貫通孔と鉄筋のカットオフを有する RC 梁の構造性能に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF RC BEAM WITH OPENING AND LONGITUDINAL CUT OFF BARS

柴 尾 海 斗^{*1}, 西村康志郎^{*2}*Kaito SHIBAO and Koshiro NISHIMURA*

In this study, we investigated the influences of longitudinal bars cut off and lap splice in a beam with opening. We prepared three RC beam specimens and applied anti-symmetric bending in both positive and negative directions repeatedly and statically. Test parameters are the presence of openings and the presence of discontinuous points generated by cutting off bars or lap splicing. Consequently, the failure mode of the beams with opening were different from that of the beam without opening because the embedded part of the inclined reinforcement contributed to the resistance to shear load.

Keywords: reinforced concrete, beam with opening, multiple layered bar, cut-off bar, lap splice

鉄筋コンクリート, 有孔梁, 多段配筋, カットオフ筋, 重ね継手

1. 序

鉄筋コンクリート梁では、主筋のカットオフや継手のほか、配管を通すための貫通孔を設けることがある。設計では、カットオフ筋の付着、通し筋の継手、貫通孔のせん断耐力をそれぞれ検定するが、これらの複合的な影響はほとんど考慮されていない。貫通孔とカットオフ、重ね継手が近接すると互いに影響を及ぼし合うことが推測される。また、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾(以下、RC規準)では、2010年版に貫通孔を有する梁の許容せん断力式が追加されたため、損傷制御性と残留ひび割れとの関係について実験資料の蓄積も望まれる。

貫通孔を有する梁の研究は終局せん断耐力に関するものが多い。松下らは貫通孔を有する梁のせん断耐力に関する多くの実験を行い、それらの実験結果をまとめ、せん断耐力式²⁾を提案した。1970年代後半には、せん断耐力に与えるシアスパン比の影響を考慮するため、松下らの提案した貫通孔による低減率を荒川 min 式³⁾に準用し、せん断耐力式の評価精度が検証された⁴⁾。この耐力式は現行の RC 規準に採用されている。1990年代、津村は貫通孔を有する RC 梁のせん断耐力にせん断スパン比及び貫通孔位置が与える影響⁵⁾や、鉄筋の補強効果を極限解析により考察し、せん断耐力の計算方法⁶⁾を示した。それ以降、貫通孔を有する RC 梁の研究は多くなく、駿河らによる梁端部ヒンジ領域に貫通孔を有する RC 梁の曲げ耐力や靱性能を確認する研究⁷⁾や Dou らによる RC 梁端部ヒンジ領域の孔周囲補強方法の開発に関する研究⁸⁾など梁端部ヒンジ領域に貫通孔を有する RC 梁の研究が見られる程度である。貫通孔とカットオフ筋を

有する RC 部材の研究としては、石川らは梁端部に貫通孔を有する梁の 2 段筋に機械式定着を用いたヒンジロケーション柱梁接合部に関する研究⁹⁾を行っているが、貫通孔位置に発生する梁塑性ヒンジ位置を、機械式定着を用いた梁 2 段筋により柱面から離すことで貫通孔位置での破壊を防止するものであり、鉄筋のカットオフ、重ね継手、そして貫通孔の相互作用に関する研究は少ない。

このような背景から、本研究では、貫通孔を有する梁で、鉄筋のカットオフ、重ね継手が与える影響を検討した。実験は、逆対称曲げ載荷とした漸増繰り返し加力実験である。パラメータは貫通孔の有無、鉄筋のカットオフ・重ね継手の有無である。なお、本論文は文献 10)の実験結果に考察を加えたものである。

2. 実験計画

2.1 試験体および載荷システム

Fig.1 に試験体図を示す。試験体寸法は実物のおよそ 1/2 を想定したものを 3 体作成した。Table1 に試験体諸元、Table2, 3 にコンクリートと鉄筋の力学特性を示す。コンクリートには早強ポルトランドセメントを用いた。試験体は、内法長さ L が 2150mm、梁断面が 300×500mm、せん断スパン比 $L/2d$ が約 2.45 である。横補強筋は、D10(SD295)を使用し、横補強筋比は約 0.32%である。コンクリートの打設は、逆対称載荷時における上端筋と下端筋の付着強度に差が生じるのを避けるために横打ちとした (Fig.1)。

パラメータは、貫通孔の有無、2 段目主筋のカットオフ及び 1 段目主筋の重ね継手の有無とした。2 段目主筋を部材端部から 770mm

¹⁾ 元 東京工業大学 大学院生・修士 (工学)

²⁾ 東京工業大学 准教授・博士 (工学)

Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.
Assoc. Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

の位置でカットオフした。カットオフ筋の長さは、RC 規準¹⁾の構造規定に従い、カットオフ筋が計算上不要となる断面から有効せい延長させた長さと同程度とした。重ね継手は、RC 規準¹⁾の構造規定に従って全数継手を避け、1 段目主筋 4 本のうち 2 本に設けた。なお、出隅鉄筋の重ね継手では末端にフックが要求されるため、配筋の都合上、1 段目中間 2 本に重ね継手を設けた。重ね継手長さは、RC 規準の安全性の検定で要求される長さ程度になるように 730mm (コンクリートの設計基準強度 27MPa で算出) とした。また、塑性ヒンジ

領域を避けるために、梁端から梁せい (500mm) 離れた位置から継手を設けた。貫通孔を主筋のカットオフ位置のひび割れの影響を受けやすい位置に 2 か所設け、無孔部と終局せん断強度が同程度になるように孔周囲補強した。本論文では、孔周囲の斜め補強筋を孔周囲補強筋、孔際のアバ筋と無孔部のアバ筋を横補強筋と呼ぶこととする。Fig.1(e)の試験体 DBO2.5-w09-CL (Table1 の No.3) は貫通孔と主筋のカットオフ・重ね継手を設けた試験体とした。試験体名は梁形状-横補強筋形状-主筋形状からなり、それぞれの文字は DB(O)=Double layered Beam (with Opening): 2 段筋 (貫通孔の有無),

