

# 論文 RC 内部柱梁立体部分架構の梁降伏後の破壊性状と梁主筋付着特性の関係

後藤 康明\*1・城 攻\*2・吉田 仁\*3

**要旨**：梁降伏先行型鉄筋コンクリート造骨組の梁降伏後の破壊性状に及ぼす梁主筋付着性状の影響について、接合部入力量、梁主筋付着性状、載荷履歴をパラメータとしたスラブ付立体内部柱梁部分架構試験体による加力実験を行い検討した。接合部せん断余裕度が小さい場合には、大変形時に接合部せん断破壊の様相を呈したが、直交梁の拘束効果によって顕著な耐力低下が認められなかった。一方向に大変形まで加力した後に直交方向へ加力を行うと、初期から剛性及び耐力の低下が顕著となったが、これは接合部内コンクリートの損傷により梁主筋の付着性状が劣化したことの影響と考えられる。

**キーワード**：柱梁接合部、せん断破壊、付着性状、直交梁、載荷履歴

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造骨組は梁崩壊型を指向して耐震設計されるが、近年の研究により梁降伏ヒンジが形成された後の大変形時に繰り返し加力を受けると接合部せん断破壊へ移行する可能性が指摘されている。本研究ではスラブ付き立体十字形柱梁架構の試験体を用いた加力試験により、一方向加力時の損傷が直交方向加力時の付着性状・破壊性状に与える影響、接合部せん断入力レベルが接合部の破壊モード及び骨組全体の挙動に与える影響、多段配筋された主筋の付着性能について検討を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-1に試験体概要図、図-2に接合部詳細図、表-1に試験体諸元、表-2、表-3に材料の力学的特性を示す。試験体は、多層多スパンのRC矩形ラーメンの中間階内部柱梁合部とこれに連なる柱・梁の中心点位置で切り出したスラブ付き立体骨組十字型架構である。実寸約1/2スケールで柱断面300mm×300mm、梁断面200×350mm、階高1750mm、梁スパン3000mmで

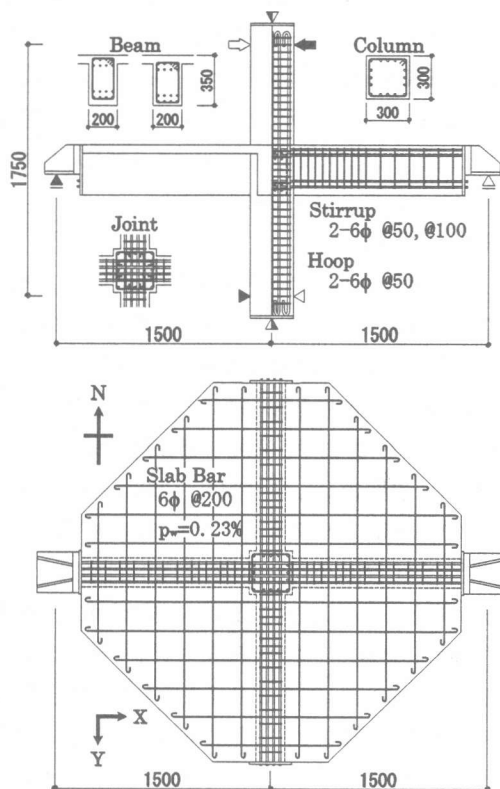


図-1 試験体概要図

*1 北海道大学大学院助教授	工学研究科社会基盤工学専攻	工博(正会員)
*2 北海道大学大学院教授	工学研究科社会基盤工学専攻	工博(正会員)
*3 三菱重工業株式会社		工修(非会員)

