

論文 梁曲げ破壊型プレストレストコンクリート十字形部分骨組の耐震性能に関する研究

矢島 龍人*1・北山 和宏*2

要旨: 梁断面の主筋と PC 鋼材の組み合わせを変数とした梁曲げ破壊型のプレストレストコンクリート十字形部分骨組の耐震性能について調査した。梁主筋の付着のよい試験体は紡錘型の復元力特性を、付着の悪い試験体は RC 造に似た逆 S 字形の復元力特性を示した。曲げ終局耐力に対する PC 鋼材の寄与率 λ が大きくなるほど残留変形と残留ひび割れ幅は小さくなり、载荷ピーク時に対する除荷時の曲げひび割れ幅の比は λ が 0.45 では RC 造と同様の 0.5 程度であったが、 λ が 0.79 ではその比は 0.14 であった。

キーワード: プレストレストコンクリート、復元力特性、付着、ヒンジ領域、残留変形、ひび割れ幅

1. はじめに

現在建築物の耐震設計では、個々の部材および建物全体の地震時挙動の制御を可能とする性能評価型設計法への移行が進みつつある。性能評価型設計法を確立するためには、部材の復元力特性やそれに付随した損傷状況を把握する必要があるが、プレストレストコンクリート(PC)部材においては、断面の鉄筋と PC 鋼材の配筋量、および鉄筋と PC 鋼材の付着性状により耐震性能が変化し、その組み合わせが多岐にわたるため、性能評価型設計法を確立するための十分な資料は得られていない。

そこで本研究では、梁断面の主筋と PC 鋼材の組み合わせを変数とした梁曲げ破壊型の PC 十字形部分骨組に対し、静的载荷実験を行い、それらの耐震性能(復元力特性、付着性状、塑性ヒンジ領域、残留変形、ひび割れ幅、梁部材の各種限界状態、等価粘性減衰定数)について調査した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 に試験体形状を示し、表-1 に試験体諸元、表-2 に使用鋼材材料特性を示す。試験体は平面十字形骨組 4 体で、試験体の柱断面を 350mm×350mm、梁断面を 250mm×400mm、柱芯から梁端支持点までを 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、柱・梁コンクリート強度、グラウト強度、柱主筋種類・本数は共通とし、梁曲げ破壊が先行するように設計した。試験体 Y-1 は基準試験体であり、梁主筋として上下とも 2-D13(SD295A)、PC 鋼材として 2-φ12.7(SWPR7BL)を使用した。試験体 Y-2 は Y-1 と PC 鋼材は同じで梁主筋として上下とも 2-D19(SD345)を使用し、試験体 Y-3 は Y-1 と梁主筋は同じで PC 鋼材として 2-φ15.2(SWPR7BL)を使用し、試験体 Y-4 は Y-1 と梁主

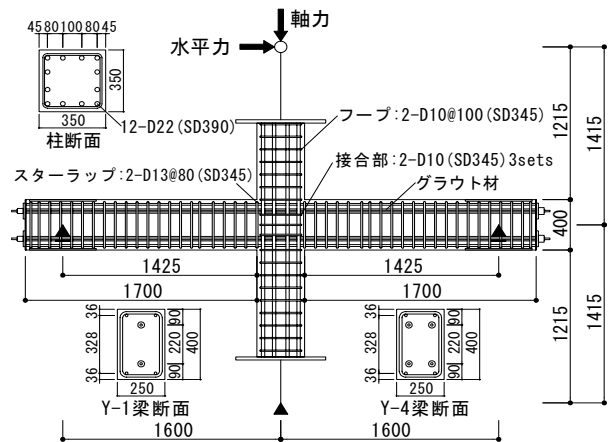


図-1 試験体形状 (単位: mm)

表-1 試験体諸元

試験体名	Y-1	Y-2	Y-3	Y-4
コンクリート圧縮強度	68.8MPa			
コンクリート割裂引張強度	3.1MPa			
グラウト圧縮強度	70.3MPa			
梁PC鋼材	2-φ12.7 (SWPR7BL)	2-φ12.7 (SWPR7BL)	2-φ15.2 (SWPR7BL)	4-φ12.7 (SWPR7BL)
緊張力/規格降伏荷重	0.73	0.74	0.73	0.72
シース管	#1032	#1032	#1035	#1032
梁上端筋	2-D13	2-D19	2-D13	2-D13
鉄筋材種	SD295A	SD345	SD295A	SD295A
梁下端筋	2-D13	2-D19	2-D13	2-D13
鉄筋材種	SD295A	SD345	SD295A	SD295A
鋼材係数 q_{pr} *1	0.04	0.04	0.06	0.08
プレストレス率 λ *2	0.67	0.45	0.73	0.79
軸力比(軸力)	0.1 (870kN)			

