

高強度材料を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱の 曲げ耐力と変形性能の評価

岡本 大* 奥西 淳一** 堀 慎一***

Evaluation of Deformation Performance and Flexural Strength of Steel Reinforced Concrete Column Using High-Strength Materials

Masaru OKAMOTO Junichi OKUNISHI Shinichi HORI

To use high-strength materials for steel reinforced concrete (SRC) members, it is necessary to clarify deformation performance of SRC members with such high-strength materials. This paper described the applicability of current formula to SRC members made of high-strength materials and clarified the point that should be noted. For SRC members made of high-strength materials, cyclic loading tests were performed and their deformation performance was evaluated. As a result, by limiting the maximum hoop ratio to 0.3%, it was confirmed that the load-displacement relationship of SRC members made of high-strength material can be evaluated by current calculation formulae.

キーワード：高強度材料，鉄骨鉄筋コンクリート，曲げ耐力，変形性能，交番載荷試験

1. はじめに

近年，より高い安全性を実現するために耐震設計において考慮する地震動レベルが大きくなっている。その結果，鉄骨鉄筋コンクリート（以下，SRC）構造物においては鋼材量や断面寸法が増加する傾向にある。一方，SRC 構造物は，狭隘な箇所や駅部の高架橋など，施工上の制約を受ける場所に構築される場合が多い。そのため，鋼材量や断面寸法の増加は，施工性の低下に繋がるだけでなく，これまで SRC 構造物が構築されてきた箇所への適用が難しくなることも考えられる。さらに，コンクリートの早期劣化がしばしば社会問題となっており，鉄道コンクリート構造物は，これまで以上に優れた耐久性を有することが要求されている。このような課題への対策の一つとして，高強度材料の適用が考えられる。すなわち，鋼材を高強度化することで少ない鋼材量でこれまでと同等以上の耐荷性能とすることや，水セメント比を小さくすることで耐久性の向上を期待するものである。

SRC 部材の曲げ耐力および変形性能の算定方法は，それぞれ「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物）¹⁾」（以下，複合標準）と「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）²⁾」（以下，耐

震標準）に示されている。しかし，使用する鋼材やコンクリートの材料強度に適用範囲（コンクリートの圧縮強度 50N/mm^2 以下，鉄筋規格 SD390 以下など）が設けられており，適用範囲外の材料を用いる際には算定方法の適用性について別途検討する必要がある。そのため本研究では，前述の設計標準の適用範囲を超える高強度材料として，降伏強度 400N/mm^2 を超える鋼材（鉄筋 SD490，鉄骨 SM570）や高強度コンクリート（圧縮強度 60N/mm^2 程度）を用いた SRC 柱の正負交番載荷試験を実施した。

本稿では，正負交番載荷試験結果に基づき，曲げ耐力・変形性能評価における現行の算定式の適用性について検討した結果について述べる。

2. 実験の概要

実験は，表 1 および図 1 に示す曲げ破壊型の縮小試験体について行った。試験体は，軸方向鉄筋に SD490，鉄骨に SM570 を用い，実験のパラメータは，帯鉄筋比，コンクリート強度，および軸圧縮応力とした。試験体の材料試験結果を表 2 に示す。

載荷方法は，一定軸力下における定変位の正負交番載荷とした。同一変位における繰り返し回数は 3 回で，載荷サイクルは，試験体の柱基部の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した水平変位を $\pm 1\delta_y$ とし，その後， $\pm 2\delta_y$ ， $\pm 3\delta_y$ ， \dots $\pm n\delta_y$ と降伏変位の整数倍で変位を増加させ，荷重が十分に低下するまで載荷した。

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
** 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室（現
ジェイアール東海コンサルタンツ株式会社）
*** 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室（現 西
日本旅客鉄道株式会社）

