

## 低強度コンクリート柱の崩壊に至るまでの復元力特性

- 低強度コンクリート部材の残存耐震性能に関する研究 その1 -

RESTORING FORCE CHARACTERISTICS UP TO ULTIMATE COLLAPSE  
OF LOW STRENGTH CONCRETE COLUMNS

- Study on residual seismic performance of RC members with low strength concrete Part 1 -

八十島 章\*, 荒木 秀夫\*\*  
*Akira YASOJIMA and Hideo ARAKI*

According to some reports of seismic evaluations of existing reinforced concrete buildings, the presence of RC buildings with low strength concrete has been confirmed. To evaluate residual seismic performance of those RC buildings accurately, it is necessary to clarify the ultimate strength and the restoring force characteristics of low strength concrete members. In this study, half-scale three column specimens with low strength concrete and plain bars were tested until they came up to ultimate collapse. Based on resistance mechanism of RC columns without bond, it was proposed to formulate the flexural strength, the shear strength and the restoring force characteristics up to ultimate collapse of low strength concrete columns. The restoring force characteristics of low strength concrete columns calculated by the proposed method showed a good agreement with experimental results.

**Keywords :** *Low Strength Concrete, Plain round bar, Bond slip, Ultimate strength, Skeleton curve*

低強度コンクリート, 丸鋼, 付着滑脱, 終局強度, スケルトンカーブ

## 1. はじめに

地震被害軽減に向けて既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断・改修が行われている中で, 設計基準強度を下回る低強度コンクリートの存在が顕在化している<sup>1)</sup>。採取したコンクリートコアの圧縮強度が耐震診断基準<sup>2)</sup>の適用下限値 13.5MPa 未満の場合, 現行基準の評価式を適宜外挿して耐震診断および改修している現況であるため, 低強度コンクリート部材の力学的性能を解明するとともに, 抵抗機構に基づいた性能評価手法を確立することが重要である。

既往の低強度コンクリート部材に関する研究<sup>3), 4)</sup>では, 建物性能に大きく影響するせん断耐力の算定を主な検討課題としており, 柱の曲げ抵抗機構および曲げ破壊時の靱性能, 崩壊に至るまでの柱の鉛直および水平変形挙動の検討, 残存軸耐力の評価についての研究は行われていない。特に, 低強度コンクリートは, 主筋に丸鋼が用いられていた 1970 年以前に建てられた建物から採取されることが多く, 主筋が丸鋼で低強度コンクリートの柱の破壊メカニズムおよび崩壊までのポストピーク挙動について十分に解明されていない。

また, 柱の軸力保持限界や残存軸耐力などの残存耐震性能については, 芳村ら<sup>5)</sup>, 加藤ら<sup>6)</sup>, 島崎<sup>7)</sup>等により主筋に異形鉄筋が用いられたコンクリート圧縮強度 13.5MPa 以上の既存 RC 柱を対象とした研究は行われているが, 丸鋼が用いられた低強度コンクリート柱に

おいてはほとんど研究されていない。

本研究は, 旧基準で設計された既存の低強度コンクリート建物の耐震性能を精度良く診断するために, 低強度コンクリート柱の最大耐力およびそれ以降の崩壊に至るまでの荷重変形関係を破壊メカニズムおよび応力ひずみ関係に基づいて定式化し, その関係と破壊曲面縮小の概念<sup>8)</sup>を用いて, 柱の残存耐震性能に関する軸力保持限界, 軸方向変形, 残存軸耐力について評価することを目的としている。本論文では, 主筋に丸鋼を用いた低強度コンクリート柱を対象とした崩壊までの加力実験を行い, その実験結果に基づき崩壊時部材角までの応力伝達機構を検討し, 破壊メカニズムに立脚した終局強度算定式および荷重変形関係のスケルトンカーブを定式化する。

## 2. 実験概要

## 2.1 試験体

試験体一覧を表 1 に, 試験体の形状および配筋を図 1 に示す。試験体は, 断面 300×300mm, 柱の内法高さ 900mm および 600mm の計 3 体である。1971 年以前の RC 規準で設計された柱を想定して主筋およびせん断補強筋には丸鋼を使用し, 主筋の配筋は 12-13 φ (主筋比  $p_g=1.77%$ ), せん断補強筋の配筋は 2-6 φ @145 (せん断補強筋比  $p_w=0.13%$ , 135°フック) とした。実験変数は, 柱内法高さ比お

\* 筑波大学システム情報系構造エネルギー工学域  
助教・博士(工学)

\*\* 広島工業大学工学部建築工学科 教授・工博

Assistant Prof., Division of Engineering Mechanics and Energy, Faculty of Engineering, Information and Systems, University of Tsukuba, Dr. Eng.  
Prof., Dept. of Architectural Engineering, Faculty of Engineering, Hiroshima Institute of Technology, Dr. Eng.

および軸力比であり、設計基準強度を下回る低強度コンクリートの柱を想定し地震時における軸力支持能力の喪失挙動を検討するために高い軸力比を設定した。使用した丸鋼の引張試験結果を表2に、コンクリートの材料試験結果を表3に示す。コンクリートの目標圧縮強度は7MPaとし、水セメント比120%、細骨材率58%、粗骨材の最大寸法20mmとした。低強度コンクリートの応力-ひずみ関係を図2に示す。コンクリートの応力-ひずみ関係は、材料試験結果による圧縮強度および圧縮強度時ひずみを用いたPopovicsの応力ひずみ曲線<sup>8)</sup>とコンクリート圧縮強度の近傍まで概ね対応している。

表1 試験体一覧

試験体名	断面 $b \times D$	柱内法高さ比	主筋 ( $p_g$ )	帯筋 ( $p_w$ )	軸力比
L3-F	300mm	3.0	12-13 $\phi$ (1.77%)	2-6 $\phi$ @145 (0.13%)	0.3
S3-F	×	2.0			
S5-F	300mm				

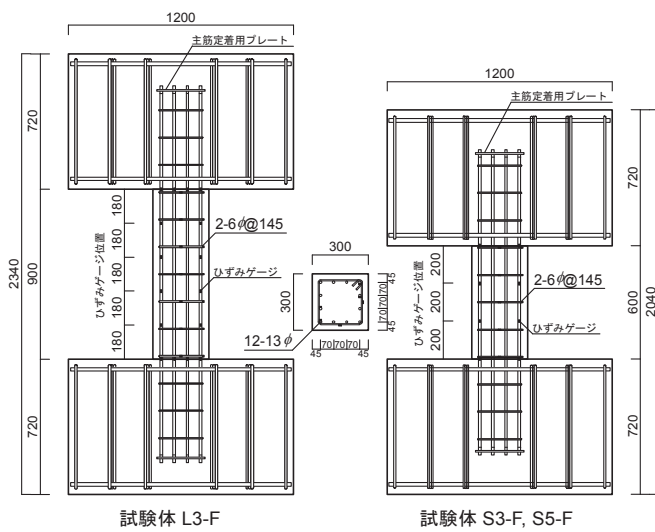


図1 試験体形状および配筋

表2 丸鋼の引張試験結果

鉄筋種類 (SR235)	試験体名	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	降伏歪 (%)
13 $\phi$	L3-F	303	204	433	0.148
6 $\phi$		315	205	462	0.154
13 $\phi$	S3-F	333	204	449	0.164
6 $\phi$	S5-F	440	214	520	0.205