*1 $q_{pr} = (T_{pr} + T_{po} + T_{ry} - C_{ry}) / (bd\sigma_B)$, ここで、 T_{pr} :引張側PC鋼材降伏荷重、 T_{po} :圧縮側PC鋼材有効張力、 T_{ry} :引張側鉄筋降伏荷重

C_{ry} :圧縮側鉄筋降伏荷重、 b :梁幅、 D :梁せい、 σ_B :コンクリート圧縮強度

*2 $\lambda = M_p / (M_p + M_r)$, ここで、 M_p :曲げ終局耐力におけるPC鋼材の負担分

M_r :曲げ終局耐力における普通鉄筋の負担分

表-2 使用鋼材材料特性

鋼材	降伏応力度 MPa	ヤング係数 GPa	降伏ひずみ %	弾性限界ひずみ %
PC鋼材 φ12.7	1742	213	1.02	0.68
PC鋼材 φ15.2	1746	210	1.03	0.69
D10 (SD345)	379	180	0.21	
D13 (SD295A)	357	187	0.19	
D13 (SD345)	349	180	0.19	
D19 (SD345)	397	194	0.20	
D22 (SD390)	469	196	0.24	

*PC鋼材の降伏応力度・降伏ひずみは0.2%オフセット法により定めた

*1 大成建設(株) 設計本部 修士(工学) (正会員)

*2 首都大学東京 都市環境科学研究科建築学域教授 工博 (正会員)

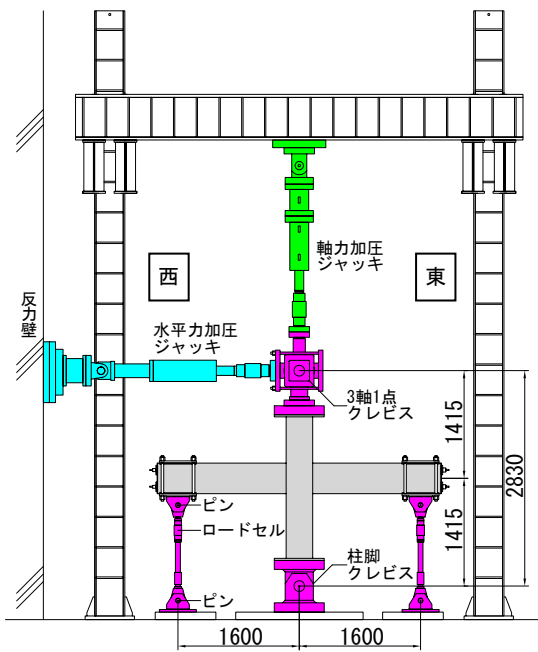


図-2 加力装置 (単位 : mm)

