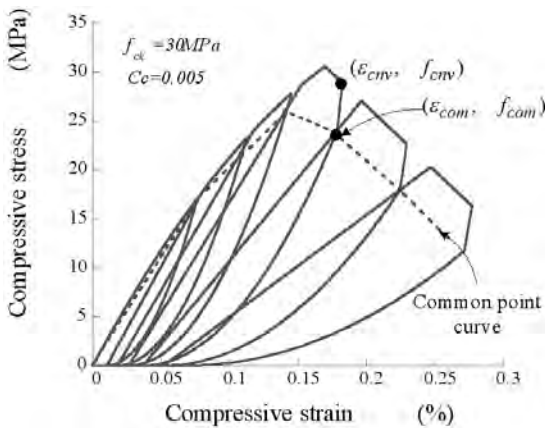


Fig. 3 Compressive stress vs. strain curve of concrete

(최대 응력 도달 이후)

$$f_c = \frac{(f_{cu} - f_{cm})(\epsilon_c - \epsilon_{cm})}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{cm}} + f_{cm} \quad (5b)$$

여기서, f_c 와 ϵ_c 는 콘크리트의 응력과 변형률, f_{cm} 과 ϵ_{cm} 은 구속된 콘크리트의 응력과 변형률, f_{cu} 와 ϵ_{cu} 는 구속된 콘크리트가 임의의 한계점에 도달했을 때의 응력과 변형률이다. 구속된 콘크리트의 최대 응력(f_{cm})과 f_{cm} 에 상응하는 변형률(ϵ_{cm})은 식 (6)에 의하여 계산한다.

$$f_{cm} = (1 + 49C_c)f_{ck} \quad (6a)$$

$$\epsilon_{cm} = (1 + 341C_c)\epsilon_o \quad (6b)$$

여기서, ϵ_o 는 f_{ck} 에 상응하는 변형률, C_c 는 콘크리트의 횡구속계수이며 식 (7)에 의하여 계산한다.

$$C_c = 0.313\rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{f_{ck}} \left(1 - 0.5 \frac{s}{W}\right) \quad (7)$$

여기서, ρ_s 는 횡구속철근의 체적비, f_y 는 횡구속철근의 항복강도, s 는 횡구속철근의 간격, W 는 구속된 심부 콘크리트의 최소 단면 길이이다.

이 연구에서는 하중이력의 영향이 고려된 철근콘크리트 기둥의 부재 축방향변형률(ϵ_x)을 예측하기 위해 Fig. 4와 같이 z 축방향에서 1방향 휨모멘트를 받는 복철근 직사각형 단면을 y 축방향으로 m 회 분할하여 해석하였다. 콘크리트 압축강도는 30 MPa, 주압축철근과 주인장철근비는 동일하며, 철근은 단면의 상하면에 각각 3개씩 배근되었다. 철근의 항복강도는 400 MPa이며, 하중은 인장철근의 휨항복시 곡률 값 $\pm\phi_{zy}$ 이후 $\pm 2\phi_{zy}$, $\pm 3\phi_{zy}$ 배로 증가하며 2회 반복하는 양방향 점중 반복 하중이 가해졌다.

1방향 휨모멘트를 받는 기둥의 단면 중심의 축방향변형률은 식 (8)과 같이 ϵ_t 와 ϕ_z 의 함수로 결정될 수 있다.

$$\epsilon_x = \epsilon_t - Y_{ten} \cdot \phi_z \quad (8)$$

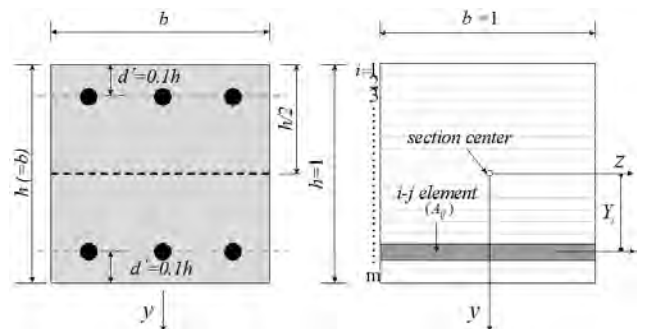


Fig. 4 An analysed column section

동일한 곡률을 갖는 단면의 축방향변형률은 Fig. 5에 표시된 것과 같이 중립축까지의 거리(x_n)에 따라서 달라질 수 있으므로 단면 중심에서의 부재 축방향변형률(ϵ_x)은 압축철근과 주인장철근의 변형률(ϵ_c 와 ϵ_t)의 평균값으로 하였다.

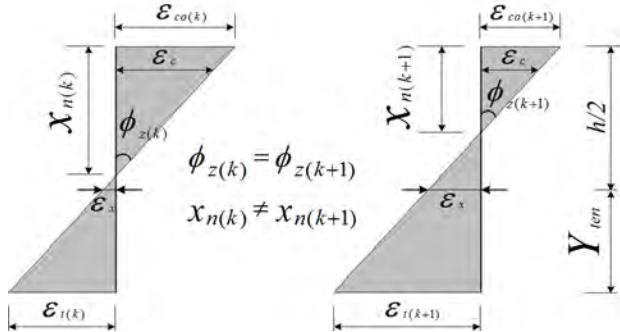


Fig. 5 Strain distributions at steps k and $(k+1)$

Table 1 Material properties of analyzed specimens

| Name | C00 | C05 | C10 | C15 | C30 |
|---|--|-----|-----|-----|-----|
| Axial force ratio | 0% | 5% | 10% | 15% | 30% |
| f_{ck} | 30 (MPa) | | | | |
| Confining coefficient | 0.005 | | | | |
| Longitudinal steel | 3-D16, $f_{ly}=400$ (MPa), $\rho_l=0.0113$ | | | | |
| Axial force ratio=axial force/($f_{ck}A_c$) | | | | | |

