

論文 プレストレストコンクリート圧着骨組の損傷評価

西村 知明*1・谷 昌典*2・西山 峰広*3

要旨: PC 骨組が地震荷重を受けた際の損傷を RC 骨組と比較検討することにより, PC 骨組の損傷制御型耐震設計法開発の基礎データを得ることが本研究の目的である。PC 鋼材種, グラウトの有無を実験パラメータとしたプレキャスト十字形柱梁圧着骨組および同形状の RC 十字形柱梁骨組に対する載荷実験を実施し, ひび割れ幅や残留変形などに基つき損傷評価を行った。PC 鋼棒鋼材種 (丸鋼と異形鋼) およびグラウトの有無によって, 接合部のひび割れ幅および接合部の残留変形には違いが見られなかった。また, PC 柱梁接合部のひび割れ幅に対しては, RC 骨組に対する損傷評価法が適用可能であることが示された。

キーワード: プレストレストコンクリート, 圧着, 損傷評価, グラウト, アンボンド, 柱梁接合部

1. はじめに

PC 構造はプレストレスによるひび割れ制御や残留変形制御など, 損傷制御が可能であるという特徴を有するが, 損傷制御を実現するには地震力を受けた構造部材およびそれらの損傷自体を適切に評価することが必要となる。ところが, 地震力を受けた PC 構造部材, 特に柱梁接合部の損傷評価に関する資料は極めて少ない¹⁾。RC 構造では「耐震性能評価指針 (案)」²⁾に見られるように, ひび割れ幅や残留変形などの具体的な損傷状況を, 部材の耐力や変形性能と関係づけて評価する手法が示されている。本研究では, PC と RC 骨組の地震荷重下での損傷比較に基つき, 層間変形・部材変形と損傷との関連づけを試みる。PC 圧着骨組損傷制御型耐震設計法の基礎データを得ることを目的として, PC 鋼材種, グラウトの有無を実験パラメータとした PC 十字形柱梁圧着骨組および RC 十字形柱梁骨組に対する載荷実験を行った。さらに RC 柱梁接合部に対する損傷評価法の PC 柱梁接合部への適用可能性について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体を図-1に, 試験体詳細を表-1に示す。4体の試験体は, いずれも 1/2~1/3 スケールの十字型骨組で, 梁断面は 200×300mm, 柱断面は 250×250mm, 柱芯から梁端加力点までの距離は 1375mm, 梁芯から柱端支持点までの距離は 920mm である。実験変数は, 梁の構造形式 (プレキャスト圧着, および一体打ち RC), PC 鋼棒鋼材種 (丸鋼, および異形鋼), グラウトの有無である。プレキャスト圧着試験体については梁と柱を別々に打設した後, 厚さ 10mm の無収縮モルタルを介して圧着接合した。プレストレス導入後, KPC-RU-I 以外はシー管内にグラウトを注入した。各試験体共通に, コンクリート目標圧縮強度は 60N/mm²とした。丸鋼および異形鋼のそれぞれの PC 鋼棒に対して 0.2% オフセット規格降伏強度の 56% および 60% のプレストレスを導入し, 有効プレストレス力がほぼ同じとなるようにした。表-2 に載荷直前の有効プレストレス力を示す。使用した材料の力学特性を表-3 から表-5 に示す。

表-1 試験体詳細

試験体		KPC-D-I	KPC-R-I	KPC-RU-I	KRC-I
構造形式		プレキャスト圧着			一体打ち
柱	主筋	8-D22			
	せん断補強筋	D13@100			
	せん断補強筋比	1.01%			
接合部	せん断補強筋	D13@100			
	せん断補強筋比*1	1.01%			0.42%
梁	主筋 (組立筋)	2-D10			3-D19
	せん断補強筋	D10@225			D10@150
	せん断補強筋比	0.32%			0.48%
	PC 鋼棒	2-D22	2-φ23	2-φ23	—
	PC グラウト	あり	あり	なし	—
	鋼材係数*2	0.160	0.167	0.167	—

$$*1 \text{ せん断補強筋比 } p_{jw} = \frac{\sum A_{jw}}{b_c \cdot j}$$

ここで, b_c : 柱幅(mm), j : 梁上下主筋 (プレキャスト圧着試験体の場合は上下の PC 鋼棒) の重心間距離 (mm), $\sum A_{jw}$: この区間の横補強筋断面積の総和(mm²)

$$*2 \text{ 鋼材係数 } q = \frac{F_{py} + P_e}{F_c \cdot b \cdot D}$$

ここで, F_{py} : 引張側 PC 鋼材の 0.2% オフセット規格降伏荷重(N), P_e : 圧縮側 PC 鋼材の有効プレストレス力(N), F_c : コンクリート目標圧縮強度(60 N/mm²), b : 梁幅(mm), D : 梁全せい(mm)