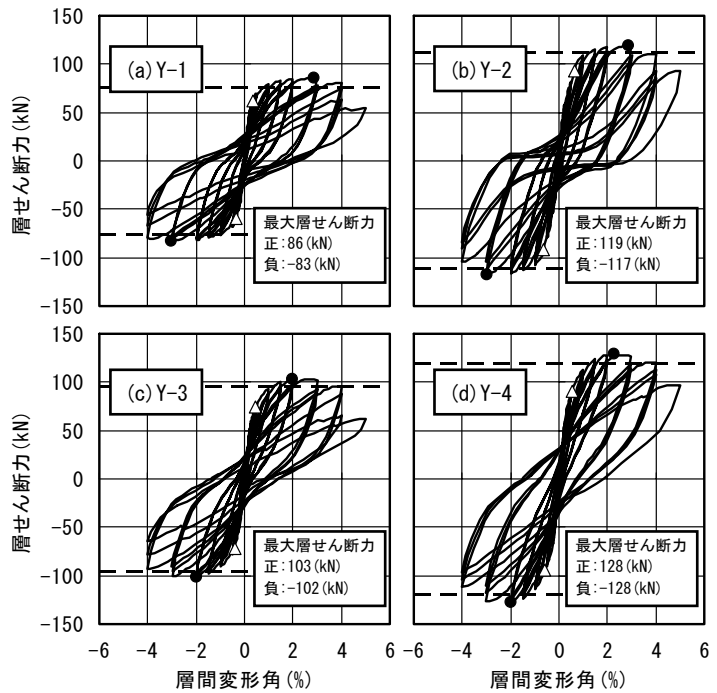


図-3 層せん断力-層間変形角関係

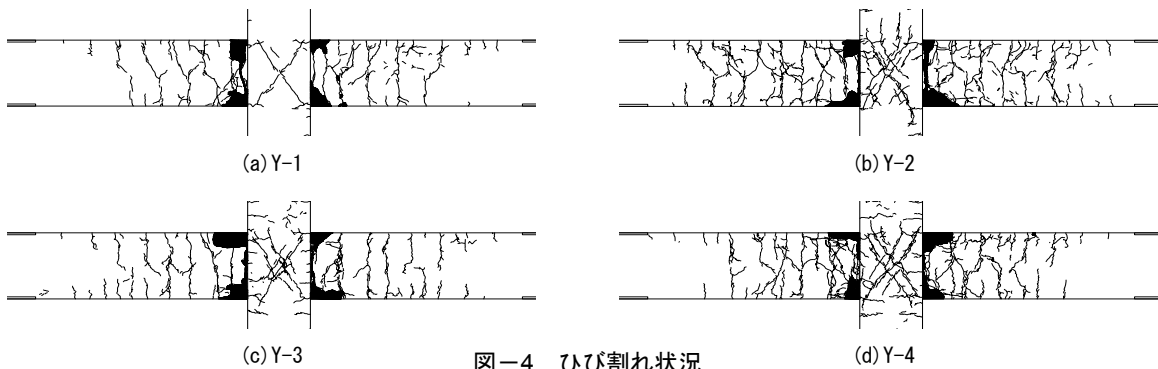


図-4 ひび割れ状況

筋は同じで PC 鋼材として 4- ϕ 12.7(SWPR7BL)を使用した。試験体のプレストレス率 λ は 0.45~0.79 である。

2.2 実験方法

図-2 に加力装置を示す。梁の両端はローラー支持、下柱はピン支持とし、上柱加力点に水平二方向、鉛直方向の 3 基のジャッキを取り付けた。南北方向のジャッキは面外転倒防止用である。柱に一定圧縮軸力(軸力比 0.1)を導入後、層間変形角 0.25%を 1 サイクル、0.5%を 2 サイクル、1・1.5・2・3・4%を 3 サイクルずつ繰り返し載荷した後、西方向に 5%まで押切載荷した。

3. 実験結果

3.1 層せん断力-層間変形角関係

図-3 に層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は軸力による P- δ 効果の補正を加えたものである。図中の Δ と \bullet はそれぞれ梁主筋降伏時および最大層せん断力時を示し、点線は平面保持を仮定した梁断面の曲げ解析¹⁾(梁主筋・PC 鋼材は完全付着)により求めた梁曲

げ終局時の層せん断力である。全試験体で梁主筋は層間変形角 0.3%~0.6%の間に降伏し、Y-1 と Y-2 は層間変形角 3%程度、Y-3 と Y-4 は層間変形角 2%程度で最大層せん断力に達した。梁主筋に D13(SD295A)を使用した Y-1, Y-3, Y-4 は、最初は原点指向型の履歴で、変形とともに紡錘形の履歴を示し、最大層せん断力以降に梁のコンクリートの圧壊と梁主筋の座屈・破断により耐力が低下し、3 体とも似た履歴ループを描いた。梁主筋に D19(SD345)を使用した Y-2 は層間変形角 0.5%まで原点指向型の履歴で、それ以降 RC 造に見られる除荷剛性の高い履歴を示し、最大層せん断力以降は逆 S 字形の履歴ループを描いた。全試験体で最大層せん断力の実験値は梁断面の曲げ解析による梁曲げ終局時層せん断力を上回った。

3.2 ひび割れ状況

図-4 に最終的なひび割れ状況を示す。全試験体で梁に曲げひび割れが生じ、変形の増大とともに曲げからのせん断ひび割れが発生した。梁の曲げ耐力が最小の Y-1 は他の試験体より曲げひび割れの発生範囲が狭く、曲げ

からのせん断ひび割れが少なかった。梁主筋に D19(SD345)を使用し、プレストレス率が最小の 0.45 である Y-2 は曲げひび割れと曲げからのせん断ひび割れが一番多かった。全試験体で梁の圧縮側コンクリートの圧壊・剥落が生じると、それ以降に新たな曲げやせん断によるひび割れの発生や進展は減少し、梁主筋が露出するまで圧縮側コンクリートが剥落した。

3.3 破壊性状

本実験で PC 鋼材のひずみは、ひずみゲージの養生不良により測定できなかったが、最大層せん断力の実験値が解析による梁曲げ終局時の耐力を上回ったことから PC 鋼材は降伏したと判断した。全試験体で、梁主筋と PC 鋼材が降伏して最大耐力に達し、最大耐力以降、梁主筋に D13(SD295A)を使用した Y-1, Y-3, Y-4 は梁のコンクリートの圧壊と梁主筋の座屈・破断により耐力が低下し、梁主筋に D19(SD345)を使用した Y-2 はコンクリートの圧壊により耐力低下した。

