

(28) 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

貞末 和史¹・KJU KJU NWE²・荒木 秀夫³

¹正会員 広島工業大学准教授 工学部建築工学科 (〒731-5193 広島県広島市佐伯区三宅2丁目1-1)
sadasue@cc.it-hiroshima.ac.jp

²準会員 広島工業大学学部生 工学部建築工学科 (〒731-5193 広島県広島市佐伯区三宅2丁目1-1)
A614461@cc.it-hiroshima.ac.jp

³正会員 広島工業大学教授 工学部建築工学科 (〒731-5193 広島県広島市佐伯区三宅2丁目1-1)
h.araki.k4@it-hiroshima.ac.jp

本研究では、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有するSRC柱の載荷実験を行なって構造性能について検討した。一定圧縮軸力下で正負繰り返し逆対称モーメントを与える実験を行なった結果、せん断破壊が先行する充腹型鉄骨を有するSRC柱と非充腹型鉄骨を有するSRC柱では、同様な破壊状況であっても、内蔵される鉄骨の形式によって最大耐力、最大耐力以降の耐力低下状況、履歴ループの形状が大きく異なることが確認された。また、SRC耐震診断基準に示されるせん断終局強度式は低強度コンクリートのSRC柱に対して危険側に評価されるが、SRC規準に示されるせん断終局強度式は低強度コンクリートのSRC柱に対して安全側に評価できることが分かった。

Key Words : low-strength concrete, steel reinforced concrete column, ultimate shear strength, seismic evaluation

1. はじめに

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」を受け、1980年の建築基準法改正以前に建設された公立学校等建物に対して、耐震診断および耐震補強が積極的行われているが、民間建物を含めた戦後復興期に建設された多大な建築群が既存不適格構造物として数多く存在している。そのような状況の中、コンクリート系建物の重要な課題として、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るかということがある。コンクリートは建築・土木構造物における主要な構造材料として多用されてきたが、コンクリートの性能は設計と施工の不備に敏感であり、コンクリートの調合設計や練り混ぜ技術の未熟な時代に建設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、近年、低強度のコンクリートを有する鉄筋コンクリート（以後、RCと称す）構造の耐震性能に関する研究が行なわれている¹⁾。

一方で、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も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。新築建物における鉄骨鉄筋コンクリート（以後、SRCと称す）構造の採用は減少傾向にあるものの、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構造が採用されており、鉄骨の存在によってコンクリートの充填が困難となるSRC構造は、RC構造よりもさらに低強度のコンクリートの既存建物が存在する可能性がある。

そこで、本研究では既存の大型施設における構造形式として多用されているSRC構造を対象を絞り、既存の耐震性能評価基準²⁾の適用範囲を下回る低強度コンクリートを有するSRC柱の載荷実験を行なって、終局強度や変形能力等の構造性能について検討する。

2. 実験方法

(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形鋼を十字形に溶

表-1 試験体計画

試験体	N (kN)	N_u (kN)	sN_u (kN)	mN_u (kN)	cN_u (kN)	鉄骨形式	主鉄骨 ($s p_t$)	帯板 ($s p_w$)	柱主筋 ($r p_t$)	せん断補強筋 ($r p_w$)	F_c (kN)	実験 シリーズ
18F15	1095	3896	1675	502	1719	充腹型	2H- 200×100×5.5×8 (0.89%)	—	12-D13 (0.84%)	$\phi 6@100$ (0.19%)	18	I
09F30	1129	3278	1795	556	927						9	II
09F15	994											
18O15	947	3537	1400	490	1647	非充腹型 (格子形)	8L- 50×50×6 (1.25%)	PL6-30@200 (0.30%)	12- ϕ 13 (0.87%)	$\phi 6@100$ (0.19%)	18	I
09O30	956	2888	1454	480	954						9	II
09O15	821											

