

論文 PC 圧着関節工法を用いた損傷制御架構の構造性能に関する実験的研究

岡野 大志^{*1}・松崎 育弘^{*2}・坂田 弘安^{*3}・池澤 誠^{*4}

要旨：地震による建築物の損傷を制御する方法として、PC 圧着関節工法を提案する。この工法は、PCaPC の柱・梁部材を圧着接合し、圧着に用いた PC 鋼より線の導入緊張力を規格降伏強度の 50% とすることで、圧着目地部(関節部)に弾性的な回転挙動を生じさせ、損傷を制御するものである。本報では、十字形部分架構を用いた靱性実験および柱梁接合部せん断実験を行い、実験結果より、関節部の弾性回転挙動が実現できることを検証した。さらに、PC 鋼より線の伸び出し性状(付着性状)から架構の変形を評価できることを示し、骨格曲線の提案を行った。また、従来のせん断強度式を用いて柱梁接合部せん断耐力の評価を行った。

キーワード：PC 圧着関節工法、損傷制御架構、弾性回転、柱梁接合部のせん断耐力

1. はじめに

極大地震時、人命の確保はもちろんのこと、地震後も継続使用でき、財産価値を保持できるような建築構造が必要とされている。その実現には、設計段階から地震後の構造物の損失を把握し、最小限に抑えることが重要である。しかし通常の RC 構造では、ひび割れや鋼材の降伏等構造部材全体で地震によるエネルギーを吸収するため、設計の段階から地震後の構造物の損失を把握することは困難で、大きな残留変形が生じる場合もある。筆者らは、これらの諸点を克服する方法として、PC 圧着関節工法を提案する。

この工法は、高品質かつ高強度($F_c=50N/mm^2$ 以上)の PCaPC とした柱および梁部材を圧着接合し、圧着に用いた PC 鋼より線の導入緊張力を規格降伏強度 P_y の 50% として、PC 鋼より線の伸び出しを生じさせることで、圧着目地部(関節部)に弾性的な回転挙動を形成し、損傷を制御しようとするものである。

本報では、本工法を用いた十字形部分架構実験を行い、架構の設計法確立のための基礎資料を得ることを目的として、関節部での弾性的な回転挙動が実現できることを検証し、また、柱梁接合部のせん断耐力を把握することとする。

表-1 試験体一覧

No.	試験体名 ^{*1}	構造形式	コーベル	F_c (N/mm^2)	梁引張鋼材			プレストレス 応力度 (N/mm^2)	PC鋼材 鉄筋比 (%)	主筋比 (%)	せん断 補強筋比 (%)	接合部せん断補強筋					
					材種	径	本数 (本)					配筋	材質	P_{jw} ^{**3} (%)			
				柱/梁		上/下	柱/梁	上/下	柱/梁	柱/梁							
BF ^{**2}	1	PC42-C-90	PCaPC	○	90	SWPR7BN	12.7φ	4/2	3.8/4.8	0.77/1.18	0.28 /0.37	3-D6 (3-D10) ^{**4}	SD295A	0.92			
	2	PC42-N-90	PCaPC	×		SWPR7BN	12.7φ	4/2							0.54 /0.27		
	3	PC33-C-90	PCaPC	○		SWPR7BN	12.7φ	3/3							0.41		
	4	RC33-50	RC(一体打ち)			SD295A	D16	7/7							-	2.33/3.12	0.66/0.37
JS ^{**2}	5	PC55-C-90	PCaPC	○	90	SWPR7BN	12.7φ	5/5	3.8/8.1	3.88/1.18	1.05 /0.78	2-D10	SD390	0.42			
	6	PC55-C-50	PCaPC	○	50/90	SWPR7BN	12.7φ	5/5							-	-	0.28
	7	RC55-50	RC(一体打ち)		50	SD490	D16	7/7							-	-	0.28
	8	PC66-C-90	PCaPC	○	90	SWPR7BN	12.7φ	6/6							3.8/9.7	0.82	3.88/1.18

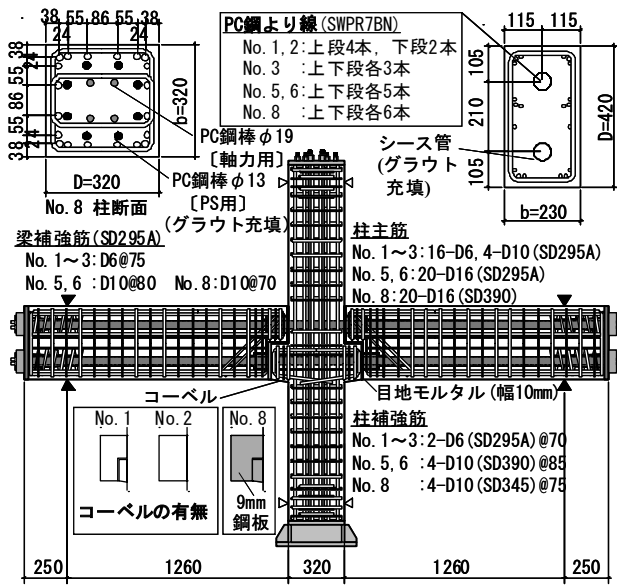
※1 試験体名は以下の要因を表す PC, RC: PC 試験体, RC 試験体 42, 33, 55, 66: 上下段の各 PC 鋼より線本数(RC 試験体では、梁主筋を PC 鋼より線に換算した値を表す) C, N: コーベルの有無 90, 50: 柱コンクリート強度(N/mm^2) ※2 BF, JS: 梁曲げ降伏先行型, 接合部せん断破壊先行型

