

(S1) 建築分野における SRC 構造の現状と課題

堺 純一

正会員 福岡大学教授 工学部建築学科 (〒814-0180 福岡市城南区七隈8-19-1)

E-mail:sakaij@fukuoka-u.ac.jp

鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (SRC 規準) の初版が1958年に日本建築学会から出版されて、その後、5回の改定が行われ、2014年に第6版が刊行された。本報では、SRC 規準のこれまでの変遷と、巨大地震による鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 構造建物の地震被害、さらに、現行規準による柱、梁部材の設計法の概要について報告する。さらに、最近の研究例として、SRC 構造の安定限界軸力と復元力特性を取り上げ、それらの評価法について述べるとともに、今後の同構造の課題と展望についてまとめた。

Key Words: transition of AIJ SRC standard, seismic damage, structural performance evaluation, stability limit axial load, restoring force characteristics

1. はじめに

我が国の鉄骨鉄筋コンクリート (以下 SRC と記す) 構造は1910年代に北米から移入された鉄骨煉瓦造の耐火材としての煉瓦が、コンクリートさらに鉄筋コンクリートに代わって発展したものである¹⁾。大正12年に竣工した日本興業銀行ビルをはじめとして、関東大震災でほとんど被害が見られなかったことから、高い耐震性が認められ、以降、中高層建築物を中心に、我が国独自の構法として発展してきた。

SRC 構造は、図-1に示すように建設年代によって、非充腹型 (格子形とラチス形) と充腹型の2種類の内蔵鉄骨の形式を持つ特徴がある。非充腹型 SRC は内蔵鉄骨として、アングルを主材とし、帯板と組合せて作られたもので、図-1に示す内蔵鉄骨は格子形のタイプである。一方、充腹型 SRC は H 形鋼などのフルウェブが用いられている SRC であり、1981年に新耐震設計法が施行されるころから、充腹型 SRC が使われてきている。

我が国で起きた1995年以前の地震で、SRC 構造は他の構造と違って構造的な被害をほとんど受けなかったが、1995年の1月に起きた兵庫県南部地震で、中間層崩壊を含む32棟のSRC造建築物が倒壊した²⁾。倒壊した建築物は1975年以前に建てられた格子形の SRC であった。2011年3月に起きた東北地方太平洋沖地震では、格子形 SRC で大破の被害を受けた建築物があったが、倒壊した SRC 造建築物はなかった³⁾。

現在まで、充腹型 SRC 構造で倒壊した建築物はなく、SRC 構造は中・高層の共同住宅や事務所建築などに適した我が国の主要な耐震構法であるといえる。しかし、最近では高強度コンクリート技術の発達やコンクリート充填鋼管構造の発展がめざましく、施工性の点で課題がある SRC 造建築物の建設が少なくなっているのが現状である。

本報では、「鉄骨鉄筋コンクリート計算規準」⁴⁾ (以下、SRC 規準と記す) の変遷と、地震による構造被害、SRC 規準による柱、梁部材の設計の概要と最近の研究成果、及び SRC 構造の今後の展望について報告する。

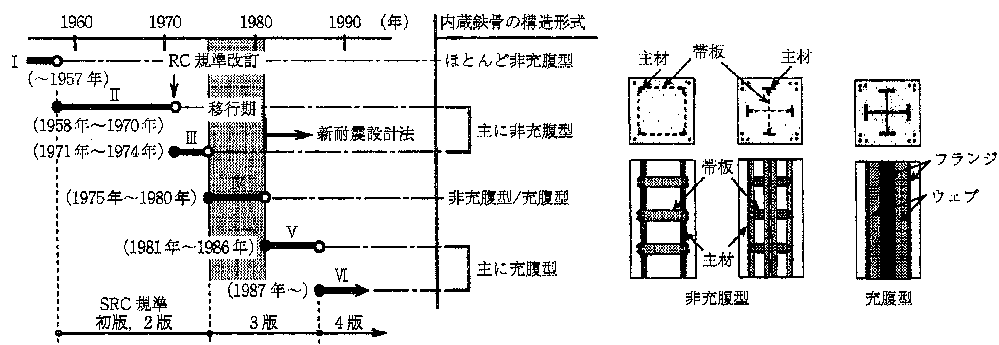


図-1 SRCの内蔵鉄骨のタイプと建設年代の関係

2. SRC 規準の変遷

SRC 構造は大正の初期から高層建築に使用されてきたが、当時は特に計算規準がなく設計は設計者の判断に従って行われていた。その後、1958 年に SRC 規準の初版⁵⁾ が刊行された。この規準では耐力計算を行うために許容耐力に基づく累加強度式が採用されたことが大きな特徴であり、この方法は現在まで引継がれている。

1968 年の十勝沖地震で多くの鉄筋コンクリート（以下、RC と記す）構造の建築物に脆いせん断破壊が生じたため、SRC 構造の設計法も見直す必要が認められ、1975 年に第 2 次改定版が出版された。この改定では、せん断耐力式があらたに示され、また曲げ破壊先行の考え方が導入されるなど、せん断設計法が大幅に変更になった。その後 1978 年には宮城県沖地震によって多くの SRC 構造の高層建築物が大きな地震力を受けたが、構造体には特に大きな被害はなく、SRC 構造の高い耐震性が証明された。

1980 年に建築基準法施行令の改正（新耐震設計法）が公布され、1981 年から施行されたため保有水平耐力の検討も行うことができるようになる必要が生じ、1987 年に第 3 次改定版が出版された。第 3 次改定版の特徴は、従来の許容応力度設計に加えて保有水平耐力関係の規定を加えたことである。その他に、鋼管コンクリート構造を含めたほか、柱梁接合部、継手、柱脚、耐震壁などに関して具体的な設計式を示したことなどである。

1995 年に起きた兵庫県南部地震において、1987 年以降に建設された SRC 造建築物では倒壊例はなく、大破の被害を受けた建築物も少なかったことから、第 3 次改定版はほぼ確立された設計法であると捉えることができる。

2001 年の第 4 次改定では、本文の大幅な改定はされず、鉄骨材料の材質の追加、コンクリートと鉄筋

の材料強度の適用範囲が改められた。

2014 年の第 5 次改定⁴⁾では、従来どおり許容応力度計算および保有水平耐力計算による設計法の枠組みを踏襲している。ただし、兵庫県南部地震での柱脚の被害を鑑みて、柱脚の設計に関する本文および解説が改定された。壁部材は、SRC 規準第 4 版および第 5 版では、外部耐震壁と内部耐震壁に分けて、理論的な展開により規準式を示してきたが、理論の内容が難しく実務の設計ではほとんど使われておらず、今回の改定では「鉄筋コンクリート構造計算規準（2010）」⁶⁾（以下 RC 規準と記す）と連続する方向で本文及び解説が改定された。さらに、変形を評価できる部材や骨組の構造設計を目指すため、新たに、5 章の 5 節に部材の復元力特性と変形性能の検討が追加された。なお、今回の改定では、これから建設される建物に格子形 SRC は使われることはない判断され、このタイプの SRC の規定は削除された。また、鋼管コンクリート構造からコンクリート充填鋼管（CFT）構造が削除された。コンクリート充填鋼管構造の規準が日本建築学会から新たに刊行される予定であるためである。

3. SRC 造建築物の地震被害について

1928 年 9 月に発生した関東大震災以来、1964 年 6 月の新潟地震、1968 年の十勝沖地震、1978 年の宮城県沖地震と大きな地震を SRC 造建物は受けてきた。これらの地震で、SRC 造建築物の構造部材が大きな被害をうけることはなかった。宮城県沖地震では、仙台市内に建っていた建物で、梁、柱、耐震壁などに軽微なひび割れが見られるとともに、非構造壁に大きなひび割れが生じる程度であった。

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震によって、SRC 造建築物は大きな構造的な被害を受けた。中間層崩壊を含む層崩壊を起こした建築物（写真-1（a）参



(a) 中間層崩壊した SRC 建築構造物

(b) 格子形 SRC 部材のせん断破壊

(c) 非埋込み型柱脚の被害

写真-1 兵庫県南部地震で被害を受けた SRC 造建築物と部材の破壊状況²⁾

照)は32棟あり、これらは全て格子形SRCを用いた建築物であった。層崩壊した建築物の柱は写真-1(b)に示すように、主材である山形鋼が帯板との接合部分で破断することにより柱材がせん断破壊し、鉛直力を支えきれなくなったものと考えられる。一方、充腹型SRCの建築物には倒壊例はなかった。倒壊した建物はなかったものの、残留塑性変形が残った建物、非埋込み型柱脚の被害(写真-1(c)参照)、柱鉄骨継手の破断、鉄骨母材の破断、柱梁接合部のコンクリートパネルのせん断破壊、耐震壁のせん断破壊などが生じた²⁾。

2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、鉄骨造およびRC造建築物などが津波の影響で被害が甚大であったが、SRC造建築物は沿岸部に建設されておらず、津波に対する性能の検証はなされなかった。地震による被害は格子形SRCを用いた建築物で、柱脚の被害が報告されているが、構造部材の被害を受けた建築物は少なく、集合住宅での非構造壁のせん断破壊が顕著であった³⁾。