Table1 List of specimens

	No.1	No.2	No.3
Name of specimens	DB2.5-w03-CL	DBO2.5-w09	DBO2.5-w09-CL
Width × depth [mm]	300×500		
Clear span [mm]	2150		
Diameter of opening [mm]	165		
Longitudinal bar	Beam end region	4,2-D19(SD345)	4,2-D19(SD345)
	Around mid-span	4-D19(SD345)	4-D19(SD345)
	Development length of inner (2nd) bar	770	770
	Splice length [mm]	730	730
Transverse reinf.	No opening region	2-D10@150(SD295)	
	p_w [%]	0.32	
Reinf. around opening	Transverse reinf.	2-D10(SD295)	
	Inclined reinf.	4-D10(SD295)	
	p_s [%]	0.89	
Test parameter	Bar cut-off and lap splice	○	×
	Opening	×	○

p_w : transverse reinforcement ratio, p_s : reinforcement ratio around opening

Table2 Mechanical properties of concrete

Specimen	Age [Days]	E_c [GPa]	Compressive strength of cylinder, σ_B [MPa]	Split tensile strength, σ_t [MPa]
DB2.5-w03-CL	41	25.6	33.9	2.4
DBO2.5-w09	28	27.0	32.7	2.2
DBO2.5-w09-CL	37	26.4	33.5	2.4

E_c : Secant modulus of elasticity at 1/3 strength

Table3 Mechanical properties of deformed bar

Reinforcement	Nominal diameter	Grade	E_s [GPa]	σ_y [MPa]	σ_{max} [MPa]
Longitudinal reinforcement	D19	SD345	186	357	540
Transverse and inclined reinforcement	D10	SD295A	187	360	523

E_s : young's modulus, σ_y : yield stress, σ_{max} : tensile strength

Fig.1 Dimension of specimen

Table4 Calculations of structural performance

	Allowable shear capacity						Required lap splice length (ratio to requirement)				Ultimate shear capacity (ratio to flexural capacity)		Bond strength (ratio to requirement)		Required lap splice length (ratio to requirement)	
	No opening region		Region with opening				l_{ab} [mm] (l/l_{ab})				No opening region	region with opening	Kf_b [Mpa] (Kf_b/τ_D)		l_{ab} [mm] (l/l_{ab}) for Safety	
	Q_{AL} [kN]	Q_{AS} [kN]	Q_{AL161} [kN]	Q_{AL0} [kN]	Q_{AS161} [kN]	Q_{AS0} [kN]	Long-term		Short-term		Q_{su} [kN] (Q_{su}/Q_y)	Q_{su0} [kN] (Q_{su0}/Q_y)				
							Top bar	Other bar	Top bar	Other bar			1st bar	2nd bar		
DB2.5-w03-CL	124	130	-	-	-	-	566 (1.29)	378 (1.93)	606 (1.20)	404 (1.81)	235 (1.04)	-	2.77 (1.10)	2.62 (0.68)	677 (1.08)	
DBO2.5-w09	122	129	96	118	168	190	-	-	-	-	232 (1.03)	236 (1.05)	2.72 (1.37)	2.58 (1.73)	-	
DBO2.5-w09-CL	123	130	96	119	168	190	569 (1.28)	380 (1.92)	609 (1.20)	406 (1.80)	234 (1.04)	237 (1.05)	2.75 (1.10)	2.61 (0.68)	680 (1.07)	

Table5 Plan of turning back point in cyclic loading

Number of Cycle	±1	+2	+3	+4	±5	+6	±7	+8	±9	+10	±11	±12	±13	±14	+15
Shear load, Q	±10 kN	+ Q_{AL161}	+ Q_{AL0}	+ Q_{AL}	± Q_{AS}	+ Q_{AS}	± Q_{AS161}	+ Q_{AS161}	± Q_{AS0}	+ Q_{AS0}	-	-	-	-	-
Deformation angle, R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	±1.0%	±1.0%	±2.0%	±2.0%	+3.0%

2.5 : せん断スパン比, w03(w09) = web 03%(web 09%) : 横補強筋比 (孔周囲の補強筋比), CL=Cut-off, Lap splice : カットオフ, 重ね継手の有無を表す。Fig.1(a)に示すように, DB2.5-w03-CL (Table1 の No.1)は DBO2.5-w09-CL から貫通孔をなくした試験体, DBO2.5-w09 (Table1 の No.2)は DBO2.5-w09-CL から主筋を2段とも継手の無い通し筋とした試験体である。

Fig.2に加力装置図を示す。試験体の右側スタブ(南側スタブ)を固定し, 左右のスタブを平行に維持しながら左側のスタブを上下に変位させた。載荷は500kN, 1000kNの2本の油圧ジャッキを載荷梁に取り付け, 左側スタブ(北側スタブ)の上方向の変位を正側として, 逆対称曲げモーメントを加える正負繰り返し載荷とした。

