

(3) 一定変位振幅繰返し载荷を受ける 高強度角形CFT柱の構造性能

藤岡 大二郎¹・城戸 将江²・城崎 康太³

¹ 正会員 北九州市立大学大学院 国際環境工学研究科(〒808-0135 福岡県北九州市若松区ひびきの 1-1)
E-mail: z8mbb024@eng.kitakyu-u.ac.jp

² 正会員 北九州市立大学准教授 国際環境工学部(〒808-0135 福岡県北九州市若松区ひびきの 1-1)
E-mail: kido-m@kitakyu-u.ac.jp

³ 正会員 北九州市立大学大学院 国際環境工学研究科(〒808-0135 福岡県北九州市若松区ひびきの 1-1)
E-mail: z8mbb012@eng.kitakyu-u.ac.jp

現在、南海トラフを震源域とした巨大地震の発生による、固有周期の長い超高層建物などへの影響が懸念されており、長時間多数繰返し水平力を受ける CFT 柱の安全性検証法を確立する必要がある。このような背景から、著者らは角形 CFT 柱の曲げせん断実験を行ってきたが、長周期地震動を想定した、曲げせん断実験を高強度材料を用いた CFT 柱で行ったものは少ない。本研究は、建築構造用高強度 780N/mm² 鋼材 (H-SA700) を用いた角形 CFT 柱が一定軸力下で一定変位振幅繰返し载荷を受ける場合の挙動を明らかにすることを目的とし、材長 L で一端固定、他端自由の片持ち柱形式で、軸力比、変位振幅を実験変数とした曲げせん断実験を行った。実験結果として、最大荷重、水平力一部材角関係、軸縮み一部材角関係、ピーク荷重の推移を示した。

Key Words: *Steel-concrete composite structure, Long period ground motion, Fatigue, Cyclic behavior, High strength materials*

1. はじめに

現在、南海トラフを震源域とした巨大地震の発生による固有周期の長い超高層建物への影響が懸念されている。CFT 柱は超高層事務所建築物に使われることが多い。このような背景から、角形 CFT 柱が一定変位振幅繰返し载荷を受ける場合の耐力劣化性状を明らかにする目的で、座屈長さ・断面せい比、軸力比、変位振幅等を実験変数とした曲げせん断実験が行われてきた^{1)~8)}。

しかしながら、長周期地震動を想定した、一定変位振幅繰返し载荷を建築構造用高強度 780N/mm² 鋼材 (H-SA700) を用いた CFT 柱で行ったものは少ない^{9)~11)}。

本研究は、H-SA700 を用いた角形 CFT 柱が一定軸力下で一定変位振幅繰返し载荷を受ける場合の挙動を明らかにすることを目的とし、軸力比、振幅を実験変数として曲げせん断実験を行ったものである。

2. 実験概要

(1) 実験計画

一定軸力 N のもと繰返し水平力 Q を受ける場合の挙動を明らかにするために、図-1 に示す材長 L で一端固定、他端自由の片持ち柱形式の、曲げせん断実験を計画した。実験変数は、1) 変位振幅 (部材角 $R = \delta/L$, δ : 柱頭の水平変位, L : 材長)、2) 軸力比 n ($=N/N_0$, $N_0 = sA \cdot s\sigma_y + cA \cdot c\sigma_B$, sA, cA : それぞれ鋼管、コンクリートの断面積, $s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度, $c\sigma_B$: コンクリートの圧縮強度) とした。試験体は 3 体とし、実験変数は以下のように選んだ。

- 1) 変位振幅 R : 2%, 2.5%
- 2) 軸力比 n : 0.3, 0.4

実験変数の設定については、変位振幅は既往の研究⁷⁾ より耐力の低下がみられると想定される値を設定した。また、軸力比 $n=0.3, 0.4$ は、0.3 は常時荷重を想定し、地震時には変動軸力により常時荷重よりも大きな軸力が作用する場合もあることから、一定軸力ではあるがやや大きめの 0.4 と設定した。

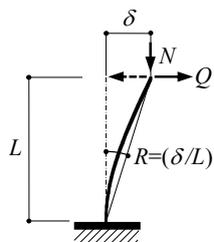
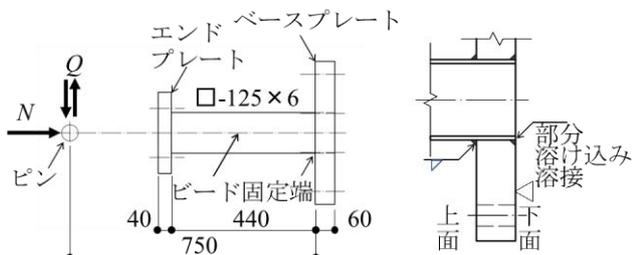


図-1 荷重条件

表-1 試験体一覧

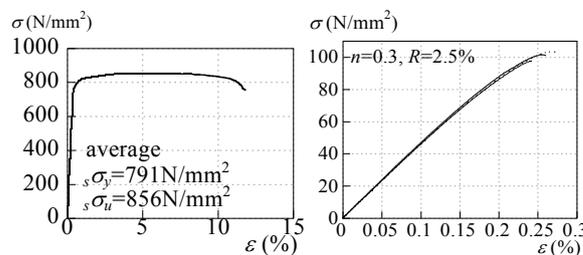
No.	試験体名	R (%)	n	$c\sigma_B$ (N/mm ²)	N (kN)	sN_y/cN_0
1	LD12n30R25	2.5	0.3	101	1078	1.88
2	LD12n40R2	2	0.4	99.2	1429	1.91
3	LD12n40R25	2.5	0.4	101	1438	1.88

