# (45) 高強度材料を用いた円形CFT部材の曲げ耐力・変形性能の算定に関する試み

## 萬代 能久1・吉田 直人1・池田 学1

<sup>1</sup>正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38) <sup>1</sup>E-mail:bandai@rtri.or.jp

鉄道構造物ではCFT部材は狭隘箇所で用いられることが多く,部材断面小型化のニーズがある.その手 段の一つとして,CFT部材に用いる材料の高強度化が考えられる.そこで,SM570の鋼材と圧縮強度 70N/mm<sup>2</sup>のコンクリートの高強度材料を用いた円形CFT部材について,一定軸力下での交番載荷試験を行 った.その結果,鉄道構造物に用いるCFT部材の一般的な設計計算の方法では曲げ耐力を過小評価した. そこで,コンクリートの応力・ひずみ曲線に鋼管による拘束効果の影響を直接的に考慮できるものを用い た方法で試算し,その適用性を検討した.

Key Words: コンクリート充填鋼管部材,高強度材料,曲げ耐力,変形性能,拘束効果

## 1. はじめに

コンクリート充填鋼管部材(CFT部材)は鋼管とコン クリートの合成作用により,高い曲げ耐力と変形性能を 持つ.また,鋼管がコンクリート打設時の型枠となるこ とや,一般には配筋不要であることなどから,施工も容 易である.これらの特徴から,鉄道土木構造物では,構 造物の設計・施工で制約を受ける狭隘な箇所や駅部など で,CFT部材が用いられることが多い.そのような箇所 では,部材断面をより小型化できれば,設計・施工とも に有利である.小型化の手段の一つとして,CFT部材に 使用する材料の高強度化が考えられる.

現在,鉄道土木構造物にCFT部材を使用する場合には,「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>に記載された曲げ耐力・変形性能の算定法を用いることが一般的であるが,この算定法は土木学会「複合構造標準示方書」に記載されたCFT部材の曲げ耐力・変形性能の算定法と同一<sup>2)</sup>である.

耐震標準の算定法は,鉄道高架橋の柱部材を想定し, 一端固定・他端自由とした片持ち柱(梁)形式で試験体を 支持し,一定軸力下で,頭部に水平力を繰返し載荷する 交番載荷試験の結果に基づく.繰返し回数は3回である<sup>3</sup>. この条件下での試験に基づき,耐震標準の算定法は,鋼 材がSM570まで,コンクリートが圧縮強度50N/mm<sup>2</sup>以下 の材料強度である円形断面のCFT部材を対象としている.

しかし、適用範囲から外れる強度の材料の組合せに対

して、耐震標準の算定法が適用可能かを検討したものは ほとんどない.例えば、SM570級の鋼材と50N/mm<sup>2</sup>以上 のコンクリートを用いたCFT部材で耐震標準の算定法が 適用できるかを検討した例はない.

一方で、建築分野では、日本建築学会「コンクリート 充填鋼管構造設計施工指針」<sup>4</sup>に780N/mm<sup>2</sup>級の鋼材、圧 縮強度90N/mm<sup>2</sup>程度のコンクリートまでを対象とした曲 げ耐力や限界部材角の評価式の検討がなされているなど、 高強度材料を用いた既往研究は少なくない.

文献5)では400N/mm<sup>2</sup>級, 590N/mm<sup>2</sup>級, 780N/mm<sup>2</sup>級の 鋼材と圧縮強度40又は90N/mm<sup>2</sup>のコンクリートを組み合 わせた角形・円形のCFT部材に対して,一定軸力下での 曲げせん断の繰返し載荷を行っている.そして,円形断 面の場合,高強度鋼管では拘束効果による耐力上昇が大 きいことや,鋼管の低強度化やコンクリートの高強度化 が変形性能の低下をもたらすとしている.文献60では, 鋼材は400N/mm<sup>2</sup>級だが,コンクリートの圧縮強度を33.6, 69.1N/mm<sup>2</sup>とした場合の等曲げでの繰返し載荷を行って おり,また,文献7)では,400N/mm<sup>2</sup>級,600N/mm<sup>2</sup>級の 鋼材と25~79N/mm<sup>2</sup>程度の圧縮強度のコン クリートの組合せに対して,等曲げの単調載荷を実施し ている.文献6),7)からは,高軸力が作用する薄肉鋼管を 用いたCFT部材では最大耐力到達後の耐力低下が大きい ことなどがわかる.