表 1 試験体の諸元

No.	供試体諸元											軸力				
	断面寸法 (mm)	せん断スパン L_a (mm)	せん断スパン比	鉄骨 (ビルトアップ)		軸方向鉄筋			帯鉄筋			鋼材比 P_s (%)	鉄骨鉄筋比 A_{st}/A_r	コンクリート強度 f_c (N/mm ²)	軸圧縮応力 σ (N/mm ²)	軸力比 σ/f_c
				鋼材種	寸法 (mm) $B_s \times D_s \times t_w \times t_f$	鉄筋種	使用鉄筋	P_t (%)	鉄筋種	使用鉄筋	p_w (%)					
L-1	420 × 420	1850	5	SM570	250 × 250 × 9 × 9	SD490	4-D16	0.51	SD345	D6@100	0.15	4.6	4.15	62.1	3.0	0.05
L-2										D6@100	0.15			29.6	3.0	0.10
L-3										D6@100	0.15			32.3	7.0	0.22
L-4										D13@100	0.60			32.3	3.0	0.09

ここに、 B_s ：鉄骨フランジ幅、 D_s ：鉄骨断面高さ、 t_w ：鉄骨ウェブ厚さ、 t_f ：鉄骨フランジ厚さ、 p_t ：引張鉄筋比、

p_w ：帯鉄筋比、 A_{st} ：鉄骨断面積、 A_r ：鉄筋断面積

表 2 材料試験結果

供試体 No.	材料	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
L-1	SM570	582	667	210
	SD490(D16)	542	724	199
	SD345(D6)	366	565	196
L-2,3,4	SM570	576	636	192
	SD490(D16)	537	713	195
	SD345(D6)	356	552	182
	SD345(D13)	371	537	194

3. 載荷試験結果と考察

3.1 試験体の損傷状況

各試験体の損傷過程は、全て同一であり、鉄骨フランジに先行して軸方向鉄筋が降伏ひずみに達し、その時の変位を $1\delta_y$ とした。その後 $2\delta_y$ で鉄骨フランジが降伏した。 $4\delta_y$ 以降は、かぶりコンクリートの剥離・剥落が進展し、 $4\delta_y$ 載荷時に軸方向鉄筋の座屈、 $6\delta_y$ 載荷途中で鉄骨フランジの座屈が目視で確認された。その後 $7\delta_y$ 、 $8\delta_y$ で軸方向鉄筋が破断し、載荷試験を終了した。載荷終了時の試験体の損傷状況の例として L-1 の場合を図 2 に示す。

3.2 水平荷重-変位関係

図 3(a)～(d) に各試験体の水平荷重 - 変位関係を示す。図には、耐震標準²⁾ に示される変形性能算定方法に基づき、ひび割れ点 (C 点)、降伏点 (Y 点)、繰り返しにより荷重低下を生じない最大変形点 (M 点)、および降伏荷重を維持する最大変形点 (N 点) により表現される骨格曲線の計算値を併せて示した。なお、計算方法の概要を 4.1 節に示す。帯鉄筋比が 0.15% の試験体 L-1 ～ L-3 については、図 3 (a) ～ (c) に示すようにコンクリート強度、軸圧縮応力に係らず計算値は実験値と良い整合を示している。一方、帯鉄筋比を 0.6% とした L-4 については図 3 (d) に示すように、M 点の変位の計算値 (p_w 上限なし) と実験値を比較すると、計算値はすでに繰り返しにより荷重低下を生じた時点となっており、実験値を過大に評価している。そこで、図 3 (d) には、耐震標準に示される変形性能算定式を定めた時の実験³⁾ に

