

論文  
 [2089] 高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動

正会員 ○ 北山 和宏 (宇都宮大学工学部)  
 小嶋 千洋 (東海興業)  
 正会員 小谷 俊介 (東京大学工学部)  
 正会員 青山 博之 (東京大学工学部)

1. はじめに

鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断耐力は、加力されない直交梁が付くことにより上昇することが実験で示されている[例えば1]。これは、接合部の体積が増大しコア・コンクリートの圧壊を防ぐためと考えられる。一方、実構造物では二方向地震力を受け直交梁付け根にひびわれが生じるため、直交梁の接合部せん断耐力に対する寄与は低下すると考えられる。しかしながら、付け根にひびわれのある直交梁およびスラブが接合部のせん断破壊を防止し、せん断耐力上昇を引き起こす可能性が筆者らによって指摘された[2]。そこで、接合部せん断破壊が先行するよう入力せん断力を十分に大きくした平面および立体柱・梁接合部試験体に繰り返し載荷し、付け根にひびわれが生じている直交梁およびスラブが付くことによる接合部のせん断耐力上昇を検討した。また、接合部せん断破壊が生じた平面試験体の接合部パネルひずみ状態を測定結果に基づき検討した。なお、接合部せん断破壊によって耐力低下の生じる変形は、既往の実験結果より層間部材角 1/50 を超えると予想され[例えば1]、実構造物の地震時挙動としては生じ得ない大変形と考えられる。しかし本研究では、接合部のせん断挙動の検討を目的とするため、骨組の変形限界についてはとくに考慮しない。

2. 実験概要

2.1 試験体 試験体(Aシリーズ)は平面柱・梁接合部試験体 A1 を標準とし、スラブなし立体試験体 A2 (two-way)、スラブ付き立体試験体 A3 (two-way) およびスラブ付き平面試験体 A4 (one-way) の四体で図1にその概形を示す。縮尺は実物の約 1/2 で、梁断面 200×300 mm、柱断面 300×300 mm、柱芯から梁端支持点までの距離 1350 mm、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までの距離 735 mm は共通である。試験体諸元を表1に、柱・梁断面を図2に示す。接合部せん断破壊を先行させるため、高強度鉄筋(SD30 に焼入れ処理を施したもの)を梁主筋として多量に配筋し、接合部入力せん断応力度を  $0.4 f'_c$  ( $f'_c$ : コンクリート圧縮強度、kgf/cm<sup>2</sup>) 程度とした。なお本論文で用いる接合部のせん断抵抗断面積は、柱幅と梁幅との平均値に柱せいを乗じたものとする。梁上端筋は二段配筋とした。上端引張り鉄筋比は 2.05% であり、圧縮鉄筋を考慮したときの釣り合い鉄筋比(2.45%)以下である。梁曲げ耐力を同じにするため、スラブが付く試験体では、全スラブ筋が梁曲げ耐力に有効であるとして上端筋量を減らした。立体試験体の直交梁の配筋は、接合部入力せん断応力度が  $0.2 f'_c$  程度になるように決定した。これは直交梁付け根に曲げひびわれを発生させるために直交方向に加力した際に、接合部コア・コンクリートが著しく損傷することを避けるためである。スラブ厚

