

論文 施工性と修復性の向上を目指したアンボンド PCaPC 十字型部分架構の耐震実験

キム キョンミン*1・塩原 等*2・楠原 文雄*3

要旨: 施工性と修復性の向上および梁端部の圧着接合面での確実な鉛直せん断力の伝達を目標に内蔵型鋼製ブラケットを組み込んだアンボンド PCaPC システムを開発し、このシステムの復元力特性と損傷抑止性能を確かめるため、圧着用 PC 鋼材の長さスラブの有無を実験変数とした実大の約 1/3 スケールのアンボンド PCaPC 十字型柱梁接合部試験体を 3 体作製し静的漸増振幅正負繰返し実験を行った。その結果、大変形時も安定した耐震性能を示すこと、PC 鋼棒の長さにより架構の PC 鋼棒の降伏時の層間変位が影響を受けること、大変形時に、梁と一体化されたスラブは、直交ばりスラブの境界部に損傷が集中することを確認した。

キーワード: プレストレストコンクリート, プレキャスト, 圧着接合, アンボンド PC 鋼材

1. はじめに

プレキャストコンクリート (以下, PCa とする) 部材を梁端部で PC 鋼材の緊張力により柱に圧着接合する架構システムは、残留変形の抑制が可能であり、また、圧着接合部の開閉により変形が圧着接合部に集中するので、損傷を制御することができる。さらに、PC 緊張材をアンボンドにするアンボンド PCaPC 圧着工法は、現場でのグラウト注入作業が必要なく、PC 鋼材の再緊張や緊張力の取除きによる部材の再利用・取替えが可能であるため、施工性と修復性に優れた工法であると考えられる。しかし、耐震設計において修復限界、安全限界を考慮してその復元力特性を設定するための実験資料は極めて限られているのが現状である。また、アンボンド PCaPC 圧着工法では、PC 鋼材の降伏後の緊張力の減退やコンクリートの剥落など圧着接合面付近部材の損傷により圧着接合面での鉛直せん断力の伝達する可能性を考慮して耐震設計を行うためのデータはほとんどない。また、梁とスラブが一体となった場合の梁端部に圧着面の開閉する部分にスラブに発生する応力集中と損傷についての研究は全くない。

そこで、本研究では、PC 緊張材の破断時の鉛直せん断力の伝達はもちろん、容易で梁の建て入れができるように計画された内蔵型鋼製ブラケットを柱梁接合部に組み込んだアンボンド PCaPC 十字型柱梁接合部試験体を作製し、緊張材の長さ及びスラブの有無を実験変数として静的正負繰返し実験を行い、その耐震性能を比較検討した。

試験体は、実大の約 1/3 スケールの 3 体で、試験体の諸元を表-1 に、試験体の配筋図を図-1 に示す。試験体 UBJ1 は基準試験体で圧着区間長さ L_{PC} (柱フェイスから定着板までの距離) を梁せいの約 3 倍にしたもの、試験体 UBJ2 は L_{PC} を梁せいの約 1.5 倍にしたもの、試験体 UBJ3 は基準試験体に一体の後打ちスラブを設けたものである。柱主筋および梁の普通鉄筋量は、PC 鋼棒が降伏しても、普通鉄筋が降伏しないように定めた。

表-1 試験体の諸元

試験体名		UBJ1	UBJ2	UBJ3
梁	断面(mm ²)	280×280		
	F_C (MPa)	85	62	80
	f_y (MPa)	368	453	368
	f_{ny} (MPa)	385	360	385
	PC 鋼棒	4-φ17(SBPR B 種 1 号)		
	σ_0 (MPa)	8.2	8.4	7.9
	P_0/P_y	0.67	0.69	0.65
	圧着区間長さ(mm)	900	450	900
柱	断面(mm ²)	300×300		
	F_C (MPa)	85	86	80
	f_y (MPa)	456	456	456
	f_{ny} (MPa)	385	360	385
	軸応力比	0.046	0.045	0.049
スラブ	有無	なし	なし	あり
	厚さ(mm)	—	—	65
	F_C (MPa)	—	—	76
	f_y (MPa)	—	—	385

ここで、 F_C : コンクリート圧縮強度、 f_y : 主筋(スラブ筋)降伏点強度、 f_{ny} : せん断補強筋強度、 σ_0 : 実験開始時のコンクリート応力、 P_0 : 実験開始時の緊張力、 P_y : PC 鋼棒降伏時の緊張力、軸応力比: 軸応力/コンクリート圧縮強度

