# 論文 座屈長さ径比,幅厚比の大きい高強度 CFT 長柱の耐震性能

平林 聖尊\*1,石川 裕次\*2,飯田 正憲\*3,曽我 裕\*4

要旨:筆者らはこれまで,高強度コンクリートおよび高強度鋼材を用いた冷間成形角形鋼管 CFT 長柱(座 屈長さ径比:L<sub>k</sub>/B≧12)の研究を進めてきた。本稿では,高強度材料を用いた冷間成形角形鋼管 CFT 長柱の 力学性状を検討するために,実験変数を座屈長さ径比,幅厚比とした3体の試験体を製作し,高軸力および 多数回繰返し荷重を導入した曲げせん断実験を実施した。ここでは曲げ耐力および変形性能について検討し た結果を示す。

キーワード:冷間成形角形鋼管, CFT, 長柱, 軸力比, 高強度コンクリート, 座屈長さ径比, 幅厚比

#### 1. はじめに

我々はこれまでに、高強度コンクリート<sup>1)</sup>および高強 度鋼材を用いた冷間成形角形鋼管 CFT 長柱 (座屈長さ径 比: $L_k/B \ge 12$ )の研究を進めてきた。2009年には実験変数 を軸力比、座屈長さ径比(短柱)、鋼種、コンクリート 強度とした実験<sup>3)</sup>を、2010年には実験変数を引張軸力、 多数回繰返し載荷、45度方向載荷とした実験<sup>2)</sup>を行い、 現行指針<sup>4).5)</sup>の適用範囲を超える条件における耐震性能 の確認を行ってきた。本実験では、高強度 CFT 長柱の適 用範囲を拡大するために、座屈長さ径比( $L_k/B$ )、幅厚比

(B/t)を実験変数とした高軸力および多数回繰返し荷重 を受ける冷間成形角形鋼管 CFT 長柱の耐震性能実験を 実施し,曲げ耐力および変形性能について検討した。以 下に得られた知見を報告する。

#### 2. 実験概要

#### 2.1 実験変数,試験体

筆者らは、2009、2010年に実施した高強度 CFT 長柱 の構造実験<sup>2),3)</sup>に加えて、コンクリート強度および最大 軸力比が現行指針<sup>4),5)</sup>の適用範囲を超える領域において、 以下の2つの因子が CFT 長柱の構造性能に与える影響に ついて検討した。

1)座屈長さ径比が適用範囲を超えた場合の構造性能
2)幅厚比が適用範囲を超えた場合の構造性能

試験体一覧を表-1 に,実験因子を図-1に示す。試 験体は、冷間成形角形鋼管に 550N/mm<sup>2</sup> 級鋼を、コンク リートに設計基準強度 Fc=105N/ mm<sup>2</sup>相当を用い、最大 軸力比は正サイクル側で 0.55 N<sub>0</sub>,負サイクル側で-0.40 N<sub>t</sub> とした (N<sub>0</sub>:軸圧縮力を受ける部材の単純累加耐力, N<sub>t</sub>: 引張軸耐力)。実験変数は、座屈長さ径比、幅厚比とし た。座屈長さ径比は、現行指針では L<sub>k</sub>/B=12.0 以上が長 表-1 試験体一覧

	≕☆☆	~		L400	L401 L402 L		L301 <sup>2)</sup>		
	司马安1平	ά		L <sub>k</sub> /B=16	B/t=28 B/t=24		標準		
座屈長	長さ径比	$L_k/B$	_k/B 16.3		12.8	12.8			
径	厚比	B/t		17.9	27.8	23.9	17.9		
柱内	法長さ	L	(mm)	3500	3200	2752	3200		
		В	(mm)	215	250	215	250		
鋼管断面		D	(mm)	215 250		215	250		
		t	(mm)	12	9	9	14		
鋼管	種別			G	G385(550 N/mm <sup>2</sup> 級鋼)				
鋼材	降伏強度	$_{s}\sigma_{y}$	(N/mm²)	438	463		412		
材料強度	降伏比	$_{s}\sigma_{y}/_{s}\sigma$	u (%)	73.4	72	74.5			
コンクリート	圧縮強度	$f'_{c}$ (N/mm <sup>2</sup> )			109.3				
材料強度	ヤング係数	E <sub>c</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )		$4.35 \times 10^{4}$				
最大朝	軸力比	$N/N_0$		0.55					
最小	軸力比	$N/N_{\rm t}$		-0.40					
繰返しサ	イクル数			10					