全試験体共通である。本実験の目的から、梁主筋に 8-D13(2 段配筋)を使用したものを基本試験体とし、梁降伏後接合部せん断入力量(梁主筋量)、梁主筋付着性状(梁主筋径)、載荷履歴をパラメータとし計 4 体製作した。梁降伏先行型を目指し、梁曲げ耐力が接合部せん断耐力・柱曲げ耐力・柱せん断耐力・梁せん断耐力よりも下回るようにした。梁降伏時接合部せん断入力量は 2 レベルを設定し、高入力の B17 シリーズは梁曲げ降伏後接合部せん断破壊、低入力の B18 シリーズは梁曲げ破壊を想定している。コンクリートは設計基準強度 20MPa とし、梁主筋に D13(SD295), D19(SD345)を使用した。B17 試験体は梁主筋降伏力( $\alpha_t \times \sigma_y$ )をほぼ等しくし配筋し、付着性状は梁主筋径の違いにより変化させた。接合部補強筋(6φ SR295)は、B17 シリーズでは 2-6φ 8 段とタイ筋 2-6φ 4 段( $p_w=0.77\%$ )、B18 シリーズでは 2-6φ 6 段( $p_w=0.39\%$ )配した。柱主筋は D16(SD345)を用いた。スラブの厚さ 60mm、スラブ筋には 6φ @200 の溶接金網を使用した。

## 2.2 加力方法

水平荷重時の応力状態を再現するために、骨組の下柱反曲点位置でピン支持、両方向の梁の反曲点位置で水平方向にピンローラー支持として、柱に $\sigma_B/6$ の定軸力を導入後、上柱頭に強制水平変位を与える 2 方向正負繰り返し変位漸増加力を行った。層間変形角  $R=1/500, 1/200, 1/100, 1/70, 1/50, 1/35, 1/25$  の各設定変位において東西(X)方向の後に同変位で南北(Y)方向に加力することを基本としたが、B17-13L は X 方向を  $R=1/50$  まで加力した後、Y 方向を同変位サイクルまで加力し、 $R=1/33, 1/25$  の 2 サイクルを X 方向、Y 方向の順で加力し、X、Y 両方向  $R=1/20$  まで加力した。いずれも  $R=1/100, 1/70, 1/50$  のサイクルで同変位の繰り返し加力を行った。 $R=1/25$  を終わっても耐力の低下が見られない場合は  $R=1/20$  の加力を行った。

## 2.3 計測項目

柱せん断力・軸力・梁せん断力及び試験体の各部に埋め込んだ標点の水平・鉛直変位、各鉄筋の

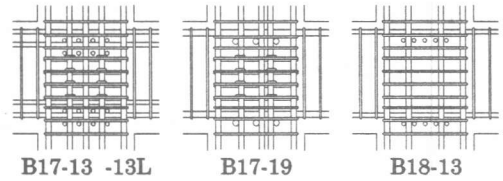


図-2 接合部詳細

表-1 試験体諸元

	B17-13	B17-13L	B17-19	B18-13
パラメータ	基本形	載荷履歴	梁主筋付着	せん断入力量
柱主筋	16-D16(SD345) $p_g=3.54\%$			12-D16 $p_g=2.66\%$
梁主筋	8-D13(SD295)2段 $p_t=1.70\%$		3-D19(SD345) $p_t=1.37\%$	5-D13(SD295) $p_t=0.99\%$
$\alpha_t \cdot \sigma_y$	344(kN)		331(kN)	215(kN)
$D_c / \phi$	23.1		15.8	23.1

表-2 コンクリートの力学的性状

試験体	$\sigma_B$ (MPa)	$\epsilon_{max}$ ( $\mu$ )	$\sigma_t$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
B17-13	22.8	2840	1.99	22.8
B17-13L	19.7	2560	1.77	22.0
B17-19	20.3	2500	1.86	21.9
B18-13	23.2	2640	1.83	22.6

表-3 鉄筋の力学的性状

鉄筋径	$\sigma_v$ (MPa)	$\epsilon_v$ ( $\mu$ )	$\sigma_B$ (MPa)	伸び率 (%)	$E_s$ (GPa)
D13	334	1920	477	29.0	191
D19	384	2430	585	20.4	175
D16	387	2210	545	25.5	192
6φ(フープ)	373	2280	448	23.3	205
6φ(タイ)	374	2010	446	22.1	191
6φ(スラブ)	291	3330	482	30.6	221

主要な点の歪度を計測した。また、梁主筋に溶接した鋼線の動きにより梁主筋の柱面位置でのすべり量を計測した。接合部のせん断変形は、カバーコンクリートの剥落による影響を避けるため、接合部パネル 4 隅に標点を埋め込み、接合部対角線の伸縮量により計測した。

