# 論文 折曲げ定着された RC 外柱梁架構の柱梁接合部せん断破壊と定着破 壊の相互関係

岡田 大介<sup>\*1</sup>·後藤 康明<sup>\*2</sup>·北野 敦則<sup>\*3</sup>·川角 佳嗣<sup>\*4</sup>

要旨: 柱梁接合部では一般に大きなせん断力が生じており, 接合部コンクリートのせん断劣化が梁主筋の定着性能 にも影響を及ぼすと考えられる。本研究は, 既往の研究で行ったト形柱梁接合部試験体の実験データも含め, 接合 部せん断破壊と定着破壊と両破壊の相互関係の検討を行った。水平投影長さの違う引抜実験と部材実験を行い, そ の結果, 掻出し破壊定着耐力推定式は, 正負繰り返し加力の部材実験においても精度よい対応を示した。また, 正 負繰り返し加力によって, 接合部せん断亀裂が逆方向加力時に掻出し破壊線と共有し, 接合部せん断破壊と定着破 壊の混在は避けられない場合でも, 現在提案されている各耐力算定式で安全に評価できることを示した。 キーワード: 水平投影長さ, 柱梁接合部せん断耐力, 定着破壊, ト形柱梁接合部

# 1. はじめに

鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部では梁主筋を接 合部内に定着することから,せん断破壊のほかに梁主筋 の定着破壊に対する設計が必要である。定着破壊とは, 梁主筋が定着性能を失い梁危険断面における主筋力が 確保できなくなる破壊と考える。柱梁接合部に生じる大 きなせん断力によるコンクリートの損傷は,定着性能に も大きな影響を及ぼすと考えられるが,一般のト形柱梁 接合部における定着破壊とせん断破壊の区別は必ずし も明確ではない。既往の研究<sup>1)</sup>では,折曲げ定着破壊は 側方割裂破壊,局部圧縮破壊,掻出し破壊に分類してい る。掻出し破壊は,梁筋列の外周沿いに接合部を横断し て発生する亀裂面により,折曲げ前方部のコンクリート が塊状のまま掻き出される破壊である。

本研究は,主筋が折曲げ定着されたト形柱梁接合部を 対象に,水平投影長さをパラメータとした試験体を用い て引抜定着試験と架構部材実験を行い,接合部コンクリ ートの損傷が接合部せん断耐力及び掻出し破壊耐力に 与える影響について検討するとともに,既往の研究で行 ったト形柱梁接合部試験体実験のデータを加えて,接合 部せん断破壊と定着破壊の相互関係を考察する。

# 2. 投影定着長の違う RC ト形柱梁接合部の加力実験 2.1 試験体

表-1 にコンクリートの力学特性,表-2 に鉄筋の力 学特性,図-1 に引抜試験体概要,図-2 に部材試験体 概要を示す。

引抜試験体は、部材試験体から梁主筋を2本取り出したもので、1つの柱型に定着長を変えた試験部位2つが

表-1	コンクリー	トの力学特性
-----	-------	--------

実験名		計除体々	圧縮強度	度引張強度		圧縮歪度		ヤング係数(kN/mm <sup>2</sup> )		
		武殿体石	$\sigma_B (\text{N/mm}^2)$	$\sigma_t (\text{N/mm}^2)$		$\varepsilon_{max}(\mu)$		E 1/3		E 2/3
引抜実	引抜実験し		35.9		2.69	2960		26.0		22.2
ぶけ実験		C0B0U12	39.5		3.26	2660		28.6		24.6
	こ月大	C0B0U8	40.7		2.96	299	0	26.8		25.1
宝瞈夕		申田位置	鉄筋		$\sigma_y$	e (11)	σ	max	伸び	$E_s$
天政心	CUIPE				$(N/mm^2)$	0 <sub>y</sub> (µ)	$(N/mm^2)$		(%)	(kN/mm <sup>2</sup> )
引抜 実験		梁主筋	D22(USD685B)		699	5260	912		7.21	215
		柱主筋	D22(SD390)		469	2330	645		18.6	212
	せん	し断補強筋	D10(SD390)		495	2660	639		12.9	202
部材 実験		梁主筋	D22(USD685B)		704	5380	917		9.27	210
		柱主筋	D22(SD390)		469	2330	645		18.6	212
	đ	あばら筋	D10(SD390)		503	2570	637		14.6	202
		帯筋	D10(SD390)		498	2430	641		15.7	216
		タイ筋	D10(SD390	)	495	2660	639		12.9	202

