

(6) 長方形断面を有するコンクリート充填鋼管柱の部材性能に関する実験的検討

中田 裕喜¹・網谷 岳夫²・池田 学¹・岡本 大¹

¹正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 鋼・複合構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail:nakata.yuki.71@rtri.or.jp

²正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6)

本研究は、鉄道構造物に用いられる柱脚を想定した長方形コンクリート充填鋼管(CFT)柱の部材性能や損傷性状について、実験的に検討したものである。実験では、コンクリートが完全に充填された、辺長比(長辺と短辺の比)が2である供試体を対象とし、補剛材の設置の効果についても検証した。実験結果から、損傷過程は正方形CFT柱と同様であったが、载荷方向に応じて鋼管埋め込み部の挙動や局部座屈長等が異なることを確認した。また、補剛材を設置することにより、最大水平荷重や変形性能が大きく増加することを確認した。

Key Words : concrete filled tubular steel columns, rectangular section, deformation capacity, stiffener

1. はじめに

コンクリート充填鋼管柱(以下、CFT柱)の曲げ耐力、変形性能に関する研究はこれまで多く実施されている¹⁾。筆者らも、過去に円形断面のCFT柱(以下、円形CFT柱)^{2)~4)}について、最近では矩形断面のCFT柱(以下、矩形CFT柱)⁵⁾について検討を行っている。ただし、これまで対象とした矩形断面は正方形断面のCFT柱(以下、正方形CFT柱)であり、長方形断面のCFT柱(以下、長方形CFT柱)については検討に含めていなかった。

断面幅 B や断面高さ D を自由に設計できれば、用地等に制約がある場合のラーメン高架橋柱や開削トンネル中柱、地震時の応答が橋軸方向と橋軸直角方向で大きく異なるラーメン橋脚などで、断面を効率的に設定することができる。しかしながら、長方形断面とした場合、正方形断面の場合と比較すると、断面の長辺と平行な方向の载荷では、せん断スパンと断面高さ D の比 a/D が小さくなるとともに、せん断力は大きくなる。断面の短辺と平行な方向の载荷では、局部座屈が発生すると考えられる載荷面(フランジ)の幅が大きくなり、鋼管の拘束効果や局部座屈の抵抗性の低下が想像されるが、そのような挙動は元来、十分には把握できていない。

日本建築学会のコンクリート充填鋼管構造設計施工指針¹⁰⁾においては、おもに正方形CFT部材の実験結果等に基づいて変形性能算定法などが整備されているため、そ

れらの長方形CFT部材への適用には課題がある¹¹⁾。なお、最近では、建築分野において長方形CFT部材に関する検討は行われているものの^{11)~13)}、鉄道ラーメン高架橋柱を対象とした場合に配慮すべき軸方向圧縮力や柱基部からの伸び出し、地震力を模擬した载荷方法などの条件⁹⁾が相違している。

道路橋示方書¹⁴⁾においては、矩形CFT部材の変形性能の算定に関する辺長比 B/D の適用範囲は0.5~2.0となっている。すなわち、長方形CFT部材も適用範囲となっているが、一方で対象とするCFT部材はコンクリートが部分充填となっている。鉄道ラーメン高架橋等で用いられるCFT柱はコンクリートの軸方向圧縮力の負担を期待するため、柱全長にわたってコンクリートを充填することが一般的であり、完全充填の場合についても検証する必要がある。

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)¹⁵⁾においては、道路橋示方書や実構造物のこれまでの実績等を勘案して、 B/D は2以下とすることが原則となっているが、正方形断面も含めた矩形CFT柱の具体的な変形性能算定法は提示されていない。

本研究では、鉄道ラーメン高架橋やラーメン橋脚の柱脚を想定し、完全充填された長方形CFT柱の曲げ耐力や変形性能といった部材性能を実験的に把握することを目的とした。あわせて、鋼管の内部に設置する補剛材の効果についても検証することとした。

2. 実験概要

(1) 供試体諸元

図-1および表-1に、供試体の諸元を示す。供試体は3体で、いずれも長辺および短辺の長さは640、320mmである。したがって、辺長比（長辺と短辺の比）は2となる。なお、角部を両側から溶接して完全溶け込み溶接した後、ウェブ面（No.1では長辺、No.2-1およびNo.2-2では短辺）中央を裏当て金を用いて閉合した。また、伸び出し量も把握するため、鋼管をコンクリートフーチング内に埋込み、底鋼板に4辺を完全溶け込み溶接により接合している。

パラメータは、荷重方法（2.(2)）および補剛材の有無とした。No.1およびNo.2-1は補剛材を設置せず、No.2-2は厚さ8mmの縦補剛材、横補剛材を設置した。なお、縦補剛材の補剛材剛比 η^* は1.8である。また、横補剛材は柱基部からの高さ320mmの位置に設置した（図-1(b)参照）。

計測項目は、荷重点における荷重および変位、鋼管のひずみ、モールドゲージによるコンクリート内部ひずみ、荷重面における柱基部の局部座屈形状とした。なお、局部座屈形状は、型取りゲージにて測定した。

(2) 荷重方法

図-1に示すように、鉛直ジャッキにより鉛直方向に一定の軸方向圧縮力 N を与えた状態で、せん断スパン L_a の位置にて水平ジャッキにより水平変位を変位制御で与える方法とした。 N は、いずれの供試体も軸力比 N/N_y が0.2となる値とした。

