

# 矩形コンクリート充填鋼管部材の 曲げ耐力・変形性能の算定法

網谷 岳夫\* 齊藤 雅充\* 池田 学\*  
青木 千里\*\* 井上 佳樹\*\*

**Evaluation Method of Bending Capacity and Ductility of Concrete Filled Steel Tube  
Members with Square Section**

Takeo AMITANI Masamichi SAITO Manabu IKEDA  
Chisato AOKI Yoshiki INOUE

Concrete filled steel tube (CFT) members with square section can be expected to have higher strength than CFT members with circular section of the diameter of the same size with the width of the square section. However, evaluation method of bending capacity and ductility of CFT members with square section has not been established in the design standard. Therefore, to figure out mechanical properties of CFT members with square section, we carried out cyclic loading tests, focusing on width-thickness ratio, shear-span ratio, axial force ratio and material strength. As a result, we have proposed an evaluation method of bending capacity and ductility in case of applying the yield load and the maximum load.

キーワード：矩形コンクリート充填鋼管部材，曲げ耐力，変形性能

## 1. はじめに

円形断面のコンクリート充填鋼管部材（以下、円形 CFT 部材）は、鋼管とコンクリートの合成作用により、鉄筋コンクリート部材等と比較して、小さい断面で大きな耐力や優れた変形性能が得られ、また急速施工等の施工性にも優れている。そのため、駅部等の高架橋の柱に適用されるケースが増えている。円形 CFT 部材の曲げ耐力や変形性能の算定法は、載荷試験等による検討が行われ<sup>1)2)</sup>「鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物」(以下、複合標準)<sup>3)</sup>に定められている。

近年、ラーメン高架橋やラーメン橋脚等で、円形 CFT 部材よりも梁との接合が容易な、矩形断面のコンクリート充填鋼管部材（以下、矩形 CFT 部材）を適用するニーズが高まっている。矩形 CFT 部材は、同径の円形 CFT 部材に比べて断面積が大きくなるため、より高い耐力が期待できる。しかし、矩形 CFT 部材の曲げ耐力や変形性能の算定法は、建築分野等で検討がなされている<sup>4)</sup>が、鉄道構造物の地震時の照査、例えば損傷に関する復旧性の照査等に適用可能な算定法は確立されていない。

そこで、本研究では矩形 CFT 部材の曲げ耐力および変形性能の算定法を確立することを目的に、力学的性状を把握するため、幅厚比やせん断スパン、軸力比、材料

強度に着目した載荷試験を実施した<sup>5)</sup>。そして、既往の載荷試験結果を含む試験結果をもとに、矩形 CFT 部材の曲げ耐力および変形性能の算定法について、複合標準<sup>3)</sup>や複合標準示方書<sup>6)</sup>における円形 CFT 部材と同様な方法により算定できる手法を検討した。なお、本稿の矩形 CFT 部材は正方形断面を対象とする。

## 2. 交番載荷試験

### 2.1 試験体

表 1 に試験体の諸元一覧を示す。今回実施した K シリーズの試験体は、いずれも鋼管をコンクリートフーチング内に埋め込み、底鋼板に 4 辺を完全溶込み溶接により接合した。矩形鋼管の製作は、試験体 K-1 と K-2 は角部を裏当て金を用いて閉合し、試験体 K-3 ～ K-8 は先に角部を溶接した後に、ウェブ面中央を裏当て金を用いて閉合した (図 1)。

試験体のパラメータは、幅厚比、せん断スパン比、軸力比、材料強度とし、その範囲は、鉄道高架橋の柱で想定される範囲や試験装置の寸法の制約から設定した。

試験体 K-1 は、幅厚比 (B/t) が 60、せん断スパン比 (L<sub>a</sub>/B) が 3.0、軸力比 (N'/N<sub>y</sub>) が 0.2 で、通常の強度の材料からなる標準的な試験体とした。試験体 K-1 を基本に、試験体 K-2 と K-4 はせん断スパン比を 5.0 および 6.4 の長柱に、試験体 K-3 と K-8 は幅厚比を 30 の厚肉断面お

\* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

\*\* 東日本旅客鉄道株式会社

特集：地震防災・耐震技術

よび80の薄肉断面に、また試験体K-5はせん断スパンを6.4および幅厚比を80の薄肉長柱にそれぞれ設定した。また、試験体K-6は軸力比を0.4の高軸力とした。さらに、試験体K-7は、鋼管およびコンクリートに材料強度の高い材料を使用した。表1の材料強度は材料試験した結果である。また、幅厚比パラメータ、細長比パラメータおよび軸力比は、複合標準<sup>3)</sup>に従い算出した。なお、各パラメータを算出する際の材料の強度は試験値を用いた。

