

# 論文 高密度軸方向鉄筋を有する RC 柱の変形特性

杉田 清隆\*1・大庭 光商\*2

**要旨：** 狭隘な作業環境下で柱径に制約を受ける場合、著者らは極厚鋼管の CFT 柱に代わる構造として、軸方向鉄筋 14.8%~24.7%を高密度に配置し、これをスパイラル鉄筋で補強した“高密度配筋 RC 柱”を考案した。これまで、高密度配筋 RC 柱の軸方向鉄筋比、せん断スパン比、曲げせん断耐力比、軸圧縮応力度を実験変数とした模型試験体による静的正負交番載荷実験を行った結果、実験変数により損傷形態が異なるが、いずれの試験体も急激に耐力が低下することではなく、柱の回転角 1/10 以上の変形性能が確保できることがわかっている。今回、損傷形態により変形特性が異なることから、変形成分について検討を行い、高密度配筋 RC 柱の変形特性について考察した。

**キーワード：** 軸方向鉄筋, スパイラル帯鉄筋, 高密度配筋 RC 柱, 交番載荷実験, せん断変形

## 1. はじめに

鉄道の駅構内等の狭隘な作業環境下で、高架橋の柱径に制約を受ける場合、極厚鋼管のコンクリート充填鋼管柱（以下「CFT」という）が用いられてきたが、CFT 柱に用いられる極厚鋼管は特注品となり、RC 柱に比べて材料費が高いことが課題となっている。

そこで、著者らは極厚鋼管を用いた CFT 柱に代わり、安価で材料入手も容易な RC 柱に着目し、従来の RC 構造の適用範囲（軸方向鉄筋比 6%以下）<sup>1)</sup>を大幅に超える量の軸方向鉄筋（軸方向鉄筋比 14.8~24.7%）を高密度に配置し、これをスパイラル鉄筋で補強した RC 柱（以下「高密度配筋 RC 柱」という）を考案した<sup>2)3)</sup>。

これまで、著者らは地震時における高密度配筋 RC 柱の損傷形態および変形挙動を確認することを目的に、軸方向鉄筋比、せん断スパン比、曲げせん断耐力比、軸圧縮応力度を実験変数とした模型試験体による静的正負交番載荷実験を実施しており、実験変数により損傷形態が異なるが、いずれの試験体も急激に耐力が低下することではなく、柱の回転角 1/10 以上の変形性能が確保できることがわかっている。また、曲げ終局耐力は、最大荷重時の損傷状況を考慮することで評価が可能であることを示している<sup>3)</sup>。

本論では、損傷形態により変形特性が異なる点に着目し、これまで実施してきた静的正負交番載荷実験の試験体の中から、損傷形態の異なる代表的な試験体について、

変形成分の検討を行い、高密度配筋 RC 柱の変形特性について考察したので報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体諸元

これまで実施してきた静的正負交番載荷実験の試験体は、実験変数として、軸方向鉄筋比 ( $p_l$ ) 14.8~24.7% ( $p_l = \Sigma A_s / (\pi \cdot D^2 / 4)$ ), ここに  $\Sigma A_s$ : 全軸方向鉄筋の断面積,  $D$ : 柱径), せん断スパン比 ( $a/d$ ) 1.89~4.88, 曲げせん断耐力比 ( $V_{yd} / V_{mu}$ ) 1.71~7.54 (ここに  $V_{yd}$ : せん断耐力,  $V_{mu} = M_u / l_a$ ,  $M_u$ : 曲げ耐力,  $l_a$ : せん断スパン), 軸圧縮応力度 0.98, 4.90N/mm<sup>2</sup> を試験範囲としている。

この試験体の中から、 $a/d$  が同一で損傷形態が異なる代表的な試験体をピックアップした。表-1 に試験体諸元、図-1 に試験体概要を示す。試験体は、実構造物の 1/2 スケールを想定したもので、軸方向鉄筋比は、計画構造物を対象に極厚鋼管を用いた CFT 柱の曲げ耐力と同程度となるようにした。せん断補強鉄筋には加工が容易で継手を必要としないスパイラル状の高強度鋼材（規格降伏強度 1275N/mm<sup>2</sup>）を用いており、柱内部には充填性を考慮し、モルタルを打設した。せん断耐力 ( $V_{yd}$ ) の計算値は、材料強度試験による実強度を用いて、円形断面を等積正方形に換算した矩形部材として算定している。せん断補強鉄筋の無い棒部材のせん断耐力 ( $V_c$ ) は、 $a/d$  の効果を考慮した二羽ら<sup>4)</sup>の算定式により算出している。