水平変位は、No.1は長辺と平行な方向とし、No.2-1およびNo.2-2は短辺と平行な方向に与えた（図-1(a)、(b)）。また、水平変位は降伏変位 δ_y の整数倍の変位を $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ ・・・と段階的に大きくした。降伏変位 δ_y は、柱基部のフランジに貼付けたひずみゲージの値が、材料試験で

得られた鋼管の降伏ひずみ（ $=f_y/E_s$ ）に達したときの変位とした。各 δ_y での繰返し回数は、鉄道構造物を対象とした実験で一般的な3回とした。なお、以後、例えば負側の $3\delta_y$ 荷重時の2ループ目を $-3\delta_y - 2$ と表記することとする。

荷重は、鋼管が破断し、水平荷重が十分低下するまで実施した。

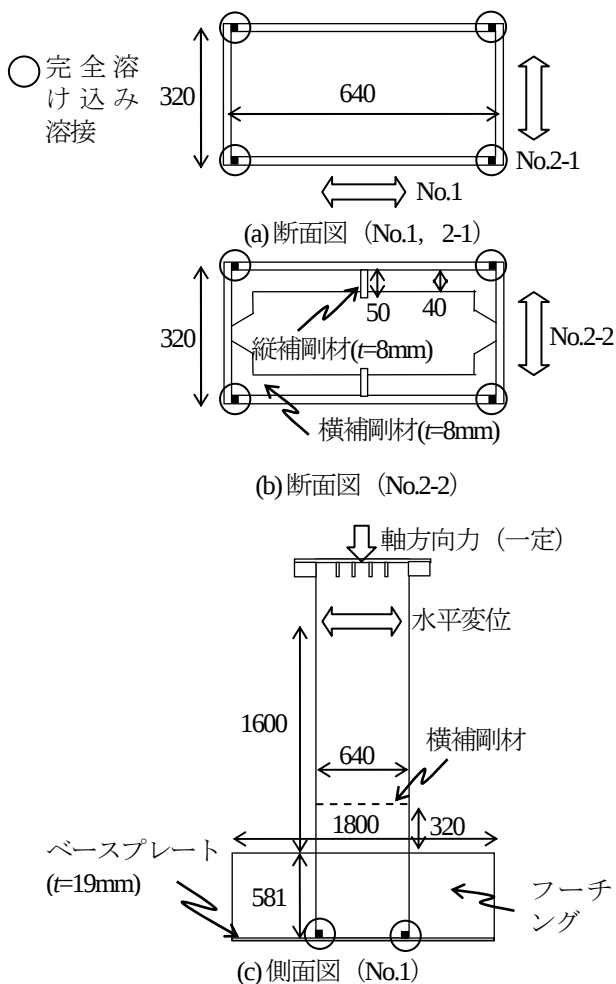


図-1 供試体概要

表-1 供試体概要

供試体名	B (mm)	D (mm)	t (mm)	L_a (mm)	l_0 (mm)	材料強度					B/t^{*1}	L_a/D	N'/N_y
						f_{sy} (N/mm ²)	f_{su} (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	f'_c (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)			
No.1	320	640	8.0	1600	581	402	542	205	22.5	26.9	40	2.5	0.20
No.2-1	640	320	8.0	1600	581	402	542	205	24.4	27.3	80	5.0	0.20
No.2-2	640	320	8.0	1600	581	402	528	201	23.9	26.5	80 (40)	5.0	0.20

B: 断面幅（鋼管外幅），D: 断面高さ（鋼管外幅），t: 鋼管厚さ， L_a : せん断スパン， l_0 : 埋め込み長， f_y : 鋼管の降伏強度， f_{su} : 鋼管の引張強度， E_s : 鋼管のヤング率， f'_c : コンクリートの圧縮強度， E_c : コンクリートのヤング率， N' : 軸方向力， N_y : 全塑性軸力¹⁵⁾

*1: 括弧の数値は縦補剛材を考慮した場合の B/t

3. 実験結果

(1) 損傷状況

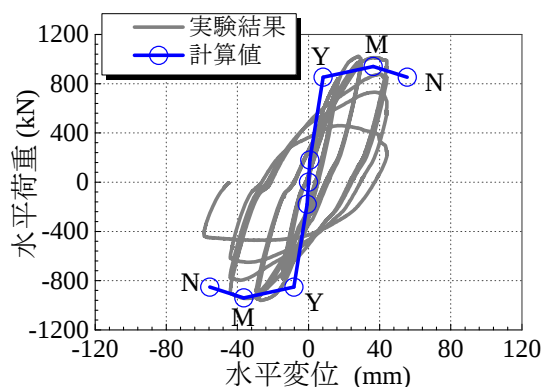
図-2に水平荷重－水平変位の関係を、図-3に実験終了時の柱基部付近の破壊状況を示す。なお、図-2の水平荷重について、軸方向圧縮力 N による二次曲げの影響を補正している。また、正方形CFT柱の実験結果に基づく計算値を併記しているが、これについては4章で詳細を述べる。

