

# 論文 二方向地震力を受ける鉄筋コンクリート隅柱・梁接合部のせん断耐力

石田健吾\*1・藤井 栄\*2・森田司郎\*3・崔 建宇\*4

要旨：特に資料が乏しい鉄筋コンクリート隅柱・梁接合部に関して、平面、立体、立体スラブ付き試験体の二方向同時載荷実験を行った。この結果±45°斜め方向の接合部せん断強度の二軸相関は円弧と正方形の中間に位置すること、柱出隅部近傍の柱筋の曲げ抵抗寄与分が低下すること、接合部せん断補強筋の効果は各構面で独立に考えてもよいことなどが明らかとなった。

キーワード：隅柱・梁接合部、二方向同時載荷、トラス作用、せん断強度二軸相関

## 1. はじめに

隅柱・梁接合部では二方向の梁の主筋が接合部内で定着され、接合部の性能が配筋のディテールに大きく影響を受けるとともに、水平力によって柱軸力が大きく変動する特徴があり、これまでもほとんど研究資料がないのが現状である。本研究は隅柱・梁接合部の二方向地震力下での耐力、変形性能を明らかにすることを目的として行った実験的研究である。

## 2. 実験計画

試験体は、平面ト型接合部試験体2体(A-0、A-0-F)、スラブなし立体試験体2体(B-1、B-2)、スラブ付き立体試験体2体(C-1、C-2)の計6体である。各試験体の特徴を表-1に、使用材料の力学的特性を表-2に示す。試験時のコンクリート強度 $\sigma_c$ は275および290kgf/cm<sup>2</sup>である。本実験では最も基本的な接合部のせん断強度をより明確に求めることを目的に、A-0、B-1、B-2試験体では梁、柱筋に高強度鉄筋(降伏強度 $\sigma_y=7140$ kgf/cm<sup>2</sup>)を用いて梁降伏前に接合部のせん断破壊を計画した。またA-0-F、C-1、C-2試験体では降伏強度の幾分小さい鉄筋( $\sigma_y=4760$ kgf/cm<sup>2</sup>)を用いて梁降伏前後の接合部せん断破壊を意図したが、後述のように実験ではいずれも梁主筋は降伏することなく接合部のせん断破壊を生じている。試験体形状、接合部配筋詳細を図-1に示す。梁主筋は上、下端筋等量の一段配筋であり、接合部コア内でU型の定着とした。

水平投影定着長さは19.7cmである。接合部せん断補強筋は共通にφ6mm外周フープを3組配置した。

試験体は柱上端を二軸ピンローラー、柱下端を二軸ピンで支持し(支点間距離150cm)、梁先端にとりつけた二軸ピン(柱軸心と梁先

表-1 試験体一覧

試験体名	試験体形状	柱・梁主筋	せん断補強筋	加力方向
A-0	平面	高強度	高強度	一構面
A-0-F	平面	普通強度	普通強度	一構面
B-1	立体スラブなし	高強度	高強度	+45°
C-1	立体スラブ付き	普通強度	普通強度	+45°
B-2	立体スラブなし	高強度	高強度	-45°
C-2	立体スラブ付き	普通強度	普通強度	-45°

\*1 (株)新井組、工修(正会員)

\*2 京都大学大学院助教授 工学研究科環境地球工学専攻、工博(正会員)

\*3 京都大学大学院教授 工学研究科環境地球工学専攻、工博(正会員)

