

## 柱 RC・梁 S からなる混合構造(FSRPC-B 構法)における 偏心接合部のせん断終局耐力評価に関する研究

シング ラヴィ 佐々木 仁  
増田 圭司

### 概 要

物流施設、事務所ビルやショッピングセンターなどのようなロングスパンの建物は鉄骨造とするのが一般的であったが、鋼材の価格変動などにより、経済性が追求された。そこで、柱を鉄筋コンクリート造、梁を鉄骨造とするハイブリッド構造の FSRPC-B 構法が開発された。FSRPC-B 構法は柱頭および柱脚にバンドプレートを配したのが特徴で、柱梁接合部は囲み板形式、横補強筋形式および差し筋形式と 3 種類のディテールより選択できる。しかしながら、FSRPC-B 構法では柱芯と梁芯が同芯のため、例えば、病院においては、平面計画上パイプスペースが柱型内に納まらないことや、物流施設においては、外壁と梁との距離が大きいため、外壁パネルの取り付けに難があるなどの改良が求められた。そこで、より合理的な平面計画や施工性の向上を図るために偏心接合部ディテールの開発を試みた。

本報では、FSRPC-B 構法における偏心接合部のせん断終局耐力に対する評価法について、既往の文献調査および実験的な検証により、新たな知見を得たので報告する。

### Research on the Evaluation of the Ultimate Shear Strength of Eccentric Beam Column Joints in Composite Structure with RC Columns/Steel Beams (FSRPC-B Method)

#### Abstract

Steel beams were mostly used in the construction of buildings with large spans such as, logistics, office buildings, and shopping malls. But due to the high cost of steel, there's a concerted effort to reduce the construction cost of buildings. Therefore, a hybrid structure with reinforced concrete columns and steel beams, FSRPC-B method was developed. The FSRPC-B method consists of band plate at the top and the bottom of the columns, and has 3 types of beam column joints, known as cover plate type, lateral reinforcement type and U shaped reinforcement type. But since the beam and the column is concentric, there are difficulties in fitting the pipe space within the column while designing the floor plan, and due to large space between the beam and the exterior wall, installation of exterior walls takes time. Therefore, development of eccentric beam column joints was carried out, for a rational floor design and to improve the construction method.

In this paper, an examination of previous specimen and experimental research is being carried out to formulate the shear strength of eccentric beam column joints in FSRPC-B method and the evaluation method of ultimate shear strength is shown.

キーワード: FSRPC-B 構法、バンドプレート、  
囲み板、偏心接合部、せん断耐力

## §1. はじめに

### 1.1 背景

建設ラッシュ当時では、物流施設、事務所ビルやショッピングセンターなどの中低層かつ柱が少ないロングスパンの建物については、柱および梁は鉄骨造(以下、S造)とする構造形式が一般的であった。しかしながら、このような建物を全てS造とした場合、鋼材の価格変動や加工の手間などに工事費が大きく左右され、経済性が追求された。そこで、上記のような建物の柱を鉄筋コンクリート造(以下、RC造)、梁をS造とする構造に関する研究が進み<sup>1)3)</sup>、ハイブリッド構造の「FSRPC-B 構法<sup>※1)</sup>」が開発された。

FSRPC-B 構法では柱芯と梁芯が同芯となっているため、柱際にあるパイプスペースが柱型内に納まらないことや、外壁と梁との距離(離れ)が大きく、取り付けが難しいなどが課題として挙げられた。そこで、より合理的な平面計画や施工性の向上を目的に、柱芯に対して梁芯が偏芯した接合部(以下、偏芯接合部)ディテールの開発を行った。

※1 FSRPC-B 構法: Fujita Steel plus Reinforced Precast Concrete – Band plate method の略称

### 1.2 FSRPC-B 構法の概要および特徴

FSRPC-B 構法は、図1に示すように、RC造の柱にS造の梁が貫通しており、柱頭および柱脚にバンドプレートを配したのが特徴である。また柱梁接合部は、囲み板形式、横補強筋形式および差し筋形式と3種類のディテールを有している(図2)。柱頭および柱脚をバンドプレートで拘束することにより柱梁接合部の耐震性能が向上し、各社の類似構法に比べて最もシンプルなディテールとなっている。