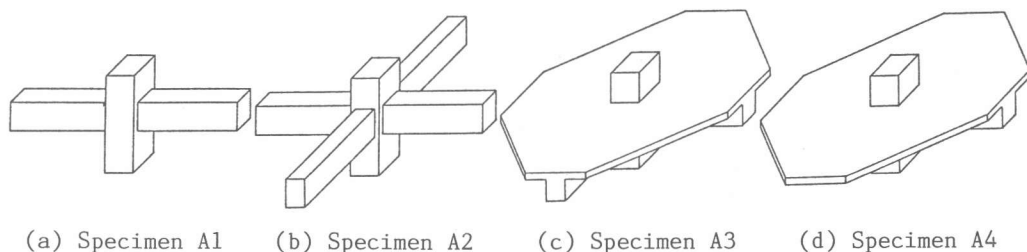


図1: 試験体の概形

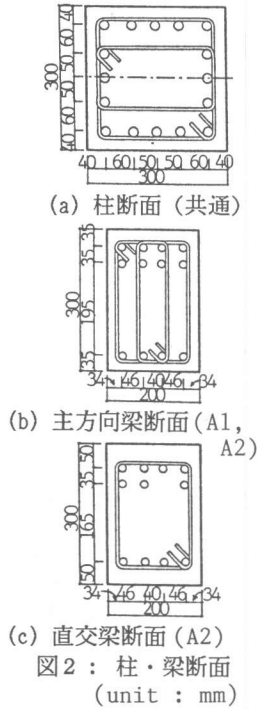


図2：柱・梁断面  
(unit : mm)  
さは 70 mm で、スラ  
ブ筋は接合部のせん断  
耐力を調べる方向 (主  
方向と呼ぶ) では D6 @ 90 mm (全部で 24 本)、直交方向で  
は D6 @ 150 mm (全部で 14 本) をシングル配筋し、その端部  
には 180 度フックを設けて定着した。接合部横補強筋には付  
着力発生を防ぐために丸鋼を用い、拘束筋として十分な量と判  
断する 0.37% (3-φ6、三組) を配筋した。試験体は縦打ちと  
し、打ち継ぎ面を設けない一体打ちとした。鉄筋およびコンク  
リートの材料特性を表2に示す。

2.2 実験方法 加力は柱頭に取り付けた二基のアクチュエータによって行い、鉛直方向のアクチュエータで一定の軸力 (軸応力度で 20 kgf/cm<sup>2</sup>) を保持しながら水平方向のアクチュエータで正負繰り返し載荷した。梁端部はピン・ローラー支持、下柱端部はピン支持とした。平面試験体では層間部材角 1/200 を 1 サイクル、1/100 を 2 サイクル、1/75 を 1 サイクル、1/50 を 2 サイクル、1/25 を 1 サイクルのあと大変形 1/15 まで加力した。立体試験体では二方向同時加力は行なわず、はじめに直交方向に加力し、直交梁付け根に曲げひびわれを発生させるため 1/200 を 1 サイクル、直交梁主筋を降伏させ接合部内付着をある程度劣化させるため 1/75 を 2 サイクル加力した。その後に、主方向に対して平面試験体と同一の加力を行なった。平面試験体では接合部パネルの変形を 6 個の電気式変位計で測定した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状 実験終了時のひびわれ状況を図3に示す。直交梁のない試験体 A1、A4 では層間部材角 1/50 での繰り返し載荷によって、接合部パネル中央に細かい斜めひびわれが生じた。層間