2.2 構造特性および加力計画

Table4に試験体の構造特性を示す。耐力計算に用いた材料強度は, コンクリートには加力前のシリンダー試験値, 鉄筋は, 許容耐力には長期もしくは短期許容応力度, 終局耐力には降伏強度の試験値を用いた。長期と短期の許容せん断力, 付着割裂強度 Kf_b , 安全性検討用の付着応力度 τ_D はRC規準¹⁾により計算した。 l は重ね継手長さ, l_{ab} は必要重ね継手長さであり, RC規準の使用性, 損傷制御性, 安全性の確保のための検定式を使用した。なお, 使用性と損傷制御性の l_{ab} は, 継手位置に関わらず上端筋の許容付着応力度を使用することになっているが, 試験体はその他の鉄筋に該当するため, Table4には参考としてその他の鉄筋の許容付着応力度を用いた l_{ab} も示している。曲げ降伏モーメントには略算式¹⁾を用い, 曲げ降伏時のせん断力を Q_y とした。梁の無孔部断の終局せん断耐力 Q_{su} は荒川min式を用い, 梁の有孔部の終局せん断耐力 Q_{su0} はRC規準¹⁾を用いて算出した。いずれの試験体もせん断余裕度 Q_{su}/Q_y と Q_{su0}/Q_y をほぼ1にした。計算上の破壊モードは, DB2.5-w03-CLとDBO2.5-w09-CLは2段目主筋の付着破壊であり, DBO2.5-w09は曲げ降伏後のせん断破壊が想定される。なお, Table4の Q_{AL161} と Q_{AS161} は, 長期許容せん断力 Q_{AL0} , 短期許容せん断力 Q_{AS0} の開孔低減率1.00を, 終局せん断耐力 Q_{su0} と同じ1.61にしたものである。

Table5に加力計画を示す。まず, 計測機器の動作確認のため正負加力とも10kNずつ加力し, これを1cycleとした。それ以降から4cycleまでは長期許容せん断力 Q_{AL161} (有孔部, 開孔低減率変更), Q_{AL0} (有孔部), Q_{AL} (無孔部, せん断ひび割れ許容), その後, 10cycle

Fig.2 Loading setup and measuring system

までは短期許容せん断力 Q_{AS} (無孔部), Q_{AS161} (有孔部, 開孔低減率変更), Q_{AS0} (有孔部)を目標とした荷重制御とした。11cycle以降は部材角 $R=1.0\%$, 2.0% , 3.0% となるように変位制御で加力した。

3. 実験結果

3.1 せん断力-部材角関係

Fig.3にDB2.5-w03-CL, DBO2.5-w09, DBO2.5-w09-CLのせん断力 Q -部材角 R 関係(以下, Q - R 関係)を示す。せん断力は, 試験体へ加力した2本の油圧ジャッキの荷重の和である。部材角は, 梁端部から250mm離れた4箇所に設置した変位計により回転角を測定し, それらの平均値とした。Fig.3には試験体の耐力算定値(Q_{su} , Q_{su0} , Q_y)を併せて示している。いずれの試験体も荷重は曲げ耐力, 無孔部のせん断耐力, 有孔部のせん断耐力を上回った。最大耐力, 主筋初降伏時の荷重と部材角をTable6に示す。 $R=+2.0\%$ (1回目)までは3体とも同じような Q - R 関係となったものの, $R=-2.0\%$ (1回目)から違いが生じており, DB2.5-w03-CLは他の2体と比べると早期に耐力が低下した。この要因としては, 貫通孔を有する DBO2.5-

w09, DBO2.5-w09-CLには孔周囲補強筋が存在し、この定着部がせん断に抵抗したためこのような違いが生じたものと考えられ、詳細は後述する。また、最大耐力時の部材角は、カットオフ筋の無いDBO2.5-w09は+1.0%時であったが、カットオフ筋を有するDB2.5-w03-CL, DBO2.5-w09-CLでは+2.0%時で、カットオフ筋のすべり変位により、DBO2.5-w09に比べて部材角が大きくなったものと考えられる。鉄筋の降伏状況は、主筋初降伏は1段目鉄筋、2段目鉄筋ともに正側負側において全ての試験体で同程度の部材角で生じている。

Table6 Load and deformation angle at events

		DB2.5-w03-CL	DBO2.5-w09	DBO2.5-w09-CL
Initial yielding in outer (1st) bar (positive direction)	Q [kN]	216	238	219
	R [%]	0.48	0.52	0.49
Initial yielding in outer (1st) bar (negative direction)	Q [kN]	-202	-188	-212
	R [%]	-0.39	-0.22	-0.32
Initial yielding in inner (2nd) bar (positive direction)	Q [kN]	259	251	251
	R [%]	0.77	0.60	0.65
Initial yielding in inner (2nd) bar (negative direction)	Q [kN]	-230	-221	-233
	R [%]	-0.64	-0.44	-0.47
Maximum load (positive direction)	Q [kN]	266	263	262
	R [%]	2.01	1.03	2.01
Maximum load (negative direction)	Q [kN]	-242	-239	-248
	R [%]	-1.00	-1.01	-1.00

3.2 ひび割れおよび損傷の様子

Fig.4に部材角 $R=+1.0\%$ 時のひび割れ図、Fig.5に最終破壊写真、Table7に各初期ひび割れ発生時の荷重と部材角を示す。ひび割れは、各 cycle のピーク時と除荷時（荷重ゼロ）に観測した。Fig.4に示すひび割れ図は打設面ではない西面におけるもので、図内の黒三角印は後述する残留せん断ひび割れ幅が最大となった計測箇所を表している。実線が正加力時のひび割れ、点線が負加力時のひび割れを

Table7 Load and deformation angle at initial cracks

Specimen	Bending crack		Shear crack			
			Aroud opening		Around mid-height	
	Shear load [kN]	Deformation angle [%]	Shear load [kN]	Deformation angle [%]	Shear load [kN]	Deformation angle [%]
DB2.5-w03-CL	58	0.04	-	-	120	0.18
DBO2.5-w09	74	0.07	114	0.17	97	0.12
DBO2.5-w09-CL	66	0.06	109	0.18	109	0.18

