

# 論文 低強度コンクリート SRC 梁のせん断終局強度に関する実験的研究

KJU KJU NWE\*1・貞末 和史\*2・荒木 秀夫\*3

**要旨**：既存の耐震性能評価基準の適用範囲を下回る低強度コンクリートを含む SRC 梁を対象に載荷実験を行って構造性能について検討した。せん断破壊が先行する充腹型 SRC 梁では、コンクリート強度に関わらず、最終的には鉄骨フランジに沿った位置でのせん断付着破壊が卓越する破壊状態となった。低強度コンクリートの場合、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あったが、低強度コンクリートであることを考慮した提案式を用いると全試験体の計算値は実験値を安全側に評価することが確認された。更に、3次元非線形有限要素解析を行ってコンクリートの応力状態について検討した。  
**キーワード**：低強度コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリート梁、せん断終局強度、FEM 解析

## 1. はじめに

日本建築防災協会の「既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準<sup>1)</sup>」では、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ の適用範囲は13.5N/mm<sup>2</sup>以上であることが定められている。しかしながら、既存建物の調査報告<sup>2)</sup>によると、鉄筋コンクリート（以後、RC）造建物では $\sigma_B$ が13.5N/mm<sup>2</sup>を下回る低強度コンクリート建物の存在が明らかにされたため、低強度コンクリートを有する RC 構造については耐震性能に関する組織的な研究が行われた。既存の6~9階程度の建物で多く採用されている鉄骨鉄筋コンクリート（以後、SRC）造建物についても低強度コンクリートとなっている既存建物が存在する可能性がある。そこで、低強度コンクリートの充腹型および非充腹型 SRC 柱と非充腹型 SRC 梁の実験<sup>3)</sup>を行ったところ、SRC 耐震診断基準式によるせん断終局強度は、全試験体を通して実験値が計算値を下回る場合が多く危険側に評価された。また、いずれの SRC 柱とも強軸鉄骨のフランジに沿った位置でせん断付着破壊を生じる破壊形式となり、コンクリート強度に関わらず、充腹型 SRC 柱では紡錘形、非充腹型 SRC 柱ではスリップ型の履歴性状を示した。非充腹型 SRC 梁も最終的には鉄骨フランジあるいは主筋に沿った位置でせん断付着破壊を生じる破壊形式となり、いず

れの試験体ともにスリップ型の履歴性状を示した。また、せん断破壊する低強度コンクリートの RC 柱は脆性的な挙動を示すが、SRC 柱は鉄骨が圧縮軸力を負担するため、低強度コンクリートであっても RC 柱ほど脆性的ではなく、優れた変形能力と軸力保持能力を有していることが確認された。

本研究では、低強度コンクリートとなった SRC 部材の構造特性について検討するために、正負繰り返し水平力を受けてせん断破壊する充腹型鉄骨が内蔵された SRC 梁の載荷実験を行う。また、終局強度や変形能力等の構造性能について明らかにすると共に、3次元 FEM 解析を行って、SRC 梁のコンクリートの応力状態について考察する。

## 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 梁として計画し、H 形鋼を強軸方向に配置した充腹型鉄骨を有する SRC 梁について、コンクリート設計基準強度  $F_c(36, 18, 9)$ 、主筋の種類(異形鋼、丸鋼)を変数として合計6体の試験体を製作した。

表-1 試験体計画

試験体	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$M/(Qd)$	$b'/b$	鉄骨	主筋		せん断補強筋 $p_w$ (%)	破壊 モード
				$s p_t$ (%)	$r p_t$ (%)	種類		
36D	36	2.0	0.38	H-250×125×6×9 (1.41%)	6-D16 (0.888%)	異形鋼	D6@160 (0.198%)	せん断
36R					6-φ16 (0.897%)	丸鋼		
18D	6-D16 (0.888%)				異形鋼			
18R	6-φ16 (0.897%)				丸鋼			
09D	6-D16 (0.888%)				異形鋼			
09R	6-φ16 (0.897%)				丸鋼			

注)  $F_c$  : コンクリート設計基準強度,  $M/(Qd)$  : せん断スパン比,  $b'$  : 鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅  
 $b$  : 梁幅,  $s p_t$  : 引張鉄骨比,  $r p_t$  : 引張鉄筋比,  $p_w$  : せん断補強筋比

\*1 広島工業大学大学院 工学系研究科知的機能科学専攻博士後期課程 修士(工学) (正会員)

