論文　ＲＣ巻き立てＣＦＴ部材の復元力特性に関する実験的研究

山花　豊[*1]・大塚久哲[*2]・矢葺　亘[*3]・谷野洋一[*4]

要旨：コンクリート充填鋼管(CFT)を RC 巻き立てて建設されるアーチリブでは，鋼管がアーチリブの力学性状に及ぼす影響が明確でないため，断面耐力設計上には鋼管は無視されている。本研究では，このような部材の現行規準による計算の妥当性，地震時エネルギー吸収能力，等価減衰定数，復元力特性を把握するため， RC 巻き立て CFT 部材の模型供試体９体について正負交番載荷実験を行った。その結果，鋼管を鉄筋に等価したアーチリブの曲げ剛性と曲げ耐力は道示Ｖ[1)]に示される手法により概ね評価でき，復元力特性は RC と SRC の中間的な性質を持つことが分かった。

キーワード：正負交番載荷実験，合成アーチ橋，復元力特性，等価減衰定数

1.　はじめに

コンクリートアーチ橋には，先行架設されたコンクリート充填鋼管(CFT)を支保工として，その CFT 部材を RC 巻き立て施工して建設されるアーチ橋がある。筆者らは，このようなアーチ橋を対象として，「合成アーチ橋の地震時動特性と耐震設計法に関する研究」[2)]において鋼管部材を完成系部材としての検討結果について述べた。同研究においては，鋼管とコンクリートの付着に起因する一体性の問題と，鋼管部材と RC 部材からなる合成部材としての復元力特性が明らかでないことから，便宜的に，鋼管部材の一部を有効として応力算定・動的解析を行っている。しかし，設計上，鋼管部材を正しく評価するためには，付着等の問題も含めこのような合成部材の変形挙動，耐荷力を実験的に検証する必要がある。

本研究では，このようなアーチリブ部材を想定して CFT 部材を RC 巻き立てした部材（以後，CFTRC 部材と称す）からなる柱部材供試体を作成し，正負交番載荷実験を行うことにより耐荷力の増加，復元力特性を明らかにした。

2.　実験概要

2.1　供試体概要

模型供試体はすべて矩形充実断面の柱型模型で，100m スパンのコンクリートアーチ橋の試設計結果を基に，載荷装置のスペース等を考慮し，一般的な実橋梁の約 1/5 の外形寸法で設計した。供試体柱の断面寸法は 400 ㎜×500 ㎜(一体のみ 300 ㎜×500 ㎜)で，軸方向の高さは 1920 ㎜である。**図－１**に供試体の概略図を示す。

2.2　検討ケース

実験の検討パラメータとしては，1)RC 構造と複合構造との比較，2)主鉄筋量の違いによる比較，3)鋼管フランジ量の違いによる比較，4)軸方向圧縮応力の違いによる比較，5)鋼管フランジ表面のスタッドジベルの有無による鋼管とコンクリートの付着力の違いによる比較，6)帯鉄筋間隔の違いによる比較とし，合計９体の供試体について実験を行った。供試体諸元の一覧を**表－１**に示す。

2.3　使用材料

コンクリートは目標設計基準強度　σ_{ck}=40 N/㎟として普通コンクリートを用い，鉄筋には

*1 (株)錢高組 土木事業本部土木本部技術部部長（正会員）
*2 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門教授　工博（正会員）
*3 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門助手　工修（正会員）
*4 (株)錢高組 土木事業本部土木本部技術部課長（正会員）

