

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	L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 ρ_g [%]	1.32			1.91		1.32		
柱 帯筋	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)				
帯筋量 ρ_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	帯筋	2-D10@50 (SD345)						
	帯筋量 ρ_w [%]	0.67						
	F_c [N/mm ²]	80				60		
梁	幅×せい $b \times b \times D$ [mm]	150×450	100×450	150×450		100×450	150×450	100×450
	ウェブ板厚 t [mm]	4.5 (SS400)	19 (SN490B)	9 (SN490B)	4.5 (SS400)	19 (SN490B)	12 (SN490B)	
	フランジ板厚 t_f [mm]	22 (SN490B)	36 (SN490B)	9 (SN490B)	36 (SN490B)			

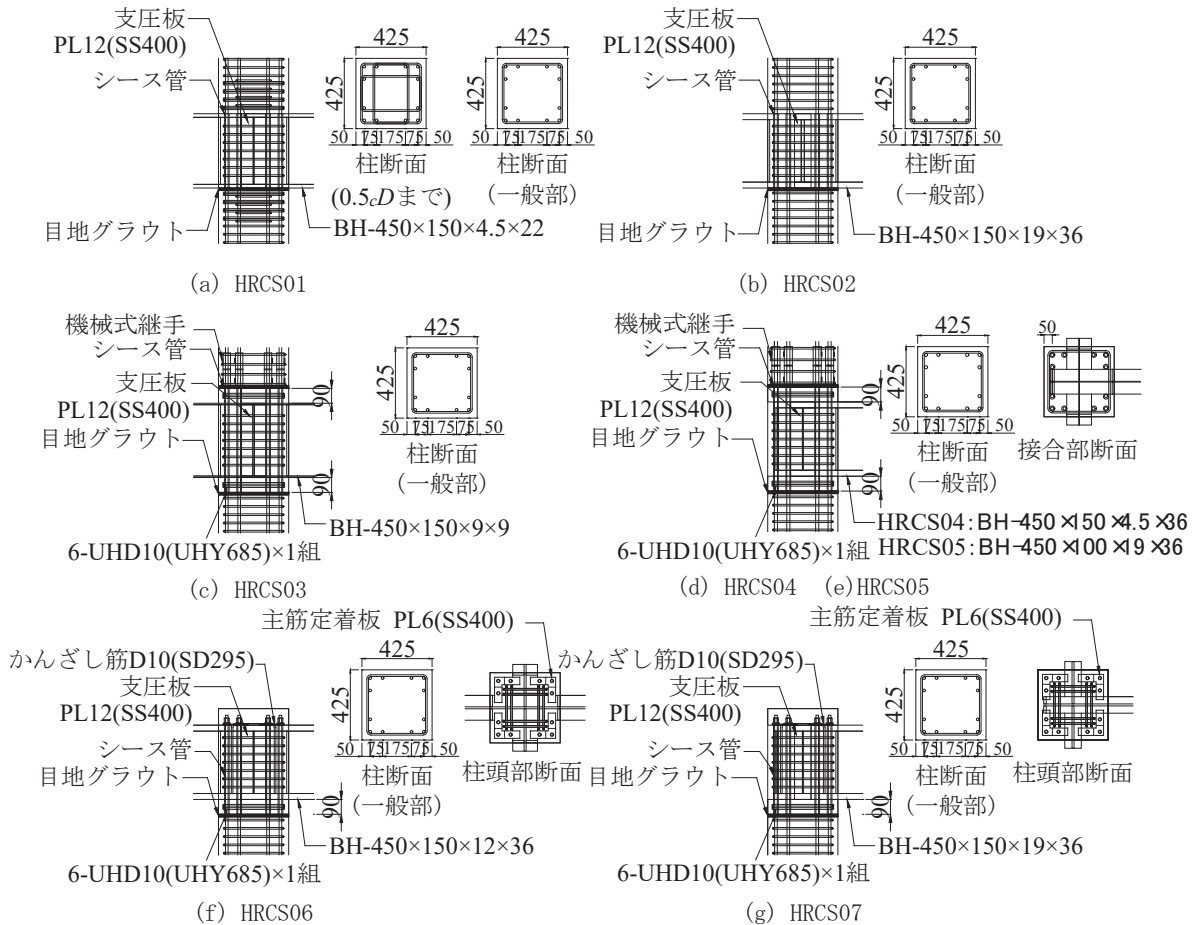


図 1 試験体図

建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(2001)』³⁾(以下、靱性指針)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 $P-\delta$ 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時に接合部帯筋が引張降伏し、 $R=+30 \times 10^{-3}$ 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時には柱帯筋が引張降伏し、 $R=+30 \times 10^{-3}$ 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帯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 $F_c 80$ 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、接合部内帯筋および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 ${}_e Q_{max}$ と計算値 ${}_c Q_{cal}$ の比較を表4、変形成分割合の推移を図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

