

# 論文 水平斜め梁・柱接合部の耐震性能に関する 3次元 FEM 解析

高山 真一\*1・野口 博\*2・木村 秀樹\*3・石川 裕次\*3

**要旨**：本研究では、柱に接合する梁部材の材軸が同一でない鉄筋コンクリート造水平斜め接合部を対象とした3次元有限要素法解析を行い、接合部周りのねじれ特性および接合部周りの応力伝達の検討を行った。特に、接合部せん断強度については従来の十字形柱・梁接合部との比較検討を行い、水平せん断応力度による接合部せん断強度の評価を行うために接合部内のせん断応力度分布および接合部有効断面積の検討を行った。

**キーワード**：水平斜め梁, RC 柱・梁接合部, 有限要素法, 3次元解析

## 1. はじめに

これまでに、鉄筋コンクリート造柱・梁接合部に関し、十字形接合部や立体接合部などに関する研究は、既に多くの実験的研究および解析的研究がなされている。一方、現在の設計指針<sup>1)</sup>における柱・梁接合部のせん断強度は、接合部有効幅を用いた水平せん断応力度によってまとめられている。

ここでは、最近の超高層 RC 造建物において適用が予想される、**図-1**に示すような形状の十字形とト形の間位置にある、鉄筋コンクリート造水平斜め接合部を対象とした3次元有限要素法解析（以下、3次元 FEM 解析として示す）を行った。特に、3次元 FEM 解析によって得られた詳細な解析データを用いて、接合部周りのねじれ特性および接合部周りの応力伝達の検討を行った。以下に、その検討結果を示す。

従来、このような部材の構造性能を検証する際は、縮小あるいは実大に近い模型試験体による加力実験が行われてきた。しかし、構造実験は多大な費用や労力を要し、結果を得るまでに多くの時間を要する。一方、FEM 解析は実験を追従する形で、補完的な役割を担ってきたが、今までに研究例のない形状の部材に関して、忠

実なモデル化が可能な3次元 FEM 解析により、その挙動や抵抗機構を予め検討することは有効である。さらに、本研究では、水平斜め梁の接合角度をパラメータとした仮想試験体を設定し、接合角度の違いによる接合部のせん断強度、内部応力状態についても検討を行った。

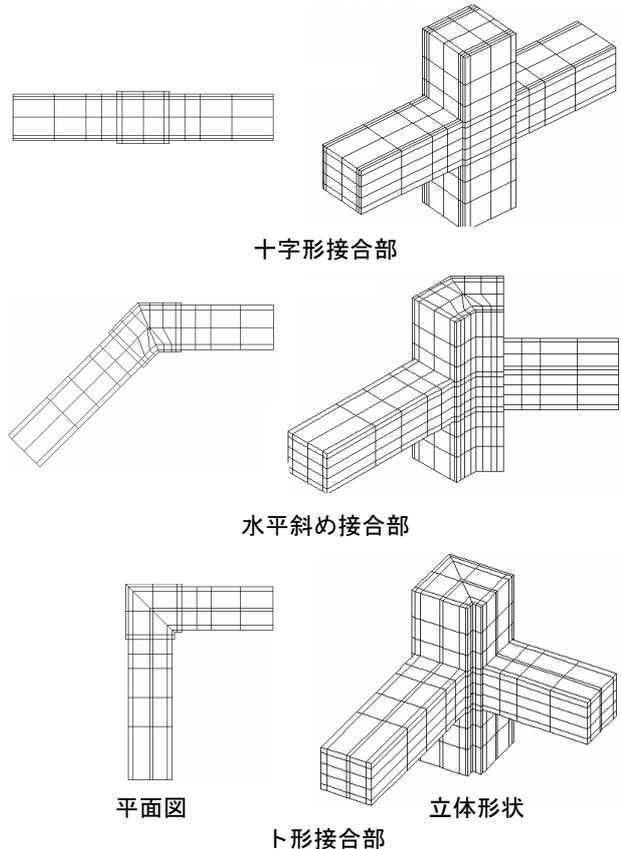


図-1 接合部の形状

\*1 千葉大学大学院 自然科学研究科建築専攻 (正会員)

\*2 千葉大学 工学部デザイン工学科 (建築系) 教授 工博 (正会員)

\*3 竹中工務店 (株) 技術研究所 建設技術開発部 主任研究員 工博 (正会員)