a) No.1

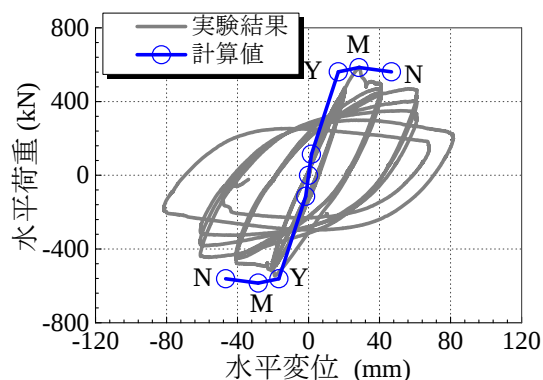
正載荷時、負載荷時のいずれも、圧縮側のフランジのひずみが降伏ひずみに達した後、引張側のフランジのひずみが降伏ひずみに達した。引張側フランジのひずみが降伏ひずみに達したときの水平変位は、正載荷時で+16.5mm、負載荷時で-12.8mmであった。1 δ_y の2ループ目以降に用いる δ_y は、1ループ目の正負の絶対値の平均である14.6mmとした。

$\pm 2\delta_y - 1$ の載荷時において、柱基部におけるフランジ（圧縮側）の局部座屈の発生を目視で確認した。なお、最大荷重は、 $\pm 2\delta_y - 1$ の載荷時に達し、正側で+1023kN、負側で-961kNであった。 $\pm 3\delta_y - 1$ においては、フランジの局部座屈が進展するとともに、ウェブ（載荷側面）での局部座屈も観察された。 $+3\delta_y - 3$ においては、圧縮側の鋼管角部でき裂が発生し、 $-3\delta_y - 3$ においてはそのき裂が水平方向に進展した。 $+4\delta_y - 1$ の載荷時では、目標変位（ $+4\delta_y=58\text{mm}$ ）に達する前に、柱頂部における鉛直変位が急激に低下し始めたため、 $+44\text{mm}$ で除荷した。 $-4\delta_y - 1$ の載荷時も実施したが、1ループ目の-58mmで除荷し、載荷を終了した。

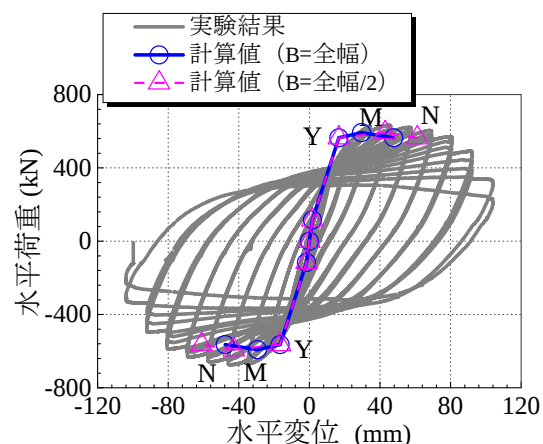
実験終了時の損傷状況を図-3 (a)に示しているが、フランジおよびウェブでの局部座屈が確認できる。なお、フーチングからの局部座屈頂点位置の高さは80mm程度であった。この2倍の値である160mmを局部座屈範囲 L とみなすと⁹⁾、 $L/B=0.5$ となり、正方形CFT柱の実験⁹⁾で得られた L/B の平均値 $L/B=0.5$ と同等であった。



(a) No.1

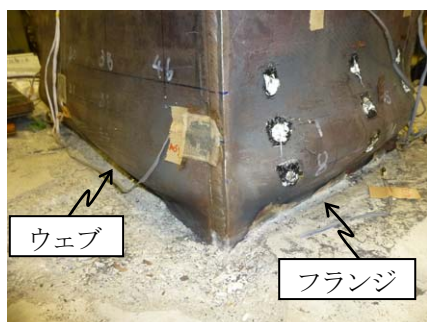


(b) No.2-1

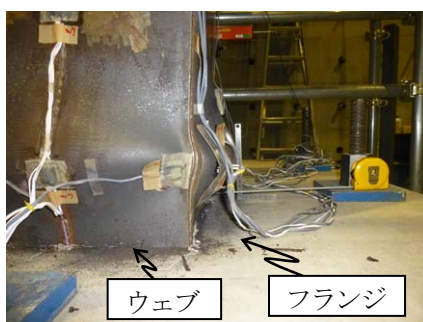


(c) No.2-2

図-2 水平荷重と水平変位の関係



(a) No.1



(b) No.2-1



(c) No.2-2

図-3 損傷状況（実験終了時）

b) No. 2-1

正載荷時、負載荷時のいずれも、圧縮側のフランジのひずみが降伏ひずみに達した後、引張側のフランジのひずみが降伏ひずみに達した。引張側フランジのひずみが降伏ひずみに達したときの水平変位は、正載荷時で+20.1mm、負載荷時で-20.5mmであった。1 δ の2ループ目以降に用いる δ は、1ループ目の正負の絶対値の平均である20.3mmとした。

$\pm 2\delta - 1$ の載荷時に、水平荷重が大きく低下した。このとき、柱基部におけるフランジ（圧縮側）の局部座屈の発生を目視で確認した。なお、最大荷重は、 $\pm 2\delta - 1$ の載荷時に達し、正側で+588kN、負側で-546kNであった。 $\pm 4\delta - 1$ まではフランジに発生した局部座屈は進展するが、その他の顕著な変状は確認されなかった。 $\pm 4\delta - 2$ の載荷中で、正負のいずれも水平荷重が不安定になったため、目標変位に達する前に除荷し、載荷を終了した。なお、載荷終了時に鋼管角部でのき裂の発生を確認した。

