

論文 鉄骨梁が鉄筋コンクリート柱に偏心して結合される柱梁接合部の終局耐力の評価

長濱 聖実^{*1}・田村 真吾^{*1}・馬場 望^{*2}

要旨：鉄骨梁が鉄筋コンクリート柱芯に対して偏心する柱梁接合部の終局耐力を汎用的に評価する手法は、未だ構築されていない。本研究は、梁貫通形式の帯筋タイプおよびふさぎ板タイプの柱梁接合部を対象として、鉄骨梁の偏心が柱梁接合部の力学性状に及ぼす影響を実験的に検討し、実験結果で得られた知見に基づいて、鉄骨梁の偏心を考慮した接合部コンクリートパネルの有効幅およびふさぎ板のせん断抵抗に対する低減係数の算定方法を提案した。本提案を現行の日本建築学会の規基準に適用することによって求められた計算値は、実験値を安全側かつばらつきの小さい評価が可能であることを示した。

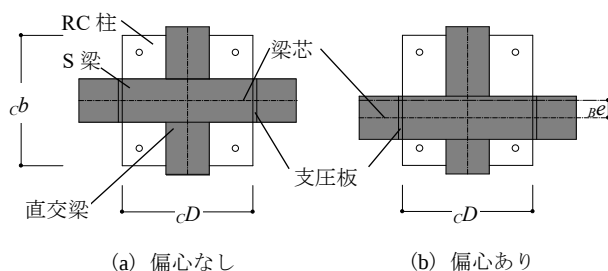
キーワード：RCS 柱梁接合部, RCS 指針, S 梁偏心, 直交梁, 終局耐力

1. 序

鉄筋コンクリート(以下, RC という)柱と鉄骨(以下, S という)梁で構成される混合構造において, 日本建築学会「鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針」¹⁾(以下, RCS 指針という)が刊行された。

現行の RCS 指針において, その本文・解説に規定されず, 付録による研究事例の紹介に留まっている課題のひとつとして, 図-1 に示すように, 建物外周部の S 梁と外壁の収まり等の問題から, S 梁の材軸を RC 柱芯に対して平面的に偏心させた柱梁接合部(以下, 偏心接合部という)の終局耐力の評価が挙げられる。

本研究は, RCS 指針で規定される柱梁接合部の基本ディテールのうち, 図-2 に示す梁貫通形式十字形接合部を対象とし, S 梁の偏心および施工性を考慮した直交梁のディテールが柱梁接合部の終局耐力に及ぼす影響を実験的に検討する。ここで, 柱梁接合部のディテールを帯筋タイプおよびふさぎ板とした実験をそれぞれ「実験 1」および「実験 2」とする。また, 既往の研究をデータベース化し, 本実験結果および RCS 指針に提示される偏心のない標準柱梁接合部の終局せん断耐力あるいは終局支圧耐力設計式に基づいて, 偏心接合部の終局耐力を評価する算定方法を提案する。



【記号】 cb : 柱幅 cD : 柱せい be : 偏心距離

図-1 偏心接合部

2. 実験1

2. 1 実験計画

図-3に試験体詳細を示す。実験変数は, S梁の偏心の有無および直交梁のディテールであり, その偏心距離 be は, RC柱幅の1/5である70 mmとする。両側に直交梁が取り付く偏心なしの標準試験体(H-2試験体)および偏心試験体(eH-2試験体)に加え, S梁の偏心時における直交梁のディテールが偏心接合部の力学性状に及ぼす影響を確認するため, 施工性を考慮したS梁の偏心側の直交梁を除去したeH-1試験体の計3体の試験体が計画された。

各試験体とも, RC 柱は断面が 350×350 mm, 主筋および帯筋が 12-D16(SD345)および 2-S8@60(KSS785)である。また, S 梁および直交梁の公称寸法は, BH-250×85×9×25 および BH-250×100×6×12(ともに SM490A)であり, S 梁および直交梁の RC 柱面位置には支圧板 PL-9(SM490A)が設置されている。柱梁接合部は, 帯筋を 2-D10@40(5 段, SD295)とし, 柱梁接合部のせん断破壊が先行するように, 鉄骨ウェブパネルは PL-6(SS400)とする。表-1 に使用材料の力学特性を示す。なお, コンクリートの圧縮強度は, 各試験体におけるシリンドラ強度に大きな相違が確認されなかったことから, 全シリンドラ強度の平均値を採用している。

