

プレキャスト柱梁接合部の加力実験による構造性能の検討

EXAMINATION OF STRUCTURAL PERFORMANCE OF PRECAST RC BEAM-COLUMN JOINTS BY LOADING TEST

細矢 博 — * 1 松本匡史 — * 2
金久保利之 — * 3 八十島 章 — * 4

Hiroshi HOSOYA — * 1 Masashi MATSUMOTO — * 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

In this study, the structural performance of fully precast reinforced concrete beam-column joints was examined by conducting loading tests while varying the shear capacity in the panel zone, anchorage capacity of reinforcing bars of beam and the ratio of column flexural strength to beam flexural strength (axial force ratio). As a result, the structural performance was identified by comparing the relationship between beam shear force and inter-story drift angle, and between their envelopes. The adaptability of a maximum strength evaluation method was verified and the deformation capacity was identified based on the ductility factor.

1. はじめに

筆者らは、鉄筋コンクリート造（以下、RC造）柱梁接合部における従来のプレキャスト（以下、PCa）技術をより効率的にした改良型PCa技術の開発を行ってきており¹⁾、実用化をめざしている。

本工法では、柱、梁および柱梁接合部（パネルゾーン）をPCa化し、梁と柱梁接合部については、既往報告¹⁾の知見を踏まえ、梁主筋を梁端部(0.4D_b、D_b:梁成)で機械式継手により接合し、梁の空間部とスラブには現場打ちコンクリートを打設一体化する。柱については、下階のPCa柱の柱頭部から出た柱主筋を、柱梁接合部内のシースにより成型した貫通孔に通した後、シース内と下階のPCa柱の柱頭目地にグラウトを同時に充填することにより一体化する。その後、柱脚に機械式継手が埋設された上階のPCa柱を柱梁接合部から出ている柱主筋に嵌合した後、機械式継手内および柱脚目地にグラウトを同時に充填することにより一体化する。

既往報告¹⁾の実験シリーズ1では、柱梁接合部内の柱主筋の貫通孔の種別、梁主筋の機械式継手の位置、コンクリート強度を変動因子とした加力実験を行い、本PCa工法が在来の一体打ちRC工法と同等もしくはそれ以上の構造性能であることを確認した。

本報告の実験シリーズ2では、上記工法で製作されたPCa柱梁接合部（部分架構）を対象として、実物の約1/2.5に縮小した十字形試験体を用い、パネルゾーンのコンクリート強度、パネルゾーンのせん断余裕度、梁通し筋の付着余裕度、柱の梁に対する曲げ耐力比（軸力比）を変動因子とした加力実験を行い、構造性能を検討した。

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1

に示す。使用したコンクリート、グラウト、鉄筋の材料試験の結果を表2～表4に示す。試験体は、梁曲げ降伏先行型に計画された6体で、全て平面十字形試験体である。全試験体とも、柱梁接合部もプレキャストとするフルプレキャスト構造であり、柱主筋ならびに梁主筋は機械式継手で継がれている。継手位置は、柱主筋においては上柱脚部、梁主筋においては柱フェイスから0.4D_b（継手内縁、D_b:梁成）にある。試験体は、主として、柱の梁に対する曲げ耐力比が1～2程度にある場合を対象として、その部分架構の構造性能を確認することを目的としている。

試験体のNo.9～No.14は以下の通り実験因子を変動させている。すなわち、No.9、No.10は、既往報告¹⁾の実験シリーズ1のNo.4を基準試験体とし、柱の梁に対する曲げ耐力比を1.5程度にするために、軸力比($\eta=N/B_cD_cF_c$)を0.05としている。さらに、No.10は、柱梁接合部の横補強筋に中子筋を配筋することによって横補強筋比を2倍にしている。No.11は、No.10の比較試験体で、柱梁接合部のコンクリート強度(F_c)を80N/mm²にし、柱梁接合部のせん断余裕度を1.54にしている。柱の梁に対する曲げ耐力比はNo.10と同一である。No.12は、No.11の比較試験体で、軸力比を $\eta=0.10$ とし、柱の梁に対する曲げ耐力比を1.9程度に変動させている。No.13は、No.4を基準試験体とし、柱梁接合部の横補強筋に中子筋を配筋することによって横補強筋比を2倍にしている。また、柱梁接合部のコンクリート強度(F_c)を80N/mm²とし、柱梁接合部のせん断余裕度を1.54にしている。軸力比はNo.4と同一の $\eta=0.2$ としている。このため、柱の梁に対する曲げ耐力比は2.5程度である。No.14は、No.13を比較試験体とし、その梁主筋量を2/3とし、柱梁接合部に入力されるせん断応力を減少させ、柱梁接合部のせん断余裕度を2.32にし、梁の曲げ破壊を指向している。

