

# 論文 ヒンジリロケーション機構を有する RC 扁平梁の構造実験

鳥居 太樹\*1・丸田 誠\*2・中澤 春生\*3・安達 一喜\*4

**要旨：**鉄筋コンクリート造柱梁接合部内における梁主筋の塑性化を防ぎプレキャスト化にも対応するため、強度差のある鉄筋を繋ぐ機械式継手と定着板付きのカットオフ筋を用いて、ヒンジ発生位置を変化(ヒンジリロケーション; HR)させた梁の実験を行った。比較的扁平形状の RC 梁を対象として計 6 体の逆対称加力による構造実験を実施した。曲げ余裕度, 補強筋比, せん断スパン比, 片側 HR を実験因子とした。実験結果から、全ての試験体において、変形角  $R=1/20\text{rad}$  まで安定した履歴性状を示し、HR 機構の成立を確認した。さらに、HR 部のせん断強度を用いて曲げ耐力を評価する既往の方法を、概ね準用できることを示した。

**キーワード：**ヒンジリロケーション, 扁平梁, プレキャスト, 機械式継手, 機械式定着, カットオフ

## 1. はじめに

高層住宅やビルにおける鉄筋コンクリート(以下, RC) 架構では、品質・生産性の向上が期待されているプレキャストコンクリート(以下, PCa) 工法の需要が高まっている。

高層建築物では梁降伏先行型の全体崩壊形を目標とする建物が多く、優れた靱性能が梁には求められる。また、柱梁接合部内の梁主筋の塑性化が接合部降伏破壊りに結び付くため、塑性化を防止することも重要で、架構に靱性能をもたらす、接合部内梁主筋の塑性化を防ぐヒンジリロケーション(以下, HR) 梁部材の検討・開発が行われてきている。これらの梁部材は、PCa 化にも適している。HR 機構は、梁主筋降伏位置(ヒンジ位置)を梁端部から梁中央部に移動させる方法であり、既往研究ではフック付き主筋を用いた工法<sup>2)</sup>、高強度鉄筋を機械式継手により繋ぐ工法<sup>3)</sup>など、様々な研究が行われている。

今回、内部の空間の有効活用や眺望の確保を目的とする扁平断面は、曲げ剛性が通常断面より低く、そのような梁を対象とした研究が無いため実験を実施した。

具体的な HR の方法を、図-1 に示す。一段筋目には柱側と梁側で異なる強度の鉄筋に機械式継手を設け、二段筋目に継手中央部でカットオフした機械式定着筋を設置することで、梁の端部で降伏させない HR 梁とした。

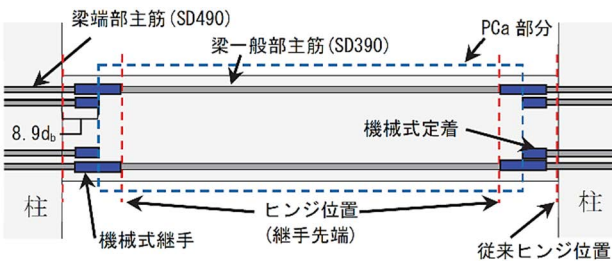


図-1 本研究の HR 構法

本論では、静的載荷実験の結果の報告と、既往文献<sup>4)</sup>で示された HR 梁の主筋降伏時せん断力の計算値等の検討も行ったのでここに報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体諸元を表-1 に、No.1 試験体形状および No.1, No.4 断面図を図-2 に、コンクリートの材料試験結果を表-2 に、鉄筋の材料試験結果を表-3 に示す。高層建築物における梁の約 1/2 縮尺程度とし、ヒンジ計画位置(スタブ面から継手先端まで)を 320mm (0.91D) とした試験体である。梁一般部(機械式継手間)の主筋は SD390 (SD と略記) の D19 を配筋し、端部(スタブ面からヒンジ計画位置まで)では SD490 (HD と略記) の主筋を配筋し、継手先端で降伏する計画とした。カットオフした二段筋に機械式定着具を取り付け、スタブ面から 190mm の長さとした。No.1 試験体は基準試験体で、梁幅 B を 400mm, 梁せい D を 350mm とした扁平断面、内法スパン L を 2200mm, コンクリート圧縮強度を  $48\text{N/mm}^2$  とした。ヒンジ計画位置と梁端部の曲げ強度の比(以下、曲げ余裕度)を 1.26, 入力せん断応力度レベルを  $0.04F_c$  とした。No.2 試験体は、No.1 試験体に対し、端部補強筋間隔の影響を把握するため 65mm から 80mm とした。No.3 試験体は、柱際曲げ一継手先端曲げの余裕度を No.1 試験体より大きくするため、端部の主筋径を D19 から D22 とした。No.4 試験体は、短スパン(1600mm)とし、片側端部のみ HR とした。No.5 試験体は、コンクリート圧縮強度を  $48\text{N/mm}^2$  から  $30\text{N/mm}^2$  とし主筋量も No.1 より低減した試験体とした。No.6 試験体は、非扁平断面形状とした。

