

変動軸力を受ける CFT 部材の変形性能とエネルギー吸収性能
Deformation Capacity and Energy Dissipation Performance for CFT Members
under Varying Axial Force

土井 希祐* 稲田 輝巳** 村山 双美**
Mareyasu DOI Terumi INADA Fumi MURAYAMA

ABSTRACT A reversed cyclic loading test on concrete filled steel tube (CFT) beam-column under varying axial force has been carried out. The result has been compared with that of SRC and RC members. Deformation capacity of CFT beam-column under compressive axial force shows different performance under tensile axial force. Energy dissipation performance of CFT members is superior to that of SRC and RC members. Both limiting value for rotation angles and equivalent viscous damping of CFT members are estimated by evaluation method of SRC members.

Keywords : CFT 柱部材, 変動軸力, 変形性能, エネルギー吸収性能
CFT beam-column, varying axial force, deformation capacity, energy dissipation performance

1. 研究目的

一般的に、中高層建物の下層階の柱は、地震時において大きな変動軸力を受ける。コンクリート充填鋼管 (CFT) 構造をはじめとする鋼コンクリート合成構造は高層建物に用いられることが多く、各々の部材について力学的特性が明らかにされてきている。しかし、それらの研究のほとんどは一定軸力を受ける場合のものであり、変動軸力を受ける場合の研究は数が少ない。既往研究^{1)~4)}においてSRC柱部材およびRC柱部材の変動軸力下における変形性能・エネルギー吸収性能について報告してきた。

そこで本研究ではCFT柱部材の静加力実験を行い、既往研究^{3),4)}のSRC、RC試験体と比較する。また本研究とは異なる条件で実験された文献^{5),6)}のCFT柱試験体の実験結果を含めて分析し、変動軸力下におけるCFT柱部材の変形性能とエネルギー吸収性能について検討することを目的としている。

2. 実験方法

2.1 試験体

図 - 1 に試験体形状を示す。試験体は 8 (CFT) 1 体である。柱試験部にはSTKR400 の角型鋼管 - 150 × 150 × 6 を使用し、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートを充填した。加力スタブには、SS400 のH-200 × 300 × 16 × 16 を使用した。また試験体製作にあたり、柱部分と加力スタブの接合部は柱通しとした。

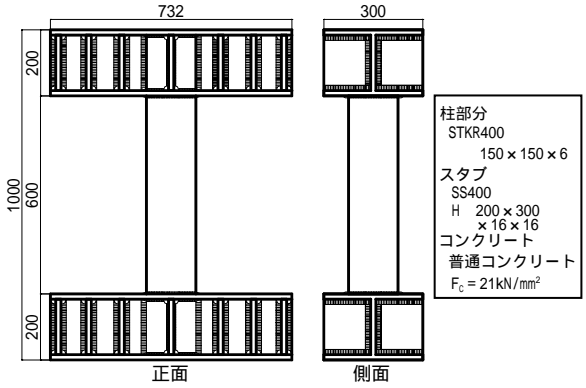


図 - 1 試験体形状

*工博 新潟大学 工学部建設科 教授 (〒950 - 2181 新潟県新潟市五十嵐 2 の町 8050 番地)
**新潟大学大学院 自然科学研究科 院生 (〒950 - 2181 新潟県新潟市五十嵐 2 の町 8050 番地)

表 - 1 に試験体断面一覧を示す。文献³⁾の試験体 5 (SRC)、文献⁴⁾の試験体 7 (RC) との比較を目的とするため、試験体の鋼材部断面積がなるべく等しくなるように設計し、同じ加力条件の下、CFT柱試験体の静加力実験を行なった。試験体断面寸法を 150×150mm としたのは、200×200mm の鋼管で適当な寸法のものが無いということと加力装置の载荷能力を勘案した為である。ただし、試験体の断面幅と試験部分の内法高さの比率は既往研究の試験体のものと同一である。使用材料の力学的特性を表 - 2、3 に示す。

2.2 载荷方法

図 - 2 に载荷装置を示す。の 980kN 圧縮油圧ジャッキにより試験体柱部分に圧縮軸力を作用させた。の 294kN 圧縮引張油圧ジャッキにより、試験体上部加力スタブを水平に保持すると共に、試験体柱部分に引張軸力を作用させた。の 490kN 圧縮油圧ジャッキにより試験体に水平力を作用させた。

