論文 鉄筋コンクリート造ヒンジリロケーション柱梁接合部の耐震性能

川野 翔平^{*1}·石川 裕次^{*2}·麻生 直木^{*3}·中根 一臣^{*4}

要旨:本研究は、地震時において発生する梁端部の塑性ヒンジ位置を柱面から離すことで、有効体積が限られている柱梁接合部に作用する応力を緩和し、変形性能に優れた接合部を提案するため、ヒンジリロケーション柱梁接合部の実験を行った。ここで示すヒンジリロケーション柱梁接合部は、接合部内を通し配筋した梁2段筋の先端部に機械式定着具を取付けたものである。実験変数を柱梁曲げ耐力比および梁端部補強とし、 接合部の実験を行った。実験結果としては、両試験体においても、ヒンジリロケーション柱梁接合部を適用 することで、層間変形角 R=50×10⁻³rad まで安定した復元力特性が得られることを確認した。 キーワード:鉄筋コンクリート造、柱梁接合部、塑性ヒンジ、機械式定着具、2段筋

1. はじめに

本研究で取扱うヒンジリロケーション柱梁接合部とは、 梁端部の梁主筋量を増やすことで、地震時において発生 する梁塑性ヒンジ位置を柱面から離し、接合部に作用す る応力伝達を緩和するものである。著者らは、変形性能 に優れた柱梁接合部を合理的な配筋によって実現するた め、ヒンジリロケーション柱梁接合部に関する検討^{1),2),3)} を行ってきた。ここで言う合理的な配筋とは、梁端部で カットオフした梁2段筋の先端に機械式定着具を取付け て接合部内に通し配筋したものである。このような配筋 により柱面(危険断面)では2段筋としての引張応力を 鉄筋に負担させることが可能であり、2段筋がカットオ フされる位置において梁曲げ降伏ヒンジを計画し、ヒン ジリロケーション接合部を設計することができる。

ここでは, 柱梁接合部に関する最新の知見を鑑みて, 柱梁曲げ耐力比および, 梁端部補強について着目し, ヒ ンジリロケーション柱梁接合部の耐震性能について検討 を行った。

2. 実験概要

2.1 実験変数・試験体

試験体は,既往の2体を含む試験体4体の十字型接合 部である(SJI3 試験体²⁾, SJI5 試験体³⁾)。試験体スケー ルは約1/2とした。図-1に試験体図を,表-1に試験体 一覧を示す。

実験変数は、柱梁曲げ耐力比(SJI3 試験体²⁾/SJI7 試 験体)および梁端部補強法(SJI5 試験体³⁾/SJI8 試験体) である。梁部材のヒンジリロケート位置は、SJI7 試験体 で柱面から 3/4D(D:梁せい)、SJI8 試験体で柱面から 1/2Dである。ヒンジ発生位置を柱面から移動させるため、 鉄筋先端部に機械式定着具を取り付けた梁2段筋を接合

*1 (㈱竹中工務店 技術研究所 構造部 RC 構造グループ *2 ㈱竹中工務店 技術研究所 構造部 RC 構造グループ *3 ㈱竹中工務店 東京本店 設計部 グループ長 工修 *4 ㈱竹中工務店 東京本店 設計部 課長 工修



表一1 試験体諸元						
計驗休夕		SJI3	SJI7	SJI5	SJI8	
試験体諸元		文献 2)	柱梁曲げ 耐力比	文献 3)	梁端部補強	
$\sigma_{\rm B}[{\rm N/mm^2}]$		35.1	38.7	35.5	39.0	
梁部材	BxD[mm]	3002		x400		
	危険断面位置	3/4D		1/2D		
	梁端部主筋	4+4-D16		4+2-D16	4+3-D16	
		(SD390)		(SD490)	(SD490)	
		pt=1.60%		pt=1.17%	pt=1.60%	
	あばら筋 (A)断面	4-D6@50		4-D6@50	4-D6@30	
		(KSS785)		(KSS785)	(KSS785)	
		p _w =0.84%		pw=0.84%	pw=1.41%	
	あばら筋	4-D6@75(SD345)		4-D6@75(KSS785)		
	(B)断面	p _w =0.56%		pw=0.56%		
	あばら筋	2-D6@75(SD345)		2-D6@75(KSS785)		
	(C)断面	p _w =0.28%		p _w =0.28%		
	梁貫通孔	100\u03c6 NS100\u03c6(2-S8)		無		
坛	B _c xD _j [mm]	400x300				
合	接合部補強筋	4-D6@80(SD345)		4-D6@80(KSS785)		
部		p _{wj} =0.40%		pwj=0.40%		
	BxD[mm]	400x300				
	柱主筋	16-D16	12-D16	16-D16		
柱		(SD390)	(SD390)	(SD490)		
部材		pg=2.65%	pg=1.99%	pg=2.65%		
	帯筋	4-D6@50(SD345)		4-D6@50(KSS785)		
		pw=0.63%		pw=0.63%		
構造性能	梁端曲げ 余裕度 ¹⁾	1.48	1.52	1.25	1.44	
	柱梁曲げ 耐力比 ²⁾	1.44	1.03	1.46	1.56	
	接合部せん断 余裕度 ³⁾	1.37	1.45	1.23	1.27	
	通し主筋定着	0.73	0.83	0.73	0.78	
	余裕度4)	(Lc=300)	(Lc=300)	(Lc=300)	(Lc=300)	