しかし,建築分野では等曲げでの試験が多く,また, 載荷方法も単調載荷や,繰返し回数が1~2回の交番載荷 での検討例が多い.繰返し回数の違いは、曲げ耐力より も、むしろ、最大耐力到達以降の変形性能に影響する<sup>8</sup> とされる.このため、耐震標準の基となっている試験条 件下での高強度材料を用いたCFT部材の曲げ耐力・変形 性能を確認できるものはほとんどない.

そこで、本研究では、高強度材料を用いた円形CFT部 材の曲げ耐力・変形性能を確認し、耐震標準の算定法が 適用できるかを確認するために、SM570の鋼材と圧縮強 度70N/mm<sup>2</sup>程度のコンクリートを用いた円形CFT部材に ついて、耐震標準の基盤とする条件での交番載荷試験<sup>9</sup> を実施した.そして、その結果に対して、耐震標準の算 定法と、拘束効果を考慮したコンクリート応力・ひずみ 曲線を用いる算定法<sup>10</sup>での試算を行った.また、試算す る算定法について既往文献での高強度材料を用いたCFT 部材の曲げ耐力の実験値に対しても試算した.

## 2. 試験の概要

## (1) 試験体の諸元

試験は試験体M-1, M-2の2体で実施した(表-1). なお, 表-1に示すA-3は文献3)の試験体の一つで,試験体M-1と 材料強度以外の諸元が概ね同じであり,耐震標準の適用 範囲の強度の材料を使用しており, M-1との比較に用い るものである. 試験体M-1とM-2はSM570の鋼材, 圧縮強度が70N/mm<sup>2</sup> 程度のコンクリートからなる試験体とした. 鋼材の強度 は現行の適用範囲上限であるが,一般に高張力鋼と呼ば れる中での入手のし易さや過去の耐震標準の算定法の検 証がSM570の鋼材で少ないこと<sup>3</sup>を考慮した. また,コ ンクリートの圧縮強度は,鉄道土木構造物の鉄筋コンク リート構造では,圧縮強度80N/mm<sup>2</sup>のコンクリートまで の使用が検討されていることを参考とした. 材料強度以 外の径厚比やせん断スパン比については,試験体M-1は 標準的な鉄道高架橋の柱部材を想定し,M-2は高強度材 料使用のニーズが強い場合として,断面寸法が抑えられ, せん断スパン比がやや大きくなるケースを想定した. ま た,軸力比は,実際の鉄道構造物の柱部材での軸力比と 試験装置の載荷能力とを考慮して定めた. 鋼管はSM570 の板から造管し,溶接して製作した.

## (2) 載荷方法

試験の載荷方法は、一定軸力下で試験体頭部に水平方向の変位を与える漸増載荷とした(図-1).

水平変位は、CFT部材の降伏時の水平変位&yの整数倍 とした.降伏変位&yは、耐震標準での部材降伏の定義に 従って、水平力載荷方向に対して引張側45°位置の鋼材 が降伏ひずみに達した時の変位として、実験での実測で 決定した(図-2).そして、同一変位を正負3回繰り返

表-1	試験体の	諸元
_	M. 4.74 (1) - 4	

試験 体名	外径 (mm)	鋼管 板厚 (mm)	コンクリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	鋼管 降伏強度 ( N/mm² )	鋼管 伸び	鋼管 降伏比	径厚比	せん断 スパン比	軸力比
	D	t	fc	fsy	%	%	D/t	La/D	N'/Ny
M-1	360	6.0	70.5	460.0	24.7	68.7	60	3.0	0.12
M-2	360	9.0	70.0	457.0	27.8	69.9	40	4.5	0.12
A-33)	360	6.0	21.0	363.6	33. 7	65.3	60	3. 0	0.20

※鋼管降伏強度は造管後に試験片(JIS128片)を取り出し、0.2%オフセット耐力値で定めた.







