

論文 コンクリート充填角形鋼管柱の中心圧縮性状のモデル化

中原浩之*1・崎野健治*2・稲井栄一*3

要旨：1993年度から1997年度までの5年計画で実施されている日米共同耐震実験研究において、合計48体のコンクリート充填角形鋼管短柱（CFT柱）の中心圧縮実験が行われた。本研究は、日米共同研究の実験結果をもとに角形CFT短柱の中心圧縮性状のモデル化を行った。本論では日米共同研究のCFT短柱の中心圧縮実験結果だけでなく、同時に行われた中空鋼管短柱の中心圧縮実験結果および著者らが行った高強度コンクリートを用いた角形CFT短柱の中心圧縮実験結果についてもあわせて検討している。

キーワード：コンクリート充填角形鋼管柱、中心圧縮性状、日米共同耐震実験研究

1・はじめに

コンクリート充填鋼管構造（CFT構造）は1993年より開始されたハイブリッド構造に関する日米共同耐震実験研究における研究対象のひとつとなっている。日米共同研究の特徴は、高強度の鋼管およびコンクリートも含めて日本建築学会「コンクリート充填鋼管構造設計指針」¹⁾の適用範囲外でのCFT柱の構造性能を明らかにし、その実用化をはかろうとする点にある。この状況下で、日米共同研究の実験結果について適用できうるモデルを提案することは非常に有益な研究であると思われる。軸圧縮性状のモデル化に先立ち、著者らは既に文献2)において角形CFT短柱の中心圧縮耐力式を提案している。文献2)においては、以下の知見が得られている。

- 1) 鋼管の局部座屈の影響を考慮することにより、幅厚比が大きい試験体の耐力を良好に推定できる。
- 2) 一般化幅厚比の小さい鋼管を用いたコンクリート充填鋼管短柱の強度は累加強度よりも大きくなる可能性があるが、この原因はコンファインド効果ではなく、鋼管のひずみ硬化によるものである。
- 3) コンクリートの寸法効果の耐力に及ぼす影響が認められる。

本論では、中心圧縮耐力に関する以上の知見を

ふまえて、主として日米共同研究の実験結果をもとに角形CFT短柱の中心圧縮性状のモデルを構成する。

2・日米共同研究における中心圧縮実験概要

本論では日米共同研究の実験結果として1995年と1996年に日本建築学会大会で発表された文献3), 4)に公表されているものを用いて検討を行っている。

日米共同研究で行われた角形CFT短柱中心圧縮試験体48体と中空鋼管21体の実験結果一覧を表1に示す。実験変数は、充填コンクリートの強度 (σ_c : 25.4MPa ~ 91.1MPa)、鋼管の強度 (σ_y : 262MPa ~ 835MPa) および幅厚比 (D/t : 15.5 ~ 73.9) である。表1中のD, tは鋼管の幅と板厚, $\sqrt{\alpha}$ は一般化幅厚比, σ_y は鋼管の降伏強度, σ_c はコンクリートのシリンダー強度, Nuは最大耐力実験値, Noは単純累加耐力を示している。一般化幅厚比は幅厚比に鋼管の降伏強度をヤング係数で除した値の平方根を乗じたものであるが、本論においてヤング係数は全て一律に206GPaとしている。単純累加耐力の算定にあたっては、鋼管のコーナー部の曲率外半径が板厚の3倍であるとしてコンクリートおよび鋼管の面積を求めている。

試験体形状は高さが幅の3倍で、鋼管の製作法は冷間のプレスによる曲げ加工である。鋼管は2シームとし、鋼板を2つのコ形に曲げ加工して継ぎ目を付き合わせ溶接している。なお、鋼管の残留応力除去

*1 九州大学大学院工学研究科 大学院生 工修 (正会員)

*2 九州大学工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

*3 ハザマ技術研究所 工博 (正会員)

