

### 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1: 実験概要と結果)

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

鉄筋コンクリート 隅柱梁接合部 接合部破壊  
3 方向加力 柱梁曲げ耐力比 軸力比

#### 1. はじめに

鉄筋コンクリート(RC)造柱梁接合部において、従来の設計法<sup>1)</sup>では接合部のせん断耐力が入力せん断力を上回るよう規定する。しかし既往の実験で十分な接合部のせん断余裕度(接合部せん断耐力<sup>1)</sup>の接合部入力せん断力に対する比)を確保した場合でも、柱梁曲げ耐力比(柱曲げ終局耐力の梁曲げ終局耐力に対する比)が1に近い場合は接合部の損傷が顕著になることが確認された<sup>2)</sup>。これを受けて文献3)において接合部の新たな終局耐力評価手法が提案された。本研究では実験事例の少ない<sup>4)</sup>立体隅柱梁部分架構を対象とした3方向加力実験を行い、接合部の破壊機構を検証することを目的とする。

#### 2. 実験概要

##### 2.1 試験体概要

本実験では(1)柱軸力、(2)試験体形状を実験変数とし、平面T形試験体1体、立体隅柱梁試験体2体の計3体を用いた。表1に試験体諸元、表2に材料特性、図1に試験体形状および断面形状を示す。柱断面寸法は350×350mm、梁幅は250mm、梁せいは400mmとし、全試験体で共通である。立体試験体の配筋は共通とし、平面試験体は立体試験体の東西方向の平面と共通の配筋である。梁主筋は柱内に機械式定着し、その定着投影長さは300mmである。柱主筋比は0.83%、接合部横補強筋比は0.28%である。全試験体でコンクリートの呼び強度を36N/mm<sup>2</sup>とし、接合部せん断余裕度は1.6程度の十分な値を確保した。ただしこれは1方向加力に対する値である。柱梁曲げ耐力比は試験体K1、K2(圧縮軸力260kN)で1.43、試験体K3(圧縮軸力770kN)で2.30である。表1中の各耐力の計算値は梁主筋の偏在および下柱軸力の変動により加力方向によって刻々と変化するため、西へ水平1方向加力した時(後述の図3の荷経路の地点A)の値を示す。曲げ終局耐力は平面保持を仮定した断面解析により算出した。接合部終局耐力は文献3)に基づき算出した。

表1 試験体諸元

試験体名	K1	K2	K3
形状	平面	立体	立体
梁主筋	上端、下端共に4-D19(SD345)		
柱主筋	8-D13(SD295A) ρg=0.83%		
接合部せん断補強筋	2-D10, 2sets(SD345) ρhw=0.28%		
柱圧縮軸力	260kN(軸力比0.04)	260kN(軸力比0.04)	770kN(軸力比0.12)
梁曲げ終局時層せん断力	75.9kN	74.9kN	75.9kN
接合部終局時層せん断力 <sup>3)</sup>	74.2kN	72.7kN	89.3kN
柱梁曲げ耐力比	1.43	1.43	2.30
接合部せん断余裕度	1.60	1.57	1.58

#### 2.2 実験概要

図2に加力装置、図3に立体試験体の柱頭の荷経路を示す。梁端はローラー支持、下柱はピン支持とし、柱頭の加力点に水平2方向および鉛直方向の計3基のジャッキを取り付けた。水平パンタグラフを用い柱軸回りの回転を拘束した。柱に圧縮軸力を導入後、柱頭に水平力を載荷した。荷荷は変位制御とし、層間変形角(層間変位を層間高さで除した値)0.25%、0.5%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%をそれぞれ載荷した。立体試験体の荷経路は口の字形とし、1サイクル目は原点から西方向に所定の変位を与え、そこから1方向の変位を保ちその直交方向に変位を与え反時計回りに1周し原点に戻る。2サイクル目は原点から東方向に加力し、時計回りに1周し原点に戻る。立体試験体は層間変形角0.25%を1サイクル、その他の変位は2サイクルずつ載荷した。平面試験体は1方向正負交番繰り返し載荷とし、層間変形角0.25%を1サイクル、その他の変位を立体試験体の柱頭の描く累積変位量と等しくするために5サイクルずつ載荷した。

