論文 柱梁接合部一体型 PCa 工法を用いた RC 架構の復元力特性

木村 秀樹*1・高津 比呂人*2

要旨: 柱梁接合部一体型プレキャスト工法において, 柱主筋貫通用のシース管を省略した場合の架構実験を 行った。試験体は十字型接合部2体とト型接合部1体の計3体で, いずれも層間変形角30/1000[rad.]まで大き な耐力低下は見られず,実験終了時(層間変形角50/1000[rad.])まで接合部破壊を生じることもなかった。ま た,履歴復元力特性について,シース管がある場合,および一体打ち接合部と比較した結果,有意な差は見 られず,同等の構造性能を有していることを確認した。

キーワード: 柱梁接合部, プレキャスト, 等価粘性減衰定数, 付着

1. はじめに

現在,高層 RC 造建物において,施工の合理化ならび に工期短縮を目的としたプレキャスト(以下, PCa)工 法が広く用いられている。中でも,複雑な接合部内配筋 作業ならびにコンクリートの打設を省略することが可 能な柱梁接合部一体型PCa工法が採用されることが多い。

柱梁接合部一体型 PCa では、一般に柱主筋が貫通する 貫通孔は金属製のシース管により成形され、シース管を 用いた場合、一体打ちと同等の復元力特性が得られるこ とが確認されている¹⁾。

ここでは、柱主筋貫通孔のシース管を省略し、表面を コンクリート素地(以下、コンクリートホール)とした 柱梁接合部一体型 PCa 工法(接合部内の柱主筋が高強度 グラウトを介して接合部コンクリートと一体化される) を採用した場合の履歴復元力特性に与える影響を把握 するために実施した架構実験について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1 に,試験体図を図-1 に,試験体 製作手順を図-2 に示す。試験体は,1/2 スケールの十字 型接合部2体とト型接合部1体である。実験時材料試験 結果を表-2,3に示す。

試験体は高層 RC 造建物を想定した文献 1)の試験体と 同断面,同配筋とした。十字型接合部の MJIP および DJIP の通し梁主筋の定着余裕度は, 靱性保証型指針²⁾の緩和 式で 1.55,接合部せん断余裕度は同指針で 1.85(φ=1.0 で算定)であり,梁曲げ降伏先行型の試験体である。な お,平面保持を仮定した断面解析により算出した梁曲げ 終局時接合部内柱主筋の付着応力度は 1.3[N/mm²]である。

また,接合部内の柱主筋貫通用コンクリートホールへ のモルタル注入前の水湿しの有無が,モルタルの充填性 およびコンクリート~モルタル間の付着性状へ与える 影響が無視できないと考えられたため、ここでは水湿し の有無をパラメータの一つとした(水湿しあり:MJIP, 水湿しなし:DJIP)。さらに、柱主筋貫通用のコンクリ ートホールは、コンクリート〜モルタル間の付着力が最 も小さくなると考えられる表面形状、すなわち表面を滑 らかな状態とするために塩ビパイプを用いて成形した。

ト型接合部の MJOP の断面形状および配筋は十字型接 合部試験体と同様である。梁主筋は接合部内で機械式定 着されており,定着長は柱せいの 0.77 倍(主筋径の 16.6 倍)とした。断面解析により算出した梁曲げ終局時の接 合部内柱主筋の付着応力度は 2.9[N/mm²]である。なお

表-1 試験体一覧

試験体名 MJIP DJIP M、		MJOP				
	形状	十字型ト		ト型		
	柱軸力比*1	0.2 0~0		0~0.7		
モルタノ	ル注入時の水湿し	あり	なし	あり		
	断面[mm]		340×425			
梁	主筋(SD490)	(時の水湿し あり なし 断面[mm] 340×425 (筋(SD490) 4+2-D22(Pt=1.849 (筋(KSS785) 4-D6@60(pw=0.63) 断面[mm] 475×475 (筋(SD490) 12-D22(Pg=2.06%)	4%)			
	補強筋(KSS785)	4-D6@60(pw=0.63%)				
	断面[mm]		475 × 475			
柱	主筋(SD490)	12-	-D22(Pg=2.00	6%)		
	補強筋(KSS785)	4-D6@50(pw=0.54%)				
接合部	補強筋(KSS785)		4−⊞D6			
通し梁主筋定着余裕度 ^{*2}		*2 1.55 -		_		
接合普	接合部せん断余裕度*3 1.85 1.99			1.99		

