柱 RC・梁 S とする梁貫通形式内部柱梁接合部の耐力評価に関する研究 PREDICTIONS ON STRENGTH OF INTERIOR STEEL BEAM - REINFORCED CONCRETE COLUMN JOINT

西村 泰志*, 堀江 耕平**
Yasushi NISHIMURA and Kouhei HORIE

Based on stress transferring mechanism and resistance mechanism, the bearing and shear strength formulae of through beam type beam - column joint for RCS system were proposed. It was assumed that S beam - RC column joint was composed of inner and outer panel, and the ultimate strength of beam - column joint was obtained by superposition of the ultimate strength of both panels. In the inner panel, bearing failure was caused by prying action and shear failure was the compression failure of concrete struts surrounded by the flanges and face bearing plates. On the other hand, outer panel was considered to be resisted by arch and truss mechanism. These proposed formulae were shown to be in good agreement with the previous test results. Based on these formulae, design formulae to estimate the strength of the joints were proposed.

Keywords : S beam - RC column joints, through beam type, stress transferring mechanism, resistance mechanism, bearing strength formula, shear strength formula

RCS 柱梁接合部, 梁貫通形式, 応力伝達機構, 抵抗機構, 支圧耐力式, セン断耐力式

1. 序

柱は鉄筋コンクリート（以下、RCと呼ぶ）造、梁は鉄骨（以下、Sと呼ぶ）造で構成された柱RC梁S混合構造の柱梁接合部に関して多種多様なディテールが提案され実用化されている¹⁾。しかしながら、応力伝達機構および抵抗機構に立脚した柱梁接合部の合理的な耐力設計式は未だ確立されていない。

本研究は、図 1 に示すように、S梁がRC柱を貫通する梁貫通形式柱梁接合部で、S部分には支圧板のみ設けられており、RC部分にはせん断補強筋のみ配置されている最も単純な接合部形式を対象として、簡便な耐力設計式を提案し、その妥当性を既往の実験結果を用いて検証するものである。なお、この提案式は著者らが既に提案しているS部材からRC部材への応力伝達機構および抵抗機構^{2,3)}に、著者らの最近の研究成果^{4,5)}を踏まえて構築されたものである。

2. 応力伝達機構および抵抗機構に基づく耐力評価法

著者らが既に提案している耐力評価法では、柱梁接合部は、図 1 に示すように、鉄骨フランジ幅内の内部パネルと外側の外部パネルによって構成されるものと考え、柱梁接合部の終局耐力は、内部パネルと外部パネルのそれぞれの終局耐力を累加することで評価できるものとしている。

柱梁接合部は、支圧破壊とせん断破壊の 2 つの破壊形式がある。ここでは、表 1 に示すように、内部パネルが支圧破壊し外部パネルがせん断破壊する破壊形式を柱梁接合部の支圧破壊、一方、内部パネルがせん断破壊し外部パネルがせん断破壊する破壊形式を柱梁接合部のせん断破壊と定義している。

以下、応力伝達機構および抵抗機構に基づく支圧耐力およびせん断耐力評価法について述べる。

図 1 対象とする接合部ディテール

表 1 柱梁接合部の破壊形式の定義

接合部の破壊形式	内部パネル	外部パネル
支圧破壊	支圧破壊	せん断破壊
せん断破壊	せん断破壊	せん断破壊

* 大阪工業大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

** 大阪工業大学大学院工学研究科建築学専攻

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Osaka Institute of Technology, Dr. Eng. Graduate School, Osaka Institute of Technology

図2 抵抗機構

1) 内部パネルの支圧耐力

内部パネルの支圧耐力は、図2 (a) に示すモデルによって評価する。柱梁接合部に埋め込まれた鉄骨梁部材を剛と仮定し、てこ機構による鉄骨フランジ上下面に作用するコンクリートの応力塊を矩形と考え、その大きさを $\lambda \cdot F_c$ とする。 λ は支圧効果係数、 F_c はコンクリート圧縮強度である。また、応力は鉄骨フランジ全幅 b にわたって作用しているものと仮定する。これらの応力は、反作用として柱部材接合端の柱断面に作用することになるので、部材接合端の柱断面でのつり合いからコンクリートの支圧耐力は、抵抗軸力 N と抵抗モーメント M によって、

$$M = \frac{1}{2} \cdot N \cdot D_c \cdot \left(1 - \frac{N}{s \cdot b \cdot D_c \cdot \lambda \cdot F_c} \right) \quad (1)$$

と表現できる。(1)式を用いて、図3 (a) に示すように内部パネルの支圧耐力 iL_b が評価される。ここに、 D_c は柱せいである。

なお、コンクリートの支圧強度 $\lambda \cdot F_c$ に関する支圧効果係数 λ は、柱部材接合端に取り付けられるスチールバンドや柱部材接合端の柱部材のせん断補強筋量が大きくなると大きくなることが知られている⁹⁾ので、これらの補強材を配置することによってコンクリートの支圧耐力を増大させることができる。この支圧効果係数 λ の値はコンクリートブロックの部分載荷試験の結果に基づいて、1.5～2.0の値を用いる。また、鉄骨フランジ上下面に鉛直鉄筋などの補

強材が取り付けられている場合、これらの補強材には、鉄骨梁の回転に伴って圧縮あるいは引張力が作用するので、コンクリートに作用する支圧力を軽減する働きを有する。したがって、これらの補強材を取り付けることによって、内部パネルの支圧耐力を増大させることができる。

II) 内部パネルのせん断耐力

内部パネルのせん断耐力 iQ_s は、図2 (b) に示すように、鉄骨ウェブパネルのせん断耐力 iQ_{web} と鉄骨フランジと支圧板に囲まれた内部コンクリートのせん断耐力 iQ_{con} を累加することによって、

$$iQ_s = iQ_{web} + iQ_{con} \quad (2)$$

と評価する。

鉄骨ウェブパネルは、せん断応力度が一様に分布する純せん断状態を仮定すると、鉄骨ウェブパネルのせん断耐力 iQ_{web} は、

$$iQ_{web} = t_p \cdot D_c \cdot \frac{w \sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (3)$$