写真－１　二軸載荷装置全景

SD345，鋼管には SS400 を用いた。鋼材の引張試験結果を**表－２**に示す。

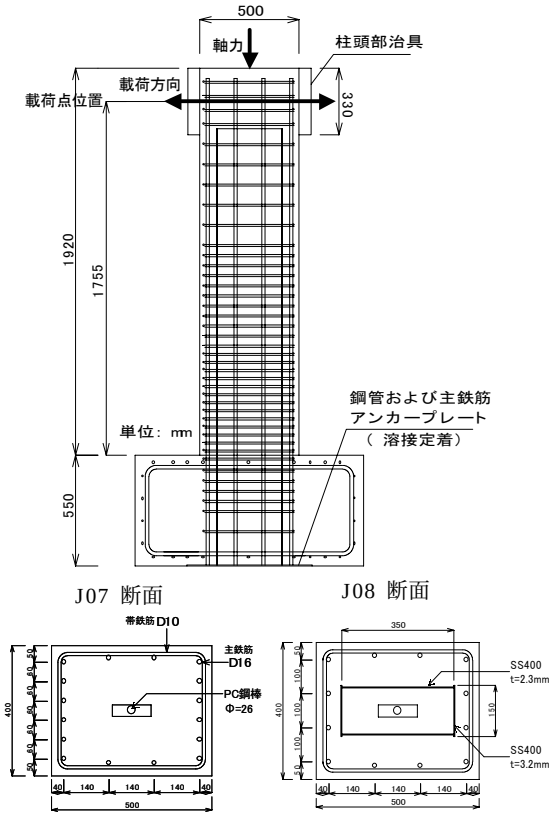
2.4　載荷装置

本実験で用いた二軸載荷装置に供試体をセットした状況を**写真－１**に示す。軸力方向のジャッキはスライド装置により，軸直角方向のジャッキの押し引きに対応して動くことができ，載荷中一定の軸力を保持できる。

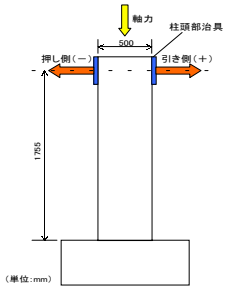
2.5　載荷方法

載荷方法は，柱頭部を載荷点とする水平方向正負交番の漸増載荷とした。ここで，載荷方向は押し側を負，引き側を正とする（**図－２**）。

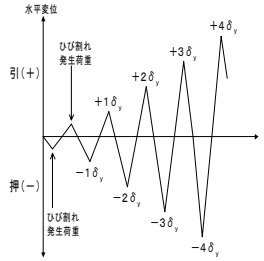
載荷ステップを**図－３**に示す。まず，荷重制御により押し側から引き側の順に，それぞれ引張側となる面に曲げひび割れの発生を確認するまで載荷した後，柱基部の軸方向主鉄筋に貼付した歪みゲージが降伏歪み(2000μ)に達するまで載荷し，この時の載荷点水平変位を実験上の降伏変位δy として，その後は変位制御により，その整数倍の変位（±２δy,　±３δy,・・・）を片振幅とした交番載荷を行う。



図－１　供試体概要



図－２　荷重載荷方向



図－３　荷重載荷方法

表－１　供試体諸元

供試体名	断面寸法 (mm)	主鉄筋	主鉄筋量 (mm²)	鋼管フランジ寸法(mm)	鋼管フランジ断面積 (mm²)	鉄筋・鋼管比	鋼管の付着	軸圧縮応力 (MPa)	帯鉄筋間隔 (mm)	コンクリート強度 (MPa)
J00	400×500	D16×4本	794.4	---	---	---	---	4.0	100	41.5
J01	400×500	D16×4本	794.4	3.2×150	480.0	1.655	有	4.0	100	41.5
J02	400×500	D19×4本	114.6	3.2×150	480.0	2.388	有	4.0	100	41.5
J03	400×500	D16×4本	794.4	4.5×140	630.0	1.261	有	4.0	100	41.8
J04	400×500	D16×4本	794.4	2.3×160	368.0	2.159	有	4.0	100	41.8
J05	300×500	D16×3本	595.8	2.3×160	368.0	1.619	有	5.5	100	41.8
J06	400×500	D16×4本	794.4	3.2×150	480.0	1.655	無	4.0	100	41.8
J07	400×500	D16×6本	1192	---	---	---	---	4.0	40	45.6
J08	400×500	D16×4本	794.4	3.2×150	480.0	1.655	有	4.0	40	47.9

3.　実験結果

3.1　荷重－変位関係

実験で得られた各供試体の最大耐力および最大耐力時の塑性率（＝載荷点変位δ／δ_y）を　**表－３**に示す。荷重－変位関係（Ｐ－δ履歴曲線）を**図－４～６**に示す。各供試体とも主鉄筋の降伏（±１δ_y）後塑性率３程度で最大耐力を示し，その後，かぶりコンクリートが剥離・剥落して徐々に耐力が低下していった。

