



角形 CFT 柱の終局曲げ耐力に関する一考察

藤永, 隆
川端, 智哉

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 26:66-73

(Issue Date)

2022-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/0100477430>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/0100477430>



角形 CFT 柱の終局曲げ耐力に関する一考察

A Study on Ultimate Flexural Strength of Rectangular CFST Beam-Columns

藤永 隆¹⁾
Takashi Fujinaga
川端 智哉²⁾
Tomoya Kawabata

概要：日本建築学会の CFT 指針では、CFT 柱の終局曲げ耐力は矩形の応力ブロックを仮定した全塑性曲げ耐力で算定することになっている。しかし、角形 CFT で幅厚比が大きい場合や高強度材料を用いた場合に全塑性曲げ耐力は耐力を過剰に見積もる可能性がある。CFT 指針の適用範囲を超えるような断面の終局曲げ耐力の算定法には、コンクリートの最外縁ひずみを考慮する方法や鋼管の局部座屈による耐力低下を考慮する方法があるが、高強度材料を用いた場合にはその両方を考慮する必要がある。本報では、コンクリートの最外縁ひずみと鋼管の圧縮側の耐力低減を考慮した簡便な角形 CFT 柱の終局曲げ耐力評価法を提案する。

キーワード：コンクリート充填鋼管, 最外縁ひずみ, 高張力鋼, 高強度コンクリート, 幅厚比

1. はじめに

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（以下 CFT 指針とする）」¹⁾では、CFT 柱の終局曲げ耐力は、矩形の応力ブロックを仮定した全塑性曲げ耐力で算定することになっている。しかし、全塑性状態の応力ブロックを仮定した曲げ耐力では、角形 CFT で幅厚比が大きい場合や高強度コンクリートや高張力鋼を用いた断面では耐力を過剰に見積もる可能性がある。CFT 指針には適用範囲を越えるような幅厚比が大きい薄肉鋼管や高強度コンクリートを用いた場合の終局曲げ耐力の算定法が示されているが^{1),2)}、これは鋼管の局部座屈による耐力低下を考慮して圧縮側の応力を低減したものであり、応力ブロックは矩形の分布形状が用いられている。しかし、中立軸近傍では応力は弾性域にとどまっており、特に高張力鋼を用いた場合にはこの弾性域が曲げ耐力に与える影響が大きくなる。

一方、終局曲げ耐力の算定時にコンクリート断面の曲げ圧縮側最外縁でひずみ制限を用いることによる耐力評価法がある³⁾⁻⁵⁾。鋼材の応力-ひずみ関係に弾塑性モデルを適用すれば、最外縁ひずみの値を定めることによって中立軸付近で鋼管部分の弾性領域の影響を考慮できるので有用である。ACI318³⁾に規定されているコンクリートの曲げ圧縮側の最外縁ひずみは、コンクリートの強度時ひずみをもとに決定されており、鉄筋コンクリート断面の終局曲げ耐力算定には妥当であると言える。しかし、CFT では充填コンクリートが鋼管により少なからず拘束されており、無拘束時の強度時ひずみを越えても急激に耐力が低下するわけではない。文献 5 では角形 CFT の終局時のコンクリート最外縁ひずみとして 0.004 と 0.008 を用いて算定した終局曲げ耐力と全塑性曲げ耐力とが比較されているが、終局曲げ耐力時の適切なコンクリートの曲げ圧縮側最外縁ひずみに関する検討はこれまでなされていない。

