論文 PC 圧着関節工法を用いた柱脚部を含む『士形』架構の構造性能に関 する研究

·瀬戸 俊明^{*1}・坂田 弘安^{*2}・松崎 育弘^{*3}・杉山 智昭^{*4}

要旨: PC 圧着関節工法とはコンクリート系構造において損傷制御を可能とする工法である。 これまでに本工法を用いた十字形・ト形部分架構実験

を行い,架構の力学的挙動の把握を行った。しかし本工法を用いた柱脚部の力学的特性の検討はまだ十分には行われておらず,未解明な点がある。そこで柱脚部の力学的特性および柱脚部の挙動が架構へ及ぼす影響を把握するため,基礎部分から二階の柱梁接合部までを含んだ『士形』架構実験を行い,『士形』架構の復元力特性,関節部挙動,破壊性状などの構造性能について検討した。

キーワード:『士形』架構,柱脚部,柱プレストレス力,損傷制御効果

1. はじめに

コンクリート系構造において,PC 鋼材の伸び 出しにより圧着部(関節部)に弾性回転を形成し て,『非線形弾性』を実現することにより損傷制 御を可能とする工法として PC 圧着関節工法を 提案している。本工法は高品質かつ高強度 (Fc=50N/mm²以上)の PCaPC 柱,梁部材を PC 鋼 より線の規格降伏強度の 50%の緊張力で圧着す るものであり,大地震時のように大きな水平力 を受ける場合,柱と梁の圧着面を離間させるこ とにより,圧着部(関節部)は弾性回転することが 可能となり,部材の損傷を制御できる工法であ る。これまでに筆者らは、柱梁圧着に PC 鋼より 線を、柱脚接合部に PC 鋼棒を用いた十字形・ト 形部分架構実験¹⁾²⁾を行い,部分架構の構造性能 について把握を行った。また,非線形架構の実 現には,柱脚部の回転性能の把握が必要である。 そこで今回の実験では、本工法を用いた一階柱 脚部(以下、柱脚部)の回転性状及び柱脚部分の挙 動が架構に及ぼす影響の把握及び評価すること を目的とし、基礎部分から二階の柱梁接合部ま でを含んだ『土形』架構実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体と材料特性

表 - 1 に試験体および材料特性,図 - 1 に試験体 詳細を示す。試験体は基礎部分から二階の柱梁 接合部までを含んだ『士形』架構であり,実大

試験体	部材	柱の 構造					「の動心」						上 別					
			$_{c}\sigma_{B}^{1}$	E _c (×10 ⁴) ²	$_{c}\sigma_{t}^{3}$	$_{m}\sigma_{B}^{4}$	$_{g}\sigma_{B}^{5}$	材種	配筋	$_{p}\sigma_{y}^{6}$	E _p ⁷ (×10 ⁵)	η_p^{8}	η _{p+N} ¹⁰	材種	р _t ¹²	材種	р _w ¹³	¹⁴ مز
		形式	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	王 101	AC 20	N/mm ²	N/mm ²	(η_{N}^{9})	(_{c p+N} ¹¹)	ΞΡΩΡ.	%	ΞP(P)	%	%
No.1	梁 柱	PCaPC	90.9	4.03	5.53	82.4	44.0 ¹⁵	SWPR7B B種1号	上下3本 8- ₀ 13	1630	2.23 2.01	0.054	0.054	D10 (SD295A)	0.32		0.39 0.37	
				<u> </u>			-					(-)	4.04					
			90.9	4 03	5.53	74.4	23.3 ¹⁶			1196		0.043	43 0.12 (8) 11.1	Do and DTU	0.29	D6		
				1.00								(0.08)		(SD295A)	0.20			
No.2	梁 柱	PCaPC	07.0	4.15	5.74	86.1	67.0 ¹⁵	SWPR7B	上下3本	1630	2.23	0.054	0.054	D10	0 00	(SD295A)	0.00	
			87.0									(-)	4.84	(SD295A)	0.32	(No.3の柱	0.39	0.00
			07.0	7.0 4.15	5.74	74.4	23.3 ¹⁶	B種1号	8- 413	1196	2.01	0.064	0.14	D6 and D10	0.00	部材のみ	0.07	0.20
			87.0									(0.08)	13.1	(SD295A)	0.29	中子筋を	0.37	
No.3	梁	梁 PCaRC 柱	00.0	2.00	5.30	86.1	66.5 ¹⁵	SWPR7B	上下3本	1630	2.23	0.054	1 0.054	D10	0.32	配置)	0.37	
			80.0	3.80								(-)	4.84	(SD295A)				1
			RU 07.4	0.74	4.50	74.4	-	-	-	-	-	-	· 0.15 15) 7.28	D16	0.90		0.56	
	仕		67.4	3.74	4.50							(0.15)		(SD345)				
1 71/	711-	トーム記名	₽ 2	コンクロート	して	が多数	3 71/7		电始度	/ 日t批∓		编命	(沙) 十十二 汉)	8 杜什公本-	ブロッチ	7.7タブ間の		コレクロ

