

論文 袖壁付き RC 柱の曲げ変形性能評価

磯 雅人*1

要旨: 本研究の目的は、袖壁付き RC 柱部材が曲げ降伏するまでの荷重-変形関係スケルトンモデルを理論的手法により提案することである。本モデルは、曲げ変形、せん断変形、拔出し変形の3つにより構成され、各モデルを合成することにより、袖壁付き RC 柱のせん断力 (Q) と相対変位 (δ) 関係のスケルトンカーブを提案するものである。また、本モデルの妥当性を検証するために筆者らが以前に行った曲げ破壊型の2体の袖壁付き RC 柱試験体を用いて比較・検証した。その結果、曲げ変形、せん断変形、拔出し変形の各モデルを合成した Q- δ スケルトンモデルは、実験値の Q- δ 曲線をおおむね評価できることが示された。

キーワード: 袖壁付き RC 柱, 曲げ変形, せん断変形, 拔出し変形, Q- δ スケルトンモデル

1. はじめに

袖壁付き RC 柱の過去の地震被害では、袖壁が付加されることによる剛性増加のため、応力が集中して脆性的な破壊を招くなどの被害をもたらした。以上より現在は、応力集中を避ける意味と部材のモデル化を明確にするために、袖壁に構造スリットを入れるなどの処置がなされてきた。また、袖壁付き RC 柱は、独立柱や梁に比べて実験データは極めて少なく、形状も多種多様であることから、その構造性能評価を困難にしている。そのことも、今まで袖壁付き RC 柱が積極的に構造要素として利用されてこなかった一つの要因と言える。しかし、袖壁付き RC 柱の構造性能評価が独立柱や梁のように可能となれば、剛性や耐力は独立柱に比べて大きく、剛性調整や耐震要素としての利用価値は非常に高いと言える。

以上より、2007年版「建築物の構造関係技術基準解説書」¹⁾ や2010年版「RC 規準」²⁾ では、袖壁付き RC 柱の許容耐力、ひび割れ強度、終局強度、変形性能などの評価手法などがまとめられ、その設計法が徐々に整備されつつある。しかしながら、袖壁付き RC 柱を2次設計に導入する際の部材ランクは、依然として不明確なままであるなどの課題も残されている。とくに袖壁付き RC 柱の変形性能評価に関しては、実験データとの比較・検証が十分に行われおらず、その理論的な検討は皆無に近いと言える。

一方、筆者らは袖壁付き RC 柱の耐力および変形性能を評価するための研究を継続的に実施してきた。せん断終局耐力の評価では、袖壁部分と柱部分を加力方向にそれぞれ分割し、それぞれのせん断耐力を A 法式により算出して、それらを累加してせん断終局強度を算出する評価式³⁾を提案し、おおむね実験結果を評価できることを示してきた。また、変形性能評価については、せん断力 (Q) と部材角 (R) 関係の骨格曲線を、一部、経験的な手法を交えて提案しており、おおむね実験値の Q-R 関係をトレースでき

ることを示してきた⁴⁾。しかしながら、その変形性能評価は曲げ変形、せん断変形、拔出し変形を分離して、各変形成分を理論的に評価するまでには至っていない。

そこで本研究では、袖壁付き RC 柱の曲げ降伏までの荷重-変形挙動を理論的手法により、かつ、各変形成分を分離して評価することを目的とした。また、本評価手法の妥当性を検証するために、過去に筆者らが行った曲げ破壊型2体の袖壁付き RC 柱の実験データ⁵⁾⁶⁾を用いて比較・検証することとした。なお、本研究で提案する曲げ降伏までのせん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 関係のスケルトンモデル (以下、Q- δ スケルトンモデル) は、曲げ変形、せん断変形、拔出し変形の各荷重-変形関係をモデル化し、それらを合成するものである。

2. 検証試験体および実験結果の概要

2.1 検証試験体

検証に用いた試験体は、文献 5), 6) に示された No.3,

表-1 試験体一覧

No.	試験体名	柱-帯筋比	袖壁-壁横筋比
		P_w (%)及び仕様	P_{sh} (%)及び仕様
3	RC-(R1D+L1D)-C-FF	0.68 D10(SD295A)@70	1.28 D6(SD295A)@50
4	RC-(R1D+L1D)-C-SF	0.21 D6(SD295A)@100	

■試験体記号の説明■
 RC-(R1D+L1D)-C-FF
 1 2 3 4
 1. 実験対象 RC: RC試験体
 2. 袖壁の出幅 (R1D+L1D): 柱の左右に取付く袖壁の出幅ここに、D: 柱せい
 3. 袖壁の位置 C: 中央袖壁
 4. 破壊モード FF: 柱、袖壁ともに曲げ破壊
 SF: 柱はせん断破壊、袖壁は曲げ破壊