によって評価される。ここに、 t_p は鉄骨ウェブパネル厚、 $w \sigma_y$ は鉄骨ウェブパネルの降伏応力度である。

内部コンクリートは、圧縮力にのみ抵抗するコンクリート圧縮束①と上下フランジおよび支圧板によって囲まれた一様に形成される圧縮束②によって構成されるものとする。圧縮束①は、図2 (b) に示

図3 終局耐力の評価

すように、上下フランジに作用する支圧応力度の分布領域を結ぶように形成されると考える。したがって、圧縮束①は力が直接伝達されるため、圧縮束に作用する圧縮応力度は、コンクリート圧縮強度まで発揮できると考える。圧縮束②は、支圧板およびフランジによって拘束されているので、圧縮束に作用する圧縮応力度は支圧板およびフランジを押し上げる働きとなる。したがって、圧縮束に作用する圧縮応力度は、コンクリート圧縮強度以外に支圧板およびフランジの曲げ耐力に依存する。一般に、フランジより支圧板の板厚が薄いので、ここでは、支圧板の曲げ耐力に依存すると考える。なお、コンクリート圧縮束に作用する圧縮応力度の上限をコンクリートの圧縮強度としているが、これは、周辺の拘束条件によって圧縮強度以上の強度が期待できるが、内部コンクリートの圧縮応力度は、前述のように、支圧板の曲げ耐力に依存するので支圧板の板厚が非常に大きくない限り圧縮強度以上の圧縮応力度を期待できないと考えられるためである。

したがって、内部コンクリートのせん断耐力 iQ_{con} は、圧縮束①の圧縮応力度がコンクリート圧縮強度に達するときのせん断耐力 iQ_{con1} と、一様に形成される圧縮束②の圧縮応力度がコンクリート圧縮強度に達するときのせん断耐力 iQ_{con2} と支圧板の曲げ耐力に依存するせん断耐力 iQ_{fbp} との最小値を累加することによって、

$$iQ_{con} = iQ_{con1} \cdot \frac{(1-k_i) \cdot D_c}{s j_b} + \min(iQ_{con2}, iQ_{fbp}) \cdot \frac{D_c - t_{fbp}}{s j_b} \quad (4)$$

と評価する。なお、 iQ_{con1} 、 iQ_{con2} 、および iQ_{fbp} は鉛直方向のせん断耐力を表している。ここに、 $s j_b$ は鉄骨フランジ重心間距離、 t_{fbp} は支圧板厚である。

支圧応力度分布のせいを $k_i \cdot D_c$ と仮定すると、圧縮束①のせん断耐力 iQ_{con1} は、

$$iQ_{con1} = k_i \cdot D_c \cdot (s b - t_p) \cdot F_c \cdot \sin^2 \theta \quad (5)$$

によって評価される。ここに、 θ は圧縮束のなす角で、

$$\theta = \tan^{-1} \frac{s j_b}{(1-k_i) \cdot D_c} \quad (6)$$

である。

一方、圧縮束②に作用する圧縮応力度がコンクリートの圧縮強度によって求まるせん断耐力 iQ_{con2} は、

$$iQ_{con2} = (s d - 2 \cdot t_f) \cdot (s b - t_p) \cdot F_c \cdot \sin \theta \cos \theta \quad (7)$$

によって評価される。ここに、 $s d$ は鉄骨せい、 t_f は鉄骨フランジ厚である。

また、支圧板の曲げ耐力に依存するせん断耐力 iQ_{fbp} は、図2(b)に示すように、3辺固定1端自由とした支圧板に等分布荷重が作用した場合の崩壊機構を仮定し、降伏線理論に基づいて得られる崩壊荷重 w_u より、

$$iQ_{fbp} = (s d - 2 \cdot t_f) \cdot (s b - t_p) \cdot w_u \cdot \tan \theta \quad (8)$$

によって評価される。ここに、

$$w_u = \frac{3}{2} \cdot \frac{f_{bp} \sigma_y \cdot t_{fbp}^2}{a^2} \cdot \frac{4 + n \cdot \xi + 2 \cdot \xi^2}{\xi \cdot (3 \cdot n - 2 \cdot \xi)} \quad (9)$$

$$\xi = \tan \varphi = \frac{-2 + \sqrt{4 + 6 \cdot n^2}}{2 \cdot n} \quad (10)$$

$f_{bp} \sigma_y$ は支圧板の降伏応力度、 a は短辺方向の長さで、

$$a = \frac{s \cdot b - (1 + \kappa) \cdot t_p}{2} \quad (11)$$

n は辺長比で、

$$n = \frac{2 \cdot (d - 2t_f - \kappa \cdot t_{fbp})}{s \cdot b - (1 + \kappa) \cdot t_p} \quad (12)$$

である。ここで、 κ は塑性ヒンジが形成される位置により決定される係数で、フィレットまたは隅肉溶接の脚長の影響を加味した係数である。なお、ここでは簡単化のために、内部コンクリートと支圧板との相互作用については無視している。

なお、(9) 式より、圧縮束②に作用する圧縮応力度がコンクリートの圧縮強度を発揮するために必要な支圧板厚さは、

$$t_{fbp} \geq \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \frac{a^2}{f_{bp} \sigma_y} \cdot \frac{\xi \cdot (3 \cdot n - 2 \cdot \xi)}{4 + n \cdot \xi + 2 \cdot \xi^2} \cdot F_c \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta} \quad (13)$$