## 2. 解析概要

### 2.1 解析対象試験体

実大構造物を想定して設計された水平斜め梁の接合角度が45度の水平斜め接合部試験体を解析対象とした。水平斜め接合部では、左右の梁スパンが異なり、梁スパンが長い斜め梁を長梁、短い梁を短梁とした。また、長梁を短梁材軸方向に投影した梁スパンは短梁と等しい。試験体は、破壊形式が梁曲げ降伏先行型の J450 と接合部せん断破壊型の SJ450 の2体に、十字形接合部試験体 J0 を含む計3体である。十字形接合部 J0 は、靱性保証型指針による接合部せん断余裕度は1.78, 通し梁主筋定着余裕度は1.50であり、梁曲げ降伏先行型の柱・梁接合部である。

さらに本研究では、長梁の接合角度(0°, 22.5°, 67.5°, 90°)と破壊形式をパラメータとした仮想試験体(接合部断面積, 梁スパンは一定)を設定し、接合部周りのねじれ特性および応力伝達、接合部内のせん断応力度分布の検討を行い、接合部有効断面積の検討を行った(ただし、接合部せん断破壊型の試験体については、梁主筋を降伏させず弾性域であるように材料データを設定した)。仮想試験体を含む全試験体数は、各破壊形式で5体ずつの計10体に、正方形断面の十字形接合部を含む計11体である。表-1に試験体一覧、図-2に要素分割および境界条件、図-3に仮想試験体の形状を示す。以後、座標軸および部材名称はこの図に従うものとする。

境界条件の設定は、水平斜め接合部に作用するねじりモーメントの影響を把握するために、層せん断力載荷位置は長梁のねじり変形が顕著に現れた柱頭とした。また、層せん断力載荷時に回転軸となる柱支点の列は、桁行き方向のみの地震力を仮定すると、柱頭部が短梁材軸方向に並進する変形状態になると考えられるので、短梁材軸方向と直交し、柱断面の図心を通る位置(図-2参照)に設定した。梁端部では、解析の収斂をよくするために、長梁上端と短梁下端をz方向拘束した。載荷方法は、一定軸力載荷後(0.2Fc), 短梁材軸方向に変位制御加力した。

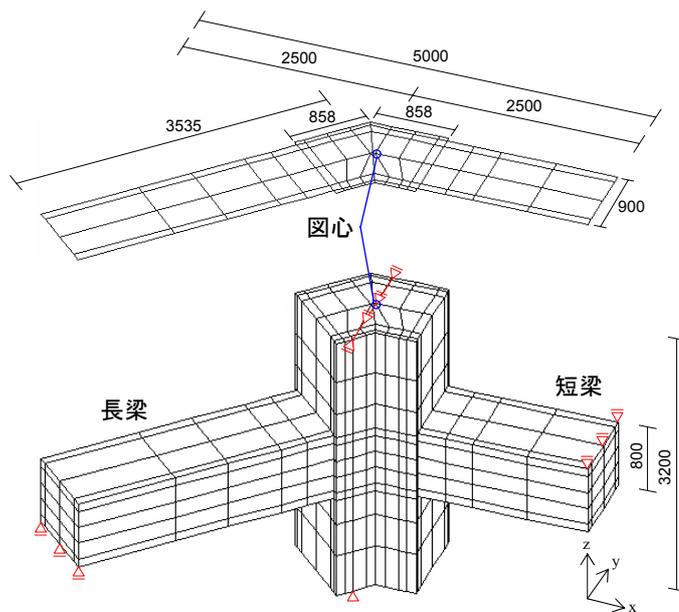


図-2 要素分割 (J450)・境界条件

表-1 試験体一覧

試験体名	柱断面形状	備考(共通)
J0	正方形断面	コンクリート設計基準強度 : 80N/mm <sup>2</sup> 柱主筋 : SD490 梁主筋 : SD490 横補強筋 : USD685 柱 主筋 : 16-D41 (p <sub>g</sub> =1.52%) 帯筋 : 4-D13@100 (p <sub>w</sub> =0.51%) 梁 主筋 : 12-D41 (p <sub>l</sub> =1.29%) 肋筋 : 6-D13@150 (p <sub>w</sub> =0.56%) 接合部せん断補強筋 : 2-D13@100 (p <sub>w</sub> =0.29%) 接合部せん断余裕度 : 1.78 (J0) 通し梁主筋定着余裕度 : 1.50 (J0) 柱軸力比 : 0.2Fc 柱断面積 : 1.3 × 10 <sup>6</sup> mm <sup>2</sup> (J0 : 1.0 × 10 <sup>6</sup> mm <sup>2</sup> )
J000	0°	
SJ000		
J225	22.5°	
SJ225		
J450	45°	
SJ450		
J675	67.5°	
SJ675		
J900	90°	
SJ900		

