

(70) 高強度コンクリートを用いた 鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁接合部に 関する実験的研究

久保田 淳¹・福元 敏之²・福田 孝晴³

¹会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

E-mail:jkubota@kajima.com

²会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)

E-mail:fukumoto-to@kajima.com

³会員 鹿島建設株式会社 建築設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30)

E-mail:fukudath@kajima.com

本研究で対象とする鉄筋コンクリート(RC)柱・鉄骨梁架構では、高層建物までを適用範囲とするために、柱に高強度コンクリートを用いており、接合部には梁貫通型の簡易なディテールを採用することで、最小限の使用鋼材量としている。本架構については、今まで多くの研究が行われてきたが、高強度コンクリートを対象とした研究は少なく、また、設計式が規準・指針には規定されていない。そこで、高強度コンクリートを用いた柱梁接合部の構造性能を把握するために部分骨組実験を実施した。実験の結果、大変形まで大きな耐力低下の無い安定した履歴性状を示すこと、耐力評価において、高強度のコンクリートを使用する場合は、設計式にてこの影響を考慮する必要があることが分かった。

Key Words : composite structure, reinforced concrete column, steel beam, beam-column connection, subassembly test

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下、RC)柱と鉄骨梁の混合構造において、RC柱内に鉄骨梁を貫通させる梁貫通型の柱梁接合部は、簡易なディテールが特徴であり、少ない鋼材量で接合部が構成できる合理的な接合法である(図-1)。このような架構において、近年は高層化やロングスパン化などを理由として、柱の軸力の増大や柱梁接合部の応力が高くなる傾向にあり、これに対応するために柱に使用するコンクリートの強度を上げる必要性が生じる。しかし、高強度のコンクリートを用いた既往の実験資料は未だ少ない。そこで、本研究では、高強度コンクリートを用いた梁貫通型のRC柱鉄骨梁接合部の応力伝達における局部支圧性状、および柱梁接合部のせん断性状を把握するために、破壊形式、接合部形状、コンクリート強度および補強方法を実験因子として、部分骨組実験を実施した。さらに、実験結果と既往の耐力評価式による諸耐力との比較より、評価式の適用可能性について検討を行った。本報では、実験概要及び結果、諸耐力の比較検討結果について報告する。

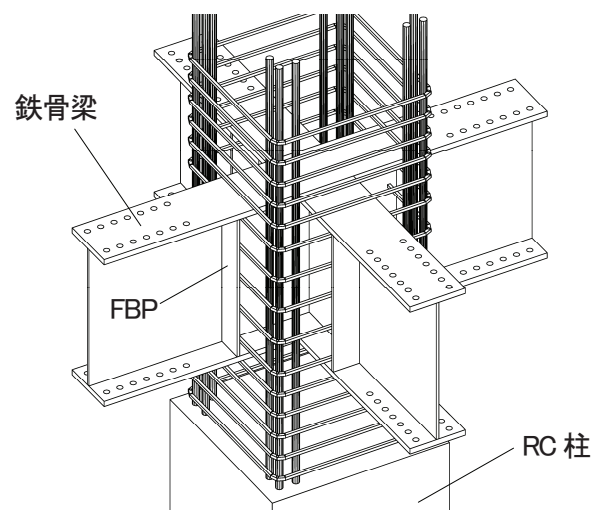


図-1 梁貫通型のRC柱鉄骨梁接合部概要

表-1 試験体一覧

試験体 名称	破壊 形式	接合部 形状	コンクリート 設計基準強度 Fc(N/mm ²)	補強方法	各部諸元		
					接合部内 ウェブ	FBP	ふさぎ板
B3F	局部支圧	十字形	30	FBP	t=12 (SM570)	t=4.5 (SM490)	—
B6F			60			ふさぎ板	—
B6C				FBP+直交梁		t=4.5 (SM490)	—
B6FO				FBP			
OB6F		ト形					
S3F	接合部 せん断	十字形	30	FBP	t=4.5 (SS400)	t=4.5 (SM490)	—
S6F			60	FBP		—	t=3.2(SS400)
S6C				ふさぎ板			

