

論文 柱梁曲げ強度比が1に近いPC, PRC 柱梁十字型部分架構の実験

沖原 圭佑*1 楠原 文雄*2

要旨: 1/3 スケールの平面 PC, PRC 柱梁十字型部分架構を用いた実験の結果を報告する。実験パラメータは柱梁曲げ強度比, プレストレス率, 構造(PC, PRC)とした。柱梁曲げ強度比が 1.0 のプレストレスト鉄筋コンクリート造(PRC)試験体は接合部破壊, 柱梁曲げ強度比が 1.0 のプレストレストコンクリート造(PC)試験体, 柱梁曲げ強度比が 1.5 の PRC 試験体は梁曲げ破壊となった。梁曲げ破壊となった 3 体では接合部端部に変形が集中し, PC 鋼棒が破断した。

キーワード: PC 構造, PRC 構造, 柱梁接合部, 十字型部分架構, 接合部破壊

1. 研究の背景と目的

現行の鉄筋コンクリート(RC)造の設計指針においては接合部に破壊が起こらないように設計することが目標とされ, 接合部せん断力によってそれを防止するものとされている¹⁾。しかし, 近年の研究により, 柱梁接合部の破壊には柱の曲げ強度を梁の曲げ強度で割った柱梁曲げ強度比が 1.0~2.0 に近い場合, 接合部内で主筋が降伏することにより接合部のひび割れが開き, 接合部破壊に至ることが明らかにされている²⁾。

一方, PC 鋼材により部材に圧縮軸力を導入したプレストレストコンクリート(PC)造の柱梁接合部については, PC 鋼材に付着のないアンボンド PC 造架構の接合部は常に梁端部の危険断面が接合部より先に終局モーメントに達し, 破壊されないとされている³⁾。しかし, 実構造物においてはシース管にグラウトを注入して PC 鋼材とコンクリート間には付着を有する場合がほとんどである。ただし, その場合でも PC 鋼材の付着特性は鉄筋とは異なると考えられ, また, PC 部材では梁にも軸力があること, PC 鋼材がより断面の中心に近く配されていることなど, RC 造接合部とは異なる点も多い。

そこで, 本研究では PC 及び RC との中間的な構造形式であるプレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)造の柱

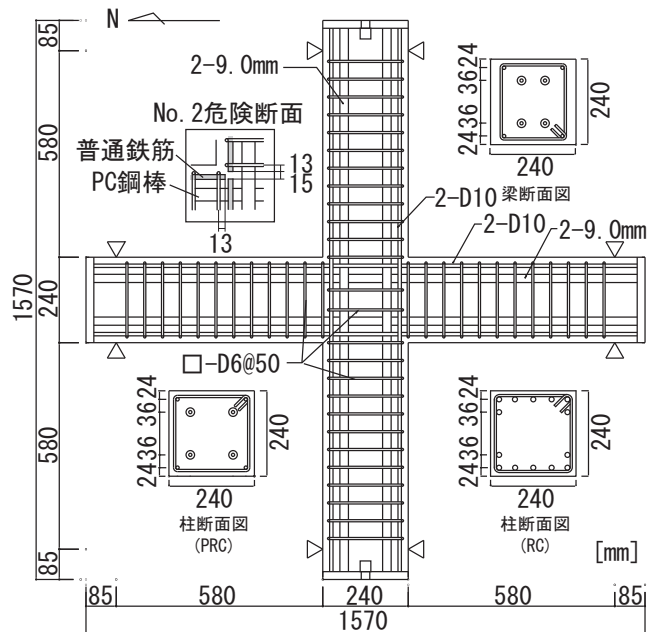


図-1 試験体, 断面形状

表-1 試験体緒元

No.	構造	梁							
		スパン [mm]	幅×せい [mm]	有効せい [mm] (普通鉄筋)	引張主筋	PC 鋼材	プレストレス率	せん断補強筋	曲げ終局強度算定値 [kNm]
No. 1	PRC	700	240×240	216	2-D10	4-9.0mm	0.79	□-D6@50	49.0
No. 2	PC				-	4-11.2mm	1.00		43.9
No. 3	PRC				2-D10	4-9.0mm	0.79		49.0
No. 4	PRC				2-D10	4-9.0mm	0.79		49.0