4. SRC 規準による部材の設計法

(1) SRC 規準による柱・梁部材の設計法について

SRC造建物は、建物高さが31mを超える建物が多いので、許容応力度等設計および保有水平耐力の検討が行われることが多い。

SRC構造の構造細則としては、鉄筋についてはRC規準⁶⁾に準拠することとしているが、主筋量および軽量コンクリートを用いる場合の複筋比の最小限規定はない。また、あばら筋・帯筋については、充腹型SRCの場合は、鉄骨のウェブの効果を考慮してせん断補強筋比 p_w の最小値が0.1%となっている。

鉄骨の板要素の幅厚比については、コンクリート

の存在による鉄骨の板要素の局部座屈に対する拘束効果を考慮して、表-1に示すように、フランジでは「鋼構造設計規準」⁷⁾(以下、S規準と記す)の規定値の1.5倍程度まで、ウェブでは2.0倍まで緩和した制限値となっている。

(2) SRC 部材の終局曲げ耐力

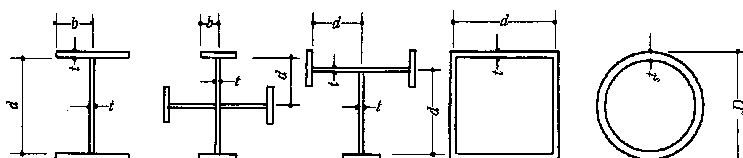
軸方向力 N を受けるSRC断面の累加強度式による終局曲げ耐力は、図-2のように鉄骨とRCの2つの要素に分け、それぞれの耐力を累加することによって得られる。各要素の終局曲げ耐力は、図-2(b)の(1)、(2)のように長方形の応力分布を仮定した全塑性モーメントとして計算される。耐力の累加とは、各要素が軸力と曲げを受けるときの耐力を表すベクトルの、全要素についての和を求めることであり、これらのベクトル和によって得られる耐力は無数にあるが、これらのうち最大の耐力となるのが一般化累加強度である。この累加強度は、図-2(3)に示すように鉄骨、鉄筋、コンクリートの塑性中立軸を一致させることにより求められる全塑性曲げモーメントに一致する。一般化累加強度のほか、単純累加強度があるが、こちらはSRC規準⁴⁾を参照されたい。

材料の塑性変形能力を仮定して得られる累加強度式による耐力を、脆性材料であるコンクリートを用いたSRC断面に適用することの妥当性については、今までに多くの実験および解析によって検討されている。特に高張力鋼を用いた場合、鋼材が降伏する前にコンクリートが圧壊し、一般化累加強度が成立しにくくなる。そこで、SRC規準ではコンクリートの設計規準強度 F_c (圧縮強度)に低減係数 c_r を乗じたコンクリート強度 $F'_c = c_r \cdot F_c$ と鋼材の降伏応力度を用いて計算した累加強度を終局曲げ耐力としている。

$$c_r = 0.85 - 2.5_s p_c \quad (1)$$

表-1 鉄骨の幅厚比・径厚比の制限値

F 値	b/t	d/t (梁)	d/t (一般柱)	d/t (角形鋼管柱)	sD_s/t
235	23	106	95	71	149
275	22	98	87	66	127
325	20	90	80	60	108
355	19	87	77	58	99



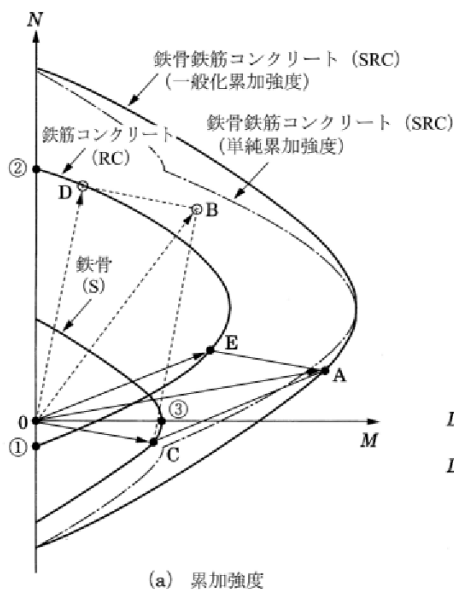


図-2 累加による終局曲げ耐力の算定法⁴⁾

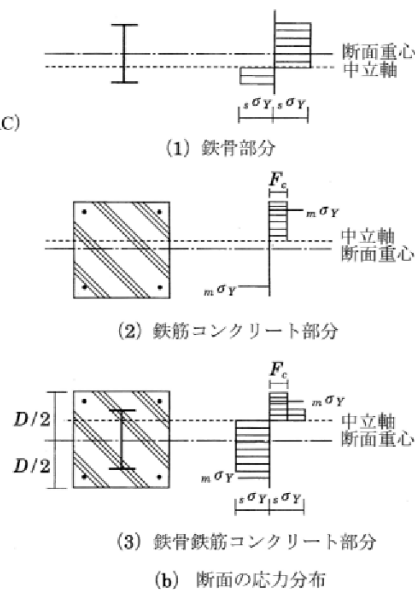
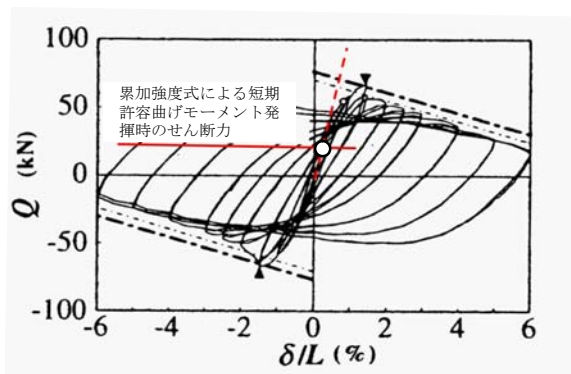
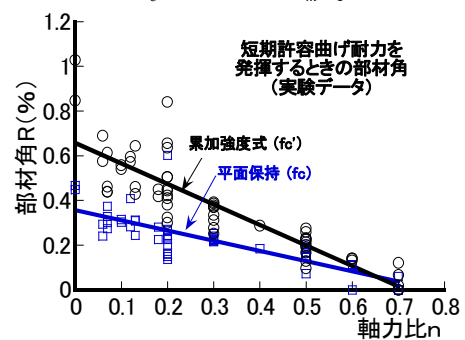


図-3 累加強度と終局曲げ耐力の比較⁴⁾
($F_c = 60\text{N/mm}^2$, $m\sigma_y = 295\text{N/mm}^2$)



(a) 実験データの短期許容曲げモーメント発揮点



(b) 短期許容曲げモーメント発揮時の変形

図-4 短期許容曲げモーメント発揮時の変形

ここで、 $s p_c$ は曲げ圧縮側フランジのコンクリート断面に対する面積比である。

図-3 は平面保持の仮定のもと、同図の応力—歪関係を用いて算定した終局曲げ強度と、一般化累加強度を用いて算定した終局曲げ耐力を比較したものであるが、コンクリートの低減係数を考慮した累加強度は平面保持の仮定で求めた終局耐力を安全側に評価することがわかる。

(3) SRC 部材の許容曲げモーメント

SRC 規準では、1958 年の初版から鉄骨部分および RC 部分のそれぞれの許容耐力に基づく累加強度式が採用されている。この方法によると、S 規準や RC 規準が改定されてもそれを反映させるのが容易であることなどの利点があげられる。

累加強度による柱・梁部材の短期許容曲げモーメ

ントは、RC および鉄骨の断面の応力分布を三角形分布で仮定した許容曲げ耐力の累加で求めることになっている。ただし、RC 部分の許容曲げモーメントを算定するときのコンクリートの許容圧縮応力度については下式を用いる。

$$f'_c = f_c(1 - 15 s p_c) \quad (2)$$

なお、 f_c はコンクリートの許容圧縮応力度である。

この累加強度は一般に、SRC 断面としての平面保持の仮定に基づく短期許容曲げモーメントより大きくなり、累加強度式による短期許容曲げモーメント発揮時の変形が問題となる。図-4(a) は SRC 柱の実験結果上に、累加強度式による短期許容曲げモーメント発揮点を荷重—変形関係図に○印でプロットしたもので、ほぼ初期剛性を保持した状態であることが分かる。同図(b) は実験データベースを元に、試験体の鋼材の実降伏応力度とコンクリートの圧縮強度を用

いて算定した短期許容曲げモーメントを発揮するときの変形を荷重－変形関係より読み取ったデータをプロットしたものである。累加強度に基づく許容耐力時の変形は平面保持の仮定で求めた場合の変形に比べ大きい、累加強度式による短期許容耐力を発揮するときの変形角はほぼ1/200rad以下であり、それほど問題にならないことがわかる⁸⁾。

(4) SRC 柱材の制限軸力

SRC 規準では、地震時に柱に作用する圧縮力は下式による値以下となるように制限されている。これは、実験および解析を基に、正負交番の繰返し荷重を受ける単一H形鋼を内蔵したSRC柱材が部材角1/100radで安定した挙動を示すことが確認された軸力である。

$$N_l = \frac{1}{3}bD \cdot F_c + \frac{2}{3}sA \cdot s f_c \quad (3)$$

ここで、 b 、 D 、 sA はそれぞれ、柱断面の幅とせい、内蔵鉄骨の断面積である。 F_c はコンクリートの設計基準強度、 $s f_c$ は内蔵鉄骨の許容圧縮応力度である。