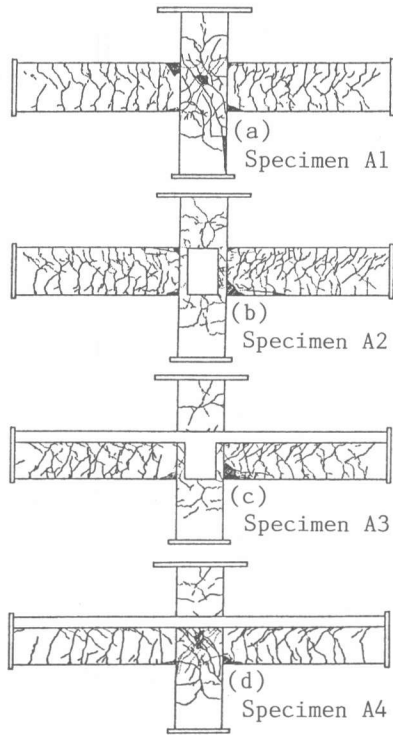


図3：実験終了時のひびわれ状況

表1：試験体諸元

Specimen	A1,A2	A3,A4
(a) Longitudinal Beam		
Top Bars	8-D13	6-D13
$p_t$ (%)	2.05	1.54
Bottom Bars	4-D13	4-D13
$p_b$ (%)	0.96	0.26
Stirrups	4-D6	4-D6
@(cm)	4.0	4.0
$p_w$ (%)	1.60	1.60
(b) Transverse Beam		
(for A2)	(for A3)	
Top Bars	7-D13	4-D13
$p_t$ (%)	1.89	1.02
Bottom Bars	4-D13	4-D13
$p_b$ (%)	1.02	0.27
Stirrups	2-D6	2-D6
@(cm)	5.0	5.0
$p_w$ (%)	0.64	0.64
(c) Column (common)		
Total Bars	16-D16	$p_t$ (%) 3.54
Hoops	4-D6 @ 4.0 cm	$p_b$ (%) 1.07
Load(kgf/cm <sup>2</sup> )	20.0	
(d) Connection (common)		
Hoops	3-R6 (3 sets @ 4.5 cm)	
$p_w$ (%)	0.37	
(e) Slab (for A3,A4)		
Longitudinal Dir.		24-D6
Transverse Dir.		14-D6

表2：材料特性

Concrete	kgf/cm <sup>2</sup>
Compressive Strength	312
Tensile Strength	26
Reinforcing Bars	Yield Stress kgf/cm <sup>2</sup>
R6 (Lateral Reinf.)	3260
D6 (Shear Reinf.)	4300
D13(Longi. Beam Reinf.)	7950
D13(Trans. Beam Reinf.)	3460
D16(Column Reinf.)	5500

部材角 1/25 では中央のパネル・コンクリートが一部剥落し、層間部材角 1/15 では接合部主対角方向の斜めひびわれが大きく開いた。スラブのない試験体 A2 では、層間部材角 1/75 で直交梁付け根に斜めひびわれが発生した。これは直交梁付け根が、接合部せん断変形に追従しようとして生じたと思われる。試験体 A3 では、層間部材角 1/50 で直交梁付け根およびスラブ上面にねじれによる斜めひびわれが発生した。各試験体とも、梁せん断力が大きいため梁・柱に曲げせん断ひびわれが生じ、層間部材角 1/25 以降の大変形時には梁付け根の圧壊が顕著になった。スラブによって接合部斜めひびわれの上柱への進展が防がれた。

3.2 復元力特性 層間変位-層せん断力関係を図4に、梁の最大せん断力と計算による曲げ耐力との比較を表3にそれぞれ示す。計算値は平面保持を仮定した曲げ解析により求めた。ひびわれの生じた直交梁とスラブを持つ試験体 A3 では、層間部材角 1/15 まで層せん断力が上昇し続けた。梁主筋の降伏は層間部材角 1/36 以降に生じ、上端引張り時にはスラブ有効幅  $0.1\ell$  ( $\ell$ : 梁スパン) とした計算値を超えた。

直交梁を持つ試験体 A2 では層間部材角 1/25 で最大耐力を示し、以降その耐力を維持した。層間部材角 1/36 以降に梁主筋の降伏が観察されたが、上端筋の降伏は部分的であり、上端引張り時には計算による降伏耐力に達しなかった。

直交梁のない試験体 A1、A4 では層間部材角 1/25 のときに最大耐力に達し、以降緩やかに耐力が低下した。試験体 A1 の梁主筋はほとんど降伏せず、梁曲げ耐力は計算による降伏耐力に達しなかった。試験体 A4 では梁下端引張り時には曲げ降伏が生じたが、上端引張り時には長方形梁としたときの一段め梁主筋が降伏する耐力にも達しなかった。これらより直交梁のない両試験体は、接合部のせん断破壊によって耐力が決まったと推定される。

### 3.3 各部材変形の割合

層間変位に占める梁・柱および接合部の変形の割合を図5に示す。横軸は直接測定した層間変位である。試験体 A1、A3 および A4 では各部材変形とも変位計による測定

