

高強度材料を用いた柱 RC 梁 S 構造に関する実験的研究

(その 1) 梁貫通形式・帯筋タイプの終局耐力評価

EXPERIMENTAL STUDY ON REINFORCED CONCRETE COLUMNS AND STEEL BEAMS WITH HIGH-STRENGTH MATERIAL

Part 1 Evaluation of the ultimate strength of through-beam type joints with hoops

西村 英一郎^{*1}, 三好 雅人^{*2}, 千田 啓吾^{*2}
NISHIMURA Eiichirou, MIYOSHI Masato and SENDA Keigo

Recently, the use of precast columns and precast column-beam joints has increased in Reinforced Concrete column and Steel beam (RCS) structures. Precasting contributes to reducing member cross-sectional dimensions, thereby lowering fabrication and transportation costs. However, the upper limits on material strength specified by the Architectural Institute of Japan Standards restrict the feasible cross-sectional size in design. The authors have therefore initiated the development of a beam-penetrating, hoop-type RCS structure using high-strength materials that exceed the limits of current standards. As part of this effort, static loading tests were conducted on seven specimens with different joint configurations and failure modes to examine their ultimate strength and failure behavior. The following findings were obtained.

1. The ultimate shear and bearing capacities of specimen joints with high-strength concrete (F_c80) were found to exceed the values calculated based on the Architectural Institute of Japan guideline formula.
2. In top-floor T-shaped joints with high-strength concrete (F_c60) and rebar (SD490), damage to joint concrete may have caused the critical section to shift slightly from the column end surface towards the joint, potentially altering the effective flexural length of the column.

Keywords : RCS Structure, Beam-Column Joint, High-Strength Materials, Ultimate Strength

柱 RC 梁 S 構造, 柱梁接合部, 高強度材料, 終局耐力

1. はじめに

近年, 柱 RC 梁 S 構造 (以下, RCS 構造) においても構造物のシステム化のニーズが高まり, 柱や柱梁接合部をプレキャスト (以下, PCa) 化する動きがある。梁貫通形式の RCS 構造では, 柱梁接合部を帯筋で補強する帯筋タイプと, 柱梁接合部をふさぎ板で覆い帯筋を設置しないふさぎ板タイプがあるが, 柱梁接合部と柱を一体で PCa 化する場合は, 製造の都合から帯筋タイプに優位性がある。また, PCa 化にあたり, 部材断面を縮小することは製作および運搬コストの低減に繋がるが, 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)』¹⁾ (以下, AIJ 指針) では, コンクリートの設計基準強度 (F_c) の上限は 60N/mm^2 , 鉄筋の基準強度の上限は SD490 と定められているため, 設計可能な断面サイズには限りがある。そこで, 筆者らは AIJ 指針の範囲を超える高強度材料に対応した梁貫通形式の帯筋タイプ RCS 構造の開発のため, 接合部形状と破壊モードの異なる 7 体の試験体 (十字形 3 体, ト形 2 体, T 形 1 体および L 形 1 体) を対象に, 終局耐力や破壊性状を確認する静的載荷試験を実施した。

2. 実験計画

2.1 試験体諸元

試験体諸元を表 1, 試験体図を図 1 に示す。各試験体共通で縮尺は実大の 1/2 とした。また, AIJ 指針の範囲を超える高強度材料として, HRCS01~05 の柱梁接合部および HRCS01,04 の柱のコンクリートには F_c80 , HRCS01~05 の柱主筋には USD685 を使用した。建物の最上階となる T 形と L 形接合部の柱主筋には SD490 と SD390 を使用した。また, T 形と L 形は柱頭部に D10 (SD295) のかんざし筋を配筋してパンチングシア破壊の抑制に配慮した。試験体は PCa 化を模擬して上下柱と柱梁接合部を個別に打設した。柱梁接合部にはシース管を設けて柱主筋を貫通させ, シース管内に高強度モルタルを充填して柱と柱梁接合部を一体化させた。実験の目的は各試験体で計画した破壊モードが先行すること, および実験値と計算値との関係性を確認することである。

2.2 材料試験値

鋼材および鉄筋の材料試験結果を表 2, コンクリートの材料試験結果を表 3 に示す。

2.3 加力方法

加力装置を図 2 に示す。十字形およびト形試験体は, 柱脚をピン支持, 梁端部をピン・ローラー支持とし, 油

* 1 戸田建設(株)技術研究所 修士 (工学)

* 2 戸田建設(株)構造設計部 修士 (工学)

Technology Research Institute, TODA CORPORATION, M.Eng.
Structural Design Department, TODA CORPORATION, M.Eng.