焼鈍は行っていない。日米共同研究で用いられた鋼管の降伏強度は、加工前の鋼板から切り出した1A号試験片の引張試験から得られた0.2% オフセット耐力とした。また、コンクリート強度試験用供試体は、 ϕ 100 × 200mm の軽量型枠により作成し封かん養生したもので、このシリンダーの圧縮試験から得られた値をコンクリート強度 (σ_b) とした。

3・高強度コンクリートを用いた角形CFT短柱の中心圧縮実験概要

日米共同研究の実験結果を基に定式化した軸圧縮性状のモデルを検証するために著者らが行った中心圧縮実験の結果を表2に示す。試験体はCFT柱が4体、中空鋼管柱が4体の合計8体である。試験体の形状、鋼管の製作法と鋼管の降伏強度、コンクリート強度については日米共同研究と同様な方法を用いている。この実験の特徴としては高強度コンクリート(119MPa)を用いた点が挙げられる。

4・提案モデルの構成

本論では角形CFT短柱の軸圧縮性状をモデル化する際、コンクリートと鋼管についてそれぞれ別々に平均的な応力-ひずみ関係を定式化している。これは、このモデルを用いて簡便に曲げ解析を行うことと、任意の強度の組み合わせと任意の幅厚比のCFT短柱の荷重-変形関係を算定できるモデルを構築することを意図したためである。以下に、提案モデルの構成を示す。

4・1 コンクリートの応力-ひずみ関係

本論では直線型横補強材により補強されたコンクリートの平均的な応力-ひずみ関係を良く評価できるとされている崎野・孫の提案式⁹⁾(以下、崎野・孫式と呼ぶ)を基本として応力-ひずみ関係を評価する。

図1に本論で提案する応力-ひずみ関係を試験体CR4-A-4-1を用いて例示する。図の実線が本論で用いたコンクリートの応力-ひずみ関係である。点線は崎野・孫式を用いて、この試験体の鋼管が全て横拘束材となると仮定したコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係(充填コンクリートのみを圧縮した場合に相当する)で、一点鎖線は崎野・孫式を用いて求めたプレインコンクリートの応力-ひずみ関係を示した

表1 中心圧縮実験の結果(日米共研)

