

梁端部で接合を可能とするヒンジリロケーション構法の開発 (その1) 梁部材の構造実験

Development of Hinge Relocation Construction Method in order to Joint at the End of Beams

(Part1) Structural Test of RC Beams

小寺 直幸*

Naoyuki Kodera

高橋 孝二*

Koji Takahashi

金川 基*

Motoi Kanagawa

飯塚 信一**

Shinichi Iizuka

要 約

鉄筋コンクリート造の柱梁接合部のプレキャスト化は、躯体工事の大きな省力化を期待できる。プレキャスト部材の接続で一般的に用いられる機械式継手は、梁端部から梁せい¹⁾の1.0倍から1.5倍程度離れた位置に設ける必要があるが、この場合、十字に梁が取付く内柱の柱梁接合部一体化柱は、運搬上の制約からプレキャスト化が困難となることが多い。本構法は、機械式継手を梁端部近傍に設けるために、梁端部を高強度鉄筋で補強してヒンジ位置を継手先端部に移動させた構法（ヒンジリロケーション構法）である。

本報では、ヒンジリロケーション構法の構造性能確認を目的として実施した片持ち梁型実験および逆対称梁型実験の結果、さらに既往の評価式に基づいた破壊モード検証の結果を報告する。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 片持ち梁型実験
- § 3. 逆対称梁型実験
- § 4. 破壊モードの検証
- § 5. まとめ

§ 1. はじめに

鉄筋コンクリート造の柱梁接合部のプレキャスト化は、躯体工事の大きな省力化を期待できる。プレキャスト部材の接続には機械式継手が用いられることが多いが、一般的に用いられる機械式継手は、梁端部の危険断面位置から梁せい¹⁾の1.0倍から1.5倍程度離れた位置（ヒンジ領域を避けた位置）に設ける必要がある。この場合、十字に梁が取付く内柱の柱梁接合部一体化柱は、運搬上の制約からプレキャスト化が困難となることが多い¹⁾。

この課題に対する1つの解決方法として、梁端部を高強度鉄筋等で補強してヒンジ位置を移動させる技術、いわゆるヒンジリロケーション^{例えば2)}（以下、HR）の活用

が考えられる。HR構法の概念を図-1に示す。本報におけるHR構法は、柱梁接合部内および柱面から継手部分にかけて梁主筋よりも高強度の鉄筋を用いて、梁端部を補強するものである。梁端部降伏時モーメントを継手先端降伏時の梁端部モーメントより大きくすることで、ヒンジ位置を継手先端部とすることができ、梁端部への機械式継手設置が可能となる。

本報では、まず継手先端降伏時の梁端部モーメントに対する梁端部降伏時モーメントの比（以下、曲げ余裕度）を主な検証項目として実施した片持ち梁型実験の結果を報告する。次いで、梁部材としての挙動および破壊性状の確認のために実施した逆対称梁型実験の結果を報告す

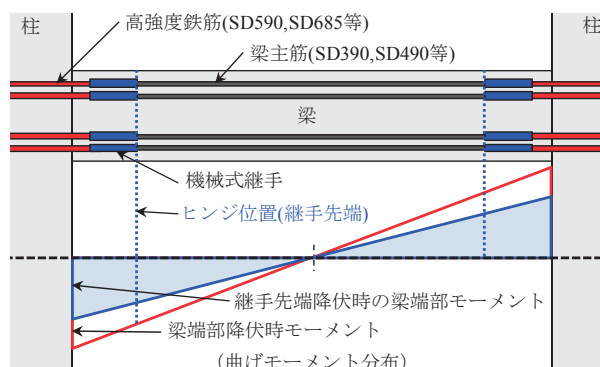


図-1 ヒンジリロケーション構法の概念

* 技術研究所建築技術グループ

** 技術研究所

表一 試験体諸元（片持ち梁型）

試験体	FB1	FB2	FB3
断面 $B \times D$ [mm]	350×450		
せん断スパン M/Q [mm]	900	1125	
せん断スパン比 M/QD	2.0	2.5	
設計基準強度 F_c [N/mm ²]	48.0		
コンクリート強度 $\sigma_B^{※1}$ [N/mm ²]	47.6	49.2	50.7
柱面から継手の距離 x [mm]	45(0.1D)	135(0.3D)	45(0.1D)
主筋（梁端部）	6-D19	6-D19	6-D19
鉄筋材種	SD685	SD685	SD685
降伏強度 $\sigma_y^{※1}$ [N/mm ²]	695.7	695.7	695.7
引張鉄筋比 p_t [%]	1.34	1.34	1.34
主筋（ヒンジ部・梁中央部）	6-D19	6-D16	6-D19
鉄筋材種	SD390	SD490	SD390
降伏強度 $\sigma_y^{※1}$ [N/mm ²]	452.3	543.2	453.9
引張鉄筋比 p_t [%]	1.34	0.93	1.34
STP（梁端部）	4-S6@40		
鉄筋材種	SD785		
降伏強度 $\sigma_y^{※1}$ [N/mm ²]	821.4		
せん断補強筋比 p_w [%]	0.91		
STP（ヒンジ部・梁中央部）	4-S6@80		
鉄筋材種	SD785		
降伏強度 $\sigma_y^{※1}$ [N/mm ²]	821.4		
せん断補強筋比 p_w [%]	0.46		