(5) SRC 部材の終局せん断耐力

SRC 部材の終局せん断耐力 Q_U は下式に示すように、RC 部分の終局せん断耐力 ${}_r Q_U$ と鉄骨部分の終局せん断耐力 ${}_s Q_U$ の累加で求める。なお、RC 部分の終局せん断耐力 ${}_r Q_U$ は、材端がRCの終局曲げ耐力を発揮するときのせん断耐力 ${}_r Q_{bU}$ と、せん断で決まる終局せん断耐力 ${}_r Q_{sU}$ のどちらか小さい方で決まる。

$$Q_U = {}_r Q_U + {}_s Q_U \quad (4)$$

$${}_r Q_U = \min({}_r Q_{sU}, {}_r Q_{bU}) \quad (5)$$

$${}_r Q_{bU} = \sum \frac{{}_r M_U}{l'} \quad (5a)$$

$${}_r Q_{sU} = \min({}_r Q_{sU1}, {}_r Q_{sU2}) \quad (5b)$$

$${}_r Q_{sU1} = b \cdot {}_r j (0.5 F_s \cdot {}_r \alpha + 0.5 {}_w p \cdot {}_w \sigma_Y) \quad (5b1)$$

$${}_r Q_{sU2} = b \cdot {}_r j \left(F_s \cdot \frac{b'}{b} + {}_w p \cdot {}_w \sigma_Y \right) \quad (5b2)$$

$$F_s = \min \left(0.15 F_c, 2.25 + \frac{4.5 F_c}{100} \right) \quad (5b3)$$

ここで、 ${}_r M_U$ はRC断面の終局曲げ耐力であり、 l' は

内法スパンである。また、 ${}_r Q_{sU1}$ と ${}_r Q_{sU2}$ は、それぞれ、斜張力によって決まる終局せん断耐力と付着割裂によって決まる終局せん断耐力である。 ${}_r j$ はRC部分の応力中心間距離、 ${}_w p$ 、 ${}_w \sigma_Y$ はそれぞれ、横補強筋比と横補強筋の降伏応力度、 b' は鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅である。

鉄骨部分の終局せん断耐力は、下式により求める。

$${}_s Q_U = \min({}_s Q_{sU}, {}_s Q_{bU}) \quad (6)$$

$${}_s Q_{sU} = \sum \frac{{}_s M_U}{l'} \quad (6a)$$

$$\text{充腹型鉄骨の場合: } {}_s Q_{sU} = t_w \cdot d_w \cdot \frac{{}_s \sigma_Y}{\sqrt{3}} \quad (6b)$$

ただし、 t_w 、 d_w は鉄骨ウェブの板厚とせいであり、 ${}_s \sigma_Y$ は鋼材の降伏応力度である。

(6) SRC 部材の許容せん断力

a) 梁の設計

SRC 規準では、梁の許容せん断力は、鉄骨とRC部分のそれぞれの許容せん断力がそれぞれの設計用せん断力を上回るように設計する。鉄骨とRC部分の設計用せん断力は、部材に作用するせん断力をそれぞれの曲げモーメントの割合に応じて配分して求める。

鉄骨部分の許容せん断力は下式で算定する。

$$\text{充腹型鉄骨の場合: } {}_s Q_A = t_w \cdot d_w \cdot {}_s f_s \quad (7)$$

ここで、 ${}_s f_s$ は鉄骨の許容せん断応力度である。

RC部分の許容せん断力は下式による。

$${}_r Q_A = \min({}_r Q_{A1}, {}_r Q_{A2}) \quad (8)$$

$${}_r Q_{A1} = b \cdot {}_r j (\alpha \cdot f_s + 0.5 {}_w p \cdot {}_w f_t) \quad (8a)$$

$${}_r Q_{A2} = b \cdot {}_r j \left(2 \frac{b'}{b} \cdot f_s + {}_w p \cdot {}_w f_t \right) \quad (8b)$$

ここで、 f_s と ${}_w f_t$ はそれぞれ、コンクリートと横補強筋の許容せん断応力度である。

b) 柱の設計

柱は長期荷重のもとではせん断ひび割れを生じさせないことを目標とし、部材に作用するせん断力 Q が長期許容せん断力 Q_A 以下になるように設計する。

$$Q \leq Q_A \quad (9)$$

$$Q_A = (1 + \beta) {}_r Q_{AL} \quad (9a)$$

$$\text{充腹型鉄骨の場合} : \beta = \frac{n \cdot t_w \cdot d_w}{b \cdot r \cdot j} \quad (9a1)$$

$${}_r Q_{AL} = b \cdot r \cdot j \cdot \alpha' \cdot f_s \quad (9a2)$$

$$\alpha' = \begin{cases} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot r \cdot d} + 1} & \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2 : \frac{b'}{b} \geq \frac{\alpha}{3} \\ 3 \frac{b'}{b} & : \frac{b'}{b} < \frac{\alpha}{3} \end{cases} \quad (9a3)$$

ここで, n はヤング係数比である.

短期荷重時には, 梁の設計法と同様に鉄骨と RC 部分の設計せん断力がそれぞれの許容せん断力以下となるように設計する.

5. SRC 構造の研究に関する最近の取り組み

(1) 部材の弾塑性解析の概略

SRC 部材の最近の研究として, 柱材の安定限界軸力と復元力特性について述べる. これらは SRC 規準⁴⁾の解説に述べられているが, さらに進めていく必要があるため, ここに述べることにする. この二つの項目は, 部材の解析を行って検討しているため, その解析の概要をまず述べる.

解析モデルを図-5(a)に示す. 図-5(b), (c)に示す材料の応力-歪関係モデルを用いて, 弾塑性ヒンジ部での断面のモーメント M と曲率 ϕ の関係を求め, 下式の条件で柱に作用する水平力と部材角関係を解析している⁹⁾.

$$R = \alpha \cdot L \cdot \phi \quad (10)$$

$$\alpha = 0.1 + 1.3 \frac{D}{L} \quad (11)$$

ここで, L, D : それぞれ, 単曲率の部材長さ, 断面

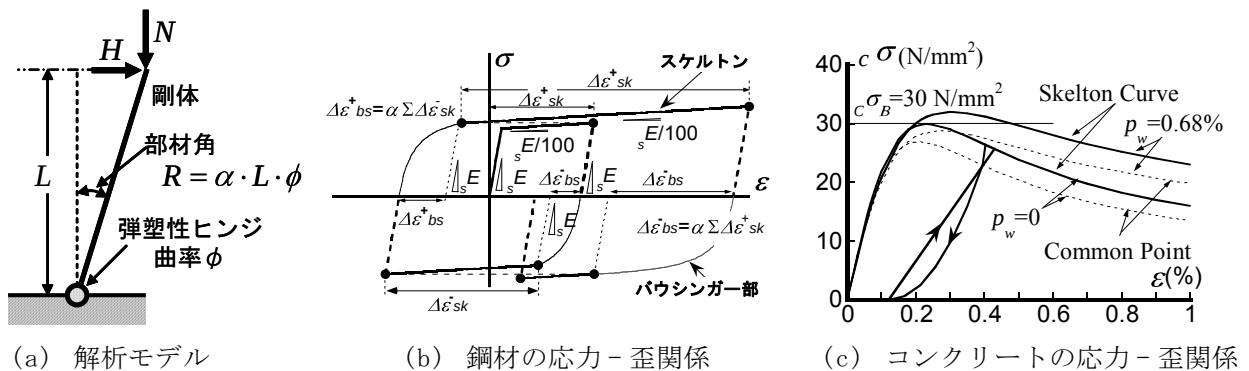


図-5 SRC 部材の弾塑性解析のモデル

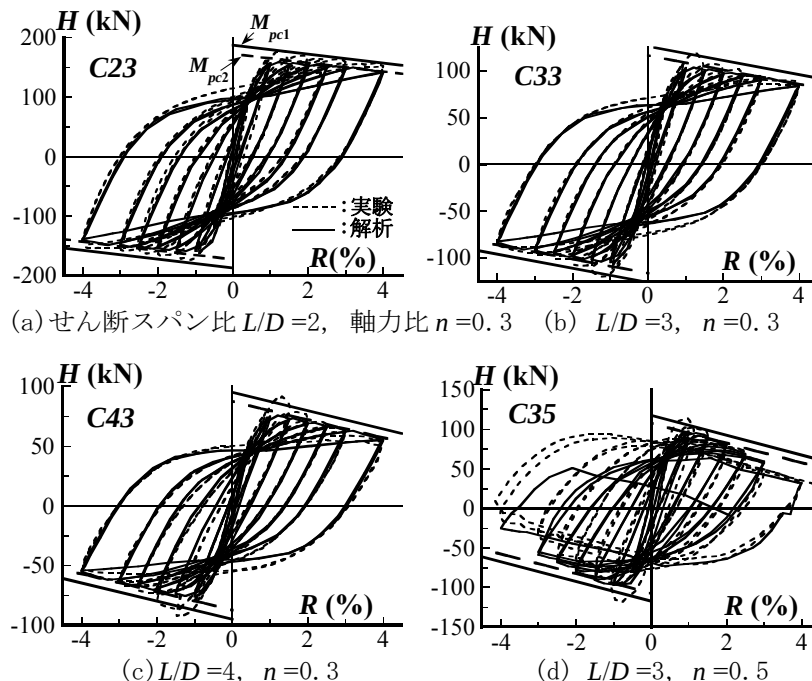


図-6 解析と実験の比較例 (水平力 H と部材角 R 関係)