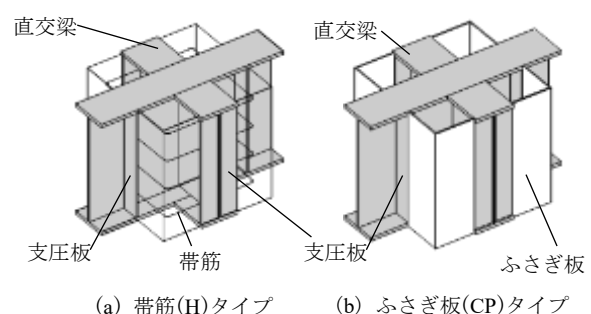


図-2 梁貫通形式 RCS 柱梁接合部

*1 大阪工業大学 工学研究科 建築・都市デザイン工学専攻 (学生会員)

*2 大阪工業大学 工学部 建築学科・教授 博士(工学) (正会員)

実験は、RC 柱両端をピン支点、S 梁両端を移動支点とし、RC 柱に所定の一定軸力(軸力比 $n = 0.18$)を負荷した後、S 梁端に正負 2 回繰返し载荷を行う。

2. 2 実験結果とその考察

図-4 は、S 梁が偏心する eH-2 試験体を代表して、荷重-変形関係および正載荷側の最大荷重時のひび割れ状況を示す。また、図-5 に各試験体の履歴曲線の包絡線を示す。縦軸は RC 柱のせん断力 cQ 、横軸は層間変

形角 R である。図中の▼は正載荷時の最大荷重、破線は各部材の終局曲げ耐力および標準接合部の終局耐力計算値を示す。各試験体とも、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に接合部パネルに斜めひび割れが観察されたが、その後、S 梁フランジ上下面のコンクリートに支圧応力による圧壊が生じ、最終破壊状況は支圧破壊の様相を呈した。

履歴曲線に着目すると、すべりの小さい安定した履歴性状を示しており、その他の試験体も同様の性状が確認された。各試験体とも、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの早期に鉄骨ウェブパネルの初期せん断降伏が認められることから、その破壊モードは、柱梁接合部せん断降伏後の支圧破壊に支配されたと考えられる。

一方、履歴曲線の包絡線より、eH-2 試験体は、H-2 試験体に比べて若干の最大荷重の低下が認められ、その差は最大 8% 程度である。一方、S 梁の偏心側の直交梁がない eH-1 試験体は、他の試験体と比べて最大荷重が 40kN (24%) 程度低下していることがわかる。この要因のひとつとして、S 梁が偏心することによって生じる柱梁接合部のねじりに対する直交梁の抵抗要素の喪失が考えられる。

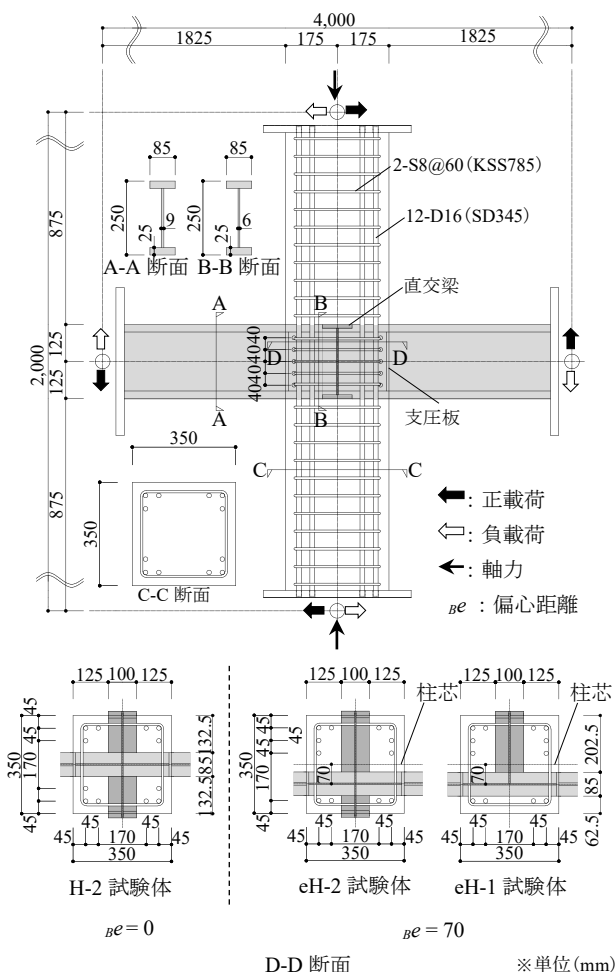


図-3 試験体詳細(実験 1)