## 3. 実験結果と考察

### 3.1 破壊性状

図-3 に最終破壊状況を示す。全試験体とも  $R=1/500$  サイクルで梁曲げ亀裂、 $R=1/200$  サイクルでパネルせん断亀裂が発生した。梁下端筋の降伏とともに梁危険断面での梁曲げ亀裂の拡幅が顕著となる一方、パネルに多数発生した雁行状亀裂が次第に繋がり大きな亀裂となった。スラブでは、まず柱コーナーよりせん断亀裂が発生し、ある程度拡幅するがその後、梁沿いの曲げ亀裂の拡

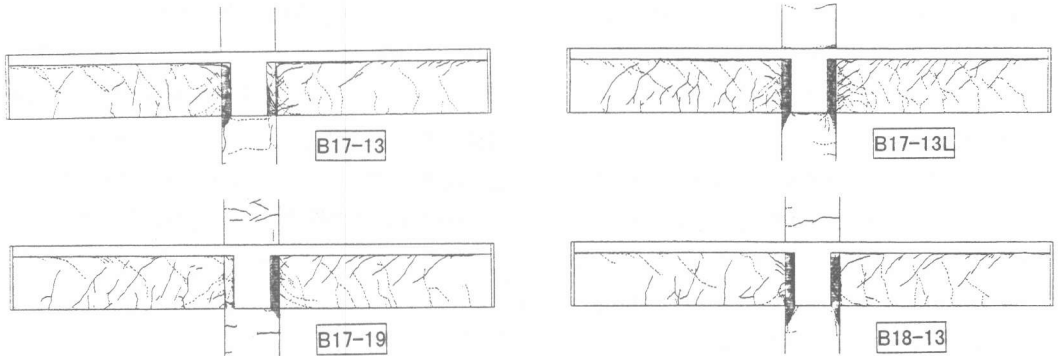


図-3 最終破壊状況(東西梁北面)

表-4 耐力一覧 (τ:MPa Q:kN)

試験体	方向	接合部せん断初亀裂耐力			梁降伏耐力				最大耐力				協力幅 (cm)					
		exp. τ <sub>pc</sub>		cal. τ <sub>pc</sub>	exp/cal		exp.c.Q <sub>by</sub>		cal.c.Q <sub>by</sub>		exp/cal			exp.c.Q <sub>bu</sub>		cal.c.Q <sub>bu</sub>		
		+	-		+	-	+	-	+	-	+	-		+	-	+	-	
B17-13	X	3.11	4.31	3.51	0.89	1.23	(7) (7)	118	123	104	1.13	1.18	127	126	129	0.98	0.97	120
	Y	3.92	3.57		1.12	1.02	(7) (5)	113	102	114	0.99	0.89	117	109	130	0.90	0.83	120
B17-13L	X	4.74	2.19	3.19	1.49	0.69	(5) (7)	113	123	104	1.08	1.19	132	128	129	1.02	0.99	120
	Y	2.65	2.94		0.83	0.92	(7) (7)	98.6	101	114	0.86	0.89	103	101	130	0.79	0.78	120
B17-19	X	5.92	3.50	3.25	1.82	1.08	(7) (7)	122	119	106	1.15	1.13	126	123	137	0.92	0.90	160
	Y	2.41	3.41		0.74	1.05	(7) (7)	105	108	116	0.91	0.93	108	108	133	0.82	0.82	120
B18-13	X	4.45	4.17	3.55	1.25	1.17	3 3	95.4	94.6	69.5	1.37	1.36	98.1	96.1	92.5	1.06	1.04	120
	Y	3.35	3.23		0.94	0.91	3 3	83.0	82.5	75.9	1.09	1.09	86.1	85.4	93.4	0.92	0.91	120

接合部せん断初亀裂耐力計算式

$$\tau_{pc} = \frac{(h_c \cdot l_{be} - l_b \cdot j_b)}{l_b \cdot j_b \cdot D_c \cdot t_p} \cdot Q_c \quad \tau_{p,cr} = \sqrt{F_i^2 + F_i \cdot \sigma_0} \quad F_i = \beta \sqrt{\sigma_B} \quad \beta = 0.438 \quad c_{Q_{by}} = \frac{2_b M_{by}}{l_{be}} \cdot \frac{l_b}{h_c} \quad \Delta M_{by} = a_i \cdot \sigma_c \cdot j_b$$

