

## アンボンドPC鋼棒で圧着接合したPCaPC造柱梁部分架構の構造性能

清水建設(株)		修(工)	○金本	清臣
首都大学東京	正会員	工博	北山	和宏
首都大学東京		修(工)	宋	性勳
首都大学東京		博(工)	晋	沂雄

Abstract : Six specimens of beam-column joint in precast prestressed concrete frame assembled by bonded/unbonded tendons were tested to evaluate shear capacities of beam-column joint and ultimate flexural strength of beam in case of different lengths of tendon. The test results led to the following conclusions: (1) In case of using bonded tendon, shear capacities of beam-column joint become larger approximately 10% in comparison with using the unbounded tendon. (2) Shear capacities of beam-column joint with unbonded tendon can be evaluated by Architectural Institute of Japan Code “Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept” .

Key words : Precast prestressed concrete , Beam-column joint , Shear capacities , Unbonded lengths of tendon

## 1. はじめに

プレキャストコンクリート(以下、PCaと略記)造柱とPCa造梁にアンボンドPC鋼棒を貫通させ、これに緊張力を導入することで両部材を一体化させるプレキャストプレストレストコンクリート(以下、PCaPCと略記)圧着工法は、部材の損傷を部材端部に集中させることができるため部材の損傷制御と損傷部材の交換を可能にする利点がある。しかし、PCaPC造柱梁接合部の設計法は未だ確立されておらず、現状はRC造柱梁接合部の設計法を踏襲している。これに関して試験体に用いたコンクリートの圧縮強度が30N/mm<sup>2</sup>程度である既往の研究<sup>1)</sup>ではPC鋼棒の付着の有無によらず、PCaPC造内柱梁部分架構における柱梁接合部の設計は現行のRC造柱梁接合部の設計法<sup>2)</sup>で設計可能であるとしている。

そこで、本研究ではPCaPC造の内柱梁部分架構および外柱梁部分架構の柱梁接合部が現行のRC造柱梁接合部の設計法で設計可能であるかを確認するために、試験体に用いるコンクリートの圧縮強度を40N/mm<sup>2</sup>程度とし、架構形状およびPC鋼棒の付着の有無をパラメータとした計3体のPCaPC柱梁部分架構試験体について静的正負交番繰返し加力実験を行った。

また、PCaPC造の履歴エネルギー吸収能を向上させる目的で、PC鋼棒の長さをパラメータとしてPC鋼棒の降伏を意図した計3体のPCaPC造外柱梁部分架構試験体について静的正負交番繰返し加力実験を行い、PC鋼棒の長さが本架構の復元力特性および損傷抑制性能に与える影響について検討を行った。

本論ではこれら実験の概要および結果と検討結果について述べる。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体概要を図-1に、試験体諸元を表-1に、試験体に用いた材料の特性を表-2に示す。

試験体は柱と梁をそれぞれ別々に製作した後、柱梁間に幅20mmの目地モルタルを介してPC鋼棒を各部材のシース管内に通し、所定の緊張力を導入して柱と梁を圧着接合した。試験体は縮尺約1/2スケールのPCaPC造内柱梁部分架構を模擬した平面十字形柱梁接合部試験体2体(試験体PCJ01:アンボンドPC,

試験体PCJ02：ボンドPC)とPCaPC造外柱梁部分架構を模擬した平面ト形柱梁接合部試験体4体の計6体で、全試験体とも柱断面を350mm×350mm、梁幅を250mm、梁せいを400mm、柱芯から梁端部支持点までを1600mm、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までをそれぞれ1415mmとした。試験体に用いた柱主筋、梁主筋、せん断補強筋の鋼種および柱梁接合部内の横補強筋比( $p_w=0.41\%$ )は全試験体共通としたが、PC鋼棒の仕様は想定した破壊モードを実現させるために、接合部せん断破壊型の試験体PCJ01~03と梁曲げ降伏先行型の試験体PCJ04~06とで変えている。柱梁曲げ強度比(節点における、梁の曲げ終局強度に対する柱の曲げ終局強度の比)は試験体PCJ01で2.0、試験体PCJ02で1.92、試験体PCJ03で4.16、試験体PCJ04~06については既往の研究<sup>3)</sup>を参考に接合部の曲げ破壊が生じないように柱梁曲げ耐力比を3.0以上とし、梁曲げ降伏先行型となるように計画した。試験体PCJ04はPC鋼棒を梁全長(2050mm)にわたって配置し、試験体PCJ05とPCJ06は柱梁圧着接合面からそれぞれ梁せい(D)相当の400mm(PC鋼棒の全長は750mm)、2D相当の800mm(同1150mm)の位置にアンカープレートを設けPCaPC造梁内に定着させた。