4. 考察

4.1 梁主筋の接合部内付着性状

図-5 に梁主筋に D19(SD345)を使用した Y-2 と梁主筋に D13(SD295A)を使用した Y-4 の梁主筋の接合部中央 1/3 区間(区間長 110mm)の付着応力度と層間変形角関係を示す。図中の●と□はそれぞれ最大付着応力度時および最大層せん断力時を示す。Y-2 は最大層せん断力以前に付着強度に達し、それ以降付着劣化したのに対し、Y-4 は最大層せん断力以降も付着応力度が上昇して付着劣化せず、付着良好であった。梁主筋に D13 を使用した Y-1, Y-3 も Y-4 と同様に付着良好であった。このため、Y-2 は逆 S 字形の履歴ループを描き、梁主筋の付着劣化が梁付け根コンクリートの圧壊を誘発して耐力低下したのに対して、Y-1, Y-3, Y-4 は紡錘形の履歴ループを示し、最大層せん断力以降に梁主筋が座屈・破断した。

4.2 梁の塑性ヒンジ

(1) 梁のひび割れ幅分布と梁主筋ひずみ分布

図-6 に Y-1 の片側の梁の部材角 3.2%(層間変形角 3% に対応)時におけるひび割れ図と梁部材角 1.0%~4.3%(層間変形角 1%~4% に対応)までの載荷ピーク時のひび割れ幅分布と梁主筋ひずみ分布を示す。ひび割れ幅はクラックスケールを用い、梁主筋位置で測定した。梁危険断面からの距離が 0.5D(D は梁せい 400mm)以上の区間には、ひび割れ幅が 0.1mm 以下の小さなひび割れが発生し、梁部材角が増加してもひび割れ幅はほとんど増加しなかったのに対し、0.5D 以内に発生したひび割れは梁部材角の増加とともにひび割れ幅も増加した。梁主筋は梁危険断面からの距離が 0.5D までの区間で降伏した。他の試験体も Y-1 と同様に 0.5D 以内のひび割れ幅が増加し、同