Table8 Tensile stress in reinforcement around opening at $R=+1.0\%$ (First cycle), + 2.0% (First cycle)

	Tensile stress in reinforcement around opening [MPa]							
	DBO2.5-w09				DBO2.5-w09-CL			
	O1	O2	O3	O4	O1	O2	O3	O4
1% (First cycle)	280	-18	274	-58	224	-4	310	-55
2% (First cycle)	288	-23	274	-45	188	-8	296	-40

Fig.3 Shear load-deformation angle at a cycle peak

Fig.4 Observed cracks at $R=+1.0\%$ (First cycle)

Fig.5 Photo of specimens after failure

表している。打設面では、加力前のひび割れと加力によるひび割れの区別が難しいため、Table7に示す各初期ひび割れ発生時の荷重と部材角は打設面ではない西面における観測結果である。貫通孔を有する DBO2.5-w09 と DBO2.5-w09-CL を比較すると、初期曲げひび割れと初期せん断ひび割れの発生荷重にほとんど差はない。一方、貫通孔の無い DB2.5-w03-CL では、他の2体と比較して、初期せん断ひび割れ発生荷重が他の2体よりも大きく、貫通孔の影響が見られた。

Fig.5の最終破壊写真より貫通孔の無いDB2.5-w03-CLでは梁端部から700mm程度の位置(他の試験体では貫通孔のある位置)までせん断ひび割れが見られるが、貫通孔を有する DBO2.5-w09, DBO2.5-w09-CL は梁端部に集中している。Table8に部材角 $R=+1.0\%$ (1回目)、 $+2.0\%$ (1回目) 時の孔周囲補強筋の応力度を示す。DBO2.5-w09, DBO2.5-w09-CL のいずれの孔周囲補強筋の応力度も降伏強度を下回っており、孔周囲補強筋は弾性範囲に収まった。このように貫通孔周囲の応力度が大きくないため貫通孔周囲のひび割れ幅はあまり広がらなかったと考えられる。また、Fig.5では、DB2.5-w03-CL は梁スパン中央部に付着ひび割れが見られるが、DBO2.5-w09, DBO2.5-w09-CL にはこのような付着ひび割れは見られなかった。

3.3 許容せん断力とひび割れ幅

許容せん断力時のせん断ひび割れ幅を確認し、RC 規準¹⁾記載の貫通孔を有する梁の短期許容せん断力と残留ひび割れ幅との関係を検証する。RC 規準¹⁾では損傷制御のための短期許容せん断力は、建築物の外面で 0.2mm~0.25mm, 内面で 0.3mm~0.4mm 程度の残留ひび割れにとどまるレベルとされている。縮小試験体を用いた過去の研究では¹¹⁾, 1/2 スケール試験体の残留最大ひび割れ幅、およびひび割れ幅の合計は、実大スケール試験体に比べ、最大ひび割れ幅で 0.6~0.7 倍、ひび割れ幅の合計で 0.5 倍程度と報告されている。

Fig.6に各試験体のサイクル除荷時(荷重ゼロ)における各最大残留ひび割れ幅の推移を示す。縦軸はひび割れ幅[mm], 横軸は除荷時のサイクル数である。最大残留ひび割れは、+5cycle から+10cycle までに最大残留ひび割れ幅を持つひび割れとし、最大残留ひび割れ幅が同じひび割れが複数存在する場合は、+10cycle 除荷時により大きいひび割れ幅のものとした。Fig.4に黒三角印でひび割れ幅計測位置を示している。ひび割れ幅はクラックスケールを用いて測定した。図内の一点鎖線は、RC 規準¹⁾の短期許容せん断力レベルで想定している残留せん断ひび割れ幅を表している。本試験体スケールはおおよそ 1/2 のため、既往の研究¹¹⁾より安全側に評価し、0.2mm を 1/2 倍した 0.1mm とした。Table5に示すように、+10cycle ピーク時の載荷荷重までが有孔部許容せん断力であり、+10cycle までのひび割れ幅を確認する必要がある。Fig.6を確認すると、無孔部の短期許容せん断力の6cycleまでは、孔際では残留ひび割れが生じているものの(丸印)、無孔部ではひび割れはほとんど閉じている(三角印)。それ以降は、無孔部の残留ひび割れは 0.1mm を超えたものがあつたが、孔際では 0.1mm 以内に収まっている。DBO2.5-w09 では、東面の有孔部におけるせん断ひび割れ幅が+5cycle 除荷時に 0.15mm となっており、0.1mm を超過している。しかし、-5cycle 以降の除荷時はひび割れ幅が 0.1mm 以下となっていることを考慮すると、DBO2.5-w09 に関しても想定内の残留ひび割れ幅と考えることができる。

4. 考察

4.1 梁主筋の付着応力度

Fig.5の最終破壊写真に示したように、貫通孔の有無によって破壊位置が異なった。ここでは、主筋応力度分布図を比較する。

Fig.7に部材角 $R=+1.0\%$ 時における主筋の応力度分布図を示す。上段図は配筋、下段図は応力度分布を示している。上段に示す配筋図は、上が上端の配筋図、下が下端の配筋図を示す。下段に示す応力度分布図は、縦軸が応力度、横軸が梁右端からの距離を示している。応力度分布上部に記載の数字は断面位置(1~8)を意味し、Fig.1の試験体図に対応している。ひずみ度から応力度への換算では、2500 μ までを完全弾塑性、その後は最大経験ひずみを越えた時に降伏強度として換算し、それ以外は応力度に換算していない。丸及び四角印が実験結果である。RC 規準¹⁾の付着割裂強度による1段筋と2段筋の応力度分布の計算値を破線で示している。主筋の付着応力度から軸応力度への換算は次式の関係を用いている。

$$\frac{\Delta\sigma}{l_m} = \frac{4\tau_b}{d_b} \quad (1)$$

式(1)の左辺は軸応力度の勾配で、 $\Delta\sigma$ は主筋の2点間の応力度差、2点間の長さを l_m としている。この2点間の平均付着応力度を τ_b とすれば、 $\tau_b = \Delta\sigma d_b / (4l_m)$ なので式(1)を得る。ここで、 d_b は鉄筋径で、本論文では異形鉄筋の呼びの値を用いる。式(1)の τ_b に付着割裂強度の

