論文 RC 造ヒンジリロケーション柱梁接合部のせん断補強法に関する研究

上野 卓実*1·上原 修一*2·青田 興明*1

要旨: ヒンジリロケーション接合部では,柱面での梁曲げモーメントがより大きくなるにも関わらず接合部破壊が生じにくいと考えられているが,十分に検討されているとは言えない。本研究では,まず,ヒンジリロケーション接合部でも,接合部せん断余裕度が十分でない場合には,接合部破壊が生ずることを示した。次に,このようなヒンジリロケーション接合部に対し,著者らが提案する鋼板による補強の効果および柱へのプレストレス導入による補強効果について検討し,鋼板によるせん断補強により接合部破壊を免れる場合があることを示した。 キーワード:接合部,ヒンジリロケーション,せん断,鋼板,PC鋼棒

1. はじめに

近年,国内外において靭性的な鉄筋コンクリートフレ ーム構造の手法として,ヒンジリロケーション(以下 HR と記す)接合部の利用の提案が多くなっている^{1),2)}。HR 接合部は, Paulay らの提案に基づいている³⁾が,その有 用性から再び注目されるようになっているものと考える。

一方, HR 接合部においては, 図-1 に示すように, 通 常の接合部と比較し柱面での梁曲げモーメントが増大す る。梁断面の応力中心間距離が変わらなければ, 接合部 入力せん断力は, 塑性ヒンジの発生位置が柱面から離れ るに従い大きくなることがわかる。つまり, 十分な接合 部せん断余裕度がない場合, HR 接合部においても接合 部破壊がおこると考えられる。

そこで本研究では、まず HR 接合部においても接合部 がせん断破壊する場合があることを示す。さらに、その ような接合部に対し、著者らが提案する鋼板による補強 の効果および柱へのプレストレス導入による補強効果に ついて、実験的に検討する。



図-1 ヒンジリロケーション接合部の応力図

表-1 使用材料の力学的性質

材料	用途, 試験体	名称, 試験体名	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N1/mm ²)	圧縮強度	ヤング係数 (Ni/mm ²)
	the law of the		(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)	(N/mm)
	2009-柱梁主筋	D13	372	515	. /	1.71×10^{5}
	2016-柱梁主筋	D13	356	544		1.90×10^{5}
金田大大	帯筋・あばら筋	φ3.2	266	355		2.06×10^{5}
244442	せん断補強鋼板	3.2	254	357		1.87×10^{5}
	鋼板連結ボルト	全ねじボルト(M6)	540	708	1.33×10^{5}	
	PC鋼棒	φ11	1231	1273		2.01×10^{5}
	No.1	2009-IJ1			23.7	2.26×10^{5}
	No.2	2016-IJ1			30.9	2.79×10^{5}
コンクリート	No.3	2016-IJ2			32.8	2.99×10^{4}
	No.4	2016-IJ3			26.3	2.51×10^{4}
	No.5	2016-IJ4	V	V	30.9	$2.49 imes 10^4$

表-2 試験体概要

番号	試験体名	試験体概要		
No.1	2009-IJ1	ヒンジリロケーションしていない試験体(比較用試験体)		
No.2	2016-IJ1	柱面からD/2の位置まで梁に添筋を配置		
No.3	2016-IJ2	No.2に加え,梁面からD/2の位置まで柱に添筋を配置		
No.4	2016-IJ3	No.3に加え, 鋼板補強		
No.5	2016-II4	No.3に加え、柱にプレストレス力をかけ補強		

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に使用材料の力学的性質を示す。試験体は 5 体 であり,表-2 に試験体概要,図-2 に試験体配筋図,図 -3 に鋼板形状および内蔵位置,図-4 に PC 鋼棒の内蔵 位置を示す。比較用試験体を試験体 No.1 とする。試験体 No.2 はヒンジリロケーションによる接合部補強効果の 確認のため梁主筋にフック付きの添え筋を配置している。 試験体 No.3 は試験体 No.2 に加え,柱主筋の付着性状改 善による履歴性状改善を確認するために柱隅筋 4 本にフ ック付きの添え筋を配置している。試験体 No.4 は試験体 No.5 に試験体 No.3 に加え,柱材軸方向に PC 鋼棒でプレ ストレスを加えた補強試験体としている。

