

# 論文 強軸鉄骨が内蔵された低強度コンクリート SRC 柱のせん断終局強度に関する実験的研究

KJU KJU NWE<sup>\*1</sup>・貞末 和史<sup>\*2</sup>・荒木 秀夫<sup>\*3</sup>

**要旨：**既存不適格 SRC 造建物の中にはコンクリート強度が極めて小さいものがある。本研究では強軸鉄骨内蔵の低強度コンクリートとなった SRC 柱の載荷実験を行なった。実験の結果、全試験体ともせん断破壊を生じ、低強度コンクリートの場合、充腹型および非充腹型鉄骨の SRC 柱ともに、日本建築防災協会の SRC 耐震診断基準に示されるせん断終局強度の計算値を下回ることが明らかとなった。一方で、低強度コンクリートであることを考慮した評価式を用いると実験値が計算値を下回る試験体は少なくなり、さらに、日本建築学会の SRC 規準に示されるトラス・アーチ式を用いると実験値が計算値を下回る試験体はないことを確認した。

**キーワード：**低強度コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリート柱、耐震診断、せん断破壊、終局強度

## 1. はじめに

不特定多数の者の利用場所となる病院・旅館などの大型施設に関して耐震診断を義務付ける「改正建築物の耐震改修の促進に関する法律」が 2013 年に施行され、災害弱者の緊急避難場所となる種々の大型施設について、耐震性を向上させる必要性が法令として示された。過去に行なわれていた行政指導によって、7～8 階建て以上のコンクリート系大型施設の多くに SRC 構造が採用されているが、SRC 造建物の耐震診断が促進される中で、RC 構造と同様にコンクリートの圧縮強度が極めて低い既存建物の耐震診断と耐震改修をどのように行い評価すればよいのか危惧されている。

1995 年に制定された「建築物の耐震改修の促進に関する法律」以後、全国で急速に耐震診断が実施された学校建築等の既存建物では低強度コンクリートの問題が顕在化したため、RC 構造に関してはこの問題に関する研究が推進され、低強度コンクリートとなった RC 造建物の耐震性能を評価する方法が提案された<sup>1),2)</sup>。一方で、低強度コンクリートとなった SRC 構造を対象とした研究はほとんどなく<sup>3),4)</sup>、終局強度や変形性能などの構造特性について不明な点が多く残されている。

本研究では強軸方向の充腹型および非充腹型(格子形)鉄骨が内蔵された低強度コンクリートとなった SRC 柱の構造特性について検討するために、一定圧縮軸力下で正負繰り返し水平力を受けてせん断破壊する SRC 柱の載荷実験を行なう。また、コンクリートの圧縮強度および内蔵される鉄骨が柱の破壊状況と変形性能に与える影響について確認すると共に、コンクリートが低強度であることを考慮したせん断終局強度式の妥当性について検証する。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体

試験体計画を表-1、試験体形状を図-1 に示す。いずれの試験体とも曲げ破壊に対してせん断破壊が先行することを想定した SRC 柱として計画し、H 形鋼を強軸方向に配置した充腹型鉄骨を有する SRC 柱 2 体、山形鋼と帯板を用いて格子形に組み立てた非充腹型鉄骨を有する SRC 柱 2 体の合計 4 体とした。

充腹型鉄骨を有する試験体の柱断面は 300mm×300mm とした。鉄骨は H-200×100×5.5×8(SS400)の H 形鋼を用いており、バンドプレートは設けていない。主筋は 12-D13(SD295)、せん断補強筋は D6@100(SD295)とした。1975 年に改定された SRC 規準・第 3 版<sup>5)</sup>では充腹型鉄骨を用いることが推奨されているため、これ以後に建設された建物では、充腹型鉄骨と異形棒鋼(主筋)を用いた SRC 構造が大半を占めると思われる。

非充腹型鉄骨を有する試験体に関しても、柱断面は 300mm×300mm とした。鉄骨は 4L-50×50×6(SS400)の山形鋼と PL6-30@200(SS400)の帯板を用いて格子形に組み立て、バンドプレートは設けていない。主筋は丸鋼 12-φ13(SR295)、せん断補強筋は D6@100(SD295)とした。非充腹型鉄骨と丸鋼(主筋)を用いた SRC 構造は、1975 年以前に建設された建物に多いと思われる。なお、想定した年代の建物では、山形鋼と帯板の接合はリベットが用いられているが、本実験では 2-M6(孔径φ7)の六角穴付きボルトを用いて接合した。

柱のコンクリート設計基準強度  $F_c$  が 18N/mm<sup>2</sup> の試験体に関しては、試験区間である柱部分、上下スタブ部分共に  $F_c$  が 18N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを一体打ちした。柱の  $F_c$  が 9N/mm<sup>2</sup> の試験体に関しては、柱部分の  $F_c$  は 9