荷重試験は、JR東日本でK-1～K-6、鉄道総研でK-7、8と試験体を分担して実施した。

なお、RAおよびRBシリーズは、過去に鉄道総研で実施した試験体であり、後述するM点の曲げ耐力および部材角の算定法の検討に用いた。RA-3を基本試験体

として、幅厚比(RA-1,2,4)と軸力比(RB-1,2)をパラメータとしている。これらの試験体は、鋼管基部を底板に直接溶接してリブで補強した構造としている。

2.2 荷重方法

荷重は、図1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与える方法とした。水平変位は、降伏変位 $\delta_y$ の整数倍の変位を $1\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, \dots$ と段階的に大きくし、1ステップあたりの繰返し数は3回とした。

降伏変位 $\delta_y$ は、図2の通り貼付した柱基部のひずみゲージのうち、荷重方向に対して圧縮側か引張側のいずれかが鋼管の降伏ひずみに達したときの変位とした。

表1 試験体諸元

試験体名称	鋼管外幅 B(mm)	鋼管厚 t (mm)	せん断スパン $L_d$ (mm)	埋め込み長 $l_0$ (mm)	材料強度		幅厚比 B/t	幅厚比パラメータ $R_t$	せん断スパン比 $L_d/B$	細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	軸力比 $N'/N'_y$	着目パラメータ
					鋼材降伏強度 $f_{vy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )						
K-1	360	6.0	1080	581	434	20.2	60	0.90	3.0	0.21	0.20	基本試験体
K-2	360	6.0	1800	581	434	27.2	60	0.90	5.0	0.35	0.20	$L_d/B$
K-3	360	12.0	1080	581	377	22.3	30	0.42	3.0	0.21	0.20	B/t
K-4	360	6.0	2300	581	458	25.2	60	0.93	6.4	0.46	0.20	$L_d/B$
K-5	360	4.5	2300	581	411	26.3	80	1.17	6.4	0.44	0.20	B/t, $L_d/B$
K-6	360	6.0	1080	581	389	26.6	60	0.85	3.0	0.21	0.40	$N'/N'_y$
K-7	360	6.0	1080	701	496	55.8	60	0.97	3.0	0.25	0.18	材料強度
K-8	360	4.5	1080	701	433	30.7	80	1.20	3.0	0.21	0.20	B/t
RA-1	320	3.0	1080	-	426	24.5	107	1.59	3.4	0.23	0.20	B/t
RA-2	320	4.0	1080	-	431	26.1	80	1.20	3.4	0.23	0.20	B/t
RA-3	320	6.0	1080	-	437	24.5	53	0.81	3.4	0.24	0.20	基本試験体
RA-4	320	8.0	1080	-	401	24.4	40	0.58	3.4	0.24	0.20	B/t
RB-1	320	6.0	1080	-	387	26.5	53	0.76	3.4	0.23	0.00	$N'/N'_y$
RB-2	320	6.0	1080	-	437	27.1	53	0.81	3.4	0.24	0.27	$N'/N'_y$