¹⁾ 俣奥村組技術研究所 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 試験体の諸元

試験体名		No.4(参考)	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	
実験シリーズ名		シリーズ1	シリーズ2						
試験体形状、構法		平面十字形、フルPCa							
F _c (N/mm ²)	接合部	60			80				
	柱	60							
	梁	48							
梁主筋継手位置		0.4D _b (柱フェイスから継手内縁までの距離、D _b :梁成)							
柱梁接合部の柱主筋孔の種類		シース							
接合部	F _c (N/mm ²)	60			80				
	横補強筋	配筋	2-D6×7 (0.31%)		4-D6×7 (0.62%)				
		鋼種	SD785						
	パネルせん断余裕度	1.43	1.29	1.29	1.54	1.54	1.54	2.32	
	通し筋付着余裕度	1.19	0.95	0.95	1.12	1.16	1.24	1.24	
柱	断面(mm)		B _c ×D _c =400×400, H/2=480 (M/QD _c =1.2)						
	F _c (N/mm ²)	60							
		主筋	配筋 (p _g)	12-D19 (2.15%)					
	鋼種		SD490						
	横補強筋	配筋 (p _w)	4-D6@60 (0.53%)						
		鋼種	SD785						
	軸力比	N/(b _c D _c F _c)	0.20	0.05		0.10		0.20	
	軸力(kN)		1920	480		960		1920	
梁	断面(mm)		B _b ×D _b =300×360, L/2=1150 (M/QD _b =3.19)						
	F _c (N/mm ²)	48							
		主筋	配筋 (p _l)	6-D19 (1.59%)					4-D19 (1.06%)
	鋼種		SD490						
	横補強筋	配筋	4-D6@80 (0.53%)						
		鋼種	SD785						
柱の梁に対する曲げ耐力比		2.61	1.51	1.51	1.51	1.90	2.56	3.64	

※表 1 においては、既往報告¹⁾の実験シリーズ 1 における No.4 試験体の諸元も参考値として示している。

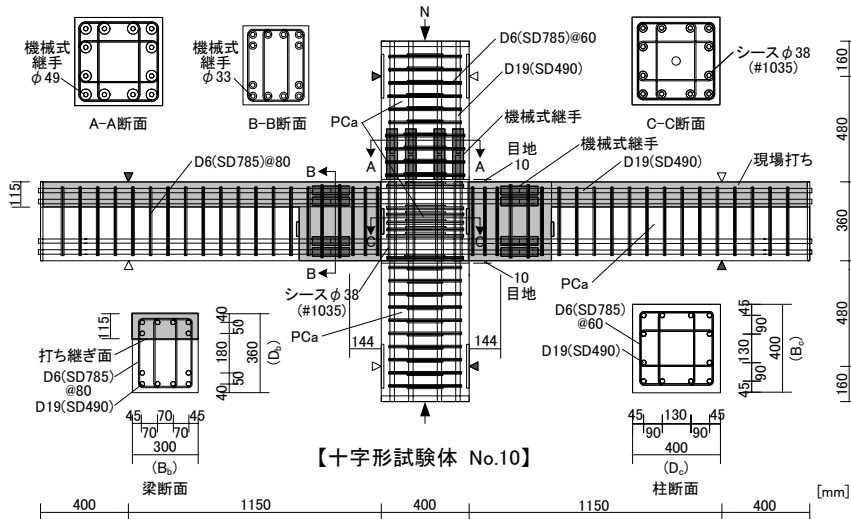


図 1 試験体の形状・寸法、配筋の例

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 ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	備考
48	54.4	2.70	31.7	3.93	梁現場打ち部(No.9~14)
	52.6	2.63	31.5	3.04	梁PCa部(No.9~14)
60	66.9	2.77	35.5	3.86	柱(No.9~14), パネル(No.9~10)
80	86.8	2.87	39.2	4.95	パネル(No.11~14)

σ_B :圧縮強度、 ϵ_0 :圧縮強度時ひずみ度、 E_c :ヤング係数、 σ_t :割裂強度

2.2 加力方法

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、 $R = \pm 1/400\text{rad}$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/67$ 、 $\pm 1/50$ 、 $\pm 1/33$ 、 $\pm 1/25$ 、 $\pm 1/20$ の層間変形角において、各 2 サイクル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、 $R = +1/15\text{rad}$ まで一方向単調加力を行った。このとき、柱軸力については、No.9~No.11 では、軸力比(η)にして 0.05、No.12 では 0.10、No.13、No.14 では 0.20 に相当する軸力を導入した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

