

# 論文 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の耐力に関する一考察

山田 章史\*1・築嶋 大輔\*2・井口 重信\*3

**要旨**：鉄道鉄筋コンクリートラーメン高架橋は、塑性ヒンジの発生が想定される箇所に帯鉄筋を密に配置して、耐震性能を高めている。しかし、最大耐力以降の大変形領域においては、被りコンクリートの剥落とともに急激な耐力低下を生じる。一方、鉄筋コンクリート柱の軸方向鉄筋の内側に円形スパイラル状の鋼材を配置した場合、このスパイラル鋼材に囲まれたコンクリートの損傷が軽微となり、大変形領域においても一定の耐力を保持することが確認されている。今回、この鉄筋コンクリート柱の大変形領域における耐荷機構を正負水平交番載荷実験で検証するとともに、最大耐力から耐力低下が生じた後の曲げ耐力の算定方法を提案する。

**キーワード**：内巻き帯鉄筋、鉄筋コンクリート柱、曲げ耐力、正負水平交番載荷実験

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC という）構造物の耐震性能を向上させるためには、部材降伏後の変形性能を確保することが重要である。この耐震性能は、過去に阪神・淡路大震災を契機に設計法が大きく見直され、地震時水平力に対して損傷の程度を一定範囲内におさめることを求められるようになった<sup>1)2)</sup>。例えば鉄道 RC ラーメン高架橋の柱部材は、軸方向鉄筋を取り囲むように配置する帯鉄筋（以下、外巻き帯鉄筋という）を塑性ヒンジの発生が想定される箇所に密に配置することで地震時変形性能を向上させている。しかし、既往の研究によると、外巻き帯鉄筋を密に配置した RC 柱供試体は、大変形領域において被りコンクリートの剥落以降、軸方向鉄筋のはらみ出しにより外巻き帯鉄筋のフックが外れ、耐力の急激な低下を示すと報告されている<sup>3)</sup>。また、破壊形態は曲げ破壊となるが、柱の損傷状況については、柱基部圧縮縁とフーチング天端から高さ 1D 付近（D：柱断面高さ）を結ぶせん断ひび割れにより軸方向鉄筋の内側のコンクリートがクサビ状に欠損する<sup>4)</sup>ため、変形性能の向上には一定の限界がある。

一方、外巻き帯鉄筋に加え、軸方向鉄筋の内側に円形スパイラル状の鋼材（以下、内巻き帯鉄筋という）をフーチング天端から高さ 1D 付近の間に配置した RC 柱は、外巻き帯鉄筋のみを密に配置した RC 柱と比較して、変形性能が飛躍的に向上することが確認されている<sup>5)</sup>。これは大変形領域において、外巻き帯鉄筋のフックが外れた後においても、内巻き帯鉄筋の内側のコンクリート（以下、コアコンクリートという）の損傷が軽微となり、断面内の圧縮抵抗が維持されることで一定の耐力を保持で

きるからである<sup>5)</sup>。

しかし、内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱について、外巻き帯鉄筋のフックが外れた大変形領域における耐力は十分に検証されていない。そこで本論では、内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱の大変形領域における耐荷機構を正負水平交番載荷実験で検証するとともに、耐力の算定方法の提案を行う。

## 2. 実験の概要

### 2.1 供試体概要

供試体柱部の形状寸法および諸元を図-1 および表-1 に示す。供試体 S-1,2 は大変形領域における耐荷機構を検証するため、1D 区間のコンクリート断面形状のみを変化させて比較を行う。一方、供試体 S-3,4 は内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱の耐力算定方法を検証するため、1D 区間内に外巻き帯鉄筋と内巻き帯鉄筋を配置した上で、内巻き帯鉄筋の鋼材規格のみを変化させている。

供試体柱部の形状および配筋状況は図-1 に示す通りであり、供試体 S-2 は 1D 区間の断面形状を露出した軸方向鉄筋と内巻き帯鉄筋に囲まれたコアコンクリートのみとした。また、各供試体は載荷装置への固定のためのフーチングを有する片持ち形式の柱部材とした。柱断面の形状は 300mm×300mm の正方形断面であり、せん断スパン a は 1000mm、引張鉄筋比  $p_t$  はいずれも 1.27%としている。

