

論文 3次元 FEM モデルを用いた CFT 柱における鋼管の局部座屈解析

内藤 英樹^{*1}・松本 大輔^{*2}・秋山 充良^{*3}・鈴木 基行^{*4}

要旨：正負交番荷重を受ける CFT 柱では、鋼管の局部座屈後に鋼管のはらみ出しが進展することで座屈部周辺に亀裂が生じる。そこで、本研究では、角形断面の CFT 柱を対象として、3次元 FEM モデルによる鋼管の局部座屈解析を行った。そして、1)CFT 柱では鋼管のはらみ出しが進展することで座屈部のひずみ履歴にある変化点が見出せること、2)この点を終局とすれば鋼管の亀裂発生に対して安全側の靱性能評価が可能になること、を示した。

キーワード：コンクリート充填鋼管(CFT)柱、鋼管の局部座屈、FEM 解析、靱性能評価

1. はじめに

コンクリート充填鋼管(CFT)柱では、コンクリートが鋼管内側への座屈変形を抑制するため、鋼管の局部座屈後も優れた耐荷力と靱性能を有する。このような CFT 柱の靱性能評価に関し、佐藤¹⁾は、最大荷重の 95%を維持する最大変位点(以下、95%耐力点)を終局とした角形および円形断面の CFT 柱の靱性能評価式を提示している。一方で、村田ら²⁾は、90%耐力点を終局とした円形断面の CFT 柱の靱性能評価式を提案している。これに対して、鋼管の局部座屈挙動に着目した終局点を定めることができれば、鋼管の座屈性状を考慮した角形および円形断面の CFT 柱の統一的な靱性能評価が可能になる。

正負交番荷重を受ける CFT 柱では、鋼管の局部座屈挙動に着目することで、1)局部座屈が生じる点、2)鋼管のはらみ出しにより座屈部周辺に亀裂が生じる点、の損傷状況を見出すことができる²⁾。そこで、本研究では、角形断面の CFT 柱を対象として、FEM モデルを用いた鋼管の局部座屈解析を行い、上記 2)の亀裂発生に対して安全側の評価となる終局点を別途定める。そして、既往の CFT 柱の正負交番荷重実験と FEM 解析との比較により、提案する終局点の妥当性を検討する。

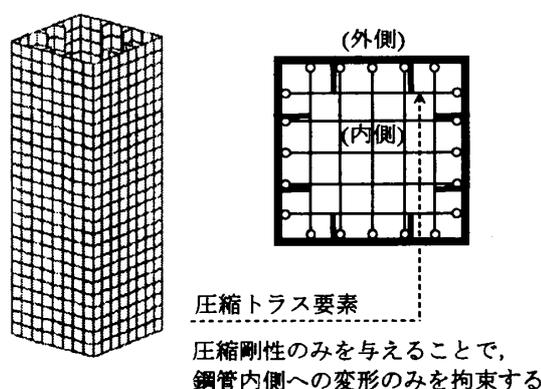


図-1 CFT 鋼管の座屈解析モデル

2. FEM モデルによる鋼管の局部座屈解析

2.1 FEM モデルの概要

著者ら³⁾は、SRC 柱における H 形鋼の局部座屈に着目し、3次元 FEM 解析を行うことで正負交番荷重実験での H 形鋼の座屈発生時変位やその座屈性状が妥当に再現できることを確認した。本研究では、鋼管の局部座屈性状と CFT 柱の靱性能の評価にのみ着目するため、参考文献 3)で提示した解析モデルを参考に、CFT 柱における鋼管を図-1 でモデル化する(以下、CFT 鋼管)。解析は FEM 解析プログラム MARC を用いた有限変位解析とし、鋼管をシェル要素でモデル化した。図-1 に示すように、要素寸法は断面幅の

*1 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻助手 修(工) (正会員)

*2 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻

*3 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻助教授 博(工) (正会員)

*4 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻教授 工博 (正会員)