となる。

内部コンクリートのせん断耐力は、内部コンクリートのせん断強度が最大となるときの k_t によって評価する。

内部パネルのせん断耐力 Q_s を柱部材接合端のモーメント iM_s に読み替えると、図 3 (b) に示すように、内部パネルのせん断耐力は、支圧耐力 i_b のうち iM_s で区切られたefghの内側の領域によって評価される。

Ⅲ) 外部パネルのせん断耐力

外部パネルは、アーチ機構とトラス機構によって外力に抵抗するものとする。外部パネルの終局耐力は、それぞれ 2 つの抵抗機構から求められる終局耐力を累加することによって評価できるものとする。

アーチ機構による終局耐力は、図 2 (c) に示すモデルによって評価する。このモデルは、柱および柱梁接合部は、圧縮力にのみ抵抗できるコンクリート圧縮束によって構成されたと考え、部材接合端 A、B 点において、これら 2 つの圧縮力と内部パネルから外部パネルに伝達される力 T によってつり合い系が構成されたと考えるものである。

柱梁接合部の内部パネルから外部パネルへの応力伝達は、図 4 (a) に示すように、鉄骨フランジ上下面に形成される水平圧縮束に作用する圧縮力 C によってなされるものと、図 4 (b) に示すように、内部パネルと外部パネルとの間のねじりモーメント M_T によってなされるものの 2 つが存在することが明らかにされている⁴⁾。なお、鉄骨フランジ上下面に水平圧縮束を形成させるためには、鉄骨フランジ上下面にせん断補強筋が集中的に配筋されることが必要である。したがって、図 2 (c) に示されたつり合いを成立させるための力 T は、鉄骨フランジ上下面に配置されるせん断補強筋に作用する引張

(a) 水平圧縮束による応力伝達

(b) ねじりモーメントによる応力伝達

図 4 アーチ機構の構成

力 T_{a1} およびねじりモーメント T_{a2} の両者の和によって表現されることを意味している。なお、 T_{a2} は、図 4 (b) に示されたねじりモーメント M_T を内部パネルと外部パネルとの境界面で、一対の偶力に置換して考えていることを意味している。したがって、このモデルは、柱梁接合部のコンクリート圧縮束は鉄骨フランジ上下面に配置されるせん断補強筋の引張力 T_{a1} を拘束力とする幅 b_{a1} の圧縮束とねじりモーメント T_{a2} を拘束力とする幅 b_{a2} の圧縮束によって構成されていることを意味している。両者のコンクリート圧縮束のせいを $k_o \cdot D_c$ と仮定し、柱梁接合部のコンクリート圧縮束に作用する圧縮応力度はコンクリートの圧縮強度 F_c に達しているものとする、柱のコンクリート圧縮束に作用する圧縮力 R_c は、

$$R_c = \frac{-\eta \cdot \cos \alpha + \sqrt{(\eta \cdot \cos \alpha)^2 + (1 - \eta^2)}}{1 - \eta^2} \cdot R_p \quad (14)$$

となる。ここに、

$$\eta = \frac{h}{s \cdot j_b} \cdot \sin \beta \quad (15)$$

$$\beta = \sin^{-1} \frac{(1 - k_o) \cdot D_c / 2}{\sqrt{\{(h - s \cdot j_b) / 2\}^2 + \{(1 - k_o) \cdot D_c / 2\}^2}} \quad (16)$$

$$\alpha = \cos^{-1} \frac{(1 - k_o) \cdot D_c}{\sqrt{\{(1 - k_o) \cdot D_c\}^2 + s \cdot j_b^2}} \quad (17)$$

$$R_p = k_o \cdot D_c \cdot \sin \alpha \cdot \{B_c - s \cdot b - \min(b_{b1}, b_{b2})\} \cdot F_c \quad (18)$$

h は柱の反曲点間距離、 $s \cdot j_b$ は鉄骨フランジ重心間距離、 β は柱のコンクリート圧縮束と柱部材材軸とのなす角、 α は接合部パネルのコ

ンクリート圧縮束と梁部材材軸とのなす角、 R_p は接合部パネルのコンクリート圧縮束に作用する圧縮力、 $\min.(b_{b1}, b_{b2})$ は後述するトラス機構によって使われるコンクリート圧縮束の幅である。なお、この R_c は、外部パネルのアーチ機構による接合部の強さを、柱の圧縮束に作用する圧縮力として表現していることを意味している。この R_c を用いて、柱の部材接合端に作用する抵抗軸力 N と抵抗モーメント M で表現すると、

$$N = R_c \cdot \cos \beta \quad (19)$$

$$M = R_c \cdot \sin \beta \cdot \frac{h - j_b}{2} \quad (20)$$

となる。(19)、(20) 式は k_o の関数であるから、0～1.0 の k_o の値を代入することによって、図 3 (c) に示すようにアーチ機構による耐力 oI_a が評価される。

トラス機構による終局耐力は、図 2 (d) に示すモデルによって評価する。このトラス機構は、図 5 に示すように、内部パネルと外部パネルとの間のねじりに伴って、支圧板の内面から外部パネルに向かう圧縮力 C_b によって形成されると考える。図 3 (d) に示すように、トラス機構による最大耐力は主筋の最大耐力 oI_b で評価される。しかしながら、トラス機構はコンクリート圧縮束とせん断補強筋によって構成されるので、トラス機構によって評価される終局耐力は、コンクリート圧縮束の圧縮耐力、主筋の付着耐力およびせん断補強筋による耐力のうち最も小さい耐力で決定される。

主筋の付着によって決定される耐力 M_{b1} は、

$$M_{b1} = \tau_b \cdot \varphi \cdot \frac{j_b}{2} \cdot \frac{r \cdot d}{2} \quad (21)$$

として求める。ここに、 τ_b は付着強度、 φ は引張主鉄筋の周長、 $r \cdot d$ は主筋の重心間距離である。なお、この抵抗力を発揮するために必要とされるコンクリート圧縮束の幅 b_{b1} は、

$$b_{b1} = \frac{\tau_b \cdot \varphi}{F_c \cdot \sin \gamma \cdot \cos \gamma} \quad (22)$$

