# 梁端部に開孔を有するヒンジリロケーション RC 梁構法の開発 (その 2) 逆対称加力実験 Development of RC beams using the hinge relocation construction method with opening at the beam ends

(Part2) Test of asymmetry loading

赤井 冬来*	金川 基*
Fuyuki Akai	Motoi Kanagawa

#### 要 約

筆者らは、RC 造柱梁接合部のプレキャスト化による施工の合理化を目的として、ヒンジリロケーションを応用する研究を行ってきた.本研究では、梁端部に高強度鉄筋を用いて継手先端位置をヒンジ位置とし、さらに梁端部に開孔を設けた逆対称加力実験を実施した.実験の結果、梁端部に開孔を設けた場合においても一般部主筋が先行して降伏し、ヒンジリロケーションが形成され、R=+1/20 rad.まで安定した復元力特性を有することを確認した.さらに、一般部に設ける開孔の径が梁せいの1/3の場合にR=-1/20 rad.時に開孔部でせん断破壊すること、片側のみヒンジリロケーションした場合や両側にスラブを取付けた場合は一般部2段筋降伏時せん断力が増大し、一般部曲げ終局強度時せん断力に近づくことを確認した.

目 次

#### §1. はじめに

- §2. 実験計画
- §3. 実験結果
- §4. 実験の考察
- §5. まとめ

## §1. はじめに

筆者らは、柱梁接合部のプレキャスト(以下, PCa) 化による施工の合理化を目的として、ヒンジリロケーシ ョン(以下, HR)を応用する研究<sup>1)</sup>を行ってきた. PCa 部材の接続に用いられるA級機械式継手は、ヒンジ領域 を避けた位置(柱面から梁せい以上離した位置)に設け る必要がある.この場合、中柱接合部のPCa部材長さ (接合部せい+鉄筋突出長)は運搬車両で積込できる長さ を超え、PCa化できないことが多い.本研究のHRは、梁 端部から接合部内の主筋に対し、一般部の主筋よりも高 強度な鉄筋を用いることで、ヒンジ位置を継手先端位置 に移動させるものである.図一1のようにHRを応用し て機械式継手を梁端部に設置することで、運搬車両に積 込可能な長さとなり、PCa接合部として計画できる.な

\*\*技術研究所





お、本報ではスタブ面から継手先端までの区間を梁端部、 継手先端から先の区間を一般部と各区間を定義する.

本報では、A級機械式継手に加え、開孔を梁端部に設 置可能とするで、下がり天井の縮小による設計自由度の 向上や迂回をなくした合理的な配管ルートを可能とする ために実施した逆対称加力実験について報告する.

### §2. 実験計画

本実験の主な目的は①梁端部の開孔に加え,一般部に D/3(以下,Dは梁せい)の開孔を設けた場合の構造性 能,②片側のみHRした場合の構造性能,③スラブを付 けた場合の曲げ終局強度,および,④HRと異種強度梁 を併用した場合の構造性能の確認である.