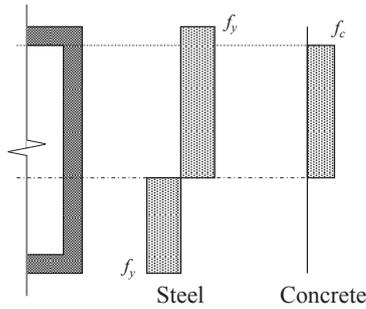


図1 CFT 指針の終局曲げ耐力の応力分布

現行の CFT 指針の終局曲げ耐力は、指針の適用範囲内であれば概ね問題ないかもしれないが、近年建設されている CFT 造建物には CFT 指針の適用範囲を越えるような高強度材料が使用される例も多い。今後は 800 MPa クラスの高張力鋼材や 150 MPa クラスの超高強度コンクリートの使用まで予測され、学会の規準の適用範囲も拡大されるべきであり、そうなれば部材の耐力が部材の耐力に及ぼす影響が無視できなくなり、これまで用いられている設計式の適用についても再検討する必要がある。本報では、コンクリートの曲げ圧縮側最外縁ひずみと、鋼管圧縮側の局部座屈による耐力低下の両方を考慮した終局曲げ耐力を提案し、既往の実験結果と比較検討を行う。

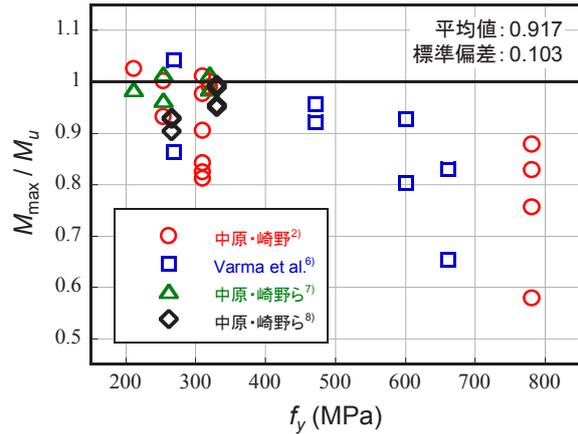


図2 実験最大曲げ耐力と CFT 指針終局曲げ耐力の比較

2. CFT 指針の終局曲げ耐力と実験値の比較

日本建築学会の CFT 指針の第 2 編「構造設計法および施工法」では、角形 CFT 柱の終局曲げ耐力は、全塑性状態を仮定したコンクリートおよび鋼管の一般化累加強度（全塑性曲げ耐力）で算定してよいこととなっている（図 1 参照）。角形 CFT ではコンファインド効果による耐力上昇を陽な形で設計式に考慮されていないが、コンクリートの強度低減係数 c_{fU} には 1.0 を用いてよいとされている。

図 2 に CFT 指針の終局曲げ耐力と角形 CFT 柱の実験^{2), 6)-8)} で観察された最大曲げ耐力との比較を示す。使用した実験値は国内外で実施された角形 CFT 柱の等曲げ実験のデータ 36 体で、幅厚比と材料強度は比較的広範囲であり、CFT 指針の適用範囲外のものも含まれている。ここで比較に用いた CFT 指針の終局曲げ耐力は CFT 指針第 2 編に示されている設計耐力である。

実験最大曲げ耐力と CFT 指針の終局曲げ耐力との耐力比の平均値は 0.917 で計算値は実験値を大きめに評価する傾向にあり、かつ標準偏差も 0.1 を超えておりばらつきが大きい。図より、CFT 指針の適用範囲を越えるような高張力鋼を用いた試験体で、実験値が計算値を大きく下回っていることがわかる。鋼の降伏点応力が 300 MPa 周辺の試験体でも曲げ耐力比が 1.0 を下回るものが多くあるが、大きく下回るもののほとんどが超高強度コンクリートを用いた試験体や幅厚比が CFT 指針の幅厚比制限値よりも大きいものである。一方、CFT 指針の適用範囲内の実験変数の試験体においても曲げ耐力比が 1.0 を下回るものが見られる。

また、CFT 指針の適用範囲を越えるような大きな幅厚比の鋼管や高強度コンクリートを用いた場合の終局曲げ耐力の算定法が CFT 指針第 1 編の「コンクリート充填鋼管部材および骨組の性能」に示されている^{1), 2)}。図 3 にその修正耐力と実験値との比較を示す。平均的には曲げ耐力比が 1.0 に近く、データのばらつきも小さくなっ