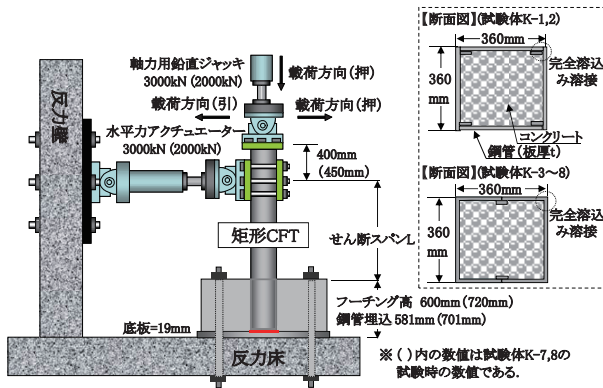


図1 荷重状況

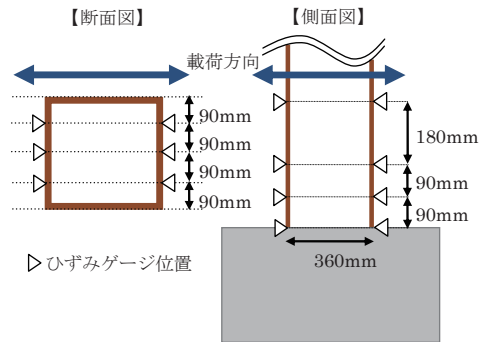


図2 降伏判定位置

表2 試験結果

試験体名称	荷重方向	Y点 (鋼管引張降伏)		M点 (最大耐力)		座屈発生	最大耐力	き裂発生	き裂方向
		変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)				
K-1	引	12.1	515.1	23.9	590.7	2 $\delta_y$	2 $\delta_y$	-3 $\delta_y$	鉛直
	押	12.2	522.7	24.0	553.6				
K-2	引	24.8	326.4	51.0	358.7	2 $\delta_y$	2 $\delta_y$	4 $\delta_y$	鉛直
	押	26.4	329.2	33.8	343.9				
K-3	引	13.8	849.1	29.3	1039.0	3 $\delta_y$	4 $\delta_y$	9 $\delta_y$	鉛直・水平
	押	10.0	797.7	29.5	952.2				
K-4	引	33.4	260.3	67.5	299.5	2 $\delta_y$	3 $\delta_y$	-5 $\delta_y$	鉛直・水平
	押	33.6	252.2	67.6	277.2				
K-5	引	29.8	207.4	69.0	236.6	2 $\delta_y$	3 $\delta_y$	5 $\delta_y$	鉛直・水平
	押	27.9	192.2	69.0	211.9				
K-6	引	8.5	465.1	15.2	521.6	2 $\delta_y$	4 $\delta_y$	6 $\delta_y$	鉛直・水平
	押	9.0	478.4	11.2	485.4				
K-7	引	13.4	659.1	26.2	738.1	2 $\delta_y$	2 $\delta_y$	-4 $\delta_y$	鉛直
	押	12.8	631.9	26.2	672.3				
K-8	引	10.3	415.8	17.6	476.5	2 $\delta_y$	2 $\delta_y$	-4 $\delta_y$	鉛直
	押	7.3	368.3	17.6	435.2				

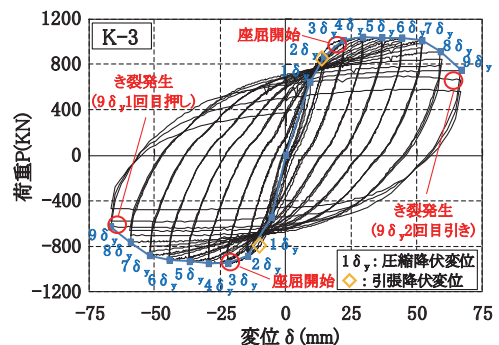


図3 荷重-変位関係 (K-3)

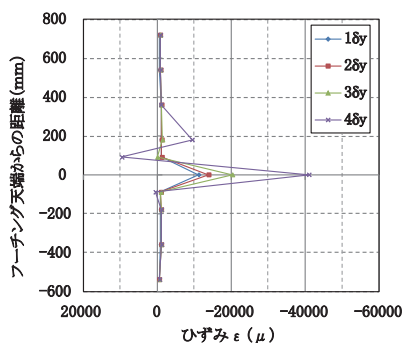


図4 鋼管のひずみ分布 (K-3)  
(荷重方向引き側)

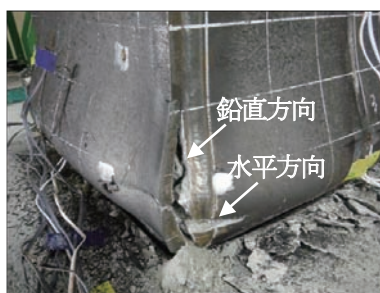


図5 き裂発生状況 (K-3)

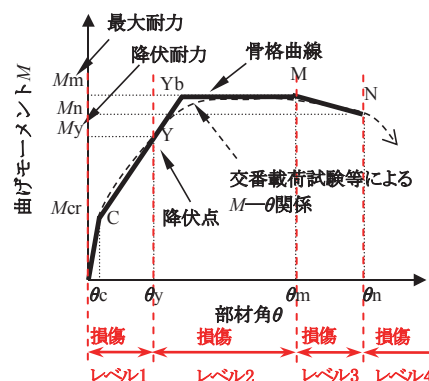


図6 CFT 部材の骨格曲線と損傷レベル<sup>7)</sup>

### 2.3 試験結果

試験結果の荷重と変位、損傷時の変位の一覧を表2に示す。表2において、Y点は鋼管が引張降伏した時点、M点は最大荷重となる点とした。また、試験体K-3の荷重-変位関係を図3に示す。荷重-変位関係はP-δ効果を考慮している。