内巻き帯鉄筋は、軸方向鉄筋に内接するように配置し、高さ方向の配置範囲を  $1D+10\phi$ （ $\phi$ ：軸方向鉄筋径）とした。また、大変形領域における変形性能を確保するため、1D 区間に配置する外巻き帯鉄筋は直角フックによる

\*1 東日本旅客鉄道（株）構造技術センター 工修（正会員）

\*2 東日本旅客鉄道（株）構造技術センター 課長（正会員）

\*3 東日本旅客鉄道（株）構造技術センター 主席 工修（正会員）

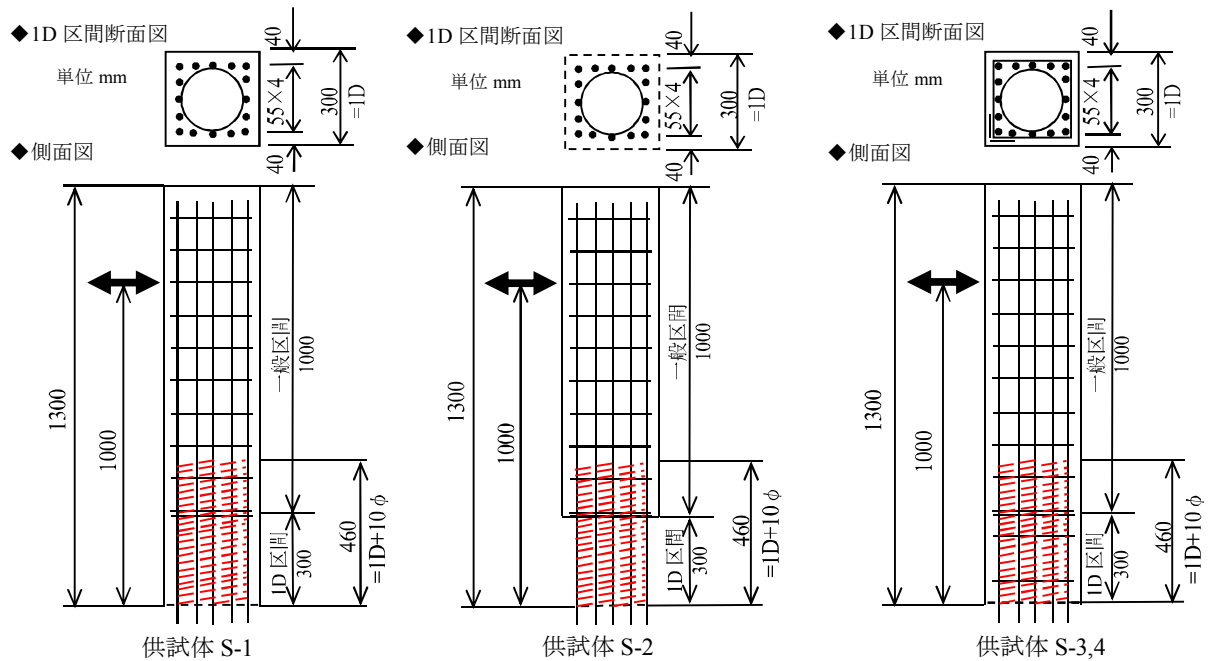


図-1 供試体柱部の形状および断面

表-1 供試体諸元

※一般区間

供試体名称	柱断面寸法	有効高さ	せん断スパン (mm)	軸方向鉄筋	内巻き帯鉄筋 (1D区間)	外巻き帯鉄筋 (1D区間)	外巻き帯鉄筋 (一般区間)	軸方向圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	荷重パターン (δ <sub>y</sub> )
	(mm)	(mm)		種類×本数	種類-間隔 (mm)	種類-間隔 (mm)	種類-間隔 (mm)		
S-1	300×300	260	1000	D16×16	φ 6.2-10	-	D13-100	1.0	1,3,6,9,12,15,18
S-2	300×300*	260*							1,3,6,9,12,15,18,21,24
S-3	300×300	260			φ 6.5-10	D10-150	D10-90		1,2,4,6,8,10,12,14,16
S-4									1,2,4,6,8,10,12,14,16

