

論文 多数回繰返し荷重を受ける高強度CFT長柱の耐震性能

飯田 正憲^{*1}・石川 裕次^{*2}・曾我 裕^{*3}

要旨：近年，超高層オフィスのエントランスを開放的な吹き抜け空間とし，比較的細い柱で構成するデザインニーズが増加している。一方，近年の高強度・高性能な材料開発を背景に，高強度冷間成形角形鋼管および高強度コンクリートを用いたCFT柱の実用化が望まれている。本稿では，高軸力を負担する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3体の試験体を製作して高軸力を導入した曲げせん断実験を実施した。実験変数は，多数回繰返し載荷（長周期地震動対策），載荷方向とした。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，長周期地震動，45度載荷

1. はじめに

近年，超高層オフィスのエントランスを開放的な吹き抜け空間とし，比較的スレンダーな柱で構成するデザインニーズが増加している。この様な柱は，所謂，長柱（座屈長さ径比： $L_k/B \geq 12$ ）となる場合が多い。一方で，高強度・高性能な材料が開発され， $Fc150N/mm^2$ の高強度コンクリート¹⁾および高強度材料を用いた冷間成形角形鋼管を用いたCFT柱の研究開発（例えば文献2)）が進められている。しかしながら現行指針^{3),4)}では，材料の適用範囲を超えていること，さらに長柱に対して定められている軸力比制限を満足できない場合が想定される。このような高軸力を負担する高強度材料を用いた冷間成形角形鋼管CFT長柱を，変形性能に応じた性能設計を行うために，引張軸力を含む変動軸力を作用させ耐震性能実験を実施した。特に，近年取り上げられている長周期地震動を考慮した多数回繰返し荷重を受ける場合の曲げ耐力および変形性能について検討した結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 実験変数，試験体

著者は，2009年に現行指針におけるコンクリートの材料強度の適用範囲を超え，高軸力比を受けるCFT長柱の構造実験²⁾を実施している。ここではさらに，以下の3つの因子の影響について検討した。

- 1) 引張軸力が作用した場合の構造性能
- 2) 多数回繰返し荷重（長周期地震動対応）が作用した場合の構造性能
- 3) 45度方向荷重が作用した場合の構造性能

表-1に実験の試験体一覧を示す。試験体は，鋼管に550N/mm²級鋼を，コンクリートにはFc105N/mm²を用

表-1 試験体一覧

試験体名	L300	L301	L302
	標準	多数回	45°
鋼管断面 B×D×t (mm)	250×250×14 (550N/mm ² 級鋼)		
幅厚比 B/t	18		
座屈長さ径比 L _k /B	12.8		
鋼材材料強度	降伏強度 $s\sigma_y=412N/mm^2$ 降伏比 $s\sigma_y/s\sigma_u=74.5\%$		
コンクリート圧縮強度	圧縮強度 $f'_c=109.3N/mm^2$ ヤング係数 $E_c=4.35 \times 10^4 N/mm^2$		
最小軸力比 N/N _t	-0.40		
最大軸力比 N/N ₀	0.55		
繰返しサイクル数	2	10	2
載荷方向	0°	0°	45°

N₀：軸圧縮力を受ける部材の単純累加耐力
N_t：引張力を受ける部材の引張耐力
L_k：座屈長さ，B・D：鋼管の幅・成，t：鋼管の厚み

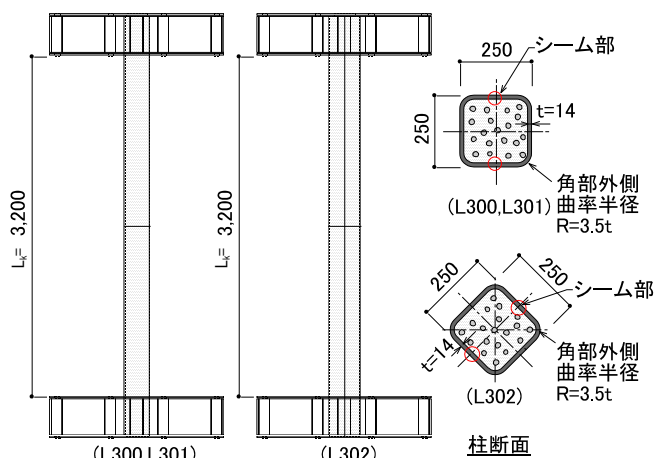


図-1 試験体図

*1 (株)竹中工務店 名古屋支店設計部 構造G 主任 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 名古屋支店設計部 構造G 副部長 工修

