無補強接合部を有するコンクリート充填角形鋼管柱—鉄骨梁部分架構の 力学的挙動に関する研究

STUDY ON STRUCTURAL BEHAVIORS OF CONCRETE FILLED RECTANGULAR TUBULAR STEEL COLUMN—STEEL BEAM SUBASSEMBLAGE WITHOUT DIAPHRAGMS OF BEAM TO COLUMN CONNECTION

佐々木 聡*, 森田 耕次**, 寺岡 勝***, 岡田 忠義****, 田中 清***

Satoshi SASAKI, Koji MORITA, Masaru TERAOKA,

Tadayoshi OKADA and Kiyoshi TANAKA

This paper describes structural behaviors of concrete filled rectangular tubular steel column and H-beam subassemblages without diaphragms of the beam to column connection. Our previous studies showed that the load – deformation relationship of beam to column connection without the diaphragms had semi-rigid characteristics. In this paper, the structural behaviors of interior beam and column subassemblages and structural elements such as beam, column, joint panel, related to semi-rigid characteristics of the connection were mainly investigated based on the experimental results.

The followings can be concluded from the study:

- (1) The relationships between story shear and story drift of interior beam and column subassemblages were predicted by the value summed up the calculated load – displacement relationships of beams, columns, joint panel and beam to column connections without diaphragms.
- (2) Load – deformation relationships of joint panels were modeled by considering the stress condition of steel web in joint panel and in-filled concrete affected by the local deformation of beam to column connection.

Keywords: concrete filled rectangular tubular steel column, non-diaphragm, interior beam and column subassemblage, structural element, load – deformation relationship, local deformation of connection

コンクリート充填角形鋼管柱, ノンダイアフラム, 部分架構, 構造要素, 荷重–変形関係, 仕口部局部変形

1. はじめに

本研究は、ダイアフラムを省略した無補強接合部を有するコンクリート充填角形鋼管柱(以下CFT柱と略す)–鉄骨梁部分架構の荷重–変形関係を評価することを目的としている。

CFT柱–鉄骨梁接合部を上記の無補強形式(ノンダイアフラム形式)とした場合、柱の板厚が極端に厚い場合を除き、梁フランジが取り合う位置の柱管壁が局部的に面外変形する¹⁾。したがって、部分架構の荷重–変形関係を評価するためには、柱、梁、接合部パネルの他に通常の設計で剛接合として扱われている柱梁仕口部の力学性能を評価することが必要である。

局部変形が生じる柱梁仕口部に関し、柱が鉄骨造のノンダイアフラム形式柱梁仕口部を対象とした森田らの局部耐力に関する研究^{2),3)}、柱がCFTの場合の寺岡、森田らの研究⁴⁾、これらの局部耐力算定法をベースにしてCFT柱–梁仕口部の荷重–変形関係を評価した筆者らの研究⁵⁾などが行われている。ダイアフラムを有する柱梁仕口部については、福元、小林が^{6),7)}また、河野、松井ら⁸⁾が、種々のダイアフラムで補強された柱梁仕口部の荷重–変形関係についての評価方法を提案している。

一方、部分架構の荷重–変形関係については、柱、梁、接合部パネルおよび柱梁仕口部の荷重–変形関係を累加して評価できると考えられ、福元、澤本ら⁹⁾は、また、河野、松井ら⁸⁾は、上述の柱梁仕口部の荷重–変形関係を用いて推定を行い、柱梁十字形部分架構の実験結果を評価できることを示している。しかしながら、これらの研究は、いずれも柱梁仕口部にダイアフラムを有する部分架構を対象としており、本研究で対象としているノンダイアフラム形式の柱梁仕口部を有する部分架構とは条件が異なる。

筆者らが行ったノンダイアフラム形式CFT柱鉄骨梁部分架構の実験^{1),4)}では、柱梁仕口部の局部変形が大きい場合、接合部パネルおよび柱の力学性状に仕口部の局部変形の影響が見られた。このように柱梁仕口部の局部変形は、接合される部材の固定度および部材間の応力伝達に影響を及ぼすと考えられるので、各部の荷重–変形関係に及ぼす局部変形の影響を検討する必要がある。

柱梁仕口と隣接する部材(柱、梁、接合部パネル)との関係のうち、梁と仕口部に関しては、柱梁仕口部の降伏機構と梁部材端の応力分布を適合させて梁端接合部の耐力を評価した森田、寺岡らの研究¹⁰⁾が見られ、本研究についてもこの方法で評価できると考えられる⁴⁾。

* ㈱フジタ技術センター 工修

** 千葉大学工学部デザイン工学科・建築系 教授・工博

*** ㈱フジタ技術センター 博士(工学)

**** 新日本製鐵㈱鋼構造研究開発センター 工博

Technology Development Division, Fujita Corp, M Eng Prof, Dept of Design and Architecture, Chiba Univ, Dr Eng Technology Development Division, Fujita Corp, Dr Eng Steel Structure Development Center, Nippon Steel Corp, Dr Eng

また、接合部パネルと柱梁仕口部との関係については、田淵、金谷らの研究¹¹⁾が行われているが、この研究は主として外補剛形式の角形鋼管柱・鉄骨梁接合部を対象としているので、柱がCFT柱で接合部がノンダイアフラム形式の場合は適用範囲外と考えられる。