表-1 試験体諸元

試験体名	PCJ01	PCJ02	PCJ03	PCJ04	PCJ05	PCJ06	
形状	平面十字形		平面ト形				
柱コンクリート 圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	42.1	41.0	29.6	85.7	90.1	70.8	
梁コンクリート 圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	82.4	77.7	77.4				
目地モルタル 圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	102.4	102.5	89.4	90.7	103.3	92.5	
シー管内グラウト 圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	—	99.1	—	—	—	—	
柱	断面(mm) b×D=350×350						
	主筋 8-D29(SD490)			4-D25(SD390)			
	帯筋 □S10@100(KSS785)						
	軸力比		0.16	0.16	0.22	0.09	0.08
	断面(mm) b×D=250×400						
	主筋 上下共2-D13(C種1号)			上下共4-D19(SD490)			
梁	一般部あばら筋 □D10@100(SD295A)						
	おネス区間			1D(400) 2D(800)			
	おネス区間あばら筋 □D10@60(SD295A)						
	PC鋼棒 上下共1-D36(C種1号)			上下共1-φ21(B種1号)			
	導入緊張力 85kN/本			273kN/本			
	シー管 #1058						
柱梁曲げ耐力比		2.60	2.50	2.66	6.39	6.36	
想定破壊モード		接合部せん断破壊		梁曲げ降伏先行			

表-2 使用材料の特性

鋼種	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ(%)	弾性限界ひずみ(%) <sup>2)</sup>	使用部位
D10(SD295A)	364	509	0.18	—	PCJ01~05のあばら筋
D10(SD295A)	386	554	0.21	—	PCJ06のあばら筋
S10(KSS785)	969 <sup>*1</sup>	1129	0.74	0.43	PCJ01~05の帯筋
S10(KSS785)	947 <sup>*1</sup>	1113	—	—	PCJ06の帯筋
D13(SD295A)	363	501	0.18	—	PCJ01~03の梁主筋
D19(SD490)	529	715	0.26	—	PCJ04~05の梁主筋
D19(SD490)	530	719	0.28	—	PCJ06の梁主筋
D25(SD390)	457	653	0.22	—	PCJ04, 05の柱主筋
D25(SD390)	462	654	0.23	—	PCJ06の柱主筋
D29(SD490)	546	715	0.27	—	PCJ01~03の柱主筋
φ21(B種1号)	1006 <sup>*1</sup>	1124	0.70	0.46	PCJ04, 05のPC鋼棒
φ21(B種1号)	1018 <sup>*1</sup>	1131	—	—	PCJ06のPC鋼棒
D36(C種1号)	1138 <sup>*1</sup>	1251	0.78	0.47	PCJ01~03のPC鋼棒

