コンクリート充填角形鋼管を用いたSRC構造における
柱梁接合部パネルのせん断耐力SHEAR STRENGTH OF SRC BEAM-TO-COLUMN JOINTS
WITH CONCRETE FILLED SQUARE TUBULAR COLUMN吉 敷 祥 一^{*1}, 木 菱 勇 太^{*2}, 足 立 智 弘^{*3},
迫 田 丈 志^{*4}, 清 原 俊 彦^{*5}, 山 田 哲^{*6}Shoichi KISHIKI, Yuta KIBISHI, Tomohiro ADACHI,
Joji SAKUTA, Toshihiko KIYOHARA and Satoshi YAMADA

Concrete filled tubes (CFT) are commonly used for high-rise buildings and encased in reinforced concrete (RC) at the base-floor. However, evaluating the shear strength of the beam-to-column joints is currently unclear because of a lack of experimental investigations. First of all, the previous evaluation methods in AIJ standard and recommendations were summarized and the evaluation method composed of each component is rearranged. Then, a cyclic loading test of beam-to-column joints was conducted to verify the application of the evaluation method. The experiment results indicate that the evaluation method enables to predict plastic strengths of each component.

Keywords : Steel reinforced concrete, Concrete filled steel tube, Beam-to-column joint, Experimental evaluation

鉄骨鉄筋コンクリート, コンクリート充填鋼管, 柱梁接合部パネル, 構造実験

1. はじめに

柱と梁の交叉部分である柱梁接合部パネル(以後, 接合パネル)は, 柱と梁の負担曲げモーメントの大半が上下フランジ位置の偶力として伝達される, せん断力の支配的な構造要素である。1960年代にはH形鋼や組み立て材等の開断面を鉄骨部材として用いた鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)構造を中心とした実験研究¹⁾が行われ, その構成要素である鋼構造²⁾や比較対象としての鉄筋コンクリート構造³⁾の実験も行われた。現在では, 多数の研究結果に基づき, それぞれの構造種別ごとに学会規準・指針^{4)~6)}が整備され, 接合部パネルのせん断耐力等の評価方法が提示されている。

一方, 最近の高層鋼構造建物(Fig.1)では, 柱断面に角形鋼管が用いられ, 鋼管内にコンクリートを充填した(以後, 充填C), いわゆるコンクリート充填鋼管(CFT)柱の採用が多い。また, 地下階では角形鋼管柱あるいはCFT柱を鉄筋コンクリートで被覆した(以後, 被覆RC)SRC構造となっている。国外では中国において同様にCFTと被覆RCを組み合わせたSRC構造^{7), 8)}が280mを超える高層建物の上部構造に用いられている。しかしながら, 鋼管を用いた

(a) high-rise steel build. (b) beam-to-column joints
Fig.1 SRC beam-to-column joint in high-rise building

SRC構造の接合部パネルに関する実験データ^{9)~11)}は僅少であり, 本会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」⁶⁾ではH形鋼柱の研究結果¹²⁾を準用しているのが現状である。したがって, 例えばFig.1右に示す地下階への切替え部(以後, 地下切替え部)の接合部パネルのようにCFT柱を含む鉄骨が十字形, 被覆RCがT字形となる場合や, 充填Cと被覆RCのコンクリート強度が異なる場合

^{*1} 東京工業大学科学技術創成研究院 准教授・博士(工学)

^{*2} 元東京工業大学大学院 大学院生・修士(工学)

^{*3} 東京鉄鋼

^{*4} 堀江建築工学研究所 博士(工学)

^{*5} 堀江建築工学研究所

^{*6} 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

Assoc. Prof., FIRST, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

Tokyo Tekko

Horie Engineering and Architectural Research Institute, Dr.Eng.

Horie Engineering and Architectural Research Institute

Prof., The University of Tokyo, Dr.Eng.

など、適用方法が不明確な点が散見される。

本論文では、CFTを含めた角形鋼管を柱に用いたSRC構造の接合部パネルを対象とし、そのせん断耐力を構造実験により把握する。また、現行の構造種別ごとの学会規準・指針^{4)~6)}におけるせん断耐力の評価式を整理し、その適用方法を検討する。なお、本論文では文献6)の表記に倣い、角形鋼管内に充填Cを含む場合を“充填被覆型”，充填Cを含まない場合を“被覆型”と呼ぶ。

2. 接合部パネルのせん断耐力の評価式

2.1 既往の評価式

ここではまず、学会規準・指針^{4)~6)}を参照し、角形鋼管柱(純鉄骨)、CFT柱、および両者を含むSRC柱の接合部パネルのせん断耐力の評価式を整理する。各接合部パネルに作用する応力と部材寸法をFig.2~Fig.4に示す。以後に示す式中の記号については、相互関係を明確にするため、Fig.2~Fig.4に従うとともに、いくつかの記号については整理して書き換えている。

【角形鋼管柱(純鉄骨)】

角形鋼管柱を用いた純鉄骨の接合部パネル(Fig.2)の耐力は、本会「鋼構造接合部設計指針」⁴⁾(以後、S指針)にて提示されている。接合部パネルが梁の上下フランジレベルで通しダイアフラム等によって適切に補剛されていることを前提とし、角形鋼管柱を用いた接合部パネルの降伏耐力 M_y と全塑性耐力 M_p は、それぞれ接合部パネルモーメントとして次式にて与えられている。

$$(\text{降伏}) \quad {}_pM_y = \frac{8}{9} \cdot V_e \cdot \sqrt{1-n^2} \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad \dots (1.1)$$

$$(\text{全塑性}) \quad {}_pM_p = \alpha_n \cdot V_e \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad \dots (1.2)$$

ここで、 V_e : 接合部パネルの有効体積 ($=2 \cdot {}_s d_c \cdot {}_s d_b \cdot t_p$)

n : 接合部パネルの軸力比 ($=N / {}_s N_y$)

F_y : 接合部パネル材の降伏強度

α_n : 軸力による低減係数 ($=2 \cdot \sqrt{n \cdot (1-n)}$)

(ただし、 $n \leq 0.5$ の場合 $\alpha_n = 1$)

また、接合部パネルモーメントは、次式によって算定する。

$${}_pM = {}_b M_R + {}_b M_L - ({}_c Q_U + {}_c Q_L) \cdot \frac{{}_s d_b}{2} \quad \dots (1.3)$$