い、最大軸力比は 0.55 とした。実験変数は、繰返しサイクル数、载荷方向とした。試験体図を 図-1 に示す。柱頭柱脚に固定スタブを設け、柱通しとし、固定スタブと柱の接合は隅肉溶接とした。また、試験区間を $L_k=3200\text{mm}$ ($L_k/B=12.8$) とした。また、鋼材およびコンクリートの材料試験結果を表-1 に示す。

2.2 加力方法

加力装置図を 図-2 に示す。柱脚・柱頭を固定端とし、建研式加力装置を用いて軸力および水平力を加え、逆対称モーメント载荷を行った。水平加力は変位漸増载荷とし、 図-3 (a) に示すように $R=\pm 1, \pm 2.5, 5, (\pm 2.5), \pm 10, (\pm 5), \pm 20, (\pm 5), \pm 30, \pm 40, \pm 50 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ を各 2 回繰返し、最後に $+60 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ まで押し切りを行った。() のサイクルは、各変形後の小サイクルを想定した。また、L301 試験体 (多数回) では、 図-3 (b) に示すように、 $R=\pm 2.5, 5, (\pm 2.5), \pm 10, (\pm 5), \pm 20 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ までを各 10 回繰返し、さらに $(\pm 5), \pm 30, \pm 40, \pm 50 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ を各 2 回繰返し、最後に $+60 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ まで押し切りとした。これは、長周期地震動を模擬した高層 C F T 造建物の時刻歴応答解析の結果に基づいて設定した。 図-4 に軸力の载荷履歴を示す。軸力は、想定する高層建物の変形角に応じて変動させ、初期軸力を軸力比 0.2 (長期荷重相当) とし、正サイクル側は変形角 $5.0 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ にて最大軸力比 ($0.55N_0$)、負サイクル側は変形角 $-5.0 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ にて最小軸力比 ($-0.40N_i$) とした。 (N_0 : 圧縮軸耐力, N_i : 引張軸耐力)。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

L300 (標準), L301 (多数回) の柱脚部の損傷経過をそれぞれ 図-5, 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 $50\text{mm} \times 50\text{mm}$ としている)。いずれの試験体も部材角 $+5.0 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ 付近で、鋼管表面のひずみが大きくなり始めたことを示す表面の黒皮の剥離現象が見られる (このとき、鋼管表面のひずみは、比例限界を超えた 2000μ 程度)。 $+10 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ を超えた時点で鋼管の内外に貼付したひずみゲージの平均値が降伏ひずみに達する。 $30 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ 付近では、鋼管の局部座屈が柱脚から $1.0D$ (D : 柱成に相当) の範囲に見られ、それと共に軸ひずみの増加が見られた。最大耐力時の部材角はそれぞれ、L300 (標準) で $30 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$, L301 (多数回) で $40 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$, L302 (45°) で $30 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ であった。その後、L300 (標準) では、徐々に耐力低下を示すが、 $60 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ まで载荷を行った。また、L301 (多数回) では、 $-40 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ (1 回目) で鋼管柱脚および柱頭がスタブ (非試験区間) との溶接部近傍でそれぞれ破断し、耐力低下した。また、L302 (45°) では、

$-50 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ (1 回目) で鋼管柱脚および柱頭がそれぞれ溶接部近傍の隅角部から破断し、耐力低下したものの、 $60 \times 10^{-3}[\text{rad.}]$ まで载荷を行った。

3.2 荷重-変形関係

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。なお、水平力は軸力と水平変形により生じるせん断力の低下の影響を含めたもので、曲げモーメントは柱脚の曲げモーメントである。各図中に

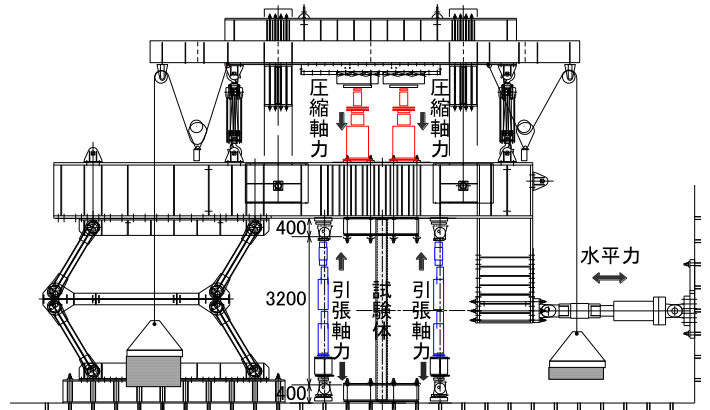
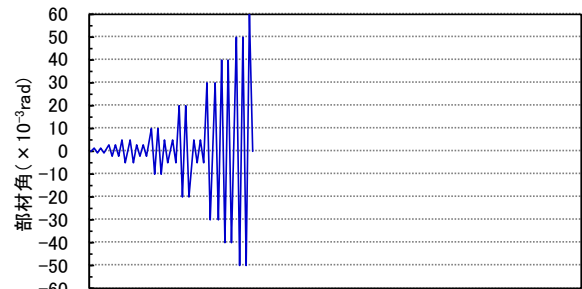
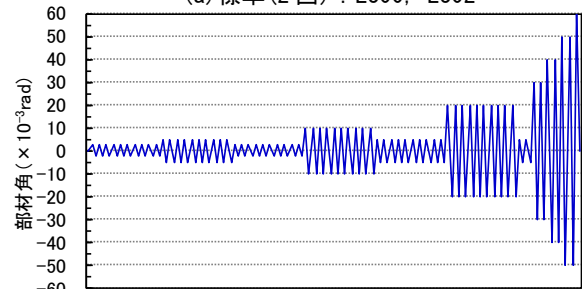