定着とし、被りコンクリートの剥落によって容易に外れることで軸方向鉄筋の座屈長を長くして、低サイクル疲労による破断を避けるようにした。なお、1D区間内に損傷を限定するため、フーチング天端から1Dに位置する外巻き帯鉄筋はフレア溶接で閉合して2段密接させて配置した。

一般区間には、この区間での破壊を避けるため、曲げ耐力に対するせん断耐力の余裕（以下、耐力比という。耐力比 = せん断耐力  $V_y$  / 曲げ耐力に達する時のせん断力  $V_{mu}$ ）が1.0以上となるように、フレア溶接により閉

合した外巻き帯鉄筋を配置した。

なお、軸力は各供試体ともに正方形断面（300mm×300mm）に対して軸方向圧縮応力度  $\sigma_0$  が1.0N/mm<sup>2</sup>となるように一定軸力を与えた。これは、鉄道RCラーメン高架橋において常時状態の柱に発生する  $\sigma_0$  が一般に1.0N/mm<sup>2</sup>程度であることによる。また、コンクリートに用いた粗骨材の最大寸法は20mmである。

使用材料の材料試験値を表-2に示す。内巻き帯鉄筋には高強度鉄筋を用いており、供試体S-4は降伏点の規格が490N/mm<sup>2</sup>以上であり、それ以外の供試体には1275N/mm<sup>2</sup>以上を用いた。内巻き帯鉄筋以外の鉄筋には全てSD345の異形棒鋼を用いている。

表-2 材料試験値

供試体名称	コンクリート圧縮強度		軸方向鉄筋降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	外巻き帯鉄筋降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	内巻き帯鉄筋降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
	柱部	フーチング部			
	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )			
S-1	29.9	25.5	366	370	1526
S-2	31.5	26.9	366	370	1526
S-3	28.2	29.1	388	383	1526
S-4	37.1	31.9	371	381	651

## 2.2 正負水平交番荷重概要

水平力は水平方向アクチュエータで柱頭部付近に荷重し、軸方向圧縮力は軸力用鉛直ジャッキで柱頭部に与えた。なお、鉛直ジャッキはスライド機能により供試体水平変位に追従させており、柱頭部付近にヒンジ機能を有し、常に所定軸力が供試体の軸方向に荷重する。荷重装置概要図を図-2に示す。

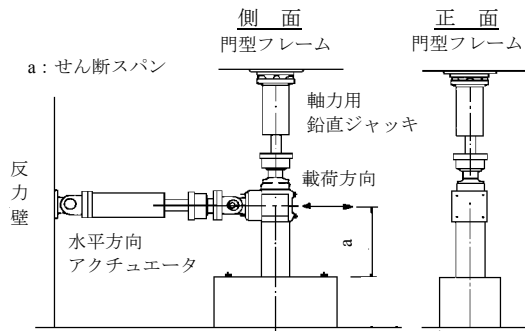


図-2 荷重装置概要図

実験は、最外縁の軸方向鉄筋ひずみの測定値が材料試験結果から求めた降伏ひずみに達した荷重点変位を降伏変位  $\delta_y$  とし、 $\delta_y$  を基準として変位制御で正負1サイクルずつ荷重した。なお、供試体 S-2 の  $\delta_y$  は供試体 S-1 と耐荷機構の比較を行うことを目的としているため、供試体 S-1 で測定した  $\delta_y$  と同じ値とした。また、大変形領域における交番荷重実験を行う場合、荷重回数を多くすると軸方向鉄筋が低サイクル疲労の影響により破断してしまう可能性が高い。よって、供試体 S-1,2 は大変形領域における耐荷機構を検証することを目的とすることから、各サイクル1回繰り返してかつ、 $1\delta_y$ 以降は $3\delta_y$ 毎に荷重を行った。また、供試体 S-3,4 は内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱における耐力の検証を行うことから、最大耐力保持点付近および最大耐力保持点からの負勾配における実験結果を得ることを目的として  $1\delta_y$  以降は供試体 S-1,2 より荷重回数を分割した  $2\delta_y$  毎に荷重を行った。