*1 京都大学大学院 工学研究科都市環境工学専攻 大学院生 (正会員)

*2 京都大学大学院 工学研究科都市環境工学専攻 大学院生・修士(工学) (正会員)

*3 京都大学大学院 工学研究科都市環境工学専攻 准教授・博士(工学) (正会員)

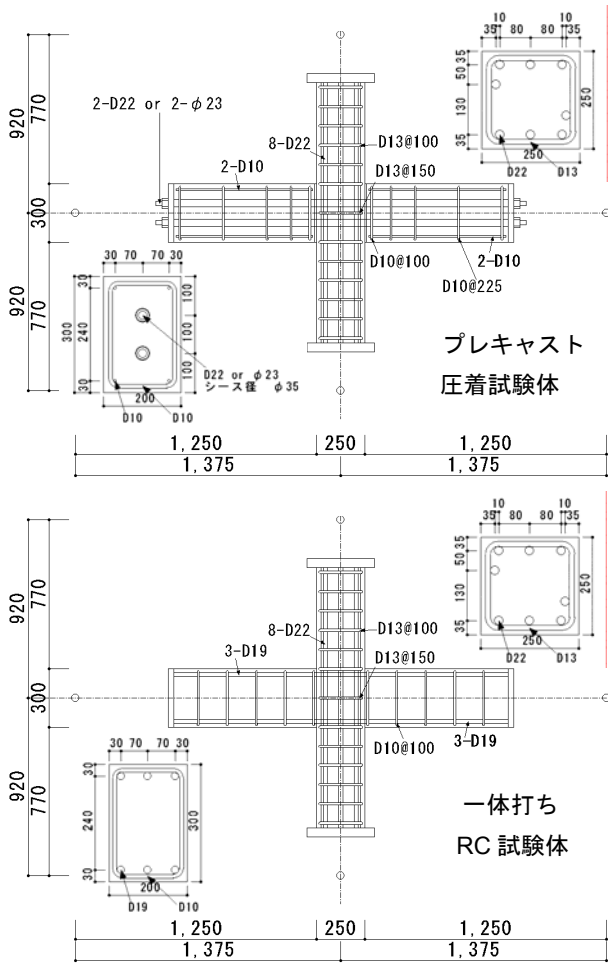
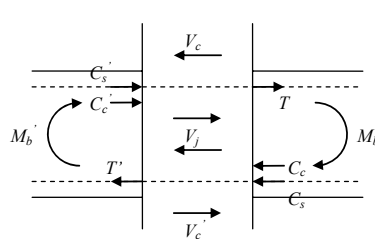


図-1 試験体図 (単位 : mm)

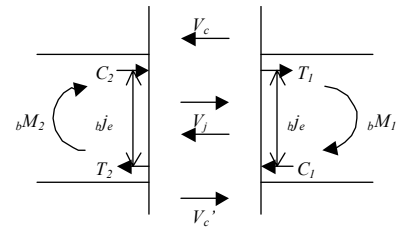
2.2 試験体設計方針

本試験では、全試験体とも梁の曲げ耐力はほぼ同じとし、かつ梁曲げ破壊先行型となるように設計した。そのため、梁曲げ耐力時の接合部入力せん断力が「靱性保証型耐震設計指針」により与えられる接合部せん断強度³⁾を下回るように設計した。材料試験結果から算定した接合部入力せん断力と接合部終局せん断強度との比較を表-6に示す。ここでKRC-Iの接合部入力せん断力は図-2から式(1)により算定した。圧着試験体では、図-3のように梁曲げ耐力時の梁断面での応力中心間距離 b_j ($0.8 \times$ 梁全せい)⁴⁾を仮定して、式(2)により接合部入力せん断力を算定した。なお、KPC-D-I, KPC-R-I, KRC-Iの梁曲げ耐力の算定では平面保持仮定とACIコンクリート応力ブロックを用い、圧縮限界ひずみは0.3%とした。アンボンド試験体KPC-RU-Iでは、ひずみ適合係数 F 値($=0.2$)⁵⁾を用いて梁曲げ耐力を算定した。



$$V_j = T + T' - V_c \quad (1)$$

図-2 一体打ち RC 試験体の接合部のせん断力



$$V_j = \frac{bM_1}{b_j} + \frac{bM_2}{b_j} - V_c \quad (2)$$

図-3 プレキャスト圧着試験体の接合部のせん断力

表-2 有効プレストレスカ

試験体	有効プレストレスカ P_e (kN)	プレストレスレベル $P_e / f'_c b D$
KPC-D-I	470.7	0.140
KPC-R-I	467.4	0.139
KPC-RU-I	441.9	0.131

f'_c : コンクリートシリンダー圧縮強度試験値(N/mm²),
 b : 梁幅(mm), D : 梁全せい(mm)

