コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部局部の弾塑性性状に関する研究 — 外スチフナ形式接合部の荷重-変形関係モデル —

LOCAL ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF STEEL BEAM TO CONCRETE-FILLED SQUARE STEEL TUBE COLUMN MOMENT CONNECTIONS Model of load-deformation relations for external stiffener connection detail

福元 敏之^{*1}, 久保田 淳^{*2}, 吉貝 滋^{*3}, 荻原 行正^{*4}

*Toshiyuki FUKUMOTO, Jun KUBOTA, Shigeru YOSHIKAI
and Yukiada OGIHARA*

This paper proposes a simple model of a load-displacement relation for predicting the local tensile elasto-plastic behavior of a concrete filled square steel tube column to steel beam moment connections using an external stiffener. This model is developed by superposing the load-deformation relations of a tube flange and web with external stiffener. The tube flange with external stiffener is modeled as a grid beam with a tetra-linear load-deformation relation, while the tube web with external stiffener is modeled as a tension member with a tetra-linear load-deformation relation. This research verifies the analytical model by comparison with experiment results. The analytical results agree approximately with the experimental results up to large deformations.

Keywords : Beam-to-column connection, Concrete-filled square steel tube column, Steel beam, External stiffener
柱梁接合部, コンクリート充填角形鋼管柱, 鉄骨梁, 外スチフナ

1 序 論

コンクリート充填鋼管柱(以下 CFT 柱と呼ぶ)は、鋼管がコンクリートを拘束し、コンクリートが鋼管の座屈を抑制する等の鋼管とコンクリートの相互作用によって、高耐力、高靱性が期待できると共に、安価なコンクリートを有効に用いる為、経済性が追求できる構造部材である。現今、CFT 柱は、鉄骨梁を併用して骨組を形成する混合構造として、業務ビル等に多用されている。角形 CFT 柱と鉄骨梁の接合部形式としては、内ダイヤフラム形式、通しダイヤフラム形式及び外ダイヤフラム形式が一般的に適用され、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」¹⁾ 及び「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針」²⁾ の解説に於いて、各々の接合部耐力評価法が提示されている。外ダイヤフラム形式は、内(通し)ダイヤフラム形式に対比して、鋼管を切断しダイヤフラムを溶接したり、或いはエレクトロスラグ溶接等の特殊な溶接を適用せずに、柱梁接合部を形成出来る特長を有するが、ダイヤフラムが柱外部に平面的な広がりを持つ為、仕上げ材との干渉等、意匠上の問題がある。これらの点を解決すべき柱梁接合部形式として、図1に提示する平面的な広がりの小さい外スチフナで補強した柱梁接合部形式が考えられる。斯かる外スチフナ形式は、補強材の平面的な広がりを可能な限り抑え、製作が容易な直線材を用いるので、従来の外ダイヤフラム形式に比べ、生産性、意匠性に優れた補強形式である。

外スチフナ形式柱梁接合部は、既往の研究で構造性能が把握されている外ダイヤフラム形式とディテールが異なることから、鉄骨梁

図1 外スチフナ形式角形 CFT 柱・鉄骨梁接合部

フランジから接合部パネルへの応力伝達に関する接合部局部の性状を把握する必要がある。外スチフナを用いた角形 CFT 柱・鉄骨梁接合部の研究として、松尾等は、柱梁接合部局部の引張実験を行うと共に、降伏線理論に依る耐力評価法を提案している³⁾。又、部分骨組実験に依って、斯かる外スチフナ形式の接合部性状を把握している⁴⁾。本研究では、更に、外スチフナ形式柱梁接合部局部の弾塑性性状を予測する荷重-変形関係解析モデルを提案する。又、弾塑性性状を把握すると共に、斯かるモデルの検証資料とする為、スチフナ形状等を実験パラメータとした柱梁接合部局部の引張実験を実施した。本論文は、提案の荷重-変形関係モデルの概要、接合部局部引張実験の結果及びモデルと実験結果の比較検討結果について論及する。

*1 鹿島技術研究所 建築構造グループ長・工博

*2 鹿島技術研究所 主任研究員

*3 鹿島建設建築設計本部 グループリーダー

*4 鹿島建設建築管理本部 専任役

General Manager, Building Structure Group, Kajima Technical Research Institute, Dr. Eng.
Senior Research Engineer, Kajima Technical Research Institute
Group Leader, Architectural Design Division, Kajima Corporation
Management Advisor, Building Construction Management Division, Kajima Corporation

2 荷重-変形関係モデル

2.1 モデル概要

本論では、内部補強形式角形 CFT 柱・鉄骨梁接合部を対象とした著者の一人が提案している柱梁接合部局所の荷重-変形関係モデル⁵⁾に於ける鋼管のモデルに基づき、外スチフナの要素を付加した柱梁接合部局所の荷重-変形関係モデルを提案する。文献5)の鋼管の荷重-変形関係モデルは、図2に示す様に、鋼管フランジの材軸方向梁、周方向梁の格子梁及び鋼管ウェブの周方向引張材にモデル化し、フランジの周方向梁とウェブの周方向引張材を直列に連結したものである。本論の外スチフナ形式の荷重-変形関係モデルは、斯かる内部補強形式モデルの周方向梁及び周方向引張材に外スチフナの要素を付加したモデルである。

以下に、鋼管フランジの有効スパン及び鋼管・スチフナの荷重-変形関係モデルについて言及する。

2.2 鋼管フランジ格子梁の有効スパン

鋼管フランジの格子梁は、図3に示す如く、材軸方向梁及び周方向梁の格子梁を考え、材軸方向梁が鋼管の板のみの断面、周方向梁が鋼管と外スチフナの T 形断面としている。周方向梁のスパンに関して、後述の実験結果に依れば、梁フランジ幅方向端部に取り付くスチフナに、変形が認められた為、図4に示す様に、実験結果を勘案して、T 形断面の成とスチフナ成の対角線に於いて、溶接余盛部分以外のスチフナ部分が変形すると考えると、梁端部変形部分の長さ(a)は、(1)式となり、周方向梁のスパン(l)は、幾何学的に(2)式となる。尚、梁端部変形部分の長さ(a)に関して、本論では、実験結果を基に簡便に求めたが、梁フランジの構造特性を踏まえたモデル構築は、今後の課題である。