最大曲げ耐力計算式

$$Q_{bu} = \frac{2_b M_{bu}}{l_{be}} \cdot \frac{l_b}{h_c} \quad \Delta M_{bu} = 0.9 \cdot a_i \cdot \sigma_c \cdot d_b$$

$l_b$ : 梁スパン(mm)  $l_{be}$ : クリアスパン(mm)  $h_c$ : 柱高(mm)  $D_c$ : 柱せい(mm)  
 $j_b$ : 梁の応力中心距離  $j_b = 7d_b / 8$   $d_b$ : 梁の有効せい(mm)  $t_p$ : 接合部有効幅  
 $a_i$ : 引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)  $\sigma_c$ : コンクリート圧縮強度(MPa)  
 $\sigma_i$ : 引張鉄筋の降伏強度(MPa)  $\sigma_0$ : 柱軸応力度(MPa)

注) スラブ協力幅はスラブ筋歪度を降伏歪度に均した時の等価幅として計算した

cycle	1	2	3,4	5,6	7,8	9	10	11
R(rad)	1/500	1/200	1/100	1/70	1/50	1/35	1/25	1/20

幅が支配的になり、R=1/35 サイクルになると柱周辺に圧壊が見られた。B17-13LはR=1/50 サイクル以降、パネルせん断亀裂の拡幅が顕著になった。B17-19はR=1/70 サイクル以降発生する亀裂が少なく、既存の亀裂の拡幅が顕著であった。B17 シリーズの試験体上部では、上柱付け根の柱曲げ亀裂が拡幅したが、B18-13は上端梁付け根の曲げ亀裂で拡幅した。

### 3.2 耐力

諸耐力について実験値と既往の提案式による計算値との比較を表-4に示す。

【接合部せん断初亀裂耐力】 B17-13L, 19のX方向を除き実験値は計算値と概ね対応している。

【梁降伏耐力】 B17-13, 13L, 19は、漸次的に

剛性が低下し明確な降伏点を見出す事はできないため、危険断面における梁下端筋の降伏状況から降伏現象を仮定し、計算値との比較を行った。梁降伏耐力時のスラブ筋の協力は、RC規準で規定されている有効幅を考慮した。すべての試験体で実験値は概ね計算値と対応しているが、Y方向力時では実験値が計算値より小さくなり、特にB17-13Lはそれが顕著に表れている。これは先行するX方向加力時の損傷が大きいためだと思われる。

【最大耐力】 破壊性状から最大耐力が梁曲げ耐力で決定したと考え、最大耐力時のスラブ筋の協力幅を最大耐力時のスラブ筋の歪度出力値から検討してB17-19のX方向は1600mm、それ以外

は 1200mm として計算値と比較した(協力幅の算定は表脚注参照)。全試験体とも Y 方向で多少実験値が低い値を示すが概ね対応している。

### 3.3 復元力特性

X 及び Y 方向加力時の柱せん断力関係一層間変形角のスケルトンカーブを図-4 に示す。

B17 シリーズ試験体のスケルトンカーブの推移は X 方向で差は見られない。Y 方向では加力率を変えた B17-13L が基準試験体 B17-13 と比較すると剛性も耐力も小さくなっている。これは先に X 方向で部材角  $R=\pm 1/50$  まで大変形させた後に Y 方向加力を行ったので接合部に大きな損傷が予め存在して剛性が低下したためであると思われる。B17-13 と B17-19 は Y 方向加力時の正加力で若干の差は見られるがほぼ同じような推移を示し、梁主筋径及び配筋の違いによる影響は見られない。梁曲げ破壊した B18-13 は他の試験体と異なり  $R=1/100$  で降伏した後、耐力は上昇せず変形のみが増大した。

### 3.4 等価粘性減衰定数

柱せん断力一層間変形角曲線から求められる等価粘性減衰定数の推移(X 方向)を図-5 に示す。いずれの試験体も  $R=1/70$  で最小となっているが、

このサイクルから履歴曲線がエネルギー吸収能の良い紡錘形からスリップ性状による逆 S 字型へ移行しており、接合部せん断亀裂の拡幅や接合内梁主筋の付着性状の劣化によるものと思われる。梁曲げ破壊したと思われる B18-13 においても、 $R=1/50$  で文献<sup>1)</sup>で付着特性要求の目安としている  $h_{eq}=10\%$  を下回り、接合部のせん断亀裂