 $**\sigma_y:$ 降伏強度,  $\varepsilon_y:$ 降伏歪度,  $\sigma_{max}:$ 引張強度,  $E_s:$ ヤング係数を示す

付き,合計 2 か所の試験部位となる。梁主筋は D22 (USD685B)とし,応力中心距離は部材試験体と同様に 315mmとした。梁曲げ破壊よりも接合部せん断破壊また は掻出し破壊が先行するように梁主筋に高強度鉄筋を 用いた。柱断面を 250×400 とし,水平投影定着長は, U36-8-0 で 187mm(>8d<sub>b</sub>),U36-12-0 で 275mm(>12d<sub>b</sub>)と した。どちらも側面かぶり厚さを 92mm(>4d<sub>b</sub>)とし,背 面かぶり厚さは U36-8-0 で 224mm(>10d<sub>b</sub>),U36-12-0 で 136mm(>6d<sub>b</sub>)となる。柱主筋は圧縮側・引張側ともに 2-D22(SD390)とし,端部にナットを溶接して定着した。 せん断補強筋は D10@200(SD390)を配した。

部材試験体は、想定階高 3400mm、梁スパン 7800mm の建物のト形柱梁接合部を対象に、実大の約 1/2 スケー ルの試験体を製作した。梁断面は 300×400 とし、梁主 筋 6-D22(USD685B)、あばら筋・タイ筋 D10@200(SD390) を配筋した。柱断面は 400×400 とし、柱主筋に 10-D22 (SD390)を配した。内側筋の水平投影定着長は、C0B0U8

\*1 大成建設(株) 修(工) (正会員)

- \*2 北海道大学大学院 工学研究院空間性能システム部門教授 博(工) (正会員)
- \*3 北海道大学大学院 工学研究院空間性能システム部門助教 博(工) (正会員)
- \*4 北海道大学大学院 工学院空間性能システム専攻 大学院生 (非会員)

で187mm(>8d<sub>b</sub>), C0B0U12 で275mm(>12d<sub>b</sub>)として,外 側筋の水平投影定着長は220mm(C0B0U8)と308mm (C0B0U12)となる。

コンクリート打設は引抜試験体は柱型上面(以下梁取 付面と呼ぶ)打ち,部材試験体は側面打ちとし設計基準強 度を共に 36N/mm<sup>2</sup>に設定した。

# 2.2 加力方法

**図-3** に引抜実験, **図-4** に部材実験の加力装置を示 す。



引抜実験は、梁の圧縮中心と柱反曲点を反力位置とし、

梁主筋に静的一方向繰り返し加力を行った。付根位置(柱面)の梁主筋歪度および梁主筋抜け出し変位(以下 $\delta_{av}$ )を モニターしながら変位を制御した。

部材実験は、試験体の梁反曲点に配置した 2000kN 水 平ジャッキで強制変位を与えて水平加力を行った。柱頭、 柱脚部はピン支持、柱端部はダブルピン支持とした。加 力は試験体の安定させるために 20kN 程度の柱軸力を導 入後、梁反曲点位置に正負繰り返し漸増強制変位を与え た。加力制御は変位制御で、1Cycle Peak を部材角(以下  $R_b$ )=2×10<sup>-3</sup>rad とし、その後 Peak 変位を  $R_b$ =5, 10, 15, 20、30×10<sup>-3</sup>rad と増加させながら同一 Peak 変位を 2 回 ずつ繰り返し行い、最終 12Cycle Peak を  $R_b$ =50×10<sup>-3</sup>rad となるように設定した。