ひび割れ状況を図 2 に示す。全試験体ともに $R = 1/400\text{rad}$ から、梁に曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れが発生した。 $R = 1/100 \sim 1/67\text{rad}$ で一段目の梁主筋が降伏した。その後、ひび割れは進展、拡幅し、梁材端部のコンクリートが圧壊し破壊に至った。梁材端部の圧壊に伴い、パネルゾーンの隅角部の被りコンクリートが剥離する現象がみられた。一方、パネルゾーンでは、 $R = 1/200\text{rad}$ 以降、せん断ひび割れが進展し、拡幅した。 $R = 1/25\text{rad}$ 以降では一部の被りコンクリートが剥離した。その剥離の程度(損傷程度)は、中子筋が配筋されている試験体(No.10)が配筋されていない試験体(No.9)より軽微であった。中子筋による補強効果が確認された。No.10~No.14 では、 $R = 1/25\text{rad}$ 以降に、写真 1 に示すように、梁主筋の抜け出しがみられた。特に、No.14 では、通し筋の付着余裕度の計算値が 1.24 であっても、抜け出しが顕著であった。

最終的な破壊モードは、No.9 では、梁曲げ降伏後のパネルゾーンのせん断破壊、No.10~No.14 では、梁曲げ降伏後の梁主筋付着喪失による梁主筋抜け出し破壊であった。なお、全試験体とも、梁主筋は柱フェイスから $0.4D_b$ の位置で機械式継手により継がれているが、終局までの過程で、継手位置周辺での曲げせん断ひび割れやせん断ひび割れの拡大ならびに損傷の集中はみられなかった。既往報告¹⁾の実験結果も踏まえ、機械式継手を $0.4D_b$ の位置で継いでも支障のないことが確認できた。

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	103.7	梁主筋継手
80	107.6	上柱主筋継手
80	106.4	柱主筋貫通孔

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)	ϵ_{su} (%)	備考
D19 (SD490)	529	696	190	17.3	梁主筋(No.9~14) 柱主筋(No.9~14)
D6 (SD785)	963	1008	203	11.2	梁横補強筋 (No.9~14)

σ_y :降伏強度、 σ_u :引張強度、 E_s :ヤング係数、 ϵ_{su} :破断伸び

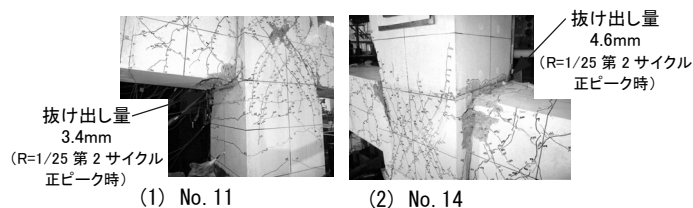


写真1 梁主筋の抜け出し状況（実験終了時）

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)曲線を図2に示す。No.9～No.13では、最大耐力を $R=1/33\text{rad}$ で迎え、それ以降の層間変形角でも急激な耐力の低下がみられない概ね安定した Q-R 曲線を示した。しかし、これらの試験体のうち、パネルゾーンのコンクリート強度(F_c)を 80N/mm^2 に上げた No.11, No.12 では、 $R=1/20\text{rad}$ 以降に耐力の低

下が若干大きくなった。これは、No.11, No.12 では、 $R=1/25\text{rad}$ の2サイクル目以降から、梁主筋の抜け出しがみられ、Q-R 曲線がスリップ性状を示し、耐力の上昇量が減少したものである。なお、通し筋の付着余裕度は、No.11, No.12 では、それぞれ 1.12, 1.16 であり、それに対し、梁主筋の抜け出しがさほど顕著でなかった No.13 では 1.24 であった。ここで、No.9～No.12 では、柱の梁に対する曲げ耐力比を 1.51～1.90 と 2 以下に設定しているが、曲げ耐力比が 2.56 の No.13 と Q-R 曲線の形状に大差ないことがわかる。これゆえ、軸力比(η)が異なっても、 $\eta=0.2$ 程度までであれば、柱梁接合部（部分架構）の Q-R 曲線はその影響をさほど受けないともいえる。一方、梁主筋量を減少させ梁曲げ破壊型を指

