

加力実験によるプレキャスト柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF PRECAST RC BEAM-COLUMN JOINTS BY LOADING TESTS

細矢 博 —— *1 木村太一 —— *2
金久保利之 —— *3 八十島 章 —— *4

Hiroshi HOSOYA —— *1 Taichi KIMURA —— *2
Toshiyuki KANAKUBO —— *3 Akira YASOJIMA —— *4

キーワード：
鉄筋コンクリート、プレキャスト、柱梁接合部、加力実験、構造性能

Keywords:
Reinforced concrete, Precast, Beam-column joint, Loading test, Structural performance

Loading tests were conducted using column-beam joint specimens with such a shear-bending capacity ratio in the panel zone as specified for practical design. 1) The Q-R curve indicated stable and ductile hysteresis with no rapid strength reduction beyond the maximum strength. 2) No difference was found in Q-R curve envelope between PCa and RC specimens. 3) The maximum strength at the column-beam joint where flexural yielding of the beam preceded could be accurately evaluated by ACI equation for beams. 4) No difference was found between PCa and RC specimens in the relation between equivalent viscous damping factor and inter-story displacement.

1. はじめに

筆者らは、鉄筋コンクリート (RC) 造の建物の柱梁接合部を対象に、施工の合理化を行い、生産性を向上させ、工期を短縮し、また、品質の向上を図るために、従来のプレキャスト (PCa) 化技術をより効率的にした図1に示す PCa 工法の研究開発を進めている^{1), 2)}。

参考文献 1)では、超高層建物の下層階の柱梁接合部 ($F_c60 \sim 100\text{N/mm}^2$ 、パネルゾーンのせん断余裕度 1.43~1.64) を対象とした加力実験を行い、PCa 試験体は RC 試験体と同様な破壊経過を示しひび割れ状況に大差ないこと、Q-R 曲線の比較から、PCa 試験体の最大耐力および変形性能は RC 試験体と同等の性能であること、梁主筋の機械式継手位置が $0.4D_b$ (D_b : 梁成) であっても、PCa 試験体は RC 試験体と最大耐力、変形性能に大差ないことを示した。

参考文献 2)では、柱梁曲げ耐力比が 1.51~3.64 の超高層建物の下層階の柱梁接合部 ($F_c60 \sim 80\text{N/mm}^2$ 、パネルゾーンのせん断余裕度 1.29~2.32) を対象とした加力実験を行い、外周筋の他に中子筋を配筋するとパネルゾーンの損傷が低減されること、PCa 試験体は、柱梁曲げ耐力比が変動しても、Q-R 曲線ならびにその包絡線に大差なく、かつ概ね安定した履歴を示すことを示した。

上述の研究は、下層階を対象としており、中~上層階の柱梁接合部の構造性能も把握する必要がある。さらに、本研究では、実務設計で設定するパネルゾーンのせん断余裕度のレベルを念頭におき、せん断余裕度を 1.0 近傍に設定し、構造性能を検討することとした。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の諸元を表1に、試験体の形状・寸法、配筋の一例を図2に示す。コンクリート、グラウト、鉄筋の材料試験結果を表2~表4

に示す。試験体は、梁曲げ降伏先行型に計画された7体で、全て平面十字形である。7体のうち、No.15~No.18は、コンクリートの設計基準強度が $F_c30\text{N/mm}^2$ シリーズ、No.19~No.21は、 $F_c48\text{N/mm}^2$ シリーズである。 $F_c30\text{N/mm}^2$ シリーズでは、No.15は基準となる RC 試験体、No.16~No.18は PCa 試験体である。 $F_c48\text{N/mm}^2$ シリーズでは、No.19は基準となる RC 試験体、No.20、No.21は PCa 試験体である。

これらの試験体 No.15~No.21 では、パネルゾーンのせん断余裕度を実験変動因子としている。試験体のパネルゾーンのせん断余裕度は、実建物の構造設計時のせん断余裕度のレベルを勘案し、それに近づけるように、 $F_c30\text{N/mm}^2$ シリーズでは、No.15と No.17は 1.07~1.08、No.16は 0.95、No.18は 1.24の3水準に、 $F_c48\text{N/mm}^2$ シリーズでは、No.19と No.20は 1.07、No.21は 1.23の2水準に変動させて設定している。また、パネルゾーンにおける梁主筋の通し筋の付着余裕度は、靱性保証型設計指針の緩和規定³⁾を適用した場合に、 $F_c30\text{N/mm}^2$ シリーズでは 1.20に、 $F_c48\text{N/mm}^2$ シリーズでは 1.16になるように設定している。

なお、全 PCa 試験体の梁主筋の機械式継手は、梁端部の柱フェイスから $0.4D_b$ の位置に設けられている。このように、本工法では、

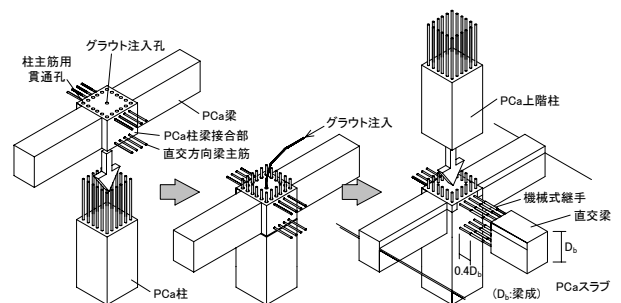


図1 本 PCa 工法の概要

¹⁾ ㈱奥村組技術研究所 博士 (工学)
(〒300-2612 茨城県つくば市大砂 387)
²⁾ 筑波大学大学院システム情報工学研究科 大学院生
³⁾ 筑波大学システム情報工学研究科 准教授・博士 (工学)
⁴⁾ 筑波大学システム情報工学研究科 助教・博士 (工学)

¹⁾ Technical Research Institute, Okumura Corporation, Dr. Eng.
²⁾ Graduate Student, GSSIE, Univ. of Tsukuba
³⁾ Assoc. Prof., GSSIE, Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.
⁴⁾ Assistant Prof., GSSIE, Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.