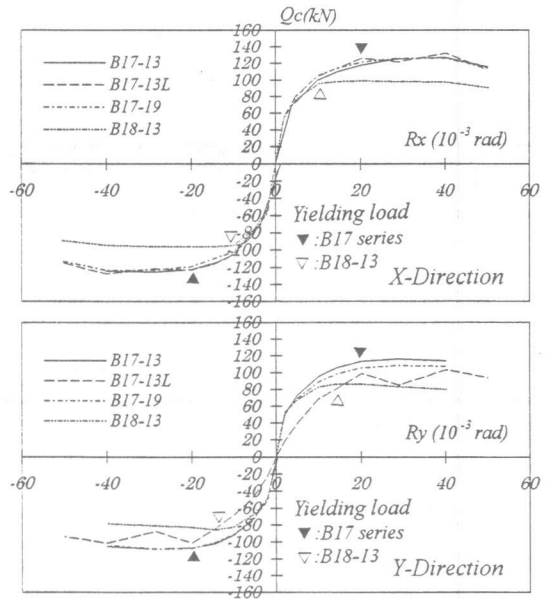


図-4 柱せん断力一層間変形角関係

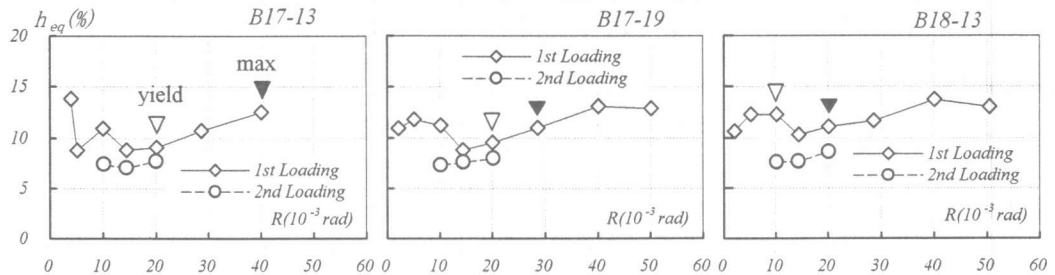


図-5 等価粘性定数の推移 (X 方向加力時)

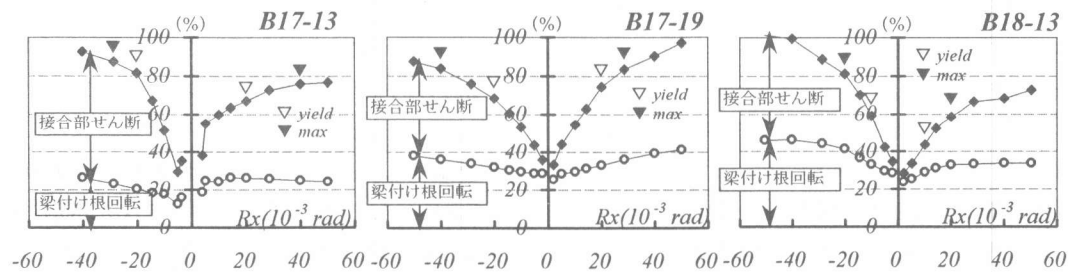


図-6 変形成分比の推移 (X 方向加力時)

幅による影響が見られた。梁主筋の付着性状を変えた B17-13, B17-19 を比較すると同様の推移を示し、梁主筋径及び配筋の違いによる影響は顕著に現れなかった。

### 3.5 変形成分

試験体の層間変形角に占める接合部せん断変形角及び梁付け根回転角(柱面から 75mm 離れた標点の変位から計算)の割合を変形成分とし、X 方向加力時の変形成分比推移を図-6 に示す。接合部せん断入力量の大きい B17 シリーズ試験体では、いずれも初期段階でせん断変形成分が梁付け根回転成分を上回り、梁付け根回転成分はほぼ一定の割合を示していることから、接合部のせん断破壊が進行したと思われる。梁主筋の付着性状が悪いと予想される B17-19 は B17-13 よりも梁