によって求められる。ここに、 γ は柱部材材軸とコンクリート圧縮束のなす角である。

また、せん断補強筋により決定される耐力 M_{b2} は、

$$M_{b2} = p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \frac{j_b}{2} \cdot B_c \cdot \frac{\cos \gamma}{\sin \gamma} \cdot \frac{r \cdot d}{2} \quad (23)$$

によって求める。ここに、 p_w はせん断補強筋比、 σ_{wy} はせん断補強筋の降伏応力度である。このときのコンクリート圧縮束の幅 b_{b2} は、

$$b_{b2} = \frac{p_w \cdot \sigma_{wy}}{F_c} \cdot \frac{B_c}{\sin^2 \gamma} \quad (24)$$

によって求められる。

したがって、外部パネルのトラス機構による耐力は、図 3 (d) に示すように主筋の付着耐力 M_{b1} とせん断補強筋による耐力 M_{b2} のうちの小さい方を oI_p とすると、 oI_b のうち oI_p で区切られた $abcd$ の内側の領域によって評価される。なお、コンクリート圧縮束によって決定される耐力は、主筋の付着耐力およびせん断補強筋による耐力

図 5 トラス機構の構成

に比べてはるかに大きくなることが明らかであるためここでは示していない。

外部パネルの耐力は、図 3 (c) および (d) に示すアーチ機構による耐力 oI_a とトラス機構による耐力 oI_b のうち oI_p で区切られた $abcd$ の内側の領域を累加することによって、図 3 (e) の oI_{ab} として求められる。

このようにして求められた外部パネルの耐力は、前述のように、この耐力を発揮するために必要な応力が内部パネルから外部パネルに伝達される場合のみ適用できる。すなわち、内部パネルから外部パネルへの応力伝達は、前述のように、内部パネルと外部パネルとの間のねじりモーメント M_T および鉄骨フランジ上下面に形成される水平圧縮束に作用する圧縮力 C によってなされるので、外部パネルの耐力は、内部パネルから外部パネルへの応力伝達に伴って決定される耐力 oI_T によって支配される。したがって、外部パネルの終局耐力は、図 3 (e) に示すように、外部パネルの終局耐力 oI_{ab} のうち内部パネルから外部パネルへの応力伝達に伴って決定される耐力 oI_T で区切られた $ABCD$ の内側の領域によって評価される。

この oI_T は、現在理論的に評価できる段階になく、著者らの既往の実験的研究⁴⁾に基づいて、

$$\begin{aligned} oI_T = & \left(0.26 + 3.22 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \frac{B_c}{D_c} \cdot \frac{1}{F_c} \right) \cdot \left(\frac{s \cdot d^2 \cdot (3 \cdot D_c - s \cdot d) \cdot F_c}{6} \right) \\ & + \frac{\mu \cdot k_i \cdot D_c \cdot s \cdot b \cdot \lambda \cdot F_c \cdot s \cdot d^2}{h} \\ & + \min. (2 \cdot h_E \cdot F_c \cdot s \cdot b \cdot \cos^2 \alpha_s, T_s, eC) \cdot s \cdot d \end{aligned} \quad (25)$$

と評価する。なお、(25) 式右辺第 1 項は内部パネルと外部パネルとの間のねじり耐力で、コンクリートのねじり耐力とせん断補強筋の引張力によって生じる内部パネルと外部パネルとの間の摩擦耐力の累加によって評価されたものである。右辺第 2 項は接合部鉄骨フランジ上下面に作用する支圧力による摩擦耐力と柱材のせん断力の大小関係によって求められる耐力を意味している。なお、 μ は鉄骨フランジ上下面の鉄骨とコンクリートとの摩擦係数である。右辺第 3 項は鉄骨フランジ上下面に形成される水平圧縮束に起因する耐力で、これは、水平圧縮束の圧縮耐力と鉄骨フランジ上下面に集中的に配筋されるせん断補強筋の降伏引張耐力 T_s および延長支圧板などのシアキーの面外曲げおよびせん断耐力 eC のうち小さい方の値によって評価される。ここに、 h_E は水平圧縮束のせいで鉄骨フランジ上下面に配筋されたせん断補強筋と鉄骨フランジ面との距離の 2 倍であると仮定している。 α_s は、図 4 (a) に示すように、梁材軸