図-2 加力装置図



(a) 標準 (2 回) : L300, L302



(b) 多数回 (10 回) : L301

図-3 水平加力の载荷履歴

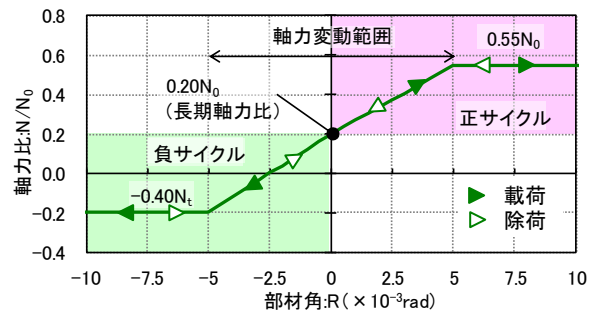


図-4 軸力の载荷履歴 (軸力比-部材角関係)

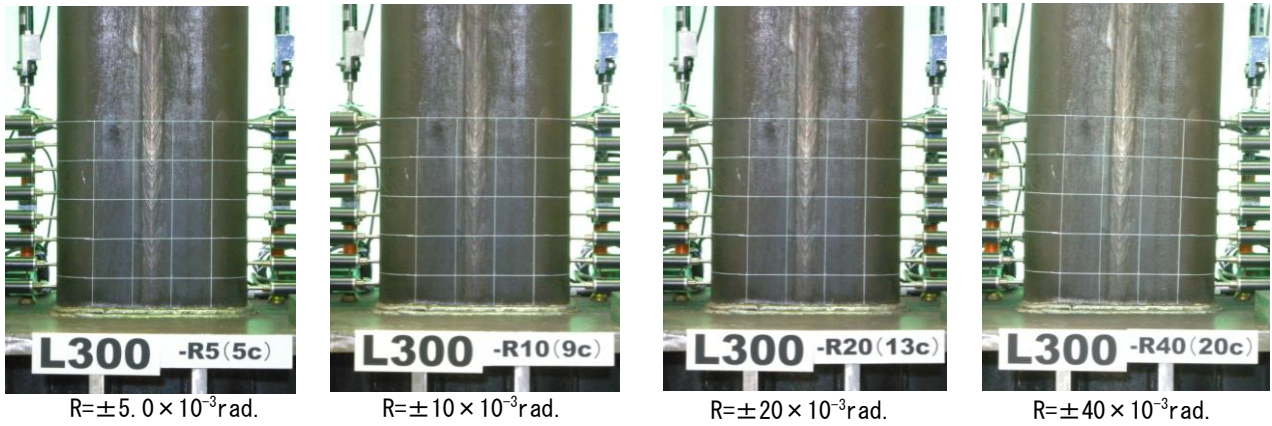


図-5 L300 試験体（標準）柱脚部の損傷経過

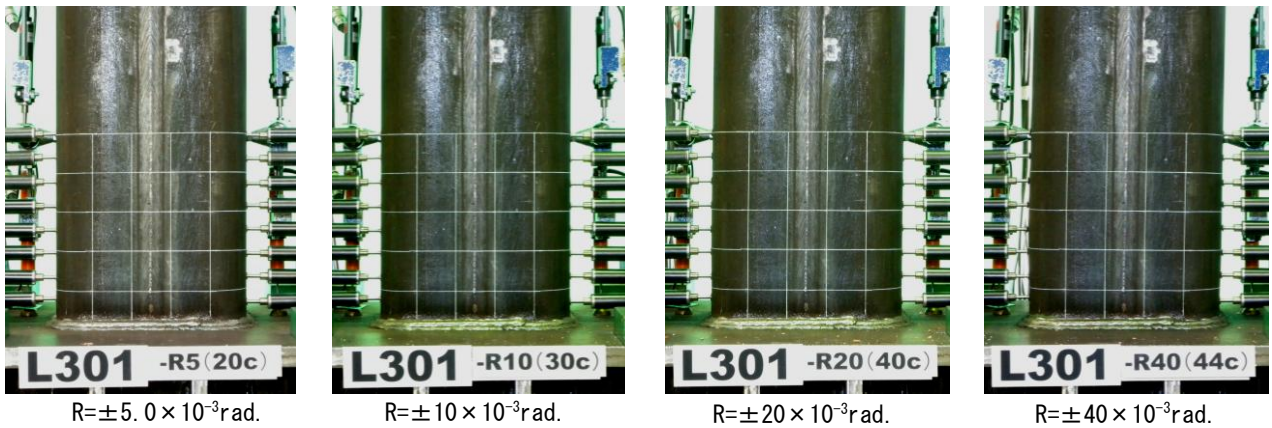


図-6 L301 試験体（多数回繰返し）柱脚部の損傷経過

