

(44) 高強度鉄筋内蔵コンクリート充填鋼管 柱継手の曲げ性状に関する実験的研究

河口 弘光¹・野津手 崇瑛²・上岡 幸太郎³
松尾 真太朗⁴・蜷川 利彦⁵・河野 昭彦⁶

¹正会員 九州大学大学院人間環境学府・修士課程（〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1）
E-mail: 1te09022r@gmail.com

²正会員 鹿島建設株式会社（〒107-8388 東京都港区元赤坂1-3-1）
E-mail: tak-7121.high-00@hotmail.co.jp

³正会員 九州大学大学院人間環境学府・修士課程（〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1）
E-mail: x09aym@yahoo.co.jp

⁴正会員 九州大学大学院人間環境学研究院・助教（〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1）
E-mail: matsuo@arch.kyushu-u.ac.jp

⁵正会員 九州大学大学院人間環境学研究院・教授（〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1）
E-mail: ninakawa@arch.kyushu-u.ac.jp

⁶正会員 九州大学大学院人間環境学研究院・教授（〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎6-10-1）
E-mail: kawano@arch.kyushu-u.ac.jp

本研究は内蔵鉄筋を使用したコンクリート充填鋼管の柱継手に関する研究であり、その曲げ性状について実験的に検討した。本構法は継手部に鉄筋を内蔵することで鉄筋も応力伝達を行うため、鋼管どうしの溶接を簡略化できる。実験概要としては、継手部に 10mm の隙間を設け測定区間に等曲げを作用させ、曲げ応力の伝達能力を調べた。これまでに、鋼管種、断面形状、鉄筋挿入長さ、配筋形態を実験変数として CFT 柱継手の等曲げ実験を行い、鉄筋に滑りを生じない十分な挿入長さを確保すれば良好な曲げ性状を示すことが明らかになった。本稿では本継手を有する試験体の荷重-変形関係、内蔵鉄筋・鋼管のひずみ性状を明らかにし、継手部の耐力評価式を提案した。

Key Words : Concrete Filled Steel Tube, Column joint, Pure Bending Test, H-SA700 steel
High strength Reinforcement

1. はじめに

本研究は鉄筋を内蔵したコンクリート充填鋼管（以下 CFT）の接合部研究の一環であり、高強度鉄筋を内蔵した CFT 柱継手の曲げ性状を実験的に検討するものである。本継手構法は内蔵された鉄筋も応力伝達を行うため、鋼管どうしの溶接を簡略化でき、場合によっては不要となる。従って、施工性の向上はもちろんのこと、溶接性の低い高強度鋼を用いた CFT 柱継手にも容易に適用でき、また、異種の構造を上下に積み重ねた合成構造への適用も期待できる（図1参照）。既往の研究¹⁾²⁾³⁾では、従来鋼を用いた場合の本継手の等曲げ実験が行われ、内蔵鉄筋の付着性状、挿入長さについて論じられており、適切な鉄筋の挿入長さを確保すれば十分な曲げ応力の伝達が可能であることが明らかにされている。平成23年度には、新たに建築構造用高強度780N/mm²鋼材「H-SA700」を鋼

管として用いた場合の本継手構法の曲げ性能を検討した。本論では、これまでの実験をもとに、文献2)3)の内蔵鉄筋に滑りの生じなかったものと高強度鋼管を用いた試験体を対象とし、その曲げ性状を明らかにし、継手部の耐力評価式の提案を行うことを目的とする。

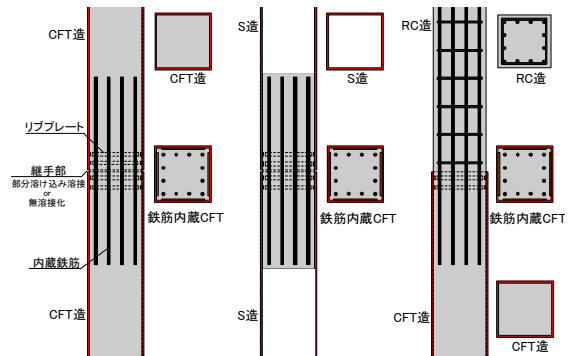


図 1 内蔵鉄筋を用いた柱継手の例

2. 実験概要

(1) 試験体および実験変数

図2に試験体立面図を、図3に断面図を示す。試験体は鉄筋の滑りを想定しないものとし、鋼管種、断面形状、鉄筋の配筋、挿入長さを実験変数として計7体の実験を行った。内蔵鉄筋に高強度ネジ節鉄筋（USD685）を用い、コンクリートはFc60のものを使用した。No.4～No.7の鉄筋挿入長さは試験体に入る最大の長さとし、鉄筋のすべりが生じないよう十分な長さを確保した。また、試験体中央の継手部では鋼管どうしは接触させず10mmの隙間を空けており、RC断面となっている。継手側の鋼管端部内面には機械的ずれ止めとしてリブプレート（2段、隅肉溶接により取り付け）を配筋については、継手部耐力がCFT部の耐力にできるだけ近づくように配慮した。No.4～No.7の配筋については、各断面形状で、コンクリートの充填性を確保した鉄筋間隔で入り得る最大本