表2 既往の実験概要

破壊形式	番号	試験体	試験体特性								材料の力学的特性						実験値	参考文献
			RC柱			S梁		接合部			コンクリート		鉄骨		接合部			
			階高	断面	主筋	スパン	せん断補強筋比	ウェブパネル厚	圧縮強度	ウェブ	支圧板	せん断補強筋						
			h (mm)	$B_c \times D_c$ (mm)	公称直径 r (mm)	$\sigma_y^{(*)}$ (N/mm ²)							断面	P_w (%)	t_p (mm)	F_c (N/mm ²)		
支圧破壊	1	I0N	2250	250×250	8-D16 4-D13	377.6 359.9	2250	H-250×100×5.5×8	0.50	16	28.64	366.8	16	366.8	6φ-□-@50	181.4	93.1	6
	2	I2N	2250	250×250	8-D16 4-D13	377.6 355.9	2250	H-250×100×5.5×8	0.50	16	28.64	366.8	16	366.8	6φ-□-@50	181.4	113	6
	3	PF53	2250	300×300	12-D16	418.7	2250	H-250×100×9×16	0.50	16	28.53	418.7	12	256.9	6φ-□-@50	313.8	164	7
	4	A42	2400	500×500	12-D25	452.1	6000	H-500×150×9×25	0.20	9×2	35.30	370.7	12	406.0	D10-□-@140	372.7	1122	8
	5	A43	2400	500×500	12-D25	452.1	6000	H-500×150×9×25	0.50	9×2	35.79	370.7	12	406.0	D13-□-@100	337.3	1300	8
	6	A44	2400	500×500	12-D25	452.1	6000	H-500×150×9×25	0.50	9×2	37.27	370.7	12	406.0	D13-□-@100	337.3	1333	8
	7	OJB1-0	3391	406×406	12-D29	552.0	3048	H-355×153×25×16	0.73	25	48.70	345.0	9	407.0	D13-□-@85	512.0	933	8
	8	OJB4-0	3391	406×406	12-D29	552.0	3048	H-355×153×25×16	0.73	25	48.50	345.0	13	414.0	D13-□-@85	512.0	1057	9
	9	OJB5-0	3391	406×406	12-D29	552.0	3048	H-355×153×25×16	0.73	25	46.00	345.0	9	407.0	D13-□-@85	512.0	1064	9
	10	OJB6-1	3391	406×406	12-D29	552.0	3048	H-355×153×25×16	0.73	25	46.00	345.0	9	407.0	D13-□-@85	512.0	954	9
せん断破壊	11	NC1	2000	330×330	12-D19	375.6	2750	H-250×125×6×9	0.52	6	30.50	261.8	9	266.7	—	339.3	231	10
	12	TR17	2250	300×300	12-D16	336.4	2250	H-250×100×9×16	0.17	16	21.18	387.4	12	256.9	D6-□-@125	422.7	56.7	7
	13	TR53	2250	300×300	12-D16	336.4	2250	H-250×100×9×16	0.53	16	21.18	387.4	12	256.9	D6-□-@40	422.7	73.3	7
	14	OJS3-0	3391	406×406	12-D29	552.0	3048	H-355×153×6×25	0.73	6	42.60	407.0	9	406.9	D13-□-@85	512.0	996	9
	15	OJS4-1	3391	406×406	12-D29	552.0	3048	H-355×153×6×25	0.73	6	42.60	407.0	9	406.9	D13-□-@85	512.0	1008	9
	16	OJS5-0	3391	406×406	12-D29	552.0	3048	H-355×153×6×25	0.73	6	48.30	393.0	9	358.9	D13-□-@85	512.0	1033	9
	17	OJS6-0	3391	406×406	12-D29	552.0	3048	H-355×153×6×25	0.27	6	48.30	393.0	9	358.9	D9-□-@127.5	455.0	853	9
	18	NC6	2000	330×330	8-D22 4-D19	389.3 366.7	2750	H-250×125×6×16	0.31	9	32.75	297.1	9	297.1	—	456.9	333	11
	19	NC9	2000	330×330	8-D22 4-D19	389.3 366.7	2750	H-250×125×6×16	0.08	6	32.75	276.5	9	297.1	—	456.9	313	11

*) : 降伏応力度

表3 耐力評価法の妥当性

番号	実験値 M_{exp} (kN・m)	内部耐力 iM (kN・m)	アーチ耐力 aM_a (kN・m)	トラス耐力 tM_t (kN・m)	ねじり耐力 nM_r (kN・m)	補強材 cM (kN・m)	理論値 M_{theo} (kN・m)
1	93.1	67.1	51.9	2.3	40.0	—	107
2	113	67.1	51.9	2.3	40.0	—	107
3	164	96.3	97.6	7.2	88.2	—	184
4	1122	496	752	26	526	—	1022
5	1300	503	722	59	658	—	1161
6	1333	525	755	59	677	—	1202
7	933	461	373	48	467	123	1005
8	1057	459	371	49	466	123	1002
9	1064	435	348	49	453	140	973
10	954	435	351	46	443	123	955
11	231	156	127	9.2	111	—	267
12	56.7	—	75.7	3.3	52.9	—	52.9
13	73.3	—	64.5	10	86.1	—	74.5
14	996	445	311	46	426	—	802
15	1008	445	311	46	426	—	802
16	1033	413	362	46	454	—	821
17	853	413	409	6.8	302	—	715
18	333	272	139	3.2	105	—	377
19	313	222	148	0.8	78.6	—	301

図6 実験値と理論値の比較

と C とのなす角である。

柱梁接合部の終局支圧耐力は、図3 (f) に示すように、 iI_b と aI_r で区切られたABCD部分を一般化累加することで、また、終局せん断耐力は、図3 (g) に示すように、 iM_s で区切られた iI_b のefgh部分と aI_r で区切られたABCD部分を一般化累加することで評価される。

3. 耐力評価法の妥当性

耐力評価法の妥当性を検討するために、既往の研究^{6~11)}から、接合部形式がいずれも梁貫通形式で、直交梁を持たない最も単純なディテールを有していることに留意して、柱梁接合部が支圧破壊した

と明示された試験体 11 体、柱梁接合部がせん断破壊したと明示された試験体 8 体の計 19 体抽出した。その試験体の概要を表 2 に示す。試験体 4~6 は柱部材接合端に異形 PC 鋼棒が設置されている。試験体 7~10 は接合部梁フランジに鉄骨部材が設置されており、試験体 9 には鉄骨梁部材に鉛直鉄筋が設置されている。また、試験体 14~17 は鉄骨梁部材に鉛直鉄筋が設置されており、かつ、試験体 14, 15, 17 には延長支圧板が設置されている。試験体 16 にはスチールバンドが設置されている。表 3 は、19 体の試験体の実験結果を用いて、耐力評価法の妥当性を検討したものである。また、図 6 は実験値と理論値を比較したものである。図中の●印は実験値、□は内部パネルの耐力、■は外部パネルの耐力、■は補強材

