はり主筋の定着形式が異なる RC 壁柱・はり接合部に関する 実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC BEHAVIOR OF R/C WALL COLUMN AND BEAM JOINTS WITH VARIOUS BEAM-BAR ANCHORAGES

和泉信之^{*1}, 稲永英治^{*2}, 根本大治^{*3}, 野口 博^{*4}, 松崎育弘^{*5}
Nobuyuki IZUMI, Eiji INENAGA, Taiji NEMOTO, Hiroshi NOGUCHI
and Yasuhiro MATSUZAKI

The cyclic load tests of the beam-column sub-assemblages were performed on the multi-storied frame of a R/C-structure with wall columns in order to investigate the characteristics of shear behavior of the beam-column joints with various anchorage types of main reinforcing bars. Consequently, the rigid frame with wall columns can obtain the enough capacity of deformations without any loss of shear strength which is independent of anchorage types of beam reinforcing bars. It has been also recognized that shear strengths are varied in anchorage types, and that to some extent, they are corresponding to horizontally perspective length of anchorage bars.

Keywords : reinforced concrete, beam-column joint, seismic performance, shear strength, anchorage
鉄筋コンクリート, 柱はり接合部, 耐震性能, せん断強度, 定着

1. 序

近年, 壁式ラーメン構造による鉄筋コンクリート造中高層集合住宅が数多く建設されてきた。壁式ラーメン構造の桁行方向架構は, 偏平な壁柱とはりから構成される純ラーメン構造であり, 構造体は場所打コンクリート造である。この架構の壁柱・はり接合部は, 通常の柱・はり接合部に比べて接合部断面積が大きい, 幅がはり幅と同じで薄く偏平な形状であり, 直交はりによる拘束がないことや設備用貫通孔が接合部内に設けられること等接合部の弱点となり得る点がある。最近, 施工の合理化等のため部材のプレキャスト化が進められているが, プレキャスト部材の製作や接合作業の省力化には, 壁柱・はり接合部に対するはり主筋の定着方法の選択が重要である。はり主筋の定着形式としては, 一般的な通し配筋形式のほかに, 中低層プレキャスト構造に採用されている折曲げ定着形式が考えられる。しかし, 中高層の壁柱・はり接合部では, はり主筋量が多く, 幅が小さいため, はり主筋は接合部の中央を越えないで手前に折曲げ定着

されることになり, 通し配筋形式とは接合部の応力状態が異なってくる。そのため, はり主筋の定着形式に応じた壁柱・はり接合部のせん断性能の把握が必要である。

RC造内部柱・はり接合部のせん断性能に関する研究の現状を見てみると, はり主筋が通し配筋される場合には, 通常の柱・はり接合部に関する研究は精力的に行われ, 地震時のせん断性能が解明されてきた。その結果, 鉄筋コンクリート造の終局強度型耐震設計指針¹⁾に接合部せん断設計に関する規定が成文化された。一方, 幅が薄く, 偏平な壁柱・はり接合部に関する研究は少なく, はりの曲げ降伏が先行する壁柱・はり接合部については難波²⁾らや遠藤³⁾らの研究が見られるが, 壁柱・はり接合部のせん断強度については, 中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説⁴⁾には規定が設けられていない。

はり主筋が接合部中央を越えないで手前に折曲げ定着される場合には, 中低層プレキャスト造における通常の柱・はり接合部に関しては吉野⁵⁾らや大久保⁶⁾らの研究

^{*1} 戸田建設構造設計部 主管
^{*2} 戸田建設構造設計部 室員・工修
^{*3} 戸田建設構造設計部 構造部長
^{*4} 千葉大学工学部建築学科 教授・工博

^{*5} 東京理科大学工学部建築学科 教授・工博

Dept. of Structural Engineering, Toda Corporation
Dept. of Structural Engineering, Toda Corporation, M. Eng.
Dept. of Structural Engineering, Toda Corporation
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Univ. of Chiba, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Science Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

が見られるが、接合部のせん断強度をはじめ、そのせん断性能はまだ十分に解明されていない。また、壁柱・はり接合部に関しては低層住宅を対象とした山本⁷⁾らの研究等が見られるにすぎない。以上のように、はり主筋の定着形式に応じた壁柱・はり接合部のせん断性能は、いまだ十分に解明されたとは言えないのが現状である。

本研究では、はり主筋が通し配筋や折曲げ定着された図—1に示す3タイプの壁柱・はり接合部を対象として実験を行った。以下に主な目的を述べる。

- 1) はりの曲げ降伏が先行する壁柱・はり接合部について、そのせん断性能を把握するとともに、はり主筋の定着形式によるせん断性能の差異を考察する。
- 2) 接合部のせん断破壊が先行する壁柱・はり接合部について、そのせん断強度を把握するとともに、はり主筋の定着形式がせん断強度に及ぼす影響を考察する。