2.2 단면 휨해석에 의한 축방향변형률 예측

해석 실험체는 Table 1과 같이 콘크리트 압축강도의 0, 5, 10, 15, 30(%) 비율의 축력을 변수로 하였다. Fig. 6은 단면 휨해석법에 의하여 구해진 철근콘크리트 부재의 하중-곡률 관계와 부재 축방향변형률-곡률 관계를 나타낸다. 단면의 크기 영향을 고려하기 위하여 곡률에 단면의 높이(h)를 곱하여 무차원화 하였다. 그림에 표시된 위치 A~F는 하중이력의 변화에 상응하여 구별한 곡률과 하중 및 변형률 관계이며, 이를 이용하여 하중이력에 따른 변형률의 변화를 관찰하였다. 여기서 A점은 하중이 "0"으로 가력이 시작된 위치, B점은 주인장철근이 항복한 위치, C점은 첫 번째 최대 변위에 도달한 위치, D점은 하중을 제하(unloading)한 위치, E점은 하중이 "0"까지 떨어진 위치, F점은 하중을 다시 가력하여 최대 변위에 도달한 위치를 나타낸다. Fig. 6에서 관찰된 축력이 축방향변형률 ϵ_x 에 미치는 주요 특징을 정리하면 다음과 같았다.

첫째, 부재의 변형이 증가함에 따라서 ϵ_x 는 증가하지만, 축력을 크게 받을수록 그 증가량은 감소한다. Fig. 7은 Fig. 6의 B와 C점에서의 상, 하단철근의 변형률을 나타낸다. 그림에서 상, 하단철근 변형률의 평균값은 부재 축방향변형률이 되며, c_B, c_C 는 B, C점의 중립축 위치를 나타낸다. Fig. 7을 통하여 B점에서 C점으로 2배의 곡률이 증가함에 따라서 부재 축방향변형률(ϵ_x)도 증가함을 알 수 있다. 그러나 축방향변형률(ϵ_x)의 증가 비율은 축

