

# 論文 梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に関する実験的研究

董 添文\*1・花井 伸明\*2

**要旨：** 梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部の実験を実施し、接合部のせん断強度に関して検討した結果、十字形接合部において、梁主筋定着形式の違いにより、通し配筋とした試験体と比べ、90° 折曲げ定着した試験体のほうが接合部せん断強度は低かったが、主筋の定着長さを用いてせん断強度を算定すれば靱性指針のせん断強度算定式で概ね評価できた。また、十字形接合部で梁主筋の定着形式が異なる場合、パネルゾーンにおけるストラット機構が異なる可能性があり、このことがせん断強度が異なった原因の一つとして考えられる。

**キーワード：** 通し配筋, 折曲げ定着, 十字形接合部, ト形接合部, せん断強度, 応力伝達機構

## 1. はじめに

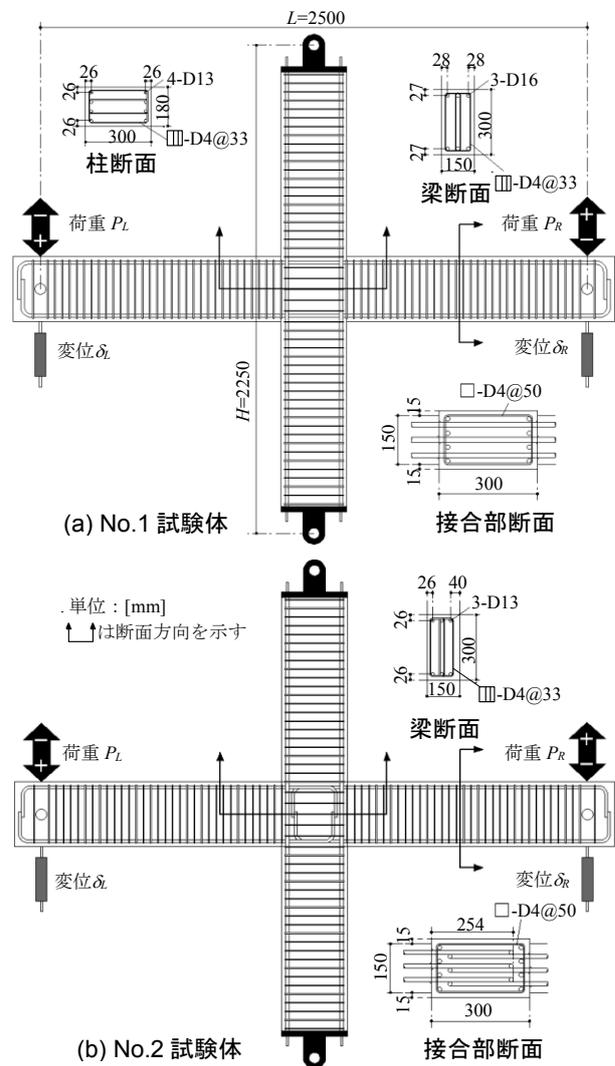
日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説（1999）」<sup>1)</sup>（以下、靱性指針と呼ぶ）では、鉄筋コンクリート造建物内の柱梁接合部のせん断強度算定式が十字形やト形などといった接合部の形状および接合部内の梁主筋の定着長さなどの違いに応じて示されている。しかし、同一形状の接合部で接合部内の梁主筋の定着形式のみが異なる場合に関して、詳しい説明がない。

一方、筆者らは過去に左右の梁に段差を有する柱梁接合部の実験を行い<sup>2)</sup>、段差が小さい場合に段差のない場合より最大耐力が低下する結果を得ているが、その原因として、段差のない試験体の梁主筋を通し配筋、段差のある試験体の梁主筋を折曲げ定着としたためと考えている。そこで本研究では、梁主筋の配筋の違いに着目した接合部の載荷実験を計画した。

類似する実験例としては、例えばプレキャスト梁を想定して上端筋を通し配筋、下端筋を折曲げ定着とした実験例<sup>3)</sup>等が挙げられるが、本実験の目的は、上述の段差梁接合部の応力伝達を解明する一歩として、梁主筋の定着方法の違いによる影響を抽出するために段差のない十字形接合部試験体を用いて通し配筋と折曲げ定着について接合部のせん断強度を比較検討することである。

## 2. 実験概要

試験体は以下の3体を計画した。No.1 試験体は梁主筋を接合部内で通し配筋とし、No.2 試験体は梁主筋を接合部内で90° 標準フック<sup>4)</sup>（余長は $8d_b$ 、 $d_b$ ：鉄筋径）により定着した十字形接合部とし、No.3 試験体は No.2 試験体と同一の定着方法を用い、片側みの梁を有するト