また，図中にはそれぞれ比較の対象となる供試体の荷重-変位履歴曲線の包絡線(実験結果)を併せて示してある。**表－３**，**図－４**から分かるように鋼管材が加わったことにより，最大耐力が大きく増加している。また，それぞれ鋼材量の違いにより耐力差が生じたものと思われる。

図－５から分かるように鋼管フランジにスタッドジベルを有しない J06 供試体は J01 供試体と比べ，最大耐力とその後の耐力低下率はほとんど変わらないが，かぶりコンクリートの剥落は J01 供試体より早く生じた。他の供試体と比べて帯鉄筋間隔を小さくした J07･J08 供試体は帯鉄筋の拘束効果により最大耐力 80%時の塑性率が大きく向上している。また，**図－６**に示す両供試体の比較から，RC 供試体（J07）よりも複合構造供試体（J08）の方が塑性率の大きいことが分かる。

3.2 軸方向主鉄筋の伸び出しによる水平変位の補正

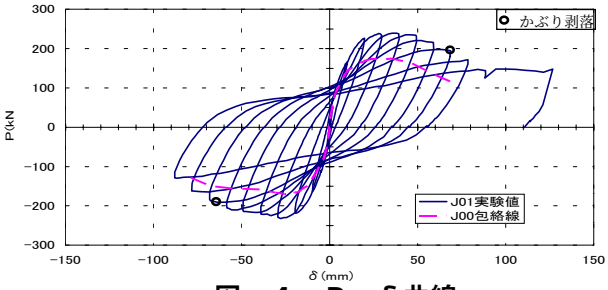
既往の研究成果から RC 橋脚の塑性変形性能を評価する上で，軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響が重要であることが知られている。軸方向鉄筋の伸び出しとは，塑性ヒンジ断面となる橋脚基部において軸方向鉄筋に発生する大きな塑性引張ひずみがフーチング内部まで進展し，フーチング内部でのひずみの累積が橋脚基部において軸方向鉄筋の伸び出しが生じるものである。単柱式橋脚の模型供試体に対する正負交番載荷実験において載荷点で計測される水平変位の計測値には，この軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転に伴う水平変位も含まれており，この影響は無視できない。**表－４**に降伏変位の計算値と実験値を比較した結果を示す。いずれの供試体についても，計算値に比べて実験値の方が 20～40%程度大きく，これが軸方向鉄筋の伸び出しによる影響であると考えられる。道示Ⅴにおいてはこの影響が考慮されていない。そこで，載荷点における水平変位を式（１）のように軸方向鉄筋の伸び出しによる回転変位成分と柱断面部の曲げ変形による変位成分とに分けて考え，式（２）より軸方向鉄筋の伸び出しによる回転変位成分を求め，そして実験値から回転変位成分を差し引いたものと計算値との比較結果を**図－８**及び**表－４**に示す。

表－２　鋼材の引張試験結果

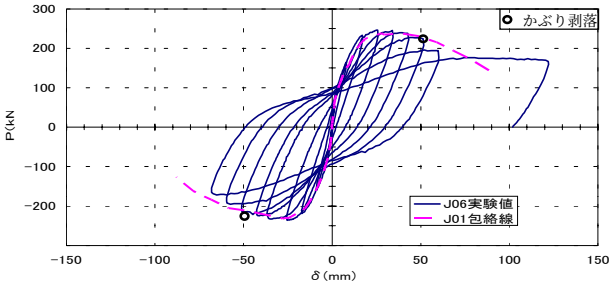
鋼材の種類		降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (×10⁵MPa)	伸率(%)
鉄筋	D10	369	530	1.87	18
	D16	387	568	1.93	20
	D19	375	560	1.84	20
鋼板	t 2.3	345	450	2.10	——
	t 3.2	346	483	1.85	——
	t 4.5	309	462	1.77	——