注) $N_u = sN_u + mN_u + cN_u$

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, $r p_w$:せん断補強筋比

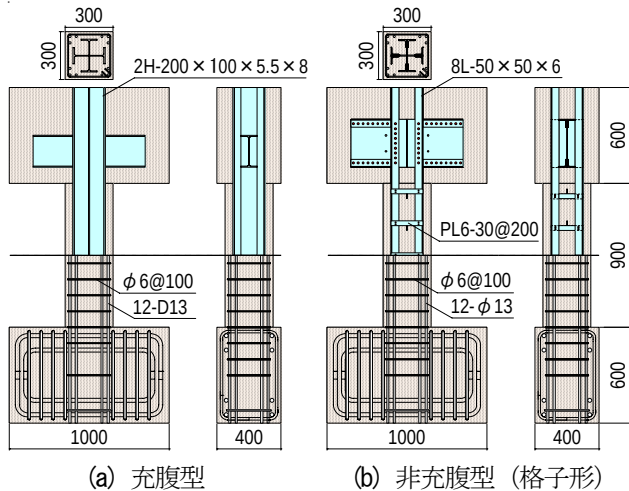


図-1 試験体形状 (単位:mm)

接加工した充腹型鉄骨を有するSRC柱3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3体の合計6体とした。

充腹型鉄骨を有する試験体に関して, 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。主筋は異形棒鋼 12-D13(SD295), せん断補強筋は丸鋼 $\phi 6@100$ (SR235)とした。1975年に改定されたSRC規準・第3版³⁾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考えられる。

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8L-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- ϕ 13(SR295), せん断補強筋は丸鋼 $\phi 6@100$ (SR235)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 $\phi 7$)の六角穴付きボルトを用いて接合した。

シリーズIに関しては, 試験区間である柱部分, 上下

表-2 コンクリートの調合表

F_c (N/mm ²)	水 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)
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

スタブ(梁)部分共にコンクリート設計基準強度 F_c が18N/mm²のコンクリートを一体打ちした。シリーズIIに関しては, 柱部分の F_c は9N/mm², 上下スタブの F_c は24N/mm²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に示す。

圧縮軸力 N は, $F_c=18\text{N/mm}^2$, $N=0.15N_u+0.5N_u$ (ここに, N_u はコンクリート部分の圧縮耐力, N_u は鉄骨部分の圧縮耐力)で設計された柱(18F15, 18O15)に対して, 実際のコンクリート圧縮強度 σ_B が9N/mm²程度しかなく, $N=0.3N_u+0.5N_u$ の圧縮軸力を受けている柱(09F30, 09O30)を想定し, さらに, 比較のため $F_c=9\text{N/mm}^2$ で $N=0.15N_u+0.5N_u$ の軸力を受けている柱(09F15, 09O15)を計画した。

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, 圧縮力を受けるコンクリートの応力度 σ とひずみ度 ε の関係を図-2にそれぞれ示す。 $F_c=9\text{N/mm}^2$ のコンクリートに対して, (1)式で求めたRC規準・第6版⁴⁾によるコンクリートのヤング係数 E_c は14122および14326N/mm², (2)式で求めたRC規準によるコンクリートの引張強度 σ_t は1.06および1.07N/mm²となり, 両値ともに実験値は計算値を1.3~1.4倍程度上回った。また, $F_c=18\text{N/mm}^2$ および24N/mm²のコンクリートと比較して, $F_c=9\text{N/mm}^2$ 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。

$$E_c = 21 \times \left(\frac{\gamma}{23} \right)^{1.5} \times \left(\frac{\sigma_B}{20} \right)^{0.5} \quad (1)$$

ここに, γ は気乾単位体積重量である。

$$\sigma = 0.33 \times \sqrt{\sigma_B} \quad (2)$$

表-3 コンクリートの材料強度

試験体	F_c (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)
18F15	18	19.1	2.01	27707
09F30	9	10.3	1.35	20407
09F15	24	24.2	2.22	28355
18O15	18	18.3	1.98	27534
09O30	9	10.6	1.36	19157
09O15	24	25.4	2.32	28637

注) σ_B :圧縮強度, σ_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	シリーズ I			シリーズ II		
	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	伸び (%)
フランジ	321	448	19.4	326	450	25.0
ウェブ	307	435	21.4	347	464	23.2
山形鋼	310	446	19.1	322	467	25.7
帯板	269	360	30.3	269	360	30.3
主筋D13	330	470	18.4	366	520	21.1
主筋φ13	307	430	26.0	301	417	34.2
帯筋φ6	346	524	20.9	379	542	18.6