図一 試験体形状

形接合部とした。図一に十字形接合部試験体の全体形

\*1 九州大学大学院 人間環境学府空間システム専攻 修士（工学）（学生会員）

\*2 九州産業大学 建築都市工学部建築学科 教授 博士（工学）（正会員）

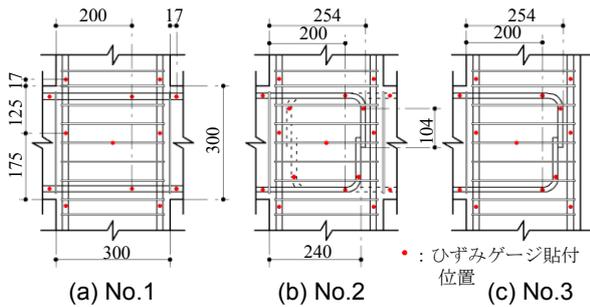


図-2 接合部詳細とひずみゲージ貼付位置

表-1 試験体梁配筋および実験結果

試験体	No.1	No.2	No.3	
試験体形状	十字形			
梁主筋定着形式	通し筋	90°折曲げ		
梁主筋配筋量	3-D16	3-D13		
梁実験荷重 $P_{exp}$ (kN)	正	43.1	32.3	43.9
	負	40.5	30.4	39.9
試験体破壊形式	接合部せん断破壊	接合部せん断破壊	梁主筋の定着破壊	

表-2 材料特性

鉄筋	呼び名	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
	D16	831	211
D13	866	210	
D4	399	191	
コンクリート	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
	25.7	2.38	25.4

状を示す。なお、縮尺は1/3程度を想定した。図-2に接合部の配筋詳細を示す。柱の寸法および配筋は各試験体とも共通とした。試験体パラメータおよび実験結果を表-1に、鉄筋およびコンクリートの材料特性を表-2に示す。コンクリート打設は、試験体を床上に寝かして横打ちとした。

本研究では接合部の破壊性状を見るために、柱および梁の主筋を高強度筋とし、全試験体において柱梁曲げ降伏時の接合部への入力せん断力  $V_{mu}$  が接合部のせん断強度の計算値  $V_{ju}^{(1)}$  より十分に大きくなるように設計した。なお、 $V_{ju}$  および載荷時の接合部への入力せん断力  $V_j^{(2)}$  (以下、接合部せん断力と呼ぶ) は次式で算定した。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (1)$$

$$V_{j(\text{十字形})} = \left( \frac{L-D_c}{j_b} - \frac{L}{H} \right) \cdot P_{exp} \quad (2)$$

$$V_{j(\text{ト形})} = \frac{1}{2} \left( \frac{L-D_c}{j_b} - \frac{L}{H} \right) \cdot P_{exp} \quad (3)$$

ここに、 $\kappa$ : 接合部の形状による係数

$$\kappa = 1.0 \text{ (十字形)} \quad \kappa = 0.7 \text{ (ト形)}$$

$\phi$ : 直交梁の有無による補正係数 (=0.85)

$F_j$ : 接合部のせん断強度の基準値 (=  $0.8 \times \sigma_B^{0.7}$ )

$\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度

$b_j$ : 接合部の有効幅

$D_j$ : 柱せいまたは90度折曲げ筋水平投影長さ

$L$ : スパン長さ  $H$ : 階高  $D_c$ : 柱せい

$j_b$ : 梁応力中心距離 (=  $7/8d$ )  $d$ : 梁有効せい

$P_{exp}$ : 左右梁の載荷点の荷重平均値 (=  $(P_L + P_R)/2$ )

載荷は柱頭柱脚をピン支持として載荷装置に固定し、柱フェイスから1100mmの位置に荷重を与え、左右のジャッキのストロークが等しくなるよう逆対称で制御し、正負交番漸増載荷とした。各サイクルで目標とする層間変形角は(1) 1/500 rad, (2) 1/200 rad, (3) 1/100 rad, (4) 1/67 rad, (5) 1/50 rad, (6) 1/40 rad, (7) 1/33 rad, (8) 1/25 radとした。柱の初期軸力は0とした。