#### 2.3 破壊性状および荷重変形関係

図-5 に各試験体の最終破壊状況,図-6 に引抜カー 梁主筋付根位置変位(引抜試験体),図-7 に梁せん断カー 部材角関係(部材試験体)のスケルトンカーブを示す。こ こで掻出し破壊線とは,掻出し破壊による亀裂面が躯体 表面に表れた亀裂線とする。

引抜試験体は、両試験体ともに  $\delta_{av}$ =0.05~0.30mm で柱 曲げ初亀裂、 $\delta_{av}$ =0.25~0.95mm でせん断初亀裂が発生し た。このとき U36-8-0 は掻出し破壊線を形成し、急激な 剛性低下が見られた。U36-12-0 は $\delta_{av}$ =1.50~2.00mm で 急激な剛性低下が見られ、その後掻出し破壊線を形成し た。その後両試験体ともに掻出しによる亀裂が発生、伸 展し $\delta_{av}$ =4.55~4.65mm で最大耐力を迎え、梁取り付け面 が持ち上げられた。両試験体とも急激に耐力低下した。 最大耐力を迎えるまでに、U36-12-0 ではせん断補強筋, 柱主筋が降伏し、U36-8-0 ではせん断補強筋が降伏した。 最大耐力は U36-12-0 の方が U36-8-0 に比べ約 2 倍の値と なった。これは水平投影長さによる抵抗領域の大きさの 違いが要因である。

部材試験体は、COBOU12・COBOU8 ともに  $R_b=\pm$  0.25~2.00×10<sup>-3</sup>rad で柱および梁に曲げ初亀裂が生じ初 期剛性が低下し、 $R_b=\pm 2.00\sim7.50\times10^{-3}$ rad で接合部せん 断初亀裂が発生した。COBOU12 より COBOU8 の方が剛性 の低下が大きかった。COBOU12 の正加力時では、接合部 せん断亀裂の発生および伸展・拡幅が顕著に見られた。 負加力時では、接合部せん断亀裂の発生および、伸展・ 拡幅が顕著だったが、 $R_b=-15.0\times10^{-3}$ rad 以降、接合部せ ん断亀裂だけではなく、正加力時に発生した接合部せん 断亀裂と掻出し破壊線が結合し、掻出しによる亀裂の発 生および、伸展・拡幅が顕著になり、接合部せん断補強 筋が降伏した。 $R_b=\pm 20.0\times10^{-3}$ rad で、最大耐力を迎え、 それ以降、緩やかに耐力低下した。COBOU8 では、 $R_b=\pm10.0\times10^{-3}$ rad まで接合部せん断亀裂の発生および伸 展・拡幅が顕著であったが、それ以降は掻出し破壊線が



図-6 引抜力(T)-梁主筋付根変位(δav)関係(引抜試験体)



形成され, 掻出しによる亀裂の伸展・拡幅が顕著であった。 $R_b=\pm 5.00 \sim 10.0 \times 10^3$ rad で接合部せん断補強筋が降伏した直後に最大耐力を迎え, それ以降急激に耐力低下した。その後, 梁取り付け面が持ち上げられ,  $R_b=+15.0 \times 10^3$ rad で柱せん断補強筋が降伏し,  $R_b=-37.5 \times 10^3$ rad で柱主筋が降伏した。

2.4 耐力

表-3, 表-4 に各試験体の最大耐力と耐力算定値の比 較を示し,各耐力算定法を脚注として示す。

引抜実験は U36-12-0 で実験値と計算値の対応が良く, U36-8-0 では悪い対応を示した。対応が悪かった要因と して,破壊線の形成状況から掻出し破壊耐力算定式が U36-8-0 で想定した範囲のせん断補強筋の負担分を過大 評価したためであると考えられる。