表-1 使用材料の力学特性					
使用材料			降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
加力梁フランジ	SM490	PL-25	350	515	210953
直交梁フランジ		PL-12	366	535	213661
加力梁ウェブ		PL-9	394	562	215200
支圧板		PL-6	372	525	207353
接合部ウェブパネル	SS400	PL-6	316	429	207135
ふさぎ板		PL-3.2	274	426	202058
主筋	SD345	D16	403	599	195571
接合部帯筋	SD295	D6	502	614	208823
柱帯筋	KSS785	S8	1003	1211	215346
使用材料			圧縮強度 σ_b (N/mm ²)	割裂強度 F_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
コンクリート	ふさぎ板タイプ		36.9	2.99	22495
	帯筋タイプ		36.8	2.98	20579

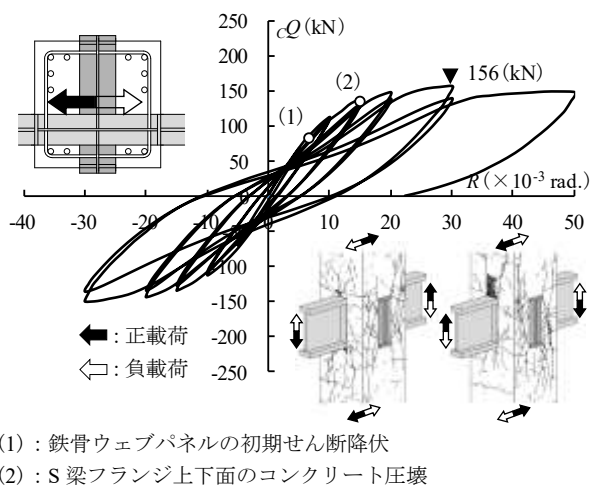


図-4 履歴曲線と破壊性状(eH-2 試験体)

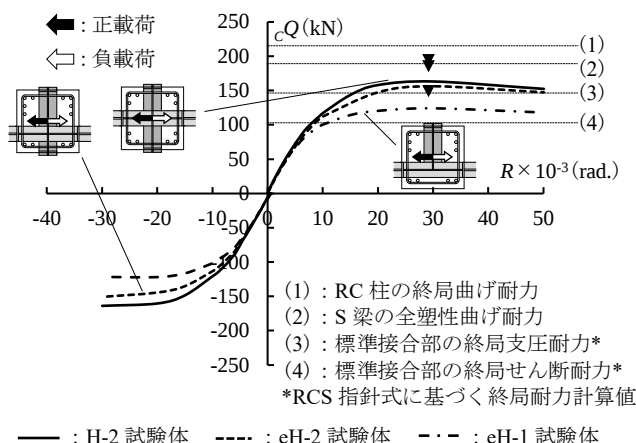


図-5 履歴曲線の包絡線

3. 実験2

3. 1 実験計画

試験体は、S 梁の偏心がない CP-2 試験体を標準試験体とし、S 梁が偏心する eCP-2 および eCP-1 試験体の計 3 体が計画された。なお、S 梁の偏心距離 be は、実験 1 と同様に、RC 柱幅の 1/5 である 70 mm とする。

図-6 に柱梁接合部の断面詳細を示す。試験体の形状寸法および配筋詳細、荷重装置やプログラムは、実験 1 と同じである。柱梁接合部のディテールは、柱梁接合部内に帯筋を配置せず、柱梁接合部周囲を薄い鋼板であるふさぎ板で覆われたものである。ふさぎ板は、その内面が RC 柱面に接するように配置し、厚さは PL-3.2 (SS400) とする。また、実験 1 と同様に、S 梁の偏心時における直交梁ディテールが偏心接合部の力学性状に及ぼす影響を確認するため、eCP-2 試験体は両側に直交梁が設けられているのに対して、eCP-1 試験体は S 梁偏心側の直交梁を取り除いている。表-1 に使用材料の力学特性を示す。