No.	構造	柱								
		スパン [mm]	幅×せい [mm]	有効せい [mm] (普通鉄筋)	引張主筋	PC 鋼材	プレストレス率	せん断補強筋	曲げ終局強度算定値 [kNm]	柱梁曲げ強度比
No. 1	PRC	700	240×240	216	2-D10	4-9.0mm	0.79	□-D6@50	49.0	1.00
No. 2	PC				-	4-11.2mm	1.00		43.9	1.00
No. 3	PRC				2-D13	4-11.2mm	0.76		71.2	1.48
No. 4	RC				5+2-D13	-	-		62.0	1.41

*1 東京大学 工学系研究科建築学専攻 修士課程 (学生会員)

*2 東京大学 工学系研究科建築学専攻 助教・修士(工学) (正会員)

表-2 コンクリート、グラウトの材料特性

材料	圧縮強度 MPa	1/3 割線剛性 GPa	最大荷重時歪 %	割裂引張強度 MPa
コンクリート	54.6	35.7	0.22	4.03
グラウト	68.0	45.0	0.24	

表-3 鋼材の材料特性

鋼材	降伏強度、耐力 MPa	弾性係数 GPa	降伏耐力時歪 %	弾性限界歪 %	引張強度 MPa	破断伸び %
D6 (SD295)	334	186	0.38		479	
D10 (SD345)	389	188	0.21		532	
D13 (SD345)	380	197	0.19		547	
9.0mm (SBPD1275)	1425*	221	0.85	0.61	1490	9.35
11.2mm (SBPD1275)	1406*	234	0.84	0.41	1474	9.14

*0.2%オフセット耐力

梁接合部について、柱梁曲げ強度比が1に近い平面十字型部分架構の水平加力実験を行い、PC及びPRC造の接合部及び梁の基本的な破壊性状を確認することを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は1/3スケールの平面柱梁十字型部分架構で、内訳はPRC試験体3体、PC試験体1体である。ここでPRCとは通し主筋と通しPC鋼棒を有しているもの、PCとは通し主筋はなく通しPC鋼棒のみあるものとする。試験体の諸元を表-1に、材料特性を表-2、3に示し、試験体及び柱梁断面の代表例を図-1に示す。スパンとは柱芯及び梁芯から加力点までの距離、有効せいは柱梁断面の圧縮縁から引張縁に近い引張主筋までの距離、プレストレス率はPC鋼棒と引張主筋が全て降伏した際のPC鋼棒の耐力がPC鋼棒と引張主筋の耐力の合計に占める割合とする。部材の曲げ終局強度の計算値はPC鋼棒を緊張しプレストレスを入力した直後から平面保持の仮定が成立すると仮定し、ストレスブロックにより計



図-2 PC鋼棒

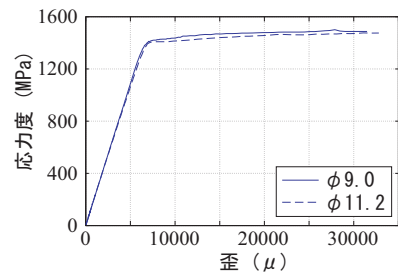


図-3 PC鋼棒のσ-εグラフ

算したものであり、柱端及び梁端におけるモーメントを示している。このとき、ストレスブロックの形状はRC造、PRC、PC造ともそれぞれ設計基準¹⁾⁵⁾に示された値を用い、RC柱ではストレスブロック係数 k_1 、 k_3 ともに $0.85^{1)}$ 、PC、PRC部材では k_1 、 k_3 ともに $1.0^{5)}$ とし、材料強度は材料試験で得た結果(表-2、3)を用いた。