【コンクリート充填角形鋼管柱】

充填Cを含む角形鋼管柱、すなわちCFT柱の接合部パネル(Fig.3)の耐力は、本会「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針」⁵⁾(以後、CFT指針)にて提示されている。接合部のせん断耐力は、鋼管とコンクリート部分の復元力特性モデルを累加し、それらを簡略化した検討結果¹³⁾に基づき、接合部パネルのせん断力として次式にて与えられている。

$$(\text{降伏}) \quad {}_p Q_y = {}_p \beta \cdot {}_{pc} Q_u + V_e \cdot \sqrt{1-n^2} \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad \dots (2.1)$$

$$(\text{終局}) \quad {}_p Q_u = {}_{pc} Q_u + V_e \cdot \sqrt{1-n^2} \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad \dots (2.2)$$

ここで、 ${}_p \beta$: 鋼管降伏時のコンクリート負担耐力の比率

$${}_p \beta = 0.228 \cdot \frac{{}_s d_b}{{}_c D_c} + 0.520 \cdot \frac{N}{{}_s N_y + {}_c N_y} + 0.295$$

${}_{pc} Q_u$: コンクリート終局耐力

Fig. 2 Panel zone (SHS column)

Fig. 3 Panel zone (CFT column)

Fig. 4 Beam-to-column joint (SRC column)

Table 1 Effective volume of SRC joint

	V	V_e	β
column: SRC (CFT) beam: SRC	$r_c B_c \cdot r_{cm} d_b \cdot r_{cm} d_c$	$\frac{r_c B_c + r_c B_b}{2} \cdot r_{cm} d_b \cdot r_{cm} d_c$	$\frac{n}{2} \cdot \frac{{}_s A}{r_c B_c \cdot r_{cm} d_c}$
column: SRC (SHS) beam: SRC	$(r_c B_c - s B_c) \cdot r_{cm} d_b \cdot r_{cm} d_c$	$\frac{r_c B_c + r_c B_b - s B_c}{2} \cdot r_{cm} d_b \cdot r_{cm} d_c$	$\frac{n}{2} \cdot \frac{{}_s A}{(r_c B_c - s B_c) \cdot r_{cm} d_c}$

$${}_{pc} Q_u = \left(\frac{{}_c D_c}{2} \cdot \tan \theta_s + 4 \cdot \sqrt{\frac{{}_f m_s}{{}_c D_c \cdot {}_c \sigma_B}} \cdot \sin \theta_s \right) \cdot {}_c B_c \cdot {}_c F_C$$

${}_f m_s$: 鋼管のフランジの全塑性モーメント

$${}_f m_s = \frac{{}_s B_c \cdot {}_s t_p^2}{4} \cdot {}_s F_y$$

θ_s : 角形断面コンクリート部分のアーチ機構角度

$$\theta_s = \tan^{-1} \left\{ \sqrt{1 + \left(\frac{{}_s d_b}{{}_c D_c} \right)^2} - \frac{{}_s d_b}{{}_c D_c} \right\}$$

${}_c F_C$: 充填コンクリートの設計基準強度(圧縮強度)

接合部パネルに作用するせん断力 ${}_p Q$ は、次式によって算定する。これは(1.3)式の両辺を ${}_s d_b$ で除した式であるため、せん断耐力式((2.1)式、(2.2)式)を接合部パネルモーメントに変換するには、両辺に ${}_s d_b$ を乗じればよい。

$${}_p Q = \frac{{}_b M_R + {}_b M_L - {}_c Q_U + {}_c Q_L}{{}_s d_b} \quad \dots (2.3)$$

Fig. 5 Effective volume of SRC beam-to-column joint

【被覆型・充填被覆型の鉄骨鉄筋コンクリート柱】

被覆RCを有する接合部パネルの耐力 (Fig.4) は、本会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」⁶⁾ (以後、SRC規準) にて提示されている。長期荷重時には接合部パネルにひび割れを生じさせないこと、短期荷重時にはせん断破壊を生じさせないことをそれぞれの設計クライテリアとしてせん断耐力 M_A を与えている。また、実験における最大耐力の平均値を与えるように終局せん断耐力 M_U を定めている。これらの耐力は、接合部パネルモーメントとして次式にて与えられている。

$$(長期) \quad {}_J M_A = V \cdot 3 \cdot {}_{rc} f_s \cdot (1 + \beta) \quad \dots (3.1)$$

$$(短期) \quad {}_J M_A = {}_c V_e \cdot (3 \cdot {}_{rc} f_s \cdot {}_J \delta + {}_w p \cdot {}_w f_t) + {}_s V_e \cdot \frac{{}_s F_y}{\sqrt{3}} \quad \dots (3.2)$$

$$(終局) \quad {}_J M_U = {}_c V_e \cdot (3.6 \cdot {}_{rc} f_s \cdot {}_J \delta + {}_w p \cdot {}_w f_t) + {}_s V_e \cdot \frac{1.2 \cdot {}_s F_y}{\sqrt{3}} \quad \dots (3.3)$$

ここで、 ${}_c V$: 柱梁接合部コンクリート部分の体積

${}_{rc} f_s$: 被覆コンクリートの長期許容せん断応力度

$${}_{rc} f_s = \min \left\{ \frac{1}{30} \cdot {}_{rc} F_c, 0.49 + \frac{1}{100} \cdot {}_{rc} F_c \right\}$$

β : 鉄骨ウェブ材の形式と寸法による係数

${}_c V_e$: 接合部パネルのコンクリート部分の有効体積

${}_J \delta$: 拘束係数 (十字形 : 3, ト・T字形 : 2, L字形 : 1)

${}_w p$: 帯筋比 ($= {}_w a / (b \cdot x)$)

${}_w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度

${}_{rc} F_c$: 被覆コンクリートの設計基準強度

${}_w a$: 1組の帯筋の断面積

ただし、前述したように、充填被覆型と被覆型の接合部パネルに関する実験データは僅少であるため、従来のH形鋼柱の研究成果¹²⁾を準用している。具体的には、コンクリート部分の有効体積 ${}_c V_e$ の算出に、充填被覆型ではH形鋼柱と同様に被覆コンクリートの柱幅 ${}_{rc} B_c$ と梁幅 ${}_{rc} B_b$ の平均を用い、被覆型では充填被覆型から鋼管幅 ${}_s B_c$ の半分の差し引いている (Table 1)。また、骨組形状の違いによる拘束係数 ${}_J \delta$ はそのままの値を用いている。一方、外力である接合部パネルモーメントは、次式によって算定することとしている。

$${}_p M = \frac{{}_b M_R + {}_b M_L}{{}_{rcm} d_b} \cdot \frac{H'}{H} \quad \dots (3.4)$$

ここで、 H : 上下階の反曲点間距離 ($\approx$ 階高)

H' : 上下階の反曲点間距離の内法距離 ($= H - {}_{rc} D_b$)

これは柱の曲げモーメント分布を柱梁接合部内の節点をゼロとし、被覆RCの梁せい ${}_{rc} D_b$ と上下主筋間距離 ${}_{rcm} d_b$ の差が小さいとして略算的に柱のせん断力 Q を考慮した接合部パネルモーメントに相

