

3 方向加力される鉄筋コンクリート立体隅柱梁接合部の 耐震性能に関する実験研究

SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE CORNER BEAM-COLUMN JOINT UNDER TRI-DIRECTIONAL LOADING

片江 拡*, 北山和宏**
Hiromu KATAE and Kazuhiro KITAYAMA

Seismic performance of a corner beam-column joint in reinforced concrete frames was studied by testing two three-dimensional beam-column subassembly specimens without slabs under tri-directional loading. A column-to-beam flexural strength ratio was varied from 1.4 to 2.3 by changing the magnitude of column axial load. Although sufficient redundancy to prevent shear failure was provided to a beam-column joint in the test, all joints failed in flexure after beam and column longitudinal bars yielded. The ultimate flexural capacity of a corner joint under tri-directional loading was enhanced by large column axial load, and can be estimated by the method proposed by Shiohara.

Keywords : Reinforced concrete, Corner beam-column joint, Tri-directional loading, Joint failure, Axial force, Column-to-beam strength ratio

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

1. 序

現在の鉄筋コンクリート造建物の設計においては柱梁接合部の破壊を許容しない。柱梁接合部は梁および柱からの入力せん断力によってせん断破壊するものと考えられてきた。それを防ぐために日本建築学会では接合部せん断耐力が入力せん断力を上回るよう規定している¹⁾が、軸力や接合部横補強筋などの効果は考慮されない。例えば日本建築学会の設計指針¹⁾の接合部せん断強度式はそれまでの実験試料に基づいて経験的に得られている。

しかし塩原は柱梁接合部の新たな破壊機構を提案しており²⁾、その破壊では十分な接合部せん断余裕度（梁曲げ終局時接合部入力せん断力に対する接合部せん断耐力の比）を有した場合でも、柱梁曲げ耐力比（梁曲げ終局時接合部節点モーメントに対する柱曲げ終局時接合部節点モーメントの比）が1に近ければ柱梁接合部に損傷が集中し、梁主筋が降伏しても想定する曲げ耐力を発揮しないことが理論的に明らかにされた³⁾。また楠原・塩原らは実験により、柱梁曲げ耐力比、接合部横補強筋量、梁せいと柱せいの比などの設計因子の接合部破壊に対する影響を指摘した^{4), 5)}。この破壊機構は柱梁接合部の曲げモーメントに対する抵抗機構としてモデル化された。図1にT形柱梁接合部の曲げ機構における変形モデル⁶⁾を示す。柱梁接合部を含んだ上柱、下柱および梁の3部材に分割し、各部材の回転により図のようなひび割れ面を想定する（以降、圧縮ストラットに沿うひび割れを主対角ひび割れ、引張側隅部から伸びるひび割れを入隅ひび割れとする）。ひび割れが開く位置で鉄筋が引張降伏

し、柱梁接合部の変形の増大と共にコンクリートが圧壊し終局に至る（以降、接合部曲げ破壊と呼ぶ）。楠原・塩原は軸力、主筋量、接合部横補強筋量などの設計因子を考慮したT形柱梁接合部の曲げ終局耐力算定法を提案した⁶⁾。前述のとおり、実設計において十分な接合部せん断余裕度を確保しても接合部の曲げ破壊は防げず、また接合部にヒンジが形成されるため建物の層崩壊につながる可能性も考えられる。柱梁接合部の曲げ破壊に着目した平面柱梁部分架構試験体による実験は数多く行われたが^{例え4), 5)}、ほとんどは塩原らによるものである。それらの実験では柱幅と梁幅が等しく、柱に軸力を載荷しないため、実建物を模擬していない点があり、実建物により近い状態の柱梁接合部の実験事例は限られる^{例え7)}。