※1:材料試験結果, ※2:継手長さ L_s は各試験体共通で230mm

る。さらに、得られた実験結果について、既往の評価式に基づいた破壊モード検証の結果を示す。

§ 2. 片持ち梁型実験

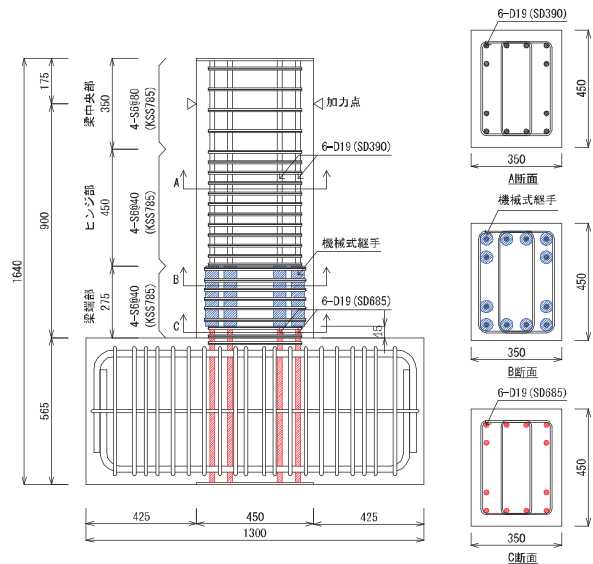
2-1 試験体

片持ち梁型実験の試験体諸元を表一に、試験体形状・配筋を図一に示す。試験体は、梁端部から反曲点位置までの範囲を抜き出した片持ち梁型の形状とした。超高層集合住宅における基準階大梁の約1/2スケールを想定し、梁幅 B を350mm、梁せい D を450mmとした。試験体パラメータは、曲げ余裕度、柱面（スタブ面）から継手までの距離 x 、せん断スパン比 M/QD とし、計3体計画した。柱面（スタブ面）から継手先端までの区間を梁端部、継手先端から1.0 D の区間をヒンジ部、ヒンジ部以降を梁中央部と定義する。

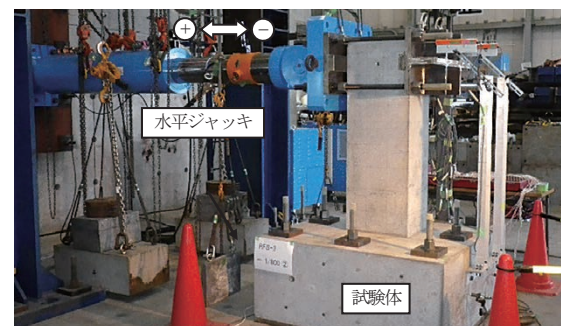
FB1は、梁端部主筋がD19（SD685）、ヒンジ部および梁中央部主筋がD19（SD390）、 x が45mm（0.1 D ）、 M/QD が2.0、曲げ余裕度が1.07である。

FB2は、FB1に対して x を135mm（0.3 D ）と長くした試験体であり、曲げ余裕度を1.0以上確保するために梁端部主筋をD19（SD685）、ヒンジ部および梁中央部主筋をD16（SD490）とした。曲げ余裕度は1.10である。

FB3は、FB1に対して M/QD を大きくして2.5にした試験体であり、曲げ余裕度は1.16である。なお、曲げ余裕度算定時における曲げ強度は鉄筋の材料試験結果を用いてRC規準の略算式³⁾で求めた。せん断補強筋の配筋は各試験体共通で、梁端部とヒンジ部は4-S6@40（SD785）、梁中央部は4-S6@80（SD785）である。