2. 実験概要

試験体一覧を表-1に、試験体形状を図-2に示す。

試験体は縮尺1/2～1/3とした部分骨組試験体8体である。実験因子は、①破壊形式(B：局部支圧破壊型，S：接合部せん断破壊型)、②接合部形状(無し：十字形，O：ト形)、③コンクリート強度(3：30N/mm²，6：60N/mm²)、④補強方法(F：FBP，C：ふさぎ板，FO：FBP+直交梁)とした。局部支圧破壊とは、鉄骨梁フランジ上下の柱コンクリートの支圧による破壊を言う。いずれも、設定した破壊形式の耐力が各部耐力を下回るようにした。試験体に用いた鋼材及びコンクリートの機械的性質を表-2、表-3に示す。

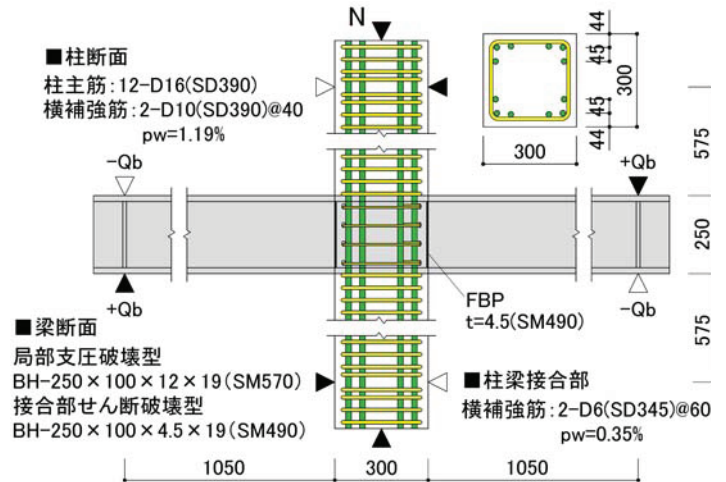


図-2 試験体形状

表-2 鋼材の機械的性質

サイズ	鋼種	板厚	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
PL-3.2	SS400	3.1	290	436	207	33
PL-4.5		4.1	320	446	204	33
PL-3.2	SM490	3.2	410	527	181	25
PL-4.5		4.5	408	523	171	26
PL-9		8.7	368	529	202	19
PL-19		18.6	374	528	209	26
PL-12	SM570	11.8	504	589	208	17
PL-19		18.7	537	619	213	18
D6	SD345	—	438	558	183	13
D10	SD390	—	453	586	183	14
D16		—	439	610	201	21

※試験片は、鋼板PL-6以下がJIS Z 2201 5号、PL-9～19が1A号、鉄筋が2号試験片

※降伏点は0.2%オフセット法による

表-3 コンクリートの機械的性質

試験体	B4F	B6F	B6C	B6FO	OB6F	S4F	S6F	S6C
圧縮強度 (N/mm ²)	30.6	57.7	58.7	59.4	62.5	31.8	60.1	60.7

4. 実験結果

各試験体の荷重－変形関係を図-3に、試験体の最終破壊状況を写真-1に、各サイクルピーク時と除荷時に梁上下に生じた隙間の大きさの推移を図-4に、梁フランジのひずみ分布を図-5に示す。

図-3に示す荷重－変形関係において、局部支圧破壊型ではスリップ性状を示しているが、40×10³radの大変形時まで大きな耐力低下の無い安定した履歴性状を示した。ふさぎ板(B6C)や直交梁(B6FO)を設けたものは、FBPのみ(B6F)に比べ、履歴面積が大きくなる傾向が見られる。