FSRPC-B 構法はS造と同様な10~18mの大スパンを有し、かつ柱がRC造のため、鋼材の使用量が削減し、S造に比べると躯体工事費の10~20%のコストダウンが可能となった。また、図3に示すように、柱をプレキャスト造(以下、PCa造)とした場合、S造並みの建方が可能となり、工期短縮にも貢献した。RC造とS造を合理的に組み合わせることで、居住性の高い大スパンの実現によりFSRPC-B 構法は数多くの建物に採用され、物流施設を中心に施工床面積が300万m<sup>2</sup>を超える実績を上げている。

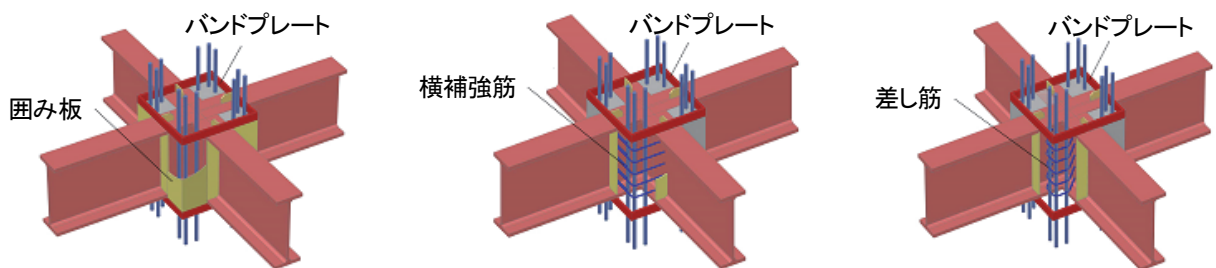


図2 柱梁接合部のディテール

## §2. バンドプレートのない偏芯接合部の既往の実験

### 2.1 試験体の概要

FSRPC-B 構法と類似なディテールかつ偏芯接合部を

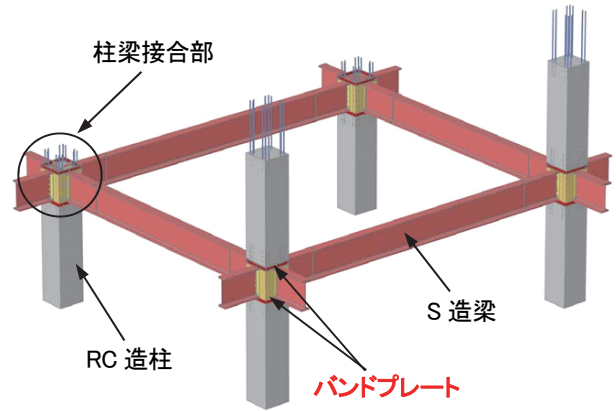
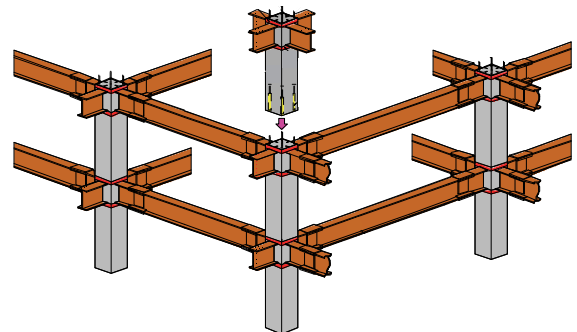
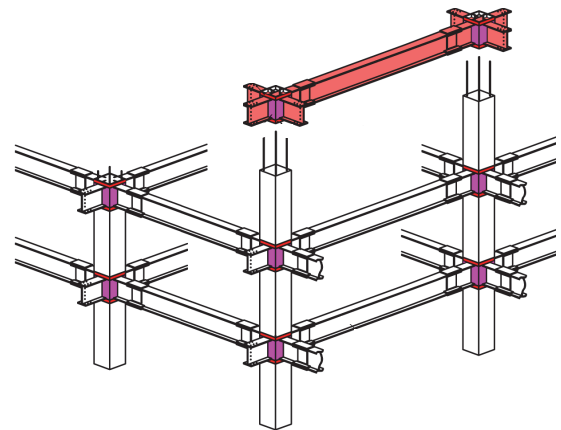