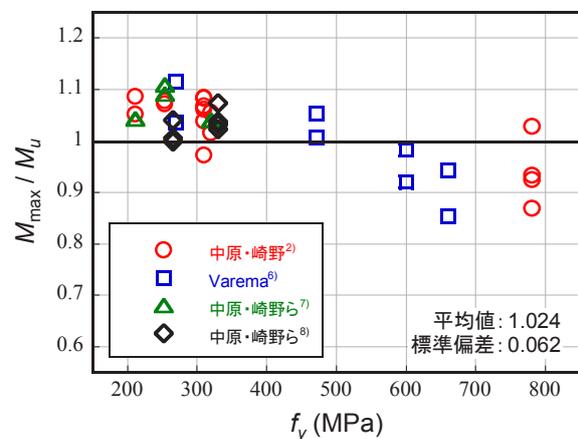


図3 CFT 指針の修正耐力との比較

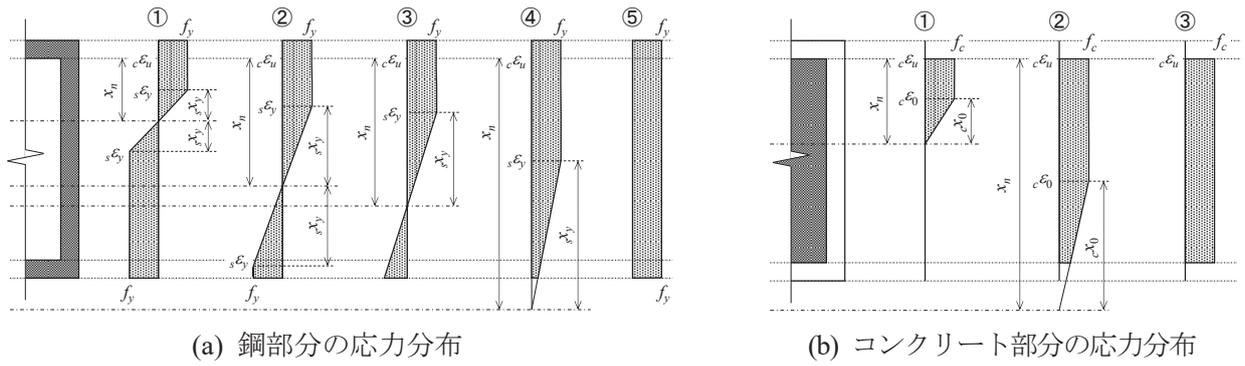


図4 コンクリート最外縁ひずみを考慮した終局耐力の応力分布

ているが、 $f_y=600$ MPa を超えるような高張力鋼を用いた場合には危険側の評価がほとんどで、鋼の降伏点応力と曲げ耐力比の関係も右下がりの傾向が見られ、高張力鋼を用いた場合の耐力評価が適切になされているとはいえない。これは CFT 指針の修正耐力が、高強度コンクリートと薄肉鋼管を用いた場合のコンクリートと鋼管の応力に及ぼす幅厚比の影響に着目して提案されており、鋼部分の中立軸近傍に存在する弾性領域の影響を考慮していないことが原因と推察される。この影響は鋼管の材料強度に大きく左右されるため、高張力鋼ほど耐力に誤差が生じるものと考えられる。