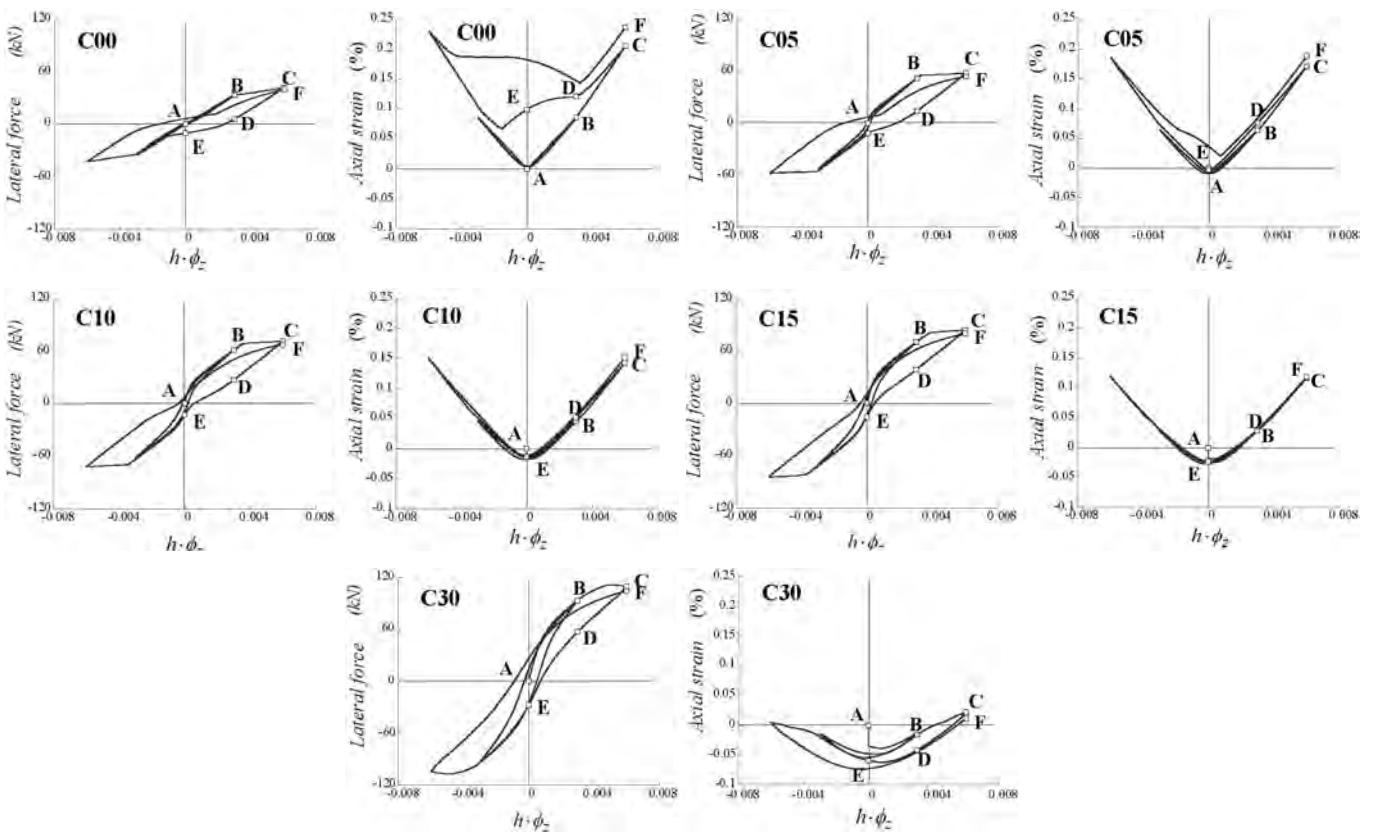


Fig. 6 Load vs. curvature and axial strain vs. curvature curves of RC members

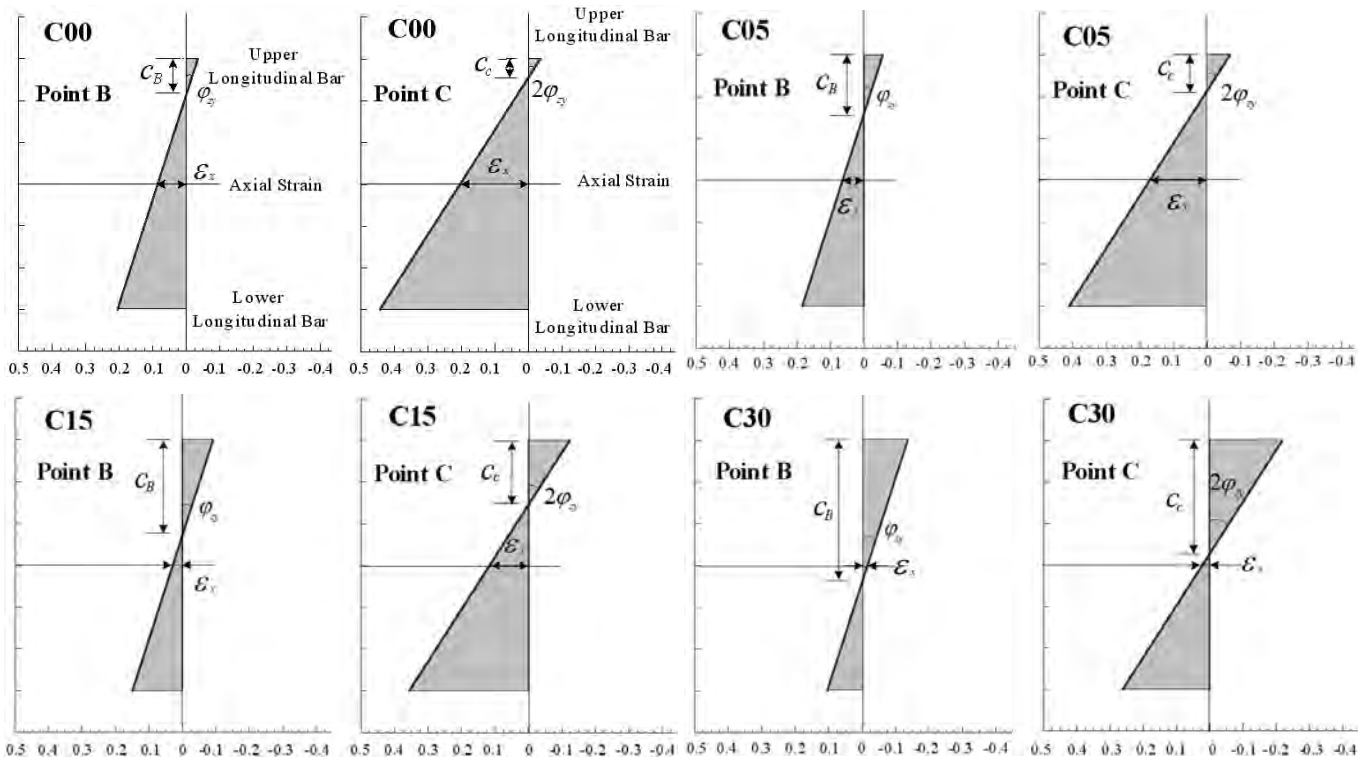


Fig. 7 Strain distributions at points B and C

Table 2 Strain of steel bars and axial strain at point C

| Name | ϵ_c | ϵ_t | ϵ_x |
|------|--------------|--------------|--------------|
| C00 | (-)0.03% | 0.45% | 0.2% |
| C05 | (-)0.07% | 0.42% | 0.175% |
| C10 | (-)0.09% | 0.38% | 0.145% |
| C15 | (-)0.12% | 0.35% | 0.115% |
| C30 | (-)0.23% | 0.27% | 0.02% |

ϵ_c : strain of upper reinforcement,

ϵ_t : strain of lower reinforcement

력이 증가함에 따라서 감소하였다. 축력이 없는 보(실험체 C00)의 경우에 ϵ_x 는 0.2% 이었지만, 축력비가 30%인 기둥(실험체 C30)의 경우에는 ϵ_x 가 0.02(%)에 지나지 않아 두 값은 10배의 차이를 나타내었다(Table 2). 이와 같이 동일한 곡률에서 축력이 증가함에 따라서 ϵ_x 가 줄어드는 것은 다음과 같은 두 가지 이유 때문으로 판단된다.

- 1) 축력이 증가함에 따라 압축철근의 변형률이 증가해서 단면의 중앙부에서의 부재 축방향변형률(ϵ_x)이 감소한다. 예를 들어 C점에서 C00의 경우는 상하단의 변형률 값이 각각 0.0003과 0.0045이지만, 축력이 많은 C30의 경우에 상하단의 변형률 값은 0.0023과 0.0027로 압축변형률이 크게 증가함을 알 수 있다(Table 2).
- 2) 축력이 증가함에 따라 중립축의 위치가 압축 연단에서 멀어져서 부재 축방향변형률(ϵ_x)이 감소한다(Fig. 7 참조). 예를 들어 C점에서 C00의 경우는 중립축의 위치가 17 mm이지만, 축력이 많은 C30의

경우에 중립축의 위치가 98 mm로 감소함을 알 수 있다.

둘째, 휨항복 후 하중을 제거하였을 때 ϵ_x 는 휨항복 전의 탄성 구간(A-B)에서의 증가율과 거의 동일한 감소율로 줄어든다(그림의 C-D구간). 이는 철근의 응력-변형률 곡선에서 제하시와 탄성 구간에서의 기울기가 동일하기 때문이다.

셋째, 제하 후 반대방향으로 하중이 가해질 때 축력비가 클수록 ϵ_x 감소율이 크다(그림의 D-E 구간). 이 구간에서는 이력곡선에 핀칭 효과(pinching effect)가 나타나고, ϵ_x 의 감소 패턴이 달라진다. 축력비가 클수록 핀칭 효과는 미미해지며 ϵ_x 의 감소량이 크다. Fig. 8은 하중이력에서 정의한 점들에 상응하는 철근의 응력-변형률 관계를 해석을 통해 조사한 결과이다. 축력비가 클수록 압축 철근의 응력과 변형률이 크고, 인장 철근의 변형률이 작음을 알 수 있다. 인장 철근의 응력-변형률 곡선에서 D-E구간은 축력비가 클수록 탄성 구간과 가깝게 위치하고 있다. 그 후 반복하중을 받은 후인 F점에서 축력비가 클수록 C점과의 변형률 차이가 작다. 즉, 축력비가 증가할수록 철근의 잔류변형률이 감소되어 하중-처짐 곡선에서 핀칭 효과가 사라지고 에너지 소산 능력이 커지기 때문이다. 또한 축방향변형률은 휨항복과 함께 증가한 이후 D-E구간에서 탄성 구간과 일치할 정도로 다시 감소된다.