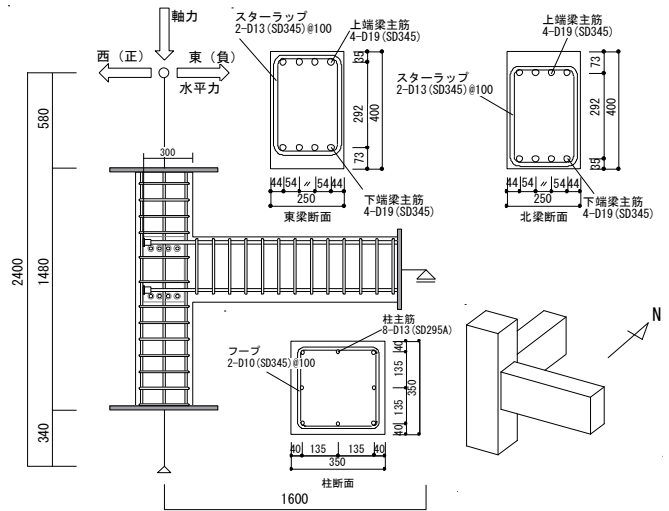


図1 試験体形状  
表2 材料特性

鋼材	降伏応力度 N/mm <sup>2</sup>	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	降伏ひずみ %
D10(SD345)	393	546	0.19
D13(SD295A)	379	530	0.18
D13(SD345)	375	565	0.18
D19(SD345)	394	568	0.19
コンクリート	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	圧縮強度時ひずみ %	割裂引張強度 N/mm <sup>2</sup>
K1	50.5	0.23	3.4
K2	52.2	0.23	4.1
K3	53.2	0.24	3.7

### 3. 実験結果

図 4 に層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は測定した梁せん断力を用い力の釣り合いから算出した。図中の○は最大層せん断力、△は梁主筋降伏、□は柱主筋降伏、◇は接合部横補強筋降伏、破線と一点鎖線はそれぞれ梁曲げ終局耐力と文献 3)の接合部終局耐力の計算値である。平面試験体 K1(柱梁曲げ耐力比 1.4)は顕著なスリップ性状を示したが、立体試験体 K2(柱梁曲げ耐力比 1.4)は K1 ほどのスリップ性状は見られず、圧縮軸力を 3 倍にした立体試験体 K3(柱梁曲げ耐力比 2.3)は紡錘形の履歴形状となった。試験体 K1 および K2 は層間変形角 1%サイクル中に梁主筋(梁危険断面位置および接合部内)、柱主筋および接合部横補強筋が降伏した。一方試験体 K3 では梁主筋は層間変形角 1%サイクル中に梁危険断面位置および接合部の入隅位置で降伏したが、柱主筋および接合部横補強筋は層間変形角 1.5%サイクル中に降伏した。全試験体で変形の増大とともに接合部破壊が生じた。

東西方向の正加力時において全試験体の最大耐力の実験値が梁曲げ終局耐力の計算値をわずかに下回った。試験体 K2 のその他の加力方向では実験値が梁曲げ終局耐力の計算値を 20%下回った。これは水平 2 方向加力により接合部の損傷が進展し、耐力が低下したためである。一方試験体 K3 は各加力方向で最大耐力の実験値と梁曲げ終局耐力の計算値はほぼ等しかった。これは試験体 K2 と比べ K3 は最大耐力時の接合部の損傷が軽微だったためである。ただし最大耐力以降は接合部内の柱主筋の座屈やコアコンクリートの圧壊が生じ、耐力低下も著しかった。以上より試験体 K1 および K2 は接合部破壊、試験体 K3 は梁曲げ降伏後の接合部破壊と判断した。文献 3)の接合部終局耐力については水平 2 方向加力時の 2 軸相関の検討を要するので、詳細な損傷状況と共に(その 2)で述べる。