*1 東京工業大学 大学院生 (正会員)

*2 東京工業大学 建築物理研究センター准教授 工学博士 (正会員)

*3 東京理科大学 工学部建築学科教授 工学博士 (正会員)

*4 東京理科大学 工学部建築学科助手 博士(工学) (正会員)



の1/3スケールを想定している。試験体は柱にプ レストレス力が導入されている PCaPC 試験体を 2体,柱 PCa 部材が RC 造である PCaRC 試験体 を1体の計3体を計画した。梁 PCa 部材の配筋 等は既往の試験体と同一とし,これまでと同様 に PC 鋼より線を上下段 3 本配置した。梁の初期 導入緊張力は, PC 鋼より線に0.5bPv(=78kN/本, _bP_v:規格降伏耐力(156kN))を目標として導入し た。また,柱 PCa 部材は曲げ耐力を3 試験体と も同一とした。尚,3試験体ともに降伏ヒンジの 形成順序が梁端部,柱脚部の順となるように、 各曲げ耐力は設定した。

以下に試験体の変動要因の詳細を示す。

[PCaPC 試験体] No.1 試験体は標準試験体とし, 柱の初期導入緊張力は,PC 鋼棒(8-13)を用い, 0.4_cPy (=49kN/本, _cPy: 規格降伏耐力(123kN))を 導入した。No.2 試験体は柱に導入したプレスト レス力(以下,柱 PS力)が柱脚部の挙動に与える 影響を把握するため, No.1 試験体に対して柱 PS 力を 1.5 倍(0.6_cP_v (=74kN/本))にした試験体で ある。両試験体とも柱の設計コンクリート強度 を 90N/mm²とした。また、建方精度を向上させ るために柱脚部に台座ブロックを設けている。 [PCaRC 試験体] No.3 試験体は回転機構および 柱PS力の有無による柱脚部の損傷制御効果への

影響,および架構全体の挙動への影響の把握を 目的とした試験体である。PCa 柱部材と基礎部 の接合にはモルタル充填式継手を用い,柱コン クリート設計強度を 50N/mm² とした。PCaPC 試

験体と柱曲げ耐力が同一となるよう柱主筋に D16 (SD345)を用いた。

2.2 加力方法

図 - 2 に加力装置,図 - 3 に加力サイクルを示 す。加力は柱頭を加力点とした正負交番漸増繰 り返し載荷とした。加力は層間変形角で制御し た。梁反曲点のジャッキは常に鉛直になるよう に脚部はローラーとなっており,梁端の鉛直変 位が接合部中央の鉛直変位と同一になるよう制 御を行った。また面外変形を抑制するために、 柱頭及び梁端部にパンタグラフを設けた。また 全試験体に柱軸力としてアンボンド PC 鋼棒(4-

19)により計 745kN の圧縮力を導入した。層せ ん断力に対して働く軸力用 PC 鋼棒の影響は小 さいこととして,加力を行った。

3. 実験結果および検討

3.1 変形性状

図 - 4 に層せん断力 Q - 層間変形角 R 関係(以 下, Q-R 関係)を示す。図中の初期剛性は RC 規 準³⁾による剛域を考慮して算出した。_{cal}Q_{max}は PC 規準⁴⁾の曲げ破壊強度式を用い,梁危険断面 位置,柱脚部危険断面位置が終局耐力に至り, 梁端部及び柱脚部に降伏ヒンジを形成する機構 を想定して算出した。PCaPC 試験体(No.1, No.2) では初期の Q-R 関係は計算値による弾性剛性と ほぼ等しくなった。柱および梁の緊張力と同等 の引張力が作用した時点で離間が始まり、梁、 柱の順に離間が生じたが, No.2 試験体では柱プ