\*1 静岡理科大学 理工学部建築学科 (学生会員)

\*2 静岡理科大学 理工学部建築学科 教授 博士(工学) (フェロー会員)

\*3 清水建設(株) 技術研究所 建設基準技術センター 博士(工学) (正会員)

\*4 清水建設(株) 設計本部構造設計 3 部 修士(工学)

表-1 試験体諸元

試験体名			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
梁幅×梁せい	B×D	mm	400×350	400×350	400×350	400×350	400×350	360×400
内法スパン	L	mm	2200	2200	2200	1600	2200	2200
内法スパン(継手先端)	L'	mm	1560	1560	1560	1280	1560	1560
せん断スパン(継手先端)	M/Q	mm	1100, (760)	1100, (760)	1100, (760)	960, (640)	1100, (760)	1100, (760)
せん断スパン比(継手先端)	M/Qd		4.03, (2.66)	4.03, (2.66)	4, (2.66)	3.91, (2.13)	3.91, (2.53)	3.41, (2.26)
設計強度	Fc	N/mm <sup>2</sup>	48	48	48	48	30	48
コンクリート圧縮強度	σ <sub>B</sub>	N/mm <sup>2</sup>	53.1	53.1	53.7	53.9	34	52
端部	主筋	配筋	(5+2)-HD19	(5+2)-HD19	(5+2)-HD22	6-HD19	5-HD19	(5+2)-HD19
	カットオフ筋	配筋	3-HD22	3-HD22	3-HD22	4-HD19	3-HD19	3-HD22
	引張鉄筋比	P <sub>t</sub>	%	2.90	2.90	3.52	2.56	2.04
一般部	主筋	配筋	(5+2)-SD19	(5+2)-SD19	(5+2)-SD19	6-SD19	5-SD19	(5+2)-SD19
	引張鉄筋比	P <sub>t</sub>	%	1.75	1.75	1.75	1.43	1.19
端部	せん断補強筋	配筋	4-S6@65	4-S6@80	4-S6@65	4-S6@55	4-D6@50	4-S6@65
	せん断補強筋比	P <sub>w</sub>	%	0.49	0.40	0.49	0.58	0.63
一般部	せん断補強筋	配筋	4-S6@80	4-S6@80	4-S6@80	4-S6@55	4-D6@60	4-S6@80
	せん断補強筋比	P <sub>w</sub>	%	0.40	0.40	0.40	0.58	0.53

※D: SD295, SD: SD390, HD: SD490, S: KSS785 とする  
 ※配筋の-前の()は一つ目を一段筋, 二つ目を二段筋の本数とする。

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体	設計強度 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 σ <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 E <sub>c</sub> (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 σ <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	48	53.1	35.3	2.52
No.2	48	53.1	35.3	2.52
No.3	48	53.7	35.2	2.55
No.4	48	53.9	34.5	2.89
No.5	30	34.0	29.9	2.43
No.6	48	52.0	35.2	2.59

表-3 鉄筋材料試験結果

鋼種		降伏強度 σ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E <sub>s</sub> (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ σ <sub>max</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	備考 (使用試験体)
径	材質				
D6	SD295	313.4	16.4	496.6	横補強筋(No.5)
D6	KSS785	916	17.5	1115.7	横補強筋(No.1,2,3,4,6)
D19	SD390	441.8	17.4	607.9	梁一般部主筋(全試験体)
D19	SD490	530.7	18.5	692.6	梁端部主筋(No.1,2,4,5,6)
D22	SD490	537	18.7	693.1	梁端部主筋(No.3)
D25	SD390	436.3	18.0	604.1	カットオフ筋(全試験体)

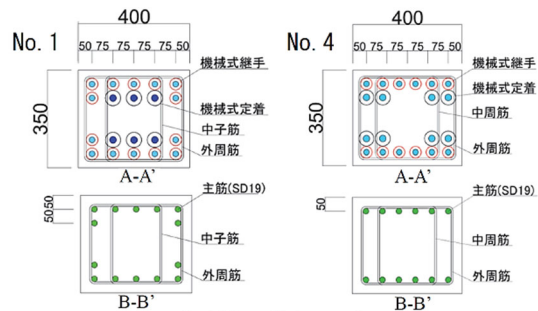
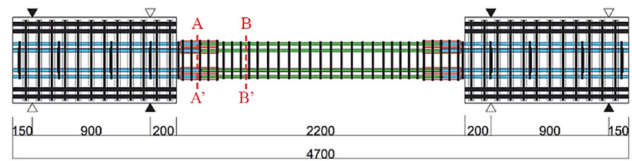


図-2 No. 1 試験体形状および No. 1, No. 4 断面図

## 2.2 荷重方法

加力装置を図-3 に示す。荷重は逆対称曲げ形式の正負交番漸増繰返し荷重とした。荷重履歴は変形角制御とし、変形角 R=±1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20rad において R=±1/800, 1/25, 1/20rad では1サイクル, その他は2サイクルの繰返しとした。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊経過および破壊性状