凡例：LD12n30R25 LD12： $l_w/D=12$ n30:n=0.3 R25:R=2.5%



(a) 試験体 (b) 柱脚部溶接詳細

図-2 試験体形状



(a) 鋼材 (b) コンクリート

図-3 応力 σ - ひずみ ε 関係

表-2 鋼管実測寸法

せい D (mm)	幅 B (mm)	板厚 t (mm)	幅厚比 B/t	鋼管断面積 A (mm ²)	R 部外径 R _o (mm)	R 部内径 R _i (mm)
124.5	127.5	6.417	19.9	2919	16.9	10.5

表-3 鋼材引張試験結果

降伏応力度 $s\sigma_y$ (N/mm ²)	引張強さ $s\sigma_u$ (N/mm ²)	降伏比 $s\sigma_y/s\sigma_u$	破断伸び EL	降伏 ひずみ ε_y (%)	ヤング係数 E (N/mm ²)
791	856	92.5%	10.2%	0.384	2.06×10^5

表-4 コンクリート調査表

F_c (N/mm ²)	水セメント比 (%)	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)
72	27.0	630	170	740	870	11.66

表-1 に試験体一覧を示す。また、表中に実際に載荷した軸力 N と sN_y/cN_0 ($sN_y = sA \cdot s\sigma_y$, $cN_0 = cA \cdot c\sigma_B$) を示す。 sN_y/cN_0 は、コンクリートの圧縮耐力に対する鋼管の圧縮耐力の比である。

(2) 試験体

試験体の形状および寸法を図-2(a)に示す。H-SA700の板厚 $t=6\text{mm}$ の鋼板をコの字に曲げ、それらを溶接して \square -125 \times 125 \times 6の角形断面となるように製作したものを使用した。約3mの長さの鋼管を製作したのち、所定の寸法に切断している。図-2(a)に示すように、溶接ビード面がウェブ位置になるように製作した。鋼管断面の実測寸法を表-2に示す。せい D (ウェブ) は荷重方向の寸法で、幅 B (フランジ) は荷重方向と直交する方向の寸法である。鋼管のR部は外径 R_o を自作の定規で計測し、内径 R_i は R_o から板厚の寸法を減じて求めている。鋼管幅厚比 B/t は約20である。これらは、短柱圧縮試験に用

いた長さ375mmの3体の試験体の実測寸法の平均値である。また、材長 L は750mmで、座屈長さ・断面せい比 (l_w/D) は12である。角形断面を製作する際の溶接条件は下記のとおりである。

- ・入熱：10.7kJ/cm (最大)、パス間温度：125°C (最大)
- ・層数：2、溶接材料 YM-80A

試験体の自由端側には板厚40mmのエンドプレートを隅肉溶接にて取り付けている。固定端側には板厚60mmのベースプレートを、下記の方法で取り付けている。鋼管断面と同じ形状の穴を機械加工にてベースプレートに設け、その穴に鋼管を差し込み、ベースプレート上面、下面を図-2(b)に示すように隅肉溶接および部分溶け込み溶接にて取り付けた。ベースプレートと試験体の溶接条件は下記のとおりである。

- ・入熱：6.6kJ/cm、パス間温度：121°C
- ・層数、パス数：1層、1パス、溶接材料 YM-55C

表-5 短柱圧縮試験体一覧ならびに実測寸法

試験体	中空/CFT	断面せい D (mm)	幅 B (mm)	板厚 t (mm)	材長 L (mm)	鋼管断面積 A (mm ²)	R 部外径 R_o (mm)	R 部内径 R_i (mm)
No.1	中空	124.8	127.4	6.45	375.1	2935	16.9	10.45
No.2		124.2	127.6	6.42	375.4	2916		10.48
No.3	CFT	126.0	126.0	6.39	375.1	2905		10.51

表-6 短柱圧縮試験結果

試験体	中空/CFT	P_{max} (kN)	sN_y N_0 (kN)	P_{max}/sN_y P_{max}/N_0	δP_{max} (mm)
No.1	中空	2543	2322	1.10	4.70
No.2		2516	2306	1.09	4.36
No.3	CFT	3576	3568	1.00	2.52

P_{max} : 最大荷重, sN_y : 鋼管降伏軸力($=s\sigma_y \cdot sA$),
 N_0 : CFT 柱圧縮耐力, $c\sigma_B=99.8\text{N/mm}^2$ として計算.
 δP_{max} : 最大荷重時の変位