試験体K-3の荷重時の状況は、鋼管が降伏した後に、最大荷重に到達する少し手前の $3\delta_y$ の時点で鋼管基部に曲げ圧縮による局部座屈が生じ、局部座屈発生後の $4\delta_y$ で最大荷重に到達した。図4に、試験体K-3の荷重方向引き側の最大荷重までの鋼管の軸方向ひずみ分布を示すが、 $3\delta_y$ までは鋼管基部のみひずみが大きい、 $4\delta_y$ において鋼管基部(フーチング天端)から300mmの範囲で鋼管のひずみが引張と圧縮が反転しており、鋼管に局部座屈が発生していることが確認できる。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、鋼管角部でき裂が生じ、急激に荷重が低下したため、この時点で荷重を終了した。き裂は、低サイクル疲労によるものと考えられるが、まず角溶接線に沿って鉛直方向に発生し、鋼管の座屈が進展した後、水平方向にも発生した(図5)。これらの荷重時の試験体の損傷状況は、いずれの試験体とも同様であった。なお、試験体K-1は他試験体よりき裂発生時の変位が小さい(表2)が、これは鋼管角部の裏当て金の影響も考えられる。

試験体K-3は、図3に示すように、荷重ステップの $1\delta_y$ を鋼管の圧縮側で降伏した時点の変位としたが、引張側で降伏した時点においても荷重-変位関係は概ね線形範囲であるため、部材の降伏点は鋼管が引張降伏した時点として定義した。なお他の試験体についても、同様の傾向であることを確認している。

### 3. 矩形CFT部材の損傷レベル

構造物の地震時の損傷に関する復旧性の照査は、部材の損傷レベルを設定して、想定される地震動に対して所要の損傷レベルを満足することを照査する。円形CFT

部材の損傷レベルは、耐震設計標準<sup>7)</sup>および複合標準<sup>3)</sup>に定められている。

表2および図3より、矩形CFT部材の損傷状況と荷重-変位関係との関係は、円形CFT部材<sup>1) 2)</sup>と同じである。そのため、矩形CFT部材の損傷レベルは、円形CFT部材と同様<sup>7)</sup>に設定できると考えられる(図6)。

すなわち、損傷レベル1の限界点をY点、損傷レベル2の限界点を鋼管の局部座屈が発生する点(ほぼ最大荷重となる点)であるM点、損傷レベル3の限界点を鋼管の局部座屈が進展する点であるN点に設定することができる。ただし、円形CFT部材のN点は、最大荷重の90%を維持できる最大変形点としている<sup>3)</sup>が、矩形CFT部材の方が鋼管の局部座屈の進展による荷重低下がやや大きいため、N点の設定方法については今後の課題とする。本論文では、以降は、Y点とM点の曲げ耐力と変形性能の算定法について検討した。

### 4. 曲げ耐力・変形性能の算定法の検討

#### 4.1 降伏時の曲げ耐力・部材角

降伏時の曲げ耐力および部材角は、複合標準<sup>3)</sup>の円形CFT部材の算定法と同様、平面保持の仮定に基づき鋼管を鉄筋に換算したRC方式に基づき評価する。鋼管、およびコンクリートの応力-ひずみ関係は、図7のように仮定した。なお、鋼管の圧縮強度は、試験時に圧縮側鋼板の降伏が局部座屈より先行することから、局部座屈強度でなく圧縮降伏強度を適用した。以上の仮定により、降伏曲げ耐力、部材角を算定し試験値との比較を行った。

図8より、曲げ降伏耐力( $M_y$ )は、上記による計算値は試験値を精度よく評価できることがわかる。

降伏時の部材角( $\theta_y$ )は、柱く体の降伏時の部材角( $\theta_{y0}$ )と降伏時の鋼管基部の伸び出しによる回転角( $\theta_{y1}$ )の和として算定できる。回転角 $\theta_{y1}$ は、複合標準<sup>3)</sup>の円形CFT部材では埋込み部の曲率分布を図9のように仮定して算出しているが、図10に矩形CFT部材の荷重試験時の鋼管のひずみ分布を示す通り、埋め込み部の曲率分