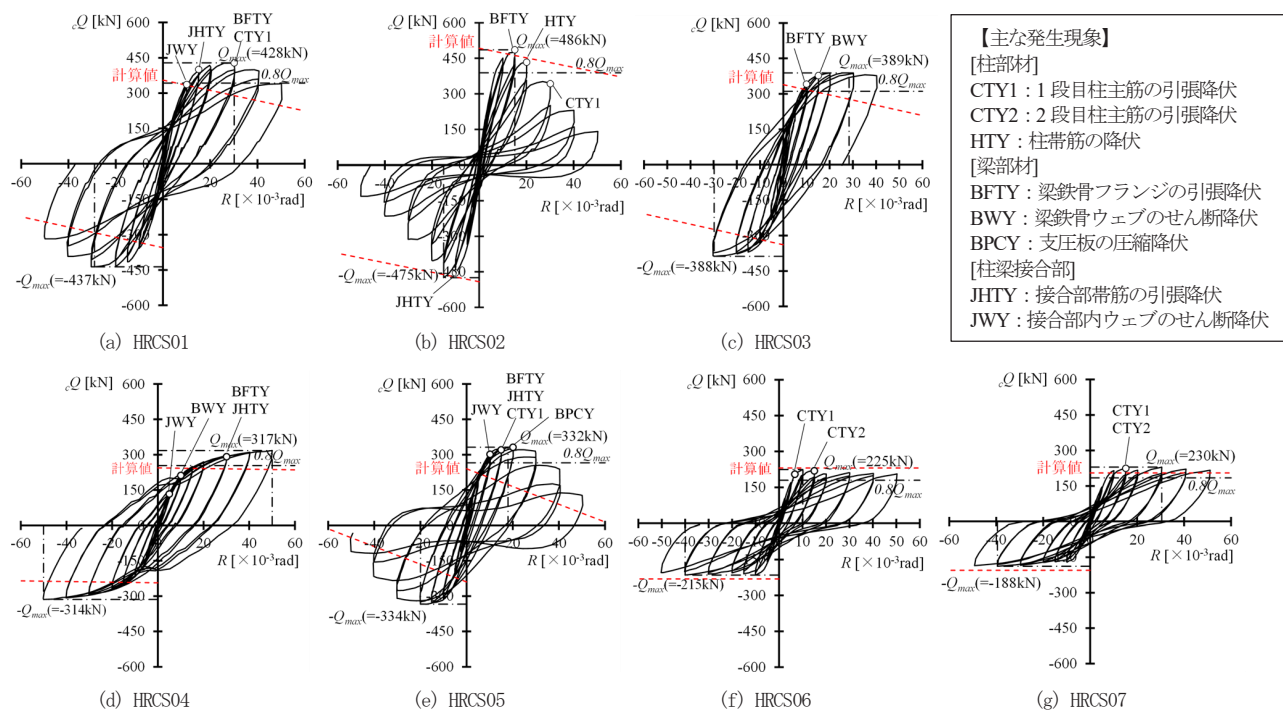


図3 層せん断力(${}_e Q$)—層間変形角(R)関係

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

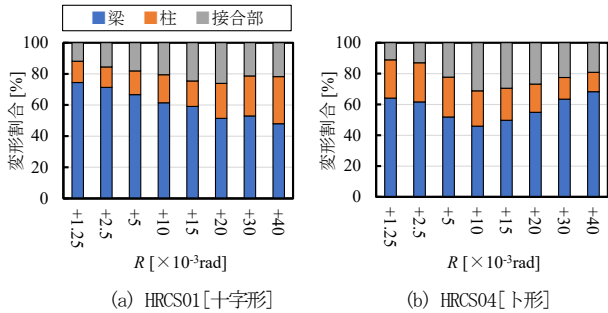


図4 変形成分割合の推移 (HRCS01,04)

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 F_c80 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帯筋は降伏したが, 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 F_c80 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 F_c80 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/mm^2 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/mm^2 , HRCS05では 80N/mm^2 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

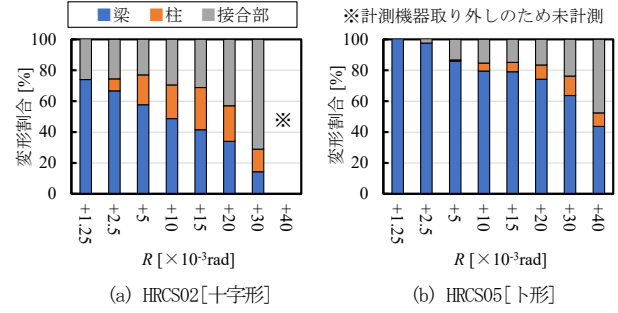


図5 変形成分割合の推移 (HRCS02,05)

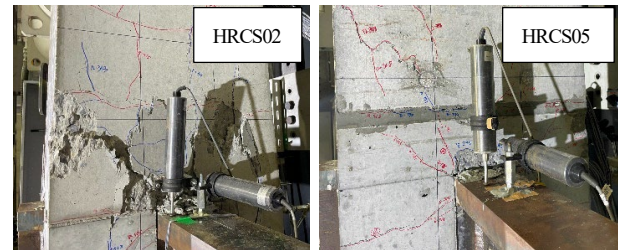