\*4 京都大学大学院生 工学研究科環境地球工学専攻

端荷重点までの距離100cm)位置にせん断力を载荷した。平面試験体A-0、A-0-Fは主梁構面(EW構面)での正負繰り返し载荷を行った。試験体B-1、C-1は主梁、直交梁端に同一方向に同一荷重を同時に与えて正負交番载荷を行ったもの(二軸相関図中の+45°载荷)であり、試験体B-2、C-2は主梁、直交梁端に大きさは等しいが方向の異なる荷重を同時に正負交番に与えたもの(二軸相関図中の-45°载荷)である。载荷履歴は、接合部せん断ひびわれ発生荷重で正負1回の繰り返し载荷を行い、以後、梁载荷点変位が20mm、35mm、50mm(それぞれ、層間変位角 $R=1/50, 1/30, 1/20$ に相当)で各1回の正負繰り返し载荷を行った。上柱に与えた柱軸力は、20ton(約 $1/6 \sigma_B$ )に一定保持した。したがって-45°方向载荷試験体B-2、C-2は軸力一定、その他の試験体では下柱のみ軸力変動を受けたことになる。

接合部まわりの断面での柱、梁主筋の歪、および接合部フープ筋各辺の歪を抵抗線歪ゲージで計測し、接合部パネル直方体の各頂点の鉛直、水平2方向の変位、梁端部ピン位置の変位を計測用フレームにとりつけた変位計で計測した。

### 3. 実験結果と検討

#### 3.1 破壊モード

全試験体とも荷重増大に伴い接合部せん断ひびわれの進展、開口が顕著となって梁降伏することなく接合部せん断破壊を生じて徐々に耐力、剛性が劣化した。表-3に実験結果一覧を示す。

#### 3.2 ひびわれ性状

図-2に平面接合部試験体A-0の北面、二方向载荷試験体B-1、B-2の接合部自由面側(北、西面)の最終ひびわれ状況を示す。図中の矢印は接合部せん断力の向きである。試験体A-0では接合部中央に生じた斜めせん断ひびわれが上下柱に進展してほぼ逆対称のひびわれ状況を示す。一方、斜め+45°、-45°方向载荷試験体B-1、B-2では柱断面隅角部に集まる接合部せん断ひびわれが柱隅筋に沿って顕著に進展しており、その他端は接合部で徐々に傾きを緩やかに変えている。柱筋に沿うひびわれの生じた隅角部は接合部直方体の相対する頂角部であり二方向曲げを受ける上下柱断面の圧縮ゾーン位置に対応し、立体的なコンクリートストラットが形成されていることを示している。

表-2 材料の力学特性  
コンクリートの力学特性

試験体	圧縮強度 $\sigma_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	割裂強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数(1/3 $\sigma_B$ ) ( $\times 10^6$ kgf/cm <sup>2</sup> )
A-0, A-0-F, B-1, C-1	275	27.6	2.21
B-2, C-2	290	26.0	2.57

鉄筋の力学特性

鋼種	降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	降伏歪 ( $\times 10^{-6}$ )	弾性係数 ( $\times 10^6$ kgf/cm <sup>2</sup> )
高強度柱梁主筋 D13	7140	3550	2.12
普通強度柱梁主筋 D13	4760	2410	1.98
高強度帯筋筋筋 $\phi 6.35$	8940*	6200*	2.07
普通強度帯筋筋筋 $\phi 6$	2760	1540	1.79
スラブ筋 D6	2770	1600	1.73

\* 0.2% オフセット降伏点

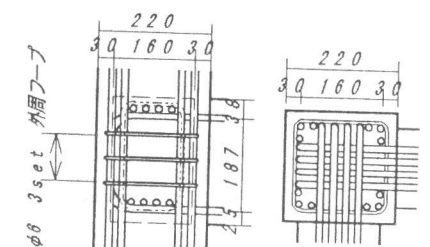
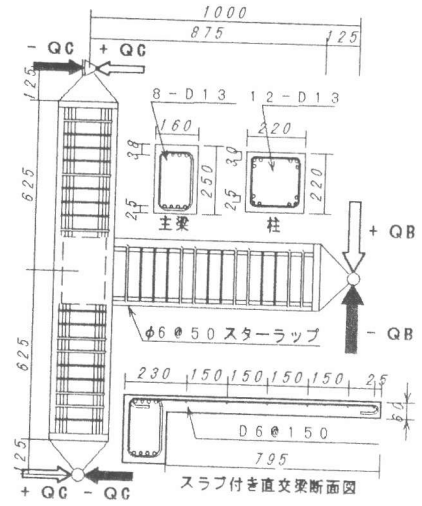