\*1 広島工業大学大学院 工学系研究科建設工学専攻 (正会員)

\*2 広島工業大学 工学部建築工学科准教授 博士(工学) (正会員)

\*3 広島工業大学 工学部建築工学科教授 工学博士 (正会員)

表-1 試験体計画

| 試験体      | $F_c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 鉄骨<br>形式 | $N$<br>(kN) | $N_u$<br>(kN) | $sN_u$<br>(kN) | $mN_u$<br>(kN) | $cN_u$<br>(kN) | 鉄骨<br>( $s p_t$ )          | 帯板<br>( $s p_w$ )     | 柱主筋<br>( $r p_t$ ) | せん断<br>補強筋<br>( $r p_w$ ) |
|----------|-------------------------------|----------|-------------|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------------------|-----------------------|--------------------|---------------------------|
| 18FH1515 | 18                            | 充腹型      | 766         | 3747          | 825            | 555            | 2367           | H-200×100×5.5×8<br>(0.89%) | -                     | 12-D13<br>(0.91%)  | D6@100<br>(0.21%)         |
| 09FH1530 | 9                             |          | 699         | 2343          | 825            | 555            | 963            |                            |                       |                    |                           |
| 18BH1515 | 18                            | 非充腹型     | 721         | 3566          | 731            | 486            | 2349           | 4L-50×50×6<br>(1.25%)      | PL6-30@200<br>(0.30%) | 12-φ13<br>(0.89%)  |                           |
| 09BH1530 | 9                             |          | 655         | 2072          | 731            | 486            | 855            |                            |                       |                    |                           |

注)  $N$ :圧縮軸力,  $N_u = sN_u + mN_u + cN_u$

$sN_u$ :鉄骨部分の圧縮耐力,  $mN_u$ :鉄筋部分の圧縮耐力,  $cN_u$ :コンクリート部分の圧縮耐力

$s p_t$ :引張鉄骨比,  $s p_w$ :帯板比,  $r p_t$ :引張鉄筋比,  $r p_w$ :せん断補強比

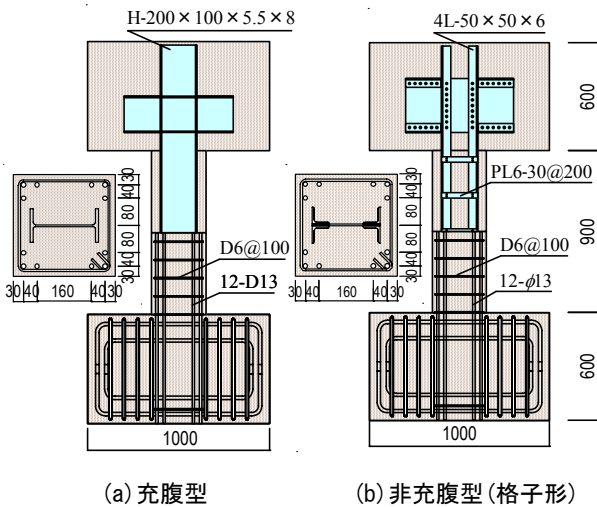


図-1 試験体形状 (単位:mm)

表-2 コンクリートの調合表

| $F_c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 水<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | セメント<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | 細骨材<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | 粗骨材<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | 混和剤<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | 水セメント比<br>(%) | 細骨材率<br>(%) |
|-------------------------------|---------------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|-------------|
| 9                             | 197                       | 179                          | 1058                        | 806                         | 1.29                        | 110           | 57.3        |
| 18                            | 194                       | 244                          | 1001                        | 818                         | 1.76                        | 79.5          | 55.8        |
| 24                            | 190                       | 325                          | 873                         | 892                         | 2.34                        | 58.5          | 50.3        |

表-3 コンクリートの材料強度

| 試験体      | $F_c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $\sigma_B$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $\sigma_t$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $E_c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|----------|-------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|
| 18FH1515 | 18                            | 26.3                               | 2.07                               | 27197                         |
| 09FH1530 | 9                             | 10.7                               | 1.17                               | 16608                         |
|          | 24                            | 28.5                               | 2.16                               | 29898                         |
| 18BH1515 | 18                            | 26.1                               | 2.30                               | 29010                         |
| 09BH1530 | 9                             | 9.5                                | 1.15                               | 16608                         |
|          | 24                            | 29.4                               | 2.70                               | 30002                         |