当し、本質的に(1.3)式と変わるものではない。なお、導出過程の詳細についてはSRC規準を参照されたい。

2.2 各要素から構成されるせん断耐力の評価式

角形鋼管、充填C、被覆RCのせん断耐力について、各要素の負担分の和として表される評価式として整理し直す。なお、本論文では鋼部材の全塑性耐力に相当する耐力を考える。

【角形鋼管のせん断耐力】

接合部パネルにおける角形鋼管のせん断耐力は、いずれもS指針の全塑性耐力 ${}_p M_p$ (1.2式) が基準となっている。なお、S指針では短期許容耐力に相当する降伏耐力 ${}_p M_y$ を提示しているが、これは軸力の影響とせん断応力度分布を考慮した部分降伏の状態を想定している。また、S指針の α_n は、CFT指針における軸力比 n の影響を考慮する方法とは異なるが、箱形断面の厳密解である。ただし、 $n \leq 0.5$ では軸力の影響が小さいため、 $\alpha_n = 1.0$ としている。一方、SRC規準では短期許容耐力と終局耐力があり、終局耐力では歪硬化と周辺フランジの曲げを考慮して1.2を乗じている。ここではS指針に基づき、角形鋼管の負担分 ${}_{ps} M_p$ の算出には、次式を用いる。

$${}_{ps} M_p = \alpha_n \cdot {}_s V_e \cdot \frac{{}_s F_y}{\sqrt{3}} \quad \dots (4.1)$$

【充填コンクリートのせん断耐力】

接合部パネルにおける充填Cのせん断耐力は、直接的な表現としてはCFT指針のコンクリート終局耐力 ${}_{pc} Q_u$ と降伏耐力 ${}_p \beta \cdot {}_{pc} Q_u$ が示されている。同解説では、コンクリートの終局耐力は鋼管の全塑性耐力に近いために(2.2)式において歪硬化を考慮していないとしており、終局耐力が部材の全塑性耐力に相当するものであると考えられる。一方、SRC規準では、終局耐力の根拠となった実験¹²⁾におけるコンクリート負担分の最大耐力発揮時の変形は0.01rad程度であることから、CFT指針と同様の理由により、終局耐力((3.3)式)の第1項を考える。ここで(3.3)式では有効体積 ${}_c V_e$ を充填被覆型、被覆型のそれぞれについて提示しているため、両者の差分が充填Cの負担分であると解釈できる。有効体積の考え方をTable1に基づいて示したのがFig.5である。以上のCFT指針、SRC規準の2つの考え方の可能性を残せば、充填Cの負担分 ${}_{ps} M_p$ は次式で表せる。

$${}_{pc} M_p = \left(\frac{{}_c D_c}{2} \cdot \tan \theta_s + 4 \cdot \sqrt{\frac{{}_f m_s}{{}_c D_c \cdot {}_c \sigma_B}} \cdot \sin \theta_s \right) \cdot {}_c B_c \cdot {}_c F_c \cdot {}_c d_b \quad \dots (4.2a)$$

$${}_{pc} M_p = \left(\frac{{}_s B_c}{2} \cdot {}_{rcm} d_b \cdot {}_{rcm} d_c \right) \cdot (3.6 \cdot {}_{rc} f_s \cdot {}_J \delta + {}_w p \cdot {}_w f_t) \quad \dots (4.2b)$$

しかしながら、充填Cの寄与分を充填被覆型と被覆型の差から得た(4.2b)式には、帯筋比 ${}_w p$ の項、すなわち充填Cの有効体積に応じた帯筋の寄与が含まれている。また、充填Cの有効体積には、被覆RCの有効面積 ${}_{rcm} d_b \cdot {}_{rcm} d_c$ が含まれており、被覆RCのないCFT柱

の鉄骨骨組における接合部パネルには適用できない。

ここで鋼管フランジにおける拘束と帯筋の寄与を無視し($m_s=0$, $w_p=0$)、被覆RCがない場合との連続性から $B_c \approx D_c$, $d_{rcm} d_b = s d_b$, $d_{rcm} d_c = c D_c$ とすれば、両式の違いはコンクリート強度に係わる $F_c \cdot \tan \theta_s$ と $3.6 \cdot f_s \cdot j \delta$ だけとなる。コンクリート強度 F_c が20, 25, 30 N/mm²におけるそれぞれの計算値を等価コンクリート強度と称し、 $s d_b / c D_c$ をパラメータとしてFig.6に示す。コンクリート強度の増加に対し、CFT指針の方がSRC規準より強度の上昇が大きいことが分かる。特に鉄骨の耐力評価式の適用範囲である $s d_b / c D_c = 1.0 \sim 1.6^4)$ 、かつコンクリート強度が30 N/mm²ではCFT指針の強度が高く、SRC規準が実験結果を過小評価するという既往の分析結果¹⁴⁾とも対応する。したがって、充填Cの負担分 M_p の算出にはCFT指針に基づく次式を用いることとする。

$$p_c M_p = \left(\frac{c D_c}{2} \cdot \tan \theta_s + 4 \cdot \sqrt{\frac{f_s m_s}{c D_c \cdot c \sigma_B}} \cdot \sin \theta_s \right) \cdot c B_c \cdot c F_c \cdot s d_b \cdots (4.2)$$

【被覆鉄筋コンクリートのせん断耐力】

最後に、接合部パネルにおける被覆RCのせん断耐力は、SRC規準において終局耐力((3.3)式)の第1項として示されている。なお、接合部パネルのコンクリート部分の有効体積 V_e は、被覆RCのみである被覆型の場合を採用する(Fig.5)。したがって、被覆RCの負担分 M_p の算出には次式を用いる。

$$p_{rc} M_p = \left(\frac{rc B_c + rc B_b - s B_c}{2} \cdot rc m d_b \cdot rc m d_c \right) \cdot (3.6 \cdot rc f_s \cdot j \delta + w_p \cdot w f_t) \cdots (4.3)$$

【せん断耐力の評価式】

接合部パネルモーメントの算出において、純鉄骨とSRCとは、梁の曲げモーメント M_R , M_L を算出する柱フェイス位置、および梁断面の応力中心間距離が異なる。したがって、純鉄骨の接合部パネルモーメント((1.3)式)に合わせるならば、SRC断面に係わる項((4.3)式)に幾何学的な関係から定まる係数 ξ を乗じて評価する必要がある。すなわち、外力としての接合部パネルモーメントを(1.3)式によることを前提とし、柱に角形鋼管を用いたSRC構造における接合部パネルの全塑性耐力 M_p を次式にて評価する。

$$p M_p = p_s M_p + p_c M_p + \xi \cdot p_{rc} M_p \cdots (4.4)$$

$$\xi = \frac{L - s D_c \cdot rc m d_b}{L - rc D_c \cdot s d_b} \cdots (4.5)$$

このような形で表せば、充填Cや被覆RC、あるいはその両者が欠ける場合、すなわち純鉄骨の角形鋼管柱やCFT柱の接合部パネルのせん断耐力についても連続的に評価可能である。また、1章で述べたように充填Cと被覆RCのコンクリート強度や骨組形状の違いも反映できるものと考えられる。