以上の観点より、本研究では、実験結果に基づき、柱梁仕口部の局変形が各部材に与える影響を検討し、部材および部分架構の荷重－変形関係について示すものである。なお、本研究における主要な実験結果および柱梁仕口の荷重－変形関係の評価方法については文献4)、12)に発表しており、本報告は、それに加えて柱、梁、接合部パネルおよび部分架構の力学的性状について検討を行ったものである。

表1 検討対象試験体の諸元と実験結果の概要

試験体	諸元						実験結果				
	幅×成 板厚 $b \times t$	鋼種 σ_t	コンクリート σ_c	軸力比 N/N_0	成×幅 $d \times b$	板厚 $t_p \times t_r$	最大荷重時 Q_{sm}	仕口部 実験計算 R_t	破損 モード		
PSN1	19 SM490A	73.9	0.2	425×175	9×16	340.3	50	199	190	JY→JU	
PSN2	19 HT780	73.9	0.12	425×175		418.7	40	314	330	BY→JY→JU	
PSN3	22 HT780	68.7	0.12	425×175		465.8	40	—	476	BY→BU	
PSN4	12 HT780	68.7	0.12	425×150		237.3	50	149	146	JY→JU	

単位 Q (KN) R (1/1000rad), σ (N/mm²), Q_{sm} 柱・梁仕口部全塑性耐力, R_t 層間変形角

破損モード JY 柱・梁仕口部降伏, JU 柱・梁仕口部破壊, BY 梁降伏, BU 梁フランジ破断

*1 HT780, 建築構造用780N/mm²鋼

図1 部分架構における構造各部の定義

図2 実験における構造各部の変位測定法

2. 検討対象試験体と実験結果の概要

2.1 試験体

検討対象は、表1に示す高強度コンクリートを用いたノンダイアフラム形式CFT柱梁十字形部分架構試験体⁴⁾とする。試験体の実験因子は、柱鋼管の径厚比($D/t=13.6, 15.8, 25.0$)および鋼種(SM490A, 建築構造用780N/mm²鋼)である。ノンダイアフラム形式CFT柱梁仕口部では、ダイアフラムが無いために柱および接合部パネルの境界が明確ではないが、本研究ではダイアフラムを有する場合と同様に構造各部の境界を定義する。図1に構造各部の定義を示す。また、試験体の荷重は、柱に一定の軸圧縮力を作用させつつ、梁両端に漸増の繰返し荷重を加える形式とし、構造各部の変位測定は図2に示す方法としている。

2.2 実験結果

対象試験体の実験結果の一部は、文献4)で既に報告しているが、ここで既報告の概要を略記する。柱せん断力(Q_c)－層間変形角(R_t)関係を図3に、梁荷重(Q_b)－柱梁仕口部局変形(Δ_j)関係を図4にそれぞれ示す。試験体の破壊性状は、PSN1およびPSN4が柱梁仕口部破壊、PSN2が梁降伏後の柱梁仕口部破壊、PSN3が柱梁仕口部降伏後の梁端フランジの引張破壊であった。

3. 部分架構における層間変形角と構造各部の変形角との関係

柱梁十字形部分架構における各部の荷重および変形のモデルと柱荷重および層間変形角(R_t)との関係¹³⁾を図5に示す。柱荷重(Q_c)

図3 柱せん断力(Q_c)－層間変形角(R_t)関係

図4 梁荷重(Q_b)－柱梁仕口部局変形(Δ_j)関係例

図5 層間変形と構造各部の変形関係のモデル化

と梁および接合部パネルの荷重(\$Q_b, Q_j\$)、梁端曲げモーメント(\$M_b\$)との関係は次式で与えられる。

$$Q_b = Q_c \cdot (H/L) \quad (1a)$$

$$Q_j = Q_c \left\{ \frac{2\ell_b}{b \cdot h} \left(\frac{H}{L} \right) - 1 \right\} \quad (1b)$$

$$M_b = Q_c (H/L) \ell_b \quad (1c)$$

ここで、\$H\$は階高、\$L\$はスパン、\$\ell_b\$は梁加力点から柱面までの距離、\$h\$は梁フランジ応力中心間距離である。

層間変形角(\$R_i\$)は、各部の変形の和として次式で与えられる。

$$R_i = R_{ib} + R_{ij} + R_{ic} + R_{ip} \quad (2a)$$

ここで、\$R_{ib}, R_{ij}, R_{ic}, R_{ip}\$はそれぞれ梁、柱梁仕口部、柱および接合部パネルの変形の層間変形角への換算値で、式(2b)～式(2e)により表わされる。

$$R_{ib} = 2R_b \cdot \ell_b / L \quad (2b)$$

$$R_{ij} = 2\theta_j \cdot \ell_b / L \quad (2c)$$

$$R_{ic} = 2R_c \cdot \ell_c / H \quad (2d)$$

$$R_{ip} = \gamma_p (1 - \ell_c H / L - b h / H) \quad (2e)$$

ここで、\$R_b, R_c\$はそれぞれ梁、柱の部材角、\$\gamma_p\$は接合部パネルせん断変形角、\$\theta_j\$は柱梁仕口部局部変形(\$\Delta_j\$)により生じる付加回転変形角で\$\theta_j = \Delta_j / h\$とする。本研究では、式(1a)～(1c)、式(2a)～(2e)より各部の荷重-変形関係を累加して部分架構の荷重-変形関係を算定する。