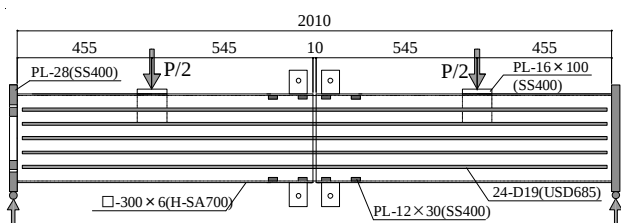


図2 立面図（角形CFT：No.4）

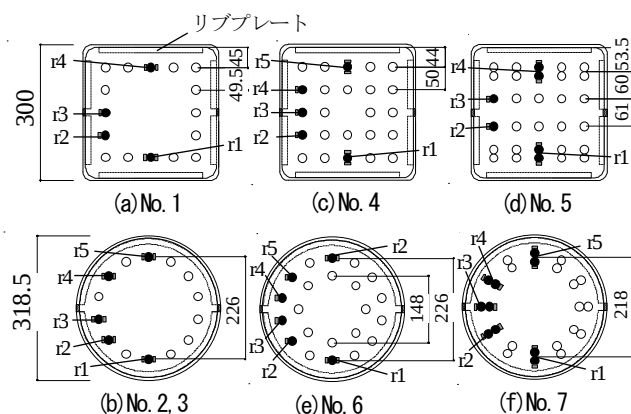


図3 断面図およびゲージ番号

数の鉄筋を配筋したものと、限られた部材断面に多くの鉄筋を配筋できる束ね筋を使用したものの2通りを作成した。

表1に試験体一覧と使用材料の機械的性質、各部位の終局曲げ耐力計算値を示す。柱部（CFT部）の終局曲げ耐力は文献4)より算出している。継手部曲げ耐力（RC部）の算出方法については4章で述べる。

(2) 加力方法および測定方法

加力装置および変位計の設置位置を図4に示す。図中の0内の数字は変位計の番号である。載荷は単調載荷とし、加力梁を介して等曲げ区間が1100mmとなるように加力する¹⁾。

試験体中央から左右に25mm、550mmの位置で鉛直変位を測定する。また、試験体中央部の鋼管フランジに取り付けたプレートに変位計を設置し、圧縮側および引張側の左右プレート間の相対水平変位を測定する。なお、ひずみゲージに関しては、打設孔の空いている側を測定対象とし鉄筋および鋼管の所定位置に貼付している。

3. 実験結果

(1) 荷重-変形角関係

図6に各試験体の曲げモーメント M と変形角 θ 、 θ_j の関

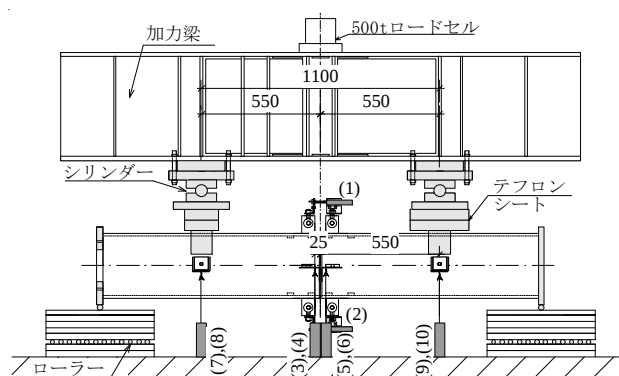


図4 加力装置および変位計位置

表1 試験体諸言および使用材料の機械的性質

No	鋼管					内蔵鉄筋					コンクリート	終局曲げ耐力 (計算値)	
	鋼種	断面寸法 (公称値) [mm]	幅厚比 径厚比	降伏応力度 /引張強さ [N/mm ²]	降伏 ひずみ [%]	鋼種	定着長さ (D:鉄筋径) 配筋形態	本数-径	降伏応力度 /引張強さ [N/mm ²]	降伏 ひずみ [%]	圧縮強度 Fc60 [N/mm ²]	CFT部 [kN・m]	RC部 [kN・m]
1*	BCR295	□-300×6	50	374 / 457	0.18	USD685	40D	16-D19	709 / 893	0.36	73.5	356	344
2*	STK400	○-318.5×9	35	398 / 482	0.19		20D	14-D19				294	283
3*							多段	24-D19	722 / 906	0.37	78.1	698	451
4		□-300×6	50	762 / 822	0.37		束ね	30-D19				577	
5	H-SA700						二重	22-D19				397	
6		○-318.5×6	53	769 / 820	0.38		束ね	24-D19				540	447
7													

*No.1～3は文献1)2)3)で発表された試験体である

係を示す。図中の破線は後述する継手部の終局耐力計算値、実線は $M-\theta$ 関係、一点鎖線は $M-\theta_j$ 関係である。 θ は等曲げ区間で生じた変形角、 θ_j は継手部で生じた回転角であり、図5に示す方法で算出される。

図6より、従来鋼を用いた試験体No.1～No.3は $\theta=0.6\%$ 付近で、試験体耐力の大きい高強度鋼管を使用した試験体No.4～No.7は $\theta=1\%$ 付近で剛性が低下し始めている。また、No.1は $\theta=3\%$ 、No.2は $\theta=0.6\%$ 、No.3は $\theta=1\%$ 、No.4、5は $\theta=4\%$ 、No.6は $\theta=1.5\%$ 、No.7は $\theta=2.3\%$ 付近でそれぞれ終局耐力計算値に到達している。その後も、全ての試験体において耐力は低下することなく上昇し続けた。

図6(a), (b)を比較すると、角形CFTの $M-\theta$ 関係と $M-\theta_j$ 関係はほぼ同様の挙動を示しており、変形角の大部分が継手部で生じていることがわかる。一方、円形CFTではNo.6, No.7に関して変形が小さい範囲において両者の関