全ての試験体で柱と梁の断面は $240\text{mm} \times 240\text{mm}$ とし、柱・梁でスパンはともに 700mm で共通とした。No.1とNo.3は柱・梁ともにPRC造、No.2は柱・梁ともにPC造、No.4は柱をRC造、梁をPRC造とした。PC鋼棒には全てシース管との間にグラウトを注入し付着力を持た

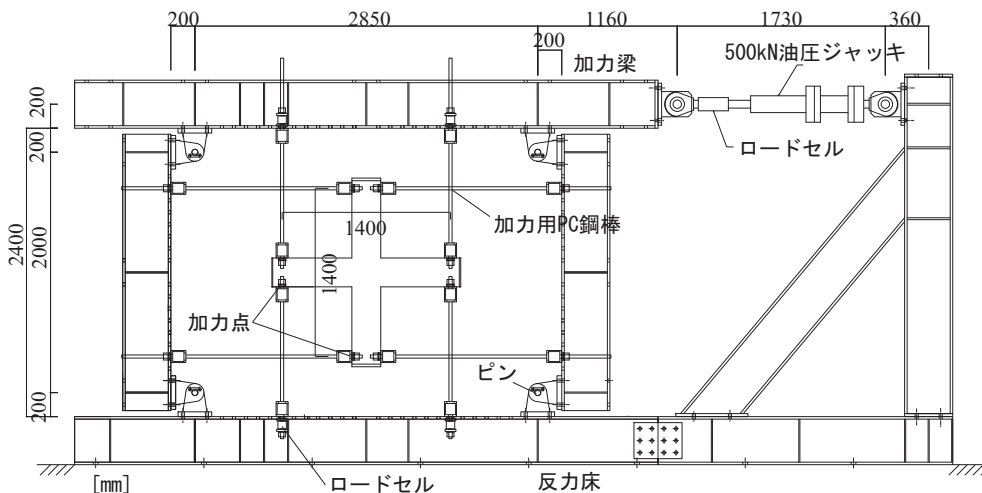


図-4 加力装置

せている。No.2の接合部内の主筋は図-1に示したように、接合部横補強筋を固定するための主筋のみとなっている。No.1, No.3, No.4は共通断面の梁を有し、柱曲げ終局強度の梁曲げ強度に対する比(柱梁強度比)はそれぞれ No.1とNo.2が1.00, No.3が1.48, No.4が1.41となっている。

PC鋼棒の緊張はコンクリートの材齢20日で行い、初期緊張力は9.0mmのPC鋼棒は1本当たり65.3kN、11.2mmのPC鋼棒は1本当たり102.0kNで、規格降伏耐力の8割とした。プレストレス率はPC試験体のNo.2が1.0, No.3の柱が0.76, それ以外のPRC試験体の柱梁が0.79となっている。

コンクリートの圧縮強度は打設後91日目で54.6MPa、グラウトの圧縮強度は打設後70日目で68.0MPaであった。主筋はSD345、降伏強度389MPa(D10), 380MPa(D13)を用いた。接合部横補強筋はSD295、降伏強度334MPaである。PC鋼棒はSBPD1275の細径異形PC鋼棒(図-2)とし、径が9.0mm, 11.2mmのものを用いた。0.2%オフセット耐力は1425MPa(9.0mm), 1406MPa(11.2mm)である。引張試験におけるPC鋼棒の破断伸びは9.35%(9.0mm), 9.14%(11.2mm)であった。PC鋼棒の応力度と歪度の関係のグラフを図-3に示す。シース管は9.0mmのPC鋼棒には#1020, 11.2mmのPC鋼棒には#1030を用いた。