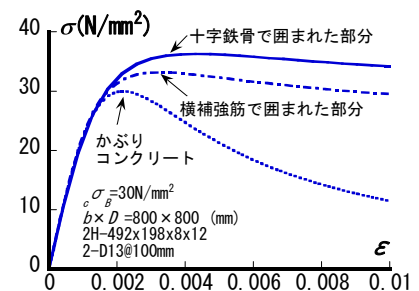
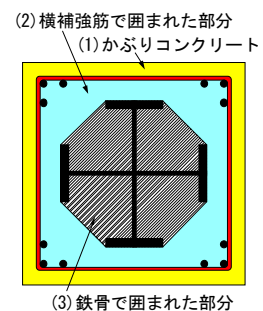


図-7 コンクリートの拘束効果

せいである。

図-6に本解析結果と実験結果の対応を示した例を示しているが、解析では内蔵鉄骨によるコンクリートの拘束効果を考慮しており、この効果を考慮することで解析結果と実験の対応がよくなる¹⁰⁾。

(2) 安定限界軸力

SRC 規準では、柱材が安定した挙動を示すための制限軸力が設けられている。この軸力は、特に、単一H形鋼を内蔵したSRC柱を対象に部材角が1/100radの変形を考慮した軸力制限と考えられる。

十字鉄骨を用いた場合には、内蔵鉄骨によるコンクリートの拘束効果が期待できるため制限軸力も大きくとれると考えられる。文献11)では、一定軸力のもとで、数回の繰返し曲げモーメントを受け、柱断面の中心軸歪がある一定値に収束するときの最大圧縮軸力を安定限界軸力として、SRC柱材の安定限界軸力について解析的に検討している。図-8は、一定軸力のもと部材角1/100radの定変位振幅で繰返し曲げ

を受けたときの柱断面の中心軸ひずみを示したものである。この図より、断面の圧縮耐力 $_{SRC}N_U$ に対する作用軸力 N の比 n_0 が0.49以下であれば安定で、 n_0 が0.50以上では不安定となり、安定限界軸力比 n_{stl} は0.49と判定される。同図(b)と(c)は、それぞれ軸力比が0.49と0.50の軸力が作用するときの柱断面の曲げモーメントと部材角の関係を示している。これらの図より、安定限界軸力以下の軸力が作用すると、数回の繰返しで曲げモーメントの低下はなくなるが、安定限界軸力を上回る軸力が作用すると、繰返しに伴い徐々に曲げモーメントが低下していくことがわかる。

表-2の解析条件で、柱のせん断スパン比を2としたSRC柱材を対象として、コンクリート強度と内蔵鉄骨の降伏応力度を変化させたときのそれぞれの安定限界軸力 N_{stl} と(3)式に示すSRC規準の制限軸力 N_l とを比較したものを図-9に示している。なお、横軸、

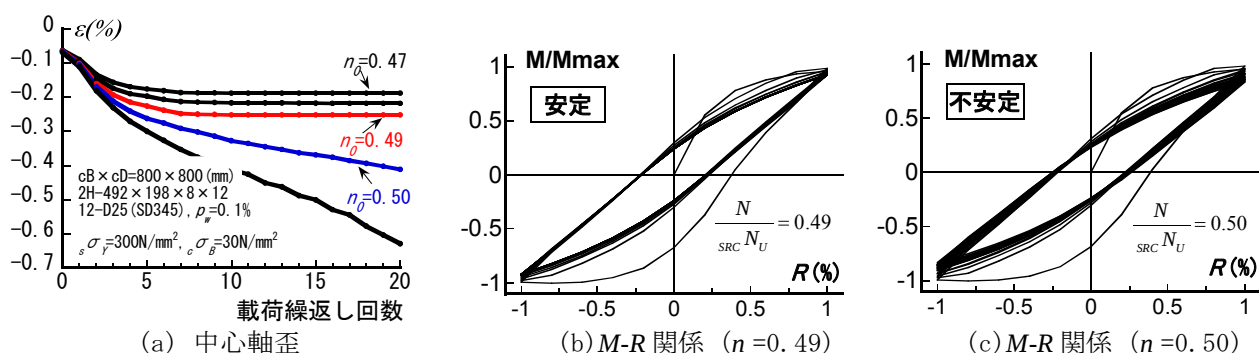


図-8 安定限界軸力近辺の載荷軸力下での断面の中心軸歪性状とモーメント M -部材角 R 関係

表-2 SRC 部材の評価式を検討するための解析条件

断面	十字鉄骨内蔵 SRC 柱	単一 H 形鋼内蔵 SRC 柱	単一 H 形鋼内蔵 SRC 梁
断面寸法	B×D=800×800 (mm) 12-D25 (SD345)		B×D=550×850 (mm) 4-D25 (SD345)
内蔵鉄骨寸法 (鉄骨比 p) ・鉄骨せい比	2H-492×198×8×12 (2.65%)	H-488×300×11×18 (2.46%)	H-598×199×10×16 (2.57%)
	2H-500×199×9×16 (3.29%)	H-400×400×13×21 (3.35%)	H-604×200×11×19 (2.96%)
	2H-506×200×10×19 (3.84%)	H-428×407×20×35 (5.57%)	H-610×201×12×22 (3.34%)
	2H-518×203×13×25 (5.05%)		H-616×202×13×25 (3.73%)
	2H-524×204×14×28 (5.59%)		H-622×203×14×28 (4.13%)
	$ds/D : 0.615 \sim 0.655$	$ds/D : 0.535 \sim 0.610$	$ds/D : 0.70 \sim 0.73$
材料強度	内蔵鉄骨の降伏強度 σ_Y : 235, 280, 300, 325, 350, 400 (N/mm ²) コンクリートの圧縮強度 σ_B : 24, 27, 30, 36, 42, 51, 60 (N/mm ²) 主筋の降伏強度 σ_Y : 345 (N/mm ²)		
せん断補強筋	$p_w : 0.1\% (2-D13@300) \sim 0.6\% (2-D13@50) (0.1\%刻み)$		
軸力比	$n_0 : 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6$	$n_0 : 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$	$n_0 = 0$

[注] ds : 内蔵鉄骨のせい, n_0 : 断面の圧縮耐力に対する作用軸力の比

縦軸ともに、断面の圧縮耐力で無次元化して軸力比で示している。同図 (a) は柱の部材角 R が $1/100\text{rad}$ での安定限界軸力と制限軸力を比較したもので、内蔵鉄骨によるコンクリートの拘束効果が期待できない単一 H 形鋼を内蔵した場合を○で示しているが、安定限界軸力は SRC 規準の制限軸力とほぼ一致している。それぞれの図には、十字鉄骨を内蔵させた場合の安定限界軸力を●で示している。同図 (c) より、部材角が $2/100\text{rad}$ の変形で安定限界軸力 N_{stl} は SRC 規準の制限軸力 N_l とよく対応している。さらに、同図 (a), (b) より、 $1.5/100\text{rad}$ 以下の変形に対して安定限界軸力比 n_{stl} は 0.4 以上の値となっており、SRC 規準の制限軸力よりも大きな軸力でも安定した挙動を示しており、鉄骨比が 2.5% 程度以上の十字鉄骨を内蔵させる場合には、SRC 規準の制限軸力は緩和できるものと考えられる。

文献11)ではさらに、 $1.0/100, 1.5/100, 2.0/100 \text{ rad}$ の柱部材角に対する安定限界軸力の評価式が示されている。曲げモーメントと軸力を受ける SRC 断面では、強軸鉄骨フランジが曲げに抵抗し、ウェブと弱軸鉄骨が軸力に抵抗することを考慮して、安定限界軸力を (12) 式と (13) 式で評価する。

単一 H 形鋼を内蔵する場合：

$$\overline{N_{stl}} = \alpha_{stl} \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B + \beta_{stl} \cdot {}_sA_w \cdot {}_s\sigma_Y \quad (12)$$

十字鉄骨を内蔵する場合：

$$\overline{N_{stl}} = \alpha_{stl} \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B + \beta_{stl} \cdot ({}_sA - {}_sA_{sf}) \cdot {}_s\sigma_Y \quad (13)$$

ここで、 α_{stl} ：コンクリートの断面圧縮耐力に対するコンクリートの負担軸力の割合、 β_{stl} ：強軸フランジを除く鉄骨の断面圧縮耐力に対する、その断面の負担軸力の割合である。 ${}_sA, {}_sA_w, {}_sA_{sf}$ ：それぞれ、内蔵鉄骨の総断面積、単一 H 形鋼の強軸鉄骨のウェブの断面積、十字鉄骨の強軸フランジの断面積である。