表-1 供試体諸元

		せん断ス パン(mm)	断面寸法 (mm)	鋼管厚 (mm)	幅厚比	軸力比 ^{※1}	補剛材の 有無
崎野ら ⁵⁾	CIIS3-2	300	100×100	2.17	46	0.18	なし
	CIIS3-2			2.96	34	0.19	〃
	CIVS3-2			4.21	24	0.19	〃
	CIIS3-3			2.17	46	0.29	〃
	CIIS3-3			2.96	34	0.28	〃
	CIVS3-3			4.21	24	0.28	〃
	CIIS3-4			2.17	46	0.37	〃
	CIIS3-4			2.96	34	0.37	〃
	CIVS3-4			4.21	24	0.38	〃
	CIIS3-5			2.17	46	0.46	〃
	CIIS3-5			2.96	34	0.46	〃
	CIVS3-5			4.21	24	0.47	〃
岩佐ら ⁶⁾	S-1	840	280×280	6.0	47	0.20	〃
	S-2					0.20	あり ^{※2}

※1 軸力比：作用軸力/(コンクリート断面の降伏軸力+鋼管断面の降伏軸力)

※2 S-2 供試体では鋼管内部に縦リブとして厚さ3mm、幅32mmの鋼板を各面に2枚配置している⁶⁾。

1/8とし(全体で800要素程度)、柱基部の境界条件は固定とした。コンクリートの効果は、鋼管内部に圧縮剛性のみを与えたトラス要素(以下、圧縮トラス要素)を配置することで考慮し、これにより鋼管内側への座屈変形を抑制する。圧縮トラス要素では、圧縮側にコンクリートの弾性係数を与え、引張は無視した。また、鋼管内部に補剛材を設置する場合には、図-1に示すように補剛材をシェル要素でモデル化し、面外変形を拘束する³⁾。

鋼材の応力-ひずみ関係は移動硬化則を用いたバイリニアモデルとし、降伏後剛性は初期剛性の1/100を仮定した。なお、佐藤ら⁴⁾は、軸力と曲げを受ける円形断面のCFT柱を対象として、鋼管とコンクリートの分担力に関する実験的研究を行っている。参考文献4)を参照する限りでは、部材降伏後に鋼管が負担する軸力の分担力は、軸力のみを与えた場合の分担力と概ね等しいことが示されている。そこで、一定軸力下でのCFT鋼管の局部座屈挙動を検討する本研究では、予め軸力のみを載荷した弾性計算を行い、局部座屈後も鋼管とコンクリートの分担力は変化しないとの仮定を設けた。なお、軸方向に対

表-2 局部座屈発生時変位の比較

		降伏 変位 δ_y (mm)	FEM 解析 (mm)	実験 結果 (mm)
崎野ら ⁵⁾	CIIS3-2	1.0	2.0	3.0
	CIIS3-2	1.0	3.0	3.0
	CIVS3-2	1.0	3.0	4.5
	CIIS3-3	1.0	2.0	1.5
	CIIS3-3	1.0	2.0	1.5
	CIVS3-3	1.0	3.0	2.4
	CIIS3-4	1.0	2.0	1.5
	CIIS3-4	1.0	2.0	1.5
	CIVS3-4	1.0	2.0	3.0
	CIIS3-5	1.0	2.0	1.5
	CIIS3-5	1.0	2.0	1.5
	CIVS3-5	1.0	2.0	1.5
岩佐ら ⁶⁾	S-1	4.8	9.6	9.6
	S-2	4.8	24.0	34.4

してはコンクリートをモデル化せず、コンクリートの曲げ圧縮力により鋼管に生じる断面力の影響は無視した。

2.2 解析モデルの妥当性の検討

既往のCFT柱の正負交番載荷実験との比較を行うことで、図-1のFEMモデルの妥当性を検

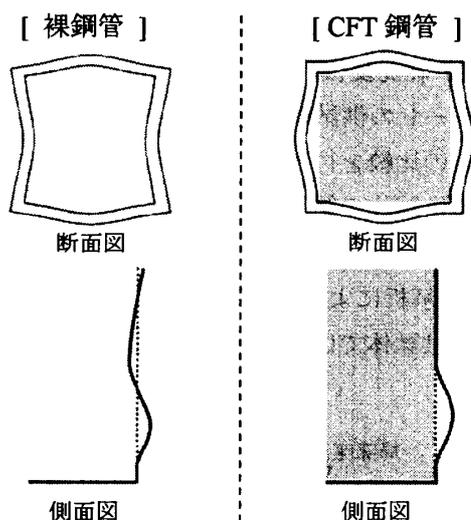


図-2 CFT 鋼管における局部座屈性状

討する。解析対象は、実験報告に鋼管の局部座屈発生点が明記されている 14 体の供試体とした。これらの供試体諸元を表-1 に示す。解析における荷重パターンは、実験概要を参考に、降伏変位 δ_y を基準として、崎野ら⁵⁾の供試体では 3 回、岩佐ら⁶⁾の供試体では 1 回の交番荷重とした。なお、これらの供試体では鋼管が荷重治具に接合されているため、柱の変形は躯体変形のみを考慮した。