4. 構造各部の力学的挙動

実験結果⁴⁾をもとに構造各部の最大荷重時までの荷重-変形関係のモデル化曲線について検討する。柱梁仕口部の荷重-変形関係および梁端の曲げ耐力については文献4)に示した方法の概要を、その他については本研究で検討した結果を示す。

4.1 柱梁仕口部の荷重-変形関係

柱梁仕口部についてはTri-linear型の梁荷重(\$Q_b\$)-局部回転変形(\$\theta_j\$)関係のモデルを用いる⁴⁾。モデル化曲線を図6に示す。各折れ点は、①降伏耐力点、②全塑性耐力点、③最大耐力点である。耐力は、森田らの降伏線理論を基にした算定法^{1), 2), 4)}により求める。仮定した降伏機構を図7に示す。柱梁仕口部の全塑性耐力時の梁荷重(\$Q_{jp}, Q_{ju}\$)は、柱梁仕口の降伏が梁降伏に対して先行する場合(\$c_1 Q_{jp}\$)と梁降伏後に柱梁仕口部が降伏する場合(\$c_2 Q_{jp}\$)とに分けて算

図6 梁荷重(\$Q_b\$)-柱梁仕口部局部回転変形角(\$\theta_j\$)のモデル化曲線

図7 柱梁仕口部の降伏機構

定する。図7中の記号を用いると、\$c_1 Q_{jp}\$および\$c_2 Q_{jp}\$は以下の式で求めることができる。

(1) 柱梁仕口の降伏が梁降伏に対して先行する場合

$$c_1 Q_{jp} = c_1 P_{jp} \cdot b \cdot h / \ell_b \quad (3a)$$

$$c_1 P_{jp} = 2 \{ (M_p + M_a)(2x + t) / y + 2M_p \cdot b / x \} + (y - m)^2 b t_f b \sigma_y / y \quad (3b)$$

(2) 梁降伏が柱梁仕口の降伏に対して先行する場合

$$c_2 Q_{jp} = \{ c_2 P_{jp} \cdot b \cdot h + (x_2 + t) b t_w \sigma_y (h - t_f - x_2 - r) \} / \ell_b \quad (4a)$$

$$c_2 P_{jp} = 2 \{ (M_p + M_a)(x_1 + x_2 + t) / y + M_p \cdot b (1/x_1 + 1/x_2) \} + (y - m)^2 b t_f b \sigma_y / y - b t_w \sigma_y (x_2 + 2r) / 2 \quad (4b)$$

ここで、\$M_p = c_1^2 \cdot \sigma_y / 4\$、\$M_a = c_2^2 \cdot \sigma_y / 4\$、また、\$c_1 \sigma_y, b \sigma_y, b \sigma_y\$および\$b \sigma_y\$は、それぞれ柱、梁フランジ、梁ウェブ、柱かど溶接の降伏点である。\$c_1 Q_{jp}\$は梁ウェブの応力を無視し、\$c_2 Q_{jp}\$は梁ウェブの応力を考慮した耐力となっている。式(3b)と式(4b)において、右辺第一項(\$\{ \}\$内)および第二項は、それぞれ柱管壁の降伏線および梁フランジ両端の降伏域の内部仕事に対応した耐力であり、式(4b)の右辺第三項は梁ウェブの引張耐力による外部仕事に対応した耐力である^{2)~4), 10)}。なお、式(3b)の未知数\$x, y\$は\$c_1 Q_{jp}\$が最小となる条件、\$\partial c_1 Q_{jp} / \partial x = 0, \partial c_1 Q_{jp} / \partial y = 0\$より求め、式(4b)の未知数\$x_1, x_2, y\$は\$c_2 Q_{jp}\$が最小となる条件、\$\partial c_2 Q_{jp} / \partial x_1 = 0, \partial c_2 Q_{jp} / \partial x_2 = 0, \partial c_2 Q_{jp} / \partial y = 0\$より求める。

最大耐力(\$Q_{ju}, c_3 Q_{ju}\$)は、式(3b)、(4b)の柱、柱かど溶接、梁フランジの降伏点をそれぞれ引張強さに置き換えて求める。

降伏耐力(\$Q_{jy}, c_1 Q_{jy}\$)は、式(3b)、(4b)において全塑性モーメント(\$M_p, M_a\$)の代わりに降伏モーメント(\$M_y = c_1^2 \cdot \sigma_y / 6, M_{ay} = c_2^2 \cdot \sigma_y / 6\$)を代入して求める。

各耐力点の仕口部局部回転角は、梁曲げ圧縮フランジに取り合う部分の局部変形を無視して以下の式により求める。

①降伏耐力時変形角(\$\theta_{jy}\$)

\$\theta_{jy}\$は梁フランジ引張力による柱管壁面外曲げを考慮した弾性剛

性計算値(K_e)を用いて、式(5a), (5b)より算定する⁴⁾。

$$c\theta_{yy} = cP_{yy} / (cK_e \cdot b \cdot h) \quad (5a)$$

$$cK_e = \frac{E \cdot c \cdot t^3}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{158.6}{c \cdot b^2} \right) \left\{ 1 + 3.3 \left(\frac{b}{c} \right)^2 \right\} \quad (5b)$$

ここで、 ν は鋼材のポアソン比で0.3を仮定した。

②全塑性耐力時変形角(θ_{jp})

