

# 論文 短柱 CFT 部材の曲げ耐力・変形性能の算定法の検討

池田 学<sup>\*1</sup>・萬代 能久<sup>\*2</sup>・吉田 直人<sup>\*2</sup>

**要旨**：低せん断スパン比の円形断面 CFT 部材（以下、短柱 CFT 部材）は既往の研究が少なく、その破壊性状や耐力・変形性能の算定法は不明な点が多い。そこで、高架橋の柱で想定されるせん断スパン比 1.7 の短柱 CFT 部材の試験体で交番載荷試験を行った。その結果、短柱 CFT 部材は靱性のある曲げ破壊であったが、耐震標準の算定法では曲げ耐力を過大評価することがわかった。この理由として耐震標準の算定法の短柱への適用に課題があることを示し、その改良案の一つとして拘束効果を考慮したコンクリートの応力・ひずみ曲線を用いた方法を提案し、短柱を含む CFT 部材の曲げ耐力・変形性能を精度良く算定できることを確認した。

**キーワード**：CFT 部材, 短柱, 曲げ耐力, 変形性能, 応力・ひずみ曲線

## 1. はじめに

コンクリート充填鋼管部材（以下、CFT 部材）は、鋼管とコンクリートの合成作用により、断面寸法に比べて大きな耐荷力や優れた変形性能が得られ、また施工性にも優れていることから、鉄道構造物では駅部等の高架橋の柱に適用されるケースが多い。標準的な高架橋の柱ではせん断スパン比は 3~6 程度であり、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」（以下、耐震標準）<sup>1)</sup>には、このような円形 CFT 部材を対象に曲げ耐力・変形性能の算定法が定められている。しかしながら、高架橋の端部区間の柱や 2 層式ラーメンの上層の柱等では、せん断スパン比が 3.0 より小さい円形 CFT 部材（以下、短柱 CFT 部材）を適用せざるを得ないケースも多い。

図-1 に、既往の土木・建築分野の円形断面 CFT 部材に関する文献<sup>例えば 2),3)</sup>を対象に、載荷試験体のせん断スパン比について整理した結果を示す。図-1 から、円形断面 CFT 部材の試験体の多くはせん断スパン比 2.5~6 程度の範囲にあり、せん断スパン比が 2.0 を下回る試験体は非常に少なく、土木分野では皆無であることがわかる。

せん断スパン比 3.0 以上であれば曲げ破壊を示すが、せん断スパン比が小さくなると、せん断破壊の可能性やせん断の作用による曲げ耐力や変形性能の低下等も考えられる。矩形断面の短柱 CFT 部材については、せん断

スパン比が 1.0 を下回る部材でせん断破壊が生じるとされ<sup>4)5)</sup>、短柱 CFT 部材の曲げ耐力やせん断耐力の定量的評価も行われている<sup>6)</sup>。一方、円形断面の短柱 CFT 部材については、厚肉断面のせん断耐力の検討事例<sup>7)</sup>等がある程度で研究例は非常に少ない。また、CFT 指針<sup>6)</sup>では、等曲げモーメントを受ける短柱部材の単調載荷試験をもとにした検討結果が示されているが、柱のような曲げモーメント分布が線形勾配で繰り返し載荷を受ける場合について、破壊性状や曲げ耐力・変形性能の算定法は明らかとなっていない。

そこで、本研究では、短柱 CFT 部材の破壊性状や曲げ耐力・変形性能の定量的評価法の提案を目的に、鉄道高架橋で想定される低せん断スパン比 1.7 の片持ち柱形式の試験体を用いて交番載荷試験を実施した<sup>8)</sup>。そして、耐震標準の曲げ耐力・変形性能の算定法の短柱部材への適用上の課題を明らかにするとともに、短柱 CFT 部材の曲げ耐力・変形性能の算定法について検討した。

## 2. 交番載荷試験の概要

### 2.1 試験体

表-1 に試験体の諸元を示す。鋼管は SS400 から造管した。試験体 K-1 は、せん断スパン比 3.0 の標準的な形状で、短柱との比較の対象に用いた。試験体 K-2 はせん断スパン比 1.7 の短柱で、試験体 K-1 とせん断スパン比以外はほぼ同じである。また、試験体 K-3 は、径厚比 117 の薄肉断面の短柱で、試験体 K-2 と径厚比以外はほぼ同じである。試験体数は 3 体ではあるが、これらの比較でせん断スパン比や径厚比による違いに着目できる。