### 3. 実験結果

交番荷重実験による各供試体の損傷過程および荷重-荷重点変位曲線を以下に示す。なお、本論において交番荷重の水平荷重は、水平荷重に軸力による2次モーメントの水平力成分を加えた値である。

#### (1) 供試体 S-1 (耐荷機構の検証における基本供試体)

供試体 S-1 における荷重-荷重点変位曲線を図-3 に示す。図中の Y 点は最外縁の軸方向鉄筋が降伏する時の点であり、その他の記号は後述する。図より、最大耐力を保持した後に荷重が一旦減少するが、内巻き帯鉄筋の効果により  $9\delta_y$  付近以降は一定荷重を保持することが確認できる。供試体の損傷状況を以下に解説する。

水平方向の荷重によって、柱基部に曲げひび割れが発生し、水平荷重の増加とともに曲げひび割れが発達し、柱基部の引張鉄筋が降伏して  $1\delta_y$  に達した。  $3\delta_y$  荷重時には新たな曲げひび割れの発生および既存ひび割れの伸展や幅の拡大が見られ、被りコンクリート表層が剥離した。  $6\delta_y$  荷重時に 1D 区間内における軸方向鉄筋のはらみ出しが発生し、被りコンクリートが大きく剥離した(写真-1)。  $9\delta_y$  荷重以降、軸方向鉄筋内のコンクリートが

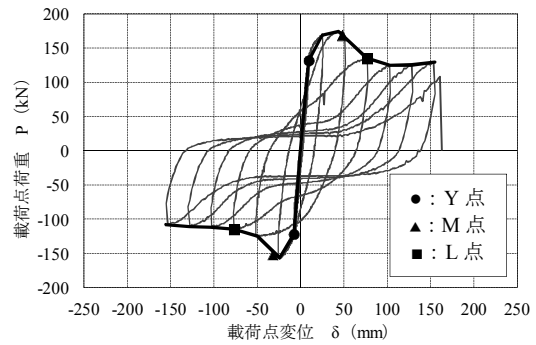


図-3 荷重-荷重点変位曲線 (S-1)

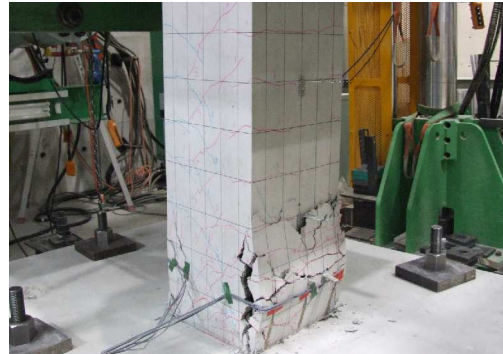


写真-1  $6\delta_y$  荷重時、被りコンクリート剥離 (S-1)

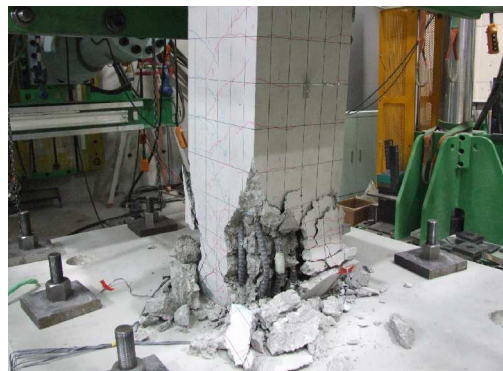


写真-2  $9\delta_y$  荷重時、軸方向鉄筋の座屈 (S-1)

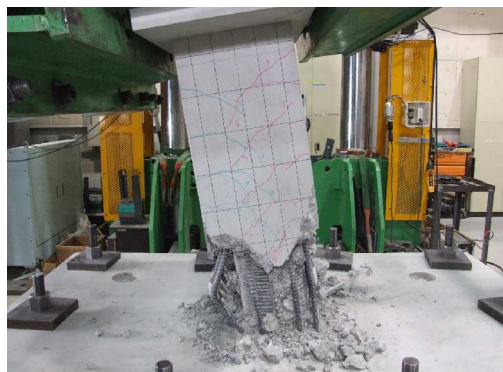


写真-3 実験終了時 (S-1)

