# (30) S部材がRC部材を貫通する柱梁接合部の 耐力設計式の確立に関する研究

堀江 耕平1・吉田 幹人1・西村 泰志2

<sup>1</sup>正会員 大阪工業大学大学院 工学研究科建築学専攻 (〒535-8585 大阪府大阪市旭区大宮5丁目16-1) E-mail:tojitozi@yahoo.co.jp

<sup>2</sup>正会員 大阪工業大学教授 工学部 建築学科 (〒535-8585 大阪府大阪市旭区大宮5丁目16-1) E-mail:nishimura@archi.oit.ac.jp

応力伝達機構および抵抗機構に基づいて, 柱RC梁Sとする梁貫通形式RCS柱梁接合部の支圧耐力設計式 およびせん断耐力設計式が提案された。これらの耐力設計式は, 柱梁接合部は内部パネルと外部パネルに よって構成されると考え, 柱梁接合部の終局耐力は両パネルの抵抗機構から求められる終局耐力を累加す るとして構築されたものである。本耐力設計式の妥当性を既往の20体の試験体を用いて検討した結果, 設 計式によって実験値をほぼ評価できることが示された。

また,直交梁を有する柱梁接合部の抵抗機構が提案された。内部パネルでは直交ウェブが,外部パネル では直交ウェブおよび直交フランジが抵抗機構に大きく影響を及ぼすことが示されている。

*Key Words : S beam - RC column joints, through beam type, stress transferring mechanism, resistance mechanism, bearing strength design formula, shear strength design formula* 

### 1. 序

柱は鉄筋コンクリート造,梁は鉄骨造で構成される混 合構造において,図-1に示すような,最も基本的な接 合部形式の1つであるS梁がRC柱を貫通する柱梁接合 部の破壊形式は,鉄骨フランジ上下面のてこ機構に基づ く支圧力による支圧破壊,および柱梁接合部のせん断破 壊の2つが存在する。

本研究は、著者らがすでに提案している抵抗機構<sup>1)</sup>に 基づいて、両者の破壊形式について合理的で簡便な耐力 設計式を提案し、既往の研究によって行われた実験結果 を用いて、その妥当性を検討するものである。

#### 2. 抵抗機構に基づく耐力評価法の概要

著者らがすで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。

内部パネルの支圧耐力は、図-2(a) に示すようなモ デルによって評価する。柱梁接合部に埋め込まれた鉄骨



図-1 対象とするディテール

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。 $\lambda$ は支圧効果係数、 $F_c$ はコンクリート圧縮強度である。この様な観点から、内部パネルの支圧耐力  $_i I_b$  は図-3 (a) に示すように評価される。

内部パネルのせん断耐力<sub>i</sub> $Q_s$ は図-2 (b) に示すよう に鉄骨ウェブパネルのせん断耐力<sub>i</sub> $Q_{web}$ と内部コンクリ ートのせん断耐力<sub>i</sub> $Q_{con}$ を累加することによって評価す 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。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が形成されると考え る。いま、圧縮束はコンクリートの圧縮強度 $F_c$ に達し ていると仮定し、圧縮束のなす角を $\theta$ とするとせん断



図-2 抵抗機構

応力度は $F_c \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$ となる。なお、圧縮束がコン クリートの圧縮強度 $F_c$ を発揮するためには、後述する 必要支圧板厚さを満足することが条件となる。なお、こ の条件を満足しない場合には、支圧板の曲げ耐力によっ て内部コンクリートのせん断強度が決定される。内部パ ネルのせん断耐力<sub>i</sub> $Q_s$ を柱端部モーメント<sub>i</sub> $M_s$ 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<sub>i</sub> $I_b$ のうち<sub>i</sub> $M_s$ で区切られたefghの内側 の領域によって評価される。

外部パネルは、アーチ機構とトラス機構によって外力 に抵抗するものと考える。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している。

アーチ機構による終局耐力は、図-2 (c) に示すよう な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、圧縮力にのみ抵抗するコンクリート圧縮束 によって形成されると考える。図-1 に示すように、内 部パネルから外部パネルへの応力伝達に伴うねじりモー メントおよび鉄骨フランジ上下面に配置されるせん断補 強筋の引張力は、部材接合端 A、B において圧縮束に作 用する圧縮力のつり合いを成立させる拘束力 T として の働きを有すると考える。アーチ機構による耐力  $_oI_a$ は、図-3 (c) に示すように評価される。