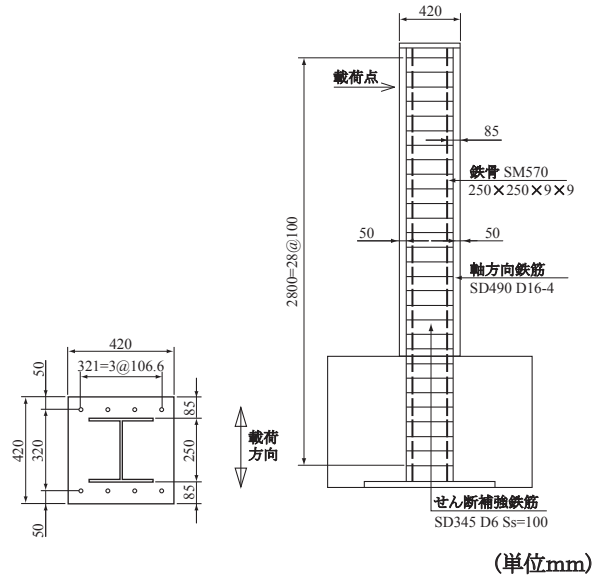
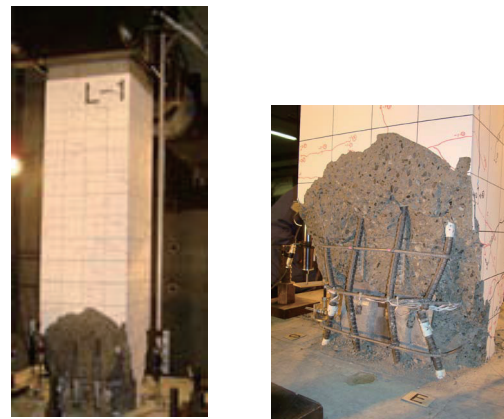


図 1 試験体配筋図



(a) 柱損傷状況 (b) 柱基部の損傷状況
図 2 載荷終了後の損傷状況の例 (L-1)

おける帯鉄筋比 p_w の最大値、0.3% とした場合の計算結果も併せて示した。 p_w に 0.3% の上限を設けた場合には、計算値と実験値は良い整合を示す結果となった。