実験結果と FEM 解析による座屈発生時変位の比較を表-2 に示す。なお、FEM 解析における鋼管の局部座屈発生点は、鋼管内側と外側のひずみが分岐する荷重ステップとした。これらの比較において、補剛材を設置した S-2 供試体では実験結果を過小評価したが、その他の供試体では $1\delta_y$ 程度の誤差で座屈発生時変位を評価することができた。また、参考文献 6) の岩佐らの供試体では、鋼管のはらみ出し変位が最も大きくなる点(以下、座屈頂部)の柱基部からの高さが報告されており、S-1 供試体では正側・負側ともに約 80mm、S-2 供試体では正側で約 150 mm(負側で約 70mm)となった。これに対して、FEM 解析により得られた座屈頂部の位置は、正側・負側ともに S-1 供試体では 87mm、S-2 供試体では 105mm となった。このように、実験結果と解析結果の座屈発生時変位や鋼管の座屈頂部の位置

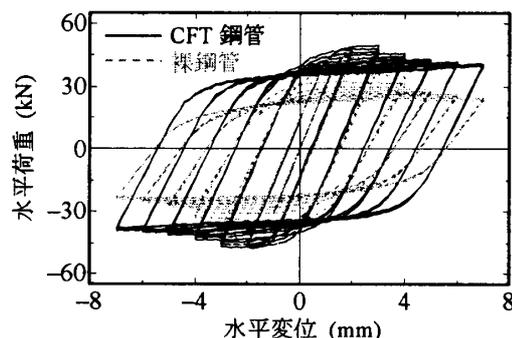


図-3 CFT 鋼管の荷重-変位関係

が概ね一致することから、図-1 に示す簡易な解析モデルでも CFT 鋼管の局部座屈性状が評価できることが確認された。なお、崎野らの実験報告 5) では、荷重-変位関係における座屈発生点は明記されているが、鋼管の局部座屈性状や CFT 柱の損傷状況に関する詳細な記述はない。

3. 鋼管の局部座屈挙動に着目した終局点の設定

3.1 局部座屈後における鋼管の座屈性状

表-1 の正負交番荷重実験との比較により、FEM モデルの妥当性を確認した。そこで、図-1 の CFT 鋼管の解析と圧縮トラス要素を除いた場合(以下、裸鋼管)の解析を比較することで、コンクリートの有無が局部座屈後の鋼管の座屈性状や CFT 柱の靱性能に及ぼす影響を検討する。

解析対象は、表-1 に示す崎野ら⁵⁾の CIIS3-2 供試体とする。CFT 鋼管では、鋼管内部に圧縮トラス要素が配置されることで、局部座屈後においても図-2 の局部座屈性状となった。さらに、図-3 の荷重-変位関係に示すように、CFT 柱では、鋼管の局部座屈後も優れた塑性変形能を有しており、これを評価する際には、図-1 の圧縮トラス要素などによる鋼管の座屈変形を抑制したモデル化が必要であることが示された。以下では、FEM 解析の結果に対し、局部座屈後の塑性変形能に期待した終局点を設定する。

3.2 終局点の設定

図-1 の FEM 解析により得られる CFT 鋼管の内側と外側のひずみ履歴を図-4 に示す。鋼管の局部座屈後は、座屈頂部でののはらみ出し変位 δ_{def}

により鋼管内側と外側のひずみに差が生じる。FEM 解析の結果により、はらみ出し変位 δ_{def} が大きくなることで座屈頂部での鋼管外側のひずみ履歴に変化点を見出すことができた。除荷・再載荷により鋼管の外側に生じるひずみの増分量 (以下、ひずみ振幅) $\Delta\varepsilon_{out}$ は、CFT 柱が水平荷重を受けることで生じる圧縮ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_{ben}$ と鋼管のはらみ出しによる板の曲げ引張ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_{buc}$ の和で表される。図-4 に示すように、局部座屈後の交番載荷に伴い鋼管のはらみ出し変位 δ_{def} が大きくなることで $\Delta\varepsilon_{buc}$ が $\Delta\varepsilon_{ben}$ を上回る点が存在する。このとき、図-4 に示される鋼管内側と外側のひずみ履歴は位相が逆転する。