表 1 試験体諸元

試験体名	HRCS01	HRCS02	HRCS03	HRCS04	HRCS05	HRCS06	HRCS07		
想定破壊形式	接合部せん断	接合部支圧	梁曲げ	接合部せん断	接合部支圧	柱曲げ			
接合部形状	十字形				ト形		T形		
幅×せい $b \times D$ [mm]				425 × 425					
主筋	12-D16 (USD685)			12-D19 (USD685)		12-D16 (SD490)	12-D16 (SD390)		
主筋量 p_g [%]	1.32			1.91		1.32			
柱 帶 筋	柱頭	4-D10@50 (SD295)	2-D10@50 (SD295)	梁下から90mmまで 6-UHD10 (UHY685) × 1組					
	柱脚	4-MD10@50 (MK785)		梁下から90mmまで 6-UHD10 (UHY685) × 1組		—			
	一般部	2-D10@50 (SD295)		2-UHD10@50 (UHY685)					
帶筋量 p_w [%]	柱頭, 柱脚 : 1.34 一般部 : 0.67	0.67		柱頭, 柱脚 : 2.00 一般部 : 0.67		柱頭 : 2.00 一般部 : 0.67			
F_c [N/mm ²]	80	60		80		60			
柱軸力比 η	0.15			—	0.27	—			
接 合 部	帶筋	2-D10@50 (SD345)							
	帶筋量 p_w [%]	0.67							
	F_c [N/mm ²]	80							
幅×せい $b \times D$ [mm]	150×450	100×450		150×450	100×450	150×450	100×450		
梁 ウェブ板厚 w_t [mm]	4.5 (SS400)	19 (SN490B)	9 (SN490B)	4.5 (SS400)	19 (SN490B)	12 (SN490B)			
フランジ板厚 f_t [mm]	22 (SN490B)	36 (SN490B)	9 (SN490B)	36 (SN490B)					