地震時に中高層建物の外柱は、転倒モーメントによる水平力に比例した変動軸力を受ける。そこで本実験では、地震時の外柱を想定し、試験体に式(1)に示す軸力比 +0.5Ny ~ -0.2Ny の水平力に比例した変動軸力を作用させ、断面主軸方向に漸増振幅交番繰り返し水平力を作用させるように計画した。

$$N = 126.9 + 3.575 \times H \text{ [kN]} \dots\dots (1)$$

ここに、N：軸力 H：水平力

図 - 3 に 8 の終局曲げ耐力(付録参照)と実際に作用させた軸力と水平力の関係を示す。破線が 8 の終局曲げ耐力、実線が実際に作用させる変動軸力を表す。

表 4 に载荷履歴を示す。部材角 R = 5, 10, 15, 20, 40 × 10⁻³rad で正負繰り返し载荷し、各変位振幅において 2 回ずつ行なった後、正方向へ加力装置の限界まで载荷した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

実験により得られた試験体 8 の初期降伏荷重、局部座屈発生荷重、最大耐力、限界変形角を終局耐力計算値と共に表 - 5 に示す。なお、限界変形角は CFT 構造で一般的に用いられる最大強度の 95% の強度点における部材角 (R_{0.95}) と

表 - 1 試験体断面一覧

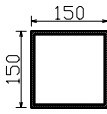
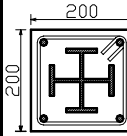
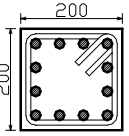
試験体名	8(CFT)	5(SRC)	7(RC)
断面形状	 - 150 × 150 × 6	 2H · 125 × 60 × 6 × 8 4 · D13 hoopD6@50	 12 · D19 hoopD10@50
鋼材断面積	3456mm ²	3698mm ²	3438mm ²
備考	本研究	文献 ³⁾	文献 ⁴⁾

表 - 2 鋼材の力学的特性

降伏強度 (MPa)	引張強度 (Mpa)	ヤング係数 (× 10 ⁵ MPa)
395	443	2.12

表 - 3 コンクリートの力学的特性

圧縮強度 (MPa)	引張強度 (Mpa)	ヤング係数 (× 10 ⁴ MPa)	材齢 (日)
25.1	2.59	2.51	34

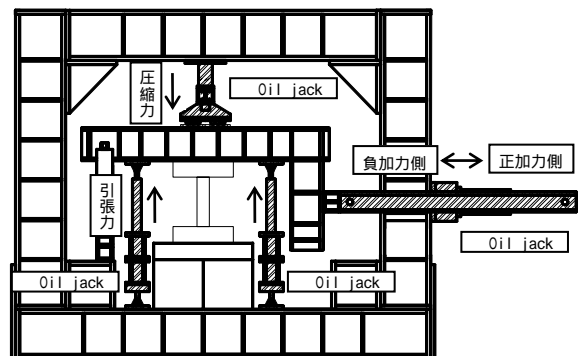


図 - 2 载荷装置

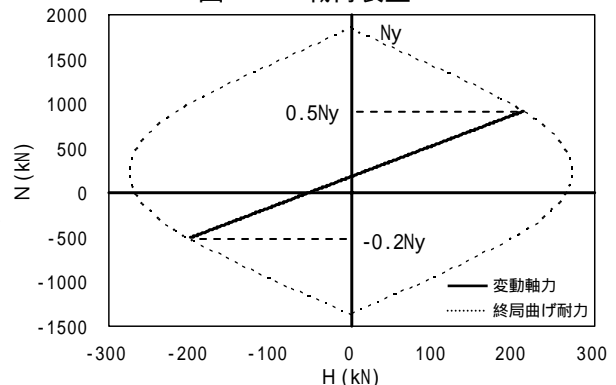


図 - 3 水平力 - 軸力関係

表 - 4 载荷履歴

サイクル	±1	±2	±3	±4	±5	±6	±7	±8	±9	±10
全体水平変形 (mm)	3	3	6	6	9	9	12	12	24	24
部材角 (× 10 ⁻³ rad)	5	5	10	10	15	15	20	20	40	40