3. 2 実験結果とその考察

図-7 は、S 梁の偏心を有する eCP-2 試験体を代表して、履歴曲線および正荷重最大荷重時のひび割れ状況を示したものである。縦軸は RC 柱のせん断力 cQ 、横軸は層間変形角 R である。また、図中の ▼ は正荷重時の最大荷重、(1)~(4) の数字は各実験値をプロットしたもの、1~4 の破線は各試験体の終局耐力計算値を示す。各試験体とも、 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは鉄骨ウェブパネルの初期せん断降伏が認められたが、S 梁フランジ上下面の支圧応力によるコンクリートの圧壊が観察された。このことから、各試験体の破壊モードは、接合部せん断降伏後の支圧破壊と想定される。一方、履歴性状に着目すると、若干のすべり性状は確認されるものの、紡錘形に近い安

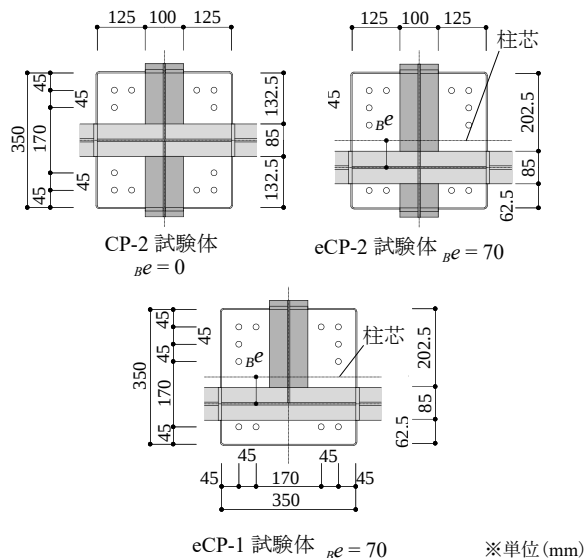


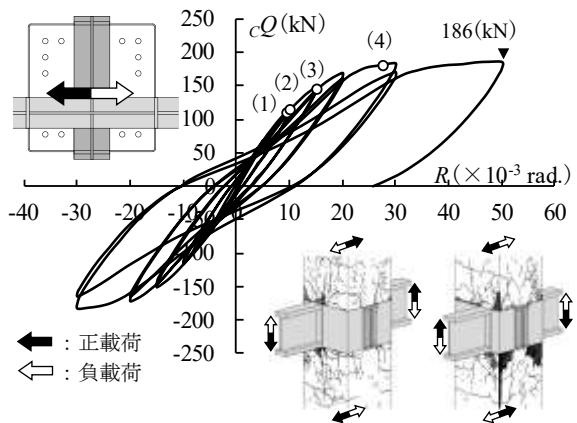
図-6 柱梁接合部断面(実験2)

定した履歴曲線を示し、その他の試験体も同様の性状が確認された。

図-8 に履歴曲線の包絡線を示す。縦軸、横軸および図中の ▼ は、履歴曲線と同じである。CP-2 標準試験体に対して、偏心を有する試験体は、eCP-2 試験体、eCP-1 試験体の順に最大荷重が低下し、前述の帯筋タイプの柱梁接合部と同様の結果を示している。

図-9 は、ふさぎ板の平均せん断応力度 $c\tau_{ave}$ と層間変形角 R の関係を示したものである。 $c\tau_{ave}$ は、ふさぎ板に貼付されたロゼットゲージから得られたせん断ひずみ度の平均値より算出し、図中の破線は、材料試験によって得られたふさぎ板の降伏ひずみ度から算出した降伏せん断応力度 $c\tau_y$ である。本図より、CP-2 標準試験体に対して、S 梁の偏心および直交梁のディテールがふさぎ板のせん断性状に及ぼす以下の知見が得られた。

- 1) 図-9(a) より、eCP-2 偏心試験体は、S 梁の偏心側のふさぎ板が先行してせん断降伏に達するが、それとは反対側のふさぎ板は遅れてせん断降伏に至る。



- (1): 鉄骨ウェブパネルの初期せん断降伏
- (2): S 梁フランジ上下面のコンクリート圧壊
- (3): ふさぎ板の初期せん断降伏、(4): S 梁フランジの初期引張降伏

図-7 履歴曲線と破壊性状(eCP-2 試験体)

