# 論文　コアコンクリートをスパイラル筋で拘束した RC 造柱梁接合部に関する実験的研究

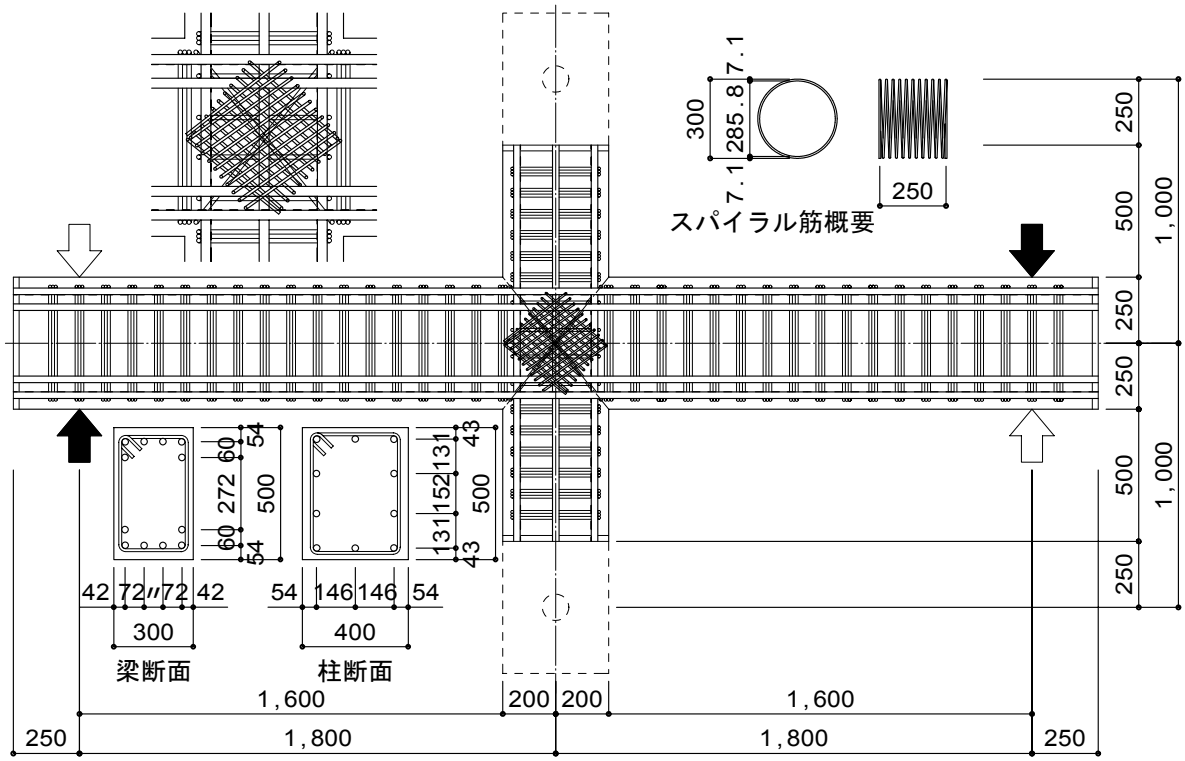
佐藤　学[*1]・高田　知明[*2]・近藤　龍哉[*3]・広沢　雅也[*4]

**要旨**：圧縮ストラットを構成するコアコンクリートの見かけ上の強度を上げることで接合部強度の上昇が可能であると考え，在来配筋に加えてスパイラル筋を接合部パネルの対角線上に配筋した試験体を作成し，載荷実験を行った。結果，接合部強度は，接合部せん断信頼強度計算値に対し 1.25 倍となったが，在来の配筋とした試験体に対しては，1.09 倍と約 10%の強度上昇にとどまっている。しかし，繰返し載荷に対してスパイラル筋は，剛性確保に寄与しており，破壊の進行に伴う剛性低下を抑制している。また，同一層間変形時の接合部最大ひび割れ幅の抑制にも大きく関与していることが分かった。

**キーワード**：柱梁接合部，スパイラル筋，拘束効果，せん断強度，ひび割れ性状，剛性低下

## 1. はじめに

柱梁接合部（以下，接合部と略記）の耐力メカニズムが圧縮ストラット形成による抵抗機構であるとすると，スパイラル筋の拘束効果により，圧縮ストラットを構成するコアコンクリートの見かけ上の強度を上げることで接合部強度の上昇が可能であると考えた。本稿では，在来配筋に加えてスパイラル筋を組み込んだ試験体を作成し，載荷実験を行った実験結果と既報の実験結果[1)]との比較検討結果について報告する。