*1: 柱軸力比=N/BD σ_{B} (N:柱軸力,B:柱幅,D:柱せい, σ_{B} :コンクリ

ートシリンダー (*φ*100x200mm) 圧縮強度)

*2,*3:表-2,3に示す材料強度を用いた靭性保証型指針²⁾式

表-2 コンクリート・モルタル圧縮試験結果

	部位	圧縮強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10 ⁴ N/mm ²]
コンクリート	各PCa部材	79.8	3.81
モルタル1	接合部柱主筋貫通孔	100.3	3.56
モルタル2	上柱スリーブ継手内	99.8	3.60

※モルタル 1,2 の圧縮強度は \$ 50 × 100 シリンダーによる

表-3 鋼材引張試験結果

	部位	降伏応力 [N/mm ²]	ヤング係数 [×10⁵N/mm²]
D22(SD490)	柱·梁主筋	519.8	1.93
D6(KSS785)	補強筋	1031.5	1.94

*1(株)竹中工務店 技術研究所 建設技術研究部 構造部門 主席研究員 工博 (正会員) *2(株)竹中工務店 技術研究所 建設技術研究部 構造部門 研究員 工修 (正会員) MJOP 試験体については、モルタル注入に際して水湿し を行った。

2.2 加力方法

試験体の加力は梁端に設置したジャッキにより変位 制御で行ない、十字型接合部では柱には長期軸力を想定 して、圧縮軸力比 0.2 一定として実験を行なった。

ト型接合部の MJOP は、隅柱を想定して柱軸力を変動 軸力として実験を行った。柱変動軸力の載荷履歴を図-3 に示す。加力装置の関係上、引張軸力の加力は行なわ なかった。実験開始時に長期軸力に相当する 0.125BD σ_B の軸力を加力し、正加力側は、AIJ の梁曲げ終局強度略 算式³⁾による梁曲げ終局強度時に、最大圧縮軸力(0.7BD σ_B)となるように、負加力側は梁曲げ終局強度時に最小 軸力(0)となるように軸力と梁端荷重(層せん断力) を比例的に増減させた。それぞれ梁曲げ終局強度時層せ ん断力を超えて加力する場合には、最大圧縮軸力および 最小軸力を維持した。除荷時も**図-3**に示す経路を辿る ように加力を行なった。なお,各軸力の目標値および終 局荷重の計算値は実験前のコンクリート強度に基づい て算出した。

変位履歴は,層間変形角 R=±1,2,3.3,5,(2),7.5,10,(5),15, 20,(5),30,40,50/1000[rad.](括弧内の数値は小振幅サイク ルを示す。以下,層間変形角は R のみで示す。)で各 2 サイクルの変位漸増正負繰り返し載荷を行なった。計測 項目は,梁の全体変形・曲率,接合部せん断変形,梁・ 柱の主筋とせん断補強筋のひずみとした。

3. 実験結果

3.1 実験結果の概要

図-4 に各試験体の層せん断力-層間変形角関係を示 す。図中には文献 3)による梁曲げ終局強度計算値時の層 せん断力,および諸現象荷重を併記した。いずれの試験 体でも文献 3)の計算値を上回る結果となった。

MJIP 試験体は、R=6.4/1000[rad.]で梁主筋(1段筋)が、





続いて R=7.8/1000[rad.]で梁主筋(2 段筋)が降伏した。 その後, R=30/1000[rad.]まで耐力が徐々に増加した。R= 30/1000[rad.]を超えると徐々に耐力が低下し,逆 S 字型 の履歴ループを示した。実験終了時まで,顕著な接合部 コンクリートの破壊は見られなかった。

DJIP 試験体についても, R=6.3/1000[rad.]で梁主筋(1 段筋)が,続いて R=7.6/1000[rad.]で梁主筋(2 段筋)が 降伏し, その後 R=30/1000[rad.]まで耐力が徐々に増加し た。MJIP 試験体と同様に, R= 30/1000[rad.]を超えると 徐々に耐力が低下し,逆S字型の履歴ループを示した。