図1 FSRPC-B 構法の概要



(a) PCa 造柱一体型接合部



(b) S 造梁一体型柱接合部

図3 PCa 造柱およびS 造梁の建方概略

有する既往の試験体<sup>4~6)</sup>の主な諸元を表 1 に示す。なお、表 1 の試験体は十字形の試験体に対して、加力梁を偏芯させたものである。柱梁接合部は、囲み板により補強され、柱頭および柱脚にはバンドプレートがないものとなっている。また、いずれの試験体の破壊モードは、偏芯接合部のせん断破壊である。

同表より、偏芯接合部の柱幅と梁幅との比  $B_c/B_b=2.80\sim 4.00$ 、柱せいと梁せいとの比  $D_c/D_b=1.09\sim 1.33$  およびコンクリート強度  $\sigma_B=27\sim 45 \text{ N/mm}^2$  の範囲にある。また、柱幅に対して偏芯距離  $e/B_c=1/5\sim 1/4$  の範囲においては、偏芯接合部の実験の最大耐力 (以下、偏芯  $Q_p$ ) は無偏芯接合部の実験の最大耐力 (以下、無偏芯  $Q_p$ ) に比べて約 5%~10% 低下していることがわかる。

## 2.2 バンドプレートのない偏芯接合部のせん断終局耐力

囲み板による補強されおよびバンドプレートを設けた柱梁接合部のせん断終局耐力  $V_{ju}$  は文献 3) に示すように、「接合部鉄骨ウェブパネルのせん断耐力 ( $V_{j1}$ )」、「接合部フランジ内コンクリートのせん断耐力 ( $V_{j2}$ )」、バンドプレートの効果による「接合部フランジ幅外側コンクリートのせん断耐力 ( $V_{j4}$ )」および「囲み板のせん断耐力 ( $V_{j5}$ )」を累加した形で評価することができる。

しかしながら、文献 4~6) の試験体においてはバンドプレートがないため、 $V_{j4}$  の項をゼロと仮定した。また  $V_{j5}$  については、梁が偏芯している側 (以下、偏芯側) の囲み板とそれの反対側 (以下、反対側) の囲み板の負担せん断力の割合が異なると仮定した。したがって、両サイドの囲み板の負担せん断力に差が生じたため、偏芯接合部のせん断耐力が低下したと考える。これを踏まえると、偏芯接合部のせん断終局耐力は図 4 のように仮定できる。なお、 $V_{j1}$  と  $V_{j2}$  は無偏芯接合部と同様に評価できると考える。

そこで、文献 4~6) の実験結果を用いて  $V_{j5}$  の項に偏芯の影響を考慮した囲み板のせん断耐力  $eV_{j5}$  を以下のように誘導した。

- ① 文献 3) に示す  $V_{j5}$  の項に囲み板の負担せん断力の低減係数  $\beta'$  を導入し、式(1)のように書き換える。

$$eV_{j5} = \frac{(1 + \beta') \cdot k \cdot \sigma_y \cdot t_k \cdot 0.9 \cdot D_c}{\sqrt{3}} \quad (1)$$

- ② 偏芯接合部の実験の最大耐力  $Q_p$  よりせん断終局耐力計算値の  $V_{j1}$  と  $V_{j2}$  を差し引き、 $eV_{j5}$  を逆算した。なお、文献 4~6) の試験体にはバンドプレートがないため、 $V_{j4}$  をゼロとした。

$$eV_{j5} = Q_p - V_{j1} - V_{j2} \quad (2)$$

- ③ 式(2) より求めた  $eV_{j5}$  を式(1)と同置して  $\beta'$  を逆算すると、偏芯距離 ( $e/B_c$ ) との関係を図 5 のように線形関