図一 試験体形状・配筋



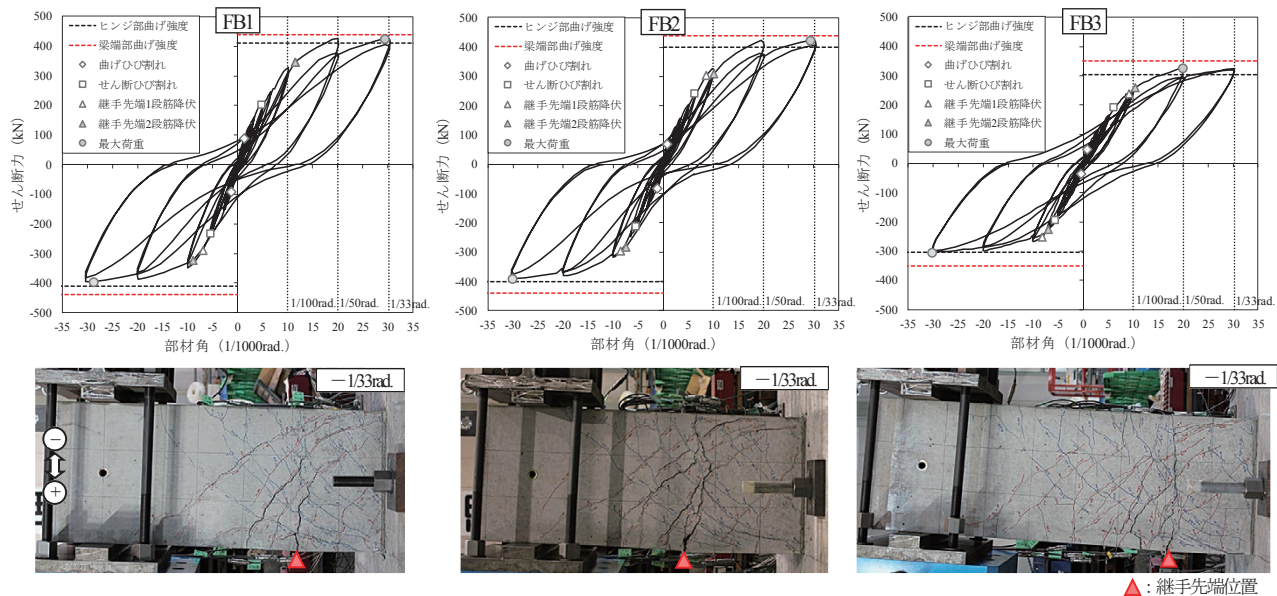
写真一 セットアップ状況（片持ち梁型）

2-2 荷重方法

セットアップ状況を写真一に示す。荷重は2000kNの水平ジャッキを用いて、水平変位制御による正負交番漸増繰返し荷重とした。加力サイクルは、部材角 $R = \pm 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33$ rad. を各々2サイクル行うものとし、各々1サイクル目ではひび割れを観察した。部材角 R は、水平変位をシアスパン M/Q で除した値とした。水平変位は、図一に示す加力点位置にて計測した。

2-3 実験経過

せん断力－部材角関係および最終破壊状況を図一に示す。いずれの試験体も $R = 1/800$ rad. サイクル時に継手先端部に曲げひび割れ、 $R = 1/200$ rad. サイクル時にせん断ひび割れが発生した。 $R = 1/100$ rad. サイクル時では、継手先端の1段筋の降伏が確認された。 $R = 1/50$ rad. サイクル時では、継手先端のひび割れの拡大が見られ、継手先端2段筋が降伏した。せん断力－部材角関係における剛性も大きく低下してヒンジ部曲げ強度に達し、継手先端部における曲げ降伏が確認された。 $R = 1/33$ rad. サイクル時はせん断力が頭打ちとなり、最大荷重に達した。なお、鉄筋の降伏は、せん断力－ひずみ関係においてひずみが急増した点で判断した。



図－3 セン断力－部材角関係および最終破壊状況

2-4 破壊性状

いずれの試験体も梁端部に比べて梁中央部およびヒンジ部の曲げせん断, せん断ひび割れが比較的多かった。継手部分の剛性が他の区間に比べて大きく、梁端部が剛体的に変形していたと考えられる。また、 $R=1/50$ rad. サイクル以降の大変形時では、ヒンジ部における継手先端部から $0.5 D$ 程度の範囲のひび割れ、コンクリートの剥落が顕著であった。各試験体のひび割れの損傷状況を勘案すると、各試験体のヒンジ領域は継手先端位置から $0.5 D$ 程度の範囲であると考えられる。

2-5 曲げ強度の検証

実験結果と計算値を表-2に示す。計算値におけるヒンジ部曲げ強度 cQ_{fu1} および梁端部曲げ強度 cQ_{fu2} は、RC 規準の略算式³⁾で求めた。コンクリート強度および鉄筋降伏強度は、表-1に示した材料試験結果の値を用いた。実験値最大強度 eQ_m は、ヒンジ部曲げ強度 cQ_{fu1} 以上、梁端部曲げ強度 cQ_{fu2} 以下の値を示しており、継手先端部の曲げ強度で決まっている。曲げ余裕度を 1.1 程度以上確保する場合、HR 梁の曲げ強度は RC 規準の略算式で評価可能であった。

§ 3. 逆対称梁型実験

3-1 試験体

逆対称梁型実験の試験体諸元を表-3に、試験体形状を図-4に示す。試験体は内法スパン L の範囲を抜き出した逆対称梁型の形状とし、梁幅 B を 300 mm、梁せい D を 450 mm とした。試験体パラメータは、コンクリート強度、主筋量、ヒンジ部と梁中央部のせん断補強筋量とし、計 6 体計画した。全試験体共通で、曲げ余裕度は 1.2、柱面（スタブ面）から継手までの距離 x は 45 mm

表－2 実験結果と計算値

試験体	実験値	計算値				破壊形式
	最大強度 eQ_m (kN)	ヒンジ部 曲げ強度 cQ_{fu1} (kN)	梁端部 曲げ強度 cQ_{fu2} (kN)	$\frac{eQ_m}{cQ_{fu1}}$	曲げ余裕度 $\frac{cQ_{fu2}}{cQ_{fu1}}$	
FB1	425.3	411.2	439.3	1.03	1.07	F
FB2	425.0	400.1	439.3	1.06	1.10	F
FB3	326.9	303.5	351.4	1.08	1.16	F