トラス機構による終局耐力は、図-2(d) に示すよう なモデルによって評価する。このモデルは、支圧板内面 から外部パネルに向かう圧縮力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の有する最大 耐力は主筋の耐力。 $I_b$ 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、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。し たがって、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とせん断補強筋による耐力のうち の小さい方を。 $I_p$ とすると、。 $I_b$ のうち。 $I_p$ で区切られた abcd の内側の領域によって評価される。なお、圧縮束に よって決定される耐力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。

このようにして求められた外部パネルの耐力は、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、内部パネルと外部パネルとの間のねじりモーメント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によってなされるので、外部パネルの終局耐力  $_{o}I_{ab}$ 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  $_{o}I_{T}$ で区切られたABCDの内側の領域によって評価される。この  $_{o}I_{T}$ は、現在理論的に評価できる段階にな



図-3 終局耐力の評価

く,著者らの既往の実験式<sup>1)</sup>を用いて評価する。

柱梁接合部の終局支圧耐力は、図-3(f) に示すよう に、 $_{i}I_{b} \geq_{o}I_{T}$ 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、 $_{i}M_{s}$  で区切られた  $_{i}I_{b} \geq_{o}I_{T}$  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。

これより,高圧縮軸力あるいは引張軸力を受ける部 分を除いて,両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。

# 3. 設計式の提案

柱梁接合部の耐力  $_{p}M$  は支圧耐力  $_{p}M_{b}$  およびせん 断耐力  $_{p}M_{s}$  から

$${}_{p}M = \min\left({}_{p}M_{b}, {}_{p}M_{s}\right) \tag{1}$$

とする。

支圧耐力<sub>p</sub>
$$M_b$$
は  
<sub>p</sub> $M_b =_i M_b + \min\left({}_o M_a, {}_o M_T\right)$  (2)

$$M_{\star} = 0.21 \cdot D^{-2} \cdot h \cdot \lambda \cdot F$$
(3)

$${}_{i}M_{b} = 0.21 \cdot D_{c} \cdot {}_{s}D \cdot \lambda \cdot F_{c}$$
(5)

$$_{o}M_{a} = 0.6 \cdot D_{c} \cdot (B_{c} - _{s}b) \cdot F_{c} \cdot _{s} j_{b} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$
(4)

$${}_{o}M_{T} = \left(0.26 + 3.22 \cdot p_{w} \cdot \sigma_{wy} \cdot \frac{B_{c}}{D_{c}} \cdot \frac{1}{F_{c}}\right) \cdot \left(\frac{{}_{s}d^{2} \cdot (3 \cdot D_{c} - {}_{s}d) \cdot F_{c}}{6}\right)$$
(5)

鉄骨梁部材に鉛直鉄筋が設置されている場合,鉄骨梁 部材に頭付きスタッドボルトが設置されている場合およ び鉄骨梁フランジに鉄骨部材が設置されている場合は,

(2) 式右辺第1項の  $_{i}M_{b}$ にそれぞれ  $\Delta_{i}M_{br}$ ,  $\Delta_{i}M_{bb}$ ,  $\Delta_{i}M_{bs}$ を加えることができる。

$$\Delta_i M_{br} = 2 \cdot a_r \cdot \sigma_y \cdot d \tag{6}$$

$$\Delta_i M_{bb} = n_s \cdot \left( 0.5 \cdot_{sb} a \cdot \sqrt{F_c \cdot E_c} \right) \cdot_s d \tag{7}$$

$$\Delta_i M_{bs} = 2 \cdot_{sc} Z_p \cdot_{sc} \sigma_y \tag{8}$$

せん断耐力  $_{p}M_{s}$  は

p

$$M_s =_i M_s + \min\left({}_o M_a, {}_o M_T\right) \tag{9}$$

$${}_{i}M_{s} = {}_{i}Q_{s} \cdot {}_{s}j_{b} \tag{10}$$

$${}_{i}Q_{s} = {}_{i}Q_{web} + {}_{i}Q_{con}$$
(11)

$${}_{i}Q_{web} = t_{p} \cdot D_{c} \cdot_{w} \sigma_{y} / \sqrt{3}$$
<sup>(12)</sup>

$$30 - 3$$

$${}_{i}Q_{con} = 0.5 \cdot F_{c} \cdot {}_{s} b \cdot D_{c} \tag{13}$$

 $_{o}M_{a}$ は(4)式, $_{o}M_{T}$ は(5)式による。 ただし、支圧板厚さ $t_{fbp}$ は

$$t_{fbp} \ge \sqrt{\frac{1}{12} \cdot \frac{\left({}_{s}b - t_{p}\right)^{2}}{{}_{fbp}\sigma_{y}}} \cdot \frac{3 \cdot n - 2}{n + 6} \cdot F_{c} \qquad (14)$$