철근의 응력-변형률 관계 해석 결과를 통해 축력이 없는 보의 경우에는 반복하중을 받는 동안 철근의 잔류 변형률이 누적되어 부재 축방향변형률이 크게 증가함을 알

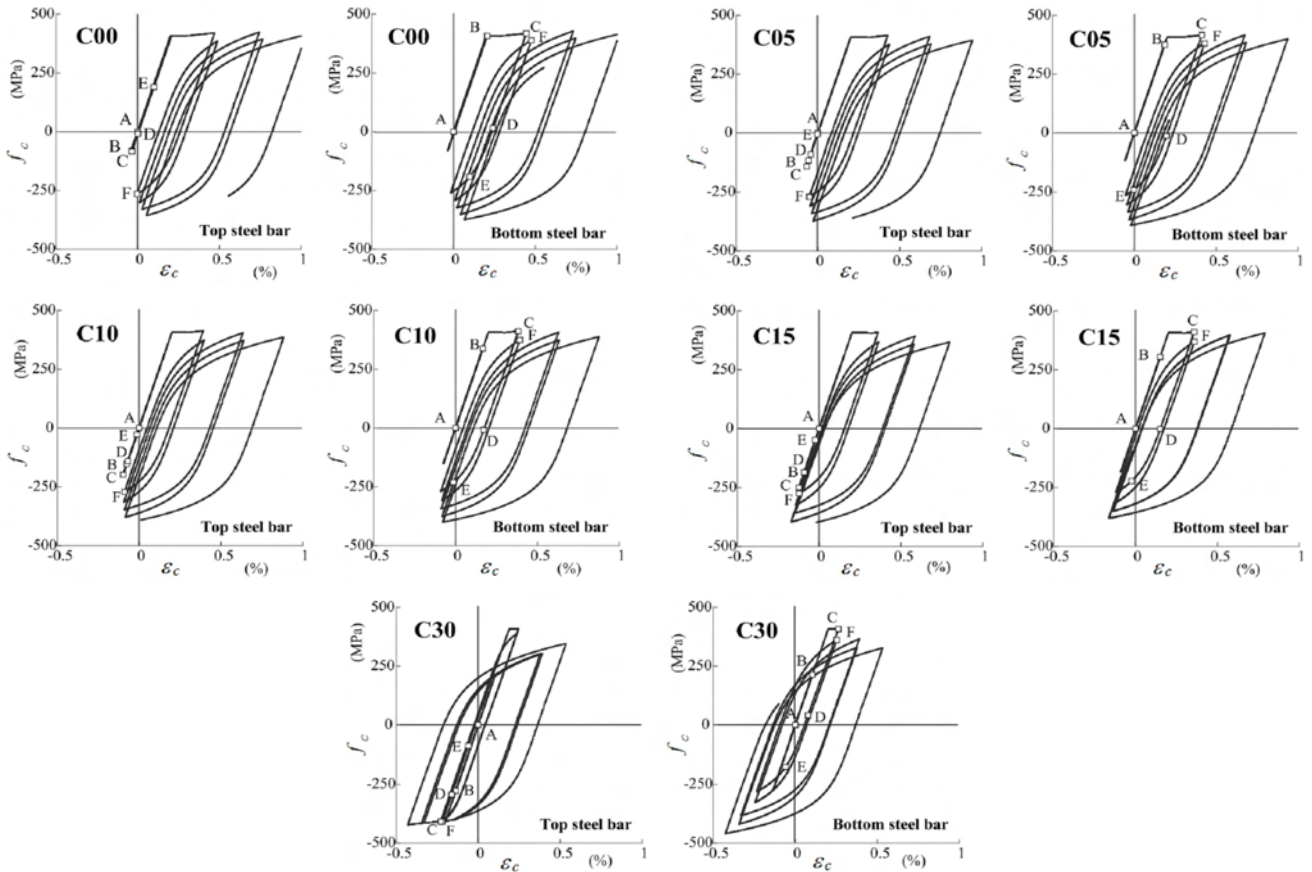


Fig. 8 Stress vs. strain of steel bars

Table 3 Axial strain(ϵ_x) of members at point A~F

| Point | C00 | C05 | C10 | C15 | C30 |
|-------|-------|--------|--------|--------|-------|
| A | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| B | 0.085 | 0.064 | 0.045 | 0.029 | -0.01 |
| C | 0.2 | 0.175 | 0.14 | 0.115 | 0.02 |
| D | 0.12 | 0.076 | 0.05 | 0.029 | -0.04 |
| E | 0.098 | -0.003 | -0.013 | -0.023 | -0.05 |
| F | 0.24 | 0.19 | 0.15 | 0.118 | 0.012 |

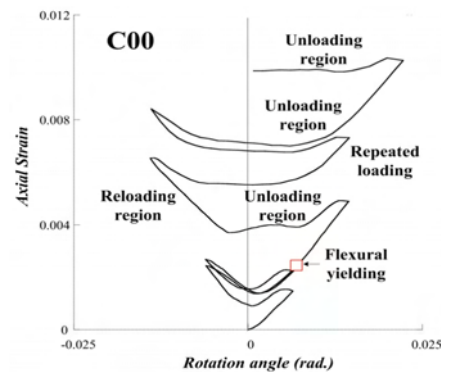
Unit: (%)

수 있었다. 그러나 기둥은 축력이 클수록 축력이 기둥의 전체 구조 거동을 지배하여 철근의 잔류변형이 억제되고, 결과적으로 부재 축방향변형률 값이 보에 비해 작아졌다. Table 3은 Fig. 6의 A~F점의 축방향변형률 값의 변화를 나타낸다.