部材実験について、両試験体とも計算値よりも実験値 が上回った。COBOU12の計算値を見ると、柱梁接合部せ ん断終局耐力の方が掻出し破壊耐力より低かったが、実 際には COBOU12 の負加力時で、掻出し破壊が起こった と考えられる。これは、計算を導いた柱梁接合部終局せ ん断算定式が安全側の値を与えることが要因だと考え られる。COBOU8 の計算値を見ると、掻出し破壊耐力の 方が柱梁接合部せん断耐力より低く、正負加力時共に掻 出し破壊が起こったと考えられる。引抜実験と部材実験 の掻出し破壊耐力計算値に対する実験値を見ると、引抜 実験では過大評価となったが、部材試験体では、過小評 価となった。このことから、梁コンクリートの有無によ

衣-	衣一3 取入耐力と耐力推定値の比較(51抜美缺)									
- よっていた 最大耐た		ト耐力実験値	直	掻出	し破壊耐力			<i>(</i>		
試験体名		exp. T max			Turake		exp. T max/	exp. T max/cal. T urake		
U36-12-0		345			364			.95		
U36-8-0		179			254			0.70		
							*耐力の	単位は(kN)		
表-4 最大耐力と耐力推定値の比較(部材実験)								験)		
試験体名	加力	最大耐力 実験値	接合部終局		せん断耐ナ	כ	掻出し破壊耐力			
	方问	exp. Q bmax	са	ul. $Q_{ju}$	exp / ca	l a	cal. Qurake	exp / cal		
COB0U12	+	172		13/	1.28		148	1.16		
C0B0012	—	163		134	1.22		145	1.12		
COBOLIS	+	96.3	95.0		1.01		86.6	1.11		
Совосо	—	95.8			1.01		85.4	1.12		
*耐力の単位は(kN)										
$ \begin{array}{llllllllllllllllllllllllllllllllllll$										
$\begin{split} T_{wrake} &= T_c + T_w : $ :										
$\begin{split} & T_w = \kappa_w \cdot c  a_w \cdot \sigma_{uy}  (\text{kgf}) & \sigma_0 : \text{Ethics} \text{Tr}(\text{kgf}) \\ & T_c : = 2 - \mathcal{O} \text{J} - \text{I} \text{c.s.} \text{SSE(SL2-SEE(SL7)}(\text{kgf}) & \theta : : \text{SA-SP-/A} \text{J} \text{g} (\text{rad}) \\ & T_w : \text{t.d.} \text{if massing is a SEE(SL2-SEE(SL7)}(\text{kgf}) & k_w : \text{if massing a sign of SA-SEE(SL2-SEE(SL7)}(\text{kgf}) \\ & L_a : : - \text{QBSR}^2 \text{B} \text{S} \text{C} \text{massing a sign of SEE(SL2-SEE(SL7)}(\text{kgf}) & c  a_w : \text{if massing a sign of SA-SEE(SL2-SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & J_b : \text{is Sa-SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  a_w : \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  a_w : \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  a_w : \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  a_w : \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  a_w : \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  a_w : \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  a_w : \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  a_w : \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) \\ & \text{if massing a sign of SEE(SL2)}(\text{kgf}) & c  if massing a sign of SEE($					に配筋された {(cm <sup>2</sup> ) 度(kgf/cm <sup>2</sup> ) :梁せん断力へ * の換算式					
$d_b$ :梁主筋の鉄筋径 (cm) $Q_{srate}$ :掻き出し破壊定着耐力 (kgf) $\sigma_i$ :コンクリート引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> ) = $\sqrt{\sigma_s}$ $_{g} j$ :梁の応力中心距離 (cm) $\sigma_g$ :コンクリート圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> ) $l_b$ :加力点から梁付根までの距離						対力 (kgf) m) での距離 (cm)				