名称	D(mm)	t(mm)	\sqrt{a}	σ_{sy} (MPa)	σ_{cB} (MPa)	Nu(kN)	Nu/No
CR4-A-2	148	4.38	1.21	262	25.4	1153	1.02
CR4-A-4-1	148	4.38	1.21	262	40.5	1414	0.99
CR4-A-4-2	148	4.38	1.21	262	40.5	1402	0.99
CR4-A-8	148	4.38	1.21	262	77.0	2108	0.99
CR4-C-2	215	4.38	1.75	262	25.4	1777	0.88
CR4-C-4-1	215	4.38	1.75	262	41.1	2424	0.90
CR4-C-4-2	215	4.38	1.75	262	41.1	2393	0.89
CR4-C-8	215	4.38	1.75	262	80.3	3837	0.88
CR4-D-2	323	4.38	2.63	262	25.4	3367	0.85
CR4-D-4-1	323	4.38	2.63	262	41.1	4950	0.90
CR4-D-4-2	323	4.38	2.63	262	41.1	4830	0.88
CR4-D-8	324	4.38	2.63	262	80.3	7481	0.80
CR6-A-2	144	6.36	1.24	618	25.4	2572	1.03
CR6-A-4-1	144	6.36	1.24	618	40.5	2808	1.02
CR6-A-4-2	144	6.36	1.24	618	40.5	2765	1.01
CR6-A-8	144	6.36	1.24	618	77.0	3399	1.01
CR6-C-2	211	6.36	1.82	618	25.4	3920	0.96
CR6-C-4-1	211	6.36	1.82	618	40.5	4428	0.94
CR6-C-4-2	211	6.36	1.82	618	40.5	4484	0.96
CR6-C-8	211	6.36	1.81	618	77.0	5758	0.94
CR6-D-2	319	6.36	2.75	618	25.4	6320	0.88
CR6-D-4-1	319	6.36	2.74	618	41.1	7780	0.90
CR6-D-4-2	318	6.36	2.74	618	41.1	7473	0.87
CR6-D-8	319	6.36	2.74	618	85.1	10357	0.81
CR8-A-2	120	6.47	1.18	835	25.4	2819	1.09
CR8-A-4-1	120	6.47	1.18	835	40.5	2957	1.07
CR8-A-4-2	120	6.47	1.18	835	40.5	2961	1.07
CR8-A-8	119	6.47	1.17	835	77.0	3318	1.05
CR8-C-2	175	6.47	1.72	835	25.4	4210	1.01
CR8-C-4-1	175	6.47	1.72	835	40.5	4493	0.99
CR8-C-4-2	175	6.47	1.72	835	40.5	4542	1.00
CR8-C-8	175	6.47	1.72	835	77.0	5366	0.98
CR8-D-2	265	6.47	2.61	835	25.4	6546	0.93
CR8-D-4-1	264	6.47	2.60	835	41.1	7117	0.89
CR8-D-4-2	265	6.47	2.60	835	41.1	7172	0.89
CR8-D-8	265	6.47	2.61	835	80.3	8990	0.85
CR4-A-4-3	210	5.48	1.45	294	39.1	3184	1.13
CR4-A-9	211	5.48	1.45	294	91.1	4775	0.97
CR4-C-4-3	210	4.5	1.71	277	39.1	2714	1.05
CR4-C-9	211	4.5	1.72	277	91.1	4372	0.93
CR6-A-4-3	211	8.83	1.22	536	39.1	5900	1.16
CR6-A-9	211	8.83	1.22	536	91.1	7010	1.00
CR6-C-4-3	204	5.95	1.76	540	39.1	4027	1.03
CR6-C-9	204	5.95	1.76	540	91.1	5305	0.91
CR8-A-4-3	180	9.45	1.21	825	39.1	6805	1.13
CR8-A-9	180	9.45	1.21	825	91.1	7405	1.01
CR8-C-4-3	180	6.6	1.72	824	39.1	5030	1.07
CR8-C-9	180	6.6	1.72	824	91.1	5875	0.96
CR4-A-0	149	4.38	1.21	262	0.0	730	1.14
CR4-C-0	215	4.38	1.75	262	0.0	817	0.87
CR4-D-0	323	4.38	2.63	262	0.0	864	0.60
CR6-A-0	144	6.36	1.24	618	0.0	2168	1.05
CR6-C-0	211	6.36	1.82	618	0.0	2955	0.95
CR6-D-0	318	6.36	2.74	618	0.0	3207	0.67
CR8-A-0	120	6.47	1.18	835	0.0	2505	1.09
CR8-C-0	175	6.47	1.72	835	0.0	3339	0.96
CR8-D-0	265	6.47	2.60	835	0.0	3610	0.67
CR4-A-0-2	211	5.84	1.37	294	0.0	1504	1.10
CR4-C-0-2	211	4.5	1.72	277	0.0	955	0.95
CR6-A-0-2	210	8.83	1.21	536	0.0	4300	1.18
CR6-C-0-2	204	5.95	1.76	540	0.0	2300	0.93
CR8-A-0-2	180	9.45	1.21	825	0.0	5535	1.11
CR8-C-0-2	180	6.6	1.73	824	0.0	3507	0.97
CR4-A-0-2'	137	5.84	0.89	294	0.0	1111	1.30
CR4-C-0-2'	100	4.5	0.82	277	0.0	594	1.31
CR6-A-0-2'	150	8.83	0.87	536	0.0	3380	1.36
CR6-C-0-2'	102	5.95	0.88	540	0.0	1647	1.43
CR8-A-0-2'	155	9.45	1.04	825	0.0	4745	1.12
CR8-C-0-2'	102	6.6	0.98	824	0.0	2195	1.14