2. 実験概要

2.1 試験体概要

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻博士課程 工学(修士) (正会員)

*2 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻准教授 工博 (正会員)

*3 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻助教 工学(修士) (正会員)

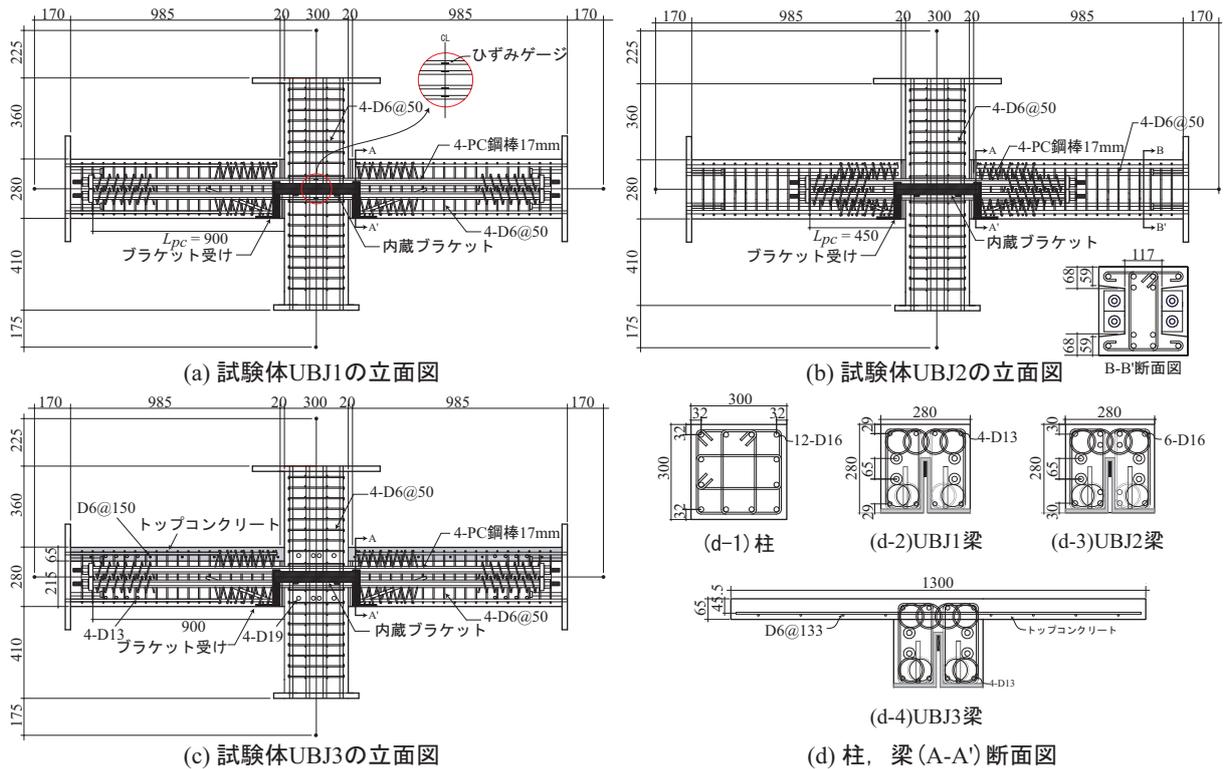


図-1 試験体の配筋図

試験体は、柱部材と梁部材を別々に打設した後に、内蔵型鋼製ブラケットと目地モルタルを介して接合し、アンボンド PC 鋼棒に緊張力を導入して圧着接合した。また、試験体 UBJ3 のスラブは、圧着後に場所打ちコンクリートを打設することにより梁と一体化させた。

内蔵型鋼製ブラケットは、施工時の梁部材の仮受部分として、また、圧着力が不足する場合に鉛直せん断力を負担させるものであり、梁部材端部の内蔵ブラケット受けと柱面から突出している鋼板のブラケットにより構成されている。写真-1 に梁端部のブラケット受けと柱側の鋼板のブラケットを示す。また、内蔵ブラケットの鋼材の断面は、鋼板がせん断降伏するときの断面降伏せん断力が梁端部の長期設計荷重によるせん断力より大きくなるようにして決めた。