写真1 支圧による圧壊状況 ($R = +30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時)

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の最大耐力は靱性指針に示される 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ったため, 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。

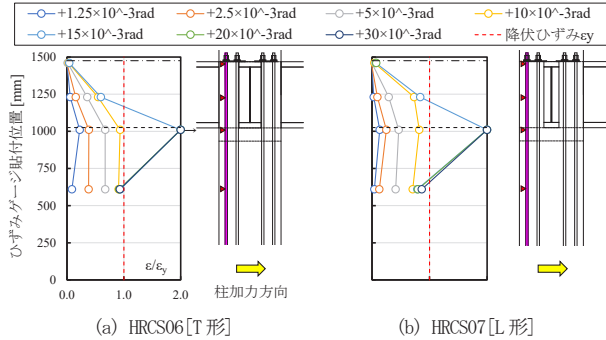


図6 柱主筋のひずみ (ϵ) 分布 (HRCS06,07)

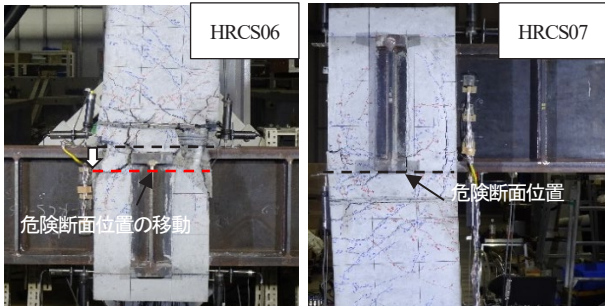


写真2 接合部周辺の破壊状況 (HRCS06,07)

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。

- 1) 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。
- 2) 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。

- 3) 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。
- 4) 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

- 1) (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
- 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