■共通要因■ 柱断面: $b \times D = 30\text{cm} \times 30\text{cm}$
 主筋: 12-D16(SD295A)
 軸力: $N = (1/6) \cdot F_c \cdot b \cdot D = 360(\text{kN})$
 せん断スパン比: $a/D = 1.5$
 設計基準強度: $F_c = 24(\text{N}/\text{mm}^2)$

*1 福井大学大学院 工学研究科建築建設工学専攻 准教授 博士 (工学) (正会員)

No.4 試験体である。表-1 に試験体一覧、表-2 に使用材料の力学的特性、図-1 に試験体配筋図を示す。共通要因は、柱断面 $b \times D = 300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 、袖壁厚さ $t = 50\text{mm}$ 、柱内法高さ $h_0 = 900\text{mm}$ 、袖壁を含めた全せい 900mm 、せん断スパン比 $a/D = 1.5$ である。柱部分の主筋は 12-D16(SD295A)である。袖壁一般部分の壁縦筋比は $p_{sv} = 0.58\%$ (D6(SD295A)@110)、袖壁端部は 1-D10(SD295A)、壁横筋比 $p_{sh} = 1.28\%$ (D6(SD295A)@50) である。コンクリート設計基準強度は $F_c = 24\text{N/mm}^2$ 、軸力は $N = 360\text{kN}$ ($= (1/6) \cdot F_c \cdot b \cdot D$) の一定軸力とした。また、袖壁の取り付け位置は、柱断面の芯に設けている。変動要因は、帯筋比で No.3 試験体が $p_w = 0.68\%$ (D10(SD295A)@70)、No.4 試験体が $p_w = 0.21\%$ (D6(SD295A)@100) である。No.3 試験体は、袖壁を無視して独立柱として評価した場合の破壊モードと袖壁付き RC 柱として評価した場合の破壊モードが両者ともに、曲げ破壊が先行するように設計された試験体である。No.4 試験体は、袖壁を無視して独立柱として評価した場合の破壊モードがせん断破壊、袖壁付き RC 柱として評価した場合の破壊モードが曲げ破壊となるように設計された試験体である。

2.2 実験結果の概要

図-2、図-3 に No.3、No.4 試験体のせん断力 (Q) と相対変位 (δ) との関係を示す。両者ともに袖壁端部が圧壊することにより、変形が進み、耐力を低下させる袖壁端部の曲げ圧縮破壊の傾向を示した。また、同図中の青実線のラインは、本論文で提案する $Q-\delta$ スケルトンモデルを示している。最大耐力のラインは、e 関数法により得られた最大耐力の値であり、モデル上の曲げ降伏強度計算値 (wQ_{my}) を意味している。 wQ_{my} は 538kN であり、実験値の最大耐力もほぼその値に近接していることから、曲げ破壊したものと推察される。両試験体ともに最大耐力以降の履歴挙動は、変位の増加とともに徐々に耐力を低下させるが、柱部の補強筋量を No.4 試験体よ

りも多くした No.3 試験体は、柱の曲げ終局耐力を維持する傾向が認められ、No.4 試験体に比べて安定した履歴性状を示した。

3. 荷重-変形関係の評価

3.1 荷重-変形モデルの概要

図-4 に $Q-\delta$ スケルトンモデルを示す。本モデルは、

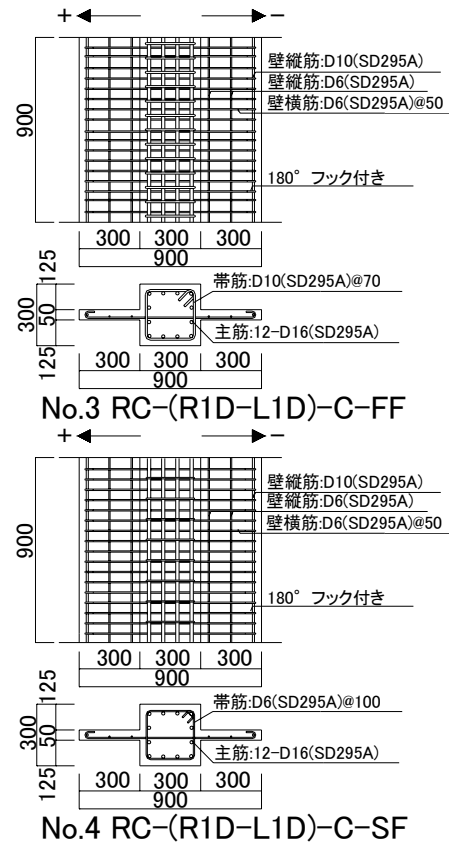


図-1 試験体配筋図

表-2 使用材料の力学的特性

■鉄筋■		降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ度 (μ)	ヤング係数 $\times 10^4 (\text{N/mm}^2)$
使用部位	鉄筋の種類				
主筋	D16(SD295A)	348	499	1890	1.84
帯筋(No.3)壁縦筋(端部)	D10(SD295A)	366	500	2070	1.82
帯筋(No.4)壁縦筋、壁横筋	D6(SD295A)	349	523	3950	1.81
■コンクリート■		圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	ポアソン比	ヤング係数 $\times 10^4 (\text{N/mm}^2)$
材齢(養生)					
32~41日(封緘)		36.0	2.63	0.176	3.19