※ F: 曲げ破壊

表－3 試験体諸元（逆対称梁型）

試験体	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6
断面 $B \times D$ [mm]	300×450					
せん断スパン M/Q [mm]	1800					
せん断スパン比 M/QD	2.0					
設計基準強度 F_c [N/mm ²]	60.0	30.0	60.0	30.0		
コンクリート強度 $\sigma_{cs}^{※1}$ [N/mm ²]	65.8	38.1	65.5	36.7	34.2	37.0
柱面から継手の距離 x [mm]	45(0.1D)					
主筋(梁端部)	8-D19	6-D19	8-D19	6-D19		
鉄筋材種	SD590	SD590	SD590	SD590		
降伏強度 $\sigma_y^{※1}$ [N/mm ²]	642.4	642.4	642.4	642.4		
引張鉄筋比 p_t [%]	2.13	1.54	2.13	1.54		
主筋(ヒンジ部・梁中央部)	8-D16	6-D16	8-D16	6-D16	6-D16	
鉄筋材種	SD490	SD490	SD490	SD490	SD490	
降伏強度 $\sigma_y^{※1}$ [N/mm ²]	532.1	532.1	532.1	537.0	532.1	
引張鉄筋比 p_t [%]	1.47	1.07	1.47	1.07	1.07	
STP(梁端部)	4-S6@40			4-D6@40		4-S6@40
鉄筋材種	SD785			SD295A		SD785
降伏強度 $\sigma_y^{※1}$ [N/mm ²]	894.7			374.7		894.7
せん断補強筋比 p_w [%]	1.07			1.07		1.07
STP(ヒンジ部)	4-S6@40	4-S6@200	4-D6@110	4-D6@170	4-S6@40	
鉄筋材種	SD785	SD785	SD295A	SD295A	SD785	
降伏強度 $\sigma_y^{※1}$ [N/mm ²]	894.7	894.7	374.7	374.7	894.7	
せん断補強筋比 p_w [%]	1.07	0.21	0.39	0.25	1.07	
STP(梁中央部)	4-S6@60	4-S6@200	4-D6@110	4-D6@170	2-S6@50	
鉄筋材種	SD785	SD785	SD295A	SD295A	SD785	
降伏強度 $\sigma_y^{※1}$ [N/mm ²]	894.7	894.7	374.7	374.7	894.7	
せん断補強筋比 p_w [%]	0.71	0.21	0.39	0.25	0.43	

※1: 材料試験結果, ※2: 継手長さ L_s は各試験体共通で 230mm

(0.1D), せん断スパン比 M/QD は 2.0 とした。ヒンジ部の区間は, 片持ち梁型実験から得られた知見に基づいて, 継手先端から 0.5D の区間と定義した。梁端部および梁中央部の区間定義は片持ち梁型実験と同様である。

SB1 および SB2 は, ヒンジ部の曲げ破壊が先行するように計画した。SB1 は F_c が 60 N/mm^2 であり, 主筋組合せは, 梁端部主筋が D19 (SD590), ヒンジ部および梁中央部主筋が D16 (SD490) である。主筋本数は, 1 段筋および 2 段筋ともに 4 本配筋である。せん断補強筋は, 梁端部とヒンジ部が 4-S6@40 (SD785), 梁中央部が 4-S6@60 (SD785) である。SB2 は F_c が 30 N/mm^2 であり, 主筋組合せおよびせん断補強筋は, SB1 と同様である。主筋本数は, 1 段筋が 4 本, 2 段筋が 2 本である。

SB3 および SB4 は, ヒンジ部での曲げ降伏後にせん断破壊するように計画した。SB3 は, SB1 に対してヒンジ部および梁中央部のせん断補強筋を 4-S6@200 (SD785) に変更した。SB4 は, SB2 に対してヒンジ部および梁中央部のせん断補強筋を 4-D6@110 (SD295A) に変更した。

SB5 は, 梁中央部およびヒンジ部でせん断破壊するように計画した。SB2 に対してヒンジ部および梁中央部のせん断補強筋量を 4-D6@170 (SD295A) に変更した。

SB6 は, ヒンジ部での曲げ降伏後に梁中央部で付着割裂破壊するように計画した。SB2 に対して梁中央部のせん断補強筋を 2-S6@50 (SD785) に変更した。

3-2 載荷方法

セットアップ状況を図-5 に示す。載荷は 2000 kN の水平ジャッキを用いて, 水平変位制御による正負交番増減繰り返し載荷とする。試験体上部に配置される加力梁には, 面外拘束のためのパンタグラフ, 平行維持のためのパンタグラフ, 軸力キャンセルのためのジャッキおよびロードセルを取付けた。加力サイクルは, 片持ち梁型実験と同様である。