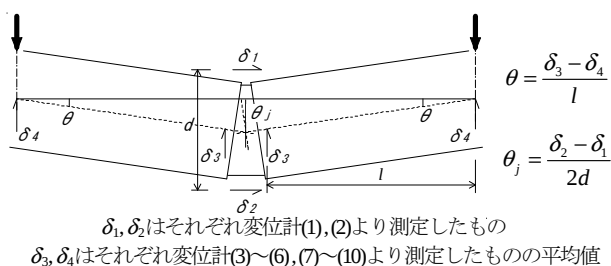


図5 変形角の算出方法

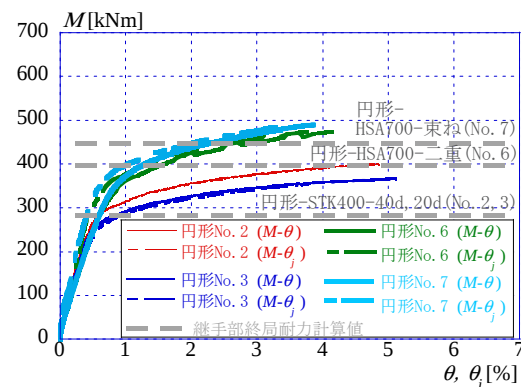
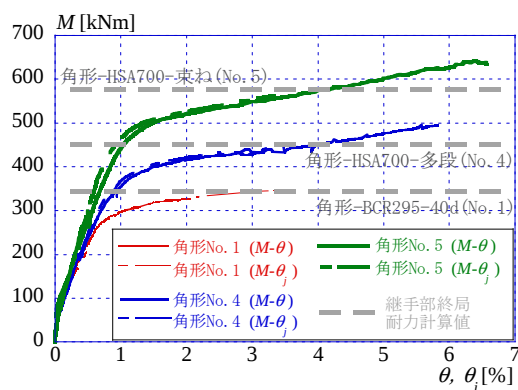


図6 モーメント M - 変形角 θ, θ_j 関係

係に少し差がみられるが、変形が進むと、角形CFTと同様に変形角の大部分が継手部で生じている。また、角形CFTはそれぞれ計算値と同様、実験値にも大きな耐力差を確認できるが、円形CFTは挿入長さの短いNo.3はNo.2に比べ同変形角時の耐力が小さくなる傾向がみられる。また、2重配筋のNo.6と束ね筋使用のNo.7とでほとんど同様の荷重-変形関係が得られた。

(2) 内蔵鉄筋のひずみ性状

図3に鉄筋に貼付した1軸ゲージの貼付位置および番号

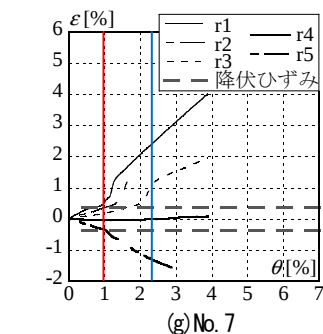
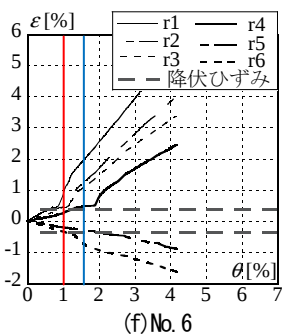
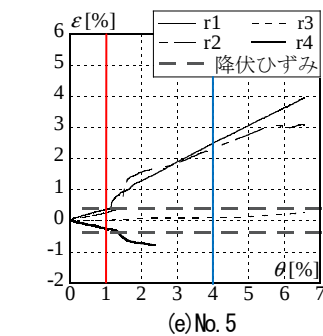
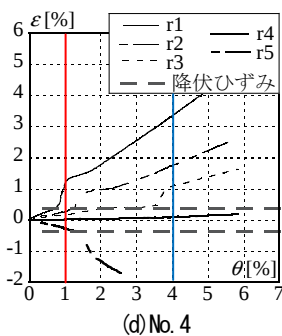
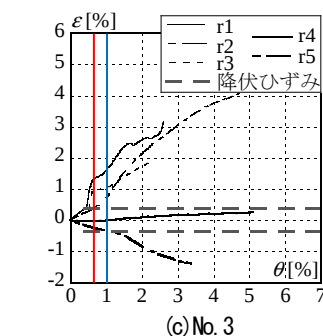
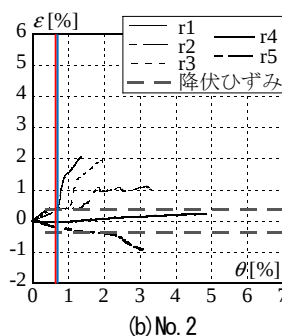
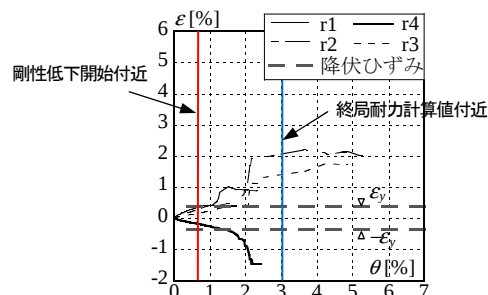


図7 継手部におけるひずみ

を示す。引張ひずみを正とし、同鉄筋の同位置両側に貼ったものは、両者の平均を採り、束ね筋についても1本の鉄筋とみなし同様に平均の値を使用している。

図7に継手部断面でのひずみ ε と変形角 θ の関係を示す。図中の破線は降伏ひずみ ε_y の値を示す。全ての試験体において、それぞれ剛性低下開始点付近では引張側最外縁の鉄筋r1が、終局耐力計算値付近では、中立軸付近の鉄筋を除く全ての鉄筋が降伏ひずみ、またはそれに近い値に達している。