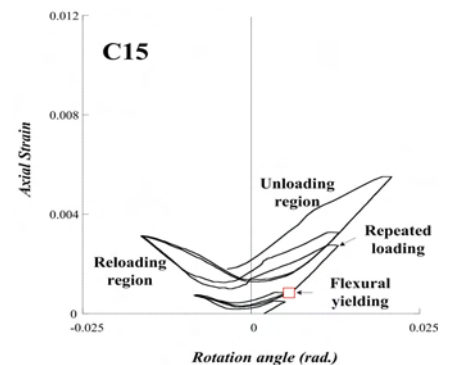
3. 기둥 부재 축방향변형률 모델

3.1 실험 결과에 대한 고찰 및 축방향변형률 모델

기둥의 축방향변형률을 예측하기 위하여 단면 휨해석을 통해 분석한 기둥의 축방향변형률과 실험을 통해 관찰된 기둥의 축방향변형률의 특징을 비교 평가하였다. Fig. 9(a), (b)는 기존 연구자의 실험에서 측정된 반복하중



(a) Specimen C00



(b) Specimen C15

Fig. 9 Axial strain vs. rotation angle of member

을 받는 RC 보와 기둥의 부재 축방향변형률(ϵ_x)과 부재 회전각(R_m)의 관계¹⁰⁾를 나타낸다. 실험체의 주요 변수는

축력비이며 실험체의 특성은 Table 4와 같다.

실험 결과에서도 해석 결과에서 관찰된 바와 같이 하중이 가해지는 동안 ϵ_x 는 지속적으로 증가하였지만, 보에 비해 기둥의 축방향변형률 증가율이 작았다. 제하 후 반대 방향으로 하중이 가해질 때 보는 균열의 폭이 닫혀지는 미끌림 구간(slip region)이 형성되었다.

축력이 없는 보의 경우에는 미끌림 구간에서 ϵ_x 가 일정하였지만 기둥은 균열의 폭이 닫히면서 탄성구간과 같이 복원되었다. 보는 철근의 변형률이 휨 항복과 함께 늘어난 후 하중을 제거하면 잔류변형률이 존재해 미끌림 구간이 형성되나 기둥은 축력의 영향으로 철근의 잔류변형률이 작아 미끌림 현상을 보이지 않고 이전 경험한 증가 기울기와 유사한 기울기로 감소하였다. 또한 해석 결과와 유사하게 같은 크기의 하중이 반복적으로 가해질 경우에 보의 경우에는 철근의 잔류변형이 증가하여 ϵ_x 가 증가하였지만, 기둥은 축력으로 인해 ϵ_x 가 증가하지 않고 거의 일정하였다. 이 연구에서는 실험 결과와 단면해석에 근거하여 Fig. 10과 같은 부재 축방향변형률(ϵ_x)과 부재 회전각(R_m)관계를 제안하였다. Fig. 10은 다음의 3가지 경로로 구성되었다.

- 경로 1 : 재하(load)시 ϵ_x 는 축력이 증가함에 따라서 증가비율이 감소한다.
- 경로 2 : 제하 후 반대 방향으로 하중이 가해지는 구간으로 ϵ_x 는 미끌림 현상을 보이며 축력이 증가할수록 감소율은 증가한다.

- 경로 3 : 동일한 R_m 에서 반복하중을 받을 경우 ϵ_x 는 가력 횟수가 증가할수록 증가비율이 감소한다. 또한 ϵ_x 는 축력이 증가하면 감소한다.

3.2 각 경로의 축방향변형률

단면 중심에서의 부재 축방향변형률(ϵ_x)은 콘크리트의 변형률(ϵ_c)과 인장철근의 변형률(ϵ_t)의 평균값에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_x = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{2} \quad (9)$$

곡률(φ)과 인장철근의 변형률 관계, 소성힌지 구간에서 소성힌지길이(l_h), 소성힌지회전각(R_h)의 관계는 식 (10), (11)과 같다.

$$\varphi = \frac{\epsilon_t}{d - kd} \quad (10)$$

$$\varphi = \frac{R_h}{l_h} \quad (11)$$

여기서, kd 는 중립축의 깊이이다.

식 (10), (11)을 식 (9)에 대입하여 식 (12)를 구할 수 있다.

$$\epsilon_x = \frac{\epsilon_c}{2} + \frac{R_h \cdot (d - kd)}{2l_h} \quad (12)$$

식 (12)에서 압축철근과 인장철근의 양이 동일한 보의 경우에는 중립축의 깊이를 $0.1d$ 로 가정하고 $d - kd$ 를 상하(上下)철근 중심간 거리(z)로 하는 경우가 많다.¹¹⁾ 그러나 축력이 작용할 경우에는 중립축의 깊이(kd)가 증가하게 되므로 $kd = 0.1d$ 로 가정할 수 없다. 이 연구에서는 뉴질랜드콘크리트학회 지침서¹¹⁾와 동일하게 소성힌지가 발생한 이후의 콘크리트 변형률(ϵ_c)은 인장철근 변형률(ϵ_t)에 비하여 매우 작은 값이므로 $\epsilon_c/2 \approx 0$ 으로 가정하였지만, 축력에 따라서 변화하는 깊이($d - kd$)를 사용하였다. 소성힌지길이 l_h 는 일본콘크리트학회의 콘크리트구조물의 연성과 평가법¹²⁾에서 사용된 식 (10)을 사용하며, 소성힌지회전각(R_h)은 부재 회전각(R_m)과 동일하다고 가정하였다.

$$l_h = 0.5 \left(\frac{M}{V \cdot h} \right) \cdot d \quad (0.75 \leq l_h \leq d) \quad (13)$$

이 식에서 $M/(V \cdot h)$ 는 전단경간비, d 는 단면 유효깊이이다.