なお、せん断スパン比 1.7 は、鉄道高架橋の柱で想定される範囲と試験装置の寸法の制約から設定した。また、径厚比は、試験体 K-1 と K-2 は実構造で標準的な値、試験体 K-3 は実構造では薄肉断面での適用が想定されるた

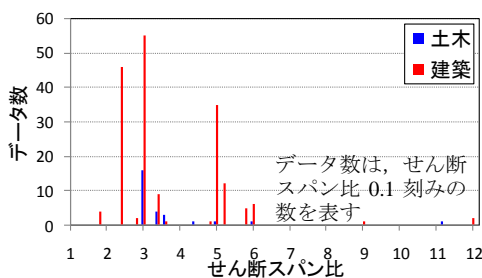


図-1 既往の試験体のせん断スパン比の分布

\*1 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 鋼・複合構造 主任研究員 工修 (正会員)

\*2 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 鋼・複合構造 研究員 工修 (非会員)

表-1 試験体の諸元

試験体名	外径 (mm)	鋼管厚 (mm)	材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )		せん断スパン (mm)	導入軸力 (kN)	径厚比	せん断スパン比	軸力比	径厚比パラメータ	細長比パラメータ
			コンクリート圧縮強度	鋼管降伏強度							
	D	t	f <sub>c</sub>	f <sub>sy</sub>	L <sub>a</sub>	N'	D/t	L <sub>a</sub> /D	N'/N' <sub>y</sub>	R <sub>t</sub>	$\bar{\lambda}$
K-1	269.0	4.2	21.9	299.8	810	425	64	3.0	0.21	0.08	0.22
K-2	269.5	4.2	23.6	299.8	459	440	64	1.7	0.21	0.08	0.12
K-3	269.9	2.3	24.9	358.9	459	374	117	1.7	0.20	0.17	0.13

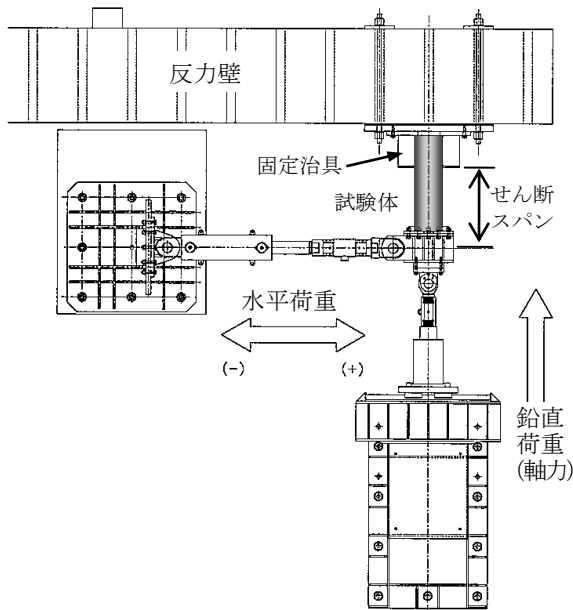


図-2 荷重状況

めその最大値に設定した。

## 2.2 荷重方法

荷重は、図-2に示すように、鉛直方向に一定軸力を与えた状態で、試験体頂部に、水平方向に正負交番する変位を変位制御で加える方法とした。水平変位は、降伏変位  $\delta y$  の整数倍の変位を  $\delta y$ ,  $2\delta y$ ,  $3\delta y$ ...と段階的に大きくし、1ステップあたりの繰り返し数は3回とした。

降伏変位は、図-3に示すように、荷重方向に対して45°位置の鋼管が引張降伏した時の変位とした。この根拠は、耐震標準<sup>1)</sup>の降伏点に合わせたものであり、CFT部材の荷重と変位の関係において勾配が変化する点にほぼ相当する。