SRC、RC構造で用いられる最大強度の80%の強度点における部材角($R_{0.8}$)を、各々求めた。

8は、正加力側において $R=0.014\text{rad}$ (+5サイクル)、負加力側において $R=0.015\text{rad}$ (-5サイクル)で最大耐力に達した。これは正加力側、負加力側共に終局耐力計算値を上回っている。初期降伏は正加力側において $R=0.0049\text{rad}$ (+1サイクル)、負側において $R=0.0048\text{rad}$ (+3サイクル)で発生した。局部座屈は $R=0.006\text{rad}$ (+5サイクル)、鋼管の亀裂は $R=0.015\text{rad}$ (-5サイクル)で発生した。

写真1に8の破壊性状を示す。(a)は最終状態の全体写真、(b)は試験体上部の拡大写真である。試験体左上部、右下部が局部座屈している。これは、水平力を正側に作用させる際、圧縮軸力と曲げ変形による圧縮力によって、試験体左上部、右下部に大きな圧縮力が作用するためである。鋼管の亀裂は上端部において、左側面から右側面にかけて、下端部において右側面から左側面にかけて発生している。これは、水平力を負加力側に作用させる際、引張軸力と曲げ変形による引張力によって、左上端部、右下端部に大きな引張力が作用するためである。

3.2 荷重 - 変形関係

水平力 - 部材角関係を図-4に示す。8は $R=\pm 0.015\text{rad}$ まで紡錘形のループを描いているが、 ± 7 サイクル以降、スリップ形の挙動を示し、正加力側と負加力側で形の異なる非対称形のループとなっている。スリップ形の挙動を示すのは、正加力側は鋼管の亀裂が閉じるまで十分な耐力を発揮しないこと、負加力側は引張軸力を鋼管のみで支えるため亀裂によって十分な耐力を発揮できないことが原因である。一定軸力下でのCFT柱の繰返し曲げせん断実験では、一般的に正負で形の等しい紡錘形、もしくは逆S字形のループを描くのに対して、変動軸力下の挙動は大きく異なる。

4. 既往研究との比較

4.1 変形性能

変形性能の指標となる、最大耐力に対する最終状態における耐力の比率と限界変形角の比較を行った。試験体5、7、8の水平力 - 部材角関係包絡線を図-5に示す。

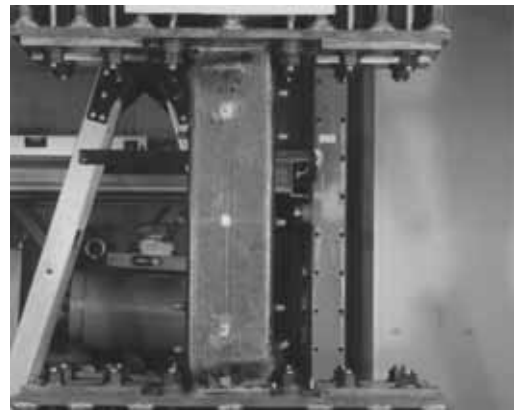
正加力側において、各試験体の最大耐力に対

表-5 終局耐力計算値と実験

		水平力 (kN)	変形 ($\times 10^{-2}\text{rad}$)	サイクル
終局耐力計算値	正	213	-	-
	負	-198	-	-
最大耐力	正	224.4	1.40	+5
	負	-217.1	-1.50	-5
初期降伏発生荷重	正	161.6	0.49	+1
	負	-184.3	-0.48	-3
局部座屈発生荷重		164.4	0.60	+5
鋼管亀裂発生荷重		-217.1	-1.50	-5
限界変形点 $R_{0.8}$	正	179.5	4.00	-
	負	-174.2	-1.77	-
$R_{0.95}$	正	213.2	2.04	-
	負	-206.9	1.56	-

$R_{0.8}$: 最大耐力の80%に低下した強度点の部材角

$R_{0.95}$: 最大耐力の95%に低下した強度点の部材角



(a) 全体図



(b) 拡大図 (試験体上部)