図－１　配筋詳細図

*1　小田急建設(株)　営業本部設計部　修士(工学)（正会員）
*2　工学院大学大学院　工学研究科建築学専攻（正会員）
*3　工学院大学　建築学科助教授　工修（正会員）
*4　工学院大学　建築学科教授　工博（正会員）

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体設計

試験体は，在来の配筋（柱主筋および梁主筋を通し配筋し，帯筋と同様に接合部せん断補強筋を配置したもの）に加えて，接合部の対角方向にスパイラル筋（U7.1，直径：D=300mm）を組み込んだものを作成した。配筋詳細図を**図－１**に，試験体諸元を**表－１**に示す。また，在来の配筋の状態で接合部せん断余裕度（$S_j$）の計算値は，1.0 を下回るように設定した。なお，材料試験結果は，**表－２，３**に示す通りである。

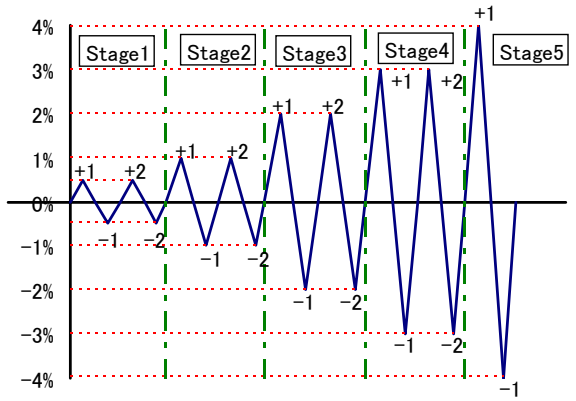
### 2.2 加力計画

柱の反曲点に位置する上下端をピン支持にし，軸力は油圧ジャッキで圧縮力（6.0MPa）を加え，一定に保持した。両梁外側端部にはアクチュエーターによりせん断力を与えた。加力計画は，変位制御で R=0.5%，1%，2%，3%を各 2 サイクル，4%を 1 サイクルの正負繰返し載荷で行った。加力計画を**図－２**に示す。以降，図中に示す記号で各サイクルを示す（S2-1，S3+1 等で示す）。

### 2.3 実験結果

#### (1) 荷重変形関係

梁先端の加力点と柱端ピン位置で相対変位を測定した。また，梁先端の加力点で荷重を測定した。荷重を梁せん断力（$Q_b$）から換算した柱せん断力（$Q_c$）と，各点の相対変位から換算した層間変形角（R）の関係を**図－３**に示す。S1+1 加力時で接合部にせん断ひび割れが生じ，続いて梁に曲げひび割れが生じたものの，最大強度を迎えるまでは，紡錘形の履歴ループを描いている。S3+1 加力時に最大強度（$Q_c$=320.9kN）を示し，その後，逆 S 字の履歴ループを描き始めたことから，接合部破壊により最大強度が決定されたと考える。また，S3-1 加力時に負側の最大強度（$Q_c$=296.6kN）を示した。




**図－２　加力計画**

#### (2) 接合部せん断力－接合部せん断変形関係

せん断変形角 $R_j$ は，接合部四隅に設置した変位計のデータ（**図－４**）から式(1)によりベクトルの交角として求めた。ここで，$X_{A\sim D}$ ならびに $Y_{A\sim D}$ は，**図－４**の柱芯と梁芯の交点を原点とし

**表－１　試験体諸元**

| | | |
|---|---|---|
| 形状 | 階高 H（mm） | 2000 |
| | スパン L（mm） | 3600 |
| 柱断面 | $b_c x \times D_c$（mm） | 500×400 |
| | $_c d$（mm）（j（mm）） | 346.6（303.3） |
| | 引張鉄筋 | 4-D22 |
| | $a_t$（$mm^2$）（$p_t$（%）） | 1548（0.77） |
| | 帯筋 | 6-D10@80 |
| | $a_w$（$mm^2$）（$p_w$（%）） | 426（1.07） |
| | 軸力 $\sigma_0$（MPa） | 6.0 |
| 梁断面 | $b_b \times D_b$（mm） | 300×500 |
| | $_b d$（mm）（j（mm）） | 416.6（364.5） |
| | 引張鉄筋 | 6-D22 |
| | $a_t$（$mm^2$）（$p_t$（%）） | 2322（1.86） |
| | あばら筋 | 6-D10@100 |
| | $a_w$（$mm^2$）（$p_w$（%）） | 426（1.42） |