<sup>\*</sup> 技術研究所建築技術グループ

項目		PB-18 PB-19		PB-20	PI	PB-22				
	A H		1.5.10	12.0	15 20	HR側	材端ヒンジ側	10 11		
パラメータ			基準 連続開孔 連続開孔 一般部D/3開孔 一般部D/4開孔			片側	異種強度梁 両側スラブ付			
柱面までのせん断スパン比 M/QD				2.2		2.5	1.9	2.2		
継手先端までの	Dせん断スパン比 M/QD'			1.5		1.9	-	1.5		
設計基準強度	Fc	$[N/mm^2]$	60 42				top36/Pca60			
梁端曲げ余裕」	度			1.21		1.34	-	1.21		
主筋 梁端部	E筋 配筋 鉄筋材種 砂端部 引退雜链比 pt [9/		8-D19 SD590		6-D19 SD590 1 54	8-D19 SD590 -		6-D19 SD590 1 54		
主筋 一般部	記筋 鉄筋材種 리晶鉄筋比 nt	[%]	8-I SD	13 D16 490 47	6-D16 SD490 1.07	8- SE	6-D16 SD490			
せん断補強筋 梁端部	記 新 が 相	[%]	1.	4-D6@50 SD785 0.85	1.07	4-D6@50 SD785 0.85	4-D6@50 SD785 0.85			
せん断補強筋 一般部	配筋 鉄筋材種 せん断補強筋比 pw	[%]		4-D6@50 SD785 0.85			4-D6@50 SD785 0.85			
梁端部開孔径	· ·	[mm]		112.5			-	112.5		
一般部開孔径		[mm]	- 150 112.5				-			
開孔補強筋※				6-S10(SD785)			6-S10(SD785)			
補強有効範囲の	Dせん断補強筋の本数(継手先端側)	) [本]		12			-	12		
スラブ筋				D6@100(SD295)						
ずれ防止筋					2-S8(KSS785)					
一般部曲げ強度	度 (RC規準、矩形とT形の平均)	[kN]	394	394	305	3	15	316		
柱面矩形入力	せん断力度レベル(梁せいD)		0.046σB	0.047σΒ	0.052σΒ		-	0.043σB		
へりあき矩形	入力せん断応力度レベル	レベル 0.124oB 0.127oB 0.139oB -				0.123σB				
梁端部せん断約	余裕度(RC規準、有開孔) <sup>3)</sup>		1.11	1.10	1.38		-	1.36		
一般部せん断え	余裕度(RC規準、有開孔) <sup>3)</sup>		-	1.03	1.36		-	-		
一般部せん断	余裕度(靱性指針、Rp=0.02) <sup>2)</sup>		1.34	1.33	1.50	1	.68	2.07		
水平接合面の	せん断余裕度		- 2.50							
想定破壞形式			一般部曲げ							

表一1 試験体諸元

※ 一の前の数字は、孔の片側の補強筋の有効な範囲内<sup>30</sup>で、円形中心より45°方向に引いた直線が交差する各補強筋の本数

## 2-1 試験体概要

試験体諸元を表-1に,鉄筋の材料特性を表-2に,コ ンクリートの材料特性を表-3に,試験体形状・配筋の 例を図-2に示す.試験体は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300mm, 梁せいDを450mm,内法スパンを2000mmとした.梁 端部の開孔径は梁せいD/4(以下,Dは梁せい)とし,水 平位置は継手中央(スタブ面から0.39D)とした.梁部 材としての限界部材角の確認のために,一般部での曲げ 破壊型を5体計画した.パラメータは,梁端部と一般部 に連続する開孔の有無,連続する開孔の一般部での開孔 径,片側のみHRすること,スタブ面から継手末端まで の距離,HRと異種強度梁の併用およびスラブの有無で ある.

スタブ面から継手までの距離 x は,45 mm (0.1 D) と するが、スタブ面と継手末端までの距離 0 mm とした場 合の構造性能を確認するため、PB-21 のみ 0 mm とした. 継手には長さ 260 mm の機械式継手を用い、スリーブ内 に充填するモルタルには主筋の抜け出しを抑制するため に 120 N/mm<sup>2</sup> 級のものを用いた

一般部の開孔は継手先端から開孔中心までの距離を
1 Dとし、開孔間の距離は 490 mm 確保し、D/4 開孔では 4.3 H(Hは開孔径)、D/3 開孔では 3.2 Hとした.

開孔のせん断補強には孔際せん断補強筋および既製開 孔補強金物(以下,開孔補強筋と称す)を用い,梁端部 では機械式継手により開孔上下位置の主筋の座屈が防止 されることから孔の上下に小口のせん断補強筋は設けて



いない. 開孔から各補強筋までの最小かぶりは約 1/2 ス ケールを考慮し, 20 mm とした.