レストレス力が No.1 試験体より大きいため, No.2 試験体のほうが柱の離間荷重が若干大きい 結果となった。梁・柱の離間後は剛性の低下が見 られ,特に柱の離間後の剛性低下は大きく, R=1/66rad.あたりで架構の耐力が頭打ちとなり, R=1/25rad.まで耐力を維持し, 靭性能に富んだ復 元力特性を示した。除荷後は原点指向型の非線 形弾性復元力特性を示した。一方, PCaRC 試験 体(No.3)では梁に導入されたプレストレス力(以 下,梁プレストレス力)と同等の引張力が作用し た時点で梁端の離間が始まり,架構の剛性が低 下し始めた。その後,柱脚部の曲げひび割れに よる損傷が激しくなるにつれ,剛性が低下し, R=1/50rad.で架構の耐力が頭打ちとなった。復元 力特性は R=1/100rad.までは逆 S 字の原点指向型 の履歴を示した。それ以降は履歴幅の狭い紡錘 型を示した。図 - 5 に残留層間変形角,図-6に 等価粘性減衰定数を示す。PCaPC 試験体(No.1, No.2)は R=1/25rad.経験後において, 残留層間変 形角が 1/400rad.程度と小さいものであったのに 対し、PCaRC 試験体(No.3)は残留層間変形角が

1/100rad.と4倍ほどであった。図-6に示すよう に,同一層間変形角1/33rad.時における等価粘性 定数が,PCaRC試験体が12.8%,PCaPC試験体 は8.6%であり,PCaPC試験体の方がエネルギー 吸収能が小さい。尚,実験結果から層間変形角 1/50rad.時においても,柱軸力用アンボンド PC 鋼棒の層せん断力に対する寄与分としては,全 試験体とも7%程度であることを確認している。 3.2 破壊性状

図 - 7 に層間変形角 R=1/25rad.時の破壊状況, 図 - 8 にひび割れ幅の推移を示す。図 - 7 に示す ように, PCaPC 試験体は梁端離間後に梁関節部 に損傷が集中し, R=1/66rad.時に梁曲げ降伏に至 り,コーベル部のコンクリート表層の剥離が顕 著となった。しかし,柱・梁一般部および接合部 では損傷がほとんど見られなかった。また柱脚 部ではスタブ - 台座ブロック間(以下,圧着面), 柱部材 - 台座ブロック間(以下,接着面)で離間が 生じ,曲げひび割れおよびせん断ひび割れによ る損傷はほとんど見られなかった。R=1/66rad. 付近において台座ブロックの圧壊が生じ,その



後,No.2 試験体は R=1/25rad.に向かう途中で PC 鋼棒が降伏に至ったが,No.1 試験体は R=1/25rad. ピーク時においても降伏には至らなかった。最 終破壊状況を比較すると,No.2 試験体は No.1 試 験体に比べ若干,台座ブロック付近の損傷が目 立った。PCaRC 試験体は R=1/100rad.時に柱脚部 危険断面位置において柱主筋が降伏し,それ以 降は柱脚部の曲げひび割れが進展していった。 そして,R=1/66rad.時に PC 鋼より線が弾性限界 に達した後,コーベル部の損傷が顕著となった。 また図 - 7,図 - 8 に示すように,接合部せん断 ひび割れは PCaPC 試験体と比べて多数生じ,ひ び割れ幅の総計を比較してわかるように損傷が

3.3 関節部回転性状

図 - 9 に梁関節部および柱脚関節部の回転中心 位置の推移,図-10に関節部回転角が層間変形 角に占める割合を示す。ここで,柱脚関節部回 転角とは圧着面と接着面の回転角の合計値とす る。図 - 9より梁関節部の回転中心位置は圧縮縁 近傍に位置している。柱脚関節部では初期には 断面中心位置に近いところに回転中心位置があ るが、その後、圧縮端側に回転中心位置が移動 し,R=1/66rad.時には柱芯から 80mm の位置に回 転中心位置が移動し,それ以降の回転中心位置 は一定の値を示した。図 - 10 より梁関節部は R=1/200rad.以降,全試験体において梁部材の変 形角に対し,関節部回転角が大部分を占めるも のであった。一方, 柱脚関節部では PCaPC 試験 体が R=1/66rad.以降,関節部回転角と層間変形角 の比が 100%近くなるのに対し ,PCaRC 試験体の それは最大で 80%程度であり, PCaPC 試験体と