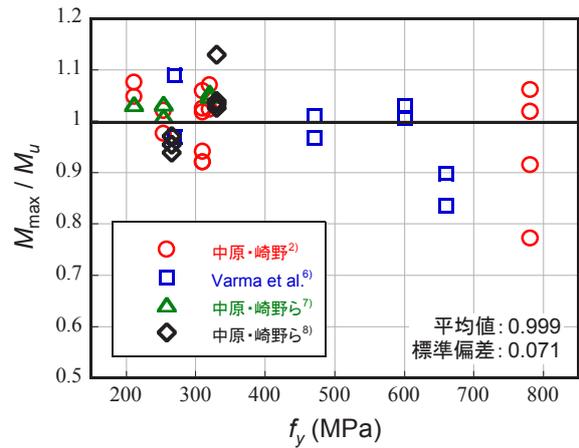


図5 コンクリート最外縁ひずみを考慮した終局曲げ耐力と実験値の比較

3. 角形 CFT 柱の終局曲げ耐力の提案

3.1 コンクリートの最外縁ひずみを考慮した耐力

終局曲げ耐力時の中立軸近傍の弾性領域の影響を考慮するため、コンクリートの曲げ圧縮側最外縁のひずみ ϵ_{cu} を規定した終局曲げ耐力を求めた。鋼部分の応力-ひずみ関係は完全弾塑性としている。コンクリート部分の応力-ひずみ関係は簡便化のため弾塑性モデルとし、最大応力点 (ϵ_{e0}, f_c) までは直線、以降の応力は f_c で一定としている。なお、引張側の応力は負担しない。図4に耐力時の応力分布を示す。ここで、コンクリートの曲げ圧縮側最外縁のひずみは $\epsilon_{cu}=0.004$ として算定した。

図5にコンクリートの最外縁ひずみを考慮した終局曲げ耐力と実験最大曲げ耐力との比較を示す。実験値との耐力比の平均値は1.0に近いが、標準偏差はやや大きいままである。耐力比は概ね10%の誤差に収まっており、CFT 指針式よりもよい予測をするようになってきているが、 $f_y=600$ MPa を超えるような高張力鋼を用いた場合において実験最大曲げ耐力が計算耐力を大きく下回るケースが見られる。これらの試験体は鋼管の幅厚比が大きく、局部座屈の発生に伴って鋼管の圧縮側の負担応力が低下している可能性が考えられる。高張力鋼を用い、かつ鋼管の幅厚比が大きいような場合には、終局曲げ耐力算定時に曲げ圧縮側で鋼材の降伏点応力までの抵抗を期待することは耐力を過剰に見積る危険性があるかもしれない。一方、CFT 指針の終局曲げ耐力では、鋼の降伏応力が300 MPa 周辺の試験体で曲げ耐力比が1.0を下回るケースが多くみられていたが、コンクリートの最外縁ひずみを考慮した場合には改善されており、CFT 指針の場合と比較して曲げ耐力比は大きめの評価をするようになってきている。

3.2 コンクリートの最外縁ひずみと鋼管の圧縮応力低減を考慮した耐力

前節では、コンクリートの曲げ圧縮側最外縁のひずみを規定することで、CFT 指針の終局曲げ耐力では耐力評価が難しい高張力鋼や薄肉鋼管を用いた角形 CFT の最大曲げ耐力をより適切に評価できるこ

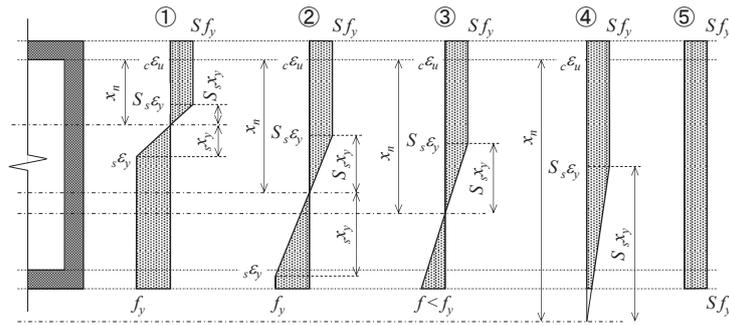


図6 提案する終局曲げ耐力の応力分布（鋼部分）

とを示した。しかし鋼管の圧縮側では局部座屈が発生するため、薄肉鋼管を用いた場合には鋼管は降伏点応力を発揮することはできない可能性が考えられる。そこで本報では、コンクリートの曲げ圧縮側最外縁のひずみ $c\epsilon_u$ の規定に加えて、局部座屈に起因する鋼管の圧縮応力の低減を考慮した終局曲げ耐力を提案する。図6に提案する終局曲げ耐力の鋼部分の応力分布を示す。コンクリート部分の応力分布は前節のものと同じである。コンクリートの曲げ圧縮側最外縁ひずみも前節と同じで $c\epsilon_u = 0.004$ を用いた。鋼管の局部座屈による圧縮応力の低減係数は角形中空鋼管の短柱圧縮実験結果をもとに導き出された(1)式を用いた⁹⁾。

$$S = 1.51e^{-0.3\alpha}, \quad \alpha = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad (1)$$