実験終了時の損傷状況を図-3(b)に示しているが、フランジおよびウェブでの局部座屈が確認できる。なお、フーチングからの局部座屈頂点位置の高さは120mm程度であった。局部座屈範囲 L (=240mm)は、No.1または正方形CFT柱よりも大きい値となったが、 L/B (=0.38)としてはやや小さい値となった。

c) No. 2-2

正載荷時、負載荷時のいずれも、圧縮側のフランジのひずみが降伏ひずみに達した後、引張側のフランジのひずみが降伏ひずみに達した。圧縮側フランジのひずみが降伏ひずみに達したときの水平変位は、正載荷時で+11.7mm、負載荷時で-11.3mmであった。1 δ の2ループ目以降に用いる δ は、1ループ目の正負の絶対値の平均である11.5mmとした。

$-2\delta - 1$ および $+2\delta - 1$ の載荷時において、柱基部におけるフランジ（圧縮側）の局部座屈の発生を目視で確認した。ただし、縦補剛材で区切られるように変形していた。 $\pm 7\delta - 3$ まではフランジに発生した局部座屈は進展するが、その他の顕著な変状は確認されなかった。なお、最大荷重は、 $\pm 4\delta - 1$ の載荷時に達し、正側で+633kN、負側で-675kNであった。 $-8\delta - 2$ の載荷時においては、圧縮側のフランジの座屈形状が変化し、明らかに長辺の全体にわたってはらみ出すような形状となった。これは、縦補剛材の座屈に起因していると考えられる。なお、実験終了後に鋼板を剥がして縦補剛材の状況を観察したが、局部座屈の頂点付近で座屈していることを確認している。 $\pm 9\delta - 2$ の載荷時において、鋼管角部でのき裂を確認し、荷重が大きく低下し始めたため、載荷を終了した。

実験終了時の損傷状況を図-3(c)に、型取りゲージにて各サイクル1ループ目のピーク時に測定した局部座屈形状を図-4に示す。なお、局部座屈形状は、負載荷時に圧縮側となるフランジ面を示しており、断面中心から幅方向に ± 100 、 ± 200 mmの位置で計測した。また、型取りゲージをフーチング上面と直角になるように固定して計測しているため、柱の変形が含まれている。

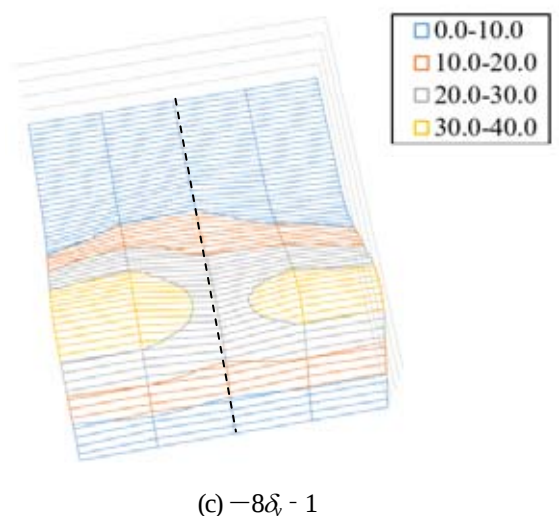
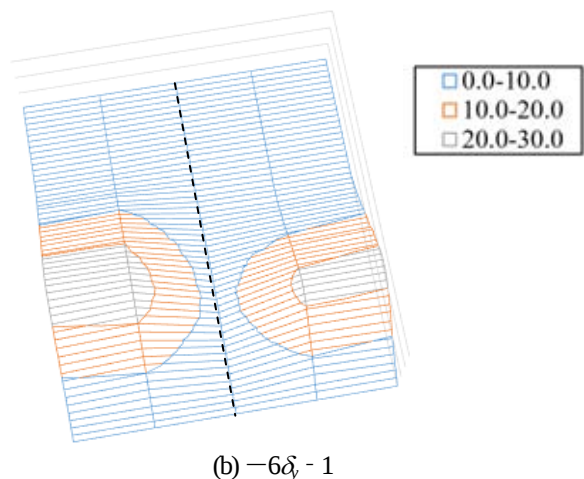
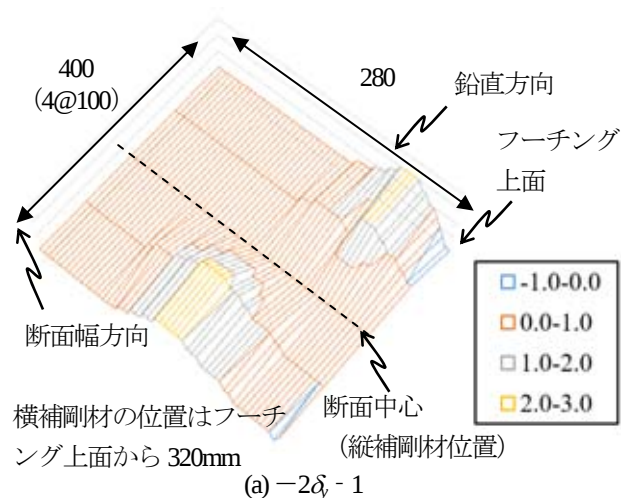