Table 4 Materials properties of experimental specimens

| Columns | f_{ck} (MPa) | Shear reinforcement | Longitudinal tensile reinforcement | Axial force ratio |
|---------|----------------|---------------------|------------------------------------|-------------------|
| C00 | 27.37 | D6@40 | 3-D16 | 0% |
| C05 | 30.56 | | | 5% |
| C10 | 30.56 | $f_{ty}=330$ (MPa) | $f_{ty}=322.4$ (MPa) | 10% |
| C15 | 27.47 | $\rho_t=0.0063$ | $\rho_t=0.0113$ | 15% |
| C30 | 28.02 | | | 30% |

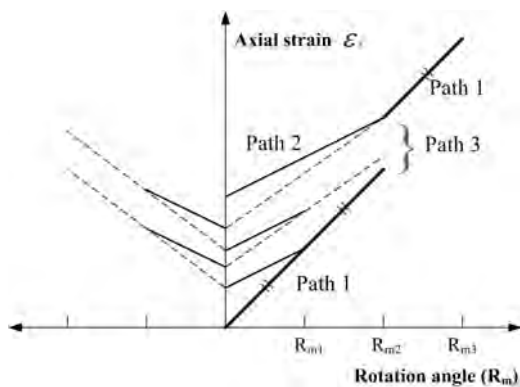


Fig. 10 Proposed model for axial strains of reinforced concrete columns

3.2.1 초기 축하중에 의한 축방향변형률 예측

기둥에는 초기에 축하중이 작용한다. 축하중이 부재 단면에 일정하게 작용하게 되므로 축하중 변형률(ϵ_{x0})은 식 (14)에 의하여 계산할 수 있다.

$$\epsilon_{x0} = \frac{n \cdot f_{ck}}{E_c} \quad (14)$$

여기서, n 은 축력비이며 압축의 경우에는 음수(-), E_c 는 콘크리트의 할선탄성계수이며 콘크리트구조설계기준(2007)의 값을 사용한다.

3.2.2 경로 1의 축방향변형률 예측

경로 1의 재하시 축방향변형률(ϵ_{x1})은 부재 회전각(R_m)에 비례하여 보와 같이 선형적으로 증가하되, 그 기울기는 축력비에 따라 달라진다(축력비가 증가하면 감소함. Fig. 6 참조). 이는 축력비가 증가함에 따라서 중립축의 깊이(kd)가 증가하기 때문이다. 경로 1의 변형률은 식 (12)에서 압축 콘크리트의 변형률을 “0”으로 가정하여 식 (15)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_{x1} = \frac{R_m \cdot (d - kd)}{2l_h} \quad (15)$$

식 (15)에서 중립축의 깊이(kd)는 보나 기둥의 힘의 평형을 이용하여 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$C_c + C_s = P + T \quad (16)$$

$$\alpha f_{ck} kd \cdot b + A_s' f_s' = n(f_{ck} bh) + A_s f_s \quad (17)$$

여기서, C_c : 콘크리트 압축 합력, C_s : 철근의 압축 합력, P : 축력, T : 철근의 인장 합력, α : 중립축 안에서의 콘크리트 응력의 평균값과 관련된 계수, f_{ck} : 콘크리트 압축강도, b : 단면의 폭, h : 단면의 높이, d : 단면의 유효 높이, n : 축력비, A_s' : 압축철근의 양, A_s : 인장철근의 양, f_s' : 압축철근이 응력, f_s : 인장철근의 응력이다.

식 (17)에서 구하고자 하는 것은 소성힌지 구역 내의 축방향변형률이므로 식 (17)의 인장철근 응력(f_s)은 항복강도(f_y)로 대체할 수 있다. 또한 인장철근이 항복강도에 도달했을 때의 압축철근 응력(f_s')은 인장철근 항복강도의 70%를 초과하지 않는 경우¹³⁾가 일반적이므로 식 (17)의 $f_s' = 0.7f_y$ 로 대체하였다. 따라서 식 (17)은 다음과 같이 다시 쓸 수 있다.

$$kd = \frac{n}{\alpha} h + \frac{f_y}{\alpha f_{ck}} \rho_t (1 - 0.7\beta) d \quad (18)$$

여기서, β : 압축철근의 양(A_s')과 인장철근의 양(A_s)의 비($\beta = A_s'/A_s$), ρ_t : 인장철근의 비이다. 식 (18)에서 α 는 중립축 안에서의 콘크리트 응력의 평균값을 나타낸다. α 는 인장과피하는 부재의 철근이 항복하는 시점에는 0.5에 가깝지만, 인장철근 항복 후에 콘크리트가 압축과피하는 시점에는 0.72(=0.85×0.85, 보통강도 콘크리트의 경우¹⁴⁾)에 가깝다. 이 연구에서 구하고자 하는 축방향변형률은 철근이 항복한 이후에 최대 모멘트에 도달하는 구간이므로 α 는 0.5와 0.72의 중간 값인 0.61로 하였다.

3.2.3 경로 2의 축방향변형률 예측

경로 2는 제하 후 반대 방향으로 하중이 가해지는 구간으로 ϵ_x 는 미끌림 현상을 보이며 축력이 증가할수록 감소율은 증가한다. 축력이 없을 경우에는 축방향변형률의 감소 비율이 작지만, 축력이 증가하면 감소 비율이 커진다. 실험 및 해석의 관찰에 의하면 경로 2에서 축방향변형률(ϵ_2)은 다음과 같이 두 가지 특성을 갖고 있음을 알 수 있다.

- ① 축방향변형률(ϵ_2)의 감소비율은 부재회전각의 크기와 무관하게 거의 일정하다.
- ② 축방향변형률(ϵ_2)의 감소는 부재회전각이 거의 “0”인 곳까지 감소한 이후에 다시 증가한다(Fig. 6 참조, 보다 정확하게는 양 측 철근의 응력이 인장(또는 압축)에서 압축(또는 인장)으로 변화하는 시점까지).

이러한 축방향변형률의 두 가지 특성에 근거하여 인장철근이 항복한 직후의 축방향변형률과 하중을 부재회전각이 “0”인 위치까지 제거했을 때의 축방향변형률 비율(η)을 전 구간에 적용하였다.

$$\eta = \frac{\epsilon_{2o}}{\epsilon_{xy}} \geq 0.0 \quad (19)$$

여기서, ϵ_{xy} : 인장철근이 항복한 직후의 축방향변형률, ϵ_{2o} : 부재회전각이 “0”인 위치의 축방향변형률이다.