2.2 実験方法

図-4に加力装置を示す。試験体をPC鋼棒により加力フレームに緊結した。載荷は両端ピン接合の柱により支持された上部加力梁に油圧ジャッキにより水平力を加え、加力フレームの水平変形により試験体に変形を生じさせた。柱に軸力は加えていない。加力サイクルは初期剛性を確認するためにひび割れ発生時の荷重の予想値の半分のみを正負交番で載荷し、その後層間変形角0.25%, 0.5%のサイクルを1回ずつ、1.0%, 2.0%, 3.0%, 4.0%, 5.0%のサイクルを2回ずつ正負交番で行った。途中でPC鋼棒が破断した試験体については破断時のサイクルの2回目終了時まで加力を行った。測定方法は参考文献⁴⁾のものを適用した。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ

図-5(a)-(d)に各試験体の層間変形角3%または4%の加力サイクルでの破壊状況を示す。柱梁曲げ強度比が1.0のNo.1とNo.2は接合部パネルにコンクリートの剥落が見られ、柱梁曲げ強度比が1.5に近いNo.3, No.4は接合部の損傷が小さいことがわかる。柱がRCのNo.4は他の試験体に比べ、接合部や柱に細かいひび割れが多い。No.1に比べて接合部の損傷の小さいNo.2-No.4は層間変形角3.0%-4.0%で梁端に損傷が集中し大きな変形が起こった結果、梁の下端側のPC鋼棒が破断した。細いPC鋼棒を

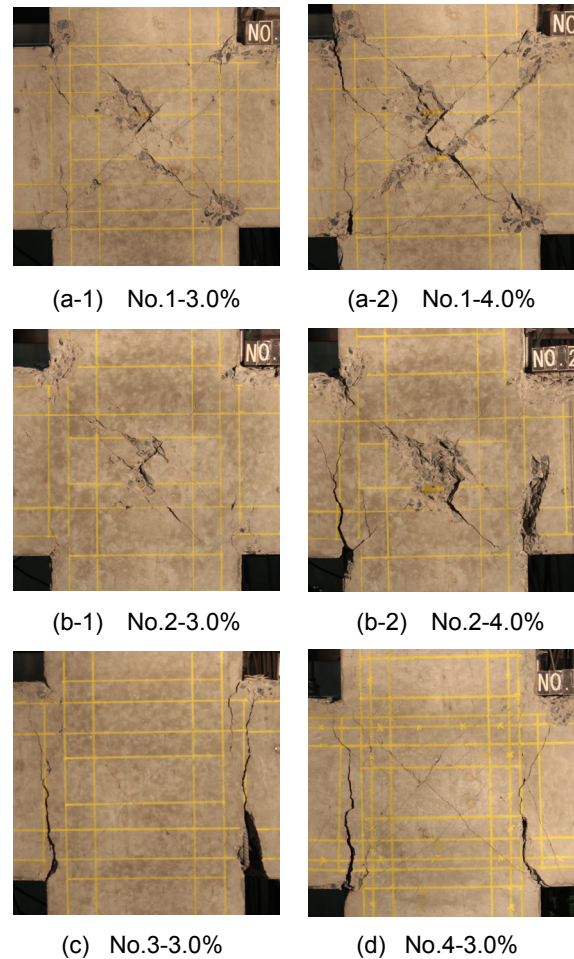


図-5 破壊状況

用いたため、相対的に付着性能がよく、PC鋼棒に局所的な伸びが生じたものと考えられる。

3.2 層間変形角と層せん断力の関係

図-6に各試験体の層間変形角と層せん断力の関係を、表-4に層せん断力実験値を示す。柱梁強度比が1.0のNo.1とNo.2は層間変形角3.0%の加力サイクルで最大層せん断力に達し、最大層せん断力はそれぞれ93.5kN, 106.9kNであった。柱梁曲げ強度比が1.4-1.5の試験体No.3とNo.4は層間変形角2.0%のサイクルで最大層せん断力に達し、最大層せん断力はそれぞれ98.1kN, 97.2kNとなった。No.3-No.4は梁端部のひび割れのみが拡大し、最終的に梁のPC鋼棒が破断したことから梁破壊であると判断し、No.1は同形状・同配筋の梁を有するNo.3とNo.4と比べて最大耐力が小さく、図-5の破壊性状、後述する最大耐力後の変形分布で接合部に破壊が集中していることから梁の曲げ強度は発揮されておらず、接合部の強度で耐力が決まり接合部破壊であったと判断した。No.2は接合部と梁端の両方が大きく損傷し、両者の中間的な破壊となった。