写真1 最終状態

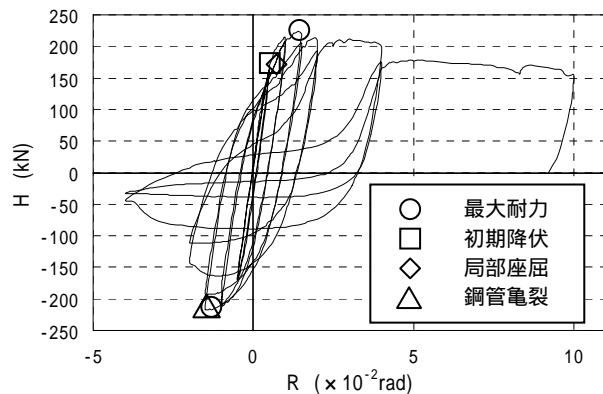


図-4 水平力 - 部材角関係 (8)

する最終状態の耐力の比率は、8が69%、5が70%、7が30%となっている。各試験体の $R_{0.8}$ は、8は0.04rad、5は0.068rad、7は0.039radとなっている。以上のことから、正加力側において、8の変形性能は5よりやや低く、7よりも高いと言える。

負加力側において、8は最大耐力以後、急激に耐力が低下している。一方、5、7は耐力の低下は見られない。以上のことから、負加力側において8の変形性能は5、7よりも著しく低いと言える。

4.2 エネルギー吸収性能

エネルギー吸収性能の指標となる等価粘性減衰定数 heq (各変位振幅における2回目の繰り返しループに対する値)の比較を行った。図-6に各試験体の heq を示す。8の heq は正加力側、負加力側で部材角 $R=0.015rad$ まで直線的に増加しているが、その後増加率は減少し $R=0.04rad$ では $R=0.02rad$ の値を下回っている。

5、7と比較すると、8の heq の値は正加力側、負加力側共に $R=0.02rad$ まで、5、7の値よりも大きいが、 $R=0.04rad$ では正加力側は5、7の値よりも小さく、負加力側

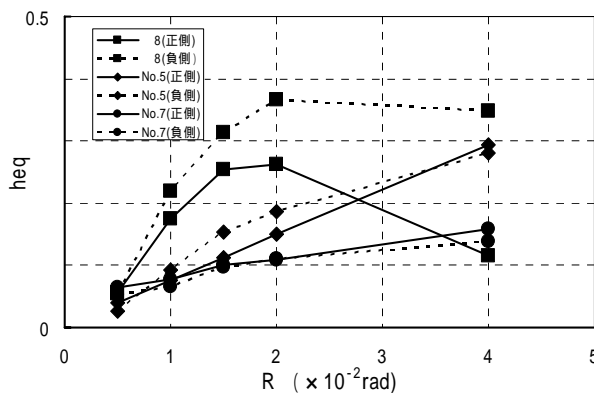


図-6 等価粘性減衰定数 heq

は5、7の値よりも大きい。よって8のエネルギー吸収性能は正加力側の0.04rad時を除いて、5、7よりも高いと言える。

5. 既往研究との比較

5.1 限界変形角

8と文献^{5),6)}の実験資料一覧を表-6に示す。本研究のCFT試験体8と文献^{5),6)}の角形CFT試験体8体、計9体を限界変形角 $R_{0.95}$ について分析した。