**表－２　コンクリートの材料特性**

| 圧縮強度（MPa） | 引張強度（MPa） | ヤング率（MPa） |
|---|---|---|
| 23.5 | 1.7 | 19517 |

**表－３　鉄筋の材料特性**

| 鋼種（呼び径） | 降伏強度（MPa） | 引張強度（MPa） | 伸び率（%） |
|---|---|---|---|
| SD295A（D10） | 406.8 | 541.9 | 25.8 |
| SD345（D22） | 382.7 | 581.1 | 21.6 |
| ウルボン（U7.1） | 1412.0 | 1460.0 | 11.0 |

た接合部の変形後の水平，上下方向の座標を示す。また，接合部せん断力 $V_j$ は式(2)により求め，τ は接合部せん断力を文献 2) にある接合部有効断面積で除した値とした。接合部せん断応力度と接合部せん断変形角の関係（τ-$R_j$）を**図－５**に示す。初期段階から最大強度を示した S3+1 加力時までの間，殆どせん断変形は生じておらず，最大強度時では，概ね 0.15%であった。最大強度以降，負加力側でせん断変形が進行しているものの急激な進展は見られなかった。

$$R_j = \cos^{-1}\left\{\frac{\left(\overrightarrow{ab}\cdot\overrightarrow{\alpha\beta}\right)}{\left|\overrightarrow{ab}\right|\times\left|\overrightarrow{\alpha\beta}\right|}\right\} - \frac{\pi}{2} \qquad (1)$$

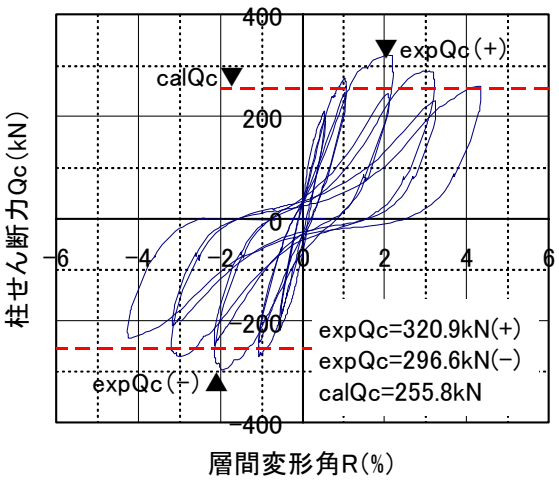
$$\overrightarrow{ab} = \begin{cases}(X_A + X_C)/2 - (X_B + X_D)/2 \\ (Y_A + Y_C)/2 - (Y_B + Y_D)/2\end{cases}$$

$$\overrightarrow{\alpha\beta} = \begin{cases}(X_A + X_B)/2 - (X_C + X_D)/2 \\ (Y_A + Y_B)/2 - (Y_C + Y_D)/2\end{cases}$$

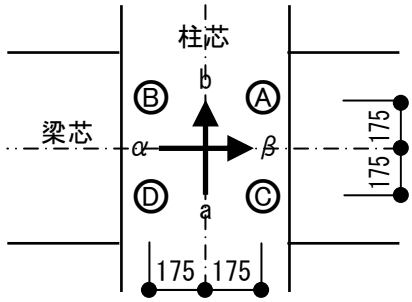
$$V_j = \frac{Q_b(L - D_c)}{j} - Q_c \qquad (2)$$