注)  $\sigma_B$ :圧縮強度,  $\sigma_t$ :引張強度,  $E_c$ :ヤング係数

表-4 鋼材の材料強度

| 使用箇所 |        | $\sigma_y$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $\sigma_u$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 伸び<br>(%) |
|------|--------|------------------------------------|------------------------------------|-----------|
| フランジ | PL-8   | 307                                | 422                                | 25.5      |
| ウェブ  | PL-5.5 | 312                                | 433                                | 23.9      |
| 山形鋼  | PL-6   | 324                                | 465                                | 23.3      |
| 帯板   | PL-6   | 269                                | 360                                | 30.3      |
| 主筋   | D13    | 366                                | 519                                | 21.1      |
| 主筋   | φ13    | 305                                | 438                                | 29.7      |
| 帯筋   | D6     | 311                                | 464                                | 19.0      |

注)  $\sigma_y$ :降伏強度,  $\sigma_u$ :引張強度

N/mm<sup>2</sup>, 上下スタブの  $F_c$  は 24N/mm<sup>2</sup> とし, 調合強度の異なるコンクリートを打ち継いで試験体を製作した。コンクリートの調合表を表-2 に示し, 試験体に用いたコンクリートおよび鋼材の材料試験結果一覧を表-3, 表-4 にそれぞれ示す。

圧縮軸力  $N$  は,  $F_c=18\text{N/mm}^2$ ,  $N=0.15cN_u+0.5sN_u$  (ここに,  $cN_u$  はコンクリート部分の圧縮耐力,  $sN_u$  は鉄骨部分の圧縮耐力) で設計された柱 (18FH1515, 18BH1515) に対して, 実際のコンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  が 9N/mm<sup>2</sup> 程度しかなく,  $N=0.3cN_u+0.5sN_u$  の圧縮軸力を受けている柱 (09FH1530, 09BH1530) を想定して設定した。

## 2.2 荷重方法および変形計測

荷重は図-2 に示す荷重装置を使用し, 所定の圧縮軸力  $N$  を導入後, 柱部分に正負繰返し of 逆対称モーメントを漸増荷重するものとした。柱の反曲点までの高さは 450mm であり, 柱のせん断スパン比は 1.5 となっている。加力サイクルは部材角  $R$  (上下スタブ間の相対水平変位  $\delta_w$ /柱内のり  $l$ ) を変位制御し  $R=\pm 0.25\%$  rad. を 1 サイクル行なった後, 次に  $R=\pm 0.5\%$  rad. を 2 サイクル行い, それ以後は直前の振幅に対して  $R$  を  $\pm 0.5\%$  rad. 漸増させる正負繰返し荷重を 2 サイクルずつ行って, 顕著な耐

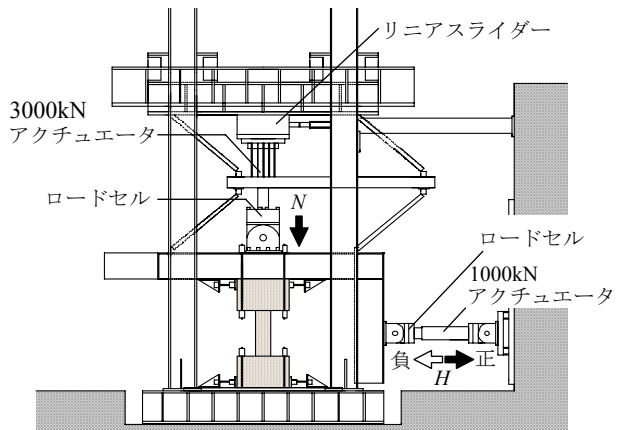


図-2 荷重装置

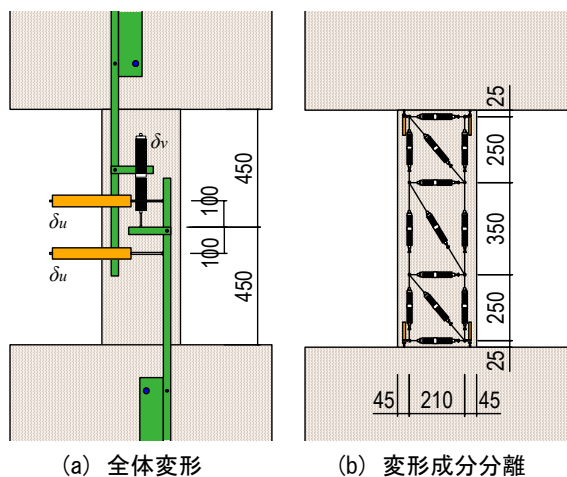


図-3 変形計測の位置 (単位:mm)

力低下を生じるか、最大 $\pm 5.0\%$ rad.の振幅で実験を終了した。

変位の計測は、図-3(a)に示されるように上下スタブ間の相対水平変位 $\delta_u$ および鉛直変位 $\delta_v$ を計測すると共に、図-3(b)に示される位置にボルトを埋込んで変位計を取付け、曲げとせん断のそれぞれの変形成分を計測した。

