柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の耐震性能 SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE EXTERIOR BEAM-COLUMN JOINT WITH COLUMN-TO-BEAM STRENGTH RATIO EQUAL OR NEAR UNITY

楠原文雄*, 塩原 等**
Fumio KUSUHARA and Hitoshi SHIOHARA

Tests on reinforced concrete exterior beam-column joint sub-assemblages with low column-to-beam strength ratio in the range commonly constructed in practice are reported. Story shear capacity of some specimens were 30% lower of the story shear predicted by the flexural strength of the beam or the column at the maximum, although the joints have enough margins for nominal joint shear capacity by 10% to 50%. The decrease of story shear is larger in the case of the column-to-beam strength ratio is equal or near to unit. Column-to-beam strength ratio required to secure lateral strength predicted by the flexural strength of sections is small in the case of that the amount of transverse reinforcement in the joint is large, the column depth is large relatively to the beam depth or bent bar anchorage is used instead of mechanical anchor with headed bars.

Keywords: reinforced concrete, exterior beam-column joint, joint failure, column-to-beam strength ratio, anchorage length

鉄筋コンクリート, 外部柱梁接合部, 接合部破壊, 柱梁曲げ強度比, 定着長さ

1. はじめに

現在の鉄筋コンクリート造骨組の耐震設計では、強度や剛性といった柱梁接合部の耐震性能を確保するために接合部せん断力を制限する方法がとられている。例えば、日本建築学会の設計指針³⁾(以下、学会指針)では接合部せん断力の上限として実験資料の分析に基づいて定められた柱梁接合部のせん断強度式が示されている。

一方、接合部せん断力が小さい場合にも柱と梁の曲げ強度の値が近い場合には柱梁接合部内部で柱の主筋も降伏して柱梁接合部に損傷が集中し、梁の主筋降伏時の層せん断力が梁ヒンジ形成時に比べて小さいことや、柱と梁の曲げ強度の比が接合部の終局強度におよぼす影響が明らかにされている^{4),5),6)}。十字形柱梁接合部については著者らの行った実験により接合部せん断力が学会指針に規定された接合部せん断強度以下でも柱梁接合部内での梁・柱主筋の降伏により柱梁接合部の破壊が生じ、その強度は柱と梁の曲げ強度の比(以下、柱梁曲げ強度比)に大きく影響を受けることが確認された⁷⁾。

ト形柱梁接合部の場合にも、柱梁接合部の破壊性状に与える柱と梁の曲げ終局強度時の層せん断力の比の影響についての実験結果に基づいた指摘がなされており⁸⁾、ト形柱梁接合部でも同様の破壊が生じることが予測される。しかし、ト形柱梁接合部の既往の実験の多くは柱梁曲げ強度比が1.5以上の試験体について行われており、特に部分架構の安全性が確認されたとされる梁曲げ型の破壊をした

試験体のほとんどは柱梁曲げ強度比が2以上である⁹⁾。つまり、既往の試験体の多くは実構造物に比べ柱が過度に曲げ補強されているといえ、設計式の検証および各種設計因子の効果に用いられてきた実験資料の特性としては不適切であったともいえる。

そこで、本研究では理論的に影響が指摘されている柱梁曲げ強度比の影響をト形柱梁接合部の場合についても実験により確認するとともに、柱梁曲げ強度比が小さい領域において各種の影響因子が柱梁接合部の耐震性能に及ぼす効果を実験により検討する。ここで、本論文ではト形柱梁接合部における柱梁曲げ強度比を上下の柱の曲げ終局強度の和の、梁曲げ終局強度に対する比とする。この際、それぞれの曲げ終局強度は梁または柱の端部断面の曲げ強度を接合部芯位置でのモーメントに換算したもので比較する(図1)。

ト形柱梁接合部の耐震性能に影響を及ぼす因子の抽出にあたり、十字形柱梁接合部の耐力機構⁴⁾のアナロジーによりト形柱梁接合部の終局状態として図2に示す3つの耐力機構を考える。図2(a)は、

図1 ト形柱梁接合部の柱梁曲げ強度比

本論文の一部は文献1), 2)で発表されたものであり、本論文はその内容をまとめた上で検討を追加したものである。

* 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 助教・修士(工学)

Assistant Prof., Dept. of Architecture, School of Engineering, The University of Tokyo, M. Eng.

** 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 教授・工博

Prof., Dept. of Architecture, School of Engineering, The University of Tokyo, Dr. Eng.

接合部の引張側の入隅部から入ったひび割れと梁主筋の定着端と接合部の圧縮側の入隅部を結ぶ向きに入るひび割れが拡大する破壊機構で、ひび割れを横切る梁主筋と柱主筋の降伏によって接合部は終局強度に達する。図 2(b)および(c)は接合部横補強筋および接合部付近の柱帯筋の降伏により終局にいたる破壊機構である。このうち図 2(b)に示す破壊機構は、図 2(a)が部分架構に作用するモーメントにより梁と柱が遠ざかる側（図中では上柱）が大きく変形するのに対し、梁と柱が近づく側（図中下柱）が大きく変形する破壊機構である。また、図 2(c)は梁主筋の定着端から柱側に生じたひび割れの拡大により終局にいたる破壊機構である。一般にト形の部分架構では柱と梁が遠ざかる側（図 2(a)）の強度と剛性が小さい¹⁰⁾ので、本研究では、(a)および(c)の破壊機構で梁柱接合部の強度に影響を与える要因として考えられる因子を実験における主な変動因子とする。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

本研究では、図 2 に示した破壊機構を考えたときに終局強度にお

よばず影響が大きいと推測される以下の因子、すなわち、1) 梁主筋量（接合部せん断強度の梁曲げ強度時せん断力に対する比（接合部せん断余裕度）：0.76～1.48）、2) 梁主筋の定着位置（梁主筋定着長さの柱せいに対する比：0.8、0.65、0.5）、3) 柱梁曲げ強度比（1.0～3.5）、4) 接合部横補強筋量（接合部横補強筋比 0.28～0.83%）および接合部付近の柱の帯筋量（帯筋比 0.22～0.67%）を主な実験変数とした。括弧内は試験体における変数の設定範囲である。さらに、5) 接合部アスペクト比（柱せいと梁せいの比：0.5、1.0、2.0）、6) 梁主筋の定着方法（機械式定着と折り曲げ定着）を加えた。