ここで、 α ：無次元化幅厚比、 B ：鋼管幅、 t ：鋼管板厚、 f_y ：鋼の降伏点応力、 E_s ：鋼のヤング係数

図7にコンクリートの最外縁ひずみと鋼管圧縮側の応力低減を考慮した提案終局曲げ耐力と実験最大曲げ耐力との比較を示す。図より鋼管の降伏点応力や幅厚比に関わらず概ね安全側で良い予測をしていることがわかる。平均値は1.050で平均的に良い予測をしており、標準偏差も0.049と小さく、データのばらつきは小さい。高張力鋼を用いた場合に見られた鋼材強度の増加に伴う耐力比が右下がりの傾向も見られず、中立軸近傍の弾性領域の影響と局部座屈に起因する鋼管の圧縮応力の低減を考慮することによって、幅厚比が大きいかつ高強度材料を用いた角形CFT柱の終局曲げ耐力を適切に評価できていることがわかる。

本報で用いているコンクリートの曲げ圧縮側最外縁ひずみ $c\epsilon_u = 0.004$ は、角形CFT柱の終局曲げ耐力算定時の最小値を想定している。こ

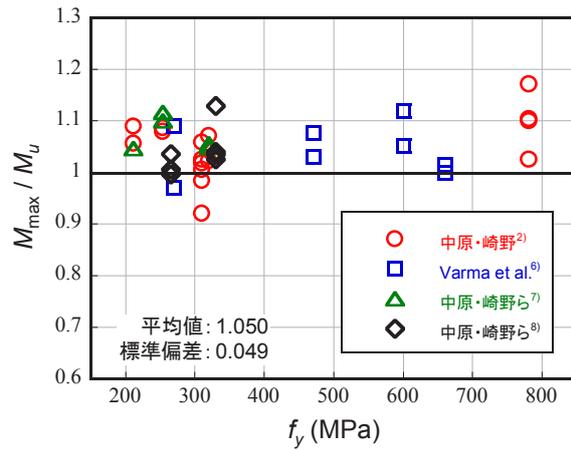


図7 提案終局曲げ耐力と実験値の比較 ($c\epsilon_u = 0.004$ の場合)

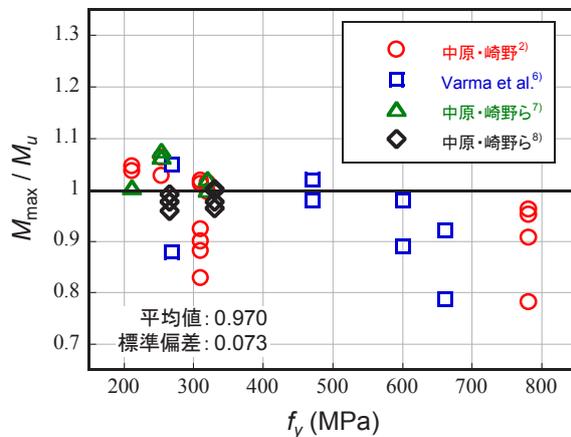


図8 提案終局曲げ耐力と実験値の比較 ($c\epsilon_u = 0.008$ の場合)

で、コンクリートの曲げ圧縮側の最外縁ひずみを $c\varepsilon_u = 0.008$ として算定した耐力との比較を図8に示す。図よりわかるように、一部の試験体では $c\varepsilon_u = 0.008$ を用いた方が耐力比は 1.0 に近づくものもあるが、高張力鋼を用いた試験体などで大きく曲げ耐力比が 1.0 を下回るようになり、コンクリートの最外縁ひずみを大きく見積り過ぎていることがわかる。適切なコンクリートの最外縁ひずみは 0.004 と 0.008 の間にあるものと推察される。文献 10 に最外縁ひずみの式が提案されているが、その適用性に関する検討は今後の課題である。