## 3. 荷重試験結果

### 3.1 試験体の損傷状況

いずれの試験体とも、曲げ降伏がせん断降伏に先行して生じた。その後、 $3\delta y$ 程度の時点で、鋼管基部に曲げ圧縮による局部座屈が生じ、その局部座屈発生と前後して最大荷重に到達した。さらに、荷重が進むにつれて局部座屈が進展し、緩やかに荷重が低下した。最終的には、

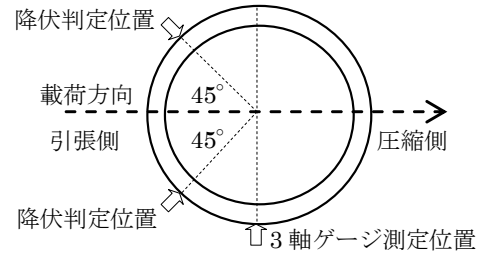
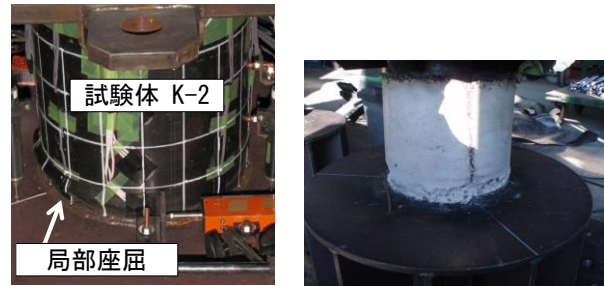


図-3 降伏判定と3軸ゲージの位置



(a) 鋼管の局部座屈 (b) 内部コンクリートの損傷

図-4 試験体の損傷状況 (試験体 K-2)

鋼管の局部座屈頂部にき裂が生じて、急激に荷重が低下した。この時点で荷重を終了した。なお、このき裂は低サイクル疲労によるものと考えられる。

以上の損傷の進展は、短柱CFT部材を含め、いずれの試験体でも共通であった。

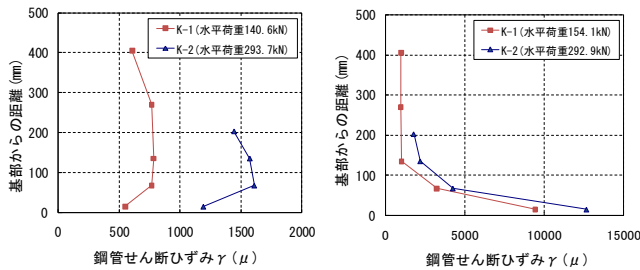
### 3.2 短柱CFT部材の終局状態

試験体 K-2 について、図-4(a)に鋼管の局部座屈の状況、同図(b)に荷重後の内部コンクリートの損傷状況を示す。これらの損傷状況は試験体 K-3 でも同様であった。

図-4(a)に示すように、鋼管に曲げ圧縮による局部座屈が生じ、荷重に伴い局部座屈が進展した。また、図-4(b)に示すように、荷重終了後の内部コンクリートには、柱基部付近にひび割れ、剥離等が認められるが、目視で確認する限り、基部以外はせん断ひび割れ等の損傷は認められなかった。これらはせん断スパン比 3.0 の試験体 K-1 と同様であり、CFT部材の典型的な曲げ破壊<sup>2)</sup>であることが確認された。

### 3.3 鋼管のせん断ひずみ

試験体 K-1 と K-2 について、鋼管のせん断ひずみの計測結果を図-5に示す。せん断ひずみは、図-3のように



(a) 曲げ降伏時 (荷重変位  $1\delta y$ ) (b) 局部座屈が 10mm 程度の時 (荷重変位  $5\delta y$ )

図-5 鋼管のせん断ひずみ分布

鋼管側面に貼り付けた 3 軸ゲージで計測した。図-5 は、曲げ降伏時の  $1\delta y$  の時点と鋼管の局部座屈部の高さが 10mm 程度になった  $5\delta y$  の時点での結果を示す。 $5\delta y$  の時点は、荷重低下域において最大荷重の 90% の荷重を維持する点にほぼ相当する。