限界変形角とシアスパン比の関係を図-7に示す。正加力側、負加力側ともにシアスパン比が大きい場合、限界変形角が大きくなっており、

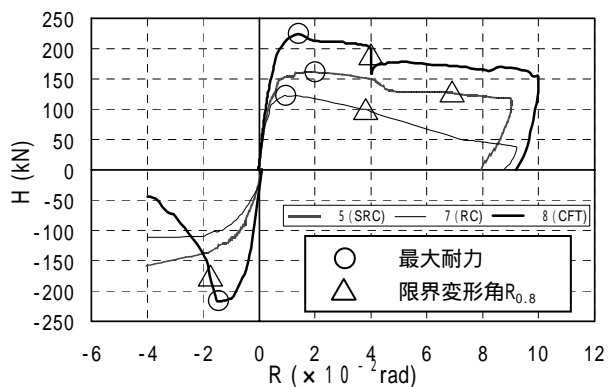


図-5 水平力 - 部材角関係包絡

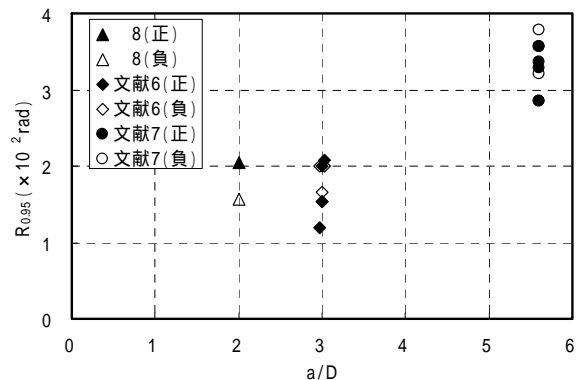


図-7 限界変形角 - シアスパン関係

表-6 実験資料一覧

試験体名	鋼管 (mm)	a (mm)	s_y (N/mm ²)	c_B (N/mm ²)	c	t	a/D	D/t	文献
8	- 150 × 150 × 6	300	395	25.1	0.50	-0.28	2.0	25.0	本研究
SR6-A-9-V	- 210 × 210 × 9	630	536	91.7	0.70	-0.28	3.0	23.3	文献 ⁵⁾
SR6-C-9-V	- 210 × 210 × 6	630	540	91.7	0.70	-0.30	3.0	35.0	
SR8-A-9-V	- 180 × 180 × 9	540	824	94.5	0.70	-0.30	3.0	20.0	
SR8-C-9-V	- 180 × 180 × 6	540	823	94.5	0.70	-0.30	3.0	30.0	
CFT45v/12-2	- 125 × 125 × 4.5	700	324	37	0.50	-0.28	5.6	27.8	文献 ⁶⁾
CFT45v/6-3	- 125 × 125 × 4.5	700	324	37	0.33	-0.03	5.6	27.8	
CFT60v/12-2	- 125 × 125 × 6	700	354	37	0.33	-0.31	5.6	20.8	
CFT60v/6-3	- 125 × 125 × 6	700	354	37	0.50	-0.05	5.6	20.8	

注) 表中の記号はa: シアスパン s_y : 鋼管降伏応力度 c_B : コンクリート圧縮強度
 c : 圧縮側最大軸力比 ($= N_{cmax}/N_y$) t : 引張側最大軸力比 ($= N_{tmax}/N_y$) の通りである。

試験体のシアスパン比が大きいほど変形性能が高いと言える。しかし、限られたデータに基づくものであり、評価式を導くには至らなかった。今後、データの充実を図り、より詳しく検討していく必要があると考えられる。

図 - 8 に限界変形角 $R_{0.95}$ - 平均圧縮軸力比 $c/2$ 関係を示す。正加力側、負加力側共に平均圧縮軸力比が大きいほど、 $R_{0.95}$ が小さくなる傾向が見られる。そこで、文献⁷⁾におけるSRC部材の限界変形角 $R_{0.8}$ の下限推定式に基づいて、CFT部材の $R_{0.95}$ の下限推定式を以下のように与えることとした。

$$R_{0.95} (\times 10^{-2} \text{ rad}) = 4 - 10 \cdot (c/2) > 0.5 \dots (2)$$

ここに c : 最大圧縮軸力比

図 - 8 に式(2)の下限式を示した。式(2)はCFT部材の $R_{0.95}$ の実験結果とよく対応していると言える。

限界変形角と幅厚比の関係を図 - 9 に示す。正加力側、負加力側ともばらつきが大きく明確な傾向は見られない。幅厚比が限界変形角に与える影響は、シアスパン比、平均圧縮軸力比に比較して小さいと言える。

5.2 等価粘性減衰定数

図 - 10 に 8、文献⁶⁾の heq - 部材角関係を正加力側、負加力側に分けて示す。軸力の載荷方法が本研究と異なるため、文献⁵⁾の試験体は heq の比較の対象から除いた。

8の heq は文献⁶⁾の試験体の heq に比べ、大きい値となっている。これはシアスパン比および鋼材断面面積比の違いの影響が考えられる。

文献⁷⁾により、式(3)に示すSRC部材の等価粘性減衰定数 heq の下限推定式が与えられている。

$$heq = 1.5 \cdot (1 - q / R) / \dots (3)$$

ここに、 R : 部材角

$$q = 1 - 0.2 \cdot (R - 1) / (R_{0.8} - 1)$$

$R_{0.8}$: 限界変形角 (式(2)による)

図 - 10 に $R_{0.8} = 0.04 \text{ rad}$ の場合の、式(3)による heq の推定式を、下限推定式として併せて示した。式(3)はSRC部材の推定式ではあるが、比較的精度良く実験結果を評価している。おおむねCFT部材に適用可能だといえるが、今後データを充実させて評価法についてより詳しく検討する必要があると考えられる。