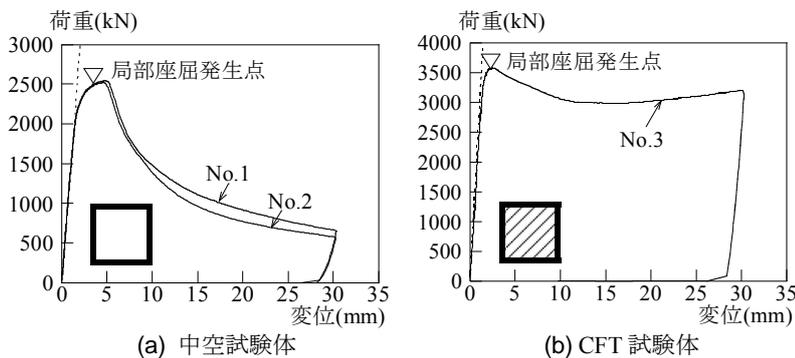


図-4 短柱圧縮試験による荷重-変位関係

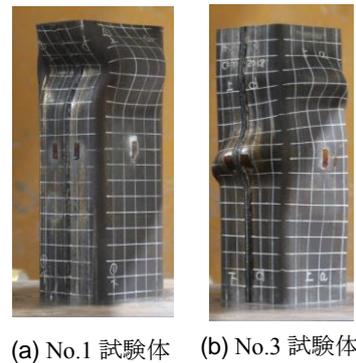


図-5 短柱試験体試験後写真

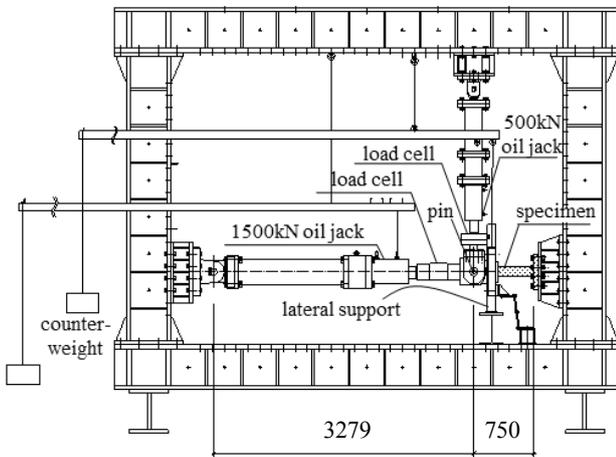


図-6 加力装置

・予熱温度: 105°C

溶接金属は、ベースプレートに鋼管を埋め込む形式としたことと溶接材料の入手の容易さから、母材よりも強度の低いものとした。ベースプレート下面は鋼管取り付け後、切削加工を施している。

コンクリートの充填は、ベースプレート側から落とし込みによって行い、打設後にベースプレート下面と充填コンクリートが同一面になるようキャッピングを施した。

(3) 材料特性

材料特性を調べるため、鋼材の引張試験、コンクリートシリンダーの圧縮試験および中空鋼管短柱、CFT 短柱の圧縮試験を行った。

引張試験は H-SA700 の板材から切り出した JIS1A 号試験片により 3 片行った。引張試験の結果を表-3 に、代表的な応力-ひずみ関係を図-3 (a) に示す。降伏応力度は 0.2% オフセット法により求めた。

コンクリートの設計基準強度 F_c は 72N/mm^2 とした。コンクリートの調合表を表-4 に示す。スランブフローの実測値は、 $59 \times 57.5\text{cm}$ であった。コンクリート圧縮強度 $c\sigma_B$ を表-1 に、代表的な応力-ひずみ関係を図-3 (b) に示す。

短柱圧縮試験は、試験体の材長を断面せいの 3 倍の 375mm とし、中空鋼管短柱を 2 体と CFT 短柱を 1 体行った。表-5 に試験体一覧および試験体実測寸法を示す。短柱圧縮試験は平押しとし、軸方向縮み量を鋼管表面より 5cm 離れた 4 箇所に変位計を設置することにより測定した。

表-6 に短柱試験結果を、図-4 に荷重-変位関係を示す。点線は軸剛性の計算値 ($=sA \cdot sE + cA \cdot cE$) / L , sE, cE : それぞれ鋼管、コンクリートのヤング係数) で実験結果と概ね対応している。図中に局部座屈発

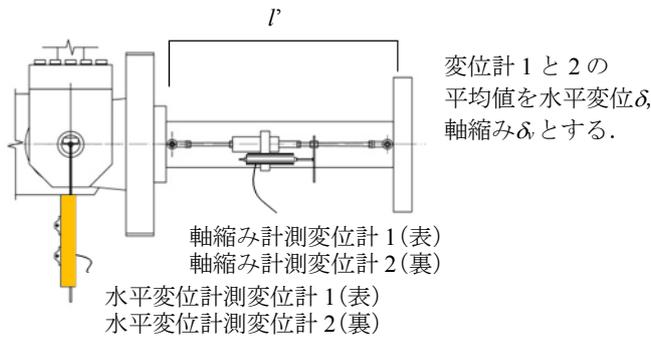


図-7 変位計取り付け位置

表-7 実験結果

試験体名	最大荷重 (kN)	M_{max} (kN・m)	M_{pc} (kN・m)	
LD12- n30R25-C	正	122.5	112.1	124.4
	負	-125.9	-114.5	
LD12- n40R2-C	正	105.6	100.7	117.1
	負	-111.0	-104.6	
LD12- n40R25-C	正	120.0	116.9	117.6
	負	-116.2	-114.0	