図8に試験体No.6の引張側最外縁の鉄筋の軸方向に貼付したひずみゲージの位置と番号、図9にその位置におけるひずみ状況を例として示す。継手部のひずみr1が最も大きく、継手から離れるほどひずみは小さい。この傾向は圧縮側にもみられ、全試験体において同様の傾向を確認した。これは、充填コンクリートを介した鉄筋と鋼管間での応力伝達が十分になされたことを示している。

(3) 鋼管のひずみ性状

図10に鋼管に貼付した2軸ゲージの貼付位置および番号を示す。()外には圧縮側、()内には引張側のゲージ番号を示しており、奇数が軸方向ゲージ、偶数が周方向ゲージを表す。図11に角形鋼管(No.4)、図13に円形鋼管(No.6)のひずみ ε と変形角 θ の関係を示す。引張ひずみを正とし、図中の実線が圧縮側鋼管フランジのひずみ、一点鎖線が引張側鋼管フランジのひずみである。

鋼管ひずみの挙動は鋼管種、配筋によらずほぼ一致していることを確認した。また、高強度鋼管のひずみはすべて弾性範囲にとどまっている。

図11をみると、角形鋼管の軸方向ひずみは圧縮側、引張側ともに、リブ間のひずみs1、s3が最も小さく、継手から離れた位置ほど大きくなっている。特にリブ間の引張側ひずみs3は非常に小さい。これは、引張側では2段目リブで鋼管に作用する引張応力のほとんどを伝達していることを示している。また、2段目リブより外側に位置するs5、s9およびs7、s11のひずみに違いがみられたのは、圧縮側では同位置における周方向ひずみs6、s10に大きな差がみられることからコンクリートの膨張により鋼管が膨らんだことも影響すると考えられるが、引張側でもこの傾向がみられ、リブ以外の応力伝達機構が存在すると考えられる。

また角形鋼管の周方向ひずみについては、リブ間のひずみs2、s4が最も大きく、継手から離れるほど小さくなっている。特にリブ間の圧縮側ひずみs2は大きい。これは、リブ付近での応力伝達機構(図12参照)により充填コンクリートの膨張で鋼管がふくらむためと考えられる。

特に継手部近くの圧縮側は、変形に伴う継手部コンクリートの圧潰による膨張の影響が大きいと考えられる。

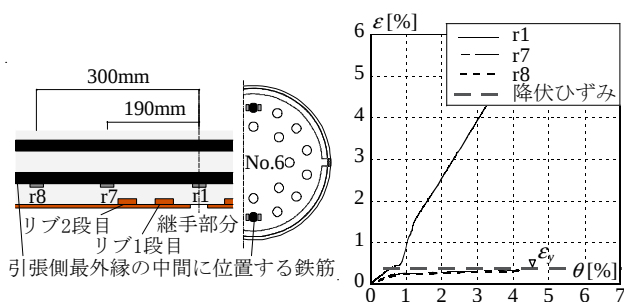


図8 引張側鉄筋材軸方向
ゲージ位置(No. 6)

図9 引張側材軸方向
ひずみ(No. 6)

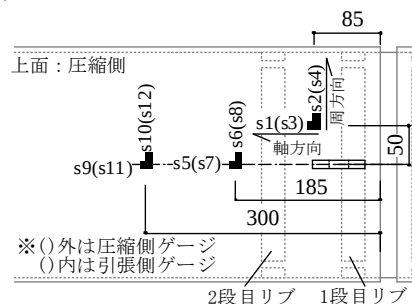
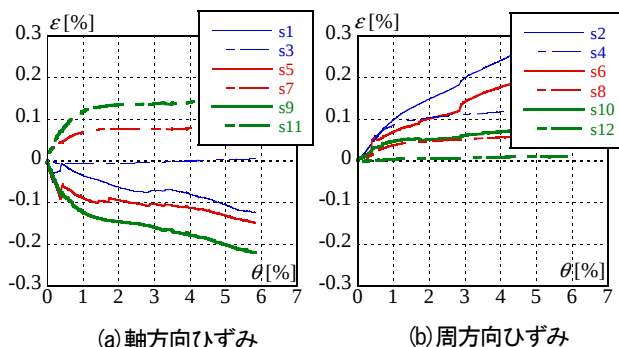


図10 鋼管のゲージ貼付位置および番号



(a) 軸方向ひずみ (b) 周方向ひずみ

図11 角形鋼管(No. 4)のひずみ

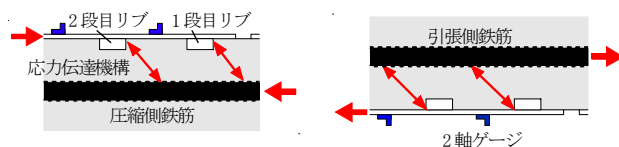
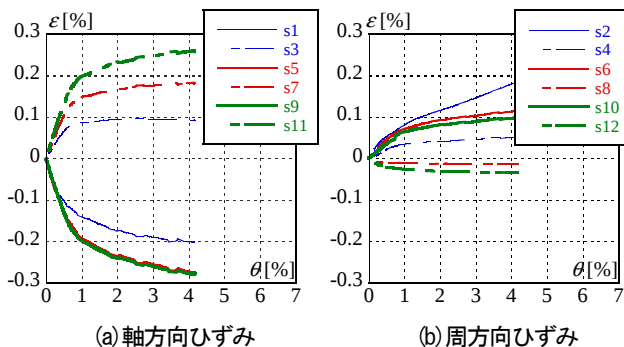