全ての試験体で表-1にも示した設計指針¹⁵⁾による梁曲げ終局強度の計算値よりも大きい最大層せん断力を発

表-4 層せん断力実験値 (kN)

	加力方向	入隅 ひび割れ	斜め ひび割れ	柱主筋降伏	梁主筋降伏	接合部横 補強筋降伏	最大層 せん断力
No. 1	正側	34.0	53.1	80.6	77.1	74.7	93.5
	負側	-32.9	-48.7	-73.6	-71.5		-91.0
No. 2	正側	51.5	69.7	未降伏	未降伏	91.4	106.9
	負側	-40.8	-67.3				-101.6
No. 3	正側	37.3	59.9	未降伏	80.7	65.9	98.1
	負側	-35.0	-52.5	未降伏	-69.4		-95.0
No. 4	正側	18.6	39.0	未降伏	74.6	-67.9	97.2
	負側	-18.7	-36.5	-87.5	-71.3		-94.2

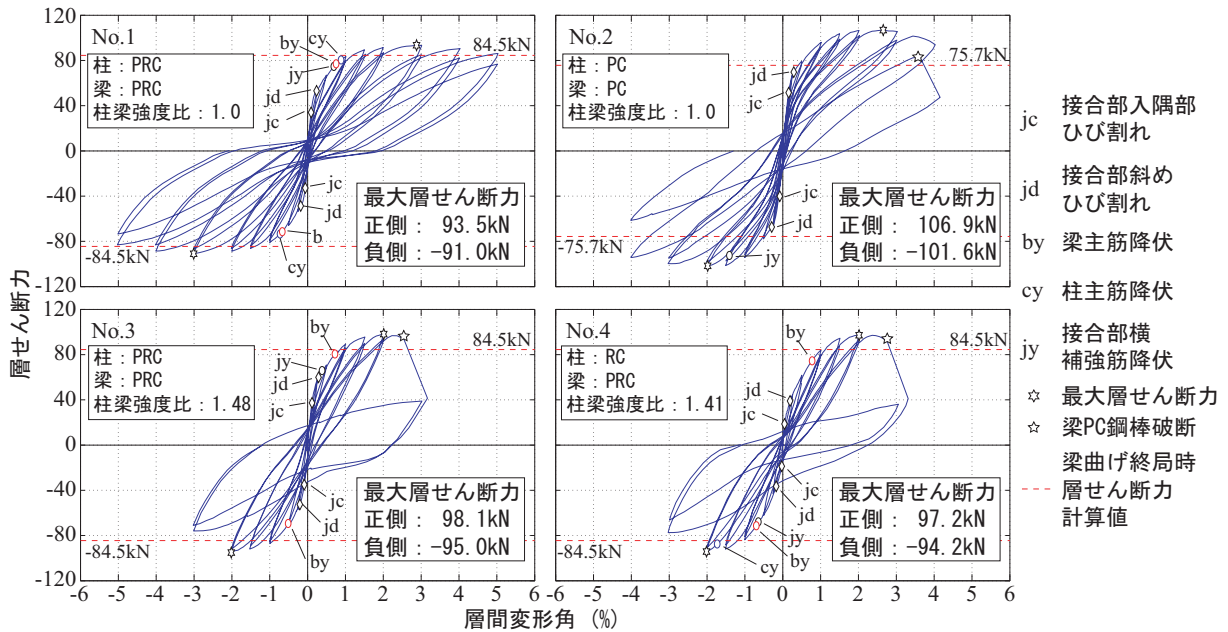


図-6 層間変形角と層せん断力の関係

揮した。

No.1 は層間変形角 2.0%までは原点指向型の履歴であり、層間変形角 3.0%から残留変形が大きくなり始めそれ以降は逆 S 字型の履歴を示した。No.3 と No.4 はそれぞれ層間変形角 1.0%, 0.25%まで原点指向型を示し、柱が RC の No.4 は逆 S 字型の履歴を示し始めるのが早かった。PC 造の No.2 は原点指向型の履歴を示した。全ての試験体で接合部斜めひび割れが入ったのは層間変形角 0.25%程度であったが、No.2 は接合部入隅部、斜めひび割れが入ったときの層せん断力が他の試験体と比べて大きかった。接合部の損傷が大きかったのは No.1 と No.2 のみであったが、接合部横補強筋は全ての試験体で降伏し、No.2 は他の試験体に比べて降伏するのが遅かった。No.2 以外の全ての試験体において梁主筋で最初に降伏したのは正加力時の右梁下端主筋の柱主筋位置であり、そのときの層間変形角は 0.80%程度であった。柱主筋が降伏したのは No.1 と No.4 のみで、No.1 は接合部横補強筋や梁主筋と同じ層間変形角 1.0%の加力サイクルで降伏したが、柱

梁強度比が 1.4 の No.4 の柱主筋が降伏したのは 1 段目のみで、最大層せん断力に達する直前の層間変形角 2.0%の加力サイクルであった。

なお、PC 鋼棒はひずみゲージの養生不良によりひずみを測定することができなかったため降伏の有無はわからなかった。

3.3 柱梁と接合部の回転

図-7 に柱梁のたわみ角、柱梁端の回転、接合部の回転、接合部せん断変形角⁴⁾を累積してプロットしたグラフを示す。柱梁端の回転、接合部の回転、接合部のせん断変形角は図-8 に示す通りで、接合部のせん断変形角は、梁の軸線(BD)と柱の軸線(AC)のなす角の変化量、接合部の回転は線 AC、線 BD に対する接合部フェースの回転角、柱梁端の回転は接合部フェースに対する部材端の回転角である。