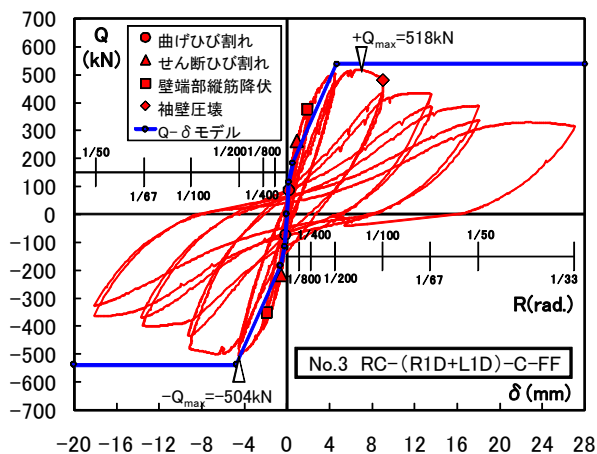


図-2 No.3 試験体の $Q-\delta$ 曲線

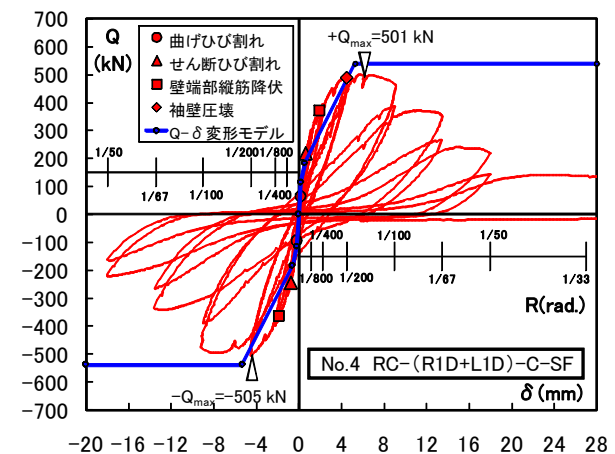
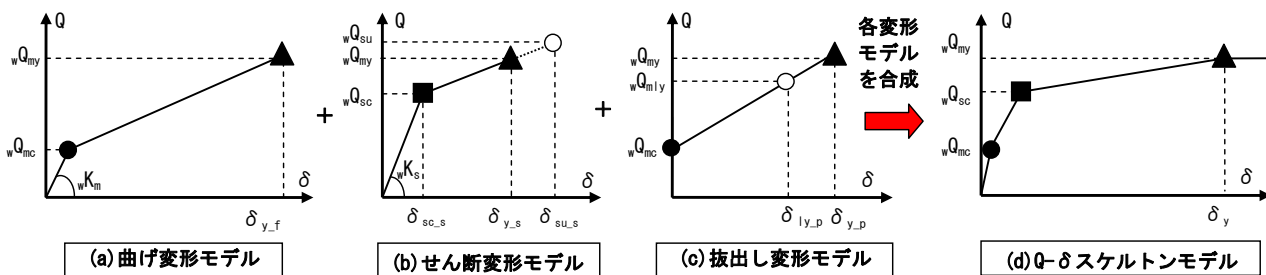


図-3 No.4 試験体の $Q-\delta$ 曲線



■記号の説明■

wQ_{mc} : 曲げひび割れ強度計算値 wQ_{sc} : せん断ひび割れ強度計算値 wQ_{my} : 袖壁端部縦筋降伏強度計算値 wQ_{sy} : 曲げ降伏強度計算値
 wQ_{su} : せん断終局強度計算値 wK_s : 曲げ剛性計算値 wK_{ly} : せん断剛性計算値 $\delta_{y,f}$: 曲げ降伏強度計算値時の曲げ変形
 $\delta_{ly,p}$: 袖壁端部縦筋降伏時の抜出し変形 $\delta_{y,p}$: 曲げ降伏強度計算値時の抜出し変形 $\delta_{sc,s}$: せん断ひび割れ強度計算値時のせん断変形
 $\delta_{y,s}$: 曲げ降伏強度計算値時のせん断変形 $\delta_{su,s}$: せん断終局強度計算値時のせん断変形 δ_y : 降伏時変形