図-1 試験体・接合部配筋詳細

表-3 実験結果一覧

試験体名	P <sub>c</sub>	P <sub>u</sub>		τ <sub>uexp</sub>		τ <sub>ucal</sub>					τ <sub>uexp</sub> /τ <sub>uv</sub>		τ <sub>uexp</sub> /σ <sub>B</sub>		
		正	負	正	負	τ <sub>1</sub>	τ <sub>uexp</sub> /τ <sub>1</sub>	τ <sub>2</sub>	τ <sub>uexp</sub> /τ <sub>2</sub>	τ <sub>3</sub>	τ <sub>uexp</sub> /τ <sub>3</sub>	正		負	
A-0	3.8	5.5	5.6	61.3	58.0	50.0	1.23	49.5	1.24	49.5	1.24	0.74	0.71	0.22	
A-0-F	3.6	5.3	5.4	58.7	55.5	50.0	1.17	49.5	1.17	49.5	1.19	1.06	1.01	0.21	
B-1	2.4	主	5.0	5.5	54.9	56.8	50.0	1.14	49.5	1.15	49.5	1.15	0.69	0.68	0.21
		直交	5.3	4.8	54.6	52.2							0.66	0.66	
B-2	2.4	主	4.2	4.9	48.7*	48.5*	51.5	1.16	52.3	1.14	52.3	1.14	0.58	0.58	0.20
		直交	4.2	5.5	44.7*	59.6*							0.54	0.71	
C-1	2.6	主	4.5	4.6	49.8	47.4	50.0	1.00	49.5	1.01	49.5	1.01	0.91	0.86	0.18
		直交	4.5	4.3	46.3	48.6							0.84	0.89	
C-2	1.4	主	4.6	4.8	50.7	49.7	51.5	1.14	52.3	1.12	52.3	1.12	0.93	0.90	0.20
		直交	4.4	5.3	45.2	58.6							0.82	1.07	

note

P<sub>c</sub>: 接合部せん断ひびわれ発見時梁端荷重 (tonf)

P<sub>u</sub>: 経験最大梁端荷重(tonf)

τ<sub>ucal</sub>: 接合部せん断強度計算値 (kgf/cm<sup>2</sup>)

τ<sub>1</sub>: ACI318-89の計算値(せん断抵抗面積の定義の違いを考慮し補正)

$$(\tau_1 = \phi \gamma \sqrt{f'_c}, \phi = 0.85, \gamma = 12 \text{ in psi})$$

τ<sub>2</sub>: 終局強度型耐震設計指針による計算値

$$(\tau_2 = \kappa \sigma_B, \kappa = 0.18 \text{ より } \tau_2 = 0.18 \sigma_B)$$

τ<sub>3</sub>: 靱性設計小委員会による計算値

$$(\tau_3 = \kappa \phi F_j, \kappa = 2, \phi = 0.9, F_j = 0.1 \sigma_B)$$

τ<sub>uv</sub>: 計算曲げ耐力時接合部せん断応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

\*B-2 試験体は梁主筋位置がずれていたことを考慮し τ<sub>uexp</sub> を求めた

τ<sub>uexp</sub>: 接合部最大せん断応力実験値 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$$\tau_{uexp} = Q_j / (l_{dh} \cdot B_j)$$

l<sub>dh</sub>: 梁筋定着投影長さ l<sub>dh</sub> = 19.7cm

B<sub>j</sub>: 接合部有効幅 (梁、柱の平均幅)

Q<sub>j</sub>: 接合部入力せん断力 Q<sub>j</sub> = T - Q<sub>c</sub>

Q<sub>c</sub>: 柱せん断力

T: 梁危険断面主筋引張力 T = M<sub>b</sub> / j

M<sub>b</sub>: 梁危険断面最大曲げモーメント

j: 梁断面応力中心距離 (j = 19.7cm or 18.6cm)