^{*1} 有明工業高等専門学校専攻科建築学専攻 (学生会員) *2 有明工業高等専門学校創造工学科(建築コース)教授 博士(工学) (正会員)





試験体 No.4 に内蔵した鋼板は厚さ 3.2mm の縞鋼板を 2 枚重ね合わせており,図-3(a)に示す位置に孔をあけ て,その孔の外周に長さ 11.4mm の鋼管を挿入し,5mm 分を突出させてシアキーとした。また,位置決めのため 鋼板直交方向にM6の全ねじボルト4本でつないでいる。

試験体 No.5 に内蔵した PC 鋼棒にはアンボンド PC 鋼 棒 φ 11 のものを使用しており、図に示す位置に配置して いる。プレストレスは 0.08 σ_B 程度で、PC 鋼棒に貼付し たひずみゲージの値を確認しながら調節した。

2.2 加力方法と変形測定装置

図-5 に加力装置と変位計の取り付け位置,図-6 に 載荷履歴を示す。図-5 に示すように、梁端をローラー 支持,柱頭部及び柱脚部をピン支持とした。梁端部には 面外変形拘束装置を設け、梁端側面4ヶ所をローラーに より支持した。そして加力装置により、水平方向に正負 交番載荷した。本研究では柱軸力は加えていない。加力 は変位制御とし,層間変形角Rに関し、約±0.5%、±0.75%、 ±1.0%、±1.5%、±2.0%、±3.0%、±4.0%、±5.0%、±7.0% で載荷を行い、±0.5%から±5%までは各々2回ずつ、 ±7.0%は1回とした。この加力方法は全試験体とも共通 である。

梁に伝わるせん断力については、梁外端のリンクにゲ ージを貼り、力の逆対称性を確認している。

また,図-5に示すように柱頭と柱脚のピン位置の水 平変位の差を柱ピン距離で除して層間変形角とした。梁 端の回転量を測定するため、梁端から 125mm の位置に ボルトを埋め込み、そのボルトの高さ 25mm の位置で変 位計を内向きに固定し、柱面間相対変位を測定した。梁 端から 125mm~250mm の区間でも同様の測定をしている。 さらに接合部のせん断変形角については、変位計を接合 部のパネル対角方向に設置し求めた。



(b) 試験体 No.2 図-7 水平荷重と層間変形角(続く)



3. 実験結果

3.1 水平荷重と層間変形角の関係

図-7 に水平荷重と層間変形角の関係を示す。破壊過 程について, 試験体 No.1 は, R=0.5%で梁に曲げひび割 れ、梁端にひび割れが生じ、R=1.5%で接合部にせん断ひ び割れが発生した。R=3.0%で梁端のひび割れが拡大し、 R=4.0%で接合部の剥離が顕著に見られ,その後接合部破 壊した。試験体 No.2 および No.3 については、ほぼ同様 で、R=0.5%で梁に曲げひび割れが発生し、R=0.75%でHR 付近に曲げひび割れ、接合部にせん断ひび割れが発生し た。R=2.0%で梁端に曲げせん断ひび割れが増大, R=4.0% で接合部損傷が拡大し、その後接合部破壊した。試験体 No.4 では、R=0.5%で梁に曲げひび割れ、R=0.75%で接合 部にせん断ひび割れが発生した。R=2.0%で HR 付近のひ び割れが拡大し、R=3.0%で梁端部圧壊および柱せん断ひ び割れが見られた。R=4.0%で梁端部圧壊が進み、その後 梁曲げ破壊した。試験体 No.5 では R=0.5% で梁に曲げひ び割れ、R=0.75%で接合部にせん断ひび割れが発生した。 プレストレスの効果からか, No.3 と比べ, R=1.0% くらい までは接合部パネルにおいてせん断ひび割れが少なかっ た。R=2.0%でHR付近のひび割れが進み, R=3.0%で接合 部の剥離が見られた。R=5.0%で接合部損傷は甚だしく, 急激に接合部破壊した。最大耐力は,試験体 No.1 と比べ ると No.2 で約 11%, No.3 で約 12%, No.4 で約 17%, No.5 で約 9%強度上昇した。これは HR したことによる ものだと考えられる。試験体 No.2 と No.3 の履歴性状に 大きな差はなかった。これは、想定よりコンクリート強



