

# 論文 ヒンジリロケーションを用いた RC 壁柱-床梁架構の構造性能

永井 寛<sup>\*1</sup>・山元 雄亮<sup>\*2</sup>・高稲 宜和<sup>\*3</sup>・丸田 誠<sup>\*4</sup>

**要旨:** 室内空間に柱形や梁形のない居住空間を実現できる RC 壁床架構は、通常の柱梁架構に比べ接合部が小さいため、地震時に接合部損傷が大きく、保有耐力が小さくなる場合が多い。本研究では、更なる保有耐力向上を目的に、接合部に高強度コンクリートを用い、かつ、床梁主筋の降伏位置を接合部から離す概念（ヒンジリロケーション）を適用した壁柱-床梁架構の構造実験を実施した。その結果、床梁が曲げ破壊型となる壁柱-床梁架構は、ヒンジリロケーションを実現し、高い保有耐力・変形性能を示した。また、壁柱-床梁接合部せん断強度は、従来の接合部せん断強度評価式に比べて、高いせん断強度を有することが示された。

**キーワード:** 壁柱-床梁架構, 壁床架構, ヒンジリロケーション, 接合部せん断強度

## 1. はじめに

中低層集合住宅を中心に、室内空間に柱形や梁形のない快適な居住空間を実現できる RC 壁床架構を採用する例が増えている。この RC 壁床架構は、ラーメン架構の柱梁接合部と比較すると接合部が小さいため、接合部のせん断耐力や接合部内のスラブ主筋付着耐力等の構造性能を把握する必要がある。

これまでに、壁床構造の接合部に関する研究は、瀧口ら<sup>1)</sup>、楨谷ら<sup>2)</sup>、菅田・西山ら<sup>3)</sup>、足立ら<sup>4)</sup>など多数報告され、スラブ主筋の配筋方法、接合部曲げ補強筋、接合部コンクリートの高強度化、プレストレスの導入などの有効性が示されている。一方、筆者らは、図-1 に示すように、施工の合理化と接合部の損傷低減を目的に、接合部の高強度 PCa 化とヒンジリロケーション（接合部を跨いでスラブ主筋を U 字定着させ、スラブ筋の降伏位置を接合部から離す概念）を壁床架構に適用することにより、接合部の損傷が低減できることを示した<sup>5)</sup>。

本研究では、更なる高保有耐力を有する壁床架構の実現を目的に、外見上は壁スラブ架構と同じとするものの、これまでの壁およびスラブの配筋で

はなく、ラーメン架構のような柱形配筋と梁形配筋を内蔵する壁柱-床梁架構の構造性能を検討する。なお、本研究でも、接合部損傷低減を実現するため、ヒンジリロケーションを採用し、この部分と接合部を高強度 PCa で製作することとした。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-2 に試験体の形状及び配筋を、表-1 に試験体一覧を、表-2 に使用材料特性一覧を示す。試験体は、図-1 に示すヒンジリロケーションを用いた壁柱・床梁架構の十字形柱梁接合部 6 体で、縮尺は 2/3 程度である。全試験体とも、壁柱・床梁断面（せい 200mm, 幅 600mm）、壁柱せん断スパン 900mm, 床梁せん断スパン 1600mm は共通である。実験因子は、破壊形式（梁曲げ破壊：PR1～PR3, 接合部せん断破壊：PR4～PR6）、梁降伏位置（PR3：600mm, PR3 以外：400mm）、接合部コンクリ