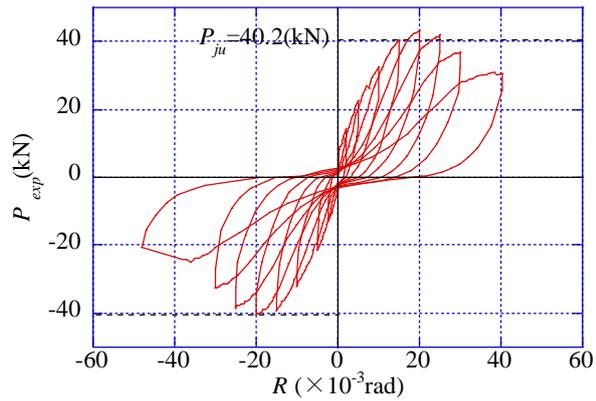
### 3. 荷重変形関係および実験破壊性状

図-3に荷重-層間変形角関係を示す。なお、 $P_{ju}$ ,  $P'_{ju}$  は接合部せん断強度の計算値  $V_{ju}$  に達する時の梁荷重(式(1)~(3)により算定)を示す。層間変形角  $R$  は、No.1, No.2 試験体は左右の載荷点の変位の合計値をスパン長さ  $L$  で、No.3 試験体は載荷点の変位を  $L/2$  でそれぞれ除して算定した。

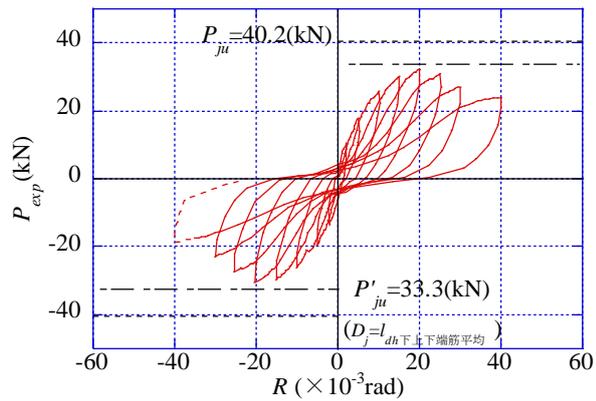
荷重-層間変形角関係から、全試験体ともエネルギー吸収能が低い逆S字形を示していることがわかる。また、写真-1に最大荷重時および最終サイクル時の損傷状況を示す。全試験体とも、柱および梁主筋の降伏は確認されず、接合部内の横補強筋が概ね 1/50rad のサイクルのピーク手前で降伏した。損傷はNo.3試験体を除き主に接合部パネルゾーン内に集中した。

No.1 試験体は正負載荷とも 1/500rad のサイクルで接合部四隅の梁フェイス位置に曲げひび割れ(①,②)が生じた。正載荷では、+1/100rad のサイクルで接合部内において左下の入隅部から右上の入隅部まで斜めひび割れ(③)が生じ、その後、負載荷では、-1/100rad のサイクルで反対方向の斜めひび割れ(④)も生じた。 $\pm 1/50$ rad のサイクルで梁荷重が  $V_{ju}$  ( $\kappa=1.0$ ,  $D_j$  は柱せいで算定) に達する時の梁荷重  $P_{ju}$  を超え、最大荷重に達した。その後のサイクルでパネルゾーンの斜めひび割れが伸展し、梁端の曲げ圧縮縁近傍でコンクリートの圧壊が見られ、耐力低下した。-1/25rad のサイクルのピーク手前で、パネルゾーンのカバーコンクリートが完全に剥落し、接合部がせん断破壊して荷重が急激に低下した。

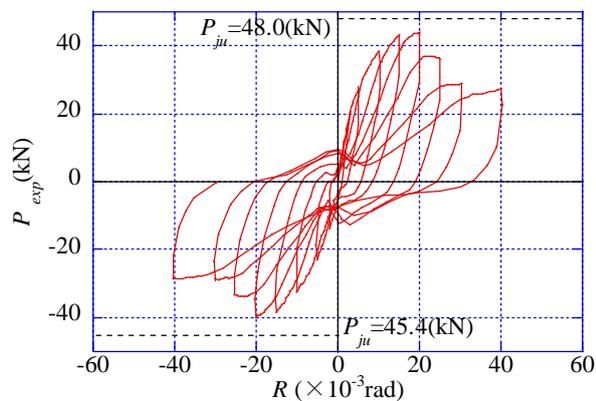
No.2 試験体は最初に No.1 試験体と同じような曲げひび割れ(①,②)が生じ、1/100rad のサイクルで、接合部内において、正載荷では左下の入隅部から左梁上端筋の折曲げ開始点近傍までの斜めひび割れ(③)が生じ、負載荷では右下の入隅部から右梁上端筋の折曲げ開始点近傍までの斜めひび割れ(④)が生じ始めた。+1/67rad のサイクルで、右上の入隅部から右梁下端筋の折曲げ開始点近傍までの2本目の斜めひび割れ(⑤)が発生した。