数が得られた。

- ④ 図 5 の関係より求めた  $\beta'$  を式(1)に代入して新たに  $\beta$  として整理すると、 $eV_{j5}$  は式(3)のように表現できる。

$$eV_{j5} = \beta \cdot \frac{k \cdot \sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot t_k \cdot 0.9 \cdot D_c \quad (3a)$$

$$\beta = 2 - 1.3e/B_c \quad (3b)$$

以上より、囲み板により補強されたバンドプレートのない接合部の終局せん断耐力に偏芯の影響を考慮した場合、式(4)のように表すことができる。

$$eV_{ju} = k(V_{j1} + V_{j2} + eV_{j5}) \quad (4)$$

## 2.3 バンドプレートのない偏芯接合部のせん断終局耐力の実験値と計算値の比較

文献 4~6) の偏芯接合部の実験の最大耐力  $Q_p$  と式(4)に仮定した偏芯接合部のせん断終局耐力の計算値  $eV_{ju}$  との比較を図 6 に示す。同図より、 $eV_{ju}$  に対して  $Q_p$  の平均値が 1.13、変動係数も 10% 以内であり、計算値は実験値と概ね対応している。よって、偏芯距離  $e/B_c=1/5\sim 1/4$  の範囲においては、囲み板により補強されたバンドプレートのない偏芯接合部のせん断終局耐力は式(4)を用いて評価できる。

表 1 既往の偏芯接合部試験体

諸元	文献4	文献5	文献6
柱幅/梁幅 ( $B_c/B_b$ )	4.00	4.00	2.80
柱せい/梁せい ( $D_c/D_b$ )	1.33	1.09	1.17
コンクリート強度 $\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	27	45	33
偏芯距離/柱幅 ( $e/B_c$ )	1/4	1/4	1/5
偏芯 $Q_p$ /無偏芯 $Q_p$	0.94	0.91	0.90

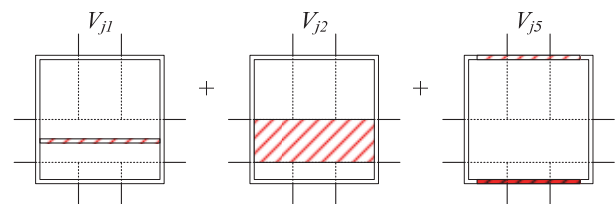


図 4 偏芯接合部のせん断抵抗機構の仮定

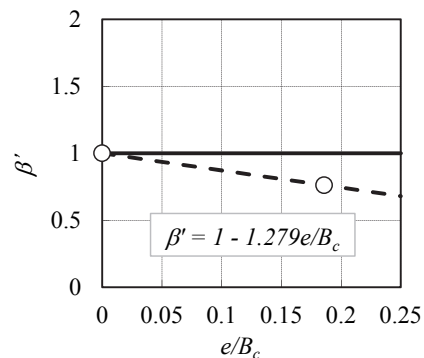


図 5  $\beta'$  と  $e/B_c$  との関係

### § 3. バンドプレートを設けた偏芯接合部の実験概要

#### 3.1 試験体の諸元

既往の試験体は囲み板により補強されたものの、バンドプレートのない偏芯接合部であった。そこで、囲み板により補強された偏芯接合部にバンドプレートを設けた場合のせん断終局耐力を確認する実験を計画した。

試験体数は 4 体とし、諸元を表 2 に、材料の力学的性質を表 3 にそれぞれ示す。また、試験体の形状を、試験体 HNo.4 を例に、図 7 に示す。試験体は、中間階を想定した十字形部分架構で実大の約 1/2.5 スケールの縮尺モデルとした。梁加力点間距離  $L=5,000\text{mm}$ 、柱支点間距離  $H=2,000\text{mm}$  とし、柱断面および梁断面は全試験体共通とした。実験のパラメータは、偏芯距離  $e$  のみとし、試験体 HNo.1 は標準的な試験体で  $e=0$  とした。試験体 HNo.2 と試験体 HNo.3 は加力梁の  $e/B_c$  をそれぞれ 1/10 と 1/6 とし、試験体 HNo.4 は加力梁とともに直交梁も  $e/B_c=1/6$  偏芯させた。試験体は 4 体とも柱梁接合部のせん断破壊が先行するよう計画した。なお、柱梁接合部のせん断終局耐力は、無偏芯接合部と見なし、文献 3) に基づいて計算した。