表3 コンクリートの材料試験結果

目標圧縮強度	試験体名	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	強度時歪 (%)
7	L3-F	7.4	0.99	16.6	0.179
	S3-F, S5-F	6.6	0.94	15.4	0.195

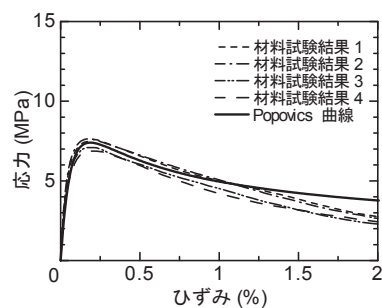


図2 コンクリートの応力-ひずみ関係

Popovicsの応力ひずみ曲線

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_B} = \frac{n \cdot (\epsilon_c / \epsilon_B)}{n-1 + (\epsilon_c / \epsilon_B)^n} \quad (1)$$

ここで  
 $\sigma_c$ : コンクリートの応力  
 $\epsilon_c$ : コンクリートのひずみ  
 $\sigma_B$ : 圧縮強度 (MPa)  
 $\epsilon_B$ : 圧縮強度時ひずみ  
 $n$ : 曲線形状定数  
 $n = 0.058\sigma_B + 1$

## 2.2 加力・計測方法

加力装置および局部変形の計測方法を図3に示す。加力は、2基の鉛直アクチュエータにより一定軸力を加えた状態で上下スタブの平行を保持しながら、反力壁に固定された水平アクチュエータにより逆対称曲げモーメントの载荷を行った。加力履歴は、部材角 $\pm 1/500\text{rad} \sim \pm 1/25\text{rad}$ まで正負交番漸増繰り返し载荷を行った後、柱が崩壊に至るまで正方向に押し切ることを原則とした。計測項目は、水平荷重、水平変形、軸力、鉛直変位、局部変形、主筋およびせん断補強筋のひずみである。

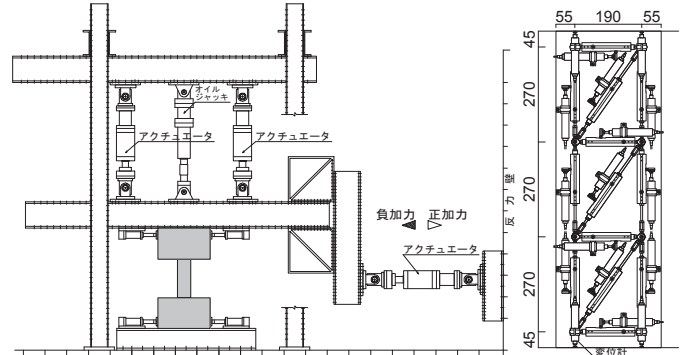


図3 加力装置および局部変形計測

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状および荷重変形関係

各試験体の最終破壊状況を図4に、水平力-部材角関係を図5に示す。全ての試験体において、部材角 $1/500\text{rad}$ までに試験体端部で曲げひび割れが発生した。試験体L3-Fでは、部材角 $1/125\text{rad}$ 時に端部コンクリートの圧壊が発生するとともに最大荷重に達し、それ以降の変形ではコンクリートの圧壊および剥落が進展して逆S字型の履歴性状になり、圧壊によるひび割れが試験体中央付近まで拡大して部材変形145mmで崩壊に至った。試験体L3-Fは、崩壊に至るまでせん断ひび割れは発生しなかった。試験体S3-Fは部材角 $1/66\text{rad}$ 時に、試験体S5-Fは部材角 $1/125\text{rad}$ 時に、材端コンクリートの圧壊およびせん断ひび割れが発生して最大荷重に達した。それ以降では、材端コンクリートの圧壊および圧縮束のひび割れの進展に伴って逆S字型の履歴性状になり、試験体S3-Fは部材変形58mmで、試験体S5-Fは部材変形43mmで水平力がなくなり崩壊に至った。

実験結果および計算値の一覧を表4に示す。耐震診断基準<sup>2)</sup>の計算値では、いずれの試験体もせん断柱に分類され、終局強度計算値は実験値を上回り過大評価になっており、対応関係が良くないことが確認できる。主筋が丸鋼でコンクリート強度が低い場合、主筋抜け出しによる付着劣化が早期に発生して応力伝達機構が変化し、コンクリートの圧壊が先行したため、耐震診断基準による計算値が危険側の評価になったと考えられる。

表4 実験結果および計算値一覧

試験体名	実験結果			耐震診断基準	
	最大荷重 (kN)	強度時部材角 ( $\times 10^{-2}\text{rad}$ )	崩壊時部材角 ( $\times 10^{-2}\text{rad}$ )	曲げ耐力計算値 (kN)	せん断耐力計算値 (kN)
L3-F	71	0.81	16.1	134	94
S3-F	87	1.2	9.7	207	116
S5-F	90	0.76	7.2	193	124

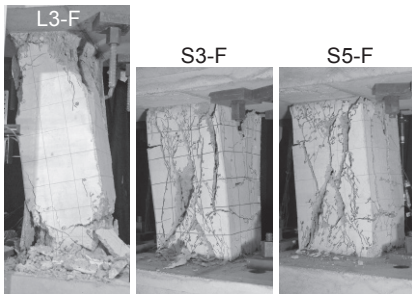


図4 最終破壊状況

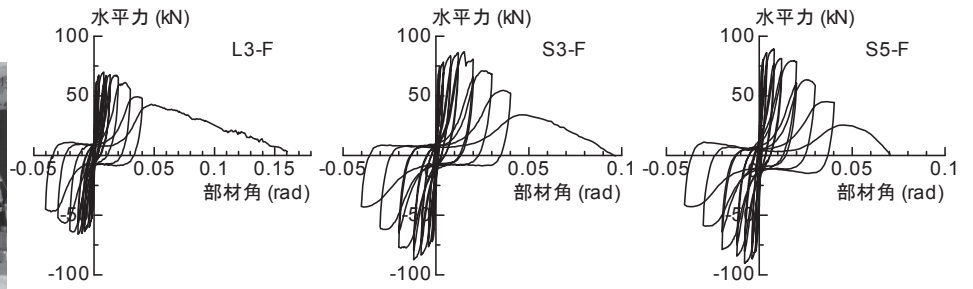


図5 水平力-部材角関係

### 3.2 主筋のひずみ分布

各試験体の主筋ひずみ分布を図6に示す。試験体 L3-F は、部材変形の進行に伴い主筋ひずみが引張側に移り、最大荷重時には試験区間の主筋ひずみが全て引張側になっており、部材角 1/25rad においても主筋の曲げ降伏は確認されなかった。試験体 S3-F および S5-F では、最大荷重時までに主筋の曲げ降伏は起こらず、試験体中央のひずみはほとんど大きくなっていない。最大荷重以降の変形では、軸力の影響やせん断ひび割れおよびコンクリート圧壊の進展により柱端部のひずみが大きくなり、主筋の圧縮降伏が確認された。