損傷し内巻き帯鉄筋が露出するとともに、軸方向鉄筋の座屈が進行していった(写真-2)。その後、 $18\delta_y$  荷重まで荷重を保持しながら変形が進み、 $21\delta_y$  正側荷重時に鉛直ジャッキと供試体柱部の天端の間に設置した荷重板がずれたため実験を終了している。実験終了時の供試体



状況を写真-3に示す。

(2)供試体 S-2 (コアコンクリートのみの断面)

供試体 S-2 における荷重-載荷点変位曲線を図-4に示す。本供試体は明確な最大耐力が確認されず、軸方向鉄筋が降伏した時点の耐力を維持しながら変形が進み、

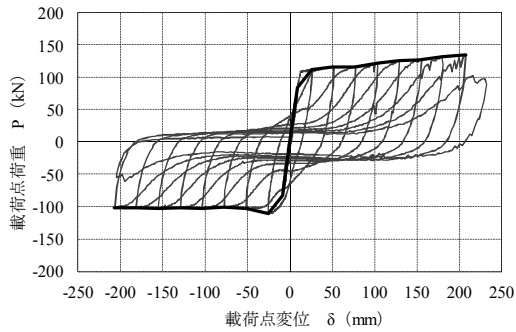


図-4 荷重-載荷点変位曲線 (S-2)

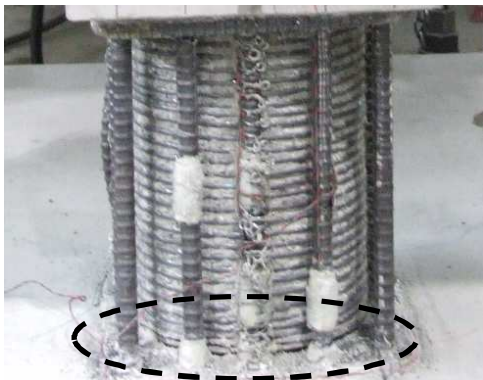


写真-4 9δ<sub>y</sub> 載荷時, 界面の目開き (S-2)



写真-5 実験終了時 (S-2)



写真-6 実験終了時, 界面の目開き (S-2)

27δ<sub>y</sub>で軸方向鉄筋が低サイクル疲労の影響で破断するまで荷重が低下することはなかった。供試体の損傷状況を以下に解説する。

1δ<sub>y</sub>~3δ<sub>y</sub> 載荷途中に軸方向鉄筋が降伏ひずみに達し、6δ<sub>y</sub> 載荷時に軸方向鉄筋が座屈した。9δ<sub>y</sub> 載荷時には軸方向鉄筋の座屈が進行しながら、コアコンクリートとフーチングの界面に目開きが確認された(写真-4)。その後載荷を進めると、コアコンクリートに損傷は見られず、軸方向鉄筋の座屈およびコアコンクリートとフーチングの界面の目開きが進行するのみであった。特に、実験終了時点である 27δ<sub>y</sub> の供試体状況を観察すると、大変形領域においては、1D 区間が塑性ヒンジ長として変形しているのではなく、コアコンクリートとフーチングの界面が目開きすることによって、コアコンクリートの下端で回転することが確認された(写真-5,6)。

(3)供試体 S-3,4 (内巻き帯鉄筋降伏強度の比較)

供試体 S-3,4 における荷重-載荷点変位曲線を図-5,6に示す。図より、いずれの供試体も最大耐力を保持した後に荷重が一旦減少するが、内巻き帯鉄筋の効果により 10δ<sub>y</sub> 付近以降は一定荷重を保持することが確認できる。供試体の損傷状況について、供試体 S-3 を代表とし以下に解説する。

水平方向の荷重によって、柱基部に曲げひび割れが発生し、水平荷重の増加とともに曲げひび割れが発達し、柱基部の引張鉄筋が降伏して 1δ<sub>y</sub> に達した。4δ<sub>y</sub> 載荷時には新たな曲げひび割れの発生および既存ひび割れの伸展や幅の拡大が見られ、被りコンクリート表層が剥離し