2.2 実験方法

加力装置を図-2 に示す。試験体は、梁先端を鉛直方向のロッドにピン接合することにより梁先端をピン・ローラ支持に、柱脚をピン支持とした。鉛直方向の 500kN アクチュエーターで 350kN の一定軸力を保ちながら、柱ピン位置で水平方向の 200kN アクチュエーターにより静的正負繰返し荷重を行った。図-3 に層間変形角 ±4% までの加力履歴を示す。圧着接合面が開く前は層せん断力による荷重制御 (層せん断力 $0.1Q_y$, $0.5Q_y$ で 1 回ずつ正負交番繰返し荷重, Q_y : 梁端での PC 鋼棒降伏時の層せん断力の計算値) で、その後は層間変形角による変位制御 (層間変形角 ±0.5%, ±0.75%, ±1%, ±1.5%, ±2%



(a) ブラケット受け (b) 鋼板ブラケット
写真-1 内蔵型鋼製ブラケットの詳細

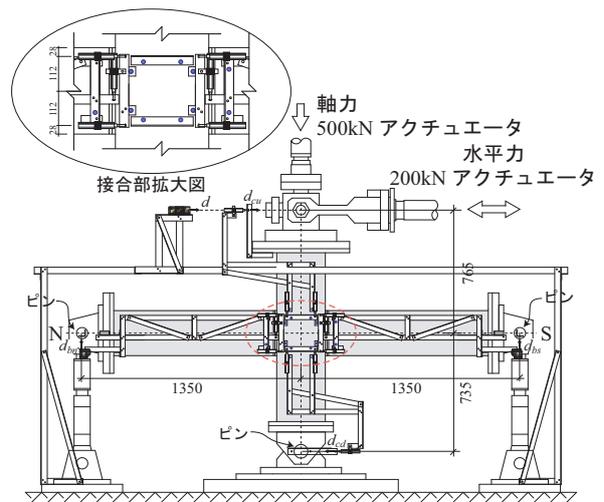


図-2 加力装置図

から ±10% まで 1% ずつ増やしながら 2 回ずつ正負交番繰返し荷重) により荷重した。層せん断力は水平アクチュエーターの荷重に鉛直軸力による P-Δ 効果を考慮して補正し、層間変形角は柱頭ピン位置での水平変位 (図-2

の d を柱頭ピンから柱脚ピンまでの距離で除した値とした。ただし、荷重制御による加力中に層間変形角が 0.5% を超える場合は、変位制御に切り替えて载荷した。また、層間変形角 1% 以降の载荷では大振幅後の小振幅による影響を調べるため、層間変形角 0.5% の小振幅による正負交番繰返し载荷を 1 回ずつ行った。

PC 鋼棒のひずみは、図-1 に示すようにそれぞれの PC 鋼棒につき中央の 1 箇所のひずみゲージで計測した。柱、梁および圧着接合部の変形は図-2 のように変位計を取り付けて測定した。(図中の d_{bs} 、 d_{bn} : それぞれ南梁と北梁のたわみ、 d_{cu} 、 d_{cd} : それぞれ上柱と下柱のたわみである。)

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-4 に層間変形角 4% 正負交番繰返し载荷終了時の各試験体と接合部付近の破壊状況を示す。

加力装置の都合で柱部材はプレストレストコンクリート部材ではない通常の RC 造であり、全ての試験体で柱に曲げひび割れ・曲げせん断ひび割れが発生し、柱梁接合部では多くのせん断ひび割れが発生したが、層間変形角 4% の载荷後のクラックスケールにより測定された残留せん断ひび割れ幅が試験体 UBJ1、UBJ2 ともに 0.2mm 以下で小さく、かぶりコンクリートの剥落も見られなかった。

梁部材は、実験開始後、梁端部と PC 鋼棒定着部から梁中央部の間 (PC 鋼棒が通ってない RC 梁区間) に曲げひび割れが発生した。層間変形角 0.5% ピーク時 (試験体 UBJ1) と層間変形角 0.75% ピーク時 (試験体 UBJ2、試験体 UBJ3) には、圧着接合部での開きが目視で確認された。圧着接合部の開きにより梁危険断面圧縮縁付近では、柱