(12), (13) 式に示す α_{stl} および β_{stl} を表-3 と表-4 に示す。安定限界軸力の評価式による軸力 $\overline{N_{stl}}$ と解析値 N_{stl} の比較を図-10 に示している。これらの図より、本評価式で安定限界軸力を精度良く安全側に評価していることがわかる。

(3) SRC 部材の復元力特性

SRC 部材の構造性能に影響する因子として、作用軸力、材料強度、鉄骨の形状や鉄骨比などがある。SRC 部材の復元力特性に関する研究として、文献12), 13)

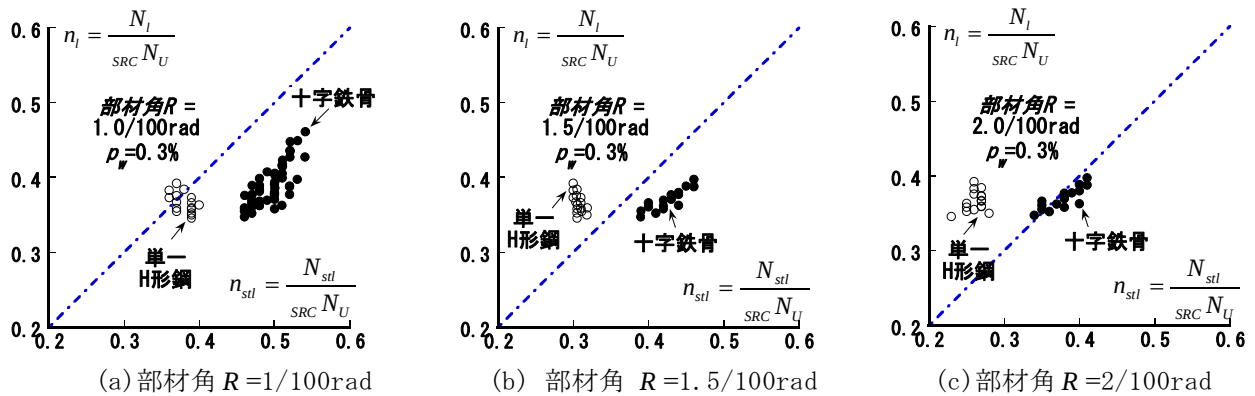


図-9 SRC 規準制限軸力と安定限界軸力の比較

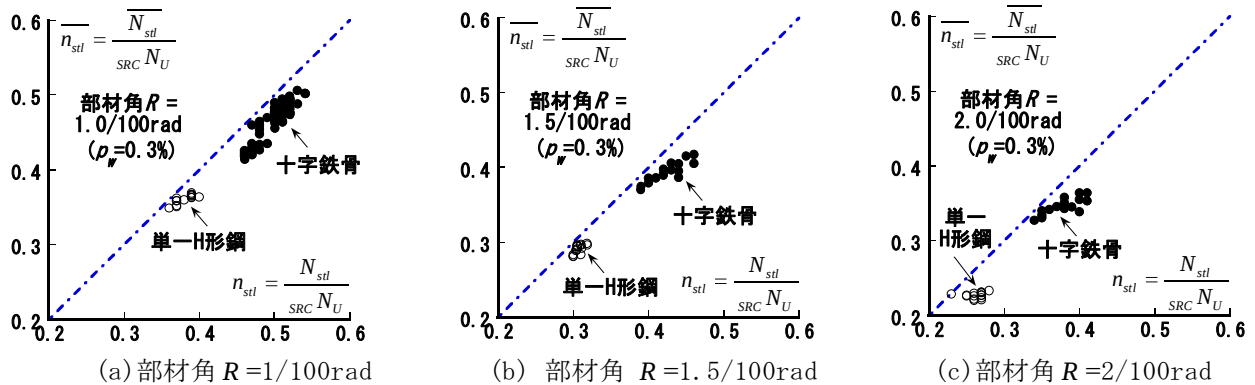


図-10 安定限界軸力の評価式の精度

があるが、SRC 部材は鉄骨と RC を合成した部材であるため、復元力特性に影響する要因が多く、諸因子間の相互関連性も複雑である。

せん断スパン比が 2 程度以上で、終局曲げ耐力が終局せん断耐力を下回る曲げ変形が卓越する SRC 部材を対象とする。図-11 に示すように骨格曲線を、曲げひび割れ発生点、曲げ降伏点、最大曲げモーメント点、限界変形点 R_u の 4 つの特性点を直線で連ねることで表現できるものとして SRC 柱材の復元力特性について検討した^{14), 15)}。

図-11 に示す骨格曲線は、最大曲げモーメント点から限界変形点 R_u に至る間は負勾配の剛性を持つモデルであるが、安定限界軸力以下の圧縮軸力であれば、

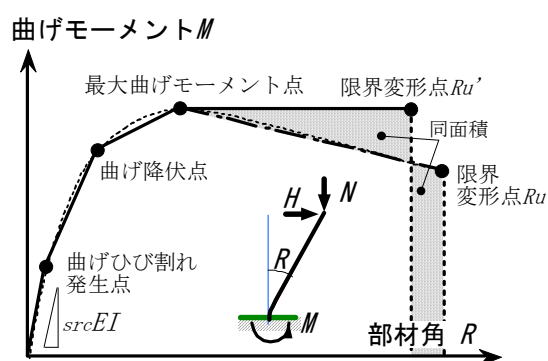


図-11 曲げ変形が卓越する骨格曲線のモデル

限界変形点 R_u までに骨格曲線で吸収できるエネルギーと等価なエネルギーとなるような変形 R_u' を限界変形ととらえることができると考えられる。これは、安定限界軸力下での SRC 柱材は、最大曲げモーメント発揮後、かぶりコンクリートの剥落により曲げモーメントが低下するが、横補強筋で囲まれたコンクリートが健全で内蔵鉄骨に座屈が生じなければ、SRC 柱材は鉛直力支持不能となる危険な崩壊には至らず安定した挙動を示すからである。

図-12 に十字鉄骨を内蔵した SRC 柱材の弾塑性解析結果と各特性点との比較を示している。この図より、4 つの特性点（図中、●あるいは■で示した点）を直線で結んだモデルで柱材の挙動を精度よ

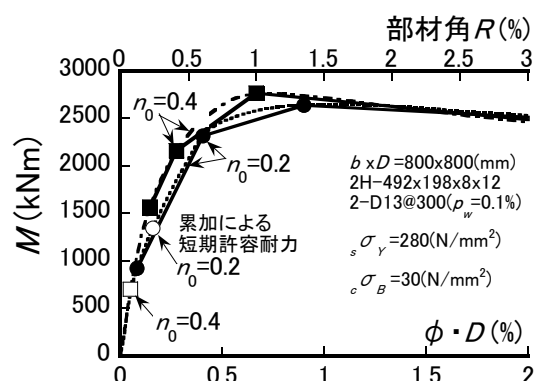


図-12 弾塑性解析による各特性点の状況

表-3 単一 H 形鋼内蔵 SRC 柱材の安定限界軸力の評価 (12) 式の係数

部材角 R	p_w	α_{stl}	β_{stl}
$\frac{1}{100}$ rad	$p_w \geq 0.3\%$	$0.49 - 0.04m_c$	$-(0.03 + 0.05m_c) + (0.52 + 0.03m_c)m_s$
	$p_w < 0.3\%$	上式の 0.94 倍	上式の 0.94 倍
$\frac{1.5}{100}$ rad	$p_w \geq 0.3\%$	$0.40 - 0.03m_c$	$-(0.05 + 0.2m_c) + (0.43 + 0.09m_c)m_s$
	$p_w < 0.3\%$	上式の 0.95 倍	上式の 0.95 倍
$\frac{2}{100}$ rad	$p_w \geq 0.3\%$	$0.33 - 0.03m_c$	$-(0.06 + 0.33m_c) + (0.34 + 0.15m_c)m_s$
	$p_w < 0.3\%$	上式の 0.94 倍	上式の 0.94 倍

[脚注] p_w : せん断補強筋比(%) (適用範囲: $0.1\% \leq p_w \leq 0.6\%$)
 $m_c = F_c / 30 \text{ N/mm}^2$, $m_s = \sigma_s / 300 \text{ N/mm}^2$
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2) (適用範囲: $24 \text{ N/mm}^2 \leq F_c \leq 60 \text{ N/mm}^2$)
 σ_s : 鉄骨の降伏応力度 (N/mm^2) (適用範囲: $235 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_s \leq 400 \text{ N/mm}^2$)