曲げ降伏時は、試験体 K-2 のせん断ひずみは試験体 K-1 の 2 倍程度になっているが、これは降伏荷重が 2 倍程度であることによる。 $5\delta y$  の時点でも、試験体 K-1 と K-2 のせん断ひずみの違いは、載荷荷重の比にほぼ相当する。せん断ひずみの分布形状は、図-5 より定性的には同じで、 $5\delta y$  の時点の鋼管基部のひずみの急増は両試験体とも局部座屈によるものと考えられる。

以上より、鋼管のせん断ひずみは短柱の方が大きい、せん断ひずみの分布状況や鋼管の局部座屈の発生状況から判断すると、せん断の作用による鋼管の曲げ挙動への影響は小さいと考えられる。

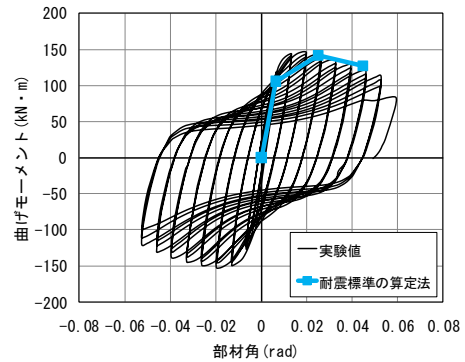
### 3.4 荷重・変位関係

図-6 に、載荷試験の荷重・変位関係として、試験体基部の曲げモーメントと柱頭の水平変位をせん断スパンで除した部材角の関係を示す。また、後述する計算値も示している。

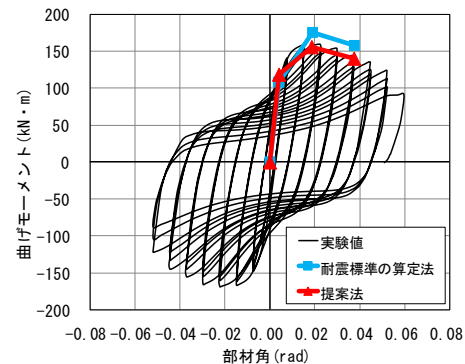
図-6 から、短柱の試験体 K-2 および K-3 は、せん断スパン比 3.0 の試験体 K-1 と同様に、最大曲げモーメント到達後の荷重低下はほぼ最終部材角まで一定の勾配であり、急激な低下は認められず、靱性に優れていることが読み取れる。

試験体 K-1 と K-2 はせん断スパンのみが異なるが、これらの曲げモーメントと部材角の関係はほぼ同じである。このことから、せん断スパン比 1.7 の CFT 部材は、荷重低下域も含め、せん断の作用による曲げモーメントと部材角の関係への影響はほとんど無いと考えられる。

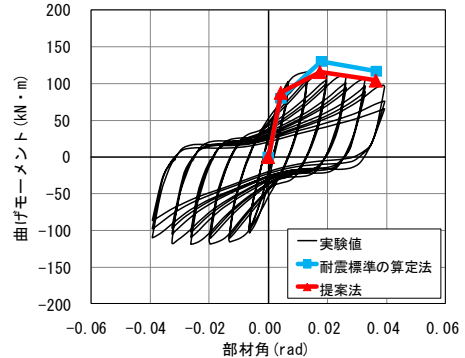
また、試験体 K-3 は、試験体 K-2 と比較すると、最大曲げモーメントや変形性能が小さく、履歴は荷重低下域においてスリップ型の挙動がより強く現れている。これは試験体 K-3 は鋼管が薄肉で拘束効果が低下するためであり、せん断スパン比 3.0 程度の CFT 部材でも同様な傾



(a) 試験体 K-1 ( $La/d=3.0, D/t=64$ )



(b) 試験体 K-2 ( $La/d=1.7, D/t=64$ )



(c) 試験体 K-3 ( $La/d=1.7, D/t=117$ )

図-6 曲げモーメントと部材角の試験結果と計算値

向を示す<sup>2)</sup>。

## 4. 曲げ耐力・変形性能の試験値と計算値の比較

### 4.1 試験値と計算値の比較

耐震標準<sup>3)</sup>による計算値を図-6 に示す。以下では耐震標準の算定法と記す。耐震標準の算定法は、土木学会「複合構造標準示方書」<sup>9)</sup>と同じである。また、耐震標準の算定法の適用範囲はせん断スパン比 3.0~6.0 であるが、せん断スパン比 1.7 の場合もそのまま用いて計算した。