表-1 試験体諸元

試験体種類	柱径 (有効高さ) D(d) (mm)	せん断スパン a (mm)	せん断スパン比 a/d	軸圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	軸方向鉄筋 (SD295A)				せん断補強鉄筋			耐力比 $V_{yd}/V_{mu}$	損傷形態		
					圧縮強度 柱 (モルタル) (N/mm <sup>2</sup> )	径 $\phi$ (mm)	本数 (本)	鉄筋比 $p_l$ (%)	降伏強度 $f_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	径 $\phi_s$ (mm)	間隔 (芯) s (mm)			鉄筋比 $p_w$ (%)	降伏強度 $f_{ts}$ (N/mm <sup>2</sup> )
A	350 (317)	1050	3.31	0.98	30.5	16.0	72	14.8	379	7.1	10.1	2.239	1325	5.41	曲げ破壊(フーチング)
B					31.6		96	19.8	333		19.1	1.184	1428	2.84	曲げ破壊(柱基部)
C					26.0		120	24.7	355		15.1	1.498	1325	2.91	付着破壊
D					4.90				28.9				333	1371	

\*1 東日本旅客鉄道 (株) 東北工事事務所 工事管理室 主席 工修 (正会員)

\*2 東日本旅客鉄道 (株) 東北工事事務所 工事管理室 室長 (正会員)

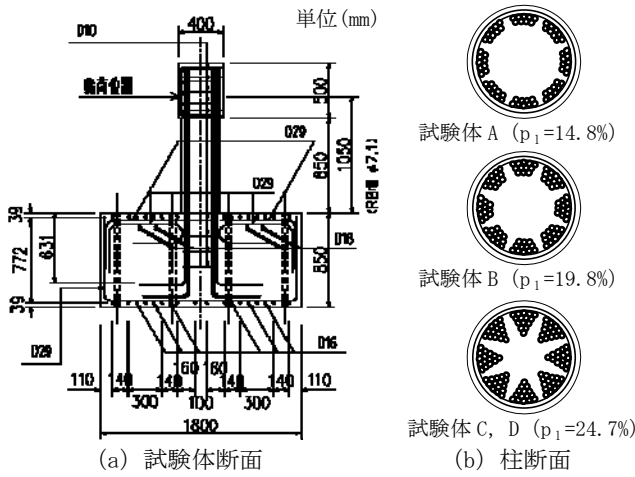


図-1 試験体概要

## 2.2 載荷方法

載荷方法は、軸力を一定とした静的正負交番載荷実験である。なお、柱径に制約を受ける高架橋の場合、軸圧縮力が大きくなるため、軸力は一般的な高架橋の通常軸力（試験体 A～C： $0.98\text{N/mm}^2$ ）に加え、通常軸力の 5 倍（試験体 D： $4.90\text{N/mm}^2$ ）で載荷している。実験における部材の降伏変位（ $\delta_y$ ）は、載荷方向を中心線として 45 度に位置する最外縁の軸方向鉄筋ひずみが、材料試験の結果から定まる降伏ひずみに達したときの水平変位とした。なお、試験体 A、C については、載荷方向の中心線上（0 度）に位置する最外縁の軸方向鉄筋の降伏時を部材の降伏変位としている。交番載荷実験は、降伏変位までは荷重制御により、 $2\delta_y$ 以降は変位制御により交番載荷を実施した。また、載荷ステップは  $10\delta_y$ まで降伏変位（ $\delta_y$ ）の整数倍毎に実施し、 $10\delta_y$ 以降は偶数倍毎の載荷を基本としたが、試験体 A、C については、 $2\delta_y$ 以降、 $4\delta_y$ 、 $6\delta_y$ ・・・と偶数倍毎とした。載荷装置の概要を図-2 に示す。