※3 p_{jw} : 接合部せん断補強筋比 $p_{jw} = \sum A_{jw} / (bc \cdot j')$ 【bc: 柱幅, j' : 梁の上下鋼材の重心間距離, $\sum A_{jw}$: j' 区間内の接合部せん断補強筋断面積の総和】 ※4 No. 1~3 は接合部内において、直交方向にもせん断補強筋(3-D10)を配筋した。

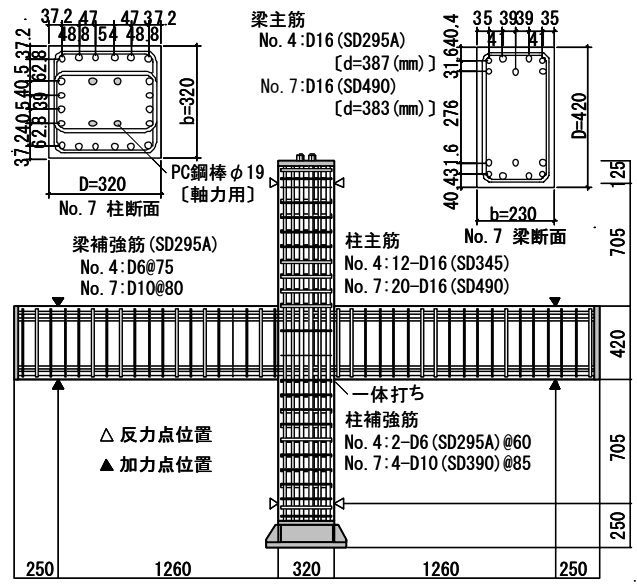
○柱軸力用 PC 鋼棒: 4-φ19 アンボンド PC 鋼棒, 柱プレストレス導入用 PC 鋼棒: 8-φ13PC 鋼棒(ともに B 種 1 号 930/1080)

○断面寸法 梁: $b \times D = 230 \times 420$ (mm), 柱: $b \times D = 320 \times 320$ (mm) ○せん断スパン比 梁: $a/D = 3.0$ ($a = 1260$ mm), 柱: $a/D = 2.2$ ($a = 705$ mm)

- *1 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
- *2 東京理科大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)
- *3 東京工業大学 建築物理研究センター助教授 工博 (正会員)
- *4 東京工業大学大学院 人間環境システム専攻



(a) PC試験体 (No. 1, 2, 3, 5, 6, 8)



(b) RC試験体 (No. 4, 7)

図-1 試験体配筋図 【単位:mm】

2. 実験概要

2.1 試験体と材料特性

表-1 に試験体一覧, 図-1 に試験体配筋図を, 表-2 および表-3 に材料試験結果をそれぞれ示す。試験体は実大の 1/3 スケールとし, 階高およびスパンの中央で切り出した十字形部分架構である。断面寸法は, 梁:b×D=230×420mm, 柱:b×D=320×320mm とした。試験体数は計 8 体とし, No.1~4 を BF-type, No.5~8 を JS-type とした。ここで, No.4 および No.7 は RC 試験体(一体打ち)とした。

BF-type は架構の復元力特性を把握するための試験体で, 梁曲げ降伏先行を想定した。変動要因は架構の構造形式, PC 鋼より線の配置およびコーベルの有無である。No.4(RC 試験体)は, No.3 と梁曲げ降伏耐力を同一に設定した。

JS-type は柱梁接合部のせん断耐力を把握するための試験体で, PC 鋼より線を通常的设计よりも多く配線することで, 接合部せん断破壊先行を想定した。但し, PC 試験体の接合部せん断耐力の算定には, RC 靱性指針接合部せん断強度式¹⁾(以下, 靱性指針式)を準用した。No.5,6 は PC 鋼より線本数を上下段各 5 本ずつとし, 柱コンクリート強度 F_c をそれぞれ 90, 50N/mm²とした。No.8 は, PC 鋼より線本数を上下段各 6 本ずつとした試験体(柱 $F_c=90$ N/mm²)で, 梁端部およびコーベル部の圧壊を防ぐため, 同箇所鋼板を巻き付ける補強を行った。また, No.7(RC 試験体)は, No.5 および No.6 と梁曲げ降伏耐力を同一に設定した。