4. まとめ

本報では、広範囲の材料強度と幅厚比の大きい鋼管を用いた角形 CFT 柱の終局曲げ耐力の精度良い評価法を検討するため、コンクリートの曲げ圧縮側最外縁ひずみを規定することに加えて、鋼管の圧縮側の応力低減を考慮した終局曲げ耐力評価法を提案した。コンクリートの最外縁ひずみに 0.004 を用いることで、既往の実験値と比較して、概ね安全側で精度の良い評価ができることを示した。

ただし、今回はコンクリートの曲げ圧縮側最外縁ひずみを 0.004 として耐力を算定したが、終局曲げ耐力の算定時のより適切なコンクリートの曲げ圧縮側最外縁ひずみに関しては今後の課題である。

付録：本報告で示した、コンクリートの最外縁ひずみと鋼管圧縮側の応力低減を考慮した角形 CFT 柱の終局耐力式を以下に示す。

A. 鋼管部分の曲げ耐力

(i) $0 \leq x_n < \frac{D-2t_f}{1 + \frac{\varepsilon_y}{c\varepsilon_u}}$ のとき

$${}_sN_u = 2t_w(2x_n - D + 2t_f)f_y - \left\{ B \cdot t_f + 2t_w(x_n - {}_s x_y) \right\} (1-S)f_y - t_w \cdot {}_s x_y (1-S)^2 f_y$$

$${}_sM_u = B \cdot t_f \frac{D-t_f}{2} (1+S)f_y + t_w(D-2t_f-x_n+S \cdot {}_s x_y)(x_n - S \cdot {}_s x_y)S \cdot f_y$$

$$+ t_w(D-2t_f-x_n-{}_s x_y)(x_n + {}_s x_y)f_y$$

$$+ t_w \cdot S \cdot {}_s x_y \left(\frac{D}{2} - t_f - x_n + \frac{2}{3} S \cdot {}_s x_y \right) S \cdot f_y + t_w \cdot {}_s x_y \left(-\frac{D}{2} + t_f + x_n + \frac{2}{3} {}_s x_y \right) f_y$$

(ii) $\frac{D-2t_f}{1 + \frac{\varepsilon_y}{c\varepsilon_u}} \leq x_n < \frac{D-t_f}{1 + \frac{\varepsilon_y}{c\varepsilon_u}}$ のとき

$${}_sN_u = B \left\{ (1+S) \cdot t_f - D + x_n + {}_s x_y \right\} f_y + t_w(2x_n - S \cdot {}_s x_y)S \cdot f_y - t_w \cdot \frac{(D-2t_f-x_n)^2}{{}_s x_y} f_y - B \cdot \frac{{}_s x_y^2 - (D-2t_f-x_n)^2}{2{}_s x_y} f_y$$

$${}_sM_u = B \cdot t_f \frac{D-t_f}{2} S \cdot f_y + t_w(D-2t_f-x_n+S \cdot {}_s x_y)(x_n - S \cdot {}_s x_y)S \cdot f_y$$

$$+ t_w \cdot {}_s x_y \left(\frac{D}{2} - t_f - x_n + \frac{2}{3} S \cdot {}_s x_y \right) S^2 \cdot f_y + t_w \cdot \frac{(D-2t_f-x_n)^2}{{}_s x_y} \cdot \frac{D-2t_f+2x_n}{6} \cdot f_y$$

$$+ \frac{B}{2} \cdot \frac{{}_s x_y^2 - (D-2t_f-x_n)^2}{{}_s x_y} \left\{ {}_s x_y - \frac{D}{2} + t_f + x_n - \frac{{}_s x_y + 2D - 4t_f - 2x_n}{3({}_s x_y + D - 2t_f - x_n)} ({}_s x_y - D + 2t_f + x_n) \right\} f_y$$