表-3 コンクリート・PCグラウト・目地モルタルの力学特性

材料種別	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ (%)	1/3 f'_c 割線弾性係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
コンクリート	56.2	0.235	2.80×10^4	4.10
PCグラウト	32.3	0.242	1.36×10^4	—
目地モルタル	48.2	0.266	2.17×10^4	—

表-4 鉄筋の力学特性

鉄筋種別	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (%)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D10(SD345)	365.4	0.189	513.8	1.93×10^5
D13(SD345)	370.7	0.187	564.0	1.99×10^5
D19(SD345)	388.1	0.197	594.2	1.97×10^5
D22(SD390)	445.4	0.216	634.8	2.07×10^5

表-5 PC鋼棒の力学特性

鋼材名	0.2%オフセット降伏応力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D22(B種1号)	1020	1131	2.01×10^5
φ23(B種1号)	1083	1138	2.01×10^5

表-6 接合部入力せん断力

試験体名	接合部せん断強度 V_{ju} (kN)	接合部設計用せん断力 V_j (kN)	V_{ju} / V_j
KPC-D-I	641.9	588.4	1.09
KPC-R-I	641.9	620.3	1.03
KPC-RU-I	641.9	501.7	1.28
KRC-I	641.9	566.5	1.13

D_j の値は柱せいとした。

2.3 荷重方法

荷重装置を図-4に示す。柱上下端はピン支持とし、梁両端に接続した油圧ジャッキの押し引きで荷重を行った。柱軸力が小さいほど柱や接合部のひび割れ等の損傷は大きくなるため、本実験では損傷評価の検討を安全側で行えるように、柱軸力を0とした。荷重は左右の梁部材の回転角制御で行い、回転角が0.25%、0.5%、1.0%、2.0%、3.0%、4.0%、5.0%のそれぞれで正負2回の繰返し荷重を行った。

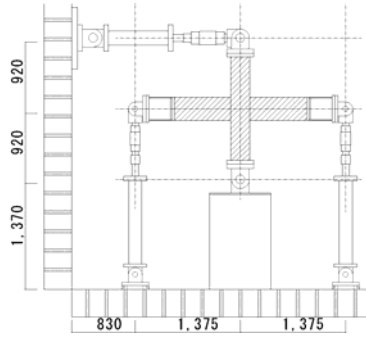


図-4 荷重装置図(単位:mm)

れ等の損傷は大きくなるため、本実験では損傷評価の検討を安全側で行えるように、柱軸力を0とした。荷重は左右の梁部材の回転角制御で行い、回転角が0.25%、0.5%、1.0%、2.0%、3.0%、4.0%、5.0%のそれぞれで正負2回の繰返し荷重を行った。

3. 実験結果および考察

3.1 試験体破壊性状

図-5に各試験体の接合部付近の最終破壊状況を示す。KPC-R-I、KPC-RU-Iでは荷重終了までPC鋼棒は降伏せず、KPC-D-Iでは層間変形角2.0%時にPC鋼棒が降伏した。KRC-Iでは層間変形角2.0%時に梁主筋が降伏した。