又、鋼管フランジの材軸方向梁の有効スパン(l 、図3参照)の算出に関しては、鋼管のみを考え、外スチフナに取り付く部分を除いたフランジ周方向梁(図3参照、幅 $2t$ ×厚 t の断面)とウェブ引張材(図5参照、b部分のみ)、及び材軸方向梁(図3参照、幅 $D-t$ ×厚 t の断面)を考え、梁フランジに荷重(P)が作用し時、変形(δ)が生じるとして、外部仕事と鋼管による内部仕事を同一とする仮想仕事の原理を準用すると、(3)式となる。ここで、文献5)のモデルと同様に、鋼管フランジは、材軸方向梁及び周方向梁の応力状態を全塑性状態とし、鋼管ウェブは図5(b)の全塑性状態を想定している。尚、鋼管周方向梁とウェブ引張材が直列に連結されている為、(3)式に於いて、各々の変形(各々 δ_y, δ_w)を求める必要がある。これらのフランジ周方向梁とウェブ引張材の変形の累加が、(4)式の如く、変形(δ)となり、変形(δ)に対する周方向梁、周方向引張材の変形の比率(各々 α_a, α_w)は、(5)式に依る全塑性時の割線剛性(各々 k_a, k_w)に基づき、(6)式となり、これらを(3)式に適用する。全塑性時の割線剛性を求める際の全塑性時の変形は、文献5)と同様に、フランジ周方向梁に関して、弾性剛性に形状係数(f)及び降伏変形に対する変形倍率(a_p 、(12a)式参照)を勘案し求めると共に、鋼管ウェブに関しては、降伏変形の2倍とした。材軸方向スパン(l)は、(3)式の P を最小とする条件 $\frac{\partial P}{\partial l}=0$ より、(7)式を得る。

$$e l = (s h - r) \tan \theta = \frac{s h - r}{s h + c t} s h \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$x l = \frac{D - c t - B}{2} + e l \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$P \cdot \delta = 4 (y M_p \cdot y \theta + x M_p \cdot x \theta) + 2 (2 w_b P_p) \cdot \frac{2}{3} w \delta \quad \dots\dots\dots (3)$$

図2 格子梁モデル概要

図3 鋼管とスチフナの格子梁モデル

図4 梁端スチフナ接合部の端部変形部分(a)

図5 鋼管ウェブの応力及び変形状態

$${}_yM_p = \frac{(D - ct)ct^2}{4} c\sigma_y, \quad {}_xM_p = \frac{2{}_yl \cdot ct^2}{4} c\sigma_y, \quad {}_{wb}P_p = \frac{1}{2} {}_yl \cdot ct \cdot c\sigma_y$$

$${}_y\theta = \frac{\delta}{{}_yl}, \quad {}_x\theta = \frac{{}_x\delta}{{}_xl}, \quad {}_x\delta = {}_xa \cdot \delta, \quad {}_w\delta = {}_wa \cdot \delta$$

$$\delta = {}_x\delta + {}_w\delta = {}_xa \cdot \delta + {}_wa \cdot \delta \quad \dots\dots\dots (4)$$

$${}_xk = \frac{2{}_yl \cdot ct^3 \cdot {}_sE}{{}_xl^3} \frac{f}{a_p}, \quad {}_wk = \frac{\frac{2{}_yl}{3} \cdot ct \cdot c\sigma_y}{\frac{D \cdot c\sigma_y}{2{}_sE}} \frac{1}{2} = \frac{\frac{2{}_yl}{3} \cdot ct \cdot {}_sE}{D} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$${}_xa = \frac{{}_x\delta}{{}_x\delta + {}_w\delta} = \frac{1}{1 + \frac{{}_xk}{{}_wk}}, \quad {}_wa = \frac{{}_w\delta}{{}_x\delta + {}_w\delta} = \frac{1}{1 + \frac{{}_wk}{{}_xk}} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$${}_yl = \sqrt{\frac{(D - ct)(95{}_xl^3 + 81D \cdot ct)}{190{}_sl^2 + 108D \cdot ct}} \quad \dots\dots\dots (7)$$

a_p : 鋼管のみの周方向梁の降伏耐力点変形に対する全塑性耐力点の変形の倍率(=98/18, (12a)式参照)、 B : 梁幅(図3参照)、 D : 鋼管径、 ${}_sE$: 鋼材のヤング率、 f : 鋼管のみの周方向梁の形状係数(=3/2)、 ${}_xk, {}_wk$: 鋼管のみの周方向梁及びウェブの割線剛性、 ${}_sh$: スチフナの成、 ${}_xl, {}_yl$: 鋼管フランジ格子梁スパン(図3参照)、 ${}_xM_p$: 鋼管のみの周方向梁の全塑性モーメント、 ${}_yM_p$: 材軸方向梁の全塑性モーメント、 r : 鋼管とスチフナの溶接余盛(図4参照)、 ${}_ct$: 鋼管板厚、 ${}_x\delta, {}_w\delta$: 鋼管のみの周方向梁及びウェブの変形、 θ : 図4参照、 ${}_x\theta, {}_y\theta$: 格子梁の変形角、 $c\sigma_y$: 鋼管材料の降伏点