### (3) ひび割れ状況

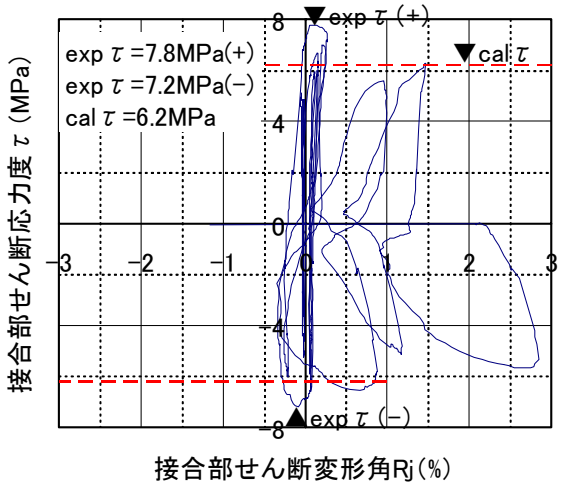
**図－６**に最大強度時ならびに最終加力時のひび割れ状況を示す。S2+1 加力時以降，梁のひび割れは殆ど進展せず，接合部のひび割れが進展していく傾向であった。接合部のひび割れは，最大強度以降も進展したが，短いひび割れが細かく多数生じていることが特徴的であった。接合部中央付近のひび割れ幅は，最大強度以前（S2+2）で 0.45mm，最大強度時（S3+1）で 0.55mm であり，ひび割れ数の割にそれ程大きいひび割



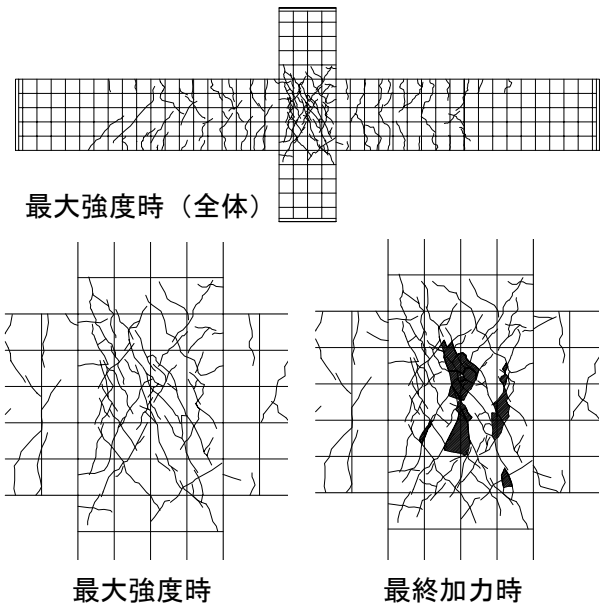

図－３　$Q_c$－R 関係




図－４　接合部変位計設置位置




図－５　τ－$R_j$ 関係




図－６　ひび割れ状況

れ幅ではなかった。

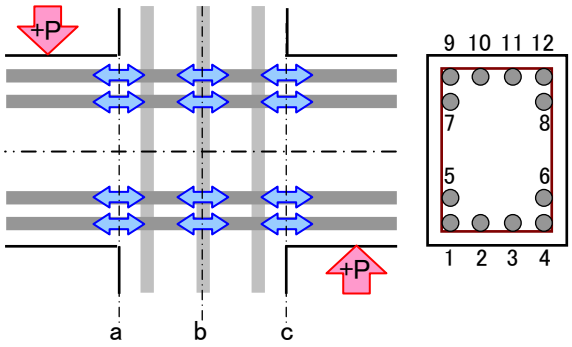
(4) 梁主筋の歪み

図－８～図－11 に梁危険断面位置（図－７の c の位置）の梁主筋の歪み分布を示す（大きい印は最大強度時を示す）。材料試験の結果，梁主筋の降伏歪み $\varepsilon_y$ は 1907$\mu$ であった。正加力時に引張りとなる下端筋（B1~B6）は，1，2 段目の主筋ともに最大強度時に降伏歪みを超える挙動を示している。また，負加力時に引張りとなる上端筋（B7~B12）は，1 段目は，すべての主筋が最大強度時に降伏歪みに達しているが，2 段目の一部の主筋（B7）が未降伏である。