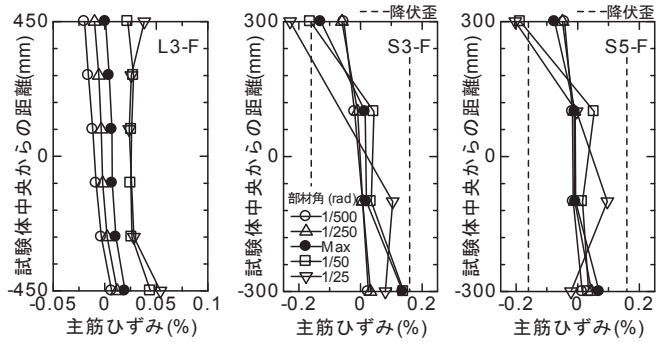


図6 主筋のひずみ分布

### 3.3 主筋の付着応力

試験体中央付近の隣接するひずみゲージから算出した付着応力と部材角の関係を図7に示す。全ての試験体は、部材角 1/500rad で最大付着応力に達しており、それ以降において急激に応力低下している。試験体 L3-F の最大荷重時部材角 1/125rad では、付着応力が長期許容付着応力度よりも小さくなり、最大付着応力の半分程度になっていることが確認できる。そのため、主筋が丸鋼で低強度コンクリートの場合、曲げ変形における平面保持の仮定が成り立たず、主筋の曲げ降伏による曲げ終局強度に達しないことや、早期の付着劣化で主筋がすべり、トラス機構が形成されないことがうかがえる。

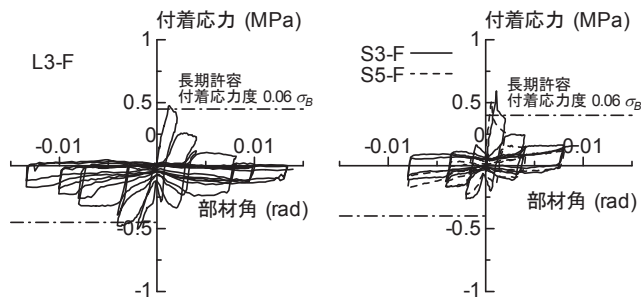


図7 付着応力-部材角関係

### 3.4 柱の変形機構

柱の部材変形を、図3の方法で計測された局部変形量により、曲げ変形、せん断変形、材端の回転変形の3つの変形成分に分離した。また、柱端部にひび割れが集中した試験体 L3-F では、材端から 45mm に設置した 190mm 離れた2つの変位計(図3)から試験体の剛体回転を仮定した場合の回転中心として圧縮縁からの中立軸位置を算出した。部材角 1/25rad までについて、各試験体の全体変形に対する変形成分の割合および試験体 L3-F の中立軸位置の推移を図8に示す。いずれの試験体においても、最大荷重近傍までは曲げ変形およびせん断変形がほとんどなく材端の回転変形が9割程度を占めている。試験体 L3-F は、最大荷重後においても回転変形の割合が増大し、ほぼ全ての変形が材端に集中しており、付着滑脱した後に材端コンクリートの圧壊が支配的であったことが確認できる。また、試験体 L3-F の中立軸位置は、部材角 1/500rad 時の 150mm 程度から変形の増大に伴って徐々に圧縮縁に近づき、最大荷重時には 120mm 程度に位置しているが、それ以降では変形が進むにつれて部材中央の 150mm に近づいている。一方、試験体 S3-F および S5-F は、せん断ひび割れの発生に伴う回転変形の減少とせん断変形の急増が確認でき、部材角 1/25rad 時にはせん断変形の割合が6割程度に達し、材端コンクリートの圧縮とせん断ひび割れによる変形が支配的であったことがうかがえる。軸力の大きい試験体 S5-F は、S3-F よりもせん断変形成分の増加率が大きく、軸力の影響によりコンクリート圧縮束の損傷および応力低下が顕著になったと考えられる。

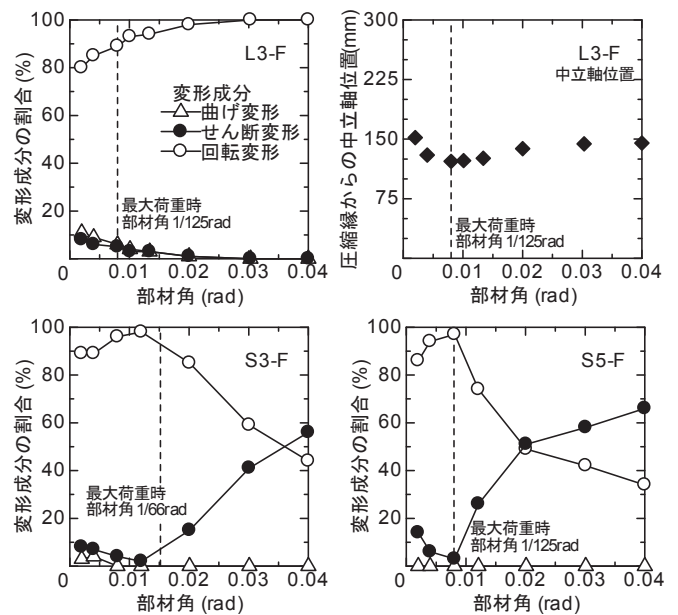


図8 変形成分の割合および中立軸位置



#### 4. 終局強度の評価

柱の実験結果から、柱内法高さの大きい場合には丸鋼の付着滑脱により顕著に付着応力が低下し、材端コンクリートの圧壊が支配的な曲げ圧縮型の崩壊過程であり、柱内法高さの小さい場合にはせん断ひび割れ発生時からコンクリートの圧壊とせん断ひび割れが卓越して徐々に荷重低下するせん断圧縮型の崩壊過程であったことが確認できた。本研究では、滝口<sup>10)</sup>および花井ら<sup>11)</sup>の手法を参考にし、力学的考察に基づく簡易な方法により破壊メカニズムに立脚した終局強度算定式を導出する。

##### 4.1 曲げ圧縮耐力の算定

主筋が丸鋼で低強度コンクリートの場合には、早期に主筋の付着劣化が起こるため、平面保持の仮定による曲げ耐力の算出ができない。滝口<sup>10)</sup>は、付着のないRC部材に対して材端にコンクリート圧縮領域を仮定し、材軸方向とその直角方向の変形とひずみの適合条件、主筋およびコンクリートの応力ひずみ関係から力のつり合いを考え、中立軸位置および荷重変形関係を求める方法を提案している。本研究では、この方法に基づき、主筋付着のない柱が剛体回転し、材端コンクリートのひずみが圧縮強度時ひずみの時に曲げ終局強度に達すると仮定して曲げ圧縮耐力の算定式を導出する。

付着のないRC部材の曲げ抵抗機構を図9に示す。曲げ圧縮耐力時の材端コンクリートの圧縮応力と主筋の引張応力により、力のつり合いに基づいて求めた試験体の回転中心としての中立軸位置および最大曲げモーメント時の水平力(曲げ圧縮耐力)を以下に示す。なお、コンクリート圧縮強度時のひずみは、図10に示される本材料試験結果および既往の試験結果<sup>12), 13)</sup>を用いて、Popovics式<sup>8)</sup>を修正して表すこととした。