θ_{jp} の計算値は $c\theta_{yy}$ の係数(k_1)倍とする。 k_1 は任意長さの矩形断面梁に逆対称モーメントが作用した時の全塑性耐力時変形と降伏耐力時変形との比とし、全塑性耐力時の曲率(ϕ_p)と降伏耐力時の曲率(ϕ_y)を用いて式(6a), (6b)より算定する。

$$c\theta_{jp} = k_1 \cdot c\theta_{yy} \quad (6a)$$

$$k_1 = \delta_p / \delta_y = (8\phi_p + 15\phi_y) / (18\phi_y) \quad (6b)$$

ここで、 $\phi_y = 2\varepsilon_y / c$, ε_y は降伏ひずみ, $\phi_p = 2\varepsilon_p / c$, ε_p は、 $2\varepsilon_p^3 - 3\varepsilon_p^2 \cdot \varepsilon_{si} - \varepsilon_y^3 / \alpha + \varepsilon_{si}^3 = 0$ (α : ひずみ硬化係数, ε_{si} : ひずみ硬化開始時ひずみ)の解である。

③最大耐力時変形角(θ_{ju})

θ_{ju} の計算値は $c\theta_{yy}$ の係数(k_2)倍とする。 k_2 は任意長さの矩形断面梁に逆対称モーメントが作用した場合の最大耐力時変形と降伏耐力時変形との比であり、柱管壁の降伏比(Y)、最大耐力時曲率(ϕ_u)、 ϕ_p 、 ϕ_y を用いて式(7a), (7b)より算定する。

$$c\theta_{ju} = k_2 \cdot c\theta_{yy} \quad (7a)$$

$$k_2 = \frac{9(-Y^2 - Y + 2)\phi_u + (-10Y^2 + 9Y + 9)\phi_p + 15Y^2\phi_y}{18\phi_y} \quad (7b)$$

ここで、 $\phi_u = 2\varepsilon_u / c$ で、 ε_u は柱梁仕口部が破壊した実験結果より、素材試験による一様伸びの0.3倍と仮定している⁴⁾。

梁荷重(Q_b)—局部回転変形(θ_j)関係の実験値と計算値を比較して図8に示す。計算値は実験値と概ね対応している。

4.2 梁の荷重—変形関係

梁の荷重—変形関係は、接合詳細などの影響を受ける。特に破断が生じる場合の梁の変形性能については不明な点も多く今後の研究課題のひとつと位置付けられている。破断が生じる梁の荷重—変形関係の評価には、鈴木、石井らの研究¹⁴⁾に見られるように、平面保持を仮定した断面の曲げモーメント—曲率関係から変形を数値解析により求めるCDC法がひとつの有効な方法と考えられる。しかしながら、本研究では部分架構の荷重—変形関係の評価することを

図8 $Q_b - \theta_j$ 関係の実験値と計算値との比較

主目的としているので、比較的簡易に梁の荷重—変形関係をモデル化する。図9に梁の荷重—変形関係のモデル化曲線を示す。モデル化曲線はbi-linear型とし、特性点は、梁の全塑性耐力点と最大耐力点である。梁の全塑性耐力は、梁端接合部が降伏して梁部材に塑性域が広がる際には梁ウェブの応力が図7(b)の状態にあるものとし、曲げ全塑性耐力は上下フランジの軸方向応力による曲げ耐力とウェブの曲げ耐力を累加して式(8)により求める¹⁰⁾。柱梁仕口部の降伏が梁降伏よりも先行する場合には、式(8)中の x_2 を仕口部全塑性耐力算定時の x に置き換えて梁全塑性耐力を求める。

$$cQ_{bp} = \{ b \cdot B \cdot t_f \cdot h \cdot \sigma_y + (x_2 + r) \cdot b \cdot t_w \cdot \sigma_y \cdot (h - b \cdot t_f - x_2 - r) \} / \ell_b \quad (8)$$

最大耐力(cQ_{bu})は、全塑性耐力の算定式において、梁フランジに降伏点の代わりに引張強さを仮定して求める。

全塑性耐力時の梁変形角(R_{bp})は、曲げ変形とせん断変形とを考慮した初等梁理論による弾性剛性と上記の全塑性耐力により求める。

最大耐力時の変形角(R_{bu})は曲げ変形($c\delta_{bu}$)とせん断変形($c\delta_{bs}$)を考慮し次式で算定する。

$$cR_{bu} = (c\delta_{bu} + c\delta_{bs}) / \ell_b \quad (9a)$$

$c\delta_{bu}$ は図10に示す様に曲率分布を仮定し曲率を積分して式(9b)により求める。また、せん断変形は最大耐力時も弾性として式(9c)により求める。

$$c\delta_{bu} = \frac{\phi_{bu} \cdot \ell_1}{6} (3\ell_b - \ell_1) + \frac{\phi_{bp} \cdot \ell_1}{6} (3\ell_b - 2\ell_1) + \frac{\phi_{bp} \cdot \ell_2^2}{3} \quad (9b)$$

$$c\delta_{bs} = cQ_{bu} \cdot \ell_b / (G_s \cdot A_{bw}) \quad (9c)$$

ここで、 $\ell_1 = (1 - cQ_{bp}/cQ_{bu}) \cdot \ell_b$, $\ell_2 = (cQ_{bu}/cQ_{bp}) \cdot \ell_b$, $\phi_{bu} = 2\varepsilon_{bu}/b$, $\phi_{bp} = cQ_{bp} \cdot \ell_b / (E_s \cdot I_p)$ である。 A_{bw} は梁ウェブの断面積、 I_p は梁の断面二次モーメント、 E_s , G_s はそれぞれ鋼材のヤング係数およびせん断弾性係数、 ε_{bu} は最大耐力時の梁フランジ端の平均ひずみ度である。 ε_{bu} は、拘束および繰返し载荷の影響により素材試験による一様伸びに比べて小さな値を示す¹⁵⁾ので、ここではダイアフラムを有する梁端接合部の実験結果¹⁶⁾を参照し、 ε_{bu} を素材試験による一様伸びの0.2倍と仮定した。