2. 実験概要

2.1 実験計画

本実験では、3タイプのはり主筋の定着形式による壁柱・はり接合部を対象として、はりの曲げ降伏が壁柱・はり接合部の破壊に先行する「はり降伏型シリーズ」および壁柱・はり接合部の破壊がはりの曲げ降伏に先行する「接合部破壊型シリーズ」を計画した。はりの全主筋を通し配筋定着した形式をタイプ0、上端筋を通し配筋定着、下端筋を90度折曲げ定着した形式をタイプI、全主筋を90度折曲げ定着した形式をタイプIIと呼ぶ。

はり降伏型シリーズでは、前章1)を目的として、接合部入力せん断力が設計上の最大値になるように、はり主筋量を壁式ラーメン指針⁴⁾における上限値(引張鉄筋比 p_t を1.5%程度)に設定した。このはり主筋量でははりの曲げ降伏時における接合部せん断応力度の計算値は $0.16 \cdot F_c$ (F_c : コンクリート設計基準強度)程度であ

図—1 壁柱・はり接合部およびはり主筋の定着形式

る。

接合部破壊型シリーズでは、前章2)を目的として、はり主筋量を増大させる (p_t を2.5%程度)とともに降伏点強度が7000 kgf/cm²程度の高強度鉄筋を使用することにより接合部入力せん断力を大きくして接合部破壊がはりの曲げ降伏に先行するようにした。はりの曲げ降伏時の接合部せん断応力度の計算値は $0.50 \cdot F_c$ 程度である。

はり主筋の折曲げ定着長さは、鉄筋径 d に対して全長を $25d$ 程度、水平直線長を $12d$ (2段筋は $10d$)程度以上とした。この定着長さは一般的な内壁柱のせいの最小値とはり主筋の最大径の関係から設定した。なお、本研究では、接合部のせん断抵抗断面積は壁柱幅とはり幅が等しいので、壁柱幅と壁柱せいの積を採用する。

2.2 試験体概要

本実験の試験体は、はり降伏型シリーズ6体、接合部破壊型シリーズ4体の計10体である。試験体の諸元を表—1に、試験体の形状および配筋の一例(SI)を図—

表—1 試験体の諸元

		はり降伏型シリーズ						接合部破壊型シリーズ			
試験体名		MO	MI	MI-M	MI-K	MI-P	MII	SO	SI	SII	SII-K
コンクリート強度 F_c (kgf/cm ²)		240									
壁 柱	断面寸法	17.0×55.0 cm (階高 H=100cm)						27.5×75.0 cm (階高 H=145cm)			
	主筋種別	12-D10 (SD295A)						8-D19 (SD345)	8-D19 (SHD685)		
	中間筋	8-D6 (SD295A)						12-D10 (SD295A)	8-D13 (SD295A)		
	全鉄筋比 p_g (%) (pt (%))	1.19 (0.46)						1.53 (0.56)	1.61 (0.56)		
	帯筋比 p_w (%)	0.68						0.78	1.50 (SHD685 使用)		
	軸力比 σ_a (kgf/cm ²)	0.0						15.0	50.0		
は り	断面寸法	17.0×23.5 cm (スパン L=240cm)						27.5×37.5 cm (スパン L=370cm)			
	主筋種別	一段筋 4-D13 (SD345)						2-D19 (SD390) +2-D16 (SD390)	4-D19 (SHD685)		
	二段筋	—						2-D16 (SD390)	4-D19 (SHD685)		
	折曲げ筋定着長さ	全長 28d (d:主筋径) 水平直線長 16d						全長 25~29d 水平直線長 一段筋: 12~16d 二段筋: 10~14d			
	引張鉄筋比 p_t (%)	1.49						1.52	2.62		
	あばら筋比 p_w (%)	1.07						1.07	端部 1.50 中央部 1.03		
	工 法	在 来						部分プレキャスト			
	横補強筋量 (p_w (%)) ^{*1}	2-D6 (SD295A) 3セット (0.68)						2~4-D6 (SD295A) 4セット (0.33~0.66)			
接 合 部	はり主筋定着形式	O	I				II	O	I	II	
	貫通孔	無		2×60φ		無		2×90φ			

*1 横補強筋比 p_w は、はり上端筋と下端筋の間の横補強筋の断面積の合計をはりの応力中心間距離と壁柱の幅の積で除した値とする。

Figure 10 shows eight sectional drawings of reinforced concrete beams, labeled (MO), (SO), (MI), (SI), (MI), and (SI-K). Each drawing illustrates the cross-section of a beam with reinforcement details and dimensions.