試験体は 1/3 スケールとし、柱、梁の反曲点位置で切り出した平面ト形部分架構 28 体である。試験体は L シリーズ 11 体、M シリーズ 4 体、N シリーズ 5 体、O シリーズ 4 体、P シリーズ 4 体の 5 つの実験シリーズにより構成される。試験体の諸元を表 1 に、試験体の形状を図 3 に示す。梁、柱の反曲点間距離は共通とし、柱と梁の断面図芯の交点（接合部芯）から反曲点までの距離はいずれも 700(mm)である。梁主筋の定着長さはそれぞれ設計指針^{3),13)}のせん断強度式に用いる定着長さの定義に合わせ、機械式定着の場合は柱

図 2 外部柱梁接合部の終局状態

表 1 試験体一覧

シリーズ		L											M				N					O				P																						
試験体		L01	L02	L03	L04	L05	L06	L07	L08	L09	L10	L11	M01	M02	M03	M04	N01	N02	N03	N04	N05	O01	O02	O03	O04	P01	P02	P03	P04																			
コンクリート強度(MPa)		27.7											29.0				29.0					29.8				26.2																						
梁	スパン(mm)	700																																														
	幅(mm)×せい\mm)	240×240											240×170					240×240				240×340																										
	引張主筋本数 (D13)	4									6		4				6					4		6		3																						
	引張主筋比(%)	0.98									1.47		0.98				2.17					0.98		1.47		0.50																						
	軸力	0																																														
柱	スパン(mm)	700																																														
	幅(mm)×せい\mm)	240×240											240×340					240×240				240×170																										
	引張主筋本数 (D13)	2	3	4	2	3	4	2	4	6	4	6	3				2	2	3	5	3	3	2	3	6	3	5	7	5																			
	引張主筋比(%)	0.49	0.73	0.98	0.49	0.73	0.98	0.49	0.98	1.47	0.98	1.47	0.73				0.33	0.33	0.50	0.84	0.50	0.73	0.49	0.73	1.47	1.09	1.81	2.54	1.81																			
	帯筋比(%)	0.22											0.33	0.67	0.33	0.67	0.22					0.33																										
	軸力	0																																														
	横補強筋数(□-D6)	2											3	6	3	6	2					2				3		6																				
補強筋比(%)		0.28											0.42	0.83	0.42	0.83	0.44					0.28				0.27		0.55																				
梁主筋		定着方法											定着板											U字				定着板																				
定着部	定着長(mm)	192				156				120			156			192		156			272		221			170		192		156		111																
	定着長/柱せい	0.8				0.65				0.5			0.65			0.8		0.65			0.8		0.65			0.5		0.8		0.65																		
	定着長/主筋径	14.8				12.0				9.2			12.0			14.8		12.0			20.9		17.0			13.1		14.8		12.0		8.5																
接合部アスペクト比		1.0																0.5					1.0				2.0																					
梁柱幅比		1.0																																														
柱梁曲げ強度比※1		1.07	1.56	2.05	1.07	1.56	2.05	1.07	2.05	3.03	1.39	2.05	1.56				1.47	1.47	2.17	3.54	2.17	1.56	1.07	1.56	2.05	1.03	1.66	2.28	1.66																			
接合部せん断余裕度※3)		1.40											1.13				0.87			0.76		1.45		1.18			1.28		1.04			0.80		1.48		1.20		0.79		1.14								
側方割裂破壊の余裕度※2		1.43											1.29				1.16			1.29			1.49		1.57			1.34		1.41		1.63		1.61			1.51		1.27		1.07		1.07		1.04		1.07	
掻き出し破壊の余裕度※3		1.41											1.13				0.88			0.75			1.60		1.99			1.23		1.62		1.96		1.38			0.97		1.52		1.21		0.81		1.04		1.35	

※1 加力時引張側柱と圧縮側柱の曲げ強度の和の梁曲げ強度に対する比、※2 定着方法が機械式（定着板）の場合は益尾・窪田式¹²⁾、折り曲げ（U 字）の場合は学会靱性指針式³⁾による、※3 定着方法が機械式（定着板）の場合は日本建築総合試験所指針式¹³⁾、折り曲げ（U 字）の場合は学会靱性指針式³⁾による

図3 試験体の形状および配筋

フェースから定着板内面までの距離、折り曲げ定着の場合は水平投影長さとした。柱帯筋量および接合部横補強筋量は、その影響を検討する M シリーズを除き、学会指針等に規定の最小補強筋量とした。その影響を検討する M シリーズ以外では影響が最小となるようにしたためである。ただし、P シリーズでは柱せいが小さいので柱のせん断破壊を防止するために柱補強筋量を増している。

また、理論的な検討⁵⁾で終局強度におよぼす柱軸力の影響は柱引張主筋による拘束力と等価に扱ってよいことがわかっており、本実験でも十字形接合部の場合⁷⁾と同様に柱に初期軸力は加えなかった。

なお、一般の構造物においては梁幅が柱幅に比べて小さい場合が多いが、梁幅が柱幅より小さいと柱梁接合部内の破壊が奥行き方向に均一ではなく接合部内部の破壊の様子を外部から観察することが困難となるため、いずれの試験体も梁幅は柱幅と同じとしている。

試験体の柱梁曲げ強度比は、2.3 節に示す加力方法に合わせ、上下の柱に梁せん断力の 1/2 の圧縮力および引張力が生じるものとしてそれぞれの柱の曲げ終局強度を計算して算出した。梁および柱の曲げ終局強度は、材料の強度とヤング係数に使用材料の材料試験結果を用い平面保持を仮定して行った断面解析によるもので、断面の圧縮縁のコンクリートのひずみが 0.3%に達するときを曲げ終局時とした。断面解析のコンクリートの応力度とひずみ度の関係には修正 Kent-Park 式¹¹⁾を用い、鉄筋のひずみ硬化は考慮していない。

せん断余裕度は主筋降伏時の接合部せん断力に対する学会指針に基づいて算定した接合部せん断強度の比である。また、梁主筋の定着強度は、機械式定着の試験体では側方割裂破壊強度は益尾・窪田式¹²⁾、揺き出し破壊強度については日本建築総合試験所の設計指針¹³⁾により求め、折り曲げ定着の試験体については学会指針に基づき求めた。

以下に各実験シリーズの概要を述べる。

(1) L シリーズ

L シリーズは柱と梁の曲げ強度の比の影響を明らかにすることを主な目的としており、実験変数は 1) 梁主筋の水平定着長さ、2) 柱と梁の曲げ強度の比、3) 梁主筋量で、梁主筋の定着方法は機械式定着である。試験体 L01～L09 は同一断面の梁を有し、梁主筋の定着長さを柱せいの 0.8 倍 (L01～L03)、0.65 倍 (L04～L06)、0.5 倍 (L07～L09) とし、柱梁曲げ強度比は 1.0～3.0 となるようにしている。学会の設計指針に基づく接合部せん断余裕度は、試験体 L01～L03 が 1.40、L04～L06 が 1.13、L07～L09 が 0.87 である。L10 と L11 は梁主筋量を増した試験体で、接合部せん断余裕度は 0.76 である。