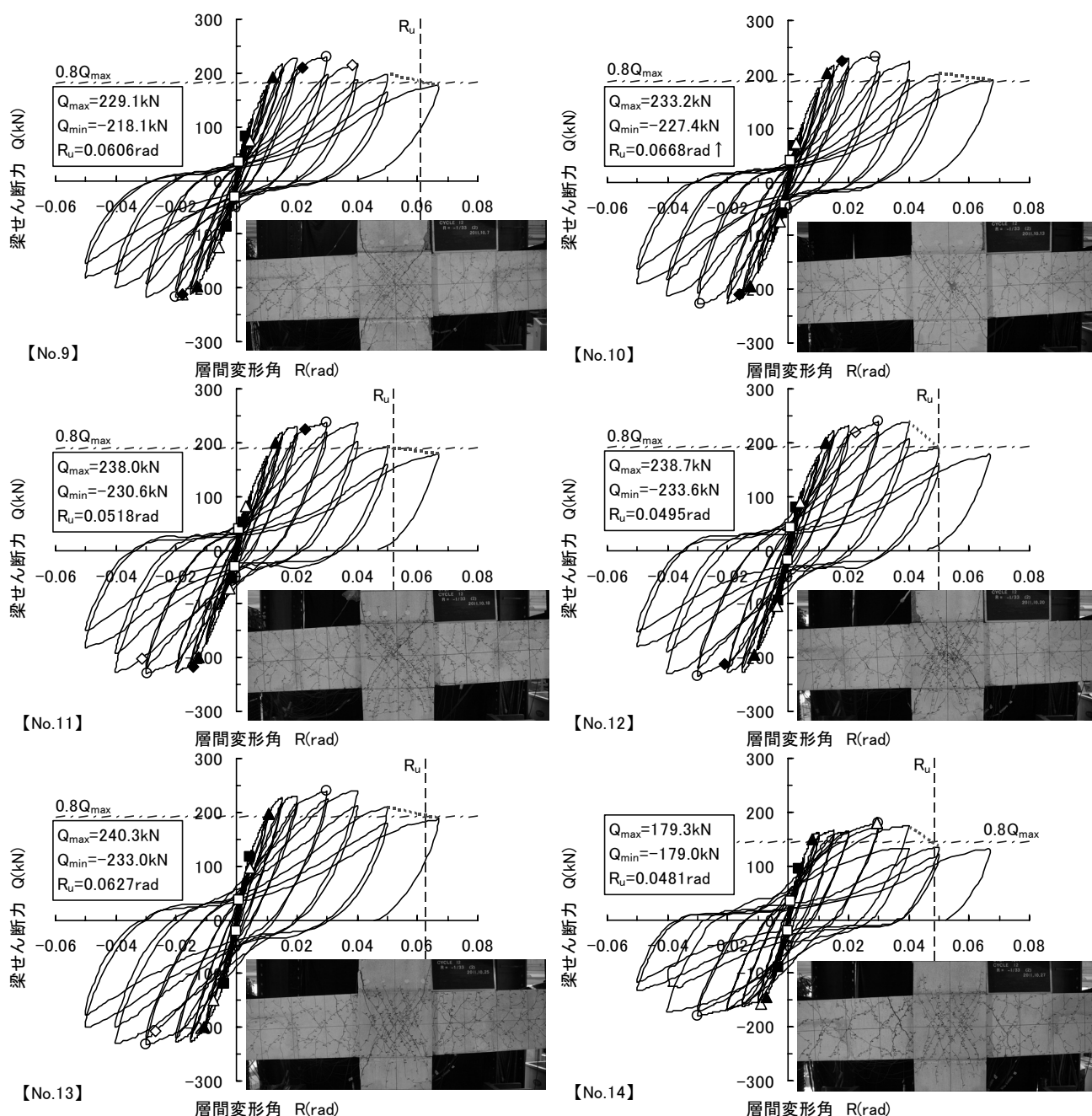
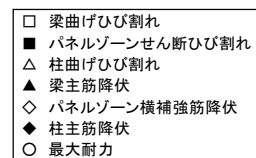


図2 梁せん断力－層間変形角曲線、ならびにひび割れ状況（最大耐力時の $R=1/33\text{rad}$ 終了後）

向した No.14 では、 $R=1/25\text{rad}$ の 2 サイクル目から梁主筋の抜け出しが顕著となり、耐力が急激に低下した $Q-R$ 曲線となっている。No.14 では、通し筋の付着余裕度を 1.24 程度とったが、本実験においては十分に梁主筋の付着を確保できなかったといえる。