ト型の MJOP 試験体は, 柱軸力 0.125~0.7BD σ_B の正 加力側では, R=4.9/1000[rad.]で梁主筋(1 段筋)が, 続 いて R=6.3/1000[rad.]で梁主筋(2 段筋)が降伏し, その 後 R=30/1000[rad.]まで耐力が徐々に増加した。軸力 0.125BD σ_B ~0 の負加力側も梁主筋降伏後耐力が徐々に 増加し R=30/1000[rad.]で最大耐力に達した。最大耐力到 達後, 徐々に耐力が低下しているが, 十字型の 2 体の試 験体と比較して低下の度合いが小さく, 履歴ループも紡 錘形を示した。損傷は梁端部に集中し,実験終了時まで 接合部コンクリートは健全であった。図-5(a)~(c)に各 試験体の最終破壊状況を示す。

3.2 ひび割れの推移

表-4 に各試験体のひび割れ幅測定値の一覧を示す。 表中のひび割れ幅は,試験体に発生したひび割れをラン

R/1000		接合部	せん断	梁曲げ		梁曲げせん断	
[rad.]		ピーク時	除荷時	ピーク時	除荷時	ピーク時	除荷時
	-20	0.15	0.08	0.15	0.15	0.65	0.35
М	-10	0.04	-	0.06	0.00	0.20	0.06
J	-5			0.04	0.00	0.15	0.04
Ι	5			0.20	0.03	0.15	0.06
Ρ	10	0.08	-	0.20	0.04	0.15	0.03
	20	0.10	0.04	0.35	0.25	0.15	0.06
	-20	0.15	0.08	2.10	1.60	1.00	0.60
D	-10	0.06	0.03	0.15	0.10	0.20	0.08
J	-5			0.08	-	0.15	0.03
Ι	5			0.15	0.04	0.15	0.04
Ρ	10	0.06	0.03	0.20	0.10	0.25	0.08
	20	0.10	0.06	2.20	0.80	1.40	1.00
	-20	0.35	0.15	1.70	1.30	0.85	0.70
М	-10	0.25	0.10	0.70	0.20	0.25	0.15
J	-5	0.10	0.03	0.10	0.03	0.15	0.03
0	5			0.20	0.04	0.20	0.03
Ρ	10	0.03	0.03	0.70	0.25	0.25	0.20
	20	0.06	0.03	1.90	1.40	1.10	0.85

表-4 ひび割れ幅測定値(単位 mm)

※空白部:ひび割れが生じていない ※-:クラックスケールで計測できないひび割れ



図-5 最終破壊状況

ダムに選び,各部材角毎にクラックスケール(分解能: 0.03mm)により計測したもののうち,最大のものについて示した。

十字型試験体の MJIP (水湿し有り) と DJIP (水湿し 無し) で大きな差は見られなかった。 $R \leq \pm 10/1000$ [rad.] では,耐震性能評価指針⁴⁾による補修の要否の目安とな る残留ひび割れ幅 0.2mm を下回った。

ト型試験体の MJOP の接合部ひび割れ幅は,柱圧縮軸 力となる正側に比べて,柱軸力が0となる負加力側で大 きくなる傾向が見られた。

4. 実験結果の検討

4.1 計算値との比較

諸現象荷重の実験値と計算値の比較を表-5 に示す。 正負梁曲げ終局時層せん断力は,梁主筋2段筋が降伏し た時の耐力とした。いずれも計算値を上回り,実験値と 計算値の比も1.06~1.09と精度良く推定できている。接 合部せん断ひび割れ強度についても,全試験体で実験値 が計算値を上回った。