N。:軸圧縮力を受ける部材の単純累加耐力

N,:引張力を受ける部材の引張耐力

L: : 座屈長さ, B·D: 鋼管の断面幅・断面せい, t: 鋼管の板厚



*1	(株)	竹中工務店	技術研究所	建設技術研究部	構造部門	研究員	工修	(正会員)
*2	(株)	竹中工務店	技術研究所	建設技術研究部	構造部門	主任研究員	工博	(正会員)
*3	(株)	竹中工務店	名古屋支店割	设計部 構造 G		主任	工修	(正会員)
*4	(株)	竹中工務店	名古屋支店副	设計部 構造 G		副部長	工修	

柱として定義されており,既往の実験データ<sup>2),3)</sup>は L<sub>k</sub>/B=12.8 以下であった。本実験では,L400の座屈長さ 径比を L<sub>k</sub>/B=16.3 とした。幅厚比に関する既往の実験デ ータ<sup>2),3)</sup>は,B/t=17.9 に限られていたが,本実験では,L401 および L402 の幅厚比をそれぞれ B/t=27.8,23.9 とした。 なお,L301<sup>2)</sup>は L<sub>k</sub>/B=12.8,B/t=17.9 とした。試験体は, 図-2 に示すように,試験区間を L400 で 3,500mm,L401 で 3,200mm,L402 で 2,752mm とした。

#### 2.2 加力方法

加力装置図を図-3に示す。柱脚,柱頭を固定端とす る建研式加力装置を用いて軸力および水平力を加え,逆 対称モーメント載荷を行った。水平加力の載荷履歴を図 -4(a)に示す。水平加力は変位漸増載荷とし,R=±2.5, ±5.0,(±2.5),±10,(±5.0),±20×10<sup>-3</sup>[rad]までを各 10回繰返し,さらに(±5.0),±30,±40,±50×10<sup>-3</sup>[rad] を各2回繰り返し,最後に+60×10<sup>-3</sup>[rad]まで押し切り を行った。これは,模擬した長周期地震動による超高層 建物の時刻歴応答解析の結果に基づき設定した。()内 のサイクルは,各変形後の小サイクルを想定した。

軸力の載荷履歴 (L400) を図-4 (b) に示す。軸力は, 想定する超高層建物における静的増分解析結果に基づ き初期軸力を軸力比 0.20 N<sub>0</sub> (長期荷重相当) とし,正サ イクル側は最大軸力比 0.55N<sub>0</sub>,負サイクル側は最小軸力 比-0.40 N<sub>t</sub> (N<sub>0</sub>:軸圧縮力を受ける部材の単純累加圧縮軸 耐力,N<sub>t</sub>:引張軸耐力) における曲げ強度(計算値) に 連動させて,変動軸力載荷を行った。

## 3. 実験結果

#### 3.1 破壊状況

いずれの試験体も部材角  $R=20 \times 10^3$  [rad] 前後で, 鋼管の局部座屈が柱脚から 1.0D (D:柱せいに相当)の範囲に見られた。負サイクル側において, L400 は-30× $10^3$  [rad] (1回目), L401 は-20× $10^3$  [rad] (9回目), L402 では,  $-30 \times 10^3$  [rad] (1回目) で鋼管柱脚および柱頭の それぞれ角部から破断し, 柱頭の平坦部に破断が拡がり,耐力低下した。負サイクルにおける柱頭および柱脚部の鋼管溶接部近傍の破断後も, 正サイクルにおいては破断部が接地し耐力が上昇したため, 正サイクル側のみ 60× $10^3$  [rad]まで載荷を行った。正サイクル側においては,  $60 \times 10^3$  [rad]まで耐力低下は見られなかった。

各試験体の部材角 R=+20×10<sup>-3</sup>[rad]における損傷状況 を図-5に、実験終了時(部材角 R=+60×10<sup>-3</sup>[rad])に おける損傷状況を図-6に示す。写真中の柱脚部に描か れたメッシュの大きさは縦 43×横 50mm (L401 は 50× 62.5)とした。幅厚比が大きい試験体(L401:B/t=27.8, L402:B/t=23.9) ほど、鋼管柱脚圧縮部の局部座屈による はらみ出し(面外方向への変形)が大きいのが分かる。