- (MO)**: Beam with top reinforcement D13** and bottom reinforcement D10. Dimensions: 235, 19.3d, 36, 165, 36, 221, 41, 375.
- (SO)**: Beam with top reinforcement D19* and bottom reinforcement D10. Dimensions: 235, 17.1d, 36, 165, 36, 221, 41, 375.
- (MI)**: Beam with top reinforcement D19 and bottom reinforcement D10. Dimensions: 235, 15.3d, 36, 165, 36, 221, 41, 375.
- (SI)**: Beam with top reinforcement D19 and bottom reinforcement D10. Dimensions: 235, 15.3d, 36, 165, 36, 221, 41, 375.
- (MI)**: Beam with top reinforcement D19* and bottom reinforcement D10. Dimensions: 235, 15.3d, 36, 165, 36, 221, 41, 375.
- (SI-K)**: Beam with top reinforcement D19* and bottom reinforcement D10. Dimensions: 235, 18.9d, 36, 165, 36, 221, 41, 375.

Legend:

- D13** (SD345)
- D6, D10, D13 (SD295A)
- D19* (SHD685)
- D16, D19 (SD345) を示す

試験体は壁柱およびはりを階高およびスパンの中央から切出した部分架構の平面十字型試験体で、直交はりやスラブは設けていない。MⅡを除くはり降伏型シリーズの縮尺は実大の約 1/3 であり、はり主筋は上端、下端とも 1 段配筋とした。一方、MⅡおよび接合部破壊型シリーズの縮尺は実大の約 1/2 であり、はり主筋は上端、下端とも 2 段配筋とした。なお、折曲げ定着は L 字型定着を基本としたが、タイプⅡの試験体では、折曲げ定着筋の水平定着長を確保するため、MⅡと SⅡのはり主筋 2 段筋および SⅡ-K のはり全主筋を U 字型定着とした。

コンクリート材料試験結果①

鉄筋材料試験結果・2 (接合部破壊型シリーズ)

鉄筋材料試験結果・2 (はり降伏型シリーズ)

試験体名	圧縮強度	割断強度	圧縮強度至	ヤング係数
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	×10 ⁻⁶	×10 ⁶ kgf/cm ²
MO	2917	23.7	2105	2.65
MI	3072	22.2	2052	2.67
MI-MKP	3107	22.4	2079	2.68
MM	3240	22.1	2080	2.61
MI-MKP	3886	24.7	2090	2.58
MO	2661	23.8	2040	2.67
MI-MKP	2663	23.8	2042	2.62
MI-MKP	2666	23.9	2050	2.64
MI-MKP	2966	24.2	2160	2.64

鉄筋径	降伏強度 kgf/cm ²	降伏歪 ×10 ⁻³	引延強度 kgf/cm ²	ヤング係数 ×10 ¹⁰ kgf/cm ²
D19	6650	3460	8420	1.92
D19	4460	2300	6380	1.94
D16	4510	2320	6260	1.94
D13	3570	1870	5370	1.91
D10	7650	3980	9660	1.92
D10	3570	1870	5050	1.92
D6	4110	2310	4880	1.78

鉄筋径	降伏強度 kgf/cm ²	降伏歪 ×10 ⁻³	引張強度 kgf/cm ²	ヤング係数 ×10 ⁸ kgf/cm ²
D13	3750	2110	4240	1.78
D10	3850	2080	5350	1.85
D6	3850	2160	5000	1.78

●2数値は各3試験片の平均値を示す。

2.3 荷重方法および荷重履歴

試験体の加力は、加力フレーム内にはりを水平にして設置し、柱脚をピン、はり両端をピンローラー支持した状態で柱頭に正負交番繰返し水平荷重を作用させた。縮尺 1/2 の試験体の加力装置を図-4 に示す。接合部破壊型シリーズの壁柱には柱頭をピンローラーとして、長期軸応力度 (50 kgf/cm^2 , $0.20 \cdot F_c$ 程度) に相当する一定軸力 100 tf を作用させた。なお、MII では壁柱のピン支持装置の都合で一定軸力 30 tf を作用させた。

各試験体の荷重履歴を表-3 に示す。はり降伏型シリーズでは、はり降伏後の接合部のせん断変形の特徴および強度低下の有無を把握することを主眼とした。一方、接合部破壊型シリーズでは、接合部のせん断強度およびせん断破壊後の強度低下を把握することを主眼として、細かい繰返し変形を与えた。