図-6(a) より、せん断スパン比 3.0 の部材の曲げ耐力・変形性能を精度良く計算できることが確認できる。図-6(b), (c) より、せん断スパン比 1.7 の短柱 CFT 部材では、耐震標準の算定法は、変形性能に関しては試験値と整合するが、径厚比によらず、曲げ耐力は過大に評価す

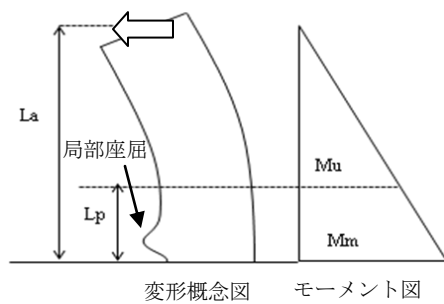


図-7 曲げ耐力  $M_m$  算定時のモーメント分布

る傾向にある。

#### 4.2 曲げ耐力の過大評価に対する考察

ここでは、耐震標準による曲げ耐力の計算値が過大評価となる原因について、耐震標準の算定法の短柱 CFT 部材への適用性の観点から考察する。変形性能は計算値と試験値がほぼ一致しているため、曲げ耐力に着目する。

CFT 部材の曲げ耐力を算定する際には、鋼管のコンクリートへの拘束効果を考慮することが重要である。

耐震標準では、断面内の鋼管とコンクリートを分割し平面保持を仮定して曲げ耐力を算定する、いわゆる“RC方式”を用いているが、鋼管の拘束効果を考慮して以下のように算定している。

曲げ耐力算定時のコンクリートの応力・ひずみ曲線は、一般に RC 部材に用いられるもの<sup>10)</sup>と同じであるが、圧縮ひずみは式(1)により算定される値を用いる。式(1)の圧縮ひずみは、RC 部材で一般に用いられる 0.0035 よりも大きく、鋼管による拘束効果を考慮したものといえる。

$$\varepsilon'_{ca} = 1.474 \cdot f_{sy} / E_s \cdot 100 / (D/t) + 0.006 \quad \text{式(1)}$$

ここで、 $f_{sy}$  : 鋼管の降伏強度

$E_s$  : 鋼管の弾性係数

$D$  : 鋼管径、 $t$  : 鋼管厚

また、曲げ耐力は、部材端部に破壊ゾーンが形成され、これが端部から拡大することを考慮して<sup>1),2),9)</sup> (図-7)、式(2)により算定している。

$$M_m = \frac{L_a}{L_a - L_p} M_u \quad \text{式(2)}$$

ここで、 $M_u$  : 部材端部から塑性ヒンジ長だけ上方断面の曲げ耐力で、式(1)の圧縮ひずみをもとに RC 方式にて算定する。

$L_a$  : せん断スパン

$L_p$  : 塑性ヒンジ長で式(3)により算定する<sup>11)</sup>。

$$L_p = D \left\{ 1.5 \left( N' / N'_y \right)^2 + 0.5 \right\} \quad \text{式(3)}$$