(a) No.1 試験体



(b) No.2 試験体



(c) No.3 試験体

図-3 荷重-層間変形角関係

±1/50rad のサイクルで梁荷重が最大荷重となったが、 $V_{ju}$  ( $\kappa=1.0$ ,  $D_j$ は柱せいで算定) に達する時の梁荷重  $P_{ju}$  に達してない。その後パネルゾーンのスラットひび割れが伸展し、+1/25rad のサイクルでカバーコンクリートが剥落した。-1/25rad のサイクルのピーク手前で層間変形角測定用の変位計が測定点から離れてしまい正確な測定が不可能となった(以降、破線で示す)が、十分に耐力低下したと判断し、荷重を終了した。No.1 試験体と比べ、No.2 試験体のほうが正負荷とも、最大耐力が 25%程度小さかった。

No.3 試験体は正載荷では、計測上の不具合により +1/500rad のサイクルで目標とする変位を超過したが(約

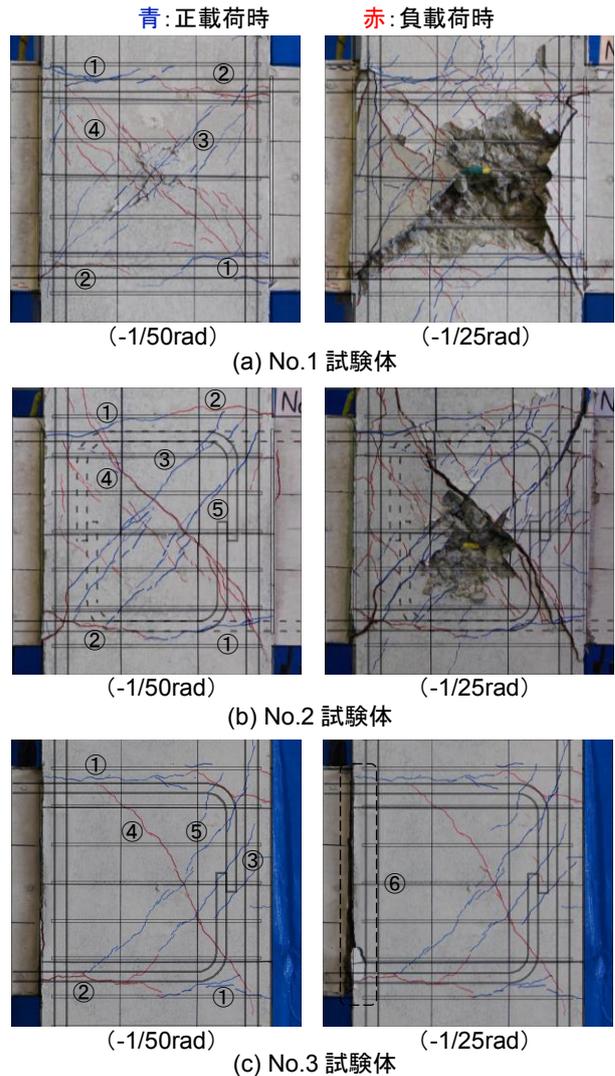


写真-1 接合部の損傷状況

+1/333rad まで載荷) 層間変形角が小さい範囲であり、かつ次のサイクルの目標を超えていないため、実験結果への影響はほとんどないとする。-1/500rad のサイクルで梁フェイスの左下位置に曲げひび割れ(②)が生じた。正載荷では、+1/100rad のサイクルで、上端筋のフック余長部付近からパネルゾーンの中下位置まで斜めひび割れ(③)が生じた。-1/100rad のサイクルで、パネルゾーンの左上から梁下端筋の折曲げ終点付近にかけて斜めひび割れ(④)が生じた。また、同サイクル以降の各サイクルにおいて、層間変形角がゼロとなる前後に荷重が一時的に低下する現象が見られた。+1/67rad のサイクルで、パネルゾーンの左下の入隅部からほぼ梁上端筋の定着部までの長い 2 本目の斜めひび割れ(⑤)が生じた。±1/50rad のサイクルで最大荷重に達した。その後のサイクルでは、パネルゾーンの斜めひび割れが伸展せず、損傷(⑥)は主に柱フェイス位置に集中した。

No.3 試験体は、梁最大荷重が  $V_{ju}$  ( $\kappa=0.7$ , 正負載荷時のストラット伝達長さを考慮し、 $D_j$ は正載荷時が梁上端

