

3 方向加力された鉄筋コンクリート立体隅柱梁接合部の破壊機構に関する実験的研究  
(その2: 実験結果の考察)

正会員 ○片江 拓 1\*      同      佐藤 宏一 2\*  
同      北山 和宏 3\*      同      遠藤 俊貴 4\*

鉄筋コンクリート      隅柱梁接合部      接合部破壊  
2 軸相関      ひずみ分布

1. はじめに

本稿では(その1)の実験概要および結果に続き、実験結果の考察について報告する。

2. 損傷状況

写真1に各試験体の層間変形角1%および2%終了時の南面接合部の損傷状況を示す。全試験体において梁曲げひび割れが層間変形角0.25%で発生した。層間変形角1%で接合部に斜めひび割れが発生し、以降は接合部の損傷が著しく進展した。層間変形角1%での立体隅柱梁試験体K3(柱梁曲げ耐力比2.3)の接合部の損傷は他2体の試験体(柱梁曲げ耐力比1.4)より軽微であり、他2体の接合部横補強筋は降伏したが試験体K3では降伏しなかった。平面ト形試験体K1よりも立体隅柱梁試験体K2の方が接合部の損傷が激しかったが、これは水平2方向加力したためと考える。立体試験体K3は層間変形角2%サイクルの南西方向(図2の載荷経路の地点B)加力時に上柱のコンクリートが圧壊し、一気に接合部の損傷が進展した。また層間変形角2%終了時には接合部内の柱主筋の座屈が生じた。接合部内の柱主筋の座屈が試験体K1で層間変形角4%、K2で3%、K3で2%に確認された。これは接合部のコンクリートが圧壊し柱主筋のみが圧縮力を負担したこと、接合部内の柱主筋比が0.8%、接合部横補強筋比が0.3%程度と配筋量が少なかったことが原因と考える。

3. 層せん断力の2軸相関関係

図1に立体試験体K2(柱梁曲げ耐力比1.4)、K3(柱梁曲げ耐力比2.3)の東西および南北層せん断力の層間変形角0.5%、1%、および2%時の加力第1サイクルでの2軸相関関係を示す。図中に計算による梁曲げ終局耐力、日本

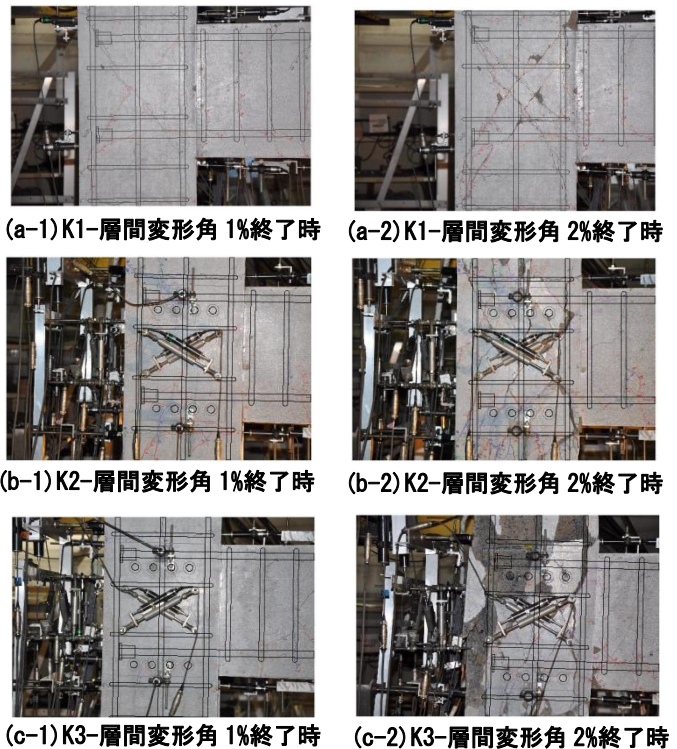


写真1 接合部損傷状況

建築学会の指針式<sup>1)</sup>より算出した接合部せん断耐力および文献3)より算出した接合部終局耐力を矩形、円および楕円で各々示す。各軸の方向は図2の載荷経路と一致しており、地点Aから反時計回りに載荷した。試験体K2の層間変形角1%以降では、地点AからBに2方向加力することで変位を保持した東西方向の耐力が低下した。試験体K3は層間変形角1.5%までは耐力曲線が概ね矩形とな