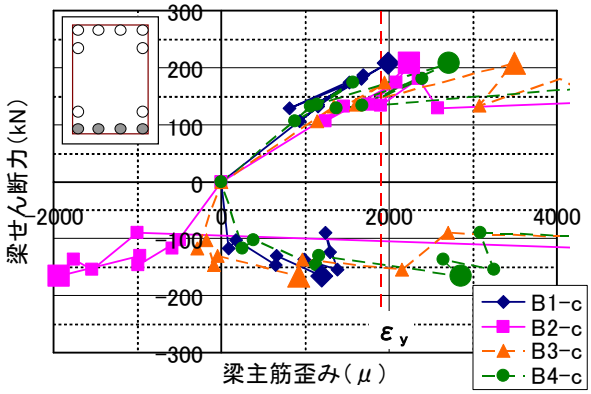
## 3. 考察

### 3.1 実験値と計算値

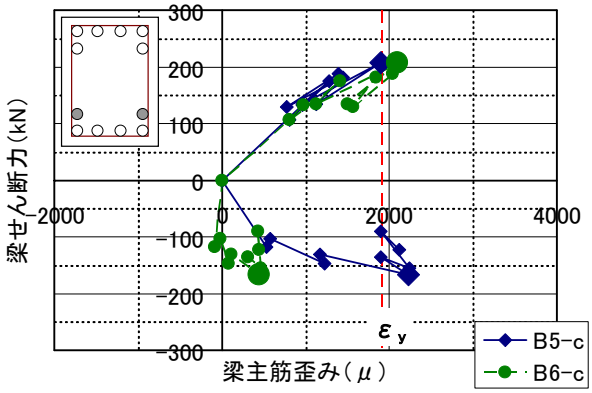
表－４に設計強度（文献 2)）と実験結果の最大値を示す。${}_{exp}Q_c$ は実験結果の最大値，${}_{cal}Q_c$ は接合部せん断信頼強度計算値，${}_{cal}Q_{my}$ は梁曲げ降伏時強度計算値をそれぞれ柱せん断力に換算した値である。なお，スパイラル筋については，適切な評価方法がないため，計算値に考慮していない。実験結果の最大値は，接合部せん断信頼強度計算値に対し 1.25 倍と高強度を示しているが，梁曲げ降伏時強度計算値を上回るまでには至らなかった。しかし，梁主筋歪み状況の観察から，梁危険断面位置でおいて最大強度時に 2 段目の主筋が一部未降伏ではあるが，1，2 段目の主筋がほぼすべて降伏していることから，極めて梁曲げ降伏に近い接合部せん断破壊であると思われる。



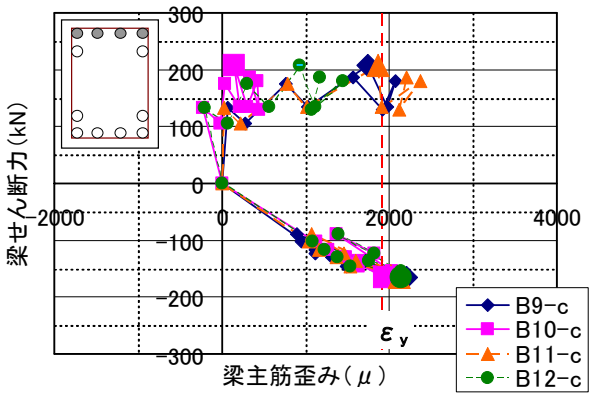

図－７　歪みゲージ貼付け位置（梁主筋）



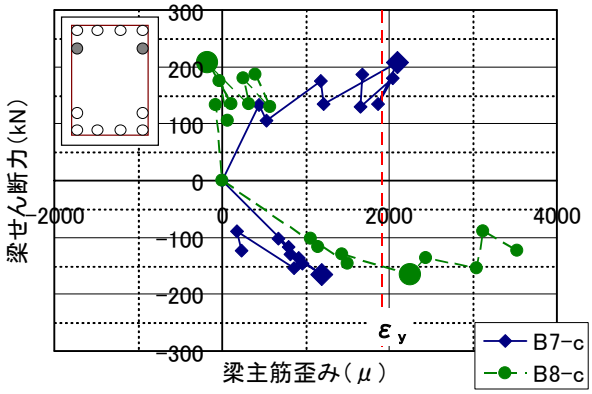

図－８　下端筋（1 段目）




図－９　下端筋（2 段目）




図－10　上端筋（1 段目）

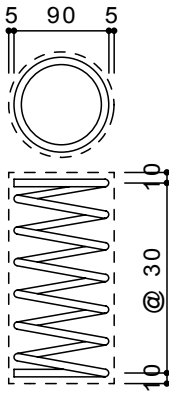



図－11　上端筋（2 段目）

### 3.2 強度評価について

#### (1) シリンダー圧縮試験結果

スパイラル筋が最大強度に及ぼす影響を把握するため，シリンダーを用い圧縮試験を行った。供試体は，直径×高さがφ100×200mm とした。組み込んだスパイラル筋は，φ90-7φ@30（ばね用鋼線：σ$_y$=1631MPa）とし，鉄筋比 $p_s$(式(3)による[3])は，2.85%である。試験結果を**表－5**に示す。スパイラル筋の無い供試体では，平均で 42.4MPa，スパイラル筋を組み込んだ供試体では，平均で 59.4MPa であり，スパイラル筋の有無により概ね 1.4 倍の強度上昇を確認した。