図-4 Q-δスケルトンモデル

曲げ降伏変形までの変形挙動をモデル化したものである。ここで言う曲げ降伏変形とは、袖壁付き RC 柱の耐力が頭打ちとなり、変形が流れ始める変形のことを意味する。なお、この降伏現象は袖壁端部が圧壊することにより生じることが実験で観察されている。提案する Q-δ スケルトンモデルは、曲げ降伏変形までの挙動を曲げ変形、せん断変形、抜出し変形の3成分に分解し、各変形モデルを合成することにより構築するものである。図-4 中の各特異点は理論的解釈により導かれたものであり、各評価式に示される構造諸元により Q-δ スケルトンカーブの各特異点は変化する。以下、各モデルについて詳細に説明する。

同図中(a)の曲げ変形モデルは、二つの折れ線によりモデル化する。第一折れ点(図中●)は曲げひび割れ発生を、第二折れ点(図中▲)は部材の曲げ降伏を意味する。第一折れ点の曲げひび割れ強度計算値(wQ_{mc})は、コンクリートの曲げ引張強度を $0.56\sqrt{\sigma_B}$ とし、軸力の影響を加味した式(1)により評価する。

$$wQ_{mc} = wM_{mc} / (h_0/2) \quad (1)$$

ここに、 wM_{mc} : 曲げひび割れモーメント

h_0 : 柱の内法高さ

ただし、 $wM_{mc} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z + N \cdot Z / \Sigma A$

ここに、 σ_B : コンクリートの圧縮強度 Z : 断面係数

N : 軸力 ΣA : 袖壁付き RC 柱の全断面積

また、曲げ剛性(wK_m)は、下式(2)により評価する。

$$wK_m = 12Ec \cdot I_0 / h_0^3 \quad (2)$$

ここに、 E_c : コンクリートのヤング係数 (RC 規準式²⁾)

I_0 : 中立軸回りの断面二次モーメント

第二折れ点の曲げ降伏強度計算値(wQ_{my})は、平面保持を仮定した e 関数法により算出し、その最大耐力 538kN を採用した。曲げ降伏強度計算値時の曲げ変形($\delta_{y,p}$)は、e 関数法で算出された最大耐力時の曲率 ϕ_y を用いて、三角形の曲率分布を仮定して下式(3)により算出した。

$$\delta_{y,p} = h_0^2 \phi_y / 6 \quad (3)$$

続いて、同図中(b)のせん断変形モデルについて説明する。第一折れ点(図中■)は、せん断ひび割れの発生を意味している。せん断ひび割れ強度計算値(wQ_{sc})は、下式(4)により算出する。

$$wQ_{sc} = \frac{2I_0}{L_w(D+L_w)} \sqrt{\sigma_t^2 - \sigma_t} \frac{N}{\Sigma A} \quad (4)$$

ここに、 L_w : 袖壁片側張出し長さ D : 柱せい

N : 軸力(圧縮: -, 引張: +)

$\sigma_t (=0.56\sqrt{\sigma_B})$: コンクリートの引張強度

式(4)は、せん断ひび割れの発生位置を袖壁と柱との境界部と仮定し、そこに生じる軸応力度とせん断応力度から主応力度を算出し、その引張側の主応力度が $0.56\sqrt{\sigma_B}$ に達した時にせん断ひび割れが生じると仮定して導出した式である。参考までに文献7)では、本評価式による計算値と実験値との比較が示されているので参考として頂きたい。文献7)の結果では、本評価式によるせん断ひび割れ強度計算値は、実験値の下限をおさえており、おおむね安全側の評価となることを示している。なお、本評価式では、コンクリートの引張強度に $0.56\sqrt{\sigma_B}$ を採用しているが、文献8)では $0.33\sqrt{\sigma_B}$ を採用して柱、梁のせん断ひび割れ強度を計算しているものも見られる。以上より、採用するコンクリートの引張強度評価式の妥当性については今後さらに検討したい。

また、せん断剛性(wK_s)は、下式(5)により評価する。

$$wK_s = G \cdot \Sigma A / (\kappa \cdot h_0) \quad (5)$$

ここに、 G : せん断弾性係数

κ : せん断形状係数 (エネルギー法=1.388)

ただし、 $G = Ec / \{2(1+\nu)\}$

ここに、 ν : コンクリートのポアソン比 (=1/6)