実験結果及び計算値を表-4 に, 各試験体の正荷重時

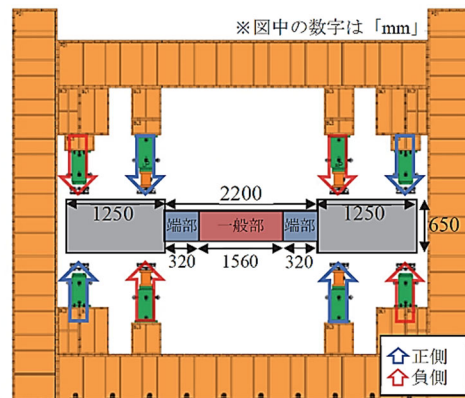


図-3 加力装置

表-4 実験結果及び計算値

試験体	実験値						計算値											破壊形式			
	ひび割れ強度		最大耐力		最大強度変形角		曲げ終局強度		せん断終局強度		せん断余裕度		曲げ余裕度	設計用付着応力度	上端筋付着割裂強度	付着余裕度					
	曲げ	せん断	Q <sub>fu</sub>	Q <sub>sc</sub>	Q <sub>max</sub>	R <sub>m</sub>	一般部	端部	一般部	端部	一般部	端部				T <sub>tr</sub>	T <sub>bu</sub>		T <sub>tr</sub>	T <sub>bu</sub>	
	Q <sub>fu</sub>	Q <sub>sc</sub>	Q <sub>max</sub>	R <sub>m</sub>	Q <sub>fu1</sub>	Q <sub>fu2</sub>	T <sub>tr1</sub>	Q <sub>fu1</sub>	Q <sub>fu2</sub>	Q <sub>fu1</sub>	Q <sub>fu2</sub>	Q <sub>fu1</sub>	Q <sub>fu2</sub>	T <sub>tr</sub>	T <sub>bu</sub>	T <sub>tr</sub>	T <sub>bu</sub>				
(kN)	(kN)	(kN)	(×10 <sup>-3</sup> rad)	(kN)	(kN)	σ <sub>B</sub>	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )							
No.1	40.7	104.6	311	-302	40.0	-40.1	299.8	376.5	0.040	1.04	1.02	316.1	313.6	0.95	1.20	1.26	3.65	3.70	1.52	1.01	F
No.2	49.2	105.4	305	-300	40.0	-40.0							296.7		1.27						F
No.3	28.8	109.3	316	-311	30.0	-40.1		467.7	0.040	1.05	1.05	317.4	317.6	0.94	1.47	1.56		3.72	1.53	1.02	F
No.4	45.3	133.1	343	-323	30.1	-30.0	320.4	399.1	0.042	1.07	1.07	397.8	339.1	0.81	1.18	1.25	4.75	3.52	0.98	0.74	FB
No.5	33.0	91.5	242	-238	30.0	-30.0	224.8	279.9	0.047	1.08	1.08	228.4	220.3	0.98	1.27	1.24	3.69	3.47	1.42	0.94	F
No.6	48.8	136.6	365	-362	30.0	-30.0	352.2	445.5	0.047	1.04	1.04	365.3	341.5	0.96	1.30	1.26	3.80	3.44	1.38	0.91	F

※1 Q<sub>m</sub>: 荒川 min 式, Q<sub>fu</sub>: M<sub>u</sub>=0.9 a<sub>t</sub> σ<sub>y</sub> d により算定  
 ※2 τ<sub>f</sub> は内法スパン L を τ<sub>f</sub> は機械式継手先端間 L' により算定  
 ※3 F: 曲げ破壊, FB: 曲げ降伏後付着割裂破壊

の最終破壊状況を写真-1に示す。曲げ終局強度の算定時に除せん断スパンの値を端部では  $L/2=1100\text{mm}$  とし、一般部ではHR区間を減じた  $L'/2=760\text{mm}$  を用いた。全試験体とも  $R=\pm 1/800\text{rad}$  をピークとする第一サイクルで曲げひび割れ、 $R=\pm 1/200\text{rad}$  までに曲げせん断ひび割れ、せん断ひび割れが順に発生した。 $R=\pm 1/100\text{rad}$  程度を起点にヒンジ計画位置のひび割れ幅が拡大し、No.2試験体は  $R=\pm 1/50\text{rad}$ 、その他試験体は  $R=\pm 1/100\text{rad}$  で一段筋および二段筋が降伏した。全試験体ともに  $R=1/25\text{rad}$  までに最大せん断力  $Q_{\max}$  を迎え、正負加力時による差は僅かであった。No.4, No.5, No.6試験体は一般部の上端筋に沿ってひび割れが進展する付着割裂の様相を確認したが、その付着余裕度は  $L/2=1100\text{mm}$  では  $0.98\sim 1.42$  となるが、 $L'/2=760\text{mm}$  で  $0.74\sim 0.94$  と算定される。この結果から、梁降伏後では可撓長さがヒンジ計画位置間の距離となるため、付着余裕度の計算区間は  $L$  よりも  $L'$  とする方が、より正確であると判断できる。また、端部の補強筋間隔が  $50\text{mm}$  のNo.5試験体、 $65\text{mm}$  のNo.1試験体、 $80\text{mm}$  のNo.2試験体の順にせん断ひび割れ本数が減少しており、端部の補強筋間隔が小さいため、せん断ひび割れ本数が抑制された。端部の曲げひび割れ幅はヒンジ計画位置に集中しているため各試験体に差異は見られなかったことを確認した。