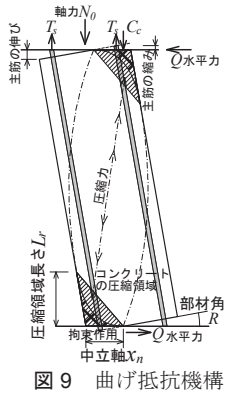


図9 曲げ抵抗機構

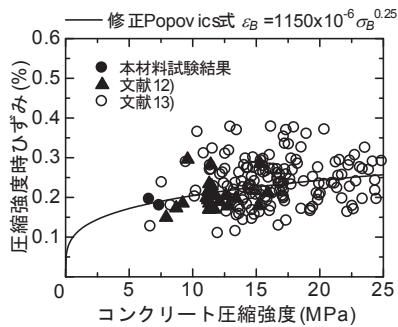


図10 圧縮強度時のひずみ

材端コンクリートの圧縮領域長さ  $L_r$  を、中立軸位置  $x_n$ 、柱内法高さ  $h_0$ 、柱せい  $D$  により (2) 式で表現すると、曲げ耐力時のコンクリートのひずみ  $\epsilon_p$  および圧縮力  $C_c$  を次式で表現できる。なお、材端コンクリートの圧縮領域は、周辺コンクリートと軸力により拘束された二軸圧縮状態と考えられるため、拘束効果としての強度およびひずみの上昇率を小林ら<sup>14)</sup>、Kupferら<sup>15)</sup>の実験結果およびCEB-FIP Model Code<sup>16)</sup>の評価式に基づき、軸圧縮耐力および軸引張耐力のときに曲げ耐力時部材角がゼロになるように軸力  $N_0$  に応じて (5) 式で表現すると、材端コンクリートの圧縮強度時ひずみは、拘束効果の (5) 式と図10の修正 Popovics 式の (6) 式を用いた CEB-FIP Model Code<sup>16)</sup>の評価式により (7) 式で表現できる。さらに、(3) 式と (7) 式により曲げ耐力時部材角  $R_f$  は (8) 式となる。

$$L_r = h_0 \cdot x_n / D \quad (2)$$

$$\epsilon_p = R_f \cdot x_n / L_r \quad (3)$$

$$C_c = \kappa_c \cdot \sigma_B \cdot b \cdot x_n \quad (4)$$

$$\kappa_c = 1.35 \cdot \exp \left[ -0.7 \cdot \left( \frac{2N_0 - N_C - N_T}{N_C + N_T} \right) \right] \quad (5)$$

$$\epsilon_B = 1150 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{0.25} \quad (6)$$

$$\epsilon_p = (3\kappa_c - 2) \cdot \epsilon_B \quad (7)$$

$$R_f = (3\kappa_c - 2) \cdot (h_0 / D) \cdot 1150 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{0.25} \quad (8)$$

ここで、 $N_C$  : 軸圧縮耐力 ( $= b \cdot D \cdot \sigma_B + A_g \cdot \sigma_y$ )、 $\sigma_y$  : 主筋降伏強度  
 $N_T$  : 軸引張耐力 ( $= -A_g \cdot \sigma_y$ )、 $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度

付着のない場合における主筋のひずみは、曲げ耐力時の部材角と中立軸位置から求まる材端変形を柱内法高さで除すことにより (9) 式で表現できる。また、主筋の引張力は、主筋総断面積  $A_g$  および弾性係数  $E_s$  により (10) 式となる。

$$\epsilon_s = R_f \cdot (D - 2x_n) / h_0 \quad (9)$$

$$T_s = A_g \cdot E_s \cdot R_f \cdot (D - 2x_n) / h_0 \quad (10)$$

これより、コンクリートの圧縮力  $C_c$ 、主筋の引張力  $T_s$ 、軸力  $N_0$  による力のつり合いから中立軸位置  $x_n$  は (11) 式になり、最大曲げモーメント時水平力の曲げ圧縮耐力  $Q_f$  は (12) 式となる。提案式による計算値と実験値を比較すると、試験体 L3-F の曲げ耐力計算値は 72kN になり、実験値 71kN と適合していることが確認できる。

$$x_n = \frac{N_0 \cdot h_0 + A_g \cdot E_s \cdot D \cdot R_f}{\kappa_c \cdot \sigma_B \cdot b \cdot h_0 + 2A_g \cdot E_s \cdot R_f} \quad (11)$$

$$Q_f = \frac{\kappa_c \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D \cdot (D - x_n) \cdot (N_0 + A_g \cdot E_s \cdot \epsilon_p)}{h_0 \cdot \kappa_c \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D + 2A_g \cdot E_s \cdot \epsilon_p} \quad (12)$$

##### 4.2 せん断圧縮耐力の算定

試験体 S3-F や S5-F のように柱内法高さの小さい場合には、材端コンクリートの圧壊とスパン中央のせん断ひび割れの発生によって終局強度に達する破壊メカニズムを考慮し、花井ら<sup>11)</sup>のモルクーロン破壊基準を用いたせん断評価法を基に、せん断圧縮耐力算定式を導出する。せん断破壊時の応力状態およびモルクーロン破壊基準とモールの応力円を図11に示す。せん断ひび割れは部材のスパン中央で発生するとし、モールの応力円がコンクリートの圧縮強度お

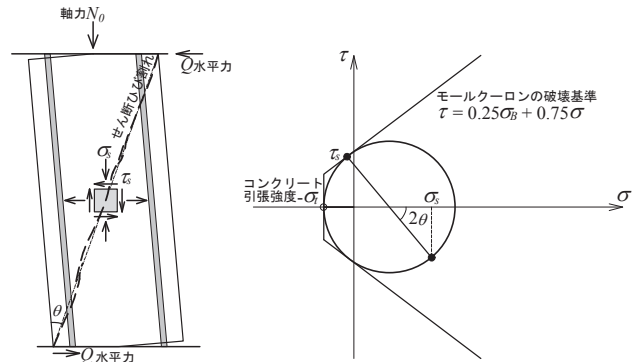


図11 せん断破壊時の応力状態および破壊基準とモールの応力円

よび引張強度で決まる2つの破壊条件に接するとき、せん断圧縮耐力に達すると仮定する。このときのせん断応力は、コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$ および引張強度 $\sigma_T$ 、ひび割れの材軸方向とのなす角 $\theta$ により(13)式で表される。また、せん断ひび割れと主応力の角度は、柱せい $D$ と内法高さ $h_0$ の比により(14)式で表現し、断面内に働くせん断応力とせん断力の関係(15)式を用いることで、せん断圧縮耐力算定式は(16)式で表される。提案式による計算値と実験値を比較すると、試験体 S3-F および S5-F のせん断圧縮耐力計算値は90kNになり、S3-Fの最大荷重87kNおよびS5-Fの最大荷重90kNと良く対応していることが確認できる。

$$\tau_s = (\sigma_B - 3\sigma_T) \cdot \frac{\tan \theta}{1 + \tan^2 \theta} \quad (13)$$

$$\tan \theta = D/h_0 \quad (14)$$

$$Q_s = \frac{2}{3} \cdot b \cdot D \cdot \tau_s \quad (15)$$

$$Q_s = \frac{2}{3} \cdot b \cdot D \cdot (\sigma_B - 3\sigma_T) \cdot \frac{(D/h_0)}{1 + (D/h_0)^2} \quad (16)$$