表 1 試験体諸元

試験体名	No.15	No.16	No.17	No.18	No.19	No.20	No.21
試験体工法種別	RC		PCa		RC		PCa
試験体形状	平面十字形						
コンクリート							
設計基準強度 F_c (N/mm ²)	30		30		48		48
梁主筋の機械式継手位置 ^{*1}	-		0.4D _b		-		0.4D _b
柱梁接合部の柱主筋孔の種類	-		シース		-		シース
接合部							
横補強筋							
配筋 (p _w)	4-D6×6 (0.43~0.46%)				4-D6×6 (0.43~0.44%)		
鋼種	SD295A				SD785		
パネルせん断余裕度 ^{*3}	1.08	0.95	1.07	1.24	1.07	1.07	1.23
通し筋付着余裕度(緩和規定)	1.20					1.16	
柱							
断面(mm)	B _c ×D _c =450×450, H/2=590 (M/QD _c =1.31)						
主筋							
配筋 (p _c)	16-D19 (2.27%)				16-D19 (2.27%)		
鋼種	SD345				SD490		
横補強筋							
配筋 (p _w)	4-D6@60 (0.47%)				4-D6@60 (0.47%)		
鋼種	SD295A				SD785		
軸力比 N/(b _c D _c F _c)	0.05						
軸力(kN)	303.75				486.00		
梁							
断面(mm)	B _b ×D _b =300×380, L/2=1275 (M/QD _b =3.36)						
主筋							
配筋 (p _l) ^{*2}	7-D19 (1.76%)	8-D19 (2.01%)	7-D19 (1.76%)	6-D19 (1.51%)	7-D19 (1.76%)	7-D19 (1.76%)	6-D19 (1.51%)
鋼種	SD345				SD490		
横補強筋							
配筋	4-D6@80 (0.53%)				4-D6@70 (0.61%)		
鋼種	SD785				SD785		
柱の梁に対する曲げ耐力比 ^{*3}	1.72	1.52	1.72	1.98	1.76	1.76	2.02

*1 梁主筋の機械式継手位置: 柱フェイスから継手内縁までの距離 0.4D_b (D_b: 梁成)
 *2 p_l=A_l/B_bD_b A_l: 梁主筋断面積, B_b: 梁幅, D_b: 梁成
 *3 梁ならびに柱の曲げ耐力は、参考文献4)、5)の略算式から求めた
 なお、RC試験体では、梁主筋、柱主筋において、機械式継手は使用していない

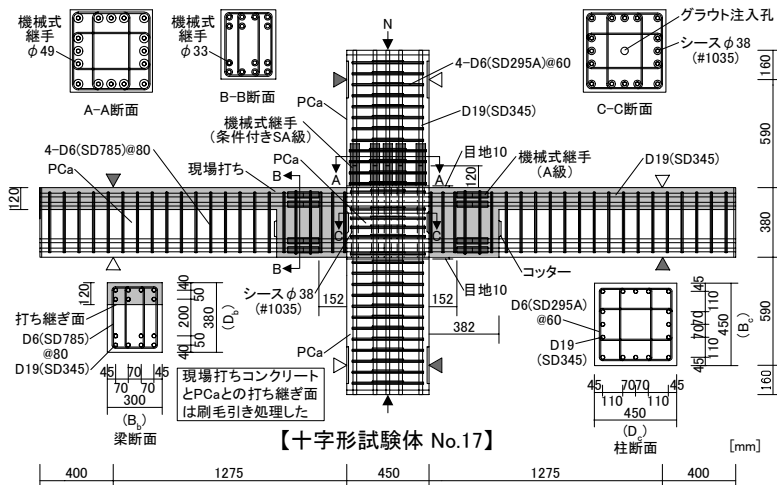


図 2 試験体の形状・寸法、配筋の例
 表 2 コンクリートの材料試験結果

F _c (N/mm ²)	σ _B (N/mm ²)	ε ₀ (×10 ⁻³)	E _c (kN/mm ²)	σ _t (N/mm ²)	備考
30	39.2	2.34	30.6	2.84	上柱(No.15)、梁(No.16~18)
	35.6	2.32	28.4	2.59	パネル、下柱、梁(No.15) パネル、柱、梁PCa部(No.16~18)
48	55.3	2.58	32.0	3.59	上柱(No.19)、梁(No.20,21)
	53.7	2.53	32.1	3.46	パネル、下柱、梁(No.19) パネル、柱、梁PCa部(No.20,21)

σ_B: 圧縮強度, ε₀: 圧縮強度時ひずみ度, E_c: ヤング係数, σ_t: 割裂強度

従来の PCa 工法よりも、機械式継手位置を柱に接近させて PCa 梁のウイング幅を狭め、実機では、PCa 工場から建設現場までトラックで運搬し易くしている。

2.2 加力方法

写真 1 のように、柱の反曲点位置を油圧ジャッキで支持し、梁の反曲点位置に取り付けたアクチュエータにより、図 3 に示すように、



写真 1 加力状況

R=±1/400rad~±1/20rad の各層間変形角において、2 サイクルずつの正負交番漸増繰り返し加力を行うことを基本とした。さらに、最終破壊状況を確認するために、R=+1/14rad まで一方単調加力を行った。このとき、柱軸力については、全ての試験体で、軸力比(η)にして 0.05 に相当する軸力を導入した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