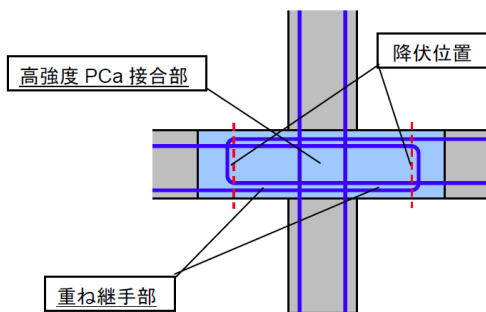


図-1 ヒンジリロケーションの概念図

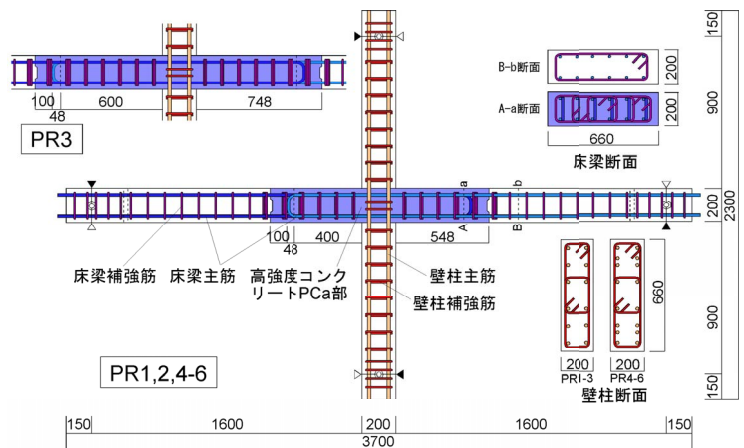


図-2 試験体形状配筋

\*1 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 上席研究員 工修 (正会員)  
 \*2 鹿島建設 (株) 建築設計本部構造設計統括グループ 修士 (工学) (正会員)  
 \*3 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 研究員 博士 (工学) (正会員)  
 \*4 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 上席研究員 博士 (工学) (正会員)

ート強度 (Fc30, Fc60, Fc90) とした。なお、接合部 PCa 部以外のコンクリート設計基準強度は Fc30 である。また、コンクリートは、実施工を勘案し、PCa 接合部を打設後に、床梁及び壁柱を打設した。

## 2.2 加力方法

加力は、壁柱上下部をピン・ローラー支持し、壁柱に一定軸力 800kN (軸力比 0.2) を保持させ、床梁に逆対称せん断力を作用させた。載荷履歴は正負交番繰返し漸増載荷とし、層間変形角  $R = \pm 2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$  を 1 サイクル、 $R = \pm 5, 10, 20, 40 \times 10^{-3} \text{rad}$  を各 2 サイクル、最終的に  $R = +100 \times 10^{-3} \text{rad}$  まで加力した。

## 3. 実験結果

表-4 に実験結果一覧を、図-3 に梁せん断力-層間変形角関係を、写真-1 に破壊状況を示す。梁せん断力-層間変形角関係には、日本建築学会 RC 規準<sup>6)</sup>の曲げ強度略算式による曲げ終局強度計算値  $cQ'f_u$ 、HiRC 接合部せん断強度式<sup>7)</sup>による接合部せん断強度計算値  $pQ_{su}$  を併せて示した。

### 3.1 実験経過

全試験体とも、 $10 \times 10^{-3} \text{rad}$  のサイクルまでに、梁付根及び降伏位置に曲げひび割れ、柱に曲げひび割れ、接合部にせん断ひび割れが順次発生した。

その後、梁曲げ破壊型試験体 PR1~PR3 では、 $40 \times 10^{-3} \text{rad}$  のサイクルで、梁降伏位置で主筋降伏し、その後の変形増大に伴い、梁降伏位置の曲げひび割れが進展・拡大した。なお、主筋降伏後に、梁鉛直接合面コッターから、梁主筋及び U 字型定着部に沿った水平及び鉛直ひび割れが発生した。最終的に、 $100 \times 10^{-3} \text{rad}$  のサイクルで、梁降伏位置の曲げ圧縮側コンクリートの圧壊・剥落が顕著となり曲げ破壊の様相を呈した。なお、PR3 では、梁鉛直接合面のせん断ずれが生じ、最大耐力を示した。これは、PR3 は、PR1, PR2 に比べて想定降伏位置が柱面より離れており、鉛直接合面を含むヒンジ領域の塑性回転がより大きくなり、せん断ずれが生じたと考えられる。

一方、接合部せん断破壊型試験体 PR4~PR6 では、 $20 \times 10^{-3} \text{rad}$  サイクルで、梁及び柱の曲げひび割れ、接合部のせん断ひび割れ本数や幅が増加し、 $40 \times 10^{-3} \text{rad}$  サイクルで、接合部せん断ひび割れが進展し、接合部かぶりコンクリートが剥落し (PR4, PR5) た。 $100 \times 10^{-3} \text{rad}$  サイクルの途中で接合部の損傷が顕著となって耐力低下した。なお、PR6 は、 $40 \times 10^{-3} \text{rad}$  のサイクルで、梁想定降