2.3 鋼管フランジの荷重-変形関係

(1) 材軸方向梁

鋼管フランジ材軸方向梁(図3参照)の荷重(P) - 変形(δ)関係は、文献5)と同様であり、梁の曲げ変形のみ考え、図6の鋼材の応力度-歪度関係⁶⁾に基づく梁の曲げモーメント-曲率関係から、図7に示す降伏耐力点(${}_yP_y, {}_y\delta_y$)、全塑性耐力点(${}_yP_p, {}_y\delta_p$)、塑性剛性低下点(${}_yP_r, {}_y\delta_r$)及び最大耐力点(${}_yP_m, {}_y\delta_m$)のtetra-linear型にモデル化したものである。材軸方向梁のスパンは(7)式で、各点の耐力と変形は(8)式~(11)式で得られる。

[降伏耐力点]

$${}_yP_y = \frac{2(D - ct)ct^2}{3{}_yl} c\sigma_y, \quad {}_y\delta_y = \frac{c\sigma_y \cdot {}_yl^2}{3{}_ct \cdot {}_sE} \quad \dots\dots\dots (8)$$

[全塑性耐力点]

$${}_yP_p = \frac{(D - ct)ct^2}{{}_yl} c\sigma_y, \quad {}_y\delta_p = {}_ya_p \cdot {}_y\delta_y \quad \dots\dots\dots (9)$$

図6 鋼材の応力度-歪度関係

図7 各部材の荷重-変形関係

[塑性剛性低下点]

$${}_yP_r = \frac{(D - ct)ct^2}{{}_yl} c\sigma_r, \quad {}_y\delta_r = {}_ya_r \cdot {}_y\delta_y \quad \dots\dots\dots (10)$$

[最大耐力点]

$${}_yP_m = \frac{(D - ct)ct^2}{{}_yl} c\sigma_B, \quad {}_y\delta_m = {}_yam \cdot {}_y\delta_y \quad \dots\dots\dots (11)$$

$${}_ya_p = \frac{95}{18} \quad \dots\dots\dots (12a)$$

$${}_ya_r = \frac{3(Y'^3 - 3Y' + 2)}{4\alpha_1 \cdot Y'} - \frac{175Y'^2}{18} + 15 \quad \dots\dots\dots (12b)$$

$${}_yam = \frac{2.28}{\alpha_2^{0.5} \cdot Y^{4.34}} (1.14 - Y)(Y - 0.31) \quad \dots\dots\dots (12c)$$

$$\alpha_1 = c_{11} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_B} + c_{10}, \quad \alpha_2 = c_{21} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_B} + c_{20} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$Y' = \frac{\sigma_y}{\sigma_r}, \quad Y = \frac{\sigma_y}{\sigma_B} \quad \dots\dots\dots (14)$$

${}_ya_p, {}_ya_r, {}_yam$: 材軸方向梁の降伏耐力点の変形に対する各々全塑性耐力点、塑性剛性低下点及び最大耐力点の変形の倍率、 $c_{11}, c_{10}, c_{21}, c_{20}$: 表1参照、 Y : 降伏比(降伏点/引張強さ)、 Y' : 塑性剛性低下点応力度(図6参照)に対する降伏点(降伏点/塑性剛性

表1 鋼材剛性低下率式の係数

鋼 種	第1剛性低下率 α_1		第2剛性低下率 α_2	
	C ₁₁	C ₁₀	C ₂₁	C ₂₀
400N/mm ² 級鋼	-0.0102	0.0147	-0.00164	0.00239
490N/mm ² 級鋼	-0.0262	0.0281	-0.00757	0.00772
590N/mm ² 級鋼	-0.0473	0.0502	-0.00292	0.00429
780N/mm ² 級鋼	-0.2170	0.2120	-0.02220	0.02290

低下点応力度)、 α_1, α_2 ：鋼材の第1、第2剛性低下率(図6、(13)式参照)、 σ_y, σ_B ：鋼材の降伏点、引張強さ、 $\sigma_y, \sigma_r, \sigma_B$ ：鋼管材料の降伏点、塑性剛性低下点応力度(図6参照)、引張強さ

(2) 周方向梁

a) 鋼管フランジ周方向梁

鋼管フランジ周方向梁の梁スパン (l) は (2) 式で与えられ、鋼管とフランジとから成る T 形断面を考える。荷重 (P) - 変形 (δ) 関係は、材軸方向と同様に、図 7 に示す降伏耐力点 (P_y, δ_y)、全塑性耐力点 (P_p, δ_p)、塑性剛性低下点 (P_r, δ_r) 及び最大耐力点 (P_m, δ_m) の tetra-linear 型モデルである。各点の耐力と変形は、文献 7) の T 形断面の算定に基づいて、(15) 式～(18) 式となる。尚、降伏耐力に関して、周方向梁は、T 形断面の為、鋼管のみの材軸方向梁と比較して、降伏モーメントと全塑性モーメントの差が大きく、又、後述の実験の降伏耐力が初降伏より幾分変形した状態である為、降伏モーメントと全塑性モーメントのほぼ中間値となる降伏モーメントの 1.3 倍として、降伏耐力を算定している。

[降伏耐力点]

$$P_y = \frac{4 \cdot M_y}{l}, \quad \delta_y = \frac{P_y \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I} \quad (15)$$

[全塑性耐力点]

$$P_p = \frac{4 \cdot M_p}{l}, \quad \delta_p = P_p \cdot \delta_y \quad (16)$$

[塑性剛性低下点]

$$P_r = \frac{4 \cdot M_r}{l}, \quad \delta_r = P_r \cdot \delta_y \quad (17)$$

[最大耐力点]

$$P_m = \frac{4 \cdot M_m}{l}, \quad \delta_m = P_m \cdot \delta_y \quad (18)$$

$$M_y = 1.3 \cdot Z \cdot \sigma_y \quad (19)$$

$$Z = \frac{I}{2 \{ c \cdot A \cdot t + (2 \cdot c \cdot A + s \cdot A) \cdot h \}}, \quad I = \frac{I}{4 \{ (c \cdot A + s \cdot A) \cdot I + 4 \cdot c \cdot A \cdot s \cdot A \cdot (c \cdot t + s \cdot h)^2 \}}$$