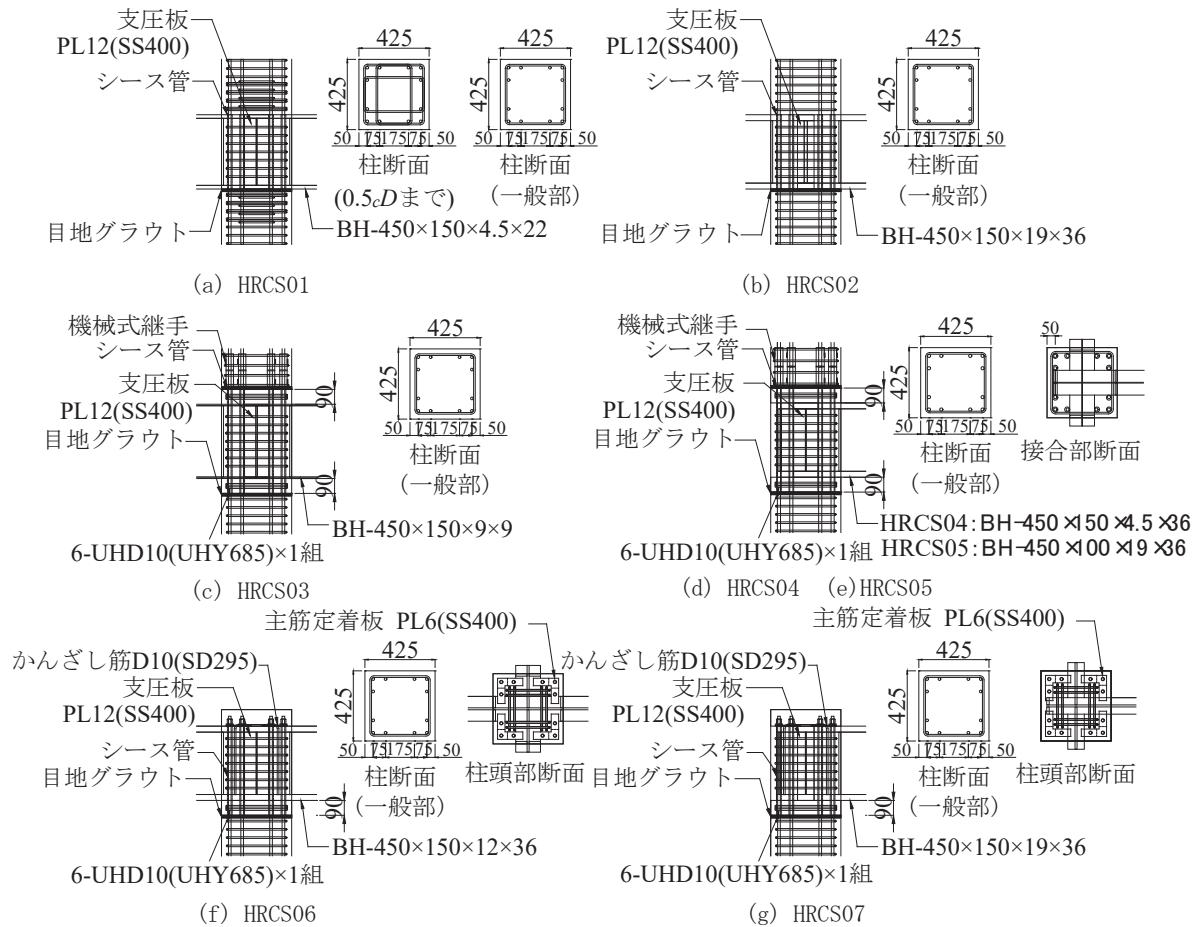


図 1 試験体図

表2 材料試験結果（鉄筋・鋼材）

試験体名	呼び名	材質	降伏強度 σ_y [N/mm ²]	降伏歪 ε_y [μ]	引張強度 σ_u [N/mm ²]
HRCS01	UHD10	MK785	844	4104	1028
HRCS03		SHD685	780	3789	955
HRCS04～07		SHD685	780	3789	955
HRCS01,02	D10	SD345	414	2266	555
HRCS03		SD345	414	2416	560
HRCS01,02		SD295	369	2070	478
HRCS06,07		SD295	347	1854	484
HRCS01,02	D16	USD685	744	4874	938
HRCS03		USD685	735	4062	910
HRCS06		SD490	521	2833	665
HRCS07		SD390	463	2873	676
HRCS04,05	D19	USD685	705	4060	896
HRCS01	PL4.5	SS400	299	1461	438
HRCS04		SS400	286	2121	444
HRCS01,02	PL9	SN490B	418	2039	565
HRCS03		SN490B	373	2075	544
HRCS01,02	PL12	SS400	279	1361	456
HRCS03		SN490B	390	1901	534
HRCS06,07		SS400	266	1500	431
HRCS02		SN490B	369	1952	541
HRCS02	PL19	SN490B	373	1820	542
HRCS05		SN490B	355	2354	524
HRCS01	PL22	SN490B	378	1844	521
HRCS02	PL36	SN490B	369	1800	522
HRCS04～07		SN490B	331	2679	519

表3 材料試験結果（コンクリート）

試験体名	部位	圧縮強度 σ_c [N/mm ²]	ヤング係数 E_c [$\times 10^4$ N/mm ²]	割裂強度 σ_t [N/mm ²]
HRCS01	下柱	92.3	4.35	4.94
	接合部	80.6	4.17	3.45
HRCS02	下柱	62.7	3.80	3.57
	接合部	92.3	4.35	4.94
HRCS03	上柱	55.5	3.86	3.43
	柱	59.5	3.50	3.50
HRCS04	接合部	77.1	3.99	3.64
	上下柱接合部	77.1	3.99	3.64
HRCS05	上下柱接合部	59.5	3.50	3.50
	接合部	77.1	3.99	3.64
HRCS06,07	下柱	59.5	3.50	3.50
	接合部	59.5	3.50	3.50