試験体設計において,曲げ終局強度は式(1)に示す靭性 指針<sup>2)</sup>(解 5.3.1)式に示される略算式で算出し,曲げ終 局強度時せん断力は式(2)に示すように両端の危険断面位 置で算出した曲げ終局強度を危険断面位置間の距離で除 した値とした.開孔部のせん断終局強度は式(3)に示す RC 規準の式<sup>3)</sup>で,一般部のせん断終局強度は靭性指針の 式<sup>2)</sup>で求めた.

$$M_{y1} = M_{y2} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d \tag{1}$$

$${}_{c}Q_{su2} = \left\{\frac{0.092k_{u}k_{p}(F_{c}+18)}{\frac{M}{Qd}+0.12}\left(1-1.61\frac{H}{D}\right)+0.85\sqrt{\Sigma}p_{s1\,s}\sigma_{y}\right\}bj \quad (3)$$

ここで,式(2)の $L_1$ は危険断面位置間の距離で,式(3)のM/Qはスタブ面までのシアスパンとする.その他の記号については文献<sup>2)</sup>および文献<sup>3)</sup>を参照されたい.

PB-18 は一般部曲げ破壊を想定した梁端部に D/4 開 孔を設けた基準試験体である. PB-19 は PB-18 の一般部 に D/3 開孔を設けた試験体である. PB-20 は PB-18 の一 般部に D/4 開孔を設け, さらに一般部に設ける開孔のせ ん断余裕度を PB-19 より大きくするため, 主筋を6本に, コンクリート強度を Fc42 にした試験体である.

PB-21 は PB-18 に対し,梁の片側のみに機械式継手を 設け,片側のみ HR した試験体である.スタブ面から HR する側の梁端部の機械式継手の末端までの距離は 0 mm とし,開孔以外のパラメータが構造性能に与える影響に 着目して確認するために開孔は設けていない.なお,HR していない側の端部は材端ヒンジ部と称す.

PB-22 は PB-18 に対し, HR に加え, スラブと梁上部を 同強度で打設することができる異種強度梁工法<sup>4)</sup> を併用 した試験体である. PCa 部を想定し先行打設する梁下部 (以下, PCa 部と称す)のコンクリートを Fc60 とし, PCa 部硬化後,現場打設を想定し後行打設する梁上部(以下, top と称す)のコンクリートを Fc36 とした. また,既往 の片持ち梁型の実験<sup>5)</sup>において実験最大強度が曲げ計算 強度に達しない試験体があったため,梁の両側に 0.1 L (Lは内法スパン)のスラブを取付けることで曲げ強度計 算値に達するか否かを検証する. スラブ筋は D6@100 (SD295)および水平接合面のずれ変形を抑制するための ずれ防止筋 2-S8@50 (KSS785)を配筋する. 先行打設す る水平接合面には摩擦係数を 1.0 とするため,刷毛引き により 5 mm 程度の人為的な凹凸を設けた.

## 2-2 加力方法

セットアップ状況を図-3に示す.加力は,変位制御 による正負交番漸増繰返し載荷とした.加力サイクルは 部材角 R=±1/800 rad.を1サイクル,±1/400,±1/200, ±1/100,±1/50,±1/33,±1/20 rad.を各2サイクル

表-2 鉄筋の材料特性

	降伏	降伏	引張	ヤング							
鋼種	応力度	歪	強さ	係数	立位						
	σy	εу	σmax	Es	цы <u>л</u> г						
	$[N/mm^2]$ $[\mu]$ $[N/mm^2]$ $[N/mm^2]$										
D16(SD490)	530.9	2799	727.2	189700	一般部主筋						
D19(SD590)	642.8	3310	815.2	194200	梁端部主筋						
D6(SD295)	398.4 <sup>*</sup> *	4245	601.4	177900	スラブ筋						
S6(KSS785)	939.1 <sup>**</sup>	7393	1134.7	176600	せん断補強筋						
S8(KSS785)	972.1 <sup>**</sup>	7020	1191.3	196300	ずれ防止筋						
S10(KSS785)	913.8 <sup>*</sup>	6766	1109.5	188000	開孔補強筋						
×(0,00/, 上, ) (注											