表-2 セメント系材料試験結果 【単位:N/mm²】

No.	コンクリート			目地モルタル 圧縮強度 $m\sigma_B$	グラウト 圧縮強度 $g\sigma_B$
	圧縮強度 σ_B [柱/梁]	引張割裂強度 σ_t [柱/梁]	ヤング係数 $E_c \times 10^4$ [柱/梁]		
1	92.0	4.26	4.46	76.3	44.3
2	92.4	3.50	4.36	74.6	44.8
3	87.5	3.29	4.31	74.1	43.8
4	58.0	3.54	3.70	-	-
5	91.5	3.93	4.25	77.3	50.2
6	55.8/86.3	3.29/3.82	3.52/4.04	67.0	54.8
7	58.2	3.19	3.72	-	-
8	89.9	5.00	4.33	85.0	53.0

※ σ_B :コンクリート圧縮強度, σ_t :コンクリート引張割裂強度, E_c :コンクリートヤング係数, $m\sigma_B$:目地モルタル圧縮強度, $g\sigma_B$:グラウト圧縮強度
※全ての PC 試験体における梁部材のコンクリート強度は, 破壊形式が明瞭に表れるよう $F_c=90\text{N/mm}^2$ とした。

表-3 梁引張鋼材材料試験結果

No.	材種	径	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	降伏歪み ε_y (μ)	ヤング係数 E (kN/mm ²)	引張強さ σ_t (N/mm ²)
1~3	SWPR7BN	12.7	1699	9932	214	1932
5,6			1628	9583	212	1867
8			1667	9397	216	1919
4	SD295A	D16	358	1809	197	526
7	SD490	D16	538	2819	193	715

※SWPR7BN:PC 鋼より線(7 本より線), 公称断面積 $A_p:98.71\text{mm}^2(12.7\phi)$
※PC 鋼より線の降伏強度および降伏歪みの算出には 0.2%オフセット法を用いた。

2.2 緊張方法

PC 試験体の導入緊張力は, PC 鋼より線に 78kN/本(=0.5Py), 柱プレストレス用 PC 鋼棒(8- ϕ 13)に 49kN/本とした。また全試験体とも, 柱軸力を想定して, 柱に埋め込んだアンボンド PC 鋼棒(4- ϕ 19)を用いて, 躯体に総計 745kN の圧縮力を与えた(軸力比 $F_c=90\text{N/mm}^2:0.08$, $F_c=50\text{N/mm}^2:0.15$)。

2.3 加力方法

図-2 に加力装置図を示す。下柱をピンローラー支持とし, 加力は左右の梁加力点で行う。加力制御は左右梁加力点での変位制御とし, 図-3 に示す加力履歴による正負交番繰り返し漸増载荷とした。

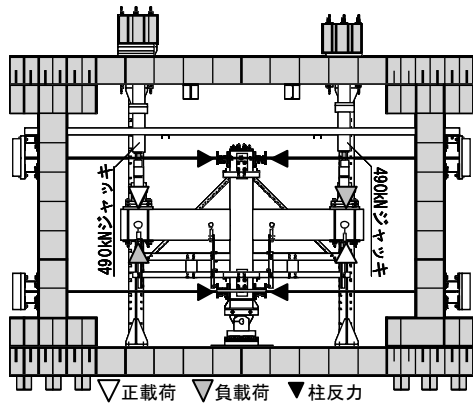


図-2 加力装置図

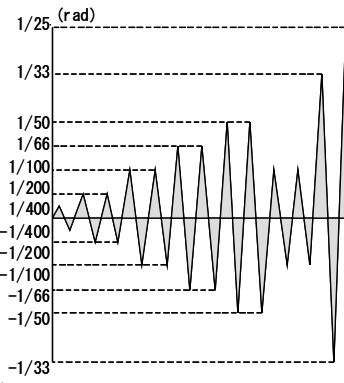


図-3 加力履歴図

$$Q = \frac{(Q_L + Q_R)}{2} \cdot \frac{L}{H}$$

$$R = \frac{(\delta_L + \delta_R)}{L}$$

Q : 層せん断力
 $Q_{L,R}$: 左右梁せん断力
 R : 層間変形角
 L : 梁加力点間距離
 H : 柱反力点間距離
 $\delta_{L,R}$: 左右梁加力点鉛直変位