表-1 試験体一覧

試験体名	PCa部 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	床梁			壁柱			接合部 補強筋	備考
		断面寸法 [せん断スパン] (mm)	主筋 配筋 [ρt(%)]	補強筋 配筋 [ρv(%)]	断面寸法 [せん断スパン] (mm)	主筋 配筋 [ρt(%)]	補強筋 配筋 [ρv(%)]		
PR1	60	B=660 × D=200 [1600]	6-D16 SD390 [0.90]	梁非ヒンジ領域 2-D10@100 SD295A[0.22]	B=660 × D=200 [900]	6-D19 SD390 [1.30]	4-D10 SD295A @100 [0.43]	2組 D10 SD295A	梁曲げ破壊型
PR2	90								
PR3	60		5-D16 SD390 [0.75]	梁ヒンジ領域 6-D10@100 SD295A[0.65]		8-D19 SD490 [1.74]			
PR4	30								
PR5	60		6-D16 SD685 [0.90]	U定着部 4-D10@100 SD295A[0.43]					
PR6	90								

\*PCa 部以外のコンクリート設計基準強度は Fc30

表-2 鉄筋の機械的性質

鋼種	降伏強度	引張強度	ヤング係数	用途
	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E \times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )	
D10SD295A	352.4	486.2	1.90	補強筋(PR1-6)
D16SD390	452.5	651.8	1.94	梁主筋(PR1-3)
D16SD685	745.6	941.6	1.95	梁主筋(PR4-6)
D19SD390	463.7	654.2	1.95	柱主筋(PR1-3)
D19SD490	522.6	696.0	1.92	柱主筋(PR4-6)

表-3 コンクリートの機械的性質

試験体	設計基準強度	実験時			
		圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
PR1	Fc60	62.3	3.10	0.176	4.60
	Fc30	36.1	2.55	0.169	3.12
PR2	Fc90	89.7	3.49	0.207	5.76
	Fc30	37.2	2.53	0.175	3.17
PR3	Fc60	63.4	2.99	0.189	4.72
	Fc30	37.1	2.47	0.189	3.14
PR4	Fc30	35.7	2.48	0.169	3.06
PR5	Fc60	60.1	2.95	0.179	4.42
	Fc30	33.0	2.40	0.170	2.89
PR6	Fc90	90.5	3.49	0.217	5.79
	Fc30	39.1	2.64	0.172	3.33

伏位置で主筋降伏したが、最終的には接合部のせん断変形が増大して接合部がせん断破壊に至った。

### 3.2 梁せん断力-層間変形角関係

図-3 に加え、図-4 に梁せん断力-層間変形角関係の包絡線を曲げ破壊型、接合部せん断破壊型ごとに示す。

曲げ破壊型 PR1~PR3 のせん断力-層間変形角関係は、大変形まで大きな耐力低下も見られず、また、梁主筋降伏後も変形性能に優れ、エネルギー吸収性能の高い紡錘型履歴性状を示した。また、最大強度までの包絡線はほぼ同様で、コンクリート強度や降伏位置が及ぼす最大強度までの構造性能への影響は小さいと考えられる。一方、最大強度時変形は、コンクリート強度が高い方が、降伏位置が柱に近い方が大きくなった。

なお、曲げ破壊型試験体では、接合部せん断強度計算値を大きく上回っているにもかかわらず、接合部に顕著な損傷は観察されなかった。

表-4 実験結果及び計算値一覧

試験体	接合部 Fc	降伏位置	実験値		計算値				破壊形式*2	
			最大強度		梁 降伏位置 曲げ強度	梁 危険断面 曲げ強度	接合部 せん断強度*1	$\frac{eQ_m}{pQ_{su}}$		
			$eQ_m$ (kN)	$eR_m$ ( $10^{-3}rad$ )						$bQ'_{fu}$ (kN)
PR1	60	400	86.9	77.8	64.7	1.34	97.1	65.5	1.33	B
PR2	90		91.2	82.4	64.7	1.41	97.1	78.6	1.16	B
PR3	60	600	83.2	67.2	64.7	1.29	80.9	66.1	1.26	B
PR4	30	400	89.4	57.8	106.6	0.84	159.9	49.6	1.80	J
PR5	60		107.2	56.6	106.6	1.01	159.9	64.4	1.67	J
PR6	90		124.1	74.2	106.6	1.16	159.9	79.0	1.57	BJ

\*1 接合部せん断強度は梁端せん断力換算値

\*2 B: 梁曲げ破壊, BJ: 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊, J: 接合部せん断破壊