とする。ここに、

- $D_c$  :柱せい (mm)
- <sub>s</sub>b :鉄骨フランジ幅 (mm)
- λ : 支圧効果係数で1.5とする
- $F_c$ :コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $B_c$ :柱幅 (mm)

 $_s j_b$  :鉄骨フランジ重心間距離 (mm)

$$\alpha : \sin^{-1} \left( \frac{0.4 \cdot D_c}{\sqrt{0.16 D_c^2 + j_b^2}} \right)$$

pw: : 接合部のせん断補強筋比

 $\sigma_{wv}$ : せん断補強筋の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

<sub>s</sub>d :鉄骨せい (mm)

- $a_r$ : 鉛直鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_v$ : 鉛直鉄筋の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- rd: 鉛直鉄筋間距離 (mm)
- $n_s$ :上下面のスタッドボルトの数
- sb a : 頭付きスタッドボルトの軸部断面積とねじ部断 面積のうち小さいほうの値 (mm<sup>2</sup>)
- $E_c$ :コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- sc Z<sub>p</sub>: 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 (mm<sup>3</sup>)
- $_{sc}\sigma_{y}$ :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/mm<sup>2</sup>)

 $t_p$ :鉄骨ウェブパネル厚さ (mm)

$$_w \sigma_v$$
:鉄骨ウェブパネルの降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

 $f_{tp}\sigma_{v}$ : 支圧板の降伏応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

*t<sub>f</sub>* :鉄骨フランジ厚さ (mm) である。

## 4. 提案された設計式の補足解説

(3) 式の支圧耐力は既往の研究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。 (4) 式のアーチ機構による耐力は、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 $k \cdot D_c$ がほぼ  $0.6 \cdot D_c$ となることより求めたものである。

(6),(7),(8)式は,接合部鉄骨フランジ上下面に 鉛直鉄筋,頭付きスタッドボルト,小鉄骨で補強した場 合の支圧耐力増加分である。

(13) 式の内部パネルのコンクリートのせん断耐力は, 支圧力が $0.3 \cdot D_c \cdot b$ 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となることより評価して いる。

(14)式は3辺固定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図-2(b)のように仮定し,降伏 線理論に基づき得られる崩壊荷重より評価している。

なお、図-3 (d) のトラス機構の耐力  $_{o}M_{p}$ は、せん 断補強筋などを変数としたケーススタディを行った結果、 アーチ機構の耐力に比べて極めて小さく、耐力評価にあ たって無視している。

#### 5. 設計式の妥当性

提案された耐力設計式の妥当性を検討するために、既 往の研究<sup>2~6</sup>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基本的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12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20体抽出した。表-1および図-4は、20 体の試験体の実験結果を用いて、提案された設計式の妥 当性を検討したものである。図-4の縦軸は実験値  $M_{exp}$ 、 横軸は (2) 式および (9) 式による計算値  $M_{theo}$ 、 は支圧破壊した試験体、◆ はせん断破壊した試験体であ る。実験値と計算値との比の大部分が0.8~1.2の範囲に 分布している。

支圧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。なお、試験体 9 ~12 は梁フランジに鉄骨部材が設置されている。また、 試験体 11 には鉄骨梁部材に鉛直鉄筋が設置されている。

せん断耐力設計式の評価に関しては、ばらつきが若干 大きい。これは試験体 13,14 では(14)式を満たして いるが、試験体 15~20 では(14)式を満たしておらず、 コンクリートの圧縮強度  $F_c$ が発揮できないため内部コ ンクリートのせん断耐力を過大評価しているためだと考 えられる。試験体 15,16 では支圧板を 9mm から 14mm, 試験体 17,18 では支圧板を 9mm から 16mm,試験体 19 では支圧板を 9mmから 11mm,試験体 20 では支圧板を 9mmから12mm以上に設計すればせん断耐力は増加し、 実験値と計算値の誤差は小さくなると考えられる。なお、

破壊形式	番号	試験体名	実験値	計算值	文献
			$M_{exp}$ (kN·m)	$M_{theo} (kN \cdot m)$	
支圧破壊	1	I0N	78.7	94.4	2
	2	I2N	96.1	94.4	2
	3	PF53	133	165	3
	4	A41	752	899	4
	5	A42	837	899	4
	6	A43	970	1026	4
	7	A44	994	1026	4
	8	A45	988	1026	4
	9	OJB1-0	767	769	5
	10	OJB4-0	869	767	5
	11	OJB5-0	875	753	5
	12	OJB6-1	784	735	5
せん断破壊	13	TR17	45.9	55.7	3
	14	TR53	59.4	72.4	3
	15	OJS3-0	763	916	5
	16	OJS4-1	823	916	5
	17	OJS5-0	843	995	5
	18	OJS6-0	696	995	5
	19	NC6	260	378	6
	20	NC9	245	307	6