による支圧耐力の増加分を表しており、後述する (31), (32) 式によって求めた値である。横軸の番号は表 2 の試験体番号と対応している。なお、実験値は梁せん断力と梁スパンとの積による値を示している。また、計算において、支圧効果係数 λ は $\lambda=1.5$ ⁶⁾、主筋の付着強度 τ_b は $\tau_b=5\sqrt{F_c}$ ¹²⁾、摩擦係数 μ は $\mu=0.211$ ⁴⁾ とした。なお、(11), (12) 式の κ は、鉄骨ウェブパネルと支圧板およびフランジと支圧板の隅肉溶接ののど厚をそれぞれ $t_p/2$, $t_{fbp}/2$ とし、脚長が $t_p/\sqrt{2}$, $t_{fbp}/\sqrt{2}$ とすることにより、 $\kappa=\sqrt{2}$ として評価している。

支圧耐力の評価に関しては、若干のばらつきがあるものの実験値とよく対応している。実験値 M_{exp} と理論値 M_{theo} との比 M_{exp}/M_{theo} の平均値、標準偏差および変動係数は 1.01, 0.097 および 9.6% となる。なお、(25) 式右辺第 3 項の鉄骨フランジ上下面に形成される水平圧縮束による耐力については、現在理論的な評価に不明な点があり、ここでは考慮していない。

せん断耐力の評価に関しては、若干のばらつきがあるものの実験値とよく対応している。実験値 M_{exp} と理論値 M_{theo} との比 M_{exp}/M_{theo} の平均値、標準偏差および変動係数は 1.15, 0.139 および 12.2% となる。

4. 簡便な耐力設計式の提案

図 3 (f), (g) より、高圧縮軸力あるいは引張軸力を受ける部分を除いて、支圧およびせん断耐力とも軸力に関わらず一定の耐力を示しており、簡便な耐力式が構築できるものと考えられる。このような観点に基づいて、ここでは、その耐力式を提案する。

柱梁接合部の耐力 ${}_pM$ は支圧耐力 ${}_pM_b$ およびせん断耐力 ${}_pM_s$ から、

$${}_pM = \min({}_pM_b, {}_pM_s) \quad (26)$$

とする。

支圧耐力 ${}_pM_b$ は、

$${}_pM_b = {}_iM_b + \min({}_oM_a, {}_oM_T) \quad (27)$$

$${}_iM_b = 0.21 \cdot D_c^2 \cdot {}_s b \cdot \lambda \cdot F_c \quad (28)$$

$${}_oM_a = 0.6 \cdot D_c \cdot (B_c - {}_s b) \cdot F_c \cdot {}_s j_b \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (29)$$

$${}_oM_T = \left(0.26 + 3.22 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \frac{B_c}{D_c} \cdot \frac{1}{F_c} \right) \cdot \left(\frac{{}_s d^2 \cdot (3 \cdot D_c - {}_s d) \cdot F_c}{6} \right) + \frac{\mu \cdot 0.3 \cdot D_c \cdot {}_s b \cdot \lambda \cdot F_c \cdot {}_s d^2}{h} \quad (30)$$

鉄骨梁フランジ上下面に鉛直鉄筋および鉄骨部材が設置されている場合（ただし、鉄骨部材せいの3倍以上埋込まれていることが必要である。）は、(27) 式右辺第1項の ${}_iM_b$ にそれぞれ Δ_iM_{bv} , Δ_iM_{bs} を加えることができる。

$$\Delta_iM_{bv} = 2 \cdot a_v \cdot \sigma_y \cdot {}_v d \quad (31)$$

$$\Delta_iM_{bs} = 2 \cdot {}_{sc}Z_p \cdot {}_{sc}\sigma_y \quad (32)$$

せん断耐力 ${}_pM_s$ は、

$${}_pM_s = {}_iM_s + \min({}_oM_a, {}_oM_T) \quad (33)$$

$${}_iM_s = {}_iQ_s \cdot {}_s j_b \quad (34)$$

$${}_iQ_s = {}_iQ_{web} + {}_iQ_{con} \quad (35)$$

$${}_iQ_{web} = t_p \cdot D_c \cdot \frac{{}_w\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (36)$$

$${}_iQ_{con} = 0.5 \cdot F_c \cdot {}_s b \cdot D_c \quad (37)$$

${}_oM_a$ は (29) 式、 ${}_oM_T$ は (30) 式による。

ただし、支圧板厚さ t_{fbp} は、

$$t_{fbp} \geq \sqrt{\frac{1}{12} \cdot \frac{({}_s b - t_p)^2}{{}_{fbp}\sigma_y} \cdot \frac{3 \cdot n - 2}{n + 6} \cdot F_c} \quad (38)$$

とする。ここに、

a_v : 鉛直鉄筋の片側の断面積 (mm²)

B_c : 柱幅 (mm)

${}_s b$: 鉄骨フランジ幅 (mm)

D_c : 柱せい (mm)

${}_s d$: 鉄骨せい (mm)

${}_v d$: 鉛直鉄筋間距離 (mm)

F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

${}_s j_b$: 鉄骨フランジ重心間距離 (mm)

n : 辺長比 $\frac{2 \cdot ({}_s d - 2 \cdot t_f)}{{}_s b - t_p}$

p_w : 接合部のせん断補強筋比

t_f : 鉄骨フランジ厚さ (mm)

t_p : 鉄骨ウェブパネル厚さ (mm)

${}_{sc}Z_p$: 接合部鉄骨梁フランジに取り付けられた鉄骨の塑性断面係数 (mm³)

α : $\cos^{-1} \frac{0.4 \cdot D_c}{\sqrt{0.16 \cdot D_c^2 + {}_s j_b^2}}$

λ : 支圧効果係数で 1.5 とする

μ : 摩擦係数で 0.211 とする

σ_y : 鉛直鉄筋の降伏応力度 (N/mm²)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏応力度 (N/mm²)

${}_{fbp}\sigma_y$: 支圧板の降伏応力度 (N/mm²)

${}_{sc}\sigma_y$: 接合部鉄骨梁フランジに取り付けられた鉄骨の降伏応力度 (N/mm²)

${}_w\sigma_y$: 鉄骨ウェブパネルの降伏応力度 (N/mm²)

