

# 論文 圧着接合されたプレストレスト・コンクリート造立体柱梁接合部の地震時挙動

舩田 尚之<sup>\*1</sup>・北山 和宏<sup>\*2</sup>・岸田 慎司<sup>\*3</sup>

**要旨：**プレキャストの柱および梁を PC 鋼材で圧着接合する方法（PCaPC 圧着工法）によって作られた骨組の接合部のせん断耐力を把握する目的で、立体架構を含む接合部せん断破壊型試験体 6 体の静的正負交番繰返し載荷実験を行った。十字型接合部せん断破壊型の試験体の耐力は梁 PC 鋼棒の付着や配置位置に依存せずコンクリート強度による RC 柱梁接合部のせん断強度評価式により評価できることが確認できた。2 方向水平力を受ける立体柱梁接合部せん断強度の方が平面接合部よりも大きかった。

**キーワード：**立体架構、プレストレスト・コンクリート、柱・梁接合部、圧着

## 1. はじめに

これまでに PCaPC 造の柱梁接合部に関する研究はいくらか行われてきたが接合部せん断破壊型の研究はほとんど行われておらず、特に立体架構の 2 方向加力実験は皆無である。

そこで、本実験は試験体形状を変数とした接合部破壊型スラブなし PCaPC 造立体柱梁接合部試験体に水平 2 方向交番載荷実験を行い、接合部せん断破壊型立体架構の接合部せん断耐力、および接合部のせん断強度の 2 軸相関について検討することを主目的とする。さらにそれぞれに付随した平面試験体についても実験を行い、立体試験体の実験結果と比較した。

の仮想反曲点位置で切り出したものと考え、試験設計建物（純フレーム構造）の 3, 4 階部分の柱、梁を参考に縮尺 2/5 程度とし（実験装置の容量から決定した）、試験体の柱断面を 350mm×350mm、梁断面を 250mm×400mm、柱芯から梁端支持までが 1600mm、梁芯から上柱および下柱加力点までがそれぞれ 1415mm と設定した。せん断スパン比は柱が 4.0、梁は 4.3 である。梁は柱に圧着接合されており、油圧ジャッキを用いてプレストレス力を導入し、その後、試験体 P4 以外はシー管内にグラウトを注入した。

コンクリート強度・モルタル強度・グラウト強度は各試験体共通とし、接合部せん断破壊を先行させるために、柱のコンクリート設計強度

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体の概要

図-1 に試験体の形状と寸法を示し、表-1 に試験体諸元を示す。試験体は中間階柱・梁接合部とこれに連なる柱・梁部材

表-1 試験体諸元

試験体名	S1	S2	P1	P2	P3	P4
梁のPC鋼棒配置※	A+A'	A'+A	A		B	C
接合部横補強筋	2-D10( $p_{jw}=0.46\%$ )2set				2-D10 1set	2-D10 3set
グラウト材	普通強度(60MPa)					なし
試験体形状	立体内柱	立体側柱	平面十字型	平面ト型	平面十字型	
【共通因子】	・柱のコンクリート強度					30MPa
・軸力比(軸力)	0.13(478kN)・梁のコンクリート強度					60MPa
・緊張力 / 降伏強度	0.6・目地モルタル強度					60MPa
・柱断面	350×350mm・柱主筋					4-D32(SBPR 930/1080)
・梁断面	250×400mm・梁PC鋼棒					2-D36(SBPR 1080/1230)