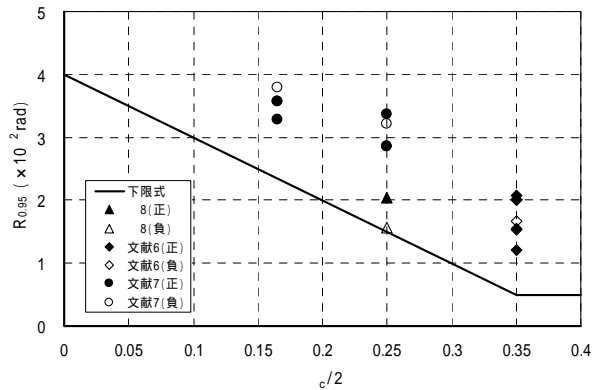


図 - 8 限界変形角 - 平均圧縮軸力比関係

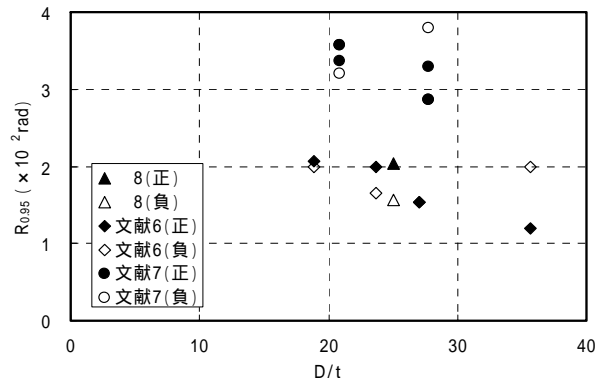
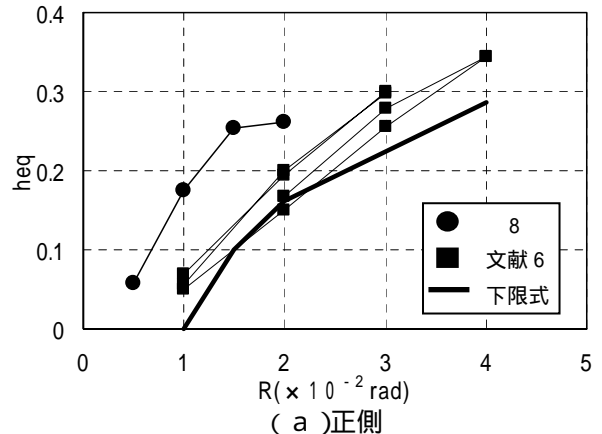
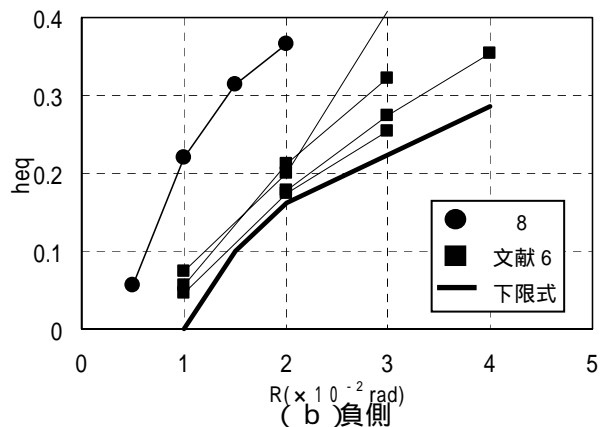


図 - 9 限界変形角 - 幅厚比関係



(a) 正側



(b) 負側

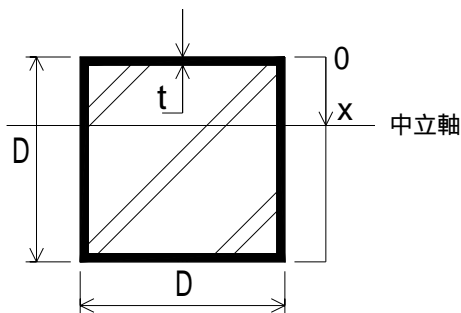
図 - 10 heq - 部材角関係

6 . 結論

地震時の中高層建物の外柱を想定した、変動軸力を受ける CFT 柱部材の静加力実験を行い、既往研究の SRC、RC 柱部材との比較を行なった。また、既往文献の実験資料を含めて CFT 柱部材の限界変形角、等価粘性減衰定数について分析を行なった。本研究によって得られた結果をまとめて以下に示す。