隅柱では地震時に軸力が変動し、大きな圧縮軸力や場合によっては引張軸力が生じる。また隅柱梁接合部は内柱梁接合部ほどの梁の拘束による損傷抑制を期待できず、さらに梁主筋の柱梁接合部内の定着長さが短いと性能が劣化する。このように隅柱は構造上の弱点になりやすいと考えられ、実際に1993年のグアム地震で隅柱梁接合部の被害も確認された⁸⁾。写真1にグアム地震で柱梁接合部に大きな損傷を生じた建物の被害状況を示す。しかし隅柱梁接合部を対象とした実験研究は少ない上、その多くが接合部せん断抵抗機構に関する研究である^{例え9)-11)}。柱梁接合部の曲げ破壊に着目した隅柱梁接合部の実験研究は筆者の知る限りではない。西村ら¹²⁾は水平2方向加力下で梁主筋が降伏する隅柱梁接合部を対象に、梁主筋径による付着性状の違いがその破壊性状に与える影響について検討し、接

本論文は文献15)で発表された内容をまとめ、さらに検討を追加したものである。

* 首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学域
大学院生

** 首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学域
教授・工博

Grad. Stud., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan
University

Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan University,
Dr. Eng.

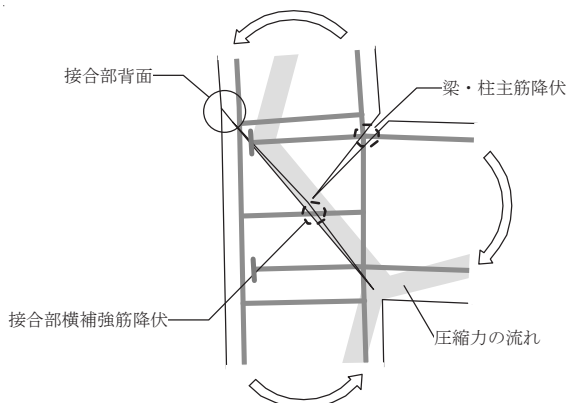


図1 接合部曲げ機構の変形モデル⁶⁾



写真1 グラム地震 隅柱梁接合部の被害状況(栗栖浩一郎氏提供)

合部曲げ破壊の可能性について指摘した。本研究では実験研究の少ない隅柱梁部分架構を対象に、一定圧縮軸力および2方向水平力を載荷する(本論ではこれを3方向加力と称する)実験を行い、塩原らが提案する接合部の曲げ破壊に対する強度評価手法の妥当性を検証すると共に、隅柱梁部分架構の挙動を考察することを目的とする。実建物の隅柱の軸力変動を考慮し柱圧縮軸力を実験変数とし、柱軸力が隅柱梁接合部の曲げ破壊に与える影響を検討する。

なお本論では、平面柱梁接合部を対象として提案された新たな破壊機構²⁾が、2方向水平力を受ける立体柱梁接合部の主方向および直交方向に各々形成される状態を水平2方向加力時の接合部曲げ破壊と定義した。具体的には、柱梁接合部の直交する二面に主対角の斜めひび割れがX状に発生し、梁・柱主筋および接合部横補強筋が降伏した後に接合部コンクリートの圧壊が生じる破壊のことである。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表1に試験体諸元、表2に材料特性、図2に試験体形状および配筋図を示す。基礎的な挙動を検討するためスラブは設けなかった。柱梁接合部内で東梁と北梁の主筋が干渉しないよう、東梁は上端、北梁は下端に偏在させ、東梁と北梁は上下反転した断面とした。本研究では(1)柱軸力、(2)試験体形状を実験変数とし、平面T形柱梁部分架構試験体1体と立体隅柱梁部分架構試験体2体の計3体を用いた。平面試験体K1と立体試験体K2は低層建物の1階における隅柱を想定した圧縮軸力(260kN、軸力比は0.04)を載荷した(1方向加力時の柱梁曲げ耐力比は1.4)。立体試験体K3はその3倍の軸力(770kN、軸力比は0.12)を載荷し、1方向加力時の柱梁曲げ耐力比を2.3に増大させ、柱梁接合部への影響を確認する。柱断面寸法は350×350mm、梁幅は250mm、梁せいは400mmとし、全試験体で共通とした。立体試験体の配筋は共通とし、平面試験体は立体試験体