表2 コンクリートの材料特性

シリーズ	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度時歪 (10 ⁻⁶ mm/mm)	引張割裂強度 (MPa)
L	27.7	25.6	1889	2.35
M	29.0	28.2	1890	2.16
N	29.0	27.0	1810	2.15
O	29.8	27.5	1822	2.22
P	26.2	26.9	1568	2.03

表3 鉄筋の材料特性

使用箇所	シリーズ	鉄筋	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強さ (MPa)	破断伸び (%)
柱・梁主筋	全	D13(SD345)	380	197	547	20.5
接合部補強筋	全	D6(SD295A)	334*	186	479	23.6

※ 0.2%オフセット耐力

(2) M シリーズ

M シリーズは接合部横補強筋および接合部付近の柱帯筋の量の影響を明らかにするための実験シリーズで、実験変数は 1) 梁主筋の水平定着長さ、2) 接合部横補強筋と柱帯筋の量である。梁と柱の断面形状、主筋量および反曲点間距離は全て共通としている。

接合部内横補強筋および柱の帯筋を最小配筋量程度とした L シリーズの試験体のうち、柱と梁の主筋がほぼ同時に降伏した試験体 L02、L05 を基準にし、試験体 M01、M02 は試験体 L02 に対して、試験体 M03、M04 は試験体 L05 に対して、補強筋量を 1.5 倍、3 倍とした試験体である。ここで、接合部内の横補強筋量と柱の帯筋量は同時に増やした。

柱梁曲げ強度比は全ての試験体で 1.43、接合部せん断余裕度は梁主筋の定着長さごとに試験体 M01、M02 でおよそ 1.5、試験体 M03、M04 でおよそ 1.2 である。

(3) N シリーズ

N シリーズは柱せいが梁せいに対して大きい場合についての検討を行うための実験シリーズで、柱せいを梁せいの 2 倍としている。実験変数は 1) 梁主筋の水平定着長さ、2) 柱梁曲げ強度比で、梁主筋の定着方法は機械式定着としている。

梁主筋の定着長さは、試験体 N01 は柱せいに対して 0.8 倍、試験体 N02～N04 は 0.65 倍、試験体 N05 は 0.5 倍であり、接合部せん断余裕度は、それぞれ 1.3、1.0、0.8 である。試験体 N02、N03、N04 は、柱と梁の曲げ強度の比が 1.4～3.0 程度となるように柱の主筋量を変化させている。

(4) O シリーズ

O シリーズは梁主筋を折り曲げ定着とした実験シリーズである。

実験変数は 1) 梁主筋の水平定着長さ, 2) 柱梁曲げ強度比, 3) 梁主筋量としている。梁主筋の定着長さは試験体 O01 が柱せいの 0.8 倍, その他は柱せいの 0.65 倍である。柱主筋量は柱梁曲げ強度比が 1.0 ~ 2.0 倍となるよう定めた。

試験体 O01 は L02 と、O02 は L04 と、O03 は L05 と、O04 は L11 と梁主筋の定着方法を除いて同一な試験体である。

(5) P シリーズ

P シリーズは梁せいが柱せいに対して大きい場合についての検討を行うための実験シリーズで、梁せいを柱せいの2倍としている。実験変数は1) 柱梁曲げ強度比および2) 接合部横補強筋量で、梁主筋の定着方法は機械式定着である。

梁主筋の定着長さは、柱せいに対して全試験体共通で 0.65 倍としており、接合部せん断余裕度は 1.2 である。試験体 P01～P03 は、柱梁曲げ強度比が 1.0～2.0 程度となるように柱の主筋量を変化させている。接合部横補強筋を最小配筋量程度とした試験体 P01～P03 に対し、試験体 P04 は試験体 P02 に対して接合部横補強筋量を 2 倍としたものである。

2.2 使用材料

コンクリートはすべてのシリーズで同配合とし、同一シリーズの試験体は同一バッチのコンクリートを1回で打設した。打設はひび割れ観察面が下となる向きで平打ちとした。材料試験結果を表2に示す。表の値は実験期間中の試験結果の平均である。

鉄筋の材料試験結果を表 3 に示す。使用した鉄筋の鋼種は SD345 と SD295A で、同径のものはすべてのシリーズで同一ロットの鉄筋を用いた。

2.3 加力および測定の概要

試験体は加力面内で 90 度回転させて図 4 に示す加力フレームに PC 鋼棒により緊結する。載荷は両端ピン接合の柱により支持された上部加力梁の端部に油圧ジャッキにより水平力を加え、加力フレームに水平変形を生じさせることで地震時の架構内での変形に相当する変形を試験体に生じさせるものである。

2.1 節で述べたように初期軸力は加えなかった。また、上下の柱の一方を一定軸力とすると正負で条件が異なってしまうため、柱の変動軸力が梁せん断力の 1/2 となるように上柱先端のジャッキを制御し、正負で対称の加力条件となるようにした。

加力は図5に示す載荷履歴に従い変位制御による正負交番繰り返し載荷とした。初期剛性を確認するための小振幅の載荷を行った後、層間変形角0.25%、0.5%の加力を各1回、層間変形角1.0%、1.5%、

2.0%, 3.0%, 4.0%の加力を各2回行った。

梁のせん断力、柱せん断力はロードセルにより測定した PC 鋼棒の引張力から求め、層せん断力は梁せん断力から換算して求めた。層間変形角は柱の載荷点に対する梁の載荷点の水平変位を梁スパン (700(mm)) で除した変形角とした。また、梁および柱の主筋は梁主筋と柱主筋が交わる位置で、接合部横補強筋および柱帯筋は中央位置でひずみゲージにより鉄筋のひずみを測定した。

3. 実験結果

3.1 破壞性状

試験体 L02, L05, N02, P02, M04, O03 および試験体 L09 の層間変形角 3.0%の加力サイクル終了時の破壊状況を写真 1 に示す。いずれの試験体も最初に接合部の梁が取り付けいている側の入隅部から斜め中央に向かうひび割れが発生した。次に梁主筋の定着端から接合部の圧縮の入隅に向かって接合部中央に斜めひび割れが発生した。この接合部中央の斜めひび割れは変形の増大とともにほぼまっすぐに梁の取り付けしていない側に伸展していき、柱部分まで伸展した。ただし、柱せいが梁せいの 2 倍である N シリーズのうち梁主筋の定着長さが大きい試験体 N01, 梁せいが柱せいの 2 倍である P シリーズ試験体では、梁主筋の定着端から生じた接合部中央の斜めひび割れは梁と柱の入隅部には向かわず、傾きは 45 度に近かった。