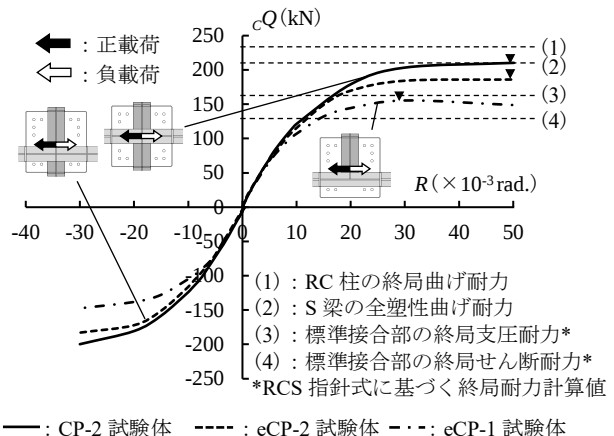


図-8 履歴曲線の包絡線

2) 図-9(b)より, S 梁の偏心側の直交梁がない eCP-1 試験体は, S 梁の偏心側およびそれとは反対側のふさぎ板ともせん断降伏に至らず, その負担せん断力は CP-2 標準接合部の半分程度である。

4. 偏心接合部の終局耐力の評価

4. 1 終局耐力の評価の方針

本実験の結果, S梁の偏心に伴い, RCS柱梁接合部の最大荷重は若干低下し, かつ, 接合部形式がふさぎ板タイプの場合, S梁の偏心はふさぎ板のせん断性状にも影響を及ぼすことが確認された。

ここでは, 偏心接合部の終局耐力がS梁の偏心のない標準接合部の終局耐力に対し, S梁の偏心距離に応じて,

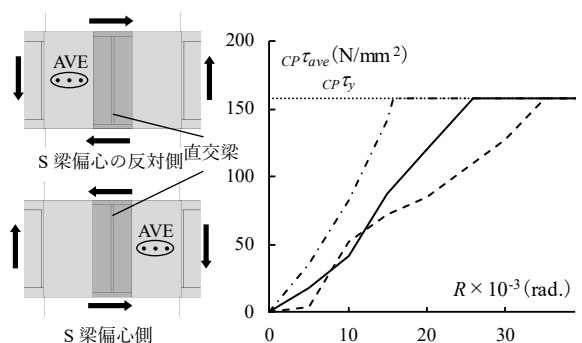
- 1) 接合部コンクリートパネルの有効幅が減少する
 - 2) ふさぎ板の平均的なせん断抵抗が小さくなる
- と考え, RCS指針に規定される標準接合部の終局耐力設計式に基づいて, 任意のS梁の偏心距離を有する偏心接合部の終局せん断耐力および終局支圧耐力を評価する方法を提案する。

4. 2 偏心接合部のコンクリートパネルの有効幅

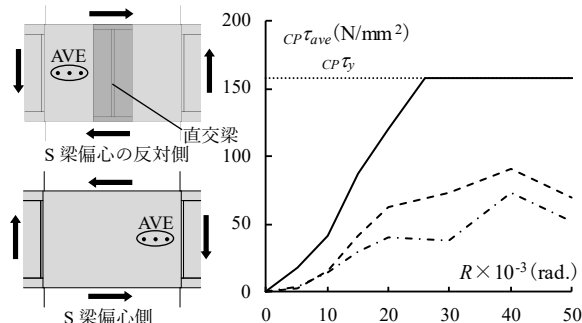
図-10は, 柱梁接合部の破壊モードが(a) せん断破壊および(b) 支圧破壊の場合について, それぞれの接合部コンクリートパネルの有効幅の考え方を示したものである。以下, 各破壊モードについて, 接合部コンクリートパネルの有効幅の決定法を述べる。

(1) せん断破壊モード

現行のRCS指針では, S梁の偏心のない柱梁接合部に



(a) CP-2 試験体—eCP-2 試験体



(b) CP-2 試験体—eCP-1 試験体

図-9 ふさぎ板の $CP\tau_{ave}$ - R 関係

において, 終局せん断耐力発揮時の接合部コンクリートパネルの有効幅に, 日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説」²⁾(以下, SRC規準という)におけるSRC柱とS梁からなる柱梁接合部の有効幅を参考に, RC柱幅の半分が採用されている。しかしながら, この有効幅を偏心接合部に適用すると, 通常の柱梁接合部内の主筋の配置によって限定される距離までS梁を偏心させても, 接合部コンクリートパネルの有効幅は変化しない。これは, 標準接合部に対して偏心接合部の終局耐力が低下する実験結果を適切に評価できない問題を生じさせる。したがって, ここでは, 標準接合部におけるコンクリートパネルの有効幅 j_b は, 文献2)におけるSRC柱とSRC梁からなる柱梁接合部の有効幅を参考に, RC柱幅 c_b とS梁幅 b_b の平均値 $(c_b + b_b)/2$ で表現される値を採用する。この場合, S梁の偏心距離 b_e によって, コンクリートパネルの有効幅は, (1)式によって表現することができる。