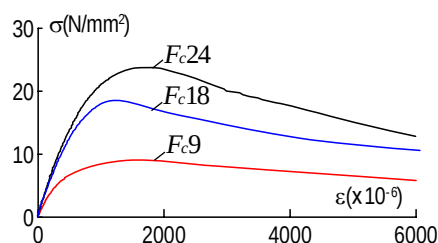


図-2 コンクリートの応力度-ひずみ度関係

(2) 載荷方法

載荷は図-3に示す載荷装置を使用し、所定の N を導入後、正負繰返し逆対称モーメントを漸増載荷するものとした。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 δ_u /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載荷を2サイクルずつ行なって、顕著な耐力低下を生じるか、最大 $\pm 5.0\%$ rad.の振幅で実験を終了した。

変位の計測は上下スタブ間の相対水平変位 δ_u 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、ひずみゲージを貼り付けて計測した。

3. 実験結果および考察

最大耐力時および最終変形時の破壊状況を写真-1、 Q - R 関係の履歴曲線を図-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。 Q_u はSRC耐震診断基準²⁾に示されるせん断終局強度の計算値である。なお、

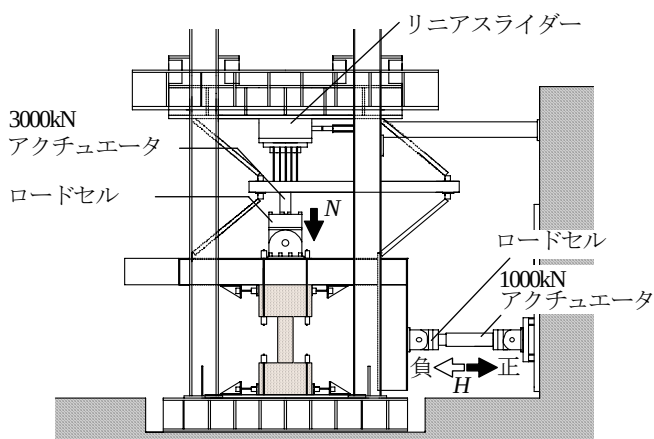


図-3 載荷装置



(a) 最大耐力時



(b) 最終変形時

写真-1 破壊状況

いずれの試験体とも曲げ終局強度 Q_{mu} の計算値は Q_u を上回っている。

充腹型SRC柱の破壊進展状況は、 $R=\pm 0.25\%$ rad.の振幅で中央部に斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%$ rad.の振幅では斜めひび割れが材端へと進展し、 $R=\pm 1.0\%$ rad.の振幅で主筋と強軸フランジの圧縮降伏を生じると共に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て、 $R=\pm 1.5\%$ rad.で正負ともに最大耐力に達した（ただし、18O15は $R=\pm 1.0\%$ rad.の振幅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。なお、 $F_c=18\text{N/mm}^2$ の