\*2 広島工業大学 工学部建築工学科教授 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)

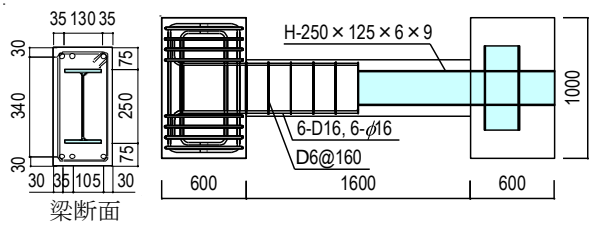


図-1 試験体形状 (単位:mm)

いずれの試験体とも梁断面は 200mm×400mm とした。36D, 18D, 09D に関しては、鉄骨は H-250×125×6×9 (SS400)の H 形鋼を用いており、主筋は異型鋼 6-D16 (SR295), せん断補強筋は D6@160(SD295A)とした。36R, 18R, 09R に関しては、鉄骨は H-250×125×6×9(SS400)の H 形鋼を用いており、主筋は丸鋼 6-φ16(SR295), せん断補強筋は D6@160(SD295A) とした。

コンクリートの打込みは実構造物と同様に梁部材の上面から横打ちした。試験体に用いたコンクリートの調合表を表-2, コンクリート及び鋼材の材料試験結果を表-3, 表-4, コンクリートの応力度-ひずみ度関係を図-2 にそれぞれ示す。 $F_c$ が 36N/mm<sup>2</sup>, 18N/mm<sup>2</sup>のコンクリートと比較して, 9N/mm<sup>2</sup>のコンクリートは最大強度以降の強度低下が非常に穏やかとなった。

2.2 荷重方法

荷重は図-3 に示す荷重装置を使用し、試験体を鉛直に立てて正負繰返し of 逆対称モーメントを漸増荷重するものとした。材端から反曲点までの長さは 800mm であり、

表-2 コンクリートの調合表

$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	水 (kg/m <sup>3</sup> )	セメント (kg/m <sup>3</sup> )	細骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤 (kg/m <sup>3</sup> )	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)
9	205	186	1119	718	1.40	110	61.6
18	205	234	1079	718	1.76	87.6	60.8
36	198	384	882	810	2.88	51.6	52.9

表-3 コンクリートの材料強度

試験体	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
36D	36	43.2	3.29	30613
36R				
18D	18	20.3	2.11	24652
18R				
9D	9	11.6	1.32	19132
9R				

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

表-4 鋼材の材料強度

使用箇所	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	
フランジ	PL-9	314	438	28.9
ウェブ	PL-6	345	455	23.6
主筋	D16	342	457	16.6
主筋	φ16	321	432	29.2
帯筋	D6	331	480	17.1

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

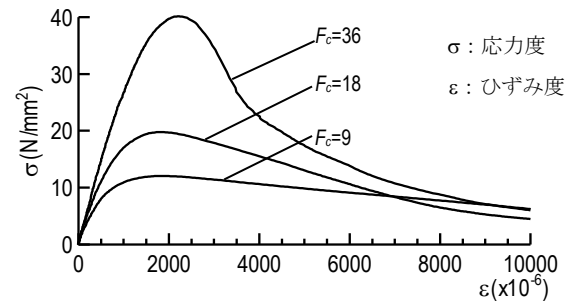


図-2 コンクリートの応力度-ひずみ度関係

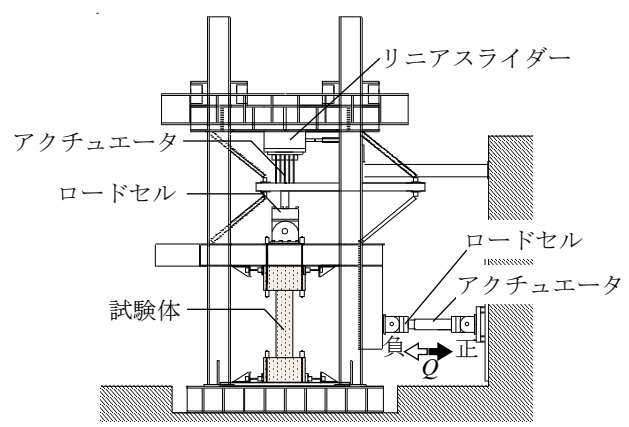


図-3 荷重装置

梁のせん断スパン比は 2.0 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  $\delta$ /梁内のり  $l$ ) を変位制御し,  $R=\pm 0.125\%$  rad. を 1 サイクル行なった後, 次に  $R=\pm 0.25\%$  rad. で 2 サイクル,  $R=\pm 0.5\%$  rad. で 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 サイクルずつ繰返し,  $R=\pm 2.0\%$  rad. に達した以降は  $R$  を  $\pm 1.0\%$  rad. 漸増させる正負繰返し荷重を耐力低下が著しくなるまで 2 サイクルずつ繰返すものとした。