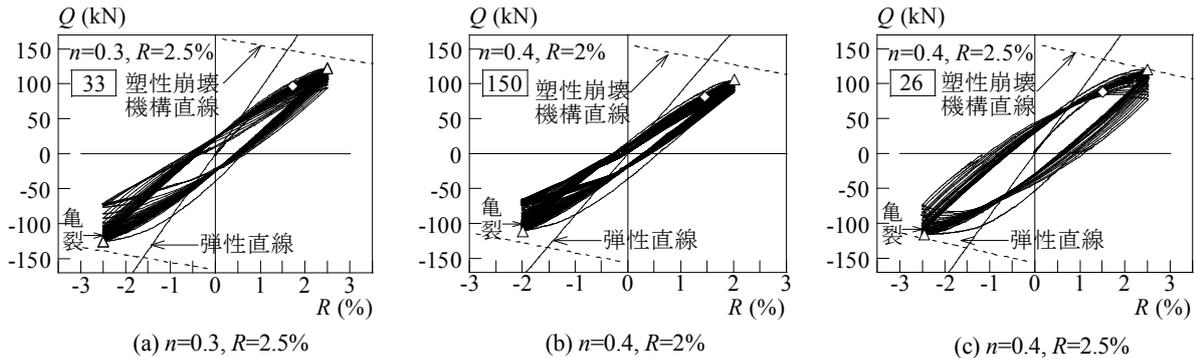


図-8 水平力 Q —部材角 R 関係

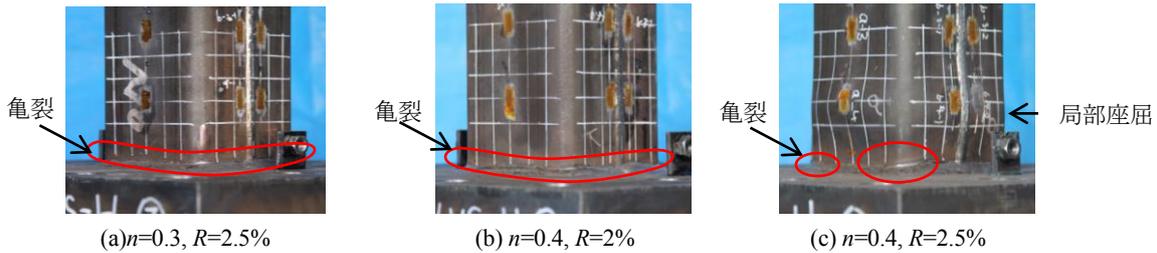


図-9 実験後試験体柱脚

生点を示す。中空鋼管短柱の場合は局部座屈発生後、最大荷重をむかえ、その後荷重が低下している。CFT短柱の場合は、局部座屈発生とほぼ同時に最大荷重となり荷重が低下し、その後、荷重の再上昇がみられた。図-5 に試験体 No.1, No.3 の実験後の試験体の写真を示す。

(4) 実験方法

加力装置を図-6 に示す。1500kN 油圧ジャッキによって所定の軸力を載荷したのち、500kN 油圧ジャッキによって水平力を加えた。また、構面外変位の発生を防止するため、試験体自由端側の軸力ジャッキと試験体を接続するための治具に、構面外変位拘束治具を設けている。変位の測定は図-7 に示すようにピン位置で水平変位を測定する 2 つの変位計で行い、変位の制御もこれらの平均値で行った。試験体にはひずみゲージを貼り付け、ひずみの測定を行った。

3. 実験結果と考察

(1) 最大荷重

表-7 に実験結果を示す。表-7 中の最大荷重は正側、負側における水平力 Q の最大値、 M_{max} は正側、負側における柱脚の曲げモーメントの最大値である。 M_{pc} は軸力の存在を考慮した全塑性モーメントの計算値である。なお、 M_{pc} の算定において R 部は考慮しておらず $D=B=126.0\text{mm}$ として計算した値である。いずれの試験体も全塑性モーメントに達していなかった。

(2) 水平力—部材角関係

水平力 Q —部材角 R 関係を図-8 に示す。図中◇印は鋼管最外縁のひずみが初めて引張試験により得られた降伏ひずみに達した点、△印は正側および負側における水平力最大の点である。図-8 中の点線の直線は塑性崩壊機構直線を示す。実線の直線は弾性直線であり、軸力、せん断変形の影響を考慮し、全断

表-8 局部座屈発生サイクル数

No.	試験体名	フランジ	ウェブ
1	LD12n30R25	1回目正側	25回目正側
2	LD12n40R2	1回目正側	93回目負側
3	LD12n40R25	1回目正側	3回目正側

表-9 亀裂発生サイクル数

No.	試験体名	サイクル数
1	LD12n30R25	10回目負側
2	LD12n40R2	81回目負側
3	LD12n40R25	10回目負側

* 亀裂は R 部に発生した。

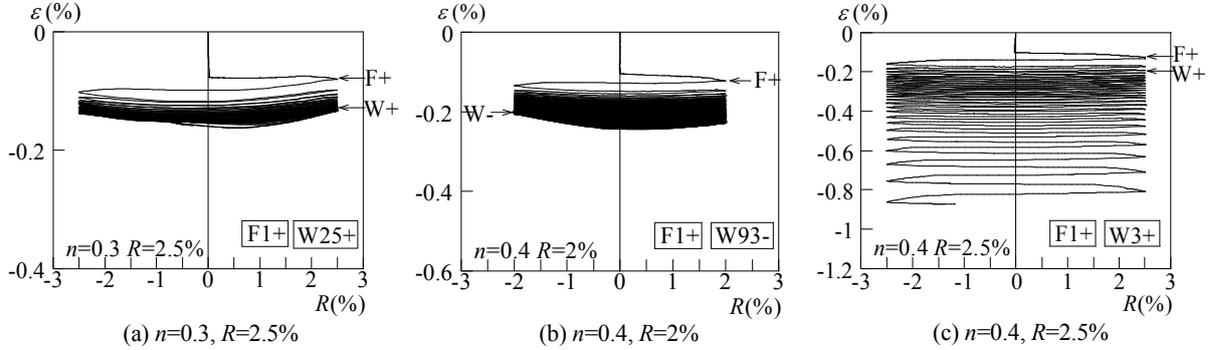


図-10 軸ひずみε-部材角 R 関係

面有効で弾性として計算した初期剛性を表している。それぞれ図中に□印で囲まれた回数で、同一振幅にて繰返している。図によれば、いずれの試験体も荷重が徐々に低下している。また、どの試験体にも局部座屈が発生しており、フランジ面は、どの試験体でも1サイクル目に局部座屈が発生している(表-8参照)。また、表-9に示すように亀裂も発生している。図-8中に矢印で亀裂発生点を示す。

図-8(a)に示す、軸力比 $n=0.3$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体は、正側と比較して、負側の方が荷重が著しく低下していることが分かる。この試験体は、1サイクル目にフランジに局部座屈が発生し、10サイクル目負側に角部に亀裂が発生し徐々に亀裂が広がっていった。また、25サイクル目にはウェブにも局部座屈が発生しており、亀裂および局部座屈が原因で、耐力が低下していったと考えられる。

図-8(b)の $n=0.4$ 、 $R=2\%$ の試験体は、1サイクル目でフランジに局部座屈が観察され、81サイクル目負側、85サイクル目正側においてすべての角部に亀裂が観察され、徐々に亀裂が広がっていった。