層間変形角 0.5%~1.0%で引張側の柱で柱端から 50~100mm 程度の位置から接合部の方向に斜めのひび割れ（写真 1 中破線で囲ったひび割れ）が発生した。梁主筋定着長が柱せいの 0.5 倍である試験体 L08, L09 ではこのひび割れが拡大し、図 2(c)に示した破壊機構が形成された。

横補強筋量を大きくした試験体 M02, M04 を除き、層間変形角 1.0%~1.5%で接合部パネルのコンクリートの圧壊が始まり、変形の増大とともに圧壊も進行した。

斜めひび割れ発生及び圧壊が始まる層間変形角は梁主筋の定着長さが小さい方が小さい傾向にあった。

また、梁主筋を折り曲げ定着（U字定着）とした O シリーズの試験体では、梁主筋の鉛直定着部と外側の柱主筋の間のコンクリートの圧壊も見られた。

試験体 L08, L09, M02, M04 を除き、いずれの試験体も梁主筋または梁側の柱主筋、もしくは両方の降伏後に柱梁接合部の斜めひび割れの拡大とコンクリートの圧壊により接合部に損傷が集中する破壊（図 2(a)）となった。

写真 1 接合部の破壊状況

梁主筋の定着長さが柱せいの 0.5 倍の試験体 L08 の負側、試験体 L09 では梁、柱主筋とも降伏せず、接合部横補強筋及び柱端の帯筋の降伏により梁主筋が抜け出す破壊（図 2(c)）であった。

また、横補強筋量を増した試験体 M02, M04 では梁端に破壊が集中する梁曲げ型に近い破壊となった。

3.3 層せん断力と層間変形の関係

図 6 に層間変形角と層せん断力の関係を示す。図中には平面保持を仮定した断面解析による梁曲げ終局時層せん断力を破線で示した。また、M シリーズでは基準とした L シリーズ試験体の、O シリーズについては同配筋で梁主筋の定着方法のみ異なる L シリーズ試験体の層間変形角と層せん断力の関係における包絡線を破線で示した。さらに、ひずみゲージにより測定した鉄筋のひずみから判断した鉄筋の降伏時を示してある。ここで、鉄筋の降伏は該当する鉄筋のうちの初降伏を示している。

いずれの試験体も入隅部でひび割れが発生する（図中 jcc）と剛性低下が始まった。ついで梁主筋定着端からの斜めひび割れが発生し（jdc）、層間変形角が増加し一時的に層せん断力が低下した。ただし、柱と梁のせいが異なる場合（N, P シリーズ）や折り曲げ定着の場合（O シリーズ）ではこの一時的な層せん断力の低下は明確には生じなかった。また、折り曲げ定着ではひび割れ発生後の剛性の低下の度合いは同配筋の機械式定着の試験体に比べて小さかった。

全ての試験体で柱梁曲げ強度比は 1.0 以上であるが、柱梁曲げ強度比が 1.0 程度の試験体では柱主筋のみが降伏した。これは加力による変動軸力を考慮すると柱梁曲げ強度比 1 程度では引張側では柱の曲げ強度のほうが小さいためである。柱梁曲げ強度比 1.5 以上の試験体のうち、柱及び梁主筋の降伏が生じなかった試験体 L08, L09 を除き層間変形角 1.0% 前後で梁主筋が降伏した。さらに、柱梁曲げ強度比 1.5 以上であるが柱せいが梁せいの 2 倍の試験体 P02, P03 を除き、最大耐力前あるいは最大耐力後の大変形での繰り返し時に柱主筋の降伏も生じた。

履歴ループは、ほとんどの試験体においてエネルギー吸収能に乏しいスリップ型となった。柱梁曲げ強度比が小さい試験体では、正側の履歴曲線は過去の最大点を指向し、負側では最大点は指向せず正側の最大点の対称の位置を指向する傾向が見られた。最大耐力後の耐力低下は柱せいが梁せいの 2 倍の N シリーズのうち、柱梁曲げ強度比が小さい試験体 N01, N02, N03 で大きかった。

また、接合部横補強筋と柱帯筋を増した M シリーズの試験体では、梁主筋の定着長さを柱せいの 0.8 倍とした試験体 M01, M02 では、特に試験体 M02 では同振幅の繰り返しによる耐力低下は極めて小さく、変形の増大による耐力低下も生じなかった。履歴ループの形状はスリップ性状が見られるものの、柱梁曲げ強度比が等しい試験体 L02 に比べると除荷後の反対側への再載荷時の剛性が大きく、履歴吸収エネルギーも増えている。また、正側と負側の非対称性も横補強筋量が多くなるとみられなくなり、試験体 M02 では正側と負側でほぼ対称な履歴ループとなった。

4. 柱梁接合部の耐震性能に及ぼす影響因子の効果

表 4 に実験結果の一覧を示し、以下に影響因子の効果を検討する。いずれの試験体でも第 1 加力サイクルのピーク時にはひび割れは発生しておらず、実験における初期剛性は第 1 加力サイクルの正負のピークを結ぶ割線剛性とした。ひび割れは目視によって確認したが、目視では不明確な場合は主筋のひずみの値が急激に変化した時点でひび割れは発生したものとした。

また、最大耐力の実験値は実験における加力振幅内での最大層せん断力である。一部の試験体では最大加力振幅のピーク時に最大層せん断力となっているが、層せん断力と層間変形角の関係における接線剛性はピーク時にはほぼゼロとなっており、部分架構の最大耐力にほぼ達していたと判断した。