変位の計測は上下スタブ間の相対水平変位  $\delta$  を計測すると共に、梁試験区間の 10ヶ所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 形鋼のフランジおよびウェブのそれぞれにひずみゲージを貼付けて計測した。

3. 実験結果

実験終了時の破壊状況を図-4 に示す。せん断力  $Q$  と部材角  $R$  の関係の履歴曲線を図-5 に示す。図-5 中の赤線は SRC 耐震診断基準式によるせん断終局強度の計算値 (以後、耐震診断基準式と称す)  $Q_{se}$  で、青線は文献 3) の提案式による計算値  $Q_{se}^*$  で、緑線は曲げ終局強度の計算値  $Q_{mu}$  である。36N/mm<sup>2</sup> の試験体の  $Q_{mu}$  は  $Q_{se}$  を下回ったが、それ以外の  $Q_{mu}$  は  $Q_{se}$  上回っており、せん断余裕度  $Q_{se}/Q_{mu}$  は 0.87~1.07 である。

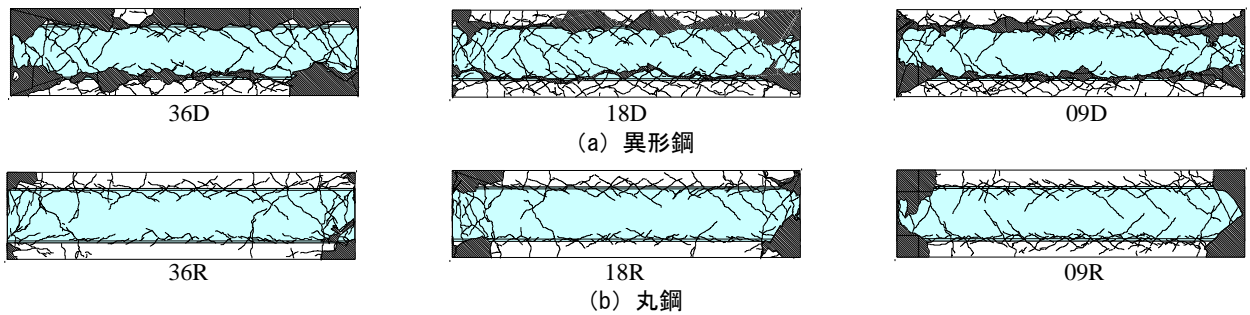


図-4 最終破壊状況

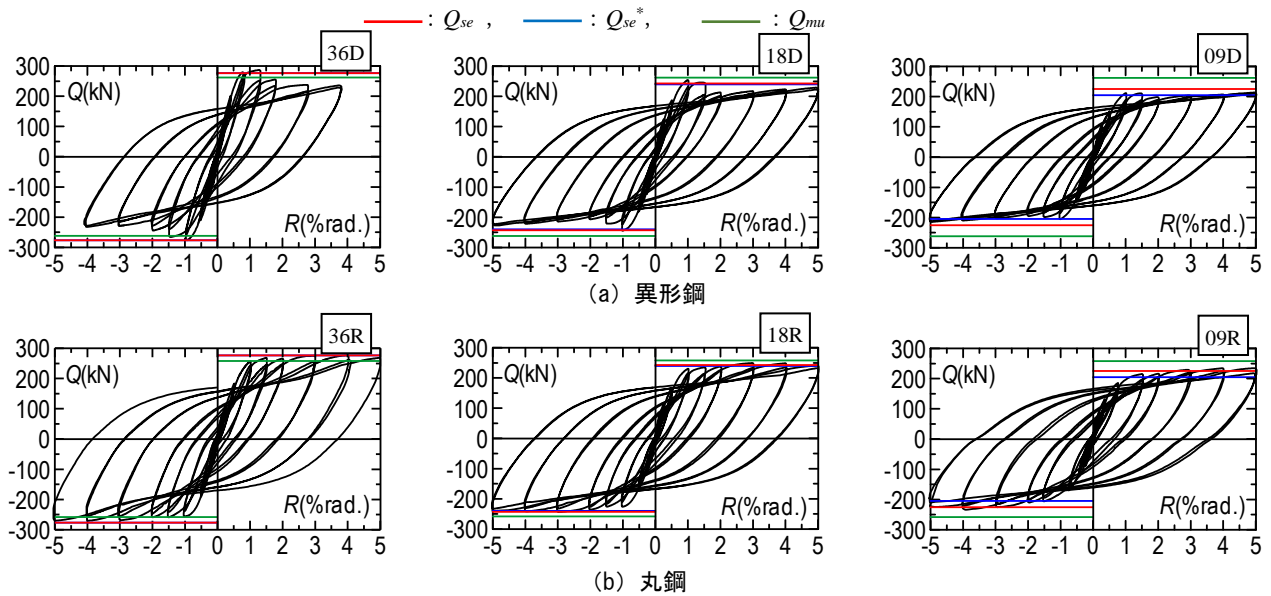


図-5 履歴曲線

異形鋼を用いた SRC 梁に関しては、36D と 09D は  $R=\pm 0.25\%$  rad.の振幅で材端に斜めひび割れと共に主筋あるいはフランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し、 $R=\pm 1.5\%$  rad.の振幅で最大耐力に達した。18D は  $R=\pm 0.125\%$  rad.の振幅で材端でのひび割れ、 $R=\pm 0.25\%$  rad.の振幅で主筋あるいはフランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し、 $R=\pm 1.0\%$  rad.の振幅で最大耐力に達した。最大耐力に達した後の振幅では、36D はせん断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、18D と 09D は一度耐力低下した後、 $R$  の漸増と共に再び耐力が上昇した。

丸鋼を用いた SRC 梁に関しては、36R は  $R=\pm 0.25\%$  rad.の振幅で材端では斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 1.0\%$  rad.の振幅で主筋あるいはフランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生した後、 $R$  の漸増と共にひび割れが拡大した。ただし、実験終了まで耐力低下は見られなかった。18R と 09R は  $R=\pm 0.25\%$  rad.の振幅で材端に斜めひび割れと共に主筋あるいはフランジに沿った位置でせん断付着ひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%$  rad.の振幅でせん断付着ひび割れが中央へと進展し、 $R$  の漸増と共にひび割れが拡大した。