最大荷重時までに梁が降伏したPSN2および最終的に梁フランジが破断したPSN3について、梁荷重(Q_b)と仕口部局部変形角(θ_j)を含まない梁変形角(R_b)との関係を実験値と計算値を比較して図11に示す。 R_b の実験値は、 θ_j を含む梁変形角(R_{bj})から θ_j の測定値を差し引いて算定した。また、PSN2およびPSN3について、 $Q_b - R_b$ 関係の実験値と $Q_b - R_b$ および $Q_b - \theta_j$ 関係の計算値を累加した値とを比較して図12に示す。PSN3の $Q_b - R_b$ 関係では、最大荷重時の変形計算値は実験値と概ね対応しているが、計算値が実験値を過大評価す

図9 梁荷重—梁変形角関係のモデル化曲線

図10 最大耐力時の曲率分布の仮定

図11 梁荷重(Q_b)—梁変形角関係の実験値と計算値と比較 図12 梁荷重(Q_b)—局部変形を含む梁変形角(R_{bj})関係の実験値と計算値との比較

る傾向にある。これは、仕口部局部変形の梁フランジ端近傍に設けた測定治具固定端が梁の塑性変形の影響を受け、結果として大変形時には梁変形と仕口部局部変形との分離精度があまり良くなかったためと考えられる。一方、図12に示す。 Q_b — R_{bj} 関係においては破壊モードの異なるPSN2、PSN3ともに実験値と計算値との対応は概ね良好である。

なお、ここで示した梁の荷重—変形関係の算定法は、繰り返し載荷を受ける梁の曲率分布および ε_{bu} を仮定した簡易な手法であり、梁の荷重—変形関係の評価法についての詳細な検討は今後の課題としたい。

4.3 接合部パネルの荷重—変形関係

接合部パネルの荷重(Q_p)—せん断変形角(γ_p)関係の実験結果を図13に示す。なお、PSN4については接合部パネルのせん断変形角が測定治具の緩みにより測定誤差を含んでいたため、 Q_p と接合部パネル中央位置のひずみゲージにより測定したせん断ひずみ度(γ_{pg})との関係を示す。柱梁仕口部の局部変形が顕著なPSN1の Q_p — γ_p 関係およびPSN4の Q_p — γ_{pg} 関係では、スリップを含む履歴特性を示している。これは、柱梁仕口部における柱管壁の面外局部変形により鋼管のコンクリートへの拘束が低下すること、および、梁フランジが曲げ引張時に生じた柱管壁の面外局部変形が残留し、梁フランジ曲げ圧縮時のフランジ力がある程度大きくなるまでコンクリートへの応力が伝達しにくいためと考えられる。したがって、本研究で対象としているノンダイヤフラム形式の接合部パネルにおけるコンクリートと鋼管の応力状態は、従来のダイヤフラムを有する場合の接合部パネルとは異なると考えられる。

接合部パネルの高さ中央位置に貼付した3軸ひずみゲージ測定値より求めた鉄骨パネルのせん断応力度分布および柱軸方向応力分布例を図14に示す。接合部パネルが降伏したPSN1のひずみ測定値からの応力度算出は、鉄骨パネルに平面応力状態を仮定し等方

図13 接合部パネルせん断力(Q_p)—せん断変形角(γ_p)関係

図14 鉄骨パネルの応力度分布例

図15 接合部パネルせん断力と鉄骨パネルの負担軸力との関係

硬化を考慮した塑性流れ則を適用して求めた。せん断応力度分布はパネル幅中央位置の値が大きく、軸圧縮応力度はパネル両端が大きくなる傾向が見られた。

算出した応力度より求めた繰返しの載荷ピーク時の鉄骨パネル

負担軸力と接合部パネルせん断力との関係を図15に示す。鉄骨パネルの負担軸力は、載荷初期には鋼管とコンクリートの等価断面(コンクリートのヤング係数は圧縮強度の1/3強度時の割線剛性を使用)より求めた計算値とほぼ一致し、荷重が増大し柱梁仕口部が局部全塑性耐力に至り面外変形が増大すると、鉄骨パネルの軸力が増大する傾向にあった。PSN1では、さらに Q_p が増大し鉄骨パネルがせん断降伏すると負担軸力が減少する傾向にあった。