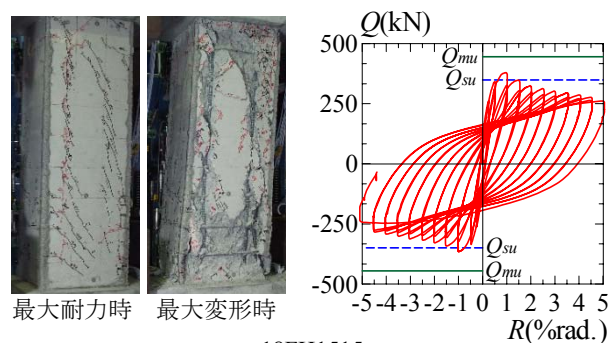
ひずみ度の計測は主筋、せん断補強筋、H形鋼のフランジとウェブ、山形鋼および帯板のそれぞれについて、ひずみゲージを貼付けて計測した。

### 3. 実験結果

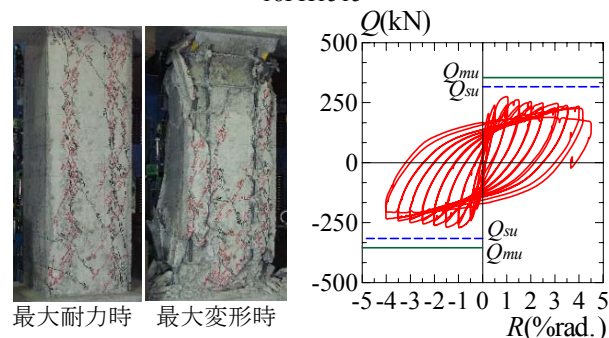
破壊状況と履歴曲線を図-4に示す。せん断力 $Q$ は軸力の作用による $PA$ 効果を考慮している。図中の点線はSRC耐震診断基準<sup>6)</sup>に示されるせん断終局強度の計算値 $Q_{se}$ 、実線は曲げ終局強度の計算値 $Q_{mu}$ で、いずれの試験体とも $Q_{mu}$ は $Q_{se}$ を上回っており、せん断余裕度 $Q_{se}/Q_{mu}$ は0.54~0.85である。

充腹型 SRC 柱に関して、試験体 18FH1515 は $R=\pm 0.50\%$ rad.の振幅で主筋あるいはフランジに沿った位置で付着ひび割れ、材端に斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 1.0\%$ rad.の振幅で斜めひび割れが中央へと進展した。試験体 09FH1530 に関しては、 $R=\pm 0.25\%$ rad.の振幅で主筋あるいはフランジに沿った位置で付着ひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%$ rad.の振幅では斜めひび割れが材端に発生し、その後、斜めひび割れおよび付着ひび割れが材端から中央へと進展し、いずれの試験体も $R=\pm 1.0\%$ rad.で最大耐力に達した。それ以後の振幅では、斜めひび割れおよび付着ひび割れが拡幅してコンクリートの損傷が進みかぶりコンクリートの剥離を伴いながら徐々に耐力低下したが、履歴ループの形状は紡錘形を保っている。

非充腹型 SRC 柱に関して、試験体 18BH1530 は $R=0.25\%$ rad.の振幅で斜めひび割れが材端で発生し、 $R=0.50\%$ rad.で最大耐力に達した。試験体 09BH1530 に関