### 3.2 せん断力Q-梁部材角R関係

各試験体のせん断力Q-梁部材角R関係を図-4に示す。全ての試験体で最大せん断力  $Q_{\max}$  は、梁一般部の曲げ終局強度  $Q_{fu1}$  を超え、安定した紡錘型の履歴性状を示した。No.1, No.2試験体では  $R=1/25\text{rad}$  時に  $Q_{\max}$  を、No.3, No.4, No.5, No.6試験体では  $R=1/33\text{rad}$  時で  $Q_{\max}$

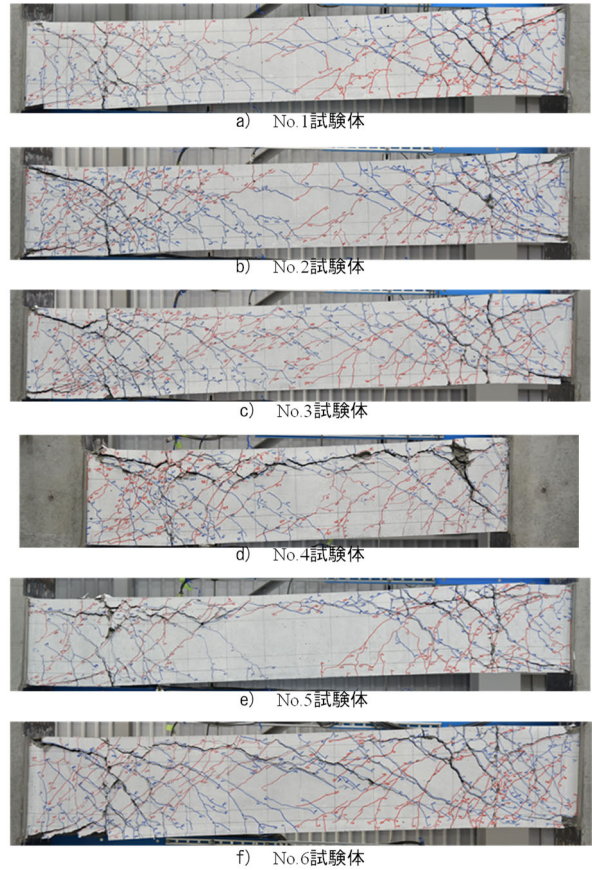


写真-1 最終破壊状況

を迎えた。また、No.4試験体は変形角  $R=1/33\text{rad}$  の繰返し荷重で主筋方向に付着割裂ひび割れが生じて  $Q_{\max}$  の80%程度まで耐力低下し、その後の履歴はスリップ型のループ形状を示した。No.5, No.6試験体も、 $R=1/25\text{rad}$  以降のループ形状がNo.1試験体と比較してややスリッ