※:図-1内の梁断面記号を指し、立体試験体S1, S2では(主方向梁断面)+(直交方向梁断面)を表す

\*1 東京都立大学大学院 工学研究科 建築学専攻 修士（工学）（正会員）

\*2 東京都立大学大学院助教授 工学研究科 建築学専攻 工博（正会員）

\*3 東京都立大学大学院助手 工学研究科 建築学専攻 博士（工学）（正会員）

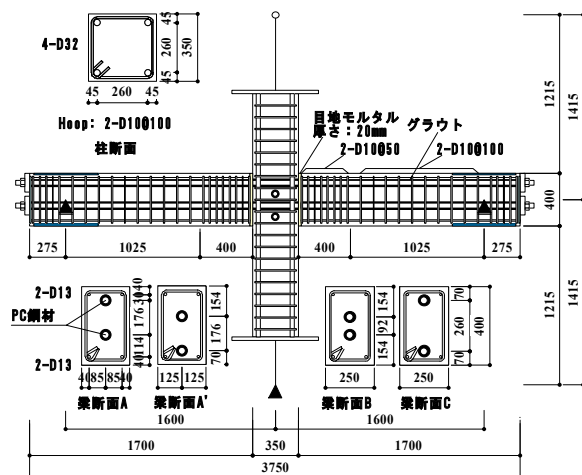


図-1 試験体概要(立体試験体 S1)

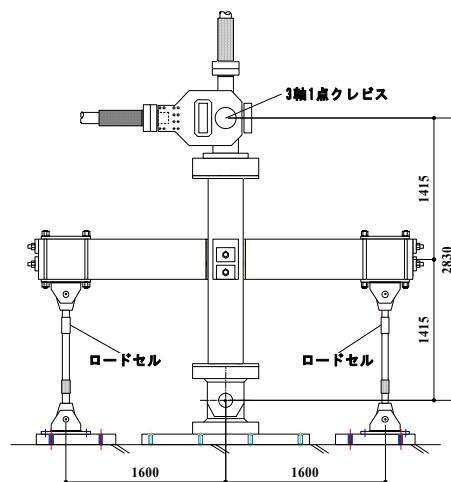


图-2 加力装置图

表-2 コンクリートの力学特性

試験体名	コンクリート・柱				コンクリート・梁			
	圧縮強度 MPa	割線剛性 GPa	割裂引張強度 MPa	圧縮強度時ひずみ %	圧縮強度 MPa	割線剛性 GPa	割裂引張強度 MPa	圧縮強度時ひずみ %
P1	29.95	25.01	2.29	0.22	74.01	34.04	4.40	0.28
P2	31.81	24.98		0.23	76.94	34.89		0.29
P3	31.36	24.99		0.23	76.23	34.69		0.29
P4	31.81	24.98		0.23	76.94	34.89		0.29
S1	31.81	24.98		0.23	76.94	34.89		0.29
S2	31.81	24.98		0.23	76.94	34.89		0.29

表-3 鉄筋の力学特性

	降伏応力度 MPa	ヤング係数 GPa	降伏ひずみ %
梁PC鋼材 D36	1154.96	197.98	0.85
柱主筋 D32	1011.02	190.67	0.79
横補強筋 D10	394.85	171.36	0.23

表-4 グラウト・モルタルの力学特性

	圧縮強度 MPa	割線剛性 GPa	割裂引張強度 MPa	圧縮強度時ひずみ %
目地モルタル	94.60	31.14	2.37	0.45
グラウト	68.93	14.43	1.19	0.57

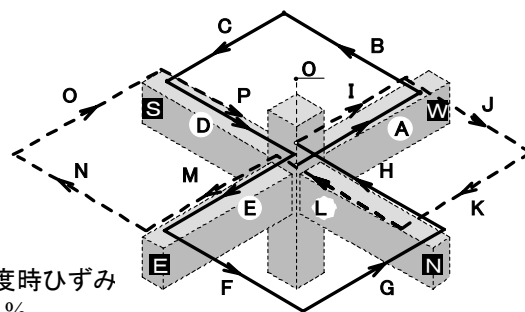


図-3 加力パス

は梁の設計強度の半分とした。梁 PC 鋼棒には異形 PC 鋼棒を用い、緊張力として PC 鋼材降伏強度の 0.6 倍のプレストレス力を導入した。

実験要因は試験体形状，PC 鋼材の配置，グラウト材の有無とした。

試験体 P1 は基準試験体であり、立体架構を想定した PC 鋼棒配置の平面十字型試験体である。試験体 P2 は P1 をト型にした試験体であり、P3 は PC 鋼棒配置が上下対称で梁中心に寄った平面十字型試験体である。これは PC 鋼材の位置の差異が接合部せん断強度に与える影響を調べる