ここで、 $\sigma_T$ : コンクリート引張強度、 $b$ : 柱幅、 $D$ : 柱せい  
 $\tau_s$ : 部材断面中央におけるせん断応力

### 4.3 既往の実験結果による提案式の検証

既往の部材実験の結果を用いて、本提案式による部材の終局強度の適合性について検証する。また、耐震診断基準<sup>2)</sup>の算定式による計算値との比較も検討する。検討対象とした試験体は、コンクリート圧縮強度20MPa以下で主筋に丸鋼が使用された合計70体の試験体(コンクリート圧縮強度13.5MPa以下の試験体数41体)<sup>3),17)~36)</sup>である。部材の終局強度の実験値と計算値の比較を図12に示す。本提案式による計算値は、曲げ圧縮耐力とせん断圧縮耐力の小さい値を部材の終局強度とした。なお、コンクリート割裂引張強度が文献中に記載されていない場合は、低強度コンクリートにも適用できることが確認されている野口・友澤<sup>37),38)</sup>により算出し、主筋の弾性係数は205GPa<sup>9)</sup>としている。

本提案式は、計算値が若干小さく算定され安全側の評価であり、全試験体の実験値と計算値の比の平均値は1.19、変動係数は22%である。コンクリート圧縮強度13.5MPa以下の試験体では、平均値1.26、変動係数22%となっている。一方、耐震診断基準では、全試験体数の実験値と計算値の比の平均値は0.96、変動係数は29%であり、コンクリート圧縮強度13.5MPa以下の試験体においては平均値0.86、変動係数28%となっており、低強度コンクリートの試験体ほど過大評価になっている。本算定式は、耐震診断基準の算定式と比較すると、主筋に丸鋼が用いられたコンクリート圧縮強度20MPa以下の試験体に対して、部材の終局強度を精度良く評価できている。

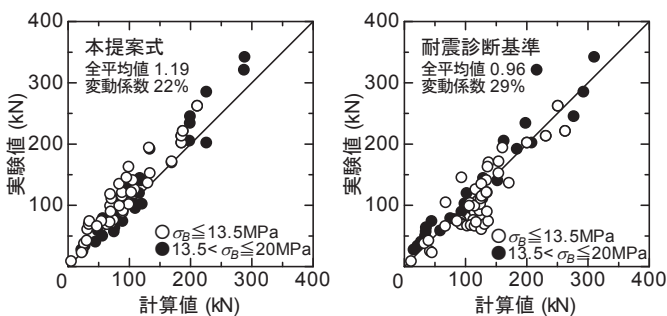


図12 部材終局強度の実験値と計算値の比較

## 5. 復元力特性のモデル化

### 5.1 曲げ圧縮型のスケルトンカーブ

曲げ圧縮型の崩壊に至るまでの荷重変形関係について、前述の曲げ圧縮強度算定手法と同じ方法により評価する。コンクリートの力、主筋の力、軸力による力のつり合い式から各部材角における中立軸を求めるために、コンクリートの応力ひずみ関係モデルを用いた収束計算を行わなければならない。しかし、主筋が降伏せずに弾性状態で、コンクリートの圧縮強度時に柱の曲げ圧縮耐力に達する場合、柱の荷重変形関係は、コンクリートの応力ひずみ関係と同じ曲線形状になる。そのため、軸力が小さく主筋が降伏しないときは力のつり合いによる収束計算は不要になり、柱の曲げ圧縮強度と応力ひずみ関係の曲線により、ポストピーク挙動を含む荷重変形関係および圧縮縁からの中立軸位置が表現可能である。

そこで、低強度コンクリートの応力ひずみ曲線を材料試験結果に基づいてモデル化する。図2の材料試験結果から、低強度コンクリートの応力ひずみ関係は、圧縮強度時ひずみ程度まではPopovics式と良い対応関係を示すが、大ひずみ領域では直線的に応力低下するためにPopovics式との対応がよくない。そのため、図13に示すように、応力ひずみ関係を応力上昇域と応力下降域に別けてモデル化する。圧縮強度まではPopovics<sup>8)</sup>の(17-1)式で表現し、応力下降域は(17-2)式による直線でモデル化して、応力がゼロになるひずみを $u_f \cdot \varepsilon_B$ と定義する。なお、応力低下の勾配は、圧縮強度時から圧縮強度時ひずみの2倍までの範囲についてPopovics式を直線回帰することによって傾きを算出した(図14)。水平荷重がゼロになる崩壊時部材角 $R_{\mu}$ は、(3)式、(7)式および(17)式の関係から(18)式となる。

$$\sigma_c = \sigma_B \cdot \frac{n \cdot (\varepsilon_c / \varepsilon_B)}{n - 1 + (\varepsilon_c / \varepsilon_B)^n} \quad (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_B) \quad (17-1)$$

$$\sigma_c = -\frac{\sigma_B}{u_f - 1} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_B} - u_f \right) \quad (\varepsilon_B < \varepsilon_c \leq u_f \varepsilon_B) \quad (17-2)$$

$$n = 0.058\sigma_B + 1 \quad (17-3)$$

$$u_f = 100/\sigma_B + 1 \quad (17-4)$$

$$R_{\mu} = (3\kappa_c - 2) \cdot (h_0/D) \cdot u_f \cdot 1150 \times 10^{-6} \cdot \sigma_B^{0.25} \quad (18)$$

ここで、 $h_0$ : 柱内法高さ、 $D$ : 柱せい、 $\kappa_c$ : (5)式の拘束効果係数

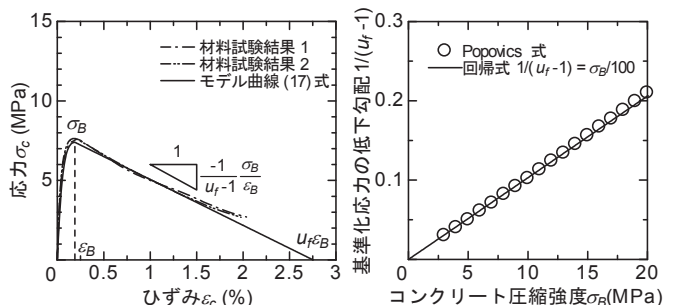


図13 コンクリートの応力ひずみ関係のモデル化

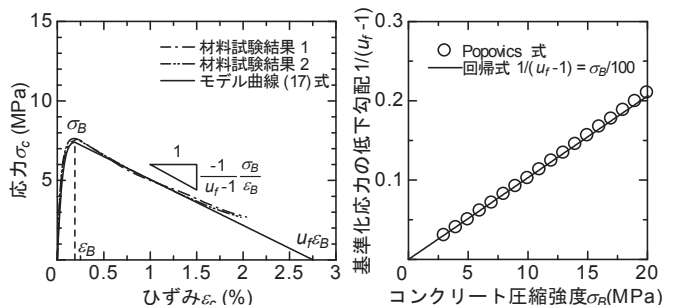


図14 コンクリートの応力低下勾配の定式化

低強度コンクリートの応力ひずみ関係モデルを用いて定式化した曲げ圧縮型のスケルトンカーブを(19)式に示す。また、コンクリートひずみ $\varepsilon_c$ と部材角 $R$ の関係は、(2)式と(3)式から柱せい $D$