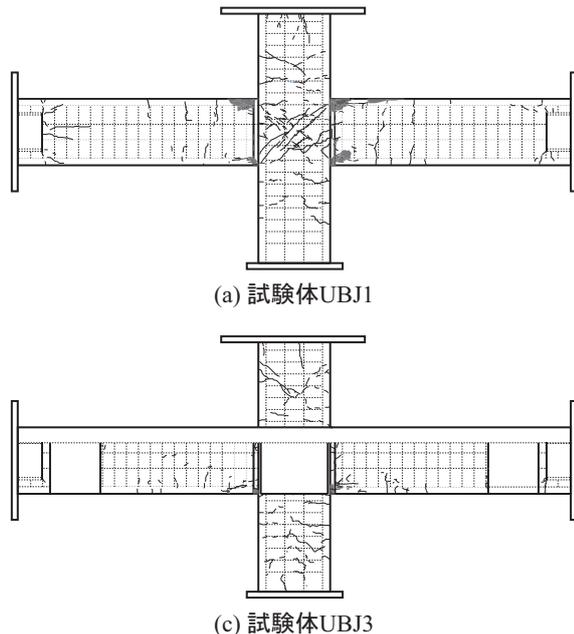


図-4 層間変形角 4% 载荷終了時の破壊状況

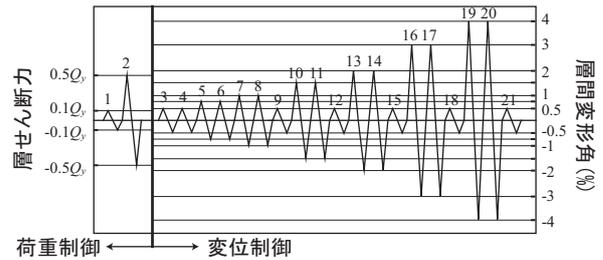


図-3 加力履歴

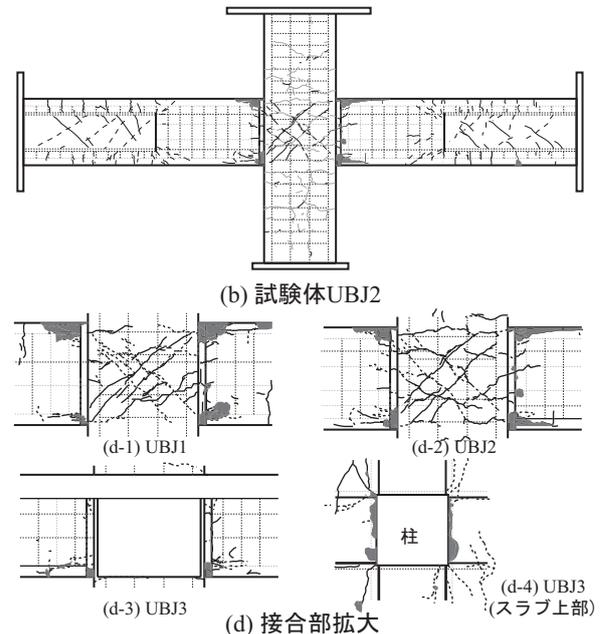
部材による局所的な圧縮力を受け、ひび割れが発生した。その後、梁危険断面付近では、層間変形角 1.5% 時に目地モルタルとかぶりコンクリートの剥落が発生した。かぶりコンクリートが剥落した後は、試験体 UBJ1 と試験体 UBJ3 では梁危険断面を除いて新しいひび割れの発生やひび割れの進展が殆んど見られなかったが、試験体 UBJ2 では層間変形角 2% の時に RC 梁の全区間でせん断ひび割れが発生した。PC 鋼棒が降伏した後は、除荷時にも圧着接合面が完全には閉じず残留変形が発生したが、層間変形角 10% 正負交番繰返し载荷が終了するまで PC 鋼棒は破断しなかった。

一方、試験体 UBJ3 のスラブは、場所打ちコンクリートにより梁と一体化されているため、圧着接合面の開閉に従って、スラブ上面で圧着接合面の梁端部から直交梁に沿ってスラブ全長にわたって発生したひび割れが開き、圧着接合部付近の梁上部のスラブコンクリートが柱の圧縮により剥落した。