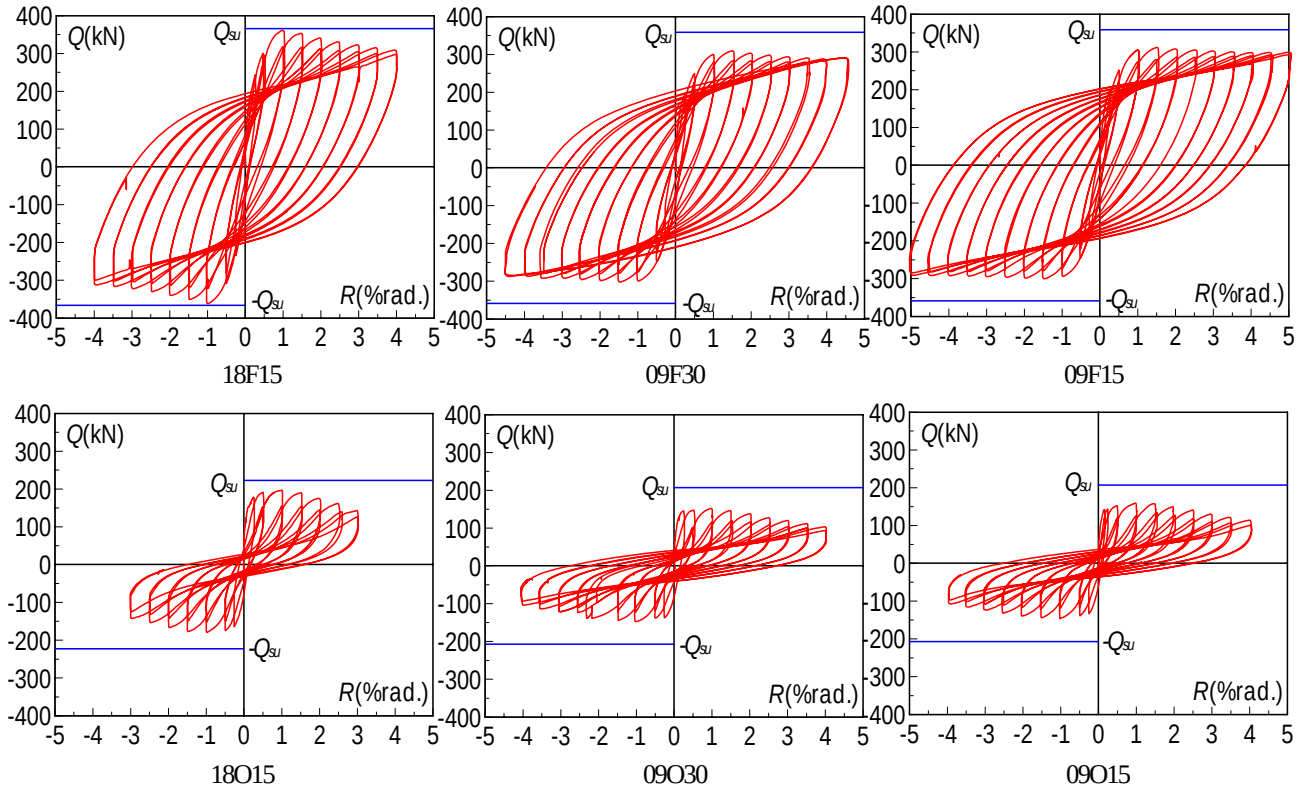


図4 履歴曲線

試験体に関しては $R=\pm 1.0\%$ の振幅でせん断補筋が降伏したが、 $F_c=9\text{N/mm}^2$ の試験体に関しては実験終了時までせん断補筋は降伏していない。

非充腹型SRC柱の破壊進展状況は、 $R=\pm 0.25\%$ の振幅で中央部に斜めひび割れが発生し、 $R=\pm 0.5\%$ の振幅では斜めひび割れが材端へと進展すると共に主筋あるいは山形鋼に沿った位置で付着ひび割れが発生して（ただし、18O15は $R=\pm 1.0\%$ の振幅で付着ひび割れ発生）、履歴ループの形状がスリップ特性を示し、 $R=\pm 1.0\%$ で正負ともに最大耐力に達した。それ以後、 $R=\pm 1.5\%$ の振幅で強軸の山形鋼が圧縮降伏、 $R=\pm 2.0\%$ の振幅で主筋が圧縮降伏（ただし、18O15は実験終了時まで未降伏）すると共に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。なお、 $F_c=18\text{N/mm}^2$ の試験体に関しては $R=\pm 0.5\%$ の振幅でせん断補筋が降伏したが、 $F_c=9\text{N/mm}^2$ の試験体に関しては実験終了時までせん断補筋は降伏していない。また、いずれの試験体とも実験終了時まで帯板は降伏していない。

充腹型SRC柱と非充腹型SRC柱を比較すると、破壊の様相はほぼ同様であったが、最大耐力、最大耐力以降の耐力低下状況、履歴ループの形状は大きく異なり、低強度コンクリートの場合においても充腹型SRC柱は優れた変形能力を有することが確認された。なお、コンクリート強度の違いによって最大耐力に差異を生じているが、コンクリート強度が同じである場合、鉄骨形式に関わら