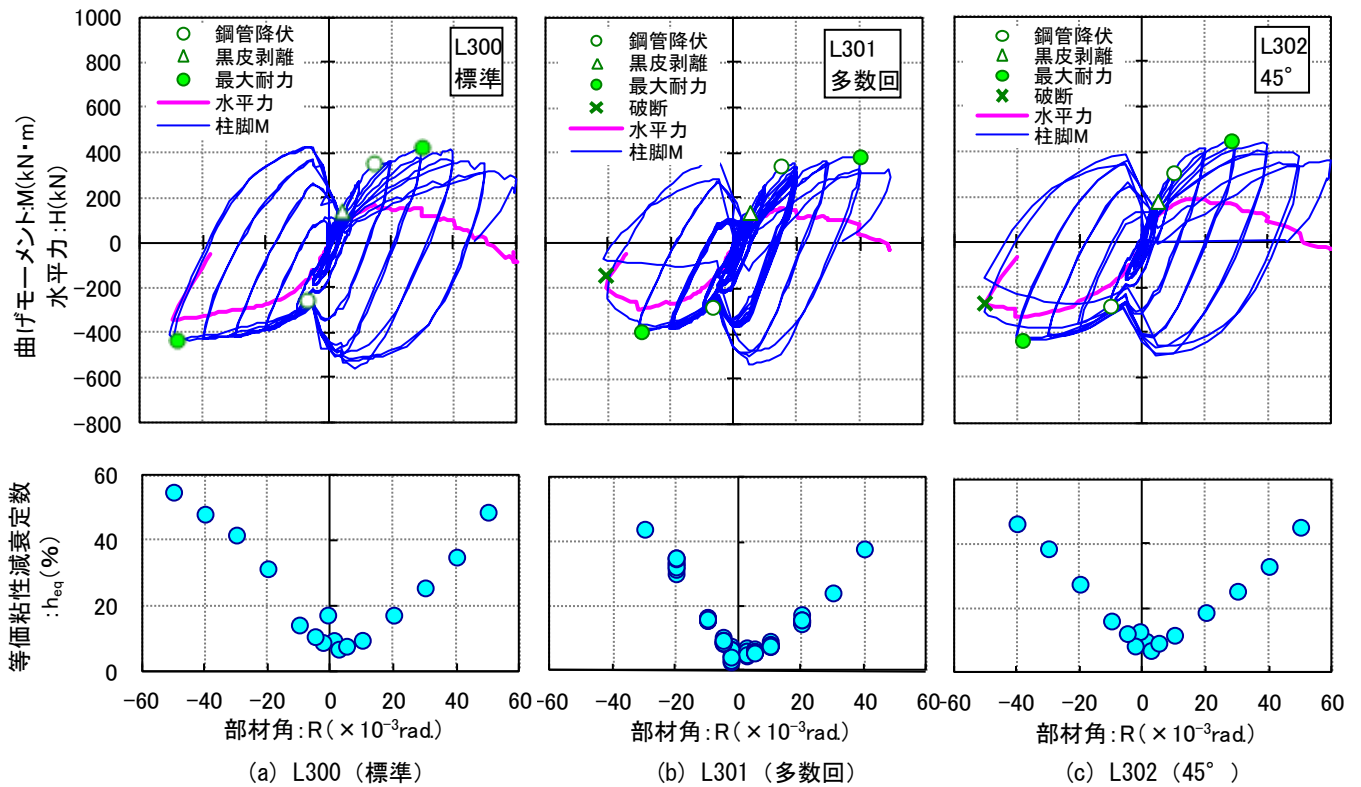


図-7 主な実験結果（上段：曲げモーメントおよび水平力-部材角関係図，下段：等価粘性減衰定数-部材角関係）

は鋼管表面の黒皮の剥離現象が見られた点を△で、鋼管の内外に貼付したひずみゲージの平均が鋼材の降伏ひずみに達した点を○で、最大耐力点を●で、鋼管が破断した点を×で示した。また、柱脚曲げモーメントの包絡線（初期載荷時）を L300（標準）と L301（多数回）の比較を図-8に、L300（標準）と L302（45°）の比較を図-9に示す。