異なる供試体諸元に対して、図-4 のひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_{out}$ の変化点が鋼管の亀裂発生よりも安全側の評価を与えることが確認できれば、この点を亀裂発生の前段階である終局点として設定することができる。そこで、以下では、ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_{out}$ の変化点を終局とした FEM 解析の結果と CFT 柱の正負交番載荷実験の結果とを比較することで、この終局点の設定が鋼管の亀裂発生に対して安全側の評価となることを確認する。

3.3 既往の正負交番載荷実験との比較

(1) 終局変位の算定

表-1 の供試体に対して、FEM 解析と実験結果との比較を行った。一例として、軸力比 0.2 程度の供試体の結果を図-5 および図-6 に示す。これらの図は、実験結果の荷重-変位関係上に、FEM 解析による終局変位を示した。なお、崎野らの供試体ではいずれも亀裂は生じておらず⁵⁾、

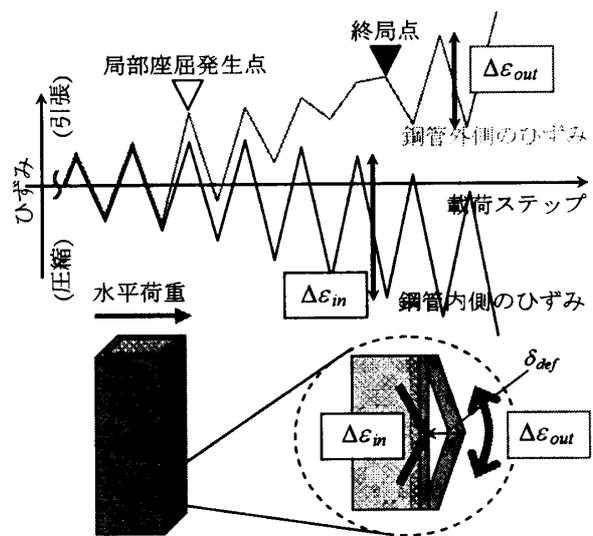


図-4 終局点の定義

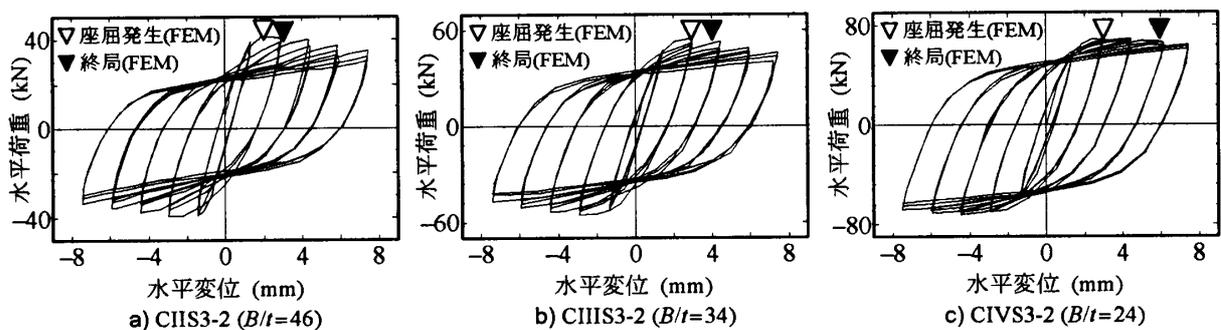


図-5 崎野ら⁵⁾の実験結果との比較

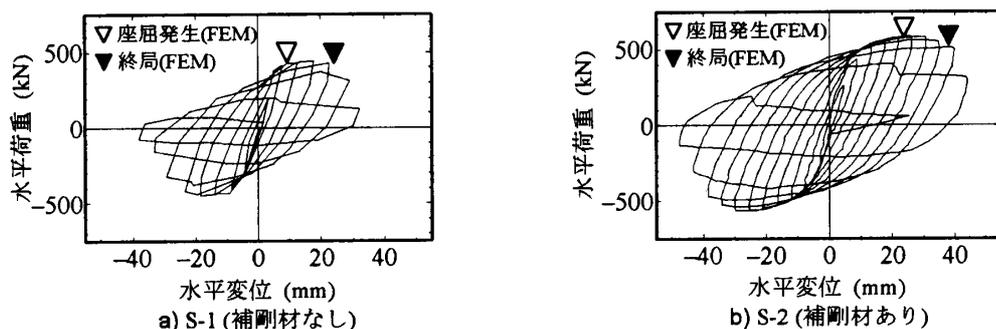


図-6 岩佐ら⁶⁾の実験結果との比較

表-3 終局点における鋼管の局部座屈性状

		終局変位 δ_u	はらみ出し変位 δ_{def}	座屈頂部での
		座屈発生時変位 δ_{buc}	断面幅 B	ひずみ振幅 $\Delta \epsilon_m$
崎野ら ⁵⁾	CIIS3-2	1.5	0.033	0.0106
	CIIS3-2	1.3	0.052	0.0195
	CIVS3-2	2.0	0.084	0.0360
	CIIS3-3	1.0	0.016	0.0197
	CIIS3-3	1.5	0.071	0.0271
	CIVS3-3	1.3	0.048	0.0309
	CIIS3-4	1.0	0.029	0.0228
	CIIS3-4	1.5	0.062	0.0167
	CIVS3-4	1.5	0.039	0.0219
	CIIS3-5	1.0	0.042	0.0259
	CIIS3-5	1.0	0.064	0.0128
	CIVS3-5	1.5	0.055	0.0279
岩佐ら ⁶⁾	S-1	2.5	0.088	0.0125
	S-2	1.6	0.102	0.0328