比べ,回転変形の割合が小さいものであった。 3.4 歪性状

図 - 11 に No.1 試験体の PC 鋼より線の歪分布, 図 - 12 に PC 鋼棒(No.1)及び柱主筋(No.3)歪分布 を示す。PC 鋼材の歪の値は導入緊張力による歪 と実験時の増分歪を足し合わせたものである。 図 - 11 より PC 鋼より線の歪分布は梁危険断面 を頂点とした三角形分布を示した。図 - 12 より, No.1 試験体の PC 鋼棒の歪分布は,柱脚危険断 面位置で卓越し, PC 鋼より線と同様に,柱脚危 険断面を頂点とし、緩やかに歪が減少する三角 形分布を示した。一方, No.3 試験体の柱主筋歪 は柱脚危険断面近傍において急激に増大し,歪 勾配は大きいものであった。これは PC 鋼棒と異 形鉄筋の付着性状の違いを反映したものである。 3.4 接合部せん断性状

図 - 13 に接合部せん断応力度の算出について

示す。その際, RC 靭性指針⁵⁾の接合部せん断強 度式を用いて,算出を行った。また実験値によ る接合部最大せん断応力度は,図-13の右に示 すような応力状態を仮定し,算出を行った。接 合部最大せん断応力度は,全試験体において実 験値が計算値より小さい結果となった。これは 架構の耐力が柱脚部および梁端部の降伏により 決まったため,接合部の最大耐力に達する前に 接合部入力せん断力が頭打ちとなり,接合部が 破壊に至っていないためである。

4 士形架構の復元力特性の評価

4.1 圧着部モーメント M - 回転角 のモデル化 士形架構の Q-R 関係のモデル化に関して述べ
る。まず梁端部および柱脚部の圧着部モーメン
ト M-回転角 関係(以下, M- 関係)のモデル化
を行い,続いて, 土形架構の Q-R 関係のモデル
化を行う。表 - 2 に数式一覧を示す。

梁,柱ともに提案する M- 関係のモデルは第 1折れ点を圧着部の離間時,第2,3折れ点を引 張側最外端の PC 鋼材が規格降伏強度に達した 点(以降,この点を降伏と称す),もしくは圧縮縁 コンクリートが圧壊した時の点(以降,この点を 圧壊と称す)とした4折れ線型と仮定する。コン クリートには Popovics の応力度 - 歪 関係を 用いて,断面解析した。離間時のモーメントを 求める。図 - 14 に梁端圧着部,柱脚圧着部の離 間時までの断面内の力のつりあいと歪分布を示 す。第1折れ点である圧着面の離間時のモーメ ントは,引張側最外端のPC 鋼材に初期導入緊張 力と同等の引張力が作用した状態のモーメント (以下,この時のモーメントを離間モーメントと 称する)とする。すなわち,初期導入緊張力によ る実験値の歪_{ini}。(PC 鋼より線:_{ini}。=3697µ, PC 鋼棒:_{ini} s=1917 µ)を,表-2の(1),(2)式の 」に代入することで算出できる。断面力による

モーメントの算定は平面保持を仮定して計算を 行う。次に第2,第3折れ点を求める。図-15 に離間後の危険断面の変形状態について示す。 第二折れ点以降のモーメントは,圧着部におけ



$C = \sum I + N = E_s \cdot A_s \cdot \sum n_i \cdot \varepsilon_i + N$	(1)
$M = \sum T \cdot j + N \cdot j_{C} = E_{S} \cdot A_{S} \cdot j \cdot \sum n_{i} \cdot \varepsilon_{i} + N \cdot j_{C}$	(2)
$\delta_i = \theta \cdot (d_i - X_n)$	(3)
$\delta_i = \Delta \varepsilon_i \cdot I_i$	(4)
$\tau_{\mathbf{S}} = \mathbf{E}_{\mathbf{S}} \cdot \mathbf{A}_{\mathbf{S}} \cdot \Delta \varepsilon_{\mathbf{i}} / (\psi_{\mathbf{S}} \cdot \mathbf{I}_{\mathbf{i}})$	(5)
$\Delta \epsilon_{i} = \sqrt{\theta \cdot \tau_{s} \cdot \psi \cdot (d_{i} - X_{n}) / (E_{s} \cdot A_{s})}$	(6)
$\varepsilon_{c} = \delta_{c} / I_{p} = \theta \cdot X_{n} / (\alpha \cdot D)$	(7)