と柱内法高さ  $h_0$  を用いて  $\epsilon_c = R \cdot D/h_0$  と表現できるため、コンクリートの応力ひずみ関係 (17) 式を用いることで圧縮縁からの中立軸位置  $x_{nc}$  は (20) 式で表せる。本提案モデルによる計算結果と試験体 L3-F の荷重変形関係および圧縮縁からの中立軸位置の比較を図 15 に示す。モデルによる計算結果は、最大耐力までの領域および崩壊を含む荷重低下挙動について、概ね実験結果を評価できており、中立軸位置においても実験値と計算値が良い対応関係を示していることから、提案式による復元力特性モデルの妥当性が確認できる。

$$\text{部材角 } R \leq R_f \text{ のとき} \quad Q = Q_f \cdot \frac{n \cdot (R/R_f)}{n-1+(R/R_f)^n} \quad (19-1)$$

$$R_f < R \leq R_{fu} \text{ のとき} \quad Q = Q_f \cdot \frac{R_{fu} - R}{R_{fu} - R_f} \quad (19-2)$$

$$\text{中立軸位置: } x_{nc} = \frac{N_0 \cdot h_0 + A_g \cdot E_s \cdot D \cdot R}{\sigma_c \cdot b \cdot h_0 + 2A_g \cdot E_s \cdot R} \quad (20)$$

ここで、 $R_f$ : 曲げ耐力時部材角,  $R_{fu}$ : 崩壊時部材角,  $Q_f$ : 曲げ耐力

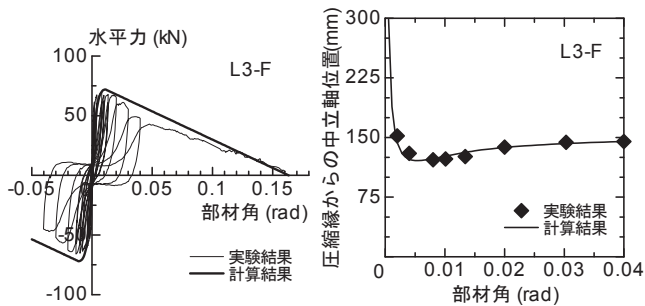


図 15 荷重変形関係および中立軸位置のモデルと実験結果の比較

## 5.2 セン断圧縮型のスケルトンカーブ

せん断圧縮型の崩壊に至るまでの荷重変形関係について、前述のせん断圧縮耐力算定式を導出したモールクーロンの破壊基準とモールの応力円の関係に基づき、コンクリートの応力ひずみ関係を考慮した方法により評価する。せん断圧縮破壊する場合、柱スパン中央にせん断ひび割れが発生した直後、コンクリートは引張力を負担できずに引張応力がゼロになるが、圧縮力を負担できるため、せん断応力は保持されると想定される。つまり、せん断ひび割れの発生に伴いコンクリート引張強度がゼロになり、図 16 の破線で示されるモールの応力円が中心位置のみコンクリート引張強度  $\sigma_t$  だけ圧縮側に移動した実線の応力状態に移り、モールクーロンの破壊基準の切片が  $0.25\sigma_B - 0.75\sigma_t$  の応力状態になると考えられる。このとき、せん断ひび割れ発生後におけるモールクーロンの破壊基準および主応力に相当するコンクリート圧縮強度の低下率は、(21) 式による圧縮

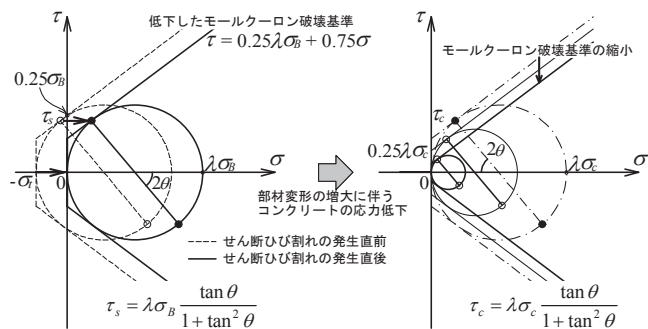


図 16 セン断圧縮型の破壊メカニズム

強度低下率  $\lambda$  によって表現できる。さらに、せん断圧縮強度以降の変形における破壊メカニズムは、コンクリートの応力低下に起因して、モールクーロンの破壊基準が縮小することでせん断応力が低下し、柱の崩壊に至ると推察される。

そこで、せん断圧縮型の荷重変形関係におけるせん断圧縮強度時の部材角  $R_s$  を、曲げ変形とせん断ひび割れによる変形の足し合わせとして (22) 式で定め、曲げ変形  $R_{sf}$  は曲げ圧縮型の荷重変形関係およびせん断圧縮耐力と曲げ圧縮耐力の比により求められる (23) 式で表し、せん断変形  $R_{ss}$  は剛体回転する試験体の部材変形によりスパン中央で生じるせん断ひび割れ方向のコンクリート圧縮ひずみと部材角の関係 (図 17) を用いて、コンクリート圧縮強度時ひずみにより (24) 式で定義する。なお、曲げ変形の (23) 式は、数学的解法による定式化が困難であったため、数値計算の結果を近似することにより導出した。次に、せん断圧縮強度以降におけるコンクリートの応力低下は、曲げ圧縮型のとく同じく直線による応力ひずみ関係とし、軸力の影響を受けずに崩壊に至るまでの損失エネルギーが曲げ圧縮型の場合と同等になるように、応力がゼロとなるひずみを (25) 式を用いて  $u_s \cdot \epsilon_B$  と定義する。ただし、本実験結果において、せん断破壊時の荷重低下挙動および崩壊時部材角は、軸力の影響を受けることが確認されているため、軸力比  $\eta_0$  の増大に伴って応力低下勾配が急になり、応力がゼロとなるひずみ  $u_s \cdot \epsilon_B$  が線形的に小さくなるように表すこととした。せん断圧縮型のコンクリート応力ひずみ関係モデルを図 18 に示す。

$$\lambda = 1 - \frac{3\sigma_t}{\sigma_B} \quad (21)$$

$$R_s = R_{sf} + R_{ss} \quad (22)$$

$$R_{sf} = R_f \cdot \left[ 1 - (1 - Q_s/Q_f)^{0.1\sqrt{\sigma_B}} \right] \quad (23)$$

$$R_{ss} = \epsilon_B \cdot \frac{1 + (D/h_0)^2}{(D/h_0)} \quad (24)$$

$$u_s = \frac{u_f - 1}{\lambda} (1 - \eta_0) + 1 \quad (25)$$

ここで、 $\lambda$ : 圧縮強度低下率,  $\sigma_t$ : コンクリート引張強度,  $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度,  $R_s$ : セン断耐力時部材角,  $Q_s$ : セン断耐力,  $Q_f$ : 曲げ耐力,  $u_s$ : セン断圧縮型の応力低下勾配係数,  $\eta_0$ : 軸力比,  $u_f$ : (17-4)式による応力低下勾配係数,  $D$ : 柱せい,  $h_0$ : 柱内法高さ