3. 十字形部分骨組の繰返し载荷実験

3.1 実験計画

3.1.1 試験体

ここでは、2章にて整理した接合部パネルの耐力評価式を検証するとともに、各要素のせん断耐力への寄与を分析するための構造実験を行う。試験体の概要を、セットアップを兼ねてFig.7に示す。試験体は、階高とスパンの中央を反曲点位置として取り出した十字形骨組である。試験体の柱と梁、および鉄骨断面と被覆RC断面の構

Fig.6 Equivalent concrete strength for CFT component

成などは実建物を参考に決定し、それらを約1/3スケールに縮小している。ただし、後述する地下切替え部を想定した試験体において上層側柱端の先行降伏を回避するため、上層側柱の材長を下層側柱の0.8倍としている。

試験体一覧をTable 2に示す。実験パラメータは、充填Cの有無、被覆RCの有無、および柱主筋の定着長さであり、試験体はこれらのパラメータを組み合わせたNo.1～No.6の6体を用意した。試験体No.1とNo.2は鉄骨骨組、試験体No.3とNo.4はSRC骨組であり、それぞれ充填Cの有無がパラメータとなっている。一方、試験体No.5とNo.6は地下切替え部を想定した骨組であり、充填Cを有する試験体No.4から上層側柱のみを被覆RCのない鉄骨断面としている。この際、接合部パネルにおける柱主筋には機械式定着を用い、その定着長さを梁せいの3/4と1/2に変えている。接合部パネルの詳細をFig.8に示す。接合部パネル内のせん断補強筋は、2分割した鉄筋を鉄骨梁ウェブに設けた丸孔 $\phi 20$ に通し、その後両者を溶接することでロ字形の閉鎖断面を形成している。なお、帯筋比はSRC規準⁹⁾における構造の細則($w_p \geq 0.2\%$)を満足している。

試験体の鉄骨部分は、梁に溶接組立H形鋼: BH300x150x9x12 (SN490B)を、柱に冷間成形角形鋼管: $\square 200 \times 12$ (BCR295)を用い、梁をノンスラップ形式により通しダイアフラム PL19x250 x250 (SN490B)を介して柱に溶接接合している。ただし、接合部パネルは、他の部材より降伏が先行するよう、柱より板厚が薄い断面($\square 200 \times 9$)を用いている。また、ダイアフラムには中央に打設用貫通孔 $\phi 80$ を、四隅に空気抜き用貫通孔 $\phi 10$ を130mm間隔で設けている。一方、被覆RCは、梁に主筋D16 (SD390)を上下に2段配筋した $\square 450 \times 300$ を、柱に主筋D16 (SD390)を四隅に3本ずつ配筋した $\square 360 \times 360$ を用い、それぞれにせん断補強筋を100mm間隔で配筋している。試験体に使用した材料試験結果をTable 3に示す。なお、充填Cと被覆RCには、同一のコンクリートを用いている。また、鋼材の引張試験にはJIS-1A号試験片を用いている。

3.1.2 载荷計画

試験体は、柱の下端部を水平方向に自由なピン・ローラー治具上に固定し、上端部と下端部のそれぞれを両端ピン支持された水平トラス部材に接続する(Fig.7)。したがって、柱の上端部は上下方向に自由なピンローラー支持、下端部はピン支持となっている。実験は、左右の梁自由端部に接続した2台の油圧ジャッキを用いて逆対称の強制変形を与えることで行った。なお、実験中は左右の油圧ジャッキの荷重差によって柱下端部に引張力が作用しないよう、下向きの荷重となる側を僅かに先行するように制御した。

载荷は、後述する層間変形角 R を用いた正負交番漸増変位繰り返

Fig. 7 Detail of specimen and test setup

Fig. 8 Detail of mechanical anchorage

Fig. 9 Measurement plan

Table 2 Specimen list and parameters

Specimen No.	Beam section	Column section			Mechanical anchorage
		Concrete filled	upper	lower	
1	S	No	S	S	—
2	S	Yes	S	S	—
3	SRC	No	SRC	SRC	—
4	SRC	Yes	SRC	SRC	—
5	SRC	Yes	S	SRC	$3/4 r_c D_b$
6	SRC	Yes	S	SRC	$1/2 r_c D_b$

Table 3 Material properties of steel and concrete

member	steel grade	thickness [mm]	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	Y.R. [%]	ϵ_u [%]
column	BCR295	9	424	474	89	24
panel zone	BCR295	12	461	504	91	25
beam flange	SN490B	12	387	520	74	17
beam web	SN490B	9	416	535	78	18
rebar	SD390	D16	499	584	85	—
hoop / stirrup	SD295	D6	454	584	78	—

member	grade	σ_B [N/mm ²]	σ_t [N/mm ²]	E [N/mm ²]
concrete	$F_c=24$	26.8	2.16	24,542

※ σ_y : yield strength, σ_u : ultimate strength, Y.R.: yield ratio, ϵ_u : elongation

σ_B : compressive strength, σ_t : splitting strength, E: Young's modulus

し载荷とし、ジャッキのストローク限界まで行った。制御変形は、層間変形角にて $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $\pm 1/133$, $\pm 1/100$, $\pm 1/66$, $\pm 1/50$ radまでを2サイクルずつ、その後は $\pm 1/33$, $\pm 1/25$, $\pm 1/20$ radを1サイクルずつ繰り返し与えた。

3.1.3 計測計画

実験中は2台の油圧ジャッキに取り付けたロードセルにより荷重 Q_L , Q_R を計測し、十字形骨組における力の釣合いから層せん断力 Q を、また (1.3) 式より接合部パネルモーメント M_p を算出する。荷重はFig.7中の黒塗り矢印を正、白抜き矢印を負とする。

変形については、Fig.9(a)に示すゲージホルダーに変位計を設置して計測した。ゲージホルダーは柱の上端部にピン支持、下端部に上下方向に自由なピンローラー支持にて取り付けられている。ゲージホルダーから梁自由端位置における鉛直変形を計測し、左右の変形差をスパン L で除した値を層間変形角 R とする (Fig.9(a))。層間変形角は、荷重と対応するように正負を定めている。