表-4 実験結果一覧

No.	exQ_s (kN)	R_s (rad.)	$calQ_{by}$ (kN)	$calQ_{bB}$ (kN)	$calQ_{ju}$ (kN)	exQ_{max} (kN)	R_{max} (rad.)	破壊形式
1	81	1/588	176	187	290	213	1/33	BF
2	77	1/833	176	187	291	215	1/25	BF
3	112	1/495	176	187	280	213	1/25	BF
4	-	-	213	-	270	217	1/100	BJ
5	101	1/996	281	293	296	299	1/100	B
6	110	1/828	281	292	205	272	1/66	B
7	-	-	317	-	268	289	1/66	JS
8	145	1/709	345	354	286	327	1/66	JS

exQ_s : 関節部離間時層せん断力および層間変形角, $calQ_{by}$: 梁曲げ降伏時層せん断力計算値(曲げ略算式), $calQ_{bB}$: 梁曲げ破壊強度時層せん断力計算値(PC規準(65.31)式)²⁾, $calQ_{ju}$: 接合部せん断強度時層せん断力(靱性指針(8.3.1)式)応力中心間距離を $7/8d$ と仮定した, exQ_{max} , R_{max} : 実験時最大耐力時層せん断力及び層間変形角
 ※破壊形式 BF: 梁曲げ降伏, BJ: 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊, B: 梁曲げ圧縮破壊, JS: 接合部せん断破壊

3. 実験結果および検討

3.1 破壊性状および復元力特性

表-4 に実験結果一覧を、図-4 に層せん断力-層間変形角関係、図-5 にひび割れ状況図を示す。

[BF-type] 図-4(a), (b)に示すように、PC 試験体(No.1~3)は、直線的な初期剛性を示した後、梁端の引張縁において圧着プレストレスが打ち消される時点(No.1: $R=1/588\text{rad.}$)で、圧着目地部(関節部)に離間が生じ、剛性が低下した。それまで、柱・梁部材一般部に曲げひび割れの発生は見られなかった。層間変形角 $R=1/66\text{rad.}$ 以降、梁曲げ降伏により耐力はほぼ頭打ちとなった。残留変形は、 $R=1/100\text{rad.}$ 程度まで殆ど生じず、その後も原点指向型の復元力特性を示した。この時の関節部の挙動は、PC 鋼より線が梁部材、柱梁接合部から伸び出すことで関節部に離間が生じ、除荷時には圧着プレストレスにより離間が閉じるという弾性的な挙動であった。尚、PC 鋼より線の配線(No.1,3)、コーベルの有無(No.1,2)による大きな差異は見られなかった。また PC 試験体(No.1~3)では、 $R=1/100\text{rad.}$ 程度までは殆ど損傷が生じず、それ以降でも、コンクリートのひび割れや目地モルタルの剥落が関節部近傍に集中して生じ、関節部近傍以外の柱・梁部材一般部に残留ひび割れは見られなかった。

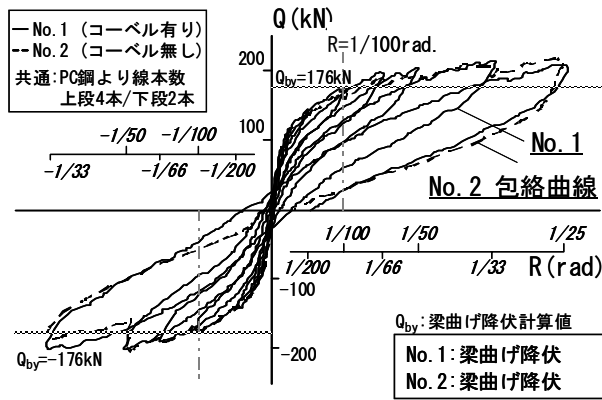
一方、RC 試験体(No.4)では、PC 試験体よりも早い $R=1/1600\text{rad.}$ 程度から梁部材に曲げひび割れが生じ、剛性の低下が見られた。そして、 $R=1/100\text{rad.}$ で梁主筋一段筋、二段筋ともに降伏した後、接合部せん断補強筋が降伏した。その後、接合部せん断ひび割れが拡大し、接合部せん断破壊に至った ($R=1/66\text{rad.}$)。ひび割れは、柱・梁部材および接合

部全域に渡って生じる性状であった。また履歴は、 $R=1/66\text{rad.}$ まで紡錘型を示した後、接合部の損傷が激しくなるに伴い、スリップ型へと移行した。

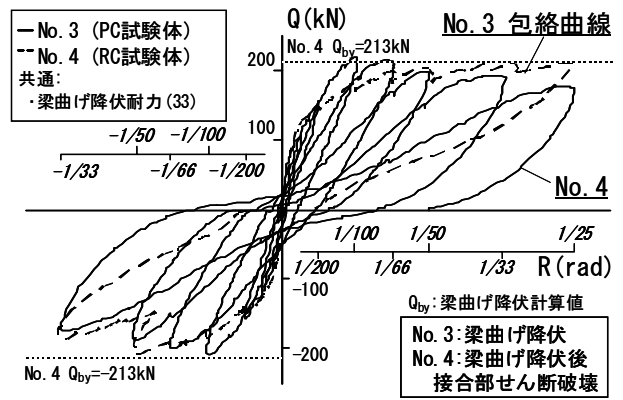
以上より、PC 鋼より線の導入緊張力を $0.5Py$ とすることで、PC 鋼より線の弾性的な伸び出しを生じさせ、関節部に弾性的な回転挙動(弾性回転)を形成し、損傷を関節部に集中させることができた。