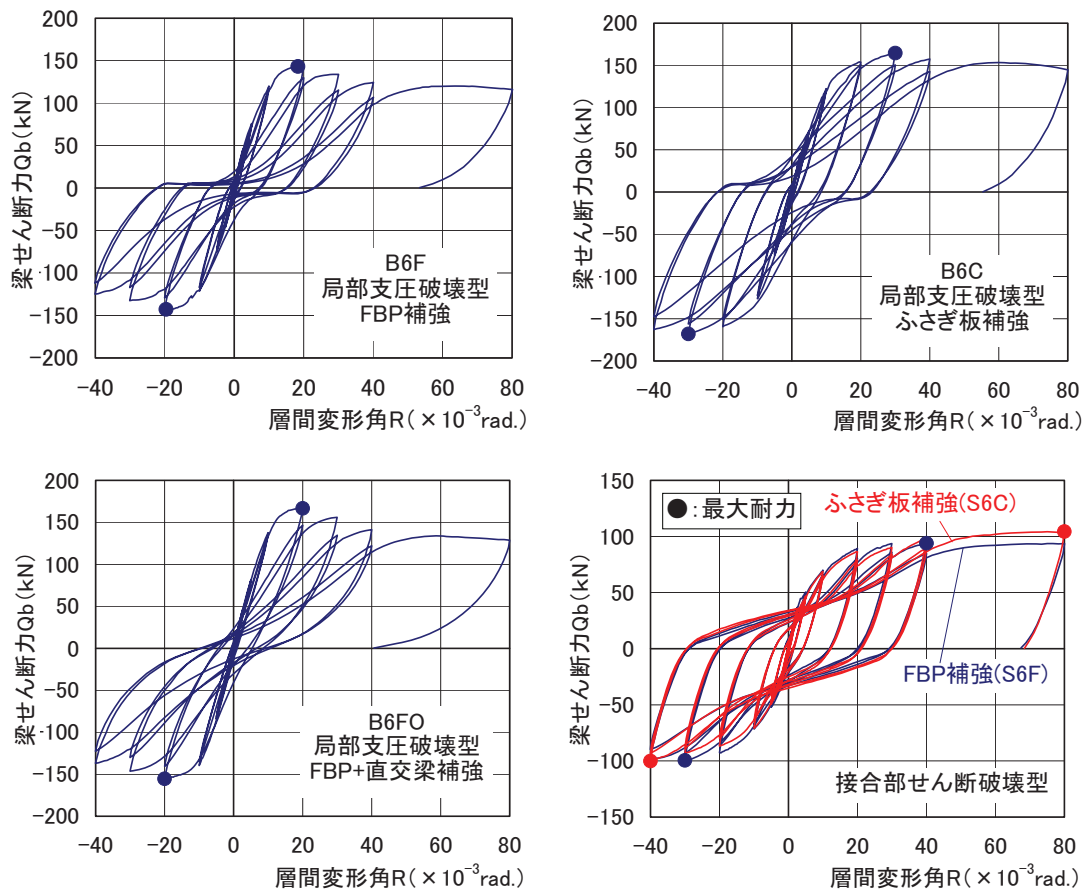
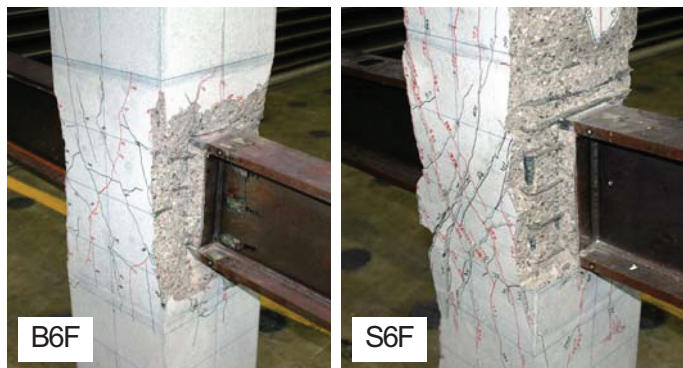