### 4. 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載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 柱梁接合部のせん断余裕度を 1.6 とした立体隅柱梁部分架構では、梁主筋、柱主筋および接合部横補強筋が降伏した後、柱梁接合部が破壊した。
- (2) 復元力特性の履歴形状は平面ト形試験体 K1(柱梁曲げ耐力比 1.4)はスリップ型、立体隅柱梁試験体 K2(柱梁曲げ耐力比 1.4)は軽度のスリップ型、立体隅柱梁試験体 K3(柱梁曲げ耐力比 2.3)は紡錘形となった。
- (3) 平面ト形試験体 K1 (柱梁曲げ耐力比 1.4) の最大耐力の実験値は梁曲げ終局耐力の計算値を 4%下回り、立

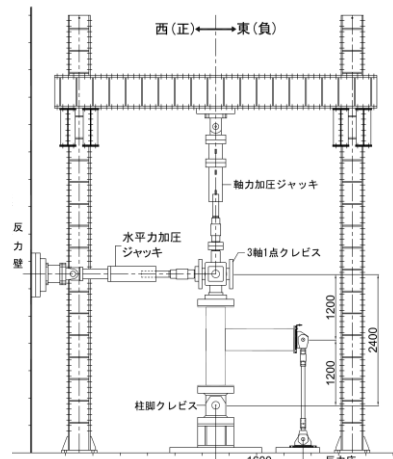


図 2 加力装置

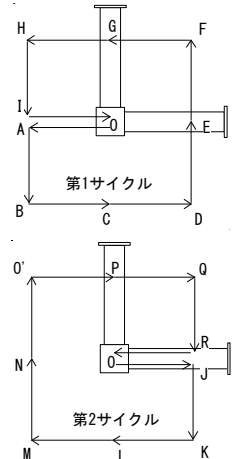
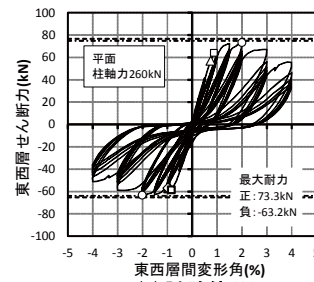
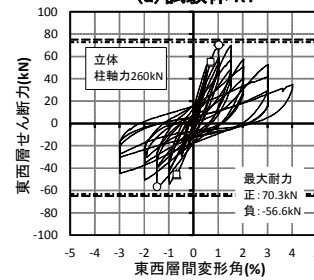


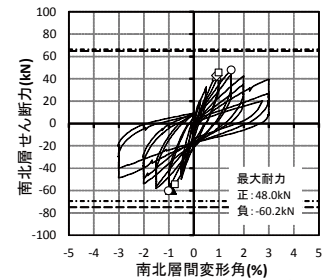
図 3 荷経路



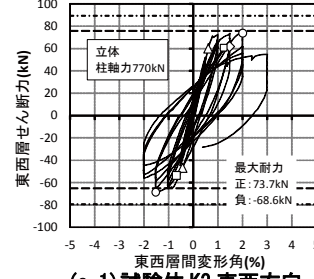
(a) 試験体 K1



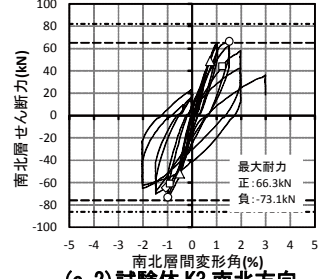
(b-1) 試験体 K2 東西方向



(b-2) 試験体 K2 南北方向



(c-1) 試験体 K3 東西方向



(c-2) 試験体 K3 南北方向

図 4 層せん断力-層間変形角関係

- 体試験体 K2 (柱梁曲げ耐力比 1.4) の実験値は計算値を 1 方向加力時に 6%、2 方向加力時に 20%下回った。
- (4) 立体隅柱梁試験体 K3 (柱梁曲げ耐力比 2.3) では 2 方向加力時を含め最大耐力の実験値と梁曲げ終局耐力の計算値がほぼ等しかった。

参考文献、謝辞は(その 2)に示す。

\*1 東京工業大学 大学院生  
 \*2 首都大学東京 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 Institute of Technology.  
 2\* Graduate Student, Tokyo Metropolitan University.  
 3\* Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.  
 4\* Assistant Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.