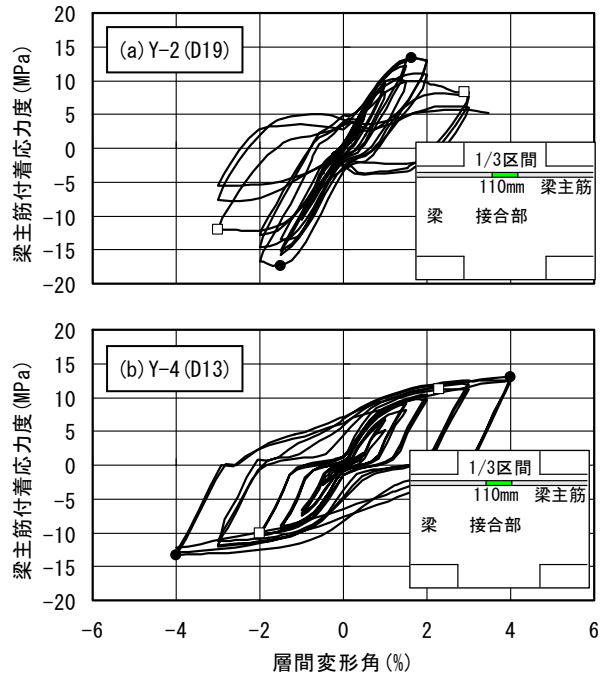


図-5 梁主筋接合部中央付着応力度

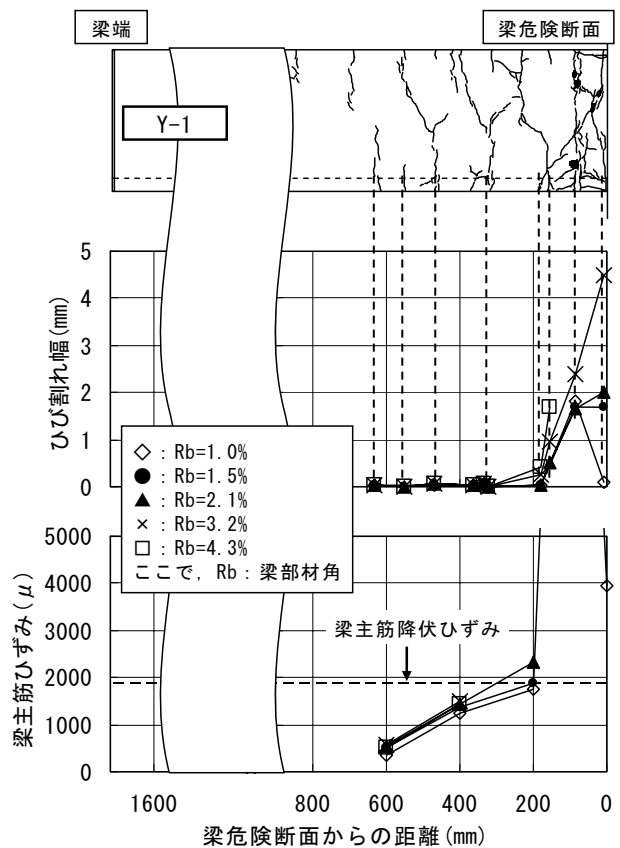


図-6 梁のひび割れ幅分布と梁主筋ひずみ分布

区間で梁主筋が降伏したため、全試験体で引張側梁主筋の塑性化する領域は 0.5D であった。

(2) 梁のコンクリート圧壊領域

図-7 に載荷ピーク時の東西の梁上端のコンクリート圧壊長さや梁部材角の関係を示す。コンクリート圧壊長

さは梁上面のひび割れ図からコンクリートが剥落した領域の面積を求め、それを梁幅で除し、等価な面積に置換した長方形の長さとした。東西の梁ではばらつきはあるものの、梁の最大耐力(梁部材角 3%程度)以降に圧壊長さが急激に増加する傾向がある。また、プレストレス率 λ が大きくなるほど圧壊長さが長くなる傾向があり、押切時でプレストレス率 λ が最大の 0.79 である Y-4 は、プレストレス率 λ が最小の 0.45 である Y-2 の 1.8 倍であった。押切時の圧壊長さは全試験体で $0.18D \sim 0.33D$ であった。

(3) 梁の変形に占める 0.5D 区間の回転変形

図-8に梁の変形に占める梁危険断面から 0.5D までの区間の回転変形の割合と梁部材角関係を示す。0.5D 区間の回転変形は梁横面に設置した変位計の計測値を用いて算出した。梁の変形に占める割合は梁部材角 2%程度まで増加するが、それ以降はあまり増加しない。梁部材角 3%(梁の最大耐力程度)における梁の変形に占める割合は 80~90%で、Y-1 が一番大きく Y-2 が一番小さい。これは、Y-1 は曲げひび割れの発生範囲が狭く、曲げからのせん断ひびわれが少なく、逆に Y-2 は曲げひびわれと曲げからのせん断ひびわれが一番多かったことより、曲げやせん断のひび割れ分布に起因すると考えられる。そのため、Y-1 より梁のコンクリートが圧壊した Y-3 および Y-4 の梁付け根 0.5D 区間の回転変形が梁の変形に占める割合は、梁部材角 3%以降 Y-1 と同程度だった。

4.3 残留変形と残留ひび割れ

(1) 残留変形率-梁部材角関係

図-9に梁の残留変形率と部材角関係を示す。正負のピーク時梁部材角の和に対する正負の残留梁部材角の和の比を残留変形率 r とした。全試験体で梁部材角 0.1%~0.4%では残留変形率はほぼ一定で、梁主筋の降伏以降梁部材角の増加とともに残留変形率が増加した。プレストレス率 λ が最小の 0.45 である Y-2 の残留変形率が一番大きく、プレストレス率 λ が最大の 0.79 である Y-4 の残留変形率が一番小さくなり、プレストレス率 λ の増加とともに残留変形が減少した。

(2) 残留ひび割れ幅とピーク時ひび割れ幅

図-10に各加力サイクルで測定した全ての曲げひび割れの載荷ピーク時と除荷時におけるひび割れ幅の関係を示す。図中の直線はプロットした点を試験体ごとに線形近似したもので、相関係数は 0.85~0.99 で相関が強い。RC 造では残留ひび割れ幅はピーク時の 0.5 倍²⁾とされる。プレストレス率 λ が最小の 0.45 である Y-2 では残留ひび割れ幅がピーク時の 0.56 倍で RC 造での関係に近い値を示すが、プレストレス率 λ が最大の 0.79 である Y-4 では残留ひび割れ幅がピーク時の 0.14 倍で、プレストレス率 λ が大きくなるほど、ピーク時に対する残留ひび割れ幅の比が小さくなった。