図-3 荷重-変形関係



(a) 局部支圧破壊型

(b) 接合部せん断破壊

写真-1 最終破壊状況

これは、前者がふさぎ板による接合部コンクリートの拘束効果、後者が直交梁のねじれ抵抗によるものとする。また、最大耐力はFBPのみに比べてふさぎ板で1.16倍、直交梁で1.13倍となり補強効果が確認できた。最大耐力以降の荷重低下は、ふさぎ板が他に比べて小さく、これはふさぎ板による接合部コンクリートの拘束効果によるものとする。一方、接合部せん断破壊型は、いずれも最大耐力が $40 \sim 80 \times 10^3 \text{ rad}$ に発現しており、大変形時まで耐力低下の無いエネルギー吸収能力に富む履歴性状で

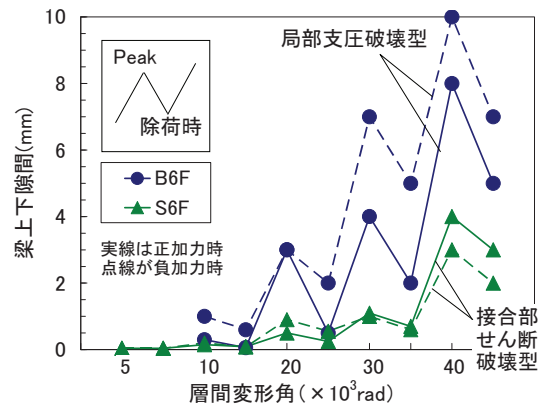


図-4 梁上下の隙間の大きさの推移

あることが分かる。最大耐力の比較では、FBPのみに比べてふさぎ板で1.11倍となった。

破壊性状(写真-1)について、局部支圧破壊型では、圧縮側梁フランジ上下のコンクリートの圧壊が進展することで最大耐力に至り、その後圧壊ひび割れが拡大することで耐力低下を生じた。一方、接合部せん断破壊型では、接合部パネル内の梁ウェブが早期に降伏するとともに、内部コンクリートと外部コンクリートが分離し、主に内部コンクリートがせん断破壊しており、局部支圧破壊型

ほど圧縮側梁フランジ上下のコンクリートの圧壊は顕著ではなかった。図-4に示す各破壊形式における梁引張側フランジと柱コンクリートとの隙間の大きさの推移を比較すると、局部支圧破壊型は接合部せん断破壊型に比べて隙間が大きいことが分かる。特に局部支圧破壊型の最大耐力($20 \times 10^3 \text{ rad}$)以降の隙間の拡大が顕著であり、これは局部支圧破壊型の一つの特徴といえる。

図-5に示す圧縮側梁フランジのひずみ分布より、いずれの試験体も柱面位置より50mm(0.17Dc, Dc: 柱せい)内側の位置でひずみ値が最大となり、それより接合部中心に向かってひずみが減少している。これより、支圧耐力の評価において、このひずみ分布の最大点を奥行きを中心とした矩形支圧応力ブロックが想定できる。

5. 耐力評価

本章では、柱梁接合部の応力伝達における局部支圧耐力および接合部パネル終局せん断耐力について、実験結果と既往の耐力評価式による諸耐力の比較検討を行った。

(1) 局部支圧耐力

支圧抵抗機構による応力伝達は図-6に示すように支圧ブロックの幅(Bc)、奥行き(c)およびコンクリートの支圧強度(f_m)をパラメータとして下式にて評価される¹⁾。

$$\begin{aligned} M_{rc} &= C_n \cdot (D_c - c) \quad \dots\dots\dots (1) \\ C_n &= f_m \cdot B_c \cdot c \\ c &= 0.35D_c \\ f_m &= 2 \cdot c \cdot \sigma_B \quad B_c = \alpha \cdot B_f \\ \alpha &: 1.1(\text{FBP}), 1.5(\text{直交梁}), 1.3(\text{ふさぎ板}) \end{aligned}$$