筋定着長さ、負荷荷時が下端筋の定着長さで算定)に達する時の梁荷重  $P_{ju}$  より低く、No.3 試験体の破壊性状も他の試験体と異なった。

#### 4. 接合部せん断強度の実験値-計算値の比較

図-4 に接合部せん断強度の実験値  $V_{jexp}$  (式(2)で最大荷重により算定した) と計算値  $V_{ju}$  (靱性指針で下限値を表す式(1)で算定した) との比較を示す。なお、縦軸および横軸を梁曲げ降伏時の接合部せん断力  $V_{mu}$  で除して基準化としている。また、表-3 には各試験体の接合部せん断強度の実験値および計算値を示す。

No.1 試験体は、正負荷荷とも、 $V_{jexp}/V_{ju}$  の値は 1.0 程度となり、接合部せん断強度の実験値は靱性指針の強度式で評価でき、接合部がせん断破壊した実験結果と対応している。No.2 試験体は No.1 試験体と同様に、 $D_j$  を柱せいとしてせん断強度を算定した結果、 $V_{jexp}/V_{ju}$  の値は 0.8 程度となり、靱性指針の強度式が No.2 試験体のせん断強度を高く評価している。しかし、 $D_j$  を梁主筋の水平投影定着長さとしてせん断強度を算定した結果、正負荷荷とも、 $V_{jexp}/V_{ju}$  の値は 1.0 に近づいており、接合部がせん断破壊した結果と照合すると、せん断強度の実験値は靱性指針の強度式で概ね評価できている。また、No.3 試験体は形状係数  $\kappa=0.7$  で接合部せん断強度を算定しても、正負荷荷とも  $V_{jexp}/V_{ju}$  の値は 0.9 程度となり、試験体の破壊性状も併せると他の破壊モードにより破壊したことを示

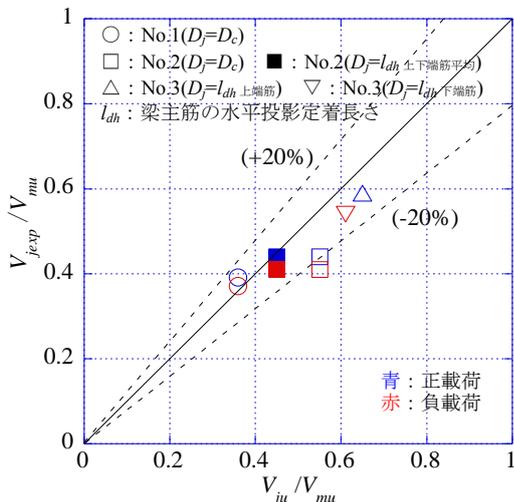


図-4 接合部せん断強度の実験値-計算値の比較

表-3 実験値および計算値一覧

試験体	接合部のせん断強度(kN)			実験値/計算値
	$V_{jexp}$	$V_{ju}$	$V_{mu}$	
No.1	正	350	898	1.07
	負	330		1.01
No.2	正	261	597	0.80(0.97)
	負	245		(269)
No.3	正	177	298	0.92
	負	161		183

( ):  $D_j$  は上下の梁主筋定着長さの平均値で算定した値

している。

#### 5. 主筋定着性状の違いによる応力伝達機構への影響

図-5 に No.1 試験体および No.2 試験体の梁および柱主筋のひずみ分布を示す。

No.1 試験体は、正載荷時において、梁主筋の B6~B10 間のひずみ勾配が大きく、柱の圧縮縁寄りにおいて大きな付着力が生じている。一方、負載荷では、柱の引張縁寄りとなる B6~B10 間のひずみ勾配は小さく、付着応力はほぼ生じていない。なお、逆対称性を考慮すれば、正載荷時の B2~B6 間においても負載荷時の B6~B10 間と同様な現象が生じていると考えられ、柱の引張縁寄りにおいて梁主筋の付着劣化が生じたといえる。また、梁端部付近の曲げ圧縮側主筋に引張ひずみが生じている。これは B2~B6 間で付着劣化が生じた結果、付着領域が右梁までシフトしたためであると考えられる。なお、塩原ら<sup>5)</sup>も接合部のせん断破壊の原因として、これに類似した現