3.2 層せん断力-層間変形角関係

各試験体の層間変形角 $\pm 4\%$ までの層せん断力-層間変形角関係を図-5 に、実験結果の一覧を表-2 に示す。

全試験体は、圧着接合面が開く以前は、ほぼ同様の挙動を示し、実験変数 (圧着用 PC 鋼棒の長さ、スラブの有無) による層せん断力-層間変形角関係への影響は殆



んど見られなかった。また、全試験体で残留変形が小さく高い復元性を示した。

試験体 UBJ1 は、負方向載荷時に層間変形角 2.8% で PC 鋼棒が降伏し、層間変形角 3.0% で負方向載荷の、正方向載荷時には層間変形角 3.0% で、それぞれ最大層せん断力に達した。試験体 UBJ2 は負方向載荷時に層間変形角 2.0% で PC 鋼棒が降伏すると同時に、負方向載荷の最大層せん断力に達し、正方向載荷時には層間変形角 1.9% で最大層せん断力に達した。圧着区間長さの短い試験体 UBJ2 が UBJ1 より先に PC 鋼棒が降伏したのは、PC 鋼材の伸びがアンボンド区間で均等に分散するため、PC 鋼棒の長さが短いほど先に PC 鋼棒が降伏すると考えられる。試験体 UBJ3 は、層間変形角 3.1% で PC 鋼棒が降伏した後、負方向載荷時と正方向載荷時に、層間変形角 3.0%、4.0% でそれぞれ最大層せん断力に達した。試験体 UBJ3 の試験体 UBJ1 に対する最大層せん断力の比は、正方向載荷時と負方向載荷時でそれぞれ 1.20、1.16 であったことから、スラブによる耐力上昇は約 20% あったといえる。さらに、全試験体で、圧着用 PC 鋼棒降伏時の層せん断力と最大層せん断力はほとんど同じ値となった。

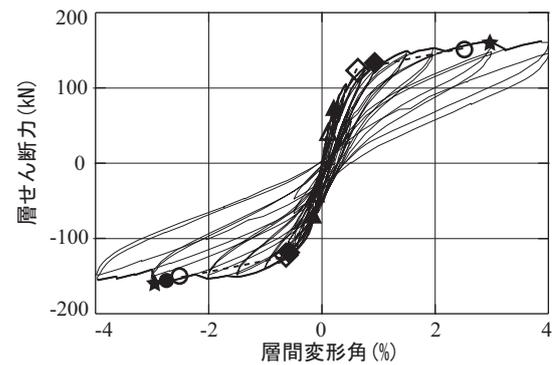
次に図-5 に平面保持を仮定した断面の曲げ理論による計算で求めた梁部材の断面引張応力がゼロになる点 (第1折れ点)、断面の圧縮縁の歪が 0.3% に達する点 (第2折れ点) と PC 鋼棒の引張歪が降伏歪に達する点 (第3折れ点) のそれぞれに対応する層せん断力と層間変形角の計算値も一緒に示す。

なお、各折れ点での層間変形角の算定に当たっては、次の仮定を用いた。すなわち、アンボンド PC 圧着接合部材の変形は、圧着面の回転変形と部材の弾性変形の和で表せるものとする¹⁾、アンボンド PC 鋼材の伸び変形は圧着面の PC 鋼材位置における離間変形量に等しい²⁾ものとする、圧着面が開く前段階である第1折れ点の層間変形角 R_{dcal} は柱部材と梁部材の弾性変形の和で表せ、第2、第3折れ点の層間変形角 R_{scal} 、 R_{ycal} は柱部材と梁部材の弾性変形に PC 鋼材の伸び変形による圧着面の回転変形を加えて表せるものとする。これらの仮定に基づいた、以下の式(1)~(3)により求めた。

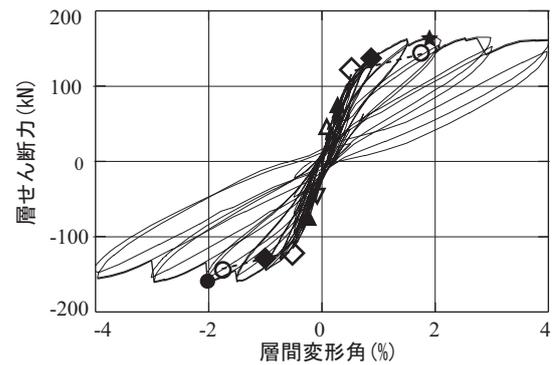
表-2 実験結果による層せん断力と層間変形角の一覧

試験体名	載荷方向	Q_d (kN)	R_d (%)	Q_s (kN)	R_s (%)	Q_y (kN)	R_y (%)	Q_{max} (kN)	R_{max} (%)
UBJ1	+	74	0.21	134	0.94	-	-	162	2.96
	-	-70	-0.16	-120	-0.58	-158	-2.76	-161	-2.97
UBJ2	+	76	0.29	137	0.89	-	-	165	1.92
	-	-72	-0.23	-131	-0.73	-161	-2.02	-161	-2.02
UBJ3	+	58	0.18	181	2.02	192	3.08	194	3.99
	-	-96	-0.32	-156	-1.24	-	-	-186	-3.04