塑性率の実験値は、限界変形角を梁曲げ終局時変形角 で割って算出した。十字型接合部を対象にした靱性保証

試験体名		MJIP	DJIP	MJOP
形状		十字型		卜型
柱軸力比		0.2		0~0.7
モルタル注ノ	入時の水湿し	あり	なし	あり
and the state of the state	実験値[kN]	610.0	600.8	307.8
止側梁田け	R[1/1000rad.]	7.8	7.6	6.3
終向時間 U 心断力 (2段筋隆伏時)	計算值 ^{*1}	567.6	567.6	283.8
	実験値/計算値 ^{*1}	1.07	1.06	1.08
	実験値[kN]	-620.2	-614.6	-300.4
1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	R[1/1000rad.]	-7.7	-7.7	-9.5
12日日間 20日 万 (2日) (2日) (2日) (2日) (2日) (2日) (2日) (2日)	計算值 ^{*1}	-567.6	-567.6	-283.8
	実験値/計算値*1	1.09	1.08	1.06
接合部	実験値[MPa]	11.6	9.9	4.9
せん断ひび割れ	R[1/1000rad.]	6.7	-5.2	-3.3
発生時	計算值 ^{*2}	8.7	8.7	2.8
せん断力応力度	実験値/計算値*2	1.33	1.13	1.74
限界変形角	実験値 ^{*3} [1/1000rad.]	33.2	33.2	40.1
	実験値	4.3	4.4	6.3
塑性率(正側)	計算值*4	5.0	5.0	-
	実験値/計算値*4	0.85	0.87	-

*1: 文献 3)による梁曲げ終局強度計算値時の層せん断力

*3:最大耐力の95%に耐力が低下したときの層間変形角

*2: 文献 2)による接合部斜めせん断ひび割れ強度

表-5 実験値と計算値の比較

型指針²⁾による塑性率の計算値(高強度材料の使用を考 慮した式)は、MJIP・DJIPいずれの試験体でも実験値を 上回る結果となり、危険側の評価となった。この原因と して、コンクリート強度・主筋の鋼材種が靭性保証型指 針²⁾の適用範囲外であることが挙げられる。

4.2 変形割合の推移

図-6(a)~(c)に各試験体の梁,接合部,柱ほかの変形 割合の推移を示す。梁の曲げ変形は変位計により計測し た梁の曲率より算出し,接合部の変形は接合部にX型に 設置した変位計により計測されたせん断変形より求め た。柱ほかの変形成分は全体変形から梁の曲げ変形と接 合部の変形を差し引いたものであり,梁のせん断変形や 梁主筋の抜け出しによる端部回転変形などを含む。

十字型試験体の MJIP・DJIP 間にはほとんど差は見ら れなかった。両試験体とも梁の変形が大半を占め,接合 部の変形割合は 10%前後で推移している。また,層間変 形角が大きくなるに従って小さくなる傾向も見られた。

一方,ト型試験体の MJOP では,軸力の小さい負加力 側で,加力初期段階から柱ほかの変形成分が大きく,50% 程度を占めていた。接合部の変形割合は正加力側,負加 力側ともに 5%前後で推移しており,層間変形角が大き くなるに従って変形割合が小さくなる傾向も見られた。 このように接合部変形が進行しなかったことからも,本 実験で実施した3体の試験体はいずれも梁曲げ破壊型で あったと言うことができる。

4.3 包絡線の比較

層せん断力-層間変形角関係の包絡線を,既往の実験 結果¹⁾と併せて図-7(a),(b)に示す。図の縦軸は文献3) による梁曲げ終局強度計算値時の層せん断力で基準化 した。

R≦±10/1000[rad.]では、図より一体打ちと PCa および シース管の有無による差はほとんどない事がわかる。R= ±10/1000[rad.]を超える領域で、シース無しの試験体が文 献1)のシース管のある PCa 試験体に比べて、左右いずれ かの梁引張側主筋が最初に降伏した点(図中マーカー位 置)からの耐力上昇(降伏後の剛性)がやや小さくなる 傾向が見られた。ただし、これは図-8に示すように、使 用した鉄筋の機械的性質(ひずみ硬化勾配・降伏比など)



が異なることによる影響が大きかったと推察される。

4.4 等価粘性減衰定数

各試験体の履歴特性を比較するため,各サイクル2回 目の層せん断力-層間変形角関係より算定した等価粘 性減衰定数(h_{ea})を図-9(a),(b)に示す。

+字型試験体では、 $R < \pm 10/1000$ [rad.]の範囲で PCa と 一体打ち、シース管の有無および水湿しの有無による差 は見られなかった。 $R \ge \pm 10/1000$ [rad.]の範囲では、シー ス管のない MJIP や DJIP の h_{eq} が一体打ちの KJIS やシー ス管のある KJIP の値を上回る傾向が見られた。ト型試 験体においても、シース管の有無による明確な差は見ら れなかった。