(表記) 文献⁴⁾ に従って構造性能の算定を行った。

 ヒンジリロケート位置(C断面)の曲げ終局強度(計算値) に対する梁端部(A断面)の曲げ終局強度(計算値)の比。

 ヒンジリロケート位置(C断面)の曲げ終局強度(計算値)時 における梁端部(A断面)の曲げモーメントに対する柱の 曲げ終局強度(計算値)の比。

 ヒンジリロケート位置(C断面)の曲げ終局強度時(計算値) における接合部せん断力に対する接合部のせん断強度 (φ=0.85,計算値)の比。

4) 通し主筋定着余裕度の算定は、緩和式を用い、定着長さを柱幅 で算定

部に通し配筋している。

梁端部に貫通孔を有する SJI3 試験体, SJI7 試験体には, 既製の開口補強筋(D6)を配筋した。表-2 及び表-3 にコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を示す。

2.2 加力計画

図-2 に加力装置図を示す。柱の上下端部にピン支承 治具を設置し、梁の左右端部に 1000kN ジャッキにより 正負交番繰り返し載荷を行った。梁端加力は変位漸増載 荷とし、層間変形角 R=±1.0、±2.0、±3.3、±5.0、(± 2.0)、±7.5、±10、(±5.0)、±15、±20、±30、±40、 ±50、[×10⁻³rad]を図-3 に示す加力サイクルで加力した。 ±2.0、±5.0、±10[×10⁻³rad]は、長周期地震動を想定し

表-2 コンクリートの材料試験結果

	圧縮強度	ヤング係数	割裂強度
	$\sigma_B[N\!/\!mm^2]$	$E_c[N/mm^2]$	$\sigma_T[\text{N/mm}^2]$
SJI7	38.8	28.3×10^3	2.63
SJI8	30.0	20.3 ~ 10	2.05

表-3 鉄筋の材料試験結果

	降伏強度	ヤング係数	破断伸び
	$\sigma_y [N/mm^2]$	$E_s[N/mm^2]$	$\epsilon_u[\%]$
D16 SD390	454	1.974×10^{5}	19.6%
D16 SD490	540	1.952×10^{5}	16.6%
D6 SD345	438	1.934×10^{5}	17.8%
D6 KSS785	922	1.909×10^{5}	10.6%
S8 KSS785	944	1.931×10^{5}	8.40%





た10回の多数回繰り返し載荷を行った。()サイクルは, 変形後の小サイクルを想定した。

柱軸力は、一定軸力として、SJI7 試験体は柱の曲げ終 局強度を調整するため、 η =0.03 とした。SJI8 試験体、SJI3 試験体および SJI5 試験体は長期軸力に相当する η =0.10 の軸力比 (η =N/($BD\sigma_B$)、N:軸力、B:柱幅、D:柱せい、 σ_B : コンクリート強度) を与えた。

3. 実験結果

3.1 主な実験結果

図-4,6に主な実験結果として,層せん断力-層間変 形角関係,等価粘性減衰定数-層間変形角関係,接合部 せん断変形割合-層間変形角関係を示す。図-4,6中段 における等価粘性減衰定数は2回目の繰り返し載荷の履 歴特性に基づいて算定を行った。また,計算値は文献⁵⁾ より定常振幅を想定した武田モデルの復元力特性に関す る等価減衰定数として下式を用いた。

$$h_{eq} = 1/\pi (1 - 1/\sqrt{\mu})$$
 … (1)
ここで、 μ : 塑性率 $(=\delta_{max}/\delta_y)$
 δ_{max} : 最大変位
 δ_y : 降伏変位