- 1) 最大耐力以後の耐力低下、限界変形角からみて、圧縮側において CFT 柱部材の変形性能は SRC 柱部材よりやや低く、RC 柱部材よりも高いと言える。また引張側において、CFT 柱部材の変形性能は SRC、RC 柱部材よりも著しく低いと言える。
- 2) 等価粘性減衰定数 heq から見ると、CFT 柱部材のエネルギー吸収性能は SRC、RC 柱部材よりも高い。
- 3) CFT 柱部材の限界変形角はシアスパン比と正の相関がある。また平均圧縮軸力比とは負の相関があり、式(2)により限界変形角の下限推定値を評価できる。
- 4) CFT 柱部材の等価粘性減衰定数 heq は、式(3)により概ね評価できる。

【付録】 CFT 断面の終局曲げ耐力



中立軸位置 x をパラメータとして、軸力 N と終局曲げ耐力 M の関係は、以下のように与えられる。

1) $0 \leq x \leq t$ のとき

$$N = D x \sigma_y + D(t-x)(-\sigma_y) + 2t(D-2t)(-\sigma_y) + Dt(-\sigma_y)$$

$$= 2\sigma_y(Dx - 2Dt + 2t^2)$$

$$M = D x \sigma_y(D-x)$$

2) $t < x \leq D-t$ のとき

$$N = Dt \sigma_y + 2t(x-t)\sigma_y + 2t(D-x-t)(-\sigma_y) + Dt(-\sigma_y) + (x-t)(D-2t)\sigma_B$$

$$= 2t \sigma_y(2x - D) + (x-t)(D-2t)\sigma_B$$

$$M = Dt \sigma_y(D-t) + 2t(x-t)\sigma_y(D-x-t) + (x-t)(D-2t)\sigma_B\{0.5(x-t) + (0.5D-x)\}$$

$$= t \sigma_y\{D(D-3t+2x) - 2(x-t)(x+t)\} + (x-t)(D-2t)\sigma_B\{0.5(D-x-t)\}$$

3) $D-t < x \leq D$ のとき

$$N = Dt \sigma_y + 2t(D-2t)\sigma_y + D(t-D+x)\sigma_y + D(D-x)(-\sigma_y) + (x-t)(D-2t)\sigma_B$$

$$= 2\sigma_y(2Dt - 2t^2 - D^2 + Dx) + (x-t)(D-2t)\sigma_B$$

$$M = Dx \sigma_y(D-x)$$

ここに、 σ_y : 鋼材降伏応力度

σ_B : コンクリート圧縮強度

【謝辞】

本研究は新潟大学技官南部正樹氏、多田克彦氏、同大学卒研究生(当時)関勲氏らの協力を得て行ないました。ここに記して深く感謝します。

【参考文献】

- 1) 土井希祐, 片寄哲務: 変動軸力を受ける SRC 柱部材の静加力実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 8 巻, pp517-524, 2000.11
- 2) 片寄哲務, 土井希祐: 変動軸力と斜め応力を受ける SRC 柱部材の静加力実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 9 巻, pp199 - 206, 2001.11
- 3) 土井希祐: 大変動軸力を受ける SRC 柱部材の静加力実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 10 巻, pp595 - 602, 2002.11
- 4) 稲田輝巳, 土井希祐: 変動軸力を受ける鋼コンクリート合成構造の変形性能とエネルギー吸収性能, 日本建築学会大会, C-1, p1041 - 1042, 2003 年
- 5) 甲斐誠ほか: コンクリート充填鋼管柱の曲げせん断性状 その 4 ~ 7, 日本建築学会大会, C-1, p1029 - 1036, 1996.9
- 6) 浅井英克, 辻文三: 変動軸力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱の弾塑性挙動 その 1 ~ 2, 日本建築学会大会, C-1, pp1263 - 1036, 1999.9
- 7) 土井希祐, 加藤大介: 鋼コンクリート合成構造部材の変形性能とエネルギー吸収性能の評価法, コンクリート工学年次論文集, vol.26, 2, pp1405 - 1410