2.4 測定方法

変位測定は測定用フレームに設置した変位計により行った。縮尺 1/2 の試験体の測定装置を図-5 に示す。接合部のせん断変形は接合部の四隅の点に取り付けた変位計により測定した。また、接合部破壊型シリーズでは正荷重時の接合部圧縮ストラットコンクリートのひずみを測定するために、接合部コンクリート内部にモールドゲージを 3 箇所埋め込んだ (位置は図-16 参照)。モールドゲージは接合部中央域の主対角方向に 1 箇所、接合部左右域のはり主筋の折曲げ位置とはり端部を結んだ方向に 2 箇所とした。

3. 実験結果

3.1 実験経過および荷重-変形関係

諸現象発生の実験結果一覧を表-4 に、層間部材角 R

表-3 荷重履歴

試験体	R	0.8cQu	1/400	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/25
はり降伏型	1	—	—	—	3	—	3	2	—
接合部破壊型	—	1	1	1	2	1	1	1	1

cQu: はり降伏耐力時の層せん断力計算値

図-5 測定装置

=1/50 rad. 時のひび割れ発生状況を図-6 に、層せん断力 (Q)-層間変位 (δ) 関係を図-7 に示す。

各試験体ともはりの曲げひび割れ、接合部のせん断ひび割れ、壁柱の曲げひび割れ、壁柱の曲げせん断ひび割れの順に発生した。はり降伏型シリーズでは、接合部のせん断ひび割れ発生時の R は $2 \sim 5 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 程度であり、はり主筋降伏時の R は $10 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 程度であった。M0 や M1 ははり降伏後の強度低下はなく、はり降伏時荷重の約 1.2 倍まで強度上昇し、接合部せん断ひび割れ幅の増大はごくわずかであった。一方、MII ははり降伏後 $R = 20 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 程度で最大耐力に達した。変形が進むにつれて接合部せん断ひび割れ幅がやや増大し、強度が若干低下した。 Q - δ 曲線は M0 や M1 では、良好な紡錘形の履歴であるが、MII では、最大耐力後に逆 S 字形の傾向を示した。これに対して接合部破壊型シリーズでは、接合部のせん断ひび割れ発生時の R は $3 \sim 5 \times$

表-4 実験結果一覧

試験体名		MO	MI	MI-M	MI-K	MI-P	MII	SO	SI	SII	SII-K
Qy		9.1	9.0	8.7	9.6	9.3	30.8	—	—	—	—
Ry		1/97	1/99	1/111	1/101	1/111	1/100	—	—	—	—
Qmax		10.9	10.6	10.7	10.7	10.6	35.6	51.9	55.2	44.3	44.8
cQc		8.8	8.8	8.8	8.8	8.8	31.1	75.7	75.7	75.7	75.7
Qmax/cQc		1.24	1.20	1.22	1.22	1.20	1.14	0.69	0.73	0.59	0.59
R (Qmax)		1/25	1/25	1/25	1/25	1/25	1/50	1/50	1/50	1/50	1/50
接 合 部	τpc	22.0	20.0	18.2	14.2	19.9	30.5	39.7	30.5	30.2	33.6
	cτpc	27.6	28.4	28.4	28.8	28.2	33.5	44.3	44.4	44.6	46.2
	τpc/cτpc	0.80	0.70	0.64	0.49	0.71	0.91	0.90	0.69	0.68	0.73
	τpmax	39.6	38.5	38.9	39.1	38.5	54.3	79.2	84.3	67.6	68.4
	γ (τpmax)	3.4	1.8	3.2	5.5	3.2	9.0	13.5	11.0	13.1	11.7
	τpmax/cσs	0.13	0.12	0.13	0.12	0.12	0.19	0.30	0.32	0.25	0.23
破壊モード		B	B	B	B	B	BJ	J	J	J	J

Q_y : はり主筋降伏時層せん断力 (tf)

R_y : はり主筋降伏時層間変形角 (rad)

Q_{max} : 最大層せん断力 (tf)

cQ_c : はり曲げ降伏時せん断力計算値 (tf)

$R (Q_{max})$: 最大層せん断力時層間変形角 (rad)

τ_{pc} : 接合部せん断ひび割れ発生時入力せん断応力度 (kgf/cm^2)

$c\tau_{pc} = Ft\sqrt{1+\sigma_s/Ft}$, $Ft = 1.6\sqrt{c\sigma_s}$

σ_s : 軸方向応力度 (kgf/cm^2)

τ_{pmax} : 最大入力せん断応力度 (kgf/cm^2)

$\gamma (\tau_{pmax})$: 最大入力せん断応力時せん断変形角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)

$c\sigma_s$: コンクリート圧縮強度 (kgf/cm^2)

B: はり曲げ降伏型

J: 接合部せん断破壊型

B J: はり曲げ降伏後の接合部せん断破壊型

図-6 ひび割れ発生状況 ($R=1/50$ rad. 時)