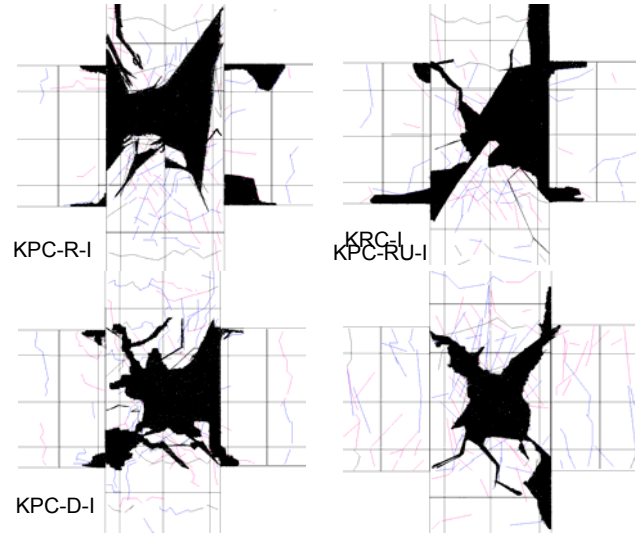
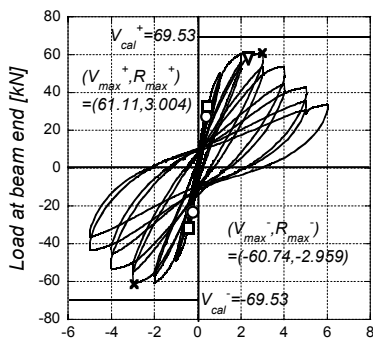
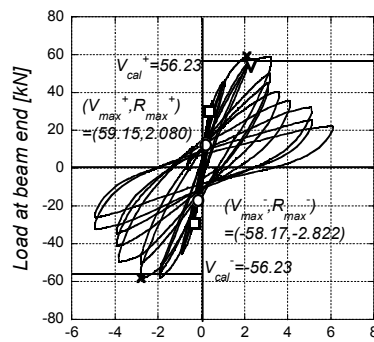


図-5 最終破壊状況

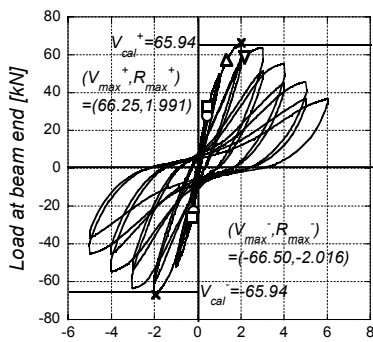
また、3体の圧着試験体では層間変形角3.0%時に、KRC-Iでは層間変形角2.0%時に接合部せん断補強筋が降伏した。いずれの試験体でも、層間変形角2.0%時までには接合部に多数のせん断ひび割れが発生し、接合部せん断補強筋降伏後には梁端部の損傷はほとんど進行せずに、接合部コンクリートの圧壊が進行した。最終的な破壊形式は、KPC-R-I、KPC-RU-Iでは接合部せん断破壊、KPC-D-I、KRC-Iでは梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊と判定した。



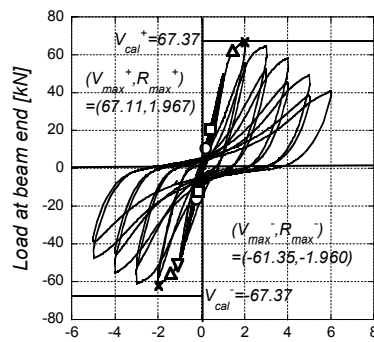
KPC-R-I Interstory drift angle [%]



KPC-RU-I Interstory drift angle [%]



KPC-D-I Interstory drift angle [%]



KRC-I Interstory drift angle [%]

○：梁ひび割れまたは目地部離間発生 □：接合部せん断ひび割れ発生
△：梁主筋またはPC鋼棒降伏 ▽：接合部せん断補強筋降伏 ×：最大荷重

図-6 荷重一層間変形角関係

3.2 荷重一層間変形角関係

図-6に各試験体の梁端荷重の平均値と層間変形角との関係を示す。図中 V_{cal} は、材料試験結果に基づき算定した梁曲げ耐力時の荷重である。

いずれの試験体も層間変形角2.0%時ではほぼ最大荷重に達した。KPC-R-I以外の試験体では、算定した梁曲げ耐力時荷重と実験時の最大荷重とがおおむね一致したが、PC鋼棒が降伏しなかったKPC-R-Iでの実験時の最大荷重は、PC鋼棒の降伏を仮定して算定した梁曲げ耐力時荷重の86%となった。

履歴ループ形状について、KPC-R-I、KPC-RU-Iでは層間変形角2.0%までは残留変形の小さいS字形であったが、最大耐力に達した3.0%以降は紡錘形となった。KPC-D-Iでは層間変形角1.0%まではS字形の履歴であったが、PC鋼棒降伏後の2.0%以降は逆S字形となった。KRC-Iは荷重初期から残留変形の大きい逆S字形であった。