ず軸力の違いによる最大耐力の差異は小さく、いずれの試験体とも実験値は Q_{su} を下回ることが確認された。

4. せん断終局強度の検討

(1) SRC耐震診断基準式

SRC耐震診断基準²⁾では、コンクリートの圧縮強度が 13.5N/mm^2 以上であることを適用条件として、SRC柱のせん断終局強度 Q_{su} の評価式として、充腹型鉄骨の場合は(3)式、格子形鉄骨の場合は(4)式が示されている。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot k_{cs} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot r \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j + {}_sQ_u \quad (3)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} \cdot (18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot r \sigma_{wy} + \frac{s p_w \cdot s \sigma_{wy}}{2} + 0.1 \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j \quad (4)$$

ここに、 ${}_sQ_u$ は鉄骨部分の負担軸力を0とした時の曲げ終局強度 Q_{mu} とせん断終局強度 ${}_sQ_{su}$ の最小値、その他の記号は文献²⁾を参照するものとする。なお、本試験体では Q_{mu} が ${}_sQ_{su}$ を下回っている。

(3)、(4)式を用いた計算値 Q_{su} および実験における最大

値 Q_{exp} を表-5に示す。せん断破壊が先行する低強度コンクリートを有するRC部材に関する既往の研究報告¹³⁾と同様に、普通強度コンクリートの実験データを基に構築した荒川min式に基づく耐震診断基準に示されるせん断終局強度の評価式では $Q_{exp}/Q_{su}=0.73\sim0.99$ となり、 $F_c=18\text{N/mm}^2$ の試験体も含み全試験体とも危険側の評価となった。低強度コンクリートの場合に実験値が計算値 Q_{su} を下回るのは、せん断補強筋が降伏する前にコンクリートが破壊することや、充腹型SRC柱に対する(3)式における sQ_u は、鉄骨部分の負担軸力を0とした場合の終局強度として算定するが、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曲げ終局強度が低下することが理由として考えられる。

そこで、本論では、低強度コンクリートを有するRC梁の実験に基づき構築された、コンクリート強度を変数とする低減係数 k_r を乗じてRC部材のせん断終局強度を評価する方法⁹⁾をSRC部材へ拡張した下式を用いて検討を行なう。SRC柱のせん断終局強度 krQ_{su} について、充腹型鉄骨の場合は(5)式、格子形鉄骨の場合は(6)式を用いて算定した計算値を表-5に示す。

$$krQ_{su}=k_r\cdot\left\{\frac{0.053p_t^{0.23}\cdot k_{cs}\cdot(18+F_c)}{M/(Q\cdot d)+0.12}+0.85\sqrt{r p_w\cdot r\sigma_{wy}+0.1\sigma_0}\right\}\cdot b\cdot j+sQ_u \quad (5)$$

$$krQ_{su}=k_r\cdot\left\{\frac{0.053p_t^{0.23}\cdot(18+F_c)}{M/(Q\cdot d)+0.12}+0.85\sqrt{r p_w\cdot r\sigma_{wy}+\frac{s p_w\cdot s\sigma_{wy}}{2}+0.1\sigma_0}\right\}\cdot b\cdot j \quad (6)$$

$$k_r=0.244+0.056\sigma_B \quad (\sigma_B\leq 13.5) \quad (7)$$

Q_{exp} と krQ_{su} を比較すると、 $Q_{exp}/krQ_{su}=0.88\sim0.99$ となり、(3)、(4)式を用いた場合よりも評価精度が向上したが、(5)、(6)式を用いても全試験体とも危険側の評価となった。

(2) SRC規準式

SRC規準・第6版⁹⁾の本文では、コンクリートの圧縮強度が 18N/mm^2 以上であることを適用条件として、充腹型およびラチス形SRC柱のせん断終局強度 AIQ_{su} の評価式と

して(8)式が示されている。

$$AIQ_{su}=\min(rQ_{su}, rQ_{bu})+\min(sQ_{su}, sQ_{bu}) \quad (8)$$

ここに、 rQ_{su} および rQ_{bu} はRC部分のせん断で決まる強度および曲げで決まる強度、 sQ_{su} および sQ_{bu} は鉄骨部分のせん断で決まる強度および曲げで決まる強度である。