である。

(28) 式の支圧耐力は既往の研究¹⁾などを参考に支圧力が $0.3 \cdot D_c \cdot {}_s b$ の領域に作用するとして求められている。

(29) 式はアーチ機構による耐力で、梁せいと柱せいとの比などを変数としたケーススタディを行った結果、アーチ機構による最大耐力は、接合部圧縮束のせい ${}_o k_o \cdot D_c$ がほぼ $0.6 \cdot D_c$ となることより求めたものである。なお、図 3 (d) のトラス機構による耐力 ${}_oM_p$ は、表 3 で示された計算結果からわかるように、アーチ機構による耐力に比べて小さく、耐力評価にあたって無視している。

(30) 式は内部パネルから外部パネルへ伝達される応力で、右辺第 1 項は内部パネルと外部パネルとの間のねじり耐力、右辺第 2 項

表4 提案式の妥当性

番号	実験値 M_{exp} (kN・m)	内部耐力 M_i (kN・m)	アーチ耐力 M_a (kN・m)	ねじり耐力 M_T (kN・m)	補強材 M_c (kN・m)	計算値 M_{cal} (kN・m)
1	93.1	56.4	50.7	39.2	—	95.6
2	113	56.4	50.7	39.2	—	95.6
3	164	80.9	97.6	86.7	—	168
4	1122	417	630	509	—	926
5	1300	423	639	641	—	1061
6	1333	441	665	658	—	1099
7	933	387	396	458	123.0	906
8	1057	385	395	457	123.0	903
9	1064	365	374	445	140.5	880
10	954	365	374	445	123.0	863
11	231	131	126	109	—	240
12	56.7	—	55.7	55.7	—	55.7
13	73.3	—	72.4	83.4	—	72.4
14	996	626	343	428	—	969
15	1008	626	343	428	—	969
16	1033	662	389	456	—	1051
17	853	662	389	310	—	972
18	333	277	133	105	—	382
19	313	232	133	78.7	—	311

は支圧力によって接合部鉄骨フランジ上下面に生じる摩擦力による耐力である。

(31), (32) 式は, 接合部鉄骨フランジ上下面に鉛直鉄筋および小鉄骨で補強した場合の支圧耐力増加分である。

(37) 式の内部パネルのコンクリートのせん断耐力は, 前述のコンクリート圧縮束①と②の圧縮応力度がコンクリートの圧縮強度を発揮しているものとして求められたものである。したがって, このためには (38) 式を満足する必要がある。これらの式の導入に関して, (37) 式は, 支圧力が $0.3 \cdot D_c \cdot s_b$ にわたって作用したとき, 柱せいと梁幅との比などを変数としたケーススタディを行った結果, $\sin\theta \cdot \cos\theta$ はほぼ 0.5 となること, (38) 式は, (10) 式において辺長比を変数としたケーススタディを行った結果, ξ はほぼ 1 となること, また, (11), (12) 式における κ を考慮した場合とそうでない場合とでは (9) 式の支圧板の崩壊荷重に大きな差が認められなかったため $\kappa=0$ として求められたものである。

5. 耐力設計式の妥当性

提案された耐力設計式の妥当性を表2に示された既往の試験体を用いて検討した。図7は実験値と計算値を比較したもので, 図中の●印は実験値, □は内部パネルの耐力, ■は外部パネルの耐力, ■は補強材による支圧耐力の増加分を表している。横軸の番号は表2の試験体番号と対応している。表4に提案式の計算結果を示す。

支圧耐力式の評価に関しては, 計算値は実験値をやや小さめに評価する傾向がみられる。実験値 M_{exp} と計算値 M_{cal} との比 M_{exp}/M_{cal} の平均値, 標準偏差および変動係数は 1.11, 0.102 および 9.2% となる。

せん断耐力設計式の評価に関しては, 若干のばらつきがあるものの実験値とよく対応している。実験値 M_{exp} と計算値 M_{cal} との比 M_{exp}/M_{cal} の平均値, 標準偏差および変動係数は 0.97, 0.068 および 7.0% となる。

6. 各提案式との比較

本提案式と AIJ - SRC 式¹³⁾ および BCS 式¹⁴⁾ のせん断耐力式によ

図7 実験値と計算値の比較

る計算値の比較を行った。

AIJ - SRC 式は次式による。

$${}_J M_U = ({}_c \tau_U + {}_h p \cdot {}_h \sigma_Y) \cdot {}_c V_e + 1.2 \cdot \frac{{}_w \sigma_Y}{\sqrt{3}} \cdot {}_s V \quad (39)$$

ここに, ${}_J M_U$ はモーメントに換算した柱梁接合部の終局せん断耐力, ${}_c \tau_U$ はコンクリートの終局せん断強度, ${}_h p$ は接合部のせん断補強筋比, ${}_h \sigma_Y$ はせん断補強筋の降伏応力度, ${}_c V_e$ はコンクリートの有効体積, ${}_w \sigma_Y$ は鉄骨ウェブの降伏応力度, ${}_s V$ は鉄骨ウェブの有効体積である。

BCS 式は次式による。

$$Q_p = \frac{K_{web} \cdot t_w \cdot D_c \cdot {}_s \sigma_{wy}}{\sqrt{3}} + \frac{0.5 \cdot 2 \cdot t_f \cdot D_c \cdot {}_s \sigma_{fy}}{\sqrt{3}} + 0.25 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot B_c \cdot {}_{mc} d + K_{cra} \cdot K_{cta} \cdot 0.4 \cdot B_c \cdot D_c \cdot 0.3 \cdot {}_c \sigma_b \quad (40)$$