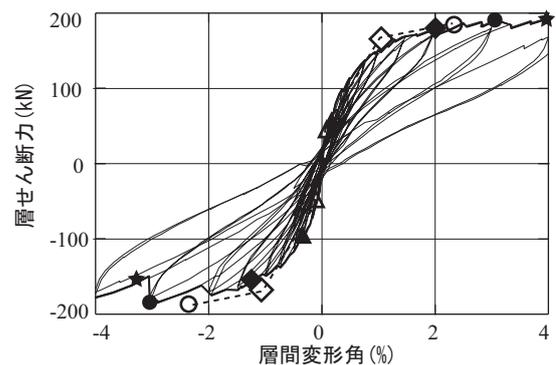
ここに、 Q_d 、 R_d ：梁端面引張縁応力がゼロになるときの層せん断力とそのときの層間変形角(図-5中の▲点)、 Q_s 、 R_s ：かぶりコンクリート圧壊時の層せん断力とそのときの層間変形角(図-5中の◆点)、 Q_y 、 R_y ：梁端部の PC 鋼棒降伏時の層せん断力とそのときの層間変形角(図-5中の●点)、 Q_{max} 、 R_{max} ：最大層せん断力とそのときの層間変形角(図-5中の★点)



(a) 試験体 UBJ1



(b) 試験体 UBJ2



(c) 試験体 UBJ3

図-5 層せん断力と層間変形角の関係

(図中の黒塗りマークは実験値を、白塗りマークは

$$R_{dcal} = \frac{L_b}{3E_b I_b} M_d + \frac{L_c}{3E_c I_c} M_d \quad (1)$$

$$R_{scal} = \frac{\varepsilon_{pcs}}{D/2 - x_n} \frac{L_{pc}}{2} + \frac{M_s}{3E_b I_b / (L_b)} + \frac{M_s}{3E_c I_c / (L_c)} \quad (2)$$

$$R_{scal} = \frac{\varepsilon_{pcy}}{D/2 - x_n} \frac{L_{pc}}{2} + \frac{M_y}{3E_b I_b / (L_b)} + \frac{M_y}{3E_c I_c / (L_c)} \quad (3)$$

ここに、 L_b 、 L_c ：それぞれ梁と柱の長さ、 E_b 、 E_c ：それぞれ梁と柱のコンクリートヤング係数、 I_b 、 I_c ：それぞれ梁(図-1(d)A-A'断面)と柱の断面2次モーメント、 ε_{pc} 、 ε_{pcy} ：それぞれ第2折れ点と第3折れ点での断面中心でのPC鋼棒のひずみ、 D ：梁断面せい、 x_n ：中立軸長さ、 L_{pc} ：PC鋼棒長さ、 M_d 、 M_s 、 M_y ：それぞれ第1折れ点、第2折れ点、第3折れ点での断面曲げモーメントである。

計算値および実験結果の正負平均値との比較を表-3に示す。一般的に実験値が計算値より大きく、特に層間変形角で実験値より計算値が大きい結果となったが、これは柱と梁の変形が弾性であると仮定して計算しているのに対して実際の実験では梁部材の先端側に発生したひび割れにより部材の一部の剛性が低下したためと考えられる。

図-6に試験体UBJ1の実験終了時までの全体の層せん断力-層間変形角関係を示す。他の試験体も同様の形状を示したので、ここでは試験体UBJ1の結果のみを示した。残留変形は層間変形角4%以降に大きくなり実験終了時にはPC鋼棒による復元性は見られず、PC鋼棒の緊張力は殆ど失われていたが、層せん断力は急激な低下ではなく層間変形角10%ピーク時には、最大耐力に対して、試験体UBJ1の場合15%(正)と22%(負)の耐力低下が、試験体UBJ2の場合12%(正)と7%(負)の耐力低下が、試験体UBJ3では38%(正)と28%(負)の耐力低下が確認された。スラブ筋の座屈および破断によりスラブ筋による耐力上昇が期待できなくなったため、試験体UBJ3の耐力低下が一番大きくなったと考えられる。

3.3 大振幅後の小振幅による載荷

図-7にそれぞれ層間変形角1%、1.5%、2%、3%、4%の主振幅による正負交番繰返し載荷後の小振幅(層間変形角0.5%)による正負交番繰返し載荷ピーク時の層せん断力 $Q_{0.5maxi}$ (i ：主振幅の層間変形角)の3サイクル目

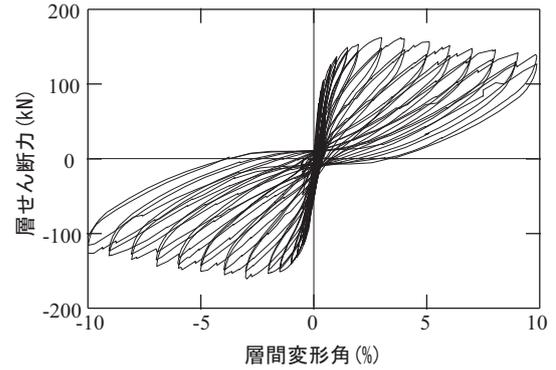


図-6 実験終了時までの層せん断力と層間変形角の関係 (試験体UBJ1)