付け根回転成分が大きいことから梁主筋の接合部からの抜出しが生じていると思われる。梁降伏時接合部せん断入力量が小さい B18-13 は、曲げ降伏後最大耐力に至るまで梁付け根変形成分が接合部せん断変形成分を上回っており梁曲げ破壊したと思われる。

### 3.6 梁主筋応力度

B17-13, B17-19, B18-13 の梁表面側にある梁主筋(TOWS,BOWS)の正加力時の応力度分布を図-7 に示す。応力度は計測した歪度から Ramberg-Osgood モデルにより計算した。

全ての鉄筋は梁端部の引張側で降伏し、D13 を使用した B17-13, B18-13 は、梁側へ降伏域が伸展した。B18-13 の上端筋では、圧縮側での曲げ亀裂閉合時の圧縮応力の負担は見られるが B17

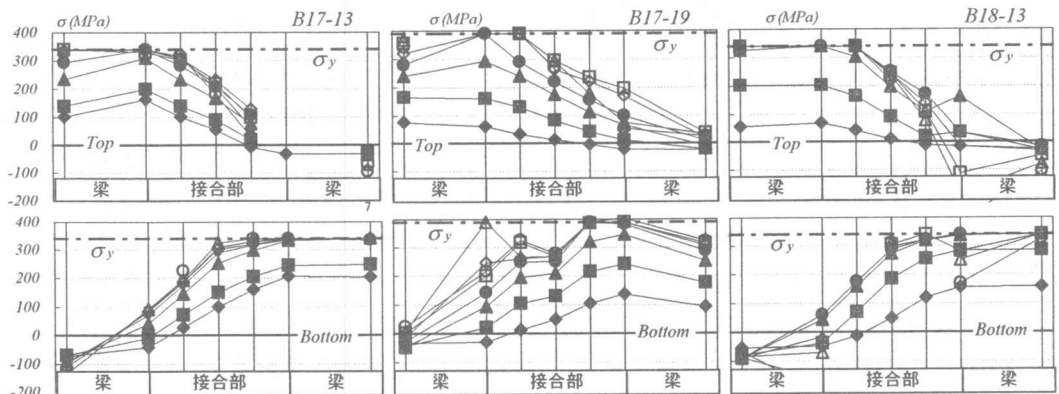


図-7 梁主筋応力度分布(東西梁)

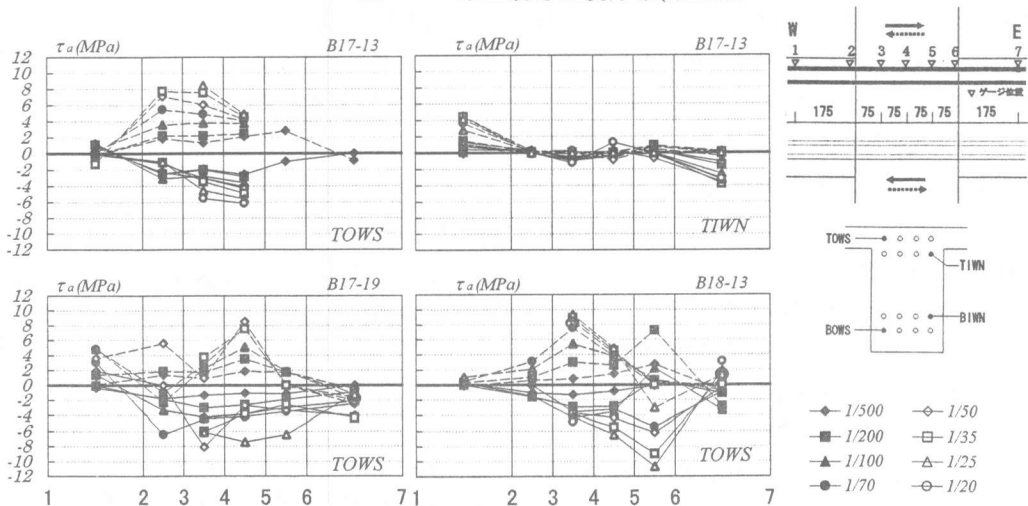


図-8 梁主筋付着応力度分布(東西梁)