表2 中心圧縮実験の結果(著者データ)

名称	D(mm)	t(mm)	\sqrt{a}	σ_{sy} (MPa)	σ_{cB} (MPa)	Nu(kN)	Nu/No
CR4-6-10	200	6.16	1.26	310	119	4695	0.84
CR4-3-10	200	3.17	2.45	310	119	3899	0.75
CR8-6-10	200	6.39	1.93	781	119	6645	0.84
CR8-3-10	200	3.09	3.99	781	119	4910	0.78
CR4-6-0	200	6.16	1.26	310	0	1576	1.10
CR4-3-0	200	3.17	2.45	310	0	572	0.75
CR8-6-0	200	6.39	1.93	781	0	3490	0.94
CR8-3-0	200	3.09	3.99	781	0	841	0.45

ものである。

提案モデルにおいては、鋼管の拘束効果によるコンクリートの強度上昇がないと仮定しているが、鋼管内の充填コンクリートは最大強度を発揮した後プレインコンクリートの挙動（図中一点鎖線）のように脆性的ではないと考えられるため、最大強度後の挙動については鋼管による拘束効果を考慮する形とし、そのとき鋼管の全断面がコンクリートの拘束のみに寄与するとした値を用いている。コンクリートの応力-ひずみ関係を式(1)に示す。式(1)には崎野・孫式と提案式との違い(変更点)を具体的に示している。本論で提案する応力-ひずみ関係の式において変化させた点は、基本となる崎野・孫式の変数及び定数である X, Y, A を決定するコンファインドコンクリートの強度および強度時ひずみをプレインコンクリートのそれに置き換えた所にある。他の変更点としては、横方向の補強に用いる鋼材強度の上限値(686MPa)を撤廃した点と、コンクリートの負担軸応力の最小値を文献6)で示されている値を用いて新たに設定した点が挙げられる。また、プレインコンクリートの強度には寸法効果の影響を取り入れている。寸法効果に関しては円形供試体を用いた米国開拓局⁷⁾の評価法を用いている。但し試験体の断面は正方形なので面積が等しい円形断面に置き換えて適用した。寸法効果の補正項に関する詳細については、文献2)を参照されたい。

崎野・孫式において横補強材強度の上限値はコンファインドコンクリートの最大耐力時に高強度横補強材が降伏強度に達していないことを勘案して設定されているものなので、提案式においては、これを撤廃した。

4・2 鋼管の応力-ひずみ関係

日米共同研究の試験体に使用されている中空鋼管の耐力を図2に示す。この図の縦軸は実験結果を鋼管の降伏強度に鋼管の断面積を乗じた値で除したもの(以下、耐力比と書いて記号 S で示す)で、横軸は一般化幅厚比である。図2には中空鋼管の耐力の回帰線と、CFT柱の鋼管の耐力を鋼管の座屈モードの違いを考慮して中空鋼管の耐力回帰線から導き出した耐力推定曲線を示している。これらの耐力はそれぞれ式(2)、式(3)で算定される²⁾。

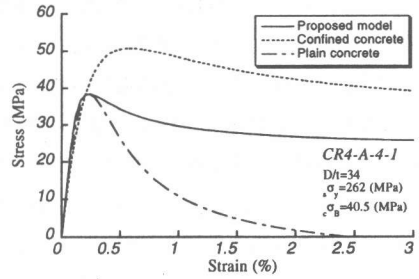


図1 コンクリートの応力-ひずみ関係

$$Y = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad \dots (1)$$

ORIGINAL - PROPOSED

$$X = \epsilon_c \epsilon / \epsilon_{c0} \quad - \quad X = \epsilon_c \epsilon / \epsilon_c$$

$$Y = \sigma_c / \sigma_{cB} \quad - \quad Y = \sigma_c / \sigma_p, Y \geq 0.3$$

$$A = \epsilon_c E_c \epsilon_{c0} / \sigma_{cB} \quad - \quad A = \epsilon_c E_c \epsilon_c / \sigma_p$$