図-7 層せん断力-層間変位関係

10^{-3} rad. 程度であり、 $R=20 \times 10^{-3}$ rad. 程度で最大耐力に達したが、はり主筋は降伏しなかった。 $Q-\delta$ 曲線はやや逆S字形の履歴であり、最大耐力以後その傾向が強く、変形が進むにつれて接合部斜め方向のせん断ひび割れ幅が大きくなり、強度が低下した。また、折曲げ部の局部的な支圧破壊の兆候は特には見られなかった。

はり主筋の定着形式による接合部のひび割れの違いを見ると、折曲げ定着されたタイプⅠやⅡは通し配筋されたタイプⅢに比べてせん断ひび割れが接合部全体に分散する傾向があった。また、タイプⅠやⅡは折曲げ定着部からはり端部にむかうひび割れと壁柱側への縦ひび割れが見られた。はり降伏型シリーズでは、通し配筋形式のM0は接合部中央部にひび割れが少ないが、折曲げ定着形式のMIやMIIは中央部にひび割れが比較的多く発

生した。一方、接合部破壊型シリーズでは、定着形式によらず最終時には接合部斜め方向のひび割れに沿って中央部からコンクリートが圧壊し剥落した。S0では、接合部主対角方向のひび割れが際立っていたが、SIやSIIでは、折曲げ定着部からのひび割れも顕著であった。

接合部中央部の横補強筋量の影響を見ると、横補強筋のないMI-Mでは、MIに比べて接合部中央部にひび割れが集中したが、 $Q-\delta$ 関係はほぼ同等であった。

接合部貫通孔の影響を見ると、貫通孔のあるMI-KやSII-Kでは、貫通孔を横切るひび割れ幅が他のひび割れより大きく、ひび割れ本数も比較的多かった。MI-Kでは、MIに比べて $Q-\delta$ 関係はほぼ同等であったが、SII-Kでは、SIIに比べてコンクリート圧縮強度に対する接合部せん断強度の比率が1割程度低下した。

図—8 接合部せん断入力力-接合部せん断変形角関係

はりの部分プレキャスト化の影響を見ると、プレキャスト部材を用いた M I-P では、M I に比べてはり端部の曲げひび割れ幅が若干大きくなったが、接合部のひび割れ状況や Q - δ 関係には顕著な差は見られなかった。

接合部せん断ひび割れ発生時応力度の実験値は主応力度式による計算値（表—4 参照）に対して貫通孔のない試験体では 0.64～0.91，貫通孔のある試験体では 0.49～0.73 であり，実験値は計算値を下回る傾向があった。また，接合部最大せん断応力度の実験値ははりの曲げ降伏時に作用する接合部せん断応力度の計算値に対して，はり降伏型シリーズでは 1.1～1.2 倍，接合部破壊型シリーズでは 0.6～0.7 倍であった。

接合部の破壊性状や履歴性状から，M0 や M I の各試験体ははり曲げ降伏型（B 破壊型），M II ははり曲げ降伏後の接合部せん断破壊型（BJ 破壊型），さらに，S0，S I や S II の各試験体は接合部せん断破壊型（J 破壊型）と判断される。

3.2 接合部のせん断変形

3.2.1 接合部せん断入力力-接合部せん断変形角関係

図—8 に各試験体の接合部せん断入力力 (τ_p)-接合部せん断変形角 (γ) 関係を示す。M0 や M I の各試験体では， γ は増加していないが，他の試験体では，やや逆 S 字形の履歴ループを描いており，最大耐力以後その傾向が強くなり，接合部のせん断変形が増加した。

図—9 に τ_p をコンクリート圧縮強度 ($c\sigma_B$) で基準化した値と γ の関係の包絡線を示す。はり主筋の定着形式による影響を見ると，はり降伏型シリーズの M0 や M I-K を除く M I の各試験体では， $R=1/25$ rad. 時の接合部せん断変形角 ($\gamma_{1/25}$) は $2\sim3\times 10^{-3}$ rad. 程度であるが，全主筋折曲げ定着形式の M II では， $\gamma_{1/25}$ が 27×10^{-3} rad. 程度であり，M0 や M I に比べて大きい。一方，接合部破壊型シリーズでは，最大耐力時の γ は $11\sim14\times$

$\tau_p / c\sigma_B$

図—9 接合部せん断入力力-接合部せん断変形角包絡線

10^{-3} rad. 程度であり，定着形式による差はあまり見られないが，S II の接合部最大せん断入力力 (τ_{pmax}) は S0 や S I に比べ 2 割程度小さい。また，S0 の最大耐力後の強度低下は S I や S II に比べて大きい。

接合部貫通孔の影響を見ると，貫通孔のある M I-K の $\gamma_{1/25}$ は 6×10^{-3} rad. 程度であり，M I に比べて 3 倍程度大きい。また，貫通孔のある S II-K の最大耐力時の γ は S II とほぼ同程度の値であった。