※0.2%オフセット値

表一3 コンクリートの材料特性

	設計		圧縮		
	基準	圧縮	強度	圧縮	ヤング
試験体	強度	強度	時歪	強度	係数
	Fc	σΒ	εВ	σΒ	Ec
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[µ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
PB-18	60	62.8	2843	62.8	36000
PB-19	60	61.5	2723	61.5	36000
PB-20	42	43.3	2182	43.3	33900
PB-21	60	63.9	2742	63.9	36500
PB-22(top)	36	37.1	2093	37.1	29800
PB-22(Pca)	60	63.3	2736	63.3	36000



行った. なお, 軸力は0kNとなるよう鉛直ジャッキに よる荷重制御を行った.

#### §3. 実験結果

せん断力 – 部材角関係および最終破壊状況を図一4 に, 実験結果および計算値を表一4 に示す.本実験ではいず れの試験体においても,実験の最大強度  $_{e}Q_{m}$  は一般部曲 げ終局強度  $_{e}Q_{fu1}$  以上となり,  $_{e}Q_{fu1}$  は  $_{e}Q_{m}$  を安全側に評価 できることを確認した.

R=1/20 rad. の負側で急激な耐力低下した PB-19 を除 き,最終サイクルまで安定した復元力特性が得られた. い ずれの試験体も一般部1段筋は R=1/100 rad. 時に, 2段



図-4 せん断カー部材角関係および -1/20 rad. 時の破壊性状

表一4 実験結果および計算値

	実験値				終局強度計算値											
	正側 負側		曲げ終局強度時せん断力			せん断終局強度								] !		
試験体	最大 強度	最大 強度時 部材角	最大 強度	最大 強度時 部材角	一般部	梁端部	$_{e}Q_{m+}$	一般部 (Rp=2%) <sup>2)</sup>	<u>e</u> Q <sub>m+</sub>	一般部 開孔 <sup>3)</sup>	<i>eQm</i> +	cQ su 2	梁端部 開孔 <sup>3)</sup>	<i>eQm</i> +	$_{c}Q_{su2}'$	破壊 形式 <sup>※3</sup>
	$_eQ_{m+}$	$_{e}R_{m+}$	e Q m-	$_e R_{m-}$	$Q_{fu \ 1}$	$Q_{fu 2}$	$_{c}Q_{fu}$ 1	cQ su 1	$_{c}Q_{su 1}$	$_{c}Q_{su2}$	с Q su 2	$_{c}Q_{fu}$ 1	$_{c}Q_{su2}'$	$_{c}Q_{su 2}$ '	cQ fu 1	
	[kN]	[×10 <sup>-3</sup> rad]	[kN]	[×10 <sup>-3</sup> rad]	[kN]	[kN]		[kN]		[kN]			[kN]			
PB-18	444	50	-434	-49	394	478	1.13	528	0.84		-		436	1.02	1.11	F
PB-19	439	50	-423	-30	394	478	1.11	526	0.83	406	1.08	1.03	434	1.01	1.10	FS
PB-20	356	49	-356	-49	305	370	1.17	456	0.78	415	0.86	1.36	421	0.84	1.38	F
PB-21	375	49	-384	-49	315 **1	423**1	1.19	530	0.71		-			-		F
PB-22	382	49	-401	-49	327 <sup>**2</sup>	473**2	1.17	653	0.59		-		431	0.89	1.32	F

※1 梁左右のヒンジ位置における終局曲げモーメントをヒンジ位置間の距離で除した値を示す

※2 矩形断面および T形断面で算出したせん断力の平均値を示す

※3 F:一般部曲げ降伏破壊、 FS:一般部曲げ降伏後一般部開孔せん断破壊

筋は R=1/100 rad. 時又は R=1/50 rad. 時に降伏した. 片持ち梁型の実験<sup>5)</sup>と比較し,曲げ終局強度計算値より 小さい値で降伏することは同様であるが,一般部主筋降 伏後の耐力上昇が大きい傾向が確認された.