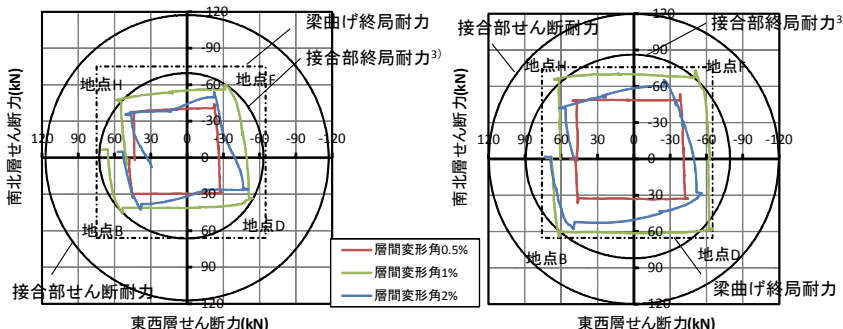


図1 層せん断力の2軸相関関係

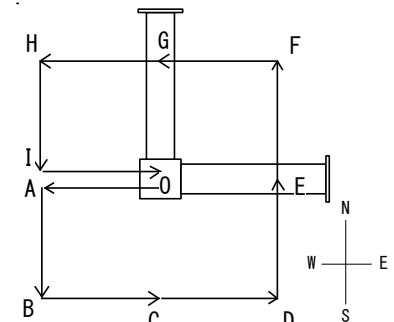


図2 載荷経路

ったが、層間変形角 2%では 2 方向加力により耐力が低下した。2 方向加力による耐力低下は接合部破壊が原因である。最大耐力時の 2 方向加力における東西および南北層せん断力のベクトル和は試験体 K3 の方が大きい。圧縮軸力を 3 倍にし、柱梁曲げ耐力比を 1.4 から 2.3 にすることで接合部の耐力が上昇したと考えられる。両試験体の耐力曲線は接合部せん断耐力曲線よりも大きく内側に位置したため、本実験では接合部はせん断破壊しなかったと考える。文献 3)による接合部終局耐力は立体試験体 K2 の 2 方向加力時の耐力と良く一致した。試験体 K3 の最大耐力決定要因は今後検討を要するが、層間変形角 2%での 2 方向加力による耐力低下および損傷状況より、試験体 K3 では梁曲げ降伏後の接合部破壊と判断した。

#### 4. ひずみ分布

図 3 に試験体 K2(柱梁曲げ耐力比 1.4)の層間変形角 1%時の荷経路の地点 B における主筋のひずみ分布およびひずみゲージ位置と想定破壊面<sup>3)</sup>を示す。ひずみは引張を正とする。両梁上端主筋は危険断面位置のみではなく、接合部内においても降伏した。一方、両梁下端主筋は比較的ひずみが小さかった。柱主筋は危険断面位置で降伏したが、柱中段筋の中央では降伏ひずみに達しなかった。楠原・塩原は文献 3)において平面 T 形接合部の新たな変形機構を提案しており、この想定破壊面(図 3(b))で鉄筋が降伏するとした。耐力曲線からは立体試験体 K2 は文献 3)で提唱する破壊を生じたと考えられるが、他の試験体と共に鉄筋の降伏状況よりさらに詳細な検討を要する。

#### 5. まとめ

柱軸力を変化させて柱梁曲げ耐力比を変数とした RC 造立体隅柱梁試験体に荷経路を行い、以下の知見を得た。

- (1) 柱圧縮軸力が他の試験体の 3 倍の立体試験体 K3(柱梁曲げ耐力比 2.3)は最大耐力以前の接合部の損傷は

軽微であり、梁危険断面位置および接合部入隅位置で梁主筋が降伏し、梁曲げ終局耐力を発揮した。しかし層間変形角 2%サイクル中に接合部破壊が著しく進展し、接合部内の柱主筋の座屈が見られ、試験体 K2 より脆性的に破壊したため、梁曲げ降伏後の接合部破壊と判断した。