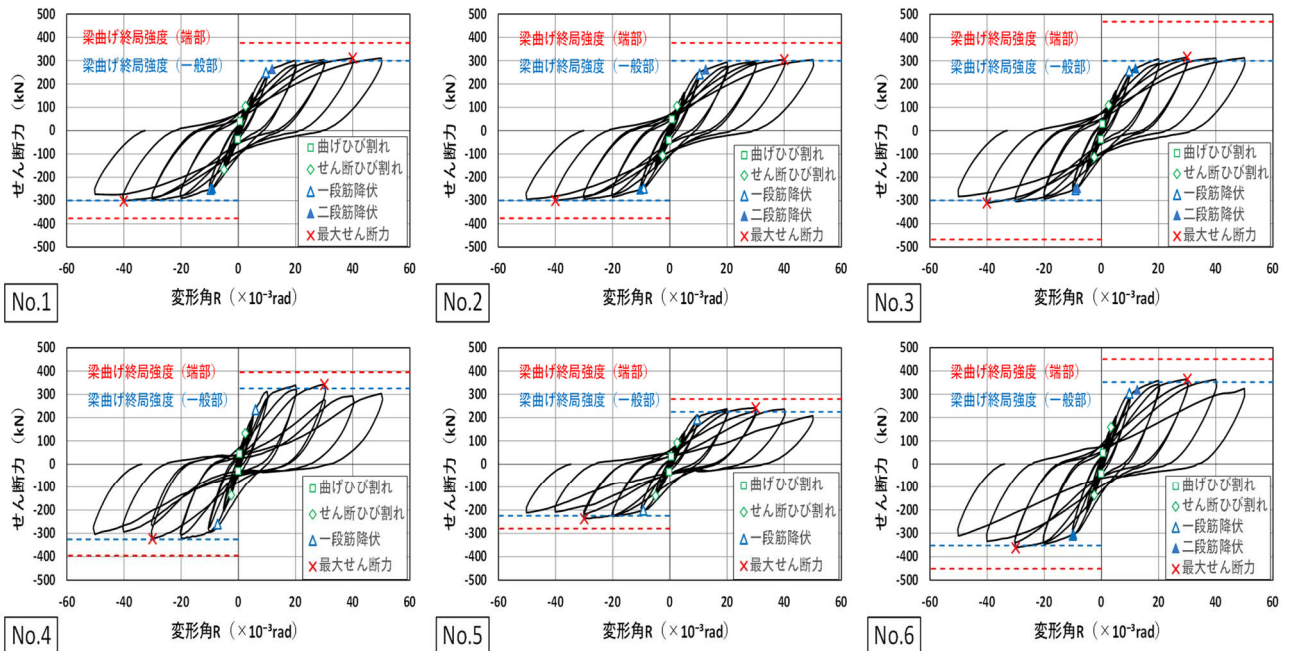


図-4 各試験体のせん断力Q-変形角R関係

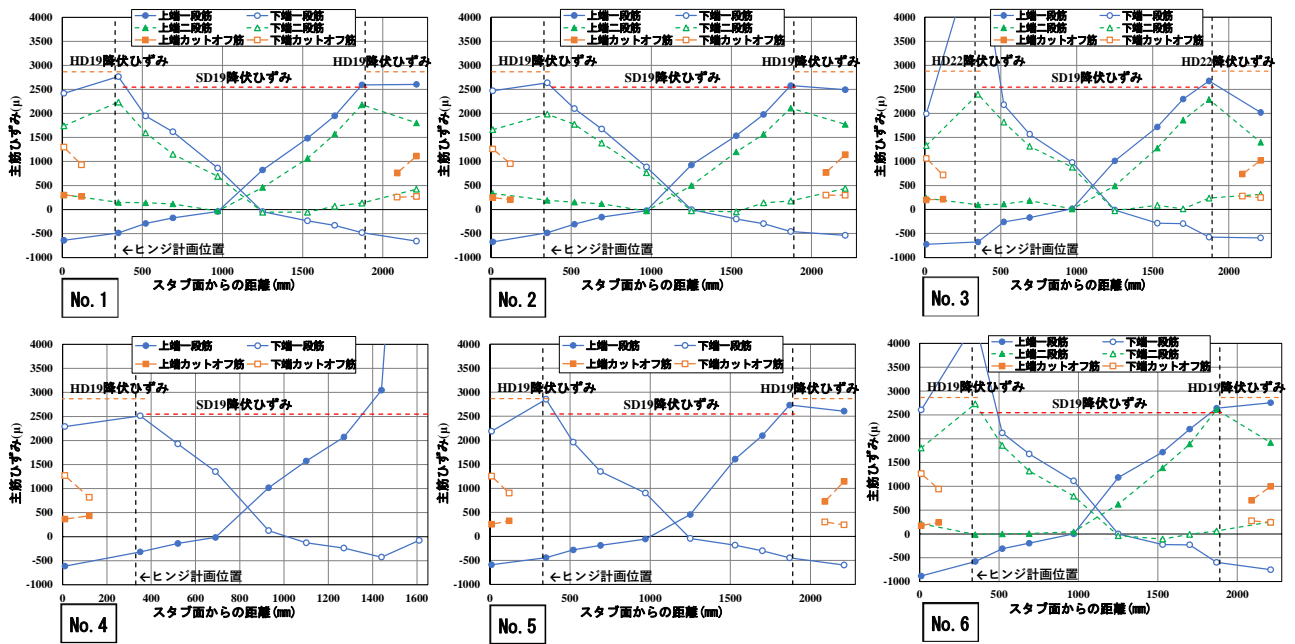


図-5 各試験体の主筋ひずみ分布

プ型の履歴性状を示した。全ての試験体において、コンクリートの圧壊や一段筋の降伏などが生じ、その結果として最終サイクル  $R=1/20\text{rad}$  のせん断力  $Q$  が低下したと考えられる。