PC 鋼棒が破断せず接合部破壊で終局強度に達した No.1 は接合部パネルのコンクリートの剥落が顕著になる層間変形角 3%からの接合部の変形が大きい。それに

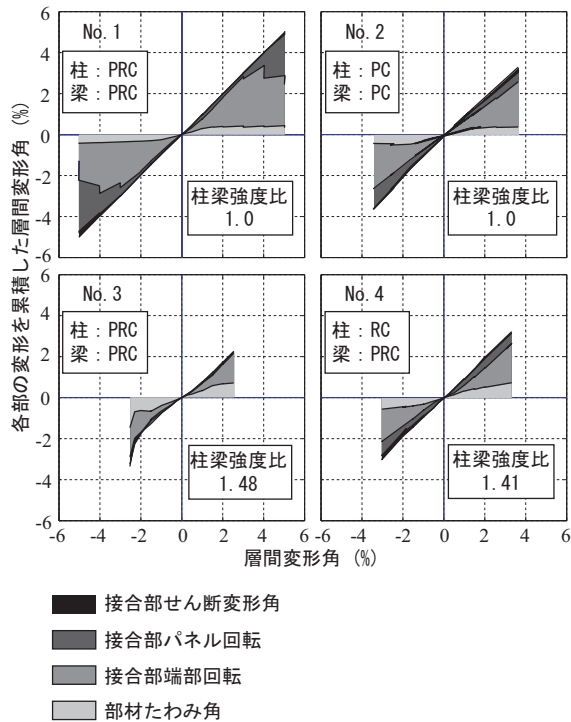


図-7 柱梁と接合部の回転

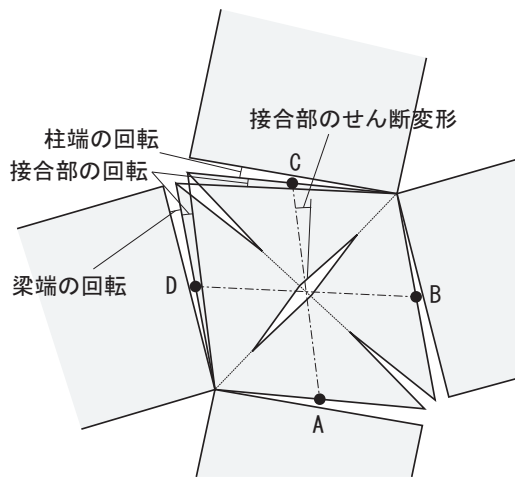
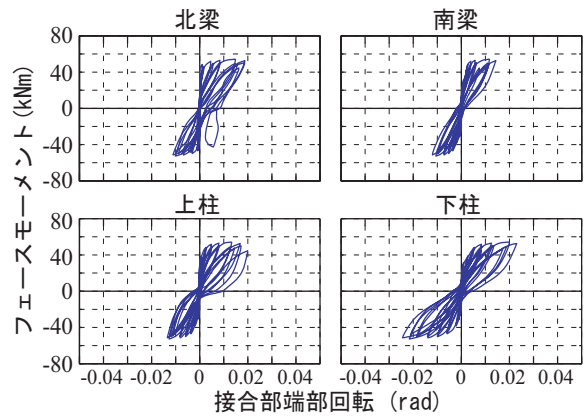


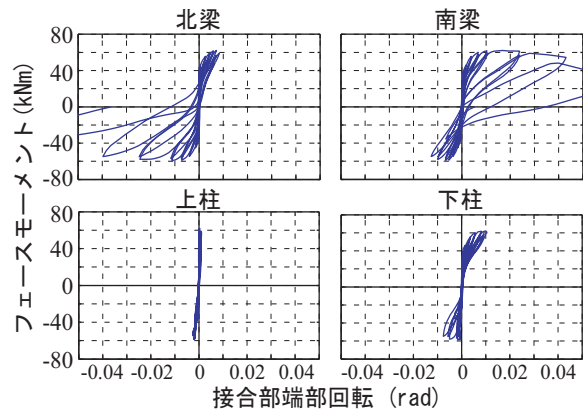
図-8 柱梁と接合部の回転角の定義⁴⁾

対し、PC 鋼棒が破断した 3 体は柱梁のたわみ角は No.1 とそれほど変わらないが、柱梁端の回転が大きくなっており、柱梁端に変形が集中していたことがわかる。