表-7 接合部入力せん断力

試験体名	せん断ひび割れ荷重実験値 V_{cr} (kN)		せん断ひび割れ荷重計算値 $V_{cr cal}^*$ (kN)	$V_{cr} / V_{cr cal}$		接合部入力せん断力最大値 V_{j1} (kN)		接合部入力せん断力最大値 V_{j2} (kN)		V_{j1} / V_{ju}		V_{j2} / V_{ju}	
	正	負		正	負	正	負	正	負	正	負	正	負
	KPC-R-I	304.23	-326.73	331.77	0.92	0.98	—	—	545.68	-541.43	—	—	0.85
KPC-RU-I	277.60	-303.93	326.33	0.85	0.93	595.83	-531.99	528.77	-518.55	0.93	0.83	0.82	0.81
KPC-D-I	358.65	-322.71	332.02	1.08	0.97	627.63	-622.43	591.77	-593.80	0.98	0.97	0.92	0.93
KRC-I	272.95	-136.40	221.29	1.23	0.62	580.10	-602.79	—	—	0.90	0.94	—	—

$$* V_{cr cal} = b_j \cdot D_c \sqrt{\sigma_T^2 - \sigma_{gb} \cdot \sigma_T} \quad (3)$$

ここで、 $\sigma_{gb} = P_e / (b_j \cdot h_j)$ 、 σ_T : コンクリートの引張強度 = $0.07 f'_c$ (N/mm²),

P_e : 梁の有効プレストレス力, b_b : 梁幅(mm), b_c , D_c : 柱幅, 柱せい(mm), b_j : 柱梁接合部の有効幅 = $(b_b + b_c) / 2$ (mm),

h_j : 柱梁接合部でのプレストレスを計算するための有効高さ = $D_b + D_c / 2$ (mm)⁴⁾

3.3 接合部入力せん断力-せん断ひずみ関係

図-7 に各試験体の正方向荷重時の接合部入力せん断力と接合部のせん断ひずみとの関係の包絡線を示す。ここで接合部入力せん断力の算定には、鋼材の張力に基づく文献 6)の方法を適用した。この際、梁主筋および PC 鋼棒ひずみを測定値が信頼できる範囲として、図-7 には示している。ただし KPC-R-I は接合部せん断ひずみ 0.5%付近から、PC 鋼棒のひずみゲージが不調であったため、KPC-R-I の結果は除外した。表-7 には、各試験体の接合部せん断ひび割れ発生時の接合部入力せん断力および実験時の接合部入力せん断力の最大値を示す。表中 V_{j1} は文献 6)の方法により算定した値である。 V_{j2} は式(2)により算定した値であり、梁曲げモーメントは最大荷重時の梁端の荷重より算定した。式(2)は圧着試験体に対する評価式のため、KRC-I には適用しない。接合部せん断ひび割れ発生時の接合部入力せん断力は主引張応力に基づく式(3)でおおむね評価できる。接合部入力せん断力 V_{j1} と V_{j2} は最大荷重付近ではほぼ同じ値を示し、表-6 の接合部せん断強度 V_{ju} より低い値を示したが、全試験体とも梁の損傷は小さいまま接合部がせん断破壊した。

3.4 残留変形

図-8 に各荷重サイクル正方向 1 回目における層間変形残留率の推移を示す。ここで変形残留率は、荷重ピーク時の変形に対する除荷時の変形の割合とした。KRC-I の層間変形残留率は最も大きく、特に梁主筋降伏時の正方向 2.0%時には他の試験体よりも 3 倍近く高い値となった。KRC-I の次に KPC-D-I の残留率が高く、KPC-R-I, KPC-RU-I ではほぼ同じ値を示した。

図-9、図-10 に各荷重サイクルピーク時変位での接合部せん断ひずみ (図中 j_{jm}) とこれに対する除荷時接合部せん断ひずみ (図中 j_{jr}) との関係を示す。図-10 は図-9 の $0 < j_{jm} < 1\%$ の範囲を拡大したものである。図中の実線は文献 7)による RC 造柱梁接合部に対する評価式である。KRC-I では