破壊モードは全て梁降伏前の接合部せん断破壊である

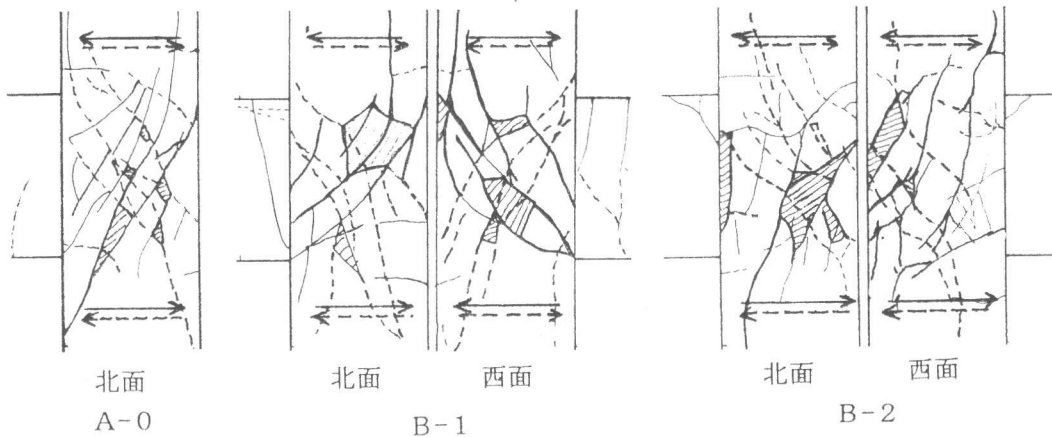


図-2 最終ひび割れ状況

### 3. 3 荷重-変形曲線

図-3に全試験体の各構面の梁端荷重-梁端変形曲線を示す。いずれもR=1/50、または1/30の変形レベルで最大耐力となり以降、耐力は徐々に減少しエネルギー吸収能力の小さいピンチ型の履歴ループを描いている。平面試験体A-0、A-0-Fを比較すると、最大強度は変わらないものの、横補強筋に普通強度鋼材を用いたA-0-Fの方がピーク以降の耐力低下が大きい。平面試験体A-0と斜め+45°方向載荷立体試験体B-1を比較すると、B-1の方が最大耐力がやや小さいが全体の履歴性状はほとんど同じである。斜め-45°方向載荷としたB-2試験体は正、負で非対称の荷重-変形曲線を描いているが、これは梁主筋位置が所定の位置よりも約10mm下がっていたことに起因しており、B-1に比して正荷重側の最大耐力、剛性が小さい。また、床スラブのあるC-1、C-2試験体では、+45°、-45°の斜め載荷方向の違いによる最大耐力、変形性状の相違は顕著でない。最大耐力は平面試験体、スラブなし立体試験体よりも少し小さく、ピーク以降の耐力低下はスラブのないB-1よりも大きく平面試験体A-0-Fと類似している。

### 3. 4 接合部せん断応力-せん断変形角曲線(τ-γ曲線)

図-4には各構面の接合部せん断応力-せん断変形角曲線( $\tau$ - $\gamma$ 曲線)の一例(A-0、B-1試験体)を示す。荷重-変形曲線とほぼ同一の形状であり、接合部の性状が全体の変形特性を支配していることがわかる。図-5には各試験体の $\tau$ - $\gamma$ 曲線包絡線(斜め方向载荷試験体では斜め $\pm 45^\circ$ 方向の合成した $\tau$ - $\gamma$ 曲線)を比較して示す。スラブつき試験体のC-1を除けば一方向、二方向同時载荷の違いにかかわらず初期の $\tau$ - $\gamma$ 曲線の剛性はほぼ等しい性状を示し、 $\gamma=1.0\sim 1.5\%$ 前後で最大せん断応力となっており、最大耐力時の層間変形角が $1/50\sim 1/30\text{rad}$ であったことから全体変形の約30%~50%が接合部のせん断変形によるものであることがわかる。