図-4 局部座屈形状 (No.2-2) (単位: mm)

$-2\delta-1$ では、フランジの局部座屈が発生していることや、縦補剛材で区切られるようにはらみ出していることが確認できる。 $-6\delta-1$ においても、はらみ出し量は増加するものの、縦補剛材で区切られるようにはらみ出している。 $-8\delta-1$ においては、縦補剛材位置でもはらみ出しが発生し、長辺の全体にわたってはらみ出す局部座屈形状に移行しつつあることが定量的に確認できる。

なお、フーチングからの局部座屈頂点位置の高さは100mm程度であり ($L/B=0.31$)、No.2-1と比較してやや小さくなった。横補剛材の設置位置は、フーチング上面から320mmであるため、横補剛材が局部座屈に直接的に与えた影響は小さいと思われる。

図-5に、No.2-1とNo.2-2の包絡線の比較を示す。補剛材を設置することにより、最大水平荷重および変形性能が増加することを確認した。

なお、いずれの供試体も、鋼管の降伏、局部座屈、鋼管の破断という損傷過程であり、円形CFT柱⁴や正方形CFT柱⁹と同様であった。

(2) 平面保持の成立性

図-6に、フーチング上面より上側80mmの断面におけるひずみ分布を示す。No.1について、断面の中心から±320mmの位置のひずみは鋼管に貼り付けたひずみゲージ(図中に示す断面図における□)の値を、±270mmのひずみはコンクリート内に埋め込んだモールドゲージ(図

中に示す断面図における○)の値を示している。同様に、No.2-1、2-2については、±160mmおよび±110mmにおけるひずみは、それぞれ鋼管ひずみおよびモールドゲージの値である。なお、軸方向圧縮力を載荷する前から計測を実施しているため、軸方向圧縮力によるひずみが含まれている。

No.1およびNo.2-1について、 $+1\delta-1$ の時点から、平面保持が成立していない。一方、補剛材を設置したNo.2-2については、No.1およびNo.2-1と比較して、 $+2\delta-1$ 程度までは概ね平面保持が成立しているように思えるが、 $+3\delta-1$ では平面保持が成立しなくなっている。

補剛材を設置することで、鋼管とコンクリートの一体性は向上する可能性があると思われるものの、補剛材を設置しても、大変形時には鋼管とコンクリートの一体性

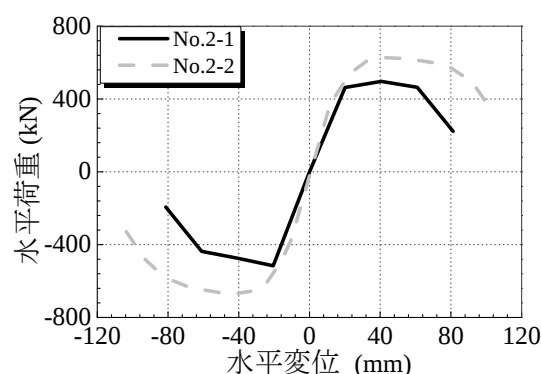


図-5 補剛材の効果の検証

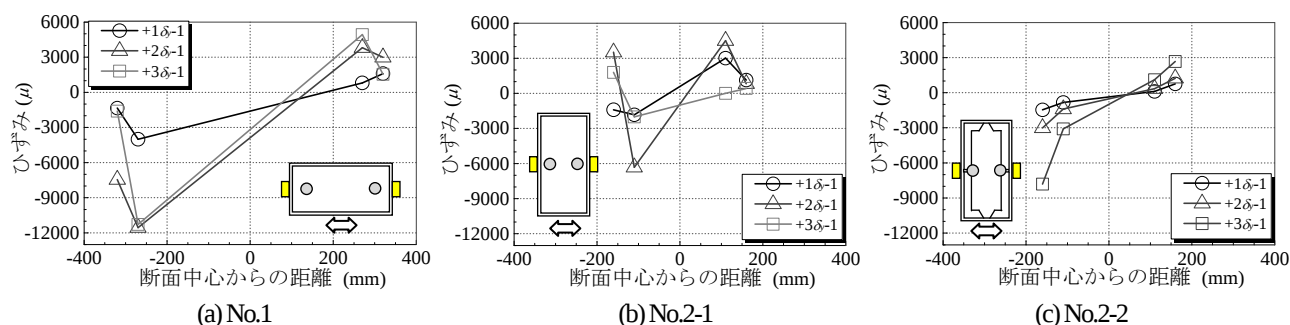


図-6 断面のひずみ分布 (フーチング上面より上側80mmの位置)