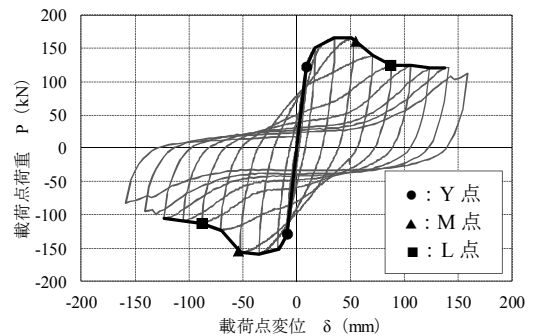


図-5 荷重-載荷点変位曲線 (S-3)

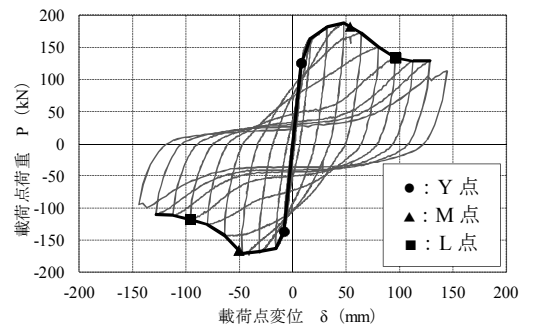


図-6 荷重-載荷点変位曲線 (S-4)

た。6 $\delta_y$  載荷時に 1D 区間に配置した外巻き帯鉄筋が降伏ひずみに達し、8 $\delta_y$  載荷時に 1D 区間の軸方向鉄筋のはらみ出しが発生して被りコンクリートが大きく剥落した。10 $\delta_y$ 以降、軸方向鉄筋内のコンクリートが損傷して内巻き帯鉄筋が露出するとともに、軸方向鉄筋の座屈が進行していった。その後、16 $\delta_y$  正側載荷まで荷重を保持しながら変形が進み、16 $\delta_y$  負側載荷時に軸方向鉄筋が低サイクル疲労の影響によって破断して荷重が急激に低下したため実験を終了した。

また、各供試体について、実験終了後に内巻き帯鉄筋内のコアコンクリートの損傷状況を確認したところ、コアコンクリートに損傷はみられなかった。これは既往の研究<sup>5)</sup>において、内巻き耐力比（コンクリートと内巻き帯鉄筋によるせん断耐力と曲げ耐力に達する時のせん断力の比）が 2.4 程度以上の供試体はコアコンクリートの欠損はほとんど発生せず、大変形領域において一定荷重を保持し続けるという知見と同様の検証結果となった。なお、本実験における各供試体の内巻き耐力比は 7.5 以上である。

#### 4. 大変形領域における耐荷機構の検証

実験結果および既往の研究<sup>5)</sup>より、内巻き帯鉄筋を一定量以上配置したRC柱供試体は、大変形領域において一定荷重を保持することが確認できる。この荷重を保持し始める点をL点とし、L点時の耐力を算定するためにL点付近以降における有効断面の検証を行う。

1D区間内に外巻き帯鉄筋を配置していない基本供試体S-1と1D区間のコンクリート断面形状が内巻き帯鉄筋で囲まれたコアコンクリートのみである供試体S-2の包絡線を図-7に示す。図において、供試体S-1の最大耐力以降の包絡線は、供試体S-2の包絡線に漸近している。つまりL点付近以降における内巻き帯鉄筋を配置したRC柱供試体は、コアコンクリートと軸方向鉄筋のみが耐力に寄与していることがわかる。