E:調材のヤング係数(N/mm²), A:鋼材の断面積(mm²), n: i 段目の鋼材の本数, ; i 段目の鋼材の歪, C:コンクリートの圧縮力(kN), N:軸力(kN), M:圧着部モ ーメント, j:軸力位置からコンクリート圧縮力までの距離(mm), ; i 段目の鋼材の位置から圧縮縁までの距離(mm), ; i 段目の鋼材の増分歪, ki 段目の何者長さ(mm), ;:鋼材の付着周長(mm)【PC 鋼より線:53.2mm】, ;:鋼材の付着応力度【PC 鋼より線:1.1(N/mm²), PC 鋼棒:1.4(N/mm²)】, ::コンクリート圧縮縁の縮み量, l;塑性長さ, m; ;初期 導入歪, :塑性長さ係数(梁端部:0.4, 柱脚部:0.8)



るコンクリートのみの変形平面保持を用いて算 出を行う。まず,各段のPC鋼材の伸び出し量を, 回転角 と中立軸位置から圧縮縁までの距離 X_nを用い,(3)式より算出する。また,引張側最 外端のPC鋼材の伸び出し量 δ₁は歪分布の積分 値であるとすると,図-15のように三角形分布 を模式化することで,(4)式により算出ができる。 付着長さ l_iは(5)式から求め,PC鋼より線の付 着応力度は既往の研究⁶⁾より 1.1N/mm²,PC 鋼 棒の付着応力度は実験結果から得た平均付着応



力度 1.4N/mm^2 とした。これより , と X_n を変 数とした各段の PC 鋼材の離間後の増分歪 Δ ; が(6)式より求まる。コンクリートの圧縮縁歪を は、図-15に示す圧縮縁コンクリートの塑性長さ l。を把握する必要がある。塑性長さl。を用いて(7) 式で求める。塑性長さl。は実験時に目視で圧縮 縁の圧壊を確認したときの変位計から得た圧縮 縁の変位から,梁端部では0.4,柱脚部では0.8 と定めた。第2折れ点以降のモーメントおよび 圧着部回転角は,引張最外端の PC 鋼材の降伏あ るいは圧縮縁コンクリートの圧壊のいずれかの 事象が起こる時として (3)~(7)式から算出する。 求めた M- 関係を標準試験体である No.1 の実 験結果とともに図 - 16 に示す。梁端部, 柱脚部 の M- 関係の計算値と実験結果を比較すると, 計算値のほうが,離間モーメントが大きくなり, 2次剛性,最大耐力がやや低い結果となった。 4.2 Q-R 関係の骨格曲線の算出

層せん断力 Q-層間変形角 R は図-18 のモデル を用いて求めた。よって Q-R 関係の骨格曲線に おける各折れ点は梁端または柱脚部のモーメン トがそれぞれの M- 関係の各折れ点に対応して 求められる。図 - 17 に Q-R 関係における実験値 との比較を示す。求めた骨格曲線を実験結果と 比較すると,骨格曲線のほうが梁端,柱脚離間 荷重が大きく,柱脚離間後から柱脚圧壊までの 剛性がやや低かったが,概ね包絡線は一致して いると考えられる。 5 まとめ

『士形』架構実験を行い,以下の知見を得た。

- PC 鋼棒を用いた柱脚の圧着面は目開き, 弾性回転を生じる。
- 2) 架構の損傷は柱および梁の圧着面に集中していることから,損傷制御効果を有している。
- 今回の範囲内のプレストレス力では、柱脚部の回転性状に大きな差異は生じない。
- 4) PC 鋼材の付着性状を評価することで,架構 の骨格曲線を評価することができる。

付記

本研究の実験は,平成18年度国土交通省「建設 技術研究開発費補助金(研究代表者,東京理科 大学教授松崎育弘)」により実施した。

本研究は KTB 協会に設立された KTB 圧着技術 研究所(所長:中野清司)の委員会のもとで行われ たものである。

参考文献

1) 岡野大志他: PC 圧着関節工法を用いた損失制 御架構の構造性能に関する実験的研究, コンク リート工学年次論文報告集, Vol.27, No2, pp547-552

 2) 中井敏文他: PC 圧着関節工法を用いたト形部 分架構の構造性能に関する実験研究,コンクリ ート工学年次論文報告集,Vol.28,No2,pp535-546
 3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解 説,AIJ,1999.10

4) プレストレスコンクリート設計施工規準・同 解説,AIJ,1998.11

5) 鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設 計指針・同解説, AIJ, 1998.4

6) 池澤誠他:PC 圧着関節による損傷制御設計に 関する研究(その 9PC 鋼より線の弾性付着性状), AIJ 大会学術講演梗概集 C-2,pp931-932,2004.9