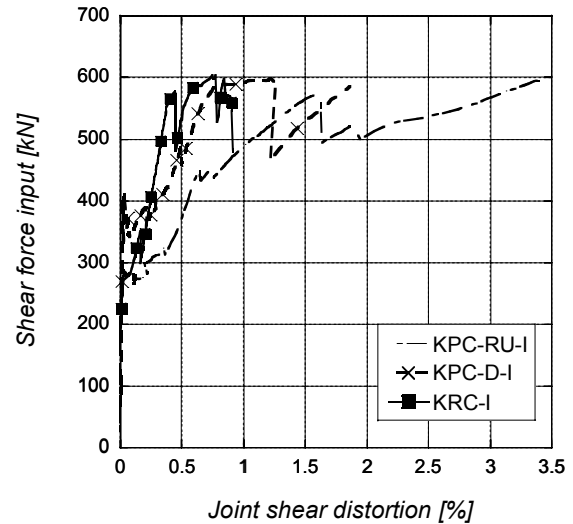


図-7 接合部入力せん断力-せん断ひずみ関係

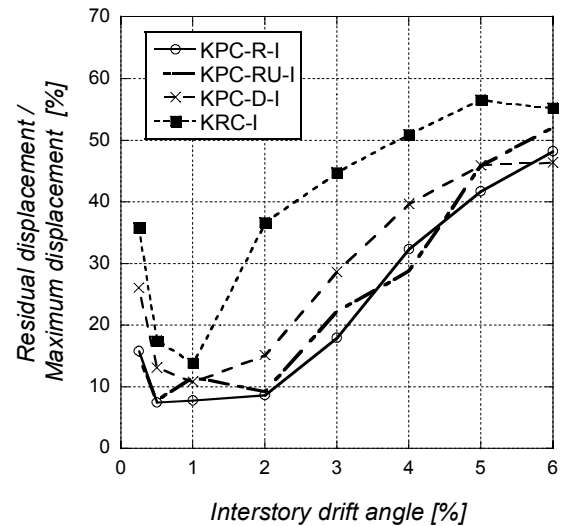


図-8 層間変形残留率

せん断補強筋が降伏したせん断ひずみ 1%程度までの j_{jr} はおおむね評価式と対応した。圧着試験体の j_{jr} はいずれも評価式より小さい傾向にあり、KRC-I を除く試験体に対して、 $j_{jm} - j_{jr}$ 関係の $0 < j_{jm} < 1\%$ の範囲における回帰直線は図-10 の点線のようなになる。ただし、この範囲での相関係数は 0.64、回帰式の標準偏差は 0.79 でばらつきが大

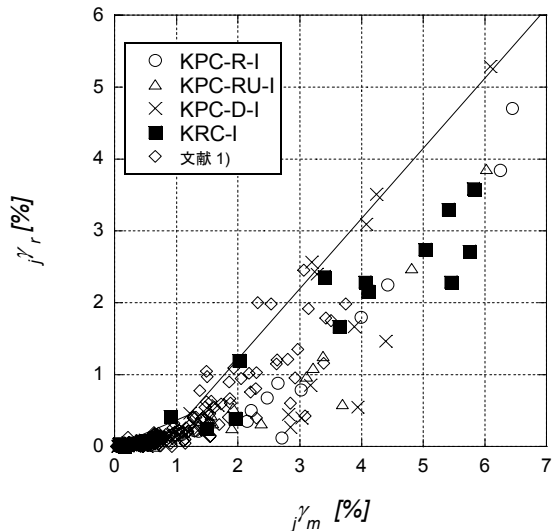


図-9 荷重ピーク時接合部せん断ひずみ-除荷時接合部せん断ひずみ関係

大きく、試験体間での差も不明瞭である。 $j\gamma_m$ が3%以降は、全試験体で評価式よりも $j\gamma_p$ が小さくなる傾向になった。

3.5 接合部の損傷

図-11 に各荷重サイクルでの接合部せん断ひび割れの本数を示す。ここでひび割れ本数は図-12 に示す4つの埋め込みボルトで構成される四角形内の領域で、対角線上を通過するせん断ひび割れの本数とした。層間変

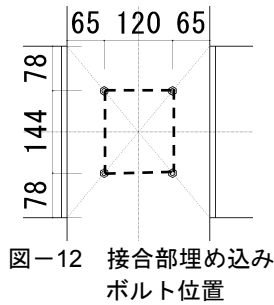


図-12 接合部埋め込みボルト位置

形角 1.0%までは圧着試験体のひび割れ本数が KRC-I よりも多かったが、最大荷重を示した 2.0%以降は逆転した。

ひび割れ幅は各荷重サイクルピーク時および除荷時に、図-12 に示す四角形内の領域で、対角線上を通過するせん断ひび割れの対角線上での幅をクラックスケール（最小値 0.04mm）により測定した。3体の圧着試験体では層間変形角 4.0%の1サイクル目、KRC-I では層間変形角 3.0%の2サイクル目で、接合部パネルの圧壊が顕著になり、ひび割れ幅の測定を中止した。

図-13 に荷重ピーク時と除荷時における接合部のせん断ひび割れの最大ひび割れ幅と平均ひび割れ幅との関係を、荷重方向の正負をまとめて示す。ここで平均ひび割れ幅は、測定区間のひび割れ幅の合計をひび割れ本数で除して算出した。試験体間で最大ひび割れ幅と平均ひび割れ幅との関係に顕著な違いはなかった。平均ひび割れ幅 0.4mm 未満の範囲で荷重ピーク時と除荷時のすべての点に対して原点を通る回帰直線を求めると、最大ひび割れ幅は平均ひび割れ幅の 2.50 倍となった。