ために設定した。また、P4 はグラウトを注入しないことで付着を無くした試験体である。

S1 は試験体 P1 をプロトタイプとした立体内柱試験体である。同様に S2 は P1 と P2 を組み合わせ北側に梁が無い側柱をモデルとしている。使用した材料特性を表-2, 3, 4 に示す。

## 2. 2 実験方法

加力装置を図-2 に示す。試験体の梁端はピン・ローラー支持，下柱はピン支持とした。上柱加力点には 3 基のジャッキを取り付け，鉛直方向に一定軸力（軸力比=0.13）を導入した後，

水平方向に正負交番载荷を行った。平面試験体は東西に  $R=1/400\text{rad.}$  を 1 サイクル、 $1/200 \cdot 1/100 \cdot 1/50\text{rad.}$  を 2 サイクルずつ、 $1/33\text{rad.}$  を 1 サイクル、 $1/25\text{rad.}$  を 2 サイクル行った後正方向（西側）を押切とした。立体試験体は図-3に示すように柱頭加力点の描く軌跡が田の字型となるように载荷を行った。ただし最初の 1 サイクルは西→東→南→北へそれぞれ  $1/200\text{rad.}$  ずつ 1 方向载荷を行った。その後田の字载荷として  $1/200 \cdot 1/100 \cdot 1/50\text{rad.}$  を 2 サイクルずつ、 $1/33$ 、 $1/25\text{rad.}$  を 1 サイクルずつ行った後、正方向（西および南側）へそれぞれ 1 方向载荷を押切とした。2 サイクル目以降の加力パスは図-3 の A～H の八の字型を基本とし、同変位繰り返しのサイクル時に I～P の方向へ加力した。またこれ以降便宜上東西方向を主方向、南北方向を直交方向として加力状態は図-3 の記号 A～P で示す。

### 3. 実験結果

#### 3. 1 破壊状況

$R=1/25\text{rad.}$  時のひび割れ状況を図-4 に示す。全試験体に共通して接合部せん断ひび割れが目立って発生した。特に立体試験体は接合部部分に著しい破壊がみられた。プレストレス導入の効果と柱コンクリートに先に大きくひび割れが入ってしまうことから全試験体共通して梁の曲げひび割れがそれほど多く見られなかった。しかし立体試験体では最大耐力後の梁端部圧壊が見られた。全試験体で大変形時においても柱主筋・梁 PC 鋼棒は降伏しなかった。

#### 3. 2 変形成分

図-5 に各試験体の最大耐力を迎えた加力方向のピーク時における層間変位構成要素の推移を示す。ただし測定治具の作動不良のため信頼できる層間変形角  $1/50\text{rad.}$ （全試験体の最大耐力時）までとした。試験体 S2 の接合部変形の割合は柱および梁たわみを層間変位成分に換算し、その値を層間変位から差し引くことにより求めた。いずれの試験体も接合部の変形成分が他を上回っていることと、接合部のひび割れ状況などから最終的に試験体全てに共通して