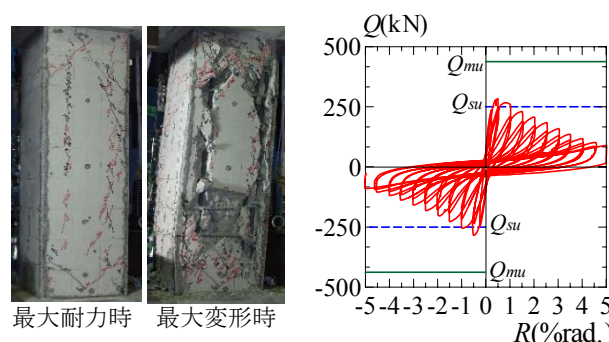


18FH1515

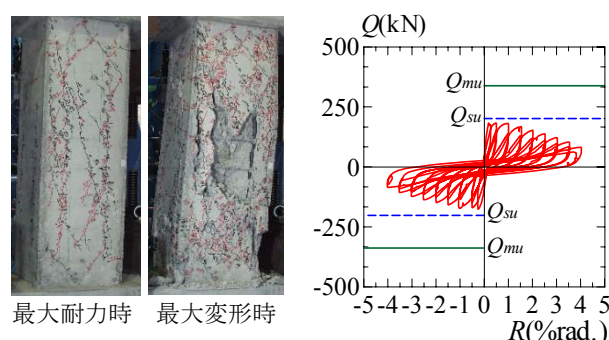


09FH1530

(a) 充腹型



18BH1515



09BH1530

(b) 非充腹型

図-4 破壊状況と履歴曲線

しては、 $R=\pm 0.25\%$ rad.の振幅で中央部に斜めひび割れが発生し、その振幅で最大耐力に達した。 $R=\pm 0.5\%$ rad.の振幅では斜めひび割れが材端へと進展し、いずれの試験体もそれ以後の振幅では、山形鋼のフランジに沿った位置で付着ひび割れが発生した。最大耐力に達した後の振幅での破壊の進展状況は、斜めひび割れおよび付着ひび

割れが拡幅してコンクリートの損傷が進み、かぶりコンクリートの剥離と共に耐力低下した。非充腹型 SRC 柱の場合、最大耐力以後は履歴ループのスリップ特性が顕著になった。

同一鉄骨形式の柱で比較すると、低強度コンクリート強度の場合、最大耐力に達した後の耐力低下が緩やかであることが確認された。

図-3 の方法で計測した局部変形により、曲げ変形とせん断変形に分離した変形成分の割合を図-5 に示す。図中の点線は最大耐力時の部材角である。全体的な傾向としては、 $R$  の漸増に伴って曲げ変形の割合が小さくなり、

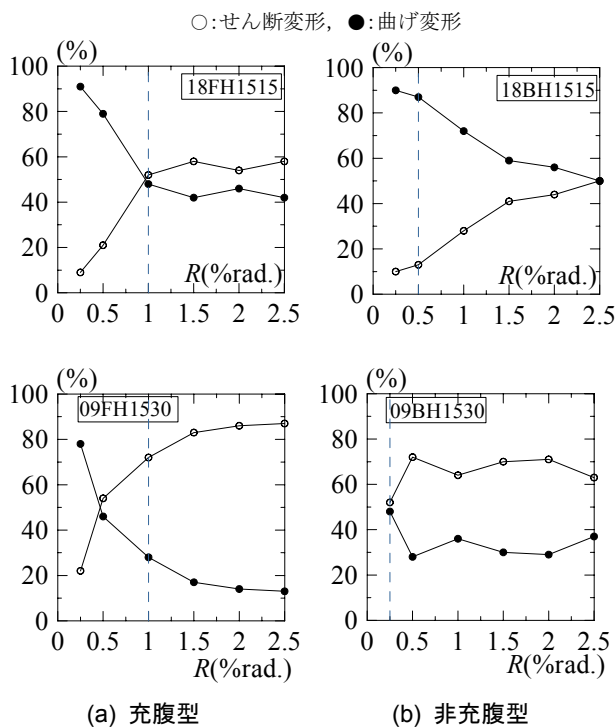


図-5 変形成分の割合

逆にせん断変形の割合が大きくなる挙動を示している。ただし、試験体 09BH1530 については  $R=0.25\%$  rad. で柱中央部に斜めひび割れを生じている影響を受けて、他の試験体と比べて小振幅時のせん断変形の割合が大きくなっている。また、内蔵された鉄骨の形式に関わらず、低強度コンクリートの場合には全体変形に対するせん断変形の割合が大きいことがわかる。

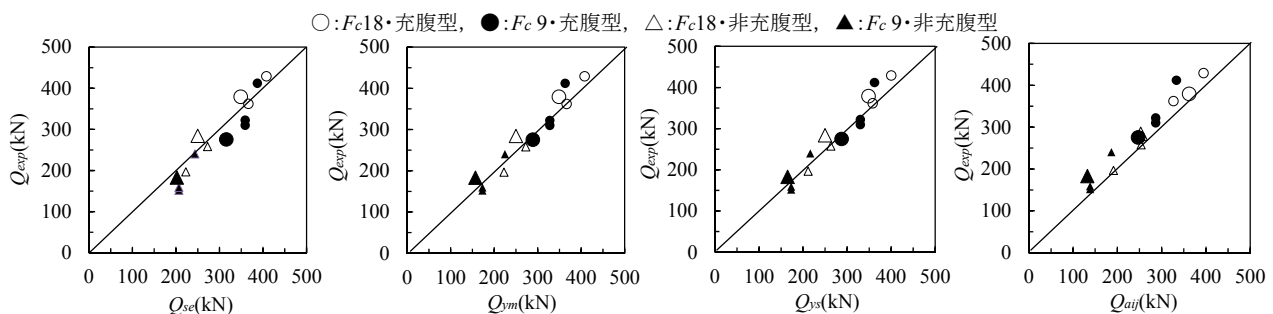
#### 4. せん断終局強度の検討

以下に示すせん断終局強度の計算値および実験における最大値の一覧を表-5、本研究で実施した試験体（強軸鉄骨内蔵）および既往の研究<sup>4)</sup>で実施した試験体（十字形鉄骨内蔵）の実験値  $Q_{exp}$  と計算値  $Q_{se}$ ,  $Q_{ym}$ ,  $Q_{ys}$  および  $Q_{aij}$  の比較を図-6 に示す。また、本論で検証する評価式を表-6 に示す。