シリーズの両試験体では見られなかった。梁圧縮側の主筋に作用する引張力の増大割合は主筋径の異なる B17-19 が大きく、特に下端筋においてその現象が顕著に現れており、接合部内梁主筋の付着劣化によるものであると思われる。

### 3.7 付着応力度分布

B17-13 の梁表面側にある一段筋・二段筋及び B17-19, B18-13 の一段筋の付着応力度分布を図-8 に示す。

B17-13 の一段筋では 1/100 のサイクルから付着応力度の頂点が柱曲げ圧縮側にスライドするが、二段筋では接合部内の付着応力度は 0 に近い値を示した。これは一段筋では梁主筋の降伏域が接合部内へ拡大したためだと思われ、接合部のせん断亀裂の発生・拡幅により二段筋が接合部補強筋のように接合部全域にわたり引張力が発生し、接合部内の鉄筋応力度に差がないためだと思われる。B17-19, 梁曲げ破壊した B18-13 でも付着応力度の頂点が柱曲げ圧縮側へスライドする性状を示した。

### 3.8 平面試験体との比較

昨年度行った平面十字形の試験体<sup>2)</sup>で梁主筋に D13(2 段配筋)を使用したもの(B16-13)と比較する。既往の研究による平面接合部のせん断耐力評価式  $1.78\sqrt{\sigma_B}$ (MPa)<sup>3)</sup> による計算値に対し、B16-13 の最大耐力時接合部せん断応力度実験値の比が 0.81 と小さいにも拘わらず、この試験体は梁降伏後接合部せん断破壊の様相を呈し耐力低下が認められた。今年度の立体試験体では、文献<sup>4)</sup>の提案式を用い直交梁が付くことを考慮した計算値に対し、高入力(B17)は 0.78~0.93, B17-13L の X 方向は 1.03 となる。いずれも平面架構試験体に比べ大きな入力があったにも拘わらず、荷重-変形曲線において耐力低下が認められなかった。そこで、梁主筋間にある接合部補強筋力の推移(図-9)を見ると、特に加力方向の力に対する直交方向の補強筋力が平面試験体と比較して小さく、直交梁による接合部の拘束効果が認められる。この効果は直交梁が降伏した後でも持続する。

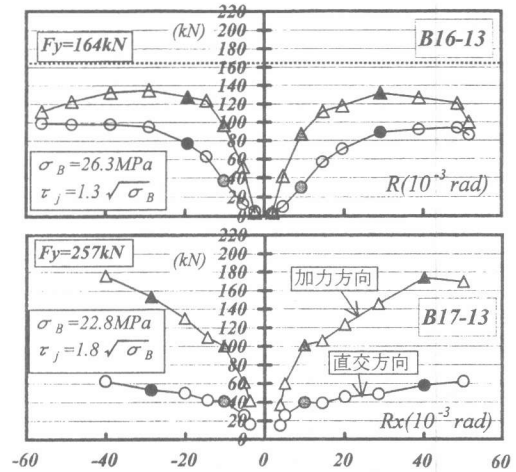


図-9 接合部補強筋力の推移  
(灰:降伏時, 黒:最大耐力)

## 4. まとめ

梁降伏時接合部せん断入力量, 梁主筋付着性状と加力ルールを変化させた試験体の加力実験により, 以下の知見が得られた。

- ①梁降伏先行型に設計されていても接合部せん断余裕度が小さい場合, 梁曲げ降伏後梁曲げ破壊と接合部せん断破壊が混在する様相を呈した。しかし, 大変形時においても耐力低下が認められず, 降伏後においても直交梁の効果が認められた。
- ②一方向加力を大変形時まで行いその後直交方向に加力した場合, 直交加力を交互に漸増繰り返した場合に比べ, 先行加力と直交加力時の耐力低下が著しい。
- ③梁主筋径を変えることによる付着性状の影響は履歴性状に顕著に見られなかった。

本研究は文部省科学研究費補助金(基盤研究C(2)08650660)を受けた。

- 【文献】1)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法・同解説, 1990  
 2)後藤康明ほか：RC骨組の内柱梁接合部における梁主筋定着と破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.505-510, 1998  
 3)国土開発技術研究センター：New RC 報告書, 1993  
 4)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(案)・同解説, 1997