これらのことから,シース管の有無やモルタル注入時 の水湿しの有無が架構の履歴性状に与える影響はほと んど無いと言える。

4.5 接合部内柱主筋の平均付着応力

図-10(a)~(c)に MJIP 試験体(シース管なし,水湿し 有り)と文献 1)の KJIP 試験体(接合部一体型 PCa,シ ース管あり)および KJIS 試験体(一体打ち)の柱主筋 ひずみ分布(正サイクル1回目ピーク時)を示す。

接合部上端と接合部直下の計測ひずみの差(図-10中の V~Z間)から算定した接合部内柱主筋の平均付着応力(正サイクル1回目ピーク時)と層間変形角の関係を図-11に示す。

いずれの試験体も、柱主筋の平均付着応力は梁主筋が 降伏する R=7.5/1000[rad.]付近までは、ほぼ直線的に増加 するが、この変形以降は一定あるい漸増傾向となる。全 体を通して、シース管のある KJIP・一体打ちの KJIS・ シース管のない MJIP(水湿しあり)・シース管のない DJIP (水湿しなし)の順に柱主筋の平均付着応力度が小さく なっていた。

また, MJIP・DJIP 試験体では R=40~50/1000[rad.]にか けて柱主筋の平均付着応力が低下する現象が見られた。 しかしながら, 図-12 に示す柱危険断面(図-10 中の Z 位置)の柱主筋ひずみも同様に低下していることから, 接合部内の柱主筋が付着劣化を生じたのではなく,単に 柱負担せん断力(柱主筋に生じる引張力)が減少したた めに生じた現象であるといえる。なお、図-12に示す柱 危険断面の柱主筋ひずみが、文献1)の試験体と比較して、 本実験において低下している原因として、大変形領域で







の耐力低下の割合が文献1)の試験体に比べ本実験の方が 大きかったため、柱に入力したせん断力が小さくなった ためと考えられる。

柱主筋に生じる付着応力は、梁と柱の耐力比や剛性に 大きく影響されると考えられる。柱主筋の付着が十分で ない場合、接合部せん断耐力が低下するとの報告⁵⁵があ るが、これまでに示した検討結果より、架構の履歴性状 に明確な差は生じていない。従って、接合部せん断余裕 度が大きく、なおかつ、柱主筋が降伏しない梁曲げ降伏 先行型の架構においては、柱主筋の付着応力の大小が、 履歴性状に与える影響はほとんど無いと考えられる。

5. まとめ

柱梁接合部一体型 PCa 工法において, 柱主筋貫通用の シース管を省略した工法の力学的挙動を把握するため, 地震荷重を想定した架構実験を行った結果, 以下の知見 を得た。

- いずれの試験体でも梁曲げ終局強度計算値を発揮
 し、加力終了時(R=±50/1000[rad.])まで接合部破
 壊も生じなかった。
- (2) 接合部せん断余裕度が大きく、かつ、柱主筋が降伏しない梁曲げ降伏先行型架構の履歴復元力特性について、シース管の有無やモルタル注入時の水湿しの有無による影響は見られなかった。

(3) 柱主筋の付着応力は、シース管が無い場合にはシース管がある場合および一体打ちに比べて若干小さい値を示したが、履歴性状に与える影響は見られなかった。接合部せん断余裕度が大きく、かつ、柱主筋が降伏しない梁曲げ降伏先行型の架構においては、柱主筋の付着応力の大小が履歴性状に与える影響はほとんど無いと考えられる。

参考文献

- 石川裕次,木村秀樹,上田博之,奥出久人:接合部 一体型プレキャスト柱・梁接合部の力学的挙動,コ ンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.505-510, 2004.7
- 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,1999.8
- 日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変 形性能,1990.10
- 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,2004.1
- 5) 田島祐之,北山和宏,奥田誠,岸田慎司:RC内柱・ 梁接合部の破壊と柱・梁通し筋の付着性状との関係, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.697-702, 2000.6