日本建築防災協会の SRC 耐震診断基準<sup>6)</sup>では、コンクリートの圧縮強度が  $13.5\text{N/mm}^2$  以上であることを適用条件として、柱のせん断終局強度  $Q_{se}$  の評価式が示されている。普通強度コンクリートの実験データを基に構築された荒川 min 式に基づく評価式となっており、 $F_c=18\text{N/mm}^2$  の試験体 (18FH1515, 18BH1530) の実験値は計算値を上回り、 $F_c=9\text{N/mm}^2$  の試験体 (09FH1530, 09BH1515) の実験値は計算値を下回ることが確認された。せん断破壊が先行する低強度コンクリートの RC 部材および SRC 柱に関する既往の研究報告<sup>1),4)</sup>と同様に、コンクリートの圧縮強度が  $13.5\text{N/mm}^2$  を下回る試験体は危険側の評価となった。充腹型 SRC 柱で低強度コンクリートの場合に実験値が計算値を下回るのは、せん断終局強度の評価式では鉄骨部分の負担軸力を 0 として終局強度を算定するが、低強度コンクリートの場合には鉄骨部分の負担軸力が大きくなるため鉄骨部分の終局強度が低下す

表-5 実験値と計算値

| 試験体      | $Q_{exp}$ (kN) | $Q_{se}$ (kN) | $Q_{ym}$ (kN) | $Q_{ys}$ (kN) | $Q_{aij}$ (kN) | $Q_{exp}/Q_{se}$ | $Q_{exp}/Q_{ym}$ | $Q_{exp}/Q_{ys}$ | $Q_{exp}/Q_{aij}$ |
|----------|----------------|---------------|---------------|---------------|----------------|------------------|------------------|------------------|-------------------|
| 18FH1515 | 379            | 349           | 349           | 349           | 362            | 1.09             | 1.09             | 1.09             | 1.05              |
| 09FH1530 | 275            | 316           | 289           | 288           | 247            | 0.87             | 0.95             | 0.95             | 1.11              |
| 18BH1515 | 284            | 250           | 250           | 250           | 253            | 1.14             | 1.14             | 1.14             | 1.12              |
| 09BH1530 | 183            | 202           | 157           | 165           | 132            | 0.91             | 1.17             | 1.11             | 1.39              |



注) 大きなシンボルは強軸鉄骨内蔵（本論の実験）、小さいシンボルは十字形鉄骨内蔵（既報<sup>4)</sup>の実験）である。

図-6 実験値と計算値

ることが理由のひとつとして考えられる。

低強度コンクリートの RC 部材に関しては、山本らによって、コンクリート強度を変数とした低減係数  $k_r$  を用いてせん断終局強度を評価する式が提案されている<sup>7)</sup>。

既報<sup>4)</sup>では  $k_r$  を乗じて評価する方法を SRC 部材へ拡張した A 式を示している。

$$k_r = 0.244 + 0.056\sigma_B \quad (\sigma_B \leq 13.5) \quad (1)$$

$Q_{exp}$  と  $Q_{ym}$  を比較すると、 $Q_{se}$  を用いた場合よりも評価精度は向上したが、 $F_c = 9\text{N/mm}^2$  の試験体 09FH1530 については実験値が計算値を下回った。

さらに、低強度コンクリートの RC 部材に関しては、八十島らによって、せん断補強筋負担強度をコンクリート強度に応じて低減させる係数  $\alpha_L$  を用いた評価式も提案されている<sup>8)</sup>。既報<sup>4)</sup>では八十島らの方法を SRC 部材

へ拡張した B 式も示している。

$$\alpha_L = 0.038\sigma_B \leq 0.85 \quad (\sigma_B \leq 22) \quad (2)$$

$Q_{exp}$  と  $Q_{ys}$  を比較すると、 $Q_{ym}$  を用いた場合と同程度の評価精度となった。

RC 部材に対して提案されている低減係数  $k_r$  や  $\alpha_L$  を乗じた A 式および B 式を用いても SRC 柱では危険側の評価となる場合があるのは、本実験では SRC 部材特有の破壊である鉄骨フランジに沿ったせん断付着ひび割れを生じていることが影響していると考えられる。