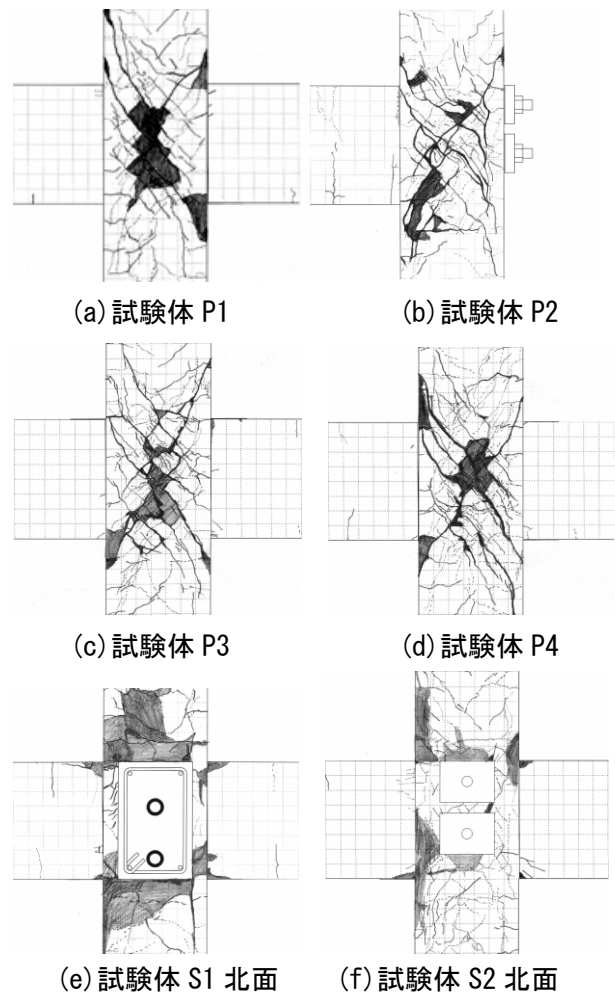


図-4 破壊状況

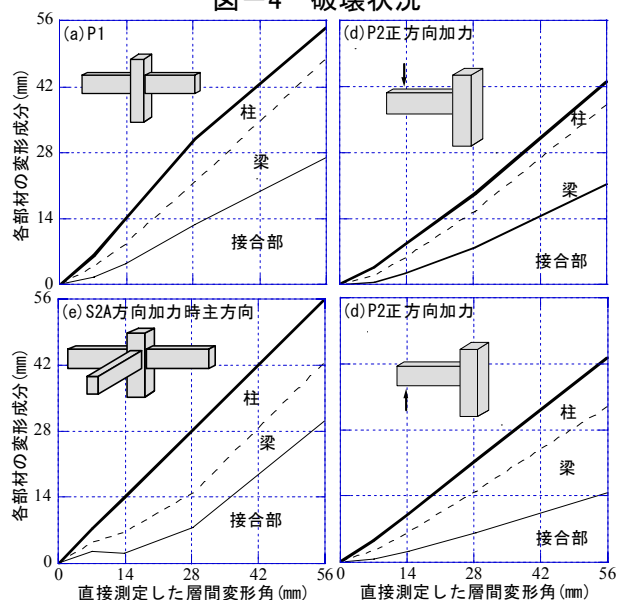


図-5 変形成分

最大耐力を決定した破壊性状は接合部せん断破壊型と判定した。ただしト型試験体 P2 の下端筋引張時には後述のように梁端部が柱にめり込んで破壊した。

### 3. 3 層せん断力－層間変形角関係

図－6に層せん断力－層間変形角関係を示す。全試験体共通して層間変形角 1/50rad. の時に最大層せん断力に達した。計画当初梁断面 A(図－1 参照)の試験体、特にト型試験体は PC 鋼棒の配置が偏っているために同サイクルで正負の耐力が異なると思われたが、立体試験体である S2 の直交方向においてその傾向は見られなかった。しかし、平面試験体の P2 は 1/50rad. 時正負の最大耐力の差が 32%あった。これは負側が接合部せん断破壊を起こしたのに対して正側が梁の柱めり込み破壊を起こした為である (図－5 参照)。試験体 P1・P3・P4 の包絡線を比較すると大きな差は見られない。このことについては 6. で言及する。S1, S2 の主方向の層せん断力－層間変形角関係は最大耐力時まで P1 と比較して耐力が大きくなっており、最大耐力は約 20%上昇した。また 2 方向同時加力時の耐力はベクトル和でそれぞれ 25%, 18% 上昇した。最大層せん断力後接合部周りの柱コンクリート、特に隅角部の破壊が顕著になったため急激に耐力が低下した。