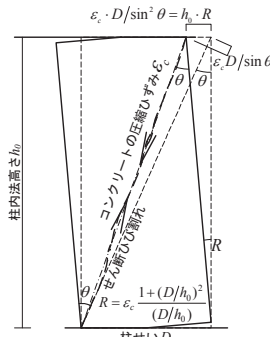


図 17 コンクリートの圧縮ひずみと部材角の関係

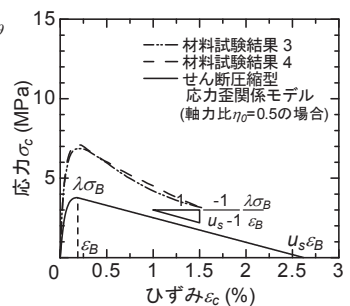


図 18 セン断圧縮型のコンクリート応力ひずみ関係モデル

せん断圧縮破壊する場合の崩壊時部材角は、せん断耐力以降の部材変形が全てせん断変形によるとすると、図 17 のひずみと部材角の



関係およびコンクリートの応力がゼロとなるひずみにより (26) 式で表現できる。せん断圧縮型の荷重変形関係は、最大耐力時までは非線形挙動を考慮した (27-1) 式で表現し、荷重低下域は部材変形の増大に伴うモールクーロン破壊基準の縮小に応じたコンクリートの応力低下に基づいて (27-2) 式により表すことができる。試験体 S3-F および S5-F の荷重変形関係とモデルによる計算結果の比較を図 19 に示す。最大耐力までの領域および崩壊を含む荷重低下挙動において、モデルと実験結果は概ね対応していることが確認できる。

$$R_{su} = R_s + (u_s - 1) \cdot \varepsilon_B \cdot \frac{1 + (D/h_0)^2}{(D/h_0)} \quad (26)$$

$$\text{部材角 } R \leq R_s \text{ のとき} \quad Q = Q_s \cdot \frac{n \cdot (R/R_s)}{n - 1 + (R/R_s)^n} \quad (27-1)$$

$$R_s < R \leq R_{su} \text{ のとき} \quad Q = Q_s \cdot \frac{R_{su} - R}{R_{su} - R_s} \quad (27-2)$$

ここで、 $Q_s$ ：せん断圧縮耐力、 $n$ ：(17-3)式による曲線形状係数、 $R_s$ ：せん断耐力時部材角、 $h_0$ ：柱内法高さ、 $D$ ：柱せい、 $\varepsilon_B$ ：(6)式によるコンクリート圧縮強度時ひずみ、 $u_s$ ：(25)式によるせん断圧縮型の応力低下勾配係数、 $R_{su}$ ：せん断圧縮破壊する場合の崩壊時部材角

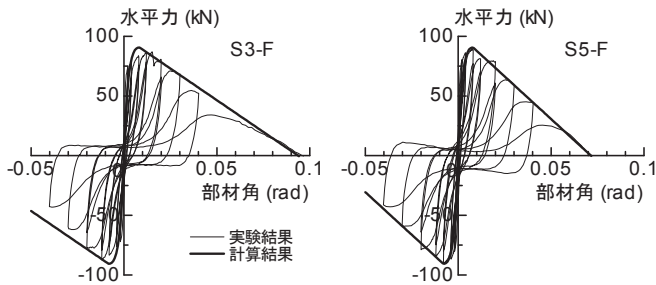


図 19 モデルによる計算結果と実験結果の比較

### 5.3 既往の実験結果によるモデルの検証

既存の低強度コンクリート柱の実験結果を用い、提案する荷重変形関係のスケルトンカーブの適合性について検証する。検討対象とした試験体<sup>17), 18)</sup>の概要を表 5 に示す。対象試験体のコンクリート圧縮強度は 12MPa 程度で、断面 300×300mm、主筋には丸鋼が使用され、主筋の配筋は 8-13φ (主筋比  $p_g=1.18\%$ ) であり、軸力比、柱内法高さ比、せん断補強筋比を実験因子としている。

既往の実験結果および提案モデルの荷重変形関係の比較を図 20 に示す。提案モデルによる荷重変形関係は、最大荷重までの挙動およびそれ以降の荷重低下域において、コンクリート強度、柱内法高さ比、せん断補強筋比などの構造因子が変動しても実験結果と良好に対応しており、低強度コンクリート柱の終局強度および荷重変形関係を十分な精度で評価できていることが確認できる。

表 5 検討対象試験体の概要

試験体名	断面 $b \times D$	柱内法高さ比	主筋 ( $p_g$ )	帯筋		軸力比
				配筋	$p_w$ (%)	
LF15-30	300mm × 300mm	4.0	8-13φ (1.18%)	2-D6@70	0.30	0.15
LF30-30				-	0.00	
LS30-00				-	0.00	
LS30-15		3.0		2-D6@140	0.15	
LS30-30				2-D6@70	0.30	
LSS30-15				2-D6@140	0.15	
LSS30-30	2.0	2-D6@70	0.15	0.15		

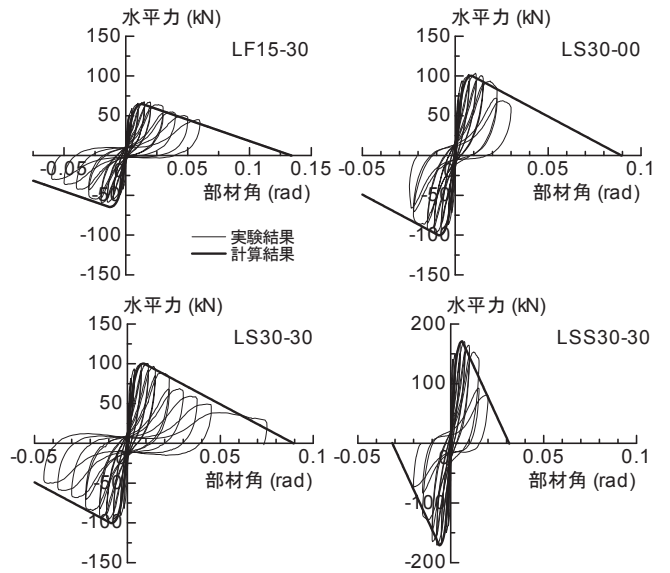


図 20 既往の実験結果とモデルによる計算結果の比較

## 6. まとめ

本研究では、主筋に丸鋼を用いた低強度コンクリート柱を対象とした崩壊実験を行い、その実験結果に基づき、破壊メカニズムに立脚した終局強度算定式および崩壊に至るまでの荷重変形関係のスケルトンカーブを提案した。以下に得られた知見を示す。