[JS-type] PC 鋼より線を上下段各 5 本ずつ配線した No.5(柱 $F_c=90\text{N/mm}^2$)、No.6(柱 $F_c=50\text{N/mm}^2$)では、 $R=1/100\text{rad.}$ 程度から梁端部圧縮側コンクリートが剥落し始め、 $R=1/66\text{rad.}$ 時に梁端部での曲げ圧縮破壊に至った。一方、PC 鋼より線を上下段各 6 本ずつ配線し、梁端部に補強を施した No.8(柱 $F_c=90\text{N/mm}^2$)および RC 試験体 No.7(柱 $F_c=50\text{N/mm}^2$)は、想定通り接合部のせん断破壊が生じた。

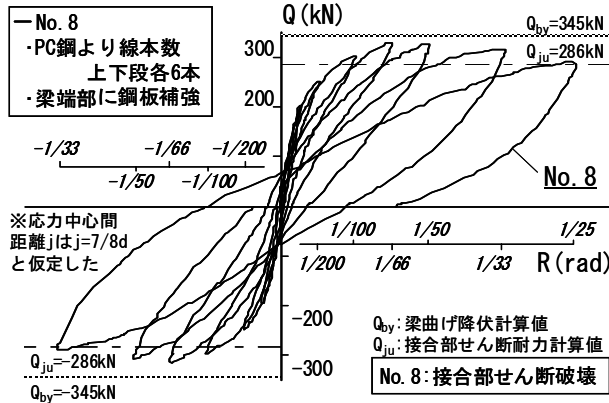
No.6(柱 $F_c=50\text{N/mm}^2$)は、接合部せん断補強筋が $R=1/66\text{rad.}$ で降伏したが、同サイクルで梁端部に曲げ圧縮破壊が生じ、以降、歪みの顕著な増加は見られなかった。梁端部に補強を施した No.8(柱 $F_c=90\text{N/mm}^2$)は、 $R=1/100\text{rad.}$ で接合部せん断補強



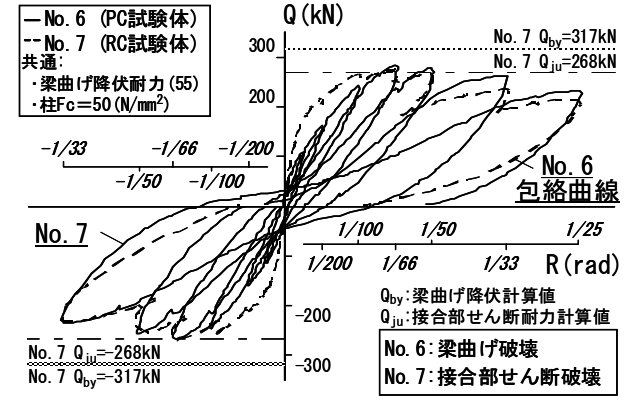
(a) No. 1, No. 2



(b) No. 3, No. 4



(c) No. 8



(d) No. 6, No. 7

図-4 層せん断力-層間変形角関係(各サイクル1回目のみ)

筋が降伏した後、 $R=1/66\text{rad}$ (2回目)で接合部せん断ひび割れが急激に拡大し、接合部のせん断破壊に至った。No.8では接合部の損傷が進行するにつれて紡錘型の履歴を示したが、急激な耐力低下は見られなかった(図-4(c))。

一方、No.7(RC試験体、 $F_c=50\text{N/mm}^2$)は、 $R=1/100\text{rad}$ で接合部せん断補強筋が降伏した後、接合部せん断ひび割れが拡大し、接合部のせん断破壊に至った。履歴は、 $R=1/66\text{rad}$ まで紡錘型を示した後、スリップ型へと移行した(図-4(d))。

図-6にNo.6~8の接合部せん断ひび割れ幅を示す。横軸は後述する式(5)~(7)より算出した接合部せん断応力度 τ_j を、縦軸は接合部せん断補強筋を横切る全てのひび割れ幅の合計値である。同 τ_j 時の接合部せん断ひび割れ幅は、RC試験体に比べ、PC試験体の方が小さいものであった。PC試験体はRC試験体に比べて、部材一般部だけでなく、接合部においても損傷が小さいことが示された。