表－３　最大耐力および最大耐力時塑性率

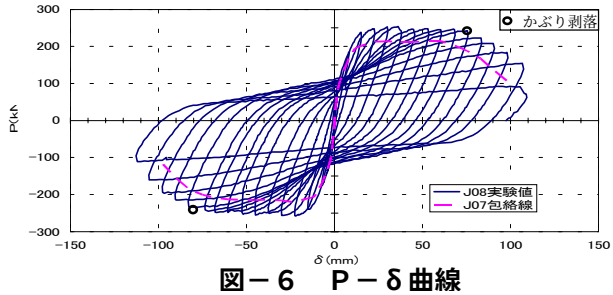
供試体名	最大耐力 (kN)	最大耐力 塑性率	最大耐力 80%時塑性率
Ｊ００	172.0	2.40	5.80
Ｊ０１	232.0	3.25	7.20
Ｊ０２	253.5	3.89	7.64
Ｊ０３	251.6	3.42	7.83
Ｊ０４	241.6	3.14	7.10
Ｊ０５	218.0	2.77	5.89
Ｊ０６	239.5	3.21	7.13
Ｊ０７	217.0	3.24	11.24
Ｊ０８	255.5	3.72	12.28



図－４　Ｐ－δ曲線



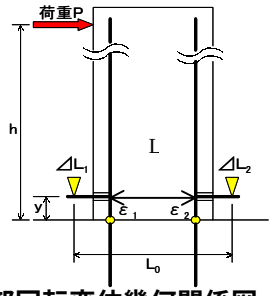
図－５　Ｐ－δ曲線



図－６　Ｐ－δ曲線

表－４　降伏変位の実験値と計算値の比較

	J00	J01	J02	J03	J04	J05	J06	J07	J08
計算値(mm)	5.75	6.51	6.79	6.61	6.43	6.91	6.51	6.09	6.51
実験値(mm 補正前)	9.63	9.80	10.00	8.50	9.00	10.00	8.50	7.50	7.50
実験値(補正前)/計算値	1.67	1.51	1.47	1.29	1.40	1.45	1.31	1.23	1.15
実験値(mm 補正後)	6.34	8.11	8.00	6.40	7.03	7.48	7.16	6.18	5.58
実験値(補正後)/計算値	1.10	1.25	1.18	0.97	1.09	1.08	1.10	1.01	0.86



図－７　基部回転変位幾何関係図

また，実験結果の包絡線と道示Ｖに示される手法により求めた骨格曲線の比較を**図－９**に示す。

$$\delta = \delta_{\Phi} + \delta_{\theta} \qquad (1)$$

ここに，

δ　：載荷点において計測された水平変位

δ_{Φ}：柱断面部の曲げ変形による水平変位

δ_{θ}：軸方向鉄筋の伸び出しによる基部での回転変位　（**図－７**に示す幾何関係）

$$\delta_{\theta} = \theta \times h \qquad (2)$$

$$= \left(\frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{L_0} - \frac{\varepsilon_1 \cdot y + \varepsilon_2 \cdot y}{L} \right) \times h$$

ここに，θ：伸び出しによる基部の回転角

ΔL_i：変位計で測定した変位量

ε_i：主鉄筋の基部でのひずみ

y：伸び出し計測高さ(100mm)