4. 変形性能の評価方法の提案

4.1 既往の SRC 部材の変形性能算定式

耐震標準では、コンクリートのひび割れ、軸方向鋼材の降伏等の材料の非線形特性やかぶりコンクリートのは

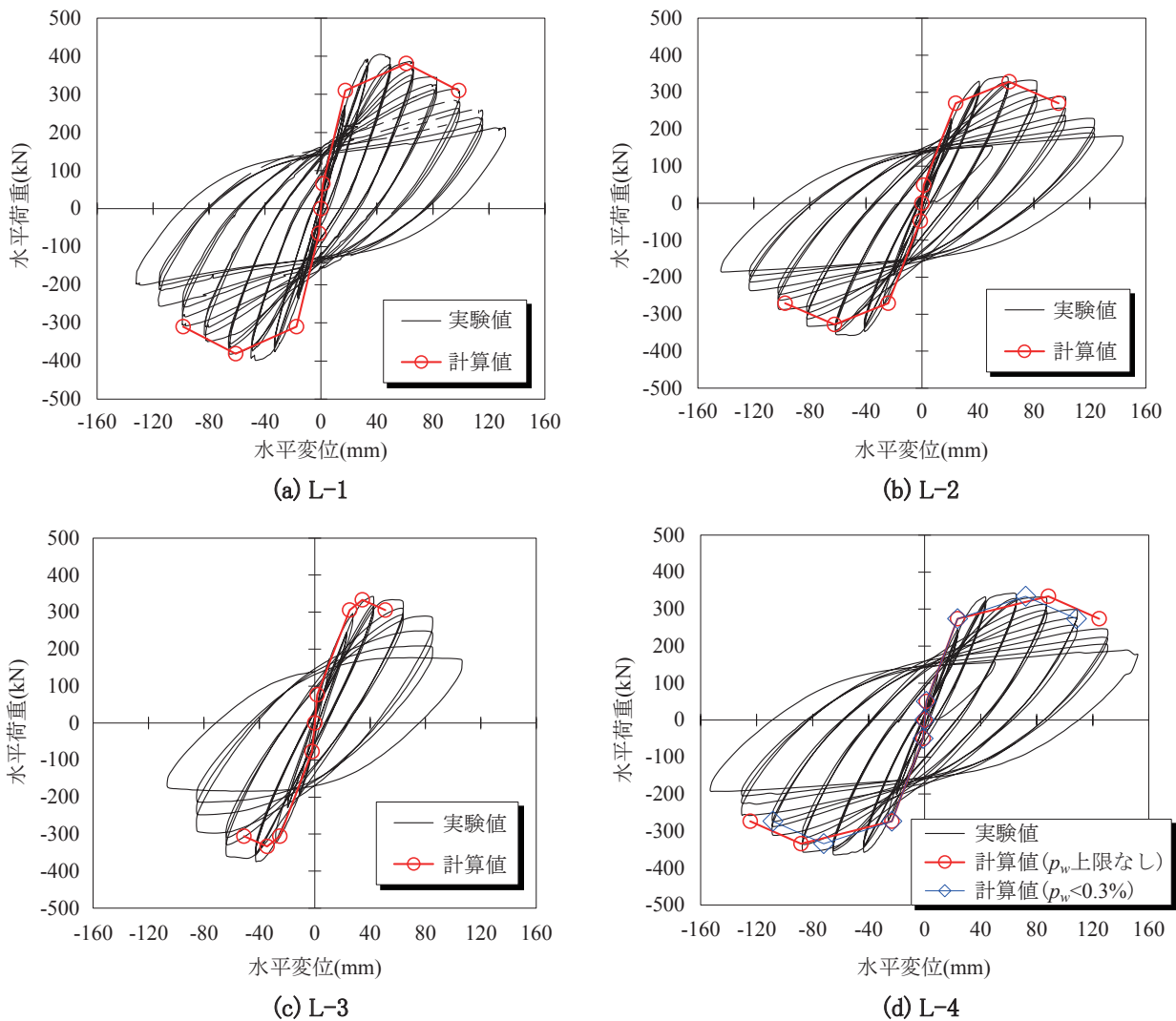


図3 各試験体の水平荷重 - 変位関係

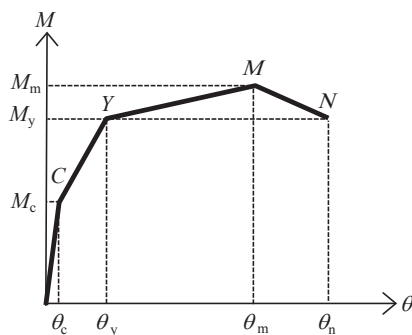


図4 SRC 部材の曲げモーメントと部材角の関係

- M_c : 曲げひび割れ発生時の曲げモーメント
- M_y : 降伏時の曲げモーメント
- M_m : 最大曲げモーメント
- θ_c : 曲げひび割れ発生時の部材角
- θ_y : 降伏時の部材角
- θ_m : M_m を維持出来る最大の部材角
- θ_n : M_y を維持出来る最大の部材角

く離、軸方向鋼材の座屈などの部材の損傷状態を考慮してSRC部材の骨格曲線を設定している。具体的には、骨格曲線を部材端部の曲げモーメント M と部材角 θ の関係を図4に示すテトラリニアモデルにより表し、各折れ点の曲げモーメントおよび部材角をそれぞれ算定することとしている。図3に示す計算値は、この M - θ 関係を荷重 - 変位関係に変換したものである。今回の検討では、耐震標準に示される方法に基づいて骨格モデルを算

定した。しかし、 $p_w = 0.6\%$ とした L-4 については、図3 (d) に示すように、実際の p_w の値を用いた場合 (図中、 p_w 上限なし) には M 点の部材角について実験値と計算値の整合が得られなかった。以下に耐震標準に示される M 点の部材角 θ_m の算定方法を示す。