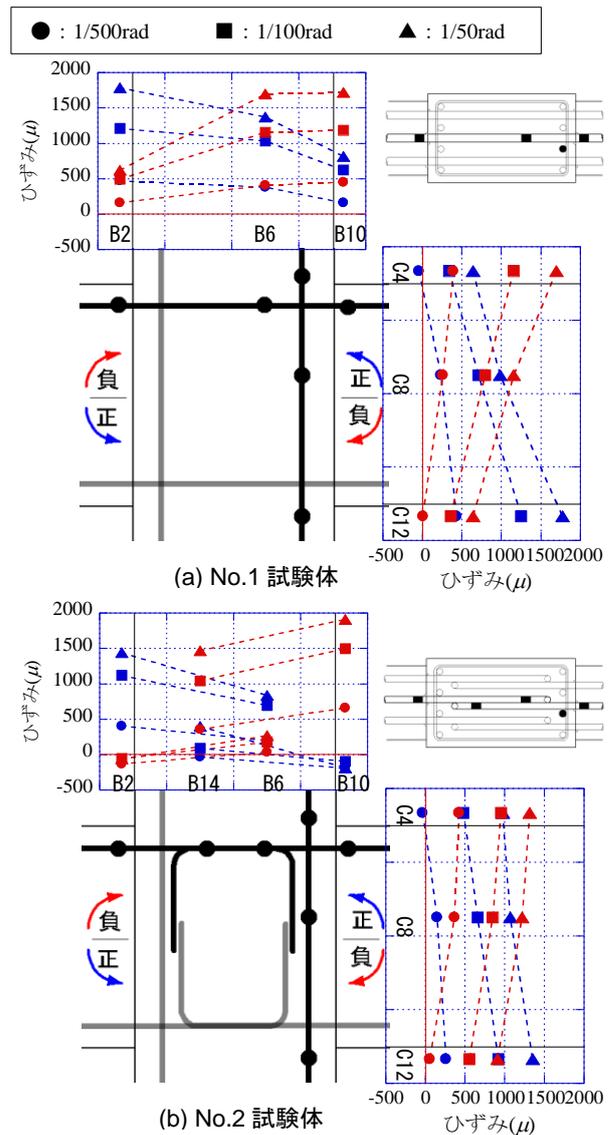
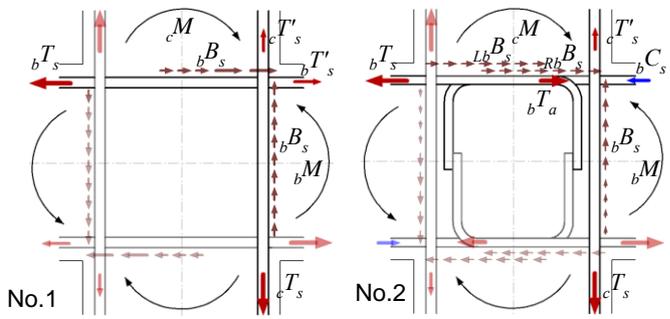
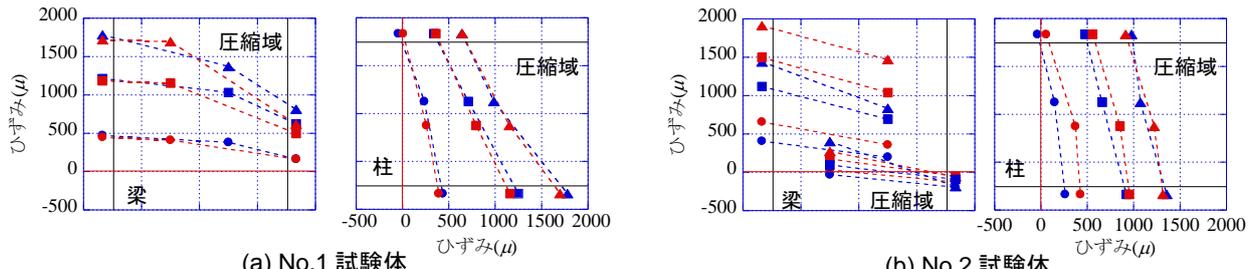