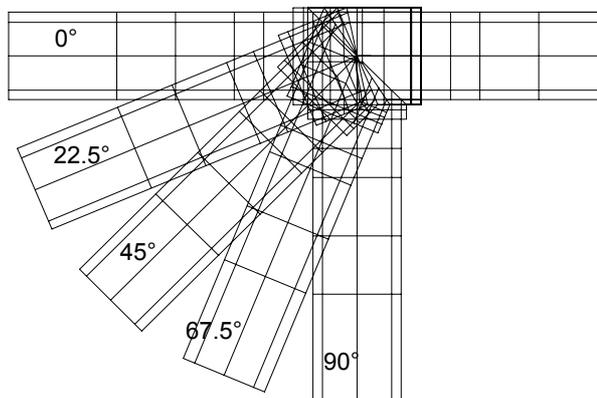


図-3 梁の接合角度をパラメータとした仮想試験体の形状

## 2.2 解析モデル

### (1) コンクリート

コンクリート要素には、アイソパラメトリック 8 節点ソリッド要素を用いた。構成則には、Darwin-Pecknold の等価一軸ひずみに基づく直交異方性弾塑性モデルを 3 次元に拡張したモデルを用いた。破壊曲面には、Kupfer らの実験に基づく Willam-Warnke<sup>2)</sup> の 5 パラメータモデルを仮定した。応力-ひずみ関係は、図-4 に示すように、圧縮側の上昇域では本研究で使用する高強度コンクリートに対応した Fafitis-Shah 式<sup>3)</sup>を用い、下降域では横補強筋の拘束効果を考慮した Kent-Park 式<sup>4)</sup>を用いた。また、引張側の下降域では Tension Stiffness 効果を考慮した白井式<sup>5)</sup>を用いた。ひび割れたコンクリートの圧縮強度低減には、飯塚式<sup>6)</sup>を用いた。ひび割れモデルは、直交固定ひび割れモデルを用い、ひび割れ方向のせん断伝達特性には図-5 に示すように、Al-Mahaidi モデル<sup>7)</sup>を用いた。

### (2) 鉄筋

鉄筋要素には、鉄筋軸方向のみに剛性を有する 2 節点トラス要素を用いた。応力-ひずみ関係には、Bi-linear モデルを用いた。鉄筋とコンクリート間の付着は、完全付着とした。

## 3. J シリーズ(梁曲げ降伏先行型)の解析結果

### 3.1 層せん断力-層間変形角関係

J シリーズの層せん断力-層間変形角関係を図-6 に示す(層せん断力は短梁材軸方向を基準とし、長梁と短梁の層間変形角は同一と仮定した)。各試験体の初期剛性はほぼ一致し、最大耐力は長梁の接合角度が大きくなるに従い低下した。十字形接合部 J0, J000 の最大耐力は一致した。また、各試験体の最大耐力は、RC 規準<sup>8)</sup>曲げ略算式より計算した梁曲げ降伏時強度と比較して、約 1.05~1.14 倍高いが、概ね良好な結果が得られた。ここで、梁曲げ降伏時強度を算出する際、長梁の長さは短梁材軸方向に投影した長さを用いた。J000 の最大耐力(2840kN)を基準とした比較では、J225 : 0.96(2750kN), J450 :