$N' / N'_y$  : 軸力比

ここで、式(3)はせん断スパン比 3 程度の片持ち形式の曲げせん断試験結果をもとに提案されたものである<sup>11)</sup>

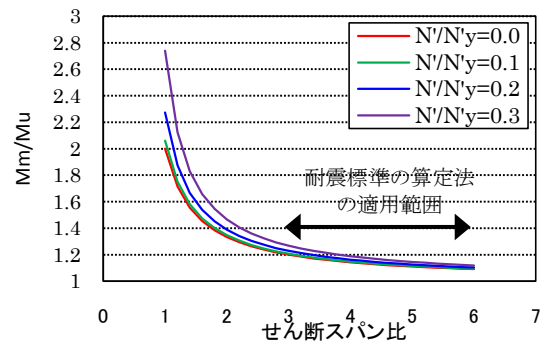


図-8 式(2)における  $M_m$  と  $M_u$  の比

が、文献 2)でせん断スパン比 3~6 の範囲での適用が確認されている。

式(2)は、同断面でもせん断スパンによって曲げ耐力  $M_m$  が変わる。図-8 に式(2)における  $M_m$  と  $M_u$  の比を示すが、せん断スパン比が小さくなると  $M_m/M_u$  が急増する。例えば、せん断スパン比 3 では  $M_m/M_u$  は 1.2~1.3 程度であるが、せん断スパン比 1.7 では 1.4~1.6 程度と 2 割程度大きくなる。しかしながら、図-6 より同断面でせん断スパン比の異なる試験体 K-1 と K-2 は曲げ耐力は同等であり、短柱域における図-8 のような傾向は認められない。

図-9 に、本試験と文献 2)の試験データについて、耐震標準の算定法による曲げ耐力と試験値との比を示す。図-9 には、後述する提案法による計算値も示している。図-9 から、せん断スパン比が小さくなると、耐震標準の算定法による曲げ耐力は試験値を過大評価する傾向にあることがわかる。

また、鋼管の径厚比によって拘束効果の程度が変わるためその影響も考えられるが、径厚比が異なる試験体 K-2 と K-3 では、耐震標準の算定法による曲げ耐力と試験値との比は同等である (図-6(b),(c))。そのため、径厚比によらず、上記の傾向を示すものと考えられる。

以上より、耐震標準の算定法における式(2)を短柱 CFT 部材に適用することによって、曲げ耐力を過大評価する結果になったと考えられる。

#### 5. 短柱 CFT 部材の曲げ耐力の算定法の提案

耐震標準の算定法では、拘束効果によるコンクリート強度の増大は考慮されていないため、実質には式(1)と(2)の両方で拘束効果による曲げ耐力への影響が考慮されていると考えられる。しかしながら、実際には、拘束効果によりコンクリートの強度も大きくなる。

そこで、式(2)は短柱 CFT 部材への適用に課題があると考えられるため、式(2)を用いずに、コンクリートの応力・ひずみ関係に拘束効果を考慮した曲線を用いて、CFT 部材の曲げ耐力を算定する。

コンクリートの応力・ひずみ曲線には、次式の Mander

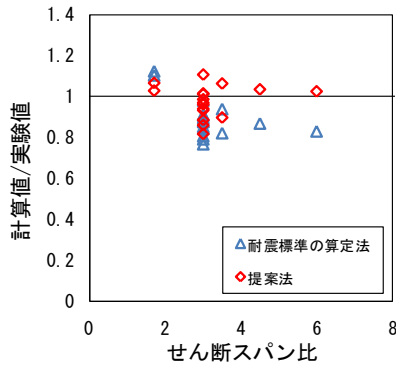


図-9 提案法による曲げ耐力の計算結果

らの提案式<sup>12), 13)</sup>を用いた(以下, 提案法)。この式は, 横拘束筋を比較的密に配置した RC 部材を基に検討されたものであり, 円形鋼管に横拘束された構造への検討事例も多い(例えば<sup>14), 15)</sup>。そこで, ここでは一つの試みとして, Mander らの提案式の CFT 部材の曲げ耐力への適用性について検討する。

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad \text{式(4)}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{式(5)}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{式(6)}$$

$f'_{cc}$ : 横拘束されたコンクリートの圧縮強度で, 次式により算定する。

$$f'_{cc} = f'_c \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad \text{式(7)}$$

$f'_c$ : 無拘束のコンクリートの圧縮強度

$f'_l$ : 有効横方向応力で, 横拘束鉄筋の役割を鋼管が受け持つと考えて, 次式により算定する。

$$f'_l = K_e \cdot 2t \cdot f_{sy} / (D - 2t) \approx K_e \cdot 2t \cdot f_{sy} / D \quad \text{式(8)}$$