### 3.3 主筋ひずみ分布

各試験体の  $R=1/100\text{rad}$  時の主筋ひずみ分布を図-5に示す。図中の降伏ひずみは当該鉄筋の降伏強度ひずみを示している。全ての試験体において、ヒンジ計画位置近傍 (340mm, 1860mm) の一段筋および二段筋のひずみが最も大きい値を示している。全試験体ともに端部に配筋したカットオフ筋のひずみは  $1300\mu$  程度となっていることから、補強筋間隔、コンクリート強度等の違いによる端部の曲げ余裕度に及ぼす影響は見られなかった。片側HR梁のNo.4試験体の一段筋ひずみがHR側のヒンジ計画位置近傍で降伏ひずみを下回っているが、非HR側のスタブ面近傍 (1430mm, 1600mm) の主筋は降伏ひずみに達した。つまり片側HR梁で、HR側よりも非HR側にひずみが集中する傾向が分かった。梁の端部と中央部で補強筋の間隔を変化させたNo.1, No.3, No.5, No.6試験体が、全長等間隔に配筋したNo.2, No.4試験体に比べ、梁のヒンジ計画位置近傍 (0~510mm, 1690~2200mm) の一段筋および二段筋のひずみが集中する傾向にある。また、梁端部主筋径がD22のNo.3試験体が、D19を配筋したNo.1, No.2試験体と比較し、ヒンジ計画位置のひずみが僅かに高い値を示している。二段筋を配筋した扁平断面であるNo.1, No.2, No.3試験体では二段筋ひずみは降伏ひずみに達しておらず、降伏ひずみの78~94%程度を示している。一方、非扁平断面のNo.6試験体は降伏ひずみに達した。これは応力中心間距離が扁平断面に比

べて長いと、引張力が増え、ひずみの増大に寄与したと考えられる。

### 3.4 補強筋ひずみ

基準試験体であるNo.1試験体と比較して、端部補強筋量が少ないNo.2試験体、曲げ強度を上げたNo.3試験体、非扁平断面のNo.6試験体の補強筋ひずみを図-6に示す。なお、左右の梁の補強筋ひずみの差異が僅かであったため、片側 (写真-1の左側) のみ表示した。No.1, No.3試験体では、 $R=1/50\text{rad}$  で機械式継手区間 (20~320mm) の外周筋、中子筋ともに降伏ひずみに達した。No.2試験体では、 $R=1/33\text{rad}$  時に中子筋が降伏ひずみに達したが、外周筋は降伏ひずみに達せず、降伏ひずみの70%程度の値を示した。No.6試験体では、外周筋、中子筋ともに降伏ひずみに達せず、降伏ひずみの60~80%程度の値を示している。また、一般部 (320mm以降) の補強筋ひずみは、全ての試験体において降伏ひずみに達せず、降伏ひずみの50~70%程度の値を示している。扁平断面試験体では、機械式継手内で補強筋が降伏ひずみに達し、非扁平断面試験体は降伏ひずみに達しなかった。さらに、補強筋降伏した試験体では、補強筋量により降伏する補強筋の位置がNo.1, No.3とNo.2で異なることが分かった。一般部では、補強筋ひずみに差異はあまり見られなかった。図では示していないが、全ての試験体において、梁の反曲点位置近傍の補強筋ひずみは、外周筋、中子筋ともに降伏ひずみの40%程度までの値であった。外周筋と中子筋を比較すると、一般部に差異がなく、端部では、中子筋が僅かに高いひずみを示した。これは、二段筋に機械式定着を施しているカットオフ筋 (スタブ面から170mm) の影響が考えられる。