図-8(c)の $n=0.45$ 、 $R=2.5\%$ の試験体については、1サイクル目にフランジに、3サイクル目にウェブに局部座屈が発生し、10サイクル目負側において、角部に亀裂発生が確認され、亀裂は次第に広がっていった。しかしながら、他の2つの試験体と比較して、正側と負側の耐力低下状況に大きな差は見られなかった。他の2体は、亀裂が角部からフランジ側とウェブ側に広がっていくのに対し、この試験体は局部座屈変形が大きく、亀裂の進行はあまりみられなかった。破壊形式の違いが耐力低下挙動に影響したと

考えられる。

図-9に、実験後の試験体柱脚の写真を示す。 $n=0.45$ 、 $R=2.5\%$ の試験体の局部座屈変形が最も大きいことが分かる。

(3) 軸縮み挙動

a) 軸縮み-部材角関係

図-7に示す方法で計測した軸縮み δ から求めた、軸ひずみ ε -部材角 R 関係を図-10に示す。図中に矢印で局部座屈発生点を示す。Fはフランジ、Wはウェブを示す。また、+は正側、-は負側で発生したことを示す。□で囲まれた数字は、局部座屈が発生したサイクル数である。

図より、どの試験体も徐々に縮みが累積している。図-10(a)に示す、軸力比 $n=0.3$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体と図-10(b)に示す、軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2\%$ の試験体は、軸縮みが正側の方が負側より比較的多く累積していることが分かる。負側では柱脚部に発生した亀裂の大小の影響により軸縮みが減少していると考えられる。

b) 重心軸ひずみ挙動

図-11に各試験体の重心軸ひずみ ε とサイクル数の関係を示す。ここでの重心軸ひずみは、試験体のウェブ面にベースプレート上端から $D/2$ (D は断面せい)のウェブ板要素の中央点に貼り付けたひずみゲージで計測した、変位反転点におけるひずみの値である。図中□印は正側、■印は負側の重心軸ひずみの推移を示す。

図-11(a)に示す、軸力比 $n=0.3$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体と、図-11(b)に示す、軸力比 $n=0.4$ 、部材角

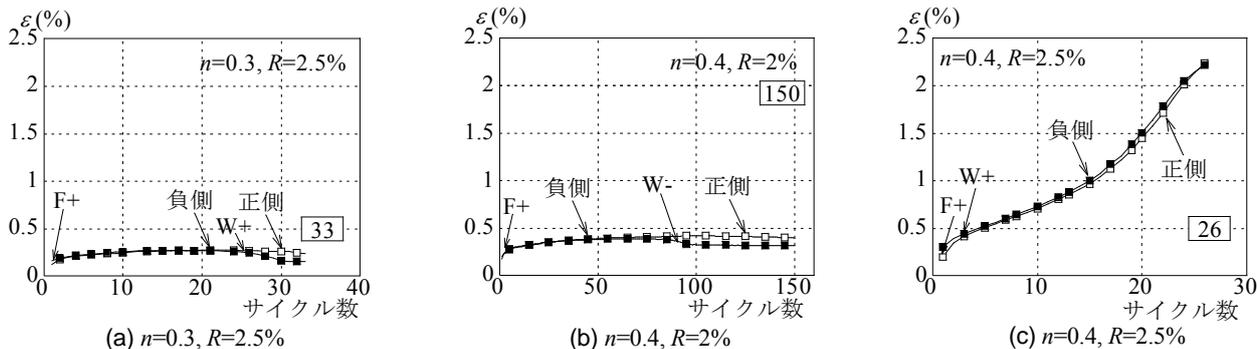


図-11 重心軸ひずみεの推移

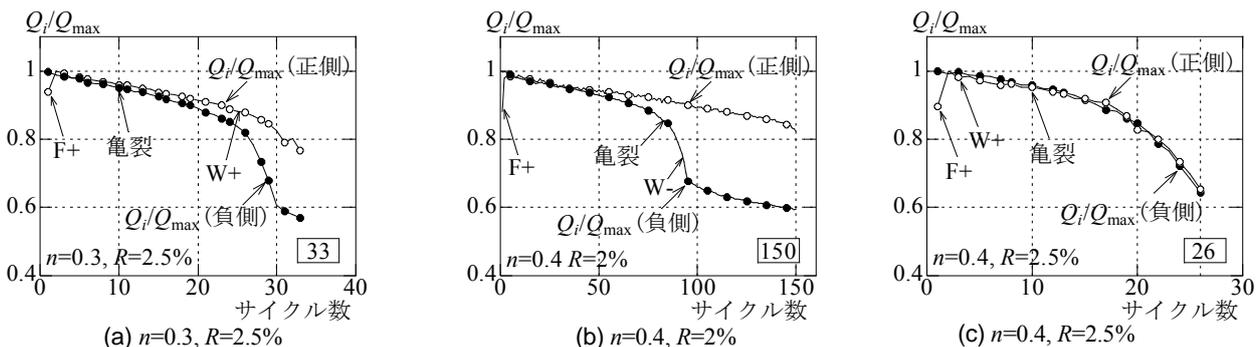


図-12 ピーク荷重の推移

R=2%の試験体は、軸力載荷後から実験終了までの重心軸ひずみの増加は最大で0.3%程度であった。そして、ウェブに局部座屈が発生した後から、負側の重心軸ひずみが小さくなっていることが分かる。図-11 (c)に示す、軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体はサイクル数の増加に伴い重心軸ひずみも増加していることが分かる。

(4) 多数回繰り返し特性

a) ピーク荷重の推移

図-12 にピーク荷重の推移 (Q_i/Q_{max} , Q_i : i サイクル時の変位反転点荷重, Q_{max} : 最大荷重) を示す。図中○, ●はそれぞれ荷重 Q の正側, 負側の結果である。図中に矢印で局部座屈発生点と亀裂発生点を示す。