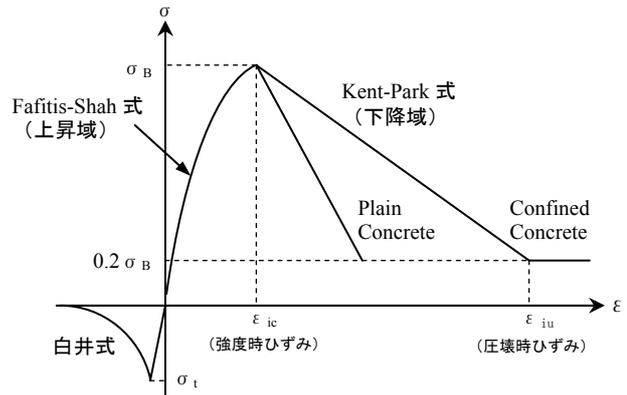


図-4 コンクリートの材料特性

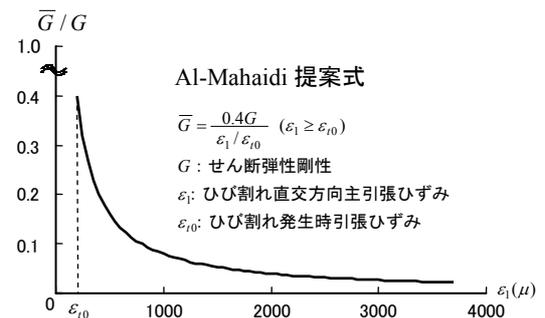


図-5 Al-Mahaidi の提案モデル

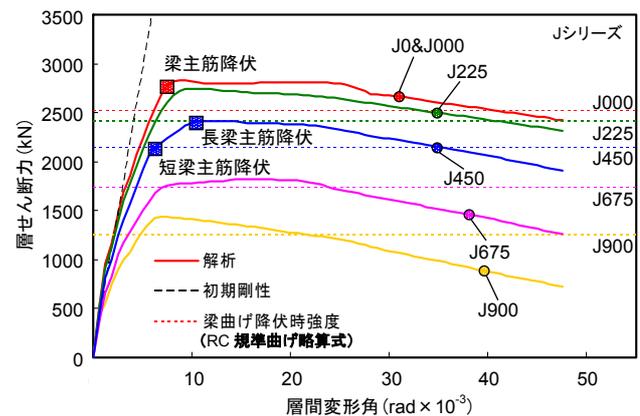


図-6 層せん断力-層間変形角関係

0.85(2420kN), J675 : 0.64(1820kN), J900 : 0.50(1430kN)となった。J000 の計算値を基準とした計算値同士による比較では、J225 : 0.95, J450 : 0.85, J675 : 0.67, J900 : 0.55 となり、良好対応を示した。破壊性状については各試験体とも梁主筋の降伏が接合部せん断補強筋に先行して見られ、梁曲げ降伏先行型であると考えられる。梁主筋の降伏に関して、十字形接合部では左右の梁主筋が同時に降伏するのに対し、水平斜め接合部では、長梁の接合角度に関係なく、各試験体で短梁主筋が先に降伏し、続いて長梁主筋が降伏するという特徴が見られた。

### 3.2 接合部の応力伝達および内部応力状態

層間変形角が  $3.75 \times 10^{-3}$  rad 時の最小主応力コンター図と変形図（変形倍率：25 倍）を重ねた場合と、接合部内部の最小主応力分布を図-7に示す。主応力は圧縮側の主応力を表示しており、寒色系（白黒基調では黒色）になるほど圧縮応力度が大きいことを表している。最小主応力分布は  $13\text{N/mm}^2$  を境に色分けし、接合部の上、中、

下の3層で各要素の積分点ごとに算出しており、水平斜め接合部断面については、短梁材軸方向に展開した図を示している。J000、J225、J450は、応力コンター図に破線で示すように、圧縮ストラットが形成されていることが確認できる。また、柱と長梁