$$D = \alpha + \beta \sigma_p + \gamma (\sigma_{re})^{1/2}$$

$$\epsilon_c E = (6.90 + 3.32 \sqrt{\sigma_p}) \times 10^3$$

$$\epsilon_{c0} = 0.94 (\sigma_p)^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1.50, \beta = -17.1 \times 10^{-3}, \gamma = 2.39$$

$$\sigma_{re} = \frac{1}{2} \rho_b \sigma_y \left(\frac{t}{b} \right)$$

$$\sigma_p = \sigma_{cB} \times \phi$$

記号

b : 鋼管の内幅 t : 鋼管の板厚

ϵ_{c0} : コンファインドコンクリートの強度時ひずみ

σ_{cB} : コンクリートのシリンダー強度

σ_{cB} : コンファインドコンクリートの強度

σ_y : 鋼管の降伏強度

ρ_b : 鋼管の体積比 ϕ : 寸法効果補正係数

$$S = 1 / (0.698 + 0.128\alpha) \quad \dots (2)$$

$$S = 1 / \left(0.698 + 0.128\alpha \times \frac{4.00}{6.97} \right) \quad \dots (3)$$

図2には日米共同研究の実験結果(○)と共に著者らが行った中空鋼管の軸耐力(■)も示してある。日米共同研究の実験結果の回帰線と著者らが行った実験結果との対応は良好である。

提案モデルにおけるCFT柱の鋼管の最大軸応力としては、幅厚比の小さい鋼管のひずみ硬化による耐力上昇量は図2に示す式(2)を用いて求め、幅厚比の大きい鋼管の局部座屈による耐力低下量は式(3)を用いて算定することとした。中程度の幅厚比の鋼管の耐力は降伏強度と等しいとしてい

る。つまり、鋼管の一般化幅厚比（図2の横軸）に関する領域を、鋼管のひずみ硬化の影響がある領域（Area-1）、局部座屈による耐力低下が認められる領域（Area-3）、その間に存在する領域（Area-2）の3種類に区分している。それぞれの領域に属する鋼管の応力-ひずみ関係のモデルを図3に示す。図3に示す ε_E は鋼管の弾性限界ひずみ、 ε_B は鋼管の圧縮耐力時のひずみ、 ε_T 、 σ_T は鋼管の負担軸力が安定するひずみとその応力を示している。

鋼管の圧縮耐力時のひずみ（ ε_B ）を決定するために、中空鋼管の圧縮耐力時ひずみと降伏ひずみの比を縦軸に取り、 $1/\alpha$ （ α は一般化幅厚比の2乗）の値を横軸に取ったものを図4に示す。同図には実験結果と共に、以下に示す式（4）で与えられる回帰線を示している。

$$\frac{\varepsilon_B}{\varepsilon_y} = 6.06 \frac{1}{\alpha^2} - 0.801 \frac{1}{\alpha} + 1.10 \quad \dots (4)$$

（Area-1）においては耐力時ひずみの算定に式（4）を用いる。その他のものは最大応力をヤング係数で除した値を耐力時ひずみとした。

鋼管は最大耐力を発揮した後、局部座屈を起こしたり、内部コンクリートの膨張に伴う引張応力を受けるため鋼管の負担軸力は減少する。一方、変形が進むと鋼管とコンクリートの相互拘束効果によって充填鋼管の耐力はある一定値に安定することが実験結果より観測された。一定値に安定する軸ひずみ（ ε_T ）を決定するために、実験の荷重-変形関係における安定条件を図5において定義する。図5は典型的な角形CFT柱の荷重-変形関係のモデルであるが、まず始めに全ての実験結果を4%まででうち切りこれを100分割することで実験結果をモデル化した。つまり、等しい間隔のひずみ（0.04%）に分割して、このひずみに対応する耐力を実験結果から直線補間で求めて100区分線形モデルに置換した。このモデル化した実験結果において、図に示すように最大耐力以後の各区分における剛性を求める。次に、この剛性（EA2）が一つ手前の剛性（EA1）より大きいことと、この絶対値が初期剛性（EA）の2%以下になることを条件としてこれに該当するひずみを安定値とした。得られた ε_T より $(\varepsilon_T - \varepsilon_B) / \varepsilon_E$ の値を求め、ヒストグラムにして示すと図6の様になる。図6に示す試験体数は42体であるが、これは実験結果が軸ひずみ4%以内に、上記の条件を満足しなかった試験体と、 $\varepsilon_T < \varepsilon_B$ となる試験体を取り除いた為で