最終サイクル(R=+1/14rad)後のひび割れ状況を図 4 に示す。最終破壊モードは、F_c 30N/mm² シリーズでは、No.15~No.17 は梁曲げ降伏後のパネルゾーンのせん断破壊、No.18 は梁曲げ降伏後の梁主筋の抜け出し破壊と判断した。一方、F_c48N/mm² シリーズでは、No.19、No.20 は梁曲げ降伏後のパネルゾーンのせん断破壊、No.21 は梁曲げ降伏後の梁主筋の抜け出し破壊と判断した。F_c 30N/mm² シリーズの対をなす RC 試験体 No.15 と PCa 試験体 No.17

の損傷の程度(状況)を比較すると、RC 試験体の方が PCa 試験体よりもパネルゾーンの対角を結ぶ斜めのせん断ひび割れ幅が広く、損傷が大きかった。これに対し、PCa 試験体の方は、せん断ひび割れの本数は多いものの、せん断ひび割れの幅は RC 試験体に比べれば狭く、損傷の程度は軽微であった。PCa 試験体では、パネルゾーン内に高強度のグラウトが充填されたシースが埋設

表 3 グラウトの材料試験結果

保証強度 (N/mm ²)	σ _B (N/mm ²)	備考
60	108	梁機械式継手(No.16~18,20,21)
80	128	上柱機械式継手(No.16~18,20,21)
80	125	柱主筋貫通孔(No.16~18,20,21)

表 4 鉄筋の材料試験結果

種類	σ _y (N/mm ²)	σ _u (N/mm ²)	E _s (kN/mm ²)	備考
D19 (SD345)	391	564	189	柱: 梁主筋 (No.15~18)
D19 (SD490)	529	686	188	柱: 梁主筋 (No.19~21)
D6 (SD295A)	371	504	200	柱横補強筋 (No.15~18)
D6 (SD785)	1019	1217	181	柱横補強筋(No.19~21) 梁横補強筋(No.15~21)