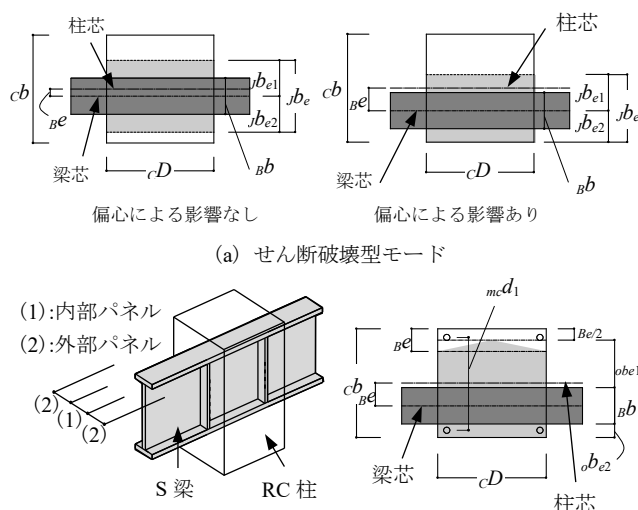
$$j_{be} = \min\left(\frac{c_b + b_b}{2}, \frac{1.5c_b + 0.5b_b}{2} - e\right) \quad (1)$$

なお, 帯筋タイプの柱梁接合部では, 終局せん断耐力発揮時におけるかぶりコンクリートがせん断抵抗に寄与しないと仮定し, ふさぎ板タイプの場合の柱幅 c_b を図-10(b)に示す主筋の一段筋間距離 $mc d_1$ に置き換える。

(2) 支圧破壊モード

支圧破壊モードにおける標準接合部のコンクリートパネルの有効幅 j_{be} は, 現行のRCS指針と同様に, S梁幅 b_b より外側の領域である $(c_b - b_b)$ とする。

一方, 偏心接合部の接合部コンクリートパネルの有効幅は, S梁の偏心に伴い, 図-10(b)に示すような五角形分布を形成すると仮定すると, (2)式によって表現する



(b) 支圧破壊モード

【記号】 b_b : 梁幅, j_{be} : コンクリートパネルの有効幅
 j_{be1} : 偏心していない側の有効幅, j_{be2} : 偏心側の有効幅
 : コンクリートパネルの有効領域

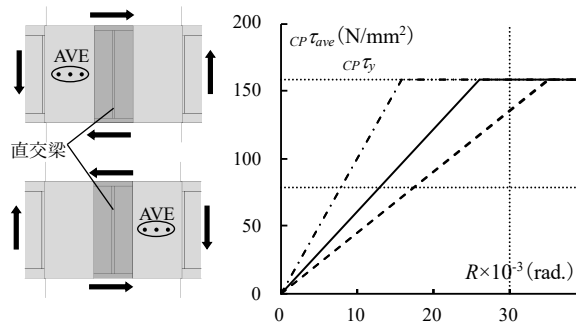
図-10 偏心接合部のコンクリートパネルの有効幅の評価

ことができる。

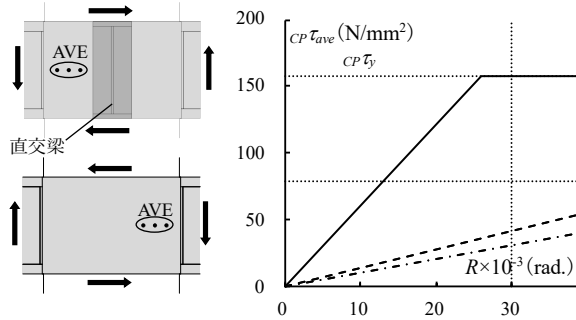
$$ob_e = (cb - Bb) - \frac{3}{4}e \quad (2)$$

4. 3 偏心接合部のふさぎ板の低減係数

図-11は、前掲の図-9に示す標準接合部試験体と偏心接合部試験体のふさぎ板に関する平均せん断応力度 $CP\tau_{ave}$ と層間変形角 R の関係をバイリニアで近似化して表現したものである。現行のRCS指針式において、標準試験体におけるふさぎ板のせん断抵抗に関する低減係数 η_0 は0.5とされている。一方、前述のように、S梁の偏心によってせん断抵抗に寄与するふさぎ板の効果が変化することが確認されたことから、実験結果より抽出された $CP\tau_{ave}$ と R の関係を図-11のようにモデル化し、標準