L_0：変位計の設置間隔

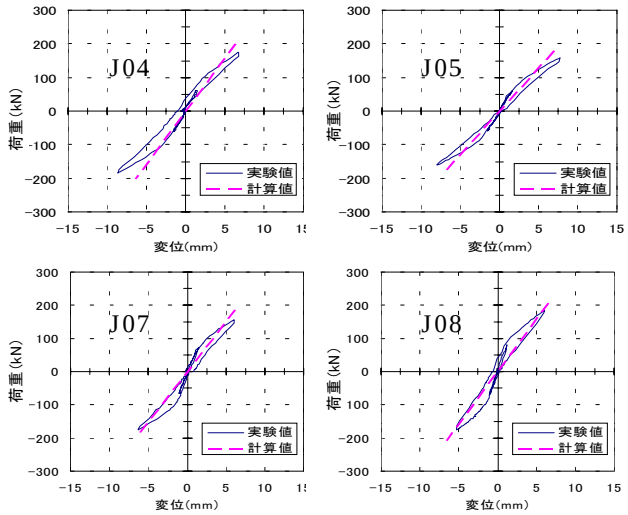
L：ひずみを計測する鉄筋の間隔

h：載荷点までの高さ

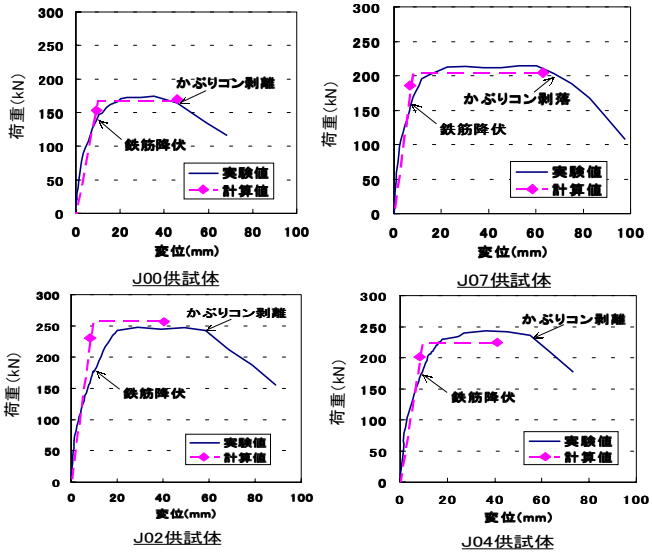
図－８に示すのは降伏段階までの計算値と実験値の比較で，**表－５**に示すのは曲げ耐力の実験値と計算値の比較である。**図－８**と**表－５**から実験値と計算値がよく一致していることが分かる。このことから，本構造の曲げ剛性，曲げ耐力は，道示Ｖに規定された手法により概ね評価できる。ところが，**図－９**から分かるように，複合構造供試体については，終局変位をやや過小評価する傾向にある。

3.3　エネルギー吸収量

一般に，コンクリートのひび割れ・剥離・圧壊、鋼材の塑性変形等により地震時の変形エネルギーを消費するため，エネルギー吸収量は構造物の耐震性能を評価するための指標であるといえる。そこで，実験により得られた荷重－変



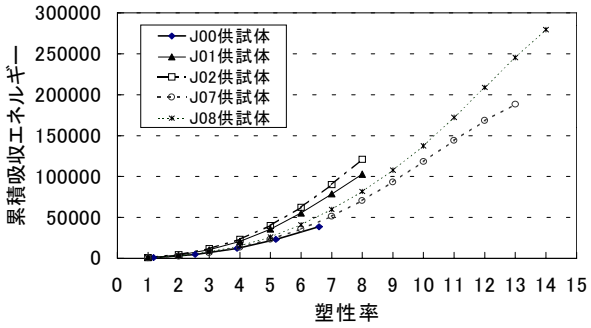
図－８　計算値と実験値の変位量比較



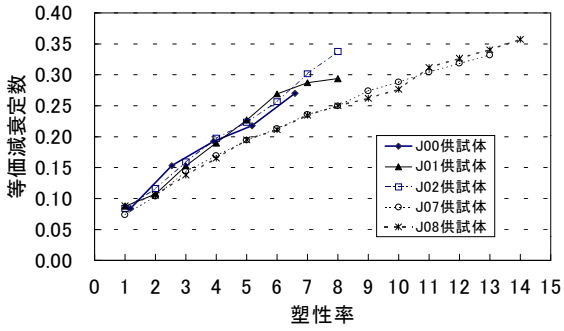
図－９　計算値と実験値の骨格曲線の比較

表－５　曲げ耐力の実験値と(道示Ｖ)計算値の比較

供試体名	曲げ耐力(実験値)(kN･m)	曲げ耐力(計算値)(kN･m)	実験値／計算値
J00	330.2	323.2	1.02
J01	446.4	444.2	1.00
J02	486.7	494.4	0.98
J03	483.1	461.5	1.05
J04	463.9	431.2	1.08
J05	418.6	378.2	1.11
J06	459.8	444.2	1.04
J07	416.6	392.5	1.06
J08	490.6	460.2	1.07