初期剛性

初期剛性は、ばらつきはあるが実験因子による顕著な影響はみられなかった。

ひび割れ強度

加力中に最初に生じる梁と柱の入隅からはいり梁端で柱主筋に沿って（もしくは柱端で梁主筋に沿って）伸展するひび割れの発生荷

図6 層せん断力と層間変形角の関係

表 4 実験結果一覧

シリーズ	L											M				N					O				P				
試験体	L01	L02	L03	L04	L05	L06	L07	L08	L09	L10	L11	M01	M02	M03	M04	N01	N02	N03	N04	N05	O01	O02	O03	O04	P01	P02	P03	P04	
初期剛性 (kN/mm)	10.9	11.9	11.7	11.1	11.1	17.4	11.7	11.8	10.4	13.4	15.2	15.2	16.0	10.3	20.7	9.2	9.6	9.0	9.3	9.3	13.6	15.0	15.7	15.2	16.0	16.4	10.4	18.2	
接合部入隅部ひび割れ (梁端ひび割れ)	正	1.9	4.4	4.8	2.4	6.7	4.6	3.9	4.7	7.7	7.0	4.8	9.5	6.8	2.4	8.3	3.4	4.7	2.0	3.2	2.5	3.5	3.5	6.3	6.9	4.2	5.8	3.9	4.4
	負	-3.7	-3.6	-6.1	-2.7	-3.5	-3.4	-4.5	-4.2	-5.0	-6.5	-3.9	-4.3	-5.8	-2.0	-4.3	-9.5	-2.4	-4.2	-1.4	-3.0	-2.4	-2.8	-3.0	-5.8	-7.2	-2.8	-4.0	-3.1
接合部対角ひび割れ	正	15.7	16.6	16.6	9.6	12.2	12.3	9.8	9.9	11.0	8.5	12.0	20.9	20.7	15.5	15.8	15.1	12.4	12.5	14.2	11.6	29.1	16.2	15.8	18.9	16.3	18.0	17.5	16.3
	負	-14.2	-17.5	-16.6	-9.4	-12.5	-10.9	-8.5	-9.9	-11.0	-11.4	-12.2	-21.5	-23.1	-14.8	-16.5	-16.4	-12.8	-14.1	-11.6	-11.1	-26.2	-11.2	-16.7	-22.2	-17.3	-17.3	-15.2	-23.8
梁主筋降伏	正	未降伏	32.1	31.2	未降伏	26.1	28.3	未降伏	26.3	未降伏	未降伏	36.3	32.1	31.2	28.9	32.2	未降伏	未降伏	36.4	32.0	25.4	32.9	未降伏	30.6	45.7	未降伏	25.5	27.2	32.0
	負	未降伏	-29.4	-29.9	未降伏	-24.9	-29.3	未降伏	未降伏	-25.2	-29.6	-35.8	-30.8	-32.3	-27.8	-30.7	未降伏	未降伏	-30.1	-31.7	-28.9	-33.2	未降伏	-29.1	-45.4	-24.1	-26.6	-27.7	-31.1
柱主筋(梁側)降伏	正	23.0	30.8	33.0	20.3	28.2	30.7	17.3	26.2	未降伏	33.6	33.2	32.5	32.1	30.0	30.4	28.5	23.6	33.2	35.4	26.6	35.1	23.8	32.9	48.5	23.3	未降伏	未降伏	34.6
	負	0.87	1.00	2.28	0.93	1.32	2.62	0.77	3.40	未降伏	1.18	3.26	1.58	0.80	0.96	0.83	0.92	0.83	1.15	3.17	0.97	1.84	0.92	1.34	1.50	0.75	未降伏	未降伏	1.29
	正	23.0	30.8	33.0	20.3	28.2	30.7	17.3	26.2	未降伏	33.6	33.2	32.5	32.1	30.0	30.4	28.5	23.6	33.2	35.4	26.6	35.1	23.8	32.9	48.5	23.3	未降伏	未降伏	34.6
	負	-24.1	-30.3	-33.9	-20.6	-26.3	-26.7	-18.2	未降伏	未降伏	-33.8	-36.0	-33.3	-33.9	-27.8	-31.2	-28.7	-24.7	-35.4	-35.6	-28.5	-30.7	-22.1	-24.9	-45.2	-25.2	未降伏	未降伏	-24.3
接合部横補強筋降伏	正	21.5	22.1	24.1	13.1	-15.3	16.5	-18.8	-15.2	16.7	15.4	17.7	21.5	33.6	18.3	29.8	-25.8	23.1	29.0	-24.4	19.6	-33.4	23.8	29.6	30.3	17.7	21.1	20.3	23.6
	負	0.75	0.60	0.70	0.45	-0.45	0.43	-1.00	-0.42	0.42	0.36	0.37	0.53	1.05	0.39	0.79	-1.51	0.81	0.90	-0.66	0.61	-1.11	0.92	0.86	0.55	0.44	0.45	0.37	0.51
最大耐力	正	26.5	33.0	34.8	23.9	29.3	31.7	19.7	29.1	25.9	36.6	40.1	35.3	37.1	32.6	34.5	33.5	26.5	36.6	38.3	29.0	35.8	24.1	32.9	49.3	25.5	28.4	31.3	35.5
	負	-24.1	-32.6	-34.3	-21.3	-28.1	-31.6	-20.3	-23.7	-28.0	-35.5	-39.6	-33.7	-37.3	-30.1	-32.9	-29.1	-25.2	-35.6	-36.7	-29.9	-34.9	-23.4	-30.7	-47.2	-25.7	-28.5	-28.9	-33.9
	負	-1.40	-3.01	-2.00	-4.00	-1.50	-1.50	-4.01	-1.50	-3.00	-1.51	-2.00	-2.87	-4.01	-1.51	-1.54	-1.51	-1.49	-1.50	-3.01	-1.51	-1.02	-1.01	-1.51	-1.50	-1.86	-1.51	-1.01	-1.50

ひび割れ発生時：層せん断力(kN)，鉄筋降伏時・最大耐力時：(上段) 層せん断力(kN) (下段) 層間変形角(%), 斜体：最大耐力後もしくは繰り返し載荷時に降伏

重は、ばらつきはあるが実験因子による顕著な影響は見られなかった。従来、骨組の最初の剛性低下は梁端もしくは柱端の曲げひび割れの発生により生じ、その強度はコンクリート断面の断面係数とコンクリート強度に比例すると考えられている。しかし、接合部アスペクト比が異なる試験体シリーズの間でもひび割れの発生荷重の差は小さく、梁せいもしくは柱せいが小さく柱と梁のせいが等しい場合に比べて断面係数は1/2程度となるNシリーズでも断面係数の差ほどにはひび割れ強度は小さくなっていない。つまり、梁端部の曲げひび割れ発生荷重を算出する従来の方法は不適切であるといえる。

一方、柱梁接合部中央の斜めひび割れの発生荷重は、梁主筋の定着長さが大きいほど大きく、機械式定着よりは折り曲げ(U字型)定着のほうが大きかった。梁主筋量、柱梁曲げ強度比(柱主筋量)、接合部横補強筋量を増すことでもひび割れの発生荷重はわずかに増加したが、影響は小さかった。