3.2.2 変形成分の割合

図—10 に正載荷ピーク時層間変位に占める各部材変形の割合を示す。はり主筋の定着形式による影響を見ると，はり降伏型シリーズのうち，M0 や M I では，はり変形の割合が大きく，接合部変形の割合は $R=1/50$ rad. 時で 5 % 程度であり，加力サイクルの進行に伴う増大は見られない。これに対して M II では，はり変形が主であるが，接合部変形の割合は $R=1/50$ rad. 時で 25 % 程度と大きく， $R=1/25$ rad. 時には 35 % 程度と

図-10 変形成分の割合

さらに増大した。一方、接合部破壊型シリーズでは、接合部変形の割合は $R=1/100$ rad. 時で 20 % 程度、 $R=1/50$ rad. 時で 30～35 % 程度であり、接合部変形の割合は定着形式によらず変形が進むにつれて接合部せん断破壊により増大した。

接合部貫通孔の影響を見ると、貫通孔のある MI-K は MI に比べて接合部変形の割合がやや大きい。

3.3 鉄筋のひずみ状況

3.3.1 はり主筋のひずみ分布

はり降伏型シリーズの各タイプのはり下端 1 段筋のひずみ分布の例を図-11 に示す。はり主筋の定着形式による影響を見ると、はり主筋は定着形式によらず、 $R=1/100$ rad. 時にはほぼ降伏ひずみに達している。通し配筋されたはり主筋は、降伏するまで引張ひずみが 0 となる点が接合部にあり、はり主筋の付着性状は良好であった。また、MI や MII では、折曲げ開始位置の引張ひずみは $R=1/25$ rad. 時には降伏ひずみに達しており、折曲げ定着されたはり主筋の定着は十分であった。

3.3.2 接合部横補強筋および壁柱主筋のひずみ

接合部横補強筋は、はり降伏型シリーズでは、 $R=1/50$ rad. 時までは弾性であり、最終時に一部降伏した。接合部破壊型シリーズでも、 $R=1/50$ rad. 時までは降伏した横補強筋が若干見られたが、ほぼ弾性であった。

壁柱主筋のうち、曲げ圧縮側の端部主筋が引張ひずみに転化するの、軸力のないはり降伏型の試験体ではおおむね $R=1/200$ rad. 時であったが、軸力が作用している接合部破壊型の試験体ではおおむね $R=1/25$ rad. 時であった。

4. 実験結果の考察

4.1 はり主筋の接合部への定着強度

図-12 にはり下端 1 段筋の壁柱面位置の応力度 (σ_A)、折曲げ開始位置の応力度 (σ_B)、折曲げ終点位置の応力度

図-11 はり主筋 (1 段筋) のひずみ分布

図-12 はり下端筋応力度-層間部材角関係

(σ_c)の推移の例(SI)を示す。変形が進むにつれて σ_B が大きくなり、折曲げ部以降の定着力の分担が大きくなるが、変形が大きくなると、 σ_c が折曲げ開始位置程増加しない傾向が見られる。

図-13にはり下端1段筋の接合部内水平直線部の定着力と σ_A の関係を示す。図の縦軸の値は、 σ_A と σ_B の差を σ_A で除した値であり、水平直線部の定着力の全定着力に対する割合を表している。なお、通し配筋の場合は σ_B を接合部中央位置の主筋応力度とした。はり下端筋の水平直線部の定着力の分担は、変形が進むにつれて小さくなる。はり主筋が降伏しないSIやSIIでは、 $R=1/50$ rad. 時に40~65%程度であるが、はり主筋が降伏するMIの各試験体やMIIでは、 $R=1/50$ rad. 時に0~42%程度であり、折曲げ部以降の定着力が主となる。

図-14にはり下端1段筋の接合部内水平直線部の平均付着応力度(τ_{AB})と σ_A の関係を示す。また、図-15にはり下端1段筋の折曲げ部の平均付着応力度(τ_{BC})と σ_B の関係を示す。平均付着応力度は σ_B の平方根で除して基準化した。水平直線部の τ_{AB} は σ_A の増大とともにほぼ直線的に増大しているが、はり降伏型の試験体では σ_A の降伏点強度付近で減少している。接合部破壊型の試験体の τ_{AB} がはり降伏型の試験体に比べて σ_A の降伏点強度以前においてやや大きい、これは軸力の影響等によるものではないかと考えられる。一方、折曲げ部の τ_{BC} は σ_B の増大に伴い、ほぼ直線的に増大している。