表1 試験体諸元

試験体名	K1	K2	K3	
形状	平面T形接合部	立体隅柱梁接合部		
梁(両梁共通)	幅×せい	250×400(mm)		
	梁主筋	上端・下端ともに4-D19(SD345)		
	スターラップ	2-D13(SD345)@100		
柱	幅×せい	350×350(mm)		
	柱主筋	8-D13(SD295A)		
	フープ	2-D10(SD345)@100		
接合部横補強筋	2-D10(SD345), 2組			
柱圧縮軸力(軸力比)	260kN(0.04)		770kN(0.12)	
梁曲げ終局時層せん断力	最大	75.9kN	74.9kN	75.9kN
	計算値※	最小	65.2kN	64.9kN
接合部曲げ終局時層せん断力	最大	71.0kN	70.4kN	88.7kN
	計算値※	最小	60.6kN	60.0kN
柱梁曲げ耐力比	最大	1.4	1.4	2.3
	最小	1.4	0.8	1.5
接合部せん断余裕度	1方向入力	1.6		
	2方向入力	1.1		

※加力方向により耐力が異なるが、1方向加力時の最大値および最小値を示す

表2 材料特性

鋼材	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	降伏ひずみ %	破断伸び %
D10(SD345)	393	546	0.19	17.0
D13(SD295A)	379	530	0.18	18.2
D13(SD345)	375	565	0.18	16.7
D19(SD345)	394	568	0.19	18.2
コンクリート	圧縮強度 N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	圧縮強度時ひずみ %	ヤング係数※ ×10 ¹⁰ N/mm ²
試験体K1	53.2	4.0	0.24	31.5
試験体K2	50.5	3.4	0.23	31.1
試験体K3	52.2	4.1	0.23	31.8

※コンクリートのヤング係数は圧縮強度の1/3時の割線剛性とした。

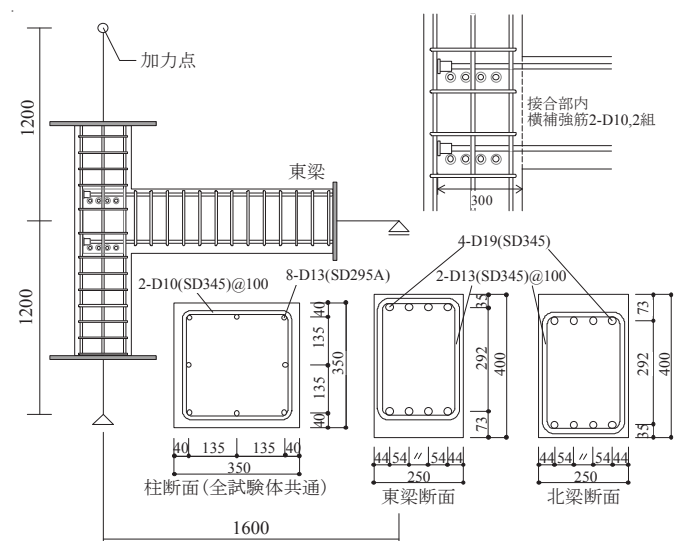


図2 試験体形状および配筋

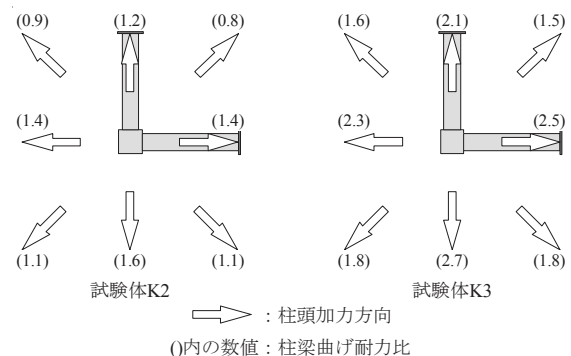
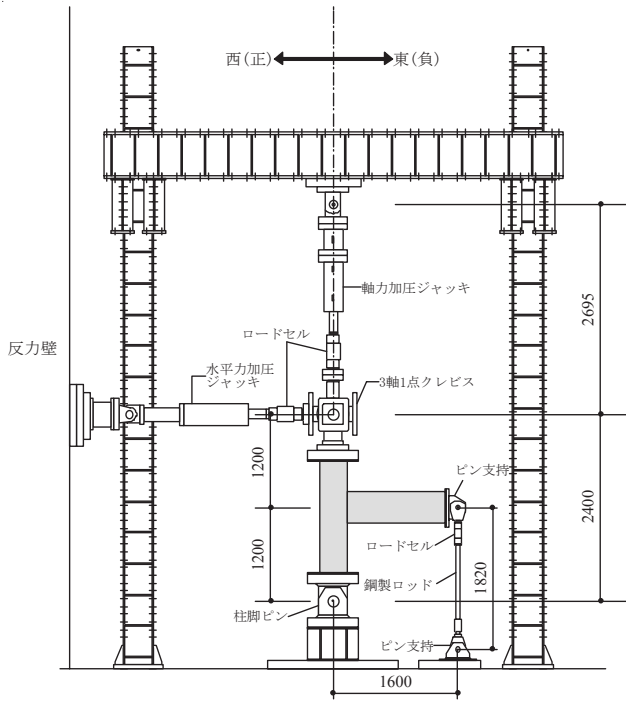
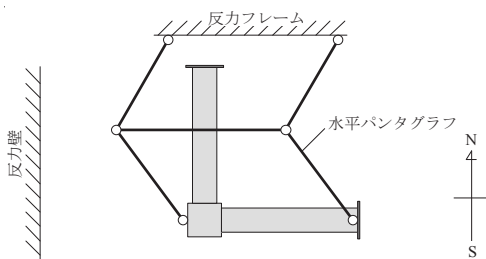