曲げ降伏強度計算値時のせん断変形($\delta_{y,s}$)は、 wQ_{sc} の点(図中■)とせん断終局強度計算値(wQ_{su})の点(図中○)を結んだ線と曲げ降伏強度計算値(wQ_{my})と交わる点(図中▲)の変形を曲げ降伏強度計算値時のせん断変形($\delta_{y,s}$)と仮定することとし、式(6)により算定される。

$$\delta_{y_s} = (wQ_{my} - wQ_{sc}) / \{ (wQ_{su} - wQ_{sc}) / (\delta_{su_s} - \delta_{sc_s}) \} + \delta_{sc_s} \quad (6)$$

なお、式(6)で未知数のせん断終局強度計算値 (wQ_{su}) は、文献9)に示された式(7)により算定する。

$$wQ_{su} = v_s \{ p_{we} \cdot \sigma_{wy} (j_c/j_t) + p_{she} \cdot \sigma_{sy} (j_w/j_t) \} b_e \cdot j_t + \tan \theta (1 - \beta) \alpha \cdot b_e \cdot l_w \cdot v_c \cdot \sigma_B / 2 \quad (7)$$

記号の詳細は、文献9)を参照のこと。

また、せん断終局強度計算値時のせん断変形 (δ_{su_s}) は、文献7)に示された下式(8)により算出する。

$$\delta_{su_s} = 2t \varepsilon_d \cdot h_0 \quad (8)$$

ここに、 $t \varepsilon_d$: コンクリートシリンダーの圧縮強度時のひずみ度

最後に、同図中(c)のスタブ内(実務設計では、接合部内もしくは梁内)からの拔出し変形モデルについて説明する。拔出し変形は、式(1)で示した曲げひび割れ強度計算値までは生じないとし、曲げひび割れ発生以降から生じるものとした。袖壁の端部縦筋が引張降伏した時の拔出し変形 (δ_{ly_p}) は、RC耐震診断基準¹⁰⁾で示されている下式(9)により算出する。

$$\delta_{ly_p} = \angle S_{y,col} \cdot h_0 / d_n \quad (9)$$

ここに、 d_n : 端部壁縦筋位置から中立軸位置までの距離 $\angle S_{y,col}$: 壁縦筋降伏時の接合部からの拔出し量

ただし、 $\angle S_{y,col} = (0.696 u_{col} / \sigma_B^{2/3} + 0.463) \cdot \varepsilon_{y,col} \cdot D_b / 2$

ここに、 u_{col} : 接合部内で存在し得る平均最大付着応力で端部壁縦筋に対して算定する。

$\varepsilon_{y,col}$: 壁縦筋の降伏ひずみ度 D_b : 梁の全せい(ただし、本計算では壁縦筋のスタブ内の投影定着長さ: 326mmを採用した。)

また、袖壁端部縦筋降伏強度計算値 (wQ_{mly}) は、袖壁端部の縦筋が降伏点に達した時の強度とし、曲げ降伏強度計算値と同様に、平面保持を仮定した e 関数法による断面解析により算出した。解析の結果、 $wQ_{mly} = 408 \text{ kN}$ を得た。しかしながら、曲げ降伏強度計算値 (wQ_{my}) 時の拔出し変形は不明であることから、 wQ_{mc} の点(図中●)と wQ_{mly} の点(図中○)を結んだ線を延長して、その線が曲げ降伏強度計算値と交わる点(図中▲)の変形を曲げ降伏強度計算値時の拔出し変形 (δ_{y_p}) と仮定することとし、下式(10)により算定される。

$$\delta_{y_p} = (wQ_{my} - wQ_{mc}) / \{ (wQ_{mly} - wQ_{mc}) / \delta_{ly_p} \} \quad (10)$$

3.2 実験値の変形分離手法

図-5に変形分離手法を示す。曲げ変形は、同図(a)に示すように袖壁付き RC 柱の袖壁部分について、その左右両端を高さ方向に4分割した測定区間を設け、その各区間に設置した鉛直方向変位計 δ_{ni} , δ_{si} により求めた。式(11)により各区間の平均曲率 ϕ_i を求め、さらに式(12)により曲げ変形 δ_r を求めた。