σ_y: 降伏強度, σ_u: 引張強度, E_s: ヤング係数

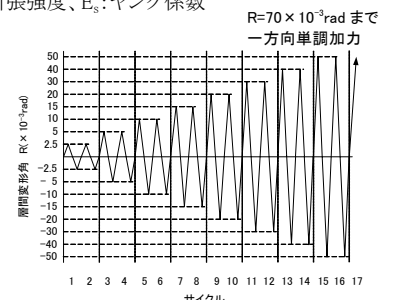


図 3 加力スケジュール

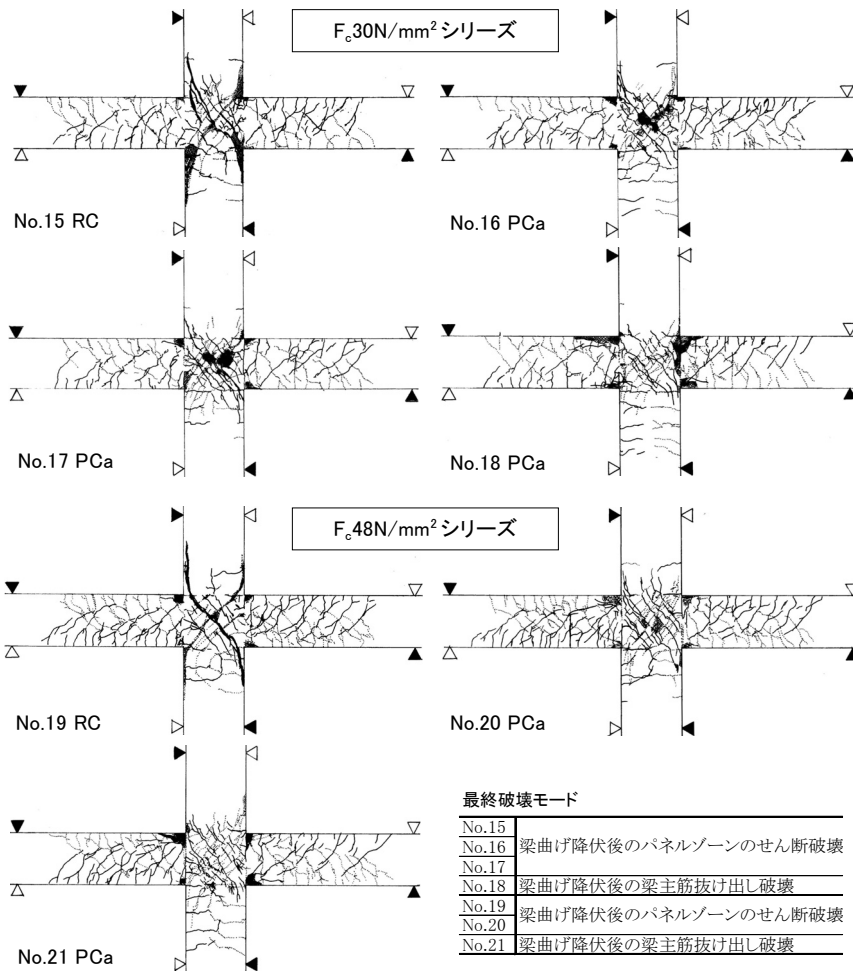


図4 最終ひび割れ状況

されているため、パネルゾーンそのものの強度ならびに剛性が RC 試験体より強く、大きな損傷に至らなかったものと考えられる。しかしながら、パネルゾーンのコンクリートの被りの剥離は PCa 試験体の方が若干大きくみられた。なお、PCa 試験体の No.16 は、パネルゾーンのせん断余裕度が No.17 より小さく 0.95 であったが、No.17 と同様な破壊性状であり、差異はほとんどみられなかった。この RC 試験体 No.15 と PCa 試験体 No.17 の損傷の程度（状況）の差は、 F_c48N/mm^2 シリーズの対をなす RC 試験体 No.19 と PCa 試験体 No.20 でも同様であった。一方、 F_c30N/mm^2 シリーズで、パネルゾーンのせん断余裕度が 1.24 の PCa 試験体 No.18 は、パネルゾーンの斜めせん断ひび割れ幅はさほど拡大しなかった。微細な斜めせん断ひび割れが多数発生した。被りコンクリートの剥離は僅かであり、損傷の程度は軽微であった。それに対し、梁材端部の圧壊が拡大した。これに伴い、梁主筋の通し筋の付着余裕度が緩和規定³⁾で 1.20 であったものの、梁主筋の抜け出しが顕著になった。No.15~No.17 とは異なる破壊性状であった。また、 F_c48N/mm^2 のシリーズの PCa 試験体 No.21 も、パネルゾーンのせん断余裕度が 1.23 であったが、No.18 と同様な破壊性状であり、梁材端部の圧壊が拡大し、梁主筋の抜け出しが顕著になった。

なお、PCa 試験体では、梁主筋機械式継手近傍の梁のひび割れ状況は、RC 試験体の梁のひび割れ状況と類似し、ひび割れが過度に拡大したり、梁端部のコンクリートの圧壊が早まったりする様な、

特定の部位に損傷が集中することはなかった。

以上の実験結果から、コンクリート強度が $F_c30N/mm^2 \sim 48N/mm^2$ の場合は、最終破壊モードは、パネルゾーンのせん断余裕度が 1.1 程度であれば、梁主筋降伏後のパネルゾーンのせん断破壊となり、さらに 1.25 程度であれば、梁主筋降伏後の梁主筋の抜け出し破壊へとモードが移行する可能性が強いといえる。なお、梁主筋の通し筋の付着余裕度は、緩和規定³⁾で 1.16~1.20 であった。

3.2 梁せん断力-層間変形角曲線

梁せん断力(Q)-層間変形角(R)曲線と、 $R=1/20rad$ 終了後のひび割れ状況の写真を図5に示す。破壊経過は、各試験体ともほぼ同様であり、 $R=1/400rad$ までに梁に曲げひび割れが生じ、 $R=1/400rad \sim 1/200rad$ において柱梁接合部（パネルゾーン）にせん断ひび割れが生じた。さらに、 $R=1/100rad \sim 1/67rad$ において梁主筋（一段筋）が降伏し、剛性低下がみられた。その後、 $R=1/67rad \sim 1/33rad$ に最大耐力に至った。さらにその後、パネルゾーンの横補強筋および柱主筋が降伏した。

F_c30N/mm^2 シリーズの No.15~No.18 では、パネルゾーンのせん断余裕度が 1.0 を下回っていた No.16 を含め、Q-R 曲線は、幾分履歴面積が細く小さなものの、最大耐力に至った以降も耐力の急激な低下がみられない