Fig.6 Residual width of shear crack

計算値を代入すれば、Fig.7の主筋応力度分布図における線分の傾きが得られる。Fig.7において、2段目カットオフ筋の破線は、カットオフ位置から付着割裂強度から得られる傾きで描かれており、降伏強度で一定（水平）としている。通し筋の破線は、テンションシフトの範囲では降伏強度で一定値、それを超えると付着割裂強度から得られる傾きで描かれており、圧縮降伏強度で再び一定（水平）としている。テンションシフトの範囲は Fig.7 の応力度分布図の上部に示しており、RC 規準¹⁾に従って、2段目が通し筋の場合は有効せい d 、カットオフ筋の場合は $d+l'$ （ l' はカットオフ筋が計算上不要となる断面）としている。なお、2段筋の付着割裂強度は、RC 規準¹⁾の解説に従い、0.6倍でなく、0.8倍に低減した値である。

カットオフ筋を有する DB2.5-w03-CL、DBO2.5-w09-CL を比較して最も大きな違いは、貫通孔を有する DBO2.5-w09-CL の1段筋の付着応力度は、DB2.5-w03-CL に比べて、下端の3-4区間では大きく、4-6区間では小さいことである。上端の6-5区間と5-3区間も同様である。既往の研究¹²⁾や RC 規準¹⁾の解説でも述べられているように、2段とも通し筋の場合、1段目と2段目のテンションシフトの範囲や付着応力は同程度となるが、2段目鉄筋をカットオフした場合、付着応力は2段目鉄筋では高くなって1段目鉄筋では低くなる（Fig.7(a)の3-4区間と6-5区間）。この現象は、2段配筋の付着応力の総和が2段目鉄筋のカットオフの有無にあまり影響されない、という考え方で説明されている¹⁾。つまり、2段目カットオフ筋の付着応力が高くなった分、その区間での1段目通し筋の付着応力が低くなり、1段目鉄筋のテンションシフトの範囲は広がる。その結果、1段目通し筋に必要な付着力がカットオフ筋の無い区間（Fig.7(a)の4-6区間と5-3区間）で伝達されるため、その区間の付着応力が高くなると考えられている。DBO2.5-w09-CL（Fig.7(c)）の1段目通し筋の主筋軸応力度分布は、2段とも通し筋の DBO2.5-w09（Fig.7(b)）の1段目通し筋のそれに近い。これは、DBO2.5-w09-CLの3-4区間と6-5区間には孔周囲補強筋の余長部があり、2段目カットオフ筋との間で重ね継手のような応力伝達がなされ、3-4区間と6-5区間において2段目鉄筋が通し筋のような状態になったためと考えられる。また、2段目カットオフ筋の付着応力度は付着割裂強度計算値と同程度で、滑り変位は大きい状態と考えられ、2段とも通し筋の DBO2.5-w09 よりも最大耐力時の部材角が大きくなったものと考えられる。

4.2 破壊要因

Fig.8, 9, 10 には、DB2.5-w03-CL, DBO2.5-w09, DBO2.5-w09-CL

の主筋付着応力度一部材角関係と横補強筋ひずみ度一部材角関係をそれぞれ示しており、それぞれ引張応力度、引張ひずみ度を正としている。ここに示す主筋付着応力度及び横補強筋ひずみ度は、DB2.5-w03-CL, DBO2.5-w09 で耐力低下を生じた-13cycle におけるものである。Fig.11 に付着応力度計測位置を示す。Fig.11(a)は DBO2.5-w09, (b)は DBO2.5-w09-CL におけるもので、DB2.5-w03-CL は Fig.11(b)に示す計測位置と同様である。梁端部にある黒矢印は加力方向を表している。Fig.8, 9, 10 内の記号（TFO, TFI 等）は、Fig.11 内に示す鉄筋位置に対応しており、付着応力度の算定区間は灰色で塗られている。括弧内は付着応力度の算出に使用したひずみゲージの断面番号を表しており、end は鉄筋端部のことで応力度を0として計算した。ここでは、主筋付着応力度の低下と横補強筋ひずみ度の急激な増大のどちらが先かを分析することで破壊要因を推察する。

DB2.5-w03-CL について、1段目引張鉄筋通し筋の付着応力度の低下は部材角 $R=-0.69\%$ 時で、1段目引張鉄筋継手部、2段目引張鉄筋の付着応力度の低下及び横補強筋 H3 のひずみ度の増加は部材角 $R=-0.84\%$ 時であり、わずかに1段目引張鉄筋通し筋の付着応力度の低下が早い結果となった。DBO2.5-w09 について、横補強筋 H2 のひずみ度の増加は部材角 $R=-0.68\%$ 時で、付着応力度の低下に比べ明らかに早い結果となった。DBO2.5-w09-CL では、主筋の付着応力度はいずれも低下しておらず、4.1節で述べたように、孔周囲補強筋が付着応力度を伝達したためと考えられる。横補強筋 H2 のひずみ度は部材角 $R=-1.10\%$ 以降は測定不能となった。最後に計測した部材角 $R=-1.10\%$ 時のひずみは 1813μ と降伏時のひずみ度に近い値を取っている。また、Fig.5 の試験体写真を見てみると横補強筋 H2 周辺には大きなせん断ひび割れが存在し、これらのことから、横補強筋 H2 のひずみ度は、 $R=-1.10\%$ 以降に急激に増加したことが推測できる。