鉄骨パネルの負担せん断力(Q_{ps})と接合部パネルせん断変形角(γ_p)との関係および全せん断力から Q_{ps} を差し引いて求めたコンクリートの負担せん断力(Q_{pc})と γ_p との関係の履歴曲線例を図16に示す。 $Q_{ps}-\gamma_p$ 関係の初期剛性は、弾性せん断剛性計算値とほぼ一致していた。 $Q_{ps}-\gamma_p$ 関係履歴曲線は載荷ピーク時付近に乱れが見られるものの概ね紡錘形の履歴特性を示した。PSN1の $Q_{ps}-\gamma_p$ 関係の剛性低下点は、鉄骨パネルが全軸力を負担すると仮定してMisesの降伏条件より求めたせん断降伏耐力とほぼ一致していた。また、 $Q_{pc}-\gamma_p$ 関係履歴曲線は、極初期には弾性的な挙動を示しているが、その後、ひび割れおよび局部変形の影響によりスリップ型履歴性状を示していた。繰返し載荷のピーク時について各試験体(PSN1~PSN4)の $Q_{pc}-\gamma_p$ 関係を比較して図17に示す。いずれの試験体も載荷ピーク時の Q_{pc} は、 $1/1000\text{rad.}$ を超える変形では幅厚比や鋼種の違いがみられず、コンクリートの引張強度(σ_t)を $0.56\sqrt{\sigma_B}$ (N/mm^2)と仮定した主応力度式¹⁷⁾によるせん断ひび割れ耐力(cQ_{pcr}')と同程度であった。

上記の検討結果を考慮して、図18に示すように $Q_p-\gamma_p$ 関係包絡線をモデル化する。柱梁仕口部が局部全塑性耐力に達するまでは、鋼管とコンクリートは一体に挙動し、SRC標準のせん断耐力を参考にした $Q_p-\gamma_p$ 関係に従うものとした。 Q_p がせん断ひび割れ耐力および局部全塑性耐力に達すると、コンクリートの剛性低下および柱管壁の面外変形の影響により、 $Q_p-\gamma_p$ 関係が剛性低下するものとした。また、接合部パネルの全塑性耐力以降では、ひずみ硬化により耐力上昇するものとした。各特性点の算定方法を以下に示す。

①せん断ひび割れ耐力

せん断ひび割れ耐力(Q_{pcr})は、コンクリートの引張強度(σ_t)を $0.56\sqrt{\sigma_B}$ と仮定した主応力度式¹⁷⁾により算定する。

$$cQ_{pcr} = A_{cw} \cdot c\tau_{cr} \quad (10a)$$

$$A_{cw} = (G_s/G_c)A_w + A_c \quad (10b)$$

$$c\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_t \cdot \sigma_{oc} + \sigma_t^2} \quad (10c)$$

$$\sigma_{oc} = N/A_{ca} = N/\{(E_s/E_c)A_s + A_c\} \quad (10d)$$

ここで、 G_s および G_c は鋼材およびコンクリートのせん断弾性係数(コンクリートのポアソン比に0.16を仮定)、 A_s 、 A_w 、 A_c はそれぞれ鋼管、鉄骨パネルおよびコンクリートの断面積、 E_s 、 E_c は鋼材およびコンクリートのヤング係数である。

②全塑性耐力

全塑性耐力は、軸力を考慮した鉄骨パネルの全塑性耐力と軸力を無視したコンクリートのせん断ひび割れ耐力の累加とし、以下の式により求める。

$$cQ_{py} = cQ_{psy} + cQ_{pcr}' = A_w \cdot c\tau_{py} + A_c \cdot c\tau_{cr}' \quad (11a)$$

$$\tau_{py} = \sqrt{(c\sigma_y^2 - \sigma_{ax}^2)/3} \quad (11b)$$

$$c\tau_{cr}' = 0.56\sqrt{\sigma_B} \quad (11c)$$

ここで、 σ_{ax} は鉄骨パネルが全軸力を負担すると仮定したときの軸応力度である。

③せん断変形角

せん断ひび割れ耐力時および全塑性耐力時のせん断変形角は次式により求める。

$$c\gamma_{pcr} = cQ_{pcr} / \{(G_c \cdot A_{cw})/b \cdot h\} \quad (12a)$$

$$c\gamma_{py} = c\tau_{py} / G_s \quad (12b)$$

なお、全塑性耐力以降の荷重-変形関係は、接合部パネルが最終的に破壊した試験体が無いので破壊挙動は不明であるが、ここでは実験結果を参照してひずみ硬化係数 α_p を0.01と仮定する。

図13中に $Q_p-\gamma_p$ 関係のモデル化曲線の計算値を実験値と比較して示す。計算値は実験値を概ね包絡している。

4.4 柱の荷重-変形関係

柱せん断力(Q_c)ー柱変形角(R_c)関係を図19に示す。いずれの試験体も載荷初期の Q_c-R_c 関係は、鋼管とコンクリートとを考慮した弾

図16 鉄骨パネルおよびコンクリートの負担せん断力とせん断変形角との関係例(試験体PSN1)