図-1 試験概要図

図-2 降伏判定位置

図-3 水平力載荷方法

した後に、水平変位をδyずつ増加させていった(図-3).

#### 3. 試験の結果

#### (1) 試験状況

試験体M-1の載荷試験では、鋼管の降伏時には、鋼管 に目立つ損傷はなかった.その後、最大水平荷重に到達 するのとほぼ同時に、鋼管基部に局部座屈が生じた.最 大水平荷重に到達するまでは、繰り返しによる荷重の低 下はあまり見られず、安定した荷重・変位関係であった. しかし、それ以後は、鋼管基部の局部座屈が進展し、荷 重の低下が見られるようになり、間もなくして、局部座 屈部にき裂が生じた(図-4).それと共に、水平荷重が 大きく低下したため、載荷を終了した.載荷終了後、鋼 管を撤去して、充填コンクリートの状況を確認し、打音 で浮きが確認された範囲をはつった(図-5).局部座屈 領域で、コンクリートの圧壊・剥離が見られた.

図-6は、試験体M-1と、M-1と概ね同じ諸元で材料強 度が普通程度の試験体A-3<sup>3</sup>(表-1)での最大水平荷重到 達時の軸方向ひずみの試験体高さ方向の分布を示してい る.一般に、CFT部材では鋼管基部に塑性ヒンジ部が形 成されるが、試験体M-1とA-3の双方ともに、等価塑性 ヒンジ長<sup>b</sup>に概ね相当する鋼管基部から0.5Dの高さの範 囲で軸方向のひずみが急増する傾向が見て取れる. また,図-7は,試験体M-1とA-3の載荷サイクルごとの局部座屈形状の計測結果である.試験体M-1とA-3の局部座屈形状は大きな差はなかったことが分かる.

図-6, 図-7からは、試験体M-1と普通強度の材料を用いた試験体A-3とで大きく異なる点はなかった.

なお、これらの損傷の進展状況やひずみの発生傾向は 試験体M-2も同様であった.

#### (2)曲げモーメントと部材角の関係の実験値と計算値

試験体M-1, M-2の曲げモーメント・部材角の実験結 果と耐震標準の計算値を図-8,9に示す.また,図-10に は試験体A-3の実験値と計算値,図-11にはM-1とA-3の 降伏変位・降伏荷重で無次元化した包絡線の比較を示す. 耐震標準のCFT部材の骨格曲線は,部材降伏点を表すY 点,部材が最大曲げ耐力を維持できる点であるM点,M 点到達後に10%耐力が低下した90%耐力点であるN点か らなる.

図-10・11から,普通強度の材料を用いたA-3では最大曲げ耐力に到達後の耐力の低下が緩やかで,き裂が発生するのもN点以後である.一方,高強度材料を用いた試験体M-1, M-2では,最大曲げ耐力到達までは非常に安定したループを描くが,最大曲げ耐力に到達後,荷重が10%程度低下する前に,鋼管き裂が発生して荷重が大きく低下し,脆性的に破壊した(図-8・9).



図-4 鋼管基部の局部座屈とき裂



図-5 載荷後の試験体内部の状況



図-6 最大荷重時の試験体の 軸方向ひずみ分布



図-7 M-1の局部座屈形状



図-10 A-3の実験値と計算値

このため, 試験体M-1, M-2のような高強度材料を用いた CFT部材では, 耐震標準の骨格曲線におけるM点以降を設定することは難しいと考えられる.

また,高強度材料を用いた試験体M-1とM-2における 実験値と計算値の比較では,Y点の計算結果は部材の剛 性が低下し始める点とよく合致している.そのため,図 -2に示す降伏の定義は,高強度材料を用いたCFT部材に おいても妥当と考えられる.一方,M点については,変 形性能は精度よく算定できるが,最大曲げ耐力は計算値 が実験値よりも1割程度過小評価する結果となった.

以上より,試験体M-1, M-2のような高強度材料を用いたCFT部材に耐震標準の算定法を適用する場合,骨格曲線の形状と曲げ耐力について算定法を再検討する必要があると考えられる.