圧ジャッキにより柱頭を水平方向に加力した。十字形接合部である HRCS01～03の柱軸力比は0.15とした。ト形接合部は変動軸力成分が大きくなることから、HRCS04の柱軸力比は0、HRCS05は0.27とした。T形試験体は、上下を反転し柱脚部に油圧ジャッキを設置し柱を水平方向に加力した。L形試験体は、梁端部に油圧ジャッキを取り付け、L形が閉じる方向を正、開く方向を負加力とした。加力スケジュールは、全試験体共通で層間変形角 $R = \pm 1.25 \times 10^{-3}$ rad を1回、 $R = \pm 5, 10, 15, 20, 30, 40 \times 10^{-3}$ rad を各2回載荷した後、押切加力として $R = +$

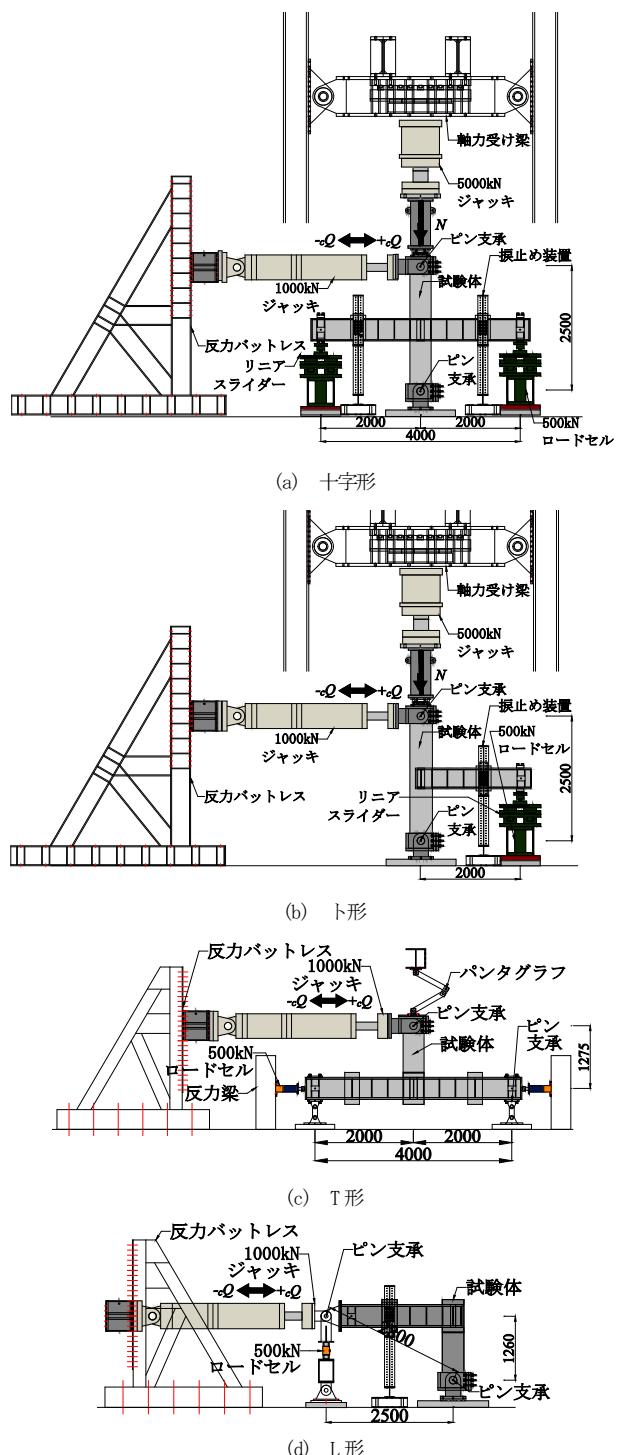


図2 加力装置図

50×10^{-3} rad を1回載荷した。

3. 実験結果

3.1 層せん断力-層間変形角関係

層せん断力 (Q) と層間変形角 (R) の関係を図3に示す。図中の計算値について、各接合部耐力はAIJ指針式により算定して層せん断力に換算した。梁曲げ耐力は梁端部の全塑性モーメントを算定して層せん断力に換算した。柱曲げ耐力は日本建築学会『鉄筋コンクリート造