\*1: 0.2%オフセット耐力, \*2: 0.01%オフセット法による。

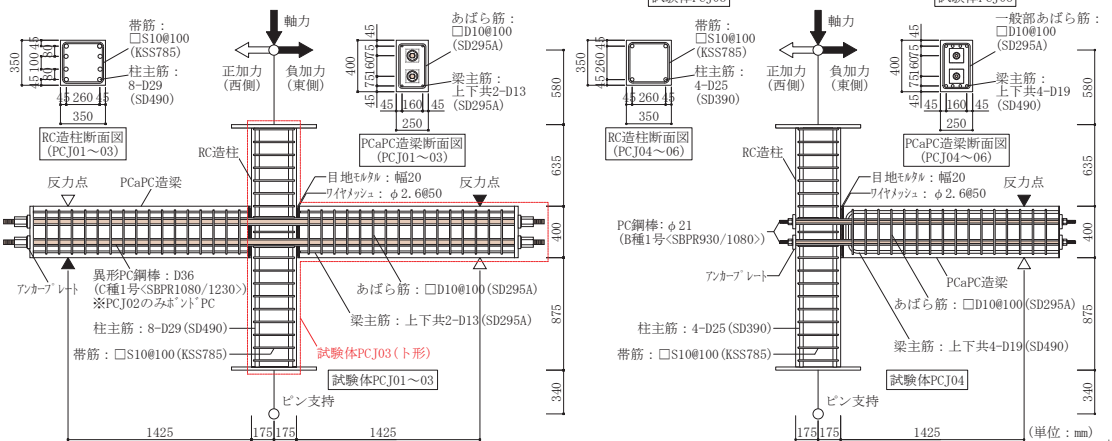


図-1 試験体概要

## 2.2 実験方法

試験体の梁の端部はローラー支持, 下柱はピン支持とし(図-1参照), 柱頭の鉛直方向に1000kN軸力加圧ジャッキを, 東西方向に2000kN水平加圧ジャッキを, 南北方向(紙面直交方向)に柱の面外変形を拘束する2000kN水平加圧ジャッキを取り付けた。柱に一定軸力(軸力比: 0.08~0.22)を導入した後, 試験体の破壊モードによって加力方法を次のように変えた。すなわち, 接合部せん断破壊型の試験体PCJ01~03では変位制御で加力し, 層間変形角 $R$ ( $R = \delta_T/H \times 100$  (%)),  $\delta_T$ : 柱頭の水平加力点の水平変位,  $H$ : 上下柱のピン支持間距離(2830mm)) $\pm 0.25, \pm 0.5, \pm 1.0, \pm 1.5, \pm 2.0, \pm 3.0, \pm 4.0$ %で各2サイクルずつ繰り返し, 梁曲げ降伏先行型の試験体PCJ04~06では初めに荷重制御で水平力 $\pm 10$ kN,  $\pm 20$ kN,  $\pm 30$ kNを1サイクルずつ繰り返し加力した後, 変位制御で $R = \pm 0.25$ %と $\pm 0.5$ %を2サイクル,  $R = \pm 1.0, \pm 1.5, \pm 2.0, \pm 3.0, \pm 4.0$ %を各3サイクルずつ繰り返し加力した。試験体PCJ05とPCJ06では荷重制御で $\pm 30$ kNまで加力する以前に $R = \pm 0.25$ %に到達したため, 途中で変位制御に切り替えて所定の加力ルールに従って加力した。また, 試験体PCJ04とPCJ05の実験結果から2サイクル目と3サイクル目の履歴形状がほぼ同様であったことから, 試験体PCJ04, PCJ05とPC鋼棒の長さ以外は共通のパラメータである試験体PCJ06の加力ではサイクル数を2サイクルとした。

## 3. 実験結果

### 3.1 層せん断力-層間変形角関係

各試験体の層せん断力-層間変形角関係を図-2に示す。同図中には $R = +4.0$ %時の主要部のひび割れ状況写真も併せて示す。層せん断力 $Q$ は梁下に設置した300kNロードセルで計測した梁せん断力を用いて, 十字形試験体の場合には $Q = (-L_b Q_{bL} + R_b Q_{bR})/H$ , 三角形試験体の場合には $Q = R_b Q_{bR}/H(L_b/Q_{bL})$ ,  $R_b Q_{bL}$ : 左梁, 右梁それぞれに作用するせん断力,  $L_b, R_b$ : 左梁, 右梁それぞれに作用するせん断力の位置から柱芯までの距離(1600mm)で換算した。図中の□は梁曲げひび割れ発生時, ◇はPC鋼棒弾性限界時, △は梁端部コンクリート圧壊時, ○は最大層せん断力時, ▽は柱主筋降伏時, ▼はPC鋼棒降伏時