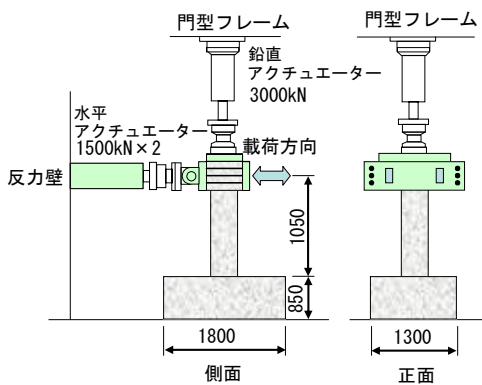


図-2 載荷装置概要

## 3. 損傷形態

### 3.1 損傷形態の概要

損傷形態は、既往の研究<sup>3)</sup>における静的正負交番載荷実験の結果から、軸方向鉄筋比（ $p_1$ ）、せん断スパン比（ $a/d$ ）、曲げせん断耐力比（ $V_{yd}/V_{mu}$ ）により異なり、次の 3 つのタイプに分類できる。

- (a) 曲げ破壊（フーチング）：フーチング表面部に損傷が集中する損傷形態（試験体 A）
- (b) 曲げ破壊（柱基部）：柱基部に損傷が集中する損傷形態（試験体 B）
- (c) 付着破壊：軸方向鉄筋間のモルタルが柱全体で粉碎して軸方向鉄筋相互の付着が切れる損傷形態（試験体 C、D）

図-3 に分類した損傷形態のイメージを示す。

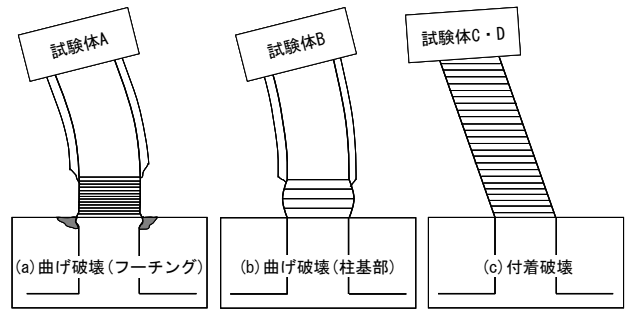


図-3 損傷形態の分類

### 3.2 損傷形態別の損傷状況および荷重－変位曲線

各損傷形態別の試験体の損傷状況および荷重－変位曲線を以下に示す。

#### (1) 曲げ破壊（フーチング）

試験体 A は、 $1\delta_y$ （ $10.3\text{mm}$ ）載荷時において曲げひび割れが柱全体に発生した後、斜めひび割れへ進展する。 $2\delta_y$ （ $1/51.5$ ）載荷時において、かぶりモルタルに浮きが生じ、徐々に柱全体へと浮きが進展していく。その後、 $6\delta_y$ （ $1/17.0$ ）載荷時からフーチング表面のかぶりコンクリートに損傷が進展し、円錐状の浮きが発生していく。水平荷重がピークに達した  $12\delta_y$ （ $1/8.5$ ）載荷時点から、フーチング表面のかぶりコンクリートの浮きが顕著になるとともに、損傷がこの部分に集中し、水平荷重が緩やかに低下し始める。最終的には  $18\delta_y$ （ $1/5.7$ ）正側載荷時において柱基部の軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断し、水平荷重が低下して実験を終了している（写真-1）。

図-4 に試験体 A の荷重－変位曲線を示しているが、エネルギー吸収の大きい紡錘型の履歴ループとなっており、変形性能は柱の回転角で  $1/5.7$  を有している。



写真-1 曲げ破壊（フーチング）の損傷状況（試験体 A）

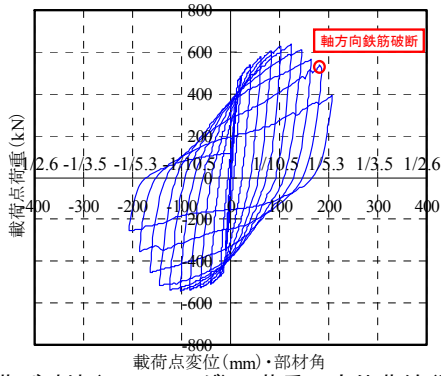


図-4 曲げ破壊(フーチング)・荷重-変位曲線(試験体 A)

(2) 曲げ破壊(柱基部)