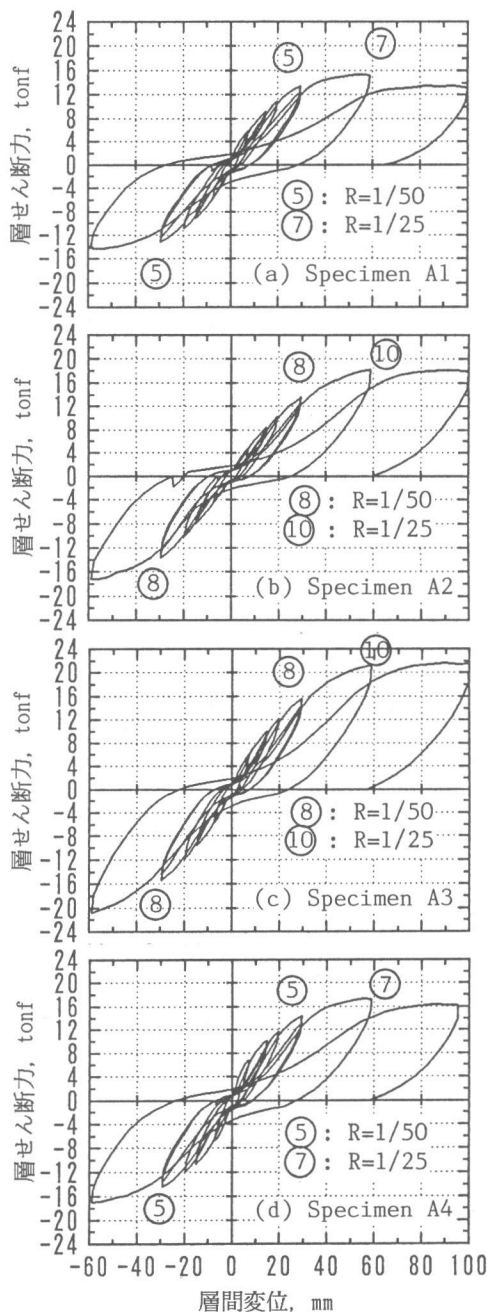


図4：層間変位-層せん断力関係

表3：梁の最大せん断力と計算曲げ耐力との比較 (unit: tonf)

	試験体 A 1		試験体 A 2		試験体 A 3		試験体 A 4	
	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
実験値	8.91	7.05	11.35	8.11	12.34	10.24	9.37	8.92
計算値	12.43*1	7.84	12.43*1	7.84	11.68*2	8.80*3	10.28*4	8.80*3

\*1: 一段め主筋降伏、\*2: スラブ有効幅  $0.1\ell$ 、\*3: スラブ全幅有効、

\*4: 長方形梁としたときの一段め主筋降伏

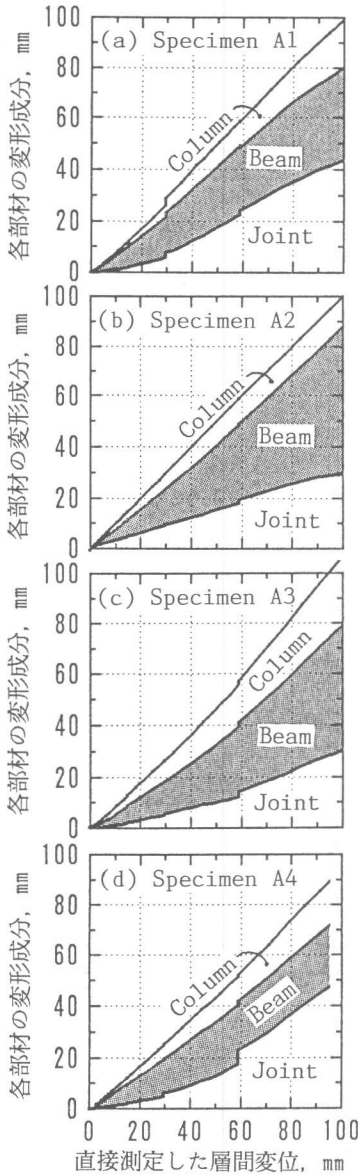


図5：各部分の変形成分

### 3.4 破壊モードの特定

以上より試験体 A1、A4 は接合部せん断破壊、試験体 A3 は梁曲げ降伏によりそれぞれ耐力が決定されたと判断する。試験体 A2 の破壊モードは梁下端コンクリート圧壊と考えられるが、試験体 A3 の上端引張り時の梁曲げ耐力のほうが大きかったことから疑問が残る。接合部せん断破壊は生じなかったと判断する。