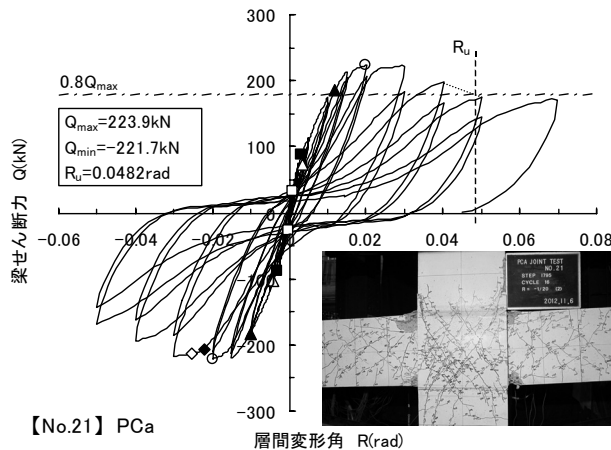
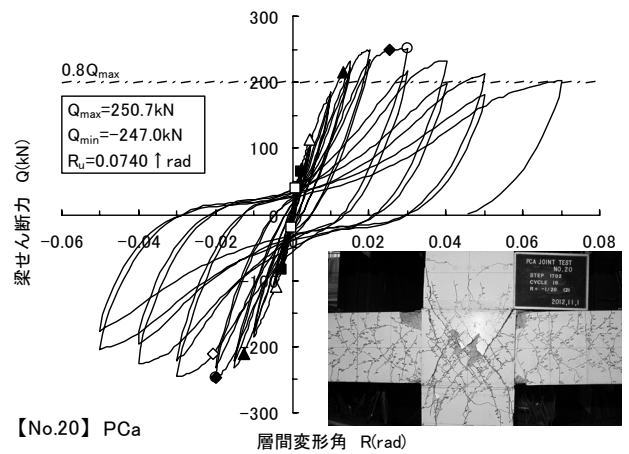
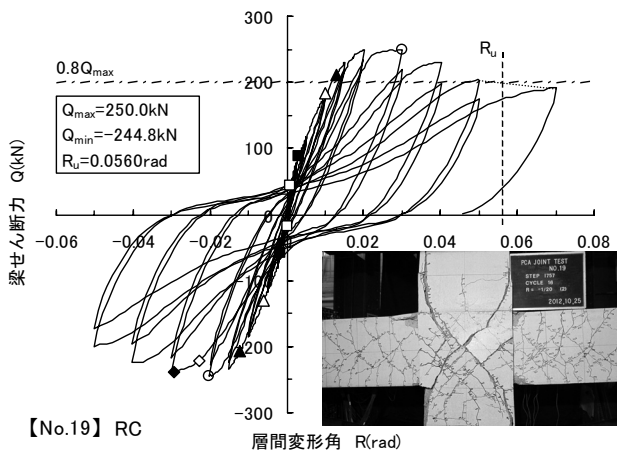
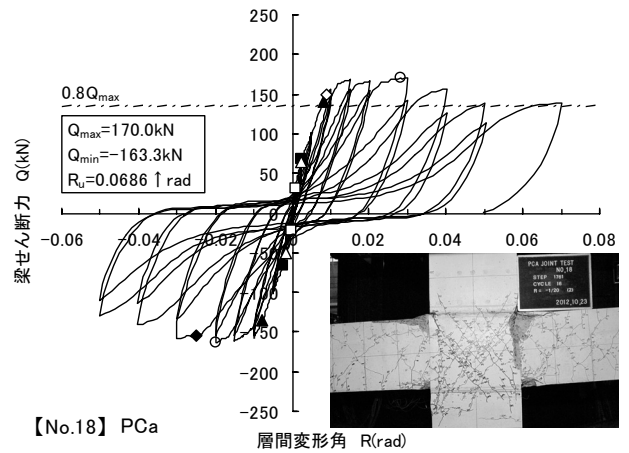
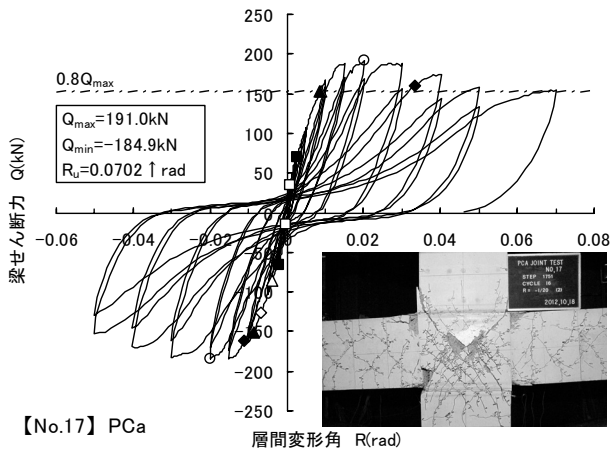
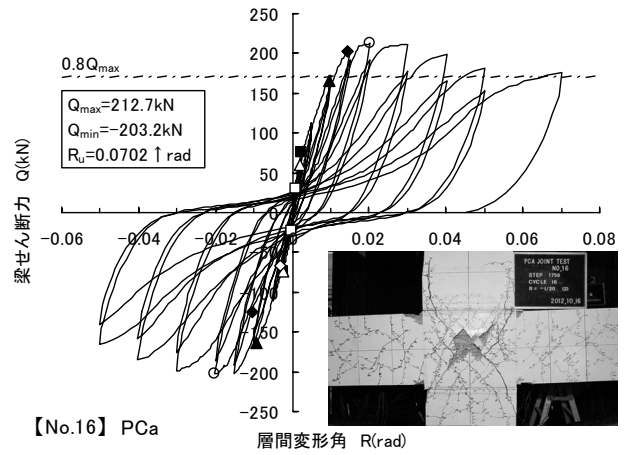
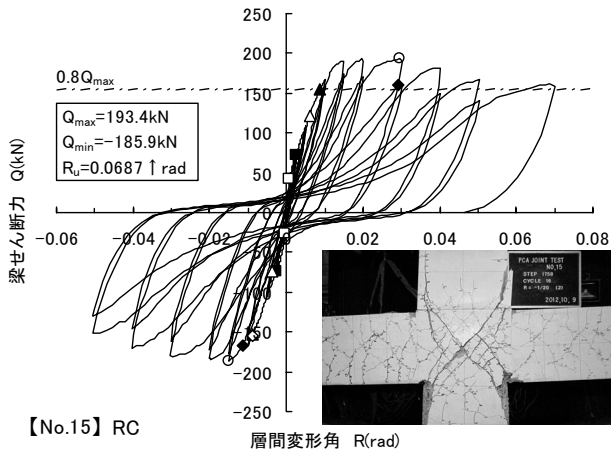
安定した靱性に富んだ履歴性状を示した。限界変形角(R_u)は、4 試験体ともに、 $R=1/14rad$ 以上であった。一方、 F_c48N/mm^2 シリーズの No.19~No.21 でも、Q-R 曲線は最大耐力に至った以降も耐力の急激な低下がみられない概ね安定した靱性に富んだ履歴性状を示した。限界変形角は、RC 試験体の No.19 では $R=1/18rad$ 、PCa 試験体の No.20 では $R=1/14rad$ 以上、No.21 では $R=1/21rad$ であった。