実験装置の制約により載荷を終了したものと推察される。鋼管の幅厚比をパラメータとした崎野らの実験結果では、幅厚比が小さくなるのに伴い CFT 柱の耐力低下は緩やかになった。これに対して、FEM 解析により得られる終局変位は、幅厚比が小さくなるのに伴い大きな終局変位を算定した。また、鋼管内部の補剛材の有無をパラメータとした岩佐らの実験結果でも、補剛材の設置により CFT 柱の靱性能が向上しており、FEM 解析も同様の結果となった。

図-5 および図-6 の実験結果では、図-4 の終局点よりも早期に鋼管の座屈頂部での亀裂は生じなかった。なお、図-6 の岩佐ら⁶⁾の実験結果では、この終局点の後に隅角部(溶接部)での亀裂が生じている。図-4 の終局点の設定は隅角部(溶接部)の亀裂発生に着目したものではないため、この箇所での亀裂発生に対する終局点の設定は今後の課題である。

FEM 解析による座屈発生時変位 δ_{buc} と終局変位 δ_u の比 δ_u/δ_{buc} を表-3 に示す。鋼管が薄い場合には、局部座屈後にはらみ出し変位 δ_{def} が急激に増加するため、崎野らの CIIS3 シリーズ(幅厚比 46)では CIIS3-2(軸力比 0.2)を除いて δ_u と δ_{buc} が等しくなった。一方で、鋼管が厚い場合には、座屈抵抗性の向上とともに座屈後も後座屈強度

が期待できるため、はらみ出し変位 δ_{def} の増加が緩やかとなる。このとき、水平荷重による鋼管の曲げ圧縮ひずみ $\Delta \epsilon_{ben}$ が大きくなり、図-4 の定義では大きな終局変位が算定される。このため、CIVS3 シリーズ(幅厚比 24)では δ_u/δ_{buc} が 1.3 ~ 2.0 となった。また、軸力比を増加させた場合には、局部座屈後のはらみ出し変位 δ_{def} の増加が顕著となるため、いずれの幅厚比の場合にも δ_u/δ_{buc} の値は小さくなった。

一方で、鋼管内部に補剛材を設置することで、座屈抵抗性や後座屈強度の向上が図れる。補剛材の有無をパラメータとした岩佐らの供試体では、補剛材の設置により δ_u/δ_{buc} の値が小さくなった。この供試体では、補剛材を 1 面に対して 2 箇所を設置することで局部座屈発生時変位の増加が顕著に表れたが、補剛材の設置間隔などの条件が異なる場合には、 δ_u/δ_{buc} の変化に関して別途検討が必要である。

次に、交番載荷の繰返し回数が終局変位に及ぼす影響を考察する。図-5 a) と図-6 a) に示す CIIS3-2 供試体と S-1 供試体は、せん断スパン比、軸力比、および鋼管の幅厚比が概ね等しく、CIIS3-2 供試体で 1 回、S-1 供試体で 3 回の交番載荷としている。これらの終局時の部材回転角(終局変位/せん断スパン)はそれぞれ 0.01 および