その他、鉄骨断面や鉄筋に至るゲージを貼付して歪を計測した (Fig.9(b))。柱と梁には、被覆RC断面のフェイス位置から40mm離れた位置を危険断面とし、鉄骨断面フランジと主筋に至るゲージを貼付している。また、接合部パネルには鉄骨断面の中央と被覆RCの帯筋に至るゲージを貼付している。

3.2 実験結果と考察

3.2.1 履歴挙動と損傷状況

まず、実験より得られた全体挙動として、層せん断力 Q —層間変

Fig.10 Hysteresis curves for all specimens

形角 R 関係をFig.10に示す。図は、左列から鉄骨骨組、SRC骨組、地下切替え部骨組の結果を示し、上下の差は左2列では充填Cの有無を、右端の列では主筋の定着長さの違いを表している。図中には、鉄骨断面や鉄筋に貼付した歪ゲージが、材料試験結果における降伏歪に初めて到達した時点をマーカーで示している。ただし、接合部パネルの鉄骨断面中央に貼付した3軸歪ゲージに関しては、せん断歪が0.35%オフセット耐力相当値に到達した時点を示している。また、実験より得られた層間変形角 $\pm 1/400\text{rad}$ 載荷時の割線剛性、および最大耐力をTable4にまとめる。なお、いずれの試験体も設計通りに接合部パネルに破壊が集中し、層間変形角 $\pm 1/133\text{rad}$ 載荷時に降から接合部パネルの変形の層間変形角に占める割合が増加し、最終的に層間変形角の75%程度以上を占めている(付録1)。

【鉄骨骨組】

純鉄骨骨組である試験体No.1 (Fig.10(a)) は、接合部パネルのみがせん断降伏し、安定した紡錘形の履歴曲線を呈している。一方、柱に充填Cを有する鉄骨骨組の試験体No.2 (Fig.10(b)) は、まず接合部パネルがせん断降伏し、それに続いて鉄骨梁・柱のフランジに部分的な降伏が生じている。履歴曲線では同一変形でも繰り返しの耐力が初期サイクルを下回り、コンクリートの損傷によるものと推察されるスリップ挙動が生じている。また、試験体No.1とNo.2の違いは充填Cの有無であり、両者の最大耐力の差、すなわち充填Cの負担耐力は正負ともに約68kNである。

【SRC骨組】

被覆型のSRC骨組である試験体No.3 (Fig.10(c)) は、接合部パネルの鉄骨断面と帯筋がほぼ同時に降伏し、次いで鉄骨梁フランジ、被覆RCの柱・梁の主筋の降伏が生じている。また、履歴曲線はコンクリートの損傷に伴うスリップ挙動が顕著となり、いわゆる逆S字形の履歴曲線を呈している。柱に充填Cを有する充填被覆型の試験体No.4 (Fig.10(d)) は、接合部パネルの帯筋が先行降伏し、

Table 4 Summary of test results

Specimen No.	initial stiffness [$\times 10^3$ kN/rad.]	maximum strength [kN]	
		positive	negative
1	19.1	237	-240
2	20.1	305	-308
3	35.3	399	-381
4	39.1	474	-449
5	35.4	413	-405
6	36.2	414	-403

次いで被覆RCの柱主筋、接合部パネルの鉄骨断面、鉄骨梁フランジが順次降伏している。充填Cの存在によって試験体No.3より剛性と耐力が高くなっているが、履歴曲線の様相はほぼ同様である。試験体No.3とNo.4の最大耐力の差として充填Cの負担耐力を求めると、正側75kN、負側68kNであり、前述した鉄骨骨組から得られた充填Cの負担耐力とほぼ一致する。一方、試験体No.1とNo.3、および試験体No.2とNo.4の違いは被覆RCの有無であり、最大耐力の差は被覆RCの負担耐力となる。前者の差は正側162kN、負側141kN、後者の差は正側169kN、負側141kNであり、両者はほぼ一致し、被覆RCの負担耐力が明瞭に表れている。

【地下切替え部骨組】

地下切替え部骨組を想定した試験体No.5, No.6 (Fig.10(e), (f)) は、いずれも接合部パネルの鉄骨断面と帯筋、および鉄骨梁フランジがほぼ同時に降伏し、両者の履歴曲線もほぼ一致している。したがって、T字形の被覆RCにて接合部パネルが破壊する場合には、接合部パネル内における柱主筋の定着長さの違い($3/4_c D_b$ vs $1/2_c D_b$)による影響は小さいと言える。一方、試験体No.2との最大耐力の違いから被覆RCの負担耐力を算出すると、試験体No.5では正側108kN、負側97kN、試験体No.6では正側109kN、負側95kNであ

Fig. 11 Crack pattern at story drift ratio of -1/50rad and the maximum width on beam-to-column joint

Table 5 Calculation process of crack strength

component	ϵF_c	$w f_t$	$\epsilon_c B_c$	$\epsilon_{cm} d_b$	$\epsilon_{cm} d_c$	$\epsilon_s B_c$	$\epsilon_s A$	ϵV	$\epsilon_c f_s$	β	$J M_A$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[N/mm ²]	[-]	[kN-m]
SHS column	26.8	499	360	290	247	200	6,084	25,752,000	0.76	0.514	89
CFT column	26.8	499	360	290	247	200	6,084	11,445,333	0.76	1.156	56

る。被覆RCが十字形からT字形になることで、被覆RCの負担耐力はおおよそ2/3となっており、(4.3)式中の拘束係数 δ の違いと良く対応している。

3.2.2 被覆コンクリートのひび割れ状況

次いで、充填被覆型のSRC骨組である試験体No.4、地下切替え部骨組である試験体No.5、No.6について、被覆RC表面のひび割れ状況について考察する。なお、試験体No.3は充填Cの有無のみが異なる試験体No.4と同様であったため、結果の掲載を省略している。被覆RC表面の層間変形角-1/50rad載荷ピーク時におけるひび割れ図と接合部パネルにおける最大ひび割れ幅の推移をFig.11に示す。ひび割れの観察は、各制御振幅の1サイクル目の正負ピーク時と除荷時に行い、ひび割れ幅はクラックスケールにより計測した。図中のひび割れは大きさに応じて3段階に太さを変えて示し、正側載荷時に発生して1mm未満にまで閉じたひび割れは破線にて示している。最大ひび割れ幅の推移は、接合部パネル中央の2本の帯筋を通過したひび割れのうち、それぞれの計測時における最大幅を層間変形角との関係として示している。

いずれの試験体も層間変形角 $\pm 1/400$ rad時には接合部パネルに斜めひび割れが確認され、変形の増加に伴って斜めひび割れが増えるとともにその幅も大きくなった。SRC骨組である試験体No.3 (Fig.11(a)) では、接合部パネルの対角を結ぶひび割れ、およびそれと同程度の傾きを有する斜めひび割れが多数発生している。これ