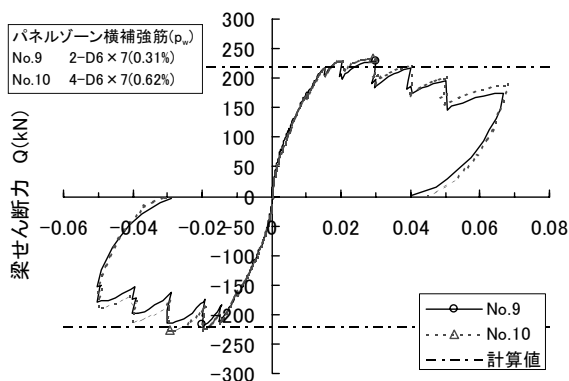
4. 実験結果の検討

4.1 梁せん断力-層間変形角曲線の包絡線の比較

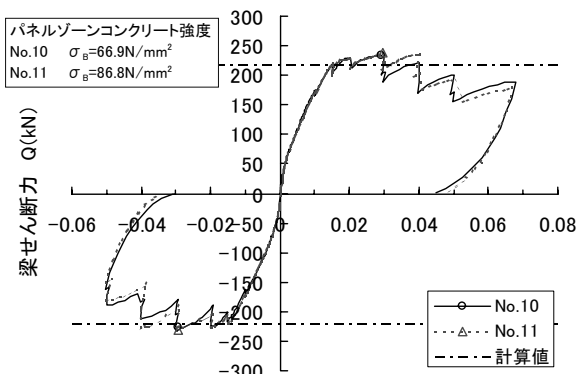
各試験体の梁せん断力(Q)ー層間変形角(R)曲線の包絡線の比較を図 3 に示す。図中の計算値は ACI ストレスブロック式を用いた梁曲げ耐力計算値(bQ_{mu})であるが、全ての試験体は梁曲げ降伏先行型であったので、最大耐力はこの既往式で評価できることが確認できる。

(1) パネルゾーンの横補強筋比の違いによる比較 [No.9-10]

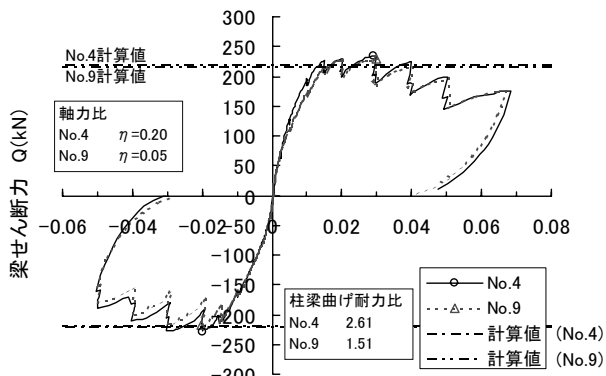
No.10 は No.9 に対して、パネルゾーンの横補強筋に中子筋を加え、



(1) No. 9, No. 10 層間変形角 $R(\text{rad})$



(2) No. 10, No. 11 層間変形角 $R(\text{rad})$



(4) No. 4, No. 9 層間変形角 $R(\text{rad})$

2-D6 $\times$ 7(0.31%) $\rightarrow$ 4-D6 $\times$ 7(0.62%)とした試験体であるが、その結果、No.10 は No.9 よりパネルゾーンの強度、剛性が高まり、変形が進んでもパネルゾーンの損傷が低減され、耐力、変形性能とも No.9 より若干ながら上まわることがわかる。

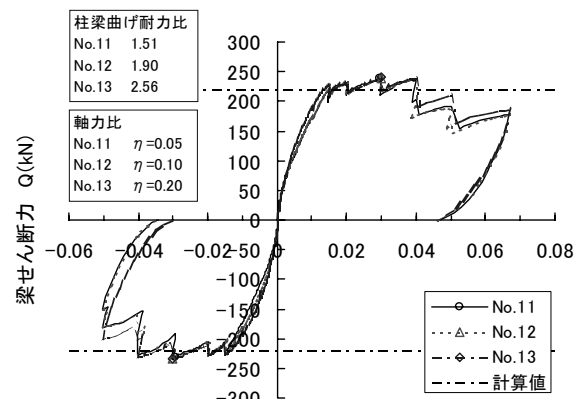
(2) パネルゾーンのコンクリート強度の違いによる比較 [No.10-11]

No.11 は No.10 に対して、パネルゾーンのコンクリート強度(σ_B)を 66.9N/mm^2 から 86.8N/mm^2 とし、パネルゾーンのせん断余裕度を $1.29\rightarrow 1.54$ に増大、通し筋の付着余裕度を $0.95\rightarrow 1.12$ に増大させたものである。それにより最大耐力は増大した。しかし、最大耐力以後の耐力低下はパネルゾーンのコンクリート強度を上げた No.11 の方が大きかった。これは、No.11 では、最大耐力発生後の $R=1/20\text{rad}$ のサイクルで梁主筋が抜け出したために耐力が低下したことによる。

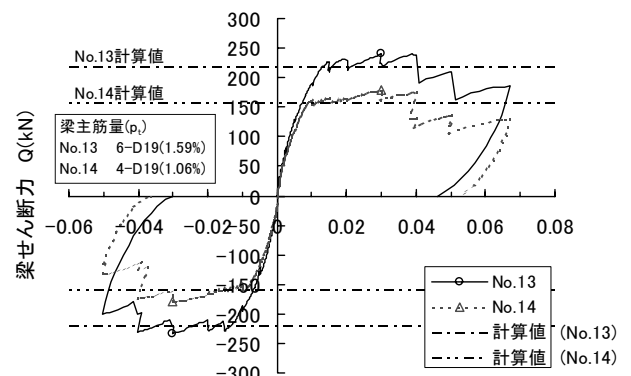
(3) 柱の梁に対する曲げ耐力比の違いによる比較 (軸力比の違いによる比較) [[No.11-12-13], [No.4-9]]