3.2 関節部の回転中心位置

次に本工法の特徴である関節部の弾性回転について検証する。図-7(b)に、柱に対する左梁端部

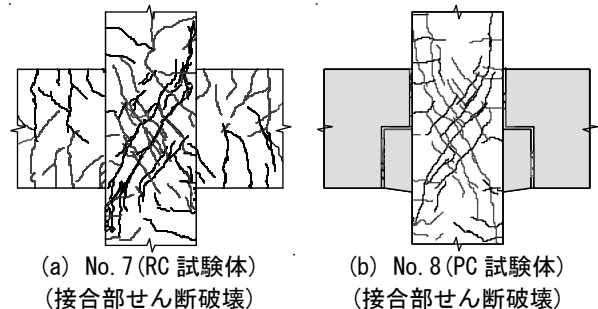


図-5 柱梁接合部損傷状況($R=1/66\text{rad}$)

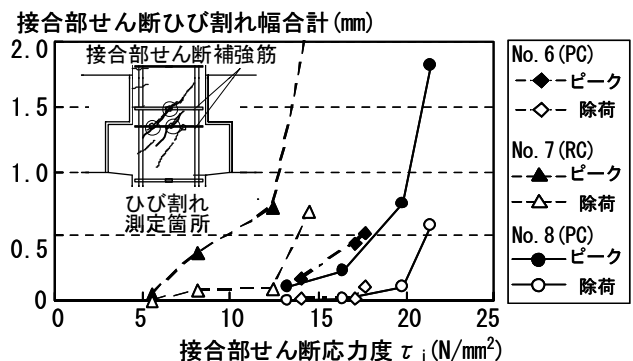


図-6 柱梁接合部せん断ひび割れ

の正載荷ピーク時の動きを示す。これは、同図(a)に示す左梁端部における3点の計測点の柱に対する水平・鉛直相対位置である。3点の相対位置がほぼ直線上に位置しており、圧縮縁近傍を中心として梁端部が剛体として変形していることがわかる。

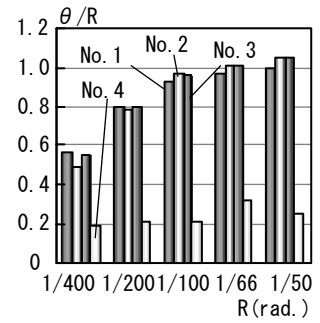
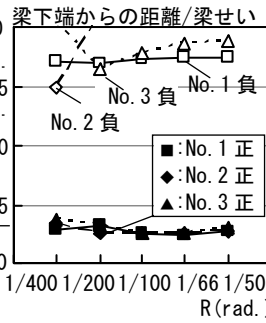
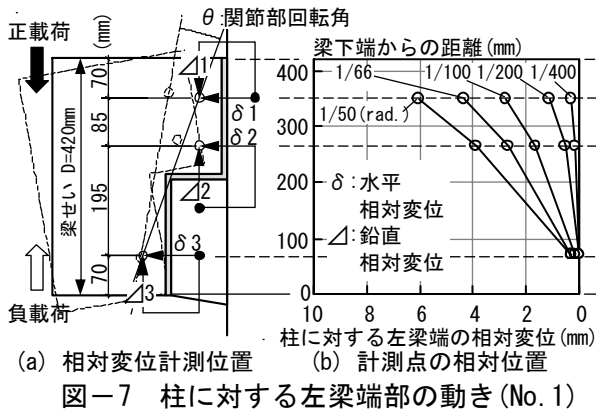


図-8 左梁端部の回転中心推移

図-9 関節部回転角が層間変形角に占める割合

図-8にBF-typeにおける左梁端部の回転中心位置の推移を示す。図より No.1,3(コーベル有)とNo.2(コーベル無)は、いずれも回転中心は圧縮縁近傍に存在し、コーベルの影響は見られなかった。

3.3 関節部の回転角

図-9にBF-typeにおける正載荷ピーク時の層間変形角 R に対する関節部回転角 θ の割合 θ/R を示す。図に示すように、PC 試験体(No.1~3)では変形の大部分を関節部が占めている。従って、関節部の弾性回転により、関節部に変形を集中させ、コンクリートのひび割れや目地モルタルの剥落を関節部に限定し、柱・梁部材一般部でのひび割れを抑えるという損傷制御が出来ているといえる。ここで、関節部の弾性回転はPC 鋼より線の伸び出しにより生じており、PC 鋼より線の付着性状を把握することで、架構の変形を評価できると考えられる。

3.4 PC 鋼より線の歪み性状

図-10に No.7,8 の $R=1/100\text{rad}$ までの歪み分布(正載荷時)を示す。同図で No.8(実線)は上段 PC 鋼より線の、No.7(破線)は梁一段目主筋の歪み分布を示す。No.8 では No.7 に比べて歪み勾配が緩やかで、PC 鋼より線の付着応力度が小さいことを示している。また、危険断面位置を頂点とする付着長さの長い左右対称の三角形に近い分布となっている。