- (2) 立体試験体 K2、K3 はともに耐力曲線が接合部せん断耐力曲線に達しなかったため、柱梁接合部のせん断破壊ではないと考える。文献 3)による接合部終局耐力曲線が立体試験体 K2(柱梁曲げ耐力比 1.4)の耐力曲線を精度よく評価したため、試験体 K2 は楠原・塩原が文献 3)で提案する破壊を生じたと考えられるが、他の試験体と共に破壊機構の詳細な検討を要する。

#### 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) 楠原文雄、塩原等、田崎渉、朴星勇：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、Vol.75、No.656、pp1873-1882、2010、10。
- 3) 楠原文雄、塩原等：鉄筋コンクリート造 T 形柱梁接合部の終局モーメント算定法、日本建築学会構造系論文集、Vol.78、No.693、pp1949-1958、2013、11。
- 4) 崔建宇、藤井栄、渡邊史夫：二方向荷重をうける隅柱・梁接合部のせん断性能と柱軸力の関係、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.2、pp451-456、2002。

#### 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：塩原等・東京大学教授)によって実施した。ご助言いただいた塩原等博士、試験体製作にご協力いただいたアシス株式会社および株式会社東京鉄鋼に深謝する。

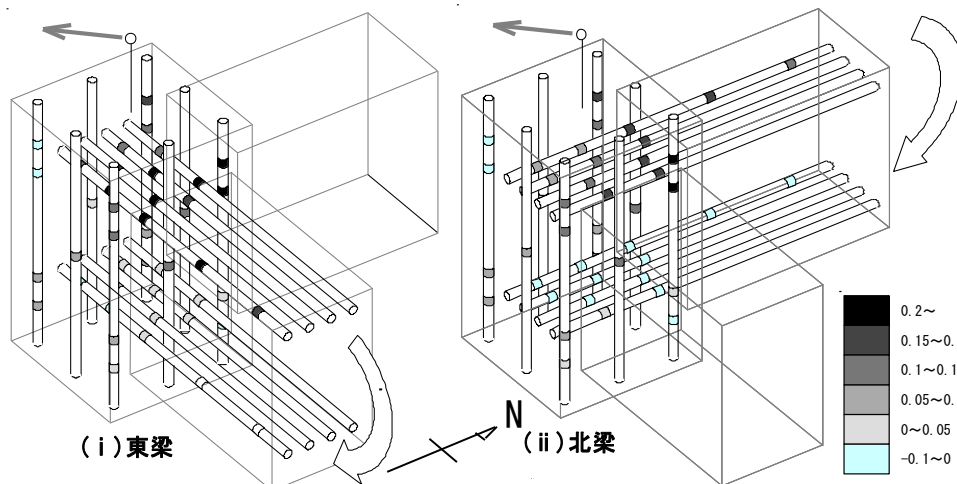


図 3(a) 主筋ひずみ分布

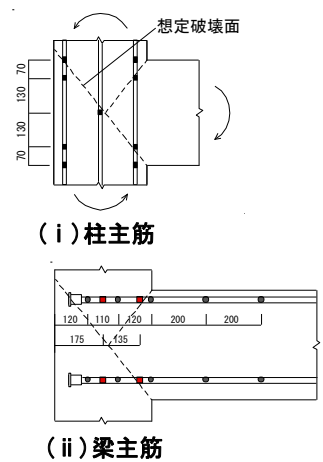


図 3(b) ひずみゲージ位置と想定破壊面

\*1 首都大学東京 大学院生  
 \*2 東京工業大学 大学院生  
 \*3 首都大学東京 教授・工博  
 \*4 首都大学東京 助教・博士(工学)

1\* Graduate Student, Tokyo Metropolitan University.  
 2\* Graduate Student, Tokyo Institute of Technology.  
 3\* Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.  
 4\* Assistant Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.