表-4 十字鉄骨内蔵 SRC 柱材の安定限界軸力の評価 (13) 式の係数

部材角 R	p_w	α_{stl}	β_{stl}
$\frac{1}{100}$ rad	$p_w \geq 0.3\%$	$0.63 - 0.09m_c$	$(0.44 - 0.07m_c) + 0.28m_s$
	$p_w < 0.3\%$	上式の 0.98 倍	上式の 0.98 倍
$\frac{1.5}{100}$ rad	$p_w \geq 0.3\%$	$0.50 - 0.05m_c$	$(0.17 - 0.03m_c) + 0.36m_s$
	$p_w < 0.3\%$	上式の 0.98 倍	上式の 0.98 倍
$\frac{2}{100}$ rad	$p_w \geq 0.3\%$	$0.46 - 0.05m_c$	$(0.01 - 0.02m_c) + 0.37m_s$
	$p_w < 0.3\%$	上式の 0.95 倍	上式の 0.95 倍

[脚注] 表-3 の脚注と同じ

く評価できることがわかる。図中に、短期許容曲げモーメント発揮点を○および□で示しているが、短期許容曲げモーメントは降伏曲げモーメントよりかなり小さいことがわかる。

文献14)では、表-2に示す条件で、作用軸力や材料強度などの各種影響因子が各特性点の曲げモーメントと変形に及ぼす影響を定量的に調べ、骨格曲線の評価式を検討している。評価式を表-5～表-7に示す。表-5は十字鉄骨を内蔵したSRC柱材で、鉄骨によるコンクリートの拘束効果を考慮している。表-6は単一H形鋼を内蔵させたSRC柱材で、鉄骨によるコンクリートの拘束効果は含んでいない。表-7は、梁の評価式である。なお、スラブの効果は見えていない。いずれの部材においても、(10)、(11)式を用いて、各特性点の曲率を部材角に換算して求めている。以下に各特性点について述べる。

a) 曲げひび割れ発生点

曲げひび割れ発生モーメント M_{cr} は、平面保持の仮定に基づく解析によって求めるが、RC規準⁶⁾に示された下式で求めている。

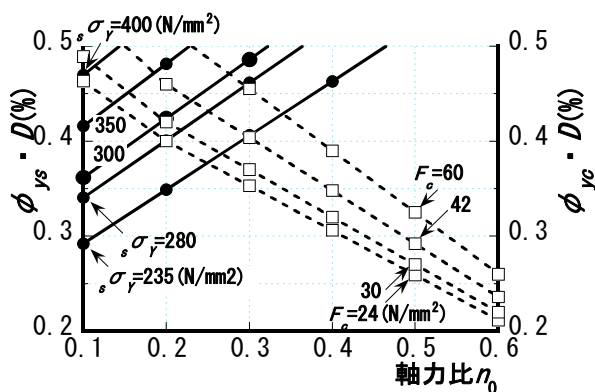
$$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z_e + N \cdot D/6 \quad (14)$$

ここで、 F_c ：コンクリートの設計基準強度、 Z_e ：鉄骨フランジと主筋を考慮した等価断面係数（鉄骨フランジを主筋に置換する）、 N ：作用軸力である。その他詳細はRC規準の8条の解説を参照されたい。

なお、SRC断面の曲げ剛性は下式で求める。

$${}_{SRC}EI = {}_sE \cdot {}_sI + {}_mE \cdot {}_mI + {}_cE \cdot {}_cI \quad (15)$$

ここで、 $_sE$ 、 $_cE$ ：それぞれ、鋼とコンクリートのヤング係数、 $_sI$ 、 $_mI$ 、 $_cI$ ：それぞれ、内蔵鉄骨、鉄筋、コンクリートの断面の図心軸まわりの断面二次モーメントである。



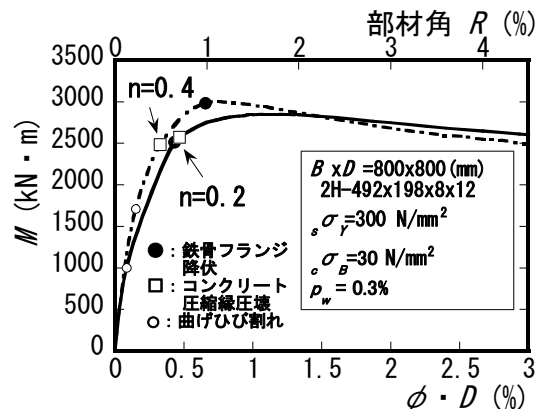
(a) 曲率

b) 曲げ降伏点

曲げ降伏点は、曲げ剛性が低下し始める点である。この点は、内蔵鉄骨の最外縁が降伏歪度に達するか、あるいは、かぶりコンクリートが圧壊歪度に達するかどちらか小さい方で決まる点としている。

図-13(a)は内蔵鉄骨の最外縁が降伏するときの曲率を●で、コンクリートの最外縁が圧壊歪度に達するときの曲率を□で示している。この図より、軸力比 n_0 が0.3より大きな軸力では、曲げ降伏点はかぶりコンクリートの圧壊で決まることがわかる。同図(b)には降伏応力度が 300N/mm^2 の内蔵鉄骨と圧縮強度が 30N/mm^2 のコンクリートを組み合わせたときのモーメントと曲率の関係を示している。この図より、軸力比 n_0 が0.2の場合には、曲げ降伏点は内蔵鉄骨の降伏で決まり、軸力比 n_0 が0.4ではコンクリートの圧壊で決まり、共に、この曲げ降伏点が柱材の曲げ剛性が大きく変化する点であることが分かる。なお、曲げ降伏点がかぶりコンクリートの圧壊で決まる場合でも、作用軸力を安定限界軸力以下にしておけば、柱材は脆性的な挙動を示すことはない。

図-14は既往の実験で得られた荷重-変形関係より General Yield 法で曲げ降伏点の荷重と変形を読み取ったデータ（同図中に示した挿絵に示した方法で算定）と表-5と表-6に示す曲げ降伏点の評価式との対応を検討したものである。なお、●は十字鉄骨内蔵で、○は単一H形鋼内蔵のSRC柱材を示している。評価式に対する実験の降伏曲げモーメントおよび降伏時の変形のばらつきが大きい、実験の降伏点の取り方にもその一因があると考えられる。降伏曲げモーメントの評価式はほぼ9割の試験体の実験値を70%から140%の範囲に入る精度で評価している。同様に、降伏時の変形の評価式はほぼ9割の試験体の実験値を60%から140%の範囲に入る精度で評価してい



(b) モーメント-曲率（部材角）関係

図-13 弾塑性解析による各特性点の状況

る。なお、同図(a)では、降伏点の評価式が実験値をかなり過小評価している点がプロットされているが、これらは降伏応力度が850N/mm²程度の超高強度鋼を内蔵した試験体である。

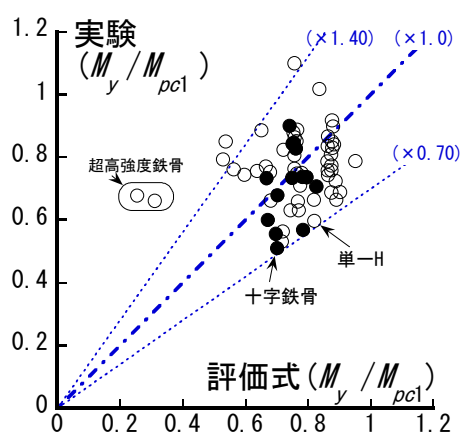
c) 最大曲げモーメント

最大曲げモーメント点は、部材の曲げ剛性がほぼ無くなる点とした。最大曲げモーメントの評価式は、内蔵鉄骨とコンクリートのそれぞれの材料強度の影響を受けるが、他の特性点に比べ、軸力比 n_0 の違いによる影響は少ない。一方、最大曲げモーメント時の変形（曲率）は軸力比 n_0 の影響が大きく、圧縮軸力が大きくなると変形が小さくなる評価式となっている。圧縮軸力が大きくなると、この点に及ぼすコンクリート強度の影響が大きくなることを考慮し、十字鉄骨を内蔵した場合には表-5に示すように、軸力比 n_0 が0.4を境に評価式を変えている。図-15は既往の実験で得られた荷重-変形関係より最大曲げモーメントとその時の変形をそれぞれ読み取り、表-5と表-6に示す最大曲げモーメント点の評価式との

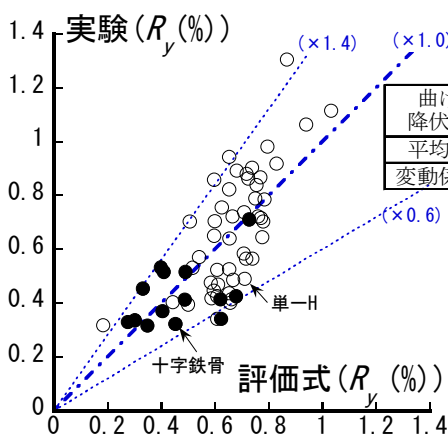
対応を検討したものである。図中、●は十字鉄骨内蔵のもので、○は単一H形鋼内蔵のSRCである。十字鉄骨を内蔵したSRC部材の評価式に対する最大曲げモーメントの平均値が、単一H形鋼を内蔵させたSRC部材に対して若干低く評価されている。これは、実験データに、表-2に示す材料強度の適用範囲を超える高強度鋼材および高強度コンクリートを用いた試験体が多かったことも一因である。これより、最大曲げモーメントの評価式は、-10%~+150%の範囲に全実験データの約90%が入る精度で評価しており、強度発揮時の変形を-20%~+90%の範囲に全実験データの約90%が入る精度で評価している。

d) 限界変形点

限界変形点として、最大曲げモーメント発揮後、85%まで曲げモーメントが低下した時点での変形を取っている。85%の耐力低下とは、かぶりコンクリートの剥落による耐力の低下を見込んでおり、SRC柱材の制限軸力あるいは安定限界軸力（圧縮耐力に対する作用軸力の比が0.4程度）以下であれば、低い降伏応力度の内蔵鉄骨と高強度コンクリートを組み合わせることがない限り、曲げ抵抗力が最大強度の85%ま