#### 3.2 加力および測定法

加力方法は、試験体を門型加力フレームに設置し、柱に一定の軸力を導入後、梁先端(加力点位置)に取り付けた油圧ジャッキにより正負交番繰り返し载荷を行った。加力は層間変形角  $R_i$  で制御し、加力サイクルは  $R_i = \pm 2.5, \pm 5$  ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ ) を各 1 回、 $\pm 10, \pm 15, \pm 20, \pm 30$  ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ ) を各 2 回、 $\pm 40, \pm 50$  ( $\times 10^{-3}\text{rad}$ ) を各 1 回の繰返しとした。

### § 4. バンドプレートを設けた偏芯接合部の実験結果

#### 4.1 柱せん断力-層間変形角関係

図 8 は、偏芯接合部の試験体 HNo.2~HNo.4 の柱せん断力  $Q_c$ -層間変形角  $R_i$  関係を無偏芯接合部の試験体

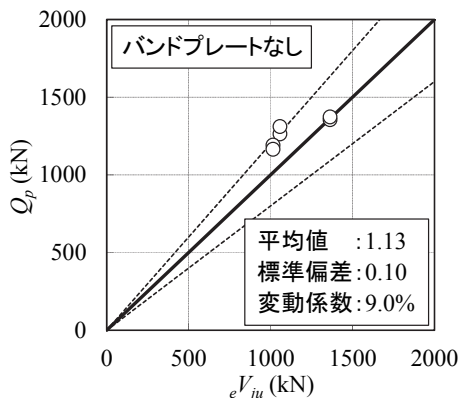


図 6 既往の試験体のせん断耐力の比較

HNo.1 と比較して示す。なお同図には、文献 3) による柱梁接合部のせん断終局耐力の計算値  $V_{ju}$  を  $Q_c$  に換算したのも併せて示す。また表 4 には、各試験体の実験の最大耐力  $Q_p$  と  $V_{ju}$  の耐力比、および偏芯接合部と無偏芯接合部の耐力比の比較を示す。

図 8 より、偏芯接合部の試験体 HNo.2~HNo.4 は試験体 HNo.1 と概ね同様な  $Q_c-R_i$  関係を示した。また、偏芯接合部の 3 体とも剛性の低下はほとんどなく  $R_i = \pm 30 \times 10^{-3}\text{rad}$  で最大耐力に達し、その後実験終了まで安定した履歴性状を示した。

表 2 試験体諸元

試験体	HNo.1	HNo.2	HNo.3	HNo.4
柱断面 $B_c \times D_c$ (mm)	400×400			
コンクリート強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	42			
主筋	12-D22 (USD685)			
フープ筋	4-K10@70 (KSS785)			
軸力比 $\eta$	0.2			
梁断面	360×130×12×28 (SM490)			
偏芯距離 $e/B_c$	0	1/10	1/6	1/6
偏芯梁(加力、直交)	—	加力梁		両梁
接合部内ウェブ $t_w$ (mm)	4.5 (SS400)			
囲み板 $t_k$ (mm)	3.2 (SS400)			
バンドプレート $t_p \times H_p$ (mm)	9×40 (SM490)			

表 3 材料の力学的性質 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート	HNo.1	HNo.2	HNo.3	HNo.4			
$\sigma_B$	42.4	42.2	43.6	45.0			
$E_c$ ( $\times 10^4$ )	2.73	2.94	2.79	2.87			
鋼材	K10	D22	PL3.2	PL4.5	PL9	PL12	PL28
$\sigma_y$	895	766	312	315	372	417	346
$E_s$ ( $\times 10^5$ )	1.83	2.03	2.13	2.12	2.11	2.14	2.08