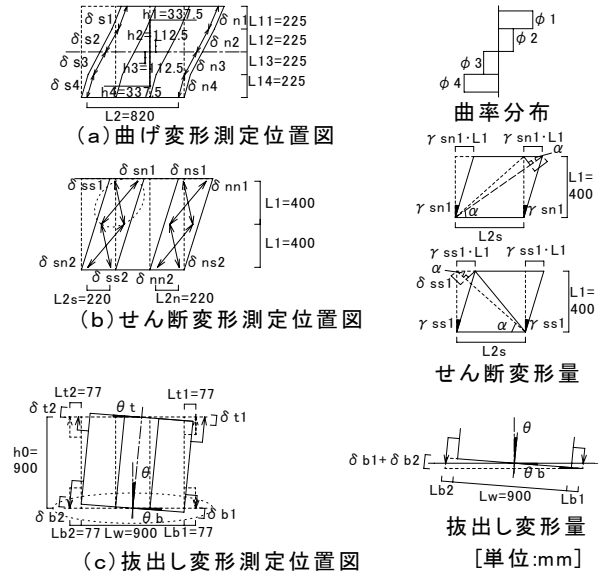


図-5 変形分離手法

$$\phi_i = (\delta_{si} - \delta_{ni}) / (L_{li} \cdot L_2) \quad (11)$$

$$\delta_r = \sum (\phi_i \cdot L_{li} \cdot h_i) \quad (12)$$

ここに、 ϕ_i : 測定区間 i での平均曲率 δ_{ni}, δ_{si} : 区間 i の左右鉛直方向の変形実測値 $L_2 (= 820 \text{ mm})$: 左右に設置された鉛直方向変位計の水平方向の間隔 L_{li} : 測定区間 i の距離 h_i : 反曲点位置から各区間 i の中央までの距離 $i = 1 \sim 4$: 測定区間の数

せん断変形は、同図(b)に示すように左右の袖壁をそれぞれ上・下 2 区間に分割し、各区間の対角線方向 (× 状) に設置した変位計 δ_{nni} , δ_{nsi} , δ_{sni} , δ_{ssi} を用いて算出した。同図(b)○で囲った部分のせん断ひずみ度の算定方法の一例を示す。図のように変形した場合、○で囲った部分の対角線方向の変形 δ_{sn1} は伸びる。そちらを使用した場合のせん断ひずみ度 γ_{sn1} は、式(13)により算出できる。

$$\gamma_{sn1} = \delta_{sn1} / (L_1 \cdot \cos \alpha) \quad (13)$$

一方、 δ_{ss1} は縮む方向となるが、そちらを使用した場合の γ_{ss1} は、式(14)により算出できる。

$$\gamma_{ss1} = \delta_{ss1} / (L_1 \cdot \cos \alpha) \quad (14)$$

ここに、 $L_1 (= 400 \text{ mm})$: 対角線方向に設置された変位計の鉛直方向高さ

ただし、 $\cos \alpha = L_{2s} / \sqrt{L_1^2 + L_{2s}^2}$

以上の方法により算出した全区間のせん断ひずみ度を平均したものを $_{avg} \gamma$ とおき、それらを袖壁付き RC 柱全体のせん断ひずみ度と仮定すると、下式(15)によりせん断変形 δ_s を算出できる。

$$\delta_s = _{avg} \gamma \cdot 2 \cdot L_1 \quad (15)$$

拔出し変形は、同図(c)に示すように袖壁付き RC 柱の左右両端の柱頭に設置した δ_{t1} , δ_{t2} および柱脚に設けた δ_{b1} , δ_{b2} により求めた。柱頭部、柱脚部の回転角 θ_t および θ_b は、それぞれ下式(16), (17)により算出し、拔出し変位 δ_p