### 4. 算定法の検討

#### (1) 骨格曲線

試験体M-1, M-2では,最大荷重到達以降,鋼管基部 の局部座屈が進展してき裂が生じたことにより,N点に 到達する前に,脆性的に破壊した.鋼管のき裂は低サイ クル疲労によると考えられ<sup>11,12</sup>,著大なひずみの発生と その繰返しが原因と考えられる.また,最大荷重到達後 は,繰り返しによる荷重の低下も見られるようになった. そこで,本試験結果より,高強度材料を用いたCFT部



図-11 M-1と A-3の無次元化包絡線の比較

材では、M点以降の負勾配域は考慮せずに、Y点・M点からなる骨格曲線を用いるのがよいと考えられる.M点までは安定した曲げモーメント・部材角の関係を確認できたためである.

#### (2) 曲げ耐力の算定法

耐震標準の算定法では、最大曲げ耐力を過小評価する 結果が得られた(図-8,9).そこで、耐震標準を基に、 曲げ耐力の算定法を検討する.

耐震標準の曲げ耐力の算定法は、断面内のコンクリートと鋼管の平面保持を仮定して、作用する外力と釣り合うようにひずみ分布を定めて、断面の曲げ耐力を算定する.その際、最大曲げ耐力到達時のコンクリートの圧縮 側最外縁のひずみの大きさを式(1)で与えることで、鋼 管によるコンクリートへの拘束効果を考慮している.

$$\varepsilon_{cu} = 1.474 \cdot f_{sy} / E_s \cdot 100 / (D/t) + 0.006$$
 式(1)  
ここで、fsy:鋼管の降伏強度  
 $E_s:鋼管の弾性係数$ 

D:鋼管径, t:鋼管厚

一方,耐震標準のような片持ち柱式での載荷試験など, 曲げモーメントが材端部で最大となるような勾配のある 分布となるとき,材端部の拘束によって部材の耐力が向 上する(以下,材端拘束)<sup>3,13</sup>.耐震標準では,**式**(2)・ (3), 図-12 に示すモーメントシフトによって, 材端拘 束による部材の耐力の上昇を考慮している.

ここで、 $M_u$ :部材端部から塑性ヒンジ長だけ上方 の断面の曲げ耐力で、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。  $L_p = D\left\{1.5(N'/N'_y)^2 + 0.5\right\}$ 式(3)  $N'N_y$ :軸力比

図-13 は既往文献の実験値(表-2)と、耐震標準の計算値を比較したものである.既往文献の実験値<sup>3,14~17</sup>は、 今回の試験体の諸元に近い 500N/mm<sup>2</sup>級以上の鋼材と 50N/mm<sup>2</sup>以上のコンクリートを用いたデータを主に収集 した.これらの試験体の載荷方法や曲げモーメントの分 布は耐震標準と異なる.しかし、載荷の繰り返し回数は 最大曲げ耐力に大きな影響を与えないと考えられる<sup>3</sup>こ とや、曲げモーメントが等分布する等曲げの試験体では、 材端拘束の効果が生じないことを考慮して計算・比較す ればよいことから、これらの実験値は曲げ耐力の検討に は適用できるものと考えられる.なお、鋼管とコンクリ ートの強度が両方とも耐震標準の適用範囲内に収まるも の、鋼管とエンドプレートの溶接部にき裂が生じたもの、 変動軸力の試験体は除いている.

等曲げは耐震標準では前提としない曲げモーメントの 分布であるが、材端拘束の効果が無視できるため、鋼管 による拘束効果の検証には比較的適していると考えられ る. 材端拘束を無視できることから、計算では、材端拘 束を評価するモーメントシフトは行わず、式(1)による



図-12 モーメントシフト

拘束効果だけを考慮した.その結果,等曲げの試験体に 対しては,実験値計算値の平均値が 1.48 で,かなり過 小評価となる(図-13).この結果から耐震標準の算定法 で,式(1)は拘束効果を過小評価していると言える.