図3 柱頭を矢印の方向に加力した時の柱梁曲げ耐力比

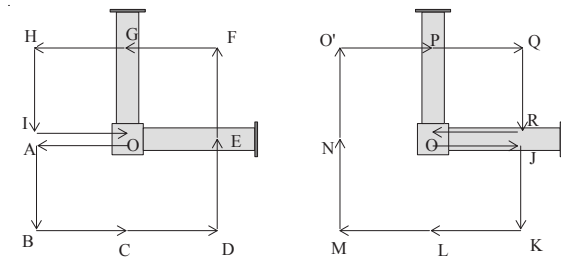


(a) 加力装置立面



(b) 加力装置平面略図

図4 加力装置



(a) 加力第1サイクル

(b) 加力第2サイクル

図5 柱頭の載荷経路

の東西方向と共通の配筋である。梁主筋は接合部内に機械式定着し、その定着投影長さは 300mm で柱せい の 0.86 倍である。柱主筋は 8-D13 で柱主筋比を 0.83%、接合部横補強筋は 2-D10 を 2 組配筋し、接合部横補強筋比は 0.28% とした。最低鉄筋量が建築基準法で柱主筋比 0.8%、指針¹⁾で接合部横補強筋比 0.3% と定められており、それとほぼ一致させた。全試験体でコンクリートの呼び強度を 36N/mm² とした。接合部せん断余裕度は 1.6 とし、柱梁接合部でせん断破壊しない設計とした。柱梁接合部のせん断耐力は日本建築学会の指針式¹⁾を用いた。ただしこれは 1 方向の梁からのせん断力に対する余裕度である。接合部せん断耐力曲面を円形と仮定すると、2 方向の

梁からのせん断力に対して接合部せん断余裕度は 1.1 となる。梁主筋の偏在および下柱軸力の変動により、柱梁曲げ耐力比は加力方向によって刻々と変化する。本実験では加力装置 (図 4(a)、後述) の特性により、梁せん断力分だけ下柱の軸力が増減する。よって柱梁曲げ耐力比は平面試験体 K1 では 1.4 と加力方向による変動はほぼないが、立体試験体 K2 では 0.8 から 1.6、立体試験体 K3 では 1.5 から 2.7 まで変動する (図 3)。ただし 2 方向加力時の柱梁曲げ耐力比の計算には柱の曲げ終局耐力曲面を円形と仮定し、梁の曲げ終局耐力は 2 本の梁耐力の合力を用いた。梁および柱の曲げ終局耐力は平面保持の仮定に基づく断面解析により算出した。断面解析には鉄筋およびコンクリートの構成則としてそれぞれ完全弾塑性モデルおよび材料試験結果より得た σ - ϵ 関係を用いた。接合部曲げ終局耐力 (表 1) は、図 1 の変形モデルに示した接合部のひび割れ幅位置での鉄筋が全て降伏した時に、部材に生じるモーメントとして文献 6) に基づき算出した。終局時の接合部コンクリートの圧縮応力分布は ACI¹³⁾ で定めるストレスブロックを準用した。各種耐力計算には表 2 に示す鉄筋の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度を用いた。