$$I = 4 \{ (c \cdot A + s \cdot A) \cdot (c \cdot I + s \cdot I) + c \cdot A \cdot s \cdot A \cdot (c \cdot t + s \cdot h)^2 \}$$

$$c \cdot A = (2 \cdot y \cdot l + s \cdot t) \cdot c, \quad s \cdot A = s \cdot h \cdot s \cdot t, \quad c \cdot I = \frac{c \cdot A \cdot c \cdot t^2}{12}, \quad s \cdot I = \frac{s \cdot A \cdot s \cdot h^2}{12}$$

$$M_{p,r,m} = c \cdot Z_p \cdot c \cdot \sigma_{y,r,B} + \left\{ 2 + \left(2 - \frac{s \cdot A \cdot s \cdot \sigma_{y,r,B}}{c \cdot A \cdot c \cdot \sigma_{y,r,B}} \right) \frac{c \cdot t}{s \cdot h} \right\} s \cdot Z_p \cdot s \cdot \sigma_{y,r,B} \quad (20)$$

$$c \cdot Z_p = \frac{c \cdot A \cdot c \cdot t}{4}, \quad s \cdot Z_p = \frac{s \cdot A \cdot s \cdot h}{4}$$

$$a_p = \frac{(11f-4)f-5}{2f^2}, \quad f = \frac{M_p}{M_y} \quad (21a)$$

$$a_r = \frac{1}{2f^2 \cdot \alpha_1 \cdot Y'} \left[(Y'-1)^2 (Y'+2) f^3 - \{ (4f^2 + 4f + 5) Y'^2 - 15f^2 \} \alpha_1 \cdot Y' \right] \quad (21b)$$

$$a_m = \frac{0.8 f^{1.73}}{\sqrt{\alpha_2} \cdot Y^{4.34}} \{ (Y-0.795)(Y-0.255) f - 2.91(Y-0.954)(Y-0.287) \} \quad (21c)$$

$c \cdot A, c \cdot I, c \cdot Z_p$ ：フランジ部周方向梁鋼管部分の各々断面積、断面二次モーメント及び塑性断面係数、 $s \cdot A, s \cdot I, s \cdot Z_p$ ：フランジ部周方向梁スチフナ部分の各々断面積、断面二次モーメント及び塑性断面係数、 a_p, a_r, a_m ：周方向梁の降伏耐力点の変形に対する各々全塑性耐力点、塑性剛性低下点及び最大耐力点の変形の倍率、 f ：形状係数、 $s \cdot t$ ：スチフナ板厚、 Y ：スチフナの降伏比(降伏点/引張強さ)、 Y' ：スチフナの塑性剛性低下点応力度(図6参照)に対する降伏点(降伏点/塑性剛性低下点応力度)、 $M_{p,r,m}$ ：フランジ部周方向梁の各々全塑性モーメント、塑性剛性低下点モーメント及び最大耐力点モーメント、 M_y ：フランジ部周方向梁の降伏モーメント、 Z ：フランジ部周方向梁(T形断面)の断面係数、 α_1, α_2 ：スチフナの第1、第2剛性低下率(図6、(13)式参照)、 $\sigma_y, \sigma_r, \sigma_B$ ：スチフナ材料の降伏点、塑性剛性低下点応力度(図6参照)、引張強さ

b) スチフナせん断耐力

周方向梁の T 形断面に於いて、外スチフナ部分が剪断破壊する可能性が考えられるので、外スチフナのせん断耐力と鋼管の曲げ耐力を累加した (22) 式の最大耐力を周方向梁の耐力は超えないものとする。

[最大耐力]

$$P_m = s \cdot P_{m1} + s \cdot P_{m2} = \frac{2}{\sqrt{3}} (s \cdot h \cdot s \cdot \sigma_B + c \cdot t \cdot c \cdot \sigma_B) s \cdot t + \frac{4 \cdot s \cdot Z_p \cdot c \cdot \sigma_B}{e \cdot l} \quad (22)$$

$$s \cdot Z_p = \frac{2 \cdot y \cdot l \cdot c \cdot t^2}{4}$$

$s \cdot P_{m1}$ ：外スチフナのせん断耐力、 $s \cdot P_{m2}$ ：鋼管の曲げ耐力、 $s \cdot Z_p$ ：鋼管部の塑性断面係数

2.4 周方向引張材の荷重-変形関係

鋼管ウェブ周方向引張材の荷重-変形関係は、文献 5) の内部補強形式の荷重-変形関係モデルに於ける鋼管ウェブの荷重-変形モデルに、外スチフナの引張抵抗要素を付加したものである。周方向引張材の荷重 ($w \cdot P$) - 変形 ($w \cdot \delta$) 関係は、図 7 に示す如く降伏耐力点 ($w \cdot P_y, w \cdot \delta_y$)、全塑性耐力点 ($w \cdot P_p, w \cdot \delta_p$)、塑性剛性低下点 ($w \cdot P_r, w \cdot \delta_r$) 及び最大耐力点 ($w \cdot P_m, w \cdot \delta_m$) の tetra-linear 型の引張抵抗モデルとし、(23) 式～(26) 式となる。これらの各点での引張抵抗 (図 5 参照) は、文献 5) と同様に、変形状態を鑑みて、変形が微小である降伏耐力点では a 部分のみ抵抗して、鋼材の降伏点に達した時とし、以降は a 部分と b 部分の抵抗を考える。全塑性耐力点では、b 部分が抵抗し始める変形レベルと考え、b 部分を三角形の応力分布とし、a 点で応力が無く、b 点で鋼材の降伏点に達する応力状態を想定する。塑性剛性低下点及び最大耐力点では、b 点が各々鋼材の塑性剛性低下点 (図 6 参照) 及び引張強さに達した時とし、塑性剛性低下点及び最大耐力点では変形が可成り大きいことを鑑みて、a 点を鋼材の降伏点とし、計算の簡便化を図り、b 部分はこれらの応力度の平均による矩形分布としている。他方、変形に関しても、文献 5) と同様に、降伏耐力点の変形は鋼管ウェブが一樣に変形するとし、全塑性耐力点の変形は降伏変形の 2 倍とした。又、塑性剛性低下点では塑性化が進み、ウェブに於いて梁フ