る応力伝達機構の違いによるものと考えられる。

#### 2.5 接合部せん断破壊と定着破壊の相互関係

破壊性状(2.3節),耐力(2.4節)の考察から,COBOU12 は正加力時に柱梁接合部せん断破壊が発生し,負加力時 に正加力時で発生した接合部せん断亀裂が拡幅してい ることなどから掻出し破壊が発生したと考えられる。 COBOU8 は正・負加力時ともに掻出し破壊が発生したと 考えられる。

図-8 に各試験体最大耐力時東面破壊状況を示す。これまでの考察を踏まえて、水平投影長さの影響について考察する。水平投影定着長の小さい COBOUI8 の方が、水平投影定着長の大きい COBOU12 に比べて、*R*b が小さい時に掻出し破壊線を明確に形成した。また、繰り返し加力による影響で掻出し破壊線の形成過程において、正加力時における接合部せん断亀裂と負加力時における掻出しによる亀裂の共有が見られた。特に水平投影長さの長い COBOU12 が顕著であった。また、COBOU12 では掻出し破壊線の形成位置が外側折曲げ位置より梁側であったが、COBOU8 では形成位置が正負加力時ともに概ね外側折曲げ位置であった。両試験体共に掻き出し破壊線位置は柱せいの約 1/2 の位置であった。これは引抜試験体でも同様のことが見られた。



※矢印は加力方向を示し、線は掻き出し破壊線を示す
 図-8 各試験体最大耐力後破壊状況(*R<sub>b</sub>*=30×10<sup>-3</sup>rad)

図-9 にせん断補強筋の歪度分布(C0B0U12)を示す。 C0B0U12 のせん断補強筋の歪度分布において,正加力時 では HS-5 の歪度が顕著に大きくなり歪度分布が山型と なったが,負加力時では掻出し破壊線形成までは HS-6 の歪度が大きく歪度分布が山型であったが,掻出し破壊 線形成以降は,HS-5,HS-6,HS-7 での歪度がほぼ同一とな り,最後は HS-5 の歪度が大きくなった。これは,亀裂 性状が変化したことにより,鉄筋の分布が変化したと考 えられる。C0B0U8 では掻出し破壊線の形成に伴い,柱 梁接合部に配したせん断補強筋全部が降伏した。

# 3. ト形柱梁接合部における耐力評価について

今年度の試験体と既往の研究で行われたト形柱梁接

合部試験体の実験データ<sup>2)3/4)</sup>を基に,柱梁接合部せん断耐力<sup>5)</sup>,側方割裂破壊耐力<sup>5)</sup>,掻出し破壊耐力<sup>1)</sup>について 比較検討する。各試験体の詳細を**表**-5 に示す。過年度 試験体は想定階高 3500mm,梁スパン7150mmの建物の ト形柱梁接合部を対象に,実大の約1/3 スケールであり, 試験体の柱形状は250×250,梁形状は200×250である。 ただし,NRC-J7 の梁形状は200×350 であり,NRC-J4 のみ実験時に柱軸力( $0.3\sigma_B$ )を導入している<sup>2)3/4)</sup>。なお, 全試験体において,直交梁とスラブはない。また,接合 部せん断補強筋降伏強度は760~870N/mm<sup>2</sup>である。

柱梁接合部せん断破壊した試験体による柱梁接合部 せん断耐力の評価について、コンクリート圧縮強度 σ<sub>B</sub>(以 下コンクリート強度),有効補強筋強度との関係性につい て考察する。ここで有効補強筋強度とは(柱梁接合部せん 断補強筋比×柱梁接合部せん断補強筋降伏強度)/(コン クリート強度)の値とする。