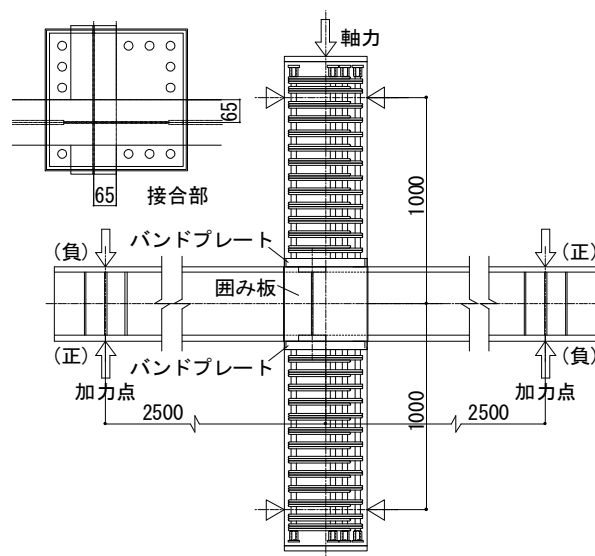


図 7 試験体の形状

また表 4 より、 $e/B_c=1/10$  の試験体 HNo.2 は試験体 HNo.1 と大差はなく、偏芯  $Q_p$ /無偏芯  $Q_p$  の平均値が 1.00 であった。一方、 $e/B_c=1/6$  の試験体 HNo.3 は試験体 HNo.1 に比べて偏芯  $Q_p$ /無偏芯  $Q_p$  の平均値が 0.97 であった。実験の最大耐力が 3%と若干低下したが、試験体 HNo.1 と概ね同程度であった。試験体 HNo.4 については、偏芯  $Q_p$ /無偏芯  $Q_p$  の平均値が 1.01 となり、直交梁偏芯の影響は見られなかった。また、偏芯接合部の 3 体は文献 3) による計算値の  $V_{ju}$  に概ね達している。

表 4 各試験体の接合部のせん断耐力比

接合部せん断耐力 (kN)	HNo.1	HNo.2	HNo.3	HNo.4
$Q_p/V_{ju}$ (正)	1.08	1.07	1.03	1.05
$Q_p/V_{ju}$ (負)	1.04	1.06	1.00	0.98
正負平均	1.06	1.06	1.02	1.02
偏芯 $Q_p$ /無偏芯 $Q_p$ (正)	—	0.99	0.97	1.00
偏芯 $Q_p$ /無偏芯 $Q_p$ (負)	—	1.01	0.96	0.96
正負平均	—	1.00	0.97	0.98