表−1 実験値と計算値

試験体13ではねじり耐力,試験体14ではアーチ耐力によって決定されており,共に8mmの支圧板厚さでコンクリートの圧縮強度  $F_c$ を発揮することができる。

## 6. 直交梁を有する柱梁接合部の耐力評価の検討

直交梁を有する柱梁接合部の耐力評価においても, 図-5に示すように,柱梁接合部は内部パネルと外部パネ ルで構成されるものとし,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 ことによって評価できるものとする。

内部パネルの支圧耐力は、図-6(a)に示すようなモ デルによって評価する。直交梁に作用する支圧力は内部 パネルに作用する支圧力に比べ小さいと考え、直交梁が 無い場合と同様の評価をする。

内部パネルのせん断耐力は図-6 (b) に示すように鉄 骨ウェブパネルと内部コンクリートのせん断耐力を累加 することによって評価する。鉄骨ウェブパネルは純せん 断状態を仮定する。内部コンクリートの抵抗機構は直交 ウェブを境にコンクリート圧縮束が分断されて形成され ると考える。内部コンクリートのせん断耐力に関して, 圧縮束の応力度がコンクリート圧縮強度を発揮するため には,直交ウェブの引張耐力および支圧板の曲げ耐力が 大きく影響する。

外部パネルは図-6 (c), (d) に示すようにアーチ機



図-4 設計式の妥当性



図-5 直交梁を有するディテール

構とトラス機構によって外力に抵抗するものと考える。 外部パネルの終局耐力はそれぞれの抵抗機構から求めら れる終局耐力を累加することで評価できるものとする。 直交梁はアーチ機構に大きな影響を及ぼすと考えられる。 アーチ機構は接合部において、直交フランジおよび直交 ウェブの交点を結ぶ傾きでコンクリート圧縮束が分断さ れて形成されるものと考える。すなわち、アーチ機構に よる耐力は接合部コンクリート圧縮束の圧縮耐力、直交 フランジのねじれ耐力および直交ウェブの引張耐力に依 存する。外部パネルの耐力は、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へ伝達される 場合のみ発揮できる。この内部パネルから外部パネルへ の応力伝達は部材接合端A, Bにおいて、内部パネルか ら外部パネルへのねじりモーメントを一対の偶力に置換 した拘束力 T により評価できる。したがって、直交梁 の無い場合に比べて接合部に形成されるコンクリート圧 縮束は梁材軸との傾きが大きくなるものの、2つ形成さ れることによりせん断耐力は増加することが予測される。 これが、直交梁が無い場合の接合部の耐力に比べ直交梁 を有する接合部の耐力が大きくなる要因と考えられる。

この抵抗機構に基づく定量的な評価法に関して,現在 検討中である。



図-6 抵抗機構

#### 6. 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 合部の支圧耐力設計式,せん断耐力設計式が提案された。 支圧耐力設計式は概ね評価できているが,せん断耐力設 計式では評価基準となる試験体が少なく,設計式の精度 を評価しきれていないため,今後更に詳細な検討を重ね ていく予定である。直交梁を有する接合部の抵抗機構に 基づく定量的な評価法に関して,現在検討中である。

#### 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, pp.157-166, 2001 年 1 月.
- 2) 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年7月.

- 3) 鳥居拓三,小山高志,山下恵二,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) 柱梁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-実験(その3),日本建築学会大会学術講演梗概 集(関東), pp.1061-1064, 1997年8月.
- 4)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), pp.1893-1894, 1992年8月.
- 5) Ryoichi Kanno : DEFORMATION , AND SEISMIC RESISTANCE OF JOINTS BETWEEN STEEL BEAMS AND REINFORCED CONCRETE COLUMNS Volume 1, Volume 2, Ph.D.Thesis, Comell University, 1993.3.
- 6) 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),pp.929-930,1995年8月.

# DESIGN FORMULA ON STRENGTH OF STEEL BEAMS – REINFOCED CONCRETE COLUMN JOINT

## Kouhei HORIE, Mikihito YOSHIDA and Yasushi NISHIMURA

Based on stress transferring mechanism and resistance mechanism , the bearing and shear strength design formula of through beam type beam - column joints for RCS system were proposed. It is assumed that S beam - RC column joint is composed of inner and outer panel , and the ultimate strength of beam - column joint is obtained by superposition of the ultimate strength of both panels. This design formula is shown to be in good agreement with the previous test results. And furthermore , resistance mechanism of beam - column joints with transverse beams was proposed. The web and flange element of transverse beams are shown to be effected to arch mechanism of outer panel.