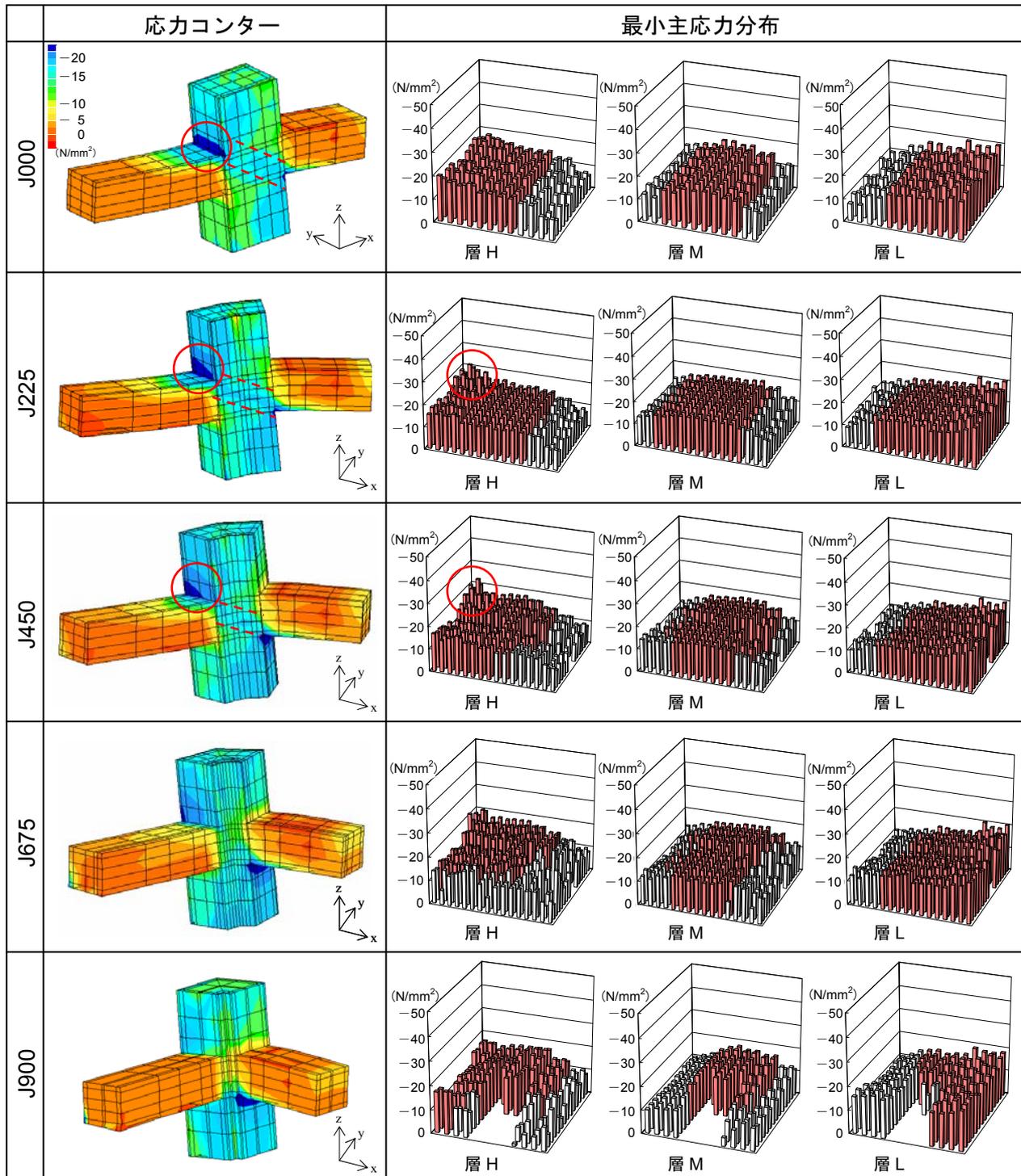
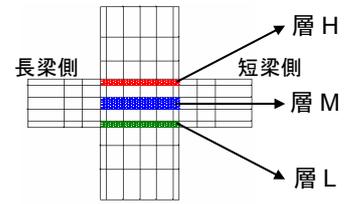


図-7 主応力図，変形図，最小主応力分布（層間変形角： $3.75 \times 10^{-3}$  rad）

の接合位置（応力コンター図の○で囲まれた部分）において、J000 の最小主応力がほぼ一様に分布しているのに対して、水平斜め接合部は向かって奥側が最も高くなる形状を示している。これは、最小主応力分布にも同様の傾向が表れており、後述する長梁に生じるねじりモーメントの影響によるものと考えられる。長梁のねじり変形は、図-7 に示した J225, J450 の応力コンター図に示す圧縮ストラットにも影響し、短梁側は接合部幅に対して一様に圧縮応力が分布しているが、長梁側は接合部断面の奥側が最も高くなっている。接合部中央断面の分布は、断面形状の違いによる差は見られなかった。