図-14 に荷重ピーク時の接合部せん断ひび割れの最大ひび割れ幅と除荷時の最大ひび割れ幅との関係を、載

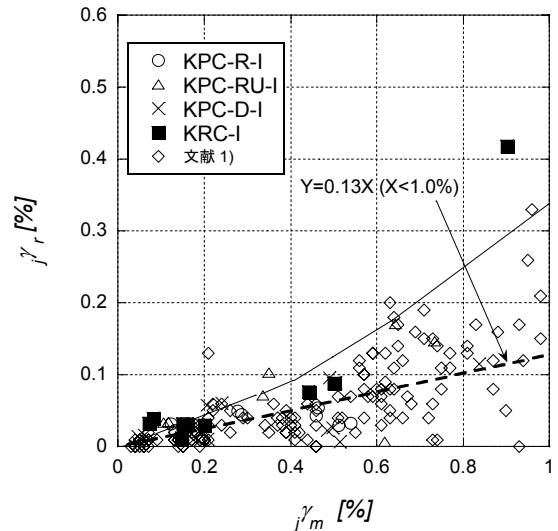


図-10 荷重ピーク時接合部せん断ひずみ-除荷時接合部せん断ひずみ関係 ($0 < j\gamma_m < 1\%$)

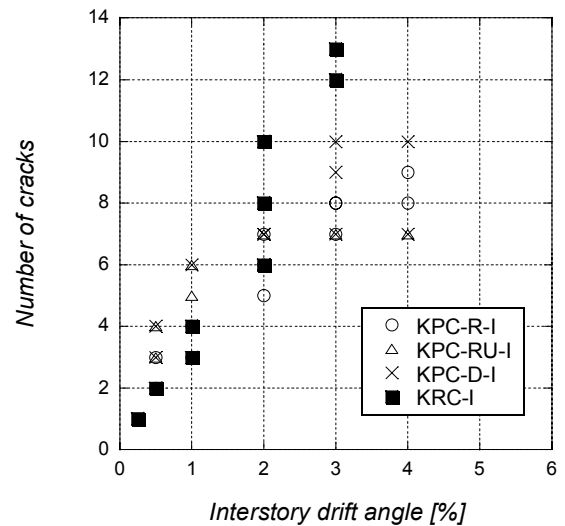


図-11 接合部せん断ひび割れ本数

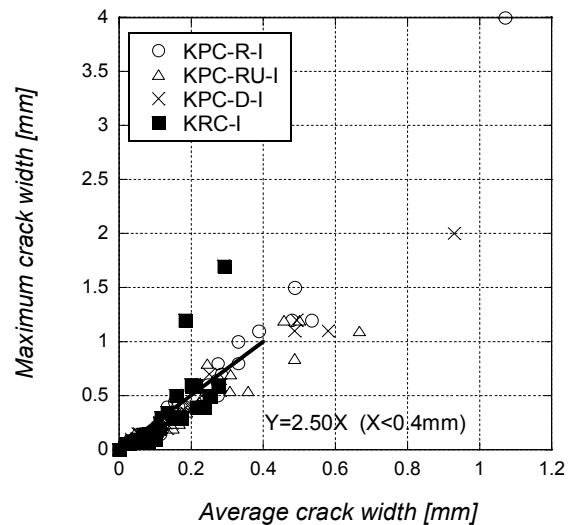


図-13 接合部平均せん断ひび割れ幅-最大ひび割れ幅関係

荷方向の正負をまとめて示す。図中の実線は「耐震性能評価指針（案）」²⁾ による RC 造柱梁接合部に対する評価式である。試験体間での違いは確認できない。

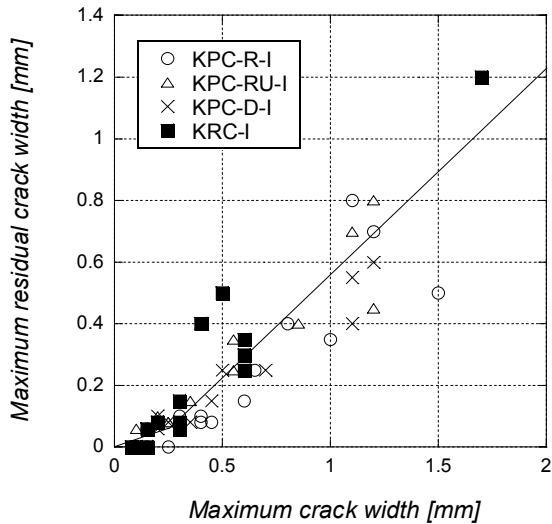


図-14 接合部載荷ピーク時最大せん断ひび割れ幅
-除荷時最大せん断ひび割れ幅関係

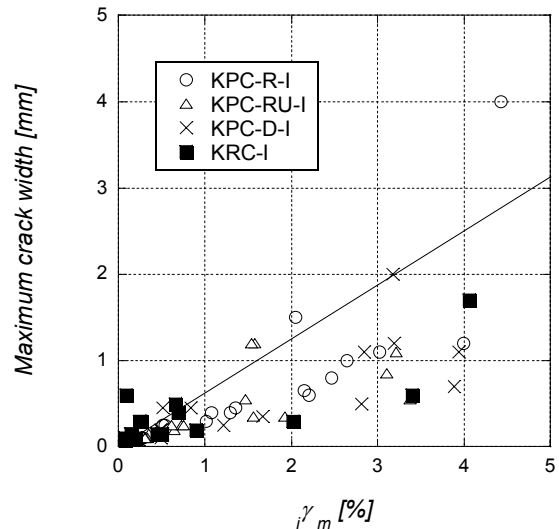


図-15 載荷ピーク時接合部せん断ひび割れ幅
-最大せん断ひび割れ幅関係

図-15 に載荷ピーク時の接合部せん断ひび割れと接合部最大せん断ひび割れとの関係を載荷方向の正負をまとめて示す。図中の実線は「耐震性能評価指針 (案)」²⁾ による RC 造柱梁接合部に対する評価式である。いずれの試験体もせん断ひび割れに対する最大ひび割れ幅は評価式よりも小さくなった。評価式では柱に軸力が導入された試験体を対象としているのに対し、本実験では柱に軸力を導入していないためと考えられる。

以上より、ひび割れ幅に関しては評価式との対応が悪いながらも、各試験体に対して「載荷ピーク時せん断ひび割れ→載荷ピーク時最大せん断ひび割れ→除荷時最大せん断ひび割れ」の経路による一体打ち RC と同様の損傷評価法が適用可能であると考えられる。

4. まとめ

PC 十字形柱梁圧着骨組および RC 十字形柱梁骨組に対する載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 全試験体において、梁端モーメントと鋼材張力に基づく 2 通りの接合部入力せん断力の最大値はほぼ同じ値を示した。これらの値は靱性保証指針による接合部せん断強度計算値を下回ったが、梁の損傷は小さいまま、接合部のせん断破壊が生じた。