建物の韌性保証型耐震設計指針・同解説(2001)』²(以下、韌性指針)に示されるACIストレスブロック法により終局モーメントを算定して層せん断力に換算した。柱軸力を導入した試験体についてはそれぞれP- δ 効果を考慮している。

HRCS01は、 $R=+10 \times 10^{-3}$ rad時に接合部内ウェブがせん断降伏した。 $R=+15 \times 10^{-3}$ rad時に接合部帶筋が引張降伏し、 $R=+30 \times 10^{-3}$ rad時に梁フランジの引張降伏と1段目柱主筋の引張降伏が生じて最大耐力に達した。柱梁接合部の抵抗要素が先行して降伏し、比較的大きな変形能力を有するものの履歴ループに若干のスリップ性状が見られることから、破壊モードは接合部せん断破壊と考えられる。

HRCS02は、 $R=+15 \times 10^{-3}$ rad時に梁フランジが引張降伏して最大耐力に達し、その後の $R=+20 \times 10^{-3}$ rad時には柱帶筋が引張降伏し、 $R=+30 \times 10^{-3}$ rad時には1段目柱主筋の引張降伏が生じた。梁フランジ周辺のコンクリートに支圧破壊が生じ、履歴ループもエネルギー吸収に乏しく、加えて最大耐力以降の耐力低下も顕著であることから、破壊モードは接合部支圧破壊と考えられる。

HRCS03は、 $R=+10 \times 10^{-3}$ rad時に梁フランジが引張降伏し、 $R=+15 \times 10^{-3}$ rad時に梁ウェブがせん断降伏した。履歴ループもエネルギー吸収に富んだ紡錘形であることから、破壊モードは梁曲げ破壊であり、その最大耐力は梁端部の全塑性モーメントにより評価できることを確認した。

HRCS04は、 $R=+5 \times 10^{-3}$ rad時に接合部内ウェブがせん断降伏し、 $R=+10 \times 10^{-3}$ rad時に梁ウェブがせん断降

伏した。 $R=+30 \times 10^{-3}$ rad時に梁フランジと接合部帶筋の引張降伏が生じ、 $R=+50 \times 10^{-3}$ rad時に最大耐力に達した。接合部内ウェブのせん断降伏が先行したが、コンクリート強度が F_c80 と非常に高いため明確な接合部せん断破壊が生じず、紡錘形に近い履歴ループとなった。

HRCS05は、 $R=+10 \times 10^{-3}$ rad時に接合部内ウェブがせん断降伏し、 $R=+15 \times 10^{-3}$ rad時に梁フランジ、接合部内帶筋および1段目柱主筋の引張降伏が生じた。 $R=+20 \times 10^{-3}$ rad時に支圧板が圧縮降伏した以降で急激に耐力が低下したため、接合部支圧破壊したものと考えられるが、最大耐力はAIJ指針式による計算値を大きく上回った。

HRCS06は、 $R=+5 \times 10^{-3}$ rad時に1段目柱主筋、 $R=+15 \times 10^{-3}$ rad時に2段目柱主筋が引張降伏した。柱頭部のパンチングシア破壊は生じず、計画通り柱曲げ破壊した。

HRCS07は、 $R=+15 \times 10^{-3}$ rad時に1段目と2段目柱主筋が同時に引張降伏した。 $R=+20 \times 10^{-3}$ rad時には柱頭部にパンチングシアによるひび割れが発生したが、履歴ループへの影響は見られず、計画通り柱曲げ破壊した。柱頭にかんざし筋を配置した効果があったと考えられる。

3.2 接合部せん断破壊耐力について

先行する破壊モードを柱梁接合部のせん断破壊で計画したHRCS01,04の最大耐力の実験値 Q_{max} と計算値 Q_{cal} の比較を表4、変形分割合の推移を図4に示す。十字形のHRCS01は、 R が増大するに従って梁の変形割合が減少し、 $R=+20 \times 10^{-3}$ radまでは接合部の変形割合が増