図-10 にコンクリート圧縮強度( $\sigma_B$ )と柱梁接合部せん 断補強筋比( $p_w$ )の耐力値に与える影響を、図-11 に有効 補強筋強度( $p_w \cdot \sigma_y / \sigma_B$ )の関係を示す。横軸はそれぞれ、 コンクリート強度、有効補強筋強度を表し、縦軸は共通 で(1)による計算値の柱梁接合部せん断耐力に対する最 大耐力実験値の比を表す。

図-10より,柱梁接合部せん断耐力に対する最大耐力 実験値の比が 1.20~2.03 となっている破壊形式との関係 を解説する。コンクリート強度が近い NRC-J2, J3, J4 と NRC-J1, J5, J7, J8 のグループを比較するとコンクリ ート強度が高くなるとその比のバラつきが小さくなる 傾向にある。また,コンクリート強度が近い場合, *pw*=0.2%の試験体よりも *pw*=0.6%の試験体の方が柱梁接 合部せん断耐力に対する最大耐力実験値の比が大きい 傾向がある。また,梁筋の定着破壊を生じさせないよう に梁主筋の折曲げの内側に定着破壊防止直交筋を配し ている試験体(NRC-J1~J7)に注目すると,柱梁接合部せん 断耐力に対する最大耐力実験値の比が 1.40 以上と大き い値を示している。定着破壊防止直交筋とは,梁主筋に 加わる応力を分散させる目的で,梁主筋の折曲げの内側 に直交に配した鉄筋である。

図-11より,全体的に有効補強筋強度が大きくなると 柱梁接合部せん断耐力計算値に対する最大耐力実験値 の比が大きくなる傾向がある。しかし,定着破壊防止鉄 筋が無く接合部せん断破壊している試験体(COBOU12, NRC-J8)ではその割合が小さく,定着破壊防止用直交筋 を有している試験体(NRC-J1~NRC-J7)では大きい。これ は定着破壊防止筋が柱梁接合部せん断耐力算定式には 考慮されていないものの,掻出し破壊防止に有利に働く ため,掻出し破壊の余裕度が大きいと解釈できる。この ことからト形柱梁接合部では,算定式では考慮されてい ないが,柱梁接合部せん断補強筋も柱梁接合部せん断強 度に大きく関与するものと考えられる。

図-12 に柱梁接合部せん断強度評価として縦軸に接合部せん断応力度(実験値)<sub>exp</sub>  $\tau_{ju}$ を,横軸にコンクリート強度  $\sigma_B$ を示す。接合部せん断応力度(実験値)でコンクリート強度が近い NRC-J2, J3, J4 と NRC-J1, J5, J7, J8 のグループを比較すると,コンクリート強度が大きくなると補強筋の影響は小さくなると考えられる。

図-13 に有効補強筋強度( $p_w \cdot \sigma_y / \sigma_B$ )と掻出し破壊定着 耐力に対する最大耐力実験値の比の関係を示す。有効補 強筋強度が大きくなるにつれて,掻出し破壊耐力に対す る最大耐力実験値の比が小さくなる傾向にある。掻出し 破壊が生じた試験体を見ると,1.10~1.30 とほぼ同じ値 を示す。しかし,水平投影長さが同じであれば,有効強 度が大きいほうが,有効強度が同じであれば,水平投影





長さが長い方が,最大耐力後の耐力低下が緩やかになる 傾向がある。また,COBOU12 と COBOU8 では接合部せん 断破壊と掻出し破壊の混在が見られたが,掻出し破壊耐 力は精度よく評価できた。

図-14 に実験値と各耐力計算値関係を示す。ここで梁 曲げ終局耐力<sup>6</sup>,接合部せん断耐力,側方割裂破壊耐力, 掻出し破壊定着耐力に対する最大耐力実験値の比を縦 軸に示す。また,各試験体の実験時における耐力が決ま ったと思われる破壊形式を〇で囲った。横軸はコンクリ ート強度を示す。各試験体において縦軸の値が一番大き いところが計算上の破壊形式となる。