試験体 B は、 $1\delta_y$  ( $16.9\text{mm}$ ) 荷重時において曲げひび割れが柱全体に発生した後、斜めひび割れへ進展する。 $3\delta_y$  ( $1/20.7$ ) 荷重時において、柱全体にかぶりモルタルの浮きが進展した後、 $4\delta_y$  ( $1/15.5$ ) 荷重時に柱基部のかぶりモルタルが剥落し、スパイラル帯鉄筋が徐々に露出する。水平荷重は、 $6\delta_y$  ( $1/10.3$ ) 荷重時にピークに達した後、 $7\delta_y$  ( $1/8.9$ ) 荷重以降、スパイラル帯鉄筋のひずみが増加するとともに低下し始める。 $8\delta_y$  ( $1/7.8$ ) 荷重時には、柱基部 ( $0.5D$  区間) の軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となり、スパイラル帯鉄筋のひずみが急増し、直後の  $9\delta_y$  ( $1/6.9$ ) 負側荷重時においてスパイラル帯鉄筋が柱基部で破断し、実験を終了した(写真-2)。

図-5 に試験体 B の荷重-変位曲線を示しているが、エネルギー吸収の大きい紡錘型の履歴ループとなっており、変形性能は柱の回転角で  $1/6.9$  を有している。軸方向鉄筋比  $p_l=19.8\%$  の試験体 B に対して、軸方向鉄筋比が



(a) 最大荷重時 ( $6\delta_y$ :  $1/10.3$ ) (b) スパイラル帯鉄筋破断直前時 ( $8\delta_y$ :  $1/7.8$ )

写真-2 曲げ破壊(柱基部)の損傷状況(試験体 B)

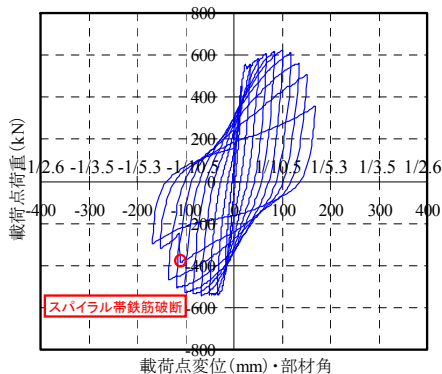


図-5 曲げ破壊(柱基部)・荷重-変位曲線(試験体 B)

$p_l=14.8\%$  と小さい試験体 A の曲げ耐力に差がみられないのは、試験体 A の曲げせん断耐力比 ( $V_{yd}/V_{mu}=5.41$ ) が試験体 B ( $V_{yd}/V_{mu}=2.84$ ) に対して大きいため、スパイラル帯鉄筋の拘束力が影響していると考えられる。

(3) 付着破壊

試験体 C は、 $1\delta_y$  ( $12.9\text{mm}$ ) 荷重時において曲げひび割れが柱全体に発生した後、斜めひび割れへ進展する。 $2\delta_y$  ( $1/40.7$ ) 荷重時に斜めひび割れの幅が拡大するとともに、荷重方向から  $90^\circ$  の位置で柱の鉛直方向全体にひび割れが生じ、柱全体にわたりかぶりモルタルに浮きが発生する。 $4\delta_y$  ( $1/20.4$ ) 荷重時以降、柱のかぶりモルタルが剥落し、スパイラル帯鉄筋が露出し始め、 $8\delta_y$  ( $1/10.2$ ) 荷重終了時には柱全体でかぶりモルタルが広範囲にわたり剥落した。さらに  $14\delta_y$  ( $1/5.8$ ) 荷重時には、軸方向鉄筋間のモルタルの粉砕が顕著になり軸方向鉄筋が露出し始めた。水平荷重は、最大荷重を保持したまま  $24\delta_y$  ( $1/3.8$ ) 荷重時に荷重部分の試験体柱頭部が破損し、荷重が不能となり実験を終了した(写真-3)。

図-6 に試験体 C の荷重-変位曲線を示しているが、荷重の初期段階からスリップ型の履歴ループとなっており、軸方向鉄筋相互の滑りにより柱全体で変形し、エネルギーを吸収するため、フーチング表面や柱基部に損傷がおよぶことはなく、柱の回転角で  $1/3.8$  以上の変形性能を有している。