- (1) コンクリート圧縮強度が 7MPa 程度の低強度コンクリート柱は、丸鋼の付着滑脱による顕著な付着応力低下が加力早期から発生し、柱内法高さ比 3.0 で軸力比 0.3 の場合には主筋降伏前に材端コンクリートの圧壊が支配的になる曲げ圧縮型で破壊し、柱内法高さ比 2.0 で軸力比 0.3 および 0.5 の場合にはせん断ひび割れの発生に伴って徐々に荷重低下するせん断圧縮型で破壊した。
- (2) 曲げ圧縮型で破壊した柱の変形機構は、崩壊に至るまで回転変形成分の割合が支配的ではほぼ全ての変形が材端に集中し、中立軸位置は最大荷重近傍で一旦圧縮縁側になり、それ以降では変形が進むにつれて部材中央に近づく傾向にあった。せん断圧縮型で破壊した場合は、せん断ひび割れ発生による回転変形成分の減少とせん断変形成分の急増が生じ、せん断変形成分の増加率は軸力の影響を受けることを確認した。
- (3) 柱部材の抵抗機構に立脚した終局強度算定式を、コンクリートの応力ひずみ関係による力のつり合いおよびモールクーロンの破壊基準を用いた手法により定式化した。提案式による終局強度計算値は、主筋に丸鋼が用いられたコンクリート圧縮強度 20MPa 以下の既往の実験結果と概ね対応しており、耐震診断基準よりも精度良く安全側に評価できることを示した。
- (4) 破壊メカニズムに基づいた崩壊に至るまでの復元力特性を、コンクリートの応力ひずみ関係および縮小するモールクーロンの破壊基準を用いた力学的考察によりモデル化した。定式化した荷重変形関係は、本実験結果および既往の実験結果における荷重低下域を含む荷重変形関係と良好に対応しており、十分な精度で評価できることを示した。

## 謝辞

本研究の実施にあたり、平成 21 年度科学研究費補助金 (基盤研究

(B) 課題番号：21360268 代表研究者：広島工業大学教授 荒木秀夫)の助成を受けた。本実験の実施にあたり、元筑波大学大学院 田中慎治氏の協力を得た。ここに記して関係各位に謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 山本泰稔：低強度コンクリート構造に関する調査・研究資料，「第30回建築士事務所全国大会埼玉大会分科会，地震と補強—耐震改修における低強度コンクリートの問題点」，大宮ソニックシティ，pp.77-91，2005.9
- 2) 日本建築防災協会：2001年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針 同解説，2001.10
- 3) 日本コンクリート工学協会中国支部：低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書，2009.2
- 4) 荒木秀夫，根口百世，南宏一：低強度コンクリート建物の耐震補強の可能性，コンクリート工学，Vol.48，No.7，pp.3-8，2010.7
- 5) 芳村学，高稲宜和：破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の鉛直変形評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第592号，pp.167-175，2005.6
- 6) 加藤大介ほか：RC造柱の残存軸耐力に関する実験と考察，日本建築学会構造系論文集，第619号，pp.127-132，2007.9
- 7) 島崎和司：RC造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第74巻，第637号，pp.537-542，2009.3
- 8) Popovics S. : A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, pp.583-599, 1973
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説2010，2010.2
- 10) 滝口克巳：付着のあるRC部材と付着のないRC部材の変形特性・II，日本建築学会論文報告集，第262号，pp.53-59，1977.12
- 11) 花井伸明ほか：モルタルコーンの破壊基準を用いたRC部材のせん断挙動評価，コンクリート工学論文集，第19巻，第1号，pp.1-9，2008.1
- 12) 荒木秀夫，八十島章：既存建物の低強度コンクリートの力学特性，日本建築学会技術報告集，第16巻，第32号，pp.11-16，2010.2
- 13) 荒木秀夫，星川友毅：既存RC建物におけるコンクリートの力学的性能，日本建築学会技術報告集，第18巻，第40号，pp.913-918，2012.10
- 14) 小林昭一，小柳治：コンクリートの圧縮域における破壊条件，材料，第16巻，第170号，pp.897-902，1967.11
- 15) Kupfer H.B. et al. : Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, ACI Journal, Vol.66, No.8, pp.656-666, 1969.8
- 16) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), Thomas Telford, pp.39-48, 1998
- 17) 家形徹ほか：丸鋼を用いた低強度コンクリート柱の耐震性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.279-282，2010.9
- 18) 板野昌平ほか：丸鋼を用いた低強度コンクリート極短柱の耐震性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.187-190，2011.8
- 19) 神谷隆ほか：低強度コンクリートの建物に対するRC巻き立て工法と鋼板

- 内蔵コンクリート補強工法の併用補強に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.61-66，2009.8
- 20) 岡岡大岳ほか：せん断破壊先行型の低強度RC柱の補強効果に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.695-698，2009.8
  - 21) 内海洋志ほか：低強度コンクリート学校校舎の耐震補強に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.45-48，2008.9
  - 22) 李文聰ほか：主筋に丸鋼を使用した低強度コンクリートRC柱の高強度外帯筋による耐震補強効果，日本建築学会九州支部研究報告，第47号，pp.401-404，2008.3
  - 23) 宮本敬介ほか：主筋に丸鋼が用いられた既存RC柱に対する連続繊維テープの巻き付け補強効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.221-222，1998.9
  - 24) 永坂具也ほか：主筋に丸鋼が用いられた既存RC柱に対するアラミド繊維テープの巻き付け効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.81-84，1999.9
  - 25) 今井和正ほか：炭素繊維シートで補強された丸鋼RC柱の靱性能評価，JCI年次論文集，Vo.19，No.2，pp.219-224，1997.6
  - 26) 角一行ほか：新しい耐震補強工法に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.313-314，1996.9
  - 27) 滝口克己ほか：丸鋼を用いた鉄筋コンクリート柱の変形挙動，日本建築学会構造系論文報告集，第349号，pp.59-70，1985.3
  - 28) 蓼原真一：多段配筋柱のせん断耐力に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1319-1320，1981.9
  - 29) 高橋仁ほか：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その46)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1503-1504，1977.9
  - 30) 岩崎良二ほか：鉄筋コンクリート実大短柱の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.787-790，1971.9
  - 31) 中田慎介ほか：鉄筋コンクリート実大柱の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.63-64，1970.9
  - 32) 斉藤完治ほか：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その34)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1411-1412，1976.10
  - 33) 永作智也ほか：ペンシルビルを対象とした建物外部から施工可能な耐震補強技術の開発，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.537-538，2007.8
  - 34) 服部高重ほか：繰返し水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の破壊性状について，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.717-718，1970.9
  - 35) 永山正幸ほか：エポキシ樹脂注入による既存RC梁の補修効果，JCI年次論文集，Vo.30，No.3，pp.1615-1620，2008.7
  - 36) 吉沢克司ほか：中越沖地震で被害を受けたカットオフ主筋を有するRC造柱の静加力実験，JCI年次論文集，Vo.33，No.2，pp.1099-1104，2011.7
  - 37) 野口貴文，友澤史紀：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係，日本建築学会構造系論文集，No.472，pp.11-16，1995.6
  - 38) 八十島章ほか：低強度コンクリートを用いたRC部材の耐震性能，JCI年次論文集，Vol.29，No.3，pp.931-936，2007.7

(2013年4月8日原稿受理，2013年8月14日採用決定)