18R は  $R=\pm 3.0\%$  rad.の振幅で最大耐力に達した。その後耐力低下せず実験終了時まで一定の耐力を保った。09R は実験終了部材角の振幅まで耐力低下は見られなかった。

異形鋼の SRC 梁と丸鋼の SRC 梁を比較すると、履歴ループの形状はほぼ同じであったが、耐力低下状況が異なった。また、主筋について、異形鋼に関しては部材角  $R=\pm 1.0\%$  rad.で降伏したが、丸鋼は実験終了まで未降伏であった。

実験における最大値  $Q_{exp}$  と耐震診断基準式の計算値  $Q_{se}$  を比較すると、 $\sigma_B \geq 13.5\text{N/mm}^2$  以上の場合には  $Q_{exp} > Q_{se}$  となった。しかしながら、 $\sigma_B < 13.5\text{N/mm}^2$  の 09D については  $Q_{exp} < Q_{se}$  となり、09R についても、 $R \geq \pm 3.0\%$  rad.以上の大変形時に  $Q_{exp}$  は  $Q_{se}$  を上回った。 $Q_{se}^*$  では全ての試験体が安全側に評価されることが確認された。

#### 4. せん断終局強度の検討

##### 4.1 SRC 耐震診断基準式

SRC 耐震診断基準では、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、充腹型鉄骨の SRC 部材のせん断終局強度  $Q_{se}$  の評価式として、(1) 式が示されている。

$k_{cs}$  はせん断付着破壊の影響を考慮したコンクリート

$$Q_{se} = \left\{ \frac{0.053 r_{pr}^{0.23} \cdot k_{cs} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{r_{pw} \cdot r_{\sigma_{wy}}} \right\} \cdot b \cdot j + s Q_u \quad (1)$$

$$k_{cs} = \frac{b'}{b} + 0.5 \quad (\text{ただし, } k_{cs} \leq 1.0) \quad (2)$$

の負担強度に対する低減係数であり(2)式が示されている。耐震診断基準式の計算値  $Q_{se}$  および実験における最大値  $Q_{exp}$  の一覧を表-5、本研究で実施した梁試験体および既往の研究<sup>3)</sup>で実施した梁試験体の(1)式による計算値  $Q_{se}$  と実験値  $Q_{exp}$  の比較を図-6(a)に示す。