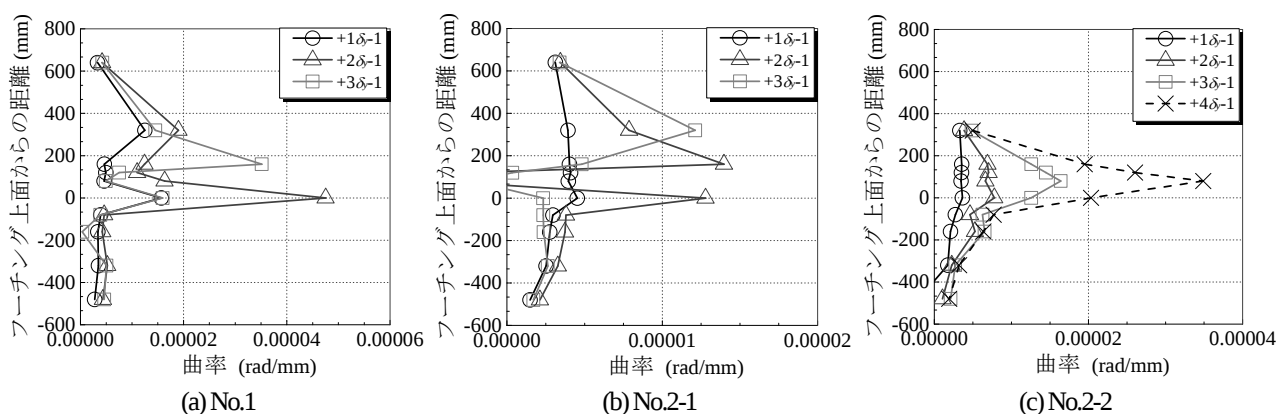


図-7 曲率分布

は失われていると考えられる。

(3) 鋼管埋込み部の挙動

図-7に、曲率分布を示す。曲率は、供試体の引張側と圧縮側のひずみ値の差を鋼管の断面高さで除して算出した。

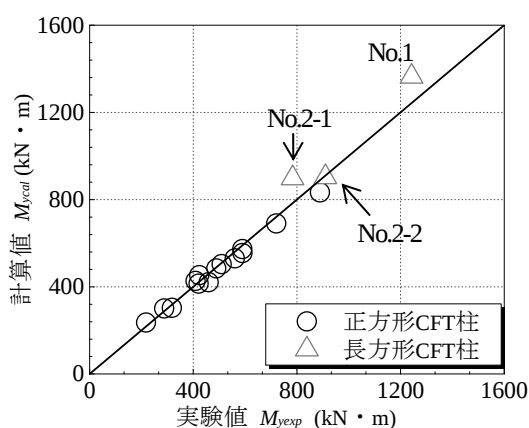
+2 δ_y -1程度で、鋼管の局部座屈に伴い、フーチング上面付近における曲率の変化が大きくなっていることが確認できる。また、No.2-1およびNo.2-2の鋼管埋込み部について、鋼管の局部座屈に伴うフーチング上面付近での曲率の変化を無視すれば、フーチング下端（ベースプレート溶接部）に向かって直線的に曲率が減少していることが確認できる。これは、円形CFT柱⁴⁾や正方形CFT柱⁹⁾と同様な傾向である。ただし、No.1の鋼管埋込み部については、曲率は概ね一定に分布しているように思える。いずれの供試体も、埋め込み長 l_b は581mmで共通としたが、断面高さ D との比 l_b/D で比較するとNo.1は小さくなるため、ベースプレート位置で曲率が0になるた

めの l_b 、あるいはベースプレートの剛性（固定度）が小さいことに起因していると想定される。すなわち、No.1はNo.2-1、2-2に比較して、断面剛性やせん断力が大きいいため、それらに対応する l_b 、あるいはベースプレートの剛性が必要と考えられる。

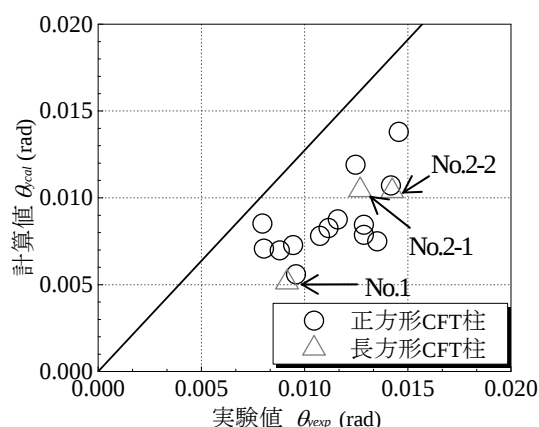
なお、CFT柱をフーチングに埋め込む場合、フーチングからの鋼管の伸び出しが発生し、伸び出しに起因して柱天端の水平変位が付加されることになる。これは、CFT柱自体の変形とは異なるため、CFT柱自体の損傷を精度よく評価するためには、鋼管の伸び出しを適切に評価する必要がある^{4,9)}。