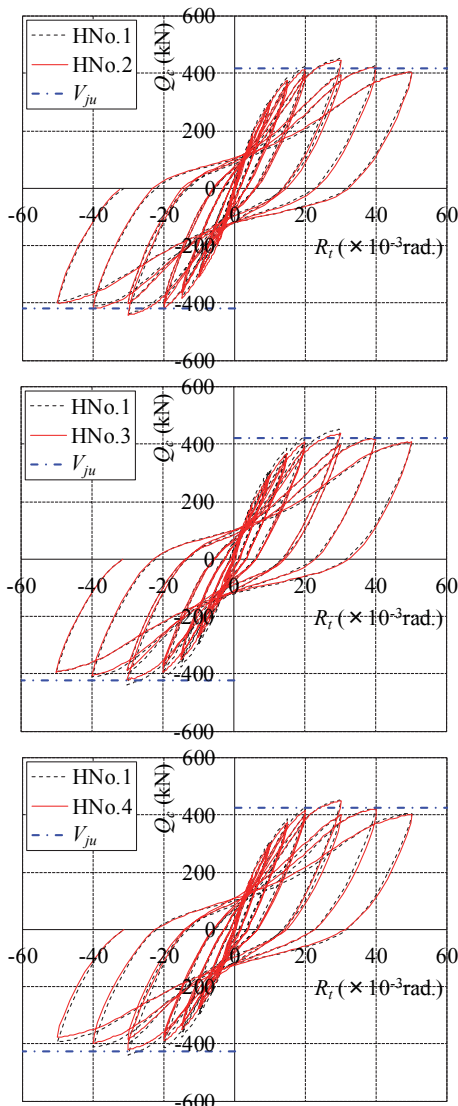


図 8 各試験体の  $Q_c-R_t$  関係

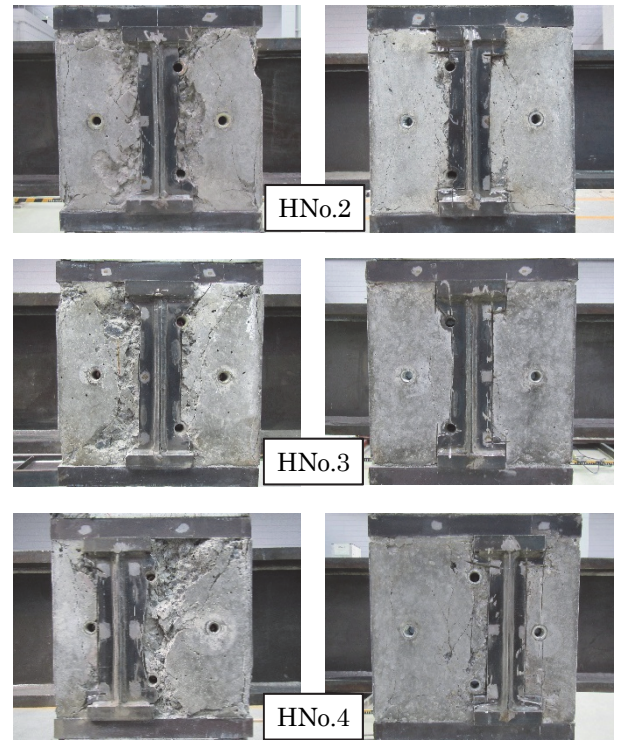
#### 4.2 偏芯接合部のひび割れ性状および変形

実験終了後に囲み板を撤去した偏芯接合部の試験体 HNo.2~HNo.4 のひび割れ状況を写真 1 に、試験体 HNo.3 を例に、接合部水平せん断力  $Q_p$ —接合部せん断変形角  $\gamma_p$  関係を図 9 にそれぞれ示す。

写真 1 より、偏芯側にひび割れが集中し、コンクリートが部分的に剥落しているのに対して、反対側のひび割れ度が少ない。特に試験体 HNo.2 と HNo.3 を比較すると、偏芯距離が大きくなると、偏芯側のひび割れが顕著で、反対側のひび割れが軽減している。また図 9 より、偏芯側の接合部のせん断変形が大きく、反対側の変形量は小さい。

#### 4.3 偏芯接合部の囲み板のひずみ分布

図 10 は、試験体 HNo.3 を例として、接合部の偏芯側お



偏芯側 反対側  
写真 1 接合部のひび割れ性状

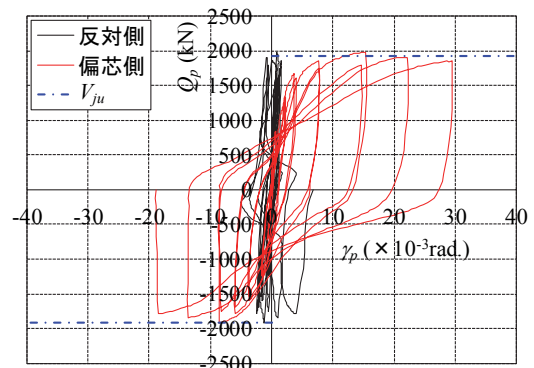


図 9 偏芯接合部の  $Q_p-\gamma_p$  関係

よび反対側の囲み板のせん断ひずみ分布を示す。 $R=\pm 15 \times 10^{-3} \text{rad}$ では偏芯側および反対側の囲み板が全てせん断降伏し、両サイドの囲み板が同様にせん断力を負担していることが確認できる。また、バンドプレートのない試験体に比べると、バンドプレートの補強により両サイドの囲み板が降伏したものと推測する。したがって、文献 3)に示すように、バンドプレートの拘束効果によりフランジ幅の外側のコンクリートがせん断力を負担するため、偏芯接合部試験体の耐力がほとんど低下しなかったものと考えられる。

#### 4.4 偏芯接合部のせん断耐力の実験値と計算値の対応

図 11 は、接合部の実験の最大耐力  $Q_p$  と文献 3) による柱梁接合部のせん断終局耐力の計算値  $V_{ju}$  との比較を示す。なお同図には、本実験の偏芯接合部の実験結果 (●) および文献 3) の無偏芯接合部の実験結果 (○) を併せて示す。計算値の  $V_{ju}$  に対して偏芯接合部の最大耐力  $Q_p$  の平均値が 1.03 であり、変動係数が 3.3% とばらつきも小さい。また、文献 3) の無偏芯接合部の実験結果と比べると概ね同様な傾向を示した。したがって、 $e/B_c=0 \sim 1/6$  の範囲においては、偏芯接合部のせん断終局耐力は文献 3) に示す評価法により評価できる。