図12 リブプレートによる応力伝達機構



(a) 軸方向ひずみ (b) 周方向ひずみ

図13 円形鋼管(No. 6)のひずみ

一方、図13の円形鋼管の軸方向ひずみは、圧縮側ではリブ間位置以外のひずみ s_5 , s_9 はほぼ同様のひずみが生じている。これは、同位置の周方向ひずみ s_6 , s_{10} も同程度であることから、角形より拘束力が強く2段目リブ位置でコンクリートの膨張による影響をあまり受けなかったためと考えられる。また、引張側のリブ間のひずみ s_3 は、角形ではほとんど生じていないのに対し、円形では小さい値ではあるが生じており拘束力によるリブの付着性状の向上がうかがえる。

円形鋼管の周方向ひずみは、圧縮、引張側ともにリブ間位置以外のひずみ s_6 , s_{10} および s_8 , s_{12} に大きな差はない。リブ間のひずみ s_2 , s_4 が他位置のひずみと傾向が異なるのは角形と同様に継手部の変形による影響と考えられる。

なお、図11の角形圧縮側ひずみにおいて、 $\theta=2.8\%$ 付近で軸・周方向ともにひずみの勾配に変化がみられるが、これは変形が進むにつれ鋼管どうしの隙間に圧潰したコンクリートが詰り、鋼管間で直接応力伝達されたためと考えられる。

4. 耐力評価

(1) 曲げ耐力の算定方法

継手部を充填コンクリートおよび内蔵鉄筋からなるRC断面としてモデル化する。

a) 終局曲げ耐力算定法

終局曲げ耐力 M_u は、図14のように断面の全塑性状態を仮定し一般化累加強度式により算出する。

以上の仮定より試験体の終局時の軸耐力 N_u 、曲げ耐力 M_u は、鉄筋の負担耐力 N_u , M_u およびコンクリートの負担耐力 N_u , M_u によって次式で表せる。

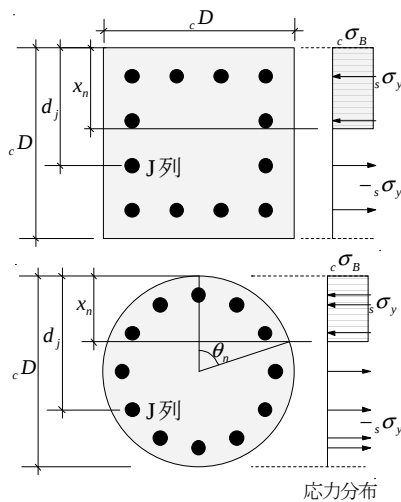


図 14 終局状態モデル

$$N_u = {}_c N_u + {}_s N_u (=0) \quad (1)$$

$$M_u = {}_c M_u + {}_s M_u \quad (2)$$

鉄筋の負担耐力 N_u , M_u は以下の式で得られる。

$${}_s N_u = \sum a_j \cdot {}_s \sigma_{yj} \quad (3)$$

$${}_s M_u = \sum a_j \cdot {}_s \sigma_{yj} \left(\frac{{}_c D}{2} - d_j \right) \quad (4)$$

ここに、 a_j : J列目鉄筋群の総断面積, ${}_s \sigma_{yj}$: J列目鉄筋の降伏応力度 (引張側: 負, 圧縮側: 正), ${}_c D$: コンクリート断面せい, d_j : J列目鉄筋群の圧縮縁からの距離とする。

コンクリートの負担耐力 N_u , M_u は以下の式で得られる。

角形 (正方) 断面の場合:

$${}_c N_u = x_n \cdot {}_c D \cdot {}_c \sigma_B \quad (5)$$

$${}_c M_u = \frac{1}{2} ({}_c D - x_n) x_n \cdot {}_c D \cdot {}_c \sigma_B \quad (6)$$

円形断面の場合:

$${}_c N_u = (\theta_n - \sin \theta_n \cos \theta_n) \frac{{}_c D^2 \cdot {}_c \sigma_B}{4} \quad (7)$$

$${}_c M_u = \sin^3 \theta_n \frac{{}_c D^3 \cdot {}_c \sigma_B}{12} \quad (8)$$

ただし、 $\cos \theta_n = 1 - 2x_n / {}_c D$

ここに、 x_n : 圧縮縁から中立軸位置までの距離, ${}_c \sigma_B$: シリンダー圧縮強度とする。

b) 降伏曲げ耐力算定法

降伏曲げ耐力 M_y は図15のように降伏状態を仮定し一般化累加強度式により算出する。継手部の降伏状態は、角形の場合、最外縁に位置する鉄筋群が、円形の場合、全鉄筋本数の1/4以上の鉄筋群が引張または圧縮降伏す