試験体 D は、通常軸力の 5 倍の軸力下で荷重しているが、損傷状況や変形特性は試験体 C と比較して顕著な差異はなく、荷重は  $20\delta_y$  ( $1/3.3$ ) 荷重時に荷重部分が損傷



(a) 最大荷重時 ( $6\delta_y$ :  $1/13.5$ ) (b) 試験終了時 ( $24\delta_y$ :  $1/3.8$ )

写真-3 付着破壊の損傷状況(試験体 C)

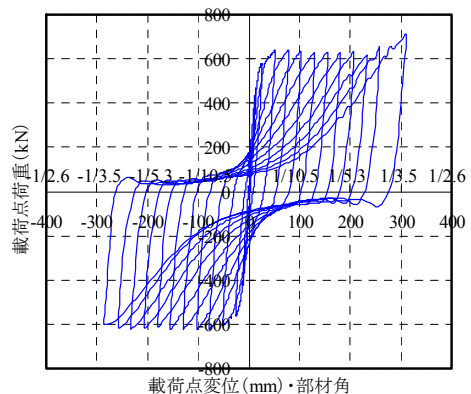


図-6 付着破壊・荷重-変位曲線(試験体 C)

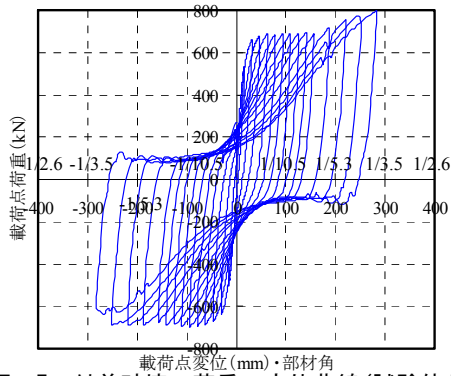


図-7 付着破壊・荷重-変位曲線(試験体 D)

し、軸力載荷が不能となり実験を終了した。変形性能は、柱の回転角で1/3.7を有している(図-7)。

#### 4. 変形成分の検討

次に、損傷形態の異なる各試験体において変形成分を分解し、変形特性について検証する。

##### 4.1 変形成分の算定

高密度配筋 RC 柱の荷重点位置における水平変位量 ( $\delta_{exp}$ ) は、①躯体の曲げ変形 ( $\delta_{flex}$ )、②軸方向鉄筋の伸出による回転変位 ( $\delta_{slip}$ )、③せん断変形 ( $\delta_{shr}$ ) から構成されるものと考えられ、以下の式 (1) のように示される。

$$\delta_{exp} = \delta_{flex} + \delta_{slip} + \delta_{shr} \quad (1)$$

このうち、躯体の曲げ変形量は、躯体の曲率分布の積分による変形量と塑性ヒンジ部の回転による変形量から構成される。塑性ヒンジ部以外の躯体の変形量は、柱部材を軸方向に分割し、それぞれの断面の曲率を求め、部材軸方向に2階積分することにより算定する。曲率は分割断面の軸力と発生曲げモーメントの釣り合いから算定し、発生曲げモーメントが曲げひび割れモーメント以下であれば全断面有効として、超えていれば引張側のコンクリートを無視して算定する(図-8)<sup>1)</sup>。

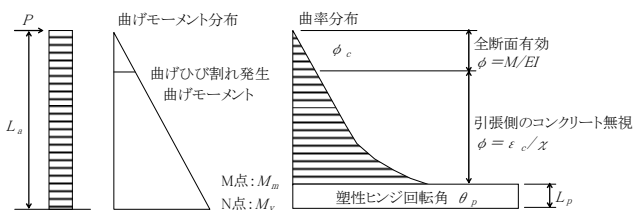


図-8 躯体の曲げ変形量

塑性ヒンジ部の回転による変形量 ( $\delta_{mp}$ ) は、以下の式 (2) で算定する<sup>1)</sup>。

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (2)$$

$\theta_{pm}$ : 塑性ヒンジ部の回転角

$L_a$ : せん断スパン

$L_p$ : 等価塑性ヒンジ長

ここで、各損傷形態における塑性ヒンジの形成状況(損傷範囲)が異なることから、各柱高さ位置において

軸方向鉄筋ひずみより算出した曲率分布(図-9~11)および損傷状況から、塑性ヒンジの形成範囲(損傷範囲)を特定し、塑性ヒンジ部の回転による変形量を算出する。

曲げ破壊(フーチング)の損傷形態では、フーチングからの伸出の影響があるものの、柱基部とフーチングの境界の曲率が卓越する分布となっている(図-9)。加えて損傷状況は、最大荷重時においても柱基部の軸方向鉄筋の座屈は見られず、フーチング表面のかぶり部分に損傷が集中していることから、等価塑性ヒンジ長  $L_p$  は、フーチングのかぶり部分(50mm)とし、柱基部とフーチングの境界部の曲率から変形量を算出した。