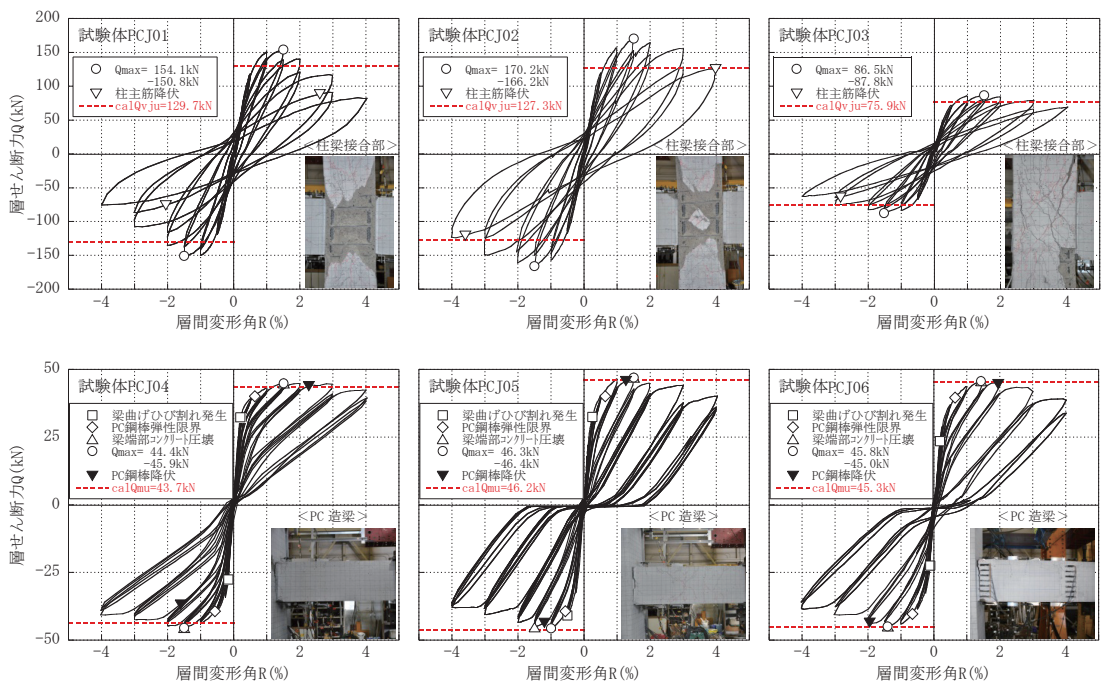


図-2 層せん断力-層間変形角関係

を示す。梁曲げひび割れ発生時点は剛性が急変した点と目視によって判断した。試験体PCJ01～03の破線は現行のRC造柱梁接合部のせん断強度式<sup>2)</sup>によって求めた接合部せん断強度時の層せん断力計算値( $_{cal}Q_{vju}$ )、試験体PCJ04～06の破線は梁の終局曲げ強度式<sup>4)</sup>によって求めた梁曲げ終局時の層せん断力計算値( $_{cal}Q_{mu}$ )を示す。同図よりアンボンドPCとした試験体PCJ01はボンドPCとした試験体PCJ02に比べ最大層せん断力が10%程度低下していることが分かる。最大層せん断力の計算値に対する実験値の比は試験体PCJ01で1.12, 試験体PCJ02で1.34, 試験体PCJ03で1.16, 試験体PCJ04～06では正負共に1.00～1.06となっており, 現行のRC造柱梁接合部のせん断強度式および梁曲げ終局曲げ強度式が安全側の評価を与えることが分かる。いずれの試験体も柱主筋, 梁主筋, せん断補強筋は降伏していない。試験体PCJ01～03のPC鋼棒は降伏していないが, 試験体PCJ04は $R = +2.3\%$ 時, PCJ05は $R = \pm 1.3\%$ 時, PCJ06は $R = \pm 2.0\%$ 時付近とPC鋼棒の長さが短いほどPC鋼棒が早期に降伏している。いずれの試験体も $R = 1.5\%$ 付近で最大層せん断力を発揮しており, 試験体PCJ01～03では最大層せん断力発揮後, 変形が十分に進んでから柱主筋が降伏した。また, 試験体PCJ01～03では $R = \pm 0.5\%$ までは原点指向型の履歴形状を示したが, 接合部パネルの斜めひび割れ発生後, 紡錘形を呈した。試験体PCJ04は終始, 原点指向型の履歴形状を示したが, 試験体PCJ05は $R = \pm 3.0\%$ 以降, PCJ06は $R = \pm 4.0\%$ 以降の除荷時に残留変形が急激に増大し, その履歴形状が原点指向型からスリップ型に変化した。これはPC鋼棒の降伏以降, PC鋼棒の残留ひずみの増加に伴いその緊張力が徐々に減退し, 図-3に示す圧着接合面での目開き幅と層間変形角関係からも分かるように除荷時の残留目開き幅が大きく増えたためであると考えられる。