PB-18 では R=1/33 rad. 時に梁端部1段筋の降伏が, R =1/20 rad. 時に梁端部2段筋およびせん断補強筋降伏 が確認された. R=1/20 rad. 時に梁端部2段筋が降伏し, スタブ面位置において塑性ヒンジを形成したが,実務設 計の保証設計で検討される1/50 rad. 程度の部材角まで は梁端部2段筋は降伏していないためHRが形成されて いると考える. なお,他試験体においても梁端部2段筋 は未降伏又は R=1/20 rad. 時に降伏することを確認し ている. 1/50 rad. を超える大変形時には梁端部での主筋 の降伏およびコンクリートの塑性化を伴いながら,エネ ルギーを吸収し、安定した復元力特性が得られた.

PB-18 の正加力時の破壊性状を図-5 に示す. なお, R = 1/20 rad. 時の梁端部には配筋図を上から重ねて示す. R=1/33 rad. 時までは一般部の曲げひび割れが卓越して いるが, R=1/20 rad. 時には一般部の曲げひび割れの拡 幅に加え,梁端部の圧縮側において顕著なひび割れの拡 幅が見られた. これは, R=1/20 rad. 時のピークに向か う途中で, 孔際せん断補強筋が降伏したためと考えられ る. 梁端部の圧縮側で生じるひび割れは開孔補強筋の外 側または内側においても並行して生じるため,開孔補強 筋は拡幅の抑制には有効に働かない. そのため,梁端部 の圧縮側で生じるひび割れの拡幅の抑制には孔際せん断 補強筋量を十分に配筋することが重要と考える.

一般部に D/3 開孔を設けた PB-19 では, R=1/20 rad.

時の正側まで安定した復元力特性が得られたものの, R =1/20 rad. 時の負側において一般部開孔でせん断ひび 割れが拡幅し、耐力低下したため、実験を終了した.梁 端部1段筋はR=1/20 rad. 時に降伏したが、2 段筋は未 降伏であった.また、せん断破壊した開孔の孔際せん断 補強筋のひずみは3500µ以下で、降伏ひずみの半分以下 であった.

一般部に D/4 開孔を設けた PB-20 では, R=1/33 rad. 時には、梁端部1段筋の降伏が、R=1/33 rad. 時に梁端 部2段筋およびせん断補強筋の降伏が確認された.一般 部に設ける開孔の径が D/4 であれば,構造性能に与える 影響は小さいことが分かる.

片側のみ HR した PB-21 は、R=1/20 rad. 時に梁端部 1段筋が降伏したが、梁端部2段筋およびせん断補強筋 は未降伏であった. 片側のみ HR することで, 一般部2 段筋降伏時せん断力が一般部曲げ終局強度時せん断力に 近づき,履歴性状もより顕著な紡錘形となることが確認 された. ひび割れは内法スパンの中央ではなく, 危険断 面位置間の中央を対称に生じる傾向となった.また.ス タブ面から継手までの距離を0mm としたことが構造性 能に与える影響は小さいと考える.

HRに加え、梁両側にスラブを取付け異種強度梁とし た PB-22 は、R=1/50 rad. 時に梁端部1段筋が降伏し、R =1/20 rad. 時に梁端部2段筋およびせん断補強筋が降 伏した.一般部2段筋降伏時せん断力が一般部曲げ終局 強度時せん断力に近づくことが確認されたが、これは両 側にスラブを取付けたためと考える.他試験体と比較し, 異種強度の有無による差は見られなかった.