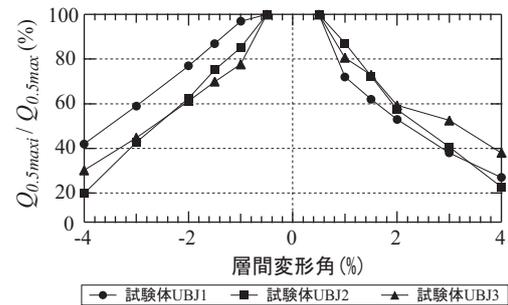


図-7 小振幅での最大層せん断力比-層間変形角関係 (主振幅=層間変形角0.5%)のピーク時の層せん断力 $Q_{0.5max}$ に対する比を示す。全ての試験体で主振幅が大きくなるに従って $Q_{0.5maxi}/Q_{0.5max}$ が小さくなり、大振幅による載荷時に発生した損傷により小振幅による載荷時の剛性が下がったことが分かる。具体的に、主振幅3%による正負交番繰返し載荷後は $Q_{0.5maxi}/Q_{0.5max}$ の正負平均値が0.5よりも小さく、剛性が半分以上低くなった。

3.4 変形状

梁と柱の部材角と圧着接合面の開きによる回転角の層間変形角における割合と層間変形角との関係を図-8に示す。ここで、圧着接合面の回転角は、両梁端部に設置した水平方向の2個の変位計(図-2の接合部拡大図参考)により測定された相対変位を変位計間距離で除した値の平均値である。全体変形に対する柱変形、梁変形

表-3 各折れ点での層せん断力および層間変形角の計算値と実験値の比較

試験体名		Q_d (kN)	R_d (%)	Q_s (kN)	R_s (%)	Q_v (kN)	R_v (%)
UBJ1	実験値	72	0.19	127	0.76	158	2.76
	計算値	43	0.09	126	0.61	153	2.51
	実験値/計算値	1.67	2.11	1.01	1.25	1.03	1.10
UBJ2	実験値	74	0.26	134	0.81	161	2.02
	計算値	44	0.11	121	0.55	144	1.78
	実験値/計算値	1.68	2.36	1.11	1.47	1.12	1.13
UBJ3	実験値	77	0.25	169	1.63	192	3.08
	計算値	49	0.07	170	1.81	189	2.33
	実験値/計算値	1.57	3.57	0.99	0.90	0.99	1.32

ここに、 Q_d 、 R_d ：梁端面引張縁応力度がゼロになるときの層せん断力とそのときの層間変形角、 Q_s 、 R_s ：かぶりコンクリート圧壊時の層せん断力とそのときの層間変形角、 Q_v 、 R_v ：梁端部のPC鋼棒降伏時の層せん断力とそのときの層間変形角

と圧着接合面回転変形の合計は、正負荷荷の平均値で約94% (試験体 UBJ1), 93% (試験体 UBJ2), 102% (試験体 UBJ3)であり、3.2 節で仮定したように全体の変形は柱変形・梁変形・圧着接合面回転変形の和で表せると考えられる。

一方、試験体 UBJ2 は他の試験体に比べて圧着区間が短いので RC 梁区間が長く、PC 鋼棒が降伏するまで図-4(b)のように RC 梁区間全長に渡ってひび割れが多く発生したため、梁部材の剛性が低下し、他の試験体に比べて層間変形角 2%まで梁変形の全体の変形に対する割合が大きい結果となったものと考えられる。

しかし、全試験体で層間変形角の増加に従って圧着接合面回転角の占める割合が大きくなり、圧着接合部に変形が集中して発生していることが分かる。さらに、図-9 に示すように全試験体の層せん断力-圧着接合面回転角関係は、特に大きい変形で図-5 の層せん断力-層間変形角関係曲線とほぼ相似な形状を示しており、圧着接合面の変形は全体の変形性状にも大きな影響を与えていると考えられる。

圧着接合面のせん断ずれ変形 (両梁端部に設置した鉛直方向の変位計(図-2 の接合部拡大図参考) から測定した鉛直変位を梁断面中心位置での値に直した値)は、PC 鋼棒の降伏後に大きくなり試験体 UBJ2 で 0.69mm と一番大きかったが、他の試験体でも 0.5mm 以下で小さく、除荷時にも 0.3mm 未満で極めて小さかった。