図－１０ 累積エネルギー吸収量



図－１１ 等価減衰定数

位曲線から算出した J00，J01，J07，J08 供試体の累積エネルギー吸収量の比較を **図－１０** に示す。図に示していないが，各載荷ステップの累積エネルギー吸収量は J00～J06 供試体についてはあまり変わらないが，最大耐力が最も大きい J02 供試体がエネルギー吸収量も大きい。帯鉄筋間隔が密な J07・J08 供試体については，帯鉄筋間隔が大きい供試体に比べて破壊の進行が遅いため，同じ載荷ステップで比べると累積エネルギー吸収量は小さい。しかし，終局までのエネルギー吸収量は J07・J08 供試体の方が他の供試体の 2 倍以上の値を示しており，帯鉄筋間隔が部材の変形性能に与える影響は大きいことがわかる。

3.4 等価減衰定数

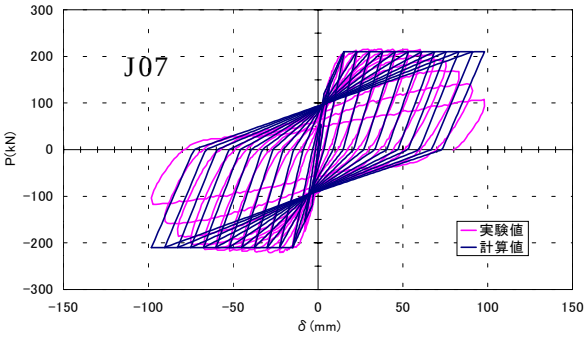
等価減衰定数は部材に与えられるエネルギーに対するエネルギー吸収量の比率であり，部材のエネルギー吸収能力を示す指標の一つである。

図－１１に各供試体に対して各載荷ステップにおける等価減衰定数を比較した結果を示す。帯鉄筋量が多いほど，等価減衰定数が小さいことがみられる。理由としては密に帯鉄筋を配置することによりコアコンクリートの損傷が遅延され，各載荷ループ内でのエネルギー吸収量が小さくなるためである。RC と複合構造供試体の間には違いが みられないことから，本複合構造部材は RC 部材と同等な等価減衰定数をもつといえる。

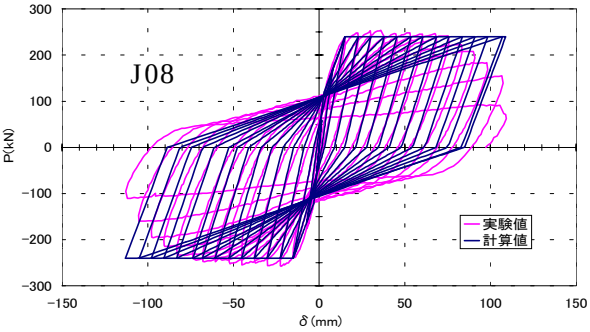
4. 履歴復元力特性

4.1 武田モデルとの比較

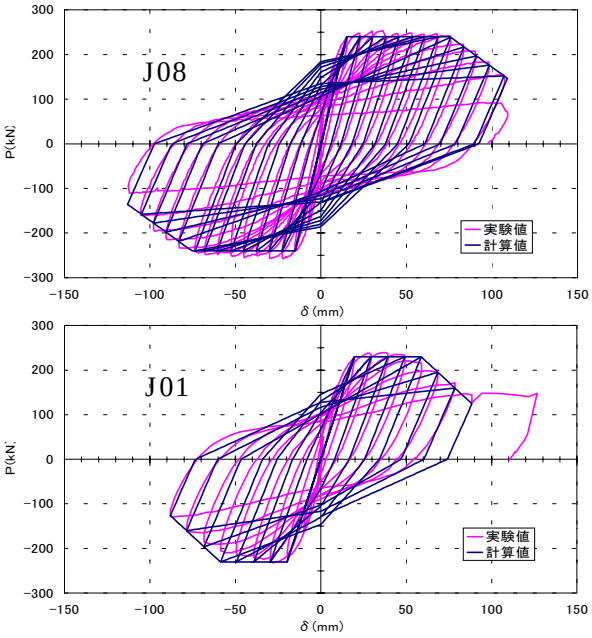
ここでは，実験により得られた荷重－変位履



図－１２ Ｐ－δ曲線の武田モデルとの比較(J07)