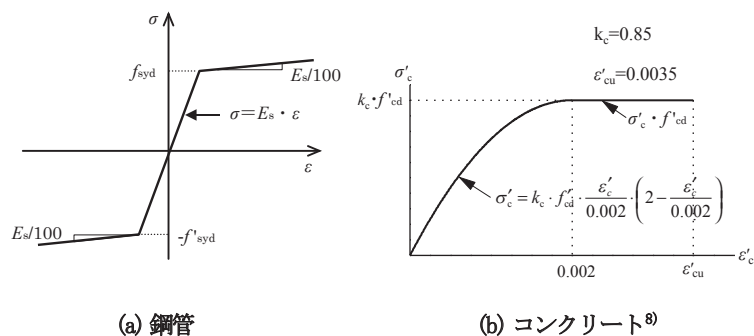


図7 材料の応力-ひずみ関係

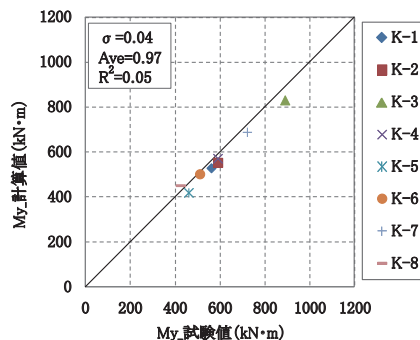


図8 曲げ降伏耐力 (My) の試験値と計算値

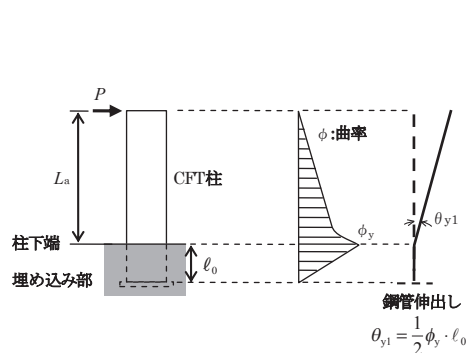


図9 Y点における曲率分布の仮定 (埋め込み方式)<sup>3)</sup>

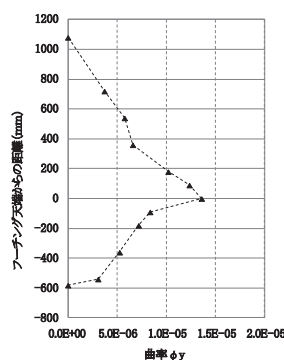


図10 Y点における鋼管の曲率分布 (K-1)

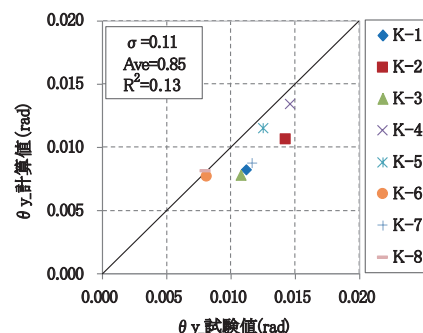


図11 部材角 (theta\_y) の試験値と計算値

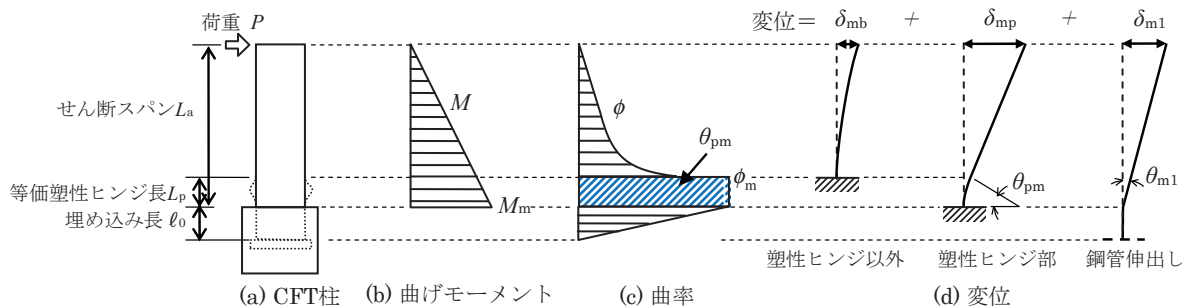


図12 M点における曲率分布の仮定 (埋め込み方式)

布は円形 CFT 部材と同様である。このため回転角 ( $\theta_{y1}$ ) は円形 CFT 部材と同様に算出できると考えられる。これにより回転角 ( $\theta_{y1}$ ) を算出し、柱く体の部材角 ( $\theta_{y0}$ ) は曲率分布を積分して算出して部材角 ( $\theta_y$ ) を計算した結果を、図 11 に示す。計算値は、試験値をやや過小に評価する傾向にある。

#### 4.2 最大曲げ耐力・部材角

最大曲げ耐力 ( $M_m$ ) は、複合標準<sup>3)</sup>の円形 CFT 部材の算定法と同様に、図 12 (b) のように端部における曲げモーメントを直接算定する。なお、最大荷重は、4.1 に示した仮定に基づき、後述するコンクリートの限界ひずみを規定し、RC 方式により算定する。