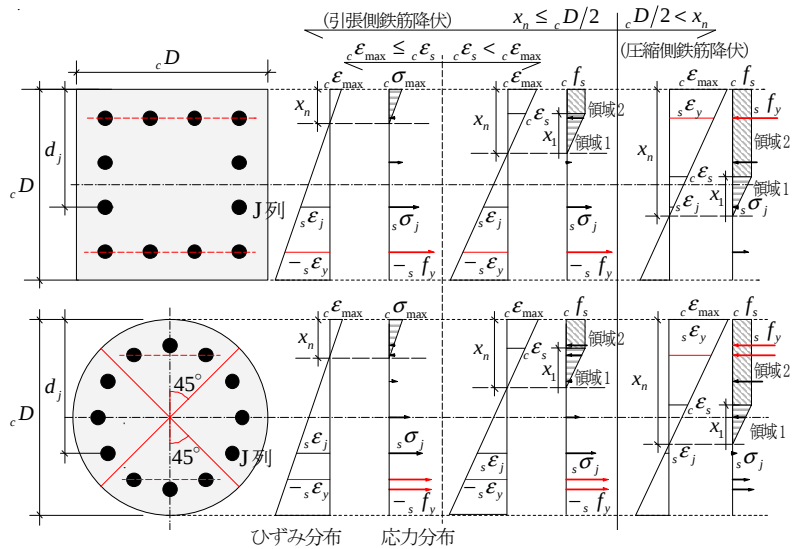


図 15 降伏状態モデル

るときとした。また、平面保持が成り立つものとし、コンクリートの応力-ひずみ関係は短期許容応力度 $c f_s$ (=圧縮強度の2/3)まで線形近似し、その後は一定値 $c f_s$ を保つもの(引張応力は負担しない)とする。鉄筋の応力-ひずみ関係は降伏応力度 $s f_y$ まで線形関係で、その後は一定値を保つもの(圧縮側、引張側は対称関係)と仮定している。

以上の仮定より試験体の降伏時の軸耐力 N_y 、曲げ耐力 M_y は、鉄筋の負担耐力 $s N$ 、 $s M$ およびコンクリートの負担耐力 $c N$ 、 $c M$ によって次式で表せる。

$$N_y = c N + s N (=0) \quad (9)$$

$$M_y = c M + s M \quad (10)$$

鉄筋の負担耐力 $s N$ 、 $s M$ は以下の式で得られる。

$$s N = \sum s \sigma_j \cdot a_j \quad (11)$$

$$s M = \sum s \sigma_j \cdot a_j \cdot \left(\frac{c D}{2} - d_j \right) \quad (12)$$

ここに、 $s \sigma_j$: J目鉄筋の応力度(引張側: 負, 圧縮側: 正)とする。

コンクリートの負担耐力 $c N$ 、 $c M$ は以下の式で得られる。

角形(正方)断面の場合:

i) $0 \leq c \epsilon_{\max} \leq c \epsilon_s$ の時

$$c N = \frac{1}{2} c \sigma_{\max} \cdot x_n \cdot c D \quad (13)$$

$$c M = \frac{1}{2} c \sigma_{\max} \cdot x_n \cdot c D \cdot x_{g1} \quad (14)$$

ii) $c \epsilon_s < c \epsilon_{\max}$ の時

$$c N = \frac{1}{2} c f_s \cdot x_1 \cdot c D + c f_s (x_n - x_1) c D \quad (15)$$

$$c M = \frac{1}{2} c f_s \cdot x_1 \cdot c D \cdot x_{g1} + c f_s (x_n - x_1) c D \cdot x_{g2} \quad (16)$$

円形断面の場合:

i) $0 \leq c \epsilon_{\max} \leq c \epsilon_s$ の時

$$c N = \frac{c D^2 \cdot c \sigma_{\max}}{4 x_n} \left[\frac{c D}{3} \sin^3 \theta_n - \frac{D - 2x_n}{4} (2\theta_n - \sin 2\theta_n) \right] \quad (17)$$

$$c M = \frac{c D^3 \cdot c \sigma_{\max}}{8 x_n} \left[\frac{c D}{8} \left(\theta_n - \frac{1}{4} \sin 4\theta_n \right) - \frac{D - 2x_n}{3} \sin^3 \theta_n \right] \quad (18)$$

ii) $c \epsilon_s < c \epsilon_{\max}$ の時

$$c N = \frac{c D^2 \cdot c f_s}{4 x_1} \left[\frac{c D}{3} \sin^3 \theta_x - \frac{D - 2x_n}{4} (2\theta_x - \sin 2\theta_x) \right]_{\theta_1}^{\theta_n} + \frac{1}{8} c D \cdot c f_s (2\theta_1 - \sin 2\theta_1) \quad (19)$$

$$c M = \frac{c D^3 \cdot c f_s}{8 x_1} \left[\frac{c D}{8} \left(\theta_x - \frac{1}{4} \sin 4\theta_x \right) - \frac{D - 2x_n}{3} \sin^3 \theta_x \right]_{\theta_1}^{\theta_n} + \frac{1}{12} c D^3 \cdot c f_s \sin^3 \theta_1 \quad (20)$$

ただし、 $\cos \theta_n = 1 - 2x_n / c D$, $\cos \theta_1 = 1 - 2(x_n - x_1) / c D$
ここに、領域1: 三角形応力領域($0 \leq c \epsilon \leq c \epsilon_s$)、領域2: 長方形応力領域($c \epsilon_s \leq c \epsilon$)、 $c \epsilon_s$: 短期許容応力度時のひずみ、 $c \sigma_{\max}$: 領域1内の最大応力、 x_{g1} , x_{g2} : 断面中央からそれぞれ領域1, 2の合力作用点までの距離、 x_1 : 中立軸から領域1の限界までの距離とする。

(2) 実験結果における曲げ耐力の定義

図16(a)に各耐力点の定義を示す。実験における各耐力点は、図6のモーメント M -継手部回転角 θ_j 関係において、初期剛性を K_e として $1/3 K_e$ の接線剛性を持つ点を降伏耐力、 $1/6 K_e$ の接線剛性を持つ点を終局耐力とした。なお、 K_e は引張側コンクリートのひび割れ前の領域を除く $\theta_j = 0.1 \sim 0.5\%$ の範囲における近似直線の傾きとして求めている(図16(b)参照)。