(a) CP-2 試験体 - eCP-2 試験体



(b) CP-2 試験体 - eCP-1 試験体

図-11 ふさぎ板の $CP\tau_{ave}$ - R 関係モデル

試験体におけるふさぎ板の効果に関する低減係数 $\eta_0 = 0.5$ に対する偏心接合部の低減係数 $e\eta$ を(3)式によって決定する。また、表-2に層間変形角 $R = 30 \times 10^{-3}$ rad.と仮定した場合の結果を示す。

$$e\eta = \frac{R \cdot \eta_0}{CP\tau_y} (a_1 + a_2) \leq \eta_0 \quad (3)$$

$$a_1 = 19.8\alpha + 6.1 \quad a_2 = -8.0\alpha + 6.1$$

$$\eta_0 = 0.5 \quad CP\tau_y = h\sigma_y/\sqrt{3}$$

$$\alpha = B^e / cb$$

ただし、ここでは、ふさぎ板の効果の低減係数 $e\eta$ は、ふさぎ板の板厚に依存しないと仮定している。ふさぎ板の板厚が低減係数 $e\eta$ に及ぼす影響に関する検討は、今後の課題である。

4. 4 実験結果と計算値の比較

表-3は、本研究で検証対象とした既往の研究より偏心接合部のみ抽出したデータベース^{4)~8)}を示す。偏心接合部の破壊モードは、提案した接合部コンクリートパネルの有効幅をRCS指針式に適用した結果と、実験結果より報告された破壊モードに相違が見られたため、同じディテールを有する標準接合部の破壊モードを示している。本研究で実施した試験体を含めると、標準接合部は8体、偏心接合部は11体であり、試験体数が少ないことから、RCS指針の非対象である支圧板が配置されていない試験体も対象としている。ただし、標準接合部と偏心接合部のRC柱断面が変化している試験体は、対象外と

表-2 ふさぎ板の低減係数($R = 30 \times 10^{-3}$ rad.)

接合部ディテール	偏心側 低減係数 $e\eta$	逆側 低減係数 $e\eta$	低減係数 $e\eta$
			0.5
	0.5	0.43	0.46
	0.13	0.10	0.12

表-3 偏心接合部のデータベース

文献 No.	No.	直交梁	タイプ	最終破壊 モード	cD (mm)	B^D (mm)	cb (mm)	Bb (mm)	σ_B (N/mm ²)	B^e (mm)	B^e/cb (-)	$e\eta$ (-)
4)	1e	両側	CP	BF	350	300	350	125	32.6	65	0.19	0.41
5)	2e	両側	CP	BF	400	300	400	100	27.0	100	0.25	0.41
6)	3e	片側	H	BF	350	300	350	125	39.1	55	0.16	0
7)	4e-1	両側	H	BF	350	300	350	125	34.8	55	0.16	0
	4e-2	片側	H	BF	350	300	350	125	34.8	55	0.16	0
8)	5e-1	両側	CP	SF	360	298	400	80	48.0	100	0.25	0.41
	5e-2	両側	CP	SF	360	300	400	80	26.1	100	0.25	0.41
本研究	eCP-2	両側	CP	SF	350	250	350	85	36.9	70	0.20	0.46
	eCP-1	片側	CP	SF	350	250	350	85	36.9	70	0.20	0.12
	eH-2	両側	H	SF	350	250	350	85	36.8	70	0.20	0
	eH-1	片側	H	SF	350	250	350	85	36.8	70	0.20	0

※表中の CP および H はふさぎ板タイプおよび帯筋タイプ、BF および SF は支圧破壊およびせん断破壊を表している。

した。また、ふさが板の低減係数 $e\eta$ は、(3)式に基づいて算出された値であるが、全データとも層間変形角 R は、 $R = 30 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ と仮定している。