図-13 水平直線部の定着力-はり下端筋の応力度関係

図-14 水平直線部の平均付着応力度-はり下端筋の応力度関係

図-15 折曲げ部の平均付着応力度-はり下端筋の応力度関係

図-16 層せん断力-コンクリートのひずみ関係

τ_{BC} の最大値は τ_{AB} に比べてかなり大きく、 $7.0 \cdot \sqrt{c\sigma_B}$ 程度を越えており、既往の研究 (例えば 8)) で指摘されているように、折曲げ部の定着機構が水平直線部の付着機構とは異なり機械的な定着機構によることがわかる。

4.2 接合部のせん断抵抗機構

図一16 にモールドゲージより測定された正荷重ピーク時の層せん断力-コンクリートの圧縮ひずみ

み関係を示す。通し配筋形式の S0 では、接合部中央域の主対角方向のひずみが右側域のひずみより大きい傾向がある。これに対して、折曲げ定着形式の SII では、はり主筋が折曲げ定着された接合部左・右側域のひずみが中央域のひずみより大きく、SI も同様の傾向が見られる。これは、はり主筋が通し配筋されたタイプ 0 では、接合部主対角方向のストラット機構によるせん断伝達が主であるのに対して、はり主筋が折曲げ定着されるタイプ I や II では、ストラット機構のほかに折曲げ定着部とはり端部、壁柱端部の圧縮域を結ぶサブストラット機構によるせん断伝達が寄与していることを示唆している。

接合部のひび割れ状況やコンクリートのひずみから想定されるせん断抵抗機構をはり主筋の定着形式に応じて図一17 に示す。サブストラット機構は、主筋の折曲げ部からの定着力、はり端部断面に作用する水平方向圧縮力および壁柱端部断面に作用する鉛直方向圧縮力から形成されるものである。折曲げ部からの定着力に釣合う鉛直方向の分力は、はり主筋の折曲げ終点の応力度の推移から主として折曲げ終点以降の余長部の付着力によるものと考えられる。しかし、変形が増大するにつれてはり主筋の折曲げ終点の応力度が増加しない傾向が見られ、主筋の抜け出しに対する折曲げ部近傍のコンクリートの抵抗力も加わるものと想定される。

図一17 接合部のせん断抵抗機構の想定

4.3 接合部のせん断強度

図一18 に接合部破壊型シリーズについて、 $c\sigma_B$ に対する接合部せん断応力度 (τ_p) の比と R の関係を示す。 $\tau_p / c\sigma_B$ ははり主筋の定着形式により差があり、 $R=1/66$ rad. まではタイプ 0 が最も大きく、I, II の順である。 τ_p の最大値は、S0 が $0.30 \cdot c\sigma_B$ 、SI が $0.32 \cdot c\sigma_B$ 、タイプ II で無開口の SII が $0.25 \cdot c\sigma_B$ 、有開口 SII-K が $0.23 \cdot c\sigma_B$ である。通し配筋形式のタイプ 0 を基準として、折曲げ定着筋による接合部せん断強度の低下を考慮するために、接合部せん断抵抗断面の補正係数 α を設定する。 α は図一17 中に示すように折曲げ定着形式の接合部有効せいと壁柱せい (D) の比とする。ここで、接合部有効せいはストラット機構のほかにサブストラット機構を考慮し、折曲げ定着筋の投影定着長さ (l_{dh}) を用いて、タイプ I では l_{dh} と D の 1/2 の和、タイプ II では l_{dh} の 2 倍とする。なお、有開口接合部では、 D 、または、 l_{dh} から貫通孔径を差引いた値を用いる。補正係数 α は、SI では 0.91、SII では 0.74 となる。図一19 に接合部破壊型シリーズについて、 $R=1/100$ rad. と $1/50$ rad. 時における接合部せん断応力度の最大値とこの最大値を α で除した値の関係を示す。 α を用いた各試験体の横軸の値は $R=1/100$ rad. では、 $0.26 \sim 0.28$ 、 $R=1/50$ rad. では、 $0.30 \sim 0.35$ であり、縦軸の値に比べて差が小さく、接合部のせん断強度の違いは、折曲げ筋の投影定着長さを用いた補正係数でほぼ把握できること

図一18 接合部せん断応力度-層間部材角関係

図一19 接合部せん断応力度の最大値-補正係数 α を考慮した計算値関係

図一20 接合部せん断応力度の最大値-接合部入力せん断応力度の制限値関係

がわかる。

次に、はりの曲げ降伏を接合部せん断破壊より先行させるために必要な接合部入力せん断応力度の制限値を検討する。基準となるタイプ0の接合部入力せん断応力度の制限値は、図—19中の $R=1/100$ rad. 時における S_0 の値から $0.25 \cdot c\sigma_B$ と設定した。タイプI, IIの制限値は、はり主筋の定着形式に応じた補正係数 α をタイプ0の $0.25 \cdot c\sigma_B$ に乗じて算定する。図—20に接合部平均せん断応力度の最大値と接合部入力せん断応力度の制限値の関係を示す。なお、図の縦軸および横軸とも $c\sigma_B$ で除して基準化した。各試験体の実験値は制限値に対して、J破壊型では1.2~1.4, BJ破壊型では1.0, B破壊型では0.5~0.8であり、制限値は安全側の設定で、J破壊型を区別できることがわかる。