図-12 (a)に示す、軸力比 $n=0.3$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体は、徐々に荷重が低下していたが、ウェブ面に局部座屈が発生した後に荷重が著しく低下する傾向が見られた。また、正側と負側を比較すると、27 サイクルから負側の荷重が著しく低下していることが分かる。同様に、図-12 (b)に示す、軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2\%$ の試験体も、徐々に荷重が低下していたが、亀裂が発生した後にウェブ面に局部座屈が発生し、荷重が著しく低下した。また、正側と負側を比較すると、負側の荷重が著しく低下していた。しかし、その後は負側の荷重が95 サイクルを越えたあ

たりから荷重の低下が緩やかになった。図-12 (c)に示す、軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体は、正側と負側で荷重低下の差はなく、サイクル数の増加に伴い荷重の低下も大きくなっていった。

b) 損傷状況と耐力劣化挙動の関係

表-8 と表-9 より、軸力比 $n=0.3$ 、部材角 $R=2.5\%$ 試験体と軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2\%$ 試験体は、フランジに局部座屈が発生した後に、亀裂が発生し、その後ウェブに局部座屈がみられたが、軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2.5\%$ 試験体は、フランジとウェブに局部座屈が発生した後に亀裂が発生していることが分かる。

図-13 に実験後の試験体柱脚溶接部 (フランジ面) と実験終盤の実験中の c 面を示す。ここで a 面は正側載荷時に引張側となり、c 面は正側載荷時に圧縮側となる面である。

図-13 (a)に示す、軸力比 $n=0.3$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体と、図-13 (b)に示す、軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2\%$ の試験体は、前述したように、正側と比べ負側の荷重が著しく低下していた。図-13 (a), (b)の実験後 a 面と c 面を比較すると、実験後 c 面の柱脚溶接部の方が全体に大きく亀裂が生じていることが観察され、正側と負側の荷重低下に亀裂の大小による影響があったものと考えられる。一方、図-13 (c)に示す、軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体は、実験後 a 面と c 面の亀裂に大きな差はなかった。また、

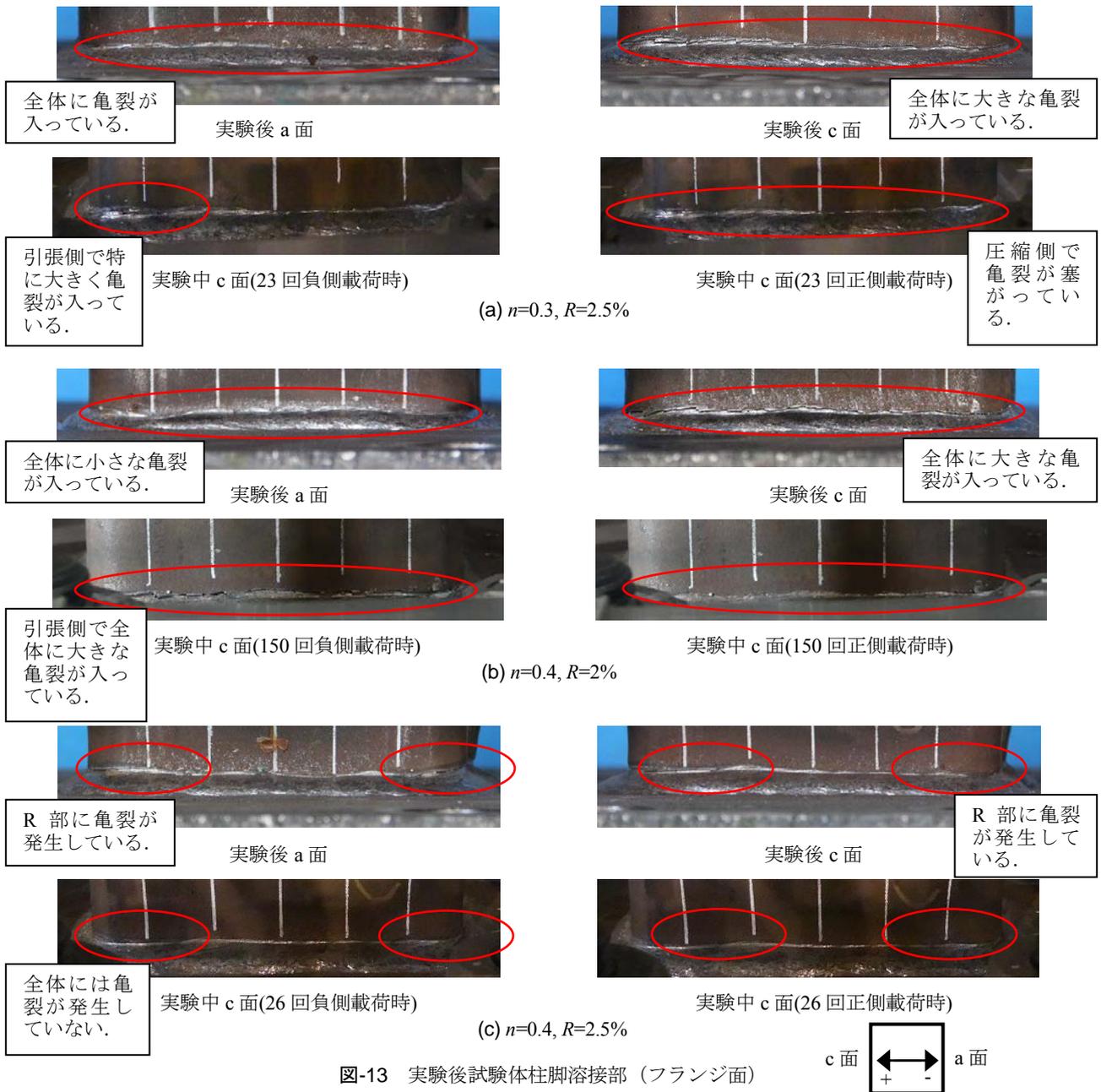


図-13 実験後試験体柱脚溶接部（フランジ面）

亀裂は角部にのみ発生していたので、正側と負側の荷重低下に差が出なかったと考えられる。

図-12 と図-13 から軸力比 $n=0.3$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体と軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2\%$ の試験体は亀裂が耐力低下に大きく影響を与え、軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体は局部座屈が耐力低下に大きく影響を与えたといえる。