度が大きくなり、柱筋の付着劣化が少なかったためと考 えている。

図-8 に各試験体の履歴曲線の包絡線を示す。試験体 No.1, No.2, No.3 で比較すると,試験体 No.1 より No.2 および No.3 が最大耐力を上回っているものの,耐力低下 は試験体 No.1 が最も小さい。このことから,HR 接合部 は HR していない接合部試験体より最大耐力は増加する が,接合部に入力されるエネルギーが大きいため,接合 部破壊時の耐力低下が著しいと言える。また,せん断補 強した試験体 No.4 および No.5 を試験体 No.3 と比較す ると,試験体 No.4 は,最大耐力が最大であり鋼板による 間接的な補強効果があると言える。しかし,試験体 No.5 では最大耐力は下回り,それに加え最大耐力後の耐力低 下が著しい。このことから単に柱にプレストレス導入し ても補強効果はほとんどないと言える。また,HR により 弾性時の剛性が大きくなっていることが分かる。

3.2 水平荷重と梁主筋ひずみの関係

図-9 は試験体 No.2 および No.3 における水平荷重と 梁主筋 HR 位置ひずみの関係,図-10 も同様に,水平荷 重と梁主筋柱面位置ひずみの関係を示している。

図-9 と図-10 を比較してみると, HR 位置で降伏し ているものの, 柱面位置では部分的に降伏しているかも 知れないが, 荷重を除去したときひずみは原点付近に戻 っているため,鉄筋全断面降伏していないと考えられる。 このことから, 柱主筋および梁主筋にフック付きの添え 筋を配置することでヒンジリロケーションが可能だとい うことが確認できる。





3.3 水平荷重とパネルせん断変形角の関係

図-11 に試験体 No.3 および No.4, No.5 における水 平荷重とパネルせん断変形角の関係を示す。試験体 No.3 および No.5 は, せん断変形が著しく接合部破壊したこと が分かる。特に試験体 No.5 は, 接合部損傷が著しかった ため乱れたグラフとなっている。一方, 試験体 No.4 では せん断変形はほとんどなく接合部破壊していないことが 確認できる。

3.4 実験後の試験体

写真−1に各試験体の実験後の破壊状況を示す。**写真** -1から試験体 No.4以外は接合部破壊していることが分 かる。また,接合部損傷を比較すると,試験体 No.5が 最も損傷していることが確認できる。柱材軸方向にプレ



写真-1 実験後の試験体

ストレス力を加え補強することが目的であったが,それ に反した結果となった。これまで柱側面からのプレスト レス⁴⁾,斜めからのプレストレス⁵⁾では補強効果があっ たが、単に軸方向にプレストレス導入しても、補強効果 がなく接合部にとっては不利な傾向があることが分かっ た。試験体 No.5 では、直交梁のない試験体に、面外拘束 のない柱自由面に近いところに PC 鋼棒を配している。 このため、接合部パネルにせん断ひび割れが入るとプレ ストレスの影響により、一気に面外方向に破壊が進んだ ものと思われる。直交梁がある場合、あるいは PC 鋼材