4. 正方形CFT柱の実験結果に基づく計算値との比較

筆者らは、文献9)において正方形CFT柱の実験結果に基づいて、部材性能算定式（以下、正方形CFT計算値）を提案している。ここでは、正方形CFT計算値と比較す

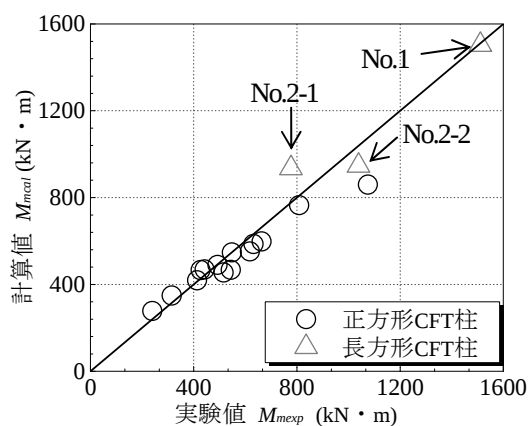


(a) 曲げモーメント

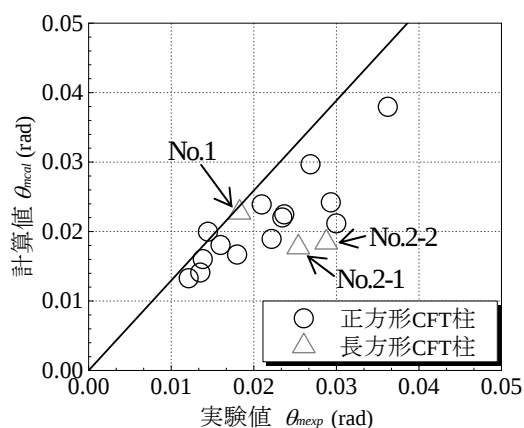


(b) 部材角

図8 損傷レベル1限界点（Y点）における検証



(a) 曲げモーメント



(b) 部材角

図9 損傷レベル2限界点（M点）における検証

ることにより、断面形状や補剛材の効果が部材性能に与える影響を把握する。なお、文献9)では、損傷レベル1限界点（鋼管が引張降伏した時点で、Y点）および損傷レベル2限界点（ほぼ最大水平抵抗荷重となる点で、M点）までを提案している。損傷レベル3限界点（最大荷重の90%を維持できる最大変形点で、N点）については、ここでは曲げ耐力に対するM点とN点の塑性ヒンジ回転角の増分割合¹⁹⁾が一定として、正方形CFT柱の実験結果の平均値を用いることとする。

図-2および図-8-10に、長方形CFT柱の実験結果と、正方形CFT計算値との比較を示す。図-8-10は、曲げモーメントおよび部材角を示し、比較のため、正方形CFT柱の実験結果⁹⁾も合わせて示した。また、実験値は、ここでは正負で得られた実験結果の平均値を用いた。

Y点およびM点における曲げモーメント（図-8、9の(a)）について、正方形CFT柱と比較して、いずれの供試体も概ね同等の評価精度となっている。ただし、No.2-1については計算値がやや過大評価していることに加え、図-2(b)で示したように、局部座屈後に水平荷重が低下しているため、局部座屈を考慮する必要があると考えられる。

Y点の部材角（図-8(b)）については、No.1の計算値がやや過小評価しているが、正方形CFT柱と概ね同等の評価精度となった。No.1の計算値の過小評価は、図-7に示したように、他の供試体に比較して伸び出しが大きいと考えられることや、 L_d/D が小さいことに起因するせん断変形量が大きいことが要因として挙げられる。

M点の部材角（図-9(b)）については、No.1およびNo.2-1は正方形CFT柱と概ね同等の評価精度となった。M点の部材角（図-10）については、No.2-1は正方形CFT柱と概ね同等の評価精度となった。なお、No.1はN点（最大荷重の90%を維持できる最大変形点）に達する前に鋼管にき裂が発生し、大きく荷重が低下したため、図には示していない。No.2-2については、補剛材の効果により、M点およびN点の部材角の実験値は、計算値を大きく上回る結果となった。

ここで、No.2-2の補剛材の効果を表現する方法について検討する。正方形CFT柱の実験結果に基づく、M点における塑性ヒンジの回転角の計算値 θ_{pncal} は、(1)式のとおりである⁹⁾。

$$\theta_{pncal} = \frac{0.55(t/B)}{0.37 + 2.2(N'/N_y)} \quad (1)$$

また、3. (1) c)に示した通り、No.2-2は縦補剛材位置が節となるような局部座屈が生じた後、縦補剛材の座屈によ

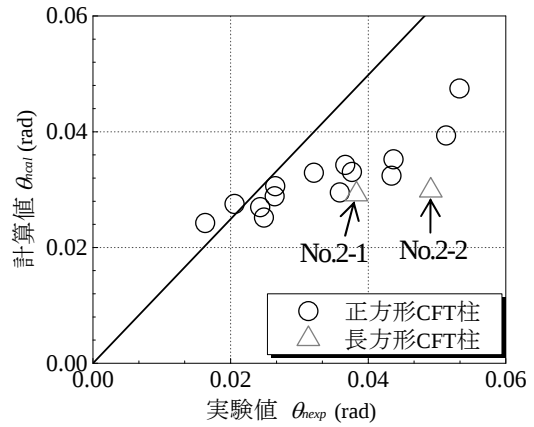


図-10 損傷レベル3限界点（N点）における検証

り幅全体で局部座屈するモードに変化している。また、図-4より縦補剛材の座屈の発生のタイミングは $7 \sim 8\delta$ （80.5～92.0mm）と考えられるが、No.2-2のN点における水平変位は78.5mmであるため、M点およびN点における水平変位は縦補剛材の座屈で決定されていないと考えられる。これらの状況を踏まえると、No.2-2の θ_{pncal} （(1)式）を算定するためのBとして、縦補剛材の間隔であるB/2とみなせる可能性がある。図-2(c)における計算値（B=全幅/2）は、 θ_{pncal} に代入するBを320mm（=640/2）とした場合の計算値である。図より、今回の供試体では、 θ_{pncal} におけるBを320mmとしても安全側に評価できることを確認した。なお、補剛材の剛性等が小さい場合は、No.2-2のような破壊性状とならず、早々に補剛材が座屈することが想像される。また、1体の供試体による検討のため、破壊メカニズムの把握の深度化も含めて、補剛材の最適な諸元、あるいは補剛材の諸元に応じた変形性能算定法の構築は、今後も検討する必要がある。