Fig. 12 Crack strength of surface on RC encasement

に対して、地下切替え部骨組である試験体No.5とNo.6 (Fig.11(b), (c)) では、柱の曲げ引張側となる主筋の定着金物 (図中の左側) と曲げ圧縮側を結ぶような斜めひび割れが発生しており、定着部のコーン状破壊の様相を呈している。柱主筋の定着長が短い試験体No.6 (Fig.11(c)) では、これに加えて柱の曲げ圧縮側となる主筋の定着金物に向かう斜めひび割れも発生し、その幅がもっとも大きくなっている。また、これら地下切替え部骨組における定着金物周辺を通過する斜めひび割れは、そのままの梁の材軸方向に沿うようにRC梁にまで進展している。

一方、最大ひび割れ幅の推移をみると、被覆RCの形状や柱主筋の定着長さの違いによらず、いずれの試験体もほぼ同様の傾向を示しており、接合部パネルの鉄骨断面と帯筋に降伏が確認された層間変形角 $1/100$ rad以降からひび割れ幅の急増が見られる。ひび割れ幅

Fig. 13 Hysteresis curves for each component and calculations

は、層間変形角1/100radまではピーク時に0.75mm程度以下に留まり、除荷時の残留ひび割れ幅は0.2mm程度にまで閉じている。さらに大きな変形時の残留ひび割れ幅は、層間変形角1/133radでは0.5～0.75mm程度、1/50radでは1.0mm超となっている。したがって、残留ひび割れ幅を基準として、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」¹⁵⁾の柱や梁の損傷制御を参考に性能を評価すれば、接合部パネルの被覆RCは層間変形角±1/100radの荷重レベルまでは損傷制御が可能であったと言える。

3.2.3 ひび割れ耐力の検討

SRC規準⁶⁾における長期耐力（(3.1)式）に相当するひび割れ発生荷重との対応について考察を行う。接合部パネル内の被覆RC表面における初期ひび割れ発生時、および斜めひび割れが確認されていない層間変形角±1/1000rad時の接合部パネルモーメント pM_{crack} を、長期耐力の計算値と比較して試験体毎にFig.12に示す。また、計算過程をTable 5にまとめている。なお、試験体No.3の初期ひび割れの発生荷重は、実験中に把握できていない。

初期ひび割れの発生荷重（●，○）は、SRC骨組（No.4）に比べて地下切替部骨組（No.5，No.6）の方が若干低いが、いずれも計算値に比べてやや小さい。これは、接合部パネルにおける初期ひび割れが隅角部から水平方向に伸びる、柱の曲げひび割れに類するものであったためであると考えられる。一方、斜めひび割れが確認されていない層間変形角±1/1000rad時の荷重（●，○）は、いずれの試験体も同程度であり、また充填Cを含まない充填被覆型の計算値とよく対応する。したがって、RC柱や梁と同様に残留ひび割れ幅に基づいて中小地震時の損傷制御を検討する¹⁵⁾上では、(3.1)式は十分に安全側の評価を与えると考えられる。なお、SRC規準における充填被覆型の長期耐力は、有効体積に角形鋼管と充填Cの体積

Fig. 14 Strength of each component at yield shear strain

を含めて評価している⁶⁾が、SRC骨組の層間変形角±1/400rad時におけるひび割れ幅に充填Cの有無による違いは見られなかったことから、充填被覆型の長期耐力は実験値をやや過大評価している可能性が高い。この点に関しては、今後、接合部パネルの被覆RCにおけるひび割れ発生や損傷制御に関する知見の蓄積が望まれる。

3.2.4 各要素の負担耐力

【各要素の負担耐力の抽出方法】

ここでは、各要素の負担耐力を抽出し、2.2節にて整理したそれぞれの耐力評価式との比較を行う。まず、各要素の負担耐力の抽出方法について述べる。すべての試験体において基本となる純鉄骨骨組の試験体No.1の履歴曲線（Fig.10(a)）は、ノーマルパイリニア型の様相を呈しており、新たな変形領域に到達した履歴曲線を繋ぎ合わせた包絡曲線と、新たな荷重領域に到達した履歴曲線を繋ぎ合わせた骨格曲線はほぼ一致する。これは、縦軸をパネルモーメント pM 、横軸を接合部パネルの鉄骨断面におけるせん断歪に置き換えた履歴曲線においても同様である。また、充填Cを含む鉄骨骨組であ

る試験体No.2においてもほぼ同様である。したがって、被覆RCを含むSRC骨組や地下切替え部骨組においても、接合部パネルの鉄骨断面に貼付した歪ゲージよりせん断歪が得られれば、接合部パネルの鉄骨断面や充填Cを含む鉄骨断面が負担する耐力を、試験体No.1とNo.2の実験結果から推定できると考えられる。

本論文では、接合部パネルの鉄骨断面や充填Cを含む鉄骨断面の負担耐力を歪ゲージの計測値から推定し、試験体No.2～No.6の包絡曲線から差し引くことで充填Cや被覆RCの負担耐力を得る。これは、歪ゲージの計測値を用いた点を除けば、文献12)における負担耐力の分析方法と同様である。

【各要素の包絡曲線】

各要素の包絡曲線を、(4.1)式～(4.3)式の耐力評価における計算過程を含めてFig.13に示す。包絡曲線の縦軸は前述の方法により求めた各要素の負担耐力を(1.3)式によって接合部パネルモーメントに換算した値であり、横軸は層間変形角である。図は鉄骨断面を含めた各要素の負担耐力を抽出した結果を要素毎に示し、正側を実線、負側を破線にて表している。また、図中には接合部パネルの鉄骨断面に貼付した歪ゲージより得られるせん断歪が0.35%オフセット耐力相当値($=0.0035 + \tau_y/G$)に到達した時点をマーカーで示している。これは、一般に角形鋼管柱を用いた純鉄骨の接合部パネルの全塑性耐力を、ラウンドハウス型の応力度－歪度関係における0.2%オフセット耐力と対応させて0.35%($\approx 0.2\% \times \sqrt{3}$)オフセット耐力を用いて評価している⁴⁾ことによる。

まず試験体No.1の結果である鉄骨断面の負担耐力 (Fig.13(a)) をみると、計算値と実験における0.35%オフセット耐力は非常に良く対応しており、実験/計算は1.07程度である。また、0.35%オフセット耐力の到達以後も歪硬化による耐力上昇が確認できる。次いで、実験結果の差分として得た充填Cの負担耐力 (Fig.13(b)) をみると、鉄骨骨組同士の差 (No.2～No.1) から得た充填Cの包絡曲線の方がSRC骨組同士の差 (No.4～No.2) より初期の剛性が低いものの、最大耐力や塑性域での履歴曲線はほぼ一致している。また、被覆RCの負担耐力 (Fig.13(c1), (c2)) では、それぞれに試験体の組合せと荷重方向の違いから4種類の包絡曲線を含んでいるが、包絡曲線はほぼ一致している。したがって、本論文における各要素の負担耐力の抽出方法は、妥当であると言える。