- (2) 接合部せん断補強筋が降伏するまでの圧着試験体は、一体打ち RC 試験体よりも残留層間変形および接合部せん断ひび割れの残留変形が抑えられる傾向にあった。
- (3) 圧着試験体は一体打ち RC 試験体よりも、層間変形角 1.0% までは接合部せん断ひび割れの本数が多く、最大荷重時付近では少なくなった。
- (4) 各試験体に対して「載荷ピーク時せん断ひび割れ→載荷ピーク時最大せん断ひび割れ→除荷時最大せん断ひび割れ」の経路による一体打ち RC と同様の損

傷評価法が適用可能である。

謝辞 本研究に対して、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会の研究助成を賜った。本実験で用いた PC 鋼棒は、高周波熱錬株式会社よりご提供頂いた。首都大学東京北山和宏先生から貴重な実験データをご提供頂いた。ここに記して関係各位に謝意を示す。

参考文献

- 1) 岸田慎司ほか：圧着接合されたプレストレスト・コンクリート柱梁接合部の損傷過程におけるせん断ひび割れ挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.301-306，2006
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説，pp.232-247，2004
- 3) 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，pp.25-26，1997
- 4) 浜原正行ほか：PC 造柱梁接合部研究委員会報告 - その 2 終局強度，接合部せん断ひび割れ強度に対する検討 -，プレストレストコンクリート技術協会第 13 回シンポジウム論文集，pp.97-100，2004.10
- 5) 西山峰広ほか：アンボンド PC 不静定梁の力学的性質に関する研究，第 8 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.677-680，1986
- 6) 舛田尚之ほか：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，No.2，pp.397-402，2005
- 7) 寺岡勝ほか：フラクタル幾何学を応用した鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の損傷評価，コンクリート工学，Vol.42，No.8，pp.14-21，2004.8