F_c30N/mm^2 、 F_c48N/mm^2 シリーズの試験体のパネルゾーンのせん断余裕度は 0.95~1.24 程度であったが、いずれの試験体も十分な変形性能を示すことが確認された。

なお、本研究では、限界変形角(R_u)は、図5に示す通り、各所定層間変形角の Q-R 曲線の第一サイクルの包絡線上で、耐力が最大耐力の 80%に低下した時点での層間変形角と定義している。

3.3 梁せん断力-層間変形角曲線の包絡線の比較

RC 試験体と PCa 試験体の対をなす F_c30N/mm^2 シリーズの No.15 と No.17、ならびに F_c48N/mm^2 シリーズの No.19 と No.20 の梁せん断力(Q)-層間変形角(R)曲線の包絡線の比較を図6に示す。図中には、ACI ストレスブロック式³⁾から求めた梁の曲げ耐力の計算値を併示した。No.15 と No.17、No.19 と No.20 は、RC と PCa の工法上の違いはあるものの、Q-R 曲線の包絡線に違いはほとんどみられなかった。PCa 試験体は RC 試験体とほぼ同等の構造性能を有することが Q-R 曲線の包絡線から確認された。また、4 試験体とも、梁の曲げ降伏先行型であったため、その最大耐力は、ACI ストレス



- 凡例
- 梁曲げひび割れ
 - パネルゾーンせん断ひび割れ
 - △ 柱曲げひび割れ
 - ▲ 梁主筋降伏(一段筋)
 - ◇ パネルゾーン横補強筋降伏
 - ◆ 柱主筋降伏
 - 最大耐力

図5 梁せん断力-層間変形角曲線、
ならびにひび割れ状況写真(R=1/20rad終了後)

ブロック式から求めた梁の曲げ耐力の計算値で精度良く評価できることが確認された。

3.4 最大耐力の実験値と諸耐力の計算値

最大耐力の実験値と諸耐力の計算値とを表5に示す。耐力を求め

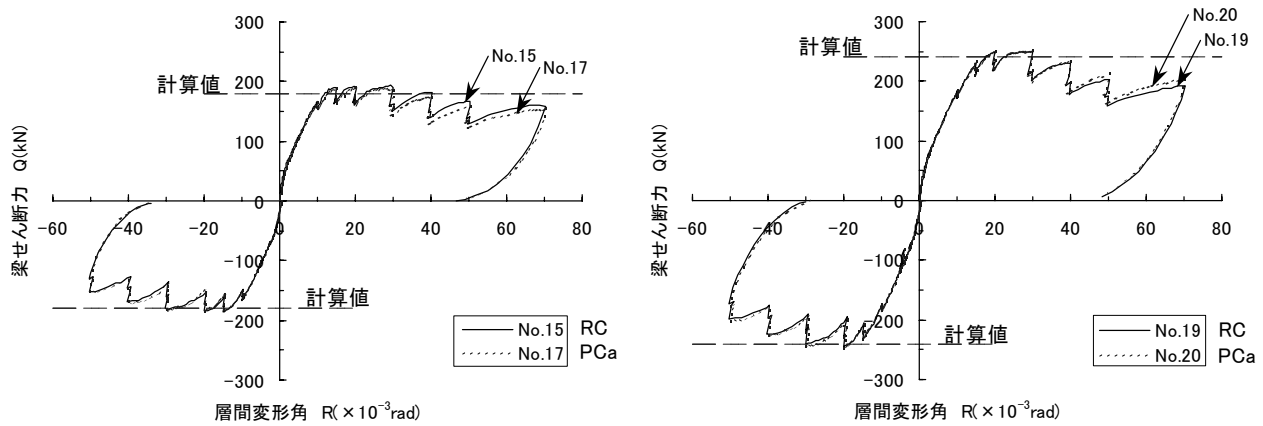


図6 梁せん断力-層間変形角曲線の包絡線の比較

表5 最大耐力の実験値と諸耐力の計算値

試験体名		No.15	No.16	No.17	No.18	No.19	No.20	No.21
項目	単位	RC	PCa			RC	PCa	
最大耐力実験値 Q_{max}	kN	193	213	191	170	250	251	224
梁曲げ耐力 (ACIストレスブロック式)	kN	179	200	180	159	240	241	213
梁曲げ耐力時の パネルせん断応力度 τ_j	N/mm ²	7.65	8.69	7.71	6.70	10.30	10.32	8.96
パネルせん断耐力 (靱性保証型指針式)	N/mm ²	8.29	8.29	8.29	8.29	11.05	11.05	11.05
パネルせん断余裕度 τ_{ju}/τ_j	-	1.08	0.95	1.07	1.24	1.07	1.07	1.23
通し筋付着余裕度 緩和規定適用時 (靱性保証型指針式)	-	0.96	0.96	0.96	0.96	0.93	0.93	0.93
		1.20	1.20	1.20	1.20	1.16	1.16	1.16
梁曲げ耐力 (略算式)	kN	176	199	176	153	239	239	208
梁せん断耐力 (荒川mean式)	kN	281	289	289	288	331	335	334
梁せん断耐力 (靱性保証型指針式)	kN	340	363	363	363	456	465	465
柱曲げ耐力* (略算式 多段筋考慮)	kN	303	303	303	303	420	420	420
柱せん断耐力* (荒川mean式)	kN	285	285	285	285	413	413	413
柱せん断耐力* (靱性保証型指針式)	kN	303	303	303	303	551	551	551
最大耐力 実験値/計算値	Q_{max}/bQ_{mu}	1.08	1.07	1.06	1.07	1.04	1.04	1.05
	Q_{max}/bQ_{mu2}	1.10	1.07	1.09	1.11	1.05	1.05	1.08
軸力	kN	303.75			486.00			
軸力比 η		0.05			0.05			
柱の梁に対する曲げ耐力比 cQ_{mu2}/bQ_{mu2}	-	1.72	1.52	1.72	1.98	1.76	1.76	2.02