θ_m は、く体の曲げ変形による部材角 θ_{m0} と、部材接合部からの軸方向鉄筋の抜出しによる部材端部の回転角 θ_{m1} の和として式 (1) ~ (5) により算定される。

特集：鋼とコンクリートの複合構造物の設計技術

$$\begin{aligned} \theta_m &= \theta_{m0} + \theta_{m1} \\ &= \delta_{m0} / L_a + \theta_{m1} \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 L_a ：せん断スパン長、 δ_{m0} ： M 点におけるく体変形による変位である。

$$\delta_{m0} = \delta_{mb} + \delta_{mp} \quad (2)$$

ここに、 δ_{mb} ： M 点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位で、鉄筋コンクリート部材同様に部材を材軸方向に分割し、塑性ヒンジ部以外の部分について、それぞれの断面の曲率を2階積分することにより算定する。 δ_{mp} ： M 点におけるく体変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位で、式(3)により算定する。

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (3)$$

ここに、 θ_{pm} ：塑性ヒンジ部の回転角で、式(4)により算定する。 L_p ：等価塑性ヒンジ長である。

$$\theta_{pm} = \frac{0.0365 p_w + 0.0159}{21.1(N'/N'_b)^{3.8} + 0.939} \quad (4)$$

ここに、 p_w ：帯鉄筋比(%)、 N'/N'_b ：釣合い軸力比、 θ_{m1} ： M 点における部材接合部からの軸方向鋼材の抜け出しによる部材端部の回転角で、式(5)により算定する。

$$\theta_{m1} = (3.0 - 2.0N'/N'_b) \theta_{y1} \quad (5)$$

ここに、 θ_{y1} ： Y 点における部材接合部からの軸方向鉄筋の抜け出しによる部材端部の回転角である。

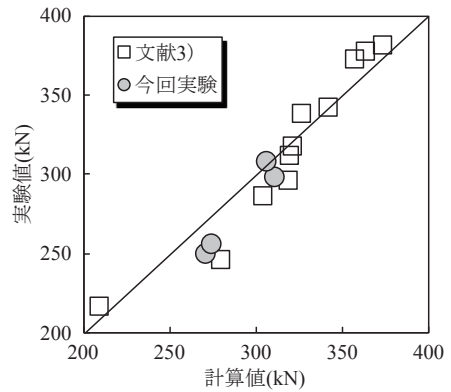
本検討では、今回の実験結果に対する既往の算定式の適用性に加えて、式(4)において変数として用いられている p_w に、既往の実験の上限値である 0.3% を設けた場合についても実験結果との比較を行った。

4.2 既往の実験データを含めた変形性能の評価

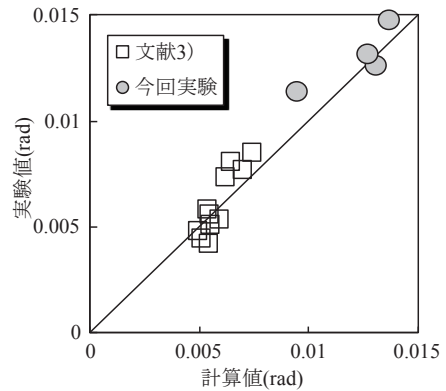
図4に示す各折れ点について、既往の算定方法の適用性を検討した。検討は、今回の実験結果に既往の実験結果³⁾を加えて行った。

図5(a)、(b)には、それぞれ降伏荷重および降伏変位について実験値と計算値を比較した結果を示す。これらの図に示すように、今回実施した実験結果についても実験値と計算値は良い整合を示しており、既往の Y 点に関する算定方法が適用できると考えられる。

また、図6(a)、(b)には、それぞれ最大荷重と最大荷重時の変位について実験値と計算値の比較を示す。図6(a)に示すように、最大荷重については、今回の実験結果についても実験値と計算値は良い整合を示している。しかし、最大荷重時の変位については図6(b)に示すように、帯鉄筋比を0.6%としたL-4は実験結果を過大に評価する結果となった。そこで、帯鉄筋比 p_w が変数として用いられている式(4)について、既往の研究における $p_w=0.3\%$ を上限値として再計算した(図中の●)。その結果、図6(b)に示すように、実験値と計算