図-5 梁・柱主筋のひずみ分布

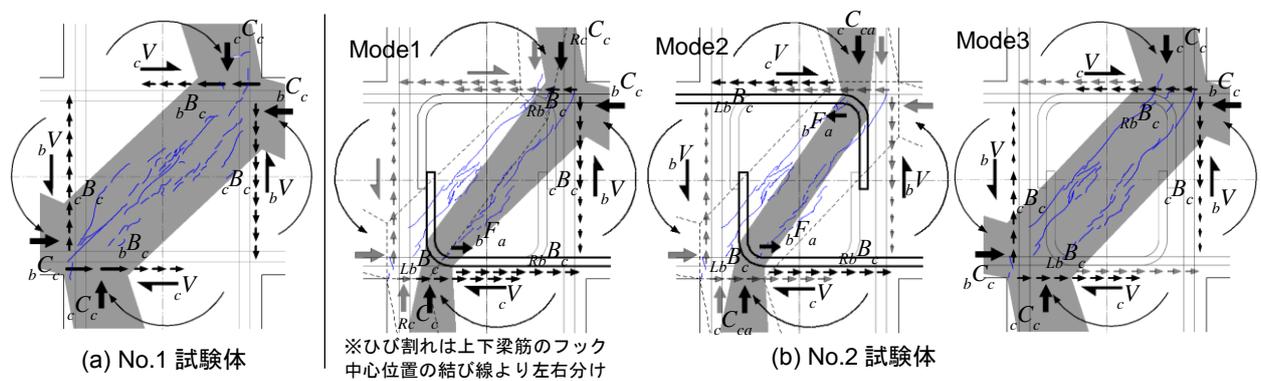


ここに、  
 $M$ : 柱梁の端部曲げモーメント  
 $V$ : 柱梁のせん断力  
 $T_s, T'_s$ : 主筋の引張力  
 $C_c$ : コンクリートの圧縮力  
 $C_s$ : 鉄筋の圧縮力  
 $B_s$ : 鉄筋がコンクリートから受けた付着力  
 $B_c$ : コンクリートが鉄筋の付着から受けた断面力  
 $T_a$ : 折曲げ開始点の定着力  
 $F_a$ : 折曲げ部に生じた支圧力の水平成分

また、 $b, c$  は梁柱位置、 $L, R$  は左右梁の違いを表す。

(c) 柱梁主筋の応力状態

図-6 柱梁主筋のひずみ分布と応力状態



※ひび割れは上下梁筋のフック中心位置の結び線より左右分け

図-7 接合部内に想定するストラット機構

象について指摘している。柱については、梁と同様に曲げ圧縮側の主筋に引張ひずみが生じているが、主筋のひずみ分布を見ると、柱主筋ではパネルゾーン内ではほぼ均等な付着応力が生じている。楠原ら<sup>6)</sup>は、このような梁圧縮筋の引張転化という現象により、コンクリートの圧縮域が増大すると指摘しているが、逆に言えば、本実験のように梁主筋が降伏せず、接合部のコンクリートの圧縮で耐力が決まる場合は、ストラットせいが増大すればそれだけ大きな圧縮力が伝達できる（せん断強度が大きくなる）ことになる<sup>2)</sup>。

一方、No.2 試験体は、No.1 試験体と異なり、梁の曲げ圧縮側主筋に引張ひずみは生じていない。No.1 試験体は主に柱の圧縮縁寄りから反対側の梁にかけての付着応力が梁主筋の引張に抵抗したことに対して、No.2 試験体では、梁主筋の引張に対する抵抗機構の一部（半分程度）を折曲げ部付近の支圧力が負担していたと考えられる。また、柱主筋において、No.1 試験体の梁主筋と同様に曲げ圧縮側に引張ひずみが生じており、さらに No.1 試験体と異なり梁の引張縁寄りで付着力が減少している。

そこで、図-6(a)(b)に、逆対称性を考慮した上で、負荷荷時の柱梁主筋のひずみ分布を上下または左右に反転した図を示す。柱梁主筋のひずみ分布から主筋の応力状態およびこの応力に基づいた主筋の付着応力状態を考えると、主筋の付着力は図-6(c)に示すように推定できる。また、図-7 に示すような簡略化した圧縮ストラット機構を想定する。No.1 試験体では、図-7(a)に示すような対角方向の圧縮ストラット機構を想定する。一方、No.2 試験体では、図-7(b)に示すような、柱梁端圧縮力の一部と折曲げ部の支圧力の釣合い (Mode1)、折曲げ部の支圧力同士の釣合い (Mode2)、No.1 と同様な対角圧縮の釣合い (Mode3)、の3つのストラット機構が同時に生じ得ると考えられる。すなわち、No.1 試験体にはない2つのストラット機構によりひび割れ性状が変化し、3章で述べたような接合部曲げ圧縮側の入隅部と梁の引張主筋の折曲げ部付近を結ぶ2本の斜めひび割れが生じたものと考えられる。

以上のように、No.1 試験体と No.2 試験体は梁主筋の定着性状が違うことで異なる応力伝達機構が生じる可能

性があり、この違いによって、接合部せん断強度の差が生じたと考えられる。

## 6. 折曲げ定着の主筋の定着性状

図-8に No.2 試験体および No.3 試験体において、各サイクルのピーク時の梁主筋の引張力の挙動を示す。横軸を層間変形角  $R$  とし、縦軸を梁端 (B1,B2,B9,B10) および折曲げ開始点 (B5,B6,B14) の鉄筋引張力の実験値  $T_{exp}$  とする。実験値  $T_{exp}$  は鉄筋に貼り付けたひずみゲージの計測値から算定した。なお、ひずみゲージの計測不良があり、信頼できるデータのみを示す。