**図－12　供試体**

$$p_s = \frac{2 \times a_s}{D \times S} \times 100 \qquad (3)$$

#### (2) シリンダー試験結果と最大強度の関係

前節に示したシリンダー試験結果からスパイラル筋の有無により概ね 1.4 倍のコンクリート強度の上昇を確認した（式(4)）。この結果から，スパイラル筋を組み込んだ試験体の最大強度を接合部せん断信頼強度計算式により推定するとスパイラル筋の有無により接合部せん断強度は概ね 1.27 倍の強度上昇が考えられる（式(5)）。これは，**表－4**に示した $_{exp}Q_c/_{cal}Q_c$=1.25 と概ね対応しているが，スパイラル筋を組み込んだ試験体の $p_s$ は，1.07%でシリンダー試験の供試体に対し，40%程度の鉄筋量である。

$$\Delta\sigma_B = {}_s\sigma_B / {}_n\sigma_B \qquad (4)$$

$$\Delta V_{ju} = {}_sV_{ju} / {}_nV_{ju} \qquad (5)$$

ここで，

$_s\sigma_B$ ：供試体の強度（スパイラル筋有）

$_n\sigma_B$ ：供試体の強度（スパイラル筋無）

$_sV_{ju}$ ：$_s\sigma_B$ による接合部せん断信頼強度

$_nV_{ju}$ ：$_n\sigma_B$ による接合部せん断信頼強度

文献 3）では，円筒体の実験結果からコンクリート強度が小さくなるほど $p_s$ の小さい領域からスパイラル筋の拘束効果が良好であることが示されている。本実験では，シリンダーのコンクリート強度に比べ，スパイラル筋を組み込んだ試験体のコンクリート強度は，約 55%の強度であった。このため，$p_s$ が小さいにもかかわらず，スパイラル筋の拘束効果が良好となり，せん断強度の上昇が図れたと考えられる。

**表－4　実験値と計算値（kN）**

| | |
|---|---|
| $_{exp}Q_c$ （$_{exp}Q_c/_{cal}Q_c$） | 320.9（1.25） |
| $_{cal}Q_c$ | 255.8 |
| $_{cal}Q_{my}$ | 374.8 |

**表－5　シリンダー圧縮試験結果（MPa）**

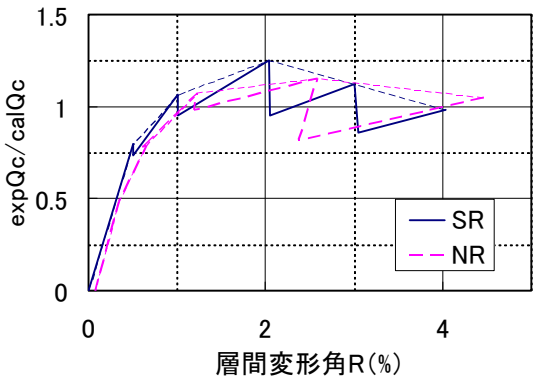
| | スパイラル筋有 | スパイラル筋無 |
|---|---|---|
| A | 60.3 | 42.3 |
| B | 59.0 | 43.5 |
| C | 58.9 | 41.4 |
| 平均 | 59.4 | 42.4 |

## 4. 既報の実験結果との比較

本節では，筆者らの行った在来の配筋とした既報の実験結果[1]との比較検討結果を示す。以下，本稿でこれまで述べてきたスパイラル筋を組み込んだ試験体をスパイラル配筋型（以下，SR と略記），既報[1]で示した在来の配筋とした試験体を在来配筋型（以下，NR と略記）と呼ぶ。