### 3. 4 二軸の層せん断力関係

最大層せん断力を(1)式によってコンクリート強度で基準化した二軸相関を図－7 に示す。

$$\frac{V_{c \max}}{F_j \cdot b_c \cdot D_c} \quad (1)$$

$V_{c \max}$ : 柱の最大層せん断力

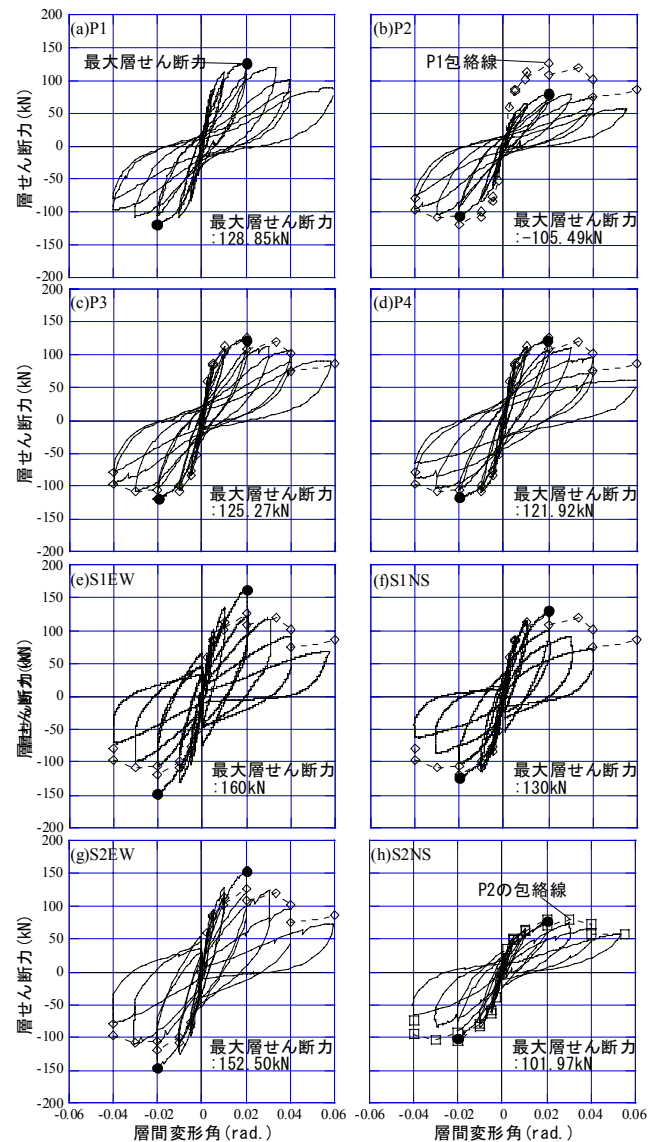
$F_j: 0.8 \cdot \sigma_b^{0.7}$ ,  $b_c$ : 柱幅,  $D_c$ : 柱せい