3.5 骨格曲線の提案

以上をふまえ、本工法における層モーメント M-層間変形角 R 関係における骨格曲線の提案を行う。ここで、層モーメントとは柱芯でのモーメントとし、表-5に数式一覧を示す。

骨格曲線の第一折れ点は初期剛性と関節部離間が生じるモーメントの交点とする。初期剛性は、図-11右に示すように剛域³⁾を考慮し、仮想仕事法を用いて力学的に算出した。また、関節部離間

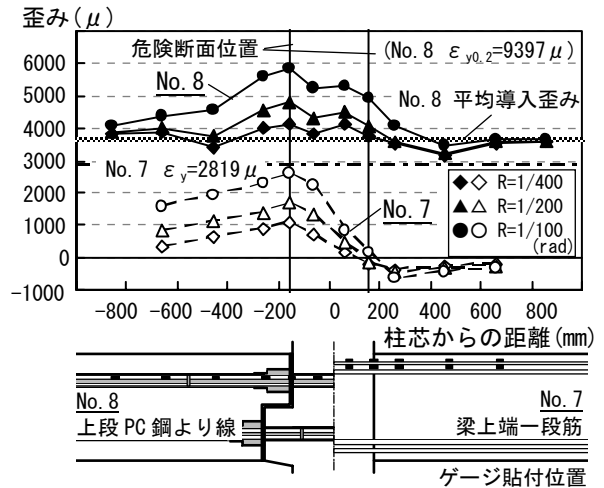


図-10 歪み分布 (No. 7, 8)

表-5 数式一覧

3.5 骨格曲線の提案		3.6 接合部せん断強度	
$M_1 = \sum T \cdot j$	(1)	$\sum T = Q_b \cdot a / j$	(5)
$= \sum A_p \cdot E_p \cdot \epsilon_{pini} \cdot j$		$V_j = 2 \sum T + \sum P - Q_c$	(6)
$\theta_2 = \delta_2 / x$	(2)	$\tau_j = V_j / (\kappa \cdot \phi \cdot b_j \cdot D_j)$	(7)
$\delta_2 = \Delta \epsilon_p \cdot l_x$	(3)	$\sum A_p \cdot E_p$: PC 鋼より線の総断面積 (mm ²)、ヤング係数 (N/mm ²)、 ϵ_{pini} : 引張側 PC 鋼より線の初期導入歪み (μ)、j: 応力中心間距離 (mm) 【j=7/8d 一定と仮定】、x: 中立軸位置から引張側 PC 鋼より線までの距離 (mm) 【簡便のため圧縮縁で回転すると仮定し、梁有効せとした】、 δ_2 : PC 鋼より線の抜け出し量、 $\Delta \epsilon_p$: 定着導入時から降伏歪みまでの増分歪み (μ) 【 $\Delta \epsilon_p = \epsilon_{py} - \epsilon_{pini}$ 】、 l_x : 付着長さ (mm)、 τ_b : PC 鋼より線とグラウト材の付着応力度 (N/mm ²)、 ϕ : PC 鋼より線の付着周長 (mm)、 Q_b : 梁せん断力 (kN)、a: 梁せん断スパン (mm)、 κ : 1.0、 ϕ : 0.85、 b_j : 接合部有効幅 (mm)、 D_j : 柱せい (mm)	
$l_x = \Delta \epsilon_p \cdot E_p \cdot A_p / (\tau_b \cdot \phi)$	(4)		

時の層モーメント M_1 は式(1)によって表される。これは、引張側 PC 鋼より線に導入緊張力 $0.5P_y$ と同等の引張力が作用し、PC 鋼より線が伸び出し始めるときの状態を表す。ここでは、簡便のため、引張側 PC 鋼より線の歪みのみを考慮し、初期導入緊張力による歪みには実験値 $\epsilon_{pini}=3264\mu$ を用いた。

次に、骨格曲線の第二折れ点を、引張側 PC 鋼より線が降伏歪み ϵ_{py} に達する点として、第二折れ点の層モーメント M_2 は、式(1)における ϵ_{pini} を ϵ_{py} と置き換えることによって求める。 ϵ_{py} を、PC 鋼より線の規格降伏強度 P_y 時の歪みとすると、導入緊張力 $0.5P_y$ による PC 鋼より線の歪みの倍であると考えられる。ここでは実験値 $\epsilon_{pini}=3264\mu$ の倍とし、

$\epsilon_{py}=6528 \mu$ を用いた。また、第一折れ点から第二折れ点までの回転角 θ_2 は式(2)で求める。 δ_2 は PC 鋼より線の歪み分布の積分値であるとすると、歪み分布を図-11 右のように模式化できることから、式(3)より求められる。付着長さ l_k は式(4)で定義し、PC 鋼より線の付着実験⁴⁾より、 $\tau_b=1.1 \text{ N/mm}^2$ 、 $\phi=53.2 \text{ mm}$ とした。