5. まとめ

コンクリートが完全充填された辺長比が2である長方形CFT柱を対象に、実験的に部材性能を把握した。本論文で得られた結論は以下のとおりである。

- 1) いずれの供試体も、鋼管の降伏後、局部座屈の発生・進展により最大荷重に達し、鋼管角部でのき裂の発生に伴って水平荷重が低下した。正方形CFT柱の実験と同様の損傷過程ではあるが、長辺と平行な方向の荷重（No.1）の場合、ウェブの局部座屈の発生がやや早いこと、短辺と平行な方向の荷重（No.2-1、2-2）の場合は局部座屈範囲Lは大きくなるが、断面幅との比L/Bは小さくなることがわかった。
- 2) 断面の平面保持の成立性について確認した。補剛材を設置することで、平面保持が成立する水平変位レベルは大きくなる傾向はあるものの、大変形時（本実験では 3δ 程度以降）には成立せず、鋼管とコンクリート

の一体性は失われていると考えられる。

- 3) 鋼管埋め込み部の曲率分布について確認した。短辺と平行な方向の載荷 (No.2-1, 2-2) の場合は、円形および正方形CFTと同様に、フーチング下端 (ベースプレート溶接部) に向かって直線的に曲率が減少していることを確認した。一方、長辺と平行な方向の載荷 (No.1) の場合、CFT柱の断面剛性やせん断力が大きいため、フーチング下端 (ベースプレート溶接部) での曲率が0程度にはならず、断面剛性に応じた埋め込み長やベースプレートの剛性が必要と考えられる結果が得られた。
- 4) 正方形CFT柱の実験結果に基づく部材性能の計算値と比較した。補剛材を設置していない供試体は、概ね正方形CFT柱の計算値で評価できることを確認した。また、補剛材を設置した供試体は、正方形CFT柱の計算値を大きく上回ることを確認した。

なお、本研究は、早稲田大学 (理工学術院創造理工学部社会環境工学科 小野潔教授) との共同研究により実施したものである。

謝辞: 本研究に際して、小野潔教授 (早稲田大学) より大変有益な御助言を賜りました。また、実験のデータ整理にあたり、高橋さや様、宮寺智敬様 (早稲田大学 (研究当時)) にご協力頂きました。ここに記して、御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 藤本利昭: コンクリート充填鋼管長柱の変形性能評価法, 鋼構造論文集, 第11巻, 第43号, pp.99-105, 2004.9.
- 3) 村田清満, 安原真人, 渡辺忠朋, 木下雅敬: コンクリート充填鋼管部材の耐荷力と変形性能の評価, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1555-1564, 1998.3.
- 4) 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.
- 5) 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集, Vol.33, No.2, pp.1135-1140, 2011.
- 6) 齊藤雅充, 池田学, 萬代能久: 円形断面コンクリート充填鋼管部材の最大耐力時における変形性能算定法の検討, 第10回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.63.1-7, 2013.11.
- 7) 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.
- 8) 齊藤雅充, 池田学, 萬代能久, 吉田直人: 高強度材料を用いた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.29-34, 2014.1.
- 9) 網谷岳夫, 齊藤雅充, 池田学, 青木千里, 井上佳樹: 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, 鉄道総研報告, Vol.30, No.5, pp.53-58, 2016.5.
- 10) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.10.
- 11) 藤本利昭, 田中宏和, 平出亨, 竹中啓之: 断面形状を考慮した角形 CFT 柱の設計式, 日本建築学会技術報告集, 第15巻, 第31号, pp.757-760, 2009.10.
- 12) 荒井望, 長崎透, 藤本利昭: コンクリート充填長方形鋼管の構造性能に関する実験的研究, 第10回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.33.1-33.7, 2013.
- 13) 荒井望, 長崎透, 岡修平, 藤本利昭: コンクリート充填長方形鋼管の構造性能に関する研究, 日本大学生産工学部第47回学術講演会講演概要, pp.51-54, 2014.12.
- 14) 公益社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3.
- 15) 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.

EXPERIMENTAL STUDY ON DEFORMATION CAPACITY FOR CONCRETE FILLED TUBULAR STEEL COLUMNS WITH RECTANGULAR SECTION

Yuki NAKATA, Takeo AMITANI, Manabu IKEDA and Masaru OKAMOTO

This study was conducted to find out deformation capacity and behavior up to failure for concrete filled tubular steel (CFT) columns with rectangular section against columns of railway structure. The experiments were conducted for specimens which concrete fully packed and ratio of long side to short side is 2. In addition, the effect of stiffeners were also verified.

From experimental results, the damage process was similar to CFT columns with square section. However, behavior of CFT in footing and length of local buckling etc. were different as a function of loading direction. It was confirmed that maximum horizontal loadings and deformation capacity increased by effect of stiffeners.