ランジ側近傍の変形が集中すると考え、梁フランジ側で塑性剛性低下点歪度に達し、鋼管径の 1/2 の長さで歪度が無くなる三角形の歪度分布を仮定して、変形を求めると (25) 式の塑性剛性低下点 ($w\delta_r$) となる。最大耐力点の変形も塑性剛性低下点と同様に求めている。

【降伏耐力点】

$${}_wP_y = 2 \left({}_s t \cdot {}_c \sigma_y + {}_s h \cdot {}_s t \cdot {}_s \sigma_y \right), \quad {}_w\delta_y = \frac{D}{2} {}_c \epsilon_y = \frac{D \cdot {}_c \sigma_y}{2 {}_s E} \quad \cdots \cdots (23)$$

【全塑性耐力点】

$${}_wP_p = 2 \left\{ \left({}_s t + \frac{2}{3} {}_y l \right) {}_c t \cdot {}_c \sigma_y + {}_s h \cdot {}_s t \cdot {}_s \sigma_y \right\}, \quad {}_w\delta_p = 2 {}_w\delta_y \quad \cdots \cdots (24)$$

【塑性剛性低下点】

$${}_wP_r = 2 \left\{ \left({}_s t + \beta_r \cdot {}_y l \right) {}_c t \cdot {}_c \sigma_r + {}_s h \cdot {}_s t \cdot {}_s \sigma_r \right\},$$

$${}_w\delta_r = \int_0^{D/2} {}_c \epsilon_r \frac{x}{D/2} dx = \frac{D}{4} {}_c \epsilon_r \quad \cdots \cdots (25)$$

$$\beta_r = \frac{{}_c \sigma_r + {}_c \sigma_y}{2 {}_c \sigma_r} = \frac{1 + Y'}{2}$$

【最大耐力点】

$${}_wP_m = 2 \left\{ \left({}_s t + \beta_B \cdot {}_y l \right) {}_c t \cdot {}_c \sigma_B + {}_s h \cdot {}_s t \cdot {}_s \sigma_B \right\}, \quad {}_w\delta_m = \frac{D}{4} {}_c \epsilon_B \quad \cdots \cdots (26)$$

$$\beta_B = \frac{{}_c \sigma_B + {}_c \sigma_y}{2 {}_c \sigma_B} = \frac{1 + Y}{2}$$

${}_c \epsilon_y, {}_c \epsilon_r, {}_c \epsilon_B$: 鋼管材料の降伏点、塑性剛性低下点及び引張強さの歪度

2.5 接合部局所の荷重-変形関係

柱梁接合部局所の荷重 (P) - 変形 (δ) 関係は、図 8 に示す降伏耐力点 (P_y, δ_y)、全塑性耐力点 (P_p, δ_p)、塑性剛性低下点 (P_r, δ_r) 及び最大耐力点 (P_m, δ_m) の tetra-linear 型モデルとする。各点の耐力は、周方向梁と周方向引張材の連結部材、鋼管材軸方向梁の耐力を累加する。他方、各点の変形に関して、降伏耐力点の変形は、鋼管材軸方向梁及び周方向連結部材の変形の大きい方とする。又、全塑性耐力点、塑性剛性低下点及び最大耐力点の変形に関しては、後述の試験体での各要素の荷重-変形関係に於いて、周方向連結部材の周方向梁 (フランジ部) 耐力が周方向引張材 (ウェブ部) の耐力に比較的小さい場合、変形は周方向梁に比べ、材軸方向梁の変形が大きくなり、他方、周方向引張材 (ウェブ部) の耐力が小さい場合、周方向引張材 (ウェブ部) の変形が、材軸方向梁部材の変形より大きい。依って、各点の耐力と変形は、(27) 式～(30) 式となる。尚、周方向連結部材に於いて、周方向梁 (フランジ部) の耐力は、(31) 式の如く、(22) 式のせん断耐力を超えないものとする。

【降伏耐力点】

$$P_y = {}_y P_y + \min({}_x P_y, {}_w P_y), \quad \delta_y = \max({}_y \delta_y, {}_w \delta_y) \quad \cdots \cdots (27)$$

$${}_w \delta_y = \min({}_x P_y, {}_w P_y) \left(\frac{1}{{}_x K} + \frac{1}{{}_w K} \right)$$

$${}_x K = \frac{{}_x P_y}{{}_x \delta_y}, \quad {}_w K = \frac{{}_w P_y}{{}_w \delta_y}$$

【全塑性耐力点】

$$P_p = {}_y P_p + \min({}_x P_p, {}_w P_p)$$

$$\delta_p = {}_y \delta_p : {}_x P_p < {}_w P_p \text{ の場合}, \quad \delta_p = {}_w \delta_p : {}_x P_p \geq {}_w P_p \text{ の場合} \quad \cdots \cdots (28)$$

【塑性剛性低下点】

$$P_r = {}_y P_r + \min({}_x P_r, {}_w P_r)$$

$$\delta_r = {}_y \delta_r : {}_x P_r < {}_w P_r \text{ の場合}, \quad \delta_r = {}_w \delta_r : {}_x P_r \geq {}_w P_r \text{ の場合} \quad \cdots \cdots (29)$$

図 8 柱梁接合部局所の荷重-変形関係

【最大耐力点】

$$P_m = {}_y P_m + \min({}_x P_m, {}_w P_m)$$

$$\delta_m = {}_y \delta_m : {}_x P_m < {}_w P_m \text{ の場合}, \quad \delta_m = {}_w \delta_m : {}_x P_m \geq {}_w P_m \text{ の場合} \quad \cdots \cdots (30)$$

$${}_x P_i \leq {}_s P_m : {}_x P_i \leq {}_w P_i \text{ の場合} \quad \cdots \cdots (31)$$