	最大耐力時水平力(kN)					
試験体番号	計算值1)	計算值2)	実験値	実験値/計算値 ²⁾	接合部せん断余裕度 (計算値 ¹⁾ /計算値 ²⁾)	
No.1	105.1	85.0	92.0	1.08	1.24	
No.2	126.6	93.6	102.6	1.10	1.35	
No.3	132.0		103.2	1.10	1.41	
No.4	178.7		107.4	1.15	1.91 (鋼板考慮) ³⁾	
No.5	126.6		100.4	1.07	1.35	

表-3 水平荷重に関する計算結果一覧

1) 靭性保障型計算値による接合部強度時水平力計算値. 文献 6)の 8.3.1 式による. ただし,安全率 1/0.85 は除く.

2) 梁曲げ降伏強度略算式(= 0.9at σvd)による梁曲げ強度時の水平力計算値.

3) 鋼板と鋼管の体積を鋼板の見付け面積で割った等価鋼板厚について、水平断面を出し、 $\sigma_v/\sqrt{3}$ をかけて算出.

を柱断面中央に配すれば、性状が変わる可能性があると 考えている。

3.5 水平荷重に関する計算結果

表-3 に水平荷重に関する計算結果一覧を示す。各試 験体とも最大耐力は表-3 による梁曲げ降伏強度(計算 値²⁾)を上回っている値となったが,接合部強度(計算値¹⁾)には達していない。また,接合部せん断余裕度で考え ると,塑性ヒンジ発生位置が柱面から D/2 で接合部せん 断余裕度が 1.4(表-3 中に示す安全率 1/0.85 を考慮する と接合部せん断余裕度は 1.19)倍程度あっても R=4.0%で 接合部破壊することが分かった。

4. 結論

柱主筋や梁主筋に添え筋を加えヒンジリロケーション した柱梁接合部の破壊性状およびその補強効果について 検討した結果,以下の結論を得た。

- ヒンジリロケーションした接合部においても接合部 せん断余裕度が十分でないと接合部破壊すること がある。
- ヒンジリロケーションした接合部においても鋼板に よるせん断補強の効果は得られ、それにより接合部 破壊を回避できる場合があることが分かった。
- 3) 新たに提案した PC 鋼棒による補強方法は変形がま だ大きくない段階ではひび割れを抑制できたが変 形が大きくなるにつれ、効果が得られず、著しい接 合部破壊が起きた。接合部パネル面の直交方向の拘 束と組み合わせて使うなどの工夫が必要と考える。

謝辞

本実験は,有明高専の大橋潤一郎,関希望,吉村育忠, ソク・ピセット各氏の卒業研究の一環として行ったもの である。実験にあたっては、有明高専技術職員松原征男 氏、平田裕次氏の助力を得た。また、公益財団法人 長岡 技術科学大学技術開発教育研究振興会から研究費の支援 を得た。また、PC 鋼材はネツレンより提供頂いた。ここ に記して謝意を表す。

参考文献

- 石川裕次,平林聖尊,川野翔平,麻生直木,中根 一臣:鉄筋コンクリート造ヒンジリロケー ション接合部の耐震性能,構造工学論文集, Vol. 61B, pp. 1-8, 2015.4
- Zarandi, S. and Maheri Mahmoud R.: Seismic Performance of RC Frames Retrofitted by FRP at Joints Using a Flange-Bonded Scheme, IJST, Transaction of Civil Engineering, Vol. 39, No. C1, pp. 103-123, 2015
- Paulay, T. Park R. and Priestley M. J. N.: Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions, ACI Journal, pp. 585-593, Nov. 1978
- 4) 上原修一,山川哲雄:緊張 PC 鋼棒で外部横補強した RC 造柱梁十字形接合部の補強効果に関する研究,コ ンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 253-258, 2007
- 上原修一,山川哲雄,祐本和也:緊張 PC 鋼棒により 補強した RC 造柱はり十字形接合部の性状に関する 研究,日本建築学会大会学術講演梗概集(関東),23008, 2006.9
- 6) 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,第8章, pp.241-277, 1999.8.30,第2版