(1) 実験変数：繰返し回数(L300, L301)

図-8に示すように、部材角 $\pm 20 \times 10^{-3}$ [rad.]までは、両者の初期履歴の剛性、耐力に明確な違いは見られなかった。ただし図-7に示すように、部材角 $\pm 20 \times 10^{-3}$ [rad.]に達すると、L301（多数回）はL300（標準）よりも、正サイクル側でサイクルを重ねる毎に同一変形時の耐力が低下した。30 $\times 10^{-3}$ [rad.]では、1回目の耐力にも差が生じ、L301の耐力はL300と比較して正サイクル側で15%、負サイクル側で5%低下した。そしてL301では -40×10^{-3} [rad.]（1回目）で鋼管角部が破断し、耐力が低下した。L300では、鋼管が破断することなく60 $\times 10^{-3}$ [rad.]まで荷重を行った。最大耐力時の部材角は正サイクル側でL300では $+29.7 \times 10^{-3}$ [rad.]、L301では、 $+40.0 \times 10^{-3}$ [rad.]、負サイクル側でL300では -48.1×10^{-3} [rad.]、L301では、 -29.4×10^{-3} [rad.]であった。

(2) 実験変数：荷重方向(L300, L302)

図-9に示すように、初期剛性は両者に違いはなかった。正サイクル側では、2.5 $\times 10^{-3}$ [rad.]以降の変形領域で、剛性、耐力ともにL302(45°)が上回った。また、負サイクル側では、-2.5 $\times 10^{-3}$ [rad.]以降の変形領域で、剛性、耐力ともにL300(標準)の方が上回った。 $\pm 40 \times 10^{-3}$ [rad.]までのサイクルでは両者に大きな差はないが、L302では -50×10^{-3} [rad.]（1回目）で溶接部近傍の鋼管角部が破断したため、耐力が低下した。鋼管降伏時の耐力は、L302の方が小さく、その差は正サイクル側で12%、負サイクル側で5%となった。最大耐力は正サイクル側で、L302が6%大きく、負サイクル側では同等であった。最大耐力時の部材角は正サイクル側でL300： $+29.7 \times 10^{-3}$ [rad.]、L302： $+28.4 \times 10^{-3}$ [rad.]、負サイクル側でL300： -48.1×10^{-3} [rad.]、L302： -38.1×10^{-3} [rad.]となった。

3.3 曲げ耐力

表-2に実験結果一覧を示す。また、図-10に各試験体のM-N相関図を示す。表-2には部材角 $\pm 5, \pm 10, \pm 20 \times 10^{-3}$ [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、図-10には、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⁴⁾による計算値を示した。なお、学会長柱式の適用範囲は、コンクリートの圧縮強度がFc90までであるが、外挿して使用した。

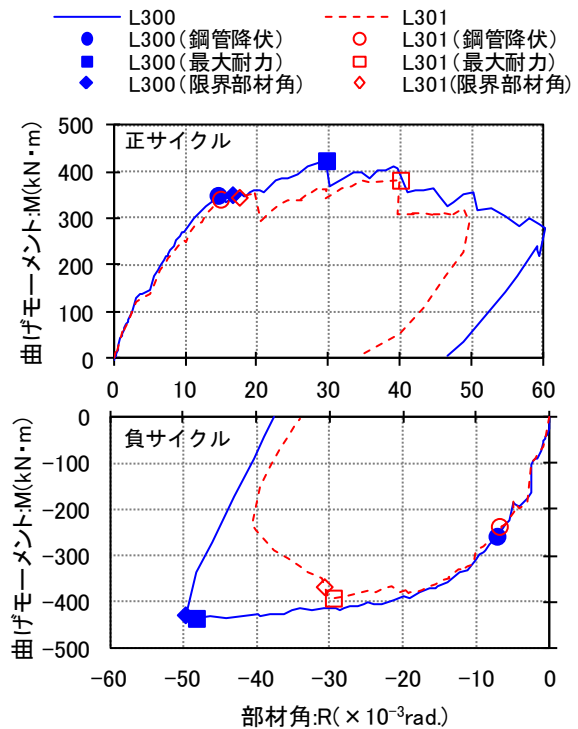


図-8 柱脚曲げモーメント包絡線の比較 (L300, L301)