なお、梁曲げ降伏の判定は、梁主筋(1段筋)が降伏 ひずみを超えた時点とした。梁主筋の降伏はSJI7 試験体 では R=10.5×10³rad, SJI3 試験体では R=11.9×10⁻³rad で あった。そこで、図ー4 には比較のため R=11.0×10⁻³rad を降伏変位として式(1)に従って算定した等価粘性減衰 定数(h_{eq})を併記した。同様に図ー6では梁主筋の降伏 はSJI8 試験体では R=11.2×10⁻³rad 時、SJI5 試験体では R=12.4×10⁻³rad時であったことから R=11.0×10⁻³rad を降 伏変位として h_{eq} の算定を行った。

図-4下段の接合部せん断変形割合は,層間変形角に 対する接合部変形角の比として便宜的に算定した。

図-5, 図-7 に層間変形角 R=10×10⁻³, 20×10⁻³, 50×10⁻³rad における試験体の損傷状況を示す。

(1) SJI7 (SJI3) 試験体 (実験変数: 柱梁曲げ耐力比)

SJI7 試験体は, ヒンジ位置が柱面から 3/4D, 柱梁曲げ 耐力比(ヒンジリロケート位置(C断面)において曲げ 終局強度に至った時の柱面位置(A断面)における梁曲 げモーメントと柱部材端部における曲げ終局強度との 比)を SJI3 試験体の 1.44 に対して 1.03 とした試験体で ある。

試験体の破壊状況は、 $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad 時で柱面近傍の 梁曲げひび割れ、 $R=2.0 \times 10^{-3}$ rad に柱の危険断面位置に 柱曲げひび割れ、 $R=3.3 \times 10^{-3}$ rad に接合部せん断ひび割 れが発生した。 $R=7.5 \times 10^{-3}$ rad では梁 2 段筋の機械式定 着部具の周辺にひび割れが発生した。 $R=11.9 \times 10^{-3}$ rad ま でにヒンジリロケート部 (C 断面) で梁主筋が降伏歪に 達し、梁曲げ降伏に至った。その後、梁部材の塑性ヒン ジが柱面から 3/4D 付近に形成された。 $R=\pm50 \times 10^{-3}$ rad まで載荷を行ったが、柱梁接合部に大きな損傷は生じな かった。

SJI7 試験体の層せん断力-層間変形角関係はヒンジリ ロケート部(C断面)において梁曲げ降伏が生じ,塑性 ヒンジが形成された後,紡錘形の復元力特性を示した。







図-5 SJI7 試験体, SJI3 試験体損傷状況

SJI7 試験体と SJI3 試験体の実験変数は, 柱梁曲げ耐力比 であるが, 試験体間で包絡線の差がなく, R=50×10⁻³rad まで著しい耐力低下は見られなかった。

図-4 中段に示すように等価粘性減衰定数-層間変形 角関係は、SJI7 試験体、SJI3 試験体共に、各変形レベル において実験値の等価粘性減衰定数は(1)式に従って算 定した値を上回ることを確認した。

図-4 下段に示した接合部せん断変形割合の推移は, SJI7 試験体, SJI3 試験体共に R=10×10⁻³rad までは増加 するが,その後は 10%前後を維持し,接合部に損傷が進 展していないことを確認した。

(2) SJI8(SJI5) 試験体(実験変数:梁端部補強)

SJI8 試験体は、ヒンジ位置を柱面から 1/2D とし、梁 端部領域のせん断補強筋比を SJI5 試験体の p_w =0.84%に 対して、 p_w =1.41%に増加させた試験体である。図-7 に 示すように R=1.0×10⁻³rad 時に柱面近傍の梁曲げひび割 れ、R=3.3×10⁻³rad 時に柱の危険断面位置に柱曲げひび 割れ、R=5.0×10⁻³rad において接合部せん断ひび割れお よび梁 2 段筋の機械式定着具の周辺にひび割れが発生し た。R=11.2×10⁻³rad までにヒンジリロケート部 (C 断面) において梁主筋が降伏歪に達し、梁曲げ降伏に至った。 その後、梁部材の塑性ヒンジが柱面から 1/2D 付近の C 断面に形成された。R=±40×10⁻³rad で最大耐力となり、 R=±50×10⁻³rad まで載荷を行ったが、耐力低下は最大耐 力の 96%に留まった。