No.11, No.12, No.13 は軸力比を $0.05\rightarrow 0.10\rightarrow 0.20$ とし、柱の梁に対する曲げ耐力比を $1.51\rightarrow 1.90\rightarrow 2.56$ としたものである。また、通し筋の付着余裕度を $1.12\rightarrow 1.16\rightarrow 1.24$ としている。軸力比が高くなるにつれて剛性が若干ではあるが増大していることがわかる。通し筋の付着余裕度が 1.24 と確保されている No.13 では、No.11, No.12 に対して最大耐力、変形性能ともに僅かではあるが向上している。しかし、大局的にみると、最大耐力以降の耐力低下経過に幾分差がみられるものの、柱の梁に対する曲げ耐力比が異なっても、 $Q-R$ 曲線の包絡線に大きな違いはみられなかったといえる。

一方、No.9 は No.4 に対して軸力比を $0.20\rightarrow 0.05$ とし、柱の梁に



(3) No. 11, No. 12, No. 13 層間変形角 $R(\text{rad})$



(5) No. 13, No. 14 層間変形角 $R(\text{rad})$

図 3 梁せん断力-層間変形角曲線の包絡線の比較

対する曲げ耐力比を 2.61→1.51 としたものである。また、通し筋の付着余裕度を 1.19→0.95 としている。No.9 は No.4 より軸力比が低いため剛性が低下している。No.9 は No.4 より耐力が僅かに低下したが大差なく、また、変形性能にも差はほとんどみられない。No.11～No.13 同様、柱の梁に対する曲げ耐力比が異なっても、Q-R 曲線の包絡線に大きな違いはみられないといえる。

(4) 梁主筋量の違いによる比較 [No.13-14]

No.14 は No.13 に対して梁主筋量を 6-D19(1.59%)→4-D19(1.06%)とし、パネルゾーンのせん断余裕度を 1.54→2.32 としたものである。通し筋の付着余裕度はともに 1.24 である。No.14 は No.13 に対して、梁主筋量が少ないため当然のことながら耐力は低い。No.14 では $R=1/25\text{rad}$ 以降に梁主筋の抜け出しが顕著にみられたため、No.13 に比べると変形性能が低下していることがわかる。本実験の範囲では、通し筋の付着余裕度の計算値は同一でも、実際の梁主筋の抜け出しの程度は異なり、大変形時の変形性能に影響を与えている。

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

全試験体とも梁曲げ降伏先行型であったので、最大耐力の実験値($Q_{\max}$)は、ACI ストレスブロック式、ならびに梁曲げ耐力略算式から得られた計算値($bQ_{\mu 1}$, $bQ_{\mu 2}$)と概ね良い対応を示し、 $Q_{\max}/bQ_{\mu 1}$ は 1.03～1.14、 $Q_{\max}/bQ_{\mu 2}$ は 1.06～1.18 であった。柱の梁に対する曲げ耐力比が 2 以下の試験体でも、梁曲げ降伏先行型の場合、最大耐力は既往の計算式で評価できる。

No.11～No.14 では、梁主筋の通し筋の付着余裕度の計算値が 1.12～1.24 と 1.0 以上であったが、最大耐力発生以降の大変形時には梁主筋の抜け出しが発生した。これに対し、既往報告¹⁾の実験シリーズ 1 では、付着余裕度が 1.19 であったものの梁主筋の抜け出しはみられなかった。これは、本実験では、パネルゾーンのせん断余裕度が 1.29～2.32 であったため、パネルゾーンの損傷が進まなかったのに対し、相対的に耐力余裕が小さい定着部分の損傷が進み、梁主筋の抜け出しに繋がったものと推察される。今後、梁通し筋の定着を確実にするための付着余裕度の下限値を確認することが課題として残った。

4.3 変形性能

試験体の変形性能を評価するため、柱梁接合部（部分架構）の塑性率を求める。その際、用いる降伏変形角と限界変形角は以下のように定義する。

(1) 降伏変形角

本報告では、一段目の梁主筋が降伏した時点での層間変形角を降伏変形角(R_y)と定める（前掲の図 2 の▲印を参照）。得られた各試験体の降伏変形角を表 6 に示す。

(2) 限界変形角

本報告では、Q-R 曲線の最大耐力発生以降の加力 1 サイクル目の包絡線上において、耐力が最大耐力の 80%に低下した時点での層間変形角を限界変形角(R_u)と定める。前掲の図 2 に各試験体の限界変形角 R_u を示す。また、そこで得られた限界変形角を表 6 に示す。

(3) 塑性率

各試験体の塑性率(μ)を表 6 に示す。ここで、塑性率は、限界変形角を降伏変形角で除することにより算出した。その結果、全試験体の塑性率($\mu = R_u/R_y$)は 4.0 以上であった。実験因子の違いによらず十分な変形性能を保持しているといえる。