以上より求めた層モーメント-層間変形角関係における No.1 の骨格曲線を図-11 左に示す。実験結果を概ね評価できていると考えられる。

3.6 接合部せん断強度

図-12 に実験時接合部最大せん断応力度-柱コンクリート圧縮強度関係を示す。実験時の接合部せん断応力度 τ_j は式(5)~(7)より算出し、柱コンクリート圧縮強度は材料試験結果を用いた。なお、接合部せん断力は、図-13 に示す接合部での水平力の釣合いから、靱性指針と同様に式(5)より算出した。また、図中の $_{cal}F_j$ は靱性指針に示された接合部せん断強度基準値($_{cal}F_j=0.8\sigma_B^{0.7}$)である。

図-12 より、本工法を用いた柱梁接合部のせん断耐力を靱性指針式で評価した場合、計算値に対する実験値が、No.6($F_c=50 \text{ N/mm}^2$)では 1.32 倍、No.8($F_c=90 \text{ N/mm}^2$)では 1.14 倍と安全側であった。特に、No.6($F_c=50 \text{ N/mm}^2$)は接合部せん断破壊が生じていないにも関わらず、十分に安全側であった。

4. まとめ

PC 圧着関節工法を用いた十字形部分架構実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 関節部に弾性回転を生じさせ、損傷を制御する架構の実現は可能である。そして、その復元力特性は原点指向型の復元力特性であった。
- 2) PC 鋼より線の付着性状を評価することで、架構の骨格曲線の評価法を提案した。

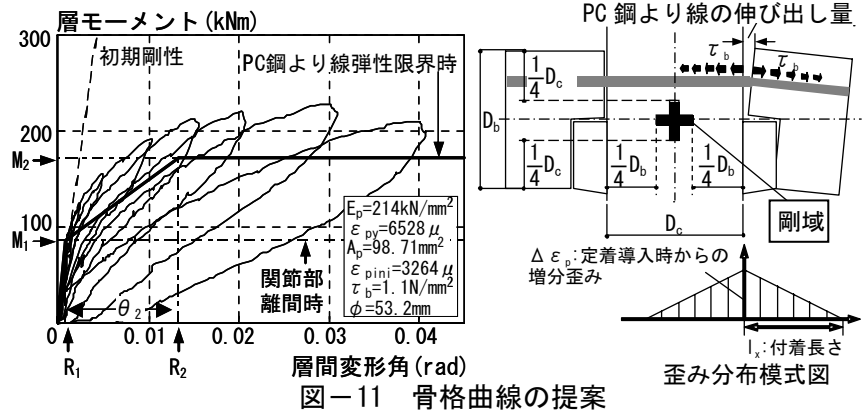


図-11 骨格曲線の提案

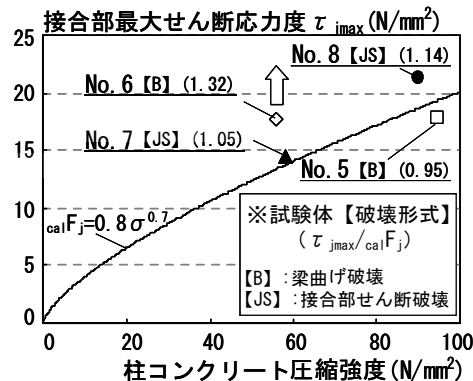


図-12 接合部最大せん断応力度

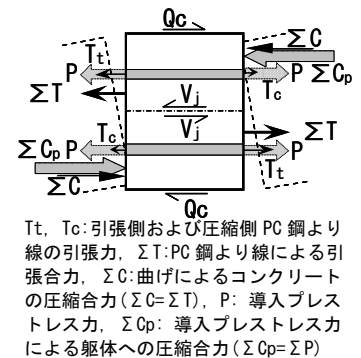


図-13 接合部での水平力の釣合い

3) 柱梁接合部のせん断耐力を、靱性保証型耐震設計指針接合部せん断強度式を用いて評価した場合、安全側で評価できる。

謝辞

試験体製作にあたり、東京鐵鋼株式会社に鉄筋を提供して頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

付記

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:日本大学 秋山宏教授、千葉大学 小谷俊介教授、東北大学 山田大彦教授、独立行政法人建築研究所 山之内泰之理事長、東京建築研究所 町田重美社長、東京理科大学 松崎育弘教授、東京工業大学 和田章教授、KTB 協会 田邊恵三技師長のもとで行われているものである。

参考文献

- 1) 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,日本建築学会,1998.4
- 2) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説,日本建築学会,1998.11
- 3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999,日本建築学会,1999.11
- 4) 池澤誠ほか: PC 圧着関節工法による損失制御設計に関する研究(その 9 PC 鋼より線の弾性付着性状),日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2,pp931-932, 2004.9