3-3 実験結果および考察

せん断力-部材角関係および最終破壊状況を図-6 に, 実験結果と計算値を表-4 に示す。図-6 および表-4 において, ヒンジ部曲げ強度 cQ_{fu1} および梁端部曲げ強度 cQ_{fu2} は RC 規準の略算式³⁾, ヒンジ部せん断強度 cQ_{su0} および cQ_{su2} は靱性指針のせん断信頼強度⁴⁾, 付着考慮せん断強度 cV_{bu0} は靱性指針の付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度⁴⁾ で求めた。付着指標 τ_{bu}/τ_f' は靱性指針⁴⁾ によって求めた。なお, 付着応力度 τ_f' 算定時におけるスパン L' には, 継手先端間距離 1250 mm を用いた。

いずれの試験体も $R=1/800 \text{ rad}$. サイクル時では継手先端部に曲げひび割れ, $R=1/200 \text{ rad}$. サイクル時では梁中央部からヒンジ部にかけてせん断ひび割れが発生した。その後の実験経過および破壊性状については, 破壊モード毎に示す。なお, 鉄筋の降伏は, せん断力-ひずみ関係においてひずみが急増した点で判断した。

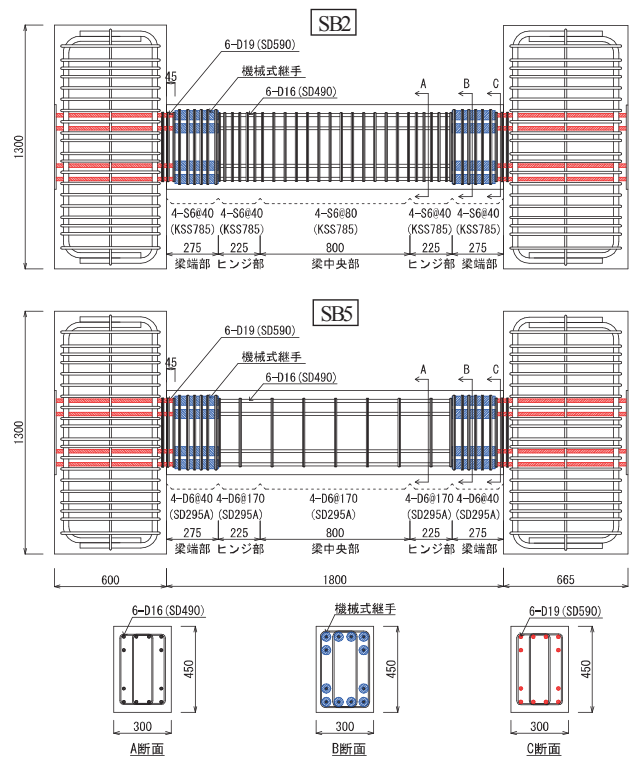


図-4 試験体形状・配筋

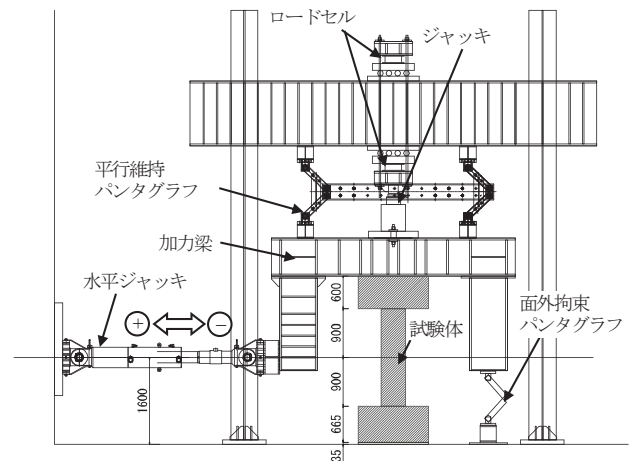


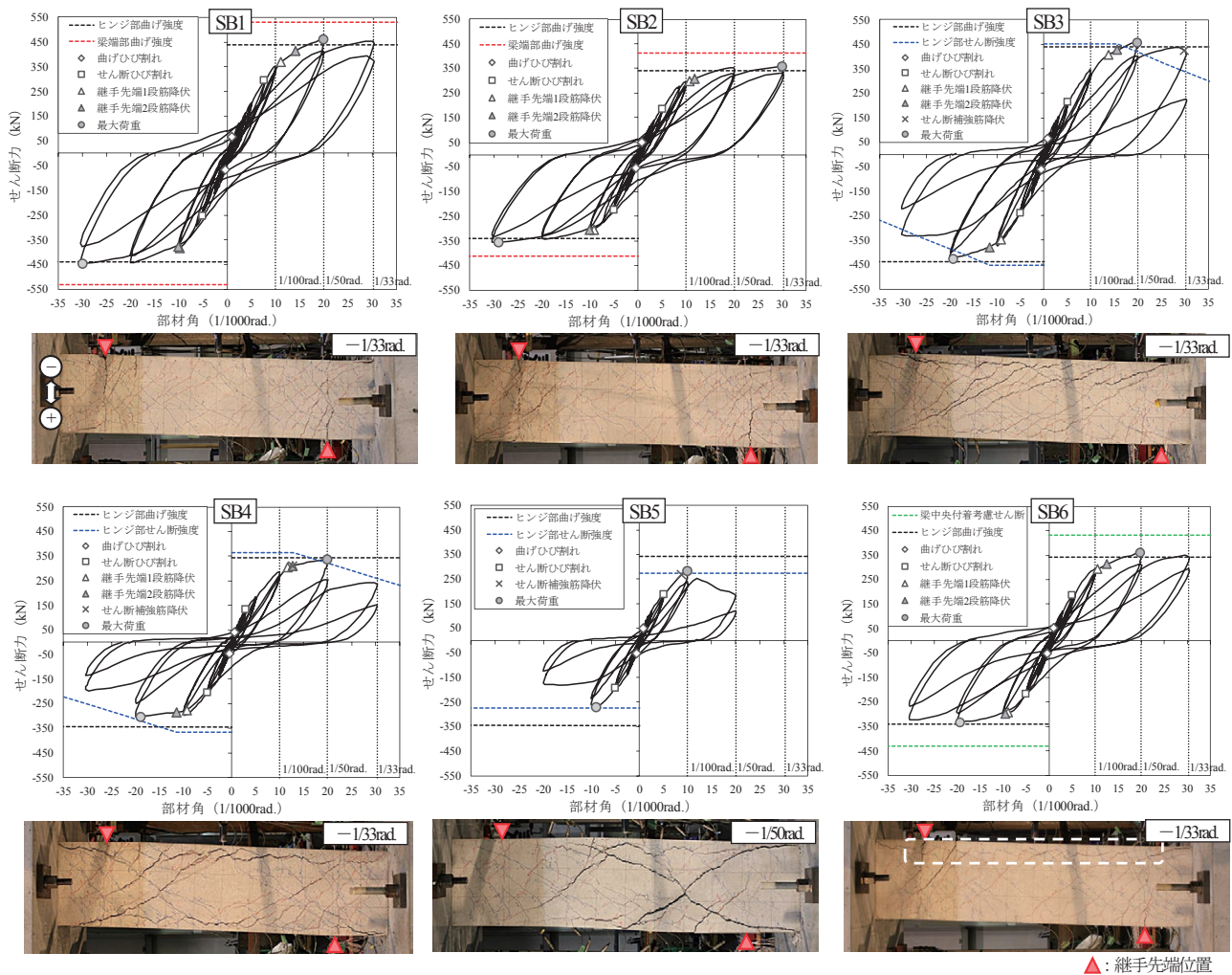
図-5 セットアップ状況（逆対称梁型）

(1) 曲げ破壊型

SB1 および SB2 は, $R=1/50 \text{ rad}$. サイクルにかけて継手先端部ひび割れが拡大し, 継手先端の 1 段筋および 2 段筋が降伏した。ヒンジ部曲げ強度 cQ_{fu1} に達して, ヒンジ部における曲げ降伏が確認された。 $R=1/50 \text{ rad}$. サイクル以降は, せん断力が頭打ちとなり, 最大荷重に達した。破壊モードは, ヒンジ部での曲げ破壊だと判断される。また, 片持ち梁型実験と同様に継手先端部から 0.5D 程度の範囲のひび割れ, コンクリートの剥落が顕著であった。

(2) 曲げ降伏後のせん断破壊型