인장철근이 항복한 직후의 축방향변형률(ϵ_{xy})은 철근 항복시의 부재회전각을 식 (15)에 대입하여 계산할 수 있다. 한편, ϵ_{2o} 는 부재회전각이 “0”인 곳의 변형률이므로 단면의 전 구간 변형률이 동일하다. 따라서 식 (16)을 식 (20)과 같이 변경할 수 있다.

$$\epsilon_{2o} E_c (A_c) + A_s' (\epsilon_{2o} E_s) = n(f_{ck} bh) + A_s (\epsilon_{2o} E_s) \quad (20)$$

식 (20)에서 철근이 항복한 직후에 하중을 제거할 경우에 인장철근과 압축철근은 탄성 상태의 응력-변형률 곡선을 따르게 되므로 동일한 변형률(ϵ_{2o})에서 인장철근과 압축철근은 동일한 응력 값에 도달하게 된다. 따라서 식 (20)의 인장철근과 압축철근에 의한 합력은 서로 상쇄한다. 또한 식 (20)에서 콘크리트의 면적(A_c)은 $0.61 b \cdot kd$ 와 동

일하다. 결과적으로 식 (20)의 축력은 콘크리트만이 저항하게 되며 식 (21)에서 ϵ_{2o} 을 계산할 수 있다.

$$\epsilon_{2o} = \frac{n(f_{ck})}{E_c} \frac{h}{0.61 kd} \quad (21)$$

결과적으로 식 (21)에서 계산한 ϵ_{2o} 를 식 (19)에 대입하여 감소율 η 를 계산한 후에, 제하 후 반대 방향으로 하중이 가해지는 구간의 축방향변형률(ϵ_{x2})을 식 (22)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_{x2} = -\eta\epsilon_{x1} \quad (22)$$

3.2.4 경로 3의 축방향변형률 예측

축력이 없는 철근콘크리트 보의 경우에 동일한 R_m 에서 반복하중을 받을 경우, 경로 3에서의 부재 축방향 누적 변형률은 축력비에 영향을 받는다. 축력비가 작을 경우에는 반복하중의 수(N_j)에 반비례하여 증가한다. 또한, 변형률은 반복되는 R_m 의 크기에 영향을 받아 큰 R_m 값에서의 하중의 반복에 의해 증가되는 변형률 값이 작은 R_m 값에서의 하중의 반복에 의해 증가되는 변형률 값보다 크다. 그러나 경로 3에서의 누적 변형률은 철근콘크리트의 보의 경우에서도 그 값이 크지 않고,¹⁾ 특히 축력이 작용할 경우에는 Fig. 9(b)와 같이 누적 변형률이 거의 없기 때문에 이 모델에서는 고려되지 않았다.

3.3 축방향변형률의 포락선 평가식

3.2절에서 각 경로에 대한 철근콘크리트 부재의 축방향변형률 계산식이 제안되었다. 그러나 이 값은 매 구간의 변형률을 합해야 하며 계산 과정이 번거롭다. 따라서 하중제거와 함께 부재의 축방향변형률이 복원되는 구간은 제외하고 총 늘어난 축방향변형률 값의 포락선만을 계산하고자 할 때는 식 (23)과 같이 계산할 수 있다.

$$\epsilon_x = \epsilon_{x0} + (1 - \eta R_{mn}) \frac{(R_{mp} + R_{mn})(d - kd)}{2l_n} \quad (23)$$

여기서, R_{mn} : 부방향(-)의 부재회전각, R_{mp} : 정방향(+)의 부재회전각

4. 제안된 기둥 축방향변형률 계산에 대한 실험에 의한 검증

해석과 실험에 대한 관찰에 의하여 제안된 축방향변형률 계산식을 반복하중을 받는 철근콘크리트 기둥의 실험 결과⁸⁾와 비교하였다. 실험체의 재료물성은 Table 4와 같다. Fig. 11은 실험 결과와 제안식의 비교 결과이다. 가는 실

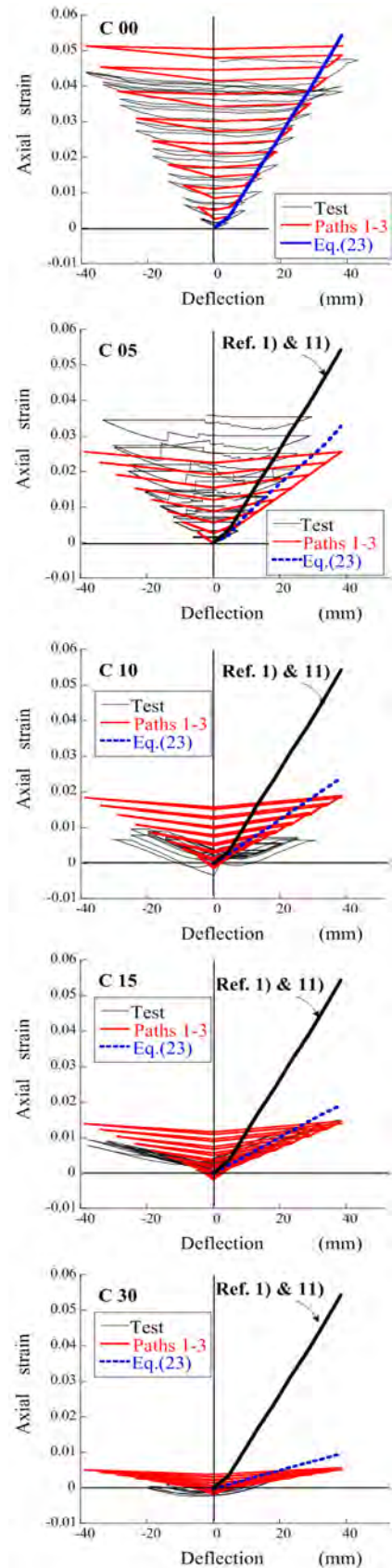


Fig. 11 Comparisons between the observed and calculated axial strains

선은 실험에서 측정된 축방향변형률이며, 중간 굵기 실선은 식 (14)~(22)의 계산 결과, 굵은 점선은 식 (23)의 포

락선식에 의한 계산 결과, 굽은 실선은 축력의 영향을 고려하지 않은 계산 결과¹¹⁾이다.