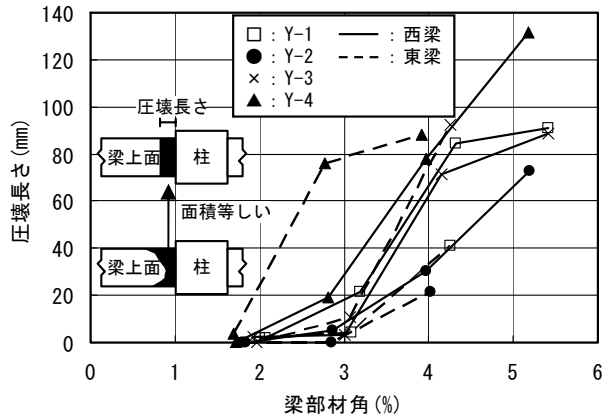


図-7 梁コンクリート圧壊長さ-梁部材角関係

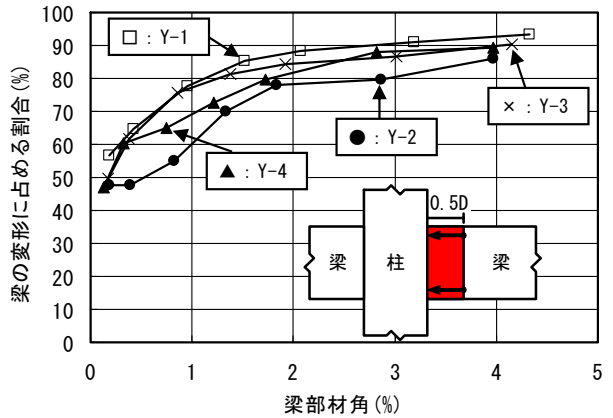


図-8 梁の変形に占める 0.5D 区間の変形の割合

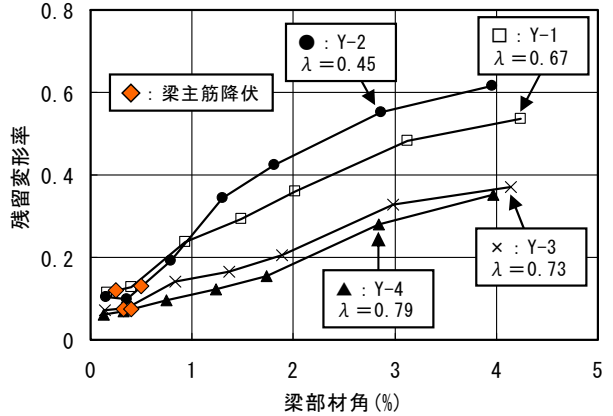


図-9 残留変形率-梁部材角関係

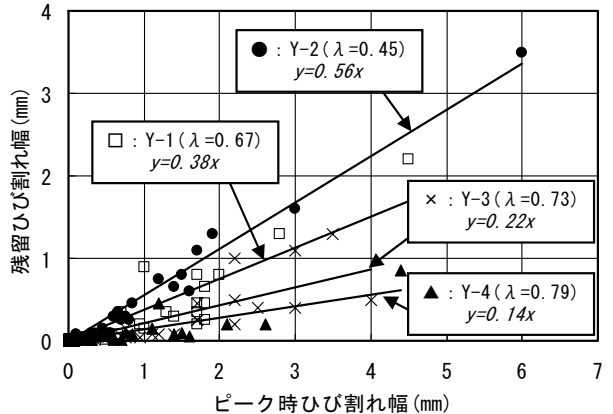


図-10 残留ひび割れ幅-ピーク時ひび割れ幅関係

4.4 梁部材の各種限界状態

図-11にY-1の梁せん断力-梁部材角関係と梁主筋にD13(SD295A)を使用し、PC鋼材量(q_{pr})を変化させたY-1、Y-3、Y-4の梁せん断力-梁部材角関係の包絡線を示し(試験体の比較を容易にするために梁主筋径が違うY-2は図から除外した)、表-3にPC梁部材の各種限界状態を規定する損傷程度の提案³⁾、表-4に各事象発生時の梁部材角と各種限界状態決定要因を示す。実験でのコンクリートの損傷は、梁圧縮側コンクリートに圧縮ひび割れが生じた点を「かぶりコンクリートの軽い圧壊」、かぶり

厚さまでコンクリートが剥落した点を「かぶりコンクリートの圧壊」とした。また、限界状態を規定する残留変形角および残留ひび割れ幅は部材角との関係から線形補完して求めた。梁主筋は同じでPC鋼材量が増加すると、限界状態を規定する残留変形角および残留ひび割れ幅の発生する部材角が大きくなり、反対に圧縮によるコンクリートの損傷および梁主筋の座屈・破断の発生する部材角は小さくなった。そのため、修復限界1を規定する残留変形角1/400とかぶりコンクリートの軽い圧壊に関して、Y-1では残留変形角1/400のほうが先に発生する