$K_e$ : 拘束有効係数で 0.95 とする。

$\varepsilon_c$ : コンクリートの圧縮ひずみ

$\varepsilon_{cc}$ : 横拘束されたコンクリートの最大強度 ( $f'_{cc}$ ) 時のひずみで, 次式により算定する。

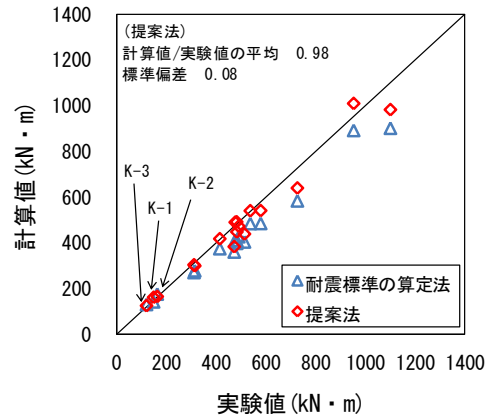
$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad \text{式(9)}$$

$E_c$ : コンクリートの弾性係数で, 次式により算定する。

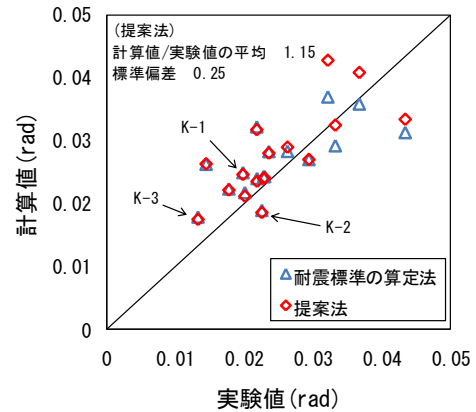
$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad \text{式(10)}$$

$E_{sec}$ : コンクリートの割線弾性係数で, 次式により算定する。

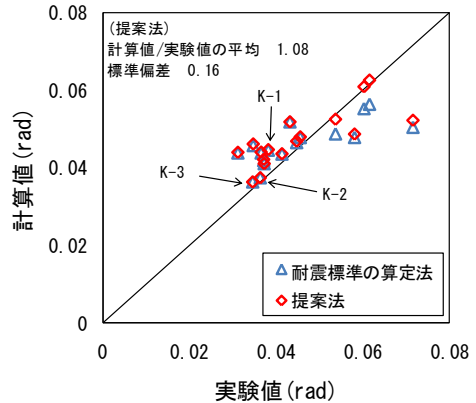
$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{式(11)}$$



(a) 曲げ耐力



(b) 曲げ耐力時の部材角



(c) 曲げ耐力の 90%まで低下した時点の部材角

図-10 提案法による計算結果 (短柱以外も含む)

なお, 曲げ耐力算定時のコンクリートの圧縮ひずみは式(1)を用いる。

## 6. 提案法による計算結果

### 6.1 短柱 CFT 部材の計算結果

試験体 K-2 と K-3 について, 提案法による計算値と試験結果の比較を図-6 に示している。

部材角は, 耐震標準と同様に, 曲げモーメント分布に応じて各断面の曲率を求め, これを二階積分してさらにせん断スパンで除して算定した<sup>1)</sup>。

図-6 より、提案法は、短柱 CFT 部材の曲げ耐力の過大評価の傾向が改善され、試験値と概ね一致している。また、変形性能は耐震標準の算定法とほとんど変わらず、試験値と概ね一致していた。このため、コンクリートの応力・ひずみ曲線の相違による部材角への影響は小さいことが確認された。2 ケースのみではあるが、提案法は、短柱 CFT 部材の曲げ耐力のみでなく、変形性能についても精度良く算定できると考えられる。

## 6.2 短柱以外の CFT 部材の計算結果

本試験と文献 2) の試験データを用いて、短柱以外の CFT 部材についても曲げ耐力・変形性能を計算した。図-10 に、短柱部材も含め、曲げ耐力とそのときの部材角、耐震標準の限界変形である曲げ耐力の 90% まで低下した点の部材角について、試験値と計算値の比較を示す。計算値は、提案法と耐震標準の算定法の両方の結果を示す。

曲げ耐力の計算結果は、耐震標準の算定法より提案法の方が試験値に合っており、ばらつきも小さい。また、図-9 から、せん断スパン比による曲げ耐力の計算値と試験値の相違の傾向は解消されていることがわかる。部材角の計算結果はややばらつきがあるものの、その算定精度は耐震標準の算定法と同等である。なお、降伏曲げ耐力や降伏時部材角についても、提案法と耐震標準の算定法は概ね同等の算定精度であることを確認している。