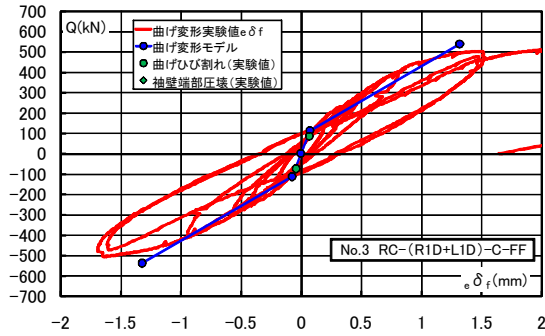


図-6 曲げ変形実験値と曲げ変形モデルとの比較

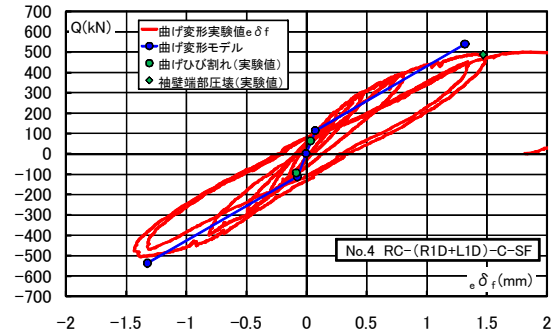


図-7 曲げ変形実験値と曲げ変形モデルとの比較

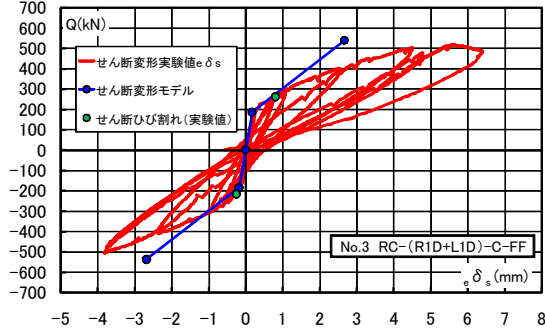


図-8 せん断変形実験値とせん断変形モデルとの比較

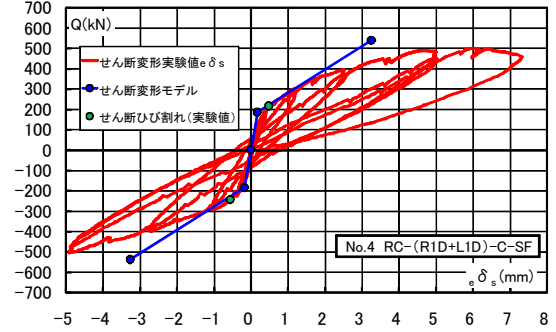


図-9 せん断変形実験値とせん断変形モデルとの比較

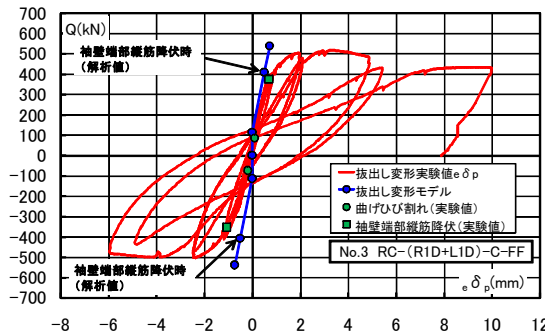


図-10 抜出し変形実験値と抜出し変形モデルとの比較

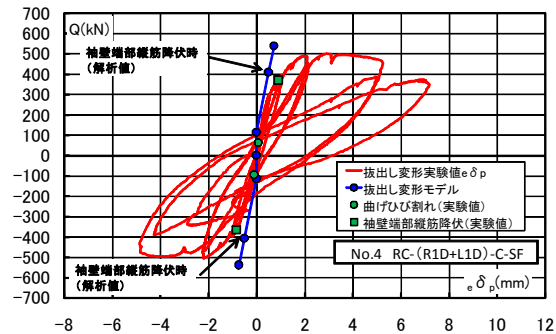


図-11 抜出し変形実験値と抜出し変形モデルとの比較

は、式(18)により求めた。

$$\theta_t = (\delta_{t1} + \delta_{t2}) / (L_w + L_{t1} + L_{t2}) \quad (16)$$

$$\theta_b = (\delta_{b1} + \delta_{b2}) / (L_w + L_{b1} + L_{b2}) \quad (17)$$

$$e_{\delta_p} = \theta \cdot h_0 \quad (18)$$

ここに、 θ ：柱頭、柱脚部の平均回転角 ($=(\theta_t + \theta_b)/2$)

3.3 荷重-変形モデルと実験値との比較

図-6、図-7にNo.3、No.4試験体の曲げ変形実験値と曲げ変形モデルとの比較を示す。実験値は曲げ降伏変形までの部分を拡大したものである。両試験体ともに、実験値の曲線と本モデルとの対応は良く、実験値の挙動をおおむね推定できている。

図-8、図-9にNo.3、No.4試験体のせん断変形実験値とせん断変形モデルとの比較を示す。せん断ひび割れ発生前のせん断剛性については、両試験体ともに本モデルとの適合性は良い。しかしながら、せん断ひび割れ発生以降の挙動については、本モデルの剛性が実験値に比べて高くなる傾向が認められた。本モデルは、圧縮ストラットのコンクリートの縮みによって生じるせん断変

形をモデル化したものであり、せん断ひび割れによって生じるズレ変位、せん断ひび割れが目開くことによる変位は本モデルでは加味していないためと推察される。

図-10、図-11にNo.3、No.4試験体の抜出し変形実験値と抜出し変形モデルとの比較を示す。曲げひび割れ発生までの剛性は、実験値と本モデルとの対応は良い。曲げひび割れ発生から袖壁端部縦筋が降伏する前までの領域では、若干ではあるが、実験値の変形がモデルに比べてやや大きくなる傾向を示す。本モデルは、スタブと試験体との境界部に1本の曲げひび割れが発生し、そのひび割れが開口して変形するモデルを想定している。しかしながら、実験値の抜出し変形を測定する区間内(測定区間100mm)に計2本の曲げひび割れが発生しており、それらの影響により、やや実験値の変形が大きくなったと推察される。脚部の抜出し変形を、本実験データの1/2程度と考えれば、本モデルと実験値との対応は良くなる傾向にある。

一方、袖壁端部縦筋が降伏した以降は、実験値の抜出

し変形が本モデル比べて大きくなる傾向を示している。本モデルでは、袖壁縦筋が塑性化することによる拔出し変形を考慮していないためであり、今後さらに、精度を高めるためには、袖壁縦筋の降伏以降の伸びを考慮する必要があると考えられる。