M_{rc} : 支圧抵抗機構による伝達モーメント, B_f : 鉄骨梁の梁幅, C_n : 支圧終局耐力, D_c : SRC柱せい, f_m : B_c , c : 支圧応力ブロックの支圧終局強度, 幅, 奥行き, $c \cdot \sigma_B$: コンクリートの圧縮強度

接合部の局部支圧耐力に関する計算値と実験値の比較を図-7に示す。ここで、実験値には既往研究結果²⁾⁻¹⁰⁾も含めた。なお、図-7の横軸はコンクリート強度を、縦軸は最大耐力実験値(cPm)と(1)式による終局耐力計算値(cPu)の比率を示す。計算値に対する実験値比率は、 $cPm/cPu = 0.87 \sim 1.88$ (平均値 1.37) となった。コンクリートの圧縮強度が 30 N/mm^2 付近においては計算値が実験値に対してほぼ下限を与えているが、コンクリート強度が高い 60 N/mm^2 付近においては、実験値が計算値を下回るものも見られる。

(2) 接合部せん断耐力

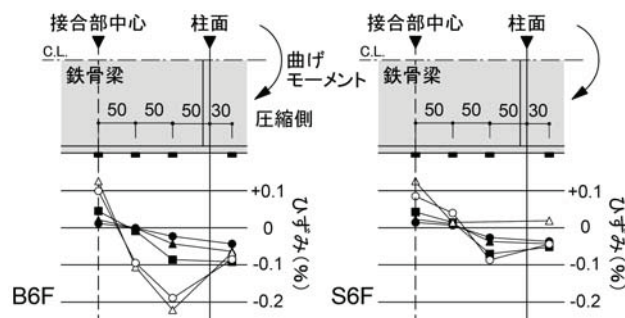


図-5 梁フランジのひずみ分布

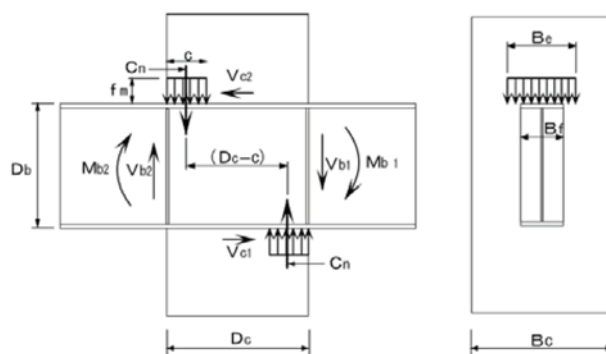


図-6 支圧耐力基本モデル

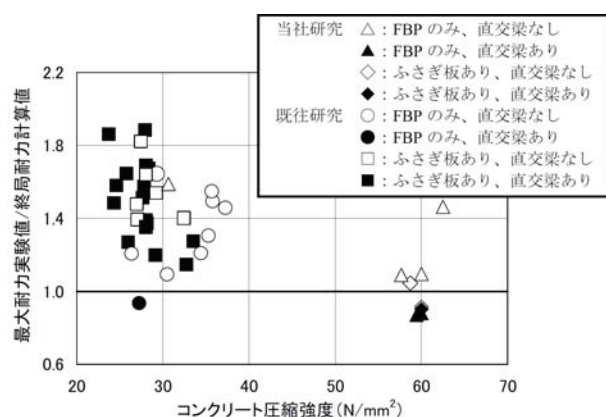


図-7 支圧耐力計算値と実験結果の比較

柱梁接合部の終局せん断耐力 (Q_u) は、図-8に示す梁鉄骨ウェブ部分のせん断耐力 (Q_{bw})、コンクリートストラット部分の耐力 (Q_c)、及びせん断補強筋の効果によるせん断耐力 (Q_h)、またはふさぎ板の効果によるせん断耐力 (Q_f) の累加により下式にて評価される¹⁾。

$$Q_u = Q_{bw} + Q_c + Q_h + Q_f \quad \dots\dots\dots (2)$$

接合部の終局せん断耐力に関する計算値と実験値の比較を図-9に示す。ここで、実験値には既往研究結果²⁾⁻¹⁰⁾も含めた。(2)式による計算値に対する実験値の比率は、 $ePm/cPu = 0.88 \sim 1.53$ (平均値 1.06) となった。コンクリートの圧縮強度が 30 N/mm^2 付近に比べ 60 N/mm^2 付近の方が、計算値に対する実験値の比率は小さくなる傾向