【耐力評価式との比較】

充填Cや被覆RCの包絡曲線 (Fig.13(b)～(c2)) をみると、層間変形角0.01～0.015rad程度で最大耐力を迎え、それ以降は繰り返し変形に伴うスリップ挙動の影響がみられるとともに、各ピーク振幅時の耐力が徐々に低下している。また、鉄骨断面の0.35%オフセット耐力は、充填Cや被覆RCの最大耐力近傍である層間変形角0.01～0.015radにプロットされており、計算値は包絡曲線の非線形化が顕著となる耐力と概ね対応している。一方、本実験の全体挙動 (Fig.10) では、コンクリートの負担耐力の低下と鉄骨断面の歪硬化による耐力上昇とが相殺し、各ピーク振幅時の耐力はほぼ一定値を維持していた。したがって、本論文では鉄骨断面が0.35%オフセット耐力に到達した時点を全塑性耐力の実験値と定義する。

各要素の負担耐力の実験値と計算値の比較を試験体の組合せ毎にFig.14に示す。鉄骨骨組の差から得た充填Cの負側耐力のみが計算値を下回るが、それ以外は実験値が計算値を上回っており、安全側

の評価を与えている。具体的な実験/計算の比は、充填Cでは0.85～1.75、十字形の被覆RCでは1.14～1.39、T字形の被覆RCでは1.08～1.20であった。

4. まとめ

本論文では、充填Cの有無を含めて角形鋼管を柱に用いたSRC構造の接合部パネルを対象とし、そのせん断耐力を把握するとともに、現行の学会規準・指針^{4)～6)}における耐力評価式の適用性を検討した。以下に得られた結果をまとめる。

- [1] SRC構造の接合部パネルを、角形鋼管、充填C、被覆RCの3要素に分け、構造種別ごとの学会規準・指針^{4)～6)}におけるせん断耐力の評価式から構成される、本文(4.4)式の形で整理した。
- [2] 充填Cと被覆RCの有無をパラメータとした十字形骨組の荷重実験により、充填Cや被覆RCの存在による剛性と耐力の上昇が確認でき、また繰り返し変形に対してはスリップ挙動が顕著な逆S字形の履歴曲線となることが確認できた。
- [3] 地下切替え部を想定したT字形の被覆RCにて接合部パネルが破壊する場合、接合部パネル内における柱主筋の定着長さの違いが剛性、耐力、および履歴曲線に及ぼす影響は小さかった。
- [4] SRC規準においてひび割れを発生させないことをクライテリアとして設定された被覆型の長期耐力は、少なくとも接合部パネルに斜めひび割れの発生が確認されていない層間変形角 $\pm 1/1000$ rad時の荷重と概ね対応した。ただし、SRC規準の長期耐力の考え方とは異なり、充填Cの有無による差は小さかった。
- [5] 層間変形角 $\pm 1/100$ rad時の荷重レベルでは、接合部パネルにおける残留ひび割れ幅は0.2mm程度に収まっており、中小地震時の損傷制御が可能であったと言える。
- [6] 複数の履歴曲線の差より各要素の負担耐力を抽出し、鉄骨断面の0.35%オフセット耐力に準じて実験値を評価した。各要素の耐力評価式による計算値は、大部分の実験値を安全側に評価できる結果が得られた。

本論文では無軸力下の条件にて実験を行った。(4.4)式を構成する各項に及ぼす作用軸力の影響は、それぞれについて多数の検討が行われている。また、鉄骨断面の軸力比が0.5以下であれば、(4.4)式において作用軸力の影響を含むのは充填Cの項のみであり、全体に対する負担割合の大きさからその影響は小さいと考えられる。

謝辞

本研究の一部は、JST産学共創プラットフォーム共同研究推進プログラムによる成果です。また、実験計画や実施に際しては、東京工業大学 科学技術創成研究院 石田孝徳助教、巽 信彦助教に協力いただきました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) Naka, T. et al.: Tekkotsu tekkin konkurito kouzou ni kansuru jikkenteki kenkyu (Experimental study on steel reinforcement concrete structures (experiment of beam-to-column connections)), Transactions of the Architectural Institute of Japan, No. 69, pp. 613-616, 1961. 10(in Japanese)
仲 威雄, 斎藤 光, 吉本昌一, 阿部静雄, 渡延 甫, 梅沢 保, 小川三郎, 尾崎

- 昌凡: 鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する実験的研究 (柱, はり接合部の実験), 日本建築学会論文報告集, 第 69 号, pp. 613-616, 1961. 10
- 2) Naka, T. et al.: Suiheikajyu wo ukeru koukoushou hashira, hari, oyobi sono setsugoubu kyodou ni tsuite (Structural behavior of steel column, beam, and its connection (part 1)), Transactions of the Architectural Institute of Japan, No. 101, pp. 31-38, 1964. 8(in Japanese)
- 仲 威雄, 加藤 勉, 湯浅 丹, 田中淳夫, 佐々木哲也: 水平荷重を受ける鋼構造柱, はり, およびその接合部の挙動について (報告・その 1), 日本建築学会論文報告集, 第 101 号, pp. 31-38, 1964. 8
- 3) Umemura, H. et al.: Tekkin konkurito kouzou no seinou koujiyouka ni kansuru kenkyu (Performance improvement of RC structures (cyclic loading test of beam-to-column connections)), Transactions of the Architectural Institute of Japan, No. 89, pp. 162-163, 1963. 9(in Japanese)
- 梅村 魁, 池田昭男: 鉄筋コンクリート構造の性能向上化に関する研究 (梁・柱接合部の繰返し破壊実験), 日本建築学会論文報告集, 第 89 号, pp. 162-163, 1963. 9
- 4) Architectural Institute of Japan: Recommendations for Design of Connections in Steel Structures, pp.225-258, 2012. 3(in Japanese)
- 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, pp. 225-258, 2012. 3
- 5) Architectural Institute of Japan: Recommendations for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures, pp. 63-108, 2008. 10(in Japanese)
- 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, pp. 63-108, 2008. 10
- 6) Architectural Institute of Japan: AIJ Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures -Allowable Stress Design Horizontal Load - Carrying Capacity -, pp. 279-297, 2014. 1(in Japanese)
- 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—許容応力度設計と保有水平耐力—, pp. 279-297, 2014. 1
- 7) Ji, X., Kang H., Chen, X., Qian, J.: Seismic behavior and strength capacity of steel tube-reinforced concrete composite column, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 43, Issue 4, pp. 487-505, 2014. 4
- 8) Han, L., Liao, F., Tao, Z., Hong, Z.: Performance of concrete filled steel tube reinforced columns subjected to cyclic bending, Journal of Constructional Steel Research, Volume 65, Issues 8-9, pp. 1607-1616, 2009. 8-9
- 9) Liao, F., Han, L., Tao, Z.: Behavior of composite joints with concrete encased CFST columns under cyclic loading: Experiments, Engineering Structures, Volume 59, pp. 745-764, 2014. 2
- 10) Morita, K. et al.: Experimental study on the structure of rectangular hollow steel column encased with reinforced concrete and steel beam, Journal of Structural Engineering, Vol. 34B, pp. 237-248, 1988. 3(in Japanese)
- 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. 237-248, 1988. 3
- 11) Wakabayashi, M. et al.: Kokan konkurito kouzou hashira hari setsugoubu no sendan hakai ni kansuru jikkentekikenkyu (Experimental study on beam-to-column connections with circular steel tube column), Summaries of Technical Papers of Annual