### 3.5 接合部せん断強度

表-3には実験結果といくつかの設計指針によるせん断強度算定値も併記してある。二方向同時载荷試験体は入力せん断応力が大きくなることから、接合部せん断ひびわれ発生時の梁端荷重が小さい。本実験での接合部最大せん断応力は平面試験体A-0、A-0-Fで約 $0.2\sigma_B$ 、 $3.5\sqrt{\sigma_B}$ 程度となり、ACI式[1]、靱性設計小委員会式[2]、終局強度型耐震設計指針式[3]を用いた計算値に対する実験値の比は1.20程度である。しかし、二方向同時载荷試験体では各構面の最大せん断応力に対する上記の比率は低下し、スラブつき試験体では1.0程度になるものもみられる。したがって本実験のように最も厳しい二方向同時载荷条件を考える場合にはこれらの設計式の安全率の設定は十分とは言えない。

図-6は各試験体の正負の最大せん断応力を二軸相関図で表したものである。斜め $\pm$

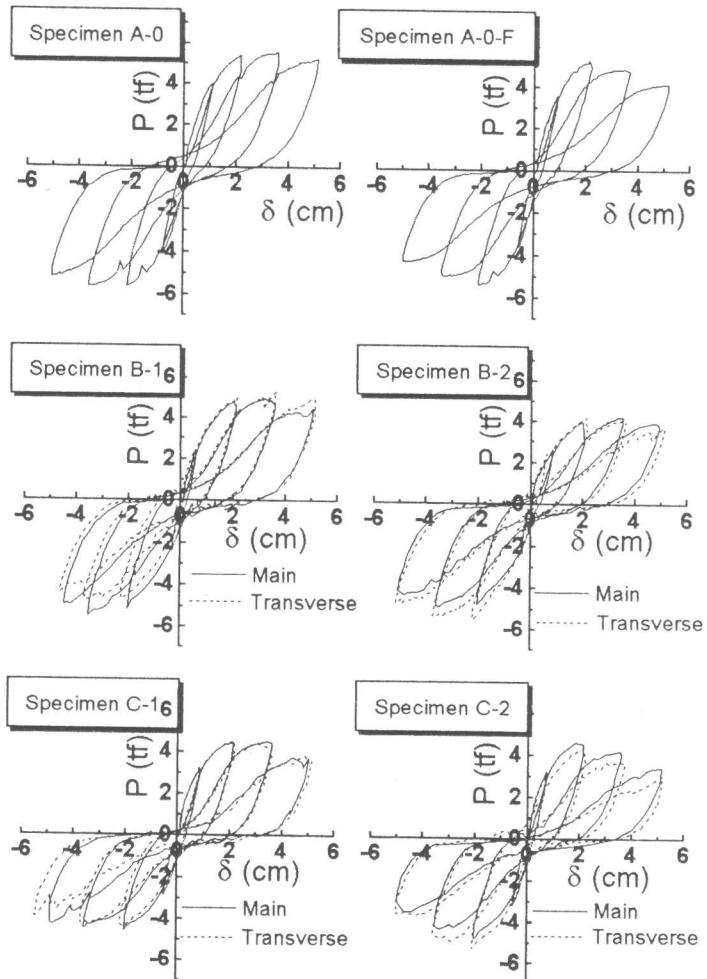


図-3 荷重-変形曲線

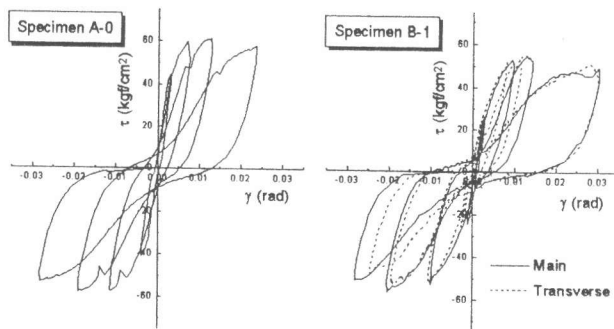


図-4  $\tau$ - $\gamma$ 曲線の一例

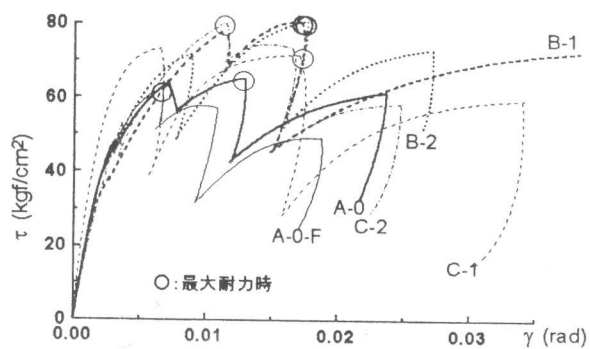


図-5  $\tau$ - $\gamma$ 曲線包絡線

45° 方向の二軸せん断強度は平面試験体 A-0、A-0-F の経験最大せん断応力で与えられる正方形相関曲線よりも内側、円形相関曲線よりも外側に位置している。