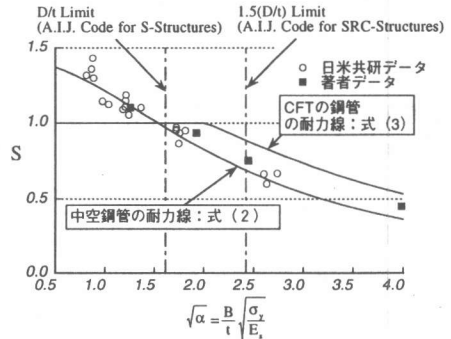


図2 中空鋼管の軸耐力

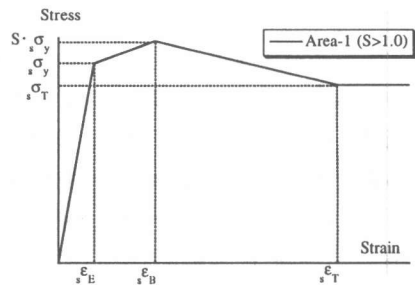


図3 (a) 鋼管の応力-ひずみ関係 (Area1)

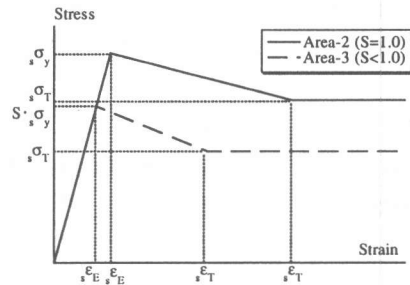


図3 (b) 鋼管の応力-ひずみ関係 (Area2-3)

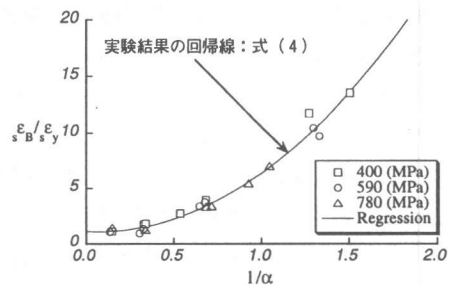


図4 中空鋼管の耐力時ひずみ

ある。図6に示すデータに関しては実験の各種パラメータとの相関を特定出来なかったため、平均値を用いて式(5)の様に表示す。

$$\frac{(\varepsilon_T - \varepsilon_B)}{\varepsilon_E} = 3.59 \quad \dots (5)$$

この式における ε_B および ε_T は先に示した領域ごとに異なった値を用いるが、これらを一覧できるよう、表3に纏めている。

領域	S	seB	seE
Area-1	式(2)	式(4)	sey
Area-2	S=1.0	sey	sey
Area-3	式(3)	S·sey	S·sey

一定値を維持するとして鋼管の負担軸力の値は、先に提案したコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて計算した軸ひずみが ε_T 時のコンクリートの負担軸力を、実験結果から差し引くことにより求めた。この様にして求めた鋼管の負担軸力を(σ_T)を(σ_y)で除したものを縦軸に取り、横軸に一般化幅厚比をとって図7に示す。図には実験結果の回帰線を示しており、以下の式(6)で表される。