### 3.5 接合部入力せん断力

各サイクル・ピークでの接合部入力せん断応力度をコンクリート圧縮強度  $f'_c$  で基準化して図6に示す。接合部入力せん断力  $V_j$  は以下の(1)式により求めた。

$$V_j = \Sigma (M_b / j b) - V_{col} \quad (1)$$

ここで、 $V_{col}$ ：測定された層せん断力、 $M_b$ ：測定された梁せん断力より求めた梁危険断面でのモー

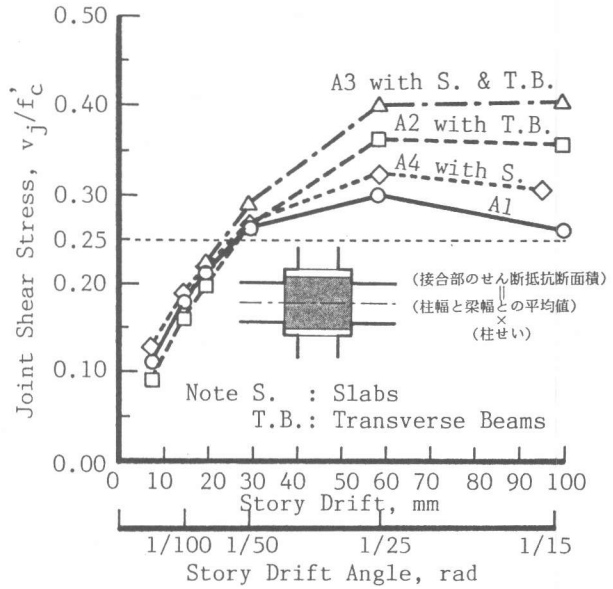


図6：接合部入力せん断応力度

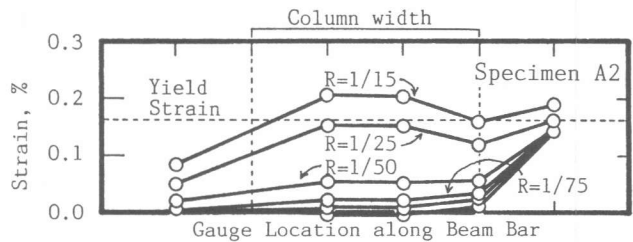


図7：直交梁主筋のひずみ分布

値を用いて計算した。試験体 A2 の接合部変形は層間変位から梁および柱の変形成分を引くことにより求めた。直交梁のない試験体 A1、A4 では層間部材角 1/25 以降に接合部の変形割合が梁のそれよりも大きくなり、接合部のせん断破壊が生じたことを示す。これに対して、ひびわれの生じた直交梁を持つ試験体 A2、A3 では梁の変形割合が全体の 5~6 割であり、梁の曲げ性状が試験体の挙動を支配したと考えられる。

メント、 $j b$ ：梁危険断面での応力中心間距離で、長方形梁およびスラブのあるT形梁の上端引張り時では  $7/8 d$  ( $d$ ：梁有効せい)、T形梁の下端引張り時では  $0.95 d$  (これは、荷重段階やスラブの有効幅を変数とした平面保持仮定の断面解析より求めた平均値で、その変動幅は  $\pm 3\%$  程度であった)、である。接合部せん断破壊を生じた試験体 A1、A4 のせん断耐力はそれぞれ  $0.30 f_c'$ 、 $0.33 f_c'$  であり、平面接合部にスラブが付加することによって  $0.03 f_c'$  上昇した。ひびわれのある直交梁を持つ試験体 A2、A3 では接合部のせん断耐力は不明であるが、最大耐力はそれぞれ  $0.36 f_c'$ 、 $0.40 f_c'$  であった。このことから、加力されて付け根にひびわれのある直交梁が平面接合部に付加することにより、接合部せん断耐力は少なくとも  $0.06 f_c'$  以上増大し、さらにスラブが付加すると合計で  $0.1 f_c'$  以上増大することが示された。