16)(b) L401 (B/t=28)図-5部材角 R=20×10<sup>-3</sup>[rad]における柱脚部の損傷状況



(a) L400 ( $L_k/B=16$ )

(b) L401 (B/t=28)

(c) L402 (B/t=24)

図-6 実験終了時(R=60×10<sup>-3</sup>[rad])における柱脚部の損傷状況



図-7 主な実験結果(上段:曲げモーメントおよび水平カー部材角関係図,下段:等価粘性減衰定数一部材角関係)

#### 3.2 荷重-変形関係

部材角 R=20×10-3[rad]までの主な実験結果を図-7に 示す。上段に曲げモーメントおよび水平力-部材角関係 図を、下段に等価粘性減衰定数-部材角関係図を示した。 図中の水平力は,軸力と水平変形により生じる付加曲げ モーメント(以下, PΔ効果)によるせん断力の低下の影 響を含めた値, 柱脚部曲げモーメントは PΔ 効果の影響 を除去した値である。各図中には、鋼管の内外に貼付し たひずみゲージの平均値が鋼材の降伏ひずみに達した 計測点を〇, 限界部材角を◆で示した。なお, 図中の限 界部材角の定義および考察は3.5節に示す。鋼材が降伏 ひずみに達した部材角は、L400の正サイクルで+5.0× 10<sup>-3</sup> [rad], 負サイクルで-20.2×10<sup>-3</sup> [rad], L401の正サイ クルで+3.5×10<sup>-3</sup> [rad], 負サイクルで-10.1×10<sup>-3</sup> [rad], L402の正サイクルで+4.0×10<sup>-3</sup> [rad], 負サイクルで-10.0 ×10<sup>-3</sup> [rad] であり, 正サイクルの方が負サイクルに比べ て早期に降伏する結果となった。最大耐力となった部材 角は,L400の正サイクルで+60.0×10<sup>-3</sup> [rad],負サイクル で-40.6×10<sup>-3</sup> [rad], L401 の正サイクルで+60.4×10<sup>-3</sup> [rad], 負サイクルで-20.0×10<sup>-3</sup> [rad], L402の正サイクルで+60.4 ×10<sup>-3</sup> [rad], 負サイクルで-20.5×10<sup>-3</sup> [rad]であった。正 サイクルについては 60×10<sup>-3</sup> [rad]まで耐力低下が見られ ず、最大耐力時の部材角が大きくなる結果となった。

初期載荷時の柱脚曲げモーメントの包絡線の L400 (L<sub>k</sub>/B=16)とL301の比較を図-8(a)に,L401(B/t=28) とL402(B/t=24),L301の比較を図-8(b)に示す。 (1)実験変数:座屈長さ径比(L400,L301)

鋼管の降伏現象を比較すると,正サイクル側で L301 に比べて座屈長さ径比の大きい L400 で降伏が早まった のに対して,負サイクル側ではほぼ同等であった。破壊 状況に関しては,座屈長さ径比の小さい試験体の方が鋼 管の破断および耐力低下が早まる結果となった。これは, 同一部材端回転角の場合には,座屈長さ径比が小さい試 験体ほど圧縮縁応力が大きくなるため,先に耐力低下が 生じたと考えられる。

(2) 実験変数:幅厚比(L401, L402, L301)

鋼管の降伏現象を比較すると,正サイクル側で L301 に比べて幅厚比の大きい L401, L402 で降伏が早まった のに対して,負サイクル側ではほぼ同等であった。破壊 状況に関しては,幅厚比の大きい試験体ほど鋼管の破断 および耐力低下が早まる結果となった。

# 3.3 曲げ耐力

実験結果一覧を**表-2**に示す。それぞれ,部材角±5, ±10, ±20×10<sup>-3</sup> [rad]時(初期載荷時)および鋼管降伏 時,最大耐力時における柱脚モーメント値を示した。ま た,短期許容耐力および終局耐力の計算値として学会長