図17 載荷ピーク時のコンクリートの負担せん断力

図18 接合部パネルのせん断力ーせん断変形角関係のモデル化曲線

性剛性計算値とほぼ一致し、その後の繰返し荷载に伴い若干の剛性低下を示していた。図 20 に柱鋼管のひずみ度分布列を示す。荷重の増大につれて、柱フランジのひずみ度は、局部変形の影響を受け、同図中に示すコンクリートの応力度-ひずみ度関係に e 関数¹⁸⁾を仮定した曲げ解析結果とは大きく異なる値となっていた。また、荷重が大きくなると柱ウェブのひずみ度分布は、コンクリートと鋼管を考慮した計算値よりもむしろ鋼管のみを考慮した計算値に近似していた。このように柱端のひずみ分布は柱梁仕口部の局部変形の影響を受けているものと考えられる。しかしながら、図 19 中に示す柱・梁仕口部の局部全塑性耐力時柱荷重と履歴曲線との関係からわかるように、柱梁仕口部局部耐力の違いが Q_c-R_c 関係に与える影響は明確に現れていない。よって、課題は残るが、柱梁仕口部が局部全塑性耐力に達しても Q_c-R_c 関係は特に変化がないものとして、柱が降伏するまでの Q_c-R_c 関係を図 19 中に示すようにモデル化する。モデル化曲線の特性点は鋼管とコンクリートを考慮した曲げひび割れ耐力点、鋼管のみを考慮した降伏耐力点である。各特性点の算定方法を以下に示す。

① 曲げひび割れ耐力

$$Q_{ccr} = (0.56\sqrt{\sigma_B} + N/A_{ca}) \cdot Z_c / \ell_c \quad (13)$$

ここで、 Z_c はコンクリートに鋼管を考慮した等価断面係数 ($Z_c = Z_c + (E_s/E_c) Z_s$; Z_c : コンクリートの断面係数, Z_s : 鋼管の断面係数)¹⁷⁾で、 ℓ_c は柱反力点から梁フランジ位置までの長さである。

② 曲げ降伏耐力

$$Q_{cy} = (c\sigma_y - \sigma_{os}) Z_s / \ell_c \quad (14)$$

ここで、 σ_{os} は鋼管のみが軸力を負担するとした場合の軸圧縮応力度である。

曲げひび割れ耐力時の柱変形角 (R_{ccr}) は鋼管とコンクリートを考慮した梁理論による弾性剛性と Q_{ccr} により、また、曲げ降伏耐力時の柱変形角 (R_{cy}) は鋼管のみを考慮した梁理論による弾性剛性と Q_{cy} より算定する。

モデル化曲線の計算値と実験値とは図 19 中に示すように概ね対応している。

4.5 軸変形

柱梁仕口部の局部変形の大きい PSN1 および PSN4 について、 Q_c -柱軸変形 (δ_{ax}) (接合部パネルも含む) 関係を図 21 に示す。部分架構において、柱梁仕口部が局部的に面外変形すると、柱の軸剛性の低下が懸念されるが、柱梁仕口部が最終的に破壊した PSN4 では柱軸変形の履歴に局部変形の影響は見られなかった。また、柱梁仕口部および接合部パネルの両者が降伏し柱梁仕口部が破壊した PSN1 では、漸増の繰返し荷载に伴い柱の軸圧縮変形量が若干増大する傾向が見られたが過大な値になっていなかった。なお、PSN1 の部分架構の軸変形 (δ_{ax}) は図 22 に示す Q_c -接合部パネルの軸変形 (δ_{ap}) 関係からわかるように接合部パネルの軸変形が大部分を占めていた。

5. 部分架構の力学的挙動

部分架構の荷重-変形関係は、上述の方法により求められる構造各部の荷重-変形関係を用いて、式(1a)~(1c)、式(2a)~(2e)より算出する。柱せん断力 (Q_c) - 層間変形角 (R_c) 関係の計算値を図 3 中に示す。破壊モードが異なる各試験体において、計算値と実験値は

概ね対応している。ただし、柱梁仕口部および梁が降伏した PSN2 および梁のみが降伏した PSN3 では、層間変形角が $1/100\text{rad}$ 付近で計算値が実験値よりも大きな値を示す傾向にある。これらは、梁の荷重-変形関係を単純な bi-linear 型にモデル化したことによると考えられ、梁荷重-梁変形関係のモデルの精度向上については今後の課題としたい。

図 19 柱荷重 (Q_c) - 柱変形角関係履歴曲線

図 20 柱鋼管のひずみ度分布列

図 21 柱せん断力 (Q_c) - 柱軸変形 (δ_{ax}) 関係例

図 22 柱せん断力 (Q_c) - 接合部パネル軸変形 (δ_{ap}) 関係例

6. まとめ

ノンダイアフラム形式のCFT柱・鉄骨梁部分架構の荷重－変形関係および構造各部の荷重－変形関係に及ぼす柱梁仕口部の局部変形の影響について検討した本研究の主な成果は以下の通りである。

- (1) 検討対象とした部分架構試験体の荷重－変形関係は、柱梁仕口部の荷重－変形関係と柱梁仕口の局部変形の影響を考慮した構造各部(柱、梁、接合部パネル)の荷重－変形関係を累加することにより概ね評価できた。したがって、部分架構の荷重－変形関係を評価するためには、柱梁仕口部の力学的性状および柱梁仕口の局部変形が構造各部(柱、梁接合部パネル)へ及ぼす影響を検討する必要があると考えられる。
- (2) 柱梁仕口部の局部変形は接合部パネルの力学的性状に影響を及ぼし、局部変形が増大すると、鉄骨パネルの負担軸力が大きくなる傾向にあり、接合部パネルのせん断降伏耐力はその影響を受けていた。また、柱梁仕口部の局部変形が大きい場合では、接合部パネル内充填コンクリートの負担せん断力はせん断変形が進んでも増大していなかった。
- (3) 上記(2)の傾向を考慮して柱梁仕口部の局部降伏が生じる場合の接合部パネルの荷重－変形関係をモデル化した。接合部パネルの荷重－変形関係の計算値は、実験値と概ね対応していた。
- (4) 柱端部の鋼管のひずみ分布は局部変形の影響を受け、鋼管のひずみ分布は、鋼管とコンクリートを考慮し平面保持を仮定した断面曲げ解析値とは異なる値を示していた。しかし、検討対象とした試験体においては柱の荷重－変形関係には、局部変形の影響は顕著には見られなかった。