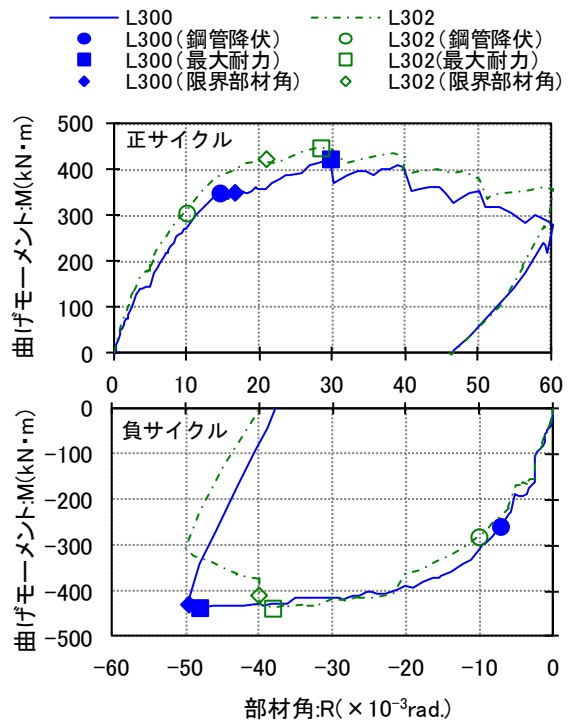


図-9 柱脚曲げモーメント包絡線の比較 (L300, L302)

(1) 終局曲げ耐力

全試験体の最大耐力は、 $\sigma_{ra}=1.0$ とした学会長柱式⁴⁾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1.37~1.60、負サイクル側で1.16~1.30となり、正サイクル側の方が余裕度が大きかった。各部材角における曲げ耐力は、 M_{10} (10×10^{-3} [rad.]時の曲げ耐力)では、終局曲げ耐力よりも若干小さい耐力を示しているが、 M_{20} (20×10^{-3} [rad.]時の曲げ耐力)では、終局曲げ耐力を上回っている。

表-2 実験結果一覧

試験体名	加力方向	実験結果					学会長柱式		実験結果 / 学会長柱式		限界部材角		
							短期耐力	終局耐力			計算値 ^{※1} ($\times 10^{-3}$ rad.)	実験値 ($\times 10^{-3}$ rad.)	実験値 計算値
		M_5 (kN·m)	$M_{降伏}$ (kN·m)	M_{10} (kN·m)	M_{20} (kN·m)	M_{max} (kN·m)	caM_S (kN·m)	caM_U (kN·m)	$M_{降伏} / caM_S$	M_{max} / caM_U			
L300	正加力	146	351	272	359	425	197	280	1.78	1.52	17.7	16.7	0.94
	負加力	186	293	308	386	434	232	335	1.26	1.30	-	50	-
L301	正加力	137	343	255	351	384	197	280	1.74	1.37	17.7	17.7	1.00
	負加力	180	282	292	381	390	232	335	1.22	1.16	-	30.7	-
L302	正加力	181	308	310	418	449	197	280	1.56	1.60	17.7	20.9	1.18
	負加力	167	283	167	361	435	232	335	1.22	1.30	-	40.1	-

・「学会長柱式」は文献4)に基づくCFT長柱の曲げ耐力式を示す。なお、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、本論では外挿して用いた。

・ M_5 , M_{10} , M_{20} は、それぞれ 5×10^{-3} rad., 10×10^{-3} rad., 20×10^{-3} rad.時の曲げ耐力を示す。

・ $M_{降伏}$, M_{max} は、それぞれ鋼管降伏時, 最大耐力時の曲げ耐力を示す。

・短期許容耐力算定に使用したコンクリート及び鋼管の短期許容応力度は、許容応力度時のひずみを考慮して求めた。4)

・※1: 限界部材角評価式⁴⁾

$$R_u = \frac{\gamma_y}{0.15 + 3.79 \frac{N}{N_0}} \cdot \frac{t}{B} \cdot R \cdot \alpha$$

B : 角形鋼管の幅, t : 鋼管の板厚, F_c : コンクリートの設計基準強度
 N : 作用軸力, N_0 : 軸耐力, $\gamma_y: I_k/B > 10$ の場合0.8
 $R \alpha$: $1.0 - (F_c - 40.3) / 566$ ただし $R \alpha \geq 1.0$ のときは $R \alpha = 1.0$ とする。