また,材端拘束の効果が生じる勾配のある曲げの試験 体では,全体に1割程度の過小評価傾向となり,試験体 M-1・M-2 と同様の傾向が確認できる(図-13).等曲げの 試験体との比較では,勾配のある曲げの試験体の方が計 算の精度がよく,モーメントシフトを行うことで,拘束 効果の過小評価をカバーしていると考えられる.そのた め,モーメントシフトは,材端拘束のみならず,実質的 には拘束効果をも考慮していると見なすことができる.

以上より,耐震標準の算定法では鋼管によるコンクリ ートへの拘束効果を十分に考慮できないことが,高強度 材料を用いたCFT部材における最大曲げ耐力の過小評価 の原因であると考えられる.また,鋼管による拘束効果 の適切な算定法を考えるには,式(1)とともに,実質的 に材端拘束と拘束効果を一体的に考慮しているモーメン トシフトの取り扱いも考える必要があると考えられる.

そこで、試みとして、鋼管のコンクリートへの拘束効 果を適切に評価するために、Manderらの提案する横拘束 を受けるコンクリートの応力・ひずみ曲線<sup>18)</sup>を用いて算 定する方法で試算<sup>10)</sup>する.また、材端拘束と拘束効果の 取り扱いを明確にする為に、モーメントシフト(**式** (2))を行わないこととした.

Manderらの応力・ひずみ曲線は今回の試験体に近い材



図-13 曲げ耐力の実験値と耐震標準の計算値の比較

<b>=</b> 0	三十 午 1	+町分支井の	- ×	<b>ヘハナ</b>	
衣-2	試昇し	/に既1土乂獣の	アーダ	い方伯	(円形町山)

データ総数	39		
外径 (mn)	108~680		
径厚比	17~79		
軸力比	0.0~0.7		
鋼管降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	357. 4~853. 0		
コンクリート圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	24. 5 <b>~</b> 93. 9		
載荷方法	勾配のある曲げ 19体 等曲げ 20体		

料強度では計算の精度がよい<sup>19</sup>ことが確認されている.

Manderらの応力・ひずみ曲線は以下の式(4)~式(11) で示される.

f<sub>w</sub>: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。

$$f_{cc} = f_c' \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_c'}} - \frac{2 f_l'}{f_c'} - 1.254 \right) \quad$$
**z** (7)

f<sub>c</sub>:無拘束のコンクリートの圧縮強度

f<sub>1</sub>: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。

$$f_{l} = K_{e} \cdot 2t \cdot f_{sv} / (D - 2t) \rightleftharpoons K_{e} \cdot 2t \cdot f_{sv} / D \qquad \overrightarrow{\mathbf{t}} (8)$$

K<sub>e</sub>: 拘束有効係数で0.95とする。

*ε*<sub>c</sub>: コンクリートの圧縮ひずみ

*ε*<sub>α</sub>:横拘束されたコンクリートの最大強度 (*f*<sub>α</sub>)時の ひずみで,次式により算定する。

Ec: コンクリートの弾性係数で、次式で算定する。

Esc: コンクリートの割線弾性係数で次式で算定する。

なお,最大曲げ耐力算定時のコンクリートの圧縮最外 縁のひずみは式(1)を用いることとした.

試験体M-1で算定したManderらのコンクリートの応力・ひずみ曲線と、耐震標準で用いている応力・ひずみ曲線<sup>1)</sup>とを示す(図-14).ひずみが小さいと、両者の差は小さいが、ひずみが大きいと、両者の差は大きい.

## 5. 試算結果

#### (1) 今回の実験値と計算値の比較

試験体M-1, M-2の曲げ耐力・変形性能について,上述したManderらの応力・ひずみ曲線を用いた算定法(試



算法)での計算結果を図-15,16に示す.なお、変形性能 の算定に用いる等価塑性ヒンジ長は、等価塑性ヒンジ長 とよく対応する座屈形状<sup>3</sup>や軸ひずみ分布が高強度材料 を使用した試験体と普通程度の強度の材料を使った試験 体でほぼ同じだったことから(図-6,7)、適用可能と考え て、式(3)を使用する.