各試験体で設計した破壊形式を述べる。今年度試験体 の C0B0U12 は柱梁接合部せん断耐力と掻出し破壊耐力 を同等とし、C0B0U8 は掻出し破壊耐力を一番小さく設 定し掻出し破壊先行とした。過年度試験体<sup>21314</sup> NRC-J1~ NRC-J8 は接合部せん断破壊先行型、NRC-J9~NRC-J14 は梁降伏型と設定した。しかし、過年度試験体は終局指 針式で評価していたので、改めて式(1)を用いて計算し直 した。そのため、当時の設計時と比べて柱梁接合部せん 断耐力が低くなった。

NRC-J2~J4 では、側方割裂破壊耐力が低いが実際は柱 梁接合部せん断破壊が起こった。これは、定着破壊防止 直交筋を有していることと、80N/mm<sup>2</sup>を超えるコンクリ ート強度では側方割裂破壊の耐力式が精度よく評価で きていない可能性があると考えられる。

NRC-J8 と NRC-J12 では掻出し破壊耐力が低いが実際 はそれぞれ別の破壊形式となった。これは、両試験体と も水平投影長さが長いために掻出し破壊が起こりにく かったのではないかと考えられる。

NRC-J9, NRC-J13, NRC-J14 では柱梁接合部せん断耐 力が低いが実際にはそれぞれ別の破壊形式となった。こ れは先ほど述べたように,柱梁接合部せん断耐力式が, せん断補強筋の効果を考慮せず,安全側に評価している ためであると考えられる。

側方割裂破壊で最大耐力が決まった試験体が無いが,

梁曲げ降伏後に側方割裂破壊したNRC-J12~J14について 見ると,接合部せん断補強筋比が大きいNRC-J13 が最大 耐力後の剛性低下が他の試験体に比べて小さかった。

以上のことより,最大耐力後の耐力低下について,柱 梁接合部せん断補強筋比が高いほどせん断補強筋によ る接合部コンクリートの拘束効果の働きが大きく,水平 投影長さが長い方ほど,接合部の有効断面積が大きくな り,耐力低下を防いでいると考えられる。すなわち,ト 形柱梁接合部において柱梁接合部せん断補強筋の効果 と水平投影長さが,接合部せん断破壊と定着破壊につい て大きな影響を与える。

### 4. 結語

折曲げ定着された RC 外柱梁架構の柱梁接合部せん断 破壊と定着破壊の相互関係を検討するため、ト形柱梁接 合部の加力実験を行い、既往の資料を合わせて考慮した 結果、以下の知見を得た。

- 一方向加力の引抜実験を基に導出された掻出し破壊 耐力推定式は、正負繰り返し加力の部材実験におい ても精度よい対応を示す。
- 2) 正負繰り返し加力によって、破壊形式が異なり、接 合部せん断亀裂が逆方向加力時に掻出し破壊線との 共有が見られた。
- 3) 定着防止筋が無い場合,接合部せん断耐力と定着耐力が近い際では破壊の混在は避けられないが,現在提案されている各耐力式で安全に評価できる。

#### 参考文献

- 城 攻,後藤康明,柴田拓二: RC 柱梁接合部の内 に定着される 90°折曲げ筋の破壊モードと定着性 能,コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.159-163, 1993
- 城 攻ほか:高強度材料を用いた RC 外部柱梁接合 部の剪断抵抗性状について(その1,2),日本建築学 会北海道支部研究報告集,No.63, pp.99-106, 1990.3
- 3) 城 攻ほか:高強度材料を用いた RC 外部柱梁接合 部の剪断抵抗性状(その1,2),日本建築学会北海道 支部研究報告集,No.64, pp.107-114, 1991.3
- 城 攻ほか:高強度材料を用いた RC 外部柱梁接合 部の剪断抵抗性能について(その1,2),日本建築学 会北海道支部研究報告集, No.65, pp.197-204, 1992.3
- 5) 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
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010
- 7) 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,1990