${}_x P_i$: フランジ部周方向梁の耐力 ($i=y$: 降伏耐力、 $i=p$: 全塑性耐力、 $i=r$: 塑性剛性低下点耐力、 $i=m$: 最大耐力)、 ${}_w P_i$: ウェブ部分の耐力 ($i=y$: 降伏耐力、 $i=p$: 全塑性耐力、 $i=r$: 塑性剛性低下点耐力、 $i=m$: 最大耐力)

2.6 降伏耐力及び最大耐力評価

周方向連結部材に於いて、周方向梁 (フランジ部) のせん断最大耐力を考慮し、各要素の単純な累加耐力に依る降伏耐力、最大耐力は、各々 (32) 式及び (33) 式で得られる。

【降伏耐力】

$$P_{cy} = {}_y P_y + \min({}_x P_y, {}_w P_y) \quad \cdots \cdots (32)$$

【最大耐力】

$$P_{cm} = {}_y P_m + \min({}_x P_m, {}_w P_m) \quad \cdots \cdots (33)$$

${}_x P_m \leq {}_s P_m : {}_x P_m \leq {}_w P_m \text{ の場合}$

${}_y P_y, {}_x P_y, {}_w P_y$: 各々材軸方向梁[(8)式]、周方向梁[(15)式]及びウェブ部分[(23)式]の降伏耐力、 ${}_y P_m, {}_x P_m, {}_w P_m$: 各々材軸方向梁[(11)式]、周方向梁[(18)式]及びウェブ部分[(26)式]の最大耐力、 ${}_s P_m$: スチフナ部の最大せん断耐力[(22)式]

3 接合部局所の実験

3.1 実験概要

本実験は、外スチフナ形式柱梁接合部局所の弾塑性性状の把握及び提案の荷重-変形関係モデルの検証資料とする事を目的とした引張実験である。試験体形状及び試験体一覧を各々図 9、表 2 に示す。試験体は、D33-B0.8-S1.0 試験体 ($D/t=33$ 、 $B/D=0.8$ 、 $j_h/t=1.0$) を基準とし、柱梁接合部局所の性状に影響を与えと考えられるスチフナの成 (j_h)・板厚 (t) の比 (j_h/t)、梁幅 (B) と柱幅 (D) の比 (B/D 、以下梁柱幅比と呼ぶ) 及び鋼管幅厚比 (D/t) を実験パラメータとした 5 体である。

外スチフナの成・板厚の比 (j_h/t) に関しては、 $j_h/t=0.6$ 、1.0 及び 2.8 の性状を比較検討した。梁柱幅比は、 $B/D=0.8$ 、1.0 の 2 水準とし、鋼管の幅厚比は、構造種別 FA クラス ($D/t=33$) 及び FD クラス ($D/t=50$) の 2 水準を選定した。

試験体は、角形 CFT 柱に、外スチフナを介して梁フランジを接合

試験体	柱鋼管 板厚 t_c (mm)	梁 幅 B (mm)	スチフナ	
			成 h (mm)	板厚 t_s (mm)
D33-B0.8-S1.0	9	240	40	40
D33-B0.8-S2.8			70	25
D33-B0.8-S0.6			30	50
D33-B1.0-S1.0		300	40	40
D50-B0.8-S1.0	6	240		

図9 試験体形状

表2 試験体・実験結果一覧

試験体名 ¹⁾	パ ラ メ ー タ			実 験 結 果						
	スチフナ成(h)・ 板厚(t_s)比(h/t_s)	梁(B)・柱(D) 幅比(B/D)	柱鋼管 幅厚比(D/t_c)	梁降伏耐力		最大耐力		破 壊 形 式		
				実験値 ²⁾ (kN)	計算値 (kN)	実験値 (kN)	計算値 (kN)			
									実験/計算	実験/計算
D33-B0.8-S1.0	1.00	0.8	33	845	774	1.09	1476	1370	1.08	梁端スチフナ亀裂
D33-B0.8-S2.8	2.80			725	789	0.92	1232	1169	1.05	梁端スチフナ亀裂
D33-B0.8-S0.6	0.60			695	671	1.04	1235	1532	0.81	梁端スチフナ亀裂
D33-B1.0-S1.0	1.00	1.0	50	1126	1152	0.98	1988	2107	0.94	梁端溶接止端部亀裂
D50-B0.8-S1.0		0.8		650	623	1.04	994	1082	0.92	梁端スチフナ亀裂

注1)：試験体名 D□・B□・S□

スチフナ成(h)と板厚(t_s)の比(h/t_s)

梁(B)・柱(D)幅比(B/D)

柱鋼管幅厚比(D/t_c)

2)：Slope Factor法に依って求めた荷重。

表3 鋼材の機械的性質

部 位	鋼 種	板厚 (mm)	降 伏 点 σ_y (N/mm ²)	引 張 強 さ σ_B (N/mm ²)	伸 び (%)
柱鋼管	SS400	5.5	377	486	34.0
		8.7	344	429	29.0
		24.9	271	416	34.0
		39.6	256	417	36.0
スチフナ	SS400	49.9	237	402	40.0
		18.9	545	620	24.0

注 1)：1A号試験片使用

表4 コンクリートの
機械的性質

材 令	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)
20	58.2	4.50	27.3

注 1)：JIS A 1132の供試体使用

(a) D33-B0.8-S1.0 試験体

(b) D33-B1.0-S1.0 試験体

写真1 試験体の終局状態

した形状である。接合部局所の性状を把握する為、梁耐力を接合部局所の耐力を上回る様に設計している。尚、試験体の柱径は全ての試験体で同一であり、柱鋼管は、溶接組立箱形断面の鋼管を用いた。又、外スチフナは、平面的にL形のを四つ鋼管に溶接したもので、L形のを相互に溶接していない。鋼材、コンクリートの機械的性質を各々表3、表4に示す。加力は、梁フランジを両引きし、最大耐力以後、破壊形式が確認出来る迄、単調で行った。