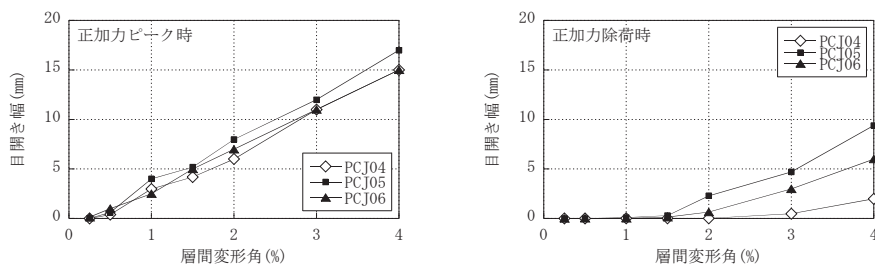
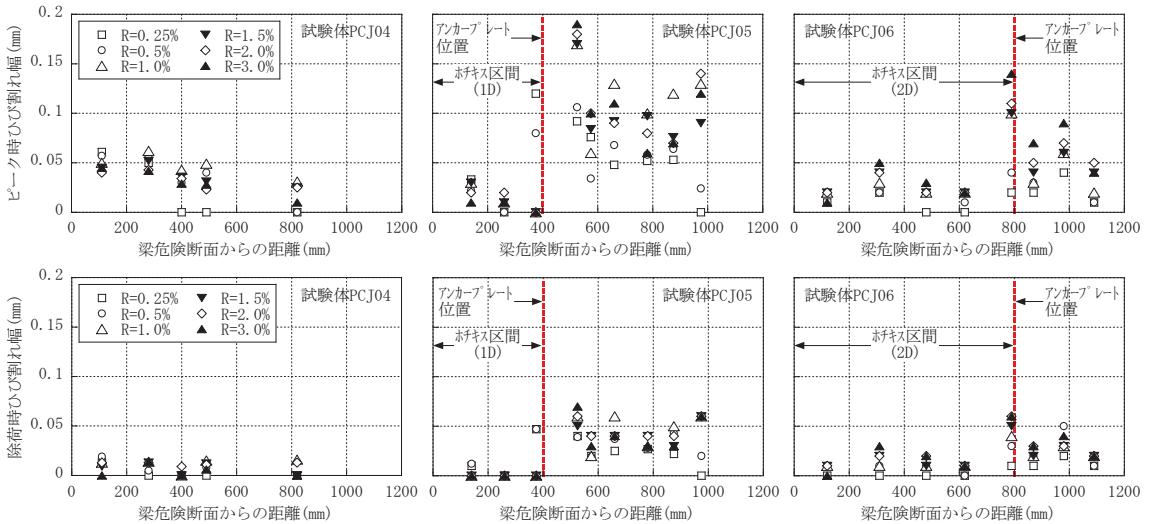