(3) 実験値と計算値の比較

表2に各試験体の実験値と計算結果一覧を、図17にモーメント M -軸力 N 相関曲線を、図18に各試験体の終局時および降伏時の継手部における鉄筋のひずみ状態を示す。

表2より、試験体No.2の降伏耐力が数値差2割程度となっているが、その他の試験体に関しては、終局耐力は過大評価、降伏耐力は過小評価する傾向にあり、数値差は最大で15%程度でありよく評価できた。

図18をみると、降伏耐力実験値点では耐力算定時に降伏を仮定した鉄筋は全て降伏している。また終局耐力実験値点では、中立軸付近を除くほとんどの鉄筋が降伏ひ

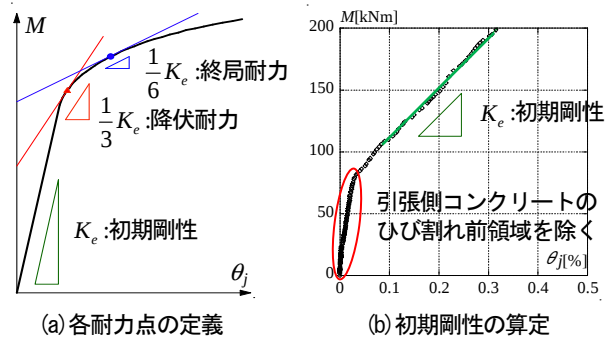


図 16 実験値の算定

表 2 曲げ耐力の比較 (単位: kNm)

No	M_y	M_{ye}	M_{ye} / M_y	M_u	M_{ue}	M_{ue} / M_u
1	262	279	1.07	344	307	0.89
2	228	279	1.22	283	297	1.05
3	228	259	1.14	283	280	0.99
4	320	368	1.15	451	399	0.89
5	441	460	1.04	577	489	0.85
6	309	349	1.13	397	361	0.91
7	315	366	1.16	447	387	0.87

M_y : 降伏曲げ耐力計算値, M_{ye} : 降伏曲げ耐力実験
 M_u : 終局曲げ耐力計算値, M_{ue} : 終局曲げ耐力実験

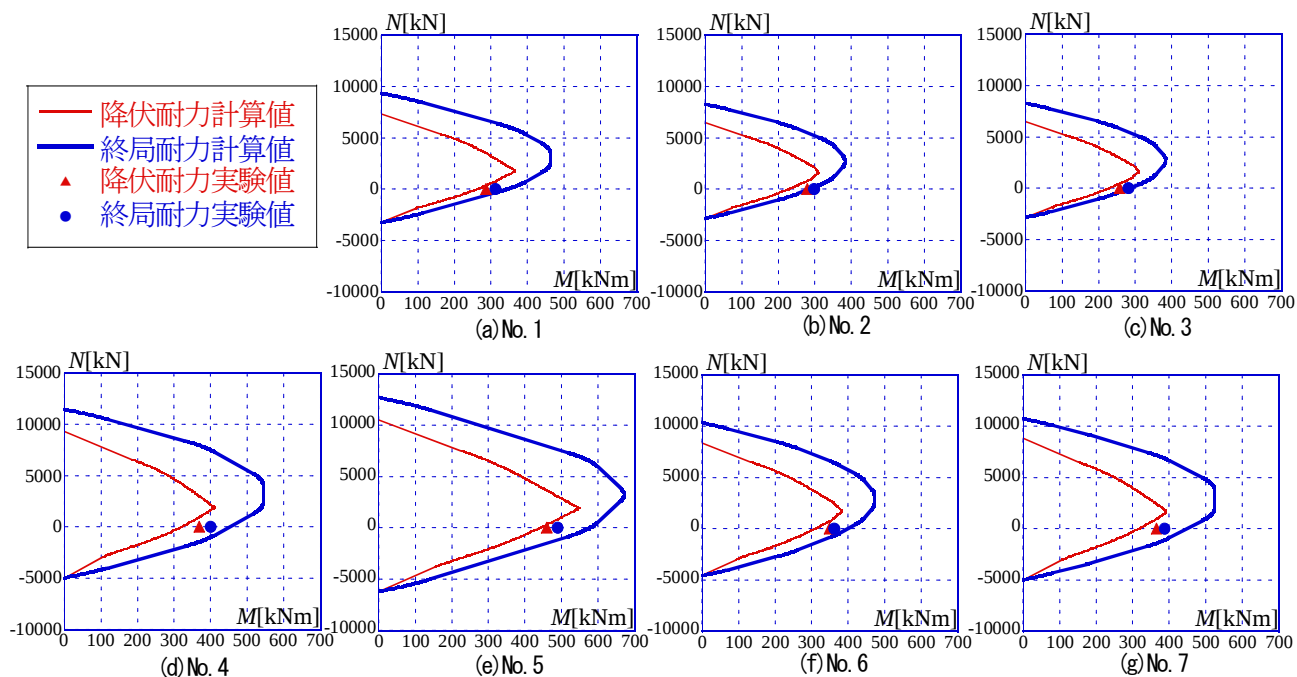
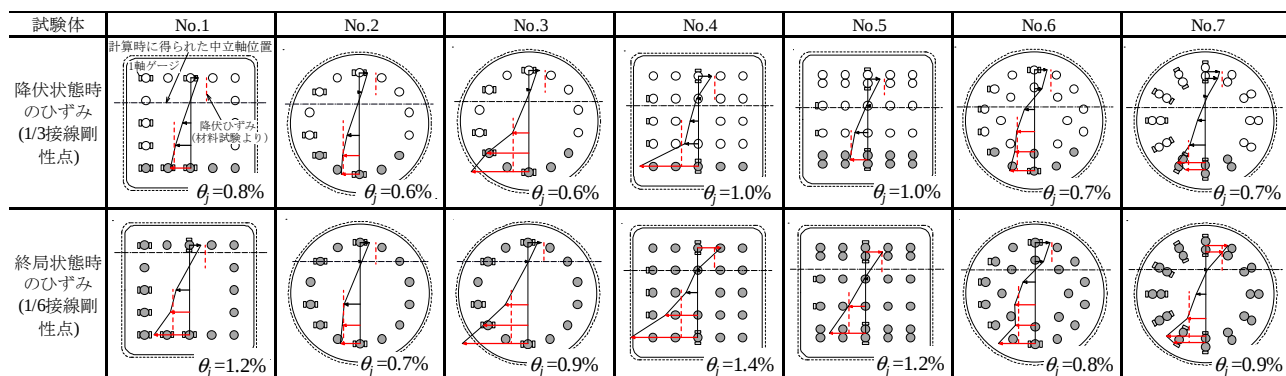