#### 5. 内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱耐力の検証

##### 5.1 拘束効果を考慮した L 点耐力算定方法の提案

供試体 S-2 断面形状をもとに、露出した軸方向鉄筋と

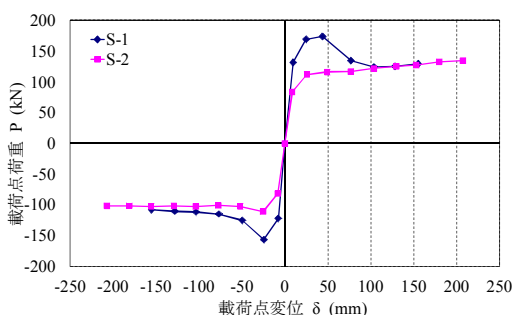


図-7 包絡線の比較

コアコンクリートのみの断面に対して曲げ耐力の算定を試みる。なお、実験の損傷状況からL点付近以降は軸方向鉄筋の座屈が著しく進行しているため、圧縮鉄筋は考慮しない。

露出した軸方向鉄筋とコアコンクリートのみの断面に対して鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物<sup>6)</sup>に示される曲げ耐力  $M_u$  の算出を行った。その計算結果と実験結果を表-3に示す。実験結果は供試体 S-1 における 9 $\delta_y$  載荷時点の荷重として正負の平均値とした。表より計算値は実験値を正しく評価できないことがわかる。その理由として、文献6)の応力-ひずみ曲線をコアコンクリートに適用した場合、終局ひずみ 3500 $\mu$  に対する最大圧縮応力が小さいので、中立軸が引張鉄筋に近づくためである。

そこで、内巻き帯鉄筋によるコアコンクリートの拘束効果を考慮した応力-ひずみ曲線を用いて耐力の再検証を行う。既往の研究では、帯鉄筋で拘束されたコンクリートの応力-ひずみ曲線は、帯鉄筋比が増加すると最大圧縮応力および最大圧縮ひずみに達する時のひずみが大きくなるとともに、その後の急激な耐力低下が抑制されることが報告されており、その応力-ひずみ曲線が提案されている<sup>7,8)</sup>。以下に、拘束効果を考慮した最大圧縮応力  $\sigma_{cc}$  および最大圧縮ひずみ時のひずみ  $\varepsilon_{cc}$  を示す。

$$\sigma_{cc} = 0.90 \cdot \sigma_{c0} + 4.22 \cdot C \cdot \sigma_{c0} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.057 \cdot C \quad (2)$$

ここに、

$\sigma_{c0}$  : プレーンコンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)

C : 横拘束効果係数

なお、横拘束効果係数 C は①帯鉄筋の降伏強度および帯鉄筋体積比、②帯鉄筋の高さ方向の配置間隔、③帯鉄筋の断面に対する配置間隔の3つの関数で表現される<sup>8)</sup>。

今回、コアコンクリートの応力-ひずみ曲線に拘束効果を考慮した既往の研究成果<sup>7,8)</sup>を適用し、コアコンクリートの最外縁ひずみが最大圧縮ひずみ時のひずみ  $\varepsilon_{cc}$  に達したときの耐力  $M_L$  を算定した。なお、算定は露出した軸方向鉄筋とコアコンクリートのみの断面に対して平面保持が成り立つものと仮定し、維ひずみを中立軸からの距離に比例させている。また、コンクリートの引張応力は無視している。計算結果を表-3に示すが、コアコンクリートに拘束効果を考慮した応力-ひずみ曲線を適用することで、実験結果に対する評価の精度が向上する

表-3 L点耐力の比較

供試体名称	実験値	計算値	
	9 $\delta_y$ 正負平均値 (kN・m)	文献6)による曲げ耐力 $M_u$ (kN・m)	拘束効果を考慮した曲げ耐力 $M_L$ (kN・m)
S-1	124.7	1.9	105.3

ことがわかる。

### 5.2 拘束効果を考慮した L 点耐力の検証

耐荷機構の検証に用いた供試体 S-1,2, および内巻き帯鉄筋の鋼材規格のみをパラメータとした供試体 S-3,4 に対して耐力の検証を行う。内巻き帯鉄筋の鋼材規格に着目した理由は、横拘束効果係数 C において帯鉄筋の降伏強度がパラメータとして考慮されており、高強度帯鉄筋を用いた場合、その影響が拘束効果に与える影響が大きいためである<sup>7,8)</sup>。

各供試体に対して、コアコンクリートに拘束効果を考慮した L 点耐力  $M_L$  の計算結果と実験結果を表-4 に示す。供試体 S-2 の実験値は、供試体 S-1 の L 点変位時における荷重とした。実験値と計算値の比である  $M_{Lexp}/M_{Lcal}$  の平均値は 1.14, 変動係数は 9.8% であり、計算結果は実験結果をよく評価できていることがわかる。