Fig. 11의 비교에서 C05를 제외하고는 모든 경우에 대하여 제안된 평가식이 약 10%의 범위 내에서 축방향변형률을 과대평가하고 있다. 그러나 제안된 평가식은 축력에 의하여 감소하는 축방향변형률의 영향을 반영하여 축력이 증가함에 따라서 예측된 변형률도 감소하는 경향을 나타내었다. 만일 축력의 영향을 고려하지 않고 기존의 제안식¹¹⁾을 사용하여 변형률을 예측할 경우에 Fig. 11과 같이 예측된 변형률은 실제 변형률을 크게 과대평가하고 있음을 알 수 있다.

5. 결 론

이 논문에서는 반복하중을 받는 철근콘크리트 기둥의 부재 축방향변형률(ϵ_x)을 예측하였다. 단면 해석법을 통하여 기둥에 작용하는 축력비의 영향을 받는 ϵ_x 의 변화를 하중 이력에 따라 관찰하였다. 해석과 실험 결과를 근거로 ϵ_x 의 모델 및 계산식을 제안하였다. 이 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 반복하중을 받는 철근콘크리트 기둥의 부재 축방향변형률에 대한 모델을 제안하였다. 제안된 모델은 기둥 부재 축방향변형률을 다음의 3가지 경로로 구분하였다.
 - 경로 1 : 재하(load)시 ϵ_x 는 축력이 증가함에 따라서 증가비율은 감소한다.
 - 경로 2 : 재하 후 반대 방향으로 하중이 가해지는 구간으로 ϵ_x 는 미끌림 현상을 보이며 축력이 증가할수록 감소율은 증가한다.
 - 경로 3 : 동일한 R_m 에서 반복하중을 받을 경우 ϵ_x 는 가력 횟수가 증가할수록 증가비율이 감소한다.
- 2) 반복하중을 받는 기둥은 보의 경우보다 축방향변형률 증가율이 작다. 그 이유는 기둥에 작용하는 축력의 영향으로 철근의 잔류변형률이 작게 발생하기 때문이다. 이 연구에서는 단면 해석에 근거하여 축력비가 클수록 ϵ_x 값이 감소하는 원인을 규명하였다.
- 3) 부재 축방향변형률을 예측하기 위하여 제안된 식 (14)~(22)는 축력비를 변수로 한 5개의 철근콘크리트 부재의 실제 ϵ_x 값을 추적하였고, 약산식 (23)은 포락선을 통해 보다 간단히 ϵ_x 을 예측하였다.

요 약 소성힌지 구역의 축방향변형률의 예측은 지진하중을 받는 철근콘크리트 기둥의 합리적인 연성 평가를 위하여 필요한 항목이다. 축방향변형률은 콘크리트의 유효압축강도를 저하시키고 층간 변위를 크게 할 수 있다. 기존 연구는 주로 소성힌지가 발생하는 보의 축방향변형률 예측에 국한되었지만 횡력을 받는 구조물에서는 저층부 기둥도 소성힌지가 발생한다. 이 논문에서는 기둥 부재에 작용하는 축력의 크기에 따라 변화하는 축방향변형률을 예측할 수 있는 모델과 평가식이 제안되었다. 단면 해석법을 이용하여 하중이력에 따른 축방향변형률의 변화와 철근의 변형률 변화를 고찰한 후, 해석과 실험 결과를 근거로 축방향변형률 예측 모델을 제안하였다. 제안된 모델은 부재 축방향변형률을 3가지 경로(재하, 재하 후 반대하중이 하중이 가해지는 구간, 동일한 부재 회전각에서 반복하중을 받을 구간)로 구분하였다. 이 연구에서 제안된 기둥 부재의 축방향변형률의 계산식은 축력비가 다른 철근콘크리트 기둥의 실제 축방향변형률을 추적하였고, 축력비의 영향을 반영하였다.

핵심용어 : 축방향변형률, 반복하중, 철근콘크리트 기둥, 축력, 소성힌지

1. Lee, J. Y. and Watanabe, F., "Predicting the Longitudinal Axial Strain in the Plastic Hinge Regions of Reinforced Concrete Beams Subjected to Reversed Cyclic Loading," *Engineering Structures*, Vol. 25, 2003, pp. 927-939.
2. Na, H. J., "Shear Deformability of Reinforced Concrete Beams subjected to Cyclic Loading," *Master Dissertation*, Sungkyunkwan University, 2006, pp. 30-67.
3. Eom, T. S. and Park, H. G., "Longitudinal Elongation of Slender Reinforced Concrete Beams Subjected to Cyclic Loading," *Journal of the Korea Concrete Institute*, Vol. 20, No. 6, 2008, pp. 785-796.
4. Paulay, T., "Seismic Design of Concrete Structures: The Present Needs of Societies," *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 2001, Acapulco, Mexico, 1996.
5. Park, R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, New York, 1975, 769 pp.
6. Ghali, A. and Favre, R., *Concrete Structures : Stresses and Deformations*, Chapman and Hall, New York, 1986, 348 pp.
7. Murguma, H. and Watanabe, F., "Ductility Improvement of High Strength concrete Columns with Lateral Confinement," *High-Strength Concrete, 2nd International Symposium*, SP-121, ACI, 1990, pp. 47-60.
8. Ramberg, W. and Osgood, R., "Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters," *Technical Note 902*, National Advisory Committee for Aeronautics, 1943.
9. Yokoo, Y. and Nakamura, T., "Non-Stationary Hysteretic Uniaxial Stress-Strain Relation of a Wide-Flange Steel," *Transactions of AIJ*, No. 260, 1977, pp. 71-80.
10. Park, J. W., "Plastic Hinge of Reinforced Concrete Columns Failing in Shear after Flexural Yielding," *Master Dissertation*, Sungkyunkwan University, 2008, 68 pp.
11. New Zealand Concrete Society, *Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings*, New Zealand Concrete Society, 1991, 173 pp.
12. Japan Concrete Institute, *JCI Colloquium on Ductility of Concrete Structures and Its Evaluation*, 1998, 264 pp.
13. Paulay, T. and Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, 1992, pp. 136-142.