図 17 M - N 相関曲線



※左向き矢印: 圧縮ひずみ, 右向き矢印: 引張ひずみ (継手部の貼付ゲージより)
黒塗り鉄筋: 計算時に降伏を仮定した鉄筋

図 18 各耐力点における継手部のひずみ状態と計算で仮定した状態の比較

ずみまたはそれに近い値に達している。さらに、ひずみの出方から推測される中立軸位置と計算で算出される中立軸位置もほぼ一致している。

降伏耐力計算値が過小評価となった理由としては、鉄筋のひずみが仮定と概ね一致していることから、コンクリートの負担耐力を短期許容応力度までしか見込んでいないためと考えられる。終局耐力計算値がNo.2を除き過大評価となった理由としては、中立軸付近に位置する鉄筋も降伏するものと仮定しているためと考えられる。

5. まとめ

本研究において、鉄筋を内蔵したCFT継手のついて等曲げ実験を行い、その曲げ性状について検討し継手部の耐力式を提案した。本研究より、本継手構法は内蔵鉄筋

に滑りが生じなければ、鋼管種、配筋形態によらず安定した荷重変形関係が得られ、十分な曲げ伝達能力が確認された。配筋形態の影響は、耐力値に大きくあられ、鉄筋のひずみ傾向にあまり差異はみられなかった。鋼管のひずみ性状は、鋼管種、配筋の違いによる差異はあまり見られず、断面形状の違いでひずみ傾向が異なった。また、耐力計算値はほぼ実験値を評価できた。

謝辞：本研究は，「科学研究補助金基盤研究(B)(一般)(H22～H24)(番号:22360229)」により行われた。岡部(株)からネジ節鉄筋を提供して頂いた。研究の実施にあたり，北九州市立大学 津田恵吾教授，城戸將江准教授，岡部(株)角屋治克氏，渡辺亨氏，旭化成建材(株)萩野毅氏よりご助言を頂いた。また，実験の実施にあたり，九州大学技術職員 窪寺弘顕氏，石橋宏一郎氏，九州大学河野研究室の学生諸兄にご協力頂いた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 逸見綾耶，喬崎雲，黒木歩，窪寺弘顕，蜷川利彦，河野昭彦：内蔵鉄筋を有するCFT部材の等曲げ実験（その2 実験結果及び考察），日本建築学会研究報告.九州支部.1，構造(49)，pp.265-268，2010.3.
- 2) 蜷川利彦，逸見綾耶，喬崎雲，河野昭彦，窪寺弘顕：高強度内蔵鉄筋継手を有するコンクリート充填鋼管部材の等曲げ試験（その1 実験概要と荷重-変形関係と破壊性状，その2 ひずみ性状と曲げ耐力），日本建築学会大会学術講演梗概集.C-1，構造Ⅲ，pp.1237-1240，2010.9.
- 3) 逸見綾耶，喬崎雲，松尾真太郎，窪寺弘顕，蜷川利彦，津田恵吾，河野昭彦：内蔵鋼材を用いたコンクリート充填鋼管部材の力学性状に関する実験的研究（その2 等曲げ実験および押し抜き実験），日本建築学会大会学術講演梗概集. C-1，構造Ⅲ，pp.1203-1204，2011.8.
- 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，2008年

PURE BENDING BEHAVIOR OF CONCRETE FILLED STEEL TUBULAR COLUMN JOINT WITH BUILT-IN HIGH STRENGTH REINFORCEMENTS

Hiromitsu KAWAGUCHI, Takaaki NOTSUTE, Kotaro UEOKA
Shintaro MATSUO, Toshihiko NINAKAWA and Akihiko KAWANO

This paper presents an experiment study on mechanical behavior of a joint for the concrete filled steel tubular column by using built-in high strength reinforcements. This joint could contribute to simplify the production and construction of architectural structures, so that it makes joint welding free. In the experiment, a CFT beam installed the non-welding joint is subjected to pure bending. Up to now, some experiments have been already done by our research group, where it has been clarified that if reinforcements in infill concrete does not fail in bond, the bending behavior of the joint is stable and fine. Objective of this paper is to make clear the influence of the strength of steel tube, the shape of cross section, the arrangement method of reinforcements and the proposal of the yield and ultimate bending strength formulae.