主筋の降伏強度

図7に梁および柱主筋降伏時の節点モーメントと実験における変動因子との関係を示す。図中には平面保持を仮定した断面解析により求めた梁、柱の降伏モーメントを節点モーメントに換算したものを実線であわせて示した。図7(a)で柱と梁の曲げ降伏時の計算値が等しい点の柱梁曲げ強度比が1ではないのは柱梁曲げ強度比は図1に示したように上下の柱の強度の和に基づくのに対し、計算値は上下の柱の強度のうち小さい方を用いていること、および曲げ終局強度と曲げ降伏モーメントの差によるものである。また、図2に示したように引張側の柱(図中上柱)のコンクリートの圧縮力は梁主筋の定着端に向かっていると考えられるため、柱の有効なせいは梁主筋の定着長さに近いと考え、柱の降伏モーメントを梁主筋の定着長さの柱せいに対する比で低減させた計算値もあわせて破線で示した。

最大耐力前に梁主筋が降伏した試験体では、同一の梁配筋の試験体であっても、同じ定着長さでは柱主筋を増し柱梁曲げ強度比が大きくなると梁主筋の降伏荷重はわずかに増加し、同じ柱梁曲げ強度比では梁主筋の定着長さが大きいほど降伏荷重は大きかった。また、横補強筋量の増大、定着方法を機械式から折り曲げ(U字型)定着とすることによっても降伏荷重は増大した。

柱と梁のせいが等しく梁主筋定着長さが柱せいの0.8倍の試験体L02, L03, 梁主筋定着長さが柱せいの0.65倍だが柱梁曲げ強度比が2倍程度の試験体L06, 横補強筋量を増した試験体のうち定着長さが柱せいの0.65倍で補強筋比が0.44%の試験体M03を除いた試験体、および折り曲げ定着で柱梁曲げ強度比が1.5の試験体O03では梁主筋の降伏荷重はほぼ断面解析による計算値に等しかったが、他の試験体では計算値より実験値が小さかった。梁主筋量が多い試験体L10, L11では計算値に対する実験値の比は梁主筋量が少ない試験体L05, L06に比べて小さかった。また、降伏時変形は横補強筋量を増した試験体、折り曲げ(U字型)定着の試験体で小さくなった。

柱せいと梁せいが等しい試験体では柱梁曲げ強度比が1.5以下、柱せいが梁せいの2倍の試験体では強度比2.0以下の場合には最大耐力前に柱主筋が降伏し、梁主筋の定着長さが小さいほど降伏時の荷重は小さかった。

接合部横補強筋の降伏強度

接合部横補強筋降伏時の層せん断力は、柱梁曲げ強度比が大きいほど、梁主筋の定着長さが大きいほど、横補強筋量が多いほど、機械式定着よりは折り曲げ(U字型)定着のほうが大きかった。

最大耐力

実験の変動因子と最大層せん断力の関係を図8に示す。図中には平面保持を仮定した断面解析に基づく梁、柱の曲げ終局時、学会指針の接合部せん断強度時及び学会指針による梁主筋の掻き出し破壊強度時の層せん断力の計算値もあわせて示した。また、降伏強度と同様に柱曲げ終局時に梁主筋の定着長さの柱せいに対する比を乗じた計算値も示してある。

最大層せん断力は梁主筋の定着長さや柱と梁の曲げ強度比の影響を大きく受け、最大層せん断力は柱梁曲げ強度比が1に近いほど小さくなった。横補強筋量が最低補強程度程度のL, N, Pシリーズのうち、梁主筋の定着長さや柱せいの比が0.8の試験体では、接合部せん断余裕度にかかわらず柱梁曲げ強度比1.5以下の試験体の最大層せん断力は梁曲げ終局時、柱曲げ終局時、接合部せん断強度時の計算値を下回った。梁主筋の定着長さや柱せいの比が0.65の場合、柱梁曲げ強度比が2.0程度でも最大層せん断力が計算値を下回る試験

図7 降伏強度に与える影響因子の効果

図8 最大耐力に与える影響因子の効果

体もある。梁せいが柱せいの2倍であるPシリーズでは、柱梁曲げ強度比が2を超える試験体P03でも最大層せん断力は梁曲げ強度時計算値より小さかった。一方、柱の曲げ強度が小さくしていくと柱せいが小さいPシリーズと折り曲げ定着であるOシリーズを除いて実験の最大層せん断力は柱の曲げ強度に梁主筋の定着長さの柱せいに対する比を乗じた計算値に漸近していった。

同程度の柱梁曲げ強度比では、最大層せん断力実験値の梁曲げ強度時計算値に対する比は柱せいと梁せいが等しい場合に比べて、梁せいと柱せいが異なる場合のほうが小さく梁曲げ強度に対する低下量が大きかった。

また、接合部せん断余裕度が1以上の場合でも梁主筋の定着長さが大きいほど最大層せん断力は大きく、柱梁曲げ強度比が小さいほどその影響は顕著であった。

本実験では梁、柱主筋の降伏により柱梁接合部が終局状態に達しており、この場合には接合部横補強筋および接合部近傍の柱帯筋の量を増すことで最大層せん断力は増加した。また、折り曲げ(U字型)定着とした試験体でも同配筋の機械式定着の試験体に対して最大層せん断力が1.1~1.2倍に増大した。従って、梁曲げ強度を発揮

するために必要な柱梁曲げ強度比は、横補強筋量が多い場合や、折り曲げ定着では小さくなるといえる。

このように梁曲げ強度に対する低下率もしくは梁曲げ強度が発揮されるようになる柱梁曲げ強度比は接合部アスペクト比や梁主筋の定着長さ、接合部横補強筋量等の影響を受けるが、そのメカニズムの解明は今後の検討課題である。

履歴特性

梁主筋の定着長さが大きく、横補強筋量を増したMシリーズの試験体M01, M02を除いて、スリップ性状の顕著な履歴エネルギー吸収能に乏しい履歴ループとなった。

図9に、各影響因子を変動因子とした試験体グループごとに実験における層間変形角と層せん断力の関係から求めた等価粘性減衰定数を示す。正側に比べて負側でピーク時の層せん断力が小さい場合や、同振幅の繰り返しによって耐力低下する場合に見かけ上算定される等価粘性減衰定数が大きくならないよう、同振幅の繰り返しで等価粘性減衰定数を求める際の基準となる弾性エネルギーは各振幅において1回目の正側のピーク時のものとした。