*: 梁せん断力換算値
靱性保証型設計指針式においては、梁: $R_p=0.02$ 、柱: $R_p=0.01$

るために、梁の曲げ耐力には、ACI ストレスブロック式³⁾ならびに建築学会 RC 規準略算式⁴⁾を、柱の曲げ耐力には、多段筋を考慮した略算式⁵⁾を用いた。一方、梁と柱のせん断耐力には、荒川 mean 式⁴⁾ならびに靱性保証型設計指針式³⁾を用いた。また、柱梁接合部のせん断耐力、および梁主筋の通し筋の付着余裕度には、同靱性保証型設計指針式³⁾を用いた。ここで、計算値の算出には、表2、表4に示すコンクリートならびに鉄筋の材料試験値を用いた。

3.3 節でも述べたように、試験体は、梁の曲げ降伏先行型であったため、最大耐力の実験値(Q_{max})は、ACI ストレスブロック式から求めた梁の曲げ耐力の計算値(bQ_{mu})で精度良く評価できることがわかる。実験値の計算値に対する比をとると、 F_c30N/mm^2 シリーズでは 1.06~1.08、 F_c48N/mm^2 シリーズでは 1.04~1.05 であった。また、同様に、建築学会の RC 規準の梁の曲げ耐力略算式の計算値(bQ_{mu2})でも概ね評価できることがわかる。

パネルゾーンのせん断余裕度の計算値(τ_{ju}/τ_j)をみると、 F_c30N/mm^2 シリーズでは 0.95~1.24、 F_c48N/mm^2 シリーズでは 1.07~1.23 であったが、この程度のせん断余裕度であっても、限界変形角(R_u)は $R=1/21rad$ 以上であった。実務設計で設定するせん断余裕度のレベルであれば、十分に変形性能を確保できることが確認できた。

一方、梁主筋の通し筋の付着余裕度の計算値は、 F_c30N/mm^2 シリーズでは 0.96 (緩和規定で 1.20)、 F_c48N/mm^2 シリーズでは 0.93 (緩和規定で 1.16) であったが、No.18、No.21 では、梁曲げ降伏後の梁主筋抜け出し破壊となった。緩和規定で 1.16~1.20 とった場合には抜け出し破壊に至ったことから、梁主筋の通し筋の付着余裕度については、さらに十分な余裕度の確保が必要であると判断される。

なお、本実験試験体の柱の梁に対する

曲げ耐力比(cQ_{mu2}/bQ_{mu2})は 1.52~2.02 であった。

3.5 等価粘性減衰定数-層間変形角関係

RC 試験体と PCa 試験体の対をなす F_c30N/mm^2 シリーズの No.15 と No.17、ならびに F_c48N/mm^2 シリーズの No.19 と No.20 の等価粘性減衰定数(h_{eq})と層間変形角(R)との関係を図7に示す。なお、図中には、点線で、武田モデル⁶⁾を用いた等価線形化法に基づく等価粘性減衰定数評価式(式(1))から得られた計算値を併示した。ここで、