以上より、それぞれの試験体の破壊要因は、DB2.5-w03-CL では付着破壊、DBO2.5-w09, DBO2.5-w09-CL ではせん断破壊であり、これは Fig.5 に示す試験体写真と整合した破壊形式である。DB2.5-w03-CL, DBO2.5-w09-CL は、設計時には2段目カットオフ筋の付着余裕度を低くし、付着破壊を想定していたが、そのような破壊形式とならなかったことから、カットオフ筋の付着余裕度はかなり安全側と言える。DBO2.5-w09 は、設計時の想定通りの破壊となったが、無孔部終局せん断余裕度が1.03、有孔部終局せん断余裕度が1.05 とほぼ同じであるにもかかわらず、孔周囲補強筋は降伏せずに無孔部でのせん断破壊となったことより、有孔部の終局せん断耐力の余裕度

Fig.7 Axial stress in longitudinal bars at $R=+1.0\%$ (First cycle)

Fig.8 Changes of stress and strain to deformation angle; DB2.5-w03-CL

Fig.9 Changes of stress and strain to deformation angle; DBO2.5-w09

Fig.10 Changes of stress and strain to deformation angle; DBO2.5-w09-CL

Fig.11 Section of steel bar for calculation

は無孔部に比べて安全側と考えられる。DB2.5-w03-CLにおいて、1段筋の付着余裕度と継手長さ余裕度は1.1前後で、継手の余裕度の方が若干小さいが、継手の付着応力度の低下が先行することはなかったため、必要継手長さの余裕度は通し筋の付着余裕度よりもやや安全側の評価と考えられる。また、本実験では、鉄筋のカットオフ

と重ね継手の影響を同時に受ける試験体を計画したが、貫通孔を有する DBO2.5-w09-CL では最大耐力まで重ね継手に沿ったひび割れも観測されず、破壊形式もせん断破壊であったため、重ね継手の影響は軽微だったと思われる。貫通孔の無い DB2.5-w03-CL では、1段目の付着破壊で重ね継手に沿ったひび割れも観測されたため、継手

の影響は多少あったと思われるが、継手の無い1段目隅主筋の付着劣化がわずかに先行したため、その影響は限定的だったと考えられる。

4.3 横補強筋の引張応力度

前述したように、ひずみ度が急激に増加した横補強筋の位置は、孔周囲補強筋の有無（貫通孔の有無）によって異なっていた。Fig.12は、 $R=+1.0\%$ （1回目）、 $+2.0\%$ （1回目）時における横補強筋の引張応力度分布を示している。縦軸が引張応力度、横軸が横補強筋の位置で、梁右端からの距離を示している。応力度は主筋と同様にひずみ度から換算した。四角印が各実験結果である。破線は、横補強筋の降伏強度である。Fig.12(a)はひずみゲージの貼付位置を示しており、上がDB2.5-w03-CL、下がDBO2.5-w09-CLである。Fig.12(b)、(c)はピーク時の実験値だが、例えばDB2.5-w03-CLの500mmあたりに位置する横補強筋で降伏強度よりもやや低い値となっているのは、ピーク前に降伏したもの、ピーク時にはひずみゲージの位置の引張力が若干除荷されたためである。

Fig.12(b)の $R=+1.0\%$ （1回目）において、孔周囲補強筋が存在する位置においては応力度に明らかな違いが見られる。Table8に示したように孔周囲補強筋には引張応力度を生じており、せん断に抵抗したことによって、DBO2.5-w09、DBO2.5-w09-CLは貫通孔の無いDB2.5-w03-CLに比べて耐力低下が遅れたものと考えられる。一方、孔周囲補強筋の無い区間のH2とH1では、3体とも同程度の応力度であった。

Fig.12 Tensile stress in shear reinforcement

Fig.12(c)の $R=+2.0\%$ （1回目）では、貫通孔を有する試験体はH2とH3の応力度が大きくなり、梁中央部では貫通孔の無い試験体よりも小さな応力度となっており、最終破壊性状と整合している。

4.4 負担せん断力

4.3節で述べたように、孔周囲補強筋の有無で横補強筋の引張応力度が異なっていた。ここでは、横補強筋、孔周囲補強筋、コンクリートのそれぞれが負担するせん断力について考察する。本実験における最大耐力は、DB2.5-w03-CL、DBO2.5-w09-CLでは部材角 $R=+2.0\%$ （1回目）、DBO2.5-w09では部材角 $R=+1.0\%$ （1回目）と異なっていたが、いずれの試験体も、 $+1.0\%$ （1回目）と $+2.0\%$ （1回

Fig.13 Specimen with cut line to calculate burdened shear force

Fig.14 Shear forces carried by concrete, transverse reinforcement, and inclined reinforcement

目)のピーク時の荷重はほぼ同じである。しかし、部材角が異なると、横補強筋のひずみ度は異なる。そこで、ここでは部材角 $R=+1.0\%$ (1 回目), $R=+2.0\%$ (1 回目) 時の負担せん断力を算出する。負担せん断力は、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¹³⁾に基づいてトラス機構のストラット角度 ϕ を算出し、Fig.13 に示すような貫通孔の中心(貫通孔の無い DB2.5-w03-CL では、ほかの試験体と同じ梁端から 700mm の位置)を通る $\cot \phi = 2$ の傾きの斜線を仮定して算出した。この斜線を横切る横補強筋、孔周囲補強筋の負担力を各鉄筋に貼付したひずみゲージにより計測したひずみの値から算出し、これら 2 つの補強筋負担せん断力の和を梁のせん断荷重から差し引いたものをコンクリートの負担力とした。Fig.14 に、部材角 $R=+1.0\%$ (1 回目), $+2.0\%$ (1 回目) 時におけるコンクリート、孔周囲補強筋、横補強筋の負担せん断力を示す。縦軸はせん断力[kN]である。