また、曲げ破壊(柱基部)の損傷形態では、柱基部の0.5D程度の範囲で曲率が卓越する分布となっている(図-10)。また損傷状況も、柱基部の0.5D区間ではらみ出しが発生していることから、等価塑性ヒンジ長  $L_p$  を0.5D(175mm)とし、柱基部の0.5D区間の平均曲率から変形量を算出した。

一方、付着破壊の損傷形態では、軸方向鉄筋相互の滑りにより柱全体で変形するため、損傷はフーチング上面や柱基部におよぶことはない。また曲率は、他の損傷形

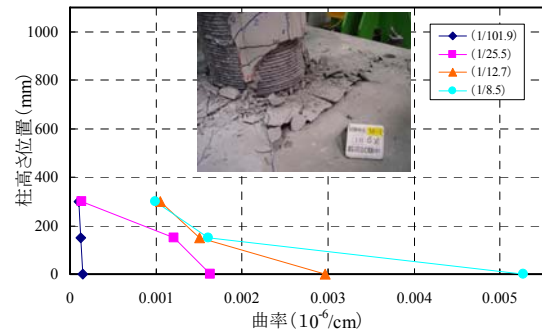


図-9 曲げ破壊(フーチング)・試験体 A の曲率分布

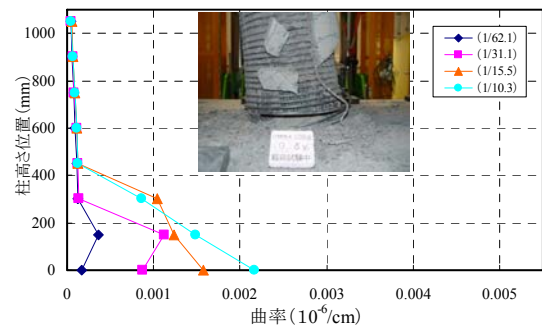


図-10 曲げ破壊(柱基部)・試験体 B の曲率分布

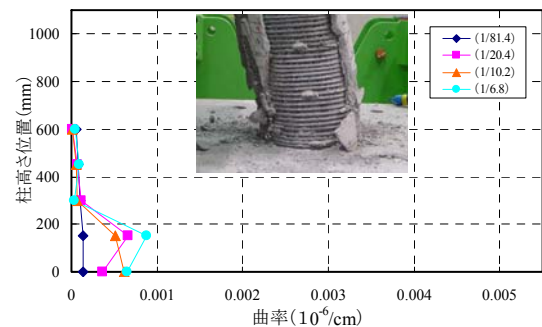


図-11 付着破壊・試験体 C の曲率分布



態の試験体と比較し、小さいことから(図-11)、付着破壊では、塑性ヒンジ部の回転による変形量を躯体の曲げ変形量に考慮しないこととした。なお、この考えについては、後述するせん断変形の算定結果で検証している。

フーチング内からの軸方向鉄筋の伸出しによる回転変位( $\delta_{slip}$ )は、以下の式(3)で算定する(図-12)。

$$\delta_{slip} = L_a \cdot \angle L / (d - X) \quad (3)$$

$L_a$ : せん断スパン

$\angle L$ : フーチングからの引張鉄筋の伸出し量で、フーチング内の軸方向鉄筋に設置したひずみゲージにより得られた実測ひずみを積分して算定(ひずみの分布状況の一例(試験体A)を図-13に示す。)