図-12に実験値と計算値の比較を示す。縦軸および横軸は、それぞれ最大耐力実験値 $cQ_{u,exp}$ および終局耐力計算値 $cQ_{u,cal}$ である。図中の実線は、 $cQ_{u,exp}/cQ_{u,cal}$ を示す。また、(a)はRCS指針式による算定、(b)は本研究で提案された(1)～(3)式をRCS指針式に適用した算定結果である。(b)の方法による算定結果は、(a)の方法と比較してばらつきが小さく、標準試験体と偏心試験体をほぼ同じ精度で安全側に評価していることがわかる。しかしながら、本研究で提案した評価法と実験結果で報告されている破壊モードの判定に差異が認められ、実験結果で支圧破壊と判定されている多くの試験体が、算定結果ではせん断破壊と判定されていることから、RCS指針における標準接合部の終局せん断耐力式は、終局支圧耐力式に比べて実験値に対する余裕度が相当大きいと考えられ、今後、さらに提案式の精度について検討する必要がある。

5. 結語

本研究で得られた知見は、以下のとおりである。

- 1) 柱梁接合部ディテールが帯筋タイプおよびふさが板タイプの場合、S梁の偏心によって柱梁接合部の最大耐力は1割程度低下する。また、ふさが板タイプにおいては、S梁の偏心がふさが板のせん断抵抗に対する効果に影響を与える。
- 2) S梁の偏心側の直交梁は、偏心接合部の応力伝達に

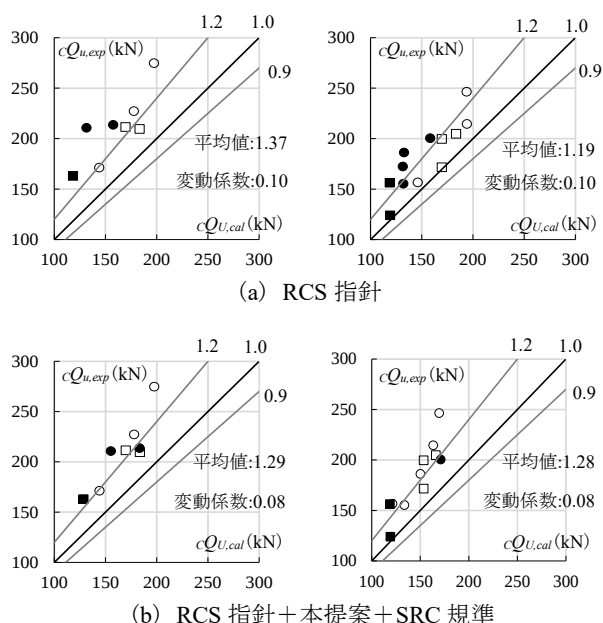


図-12 実験結果と計算値の比較

大きな影響を及ぼす。

- 3) せん断破壊に支配される柱梁接合部のコンクリートパネルの有効幅は、現行のRCS指針が採用する柱幅の1/2とした場合、上述の実験結果を説明できない。
- 4) 実験結果およびSRC規準に基づいて、S梁が偏心する場合の接合部コンクリートパネルの有効幅およびふさが板の低減係数の算定方法を提案した。本提案方法によって算定された終局耐力計算値は、標準試験体および偏心試験体の最大耐力実験値をほぼ同じ精度、かつ、小さいばらつきで評価可能である。

謝辞

本研究は、株式会社イチケンとの共同研究として実施されたものであり、株式会社イチケン・渡邊孝司氏、CIMストラクチャー株式会社・大川碧氏をはじめ、関係各位に対して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針，2021.2
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説，2014.1
- 3) 金本清臣，山野辺宏治，中西啓二，渡辺泰志：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(NewRCSS 構法)の開発(その1)，(その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1103-1106，2005.9
- 4) 森貴久，齋藤啓一：RCS 構造におけるふさが板形式柱梁接合部のせん断耐力に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1099-1100，2006.9
- 5) 中江晃彦，早川邦夫，舟山勇司，細矢博，平野晋：柱 RC、梁 S から成る構造物の部分架構実験(その5)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1663-1664，1994.9
- 6) 関彩那，福原武史，宮内靖昌，菅原公彦：柱と梁が偏心した柱 RC 梁 S 十字型接合部の構造性能に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1433-1434，2019.9
- 7) 中井崇之，福原武史，関彩那，渡邊秀幸，池田和憲，菅原公彦，宮内靖昌，菅原公彦：直行梁及び梁偏心量を変数とする柱 RC 梁 S 接合部の構造性能に関する研究(その1～3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1465-1470，2018.9
- 8) 原田雅俊，片岡隆広：梁偏心・梁段差を有する柱 RC 梁 S 混合構造の十字形柱梁接合部の構造性能(その1)(その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1457-1460，2018.9