$$+ \frac{B}{2} (D-t_f-x_n-{}_s x_y)(t_f+x_n+{}_s x_y)f_y$$

(iii) $\frac{D-t_f}{1 + \frac{\varepsilon_y}{c\varepsilon_u}} \leq x_n < \frac{D-2t_f}{1 - \frac{S \cdot \varepsilon_y}{c\varepsilon_u}}$ のとき

$${}_sN_u = B \cdot t_f \cdot S \cdot f_y + 2t_w(x_n - S \cdot {}_s x_y)S \cdot f_y + t_w \cdot {}_s x_y \cdot S^2 \cdot f_y - t_w \cdot \frac{(D-2t_f-x_n)^2}{{}_s x_y} f_y - \frac{B}{2} \cdot \frac{2D-3t_f-2x_n}{{}_s x_y} \cdot t_f \cdot f_y$$

$$\begin{aligned}
{}_sM_u &= B \cdot t_f \frac{D-t_f}{2} S \cdot f_y + t_w \cdot (x_n - S \cdot {}_s x_y) (D-2t_f - x_n + S \cdot {}_s x_y) S \cdot f_y \\
&\quad + t_w \cdot {}_s x_y \left(\frac{D}{2} - t_f - x_n + \frac{2}{3} S \cdot {}_s x_n \right) S^2 \cdot f_y + t_w \cdot \frac{(D-2t_f - x_n)^2}{{}_s x_y} \cdot \frac{D-2t_f + 2x_n}{6} \cdot f_y \\
&\quad + \frac{B}{2} \cdot \frac{2D-3t_f-2x_n}{{}_s x_y} \cdot t_f \left(\frac{D}{2} - \frac{3D-5t_f-3x_n}{3(2D-3t_f-2x_n)} \cdot t_f \right) f_y
\end{aligned}$$

(iv) $\frac{D-2t_f}{1 - \frac{S \cdot \varepsilon_y}{c \varepsilon_u}} \leq x_n < \frac{D-t_f}{1 - \frac{S \cdot \varepsilon_y}{c \varepsilon_u}}$ のとき

$${}_sN_u = {}_sA \times S \cdot f_y - \frac{B(S \cdot {}_s x_y - x_n + D - t_f)^2}{2 {}_s x_y} f_y$$

$${}_sM_u = \frac{B(S \cdot {}_s x_y - x_n + D - t_f)^2}{2 {}_s x_y} \left(\frac{D}{2} - \frac{S \cdot {}_s x_y - x_n + D - t_f}{3} \right) f_y$$

(v) $x_n \geq \frac{D-t_f}{1 - \frac{S \cdot \varepsilon_y}{c \varepsilon_u}}$ のとき

$${}_sN_u = {}_sA \times S \cdot f_y, \quad {}_sM_u = 0$$

ここで、 x_n : コンクリート圧縮側最外縁からの中立軸深さ、 B : 鋼管幅、 D : 鋼管せい、 t_f : フランジ厚、 t_w : ウェブ厚、 ${}_sA$: 鋼部分の断面積、 f_y : 鋼材の降伏点応力、 ε_y : 鋼材の降伏ひずみ、 $c\varepsilon_u$: コンクリートの圧縮側最外縁のひずみ、 S : 強度低減係数

$${}_s x_y = \frac{\varepsilon_y}{c \varepsilon_u} x_n$$

B. コンクリート部分の曲げ耐力

(i) $0 \leq x_n < cD$ のとき

$${}_cN_u = {}_cB \left(x_n - \frac{c x_0}{2} \right) f_c$$

$${}_cM_u = {}_cB (x_n - c x_0) \left(\frac{cD}{2} - \frac{x_n - c x_0}{2} \right) f_c + \frac{cB}{2} c x_0 \left(\frac{cD}{2} - x_n + \frac{2}{3} c x_0 \right) f_c$$