柱式<sup>4)</sup>による計算値を示した。各試験体の M-N 相関図を 図-9に示す。なお,学会長柱式のコンクリート圧縮強 度の適用範囲は Fc90 までであるが,外挿して算定した。

(1)終局曲げ耐力

終局曲げ耐力は,設計で想定する変形レベルを考慮して,部材角 R=20×10<sup>-3</sup>[rad]までの最大耐力と計算値の比較を行い,L400の負サイクルを除いては<sub>cru</sub>=1.0とした学会長柱式<sup>5)</sup>の終局曲げ耐力を上回った。その余裕度は, 正サイクル側で1.35~2.17,負サイクル側で1.01~1.15

試験	加力	実験結果					学会長柱式*1		実験結果		限炅部材角		
							短期耐力*4	終局耐力	/学会長柱式				
体名	方向	${\sf M_{5}}^{*2}$	M <sub>10</sub> <sup>*2</sup>	M <sub>20</sub> <sup>*2</sup>	M <sub>降伏</sub> *3	M <sub>最大</sub> *3	$_{cal}M_S$	$_{cal}M_{u}$	M <sub>降伏</sub>	$M_{20}$	実験値	計算値	実験値
_		(kN•m)	(kN∙m)	(kN∙m)	(kN•m)	(kN•m)	(kN•m)	(kN•m)	$_{cal}M_{S}$	<sub>cal</sub> M <sub>u</sub>	$(\times 10^{-3} rad.)$	$(\times 10^{-3} rad.)$	計算値
L400	正	93	177	241	93	315	20	111	4.65	2.17	18.8	17.4	1.08
	負	-107	-155	-239	-199	-296	-133	-244	1.50	0.98	-40.5	-	-
L401	正	186	316	329	137	329	68	243	2.01	1.35	13.5	11.2	1.21
	負	-130	-216	-319	-207	-326	-123	-276	1.68	1.15	-20.0	-	-
L402	正	118	205	257	103	250	47	178	2.20	1.44	20.3	13.0	1.55
	負	-95	-143	-203	-125	-206	-88	-201	1.42	1.01	-28.0	-	-
L301	Ш	137	255	351	343	384	197	280	1.74	1.25	17.7	17.7	1.00
	負	-180	-292	-381	-282	-390	-232	-335	1.22	1.14	-30.7	-	-
*1 学会	▶1 学会長柱式 · · · 文献 5)に基づく CFT 長柱の曲げ耐力式												

表-2 実験結果一覧

文献 5) に基づく CFT 長柱の曲げ耐力式 学会長柱式

学会長柱式のコンクリート強度の適用範囲は Fc90 までであるが,本論では外挿して使用。

M<sub>5</sub>, M<sub>10</sub>, M<sub>20</sub> M <sub>降伏</sub>, M<sub>max</sub> \*2 部材角 R=5×10<sup>-3</sup>, 10×10<sup>-3</sup>, 20×10<sup>-3</sup>[rad]時の曲げ耐力

それぞれ鋼管降伏時および最大耐力時の曲げ耐力

M <sub>降伏</sub>, 短期許容耐力 : 文献 5) に準じてコンクリート及び鋼管の短期許容応力度を定めて算定

\*4

であり、正サイクル側の方が相対的に終局曲げ耐力(実 験値)余裕度が大きい実験結果を示した。終局曲げ耐力 余裕度が最も小さいL400(引張軸力時)においても0.98 であった(最大耐力との比較では終局曲げ耐力(計算値) を上回った)。

(2) 短期許容耐力

\*3

鋼管降伏時の曲げ耐力は、全ての試験体において学会 長柱式 5の短期許容耐力を上回った。余裕度は、正サイ クル側で2.01~4.65, 負サイクル側で1.42~1.68であり, 正サイクル側の方が相対的に大きい結果を示した。

#### 3.4 限界部材角

限界部材角の実験値と計算値を表-2に示す。限界部 材角(実験値)は、文献 5)に従い、水平力(Pム 効果に よるせん断力の低下の影響を含む)が最大耐力の95%に 低下した時点の部材角とした。計算値は、学会長柱式<sup>5)</sup> を用いた。なお、学会長柱式のコンクリート圧縮強度の 適用範囲はFc90までであるが、外挿して算定した。