### 5.3 拘束効果を考慮した M 点耐力の検証

最大荷重程度を維持する最大変位を M 点とし、M 点耐力の検証を行う。M 点について大変形領域における変形性能を評価した既往の研究<sup>9)</sup>では、最大荷重の 97% を維持する点として整理しており、本論も同様とした。

供試体 S-3,4 および供試体 S-1 に対して、コアコンクリートに拘束効果を考慮した M 点耐力  $Mu'$  の計算結果と実験結果を表-4 に示す。

M 点耐力の算出にあたっては、文献 6) に示される曲げ耐力  $Mu$  の算出方法で行い、コアコンクリート内のみ拘束効果を考慮した応力-ひずみ曲線を適用した。なお、コアコンクリート内外の維ひずみは、平面保持の仮定より中立軸からの距離に比例させている。

表より実験値と計算値の比である  $Mu_{exp}/Mu'_{cal}$  の平均値は 1.17, 変動係数は 5.0% であり、コアコンクリートに拘束効果を考慮した M 点耐力の計算結果は実験結果をよく評価できていることがわかる。

表-4 M 点および L 点耐力の比較

供試体 名称	実験値		計算値 (拘束効果考慮)		実験値/計算値	
	$Mu_{exp}$	$M_{Lexp}$	$Mu'_{cal}$	$M_{Lcal}$	$Mu_{exp}/Mu'_{cal}$	$M_{Lexp}/M_{Lcal}$
	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)		
S-1	160.2	124.7	137.1	105.3	1.17	1.18
S-2	—	108.6	—	105.4	—	1.03
S-3	157.5	118.8	142.3	110.3	1.11	1.08
S-4	174.1	126.0	142.2	98.4	1.22	1.28

## 6. 結論

本実験結果、および内巻き帯鉄筋の拘束効果を応力-ひずみ曲線に適用した検証結果から得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 内巻き帯鉄筋を一定量以上 (内巻き耐力比 2.4 以上) 配置した柱部材は、最大耐力以降に一定荷重を保持することが確認された。また、本実験の範囲内ではコアコンクリートに損傷は見られず、コアコンクリートとフーチングの界面が目開きすることで、コアコンクリート下端に変形が集中する。
- (2) 内巻き帯鉄筋を配置した柱部材の L 点以降の断面耐力は、露出した軸方向鉄筋とコアコンクリートのみの断面形状で評価すればよい。
- (3) 内巻き帯鉄筋を配置した柱部材の L 点以降の耐力は上記断面形状に対し、コアコンクリート内の応力-ひずみ曲線に内巻き帯鉄筋による拘束効果を考慮することで、実験結果を妥当に評価することが可能である。

なお、本実験に用いた供試体は一般的な鉄道 RC ラーメン高架橋の柱部材に対して断面が小さく、また内巻き帯鉄筋に囲まれるコアコンクリートの断面積も小さい。よって、今後は寸法効果の検証が必要と考えられる。

### 参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編], 2007
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説, 丸善, 1999.10
- 3) 中山弥須夫, 石橋忠良, 鎌田則夫, 鬼柳雄一：帯鉄筋を密に配置した RC 柱の変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.783-788, 1997.7
- 4) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 小林将志：大変形正負交番荷を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.55-69, 2000.5
- 5) 石橋忠良, 菅野貴浩, 木野淳一, 小林薫, 小原和宏：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負交番荷実験, 土木学会論文集, No.795/V-68, pp.95-110, 2005.8
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4
- 7) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8
- 8) 堺淳一, 川島一彦：コンクリートの横拘束効果に及ぼす横拘束筋の配置間隔と中間帯鉄筋の影響, 土木学会論文集, No.717/I-61, pp.91-106, 2002.10
- 9) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 吉田徹, 海原卓也：大変形領域の交番荷を受ける RC 脚柱の変形性能算定に関する研究, 土木学会論文集, No.711/V-56, pp.45-57, 2002.8