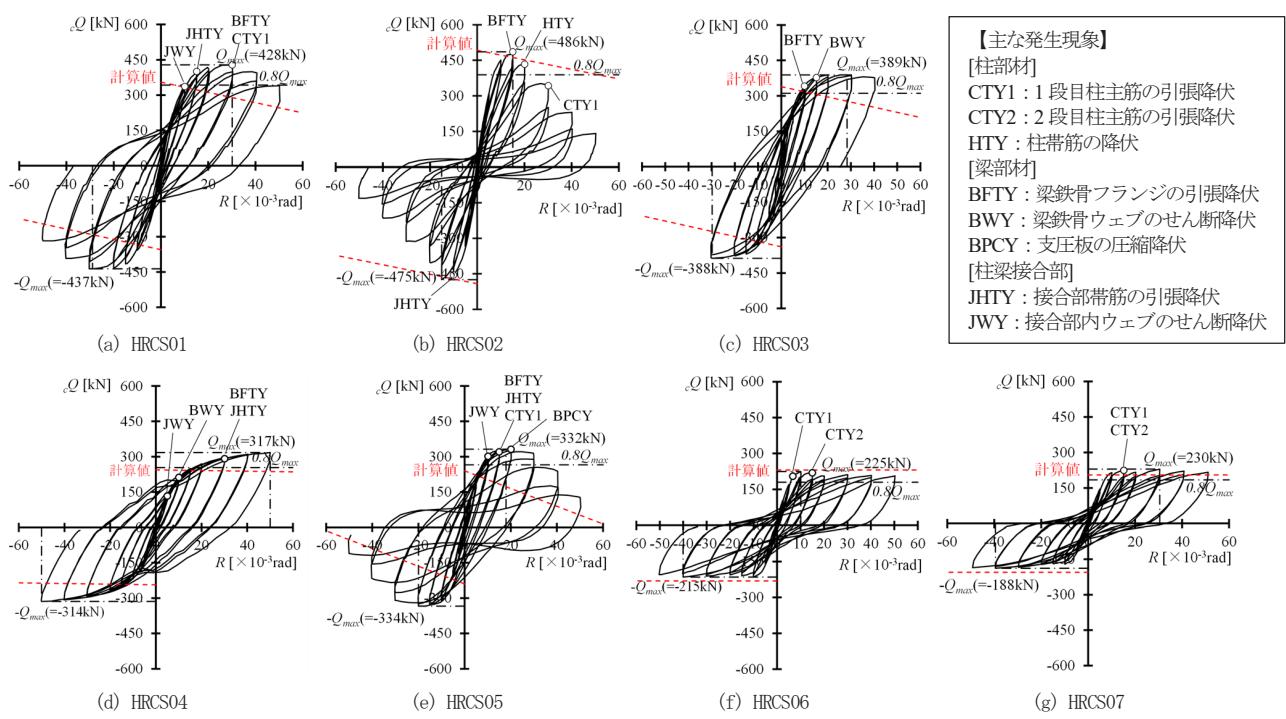


図3 層せん断力(Q) - 層間変形角(R) 関係

表4 cQ_{max} と cQ_{cal} の比較 (HRCS01,04)

試験体名	接合部形状	破壊モード	cQ_{max} [kN]	cQ_{cal} [kN]	cQ_{max} / cQ_{cal}
HRCS01	十字形	接合部せん断	428	290	1.48
HRCS04	ト形		317	236	1.35

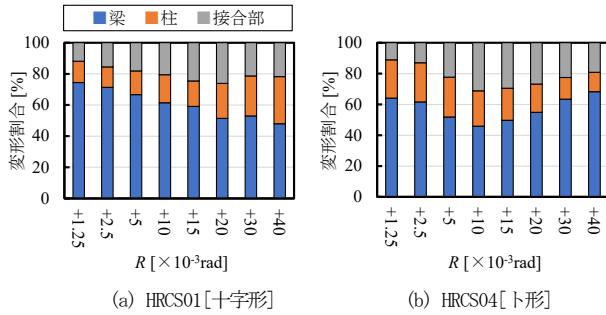


図4 変形成分割合の推移 (HRCS01,04)