(5) 限界繰返し回数

表-10 に、試験体の水平力が最大荷重の 95%、90%、85%、80% に低下した時のサイクル数 $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ 、 $N_{80\%}$ を示す。これらを、本論では限界繰返し回数と呼ぶ。表中 μ は塑性率 (θ/θ_p : θ は振幅、 θ_p は塑性変位で弾性剛性と塑性崩壊機構直線の交点) を示す。比較のため文献 7) で示した実験資料のう

ち実験変数、座屈長さ・断面せい比 ($l_d/D=10, 14$)、軸力比 (0.3, 0.4) の値が本研究と比較的近い試験体を表-11 に示している。表-11 の試験体に用いられている材料は BCR295 と $\sigma_B = 56.7 \sim 76.6 \text{ N/mm}^2$ 程度のコンクリートである。また、試験体の命名則は表-1 に示すものと同様である。

図-14 と図-15 に表-10 と表-11 の試験体の塑性率と限界繰返し回数 $N_{95\%}$ 、 $N_{80\%}$ の関係を示す。○印が正側、●印が負側、□印が正側、■印が負側、△印が正側、▲印が負側を示している。

図によれば、塑性率と $N_{95\%}$ 、 $N_{80\%}$ には明確な負の相関がある。また、 $N_{95\%}$ の場合は、既往の試験体とほぼ同じような関係を示している。 $N_{80\%}$ の場合は、本論の試験体の方が同等の塑性率の場合、 $N_{80\%}$ の値が小さくなっていることが分かる。

表-10 限界繰返し回数

No.	試験体	$\theta_s(\%)$	$\mu(\theta/\theta_p)$	繰返し回数				
				$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_{80\%}$	
1	LD12n30R25	1.61	1.55	正	12	22	28	30
				負	10	18	24	26
2	LD12n40R2	1.53	1.31	正	34	83	141	150+
				負	34	65	84	89
3	LD12n40R25	1.52	1.64	正	10	17	19	21
				負	10	16	19	21

* 150+は、80%まで荷重が低下していない状態で実験を終了したことを示している。

表-11 限界繰返し回数 ($l_k/D=10, 14$)

No.	試験体	$\theta_s(\%)$	$\mu(\theta/\theta_p)$	繰返し回数				
				$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_{80\%}$	
1	LD10n30R15	0.67	2.24	正	4	6	11	18
				負	2	5	8	15
2	LD10n45R1	0.62	1.61	正	8	18	32	36
				負	9	19	31	36
3	LD14n30R15	0.92	1.63	正	8	15	26	44
				負	5	9	19	37
4	LD14n45R1	0.87	1.15	正	38	82	200+	-
				負	20	58	193	200+

* 200+は、80%まで荷重が低下していない状態で実験を終了したことを示している。

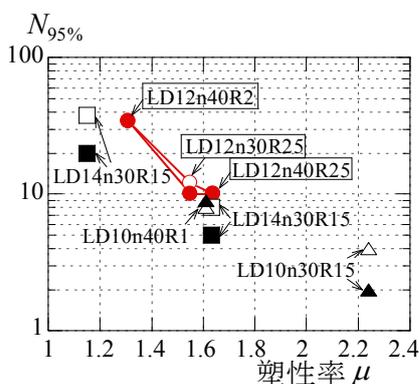


図-14 $N_{95\%}$ —塑性率 μ 関係

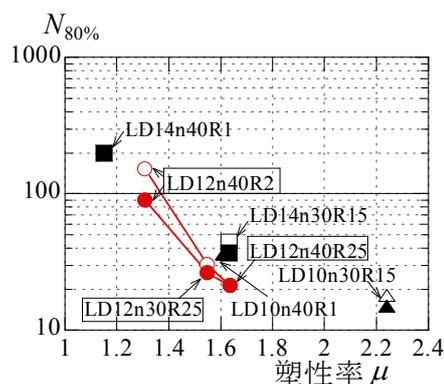


図-15 $N_{80\%}$ —塑性率 μ 関係

- : LD12 正側
- : LD12 負側
- : LD14 正側
- : LD14 負側
- △ : LD10 正側
- ▲ : LD10 負側

*図-14と図-15では本論で行った試験体名を□で囲んでいる。上記凡例は、図-14、図-15共通である。

4. 結論

建築構造用高強度 780N/mm² 鋼材 (H-SA700) を用いた角形 CFT 柱が一定軸力下で一定変位振幅繰返し荷重を受ける場合の挙動を明らかにすることを目的とし、軸力比、振幅を実験変数として曲げせん断実験を 3 体行い、最大荷重、水平力 Q —部材角 R 関係、軸ひずみ ε —部材角 R 関係、重心軸ひずみ挙動、多数回繰返し特性を示し、耐力劣化挙動に及ぼす局部座屈と亀裂の影響を明らかにした。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 軸力比 $n=0.3$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体と軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2\%$ の試験体は、フランジに局部座屈が発生した後に亀裂が発生し、亀裂が大きく拡大した。よって亀裂が耐力低下に大きく影響を与えたと考えられる。また、軸力比 $n=0.4$ 、部材角 $R=2.5\%$ の試験体は、フランジ、ウェブに局部座屈が発生した後に亀裂が発生した。軸縮み量も多く局部座屈が耐力低下に大きく影響を与えたと考えられる。
- 2) 塑性率と限界繰返し回数 $N_{95\%}$ 、 $N_{80\%}$ の関係を示した。本論で行った H-SA700 を用いた試験体は、BCR295 を使用した既往の試験体と同様に、塑性率と限界繰返し回数 $N_{95\%}$ 、 $N_{80\%}$ には、負の相関関係がある。 $N_{95\%}$ の場合は既往の研究結果と概ね同じ関係となっており、 $N_{80\%}$ の場合は同等の塑性率の場合、本論の試験体の方が、値が小さくなって