Fig.14 では、DB2.5-w03-CL と DBO2.5-w09-CL を比較すると貫通孔があることでコンクリートの負担せん断力が減っていることが分かる。DBO2.5-w09 と DBO2.5-w09-CL を比較すると、鉄筋をカットオフすることで、コンクリートと孔周囲補強筋の負担せん断力が減り、横補強筋の負担せん断力が増えている。これは横補強筋が貫通孔よりも主筋のカットオフ位置に近かったためと考えられる。また、DBO2.5-w09 のコンクリートの負担せん断力は、貫通孔の無い DB2.5-w03-CL と同程度であったが、これはコンクリートの負担せん断力に主筋のダボ効果も含まれていること、圧縮側の孔周囲補強筋が圧縮力の一部を負担していたことが原因と考えられる。つまり、DB2.5-w03-CL は、Fig.13(a)に示すように梁スパン中央付近で 1 段配筋となるため、ダボ効果が DBO2.5-w09 より小さかったと考えられる。また、DBO2.5-w09 では、Table8 に示すように圧縮側の孔周囲補強筋は応力度を生じていたため、コンクリートの余力が多少大きく、コンクリートの負担せん断力が高めに算出されたものと思われる。

5. 結

貫通孔と鉄筋のカットオフを有する RC 梁について、逆対称曲げ繰返し加力実験の結果より、以下の結論を得た。

- (1) 貫通孔の無い試験体は曲げ降伏後、付着破壊となった。貫通孔を有する試験体は、曲げ降伏後、孔周囲の斜め補強筋が主筋の付着応力伝達に寄与したため、付着破壊ではなく、孔周囲の斜め補強筋の無い梁端部でのせん断破壊となった。
- (2) 貫通孔を有する試験体では孔周囲の斜め補強筋直定着部がせん断抵抗に寄与したため、貫通孔の無い試験体よりも良好な荷重-変形関係となった。
- (3) 2 段目カットオフ筋の付着破壊を想定したが、それが先行する結果にはならなかったため、2 段目カットオフ筋の付着余裕度はかなり安全側と考えられる。
- (4) せん断破壊した貫通孔を有する梁では、無孔部と有孔部のせん断余裕度をほぼ同じにしたが、孔周囲の斜め補強筋は降伏しておらず、終局せん断耐力計算値は、無孔部よりも有孔部の方が安全率が高いと考えられる。
- (5) 貫通孔を有する梁の 2 段目鉄筋をカットオフすると、貫通孔位置におけるせん断力の負担割合は、コンクリートと孔周囲

補強筋の負担分が減り、横補強筋の負担分が増えた。

- (6) 貫通孔周囲の初期せん断ひび割れの発生荷重は、貫通孔の無い梁の初期せん断ひび割れの発生荷重よりも低かったが、短期許容せん断力相当の加力後の除荷(荷重ゼロ)において、貫通孔周囲のせん断ひび割れの残留幅は無孔部よりも狭く、おおよそ 0.1mm 以下であった。

謝辞

本研究は、科学研究費助成事業(基盤研究(B))(課題番号:19H02282)の助成を受けた研究の一環である。

参考文献

- 1) Architectural Institute of Japan: AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structure, 2018 (in Japanese)
日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 2) Research Committee of Perforated Beams: Research of Reinforced Concrete Beams with Perforations, Part 10 Experimental Formula for Shearing Strength of Perforated Beams, Transaction of Architectural Institute of Japan, No. 69, pp. 541-544, 1961. 10 (in Japanese)
有孔はり研究委員会, 松下清夫, 黒正清治: 鉄筋コンクリート有孔はりに関する研究, その 10 終局強度実験式, 日本建築学会論文報告集, 第 69 号, pp. 541-544, 1961. 10
- 3) Arakawa, S.: Tekkinkonkuriitobari No Kyoyousendan-ouryokudo To Sendanhokyou Ni Tsuite, Jikkenkekka Niyoru Saikentou, Concrete Journal, Japan Concrete Institute, Vol. 8, No. 7, pp. 11-20, 1970. 7
荒川卓: 鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について, 実験結果による再検討, コンクリートジャーナル, 日本コンクリート工学協会, Vol. 8, No. 7, pp. 11-20, 1970. 7
- 4) Architectural Institute of Japan: Tekkinkonkuriito Shuukyokukyoudosekkei Ni Kansuru Siryou, 1987
日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987
- 5) Tsumura, K.: Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams with Openings - Influence of Shear Span Ratio and Position of Opening-, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), No. 407, pp. 47-59, 1990. 1
津村浩三: 鉄筋コンクリート有孔梁のせん断破壊に関する研究-せん断スパン比及び開口位置の影響-, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 407 号, pp. 47-59, 1990. 1
- 6) Tsumura, K.: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with Openings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), No. 424, pp. 35-46, 1991. 6
津村浩三: 開口を有する鉄筋コンクリート造のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 424 号, pp. 35-46, 1991. 6
- 7) Suruga, R., Kurosawa, T., Igarashi, H., Morimoto, T., Watanabe, T., Yamamoto, K., Iwakura, T.: Shear/ Bending Test of Reinforced Concrete Beams with Openings at Plastic Hinge Areas, Part 3 Study on a Capacity of Deformation, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp. 225-226, 2002. 7 (in Japanese)
駿河良司, 黒沢俊也, 五十嵐治人, 森本敏幸, 渡辺朋之, 山本憲一郎, 岩倉知行: 梁端部ヒンジ領域に開口を有する RC 梁の曲げせん断実験, その 3 変形性能確認実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 225-226, 2002. 7
- 8) Dou, Z., Matsumori, T., Otani, S.: Experiment for Shear Strength of R/C Beams with Opening in Plastic Hinge Region, Part 2 Discussion on Test Result, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp. 223-224, 2002. 7 (in Japanese)
Dou Zurong, 松森泰造, 小谷俊介: ヒンジ領域に開口を設けた梁のせん断耐力に関する実験, その 2 実験結果の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 223-224, 2002. 7
- 9) Ishikawa, Y., Hirabayashi, M., Kinoshita, T., Asou, N., Nakane, K., Shishido, S., Ogura, F.: R/C Beam-Column Joints using double rayed beam bars with headed