(2) 短期許容耐力

鋼管降伏時の曲げ耐力は学会長柱式⁴⁾の短期許容耐力を上回っており、その余裕度は、正サイクル側で1.56~1.78, 負サイクル側で1.22~1.26である。

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。なお、限界部材角には、水平力(軸力と水平変形により生じるせん断力の低下の影響を含めたもの)が最大耐力の95%に低下した時点の部材角を示した。また、計算値は学会長柱式⁴⁾により計算し、軸力は最大軸力時の値を用いた。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、外挿して計算した。なお、計算値のコンクリート強度は材料強度を用いた。

L300(標準)とL301(多数回)との比較では、L301が約6%L300を上回った。また、L300(標準)とL302(45°)の比較では、L302が約25%L300を上回った。

実験値と計算値の比較では、L300以外の試験体で実験値が計算値を上回った。L300においても、余裕度は0.94となっており、学会長柱式⁴⁾が平均式であることを考慮すれば、実験結果を適正に評価できていると考えられる。

3.5 多数回繰返し载荷の影響

多数回繰返し载荷の影響を累積履歴面積の観点から検討した。図-11にL300(標準)とL301(多数回)の累積履歴面積の比較を示す。また、図中には、履歴面積の定義を示した。

L300は計画した加力サイクル(図-3(a))通り加力したが、L301では部材角 40×10^{-3} [rad.]の1サイクル目に角部が破断したため、部材角 50×10^{-3} [rad.]の1サイクル目まで加力して終了している。部材角 20×10^{-3} [rad.]まではサイクル数が多いL301の方がL300よりも大きく履歴面積を累積している。部材角 30×10^{-3} [rad.]以降はL300では6サイクル、L301では4サイクルと、L300の方がサイクル数が多いため、最終的な累積履歴面積は両者と

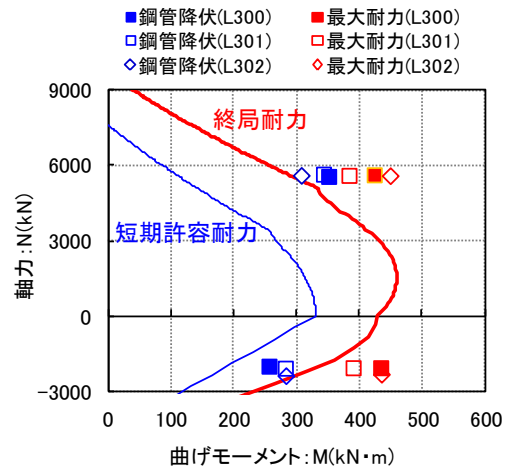


図-10 各試験体におけるM-N相関図

もほぼ同程度であった。L301試験体では部材角 40×10^{-3} [rad.]で角部が破断しているが、この時点の累積履歴面積は、L300では 50×10^{-3} [rad.]の2回目加力と同等であった。通常の建物において極稀に発生する地震動時に許容される層間変形角は、 10×10^{-3} [rad.]程度である。仮に部材角を層間変形角に読み換えると、 10×10^{-3} [rad.]における累積履歴面積は、 27×10^3 [kN·m]程度、角部破断が確認された 40×10^{-3} [rad.]における累積履歴面積は、 223×10^3 [kN·m]程度であることから、約8倍の余裕度があると考えられる。

図-12にL300(標準)とL301(多数回)の 20×10^{-3} [rad.]までの柱脚曲げモーメント-部材角関係を示す。L301は、 20×10^{-3} [rad.]のサイクルでは、サイクルを重ねる毎に耐力低下したが、 10×10^{-3} [rad.]のサイクルでは耐力低下は相対的に小さい。また、図-13には、各部材角における繰返し回数と耐力低下の関係を示した。耐力低下は、各サイクルの耐力を1回目载荷時の耐力で除して求めた。 10×10^{-3} [rad.]までのサイクルでは、10回繰返した時点の耐力低下は10%以下で、 20×10^{-3} [rad.]のサイクルでは、約20%の低下を示した。通常設計で使用している