(40) 式に関して, 第1項はウェブのせん断耐力, 第2項はふさぎ板のせん断耐力, 第3項はせん断補強筋の耐力, 第4項はコンクリートの耐力である。ここに, Q_p は接合部水平終局せん断耐力, K_{web} はウェブの有効せい率で支圧板がないときは 0.8, ふさぎ板があるときは 0.9 とし, 支圧板のみの場合はふさぎ板と同様に支圧板がウェブを拘束するとしたものである。 ${}_s \sigma_{wy}$ はウェブの降伏応力度, t_f はふさぎ板厚, ${}_s \sigma_{fy}$ はふさぎ板の降伏応力度, ${}_{mc} d$ は柱主筋間距離, K_{cra} はコンクリートの有効幅率, K_{cta} は直交梁に関する係数でコンクリートの補強効果を表すものである。 ${}_c \sigma_b$ はコンクリートの圧縮強度である。

これらの評価式の相違は, コンクリートのせん断強度および有効幅の採り方, 補強鉄筋の寄与の程度である。特に, 有効幅の採り方は重要であり, 本提案式では柱・梁断面形状に依存した形で, BCS 式では接合部ディテールに強く依存した形, そして AIJ - SRC 式では柱幅の 1/2 の一定値を与えている。

表5に各提案式による計算結果を示す。図8に各提案式による計算値の比較を示す。図8の●印は実験値, □は内部パネルの耐力, ■は外部パネルの耐力, ■は鉄骨ウェブの耐力, ■はせん断補強筋による耐力, ■はコンクリートの耐力を表しており,

表5 せん断耐力に関する各提案式の比較

番号	実験値 M_{exp} (kN・m)	梁曲げ耐力 M_p (kN・m)	柱曲げ耐力 M_u (kN・m)	提案式 M_{cal} (kN・m)	SRC式 M_{cal} (kN・m)	BCS式 M_{cal} (kN・m)
12 ^{*)}	56.7	251	192	55.7	—	—
13 ^{*)}	73.3	251	192	72.4	—	—
14	996	967	1382	969	447	583
15	1008	967	1382	969	447	583
16	1033	1063	1382	1051	439	613
17	853	1063	1382	972	388	588
18	333	344	429	382	212	204
19	313	344	429	311	160	158

*) : 接合部鉄骨フランジ上下面にスリットあり

図8 各提案式による計算値の比較

横軸の番号は表2の試験体番号と対応している。

実験値 M_{exp} と計算値 M_{cal} との比 M_{exp}/M_{cal} の平均値、標準偏差および変動係数はSRC式では2.10、0.262および12.5%、BCS式では1.70、0.155、9.1%となる。SRC式、BCS式は安全側の評価を与えらつきが大きい。また、SRC式は、BCS式よりも評価精度が低いことがわかる。本提案式は、前述のようにばらつきも小さく、計算値によって実験値をほぼ評価できることがわかる。

7. 結語

S梁がRC柱を貫通する最も基本的な形式のRCS柱梁接合部に関して、応力伝達機構および抵抗機構に基づく、比較的簡便な支圧耐

力式、せん断耐力式が提案された。支圧耐力式は若干安全側の結果を与えるが、両耐力式とも概ね既往の実験値を評価できる。

また、せん断耐力に関して、本提案式とAIJ・SRC式およびBCS式によって比較検討を行った結果、本提案式は評価精度が非常に良いことが示された。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工，2001.1.
- 2) 馬場望，西村泰志，鳥井拓三：柱RC・はりSとするはり貫通形式内部柱はり接合部の内部パネルから外部パネルへの応力伝達，日本建築学会構造系論文集 第513号，pp.173-180，1998.11.
- 3) 馬場望，西村泰志：柱RC・はりSとするはり貫通形式内部柱はり接合部の終局せん断耐力の評価，構造工学論文集 Vol.46B，pp.205-212，2000.3.
- 4) 前田安美，馬場望，西村泰志：はり貫通形式RCS接合部の水平圧縮束による内部パネルから外部パネルへの応力伝達，構造工学論文集 Vol.50B，pp.105-113，2004.3.
- 5) 吉田幹人，西村泰志：柱RC・梁Sとする柱梁接合部の内部パネルのせん断破壊性状，第8回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集，pp.29-1-29-8，2009.11.
- 6) 西村泰志，南宏一：はりS・柱RCで構成される内部柱はり接合部の応力伝達機構，日本建築学会構造系論文報告集 第401号，pp.77-85，1989.7.
- 7) 鳥井拓三，小山高志，山下恵司，山地貴裕，馬場望，西村泰志：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(RCS-26) 柱はり接合部の内部パネルから外部パネルへの応力伝達機構に関する一実験(その3)，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，C-1，pp.1061-1062，1997.9.
- 8) 田村幸一，佐藤龍生，成原弘之，勝倉靖：簡易な仕口による柱RCS複合構造の実験(その1 実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)，C，pp.1893-1894，1992.8.
- 9) Ryoichi Kanno : STRENGTH, DEFORMATION, AND SEISMIC RESISTANCE OF JOINTS BETWEEN STEEL BEAMS AND REINFORCED CONCRETE COLUMNS, Volume I, II, Ph.D.Thesis, Cornell University, August 1993.
- 10) 菊川和俊，石橋一彦，渡邊一弘，中尾悟，伊藤英勝：柱鉄筋コンクリート，梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究(その18 実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，C，pp.1651-1652，1994.9.
- 11) 菊川和俊，石橋一彦，渡邊一弘，黒澤明：柱鉄筋コンクリート造，梁鉄骨造の接合部に関する実験的研究(その21 接合部破壊型の実験結果)，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，C-1，pp.929-930，1995.8.
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，pp.166-167，1990.11.
- 13) 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，pp.127-133，2001.1.
- 14) 飯塚信一，鳥谷和夫，内田和弘，渡邊一弘，田中伸幸：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(RCS-44) 柱RC・梁S接合部のデータベース(その9：接合部せん断耐力式の提案)，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，C-1，pp.108-109，1998.9.

(2010年1月8日原稿受理，2010年5月6日採用決定)