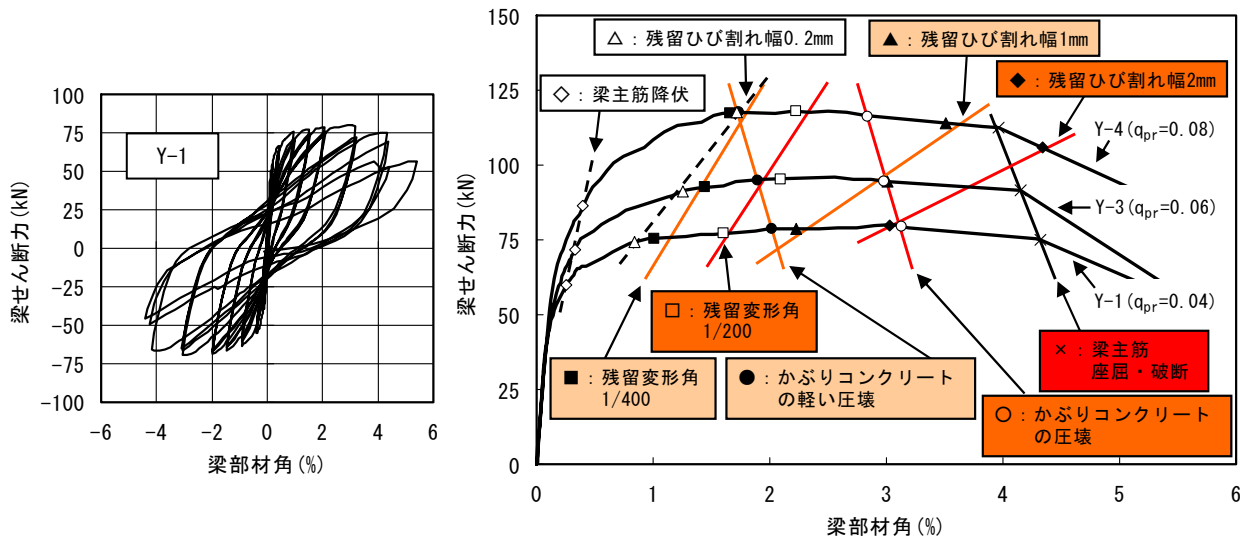


図-11 梁せん断力-梁部材角関係

表-3 各種限界状態を規定する損傷程度³⁾

各種限界状態	プレストレス率 λ	普通鉄筋	PC鋼材				残留変形角	残留ひび割れ幅
			付着が良い	付着が悪い	一般の曲げ部材	その他		
使用限界	1~0.75	僅かな降伏を許容	弾性範囲	弾性範囲	0.9 σ_B 以下	0.75 σ_B 以下	ほぼゼロ	0.2mm程度以下
	0.75~0.5		0.2%オフセット耐力点以下		(14/15 λ +0.2) σ_B 以下			
	0.5以下		弾性範囲		2/3 σ_B 以下			
修復限界1	降伏を許容		僅かな降伏を許容	弾性範囲	軽微なかぶりコンクリートの圧壊	1/400程度以下	0.2~1mm程度以下	
修復限界2	主筋が座屈しないこと		降伏を許容	0.2%オフセット耐力点以下	コアコンクリート部分が健全であること	1/200程度以下	1~2mm程度以下	
安全限界	圧縮筋の座屈 引張筋の破断		破断しないこと	降伏を許容	コアコンクリートに圧壊が生じないこと	-	-	

表-4 各事象発生時の梁部材角と各種限界状態決定要因

試験体名		Y-1		Y-2		Y-3		Y-4	
項目		西梁	東梁	西梁	東梁	西梁	東梁	西梁	東梁
		梁部材角(%)							
梁主筋	◇: 降伏	0.25	0.27	0.50	0.50	0.33	0.30	0.40	0.37
	×: 座屈・破断	4.32	4.29	なし	なし	4.15	4.09	3.96	2.94
コンクリート	●: かぶりコンクリートの軽い圧壊	2.02	1.77	1.55	2.17	1.89	1.89	1.74	1.56
	○: かぶりコンクリートの圧壊	3.13	3.12	3.41	2.84	2.98	3.00	2.84	2.82
残留変形角	■: 1/400	1.01	1.00	0.96	0.93	1.45	1.42	1.66	1.73
	□: 1/200	1.60	1.57	1.39	1.35	2.10	2.13	2.22	2.26
残留ひび割れ幅	△: 0.2mm	0.84	0.96	0.93	0.68	1.26	0.93	1.72	2.15
	▲: 1mm	2.23	1.85	1.53	2.20	3.01	2.57	3.50	3.48
	◆: 2mm	3.03	2.76	2.05	3.26	-	-	4.34	-
限界状態決定要因	使用限界	◇	◇	◇	◇	◇	◇	◇	◇
	修復限界1	■	■	■	■	■	■	■	●
	修復限界2	□	□	□	□	□	□	□	□
	安全限界	×	×	-	-	×	×	×	×

が、PC 鋼材量が Y-1 の 2 倍である Y-4 では両方がほぼ同時に発生した。一般にプレストレス率 λ が大きくなるとコンクリートの損傷が早期に生じるが、プレストレス率 λ が最小の 0.45 である Y-2 と最大の 0.79 である Y-4 では、限界状態を規定するかぶりコンクリートの各損傷発生時の梁部材角はほとんど変わらなかった。これは、Y-2 は梁主筋が付着劣化してコンクリートの圧壊が誘発されたため、プレストレス率 λ による明瞭な差が生じなかったと考えられる。観測できた各事象の範囲で試験体の限界状態を判断すると、全試験体で使用限界は梁主筋降伏時で梁部材角 0.25~0.50%、修復限界 1 は残留変形角 1/400 で梁部材角 0.93~1.66%、修復限界 2 は残留変形角 1/200 で梁部材角 1.35~2.26%、安全限界は梁主筋に D13 を使用した試験体は梁主筋の座屈・破断時で梁部材角 2.94~4.32%であった。