SRC 規準・第 6 版<sup>9)</sup>による SRC 柱のせん断終局強度  $Q_{aj}$  は、鉄骨部分の終局強度と RC 部分の終局強度を累加して評価するものとなっており、RC 部分に関してはコンクリート強度の適用範囲の影響を受けない理論解として、塑性理論に基づくトラス・アーチモデルを用いたせ

表-6 せん断終局強度計算式一覧

|      |                       |                                                                                                                                                                                                                   |
|------|-----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 充腹型  | 耐震診断基準式 <sup>6)</sup> | $Q_{se} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot k_{cs} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot r_j + s Q_u$                          |
|      | A 式 <sup>4)</sup>     | $Q_{ym} = k_r \cdot \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot k_{cs} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot r_j + s Q_u$                |
|      | B 式 <sup>4)</sup>     | $Q_{ys} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot k_{cs} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + \alpha_L \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot r_j + s Q_u$                      |
| 非充腹型 | 耐震診断基準式 <sup>6)</sup> | $Q_{se} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} + \frac{s p_w \cdot s \sigma_{wy}}{2} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$           |
|      | A 式 <sup>4)</sup>     | $Q_{ym} = k_r \cdot \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} + \frac{s p_w \cdot s \sigma_{wy}}{2} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$ |
|      | B 式 <sup>4)</sup>     | $Q_{ys} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + \alpha_L \sqrt{r p_w \cdot r \sigma_{wy}} + \frac{s p_w \cdot s \sigma_{wy}}{2} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$       |

注) 各式の記号は文献<sup>4),6)</sup>を参照。

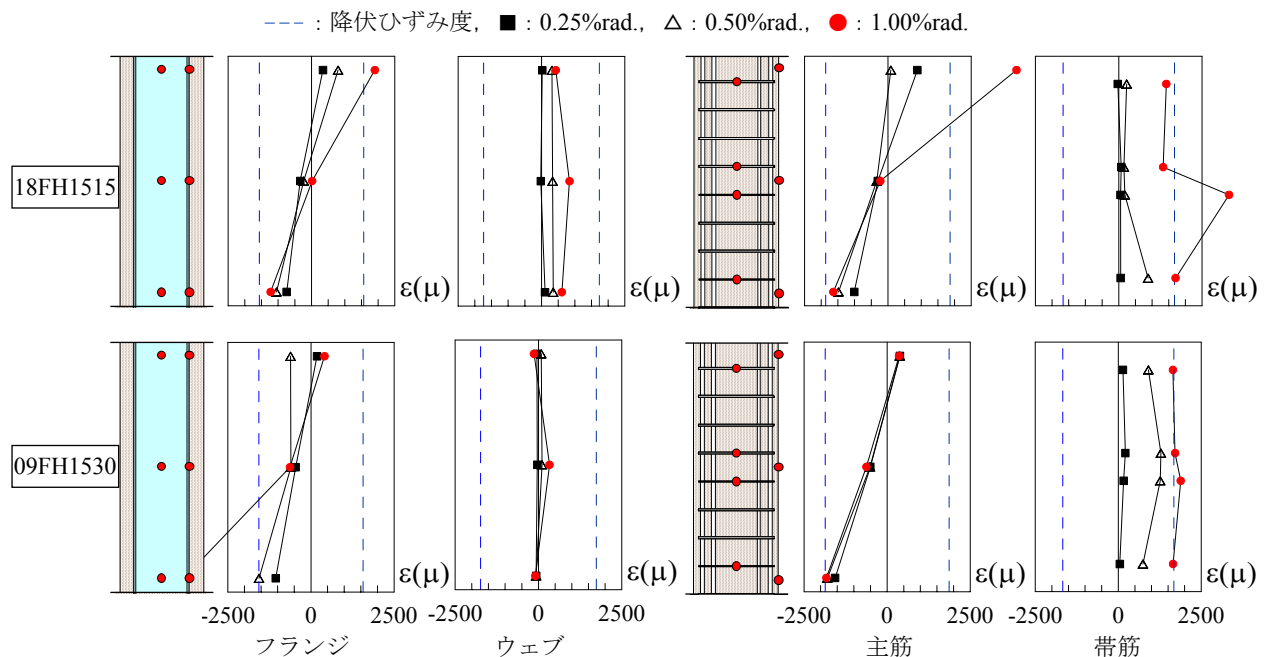


図-7 ひずみ度分布 (充腹型)