基準化された立体試験体の層せん断力は、平面試験体 P1, P2 の基準化された円形および矩形の

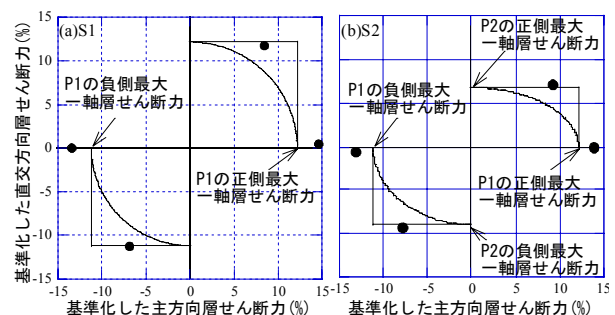
表－5 鋼材の導入張力

試験体名	緊張直後			Date (日)	実験直前			減少率 (%)
	$T_t$ (MPa)	$T_b$ (MPa)	$P_e$ (kN)		$T_t$ (MPa)	$T_b$ (MPa)	$P_e$ (kN)	
P1	645	653	1321	73	544	551	1114	15.7
P2	620	587	1228	115	521	494	1034	15.8
P3	652	657	1333	92	549	554	1123	15.7
P4	665	669	1359	99	560	564	1144	15.8
S2ew	653	669	1346	154	548	562	1130	16.0
S2ns	610	591	1223		610	591	1223	

$T_t$ : 上側の PC 鋼棒応力度,  $T_b$ : 下側の PC 鋼棒応力度,  $P_e$ : プレストレス力  
Date: PC 張力導入後の日数



図－6 層間変形角－層せん断力関係



図－7 二軸相関

相関曲線の外側もしくはほぼ矩形相関曲線上に位置した。すなわち、各梁方向の応力に対してそれぞれ個別に設計することで、任意方向のせん断力に対して接合部を安全に設計できることの妥当性が認められた。

#### 4. PC 鋼材の張力推移

プレストレス導入後、コンクリートのクリープなどの影響によるプレストレス損失率をプレストレス導入直後と実験開始直前の PC 鋼材の応力度から検討する。表-5 に各試験体の導入直後と実験開始時の PC 鋼材応力度と減少率を示す。平均して 16%の張力減退が見られた。

#### 5. 接合部入力せん断力

図-9 に各試験体の接合部入力せん断力と層間変形角の関係を示す。文献[1]の RC 柱梁接合部のせん断強度評価式を準用して求めたせん断強度を合わせて示す。ここで接合部入力せん断力  $V_{jh}$  を図-8 に示す定義に従い、梁危険断面におけるコンクリート圧縮域の重なりを考慮して PC 鋼棒の応力を用いて下式で求めた。これは接合部中央断面におけるせん断力であり、厳密には最大層せん断力ではないが、梁危険断面左右のコンクリート圧縮域が等しい場合には最大値となる。厳密に求めると式が非常に煩雑になることと、求められる結果にあまり差異が見られないことからこの式を採用した。

##### I. 十字型の場合

1) 圧縮域深さが梁せいの 1/2 未満の場合

$$V_{jh} = P_{t1} + P_{b2} - V_c \quad (2)$$

2) 圧縮域深さが梁せいの 1/2 以上の場合

$$V_{jh} = \alpha_2 \cdot C_{c2} - P_{t2} + P_{t1} - \alpha'_1 \cdot C_{c1} - V_c \quad (3)$$

$$C_{c1} = P_{t1} + P_{b1} \quad (4)$$

$$C_{c2} = P_{t2} + P_{b2} \quad (5)$$

$$\alpha_1 = 1 - \alpha_2, \quad \alpha'_1 = 1 - \alpha'_2 \quad (6)$$

$$\alpha_2 = (a - D/2)^2 / a^2, \quad (7)$$

$$\alpha'_2 = (a' - D/2)^2 / a'^2$$

##### II. ト型の場合

$$V_{jh} = P_{b2} - V_c \quad (8)$$

ここで  $P_{t1}$ ,  $P_{t2}$  は上端の PC 鋼棒の引張力,  $P_{b1}$ ,  $P_{b2}$  は下端の PC 鋼棒の引張力,  $C_{c1}$ ,  $C_{c2}$  はコンクリートの圧縮合力,  $V_c$  は柱のせん断力,  $a$ ,  $a'$  は圧縮域深さである。