### 3. 6 接合部せん断補強筋の歪性状

図-7 は各試験体の梁せん断力と接合部中央位置のせん断補強筋の各辺の歪出力の関係を示す(歪ゲージ設置位置は図中の模式図参照)。平面試験体では、载荷構面に直交する辺の歪は载荷構面方向に平行する辺の歪量の約60~90%程度の大きさになっており、载荷構面と平行な辺の最大耐力時の歪量は約2000~2500 $\mu$ である。二方向同時载荷試験体では平面試験体の場合に比べてせん断ひびわれ発生荷重が低下するため、より低い荷重レベルから歪が増大してゆく。試験体 B-1、B-2 の最大耐力時の歪は、各辺2000~2500 $\mu$ 程度であり平面試験体の場合とほぼ同じである。Paulayら[4]は二方向同時载荷では破壊面となる立体的なせん断ひびわれ面を横切る各载荷構面に平行な補強筋の断面積が平面試験体の場合より半減するという理由で補強筋量を倍増させる必要があることを指摘している。しかしながら本実験では各構面の耐力、変形性状、接合部せん断補強筋歪出力にも大差はなくトラス作用によるせん断力伝達を考える場合に二方向同時载荷条件下でも各構面を設計上独立に考えてもよいことを示唆している。

普通強度せん断補強筋を用いた平面試験体 A-0-F は  $R=+1/30$  の载荷途上で降伏しており、せん断劣化を早めたことが考えられるが、スラブ付き試験体 C-1、C-2 の歪出力は最大耐力時には1500~2000 $\mu$ 程度で他の試験体よりも幾分小さく降伏しておらず、スラブ付試験体のピーク以降の耐力劣化はせん断補強筋の降伏によるものではなかった。

普通強度せん断補強筋を用いた平面試験体 A-0-F は  $R=+1/30$  の载荷途上で降伏しており、せん断劣化を早めたことが考えられるが、スラブ付き試験体 C-1、C-2 の歪出力は最大耐力時には1500~2000 $\mu$ 程度で他の試験体よりも幾分小さく降伏しておらず、スラブ付試験体のピーク以降の耐力劣化はせん断補強筋の降伏によるものではなかった。