#### §5. まとめ

FSRPC-B 構法における偏芯接合部ディテールの開発を目的に偏芯接合部のせん断破壊が先行する実験を行い、得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 偏芯接合部の既往の試験体は、 $e/B_c=1/5 \sim 1/4$  の範囲にあり、実験値の最大耐力が約 5%~10% 低下した。
- 2) 偏芯接合部の試験体は剛性の低下はほとんどなく、無偏芯試験体と比べて概ね同様な履歴性状を示し、耐力比も概ね 1.00 であった。
- 3) バンドプレートの拘束により、偏芯接合部の両サイドの囲み板およびフランジの外側のコンクリートがそれぞれせん断力を負担するため、偏芯接合部の耐力はほとんど低下しなかった。
- 4) バンドプレートの補強により、偏芯接合部の  $V_{ju}$  と  $Q_p$  との平均値が 1.03 であり、 $e/B_c=0 \sim 1/6$  の範囲ではせん断終局耐力は文献 3) の評価式により評価できる。

#### 参考文献

- 1) 佐々木仁、三瓶昭彦、吉野次彦、松戸正士:プレキャストコンクリート柱と鉄骨梁で構成される混合構造工法に関する研究開発、コン

リート工学年次論文報告集、第 13 巻 2 号、pp.679-684、1991 年

- 2) 佐々木仁、久保田勤、三瓶昭彦、山本哲夫、狩野芳一:柱 RC・梁 S とする混合構造柱・梁接合部のせん断抵抗機構、日本建築学会構造系論文集、第 461 号、pp.133-142、1994 年 7 月
- 3) 佐々木仁、佐藤幸博、高森直樹:バンドプレートおよび囲み板により補強された柱 RC・梁 S とする混合構造に関する実験的研究 その 1 およびその 2、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.1207-1210、2008 年 7 月
- 4) 中江晃彦、早川邦夫、細谷博、船山勇司、平野晋:柱 RC、梁 S から成る構造物の部分架橋実験 その 5、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.1663-1664、1994 年 9 月
- 5) 荒金直樹、成瀬忠、五十嵐治人、足立将人:柱 RC 梁 S 混合構造架橋の構造性能 その 4 実験概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.1467-1468、2013 年 8 月
- 6) 森貴久、斉藤啓一:RCS 構造におけるふさぎ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、C-1、構造Ⅲ、pp.1099-1100、2006 年 9 月

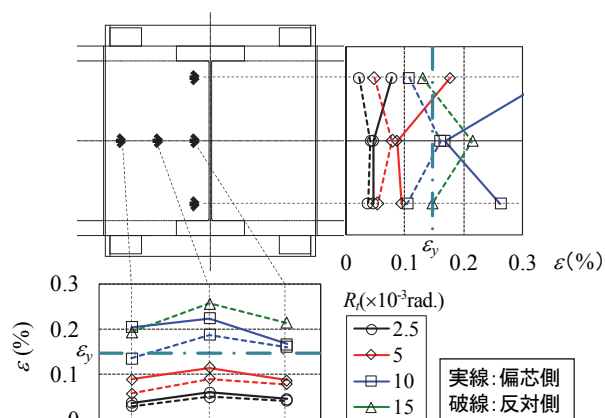


図 10 囲み板のせん断ひずみ分布

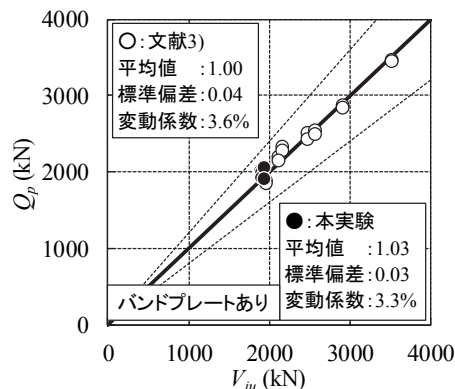


図 11 偏芯接合部のせん断耐力の対応



シング ラヴィ

#### ひとこと

FSRPC-B 構法はこれまでに数多くの建物に採用され、お客様のニーズに応じてきました。今回の改良により、お客様が理想としている平面プランにさらに近づけたかと思えます。