平面試験体 P1・P3・P4 の接合部入力せん断力-層間変形角関係はほぼ同一の履歴を示した。全ての試験体は 1/50rad. の最大耐力後に入力せん

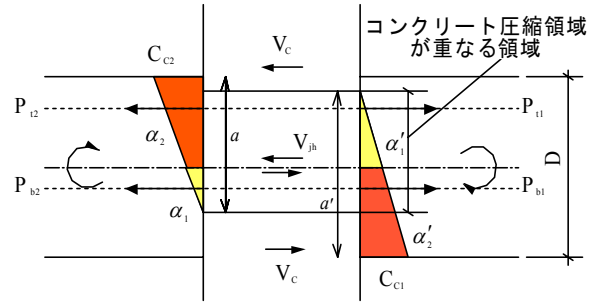


図-8 接合部まわりの応力関係

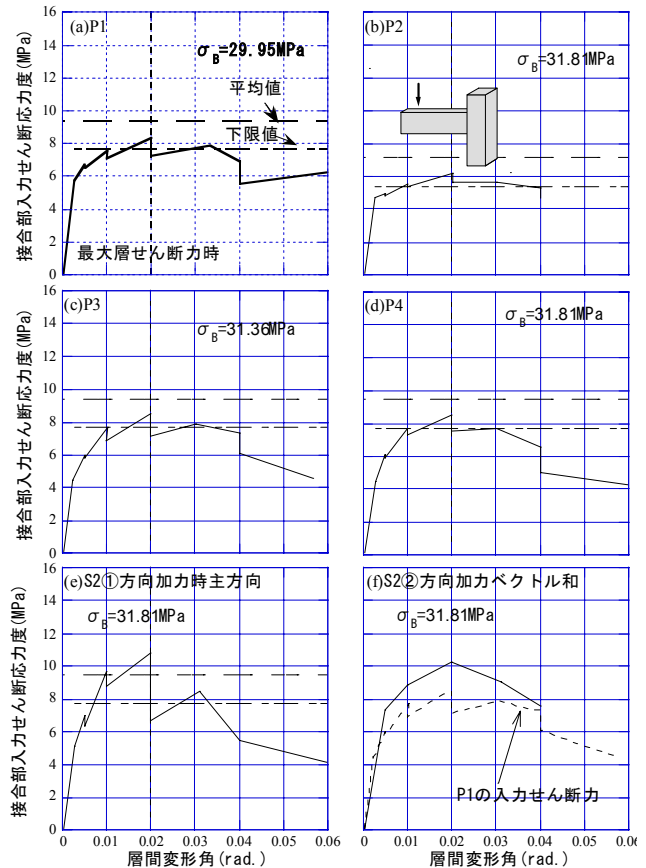


図-9 接合部入力せん断応力度-層間変形角関係

断力は低下していった。平面試験体 P1・P3・P4 は RC 柱梁接合部のせん断強度評価式を準用して求めたせん断強度の平均値と下限値の間にあることが確認できた。立体試験体 S2 の接合部入力せん断力は図-3A 方向ピーク時 P1 最大接合部入力せん断力と比較して 30%増大し、平均値の評価式と比較しても 14%上回った。図-9(f) の入力せん断応力度は B の方向に加力した時のベクトル和の値を示している。P1 と比較して最大値は 21%上昇した。



## 6 接合部まわりの応力状態

3. 3 節で試験体 P1・P3・P4 の履歴がほぼ同様であったことから、その接合部まわりの応力を把握するべく測定された梁せん断力より求まる梁危険断面の曲げモーメントと上下の PC 鋼棒の応力を用いてコンクリート圧縮合力位置を計算した。図-11 に試験体 P1 の圧縮合力位置、引張合力位置、応力中心間距離の推移を示し、図-10 に層間変形角 1/50rad. 時(最大層せん断力時)の具体的な値を示す。 $M_c$  は梁危険断面位置の曲げモーメントを示している。