図-9(a)-(d)に各試験体の柱梁の回転と柱梁端部のモーメント(フェースモーメント)の関係を示す。柱梁端の回転を部材ごとに見てみると、柱梁強度比が 1.0 で接合部破

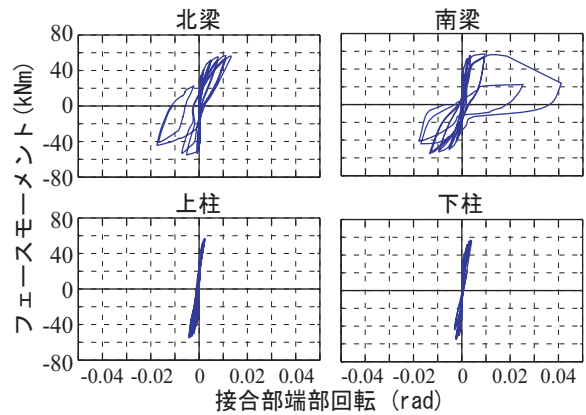
壊した No.1 は他の試験体と比べて柱端における柱の回転が大きいことがわかる。それに対し柱主筋が降伏しなかった、もしくは最大層せん断力直前まで降伏しなかった No.2-No.4 は柱端における柱の回転は小さく、梁端部のモーメントが 40kNm 付近に達すると梁端における梁の回転が大きくなり、PC 鋼棒が破断していることがわかる。柱梁強度比が 1.0 で接合部の損傷が大きくなりつつも PC 鋼棒が破断して梁曲げ破壊した No.2 も No.3 や