大している。 cQ_{cal} に対する cQ_{max} の余裕度は1.48となっており、耐力低下後も比較的大きな変形能力を有しているため、既往のAIJ指針式に高強度材料であるF80を適用して算出した cQ_{cal} によって試験体の接合部せん断耐力を安全側に評価可能であると考えられる。一方、ト形のHRCS04は、 $R=+10 \times 10^{-3}\text{rad}$ まではHRCS01と同様に梁の変形割合が減少して接合部の変形割合が増大するが、以降は転じて梁の変形が増大し、接合部の変形割合が減少している。これは、接合部内ウェブや接合部帶筋は降伏したが、高強度材料であるコンクリートのせん断耐力にはまだ余力があったためと推測される。 cQ_{cal} に対する cQ_{max} の余裕度は1.35となっており、 cQ_{max} が既往のAIJ指針式にF80を適用して算出した cQ_{cal} を上回ることを確認したが、履歴ループの形状からもHRCS04は梁の曲げ変形が支配的であったと考えられる。

3.3 接合部支圧破壊耐力について

先行する破壊モードを柱梁接合部の支圧破壊で計画したHRCS02,05の最大耐力の cQ_{max} と cQ_{cal} の比較を表5、変形成分割合の推移を図5に示す。HRCS02,05は、ともに試験体が大きな耐力低下を生じる $R=\pm 15,20 \times 10^{-3}\text{rad}$ を境に接合部の変形割合も増大しており、加力の終盤では50%以上を接合部の変形が占めている。 cQ_{cal} に対する cQ_{max} の余裕度は、HRCS02では1.12、HRCS05では2.01と、ともに cQ_{max} が既往のAIJ指針式にF80を適用して算出した cQ_{cal} を上回ることを確認したが、両試験体の余裕度には大きな差が生じた。両試験体の支圧による接合部周りの圧壊状況を写真1に示す。耐力余裕度と同様に同じ R における圧壊状況にも差が見られた。これは、両試験体ともに接合部コンクリートの F_c は80N/mm²であるが、接合部ディテールの違いから、梁フランジによって支圧される柱側の F_c がHRCS02では60N/mm²、HRCS05では80N/mm²となっていることに起因すると考えられる。AIJ指針式では、柱と接合部のコンクリート強度が

表5 cQ_{max} と cQ_{cal} の比較 (HRCS02, 05)

試験体名	接合部形状	破壊モード	cQ_{max} [kN]	cQ_{cal} [kN]	cQ_{max} / cQ_{cal}
HRCS02	十字形	接合部支圧	486	462	1.12
HRCS05	ト形		332	165	2.01

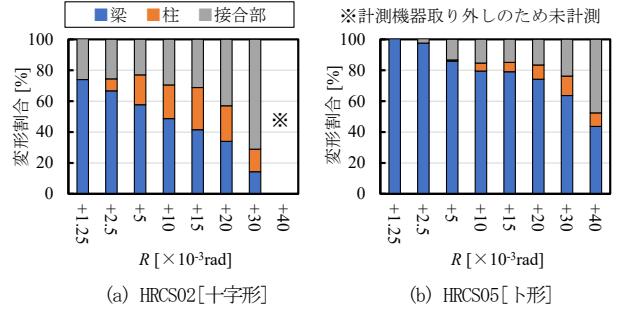
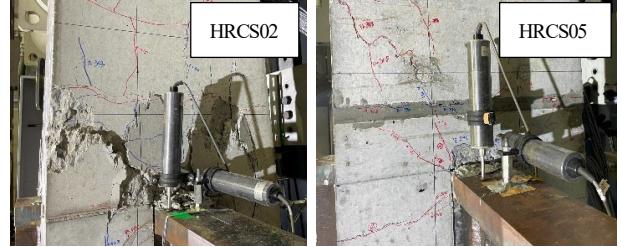


図5 変形成分割合の推移 (HRCS02,05)

写真1 支圧による圧壊状況 ($R=+30 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時)

異なる場合を考慮していないため、内部パネルの支圧耐力 M_B を算定する際には接合部コンクリートの F_c を用いる。しかしながら、本実験においてはコンクリートに顕著な圧壊が生じる箇所としては梁フランジの外側に位置する柱側であったため、柱と接合部に打ち継ぎ等が存在して F_c に差がある場合には、低強度側のコンクリートに対して M_B を評価する必要があると考えられる。