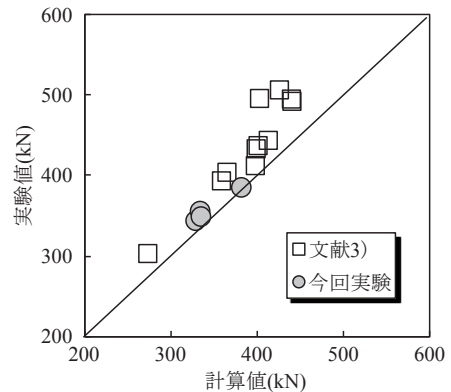


(a) 降伏荷重

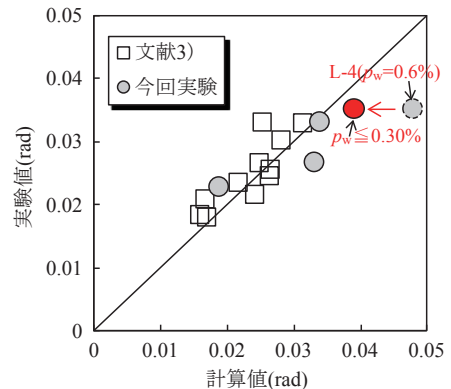


(b) 降伏変位

図5 Y点における実験値と計算値の比較



(a) 最大荷重



(b) 最大荷重時変位

図6 M点における実験値と計算値の比較

値は良い整合性を示した。今回新たに行った実験では、帯鉄筋比を既往の研究より大きくした試験体はL-4のみであるため、当面は $p_w=0.3\%$ を上限值とするのが良いと考えられる。なお、今回の検討では帯鉄筋にSD345を用いており、これについては高強度材料に限らないため、普通強度材料を含めて変形性能算定式に帯鉄筋比の上限を設けるのが良いと考えられる。

次に、図7に、N点の変位に関する実験値と計算値の比較を示す。図に示すように、実験値と計算値は良い整合性を示している。

なお、今回の検討では、帯鉄筋比のほかコンクリート強度、軸圧縮応力についても実験パラメータとしたが、これらについては図5～7に示すように、既往の算定方法により妥当に評価できている。

5. 履歴モデルに関する検討

5.1 SRC部材の履歴モデルの概要

骨鉄筋コンクリート部材の履歴特性は、最大荷重程度までは鉄筋コンクリート部材とほぼ同様な傾向を示す。一般に鉄骨鉄筋コンクリート部材は、最大荷重以降の劣化域において鉄筋コンクリート部材に見られるピンチング挙動は認められず、埋め込まれた鉄骨の影響により負勾配域まで安定した紡錘形の履歴ループをなし、鉄筋コンクリート部材と比較して第2、第4象限での履歴ループの膨らみを有する特徴を示す⁴⁾。図8に、 $M-\theta$ 関係で表現したSRC部材の復元力モデルを示す。図に示すモデルは、正載荷側の骨格曲線上からの徐荷と負載荷側への再載荷について、以下の(1)～(3)のように定めている。

(1) 骨格曲線上から曲げモーメント0までの除荷

- (a) $\theta_{max} \leq \theta_c$ の場合： K_r は初期剛性と同じ。
- (b) $\theta_{max} > \theta_c$ の場合： K_r は式(6)により算定する。

$$K_r = \frac{M_m^+ - M_c^-}{\theta_y^+ - \theta_c^-} \left| \frac{\theta_{max}}{\theta_y^+} \right|^{-\beta} \quad (6)$$