塑性率(μ)と通し筋付着余裕度(τ_u/τ_j)との関係を図 4 に示す。

表 5 最大耐力の実験値と諸耐力の計算値

実験シリーズ名		シリーズ1	シリーズ2					
項目	単位	No.4(参考)	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14
最大耐力実験値 $Q_{\max}$	kN	235.0	229.1	233.2	238.0	238.7	240.3	179.3
梁曲げ耐力 (ACIストレスブロック式)	kN	218.8	222.0	222.0	222.0	222.0	222.0	157.1
梁曲げ耐力時の パネルせん断応力度 τ_i	N/mm ²	9.97	10.03	10.03	10.03	10.03	10.03	6.67
パネルせん断耐力 (靱性保証型指針式) τ_{iu}	N/mm ²	14.24	12.89	12.89	15.47	15.47	15.47	15.47
パネルせん断余裕度 τ_{iu}/τ_i	-	1.43	1.29	1.29	1.54	1.54	1.54	2.32
通し筋付着余裕度 緩和規定適用時 (靱性保証型指針式)	-	1.19 1.48	0.95 1.19	0.95 1.19	1.12 1.40	1.16 1.45	1.24 1.54	1.24 1.54
梁曲げ耐力 (略算式) $bQ_{\mu 2}$	kN	211.0	216.0	216.0	216.0	216.0	216.0	151.9
梁せん断耐力 (荒川mean式) bQ_{su}	kN	292.7	280.8	280.8	280.8	280.8	280.8	286.4
梁せん断耐力 (靱性保証型指針式) bQ_{su2}	kN	455.1	417.0	417.0	417.0	417.0	417.0	417.0
柱曲げ耐力* (略算式 多段筋考慮) $cQ_{\mu 2}$	kN	550.5	325.8	325.8	325.8	410.4	553.4	553.4
柱せん断耐力* (荒川mean式) cQ_{su}	kN	447.4	374.2	374.2	374.2	392.4	428.9	428.9
柱せん断耐力* (靱性保証型指針式) cQ_{su2}	kN	440.2	439.3	439.3	439.3	439.3	439.3	439.3
最大耐力 実験値/計算値	$Q_{\max}/bQ_{\mu 1}$ $Q_{\max}/bQ_{\mu 2}$	1.07 1.11	1.03 1.06	1.05 1.08	1.07 1.10	1.08 1.11	1.08 1.11	1.14 1.18
軸力	kN	1920	480	480	480	960	1920	1920
軸力比 η		0.20	0.05	0.05	0.05	0.10	0.20	0.20
柱の梁に対する曲げ耐力比 $cQ_{\mu 2}/bQ_{\mu 2}$	-	2.61	1.51	1.51	1.51	1.90	2.56	3.64

*: 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: $R_p=0.01$

ここでは、既往報告¹⁾の実験シリーズ1の試験体の値も一緒にプロットしている。塑性率と通し筋付着余裕度との明確な相関関係はみられないが、通し筋の付着余裕度が増大すると塑性率は増大することが幾分うかがえる。この分布においては、PCa試験体と一体打ちRC試験体との差はあまりみられなかった。

4.4 等価粘性減衰定数

パネルゾーンの横補強筋量を変動させた No.9 と No.10、パネルゾーンのコンクリート強度を変動させた No.10 と No.11、柱の梁に対する曲げ耐力比を変動させた No.11～No.13 の等価粘性減衰定数(h_{eq})と層間変形角(R)との関係を図5に示す。No.9 と No.10 では、大変形に至るまで等価粘性減衰定数に差はみられなかった。No.10 と No.11 では、 $R=1/33\text{rad}$ までは両試験体に差はみられなかったが、パネルゾーンの損傷が進むそれ以降の変形では、コンクリート強度が大きな No.11 の方が等価粘性減衰定数が大きかった。一方、No.11、No.12、No.13 では、柱の梁に対する曲げ耐力比(軸力比)が大きな試験体の方が、等価粘性減衰定数は大きな履歴を示した。この傾向は、No.4 と No.9 においても同様であった。上記の変動因子が柱梁接合部(部分架構)のエネルギー吸収性状に影響することが確認された。