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、低強度コンクリートの09D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 部材に関する既往の研究報告<sup>2),3)</sup>と同様に、異形鋼が使われた SRC 梁でコンクリートの圧縮強度が  $13.5 \text{ N/mm}^2$  を下回る試験体では危険側の評価となった。

#### 4.2 提案式

既往の実験結果において、SRC 耐震診断基準式  $Q_{se}$  では、実験値が計算値を下回る試験体が多くあることが確認されているため、低強度コンクリートへ対応することも可能な SRC 部材のせん断終局強度  $Q_{se}^*$  式を既往の研究で提案している。提案式  $Q_{se}^*$  は鉄骨の形状と鉄筋の種類に関わらず (1), (3), (4) で表している。

$$k_{cs} = \beta_L \cdot \frac{b'}{b} + 0.27 \quad (\text{ただし, } 0.27 \leq k_{cs} \leq 1.0) \quad (3)$$

$$\beta_L = \frac{1.27}{9} \sigma_c - 1.27 \quad (4)$$

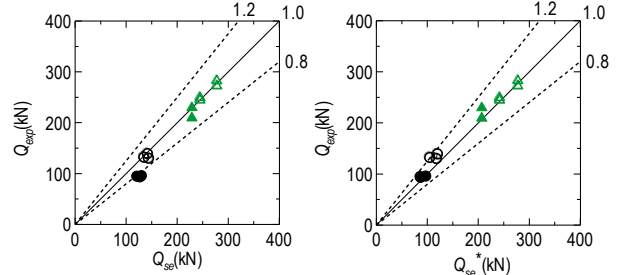
せん断付着破壊の影響を考慮する低減係数  $k_{cs}$  を (2) 式と同様に  $b'/b$  の関数として表し、さらに、 $k_{cs}$  は (3) 式に示されるようにコンクリート強度による低減係数  $\beta_L$  を  $b'/b$  に乗じる(4)式で評価している。

本研究で実施した充腹型 SRC 梁試験体および既往の研究で実施した非充腹型梁試験体の計算値  $Q_{se}$ 、 $Q_{se}^*$  と実験値  $Q_{exp}$  の比較を図-6(b)に示す。低強度コンクリートに対応できるせん断終局強度の提案式  $Q_{se}^*$  は、耐震診断基準式  $Q_{se}$  よりばらつきが小さくなり、実験値を安全側に評価していることが確認された。

表-5 実験値と計算値

試験体	$Q_{exp}$ (kN)	$Q_{se}$ (kN)	$Q_{se}^*$ (kN)	$Q_{FEM}$ (kN)	$Q_{exp}$ と $Q_{FEM}$ の比較		
					$\frac{Q_{exp}}{Q_{se}}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{se}^*}$	$\frac{Q_{exp}}{Q_{FEM}}$
36D	287	276	276	292	1.04	1.04	0.98
36R	277			280	1.00	1.00	0.99
18D	254	243	240	267	1.05	1.06	0.95
18R	249			256	1.02	1.04	0.97
09D	214	227	205	231	0.94	1.04	0.93
09R	216			218	0.95	1.05	0.99

充腹型)  $\triangle$ :  $\geq F_c 13.5$ ,  $\blacktriangle$ :  $< F_c 13.5$ , 非充腹型)  $\circ$ :  $\geq F_c 13.5$ ,  $\bullet$ :  $< F_c 13.5$



(a) SRC 耐震診断基準式 (b) 提案式

図-6 実験値と計算値

### 5. 三次元有限要素法解析

3次元有限要素法(以下、FEM)解析を行って検討する<sup>4)</sup>。解析には非線形有限要素解析ソフト“FINAL”を使用した。

#### 5.1 解析モデル

解析モデルは図-7に示す加力軸に対称な条件を用いた1/2モデルである。加力は、水平方向正負繰返し強制変位を与え、加力ルールは実験と同じとした。図-7にモデル全体及び鉄骨、鉄筋部分の要素分割図を示す。