ここに、 M_m^+ ：正載荷側の M_m 、 M_c^- ：負載荷側の M_c 、 θ_y^+ ：正載荷側の θ_y 、 θ_c^- ：負載荷側の θ_c 、 θ_{max} ：除荷開始点の θ 、 β ：剛性低下率で、一般に $\beta=0.4$ として良い。

(2) 曲げモーメント0から負載荷側の骨格曲線への再載荷

- (a) 負載荷側でC'点を超えていない場合：負側のC'点を目指す。
- (b) 負載荷側でC'点を超え、Y'を超えていない場合：過去の最大変形点を目指す。
- (c) 負載荷側でY'点を超え、M'を超えていない場合：負側のY'点を目指すし、変形0の点または曲げモーメント0の点を超えると負側の最大変形点を目指す。

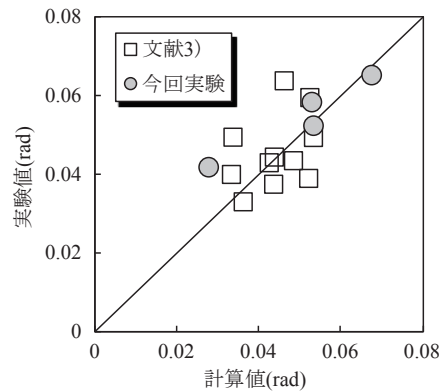


図7 N点における変位の実験値と計算値の比較 (終局変位)

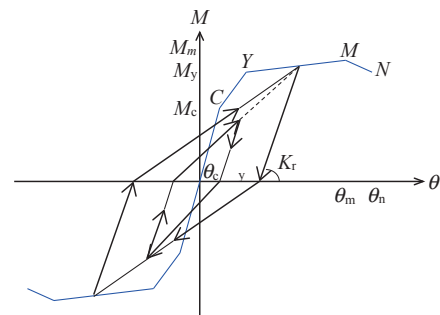


図8 SRC部材の復元力モデル

(d) 負載荷側でM'点を超えている場合：負側のM'点を目指すし、変形0の点または曲げモーメント0の点を超えると負側の最大変形点を目指す。

(3) 曲げモーメント0から負載荷側の骨格曲線への再載荷途中での除荷

曲げモーメント0までは、正側の除荷剛性 K_r の直線上を進み、曲げモーメント0からは、正側での最大変形点を目指す。

5.2 履歴モデルの適用性の検討

図9に、5.1節に基づいて設定した履歴モデルと実験で得られた荷重-変位関係を比較した例としてL-1のものを示す。図に示した履歴モデルは、実験で得られた各載荷サイクルにおけるピーク時の荷重と変位を用いたものである。図に示すように、履歴モデルは、Y軸上において実験値よりも大きなループを描いており、履歴エネルギー吸収能力を過大に評価している可能性がある。

次に、図10(a)、(b)には、それぞれL-1およびL-2試験体の等価粘性減衰定数 h_{eq} の実験値と計算値の比較を示したものである。等価粘性減衰定数 h_{eq} は、エネルギー吸収量を等価な粘性減衰に置き換えて定量的に表現する指標であり、図11に示すように、荷重または変形の最大点と原点とを結ぶ直線下の面積(弾性ひずみエネルギー W_e)と荷重-変位関係が描く履歴ループの面積 ΔW との比であり、式(7)により計算される。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_e} \right) \quad (7)$$

図に示すように、コンクリート強度を高くした L-1 については、計算値は実験値を N 点において 10% 程度過大に評価している。一方、普通強度のコンクリートを用いた L-2 については、計算値は妥当に実験値を評価している。なお、普通強度コンクリートと高強度鋼材を組み合わせた L-3, L-4 については、L-2 と同様な結果を示した。

このことより、今回の検討の範囲において、高強度鋼材を用いた場合の荷重-変位関係の履歴モデルは現行のモデルでおおむね評価できるものの、高強度コンクリートを用いた場合には鉄筋コンクリート部材の履歴モデルを使うなど再検討が必要と考えられる。