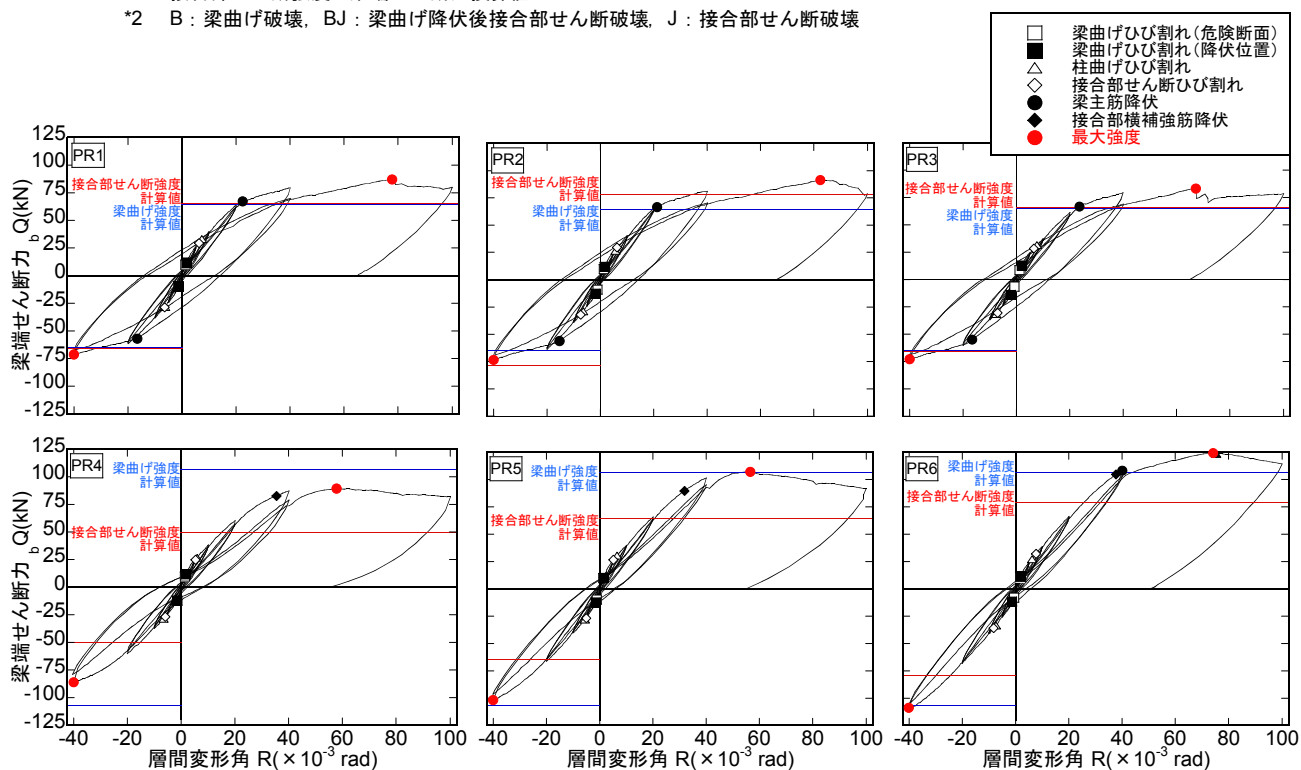
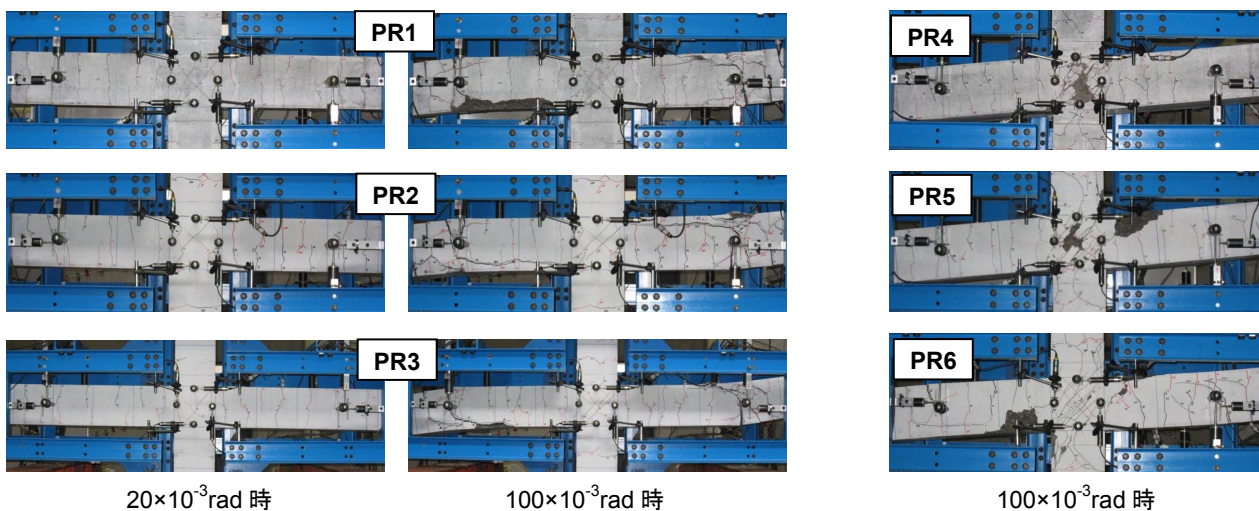