5. 結 論

これまでの検討から得られた知見を以下に示す。

- 1) 壁柱・はり接合部では、はり主筋を接合部中央より手前で折曲げ定着しても、接合部のせん断強度および折曲げ主筋の定着長さを確保すれば、はりの曲げ降伏を先行させ、層間部材角 $R=1/50$ rad. 程度まで耐力低下のない変形能力を確保することができる。
- 2) 壁柱・はり接合部は幅が薄く偏平な形状であるが、はり主筋が通し配筋の場合、最大耐力時の接合部のせん断応力度が $0.30 \cdot c\sigma_B$ ($c\sigma_B$: コンクリート圧縮強度) であり、通常の柱・はり接合部とほぼ同様の値であった。
- 3) はり主筋が折曲げ定着された壁柱・はり接合部のせん断強度は、通し配筋形式に比べて小さい傾向があったが、最大耐力以後の強度低下は顕著ではなかった。
- 4) はり主筋が通し配筋された壁柱・はり接合部は、接合部主対角方向のストラット機構によるせん断伝達が主であるのに対して、はり主筋が折曲げ定着された壁柱・はり接合部は、折曲げ部からの定着力によるサブストラット機構の寄与が接合部のひび割れ状況やコンクリートの圧縮ひずみの推移から示唆された。
- 5) はりの曲げ降伏を先行させるための接合部入力せん断応力度の制限値には、はり主筋の定着形式を考慮する必要がある。それには折曲げ定着形式の場合、はり主筋の投影定着長さに応じて入力せん断応力度の制限値を設定することが有効である。
- 6) はり上端筋が通し配筋で下端筋が折曲げ定着された壁柱・はり接合部にはりせいの1/4程度の貫通孔があっても、接合部のせん断強度を確保すれば、はりの曲げ降伏を先行させることができる。
- 7) 貫通孔のある折曲げ定着形式の壁柱・はり接合部の

せん断強度は無貫通の場合より低下するが、5) の折曲げ定着されたはり主筋の投影定着長さから貫通孔径を差引くことでおおむね把握できる。

8) SD 390 級のはり主筋を $F_c 240$ 程度の壁柱・はり接合部に折曲げ定着する場合、本試験体の配筋ディテールでは、主筋径 d に対して全長 $28d$, 水平直線長 $15d$ 程度の長さを定着すれば、定着破壊することなく、はり主筋を降伏させることができる。

なお、本実験のほか、壁柱・はり接合部のせん断抵抗機構の解明を目的とした有限要素解析と折曲げ定着実験を行った。この結果については改めて報告したい。

謝 辞

本研究に際して、辰濃 達氏、岩淵 貴之氏はじめ東京理科大学松崎研究室の方々、高澤利親室長、千葉 脩室長、向井幸一主管、山内茂一氏、濱田 聡氏ならびに谷地敏和夫氏はか戸田建設技術研究開発プロジェクト関係者には有益なる御助言および多大な御協力を頂きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp. 151~169, 1990
- 2) 難波秀雄ほか5名：中高層RC集合住宅における壁式ラーメンに関する実験的研究(その1) 実験の概要及び結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1663~1664, 1980.9
- 3) 遠藤克彦ほか3名：壁柱・はり接合部の開口補強に関する実験的研究(その1) 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 227~228, 1987.10.
- 4) 日本建築センター：中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説, 1987
- 5) 吉野次彦ほか3名：プレキャスト鉄筋コンクリート構造の開発研究(その1) 工法概要及び柱・はり接合部の加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1771~1772, 1980.9
- 6) 大久保全陸ほか1名：プレキャスト鉄筋コンクリート造梁柱接合部の破壊性状—梁下端筋の定着方法が接合部の破壊性状に及ぼす影響—, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 419~424, 1992.6
- 7) 山本春樹, 穂高志郎：梁主筋がU字型定着されたRC柱梁接合部の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1799~1800, 1977.10
- 8) 別所佐登志ほか3名：高層鉄筋コンクリート造骨組のU型はり主筋定着法に関する研究(その2 太径異径鉄筋の定着モデル実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1795~1796, 1977.10

(1992年7月10日原稿受理, 1993年3月8日採用決定)