試験体 P1, P3, P4 を比較すると、引張合力位置は梁 PC 鋼棒の中間に位置したが、応力中心間距離が異なったため全試験体で圧縮合力位置がほぼ等しくなった。梁危険断面でのコンクリート圧縮域形状を三角形とすると、このことは圧縮域深さがほぼ等しいことを示す。また、PC 鋼棒の引張力も大きな違いが無いことから、接合部入力せん断力がほぼ等しくなり、接合部せん断破壊を起こした試験体 P1, P3, P4 は最大層せん断力も同程度のものとなった。

## 7. まとめ

- (1) 立体架構と平面架構の層せん断力を比較した場合、両側に直交梁が付いた場合 25%, 片側に直交梁が付いた場合に 13%の耐力上昇が見られた。直交梁が片側に付く立体十字型試験体の接合部最大せん断力は平面十字型試験体と比較して、十字型方向載荷時には 30%, 十字型およびト型方向の 2 方向に同時載荷したときの合せん断力は 13%, それぞれ増大した。
- (2) 立体架構における二軸せん断力下の層せん断力は矩形相関曲線の外側に位置した。すなわち各構面の応力に対して各々個別に設計することで、任意方向のせん断力に対して接合部の設計が出来ることを確認した。
- (3) グラウト材のないアンボンド試験体を含む PCaPC 圧着接合の試験体を接合部せん断破壊させた。その結果 RC 柱梁接合部のせん断強度評価式を適用できることが確認できた。

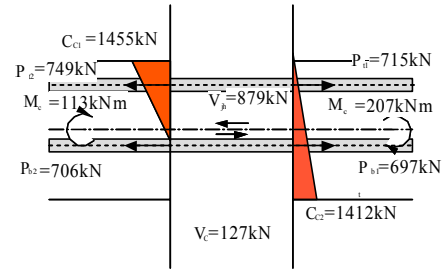


図-10 1/50rad. 時の接合部周りの応力  
(試験体 P1)

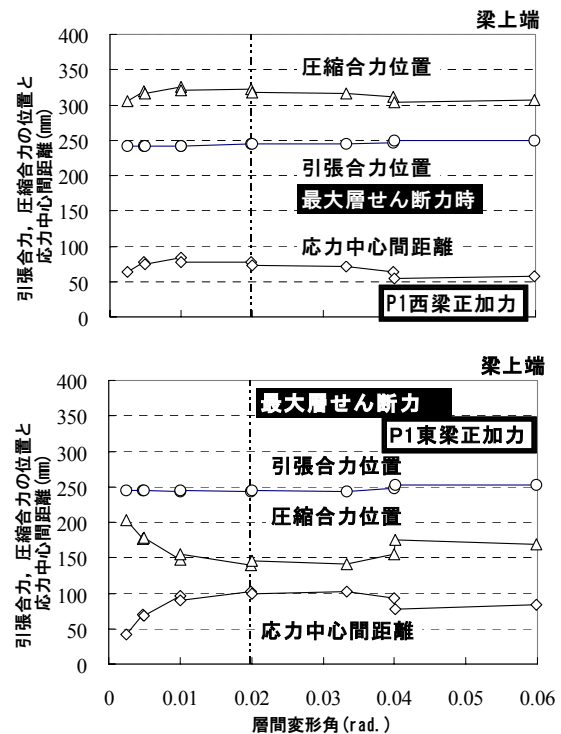


図-11 圧縮合力位置、引張合力位置、  
の応力関係、応力中心間距離の推移  
(試験体 P1)

謝 辞 本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金(基盤研究 B: 研究代表者 西川孝夫, 若手研究 B: 研究代表者 岸田慎司)によって実施した。また、高周波ネツレン(株)によりネジボンの提供を受けた。

## 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(案)・同解説, 1997
- 2) 北山和宏, 岸田慎司, 森山健作, 丸田誠, 木村暁子: 圧着接合されたプレストレスト・コンクリート柱・梁接合部の力学性状に関する研究(その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 613-618, 2002. 8