図-3 ピーク時および除荷時における圧着接合面での目開き幅と層間変形角の関係

### 3.2 破壊性状

柱, 梁に発生したひび割れの幅は, 各層間変形角の1回目のサイクルのピーク時と除荷時にデジタルマイクロスコープ(測定精度:  $1\mu\text{m}$ )を用いて計測した。試験体PCJ01～03の柱, 梁に発生した曲げひび割れは軽微で,  $R = \pm 0.25\%$ 以降, 柱梁接合部パネル内に斜めひび割れが多数発生した。試験体PCJ01, PCJ02はPC鋼棒の付着の有無に関わらず, 最大層せん断力( $R = \pm 1.5\%$ )以降, 接合部パネル内のコンクリートが激しく圧壊した。一方, 試験体PCJ03は $R = \pm 2.0\%$ 以降, 接合部パネル内のコンクリートが圧壊したものの, 圧壊の程度は試験体PCJ01, PCJ02に比べて軽微であった。試験体PCJ01～03ではPC鋼棒が降伏しなかったこと, 柱主筋は降伏したが耐力低下後であったこと, 接合部パネル内のコンクリートの圧壊が顕著であったことから接合部せん断破壊と判断した。試験体PCJ04～06の圧着接合面の目開きを除く, 正加力ピーク時および除荷時の梁部分のひび割れ幅計測結果を図-4に示す。試験体PCJ04～06の柱および柱梁接合部の損傷はほとんど認められず,  $R = \pm 0.2\%$ 前後で梁に曲げひび割れが発生した。PC鋼棒による梁圧着区間内(以下, PC造部と略記)において, 圧着接合面の目開き幅が大きくなる $R = \pm 1.0\%$ まではすでに発生していたひび割れの進展が観測されたが, それ以降, 圧着接合面を除いて新たなひび割れの発生や進展はほとんど見られなかった。また, 試験体PCJ05とPCJ06の梁圧着区間外(以下, RC造部と略記)はこの部分が長くなるほど多数の曲げひび割れが発生し,  $R = \pm 0.25\%$ 以降には

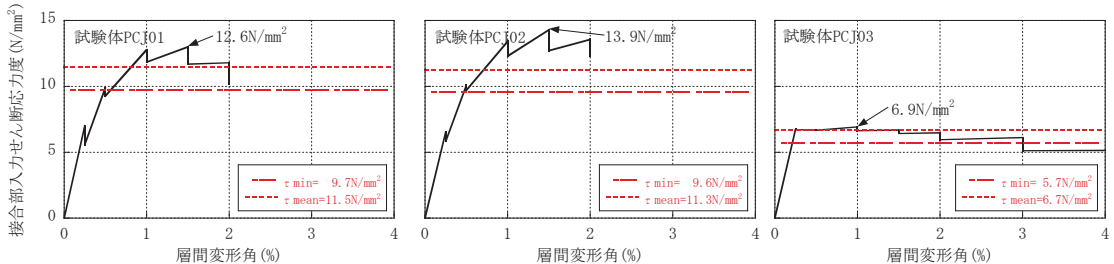
曲げせん断ひび割れの進展も見られた。試験体PCJ04～06ではいずれも最大層せん断力時の $R = \pm 1.5\%$ 付近では圧着接合面近傍のかぶりコンクリートが圧壊し、その後、耐力が低下した。梁部材の最大ひび割れ幅は全試験体とも圧着接合面近傍で発生し、PC鋼棒の長さが短い試験体ほどその残留目開き幅が大きかった。この部分以外のPC造部のひび割れ幅はピーク時最大で0.06mm程度、除荷時最大で0.03mm程度であった。一方、試験体PCJ05とPCJ06のRC造部のひび割れ幅は、RC造部とPC造部の境界近傍の拡幅が著しく大きかったが、ピーク時最大で0.2mm程度以下、除荷時最大で0.07mm程度以下とわずかな残留に留まった。



図－4 試験体PCJ04～06のピーク時(上段)および除荷時(下段)ひび割れ幅

### 3.3 接合部入力せん断応力度－層間変形角関係

接合部入力せん断応力度－層間変形角関係を図－5に示す。接合部入力せん断力は、左右の梁危険断面におけるコンクリート圧縮域の接合部内での重なりを考慮し、水平方向の力の釣り合いから求めた。図中の破線は現行のRC造柱梁接合部のせん断強度式<sup>2)</sup>によって求めたせん断応力度の平均値 ( $\tau_{mean}$ )を、一点鎖線はその下限値 ( $\tau_{min}$ )を示す。試験体PCJ01～03のいずれも最大層せん断力 ( $R = 1.5\%$ ) 付近でせん断応力度が最も大きくなり、その値は現行のRC造柱梁接合部のせん断強度式によって求めたせん断強度の平均値を上回った。したがって、コンクリート圧縮強度が $40\text{N/mm}^2$ 程度のボンドもしくはアンボンドPCaPC造内柱梁部分架構およびアンボンドPCaPC造外柱梁部分架構の柱梁接合部のせん断強度についても現行のRC造の柱梁接合部のせん断強度式で評価できることが分かる。