Y点の計算結果は曲げ耐力・部材角ともに耐震標準の 算定法と試算法で結果がほとんど変わらない.これは, ひずみが小さい領域では2つの応力・ひずみ曲線の間に 大きな差がないためと考えられる.

M点の部材角に関しては、両者で差が生じた.拘束 効果を見込んだ結果、中立軸が圧縮寄りに移動して曲率 が大きくなり、その分、試算法ではM点の部材角がおお きくなった.この結果から、試算法を用いる場合には、 式(1)の見直しも含めて、M点の部材角の算定法につい ての検討が必要である.

一方,M点の曲げ耐力は、両者ともほぼ同じ値を与えた.耐震標準の算定法では、式(1)とモーメントシフトの双方で拘束効果と材端拘束を考えているが、試算法ではモーメントシフトはしていない.材端拘束を無視しても、試算法は耐震標準と同等程度の計算結果を与えるものと考えられる.

#### (2) 既往文献の実験値と計算値の比較

表-2のデータに対して, 試算法で曲げ耐力を試算した (表-3, 図-17,18).計算の結果,全体として, 試算法 は曲げ耐力の良好な計算結果を与えた.なお,鉄道土木 分野での実用が想定されにくい高軸力の試験体は除いた.

材端拘束を無視できる等曲げの試験体では、耐震標準 の算定法に比べて過小評価傾向が改善されている.耐震 標準の算定法に比べて、試算法では鋼管による拘束効果 を適切に評価できていると考えられる.

勾配のある曲げの試験体では,試算法での実験値/計 算値の平均値が1.04であった.耐震標準の算定法よりも 過小評価傾向が1割程度改善されている.試算法では材 端拘束を無視しているため,もう少し過小評価になるこ



耐震標準の算定法試算法耐震標準の算定法試算法実験値/計算値の平均値1.111.041.241.05実験値/計算値の偏差0.110.120.090.18

とも考えられたが、そうならなかった. 試験体の材端部の固定方法などにより、今回のデータでは材端拘束の影響はそれほど大きくなかった可能性もあり、これについては、今後の課題である.

## 6. まとめ

本研究では、SM570級の鋼材と70N/mm<sup>2</sup>程度のコンクリートを用いたCFT部材の交番載荷試験を行い、その曲げ耐力・変形性能の算定法を検討した.また、既往文献の実験値による検証も行った.その結果、以下が分かった. ・今回の試験体と同様の諸元・材料強度の場合、鋼管のき裂発生やそれによって生じる曲げ耐力の急激な低下を 避けるために、降伏点と最大曲げ耐力点からなる骨格曲線を適用するのがよいと考えられる.

・CFT部材の耐震標準の算定法では、降伏時の曲げ耐 カ・部材角、最大曲げ耐力時の部材角は実験値と計算値 がよく合致するが、最大曲げ耐力は1割程過小評価する. ・Manderらのコンクリートの応力・ひずみ曲線によって 拘束効果を考慮した算定法(試算法)は、耐震標準の算 定法に比べて、最大曲げ耐力は同等程度で、その時の変 位は過大評価した.降伏時の曲げ耐力・変位の計算結果 は両者ともほぼ同じであった.

・試算法による最大曲げ耐力の計算値は, 500N/mm<sup>2</sup>級 以上の鋼材と50N/mm<sup>2</sup>を超えるコンクリートを用いた既 往文献の実験結果とよく合致した.

なお,試算法を用いる場合の課題としては,試算法で の検証例の増加や,材端拘束による曲げ耐力への影響, 曲げ耐力到達時の部材の変形性能の算定法の検討が挙げ られる.また,低サイクル疲労や鋼材・溶接部の材質な ど鋼管に早期にき裂が生じる原因の特定なども今後の課 題である.

なお、本研究は国土交通省委託の「鉄道技術基準整備 のための調査研究(平成22年度)」で行った研究の一部 を含んでいる.