(a) 曲げモーメント

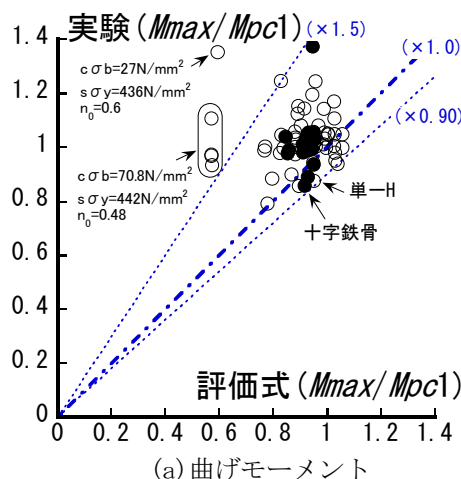


(b) 部材角 R

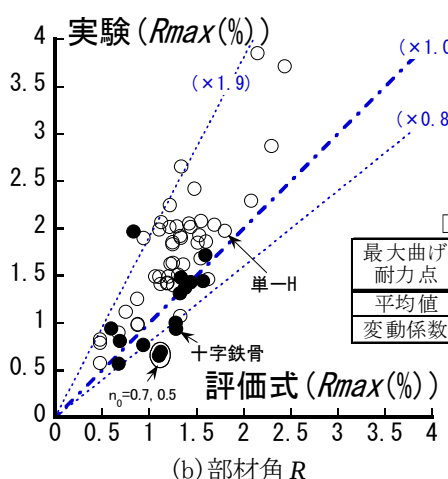
[実験値/評価式] の統計量

曲げ降伏点	十字	単一H	十字	単一H
平均値	0.96	1.07	0.97	1.00
変動係数	16.0%	32.8%	27.8%	26.1%

実験結果の降伏点の取り方



(a) 曲げモーメント



(b) 部材角 R

[実験値/評価式] の統計量

最大曲げ耐力点	十字	単一H	十字	単一H
平均値	1.11	1.19	1.04	1.38
変動係数	10.7%	22.8%	42.4%	19.8%

図-15 最大曲げモーメント点に関する実験データと評価式の対応

で低下しても柱材が脆性的な挙動を示し、鉛直支持能力を失うことはないと考えられる。

図-16に、限界変形点に関する実験結果と評価式との対応を示している。十字鉄骨内蔵SRC柱を図中、●と○印で示し、単一H形鋼内蔵SRC柱を■と□印で示している。実験値は最大曲げモーメントの85%まで低下した時点の変形を荷重-変形関係より読み取り、それらを●、■で示している。実験によっては、実験終了まで耐力の85%まで低下していない試験体も

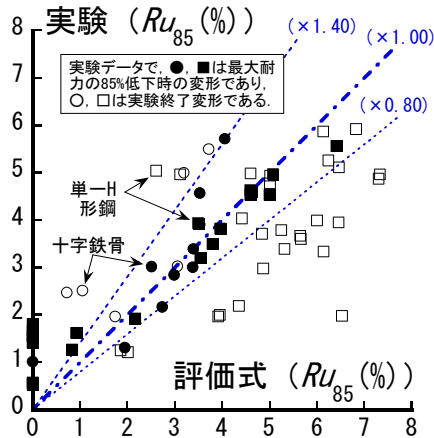


図-16 限界変形点に関する実験と評価式の対応

あり、それらについては実験の最大変形を読み取り、図中、○および□で示している。図中、評価式による限界変形が0となっている試験体があるが、これらは適用範囲（表-2の解析条件）を超える高強度材料を使用するとともに、適用範囲外の高圧縮軸力を作させた試験体である。これらを除けば実験データに対して最大耐力の85%まで低下したときの変形を、本評価式は-20%から+40%の範囲に約90%が入る精度で評価している。なお、実験の限界変形を評価式で危険側に評価している試験体は、安定限界軸力を超える試験体あるいは適用範囲以外の高強度材料を使用した試験体である。

6. SRC 構造の今後の展望と課題

(1) 構造性能評価法の構築に向けた今後の課題

充腹型SRC造建物は、兵庫県南部地震のような巨大な地震に対しても、ある程度の損傷は受けたものの、倒壊したものはない。この事実から、SRC造建築物の耐震性能の高さは証明されたものと捉えることができる。しかしながら、SRC構造の構造要素の各種の耐

表-5 十字鉄骨を内蔵したSRC柱材の骨格曲線上の各特性点の評価式

特 性 点		評 価 式
曲げひび割れ点	M_{cr}	$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z_e + N \cdot D / 6$
	ϕ_{cr}	$\phi_{cr} = M_{cr} / SRC EI$
降伏点	M_y	$M_y = \min(M_{ys}, M_{yc})$, なお, $m_{ys} = M_{ys} / M_{pci}$, $m_{yc} = M_{yc} / M_{pci}$ とする。 (a)鉄骨が降伏する場合: $m_{ys} = (0.48 + 0.16m_s) + (1.1 - 0.34m_s)n_0$ (b)コンクリートが圧壊する場合: (i) $0 < n_0 < 0.2$ の場合: $m_{yc} = (1.23 - 0.21m_c) - (0.42 - 0.22m_c)m_s$ (ii) $0.2 \leq n_0$ の場合: $m_{yc} = \{(1.04 + 0.02m_c) - (0.23 - 0.04m_c)m_s\} - \{(0.12 + 0.15m_c) + (0.1 - 0.13m_c)m_s\}n_0$
	ϕ_y	$\phi_y = \min(\phi_{ys}, \phi_{yc})$ (a)鉄骨が降伏する場合: $\phi_{ys} = \{0.31m_s + (0.39 + 0.23m_s)n_0\} / D$ (b)コンクリートが圧壊する場合: (i) $0 < n_0 < 0.2$ の場合: $\phi_{yc} = \{(0.44 + 0.1m_c) - (0.80 - 0.29m_c)n_0\} / D$ (ii) $0.2 \leq n_0$ の場合: $\phi_{yc} = \{(0.39 + 0.13m_c) - (0.35 + 0.15m_c)n_0\} / D$
最大曲げモーメント点	M_{max}	$M_{max} / M_{pci} = \{(0.98 - 0.042m_s) + (0.028 - 0.01m_s)m_c\} + \{(0.21 - 0.045m_s) - (0.17 - 0.011m_s)m_c\}n_0$
	ϕ_{max}	(i) $0 < n_0 \leq 0.4$ の場合: $\phi_{max} = \{(1.1 + 0.12m_s) - (1.5 - 0.12m_s)n_0\} / D$ (ii) $0.4 < n_0$ の場合: $\phi_{max} = \left[\{(1.3 + 0.54m_s) + (0.047 - 0.39m_s)m_c\} + \{(0.49m_s - 2.1) + (0.33 - 0.11m_s)m_c\}n_0 \right] / D$
限界変形点	M_u	$M_u = 0.85M_{max}$
	ϕ_u	$\phi_u = \left[(2.8 - 0.88p_w) + 0.74p_w \cdot m_c + \{(1.6 + 2.5p_w) - (3.4 + 1.0p_w)m_c\}n_0 \right] / D$

[注] 上式中、曲率 ϕ は全て (%) である。

$m_s = \sigma_Y / 300 (N/mm^2)$, $m_c = F_c / 30 (N/mm^2)$, $n_0 = N / SRC N_U$, $SRC N_U = \sigma_Y \cdot s A + m \sigma_Y \cdot m A + F_c \cdot c A$
 $s \sigma_Y, m \sigma_Y$: それぞれ鉄骨および主筋の降伏応力度, F_c : コンクリートの設計基準強度, $s A, m A, c A$: それぞれ、鉄骨、主筋、コンクリートの断面積, M_{pci} : 鋼材の降伏応力度とコンクリートの圧縮強度を用いて計算した全塑性モーメント, p_w : セン断補強筋比(%), $SRC EI$: 断面の曲げ剛性, Z_e : 鉄筋および鉄骨を考慮した等価断面係数, N : 柱に作用する軸力, D : 柱の断面せい

力評価法は確立され、SRC 規準に盛り込まれているものの、変形性能および復元力特性についての研究が少ないのが現状である。SRC 造建築物の建設が少ない理由の一つに、SRC の優れた構造性能を評価できる評価法が不十分であることもあったと考えられる。今後は、各構造要素の変形能力を含めた構造性能評価法を SRC 規準に盛り込んでいく必要がある。SRC 規準第 6 版⁴⁾では、曲げ変形が卓越した部材の復元力特性の骨格曲線が解説に盛り込まれているが、せん断変形が卓越する部材の復元力特性を検討する必要がある。さらに、柱梁接合部、耐力壁についても鉄骨とコンクリートの合成効果を適切に評価できる復元力特性を検討する必要がある。