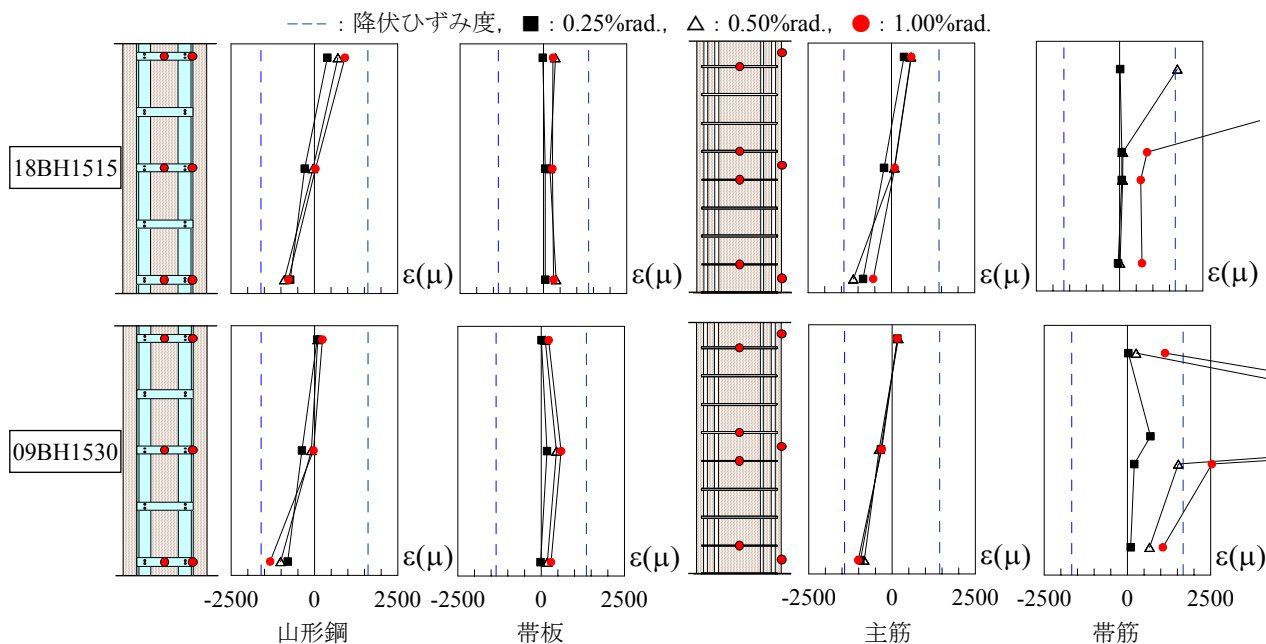


図-8 ひずみ度分布（非充腹型）

ん断終局強度の評価式が解説に示されている。なお、第6版では格子形SRC柱は対象とされていないが、格子形鉄骨の終局強度はSRC規準・第5版<sup>10)</sup>に算定式が示されている。 $Q_{aj}$ を用いて評価した場合、全ての実験値は計算値を上回ることが確認された。

各試験体のひずみ度分布を図-7、図-8に示す。図中の点線は降伏ひずみ度である。RC部材に関しては、低強度コンクリートの場合にせん断強度が小さくなる理由として、せん断補強筋が降伏する前にコンクリートが破壊してしまうことがひとつの原因として考えられているが<sup>1)</sup>、本実験では、鉄骨の形式に関わらず最大耐力に達した時にはせん断補強筋は降伏していることが確認された。

## 5. まとめ

本研究によって得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 内蔵される鉄骨の形式に関わらず、低強度コンクリートのSRC柱のせん断強度は、SRC耐震診断基準に示されるせん断終局強度の計算値を下回った。
- 2) 低強度コンクリートのRC部材に対して提案された評価式をSRC部材へ拡張した評価式では、低強度コンクリートのSRC柱に対して危険側に評価する場合があるが、これは、SRC部材特有のせん断付着破壊の影響が考えられる。
- 3) SRC規準に示されるトラス・アーチ式を用いた評価式を用いた場合、全ての試験体の計算値は実験値を安全側に評価した。

## 謝辞

本研究はJSPS科研費JP16H04458の助成を受けたものです。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本コンクリート工学会中国支部：低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書（2013），2013.3
- 2) 日本コンクリート工学会中国支部：低強度コンクリートの既存建築物の耐震診断と耐震補強シンポジウム（2013），2013.7
- 3) 安岡威，水野生，増田安彦，田才晃：低強度コンクリートSRC柱に対する炭素繊維シート補強による補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1213-1218，2006.6
- 4) KJU KJU NWE，貞末和史，荒木秀夫：低強度コンクリートSRC柱のせん断終局強度に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.1159-1164，2016.6
- 5) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（第3版），1975.11
- 6) 日本建築防災協会：既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，2009.12
- 7) 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
- 8) 八十島章，荒木秀夫，松井剛，谷口博亮：低強度コンクリート部材のせん断性能評価，日本建築学会技術報告集，第16巻，第32号，pp.139-144，2010.
- 9) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（第6版），2014.1
- 10) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（第5版），2001.1