矩形 CFT 部材は、円形 CFT 部材のように鋼管による拘束効果が高くないと言われている<sup>6)</sup>。そのため、充填コンクリートの限界ひずみは、RC 部材と同等と仮定し、最外縁のコンクリート限界圧縮ひずみをコンクリート標

準<sup>8)</sup>の終局ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  ( $=0.0035$ ) とした。上記による計算値と試験値の比較を図 13 に示す。試験体 K-3 は過小評価の傾向が認められるが、それ以外は計算値は試験値を精度よく評価している。試験体 K-3 の過小評価の原因は、幅厚比  $B/t=30$  の厚肉断面の鋼管のため、拘束効果による影響が考えられる。

M 点の部材角 ( $\theta_m$ ) は、曲率分布を図 12 (c) と仮定し、塑性ヒンジ以外の部材角 ( $\theta_{mb}$ )、埋込み部における回転角 ( $\theta_{m1}$ )、塑性ヒンジ部の回転角 ( $\theta_{pm}$ ) の和として算出する。

塑性ヒンジ長 ( $L_p$ ) は、鋼板の局部座屈の範囲とし、試験時の外観形状から鋼板の面外変形を測定 (図 14) して判断した (表 3)。塑性ヒンジ長 ( $L_p$ ) の測定値と各パラメーターとの相関を調べたが、相関のあるパラメーターは認められなかった。そこで、文献<sup>9) 10)</sup>を参考に、表 3 に示すように、塑性ヒンジ長  $L_p$  を鋼管幅  $B$  で除した  $L_p/B$  で整理し、試験値の平均値となる式 (1) により算出することとした。

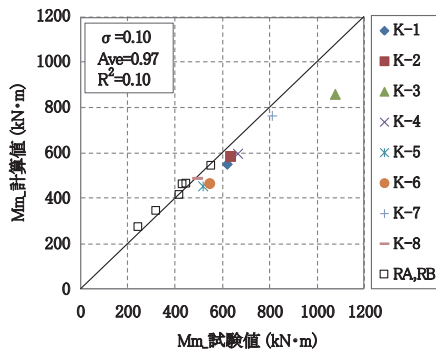


図13 最大曲げ耐力 (M<sub>m</sub>) の試験値と計算値

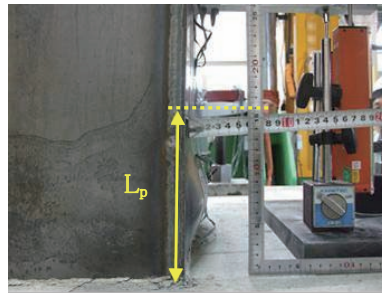


図14 塑性ヒンジ長 L<sub>p</sub> 測定状況 (K-1)

表3 塑性ヒンジ長 L<sub>p</sub> 測定値

試験体名称	鋼管幅 B (mm)	塑性ヒンジ長 L <sub>p</sub> (mm)	L <sub>p</sub> /B
K-1	360	160	0.4
K-2	360	180	0.5
K-3	360	200	0.6
K-4	360	310	0.9
K-5	360	200	0.6
K-6	360	150	0.4
K-7	360	260	0.7
K-8	360	140	0.4
RA-1	320	200	0.6
RA-2	320	150	0.5
RA-3	320	150	0.5
RA-4	320	160	0.5
RB-1	320	160	0.5
RB-2	320	140	0.4
平均値			0.5