SB3 および SB4 は, $R=1/100 \text{ rad}$. サイクル時において, 曲げ破壊型の試験体よりせん断ひび割れが顕著であった。 $R=1/50 \text{ rad}$. サイクル時では, 曲げ破壊型の試験体と同様にヒンジ部における曲げ降伏が確認された。セ



図－6 セン断力－部材角関係および最終破壊状況

表－4 実験結果と計算値

試験体	実験値	終局強度計算値											破壊形式		
		曲げ				せん断				付着					
	ヒンジ部 曲げ強度	梁端部 曲げ強度	$\frac{eQ_m}{cQ_{fu1}}$	ヒンジ部 せん断 ($R_p=0\%$)	ヒンジ部 せん断 ($R_p=2\%$)	$\frac{eQ_m}{cQ_{su2}}$	ヒンジ部 せん断指標 ($R_p=0\%$)	梁中央部付着 考慮せん断 ($R_p=0\%$)	付着割裂 強度	設計用 付着応力度	梁中央部 付着指標				
	eQ_m (kN)	cQ_{fu1} (kN)	cQ_{fu2} (kN)	cQ_{su0} (kN)	cQ_{su2} (kN)	cQ_{su2}	cQ_{fu1}	cV_{bu0} (kN)	cV_{bu0} (N/mm ²)	τ_{bu} (N/mm ²)	$\tau_{f'}$ (N/mm ²)	$\frac{\tau_{bu}}{\tau_{f'}}$			
SB1	462.9	439.1	531.0	1.05	863.3	0.54	518.0	0.89	1.18	698.5	0.66	3.67	3.56	1.03	F
SB2	359.7	340.0	411.1	1.06	686.5	0.52	411.9	0.87	1.21	563.3	0.64	4.98	4.82	1.03	F
SB3	458.9	439.1	531.0	1.05	452.3	1.01	295.2	1.55	0.67	482.7	0.95	2.39	3.56	0.67	FS
SB4	336.8	343.2	411.1	0.98	364.8	0.92	244.0	1.38	0.71	438.2	0.77	3.65	4.86	0.75	FS
SB5	281.1	343.2	411.1	0.82	273.2	1.03	177.3	1.59	0.52	368.2	0.76	3.01	4.86	0.62	S
SB6	359.1	340.0	411.1	1.06	673.8	0.53	404.3	0.89	1.19	430.2	0.83	3.43	4.82	0.71	FB