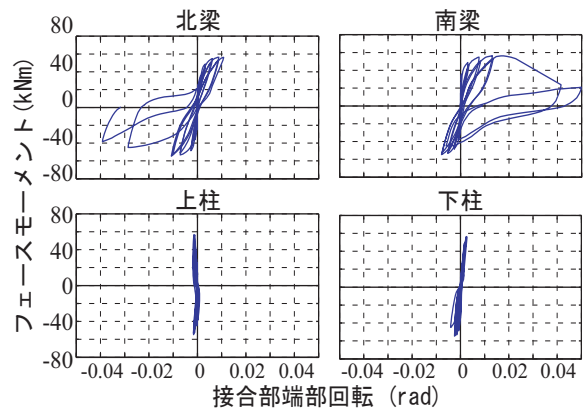
(a) No. 1



(b) No. 2



(c) No. 3



(d) No. 4

図-9 柱梁の回転と柱梁端部のモーメントの関係

No.4 と比べると下柱端における下柱の回転が大きくなっているが、No.1 と比べると 1/3 程度と小さかった。これにより、接合部の回転が小さくなった分、梁が梁端で大きく回転したことで梁の PC 鋼棒に局所的な変形が生じ、破断したと考えられる。

4.まとめ

柱梁曲げ強度比が 1 に近い PC, PRC 柱梁十字部分架構試験体を用いて実験を行った結果、以下の知見を得た。

1. 柱梁曲げ強度比が 1.0 の試験体は接合部パネルにコンクリートの剥落などの損傷が生じた。プレストレス率 0.77 の PRC 試験体は、同一の梁断面を有し、梁曲げ破壊となった No.3, No.4 の実験結果から得られる梁の曲げ強度を發揮せず接合部破壊となったが、プレストレス率 1.0 の PC 試験体では最終的に梁端のひび割れが拡大した。
2. 柱梁曲げ強度比が 1.4~1.5 の試験体は梁端のひび割れが拡大し、梁曲げ破壊となった。
3. 全ての試験体で梁曲げ終局時の層せん断力計算値よりも大きい最大層せん断力を示した。ただし、柱梁強度比 1.0 の No.1 では梁が同形状・同配筋の No.3 より 4.7%, No.4 より 3.8%最大層せん断力が小さく、梁曲げ終局強度には達しなかった。
4. 接合部破壊した No.1 は他の試験体と比べてコンクリートの剥落が顕著になる層間変形角 3.0%以降の接合部の回転が大きかった。
5. 梁曲げ破壊となった試験体は梁端での回転変形が局所的に大きくなり、PC 鋼棒が破断した。

PC, PRC 造柱梁十字型部分架構についても柱梁強度比が 1 に近いと接合部にコンクリートの剥落などの大きな損傷が生じ、接合部破壊が生じることがわかった。

謝辞 本研究は平成 24 年度科学研究費補助金・若手研究(B):プレストレスト鉄筋コンクリート造柱梁接合部の損傷評価モデルの構築(研究代表者;楠原文雄)より補助を受けて行われたものである。また、研究の実施にあたっては東京大学大学院工学系研究科塩原等教授にご指導を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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
- 2) 楠原文雄，塩原等，田崎渉，朴星勇：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻，第 656 号，pp.1873-1882，2010.10
- 3) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：梁曲げ降伏型接合部の耐震設計，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻，第 640 号，pp.1145-1154，2009.6
- 4) 楠原文雄，塩原等：接合部回転角を含む RC 造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力およびその測定法，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.355-360，2006
- 5) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，1998
- 6) 北山和宏，田島祐之，矢島龍人：PRC 柱梁十字型部分架構の耐震性能評価に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.157-162，2008.9