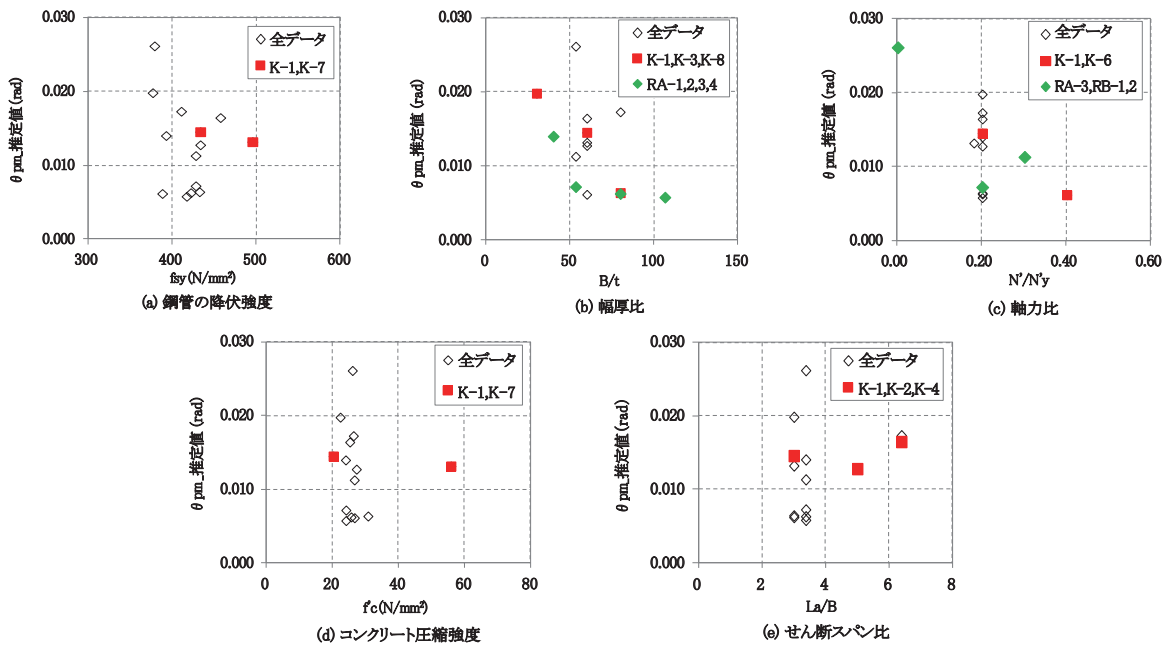


図15 塑性ヒンジ回転角  $\theta_{pm}$  (推定値) と各パラメーターとの関係

$$L_p = 0.5B \quad (1)$$

塑性ヒンジ以外の部材角 ( $\theta_{mb}$ ) は、4.1 に示した仮定に基づき算出する。埋め込み部の回転角 ( $\theta_{m1}$ ) は、4.1 と同様に、式 (2) で算出する。

$$\theta_{m1} = \frac{1}{2} \phi_m \cdot l_0 \quad (2)$$

$\phi_m$  : M 点における曲率で式 (3) により算出する。

$$\phi_m = \theta_{pm} / L_p \quad (3)$$

$l_0$  : 埋め込み長

塑性ヒンジ部の回転角 ( $\theta_{pm}$ ) は、試験結果の  $\theta_m$  より、各変位成分である  $\theta_{m1}$ 、 $\theta_{mb}$  の計算値を差し引くことにより算出した (以下、 $\theta_{pm}$  推定値)。図 15 に、 $\theta_{pm}$  推定値と、断面諸元や軸力より得られるパラメーターとの関係を示す。図 15 (b), (c) より鋼管の幅厚比  $B/t$  と軸力比  $N'/N_y$  に相関がみられる。これは、 $B/t$  および  $N'/N_y$  が小さいと鋼管の局部座屈が発生しにくくなり、変形量が大きくなるためと考えられる。そこで、 $\theta_{pm}$  はこれらのパラ

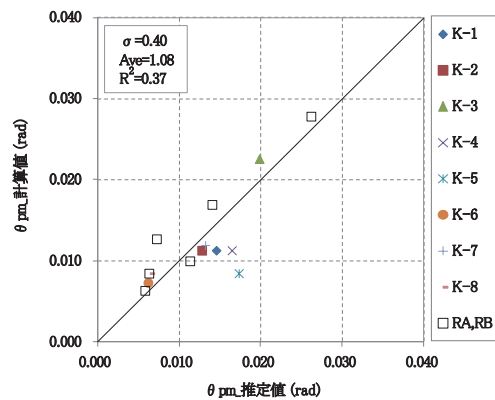


図16  $\theta_{pm}$  の推定値と計算値

メーターを考慮した算定式とし、最小二乗法により、 $B/t=60$ 、 $N'/N_y=0$  のときの  $\theta_{pm}$  が試験値に近い値となるように各係数を決定し、式 (4) を導出した。