### 4.1 強度について

**図－14** に $_{exp}Q_c/_{cal}Q_c$-R 関係を示す。SR は，『3.1』




**図－14　$_{exp}Q_c/_{cal}Q_c$－R 関係**

でも述べたように計算値に対しては 1.25 倍と高強度を示しているが，NR（$_{exp}Q_c$=338.4kN，$_{cal}Q_c$=293.0kN）に対しては，1.09 倍と約 10%の強度上昇にとどまっている。

### 4.2 ひび割れ性状について

**図－15** に SR と NR の最大強度時のひび割れ状況，**図－16** に最大ひび割れ幅（W）の推移を示す。両者を比較すると SR は，『2.3（3)』でも述べたように短いひび割れが細かく多数生じていることが特徴的であるのに対し，NR は，サイクルを重ねるごとに初期のひび割れから進展する長いひび割れが生じていることが特徴的である。

ひび割れ幅を見ると R=1%までは両者に大きな差はないが，それ以降，NR ではひび割れ幅が急激に進展し，最大強度時には SR が最大で 4mmであるのに対し，NR は約 3 倍の 13mm と大きな値を示した。これは，スパイラル筋を設置したことでせん断補強筋が密に配筋された状態となり，ひび割れの急激な進展を防止したと考えられる。

### 4.3 剛性について

**図－17** に初期剛性（$K_e$）と各サイクルの割線剛性（$K_{si}$）の比率の推移を示す。正加力時には，両試験体とも概ね同様の推移を示しているが，負正加力時では，NR の剛性低下の割合が大きくなっており，繰返し載荷による破壊の進行によるものと考えられるが，SR ではその割合が小さくなっている。これは，繰返し載荷に対してスパイラル筋が剛性確保に寄与しており，破壊の進行に伴う剛性低下を抑制しているためと考えられる。

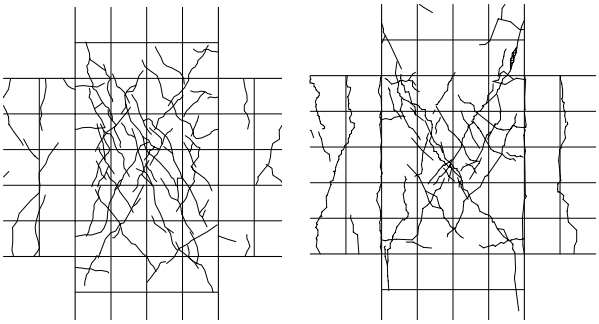
## 5. まとめ

スパイラル筋を組み込んだ試験体の実験結果から，以下のことが分かった

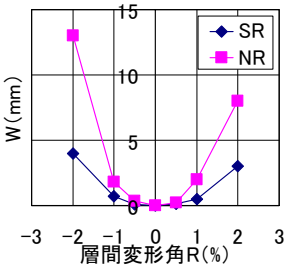
（1）接合部強度は，接合部せん断信頼強度計算値に対し 1.25 倍となったが，在来の配筋とした試験体に対しては，1.09 倍と約 10%の強度上昇にとどまっている。

（2）繰返し載荷に対してスパイラル筋は，剛性確保に寄与しており，破壊の進行に伴う剛性低下を抑制している。また，同一層間変形時の接合部最大ひび割れ幅の抑制にも大きく関与している。

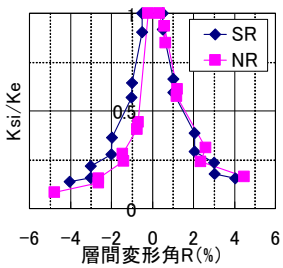
（3）本実験の範囲では，シリンダーの圧縮試験結果から推測したスパイラル配筋型の最大強度推定値（$\Delta V_{ju}$）は，実験値（$_{exp}Q_c/_{cal}Q_c$）と概ね対応している。




**図－15　最大強度時ひび割れ状況**




**図－16　W の推移**




**図－17　$K_{si}/K_e$ の推移**

### 参考文献

1）近藤龍哉，佐藤 学，鈴木公平，広沢雅也：新しい配筋方法による RC 造柱梁接合部のせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol.25，No.2，pp.469-474，2003.6

2）鉄筋コンクリート構造物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999

3）山本裕之，中塚 佶，小橋弘樹，大和真一，溝口 茂：円筒体コンファインドコンクリートの強度・変形特性におよぼす材料強度の影響（その 1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.613-616，2000.9