$d$ : 有効高さ

$X$ : フーチング内の引張側、および圧縮側の軸方向鉄筋のひずみ積分による鉄筋伸出し量の差から算定

せん断変形量( $\delta_{shr}$ )については、荷重試験の各ステップの荷重点位置における水平変位量( $\delta_{exp}$ )から躯体の曲げ変形( $\delta_{flex}$ )と軸方向鉄筋の伸出しによる回転変位( $\delta_{slip}$ )を差引くことにより、以下の式(4)で間接的に算定する。

$$\delta_{shr} = \delta_{exp} - (\delta_{flex} + \delta_{slip}) \quad (4)$$

## 4.2 変形成分の算定結果

### (1) 曲げ破壊(フーチング)

試験体Aの曲げ変形成分とせん断変形成分の関係を図-14に示す。最大荷重時・柱の回転角1/8.5のせん断変形成分の割合は2%程度であり、その後、柱の回転角1/7.3時においても10%程度となっており、曲げ変形成分が卓越している。また、曲げ変形成分の内訳の内、軸方向鉄筋の伸出しによる回転変位も合わせて図-14に示すが、曲げ変形全体の70%程度を占めている。

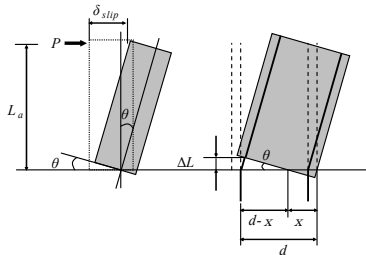


図-12 フーチングからの鉄筋の伸出しによる回転変位

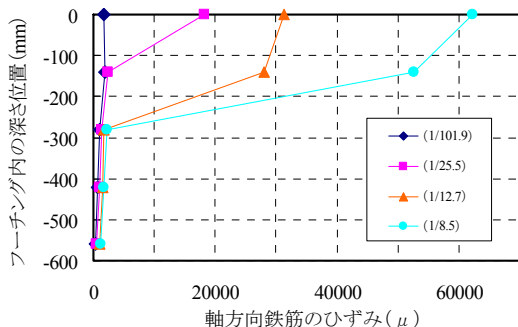


図-13 フーチング内のひずみ変化(試験体A)

### (2) 曲げ破壊(柱基部)

試験体Bの曲げ変形成分とせん断変形成分の関係を図-15に示す。最大荷重時・柱の回転角1/10.5におけるせん断変形成分の割合は10%程度であり、その後も10%程度の割合で推移しており、曲げ変形成分が卓越している。また、曲げ変形成分の内訳は、軸方向鉄筋の伸出しによる回転変位が60%程度を占めている。

### (3) 付着破壊

試験体Cの曲げ変形成分とせん断変形成分の関係を図-16に示す。降伏時点におけるせん断変形成分の割合は50%程度で、その後、荷重に伴う繰返し回数の増加とともに総変形量は増加しているが、曲げ変形量の増加はみられず、せん断変形量のみが増加している。なお、最大荷重以降においては、曲げ耐力に低下がみられないことから、躯体の変形量(計算値)は一定としている。最終的には、柱の回転角1/4.1時点において、総変形量に占めるせん断変形成分の割合は84%となっている。

試験体Dの曲げ変形成分とせん断変形成分の関係を図-17に示す。試験体Dにおいても、試験体Cと同様の傾向を示しており、降伏時点におけるせん断変形成分の割合は40%程度で、最終的には柱の回転角1/4.8時点において、総変形量に占めるせん断変形成分の割合は82%となっている。また、試験体Dにおいては、柱部分のせん断変形を実測するため、コンクリート中に全ネジボルトを埋め込み、これを標点として標点間の変位を測定することによりせん断ひずみを測定し、せん断変形を算出

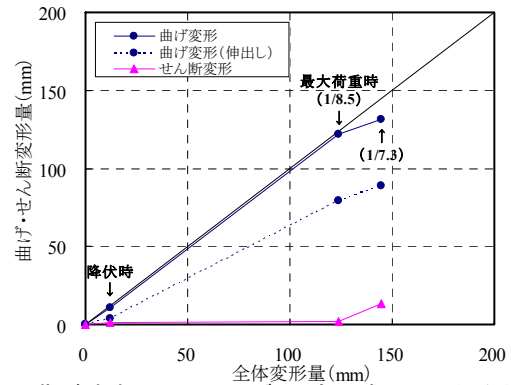


図-14 曲げ破壊(フーチング)・変形成分の関係(試験体A)