### 3. 7 柱主筋の歪

図-8 は試験体 B-1、B-2 の上柱危険断面での隅角部に位置する柱筋の歪推移を示す(当該鉄筋は図中の模式図参照)。+45° 载荷の B-1 試験体では梁で挟まれた隅角部 (WSG7) の柱筋が大きな歪振幅を示すのに対して、それと向かい合う出隅位置の柱筋 (WSG1) の歪振幅がかなり小さく、負荷時の引張歪は他の鉄筋 (WSG4、WSG7) よりもむしろ小さくなる特徴がある。また、-45° 方向载荷とした B-2 試験体ではせん断応力の向きが90° 回転し、隅筋 WSG4 及び WSG10 が曲げ引張、圧縮縁鉄筋となる。B-1 試験体と異なり両柱筋はほぼ同じ性状を示すが、出隅位

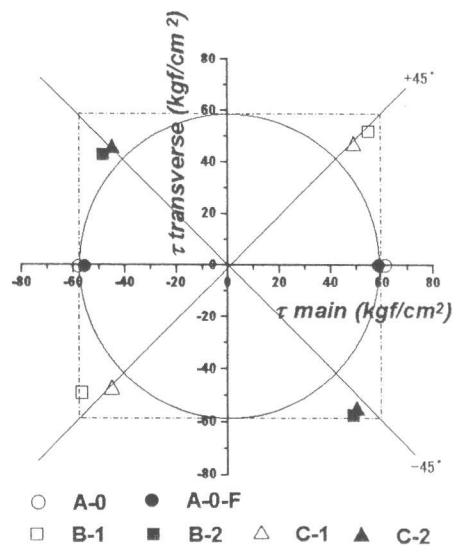


図-6 接合部せん断強度二軸相関

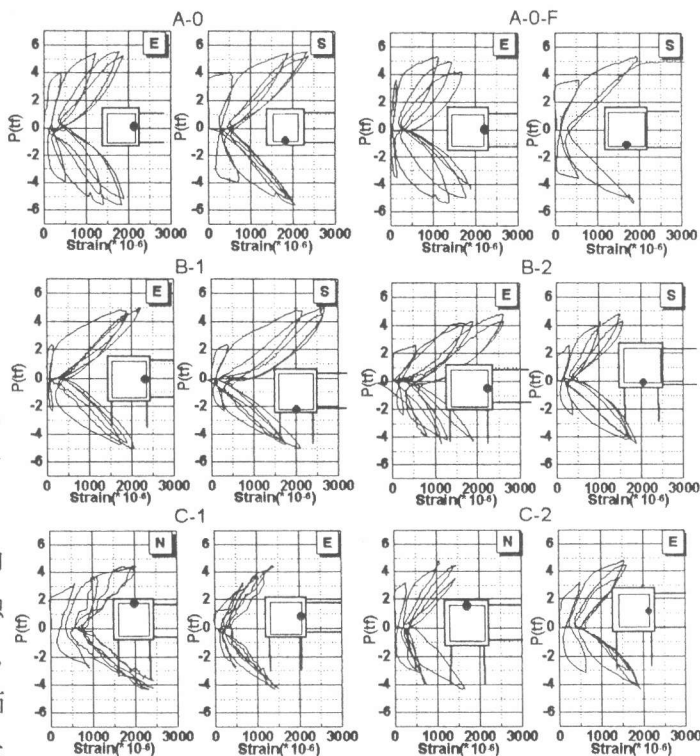


図-7 接合部せん断補強筋歪の推移

置 (WSG1) の柱筋は、この場合にも歪振幅が小さく、入り隅位置 (WSG7) の柱筋歪の出力がはるかに大きい。このように  $\pm 45^\circ$  二方向载荷を受ける隅柱・梁接合部架構では接合部せん断劣化に伴い、出隅位置の柱筋が曲げに対して有効に機能しなくなり柱の曲げ性能を低下させる。上記の性状は、内部柱・梁接合部と異なり、梁主筋がコア内に折曲げ定着されていることに起因し、接合部せん断ひびわれの進展によって折曲げ部内外で一体性が失われ接合部の有効なせん断抵抗面積が減少することを意味している。出隅部は梁による拘束効果を受けないこと、とりわけ、 $+45^\circ$  方向二方向载荷では出隅部にせん断ひび割れ端が集中することでこの性状がより助長される。