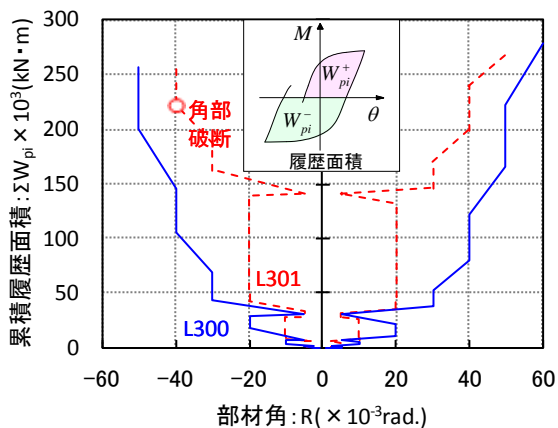


図-1 1 累積履歴面積-一部材角関係の比較

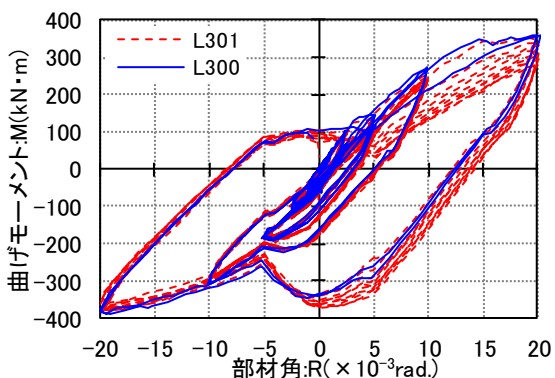


図-1 2 柱脚曲げモーメント-一部材角関係 (20 × 10⁻³rad. まで)

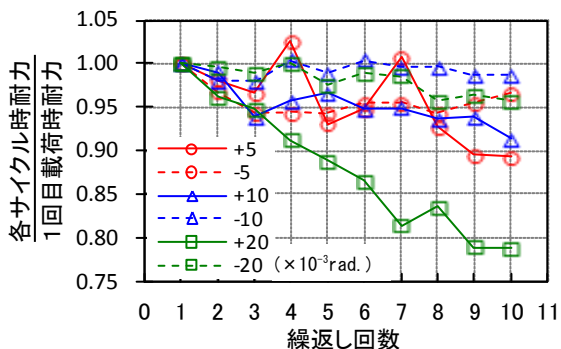
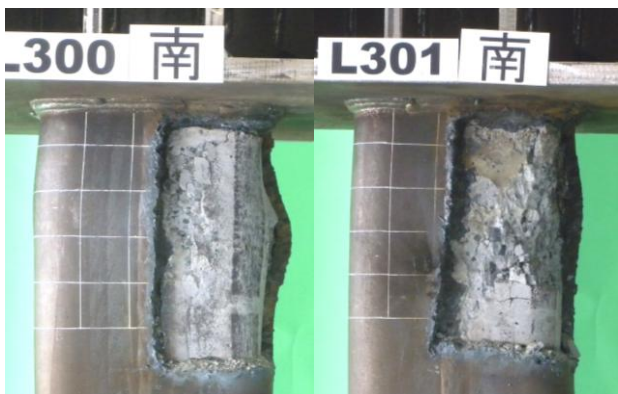


図-1 3 繰返し回数と耐力低下の関係 (各サイクル時耐力 / 1回目載荷時耐力)



L300 (標準) L301 (多数回)

図-1 4 実験終了後の内部コンクリートの様子

設計クライテリア (層間変形角 10×10^{-3} [rad.]) の変形領域においては、多数回繰返しの影響は確認されなかった。

最後に、L300、L301 の柱頭部の内部コンクリートの破壊状況を図-1 4 に示す。局部座屈を生じた部分の内部コンクリートは鋼管周辺部のコンクリートに損傷が見られるものの、内部コンクリートは健全な状態であった。L301 は L300 に比べ、鋼管と接する部分の損傷が相対的に大きく、荷重の繰返し回数の影響と考えられる。

4. まとめ

高強度鋼管 (550N/mm² 級鋼) および高強度コンクリート (Fc105N/mm² 相当) を用いた C F T 長柱を対象として、引張軸力、多数回繰返し荷重および 45 度方向載荷を受ける C F T 長柱の耐震性能を確認するために、3 体の構造実験を行い、以下の知見が得られた。

(1) 引張軸力が作用した C F T 長柱の耐震性能

引張軸力が作用した C F T 長柱の耐震性能は、学会長柱式⁴⁾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概ね評価することが可能であった。

(2) 多数回繰返し載荷を受ける C F T 長柱の耐震性能

多数回の繰返し載荷を受けた C F T 長柱は、繰返し載荷しなかった試験体と比較すると、 20×10^{-3} [rad.] までは、ほぼ同様な復元力特性を示した。ただし 20×10^{-3} [rad.] からは、サイクルを重ねる毎に耐力低下していき、最大耐力も若干低下した。限界部材角には影響が見られず、両者とも同様の結果を得た。

(3) 45° 方向載荷を受けた C F T 長柱の耐震性能

45° 方向に載荷した C F T 長柱は、 -50×10^{-3} [rad.] 加力時に鋼管角部が破断したものの、概ね 0° 方向に載荷した試験体と同様の耐震性能を示した。耐力および終局耐力、限界部材角は学会長柱式により評価することが可能であった。

参考文献

- 1) 山田政雄, 石川裕次, 他: Fc150N/mm²・590 N/mm² 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
- 2) 飯田正憲, 石川裕次, 曾我 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
- 3) コンクリート充填鋼管 (C F T) 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
- 4) 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