にある。これより、耐力評価において、高強度コンクリートを用いた場合の影響を考慮する必要があるといえる。

6. まとめ

以下に本研究で得られた知見を示す。

- ① 破壊形式によらず、大きな変形まで耐力低下の無い安定した履歴性状を示す。
- ② 各破壊形式におけるふさぎ板や直交梁の補強効果が確認できた。
- ③ 局部支圧および接合部パネルの終局耐力の評価において、高強度のコンクリートを使用する場合、既往設計式にてこの影響を考慮する必要がある。

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，2001.1
- 2) 建築業協会：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究データベース検討結果報告書，1998.7
- 3) 馬場ら：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究(RCS-24) はり貫通型 RCS 接合部の弾塑性挙動(その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，pp1127～1128，1996.9
- 4) 吉松ら：柱 RC・梁 S 混合構造の接合部に関する実験的研究(その 4)，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，pp957～958，1995.8
- 5) 金本ら：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)，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，pp1103～1104，2005.9
- 6) 岩岡ら：柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部に関する研究(その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，pp1675～1676，1994.9
- 7) 高見ら：柱 RC 梁 S 接合部の支圧性状，日本建築学会大会学

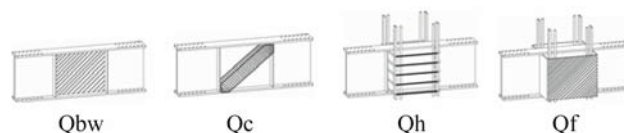


図-8 接合部パネルせん断耐力モデル

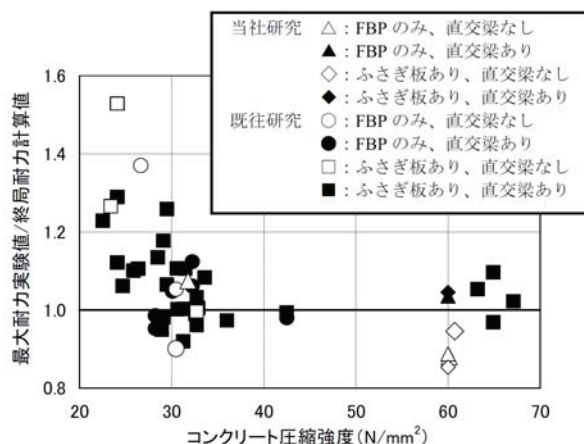


図-9 接合部せん断耐力計算値と実験結果の比較

- 術講演梗概集(北海道)，pp869～870，1995.8 8) 森ら：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(関東)，pp1099～1100，2006.9
- 9) 志村ら：柱 RC 梁 S 構造柱梁接合部のせん断耐力に関する実験的研究(その 1,2)，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，pp1115～1118，2009.8
- 10) 堀ら：柱 RC 梁 S 混合構造架構の構造性能(その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，pp1109～1110，2009.8

EXPERIMENTAL STUDY ON STEEL BEAM-REINFORCED CONCRETE COLUMN CONNECTIONS USING HIGH STRENGTH CONCRETE

Jun KUBOTA, Toshiyuki FUKUMOTO and Takaharu FUKUDA

In this study, structural tests were carried out on the steel beam-reinforced concrete column connections using high strength concrete to investigate the structural behavior of the connection panels and local bearing behavior of the connections, and the predicted results for ultimate strength were compared with experimental results. The results showed that the beam-column subassemblages had high ductility. The experimental ultimate strength of the specimens was smaller than that predicted using the conventional formula in cases where the concrete strength is high. It is necessary to take account of the effect of high strength concrete when the ultimate strength are predicted.