### 3. 8 床スラブ筋の歪性状

ここでは図示しないが、C-1、C-2とも  $R=1/50$  の载荷で柱際から3本までのスラブ筋が降伏していた。また、 $R=1/50$ 以降接合部のせん断劣化に伴って正負载荷方向にかかわらず引張歪が増大してゆく性状を示した。本実験ではスラブなしの試験体よりも接合部せん断強度が幾分低かったが、この原因については明確でなく今後の検討課題としたい。

## 4. 結論

- (1)  $\pm 45^\circ$  二方向载荷試験体のせん断強度は二軸破壊曲線の円弧と正方形の中間に位置する。
- (2)  $+45^\circ$ 、 $-45^\circ$  の二方向力の作用方向の違いによる接合部せん断応力-せん断変形角曲線の大きな相違はみられず、平面試験体の初期のせん断剛性もほぼ等しかった。
- (3) スラブ付き試験体の二方向同時载荷試験体は、平面試験体、スラブ無しの試験体と較べて接合部せん断強度はやや小さくピーク以降の劣化はスラブ付の試験体の方が大きくなった。
- (4) ト型平面柱・梁接合部のせん断強度は約  $0.2\sigma_B$ 、 $3.5\sqrt{\sigma_B}$  であり、既往の設計式算定値に対する比は1.20前後であった。
- (5) トラス作用によるせん断力伝達を考える場合に接合部せん断補強筋量は二方向同時载荷条件下でも各構面を独立に考えてもよいと思われる。
- (6) 二方向同時载荷時の隅柱・梁接合部では接合部のせん断劣化に伴い、出隅部近傍の柱筋の曲げ抵抗寄与分が減少して柱の曲げ性能を低下させる。

謝辞:本研究の一部は(株)関西電力より研究補助を受けて行ったものであり、鉄筋の一部は(株)フジタより提供を受けた。また、本研究は大阪工業大学建築学科4年生久岡聡君との協力のもとに遂行した。ここに記して感謝致します。

### 参考文献

- [1] American Concrete Institute: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-89). 1989
- [2] 日本建築学会・鉄筋コンクリート構造運営委員会 靱性設計小委員会報告書 1992.8
- [3] 日本建築学会 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針・同解説 1990.2
- [4] T. Paulay and R. Park: Joints in Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance, Research Report 84-9, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, June 1984

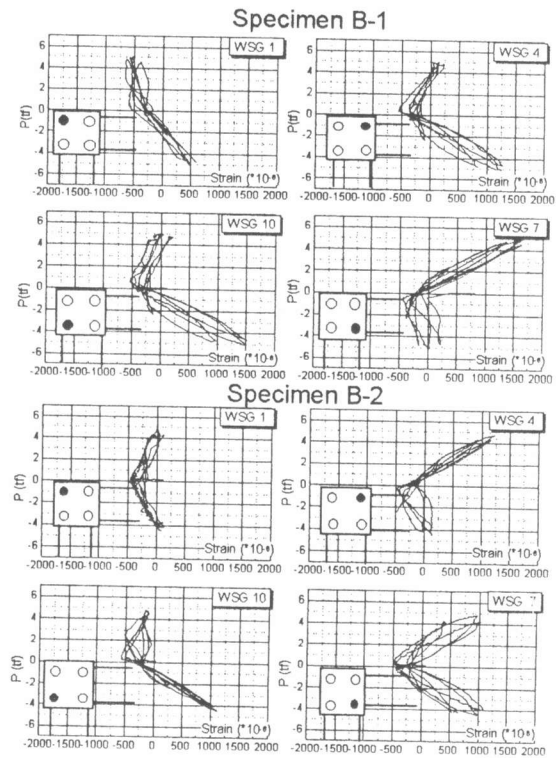


図-8 上柱危険断面の柱主筋の歪