以上は、少数の実験資料を基に得られた研究成果であるため、今後、本構造に関する実験資料を蓄積し検討を行う必要がある。特に局部変形が生じる場合の柱梁接合部廻りの応力伝達機構の解明は重要な課題である。

[参考文献]

- 1) 寺岡勝、森田耕次、藤原敏夫、佐々木聡：ノンダイアフラム形式コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部の力学的挙動に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ, pp. 1803～1806, 1993年9月。
- 2) 森田耕次、江波戸和正、渡辺仁、山本昇、安田博和、里見孝之：箱形断面柱－H形断面はり接合部のダイアフラム補強に関する研究－接合部降伏耐力の評価－, 日本建築学会構造系論文報告集 第388号, pp. 100～110, 1989年6月。
- 3) 森田耕次、江波戸和正、関根誠司、杉山武彦：箱形断面柱－合成梁無補強接合部の力学的挙動に関する研究－鋼構造半剛接合部の耐震性能に関する研究－, 日本建築学会構造系論文報告集 第463号, pp. 115～124, 1994年9月。
- 4) 佐々木聡、森田耕次、岡田忠義、田中清、寺岡勝：柱に高張力鋼を用いたコンクリート充填角形鋼管柱－鉄骨梁無補強接合部の力学的挙動に関する研究－柱梁仕口部の荷重－局部変形関係の評価－, 日本建築学会構造系論文集 第509号, pp. 175～182, 1998年7月。
- 5) 福元敏之、小林創：高強度材料を用いた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仕口に関する研究－局所の弾塑性性状－, 日本建築学会構造系論文集 第479号, pp. 109～118, 1996年1月。
- 6) 福元敏之、小林創：高強度材料を用いたコンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨はりの外部補強形式仕口に関する研究－局所の弾塑性性状－, 日本建築学会構造系論文集 第479号, pp. 149～118, 1996年9月。
- 7) 河野昭彦、松井千秋、村井望：コンクリート充填角形鋼管柱とH形鋼梁のダイアフラム補強型接合部の局部変形に対する荷重－変形関係モデル、鋼構造論文集 第5巻第17号, pp. 93～104, 1998年3月。
- 8) 福元敏之、澤本佳和、森田耕次：高強度材料を用いた充てん角形鋼管柱・鉄骨はりの内部補強形式仕口の研究－仕口パネル・部分骨組の弾塑性性状－, 日本建築学会構造系論文報告集 第507号, pp. 171～178, 1998年5月。
- 9) 河野昭彦、松井千秋、村井望：コンクリート充填角形鋼管柱とH形鋼梁からなるダイアフラム補強型接合ラーメン架構の荷重－変形関係モデル、鋼構造論文集 第5巻第17号, pp. 115～127, 1998年3月。
- 10) 森田耕次、寺岡勝、鈴木孝彦、藤原敏夫、鎗流馬久明：高張力鋼を用いたコンクリート充てん角形鋼管柱－鉄骨梁接合部の力学的挙動に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集 第446号, pp. 127～136, 1993年4月。
- 11) 田淵基嗣、金谷弘：水平荷重時における角形鋼管柱・H形鋼はり接合部の耐力評価－角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究 3－, 日本建築学会構造系論文報告集 第358号, pp. 52～62, 1985年12月。
- 12) 佐々木聡、森田耕次、寺岡勝、田中清、岡田忠義：ノンダイアフラム形式コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁構造の柱・梁仕口部に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅱ, pp. 977～978, 1996年9月。
- 13) 寺岡勝、狩野芳一、佐々木聡、林和也：鉄筋コンクリート造内柱・梁部分架構の変形性能の評価、材料, 第45巻第9号, pp. 1033～1041, 1996年9月。
- 14) 鈴木孝彦、石井匠、森田耕次、高梨晃一：欠陥を有する柱梁溶接接合部の破断性状に関する実験的研究、鋼構造論文集 第6巻第23号, pp. 149～164, 1999年9月。
- 15) 日本鋼構造協会：鋼構造柱梁接合部の設計・施工－兵庫県南部地震の被害を超えて－, JSSC テクニカル・ノート NO. 36 第3章5節(寺岡勝 担当), 1996.12
- 16) 佐々木聡、森田耕次、田中清、米山真一郎、寺岡勝、土井義則：変断面フランジを有する鉄骨梁端接合部に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp. 587～588, 1999年9月。
- 17) 森田耕次、橋本健一、寺岡勝、林和也、安藤欽也：鉄筋コンクリート被覆角形鋼管柱鉄骨はり構造に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol. 34B, pp. 237～247, 1988年3月。
- 18) 梅村魁：鉄筋コンクリート梁の塑性変形および終局耐力、日本建築学会論文集, 第42号, pp. 59～70, 1951年2月。

(2000年2月10日原稿受理, 2000年6月6日採用決定)