図-3 梁端せん断力-層間変形角関係



20×10<sup>-3</sup>rad 時

100×10<sup>-3</sup>rad 時

100×10<sup>-3</sup>rad 時

写真-1 破壊状況

一方、接合部せん断破壊型の PR4~PR6 では、最大強度は、コンクリート強度の増大に伴い、増大している。

### 3.3 接合部せん断応力-接合部せん断変形角関係

図-5 に曲げ破壊 PR1 と接合部せん断破壊 PR5 の接合部せん断応力  $\tau$ -接合部せん断変形角  $\gamma$  の関係を示す。

曲げ破壊に至った試験体は全て PR1 と同様な挙動を示し、 $\tau$ - $\gamma$  関係は、実験終了まで、残留変形の少ないほぼ弾性的な挙動を示し、梁主筋の降伏に伴う接合部せん断変形の増大は見られない。また、接合部せん断強度計算値以上の接合部入力せん断応力度であっても、接合部せん断変形は増大しなかった。

一方、接合部せん断破壊に至った試験体は、いずれも PR5 と同様な挙動を示し、接合部の損傷が顕著となる層間変形角  $40 \times 10^{-3} \text{rad}$  のサイクルから、接合部せん断残留変形角が徐々に増加し、接合部せん断変形角  $20 \times 10^{-3} \text{rad}$  程度で接合部せん断破壊に至っている。なお、PR6 の接合部損傷は写真-1 では見づらいが、せん断変形角が増大して強度低下に至った。

### 3.4 梁主筋ひずみ分布

図-6 に、PR1 の床梁下端筋のひずみ分布を示す。本実験ではヒンジリロケーションを生じさせるため、U字主筋（左梁主筋と右梁主筋）が重ね継手となっている。この重ね継手部の2本の下端主筋のひずみ分布は、梁降伏位置（U字筋の折曲げ起点）を除いて、ほぼ同じひずみ分布であることから、重ね継手部で有効に応力伝達されていることが分かる。また、左梁筋の降伏後は、接合部内に主筋の塑性化が進展せず、接合部内の主筋の付着が劣化していないことが伺える。なお、梁主筋が引張ひずみを示す左梁に着目すると、左梁降伏位置における右側下端筋のひずみは、折曲げ起点位置であるにもかかわらず、若干の引張ひずみを示しているため、左梁下端筋のひずみは、左梁降伏位置（折曲げ起点位置）に比べて、U字先端位置の方が大きくなり、U字先端位置で降伏が先行して生じている。