6. まとめ

正負交番荷試験結果に基づき、曲げ耐力・変形性能評価における現行の算定式の適用性について検討した。本検討の範囲において得られた結果を以下に示す。

- (a) 試験体は、曲げ破壊形態であり、損傷状況は普通強度の材料を用いた場合と同様であった。
- (b) 耐震標準の変形性能算定式について、帯鉄筋比に 0.3% の上限を設けることで、実験結果を妥当に評価できた。なお、これについては高強度材料に限らないため、普通強度材料を含めて、変形性能算定式に帯鉄筋比の上限を設けるのが良いと考えられる。
- (c) 荷重-変位の履歴法則は、高強度コンクリートを用いた場合に過大評価となったが、高強度鋼材を用いた場合でも現行のモデルで概ね評価することができた。

謝 辞

本稿の内容は、「複合構造物設計標準に関する委員会」において審議頂いた。審議にあたられた上田多門委員長（北海道大学教授）および中島章典幹事長（宇都宮大学教授）をはじめ委員・幹事等の関係者各位のご尽力に対して、ここに謝意を表する。

文 献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），丸善，平成 10 年 8 月
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，平成 24 年 9 月
- 3) 村田清満，池田学，川井治，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究，土木学会論文集，No.619 / I-47, pp.235-251, 1999.4
- 4) 池田学，村田清満，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：SRC

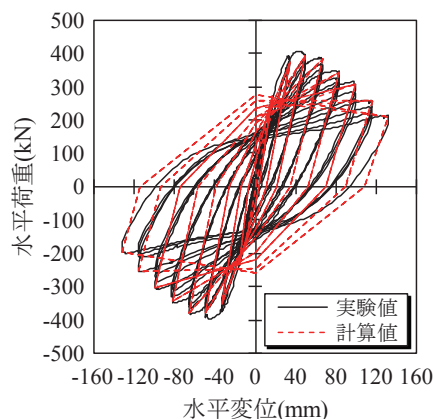
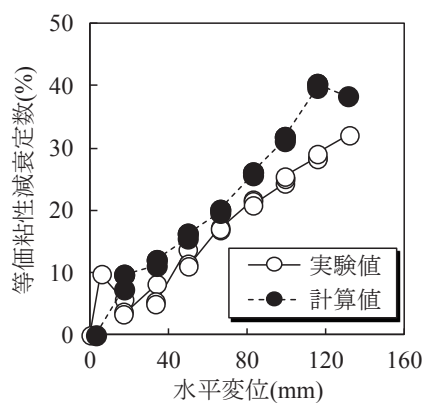
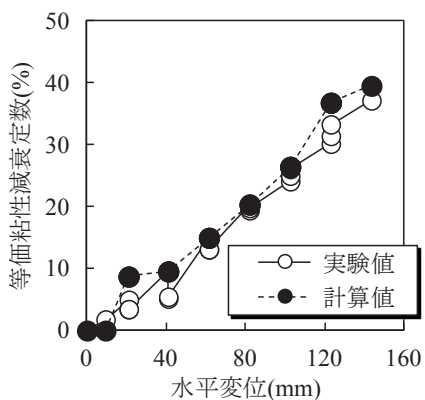


図 9 履歴モデルと実験値の比較の例 (L-1)



(a) L-1



(b) L-2

図 10 等価粘性減衰定数の実験値と計算値の比較

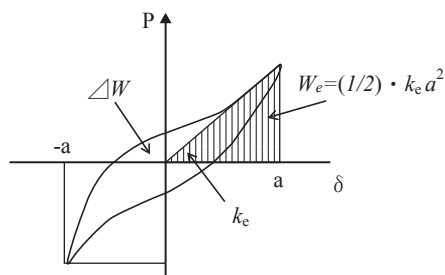


図 11 等価粘性減衰定数の考え方

部材の変形性能と復元力特性，鉄道総研報告，Vol.11, No.12, pp.17-22, 1997