#### 5.2 構成則

コンクリートは六面体要素でモデル化した。図-8にコンクリート要素別に示す。コンクリートの構成則は図-9(a)に示すように、圧縮側の上昇域は修正 Ahmad モデル<sup>5)</sup>、下降域はコアコンクリート1(鉄骨フランジに囲まれたコンクリート)の勾配をフラットモデル、コアコンクリート2(鉄骨とせん断補強筋の間のコンクリート)の勾配を中村らのモデル<sup>6)</sup>、カバーコンクリート(かぶりコンクリート)の勾配は図-2の材料試験結果を直線近似したモデルとし、鉄筋およびあばら筋による拘束を考慮した。引張側応力上昇域は引張強度点までは直線モデルとし、下降域は出雲らの引張硬化の式とした。破壊条件は、Willam-Warnkeの5パラメータモデル<sup>5)</sup>を使用し、ひび割れ後の挙動について、ひび割れ後の軟化域とひび割れ面のせん断剛性低減は、松井らのCES柱梁接合部を対象とした研究<sup>7)</sup>を参考にモデル化し、ひび割れ面に平行な方向の圧縮強度の低減は長沼らのモデル<sup>8)</sup>を用いた。主筋はトラス要素でモデル化した。せん断補強筋は全て分散鉄筋を用いたモデルとした。鉄筋の応力-ひずみ関係は、異形鋼および丸鋼と共にバイリニアモデルで表した。主筋の降伏条件には Von Mises の条件、履歴特性には等方硬化則を用いた。

鉄骨は平面応力要素でモデル化した鋼板を組み合わせで表し、鉄骨フランジでは他の鋼板に比べて厚さが大きいので、面外せん断変形を考慮できる積層シェル要素を用いた。構成則は図-9(b)に示すようにバイリニアモデルで表し、降伏条件には Von Mises の条件、履歴特性には等方硬化則を用いた。

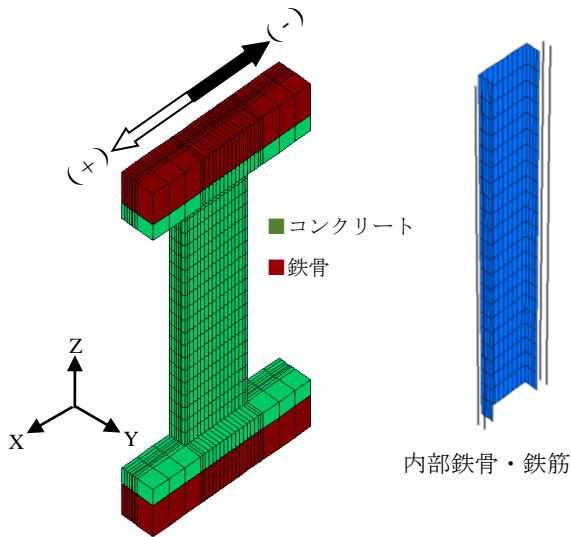


図-7 要素分別図

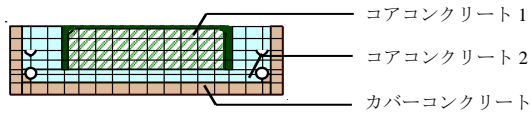


図-8 コンクリートの要素別

鉄骨とコンクリートの付着要素の付着-すべり関係は図-9(c)に示すように、最大付着強度点までは金ら<sup>9)</sup>の研究に基づいた直線モデルを、強度点以降は天野ら<sup>10)</sup>の研究に基づいた曲線マルチリニアモデルで近似して表した。