なお、同規準の解説では、 rQ_{su} の評価に関して、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(9)式が示されている。

$$rQ_{su}=b\cdot j\cdot p_w\cdot r\sigma_{wy}\cdot\cot\phi+\tan\theta(b-\beta'\cdot b')\cdot\mu\cdot D\cdot\frac{\sigma_B}{2} \quad (9)$$

$$\tan\theta=\sqrt{\left(\frac{l'}{D}\right)^2+1}-\frac{l'}{D} \quad (10)$$

$$\beta'=(1+\cot^2\phi)\cdot\frac{b'}{b}\cdot\frac{r p_w\cdot r\sigma_{wy}}{\sigma_B} \quad (11)$$

$$\mu=0.5+\frac{b'}{b}\leq 1.0 \quad (12)$$

ここに、 ϕ はトラス機構のコンクリート圧縮束の角度で 45° 、 θ はアーチ機構のコンクリート圧縮束の角度、 b' はコンクリートの有効幅(= b_sD)で、その他の記号は文献⁹⁾を参照するものとする。

そこで、本論では、(8)式および(9)式を用いたせん断終局強度 AIQ_{su} について検討を行なう。なお、SRC規準・第6版では格子形SRC柱は対象とされていないため、格子形SRC柱における sQ_{su} の評価は、SRC規準・第5版⁷⁾に示される算定式を用いた。

Q_{exp} と AIQ_{su} を比較すると、 $Q_{exp}/AIQ_{su}=1.03\sim1.15$ となり、実験値が計算値を下回ることではなく、せん断終局強度を妥当に評価でき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) せん断破壊が先行する充腹型SRC柱と非充腹型SRC柱では、同様な破壊状況であっても、内蔵される鉄骨の形式によって最大耐力、最大耐力以降の耐力低下状況、履歴ループの形状が大きく異なり、低強度コンクリートの場合においても充腹型SRC柱は優れた変形能力を有する。

表-5 実験値と計算値

試験体	Q_{exp} (kN)	Q_{su} (kN)	krQ_{su} (kN)	AIQ_{su} (kN)	Q_{exp}/Q_{su}	Q_{exp}/krQ_{su}	Q_{exp}/AIQ_{su}
18F15	362	366	366	327	0.99	0.99	1.11
09F30	310	359	328	286	0.86	0.95	1.08
09F15	322				0.90	0.98	1.12
18O15	197	223	223	191	0.88	0.88	1.03
09O30	152	207	173	138	0.73	0.88	1.10
09O15	159				0.77	0.92	1.15

- 2) SRC耐震診断基準に示されるせん断終局強度式は、低強度コンクリートのSRC柱に対して危険側に評価される。また、RC部材に対して提案されている低減係数 k_c を用いても、SRC柱に対しては危険側に評価される。
- 3) SRC規準の解説に示される塑性理論に基づくトラス・アーチモデルを用いたせん断終局強度式は、低強度コンクリートのSRC柱に対して実験の下限值を妥当に評価できる。

謝辞

本研究は(公財)平成 26 年度古川技術振興財団研究助成および平成 27 年度科学研究費補助金(基盤研究(B)課題番号: 25289190 代表研究者: 広島工業大学教授 荒木秀夫)による助成を受けました。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
- 3) 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
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(第6版), 1991.4
- 5) 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
- 6) 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
- 7) 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

ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF SRC COLUMNS WITH LOW-STRENGTH CONCRETE

Kazushi SADASUE, KJU KJU NWE and HIDEO ARAKI

Mechanical behavior of SRC columns with low-strength concrete are investigated through the seismic loading tests under the constant vertical load. The considered parameters in the tests are as follows, steel type, axial load level and concrete strength. From the test results, it is found that the ultimate shear strength cannot be evaluated using the present equation recommended in JBDPA, design standard for the SRC columns with low-strength concrete. On the other hand, the ultimate shear strength can be estimated the equation based on the theory of truss and arch mechanism in AIJ design standard regardless of concrete strength.