また、曲げ変形が卓越する部材についても、骨格曲線だけでなく、履歴挙動の評価法の構築も急務である。また、内蔵鉄骨は十字鉄骨を挿入することで

コンクリートを拘束する効果が大きくなるが、建物の隅柱や側柱には L 字形、T 字形の内蔵鉄骨が使われることが多いので、これらの内蔵鉄骨によるコンクリートの拘束効果についても検討の余地が残されている。

(2) 施工の合理化に向けた展開

SRC 構造が敬遠される理由としては、鉄骨加工や配筋作業および型枠組立作業が必要となり、施工性と経済性の点で課題があるためと考えられる¹⁶⁾。さらに、柱梁接合部での鉄骨や鉄筋の納まりが複雑になる点も課題である。これらの課題を解決するためには、SRC 構造のプレキャスト化を含めた生産性の効率化をどのように実現するかが重要であろう。

CES 構造¹⁷⁾や、十字鉄骨を用いた SC 柱^{18)~20)}などは、SRC 構造から主筋および横補強筋を省いた合成構造で

表-6 単一 H 形鋼を内蔵した SRC 柱材の骨格曲線上の各特性点の評価式

特 性 点		評 価 式
曲げひずみ降伏点	M_{cr}	$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z_e + N \cdot D / 6$
	ϕ_{cr}	$\phi_{cr} = M_{cr} /_{SRC} EI$
降伏点	M_y	$M_y = \min(M_{ys}, M_{yc})$, なお, $m_{ys} = M_{ys} / M_{pc1}$, $m_{yc} = M_{yc} / M_{pc1}$ とする。 (a)鉄骨が降伏する場合： $m_{ys} = (0.66 + 0.23m_s) - (0.02 + 0.037m_s)m_c + \{1.2(1 - m_s) - (0.29 - 0.53m_s)m_c\}n_0$ (b)コンクリートが圧壊する場合： $m_{yc} = (1.4 - 0.51m_s) - (0.1 - 0.15m_s)m_c + \{(0.36m_s - 0.83) + (0.067 - 0.074m_s)m_c\}n_0$
	ϕ_y	$\phi_y = \min(\phi_{ys}, \phi_{yc})$ (a)鉄骨が降伏する場合： $\phi_{ys} = \{(0.012 + 0.33m_s) + (0.81 - 0.24m_s)n_0\} / D$ (b)コンクリートが圧壊する場合： $\phi_{yc} = [0.43 + (0.12 + 0.024m_s)m_c - \{(0.22 + 0.17m_s) + (0.23 - 0.012m_s)m_c\}n_0] / D$
最大曲げモーメント点	M_{max}	$M_{max} / M_{pc1} = (1.1 - 0.04m_c) - \{(0.15 + 0.31m_s) + (0.078 + 0.036m_s)m_c\}n_0$
	ϕ_{max}	$\phi_{max} = [(1.2m_s - 0.38) + (0.79 - 0.67m_s)m_c + \{(2.1 - 2.7m_s) - (1.99 - 1.5m_s)m_c\}n_0] / D$
限界変形点	M_u	$M_u = 0.85M_{max}$
	ϕ_u	$\phi_u = [(6.5 - 2.3m_c) + (0.1 + 0.95m_c)p_w + \{(5m_c - 13) + (2.5 - 4m_c)p_w\}n_0] / D$

注 表-5 の注に同じ。

表-7 SRC 梁材の骨格曲線上の各特性点の評価式

特 性 点		評 価 式
曲げひずみ降伏点	M_{cr}	$M_{cr} = 0.56\sqrt{F_c} \cdot Z_e$
	ϕ_{cr}	$\phi_{cr} = M_{cr} /_{SRC} EI$
降伏点	M_y	$M_y = M_{ys} = \{(0.74 + 0.048m_s) + (0.028m_s - 0.062)m_c\} \cdot M_{pc1}$
	ϕ_y	$\phi_y = \phi_{ys} = 0.28m_s / D$
最大曲げモーメント点	M_{max}	$M_{max} / M_{pc1} = (1.4 - 0.4m_c) + 0.33(m_c - 1.0)m_s + (0.1 - 0.79m_s)(m_c - 1.0)_s p$
	ϕ_{max}	$\phi_{max} = \{(0.20 + 0.41m_s) + (0.10 + 0.036m_s)_s p\} / D$

注 表-5 の注に同じ。 $_s p$: 鉄骨比, D : 梁コンクリートの断面せい

ある。これらの合成構造は施工の簡略化と高耐震性を保持する構造であり、今後 SRC から派生する新しい合成構造も提案されるであろう。

7. おわりに

SRC 規準の変遷と設計法, SRC 構造の地震被害および最近の研究について概略述べた。

建築分野における SRC 構造の建設実績が減少しているが, SRC 構造の普及に向けて, SRC 構造の優れた耐震性能を精度良く評価できる復元力特性をさらに検討し, 他構造の性能と比較して SRC の有利な点を明らかにし, 設計に生かすことが必要である。さらに, 高耐震化を維持しながら, 施工の省力化・省人化を目指すことが重要である。

参考文献

- 1) 若林 實, 南 宏一, 谷 資信, 平野道勝: 合成構造の設計, 新建築学大系 42 巻, 彰国社, 1982. 8
- 2) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災調査報告, 建築編2, プレストレストコンクリート造建築物/鉄骨鉄筋コンクリート造建築物/壁構造建築物, 1998. 8
- 3) 日本建築学会: 東日本大震災合同調査報告 建築編2, プレストレストコンクリート造建築物/鉄骨鉄筋コンクリート造建築物/壁式構造・組積造, 2015. 1
- 4) 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
- 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, 初版, 1958. 1
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010. 6
- 7) 日本建築学会: 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—, 2005. 9
- 8) 檜垣直也, 堺 純一, 田中照久: 鉄骨鉄筋コンクリート柱部材の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 25-30, 2010. 7
- 9) 堺 純一, 松井千秋: 鉄骨鉄筋コンクリート柱部材の復元力特性に関する研究—単一H形鋼を内蔵したSRC柱の骨格曲線の定式化—, 日本建築学会構造系論文集, No. 534, pp. 183-190, 2000. 8
- 10) 坂田 学, 堺 純一, 田中照久, 檜垣直也: 十字鉄骨を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート部材の弾塑性性状に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 57B, pp. 535-542, 2011. 3
- 11) 川原健輔, 堺 純一, 田中照久, 倉富 洋: 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の安定限界軸力に関する研究, 構造工学論文集, pp. 101-107, 2013. 3
- 12) 立花正彦, 森田耕次, 中野清司: 曲げ破壊型鉄骨鉄筋コンクリート部材の復元力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 9-2, pp. 513-518, 1987. 7
- 13) 土井希祐: 鉄骨鉄筋コンクリート部材の荷重—変位履歴特性モデルに関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 17-2, pp. 1143-1148, 1995. 7
- 14) 堺 純一, 田中照久, 倉富 洋: 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の構造性能評価法—骨格曲線の定式化—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1307-1308, 2012. 9
- 15) 坂田 学, 堺 純一, 田中照久, 檜垣直也: 十字鉄骨を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート部材の弾塑性性状に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 57B, pp. 535-542, 2011. 3
- 16) 日本建築学会: 鋼コンクリート合成構造の設計・研究の動向と21世紀への期待, 鋼コンクリート合成構造運営委員会創設50周年記念シンポジウム, 2002. 11
- 17) 日本建築学会: CES 造建物の構造性能評価指針(案)の制定に向けて, 2013年度日本建築学会大会パネルディスカッション資料, 2013. 8
- 18) 倉富 洋, 堺 純一, 田中照久, 河本裕行: 薄肉鋼管で横補強した鋼・コンクリート合成柱材の復元力特性—骨格曲線の定式化—, 日本建築学会構造系論文集, 第77巻, 第673号, pp. 491-498, 2012. 3
- 19) 貞末和史, 赤松克哉, 南 宏一: 柱断面内側のみに接合筋が配された鉄骨コンクリート露出型柱脚の復元力特性, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, 第687号, pp. 1017-1025, 2013. 5
- 20) 倉富 洋, 堺 純一, 田中照久, 川原健輔: 八角形断面を有する鋼・コンクリート合成柱材の弾塑性変形性状に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 36/No. 2, pp. 1039-1044, 2014. 7

PRESENT STATE AND ISSUES OF STRUCTURAL DESIGN AND CONSTRUCTION OF SRC BUILDINGS

Junichi SAKAI

The first edition of Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures was published in 1958 by Architectural Institute of Japan, and the sixth edition was published in 2014. In this paper, the transition of the SRC standard and earthquake damage of SRC structural buildings by the huge earthquake were reported, and further to report on the outline of the structural design method of columns, beams member according to current standard. And also as a recent research example, it picked up the stability limit axial force of SRC columns and the restoring force characteristics of SRC members, as well as described their evaluation method. And the challenges and prospects was summarized for the future of structural design and construction of SRC structures.