SJI8 試験体の層せん断力部-材角関係は、ヒンジリロ ケート部(C断面)において曲げ降伏が生じ、塑性ヒン ジが形成された後、紡錘形の復元力特性を示した。

SJI5 試験体では、ヒンジリロケート部(C断面)近傍 において曲げ降伏後のせん断破壊により、R=40×10³rad 以降に耐力低下を生じた。SJI8 試験体は梁端部のせん断 補強筋量を割増しているため、大変形時にも耐力低下は 見られなかった。

等価粘性減衰定数-層間変形角関係については,図-6 中段に示すように SJI8 試験体は実験値における等価粘 性減衰定数が(1)式に従って算定した値を上回ることを 確認した。

図-6下段に示す接合部せん断変形割合の推移は,SJI8 試験体,SJI5 試験体共に R=10×10⁻³rad までは増加する が,その後は急激な増加がみられず、大変形時において も接合部領域で破壊には移行しなかった。

3.2 ひび割れ荷重,曲げ耐力

表-4に実験結果一覧を示す。表中には、実験におけ る梁曲げひび割れ発生時、柱曲げひび割れ発生時、接合 部せん断ひび割れ発生時の層せん断力、最大耐力を示し た。また、計算値における各ひび割れ強度および曲げ終 局強度時の層せん断力を示した。なお、SJI7 試験体は実



図-6 主な実験結果(SJI8 試験体, SJI5 試験体)



図-7 SJI8 試験体, SJI5 試験体損傷状況

験時に最大耐力を確認できていないため、R=50×10³rad 以下の範囲の最大層せん断力を用いて比較を行う。

各ひび割れ強度(実験値)は、ひび割れ強度(計算値) を上回っており、それぞれの実験値/計算値は、梁曲げひ び割れ:1.04~1.24、柱曲げひび割れ:1.21~1.38、接合 部せん断ひび割れ:1.31~1.60であった。最大耐力につ いては、塑性ヒンジがヒンジリロケーション断面に生じ た場合に算定される曲げ終局強度を上回っており、その 余裕は、1.14~1.25 となり、計算値が実験値を安全側に 評価した。

3.3 梁主筋歪分布

図-8 に両試験体の層間変形角 R=5.0, 10, 20×10³rad 時の梁主筋の歪分布を示す。なお,主筋ひずみのデータ は,鉄筋の表裏に貼付した歪ゲージの平均値を用いた。 SJI7 試験体は梁主筋に SD390 を, SJI8 試験体は梁主筋に SD490 を用いている。

全試験体共に R=10×10⁻³rad 時にヒンジリロケート部 (図中1断面) で梁1段筋が降伏ひずみを超えており, SJI7 試験体では柱面から 3/4D 近傍に, SJI8 試験体では 柱面から 1/2D 近傍に塑性ヒンジが形成されていること が確認された。梁2段筋については,鉄筋先端部の機械 式定着具近傍のひずみは, SJI7 で降伏ひずみの 1/3.5 程 度, SJI8 で降伏ひずみの 1/4.0 程度となった。

3.4 接合部せん断補強筋歪み

図-9に柱梁接合部の中央位置の接合部せん断補強筋 歪みー層間変形角関係を示す。図中には、降伏ひずみ *ε*_y を併記した。接合部補強筋のひずみデータは、鉄筋の表 裏に貼付した歪ゲージの平均値を用いた。せん断補強筋 として SJI7 試験体は SD345 を, SJI8 試験体は SD785 を 使用している。

SJI7 試験体は、 $R=30 \times 10^3$ rad において接合部せん断補 強筋が降伏ひずみに達した。SJI8 試験体は、せん断補強 筋ひずみが降伏ひずみに至らなかった。

3.5 ひび割れ幅

図-10に SJI7 試験体の各加力サイクルピーク時およ び除荷時ひび割れ幅の層間変形角に対する推移を示す。 ひび割れ幅は正加力時の1回目のピーク時および除荷時 のデータである。

ピーク時における梁の曲げひび割れ幅は,R=10× 10⁻³rad までは梁端部で大きくなるが,梁曲げ降伏後は R=15×10⁻³rad には梁端部(A断面)よりヒンジリロケー ト部(C断面)のひび割れ幅が著しく上回った。同様に 残留ひび割れ幅は梁曲げ降伏後にヒンジリロケート部