いた。

今後、実験資料の蓄積と CFT 柱の損傷を考慮できる長周期地震動に対する超高層建物の安全検証法の確立が望まれる。

謝辞: 本研究は、平成 29 年度文部科学省研究補助金 (基盤研究(C), 課題番号 15K06303, 代表者: 城戸将江) の援助を受けた。ベースプレート加工は北九州市立大学加工センターの皆様にご協力いただいた。コンクリートの打設に際しては、北九州宇部コンクリート株式会社にご協力いただいた。実験の遂行に当たり、北九州市立大学構造・施工講座の協力を得た。関係各位に感謝します。

参考文献

- 1) 成原弘之, 安田聡, 佐藤英佑, 宇佐美徹, 鈴木康正, 長谷川隆: 長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討 その 27 CFT 柱部材の多数回繰返し荷重実験 (実験概要: 490N 級鋼材, Fc60 コンクリート試験体), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.1251-1252, 2014.9.
- 2) 佐藤英佑, 成原弘之, 安田聡, 宇佐美徹, 鈴木康正, 長谷川隆: 長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討 その 28 CFT 柱部材の多数回繰返し荷重実験 (結果と考察: 490N 級鋼材, Fc60 コンクリート試験体), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III, pp.1253-1254, 2014.9.
- 3) 宇佐美徹, 山崎賢二, 牛渡ふみ, 成原弘之, 鈴木康正, 長谷川隆: 長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討 その 29 CFT 柱部材

- の多数回繰返し載荷実験（実験概要：590N 級鋼材，Fc100 コンクリート試験体ほか），日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III，pp.1255-1256，2014.9.
- 4) 牛渡ふみ，宇佐美徹，山崎賢二，成原弘之，長谷川隆：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討 その30 CFT柱部材の多数回繰返し載荷実験（結果と考察：590N 級鋼材，Fc100 コンクリート試験体ほか），日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III，pp.1257-1258，2014.9.
 - 5) 山崎賢二，宇佐美徹，牛渡ふみ，成原弘之，長谷川隆：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の安全性検証方法の検討 その31 CFT柱部材の多数回繰返し載荷実験（損傷評価），日本建築学会大会学術講演梗概集 構造 III，pp.1259-1260，2014.9.
 - 6) 城戸將江，福元敏之，津田惠吾，一戸康生，森田耕次：長周期地震動に対する CFT 柱部材の保有性能に関する研究，鋼構造論文集，第24巻 第94号，pp.49-64，2017.6.
 - 7) 城戸將江，津田惠吾，福元敏之，一戸康生，森田耕次：一定変位振幅繰返し載荷を受ける角形 CFT 柱の構造性能，日本建築学会構造系論文集，第84巻 第759号，pp.725-735，2019.5.
 - 8) 宇津宮遥奈，城戸將江，津田惠吾：角形 CFT 柱の限界繰返し回数におよぼす影響因子に関する研究，日本建築学会九州支部研究報告集，第58号，pp.405-408，2019.3.
 - 9) 林和宏，西亮祐，羅雲標，倉田真宏，中島正愛：超高強度鋼 H-SA700 を用いたコンクリート充填鋼管柱の復元力特性と終局状態，日本建築学会構造系論文集，第80巻 第718号，pp.2001-2009，2015.12.
 - 10) 平田寛，鈴井康正，時野谷浩良：H-SA700 を用いた超高強度 CFT 長柱の曲げせん断性状（報告），鋼構造年次論文報告集，第22巻，pp.577-582，2014.11.
 - 11) 郝 乙鑫，城戸將江：高強度鋼材を用いた角形 CFT 長柱の曲げせん断実験（報告），鋼構造年次論文報告集，第23巻，pp.792-797，2015.11.

(Received August 30, 2019)

STRUCTURAL PERFORMANCE OF SQUARE CFT COLUMNS WITH HIGH STRENGTH MATERIALS SUBJECTED TO CYCLIC LATERAL LOADING UNDER CONSTANT LOTATION ANGLE

Daijiro FUJIOKA, Masae KIDO and Kota JYOZAKI

The impacts of the Nankai Trough mega earthquake on the super high-rise buildings are concerned. Natural period of super high rise buildings are long and concrete filled steel tubular columns are commonly used in super high-rise buildings. From this background, the flexural and shear experimental works of square CFT columns under constant lotation angle were carried out. Test parameters were the effective length - depth ratio, the axial force ratio, the width-thickness ratio, the strength of materials and amplitude of the lotation angle, however, the high strength 780N/mm² steel for building structure (H-SA700) was not used in this studies. The purpose of this study is to clarify the structural behavior of CFT beam-columns with H-SA700 steel under constant axial load and lotation angle.

The test specimens are the cantilever columns subjected to the constant axial load and the lateral load. The number of the test specimens is three and the test parameters are the axial force ratio $n=0.3$ and 0.4 and the lotation angle $R=2\%$ and 2.5% .

Local buckling and cracks were observed in all specimens and the strength decreased gradually. In case of test specimens with $n=0.3$ and $R=2.5\%$ and $n=0.4$ and $R=2\%$, local buckling occurred at the column flange followed by cracks at corners of the column section and the width of the crack increased. Hence, the strength decreased due to the cracks. On the other hand, in case of the test specimen with $n=0.4$ and $R=2.5\%$, crack observed after occurrence of local buckling at the flange and the web. Therefore, the local buckling dominates the strength deterioration behavior. The relation between the limit cycles and ductility factors indicates the negative correlation.