No.2 試験体では、左右梁の引張力の差が大きいものの、左梁の同一主筋の梁端 (B2) と折曲げ開始点 (B6) の引張力の差が大きくなっている。右梁の梁端 (B10) と折曲げ開始点 (B14) も同様である。すなわち、梁主筋の水平部分に十分な付着力が生じているといえる。最大荷重後も、梁端と折曲げ開始点位置の引張力の差は減少せず、梁主筋の水平部分で付着力が十分に保たれている。以上より、No.2 試験体は梁主筋の定着破壊ではないと考えられる。

一方、No.3 試験体では、B1~B5 間の付着力 (B1 と B5 の引張力の差) が 1/100rad 前後で最大となり、次の 1/67rad 以降のサイクルで、付着力が徐々に小さくなり、1/40rad 前後で B1~B5 間の付着力がほぼ失われた。また、最大荷重後のサイクルでは、柱フェイス位置でひび割れが開いたり閉じたりし、一方でパネルゾーンのせん断ひび割れにほとんど変化が見られなかったこと (写真-1(c)参照) も鑑みると、No.3 試験体は梁主筋の定着破壊と判断する

のが妥当であると考えられる。

## 7. まとめ

本論では梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部の正負交番漸増荷実験を行い、配筋形式が接合部せん断強度に及ぼす影響について検討した。

その結果、本研究の検討対象の範囲では以下の知見を得た。

- (1) 十字形接合部において、梁主筋定着形式の違いにより、通し配筋とした試験体と比べ、 $90^\circ$  折曲げ定着した試験体のほうが接合部せん断強度は 25% 程度低かった。しかし、主筋の定着長さを用いて、せん断強度を算定すれば靱性指針で概ね評価できた。
- (2) 接合部内のせん断ひび割れの状況および主筋のひずみ計測値に基づいて、各定着形式におけるストラット機構について検討した。定着形式によりストラット機構が異なる可能性があり、このことがせん断強度が異なった原因の一つとして考えられる。
- (3) ト形接合部の試験体は、梁主筋の水平部分の付着が失われていることや観察された損傷状況から、定着破壊したものと考えられる。

## 謝辞

本研究に際し、九州大学人間環境学研究院教授・蜷川利彦博士および助教・南部恭広博士には貴重なご助言を賜りました。また、九州産業大学学生・浦山栄二君、坂口大洋君、中山翔太君の協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

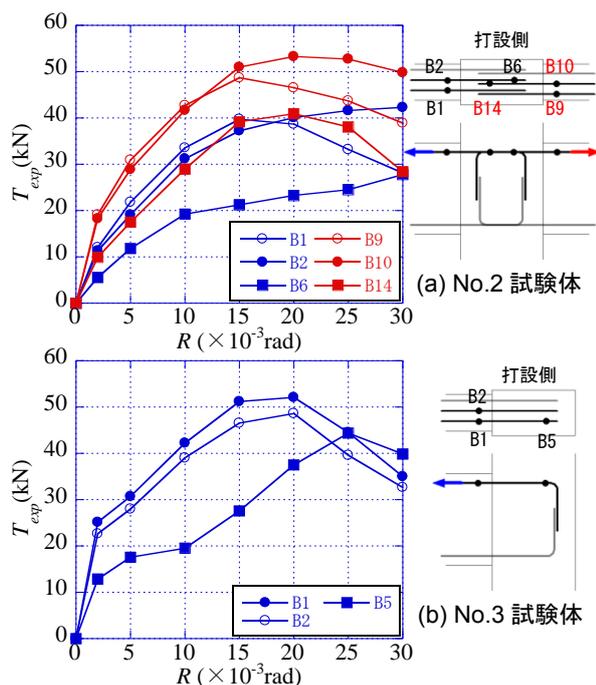


図-8 梁主筋の引張力により定着性状の比較

## 参考文献

- 1) 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
- 2) 董添文，花井伸明，内田和弘，白川敏夫：RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.301-306，2016.7
- 3) 近藤修一，西原寛，松本智夫，鈴木英之：曲げ上げ定着を有する柱梁接合部に関する実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.595-600，1993.6
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 5) 塩原等，Safaa Zaid，小谷俊介：柱・梁接合部における接合部せん断力と接合部内定着力の相互作用，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.355-360，2001
- 6) 楠原文雄，塩原等：接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19，No.2，pp.1005-1010，1997.7