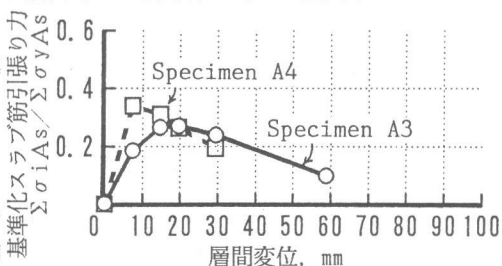
#### 4. 検討

ここでは接合部せん断耐力に与える直交梁およびスラブの影響を調べた。また、接合部せん断破壊した試験体 A1 の接合部パネルひずみ状態を検討した。

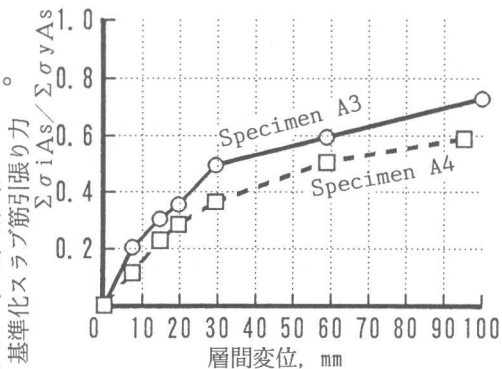
4.1 直交梁の影響 試験体 A2、A3 の直交梁付け根には直交方向加力により約  $0.4 \text{ mm}$  の曲げひびわれが生じた。それにもかかわらず、上述のように直交梁は接合部せん断耐力を増大させた。この原因を調べるため、直交梁を持ちスラブのない試験体 A2 を主方向に加力したときの、直交梁の主筋ひずみ分布を図7に示す。層間変位の増大に伴い梁主筋ひずみはほぼ一様に増加し、層間部材角  $1/25$  以降では降伏ひずみに達する点もあった。これは試験体 A3 においても観察された。このことから直交梁付け根にひびわれが生じていても、主方向加力により接合部パネル・コンクリートが膨張してこのひびわれを閉じさせ、さらに膨らもうとするコンクリートを両面に付く直交梁が抑制した、と考えられる。直交方向には層間部材角  $1/75$  での繰り返し載荷を二回行っており、実際の地震時に生じる付け根ひびわれは本実験程度と思われるので、接合部せん断耐力に対する直交梁のコア・コンクリート拘束効果を期待してよいと判断する。

4.2 スラブの影響 スラブの付く試験体 A3、A4 について、接合部入力せん断力に対するスラブ筋引張り力の寄与を調べるため、梁曲げ耐力に有効なスラブ筋引張り力を求め図8に示す。(a)は、測定した梁せん断力から梁上端鉄筋の負担する全引張り力を求めこれから測定した梁主筋引張り力を引いた値を、梁曲げ耐力に寄与するスラブ筋引張り力とした。梁危険断面での応力中心間距離の仮定は3.5節と同じとした。

これとは別に(b)では、測定したスラブ筋ひずみを応力に変換してスラブ筋引張り力 ( $\Sigma \sigma_i A_s$ ) を求めた。いずれも全スラブ筋が降伏するとして求めた総引張り力 ( $\Sigma \sigma_y A_s = 33.02 \text{ tonf}$ ) で基準化した。この二つの図より、直接測定されたスラブ筋引張り力は変形とともに増加したが、梁曲げ耐力に協力するスラブ筋量は逆に減少したことがわかる。すなわち、スラブ筋引張り力によって接合部に入力されるせん断力は減少したと考えられる。この理由として、試験体 A3 では直交梁にねじれひびわれが生じたこと、試験体 A4 ではスラブと梁との付け根にひびわれが生じ一体性が損なわれたこと、が原因と考えられる。試験体 A3 では



(a) 梁曲げ耐力に寄与するスラブ筋引張り力



(b) 測定ひずみより求めたスラブ筋引張り力

図8：スラブ筋引張り力

直交梁にねじれひびわれが生じたことから、スラブ筋引張り力が直交梁のねじれモーメントとして接合部パネル内に伝達されたと推察できる。

これより、試験体 A3 ではスラブ筋引張り力の一部が直交梁のねじれモーメントとして接合部パネル内に伝達され、圧縮ストラットへの応力集中を緩和したため接合部せん断耐力が上昇し、試験体 A4 ではスラブ・コンクリートによる接合部パネル上部の拘束効果がせん断耐力を上昇させたと考えられる。