図－5 接合部入力せん断応力度－層間変形角関係

#### 4. まとめ

柱梁接合部せん断破壊を想定し架構形状とPC鋼棒の付着の有無をパラメータとしたPCaPC造柱梁部分架構試験体3体と、梁曲げ降伏の先行を想定しPC鋼棒の長さをパラメータとしたアンボンドPCaPC造柱梁部分架構試験体3体について静的正負交番繰返し加力実験を行った。実験および検討結果から得られた知見を以下にまとめて記す。

- ・ コンクリート圧縮強度が40N/mm<sup>2</sup>程度であるPCaPC造内柱梁部分架構において、PC鋼棒に付着のある試験体は付着のない試験体に比べて水平耐力（柱梁接合部のせん断強度時層せん断力）が10%程度向上した。
- ・ PCaPC造内柱梁部分架構の柱梁接合部のせん断強度は、コンクリートの圧縮強度が文献1)より高い場合でも、PC鋼棒の付着の有無に関わらず、現行のRC造柱梁接合部のせん断強度式で安全側に評価できることを確認した。また、アンボンドPCaPC造外柱梁部分架構の柱梁接合部のせん断強度の評価についても上記と同様な結果を得た。
- ・ アンボンドPC鋼棒を梁全長に配置した試験体では、原点指向性の高い履歴形状を示した。一方、PC鋼棒の長さが短い試験体では、PC鋼棒の長さが短いほどPC鋼棒が早期に降伏し、この影響により残留目開き幅と残留変形が増大し、スリップ型の履歴形状となった。
- ・ アンボンドPC鋼棒の長さに関わらず、最終的な損傷は柱と梁の圧着接合面に集中した。また、PC鋼棒の長さが短いほどRC造部には多数のひび割れが発生し、PCaPC造梁内PC鋼棒のアンカープレート近傍のひび割れ幅が著しく大きかったが、その最大幅は0.2mm程度以下に留まった。

#### 【謝辞】

本研究は、国土交通省平成24、25年度住宅市場整備推進等事業費補助金を受けて一般社団法人長寿命建築システム普及推進協会による「長寿命建築システム普及推進事業」の一環として行われたものである。実験実施に際しては、首都大学東京・北山研究室の学生諸氏、アシス(株)の田島祐之氏にご協力頂いた。ここに記して謝意を表する。

#### 【参考文献】

- 1) 舛田尚之, 北山和宏, 岸田慎司: 圧着接合されたプレストレスト・コンクリート造立体柱梁接合部の地震時挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27-2, pp. 397-402, 2005年6月
- 2) 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, 1999年
- 3) 楠原文雄, 塩原 等: 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度に及ぼす設計因子の影響, 第13回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 1398-1405, 2010年11月
- 4) 日本建築学会: プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説, 2015年
- 5) 栗本健多, 北山和宏, 金本清臣, 田島祐之: PC鋼材の長さが異なるアンボンド圧着工法を用いたプレキャストプレストレストコンクリート造外柱梁部分架構の耐震性能, 日本地震工学会第10回年次大会梗概集, pp. 95-96, 2013年11月
- 6) 新井 昂, 栗本健多, 北山和宏, 金本清臣, 田島祐之: アンボンドPC鋼材で圧着接合したPCaPC柱梁接合部の耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 741-742, 2014年9月
- 7) 宋 性勲, 栗本健多, 晉 沂雄, 北山和宏, 金本清臣, 田島祐之: PC鋼材の長さが異なるアンボンドPCaPC圧着接合骨組の耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 745-746, 2014年9月