2.2 加力方法と測定項目

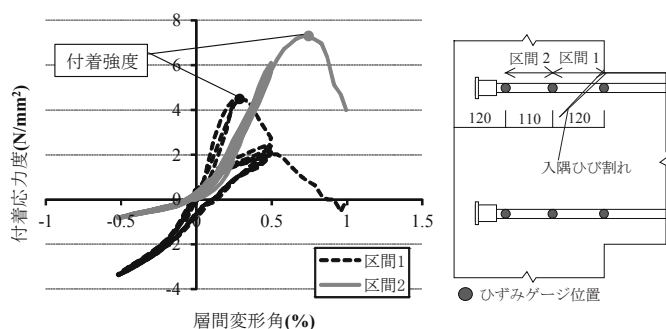
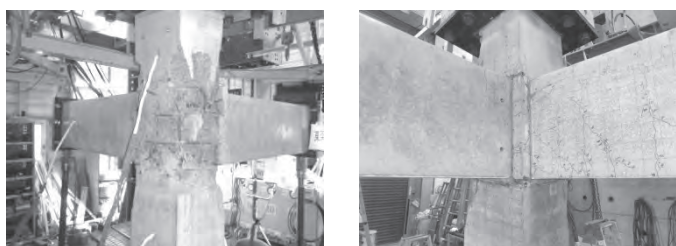
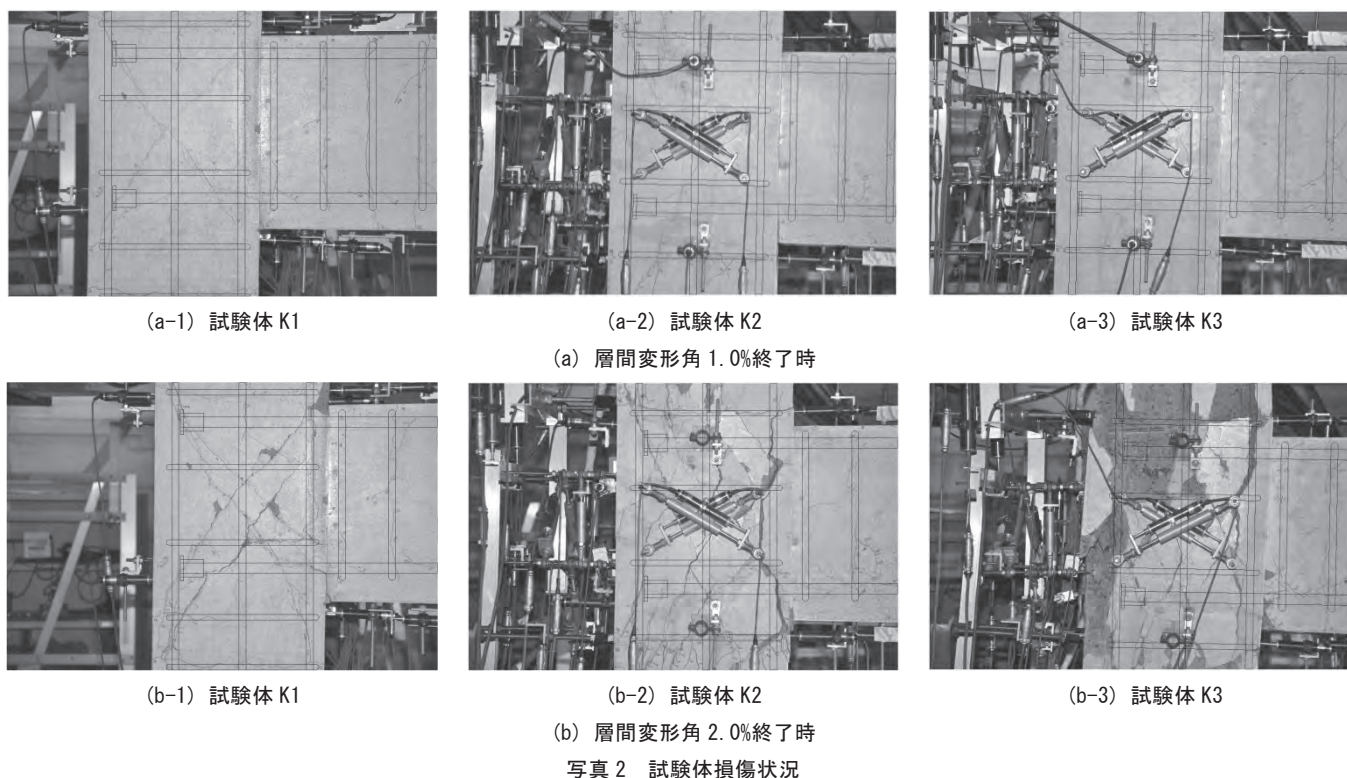
図 4 に加力装置、図 5 に立体試験体の柱頭の載荷経路を示す。梁端はローラー支持、柱頭および柱脚はピン支持とし、柱頭の加力点に水平 2 方向および鉛直方向の計 3 基のジャッキを取り付けた。各支持点はユニバーサルジョイントとなっている。直交する北梁の支持条件および柱心から支持点までの距離は東梁と同様である。水平パンタグラフを用い試験体の柱軸回りの回転を拘束した。柱に一定圧縮軸力を導入後、柱頭に水平力を載荷した。載荷は変位制御とし、層間変形角 0.25%、0.5%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0% をそれぞれ載荷した。層間変形角は柱頭加力点の水平変位を柱頭と柱脚の支持点間距離 (2400mm) で除した値とした。