(ii) $cD \leq x_n < \frac{cD}{1 - \frac{c\varepsilon_0}{c\varepsilon_u}}$ のとき

$${}_cN_u = {}_cB (x_n - c x_0) f_c + \frac{cB}{2} \cdot \frac{c x_0^2 - (x_n - cD)^2}{c x_0} f_c$$

$${}_cM_u = {}_cB (x_n - c x_0) \left(\frac{cD}{2} - \frac{x_n - c x_0}{2} \right) f_c$$

$$- \frac{cB}{2} \cdot \frac{c x_0^2 - (x_n - cD)^2}{c x_0} \left(x_n - c x_0 - \frac{cD}{2} + \frac{c x_0 + 2x_n - 2cD}{3(c x_0 + x_n - cD)} (c x_0 - x_n + cD) \right) f_c$$

(iii) $x_n \geq \frac{cD}{1 - \frac{c\varepsilon_0}{c\varepsilon_u}}$ のとき

$${}_cN_u = {}_cA \cdot f_c, \quad {}_cM_u = 0$$

ここで、 ${}_cB$: コンクリート部分の断面幅(= $B - 2t_w$)、 cD : コンクリート部分の断面せい(= $D - 2t_f$)、 ${}_cA$: コンクリート部分の断面積、 f_c : コンクリートの圧縮強度、 $c\varepsilon_0$: コンクリートの圧縮強度時ひずみ(= $0.93 \cdot f_c^{1/4} \cdot 10^{-3}$)

$${}^c x_0 = \frac{{}^c \varepsilon_0}{{}^c \varepsilon_u} x_n$$

参考文献

- 1) 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10月
- 2) 中原浩之，崎野健治：高強度材料を用いたコンクリート充填角形鋼管柱の単調曲げ性状，日本建築学会構造系論文集，第567号，pp.181-188，2003年5月
- 3) American Concrete Institute: *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-19)
- 4) 土木学会：2014年制定 複合構造標準示方書，2015年5月
- 5) 城戸將江，津田恵吾：角形 CFT 断面の累加強度と終局強度の比較，日本建築学会構造系論文集，第85号，pp.1503-1512，2020年11月
- 6) A.H. Varma, J.M. Ricles, R. Sause and L.-W. Lu: Experimental Behavior of High Strength Square Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns, *Journal of Structural Engineering* 128(3), pp.309-318. 2002.3
- 7) 糸山勝二，石川忠，中原浩之，崎野健治：コンクリート充填角形鋼管短柱の曲げ挙動（その3 繰り返し載荷実験），日本建築学会九州支部研究報告，第38号，pp.597-600，1999年3月
- 8) 大杉俊輔，石川忠，中原浩之，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り返し等曲げ実験（その1 角形鋼管短柱の実験），日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.1167-1168，2000年9月
- 9) Hua Zhao, Yuping Sun, Takashi Takeuchi, Shichun Zhao: Comprehensive stress-strain model of square steel tube stub columns under compression, *Engineering Structure* 131, pp.503-512, 2017.
- 10) 川端智哉：コンクリート充填鋼管柱の復元力特性モデルの提案，神戸大学大学院修士学位論文，2022年2月

筆者：1) 藤永 隆，都市安全研究センター，准教授；2) 川端智哉，工学研究科建築学専攻，大学院生

A Study on Ultimate Flexural Strength of Rectangular CFST Beam-Columns

Takashi Fujinaga
Tomoya Kawabata

Abstract

When the ultimate flexural strength of CFST beam-columns is calculated using AIJ CFT Recommendations, it is normal that full-plastic strength is used. However, the full-plastic strength might evaluate the ultimate strength of rectangular CFST beam-columns excessively, when the case the width-to-thickness ratio is large and/or high-strength materials are used. For the calculation method of ultimate flexural strength exceeding the applicable range of AIJ CFT Recommendations, there is the method that the stress reduction on the compression side of the steel tube is considered or the most outer edge distortion of the concrete is considered. However, both should be considered, when high-strength materials are used for CFST.

In this paper, a simple evaluation method of ultimate flexural strength for rectangular CFST beam-columns is proposed using the maximum strain at the extreme concrete compression fiber and the stress reduction on the compression side of the steel tube.

©2022 Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University, All rights reserved.