### 3.5 接合部せん断補強筋ひずみ

図-7 に、PR5 の接合部せん断応力度-接合部補強筋ひずみ関係を示す。これより、接合部補強筋は、最大強

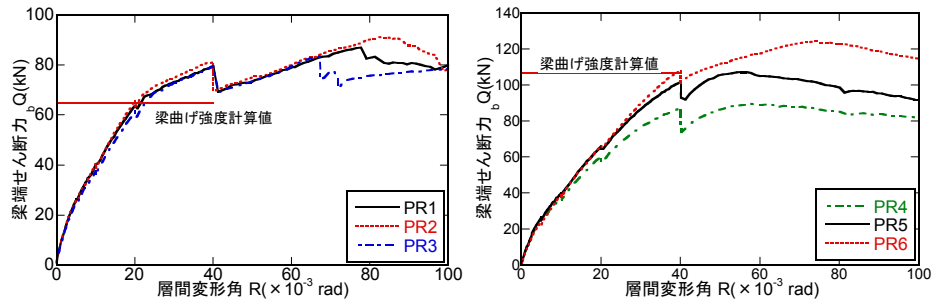


図-4 梁端せん断力-層間変形角の包絡線比較

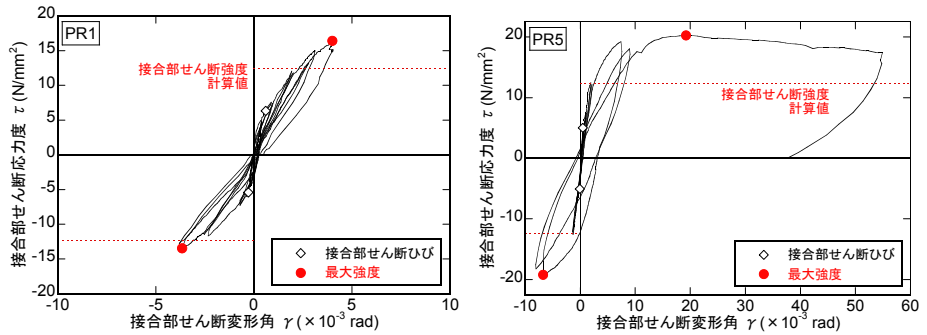


図-5 接合部せん断応力度-接合部せん断変形角関係例

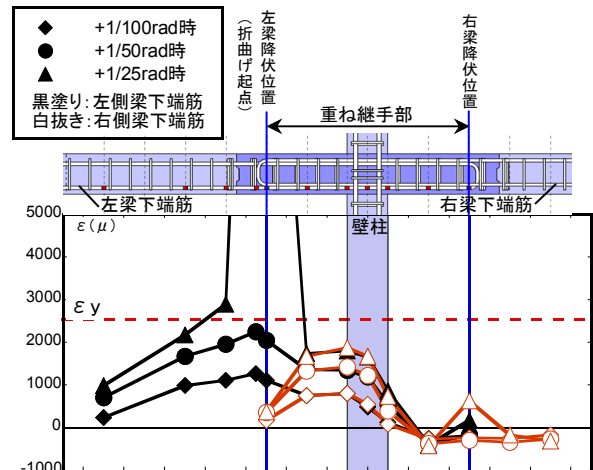


図-6 梁主筋のひずみ分布 (PR1 試験体下端筋)

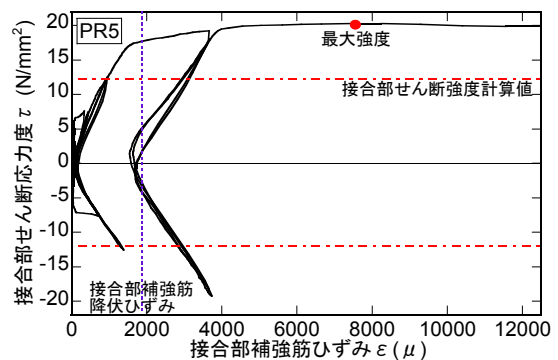


図-7 接合部補強筋ひずみ (PR5)

度までに降伏し、塑性化状態となっていることから、接合部補強筋は接合部せん断強度に有効に寄与しているものと考えられる。これは、一般的なラーメン構造の柱

梁接合部では、接合部補強筋は接合部せん断強度への寄与が小さいとされているが、本研究で対象とするような奥行きが長い壁床架構の場合、接合部補強筋は、接合部補強筋のせん断方向の抵抗だけでなく、接合部奥行き方向の拘束効果に寄与しているためと考えられる。

#### 4. 考察

##### 4.1 最大強度

図-8に、梁曲げ破壊に至ったPR1~PR3、及び、梁曲げ降伏が先行したPR6試験体を対象に、実験時最大強度 $eQ_m$ を梁降伏位置の曲げ強度計算値 $bQ'f_u$ で除した値 $eQ_m/bQ'f_u$ と、梁危険断面曲げ強度計算値 $bQf_u$ を $bQ'f_u$ で除した梁曲げ指標( $bQf_u/bQ'f_u$ )との関係を示す。なお、曲げ強度は日本建築学会RC規準<sup>6)</sup>の曲げ強度略算式による。なお、主筋ひずみ分布における梁主筋降伏はU字先端位置で生じたが、検討対象とする降伏位置は折曲げ起点位置とした。これは、梁主筋降伏位置はモーメント勾配により移動する可能性が大きく、実建物で場合により検討断面を変えるのは煩雑である。そこで、検討断面を折曲げ起点位置に統一して性能評価を行っている。

いずれの試験体も降伏位置の梁曲げ強度計算値は実験値を安全側に評価可能である。なお、本実験では、梁曲げ指標を1.25以上確保することによってヒンジロケーションを実現できた。

##### 4.2 接合部せん断強度

図-9に、接合部せん断破壊に至ったPR4~PR6試験体について、最大接合部せん断応力度-コンクリート圧縮強度関係を示す。図中には、HiRC接合部せん断強度式(HiRC式)<sup>7)</sup>に加えて、日本建築学会のRC靱性指針に示される接合部せん断強度式(靱性式)<sup>8)</sup>、および、実験結果のほぼ下限に近い値として両式の1.6倍の式を併せて示す。なお、PR6試験体は梁曲げ降伏後に接合部せん断破壊に至っていることから、梁曲げ降伏しない場合はさらに上昇するものと考えられるため、図中には上矢印を付記している。