0.029 となり、両者の値が大きく異なった。表-3 に示す FEM 解析による終局時のはらみ出し変位 δ_{def} は、断面幅の 1/10 に達する供試体もあり、図-1 の FEM 解析では繰返し回数が鋼管の局部座屈の進展に影響を及ぼすものと考えられる。これに対して、既往の CFT 柱の靱性能評価では、佐藤¹⁾が 95%耐力点(角形・円形断面)、村田ら²⁾が 90%耐力点(円形断面)を終局としている。これらの終局点は、いずれも軸変位が急激に増加する点に着目しており、この終局変位以下であれば繰返し載荷による耐力低下は無視できるため、得られる終局変位は変化しない^{2),7)}。図-4 の定義では、繰返し回数により終局変位が異なることから、この終局点の設定は佐藤や村田らの手法よりも大きな塑性変形能を評価するものである。しかし、繰返し回数が 1 回の場合でも、図-4 の終局点が亀裂発生よりも安全側であれば、既往の評価手法よりも大きな塑性変形能を期待した CFT 柱の耐震設計が可能となる。そこで、FEM 解析の座屈頂部に生じるひずみ振幅と既往の低サイクル疲労評価式を比較することで、この終局点の妥当性を確認する。

(2) 座屈頂部の亀裂発生に対する安全性の確認

FEM 解析では、鋼管の座屈頂部に大きなひずみ振幅が生じた。表-2 に示す終局時の座屈頂部のひずみ振幅 $\Delta\epsilon_m$ は 0.01~0.036 であり、はらみ出し変位 δ_{def} が大きい CIVS3-2 供試体や S-2 供試体でひずみ振幅 $\Delta\epsilon_m$ は 0.035 程度となった。齋藤ら⁸⁾は、円形断面の CFT 柱の正負交番載荷実験において、鋼管の亀裂が発生する直前の載荷ステップでは、座屈頂部に生じるひずみ振幅が 0.1~0.2 程度に達することを報告している。また、齋藤ら⁸⁾が提案する鋼材の低サイクル疲労評価式では、ひずみ振幅 0.1 の繰返し載荷を受ける鋼材が疲労破壊に要する繰返し回数は 10 回程度となった。表-3 に示す終局時のひずみ振幅 $\Delta\epsilon_m$ は、これらの実験結果や評価式による亀裂発生時のひずみ振幅の 1/10~1/3 程度であり、14 体の供試体諸元に対して図-4 の終局点は鋼管の座屈部での亀裂発生よりも安全側となった。

4. まとめ

本研究では、角形断面の CFT 柱を対象として、3次元 FEM モデルによる鋼管の座屈解析を行った。そして、座屈後の鋼管のひずみ履歴に着目した終局点を設定し、既往の実験結果や低サイクル疲労評価式との比較より、この終局点が座屈頂点での亀裂発生よりも安全側になることを確認した。今後は、この終局点の設定を円形断面にも適用し、その妥当性を検討する。

参考文献

- 1) 佐藤孝典：充填鋼管コンクリート構造柱の変形性能評価式の提案，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19, No.2, pp.945-950, 1997.7
- 2) 村田清満，安藤真人，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の耐力と変形性能の評価，構造工学論文集，Vol.44A, pp.1555-1564, 1998.3
- 3) 内藤英樹，白濱永才，高田真人，鈴木基行：正負交番荷重を受ける SRC 柱で生じる H 形鋼の局部座屈性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.27, No.2, pp.1219-1224, 2005.6
- 4) 佐藤孝典，齊藤豊，鈴木計夫，遠藤博：鋼管コンクリート柱における鋼とコンクリートの分担力に関する実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16, No.2, pp.605-610, 1994.7
- 5) 崎野健治，富井政英：コンクリート充填角形鋼管柱の復元力特性に及ぼす鋼管幅厚比の影響，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.3, pp.305-308, 1981.7
- 6) 岩佐高吉，小林薫：コンクリート充填角形鋼管柱の変形挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26, No.2, pp.247-252, 2004.7
- 7) 上谷宏二，荒木慶一，西本信哉：繰返し曲げを受ける柱要素の軸ひずみの収束現象と発散現象，日本建築学会構造系論文集，No.494, pp.115-122, 1997.4
- 8) 齋藤智也，館石和雄：CFT 部材の鋼管のひずみ挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.3, pp.1045-1050, 2000.7