### 3.3 ねじれ性状

層間変形角が  $1.00 \times 10^{-3} \text{rad}$  時の長梁のねじり反力分布を図-8 に示す。ねじり反力は、長梁端の反力分布から純せん断反力を引いて算出した。図左上に示した J450 の最大耐力時に長梁側から見た最小主応力コンター図では、長梁に作用する応力の偏りが確認できる。図左下に示した長梁先端から見た変形図（変形倍率：25 倍）では、長梁のねじれ変形が確認できる。そして、図右に示した長梁端の中央付近の節点のねじり反力分布より、長梁には時計回りのねじりモーメントが生じていることがわかる。これは、応力コンター図において、柱と長梁の接合位置で奥側の最小主応力が最も高くなることと対応しており、長梁に生じるねじりモーメントの影響であると考えられる。また、長梁の接合角度が大きくなるほどねじり反力分布の傾きも大きくなり、より大きなねじりモーメントが生じている。

水平斜め接合部では短梁材軸方向にせん断力を載荷する場合、長梁には短梁材軸とその直交方向の 2 方向からモーメントが作用し、二軸状態となる。これにより、長梁にねじりモーメントが生じていると考えられる。また、架構全体でのモーメントの釣り合いは、短梁材軸方向では短梁と長梁の和が柱の面内モーメントと釣り合い、短梁材軸に直交方向では長梁と柱の面外モーメントが釣り合う状態になっている。

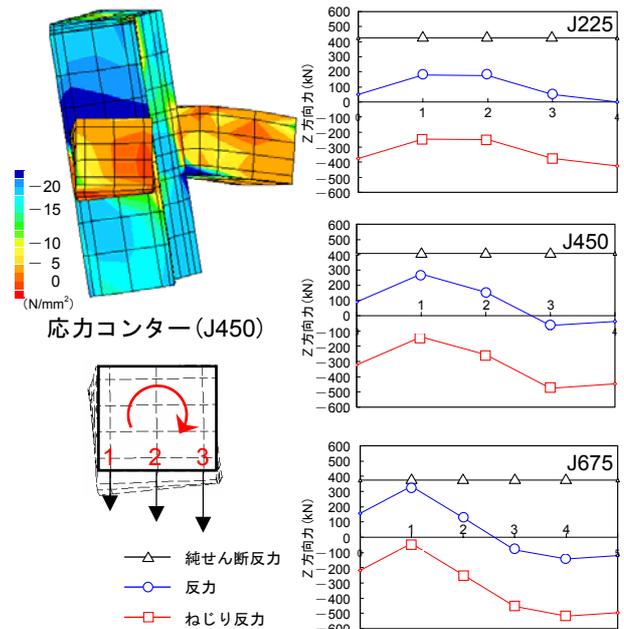


図-8 ねじり反力分布

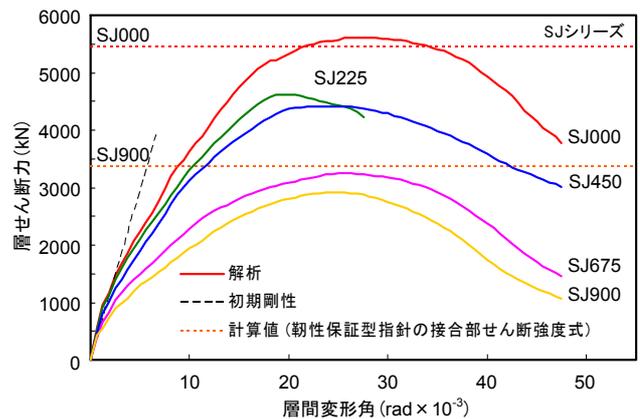


図-9 層せん断力-層間変形角関係

## 4. SJシリーズ(接合部せん断破壊型)の解析結果

### 4.1 層せん断力-層間変形角関係

SJ シリーズの層せん断力-層間変形角関係を図-9 に示す(層せん断力は短梁材軸方向を基準とし、長梁と短梁の層間変形角は同一と仮定した)。SJ225 は要素分割に依存し、柱頭の拘束部分でひび割れを生じ解析の収斂が悪くなり、解が不安定になったため、弾性域でのみ検討を行った。各試験体の初期剛性はほぼ一致し、最大耐力は長梁の接合角度が大きくなるに従い、低下する傾向はJシリーズと同様である。靱性保証型指針<sup>1)</sup>の接合部せん断強度式より計算した値と比較して、SJ000 は約 1.03 倍、SJ900 は約 0.86 倍となり、良好な結果となった。SJ900 に関して

は、ト形接合部として計算したが、柱断面が L 形であるため、矩形断面のト形接合部より耐力が低くなったと考えられる。破壊性状については、接合部せん断補強筋の降伏が見られ、接合部せん断破壊型であると考えられる。