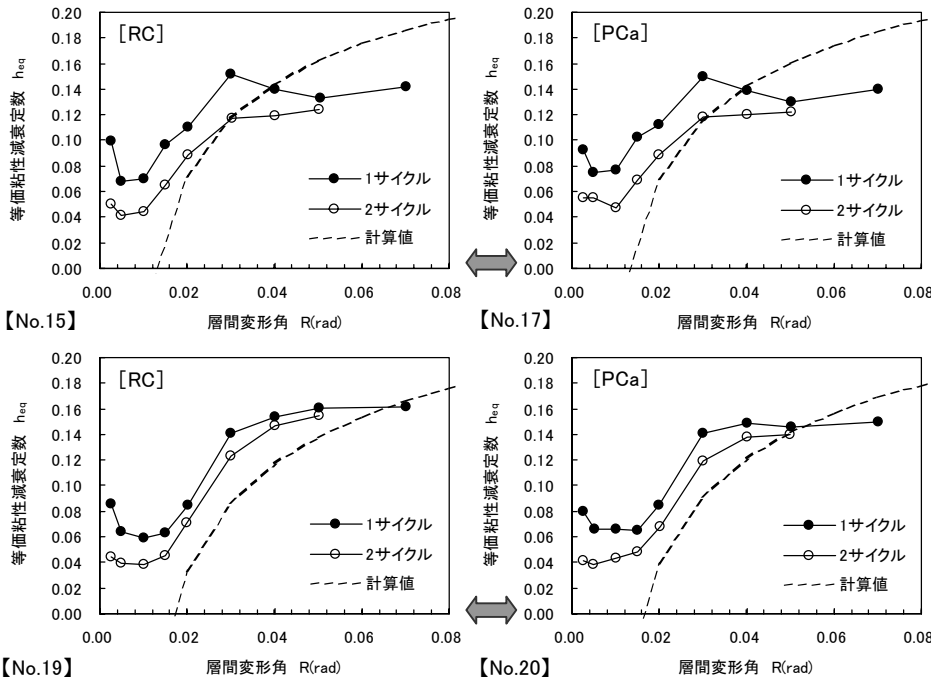


図7 等価粘性減衰定数－層間変形角関係

武田モデルの除荷時剛性低下指数は0.5とした。対をなすNo.15とNo.17、No.19とNo.20で、RC試験体とPCa試験体の等価粘性減衰定数の履歴を比較すると、第1サイクル、第2サイクルともに、両者は極めて似た履歴を示すことがわかる。このことから、パネルゾーンのせん断余裕度が1.07～1.08程度であっても、PCa試験体はRC試験体とエネルギー吸収能力に違いがほとんどないことが確認された。次に、等価粘性減衰定数の実験値と計算値とを比較すると、 $F_c30\text{N/mm}^2$ シリーズでは層間変形角が $R=1/33\text{rad} \sim 1/25\text{rad}$ まで、 $F_c48\text{N/mm}^2$ シリーズでは $R=1/20\text{rad}$ まで、実験値は計算値を上回っている。実務設計で対象とする変形領域($R=1/75\text{rad}$ 程度)では、等価粘性減衰定数の計算値は安全側の評価をする。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (1)$$

ここで、 μ ：塑性率(=R/R_y)

なお、式(1)で用いる降伏変形角(R_y)を表6に示した。降伏変形角の求め方には様々な方法が提案されているが、本研究では、降伏変形角は、荷重－変形関係における剛性変化点の中間点を求める方法を採用した⁷⁾。すなわち、図8に示すように、実験で得られたQ－R曲線をトリリニアモデルと想定して、剛性が低下する第一折れ点、第二折れ点、第三折れ点をそれぞれの試験体に対して考える。第二折れ点と包絡線における接線を延長し、第三折れ点と最大耐力点を結んだ線を延長する。そして、第二折れ点との角度が1/2となる線を引き、第三折れ点と最大耐力を結んだ線の延長との交点での層間変形角を降伏変形角(R_y)と定めた。

表6 降伏変形角

試験体	$F_c30\text{N/mm}^2$ シリーズ				$F_c48\text{N/mm}^2$ シリーズ		
	No.15	No.16	No.17	No.18	No.19	No.20	No.21
降伏変形角 R _y (rad)	0.0120	0.0134	0.0122	0.0112	0.0160	0.0154	0.0140

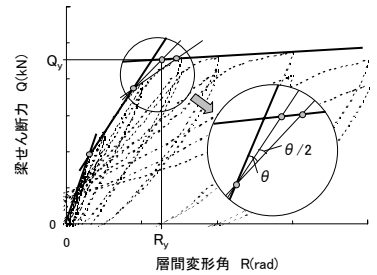


図8 降伏変形角の求め方

4. まとめ

本研究では、 $F_c30 \sim 48\text{N/mm}^2$ で、実務設計で設定される程度のパネルゾーンのせん断余裕度(0.95～1.24)を有する柱梁接合部(部分架構)の試験体を対象に、加力実験を行った。本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1)PCa試験体はRC試験体に比べ、パネルゾーンのせん断ひび割れの本数は多いものの、パネルゾーンの対角を結ぶ斜めせん断ひび割れ幅は狭く、損傷の程度は軽微であった。パネルゾーンのせん断余裕度が1.23～1.24になると、破壊モードが梁曲げ降伏後のパネルゾーンせん断破壊から梁主筋の抜け出し破壊に移行した。
- 2)梁せん断力－層間変形角(Q－R)曲線は、最大耐力に至った以降も急激な耐力低下がみられない安定した靱性(変形性能)に富んだ履歴性状を示した。限界変形角は、 $F_c30\text{N/mm}^2$ シリーズでは $R_u=1/14\text{rad}$ 以上、 $F_c48\text{N/mm}^2$ シリーズでは $R_u=1/21\text{rad}$ 以上であった。
- 3)同一諸元を有するPCa試験体とRC試験体では、Q－R曲線の包絡線に差異はほとんどみられず、同等な構造性能であった。
- 4)梁曲げ降伏先行型であったため、柱梁接合部試験体の最大耐力は、梁を対象としたACIストレスブロック式、ならびに建築学会RC規準略算式で精度良く評価できることが確認できた。
- 5)等価粘性減衰定数と層間変形角との関係において、同一諸元を有するPCa試験体とRC試験体には差異はみられなかった。両者のエネルギー吸収性能は同等であるといえる。等価粘性減衰定数式(式(1))は、 $R=1/33\text{rad} \sim 1/25\text{rad}$ 程度までは安全側に評価する。

参考文献

- 1) 細矢 博、松本匡史、金久保利之、八十島 章：プレキャスト柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究、日本建築学会技術報告集、第18巻、第39号、pp.529～534、2012年6月
- 2) 細矢 博、松本匡史、金久保利之、八十島 章：プレキャスト柱梁接合部の加力実験による構造性能の研究、日本建築学会技術報告集、第18巻、第40号、pp.913～918、2012年10月
- 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、1999
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010
- 5) 日本建築センター：建築物の構造規定、1997年版
- 6) 梅村 魁編：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編)、技報堂出版、1982年12月
- 7) 市川昌和、藤沢正視、小谷俊介、狩野芳一：壁梁の耐震性能に関する研究成果の概要－高層壁式ラーメン構造に関する研究－、日本建築学会大会学術講演梗概集、21170、1989.10

[2013年1月31日原稿受理 2013年4月11日採用決定]