(C断面)が大きくなった。これは、梁塑性ヒンジがヒ ンジリロケート部に形成されたことを示している。

接合部せん断ひび割れ幅は、梁曲げひび割れに比べて 小さい値で推移した。

表-4 実験結果一覧

		SJI7	SJI8
河山ゴ	計算值 _{cal} V _{bc}	46.2	45.0
米田り	実験值 _{exp} V _{bc}	50.0	54.5
いい 141	$_{exp}V_{bc}\!/_{cal}V_{bc}$	1.08	1.21
生生	計算值 _{cal} V _{cc}	49.1	83.4
性曲り	実験值 _{exp} V _{cc}	67.0	102.5
いい割れ	$_{exp}V_{cc}/_{cal}V_{cc}$	1.36	1.23
拉入如	計算值 _{cal} V _{jc}	66.4	87.7
1安合司)	実験值 _{exp} V _{jc}	96.5	130.5
0.0.5141	${}_{exp}V_{jc}\!/{}_{cal}V_{jc}$	1.45	1.49
曲げ終局強度	計算值 _{cal} V _{bu}	191.0	213.0
具十五十	実験值 _{exp} V _{max}	235.5	248.0
取八剛刀	$_{exp}V_{max}/_{cal}V_{bu}$	1.23	1.16
(補足)			単位 (kN・m)

実験値は正加力、負加力の平均値を示す。

calVbc: RC 規準^の梁曲げひび割れ強度時の層せん断力(計算値) 主筋を考慮した有効断面係数に基づいて算出

calVcc: RC 規準^の柱曲げひび割れ強度時の層せん断力(計算値) 主筋を考慮した有効断面係数に基づいて算出

 expVbc:梁曲げひび割れ発生時の層せん断力(実験値)

 expVcc:柱曲げひび割れ発生時の層せん断力(実験値)

 calVjc:報性指針⁴⁾せん断ひび割れ強度時の層せん断力(計算値)

 expVjc:接合部せん断ひび割れ発生時の層せん断力(計算値)

 calVbu:靭性指針⁴⁾梁曲げ終局強度時の層せん断力(計算値)

 expVmax:最大耐力(SJI7試験体についてはR=50×10³rad時の





3.6 梁曲率分布

図-11 に試験体の曲率分布(計測値)の R=10, 20, 30×10⁻³rad における推移を示す。

SJI7 試験体、SJI8 試験体共に梁曲げ降伏後の層間変形 角 R=20, 30×10⁻³rad 時には、ヒンジリロケート位置(C 断面)の曲率が増加した。これは、梁塑性ヒンジが想定 した位置に形成されたことを示している。

4. まとめ

ここでは,柱梁曲げ耐力比が小さい場合および梁端部 のせん断補強を行った場合のヒンジリロケーション柱梁 接合部の実験を実施し,以下の知見が得られた。

- (1) 柱梁曲げ耐力比が 1.0 前後の柱梁接合部においても、 梁降伏位置を柱面から梁せいの 3/4 倍程度の位置に ヒンジリロケーション接合部を設計することが可 能であることを確認した。
- (2) 接合部せん断余裕度が 1.1 前後の柱梁接合部においても、梁降伏位置を柱面から梁せいの 1/2 倍の位置でヒンジリロケートを行うことが可能であることを確認した。
- (3) 梁曲げ降伏先行型のヒンジリロケーション接合部の最大耐力は、ヒンジリロケート部(C断面)で曲げ降伏が生じたものとして算出した曲げ終局強度時層せん断力(計算値)によって安全側に評価することを確認した。
- (4) いずれの試験体も層間変形角 R=50×10⁻³rad までの 変形レベルにおいても、紡錘形の安定した復元力特 性を示した。

参考文献

- 石川裕次ほか: RC ヒンジリロケーション柱梁接合 部の実用化、コンクリート工学、Vol.25, No.7, pp.573-581, 2014.7
- 石川裕次ほか:梁2段筋に機械式定着を用いたヒンジリロケーション柱梁接合部、日本建築学会大会 (北海道)学術講演梗概集, pp.745-746, 2013.9
- 3) 麻生直木ほか:梁2段筋に機械式定着を用いたヒンジリロケーション柱梁接合部(その1-2),日本建築 学会大会(近畿)学術講演梗概集,pp.375-378,2014.9
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証
 型耐震設計指針・同解説,1999
- 5) Takeda et al.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", 第3回日本地震工学シンポ ジウム, pp.357-364, 1970
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010