#### 4.2 接合部内のせん断応力状態

層間変形角が  $15.0 \times 10^{-3}$  rad 時の接合部中央層のせん断応力分布を図-10 に示す。せん断応力分布は、接合部中央層で各要素の積分点ごとに算出しており、水平斜め接合部については短梁材軸方向に展開した図を示している。水平斜め接合部断面では、せん断応力が短梁側に偏り、長梁側では梁の接合角度が大きくなるに従い、低下する傾向が見られた。せん断応力分布の平均は、SJ000 :  $6.5 \text{ N/mm}^2$ , SJ225 :  $5.6 \text{ N/mm}^2$ , SJ450 :  $5.4 \text{ N/mm}^2$ , SJ675 :  $4.3 \text{ N/mm}^2$ , SJ900 :  $3.3 \text{ N/mm}^2$  となった。また、接合部断面において有効となる領域が顕著に現れなかったのは、加力方向を短梁材軸方向にしたためであると考えられる。今後、加力方向を変えた場合の内部応力状態の検討、定量的な接合部有効断面積の提案が課題である。

#### 5. まとめ

- (1) 梁曲げ降伏先行型の水平斜め接合部は、短梁主筋の降伏が先行し、続いて長梁主筋の降伏が起こる。
- (2) 短梁材軸方向にせん断力を載荷する場合、長梁には 2 方向からのモーメントが作用し、ねじりモーメントを生じる。
- (3) 水平斜め接合部の内部応力状態は、ねじりモーメントの影響を受け、接合部断面の奥側に圧縮応力が集中する。

#### 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) (2) (課題番号 : 14350293, 研究代表者 : 野口博) により行われた。

解析では柏崎隆志氏 (千葉大学助手), 横林直浩氏 (千葉大学大学院生) に助言, 協力を頂いた。

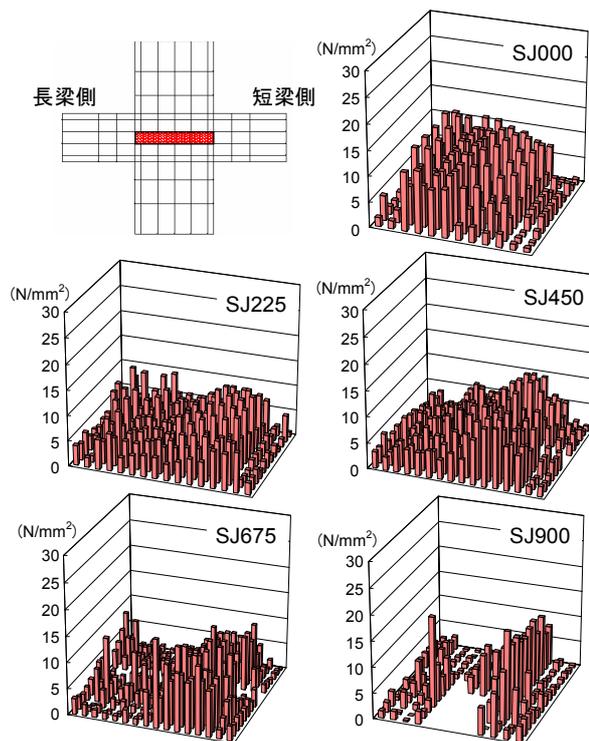


図-10 せん断応力分布

#### 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) Willam, K.J., and Warnke, E.P.: Constitutive Model for Triaxial Behaviour of Concrete, IABSE Seminar on "Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses", Bergamo, Italy, 1974, Proceedings, Vol.19, pp.1-31, 1975.
- 3) Fafitis, F., and Shah, S.P.: Lateral Reinforcement for High Strength Concrete Columns, ACI Journal, pp.213-232, 1985.
- 4) Kent, D.C., and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, Proceedings of ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, 1971.
- 5) 佐藤稔雄, 白井伸明 : 鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究 (その 6), (その 7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1615-1618, 1978
- 6) 飯塚崇文 : 普通強度から高強度までの材料を用いた鉄筋コンクリートの構成則と有限要素解析に関する研究, 千葉大学学位論文, 1992
- 7) Al-Mahaidi, R. S. h.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report No.79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Jan.1979.
- 8) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999