図－１３ Ｐ－δ曲線の武田モデルとの比較(J08)



図－１４ Ｐ－δ曲線 ＪＲ総研ＳＲＣモデルとの比較

歴曲線と既存の履歴復元力特性モデルを比較することにより，本複合構造部材の履歴復元力特性について検討する。既存の履歴復元力特性モデルとしては，主に RC 部材の設計に用いられる武田モデルと，SRC 部材に適用することを目的とした JR 総合技術研究所が提案したディグレイディングテトラリニアモデル(以下、JR 総研 SRC モデル)を取り上げた。

まず，**図－１２**に RC 供試体(J07)の実験結果と武田モデルとの比較を示す。ここで，除荷剛性を決定するパラメータαは 0.4 としている。図より，耐力が低下し始める終局点までの領域について RC 部材の履歴復元力特性は武田モデルを用いてよく表現できるといえる。

同様に，複合構造供試体の J08 について、除荷剛性を α=0.35 として武田モデルと比較した結果を**図－１３**に示す。図から分かるように，複合構造供試体に対してα=0.35 とすれば，耐力低下開始点までは武田モデルを用いて概ね評価できる。

以上より，本構造部材の履歴復元力特性は，武田モデルの除荷勾配を適切に与えることによりほぼ評価できるといえる。

4.2　JR 総研 SRC モデルとの比較

次に，本構造は RC と鋼管(S)の複合構造であり，SRC 構造と類似性があると考えられることから，JR 総研提案の SRC モデルとの比較も行った。一般に SRC 部材の履歴特性は，鉄骨の影響により負勾配域まで安定した紡錘型で，RC 部材との違いとして，第２・４象限において膨んだ形を示す。JR 総研 SRC モデルでは再載荷時に降伏点を目指し，変位０の点を越えるとこれまでの最大変形点を目指すようになっている。**図－１４**に J01, J08 供試体についてこのモデルと実験値の比較を示す。なお，除荷勾配は J01 供試体では 0.2，J08 供試体では 0.3 としている。**図**よりこのモデルでは第２・４象限において履歴特性を過大評価してしまうことがわかる。これは本構造が標準的な SRC 部材に比べ鋼材(S)の比率（約 0.1）が小さく，この領域の膨らみが SRC 部材に比べて小さいことによる。

以上の結果から，本構造部材の復元力特性は RC 部材と SRC 部材の中間的な性質をもつ。

5.　まとめ

本研究では，RC 巻き立て CFT 部材の特性に関する知見を得ることを目的として，９体の供試体について正負交番載荷実験を行い，以下の結果を得た。

1)RC 部材に鋼管部材を加えることにより，最大耐力が大きく増加する。

2)鋼管部材を等断面積の鉄筋に等価した複合部材の曲げ剛性，曲げ耐力は道示Ｖに示される手法により概ね評価できるが，終局変位は実験値を過小評価する傾向がある。

3)RC 部材，複合部材ともに帯鉄筋の配置間隔が部材の曲げ変形能力に及ぼす影響は大きく，エネルギー吸収能力，終局時塑性率とも向上する。

4)本複合部材の等価減衰定数は RC 部材と同等である。

5)本複合部材の履歴復元力特性は RC と SRC の中間的な性質をもつが，その評価には武田モデルを用いてもさし支えない。

【謝　辞】

本研究の実験を行うに当たり，当時九州大学の学生であった横河ブリッジ 楠田広和氏，冨士ﾋﾟｰ・ｴｽ 熊屋厚希氏には多大なる尽力をいただいた。ここに記して感謝の意を表する。

【参考文献】

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編，1996.12

2) 山花・大塚・谷野・布下：合成アーチ橋の地震時動特性と耐震設計法に関する研究，錢高組技報 No.27, 2002

3) 建設省土木研究所，他：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書，1999.10

4) 村田，他：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-47，235-251，1999.4