3.2 実験結果

(1) 破壊状況

実験結果一覧を表2に、試験体の終局状態を各々写真1に示す。

試験体の破壊形式は、外スチフナと梁フランジの溶接止端部に部分的な亀裂が進展し、斯かる亀裂がスチフナの母材に斜めに進展する梁端スチフナの亀裂に依る破壊形式(写真1(a)参照)と、鋼管、スチフナが十分変形した後に、外スチフナと梁フランジの溶接止端部から溶接に沿ってスチフナの部分的な亀裂が進展して破壊する形式(写真1(b)参照)であった。又、鋼管フランジ面の面外変形は、梁フランジ幅方向全域が剛と成らず、梁フランジ幅方向端部の変形が認められた(写真1参照)。依って、梁フランジ幅方向端部の部分的な変形を考慮して荷重-変形関係モデルを構築するのが妥当と考えられる。

(2) 荷重-変形関係

各試験体の荷重-変形関係を図10に示す。尚、図10中、変形(δ)は荷重方向の変形で、変形計測検長内の変形に1/2を乗じている。降伏耐力の算定は、図11に示す荷重-変形関係の接線剛性が初期剛性の1/3になる時の耐力より求めるSlope Factor法に依った。

外スチフナの成・板厚の比(h/t_s)を変化させた $h/t_s=1.0$ (D33-B0.8-S1.0試験体)、 $h/t_s=0.6$ (D33-B0.8-S0.6試験体)及び $h/t_s=2.8$ (D33-B0.8-S2.8試験体)に関して(図10(a)参照)、標準試験体 $h/t_s=1.0$ と $h/t_s=0.6$ を対比すると、外スチフナ断面積(A)及び断面二次モーメント(I)が各々 $A=1600(\text{mm}^2)$ ・ $I=213000(\text{mm}^4)$ 、 $A=1500(\text{mm}^2)$ ・ $I=113000(\text{mm}^4)$ であり、スチフナ断面積及び断面二次モーメントが小さい方が耐力、剛性共に小さくなっている。併し、基準試験体 $h/t_s=1.0$ と $h/t_s=2.8$ を比較すると、スチフナ断面積(A)及び断面二次モーメント(I)が各々 $A=1600(\text{mm}^2)$ ・ $I=213000(\text{mm}^4)$ 、 $A=1750(\text{mm}^2)$ ・ $I=879000(\text{mm}^4)$ であり、断面積及び断面二次モーメントの大きな $h/t_s=2.8$ 試験体の方が、耐力、剛性共に小さくなっており、耐力、剛性等を發揮する適正な成・板厚比があると考えられ、本実験の $h/t_s=0.6 \sim 2.8$ に於いて、 $h/t_s=1.0$ の試験体が最も耐力が高くなったが、鋼管の板厚等も影響することを鑑みると、斯かる点は今後の課題である。

梁柱幅比(B/D)の異なる $B/D=0.8$ (D33-B0.8-S1.0試験体)と $B/D=1.0$ (D33-B1.0-S1.0試験体)は、梁柱幅比が大きい程、梁柱接合部局所の抵抗機構が鋼管フランジ面の面外曲げ抵抗機構から、鋼管ウェブ面の引張抵抗に移行する為、剛性、耐力が高くなる傾向にある。

又、鋼管の幅厚比 $D/t_c=33$ (D33-B0.8-S1.0試験体)は、 $D/t_c=50$ (D50-B0.8-S1.0試験体)に比較して、鋼管板厚の増加に依って相応の鋼管面外抵抗が發揮され、剛性、耐力共に大きくなり、鋼管面外抵抗の影響が大きいことが分かる。

4 モデルと実験結果の比較

4.1 荷重-変形関係の検討

荷重-変形関係モデルと実験結果の比較を、本試験体及び文献3)

図 10 柱梁接合部局所の荷重-変形関係の比較

の試験体について、各々図 12 及び図 13 に示す。

図中の荷重 P は接合部局所引張荷重、変形 δ は接合部局所の変形で、局所変形計測検長内に梁フランジの梁変形が含まれている場合は、解析結果に図 6 の応力度-歪度関係に依拠して計算した梁変形も含め、片側のみの変形とする為、図 9 に於ける変形計測検長での変形を 1/2 倍している。

各パラメータに着目すると、外スチフナの成・板厚の比 (h/t) を変化した $h/t=1.0$ (D33-B0.8-S1.0 試験体)、 $h/t=0.6$ (D33-B0.8-S0.6 試験体) 及び $h/t=2.8$ (D33-B0.8-S2.8 試験体) に関して (図 12(a) ~ 図

図 11 降伏耐力の定義

図 12 柱梁接合部局所のモデルと本実験結果の比較

図 13 柱梁接合部局所のモデルと文献 3) 実験結果の比較

図 14 諸耐力の実験値とモデル計算値の比較

12(c) 参照)、 $h/t=0.6$ 試験体は、荷重-変形関係モデルの周方向梁と周方向引張材の連結部材に於いて、鋼管フランジ面の周方向梁の曲げ耐力で最大耐力に達し、 $h/t=1.0$ 試験体及び $h/t=2.8$ 試験体は、周方向梁のせん断耐力で最大耐力に達している。 $h/t=0.6$ 試験体は、モデルの全塑性耐力点以降、実験結果に比較して、モデルの耐力が大きくなっている。他方、周方向梁のせん断耐力で最大耐力に達する $h/t=1.0$ 及び $h/t=2.8$ 試験体では、モデルの最大耐力が実験結果より幾分低く、最大耐力時の変形も小さいが、モデルの最大耐力迄、モデルと実験結果の対応は良好である。