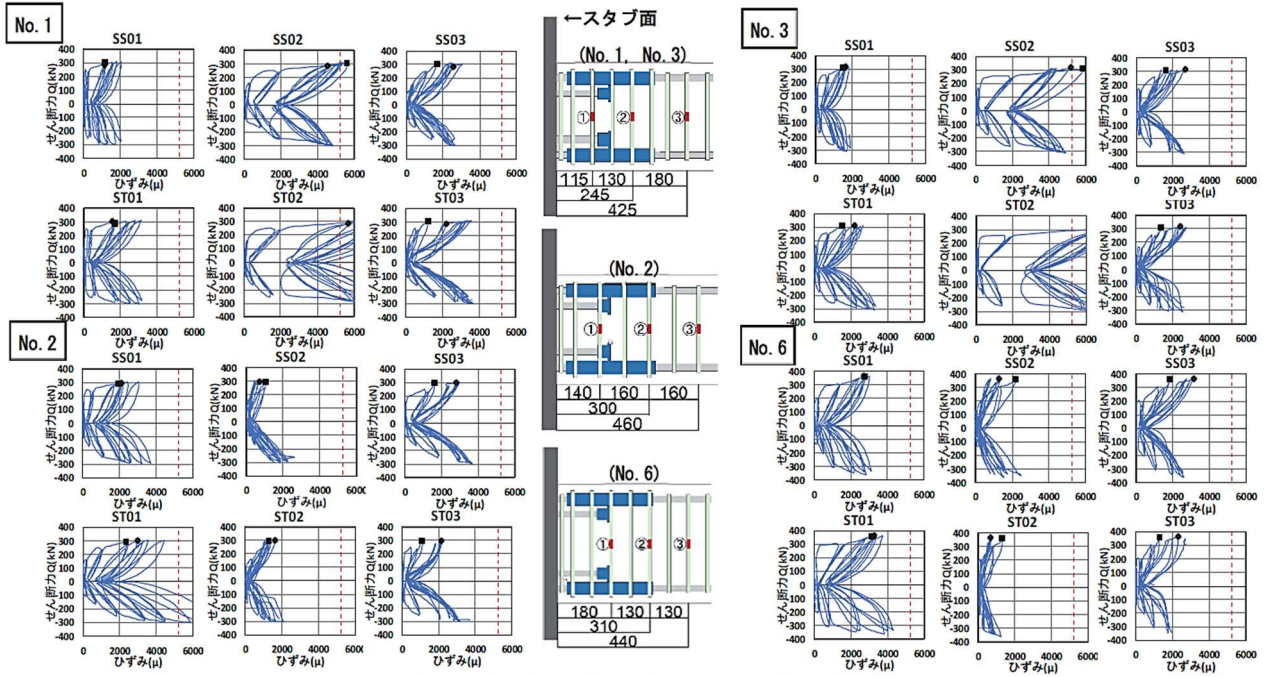


図-6 補強筋ひずみ (No. 1, No. 2, No. 3, No. 6)

※SS: 外周筋, ST: 中子筋  
 ■: R=1/50rad, ◆: R=1/33rad

#### 4. 復元力特性の比較・検討

初期剛性および降伏時剛性低下率における計算値および実験値の比較を図-7に、基準試験体の No.1 試験体および非扁平断面の No.6 試験体を代表例とした、復元力特性モデルの比較を図-8に示す。平面保持仮定の断面解析地も併せて示す。剛性低下率(図-7右側)では、内法スパンを「o」、継手スパンを「x」とし算定した。剛性低下率が継手スパンより内法スパンの計算値がより正確に評価できるため、図-8では内法スパンを採用した。復元力特性モデルは曲げひび割れ強度  $Q_{bc}$  を式(1)、曲げ終局強度  $Q_{fu}$  を式(2)、降伏時剛性低下率  $\alpha_y$  を式(3)により算定した。また実験値では、初期剛性を曲げひび割れ発生時のせん断力  $Q$  と変形角  $R$  を、降伏時剛性低下率  $\alpha_y$  は主筋降伏時(二段筋)のせん断力  $Q$  と変形角  $R$  (降伏時剛性)を初期剛性で除した値を、曲げ終局強度は最大せん断力を採用した。よって下式では、曲げひび割れ強度  $Q_{bc}$  および降伏時剛性低下率  $\alpha_y$  は内法スパン  $L$  の 1/2 (1100mm) を、曲げ終局強度ではヒンジ計画位置間スパン  $L'$  の 1/2 (780mm) を採用した。

$$Q_{bc} = (0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e)/a \quad (1)$$

$$Q_{fu} = (0.9 a_t \sigma_y d)/a' \quad (2)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 n p_t + 0.043a/D) / (d/D)^2 \quad (3)$$

実験の初期剛性は計算値の 0.57~0.73 程度を示しており、過大評価となった。降伏時剛性低下率は、1.01~1.44 程度であり、良好に評価できている。復元力特性モデルは実験と概ね同じ挙動を示しているが、実験での主筋降伏が計算値よりも早期に発生したことやコンクリートの剥

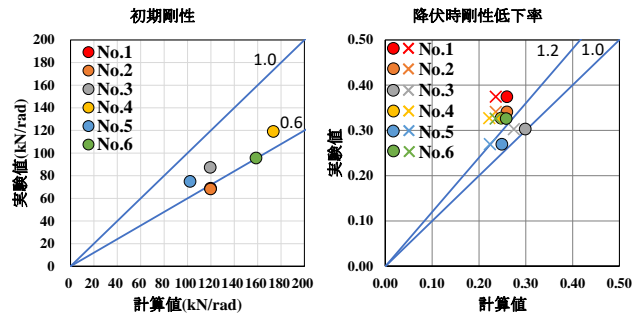


図-7 初期剛性および剛性低下率の比較

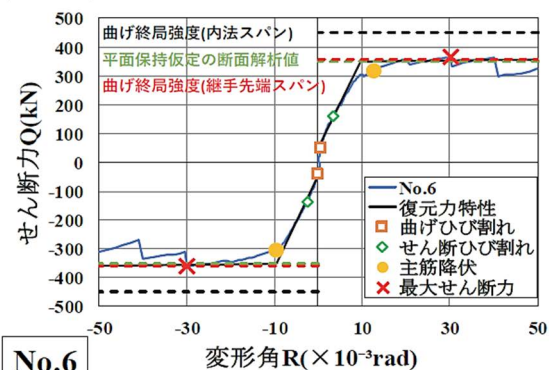
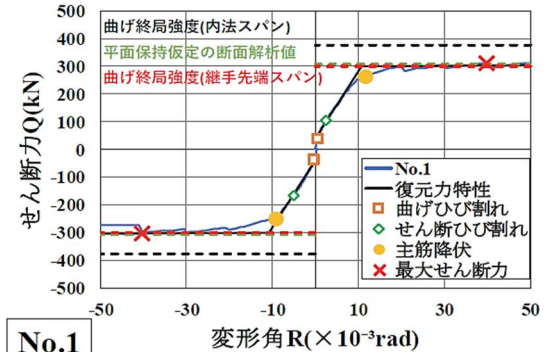