#### 参考文献

- 1)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震 設計,pp167-175,1999
- 2) 土木学会: 複合構造標準示方書, pp.315-324, 2009
- 3)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.
- 4)日本建築学会:コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, pp29-62,2008
- 5)藤本利昭,向井昭義,西山功,稲井栄一,甲斐誠,時野谷浩 良,馬場武志,福元敏之,森浩二,崎野健治,森野捷輔: 高強度材料を用いたコンクリート充填鋼管柱の曲げせん断 性状,日本建築学会構造系論文集第 509 号,pp167-174, 1998.7
- 6)中原浩之, 蜷川利彦, 崎野健治: コンクリート充填鋼管柱の 一定軸力下における繰返し曲げ性状, 日本建築学会構造系 論文集第568号, pp139-146, 2003.6
- 7)崎野健治, 蜷川利彦, 松本勝憲:ハイブリッド構造に関する 日米共同構造実験研究(CFT-7) コンクリート充填円形鋼 管柱の純曲げ実験,日本建築学会大会学術講演梗概集, pp747-748, 1995.8
- 8)土木学会:座屈設計ガイドライン, pp.428-429, 2005.10
- 9)萬代能久,吉田直人,池田学:高強度材料を用いた CFT 部材の曲げ耐力・変形性能に関する載荷実験,土木学会第66回年次学術講演会講演概要集,pp.3-4,2011.9
- 10)池田学,萬代能久,吉田直人:短柱 CFT 部材の曲げ耐力・ 変形性能の算定法の検討,コンクリート工学年次論文報告 集 Vol.32, 2011
- 11)舘石和雄,村田清満:画像計測によるコンクリート充填鋼 管部材のひずみ測定,構造工学論文集 Vol.45A, pp1537-1544, 1999.3
- 12)最相元雄,松山輝男:コンクリート充填鋼管柱の鋼管亀裂 と累積塑性変形性能に関する研究,日本建築学会構造系論 文集第528号, pp167-174,2000.2
- 13)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, pp155-164, 1995.2

- 14)崎野健治, 蜷川利彦, 中原浩之, 山口達也:高強度材料を 用いたコンクリート充填円形鋼管柱の単調等曲げ性状, 構 造工学論文集 Vol.49B, pp.465-472, 2003.3
- 15) 加村久哉, 難波隆行, 木下智裕, 植木卓也, 村上行夫, 南 宏一:高強度鋼管を用いた CFT 柱の構造性能確認実験 そ の2 550N/mm<sup>2</sup>級円形鋼管を用いた CFT 柱, 日本建築学会 大会学術講演梗概集, pp1215-1216, 2009.8
- 16)上田弘樹,松谷輝雄,中島将好,吉川真次,大竹章夫,一 戸康生:コンクリート充填鋼管柱の超高層建物への利用に ついての実験的研究 その 13. 円形鋼管コンクリート柱の 等曲げ性状,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp1067-1068, 1990.10
- 17)吉川真次,松谷輝雄,中島将好,上田弘樹,大竹章夫,一 戸康生:コンクリート充填鋼管柱の超高層建物への利用についての実験的研究 その 14. 円形鋼管コンクリート柱の曲げせん断性状,日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1067-1068, 1990.10
- 18) J.B.Mander, M.J.N.Priestley, and R.Park : THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE, the Journal of Structural Engineering Vol.114 No.8, pp.1804-1826, 1988.8
- 19)孫玉平,池之端陽一,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, pp.601-606, 1999

## AN ATTEMPT TO CALCULATE THE BENDING STRENGTH AND DUCTILITY FOR CONCRETE-FILLED STEEL TUBE MEMBERS USING HIGH STRENGTH MATERIALS

## Yoshihisa BANDAI, Naoto YOSHIDA and Manabu IKEDA

There is a demand for miniaturizing cross-sections of concrete-filled steel tube (CFT) members, because CFT members are often used in confined areas in railway structures. It is considered that using high strength materials is one of methods miniaturizing cross-sections of CFT members. And so, the authors carried out alternative load tests under constant axial compressive force on the circular CFT members made of high strength steel (SM570) and 70MPa compressive strength concrete. As a result, the bending strength of CFT members using high strength materials is underestimated by the usual method which is used for design calculation of CFT members in railway structures. So, the bending strength and ductility of CFT members is calculated by the method which is proposed by the authors . In the proposed method, the stress-strain model for confined concrete is used.