L400 と L301 との比較では、座屈長さ径比の違いによ る影響は見られなかった。L401 と L402, L301 の比較で は、幅厚比の最も大きい L401 の限界部材角が小さくな り、L402 とL301 は違いが見られなかった。

実験値と計算値の比較では、全ての試験体で実験値が 計算値を上回った。幅厚比の大きい L401, L402 では, 実験値が計算値に対して 1.21~1.55 倍とやや大きい値と なったが,安全側に評価できた。

# 3.5 多数回繰返し載荷の影響

各部材角における繰返し回数と耐力低下の関係を図 -10に示す。耐力低下は、各サイクルにおける耐力を 1回目載荷時の耐力で除して求めた。正サイクル側にお いて、10×10<sup>-3</sup>[rad]までのサイクルでは、10 回繰り返し た時点の耐力低下は最大で12.9%, 20×10-3[rad] のサイ



クルでは、27.1%であった。負サイクル側では、20× 10<sup>-3</sup>[rad]のサイクルにおいても 10 回繰り返しによる耐力 低下は最大で7.3%であった。これは、繰返し載荷による 耐力低下が圧縮側内部コンクリートの損傷によるもの



図-11 柱脚ふくらみ分布

であり、正サイクルでは圧縮軸力のコンクリートの負担 する割合が大きいためにその影響が大きく、負サイクル では引張軸力を主に鋼管が負担するために内部コンク リートの劣化による耐力低下への影響が小さいことに よると考えられる。以上の実験結果から、通常構造設計 で想定する変形領域(層間変形角 10×10<sup>3</sup>[rad])におい ては、多数回繰り返しの影響は少ないと考える。

正サイクル(圧縮軸力)時の柱脚部はらみ出し分布を 図-11に示す。縦軸は、柱脚から計測位置までの距離 を鋼管の断面せい(D)で除した値である。いずれの試験体 も,はらみ出しが柱脚から1.0Dまでの範囲で生じている ことが分かる。また、繰返し載荷による耐力低下の大き い20×10<sup>-3</sup>[rad]のサイクル後、30×10<sup>-3</sup>[rad]のサイクルで 幅厚比の大きい L401, L402 のはらみ出し変位が急増し ており、繰返し載荷による耐力低下との関連が見られる。

## 4. まとめ

座屈長さ径比および幅厚比を実験変数とした,高軸力 および多数回繰返し荷重を受ける CFT 長柱の耐震性能 を確認するために,新たに3体の構造実験を行った結果, 以下の知見が得られた。

(1) 座屈長さ径比の大きい CFT 長柱の耐震性能

座屈長さ径比 L<sub>k</sub>/B=16.3 とした CFT 長柱 (B/t=17.9) の耐震性能は,学会長柱式<sup>5)</sup>による曲げ耐力式で短期許 容耐力および終局耐力を評価することができた。また、 限界部材角についても、学会長柱式による計算値で実験 値を安全側に評価することが出来た。

(2) 幅厚比の大きい CFT 長柱の耐震性能

幅厚比 B/t=27.8, 23.9 とした CFT 長柱 ( $L_k/B=12.8$ )の 耐震性能は、学会長柱式 <sup>5)</sup>による曲げ耐力式で短期許容 耐力および終局耐力を評価することができた。また、限 界部材角についても、学会長柱式による計算値で実験値 を安全側に評価することが出来た。

# 参考文献

- 山田政雄,石川裕次他:Fc150N/mm<sup>2</sup>・590 N/mm<sup>2</sup>鋼 材を用いた高さ 300m 建物の設計,コンクリート工 学, Vol.48, No.3, pp.24~28, 2010.3
- 飯田正憲,石川裕次,曽我裕:多数回繰返し荷重を 受ける高強度 CFT 長柱の耐震性能,コンクリート工 学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1147~1152, 2011.7
- 飯田正憲,石川裕次,曽我裕:高軸力を受ける高強 度 CFT 長柱の耐震性能の検討,コンクリート工学年 次論文集, VoL.32, No.2, pp.1141~1146, 2010.7
- コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説の 運用及び計算例等,新都市ハウジング協会,2009.10
- 5) コンクリート充填鋼管構造設計施工指針,日本建築 学会,2008.10