※ F: 曲げ破壊, FS: 曲げ降伏後のせん断破壊, S: セン断破壊, FB: 曲げ降伏後の付着割裂破壊

ん断ひび割れは更に拡大し、SB4については継手先端の2段筋降伏とほぼ同時にせん断補強筋が降伏した。 $R=1/33$ rad. サイクル時では、SB3のせん断補強筋の降伏が確認された。せん断力はヒンジ部曲げ強度 cQ_{fu1} を下回る荷重となり、ヒンジ領域の回転角 R_p を考慮したヒンジ部せん断強度と対応した。 $R=1/33$ rad. サイクルまでの破壊性状も勘案すると、破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊と判断される。 $R=1/33$ rad. サイクル時の破壊性状に着目すると、付着ひび割れが顕著であった。せん断ひび割れが拡大および延長されることで、主筋の見かけの

付着長さが短くなり、せん断破壊後に付着割裂破壊が生じたと考えられる。

(3) セン断破壊型

SB5は、 $R=1/100$ rad. サイクル時において、ヒンジ部のせん断ひび割れが著しく拡大し、せん断補強筋が降伏した。主筋の降伏は確認されず、せん断力は $R_p=0\%$ 時のせん断強度 cQ_{su0} と対応した。 $R=1/50$ rad. サイクル時では、荷重が急激に低下したため、载荷を終了した。最大荷重は $R=1/100$ rad. サイクル時で決まっており、破壊モードはヒンジ部でのせん断破壊と判断される。

(4) 曲げ降伏後の付着割裂破壊型

SB6は、曲げひび割れおよびせん断ひび割れのほか、 $R=1/100$ rad. サイクル時では梁中央部の上端1段筋主筋に沿った付着ひび割れが発生した。 $R=1/50$ rad. サイクル時では、曲げ破壊型の試験体と同様にヒンジ部における曲げ降伏が確認された。梁中央部付着指標 τ_{bu}/τ_f' は1.0以下であるが、 $R_p=0\%$ 時の梁中央部付着考慮せん断強度 cV_{bu0} がヒンジ部曲げ強度 cQ_{fu1} を上回っているため、付着割裂破壊より曲げ降伏が先行したと考えられる。 $R=1/33$ rad. サイクル時では、2サイクル目に上端1段筋主筋に沿った付着ひび割れが拡大して荷重が低下した。破壊モードは曲げ降伏後の付着割裂破壊と判断される。

3-4 主筋ひずみ分布

曲げ破壊型（SB2）のサイクルピークにおける1段筋主筋のひずみ分布を図-7に示す。負加力時における上端筋の引張領域のひずみを黒線、下端筋の引張領域のひずみを青線、材料試験結果から求めた降伏ひずみ（SD490：2806 μ ，SD590：3318 μ ）を破線で示している。

$R=1/100$ rad. サイクル時では、継手先端部のひずみが降伏ひずみを大きく超えており、梁端部ではなく継手先端部が先行降伏していることが確認できる。 $R=1/33$ rad. サイクル時では、継手先端部から0.5 D の位置のひずみも降伏ひずみを大きく超えていた。梁端部のひずみは概ね降伏ひずみ以下の値であり、弾性挙動を示したと考えられる。

3-5 材軸方向曲率分布

曲げ破壊型（SB2）のサイクルピークにおける材軸方向の曲率分布を図-8に示す。曲率は、梁側面上下位置で計測した材軸方向の区間変形から求めた区間平均曲率である。

$R=1/200$ rad. サイクル時では梁端部の曲率が大きい傾向であるが、継手先端部が降伏した $R=1/50$ rad. サイクル以降は継手先端部の曲率が突出している。ヒンジ位置は継手先端部であることが明快である。 $R=1/33$ rad. サイクル時では継手先端から0.5 D 程度の区間の曲率も比較的大きい。曲率分布から判断しても継手先端部から0.5 D 程度の範囲がヒンジ領域だと考えられる。また、継手部の曲率は他区間より小さく、剛体的に変形していたと考えられる。

§4. 破壊モードの検証

破壊モードの検討を図-9に示す。本報における逆対称梁型試験体に加えて、文献2）および文献5）の試験体も抽出してプロットしている。抽出は梁型の試験体に限定し、通し配筋や貫通孔が設けられている試験体は除外している。また、文献中に破壊モードが示されていないものは破壊経過から判断している。