本実験の範囲では、一般的な柱梁接合部を対象に示されている接合部せん断強度式は、実験結果を過小に評価しており、最大接合部せん断応力度は両式の1.6倍以上であった。一方、靱性式に比べて、HiRC式の方がコンクリート強度と最大接合部せん断応力度の傾向を捉えることができおり、HiRC式の1.6倍で概ね下限式となる。これは、一般的な柱梁接合部に比べて、壁床接合部では奥行き方向に長い、及び、主筋降伏が柱面から離れており、柱面位置のひび割れが大きく開口しない等、接合部を拘束する効果が大きいため、接合部せん断強度が増大するものと考えられる。また、主筋の降伏後、塑性化が接合部に進展しないことも接合部性能を改善して

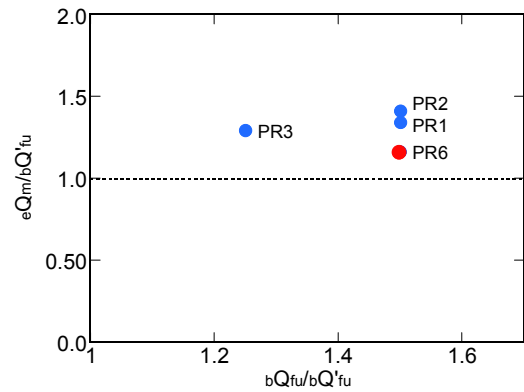


図-8 梁曲げ強度

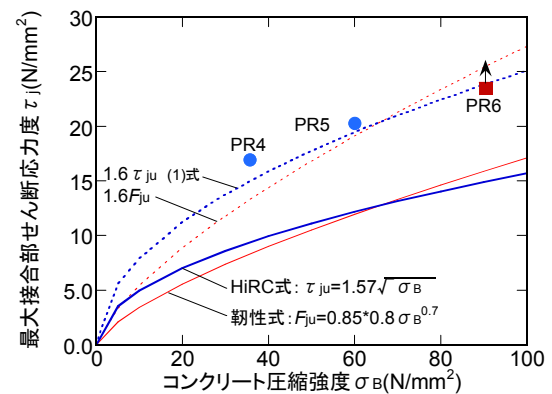


図-9 接合部せん断強度

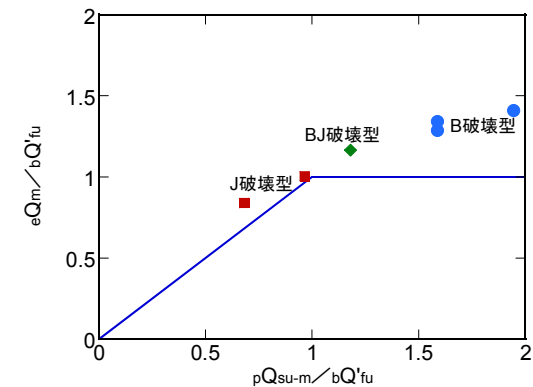


図-10 破壊モード

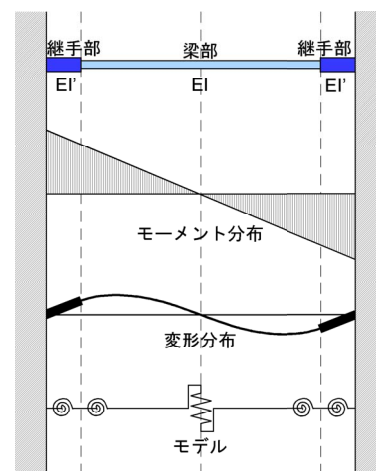


図-11 復元力特性算定モデル

いると考えられる。

以上より、本研究で対象とする壁柱-床梁架構の接合部せん断強度  $\tau_{ju}$  は、本実験結果の範囲において、次式が下限式として与えられる。

$$\tau_{ju} = 1.6 \times 1.57 \sqrt{\sigma_B} = 2.51 \sqrt{\sigma_B} \quad (1)$$

ここに、 $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度である。

一方、図-10に、(1)式を用いた接合部せん断強度時梁せん断力  $pQ_{su-m}$  を梁曲げ強度  $bQ'_{fu}$  で除した接合部せん断指標 ( $pQ_{su-m}/bQ'_{fu}$ ) と最大強度と  $bQ'_{fu}$  との比の関係を示す。これより、接合部せん断指標が1を超えていれば、梁曲げ降伏が先行する破壊モードとなっている。なお、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊の評価法は今後の検討課題である。