実験により得られた等価粘性減衰定数は、設計の対象となるであ

図 9 履歴吸収エネルギーに対する影響因子の効果

表 5 実験値と計算値の比較

シリーズ	L											M				N					O				P				
試験体	L01	L02	L03	L04	L05	L06	L07	L08	L09	L10	L11	M01	M02	M03	M04	N01	N02	N03	N04	N05	O01	O02	O03	O04	P01	P02	P03	P04	
柱梁曲げ強度比	1.07	1.56	2.05	1.07	1.56	2.05	1.07	2.05	3.03	1.39	2.05	1.56				1.47	1.47	2.17	3.54	2.17	1.56	1.07	1.56	2.05	1.03	1.66	2.28	1.66	
接合部せん断余裕度	1.40			1.13			0.87			0.76		1.45		1.18		1.28		1.04		0.80		1.48		1.20		0.79		1.14	
最大耐力実験値(A)	37.0	46.2	48.7	33.4	41.0	44.4	27.6	40.7	36.3	51.2	56.1	49.4	51.9	45.6	48.3	46.8	37.1	51.3	53.6	40.6	50.1	33.7	46.1	69.0	35.8	39.8	43.8	49.7	
	-33.8	-45.7	-48.1	-29.8	-39.4	-44.3	-28.5	-33.2	-39.2	-49.7	-55.5	-47.2	-52.2	-42.4	-46.1	-40.7	-35.3	-49.8	-51.4	-41.9	-48.9	-32.8	-42.9	-66.1	-36.0	-39.9	-40.4	-47.5	
梁曲げ終局時計算値(B)	46.5	46.5	46.5	46.5	46.5	46.5	46.5	46.5	46.5	68.8	68.8	46.6	46.6	46.6	46.6	48.7	48.7	48.7	48.7	48.7	46.8	46.8	46.8	68.9	49.8	49.8	49.8	49.8	
柱曲げ終局時計算値(C)	41.4	60.7	79.9	41.4	60.7	79.9	41.4	79.9	118.3	79.9	118.3	60.8	60.8	60.8	60.8	54.6	54.6	80.6	132.5	80.6	67.0	47.3	67.0	119.8	45.4	73.3	101.1	73.3	
実験値(A)	0.89	0.99	1.05	0.81	0.88	0.95	0.67	0.87	0.78	0.74	0.82	1.06	1.11	0.98	1.04	0.96	0.76	1.05	1.10	0.83	1.07	0.72	0.98	1.00	0.79	0.80	0.88	1.00	
/ 計算値(min(B,C))	0.82	0.98	1.03	0.72	0.85	0.95	0.69	0.71	0.84	0.72	0.81	1.01	1.12	0.91	0.99	0.84	0.73	1.02	1.06	0.86	1.05	0.70	0.92	0.96	0.79	0.80	0.81	0.95	
接合部せん断強度時(D)	63.2	63.2	63.2	51.4	51.4	51.4	39.5	39.5	39.5	51.4	51.4	65.3	65.3	53.0	53.0	65.0	52.8	52.8	52.8	40.6	66.5	66.5	66.5	54.1	52.3	52.3	52.3	52.3	
実験値(A)	0.59	0.73	0.77	0.65	0.80	0.86	0.70	1.03	0.92	1.00	1.09	0.76	0.80	0.86	0.91	0.72	0.70	0.97	1.02	1.00	0.75	0.51	0.69	1.28	0.68	0.76	0.84	0.95	
/ 計算値(D)	0.53	0.72	0.76	0.58	0.77	0.86	0.72	0.84	0.99	0.97	1.08	0.72	0.80	0.80	0.87	0.63	0.67	0.94	0.97	1.03	0.73	0.49	0.65	1.22	0.69	0.76	0.77	0.91	

※ 実験値および計算値は節点モーメント(kN・m)、実験値および実験値と計算値の比は上段：正加力時 下段：負加力時

ろう層間変形角 0.5～1.5%の範囲では、試験体により差はあるが概ね 1 サイクル目は 10%程度、2 サイクル目は 5%程度であった。

層間変形角 1.0%前後で主筋降伏した後では、柱梁曲げ強度比が大きいほど等価粘性減衰定数は大きかったが、梁せいが柱せいの 2 倍である P シリーズでは影響は小さかった。

接合部横補強筋量を増すことでも等価粘性減衰定数は増加した。ただし、梁主筋の定着長が柱せいの 0.65 倍の試験体では接合部横補強筋量の影響はほとんど現れなかった。

接合部横補強筋量が最低補強程度程度の L、N シリーズでは梁主筋定着長さの影響はほとんどなかったが、横補強筋量を増した M シリーズでは定着長さが大きいほど等価粘性減衰定数は大きかった。これは横補強筋量が多く定着長さが大きい試験体では 3 章に述べたように破壊が梁曲げ型に近いものであったためと考えられる。

なお、履歴特性におよぼす設計因子の影響のメカニズムの解明は今後の検討課題である。

5. 最大耐力計算値と実験値の比較

5.1 従来の設計法による強度計算値と実験値の比較

最大耐力について、実験値と計算値の比較を表 5 に示す。また、図 8 には実験結果に併せて梁、柱の曲げ終局時のモーメントを節点モーメントに換算したもの（図中、実線）、および学会指針に示された接合部せん断強度時の節点モーメント（図中、破線）を示した。梁、柱の曲げ終局モーメントは平面保持を仮定した断面解析により

圧縮縁のコンクリートひずみが 0.3%に達したときとした。

従来の設計法では、梁および柱の曲げ終局強度と接合部のせん断強度のうち最小のものを架構の最大耐力と考えるが、柱梁曲げ強度比が 1 に近い試験体では接合部せん断余裕度にかかわらず設計で想定している架構の強度を実験値が下回っている。

4 章で述べたように、架構の最大耐力は主筋量のみならず柱梁曲げ強度比に大きく影響を受けるが、現行の設計法ではこの影響を評価できていない。また、梁主筋の定着長さを小さくした場合、接合部せん断強度も定着長さに比例して減少し、梁曲げ強度の方が小さい場合には計算値は定着長さの影響は受けないが、実験値は梁主筋が降伏する場合についても定着長さが小さくなると最大耐力は小さくなっている。

横補強筋量については、梁・柱の曲げ終局強度、接合部せん断強度とも計算値にその影響は現れないが、実験では横補強筋量を増すことにより最大耐力は増加している。

6. まとめ

本研究では鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部の剛性、強度、損傷特性、履歴特性に及ぼす設計因子の影響を、柱と梁の曲げ強度の比を比較的小さく設定した部分架構の水平加力実験により検討したものである。