5. まとめ

本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- (1) 梁主筋は、柱フェイスから $0.4D_b$ 離れた位置で機械式継手により継がれていたが、終局に至るまで、その周辺に特異なひび割れは発生せず、 $0.4D_b$ の位置で継いでも支障ないことが確認された。
- (2) パネルゾーンの横補強筋に外周筋のほか中子筋を配筋することで、パネルゾーンの損傷の程度が軽減された。また、耐力、変形性能ともに上回っていた。中子筋の効果が確認できた。
- (3) 全試験体ともに梁曲げ降伏先行型であったため、最大耐力は、既往の梁曲げ耐力式(ACI式、略算式)で評価できた。
- (4) 全試験体の梁せん断力(Q)ー層間変形角(R)曲線は、 $R=1/33\text{rad}$ までは概ね安定した履歴を示した。 $R=1/25\sim 1/20\text{rad}$ 以降では、梁主筋の通し筋の付着余裕度が $1.12\sim 1.24$ であったものの、梁主筋の付着喪失により耐力の低下が大きな試験体があった。
- (5) 柱の梁に対する曲げ耐力比を 1.51 、 1.90 、 2.56 に変動させた(軸力比を 0.05 、 0.10 、 0.20 に変動させた) No.11～No.13 の試験体では、 $Q-R$ 曲線、ならびにその包絡線の形状には、大きな違いはみられなかった。これに対し、等価粘性減衰定数(h_{eq})は、曲げ耐力比が大きい試験体の方が大きな値を示し、違いがみられた。
- (6) 全試験体の限界変形角(R_u)を降伏変形角(R_y)で除した塑性率($\mu=R_u/R_y$)は 4.02 以上となり、十分な変形性能を保持していた。

参考文献

- 1) 松本匡史、細矢 博、金久保利之、八十島 章：PCa 柱梁接合部の構造的な性能に関する実験的研究(その1、その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、23248～23249、2011年8月
- 2) 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
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010
- 4) 日本建築センター：建築物の構造規定、1997年版

表6 降伏変形角、限界変形角、塑性率

試験体	No.4	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14
降伏変形角 R_y	0.0098	0.0118	0.0131	0.0127	0.0123	0.0107	0.0079
限界変形角 R_u	0.0589	0.0606	0.0668 ↑	0.0518	0.0495	0.0627	0.0481
塑性率 $\mu = R_u / R_y$	6.01	5.14	5.10 ↑	4.08	4.02	5.86	6.09
パネルせん断余裕度	1.43	1.29	1.29	1.54	1.54	1.54	2.32
通し筋付着余裕度	1.19	0.95	0.95	1.12	1.16	1.24	1.24

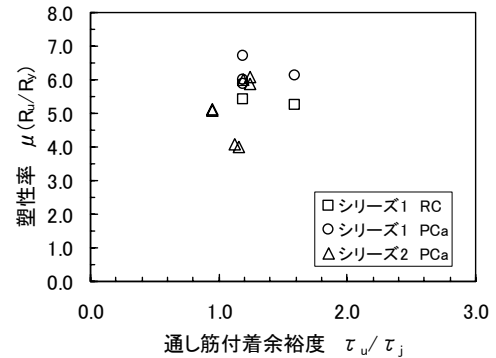
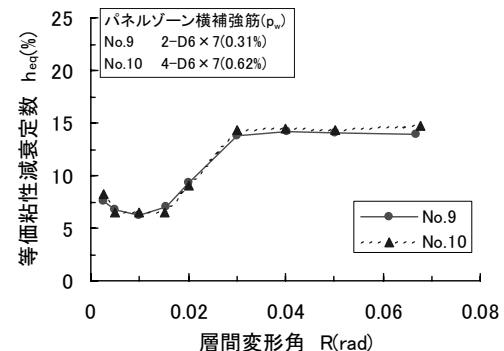
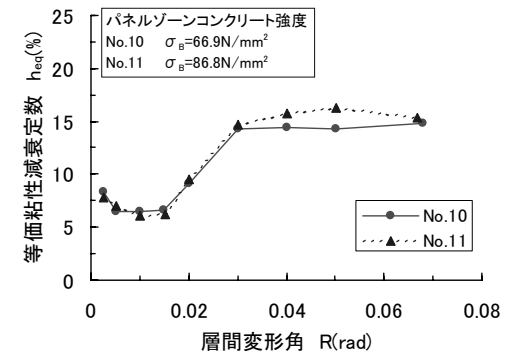


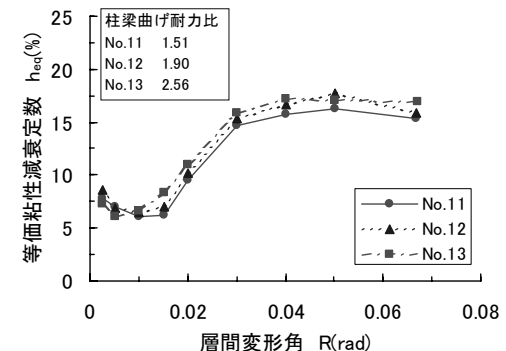
図4 塑性率と通し筋付着余裕度との関係



(1) パネルゾーン横補強筋量の違いによる比較



(2) パネルゾーンコンクリート強度の違いによる比較



(3) 柱梁曲げ耐力比(軸力比)の違いによる比較

図5 等価粘性減衰定数の比較(第1サイクル)

[2012年1月19日原稿受理 2012年4月10日採用決定]