4.5 梁部材の等価粘性減衰定数

図-12 に梁主筋に D13(SD295A) を使用し、PC 鋼材量 (q_{pr}) を変化させた Y-1、Y-3、Y-4 の梁部材の等価粘性減衰定数 h_{eq} と塑性率 μ 関係を示す。降伏変形は梁の最大耐力の 3/4 倍の荷重での変形を 4/3 倍した変形(文献 4)の方法を若干修正)とし、梁の最大耐力の 90%以下に低下した領域は図示していない。PC 鋼材量が増加するほど等価粘性減衰定数が低下するが、塑性率 μ が 5~6 の範囲ではほとんど変わらない。これは、PC 鋼材量が増えることで履歴ループの原点指向性が強まるが、塑性率 μ が 5~6(Y-1 は梁部材角 2%、Y-3 と Y-4 では梁部材角 3%程度)では Y-3 と Y-4 はコンクリートの圧壊が進行し、コンクリートによるエネルギー吸収量が増えるため、 h_{eq} に差が生じなかったと考える。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 梁主筋として付着の良い D13 を使用した試験体 Y-1、Y-3、Y-4 は紡錘形の復元力特性を示し、梁のコンクリートの圧壊と梁主筋の座屈・破断が生じた。梁主筋として付着の悪い D19 を使用し、プレストレス率 λ が 0.45 の試験体 Y-2 は RC 造に似た復元力特性で、柱梁接合部パネル内の梁主筋の付着劣化により、履歴ループのピンチ化と梁コンクリートの圧壊を生じた。
- (2) 全試験体で梁部材角の増加とともに梁危険断面からの距離が 0.5D 以内のひび割れ幅が増加し、その区間の梁主筋が塑性化した。
- (3) 梁のコンクリート圧壊領域はプレストレス率 λ が大きくなるほど広くなり、押切時でプレストレス率 λ が最大の 0.79 である Y-4 は、プレストレス率 λ が最小の 0.45 である Y-2 の 1.8 倍であり、圧壊長さは全試験体で 0.18D~0.33D であった。

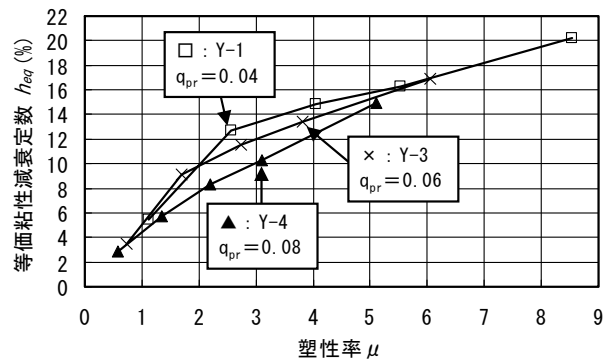


図-12 等価粘性減衰定数 h_{eq} - 塑性率 μ 関係

- (4) 全試験体で梁部材角 3%(梁の最大耐力程度)時の梁の変形に占める梁危険断面から 0.5D までの区間の回転変形の割合は 80~90%であった。
- (5) 梁の残留変形と残留ひび割れ幅はプレストレス率 λ に影響され、プレストレス率 λ が大きくなるほど残留変形が小さくなり、荷重ピーク時に対する除荷時の曲げひび割れ幅の比は、プレストレス率 λ が 0.45 では RC 造と同様の 0.5 程度であったが、プレストレス率 λ が 0.79 ではその比は 0.14 であった。
- (6) 各種限界状態時の梁部材角は、使用限界は 0.25~0.50%、修復限界 1 は 0.93~1.66%、修復限界 2 は 1.35~2.26%、安全限界は 2.94~4.32%であった。
- (7) 梁部材の等価粘性減衰定数 h_{eq} は PC 鋼材量が増加するほど低下する傾向があった。

謝辞

本研究の一部は JSPS 科学研究費補助金・基盤研究 C により行った。本研究の実施にあたり、東京鐵鋼(株)に鉄筋を提供して頂いた。また、(株)ピーエス三菱および見波進先生(首都大学東京)にご指導・ご協力を頂いた。ここに記し謝意を表す。

参考文献

- 1) 嶋田洋介, 北山和宏: PRC 十字形部分架構における梁部材のひずみ適合係数に関する考察-算出したひずみ適合係数を用いた断面解析と各種限界状態の検討-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.811-812, 2009.8
- 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, 2004
- 3) 日本建築学会: PC 構造研究の現状, 新 PC 規準へ向けての活動およびプレストレス技術を有効利用した建物例, 日本建築学会大会 PD 資料, 2007.8
- 4) Paulay, T. and R. Park.: Joints in Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance, Research report 84-9, University of Canterbury, June.1984