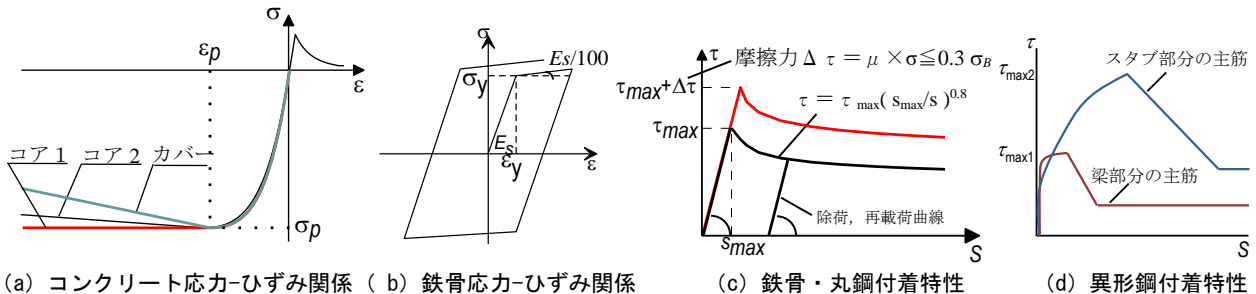


図-9 構成則概要

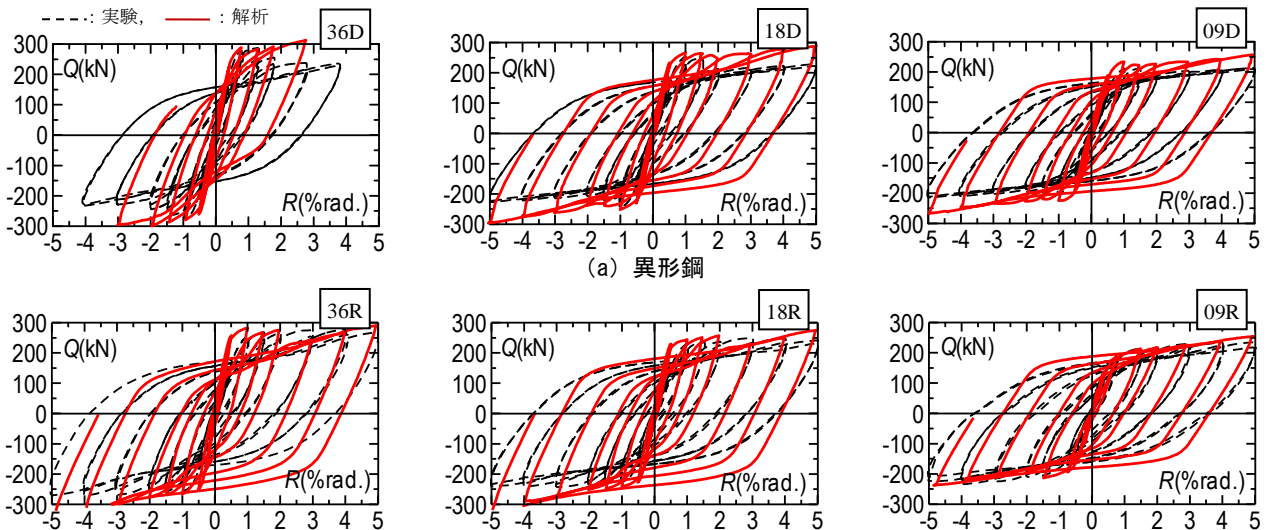


図-10 履歴曲線の比較

また、摩擦係数を 0.65 として、面外圧縮応力による付着応力増大を考慮した。鉄筋とコンクリートの付着要素の付着-すべり関係は、异形鋼の場合は図-9(d)の杉本らの直線低着主筋を対象とした研究<sup>11)</sup>を参考にモデル化し、丸鋼の場合は鉄骨と同様なモデル(図-9(c))を適用した。

### 5.3 解析結果と実験結果の比較

図-10 に実験および解析による各試験体の履歴曲線を示す。破線は実験結果、実線は解析結果を示した。図の縦線はせん断力  $Q$ 、横線は部材角  $R$  とし、実験と同様に載荷終了時まで示した。

$Q-R$  関係について、低強度コンクリートの試験体は載荷終了時まで骨格線は良好な対応を示した。また、表-5 に  $R=2.0\%$ rad.までの解析値  $Q_{FEM}$  を示し、解析値は実験値をほぼ精度よく表現できていることが分かる。

鉄筋の影響について部材角  $R=2.0\%$ rad.までの耐力を比較すると、异形鋼の場合、最大耐力後の耐力低下は見られない。丸鋼の場合、36R 以外の試験体は解析値が実験値を精度よく評価できていることが確認できた。

全ての試験体に関して、部材角が増大すると共に、履歴ループは外側に大きく膨らんでおり実験とは異なった挙動を示している。これは、鉄骨とコンクリートの付着特性と鋼材モデルについて更なる検討が必要と思われる。