4. まとめ

内蔵型鋼製ブラケットを組み込んだ3体のアンボンド PCaPC 十字型柱梁接合部試験体に対する静的正負繰返し実験を行なった結果、

- ・ 梁端部の圧着用 PC 鋼棒が降伏した後、PC 鋼棒の緊張力は徐々に失われていったと考えられるが、PC 鋼棒が破断することなく安定した履歴ループが得られた。
- ・ 圧着用の PC 鋼棒が短い試験体では、より小さな層間変形角で PC 鋼棒の降伏が見られた。
- ・ スラブにより約 20%の耐力上昇が確認された。
- ・ 圧着接合面に集中して変形が発生しており、全体変形は柱・梁変形と圧着面回転変形の和により表せると考えられる。

謝辞

本研究は、国土交通省先導技術開発助成事業により、平成 18～19 年度の研究課題「構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築の開発 (技術開発責任者：塩原等、千葉脩)」として助成を受け、(社)建築業協会において実施された共同研究「RC 造事務所ビル研究実施委員会 (委員長：塩原等)」の一環として実施された。関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 菅田昌弘, 中塚侑: アンボンド PC 圧着工法によるエネルギー吸収型高復元性部材の荷重-変形関係に関する実験

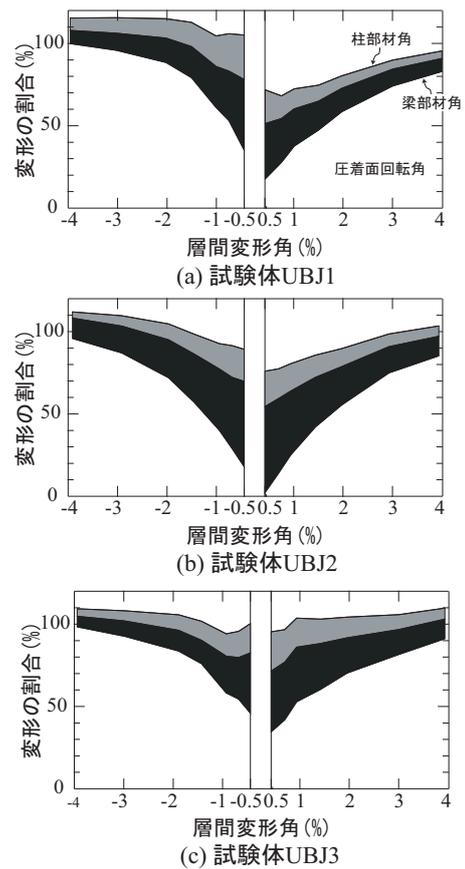


図-8 変形の割合

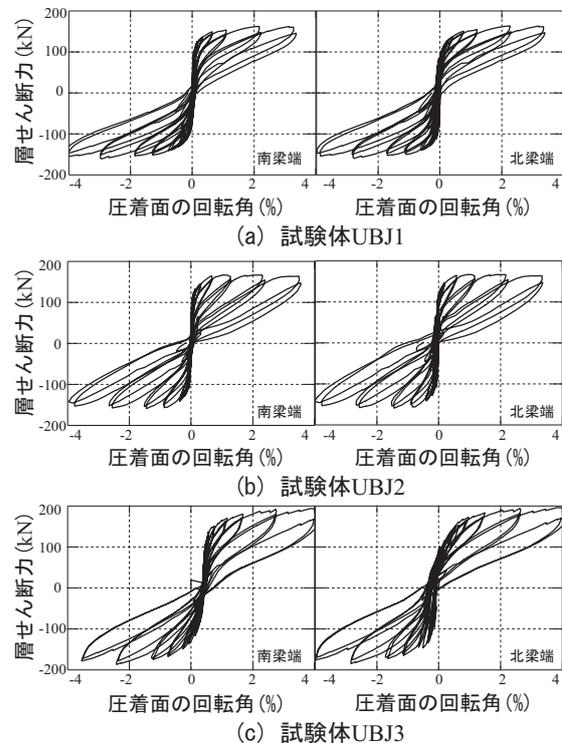


図-9 層せん断力と圧着接合面の回転変形の関係

的検討, 日本建築学会構造系論文集, No.584, pp.153-159, 2004.10

- 2) 河野進, 三牧祐輔, 田中仁史: 繰り返し荷重を受けるプレストレストコンクリート梁・柱圧着接合部の残存せん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.2, pp.1185-1189, 1997.