### 4.3 復元力特性

壁柱-床梁架構の復元力特性評価にあたり、通常のRC柱梁架構と同様に、梁剛性、柱剛性、接合部剛性を考慮することにより算定した。なお、梁剛性にはヒンジロケーションによる剛性を適切に評価する必要がある。そこで、床梁を図-11に示すように、重ね継手部と梁部の曲げ剛性を考慮する復元力特性モデルにより復元力評価した。復元力特性の算定方法は、まず、初期剛性  $K_i$  は、重ね継手部と梁部の曲げ剛性を直列に仮定した曲げ剛性  $K_f$  とせん断剛性  $K_s$  より求める。曲げひび割れ強度は、RC規準<sup>6)</sup>に示される通常梁と同様の方法を用い、降伏時剛性低下率は菅野式<sup>9)</sup>により算定した。曲げ強度は先述した値とし、曲げ降伏後剛性  $K_3$  は初期剛性の1/1000と仮定した。また、接合部はせん断剛性のみを考慮し、日本建築学会靱性指針に示される柱梁接合部の評価方法を用いた。ただし、接合部せん断強度は(1)式とした。

曲げ破壊したPR1試験体について、梁せん断力-層間変形角関係包絡線(実験値)に、復元力特性計算値を併せて示す。これより、復元力特性計算値は実験結果を適切に捉えることができていると、ヒンジロケーションを適用したRC壁柱-床梁架構においても、既往評価法を適用可能である。

### 5. まとめ

ヒンジロケーションを用いたRC壁柱-床梁架構の構造実験を実施し、以下の結論を得た。

- (1) ヒンジ・リロケーションの概念を採用したRC壁柱-床梁架構は、柱面から離れた降伏位置で梁主筋の降伏が生じ、高い保有耐力を実現できる。
- (2) 梁曲げ終局強度は、ヒンジロケーションを考慮し、梁降伏位置における曲げ強度とすれば、既往算定法により評価可能である。

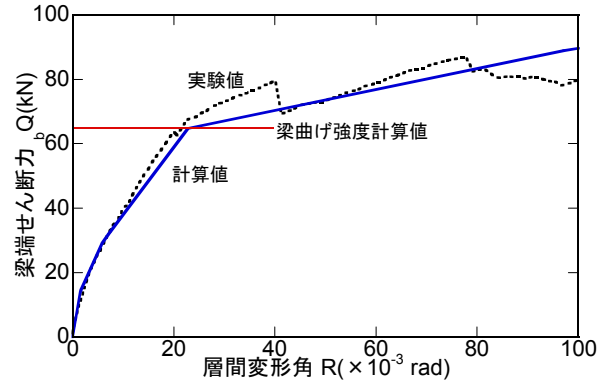


図-12 復元力特性評価

- (3) 接合部せん断終局強度は、既往評価式の1.6倍以上の高耐力を有しており、既往評価式では過小評価となることから、本実験結果を評価可能な接合部せん断強度式を提案した。
- (4) 壁柱-床梁架構の復元力特性は、ヒンジロケーションを考慮した既往評価法で概ね評価可能である。

### 参考文献

- 1) 熊澤純一, 瀧口克己, 大谷哲也: 新しい配筋によるRC造壁・スラブ接合部の耐震性能に関する実験的研究, C-2, 構造IV, pp.265-268, 2001.9
- 2) 堤純, 槇谷榮次, 荒木秀之, 菊本一高, 依田定和: ボイドラーメンにおけるスラブ-壁接合部の補強方法に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.271-272, 2001.9
- 3) 西村知明, 谷昌典, 菅田昌宏, 西山峰広, 西崎隆氏: 大平真高強度PCa接合部を用いた壁床構造の耐震性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.715-720, 2006.9
- 4) 足立将人, 益尾潔, 鈴木紀雄, 吉松敏行: RC薄板構造-壁・スラブ部分架構-の構造性能に関する研究, 機関紙GBRC, 121号, 資料No.611, pp.31-38, 2005.7
- 5) 山元雄亮, 永井覚, 丸田誠: ヒンジロケーションRC壁床架構の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.397-402, 2008
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 許容応力度設計法, pp.51-59, 1999
- 7) 丸田誠, 真田暁子: 170N/mm<sup>2</sup>を超える高強度コンクリートを用いた内柱梁接合部の挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.469-474, 2004
- 8) 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, pp.245-249, 1999