$$\frac{\sigma_T}{\sigma_y} = 1.19 - 0.207\sqrt{\alpha} \quad \dots (6)$$

図7にはCFT柱の ε_T 時の軸負担力と共に中空鋼管の ε_T 時の軸力も示しており、CFT柱の鋼管と中空鋼管の靱性能の比較ができる。

5・実験結果とモデルとの比較

実験結果と提案モデルの比較を図8に示す。

図8には実験値を太実線で、モデルを細実線で示し、鋼管の負担軸力を一点鎖線で、コンクリートの負担軸力を点線で示している。この図の縦軸は、軸力を単純累加耐力で除した値で、横軸は材長間の平均軸ひずみである。

図8(a),(b)には日米共同研究において行われた実験結果と提案モデルとの比較を示している。(a)は一般的に用いられている強度材料の組み合わせ(鋼管:400MPa級鋼,コンクリート:40MPa)の実験結果を,(b)には高強度材料の組み合わせ(鋼管:780MPa級鋼,コンクリート:80MPa)の実験結果を、幅厚比ごとに示して

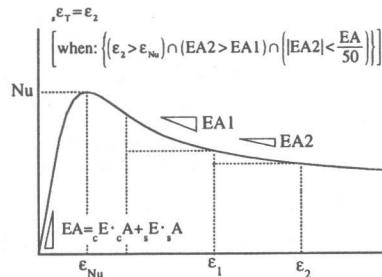


図5 安定条件の定義

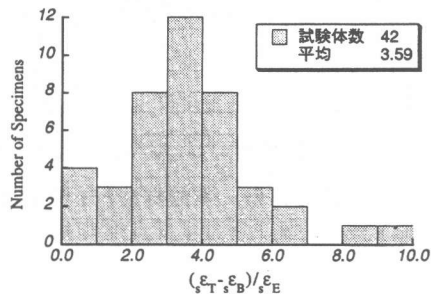


図6 seTの分布状況

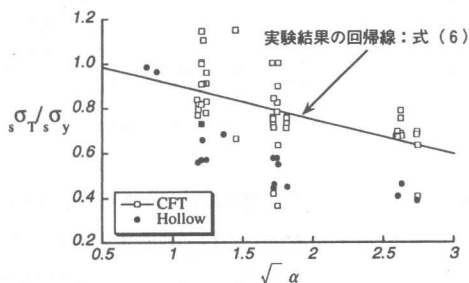


図7 sσTの分布状況

いる。日米共同研究のデータに関して、提案モデルは耐力および変形性能を精度良く評価できていると思われる。

図8(c)には著者らが行った高強度コンクリートを用いた角形CFT短柱の実験結果と提案モデルの比較を示している。モデルは耐力を過大に評価しており、また変形性能も十分に評価できているとは言えない。図8(c)中の試験体:CR4-6-10,CR4-3-10は材料強度のバランス(鋼管:400MPa級鋼,コンクリート:119MPa)が悪く、このような試験体に関しては、内部コンクリートの膨張を鋼管が十分に拘束できない影響を取り入れる必要があることを示唆していると思わ

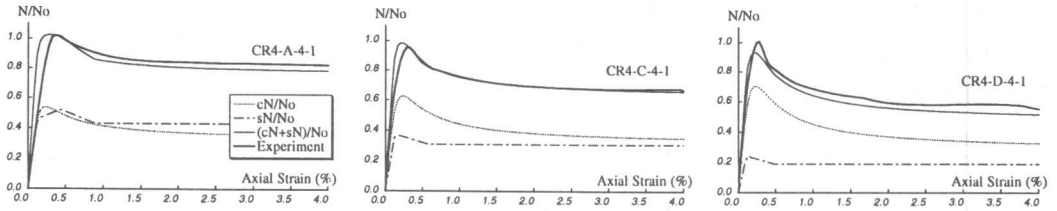


図8 (a) 実験結果とモデルとの比較 (日米共研データ : CR4-A,C,D-4-1)