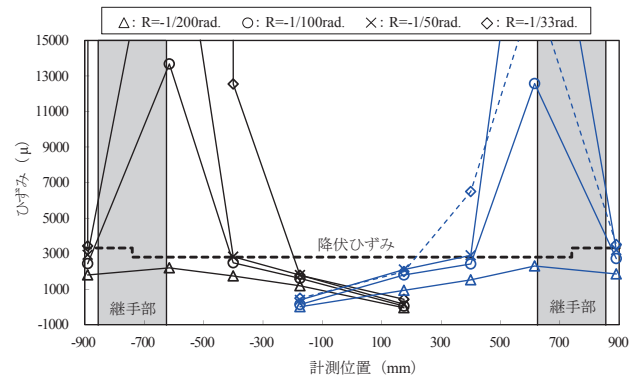


図-7 曲げ破壊型（SB2）の主筋ひずみ分布

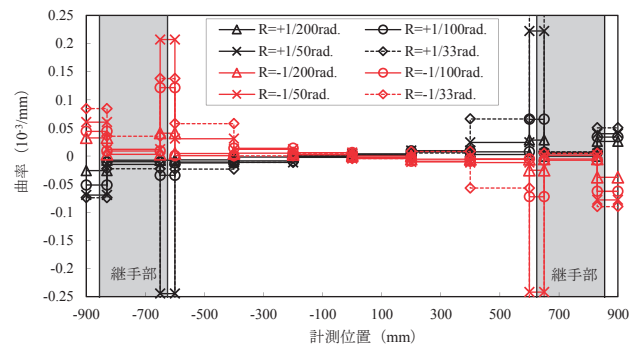


図-8 曲げ破壊型（SB2）の材軸方向曲率分布

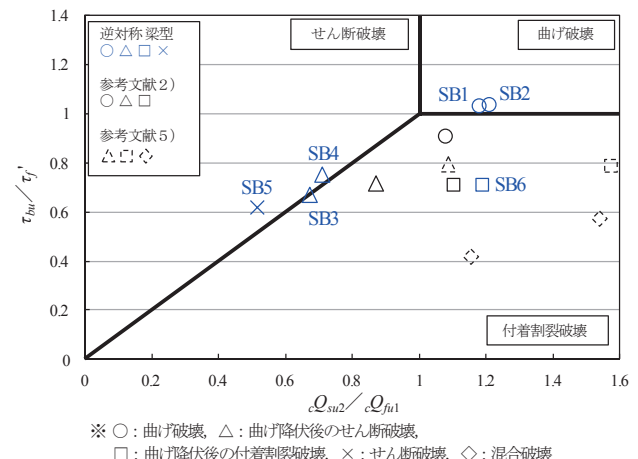


図-9 破壊モードの検証

図-9は、縦軸に付着指標 τ_{bu}/τ_f' 、横軸に $R_p=2\%$ 時のヒンジ部せん断強度 cQ_{su2} を cQ_{fu1} で除した値（せん断指標）を示している。破壊モードを概ね捉えており、付着指標およびせん断指標が1.0以上あれば、曲げ破壊を先行させる設計が可能であると考えられる。

§5. まとめ

本報では、梁端部から機械式継手までを高強度鉄筋で補強したヒンジリロケーション構法の片持ち梁型実験および逆対称梁型実験を実施し、以下の知見を得た。

- 1) 機械式継手を柱面から0.1 D から0.3 D の位置に設ける場合、継手先端降伏時の梁端部モーメントに対する

梁端部降伏時モーメントの比を1.1程度以上確保すれば、ヒンジ位置は継手先端部となる。

- 2) 破壊性状、主筋ひずみ分布、および材軸方向曲率分布より、ヒンジ領域は継手先端部から $0.5D$ 程度の範囲である。
- 3) 曲げ強度はRC規準の略算式、せん断強度および付着強度は靱性指針式で概ね評価可能であり、せん断指標および付着指標を1.0以上とすれば、曲げ破壊を先行させることが可能である。

謝辞. 本報は、静岡理工科大学理工学部建築学科の丸田誠教授との共同研究成果の一部である⁶⁾。また、鉄筋・機械式継手の材料手配および施工にあたっては、東京鉄鋼株式会社にご協力頂いた。ここに記し、関係各位に深い謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：プレキャストRCによる建築物高度化の最前線，2018年度日本建築学会大会（東北）構造部門（RC構造）パネルディスカッション資料
- 2) 永井覚，丸田誠ほか：梁端部でスリーブ継手補強された主筋を有する梁部材の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29, No. 3, 2007
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 4) 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，1999
- 5) 中条貴大ほか：高周波熱処理により部分高強度化した鉄筋を用いたRC梁の曲げせん断挙動（その1～その4），日本建築学会近畿支部研究発表会，2015
- 6) 小寺直幸，丸田誠ほか：梁端部を高強度鉄筋で補強したヒンジリロケーション梁に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 41, 2019