$$\theta_{pm} = \frac{0.55(t/B)}{0.37 + 2.2(N'/N_y)} \quad (4)$$

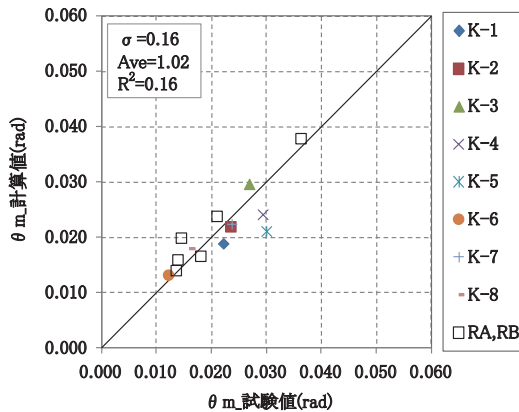


図 17  $\theta_m$  の試験値と計算値

表 4 算定法の適用範囲

項目	適用範囲	
断面形状	正方形	
幅厚比パラメータ $R_t$ (幅厚比 $B/t$ )	$0.42 \leq R_t \leq 1.59$ ( $30 \leq B/t \leq 107$ )	
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ (せん断スパン比 $L_d/B$ )	$0.21 \leq \bar{\lambda} \leq 0.46$ ( $3.0 \leq L_d/B \leq 6.4$ )	
軸力比 ( $N'/N'_y$ )	$0 \leq N'/N'_y \leq 0.4$	
材料強度	鋼材 $f'_s$	490N/mm <sup>2</sup> 級～570N/mm <sup>2</sup> 級
	コンクリート $f'_c$	$20 \leq f'_c \leq 55$ N/mm <sup>2</sup>

図 16 に、式 (4) を用いて算出した  $\theta_{pm}$  計算値と、 $\theta_{pm}$  推定値を比較した。 $\theta_{pm}$  計算値は、 $\theta_{pm}$  推定値と多少の誤差があるものの、幅厚比や軸力比との相関関係を反映できている。

M 点の部材角  $\theta_m$  は、塑性ヒンジ部の回転角  $\theta_{pm}$ 、埋め込み部の部材角  $\theta_{mi}$ 、塑性ヒンジ以外の部材角  $\theta_{mb}$  を足し合わせることで算出した。図 17 に示すとおり、 $\theta_m$  の計算値は試験値を概ね精度よく評価できていることがわかる。

なお、ここで示した算定法は、試験結果を用いた経験式を含むため、表 4 の適用範囲内の矩形 CFT 部材を対象とし、それを超える部材については、適用性の確認が必要と考える。

## 5. まとめ

本研究では、矩形（正方形断面）CFT 部材の曲げ耐力や変形性能の定量的な算定法の提案を目的として、正負交番載荷試験を行い、その破壊性状の確認と、曲げ耐力や変形性能の算定法の検討を行った。以下に、本検討において得られた結論を記す。

- (1) 圧縮軸力を受ける矩形 CFT 部材の破壊性状は、鋼管の降伏以降、最大荷重に到達する直前で鋼管基部に局部座屈が生じ、最大荷重に到達する。載荷が進むにつれて局部座屈が進展し、緩やかに荷重が低下

する。最終的には、鋼管角部でき裂が生じる。

- (2) 部材の降伏の定義は引張側の鋼材が降伏する点とし、降伏時の曲げ耐力 ( $M_y$ ) および部材角 ( $\theta_y$ ) は、RC 方式で算出することが可能である。このとき鋼管の応力 - ひずみ関係は、圧縮側の折れ点の応力に圧縮降伏強度を用いたバイリニアモデルが適用できる。
- (3) 曲げ耐力 ( $M_m$ ) は、最外縁コンクリートの圧縮ひずみを RC 部材と同じ終局ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  ( $=0.0035$ ) として RC 方式で算出することにより精度良く評価できる。
- (4) 塑性ヒンジ回転角 ( $\theta_{pm}$ ) を相関が認められる幅厚比と軸力比を用いて定式化することにより、最大荷重時の部材角 ( $\theta_m$ ) を算定できる。

なお、N 点の設定方法およびその変形性能の算定法については、現在検討中であるため別途報告する。

## 謝 辞

載荷試験の実施にあたり、株式会社ジェイアール総研エンジニアリングの星秀朋氏、大岩敬太氏にご協力いただいた。ここに記して謝意を表する。

## 文 献

- 1) 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
- 2) 青木千里, 池田学, 齊藤雅充, 萬代能久, 吉田直人: せん断スパン比の小さいコンクリート充填鋼管部材の曲げ耐力と変形性能の評価, 鉄道総研報告, Vol.28, No.1, pp.23-28, 2014.1
- 3) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物, 丸善, 2016.1
- 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, 丸善, 2008.10
- 5) 井上佳樹, 吉田一, 青木千里, 山田正人, 網谷岳夫: 幅厚比やせん断スパン比, 材料強度に着目した角型 CFT 柱の力学的性能, 土木学会第 70 回年次学術講演会, I-257, pp.507-508, 2015.9
- 6) 土木学会: 2014 年制定 複合構造標準示方書【設計編】, 2015.5
- 7) 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, 2012.9
- 8) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.4
- 9) 葛漢彬, 宇佐美勉, 戸谷和彦: 繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.163-176, 1994.3
- 10) 土木学会: 2008 年制定 鋼・合成構造標準示方書【耐震設計編】, 2008.2