図-8 復元力特性モデルの比較

落などによりせん断力の低下したことで若干の差異が生じている。

### 5. HR 機構の評価式の検討

梁降伏時せん断力の実験値及び計算値を表-5 に示す。実験において、梁主筋降伏時でのせん断力は曲げ終局強度計算値に達していない。こうした傾向は既往実験でも同様に報告されている<sup>3),4)</sup>。そこで、文献4)に示されているせん断強度算定式に従い、梁主筋降伏時せん断力の算定、比較を図-9 に示す。この評価式では、梁主筋一段配筋で梁端部の降伏強度が高い場合を基本と考え、二段筋では、耐力をその評価結果と比較する。計算値は梁端からヒンジ計画位置区間  $L_h$  の付着力  $F_{by}$  を式(4)、梁端部の鉄筋引張力  $T_y'$  を式(5)、梁降伏時せん断力  $V_{by}$  を式(6)、式(6)に式(5)を代入し式(7)、これらの式により算定した。詳しくは、文献4)を参照されたい。

$$F_{by} = \frac{L_h}{d \cot \phi} V_{by} \cot \phi \quad (4)$$

$$T_y' = T_y + F_{by} = T_y + \frac{L_h}{d} V_{by} \quad (5)$$

$$V_{by} = 2T_y' j_t / L \quad (6)$$

$$V_{by} = 2T_y j_t / (L - 2L_h j_t / d) \quad (7)$$

式(7)で算定した梁主筋降伏時せん断力の計算値に対する実験値との比は、0.80~1.11 となった。だが、この梁主筋降伏時せん断力の計算値は曲げ破壊型の完全付着を想定しているため、この値となった。トラス機構が付着により成立しない試験体、No.4 (付着割裂の兆候) 試験体、No.5 (付着強度が低い) 試験体を除くことで、計算値に対する実験値が 1.04~1.11 と一定の精度で評価できていると判断できる。

### 6. まとめ

本研究では、HR 機構を有する扁平断面の逆対称型梁実験を実施し、以下の知見が得られた。

- (1) 扁平梁でも曲げ余裕度を 1.25 とし、入力せん断応力度  $\tau/\sigma_B$  が 0.04 程度であれば  $R=1/20rad$  まで安定した履歴特性が得られる。
- (2) HR 梁の付着の検討には HR 内法スパンを用いた評価が妥当である。
- (3) 復元力評価は初期剛性および剛性低下率は全長、終局強度は継手間で評価できた。
- (4) 主筋降伏時せん断力は、付着割裂の影響が少ない試験体では文献4)の方法で評価できた。

### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力

表-5 降伏時せん断力比較

試験体	実験値		計算値		
	降伏時せん断力	降伏強度	文献4)法		
	一段筋	比較	一段筋	比較	
	(kN)	(kN)	一段筋	一段筋	
No.1	249.5	291.5	0.86	234.4	1.06
No.2	243.1	291.5	0.83	234.4	1.04
No.3	256.4	291.5	0.88	234.4	1.09
No.4	234.7	311.0	0.76	250.0	0.94
No.5	192.8	218.0	0.88	241.9	0.80
No.6	304.6	342.5	0.89	277.4	1.10

※降伏強度：AIJ 略算法 (=  $a_t \sigma_y j$ )

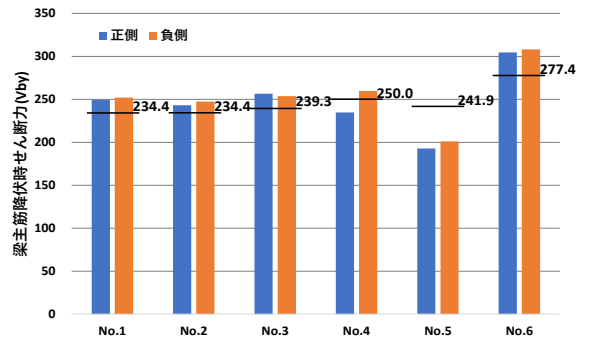


図-9 HR 機構の梁主筋降伏時せん断力

※グラフ中の黒線、数値は計算値

計算規準・同解説, 2021

- 2) 日向大樹, 岡安隆史, 高橋元美: 簡易な曲げ補強による RC ヒンジリロケーション梁工法, 鹿島技術研究所年報, Vol.66, 2018
- 3) 安田稜太, 赤井冬来, 金川基, 丸田誠: 梁端部に開孔を有する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, pp.44, 2022
- 4) 中澤春生, 澤口香織, 遠藤芳雄, 安達一喜: 機械式継手を用いた梁ヒンジリロケーション構法に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.487-492, 2022
- 5) 太田行孝, 竹中啓之, 和泉信之: Y 字筋を用いた梁端ヒンジリロケーション RC 造梁に関する実験的研究, 日本建築学会構造工学論文集 Vol.65B, pp.365-373, 2019
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 7) 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, 1990