又、本実験の梁柱幅比 (B/D) を変化させた $B/D=0.8$ (D33-B0.8-S1.0 試験体、図 12(a) 参照) と $B/D=1.0$ (D33-B1.0-S1.0 試験体、図 12(d) 参照) に関して、 $B/D=0.8$ 試験体は、周方向梁のせん断耐力で最大耐力に達し、 $B/D=1.0$ 試験体は、鋼管ウェブ部分の周方向引張材で最大耐力に達している。 $B/D=0.8$ 試験体は、前述の如く、実験結果に比較し、モデルの最大耐力は幾分小さいが、モデルの最大耐力まで両者の対応は良好と言える。他方、 $B/D=1.0$ 試験体は、モデルの全塑性耐力点以降、実験結果に比較して、モデルの耐力が幾分大きくなっているが、最大耐力までの実験とモデルの対応は、比較的良好である。又、文献 3) の試験体では、 $B/D=0.33$ (A60-100c 試験体、図 13(a) 参照)、 $B/D=0.50$ (A60-150c 試験体、図 13(b) 参照) 及び $B/D=0.67$ (A60-200c 試験体、図 13(c) 参照) と変化させており、モデル上、 $B/D=0.33$ 試験体及び $B/D=0.50$ 試験体は、周方向梁の曲げ耐力で最大耐力に達し、他方、 $B/D=0.67$ 試験体は、周方向梁のせん断耐力で最大耐力に達している。これらの試験体を比較すると、 $B/D=0.67$ 試験体では、実験結果に比較して、モデルの最大耐力時の変形は小さいが、実験結果とモデルとの対応は、比較的良好であり、これより梁柱幅比が小さく成る試験体では、実験結果に比較して、モデルの耐力が小さく成る傾向にあり、周方向梁のスパンが大きい程、実験結果に比較し、耐力を小さく評価する傾向にある。

鋼管の幅厚比を変化させた $D/t=33$ (D33-B0.8-S1.0 試験体、図 12(a) 参照)、 $D/t=50$ (D50-B0.8-S1.0 試験体、図 12(e) 参照) に関して、何れの試験体も周方向梁のせん断耐力で最大耐力に達しているが、 $D/t=33$ 試験体では、実験結果に比較して、モデルの最大耐力は幾分小さく、一方、 $D/t=50$ 試験体では、モデルの最大耐力が幾分大きくなっている。

これらの比較検討範囲 ($B/D=0.33 \sim 1.00$ 、 $h/t=0.6 \sim 2.8$ 、 $D/t=25 \sim 50$) に於いて、パラメータ毎の実験結果と本モデルの対応を考察し、パラメータに依り、両者の対応は幾分異なるものの、本モデルで、接合部局所の荷重-変形関係を塑性域まで概ね推定できると言える。

4.2 諸耐力の検討

耐力のみに着目し、本試験体及び文献 3) の試験体に関して、降伏耐力 ((32) 式) 及び最大耐力 ((33) 式) の計算値と実験値の比較を図 14 に示す。降伏耐力の実験値と計算値を比較すると、実験値/計算値 $=0.87 \sim 1.09$ (平均値 0.99、変動係数 0.07) と、実験値と計算値の対応は良好である。又、最大耐力実験値と計算値を比較に於いて、実験値/計算値 $=0.81 \sim 1.08$ (平均値 0.99、変動係数 0.09) となっており、何れも実験値と計算値の対応は比較的良好である。尚、これらの実験値と計算値の対応は、梁柱幅比の変化に依る影響は顕著でない。

5 結 論

本研究では、平面的な広がり小さい外スチフナで補強した角形 CFT 柱梁接合部局所の弾塑性性状を、簡易に予測する為に、鋼管とスチフナを格子梁及び引張材に置換し、接合部局所の荷重-変形関係モデルを案出した。又、本論では、スチフナの成・板厚の比、梁柱幅比及び鋼管の幅厚比を実験パラメータとした柱梁接合部局所の引張実験を実施し、斯かるモデルの妥当性を検証すると共に、既往の外スチフナ形式の実験資料と本モデルとの比較検討も行った。

本モデルの計算結果と実験結果の比較に於いて、荷重-変形関係に関しては、パラメータ毎の実験結果と本モデルの対応を考察すると、パラメータにより、両者の対応は幾分異なるものの、本モデルで、接合部局所の荷重-変形関係を塑性域まで推定できると言える。又、耐力のみに着目した評価式は、降伏耐力が、計算値に対する実験値の比の平均値が 0.99、他方、最大耐力については、斯かる比の平均値が 0.99 と両耐力共、良好に対応している。

謝 辞

本研究に於いて、実験実施にご尽力頂いた鹿島建設・村松清一技師長に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、第 5 版、2001. 3.20
- 2) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針、第 2 版、2008. 10.1
- 3) 山本 潤、中村雄治、松尾 彰：リング型外ダイアフラムで補剛した角形 CFT 柱-H 形梁接合部に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)・構造 III、pp.615～616、2000. 9
- 4) 長谷川晃、吉里二郎、中村雄治、松尾 彰：4 枚板外ダイアフラムを用いたコンクリート充填角形鋼管柱・梁接合部の復元力特性、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)・構造 III、pp.581～582、1996. 9
- 5) 福元敏之：コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部局所の弾塑性性状に関する研究 - 内ダイアフラム形式及び通しダイアフラム形式の簡易荷重-変形関係モデル -、日本建築学会構造系論文集、第 617 号、pp.177～184、2007. 7
- 6) 福元敏之、森田耕次：コンクリート充てん角形鋼管柱・鉄骨はりの内部補強形式接合部に関する研究 - 接合部局所の弾塑性性状 -、日本建築学会構造系論文集、No.528、pp.175～182、2000. 2
- 7) 福元敏之：コンクリート充填円形鋼管柱・鉄骨梁接合部局所の弾塑性性状に関する研究 - 外ダイアフラム形式の簡易荷重-変形関係モデル -、日本建築学会構造系論文集、第 625 号、pp.473～480、2008. 3

(2009年12月8日原稿受理、2010年1月29日採用決定)