Meeting Architectural Institute of Japan, Structure, pp. 1663-1664, 1979. 7(in Japanese)

若林 實, 南 宏一, 西村泰志: 鋼管コンクリート構造柱はり接合部のせん断破壊に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 1663-1664, 1979. 7

- 12) Nishimura, Y. et al.: Shear strength of composite steel and reinforced concrete beam-to-column connections, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 365, pp. 87-98, 1986. 7(in Japanese)
- 西村泰志, 南 宏一, 若林 實: 鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 365 号, pp. 87-98, 1986. 7
- 13) Fukumoto, T.: Elasto plastic behavior of panel zone of steel beam to concrete-filled square steel tubular column connection, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 550, pp. 183-190, 2001. 12(in Japanese)
- 福元敏之: コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部パネルの弾塑性性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 550 号, pp. 183-190, 2001. 12
- 14) Fukumoto, T. et al.: Connection between high-strength concrete-filled square tubular steel column and steel beam, reinforced with internal diaphragm, - Elasto-plastic behavior of the connection and subassembly frame-, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 507, pp. 171-178, 1998. 5(in Japanese)
- 福元敏之, 澤本佳和, 森田耕次: 高強度材料を用いたコンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨はりの内部補強形式仕口の研究, 一仕口パネル・部分骨組の弾塑性性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 507 号, pp. 171-178, 1998. 5
- 15) Architectural Institute of Japan: AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures revised 2010, pp. 164-165, 2010. 2(in Japanese)
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, pp. 164-165, 2010. 2

付録 1 層間変形角に対する接合部パネルの変形割合

実験中は, 接合部パネルの鉄骨断面中央に貼付した 3 軸歪ゲージの計測値よりせん断歪 γ が得られる。また, 同様に鉄骨断面や被覆 RC の接合部パネルの隅角部にターゲットを設け, その鉛直・水平変位を計測すれば, 幾何学的な関係からせん断歪を算出することができる。これらのせん断歪 γ を層間変形角 R に対する割合 $\rho\gamma/R$ [%] として表し, 実験のピーク振幅時との関係を Fig.A1 に示す。図は左から鉄骨骨組, SRC 骨組, 地下切替え部骨組の結果である。なお, SRC 骨組, 地下切替え部骨組では, 被覆 RC にインサートを挿入して変位計のターゲットを設けたため, 層間変形角 $1/100\text{rad}$ 前後からはひび割れの影響を受けていると考えられる。

鉄骨骨組 (Fig.A1(a)) では, 層間変形角 $1/100\text{rad}$ 以降では変位計による結果が歪ゲージによる結果より小さめとなっているが, それ以外の試験体では層間変形角 $1/50\text{rad}$ 程度までほぼ一致している。接合部パネルの変形割合は, 初期は 30~40% 程度をほぼ維持し, 層間変形角 $\pm 1/133\text{rad}$ 以降から増加し, 最終的に層間変形角の 75% 程度以上となっている。したがって, 実験データからも接合部パネルに破壊が集中していることが確認できる。

Fig. A1 The proportion of panel deformation to story drift angle

SHEAR STRENGTH OF SRC BEAM-TO-COLUMN JOINTS WITH CONCRETE FILLED SQUARE TUBULAR COLUMN

*Shoichi KISHIKI^{*1}, Yuta KIBISHI^{*2}, Tomohiro ADACHI^{*3},
Joji SAKUTA^{*4}, Toshihiko KIYOHARA^{*5} and Satoshi YAMADA^{*6}*

^{*1} Assoc. Prof., FIRST, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*2} Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

^{*3} Tokyo Tekko

^{*4} Horie Engineering and Architectural Research Institute, Dr.Eng.

^{*5} Horie Engineering and Architectural Research Institute

^{*6} Prof., The University of Tokyo, Dr.Eng.

Concrete filled tubes (CFT) are commonly used for high-rise buildings and encased in reinforced concrete (RC) at the basement floor in Japan. Recently, CFT with RC encasement tends to be used for structural columns of high-rise buildings in China as well. However, for example, when T-shaped RC encasements are covering steel frames at the joints from the ground to the basement floor, the structural behavior of the beam-to-column joints is too complicated; thus it is difficult to evaluate the shear strength under seismic forces. In other words, it can be said that evaluating the shear strength of the beam-to-column joints is currently unclear because of a lack of experimental investigations. Therefore, a systematic experimental study to investigate the application of the previous evaluation method for shear strength of steel beam-to-CFT column joints with RC encasement is addressed in this paper.

First of all, the previous evaluation methods in AIJ standard for structural calculation of SRC structures and in AIJ recommendations for design of Steel and CFT structures were summarized. Based on these investigations, the evaluation method composed of each component is rearranged. And then, a cyclic loading test of beam-to-column joints was conducted to verify the application of this evaluation method. The test specimen is beam and column subassemblies designed to realize weak beam-to-column joints. Three pairs of specimens were tested. The first two pairs consisted of a rectangular hollow section and that with filled concrete. The third pair has T shaped RC encasements to represent the joint from the ground to the basement floor and consisted of different length of mechanical anchorage for column longitudinal reinforcements at the beam-to-column joint.

The test results can be summarized as follows: (1) an increment of stiffness and strength by the presence of concrete infilled and RC encasement were observed in experiment; (2) the influence of different mechanical anchorage length on overall behavior of beam-to-column joint from the ground to the basement floor was few, but the strength was reduced to 2/3 of that of the SRC frame; (3) at the load level of 1/100 rad of story drift ratio, the residual crack on surface of the beam-to-column joint was roughly 0.2 mm which is small enough to realize damage prevention under earthquakes; (4) the experiment results indicate that the evaluation method enables to predict plastic strengths of each component.

(2020 年 3 月 9 日原稿受理, 2020 年 5 月 8 日採用決定)