### 5.4 各コンクリート要素の最小主応力度分布

図-11 に  $R=1.0\%$ rad.の部材角における各試験体のコン

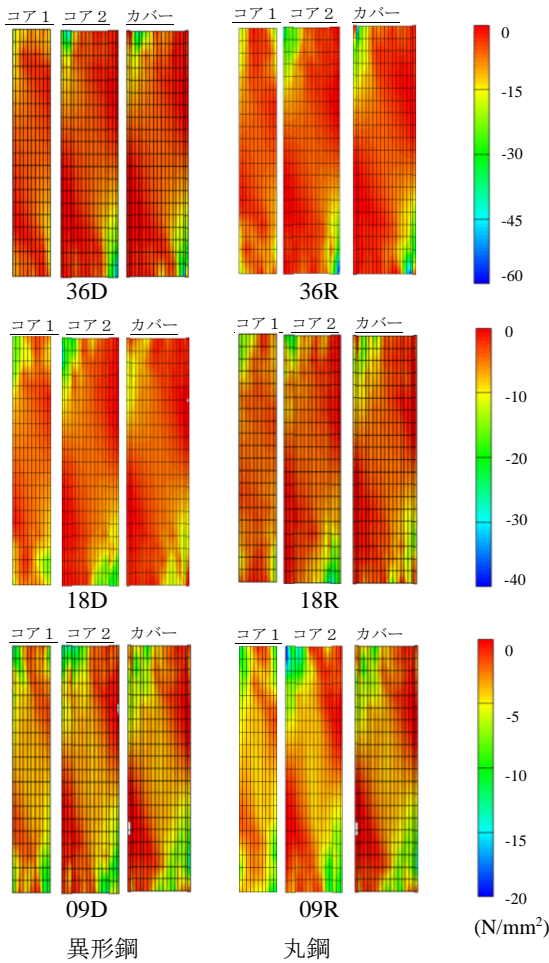


図-11 コンクリートの最小主応力度分布

クリートの最小主応力度分布(圧縮応力度分布)を示す。コンクリート要素は図-8における要素をそれぞれ対象として示した。各試験体と共に、梁端部のモーメントによる圧縮力に対して、斜めに圧縮ストラットが形成されていることが確認できる。さらに、コアコンクリート1はコアコンクリート2とカバーコンクリートの応力度に比較すると高いせん断応力が生じている。これは、鉄骨に囲まれた狭い領域においては鉄骨拘束効果などによると考えられる。

## 6. 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) コンクリート強度と主筋の種類に関わらず、最終的には鉄骨フランジに沿った位置でのせん断付着破壊が卓越する破壊状態となった。
- (2) 丸鋼のSRC梁では実験終了時まで耐力低下は見られず、異形鋼のSRC梁では最大耐力以後に若干の耐力低下を生じたが、実験値はコンクリート強度が高くなると異形鋼の $Q_{exp}$ が大きくなった。
- (3) SRC耐震診断基準式 $Q_{se}$ によるせん断終局強度は、 $\sigma_B \geq 13.5 \text{ N/mm}^2$ 以上の場合は $Q_{exp} > Q_{se}$ となったが、 $\sigma_B < 13.5 \text{ N/mm}^2$ の09D、09Rについては $Q_{exp} < Q_{se}$ と

なった。提案式 $Q_{se}^*$ では全ての試験体が安全側に評価されることが確認された。

- (4) FEM解析では、全ての試験体とも梁端のモーメントによる圧縮力に対して、部材全長に斜めに圧縮ストラットが形成されることが確認できた。また、鉄骨に囲まれた狭い領域においては鉄骨拘束効果などにより高いせん断応力が生じていることが確認できた。

## 謝辞

本研究はJSPS科研費JP16H04458の助成および公益社団法人日本コンクリート工学会2017年度研究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
- 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) KJU KJU NWE，貞末和史，荒木秀夫：低強度コンクリートの既存SRC部材のせん断終局強度，日本建築学会構造系論文集，第84巻，第761号，pp.983-992，2019.7
- 4) 伊藤忠テクノソリューション(株)：FINAL/V11 HELP
- 5) 長沼一洋：三軸圧縮下コンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.474，pp.163-170，1995.8
- 6) Hikaru Nakamura, Takeshi Higai：Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C52E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 7) 松井智哉，倉本洋：繰返し水平力を受けるCES柱梁接合部の応力伝達機械，日本建築学会構造系論文集，第73巻，Vol.630，pp.1401-1407，2008.8
- 8) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その1)，日本建築学会構造系論文集，No.421，pp.39-48，1991.3
- 9) 金洗演，米沢健次，野口博：鋼とコンクリートからなる合成構造の付着特性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，pp.1631-1632，1994.9
- 10) 天野修，中村光，桧貝勇，田中造一：鋼管・コンクリート複合橋脚のせん断挙動解析，日本コンクリート工学会コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.823-828，1998.6
- 11) 杉本訓祥，田才晃，谷量子，秋山友昭，福山洋，井上芳生：あと施工アンカーによる直線定着主筋を有するRC壁柱状部の履歴復元力特性，日本建築学会構造系論文集，第83巻，第749号，pp.1041-1050，2018.7