## §4. 実験の考察

## 4-1 平均曲率分布

PB-18 および PB-21 の平均曲率分布を図-6 に示す. 他試験体は PB-18 と同様の傾向であったため、割愛する. PB-18 および PB-21 ともに機械式継手を設け HR を計画 した梁端部においては、継手先端位置において平均曲率 が突出しており、HRが形成されていることが分かる.

片側のみ HR した PB-21 では、線形補完により求めた 曲率が0となる位置は内法スパンの中央からヒンジ位置 間距離の中央に 92 mm 近づいており、これは前述の破壊 性状とも対応している.

## 4-2 孔際せん断補強筋および開孔補強筋のひずみ

PB-18の各補強筋のひずみ推移を図-7に示す. 孔際 せん断補強筋は継手先端側で大きくなる傾向を示し, R =1/20 rad. 時に降伏したが、 スタブ面側では降伏ひずみ の1/4 程度であった。開孔補強筋はいずれの計測箇所に おいても 2000 µ 程度以下であり, R=1/100 rad. 時では 継手先端側の孔際せん断補強筋と同程度のひずみが生じ ているものの, R=1/50 rad. 時にピークを迎え, その後





(b) + 1/33 rad. 時



図-5 PB-18の破壊性状



減少する傾向を示した.前章にも示したように大変形時 にせん断力を負担し、ヒンジ位置近傍の損傷や梁端部圧 縮側の機械式継手の孕みだしによるひび割れの拡幅を抑 制するには、 孔際せん断補強筋の寄与が大きいことが分 かる.

### 4-3 水平打継部の開き変位およびずれ変位

PB-22の水平打継部の開き変位およびずれ変位の計測 位置を図-8に、各変位の推移を図-9に示す.R= 1/20 rad. 時において, ずれ変位は 0.5 mm 程度, 開き変



位は 0.3 mm 程度であった. 開き変位は R=1/20 rad. 時 の負側急増しているが,これは変位計を横切るせん断ひ び割れを計測していることおよびターゲットが脱落した ためであり,1 mm 程度のひび割れが打継部で生じてい ないことを目視で確認している.

## §5. まとめ

本実験の範囲において得た知見を以下に示す.

- (1) 梁端部に開孔を設けた場合においても一般部主筋が 先行して降伏し, HR が形成され, R=1/20 rad. 時の正 側まで安定した復元力特性を有することを確認した.
- (2) 梁端部および一般部に連続して開孔を設ける場合, 一般部の開孔径が D/4 では,構造性能に与える影響は 小さいが,一般部の開孔径が D/3 では R=1/20 rad.時 の負側において,耐力低下し,一般部開孔でのせん断 破壊となった.
- (3) 片側のみ HR した場合,一般部2段筋降伏時せん断 力が一般部曲げ終局強度時せん断力に近づき,履歴性 状は両側を HR した梁よりも顕著な紡錘形となること を確認した.
- (4) HRした梁の両側にスラブを取付けた場合,一般部2 段筋降伏時せん断力が一般部曲げ終局強度時せん断力 に近づくことが確認された.
- (5) HRと異種強度梁を併用した場合, 異種強度の有無 による差は見られないことを確認した.

謝辞.本報は,静岡理工科大学の丸田誠教授との共同研 究成果の一部である<sup>6)</sup>.また,鋼材の材料手配にあたっ 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

- 小寺直幸他:梁端部を高強度鉄筋で補強したヒンジ リロケーション十字形骨組の実験的研究,コンクリ ート工学年次論文集, Vol. 42, No. 2, pp. 283-288, 2020
- 2)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,1999
- 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)金川 基他:プレキャストコンクリート強度打ち分け RC 梁に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文集, Vol. 40, No. 2, pp. 193–198, 2018
- 5) 安田稜太他: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, Vol. 44, No. 2, pp. 433-438, 2022
- 6) 安田稜太他:梁端開孔を有するヒンジリロケーション梁の逆対称加力実験、コンクリート工学年次論文集、Vol. 45、No. 2、pp. 409-414, 2023