3.4 柱の曲げ耐力について

先行する破壊モードを柱の曲げ破壊で計画したHRCS06,07の最大耐力の cQ_{max} と cQ_{cal} の比較を表6、柱主筋ひずみ ε の分布を図6に示す。両試験体ともに柱主筋のひずみは柱端面で卓越しており、柱頭部のパンチングシア破壊も観測されていないため、計画通り柱が曲げ破壊したと考えられる。しかしながら、T形のHRCS06の最大耐力は韌性指針に示されるACIストレスブロック法により算出した cQ_{cal} に達していない。接合部周辺の破壊状況を写真2に示す。ひずみゲージによる計測は離散的であるため柱主筋のひずみ分布だけでは判断出来ないが、HRCS06は柱端面のコンクリートの損傷が約75mm接合部側に進展している。これにより危険断面位置が変化して柱の可撓長さが長くなつたため、見かけの cQ_{cal} が減少した可能性が考えられる。ここで、危険断面位置の移動量を接合部の破壊状況から75mmと仮定し、柱の可撓長さを現在の1025mmから1100mmへ修正した場合、

表6 cQ_{max} と cQ_{cal} の比較 (HRCS06,07)

試験体名	接合部形状	破壊モード	cQ_{max} [kN]	cQ_{cal} [kN]	cQ_{max} / cQ_{cal}
HRCS06	T形	柱曲げ	225	231	0.97
				210 [*]	1.06
HRCS07	L形		230	205	1.12

※柱の可撓長さを1025mmから1100mmへ修正した場合の計算値。

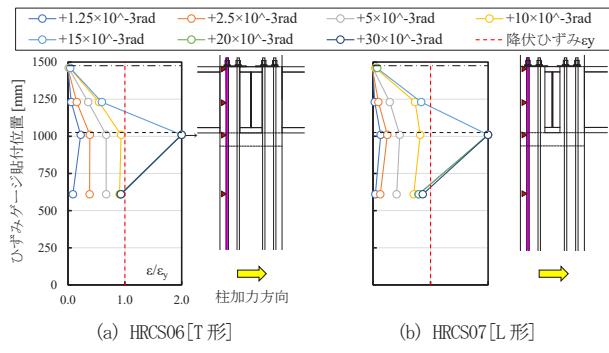


図6 柱主筋のひずみ (ε) 分布 (HRCS06,07)



写真2 接合部周辺の破壊状況 (HRCS06,07)

cQ_{cal} に対する cQ_{max} の余裕度は1.06となり、 cQ_{max} が cQ_{cal} をやや上回る結果となる。一方、L形のHRCS07は柱端面のコンクリートの損傷がHRCS06のように接合部側への進展は確認されず、靱性指針による cQ_{cal} で柱の曲げ耐力を評価することが可能である。

4. まとめ

柱や柱梁接合部のPCa化を目的とし、AIJ指針の範囲を超える高強度材料を用いた梁貫通形式の帯筋タイプRCS接合部試験体の静的載荷試験を実施した結果、以下の知見を得た。

- 接合部コンクリートに F_c80 を用いた試験体の終局時における接合部せん断耐力が既往のAIJ指針式により算定した計算値を上回ることを確認した。接合部コンクリートのせん断耐力については計算値に対して余力があると推測される。
- 接合部コンクリートに F_c80 を用いた試験体の終局時における接合部支圧耐力が既往のAIJ指針式により算定した計算値を上回ることを確認した。柱と接合部で F_c が異なる場合、内部パネルの支圧耐力は柱と接合部のうち、低強度側のコンクリートに対して

評価する必要がある。

- 柱や柱梁接合部にAIJ指針の適用範囲を超える高強度材料を用いた試験体の梁曲げ耐力は、梁端部の全塑性モーメントにより評価できることを確認した。
- F_c60 や SD490を用いた最上階T形接合部では、接合部コンクリートの損傷により危険断面位置が柱端面から接合部側に進展し、柱の可撓長さが変化している可能性がある。

参考文献

- (一社)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
- (一社)日本建築学会 「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」, 2001.9