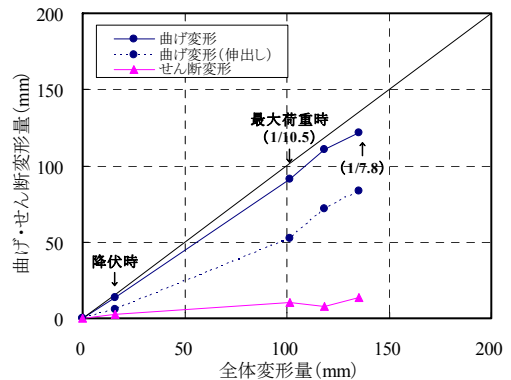


図-15 曲げ破壊(柱基部)・変形成分の関係(試験体B)

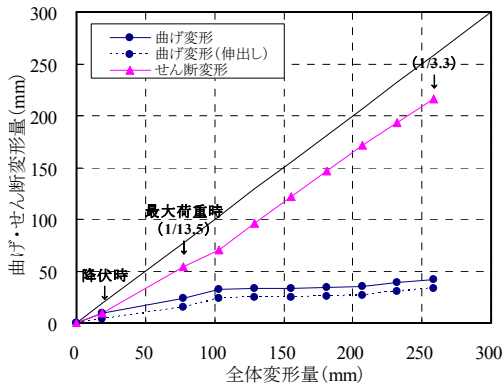


図-16 付着破壊・変形成分の関係(試験体 C)

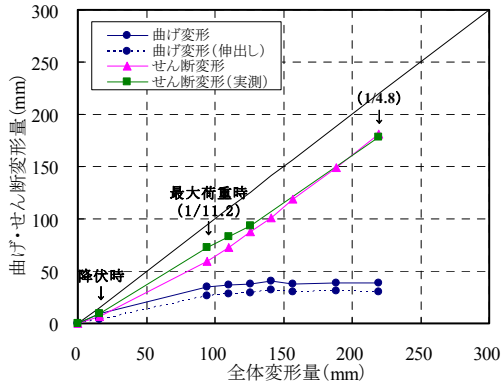


図-17 付着破壊・変形成分の関係(試験体 D)

した。算出したせん断変形(実測)を、図-17に合わせ示す。結果、前述したせん断変形を間接的に算出した値と実測したせん断変形の値はよく一致しており、本論における変形成分の仮定は妥当と考えられる。

以上から、付着破壊となる試験体においては、荷重当初から、軸方向鉄筋相互の滑りにより柱全体でエネルギーを吸収し、せん断変形が卓越して変位が増大しているものと考えられる。

## 6. まとめ

本論では、高密度配筋 RC 柱において損傷形態の異な

る試験体(軸方向鉄筋比( $p_t$ ) 14.8~24.7%, せん断スパン比( $a/d$ ) 3.31, 耐力比( $V_{yd}/V_{mu}$ ) 2.84~5.41, 軸圧縮応力度 0.98, 4.90N/mm<sup>2</sup>)において、変形特性について検証した結果、得られた知見を以下に示す。

- (1) 高密度配筋 RC 柱では、損傷形態により総変形量に占める曲げ変形成分とせん断変形成分の割合が異なる。曲げ破壊(フーチング)および曲げ破壊(柱基部)となる試験体は、曲げ変形が卓越しており、せん断変形成分の総変形量に占める割合は 4~10%程度と小さい。一方、付着破壊となる試験体は、軸方向鉄筋相互の滑りにより柱全体でエネルギーを吸収し変形するため、荷重初期からせん断変形が卓越しており、最終的にせん断変形成分の総変形量に占める割合は 80%程度となる。
- (2) 付着破壊となる試験体において、軸圧縮応力度が異なることによる損傷状況、変形特性の顕著な違いはない。

## 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，丸善，2004.4
- 2) 佐藤亜希子，古賀 誠，大庭光商：高密度軸方向鉄筋をスパイラル鉄筋で補強した RC 柱の交番荷重実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp169-174，2010.6
- 3) 大庭光商，佐藤亜希子，石橋忠良：高密度軸方向鉄筋をスパイラル鉄筋で補強した RC 柱の交番荷重実験，土木学会論文集，Vol. 68，No. 1，pp.93-105，2012.3
- 4) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号/V-5，pp.167-176，1986.8