- anchor to relocate beam plastic hinges, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp. 745-746, 2013. 7 (in Japanese)
- 石川裕次, 平林聖尊, 木下拓也, 麻生直木, 中根一臣, 宍戸寛, 小倉史崇: 梁 2 段筋に機械式定着を用いたヒンジリロケーション柱梁接合部, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 745-746, 2013. 7
- 10) Shibao, K., Nakada, M., Kajiwara, R., Nishimura, K.: Loading Test on RC Beam with Longitudinal Bars Cut Off and Lap Splice, Part 2 Influence of Opening, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp. 153-154, 2020. 7 (in Japanese)
- 柴尾海斗, 中田幹久, 梶原僚太, 西村康志郎: 鉄筋のカットオフ・重ね継手を有する RC 梁の静的加力実験, その 2 開口の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 153-154, 2020. 7
- 11) Nagayama, K., Bunno, M., Jung, M., Maeda, M., Tasai, A., Nagata, M.: An Evaluation of Residual Seismic Capacity of Reinforced Concrete Buildings Based on the Damage of Columns, Part 2 The Relation between the Residual Crack Width and the Deformation of the Member, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp. 453-454, 2001. 7 (in Japanese)
- 永山憲二, 文野正裕, 鄭文淑, 前田匡樹, 田才晃, 長田正至: 柱部材の損傷状態に基づく震災 RC 造建築物の残余耐震性能評価, その 2 実験概要及び結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp. 453-454, 2001. 7
- 12) Ito, A., Hasegawa, K., Suzuki, Y., Takahashi, S., Ichinose, T.: Splitting Bond Strength of RC Beam of Which Second Layer Bars Are Cut Off, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol. 78, No. 690, pp. 1477-1484, 2013. 8
- 伊藤彩夏, 長谷川桂亮, 鈴木悠矢, 高橋之, 市之瀬敏勝: 2 段目主筋をカットオフした RC 梁主筋の付着割裂強度, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 690 号, pp. 1477-1484, 2013. 8
- 13) Architectural Institute of Japan: Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept, 1999 (in Japanese)
- 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

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF RC BEAM WITH OPENING AND LONGITUDINAL CUT OFF BARS

Kaito SHIBAO^{*1} and *Koshiro NISHIMURA*^{*2}

^{*1} Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

^{*2} Assoc. Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

We often construct reinforced concrete beams with openings for plumbing, and the longitudinal bars are spliced or cut off within the beams. As designing a building structure of reinforced concrete, we verify bond around cut off bars and, lap splices, and shear capacities around openings, each by each. Although these parts are weak points in the beam, we don't pay much attention to the combined influence among them. If an opening is close to a discontinuous point generated by cutting off the bar or lap splicing, they may influence each other. On the other hand, in order to verify serviceability and repairability, allowable shear capacities for a RC beam with opening have been added to AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structure (2010). Because examination on the allowable shear capacities with the test data are limited, more data of RC beams with opening are required to make clear a relationship between cracks on the concrete surface and structural performance of the beams. In this study, we investigated the influences of longitudinal bars cut off and lap splice in a beam with opening. We prepared three RC beam specimens, and applied anti-symmetric bending in both positive and negative directions repeatedly and statically. The specimens were scaled down by about a half. Test parameters are the presence of openings and the presence of discontinuous points generated by cutting off bars or lap splicing. One specimen had two openings and the discontinuous points of bars, another had two openings but no discontinuous points of bars, the other had the discontinuous points of bars but no openings. The following conclusions were obtained from the experimental results.

- (1) The specimen without opening, after flexural yielding, failed in bond between longitudinal bars and concrete. The specimens with opening, after flexural yielding, failed in shear at the beam end region, not at the opening. That is because the inclined reinforcement transferred bond stress around the longitudinal bars.
- (2) The load-deformation curves of the beams with opening were better than that of the beam without opening because the embedded part of the inclined reinforcement contributed to the resistance to shear load.
- (3) It is considered that the margin of bond capacity on inner cut-off bar is on the safe side considerably because the beam failed in shear though we designed the beams to fail in bond around inner cut-off bars.
- (4) The beams failed in shear had almost the same ratio of calculated shear capacity to required value at the opening as at the region without opening. However, the inclined reinforcement around opening didn't yield. It is considered that the margin of the shear capacity in the region with opening is higher than the region without opening.
- (5) When the inner bar of the beam with opening was cut off, shear forces resisted by concrete and inclined reinforcement decreased, and shear force resisted by transverse reinforcement increased.
- (6) The load when an initial shear crack occurred around opening was lower than the load when an initial shear crack occurred on the beam without opening. However, the width of shear cracks around openings was less than approximately 0.1mm after unloading from the load of allowable shear capacity, which the width was narrower than that in the region without opening.

(2020 年 12 月 9 日原稿受理, 2021 年 3 月 18 日採用決定)