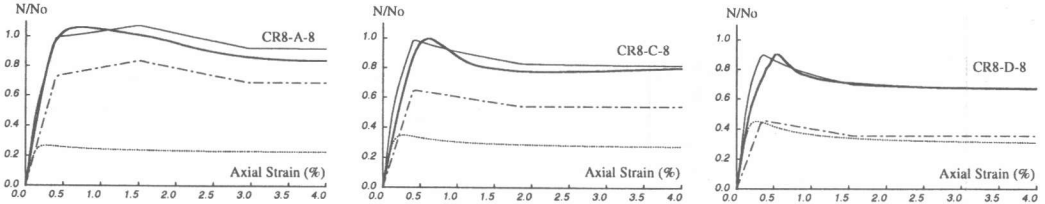


図8 (b) 実験結果とモデルとの比較 (日米共研データ : CR8-A,C,D-8)

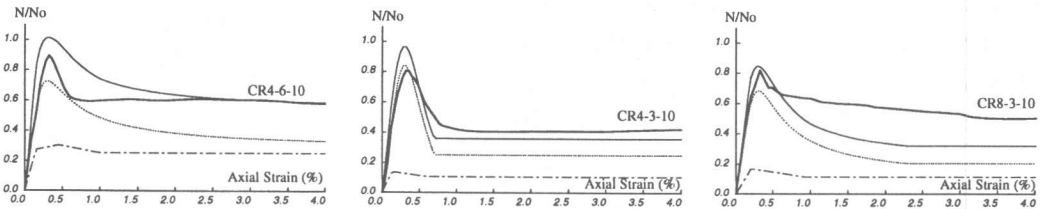


図8 (c) 実験結果とモデルとの比較 (著者データ)

れる。また、試験体:CR8-3-10は一般化幅厚比が最も大きく、日米共同研究が行われた実験範囲を大きく超えている(図2参照)。一連の中空鋼管の軸圧縮性状を観測すると、通常、一般化幅厚比が大きい程、耐力低下が激しい靱性の欠けた挙動を示す。しかし、試験体CR8-3-10に用いた鋼管のように一般化幅厚比が非常に大きくなると、軸耐力が降伏強度のおよそ半分にも達することなく座屈により強度低下を起こすが、その後の耐力低下はそれほど顕著には観測されなかった。おそらく、中空鋼管試験体CR8-3-0の以上ような性状を考慮に入れば、モデルと実験との対応は良くなると考えられる。

6・まとめ

本論では、日米共同研究の実験結果を基に構成したコンクリート充填角形鋼管短柱の中心圧縮性状モデルについて述べた。本論で提案したモデルは材料強度、鋼管の幅厚比に関わらず実験結果を精度よく

予測できる。しかしながら、高強度コンクリート($\sigma_b > 100\text{MPa}$)を用いた試験体に関しては耐力を過大に評価する傾向があることなど、材料強度のバランスが悪いものに関する対応が十分ではないことが示された。これら点の改良法は今後の研究課題である。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計指針 1997
- 2) 中原浩之，稲井栄一，崎野健治：コンクリート充填角形鋼管短柱の中心圧縮耐力 日本建築学会構造工学論文集 Vol.44B, pp.167-174 1998.3
- 3) 向井昭義，他：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究 (CFT-1)～(CFT-2) 日本建築学会大会 pp.735-738 1995.8
- 4) 向井昭義，他：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究 (CFT-9)～(CFT-10) 日本建築学会大会 pp.1023-1026 1996.9
- 5) 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係 日本建築学会構造系論文集 第461号, pp.95-104, 1994.7
- 6) Shamim A. Sheikh, S. M. Uzumeri : Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, ASCE, VOL.108, No. ST12, pp.2703-2722, Dec. 1982
- 7) R.F. Blanks, C.C. McNamara : Mass Concrete Tests in Large Cylinders, ACI Journal, Procs. Vol.31, pp.280-303, Jan.-Feb. 1935