Mander らの提案式の CFT 部材の曲げ耐力や変形性能への適用性については十分な検証が必要であるが、短柱以外の CFT 部材についても、提案法により曲げ耐力・変形性能を精度良く算定できることが確認された。

## 7. まとめ

本研究では、短柱 CFT 部材の耐力・変形性能を検討するため、片持ち柱形式の正負交番載荷試験を行い、その破壊性状の確認や曲げ耐力・変形性能の算定法の検討を行った。本検討により得られた成果を以下に記す。

- (1)短柱 CFT 部材 (せん断スパン比 1.7) は、せん断スパン比 3.0 の時と同様に、靱性のある曲げ破壊であった。
- (2)せん断スパン比 1.7 までは、せん断の作用を考慮せずに曲げ耐力・変形性能を算定することができる。
- (3)耐震標準の算定法は、短柱 CFT 部材の変形性能を妥当に算定できるが、曲げ耐力を過大評価する。その原因として、式(2)の短柱への適用に問題があると考えられる。
- (4)短柱 CFT 部材の曲げ耐力・変形性能を、既提案の拘束効果を考慮したコンクリートの応力・ひずみ曲線を用いて計算した (提案法) ところ、精度よく計算できることが確認された。
- (5)提案法は、短柱以外の CFT 部材の耐力・変形性能についても、耐震標準の算定法と同等以上の精度で算定できることが確認された。

なお、本検討よりもさらに低せん断スパン比の部材では、傾向が異なることも想定され、今後の課題である。

本検討は、国土交通省からの委託により実施した「鉄道技術基準整備のための調査研究」の一環として行ったものである。また、載荷試験の実施にあたり日鉄環境エンジニアリング株式会社にご協力頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999
- 2) 村田清満，山田正人，池田学，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集，No.640/I-50，pp.149-163，2000.1
- 3) 吉野茂，渡辺朋之，今村輝武，松井千秋：充填形鋼管コンクリート柱の変形性能の評価式，鋼構造論文集，第 1 巻，第 2 号，pp.67-80，1994.6
- 4) 崎野健治，石橋久義：Experimental Studies on Concrete Filled Square Steel Tubular Short Columns Subjected to Cyclic Shearing Force and Constant Axial Force，日本建築学会構造系論文報告集，No.353，pp.81-91，1985.7
- 5) 菅沼哲，山田佳博，角掛久雄，大内一：コンクリート充填鋼管柱部材のせん断実験，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集，pp.47-48，2010.9
- 6) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，丸善，2008.10
- 7) 久光脩文，坂本傑：鋼管柱接合部の強度・剛性に関する研究 (コンクリート充填鋼管の剪断強度の検討)，日本建築学会論文報告集，第 137 号，pp.9-16，1967.7
- 8) 萬代能久，池田学：低せん断スパン比の CFT 部材の耐力・変形性能に関する検討，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集，pp.43-44，2010.9
- 9) 土木学会：2009 年制定 複合構造標準示方書，2009
- 10) 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書【設計編】，2008
- 11) 佐藤孝典，金本清臣：充填鋼管コンクリート構造における鋼とコンクリートの分担力抽出のための変形経路再現実験，日本建築学会構造系論文集，第 468 号，pp.155-164，1995.2
- 12) Mander, J. B. and Priestley, M.J.N. and Park, R. : THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE, the Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, Aug.1988
- 13) Mander, J. B. and Priestley, M.J.N. and Park, R. : OBSERVED STRESS-STRAIN BEHAVIOIR OF CONFINED CONCRETE, the Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1827-1849, Aug.1988
- 14) 孫玉平，池之野陽一，崎野健治：円形鋼管横拘束高強度コンクリートの応力-ひずみ関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21, No.3, 1999.7
- 15) 平田尚，神田政幸，谷口望，濱田吉貞，江口聡，木下雅敬：鋼管杭とフーチングとの接合部に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.50A, pp.35-44, 2004.3