4.3 接合部パネルのひずみ状態 図9のように平面試験体 A1 の接合部パネルの水平、鉛直および斜め方向の変形を二個ずつの変位計によって測定した。これらの測定値より計算した圧縮主ひずみ-引張り主ひずみ関係を図10に、圧縮主ひずみ方向と梁材軸とのなす角を図11にそれぞれ示す。変形とともに引張り主ひずみが増加したが、圧縮主ひずみも層間部材角1/25に至るサイクルで急激に増加した。このときパネル中央には細かい斜めひびわれが生じており、コンクリートの圧壊が生じたと考えられる。圧縮主ひずみの方向は約 45 度で、変形の増大とともにわずかに立ち上がった。これらより、主対角方向に圧縮ストラットが形成されたと考えられる。

## 5. 結論

加力されて付け根にひびわれのある直交梁が付くことにより、接合部せん断耐力は  $0.06 f_c'$  以上増大した。これは接合部コア・コンクリートを拘束することにより引き起こされた。接合部のせん断設計においては、直交梁の拘束によるせん断耐力の上昇を考慮してよいと考える。スラブが付くことにより接合部せん断耐力は  $0.03 f_c'$  増大した。これは直交梁のねじれによる入力、パネル内に均等に分散されたためと考えられる。平面接合部のせん断破壊は、主対角方向に形成される圧縮ストラットのコンクリートが、引張りおよび圧縮主ひずみの増加により圧壊したために生じたと考えられる。

## 6. 謝辞

本研究は文部省科学研究費補助金（一般研究A、研究代表者：小谷俊介）により行なった。また竹中育英会より昭和63年度助成を受けた。試験体作製・実験実施に御協力いただいた東京大学工学部助手 細川洋治、田才晃両先生、東京大学工学部建築学科青山・小谷研究室の大学院生・卒論生諸氏、および㈱東急建相模原工場、鉄筋を提供して戴いた㈱高周波熱錬、㈱神戸製鋼に厚く感謝致します。実験は東京大学工学部11号館地下2階実験室にて行なった。

## 7. 引用文献

- [1] Meinheit, D.F., and J.O. Jirsa: Shear Strength of R/C Beam-Column Connections, ASCE ST 11, November, 1981, pp.2227-2244.
- [2] 北山和宏、朝倉英博、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造骨組における内柱・梁接合部の耐震設計法、JCI年次論文報告集、第10巻第3号、1988年、6月、pp.491-496.

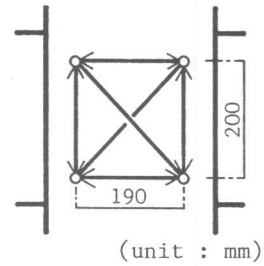


図9：接合部パネルの変形の測定

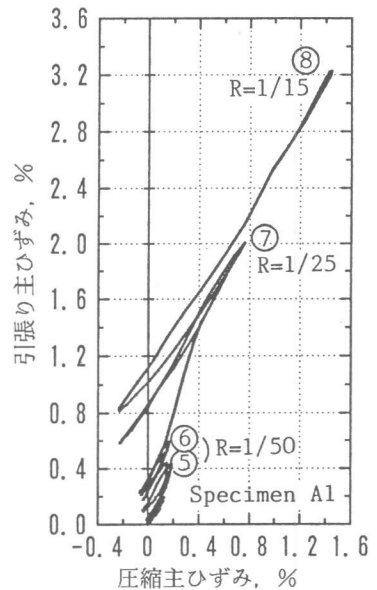


図10：接合部パネル主ひずみ

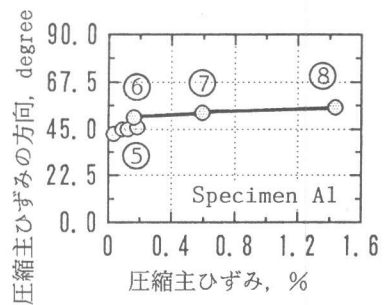


図11：圧縮主ひずみの方向