梁主筋の定着長さを柱せいの 0.5 倍とした試験体および横補強筋を増した試験体の一部を除き、接合部せん断力が従来の設計法に示

された接合部せん断強度より小さい場合であっても、梁または柱、もしくは両方の主筋の降伏後に接合部に損傷が集中する接合部破壊となった。また、その履歴ループはエネルギー吸収能に乏しいスリップ形となった。

以下に影響因子の効果に関する主な知見をまとめる。

柱梁曲げ強度比（柱曲げ強度）の影響

- ・初期剛性、接合部入隅から生じるひび割れの発生荷重、接合部中央の斜めひび割れ発生荷重および梁主筋の降伏荷重におよぼす影響はみられないか、わずかであった。
- ・柱梁曲げ強度比が 1.5 以下では最大耐力前に柱主筋が降伏し、降伏時の荷重は柱梁曲げ強度比が大きいほど大きかった。
- ・接合部せん断余裕度 1 以上であっても、柱梁曲げ強度比が 1.5 以下では最大層せん断力は梁および柱の曲げ強度時の計算値を下回り、柱梁曲げ強度比が 1 に近いほど最大層せん断力は小さかった。
- ・柱梁曲げ強度比を大きくすると等価粘性減衰定数は大きくなった。

梁主筋定着長さの影響

- ・初期剛性および接合部入隅から生じるひび割れの発生荷重におよぼす影響はみられなかった。
- ・接合部中央の斜めひび割れの発生荷重は梁主筋定着長さが大きいほど大きかった。
- ・同一の梁断面あるいは柱断面であっても、梁主筋降伏時荷重、柱主筋降伏時荷重、最大層せん断力は、梁主筋定着長さが大きいほど大きかった。
- ・等価粘性減衰定数におよぼす影響はほとんどなかった。

接合部横補強筋量の影響

- ・横補強筋量を増すことで接合部の損傷が軽減され、梁端部に損傷する部分が移行していった。
- ・初期剛性、接合部入隅から生じるひび割れの発生荷重、接合部中央の斜めひび割れ発生荷重および梁主筋の降伏荷重におよぼす影響はみられないか、わずかであった。
- ・梁主筋降伏時荷重、最大層せん断力は横補強筋量を増すことで増加した。
- ・横補強筋を増すことで破壊形式が梁曲げ形に移行した場合を除き、等価粘性減衰定数におよぼす影響はほとんどなかった。

柱せいと梁せいの比（接合部アスペクト比）

- ・接合部入隅部のひび割れ発生荷重に及ぼす影響はみられず、梁および柱の断面係数の影響はみられなかった。
- ・柱せいが梁せいの 2 倍の場合には柱せいと梁せいが等しい場合に比べて柱主筋の降伏が生じやすく、より大きな柱梁曲げ強度比であっても柱主筋の降伏が生じた。
- ・柱せいと梁せいが等しい場合に比べ、柱せいと梁せいが異なる場合のほうが最大層せん断力の梁曲げ強度に対する比は小さかった。

梁主筋の定着方法

- ・初期剛性および接合部入隅から生じるひび割れの発生荷重におよぼす影響はみられなかった。
- ・接合部中央の斜めひび割れ発生荷重、梁主筋降伏荷重、最大層せん断力は、折り曲げ定着とすることで機械式定着の場合と比べて大きくなった。

現行の設計法における架構の最大耐力の推定値は、設計で変動する柱梁曲げ強度比、接合部の横補強筋量などの影響を適切に評価できていない。特に柱の曲げ強度時と梁の曲げ強度時の層せん断力が近い場合には、架構の最大耐力は設計法における推定値を下回る。

今後、これら影響因子の効果を理論的に説明する破壊機構のモデル化や、定量的に評価する方法の確立が必要である。図 1 に示した耐力機構に基づく評価法を確立することで可能と考えるが、結果は別稿にて報告したい。

謝辞

本研究は、平成 21 年度国土交通省建築基準整備促進補助金事業：主筋が接合部内に定着される柱梁接合部の耐力に関する調査（事業主体：東京大学 塩原等）、平成 22 年度建築基準整備促進事業：鉄筋コンクリート造の壁はり接合部等の耐力評価に関する実験（事業主体：東京大学 塩原等）および平成 20～22 年度科学研究費補助金 基盤研究(B)：力学モデルによる鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震設計法の確立（研究代表者：塩原等）より補助を受け実施された。また、本研究の実験は浅井勇太君（現竹中工務店）、藤原圭佑君（現東日本旅客鉄道）が東京大学大学院に在学中に修士論文の研究の一環として主に担当して行った。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 塩原等、楠原文雄、他：鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部の耐震性能におよぼす設計因子の影響に関する実験、その 1～5、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2, pp.391-400, 2010.9
- 2) 浅井勇太、楠原文雄、塩原等、他：鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部の耐震性能におよぼす設計因子の影響に関する実験、その 6、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2, pp.545-546, 2011.8
- 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、日本建築学会、1999
- 4) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構、日本建築学会構造系論文集、Vol. 73, No. 631, pp. 1641-1684, 2008. 9
- 5) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用、日本建築学会構造系論文集、Vol. 74, No. 635, pp. 121-128, 2009. 1
- 6) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：梁曲げ降伏型接合部の耐震設計、日本建築学会構造系論文集、Vol. 74, No. 640, pp. 1145-1154, 2009. 6
- 7) 楠原文雄、塩原等、田崎渉、朴星勇：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、第 75 巻、第 656 号、pp. 1873-1882, 2010.10
- 8) 角徹三、浅草肇、青木正美：RC 柱・はり外部接合部の耐力と靱性に関する研究、その 1：はりと柱の曲げ耐力比の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、C, pp.455-456, 1988.10
- 9) 藤原圭佑、楠原文雄、塩原等：実験データベース分析に基づく鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部の終局強度に関する検討、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 33, No. 2, pp.367-368, 2011.7
- 10) 楠原文雄、藤原圭佑、塩原等：架構内での変形を模した境界条件による鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部部分架構の実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 33, No. 2, pp.343-348, 2011.7
- 11) Kent, D. C. and R. Park : Flexural Members with Confined Concrete, Proceeding of ASCE, Vol. 97, No. ST7, pp. 1969-1990, 1971. 7
- 12) 益尾潔、窪田敏行：機械式定着工法による RC 造 T 形接合部の終局耐力に関する設計条件、日本建築学会構造系論文集、第 590 号、pp. 87-94, 2005.4
- 13) 日本建築総合試験所：機械式鉄筋定着工法設計指針、日本建築総合試験所、2006.1

(2013 年 4 月 10 日原稿受理、2013 年 7 月 19 日採用決定)