最後に、図-2、図-3にNo.3, No.4試験体のせん断力(Q)-相対変位(δ)曲線とQ- δ スケルトンモデルとの比較を示す。また、変形が小さい範囲を拡大したものを図-12、図-13に示す。これより、両試験体ともに降伏変形までの荷重-変形挙動を本モデルでおおむねとらえている。せん断変形、拔出し変形の実験値が本モデルに比べて、やや大きくなる傾向を示してきたが、最終的には本モデルと実験値の荷重-変形関係が適合する結果となった。この要因として、実験値の各変形成分を完全には、分離できおらず、重複して変形をカウントしている可能性もある。

今後の研究課題として本研究では、2体の試験体のみについて本モデルの妥当性について検証した。しかし、袖壁付きRC柱の断面形状や立面形状は多種多様であり、各種要因の組み合わせも多い。今後、それらに対する本モデルの妥当性について検証を行うと同時に、適用範囲を示す必要がある。また、本論文では降伏曲率 ϕ_y をe関数法により算出しているが、実務への適用も考えて降伏曲率 ϕ_y を略算的に算出するための方法を示す必要がある。また、本研究では降伏変形までの荷重と変形との関係について定量的に評価することを試みた。しかし、部材が曲げ降伏した以降の靱性能評価、限界変形の評価までには至っておらず、今後の研究課題としたい。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

本研究では、袖壁付きRC柱が曲げ降伏するまでの荷重-変形関係を推定するためのQ- δ スケルトンモデルを提案した。本モデルは、曲げ変形、せん断変形、拔出し変形のそれぞれをモデル化して、それらを合成してQ- δ スケルトンカーブを得るものである。

筆者らが過去に行った試験体のQ- δ 曲線と本モデルとを比較した結果、本研究の範囲内では実験値の挙動を本モデルでおおむね推定できることを示した。

参考文献

- 1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，pp.641～646，2007.8
- 2) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説，2010.2
- 3) 澤井謙彰，磯 雅人，田尻清太郎，福山洋，向井智久：

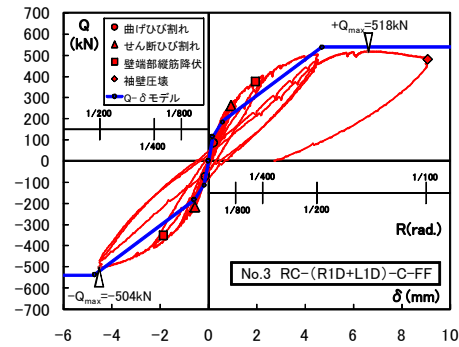


図-12 Q- δ 曲線と荷重・変形モデルとの比較

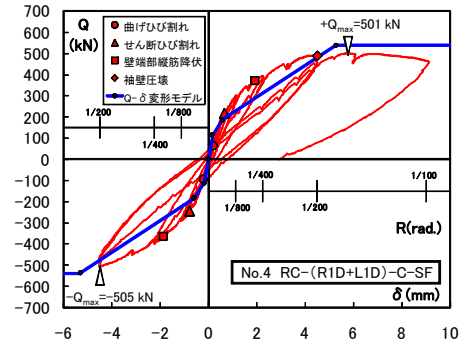


図-13 Q- δ 曲線と荷重・変形モデルとの比較

袖壁付きRC柱の構造性能に関する研究—壁厚・補強量を変化させた場合—その1,2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.263～266, 2009.8

- 4) 磯雅人，白都滋：袖壁付きRC柱のせん断力(Q)-Rスケルトンカーブ評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.169～174, 2004
- 5) 澤井謙彰，磯雅人，田尻清太郎：破壊モードを変化させた場合の袖壁付RC柱の曲げせん断性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.133～138, 2008
- 6) 磯雅人，田尻清太郎，澤井謙彰，福山洋，向井智久：袖壁付きRC柱の構造性能に関する研究—破壊モードを変化させた場合—その1～3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.557～562, 2008.9
- 7) 上原正敬，福山洋，向井智久，諏訪田晴彦，田尻清太郎，磯雅人：比較的薄い袖壁を有する袖壁付きRC柱の構造性能評価 その2—せん断変形性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.67～70, 2010.9
- 8) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性能保証型耐震設計指針・同解説, pp.140, 1999.8
- 9) 磯雅人，松崎育弘，園部泰寿，中村洋行：連続繊維シートによりせん断補強された袖壁付きRC柱のせん断終局耐力評価，日本建築学会構造系論文集, 第542号, pp.147-154, 2001.4
- 10) (財)日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説, pp.260～261, 2001.10