立体試験体の載荷経路は口の字形とし、第 1 サイクルは原点から西方向に所定の変位を与え (地点 A)、そこから西方向の変位を保ちつつ南方向に変位を与え (地点 B)、左回りに地点 C、D、E、F、G、H、I と 1 周し原点に戻る。第 2 サイクルは原点から東方向に加力し (地点 J)、右回りに 1 周し原点に戻る。よって同サイクル中の 2 方向加力時の層間変位は 1 方向加力時に対し $\sqrt{2}$ 倍となる。立体試験体は層間変形角 0.25% を 1 サイクル、その他の変位では第 1 サイクルと第 2 サイクルを一回ずつ載荷した。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。梁せん断力、柱頭の鉛直および水平力を各ロードセルで測定した。梁と柱のたわみおよび梁の回転角、接合部曲げ機構に基づく接合部変位を測定した。ひずみゲージ添付位置は接合部内の破壊面を検討するため、梁主筋は柱フェースから 0、40、120、175 および 230mm の各位置、柱主筋は梁フェースと接合部入隅部および中段筋の中央、横補強筋は各辺の中央とした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

各試験体の層間変形角 1.0% および 2.0% 終了時の南面接合部の損傷状況を写真 2 に示す。全試験体で梁曲げひび割れが層間変形角 0.25% サイクルで発生した。層間変形角 1.0% サイクルで全試験体の



接合部に主対角ひび割れが生じ、梁主筋および接合部横補強筋が降伏した。軸力比が 0.04 の平面試験体 K1 および立体試験体 K2 は層間変形角 0.9% で、軸力比が 0.12 の立体試験体 K3 は層間変形角 1.5% サイクルで柱主筋が降伏した。試験体 K3 の接合部主対角ひび割れの柱軸に対する角度は試験体 K2 より小さかった。図 1 の変形モデルでは接合部主対角ひび割れは梁主筋の定着端を通るが、軸力により接合部のひび割れの角度に影響があることを確認した。塩原による接合部曲げ機構では接合部の引張側入隅部でひび割れの拡幅と

もに主筋が降伏するが、全試験体でほとんどの柱・梁主筋がそれぞれ梁および柱フェースと接合部入隅部でほぼ同時に降伏した。柱梁接合部表面に図 1 のような接合部入隅から伸びるひび割れは生じなかった。

図 6 に平面試験体 K1 の梁主筋に添付したひずみゲージ間の付着応力度と層間変形角の関係を層間変形角 1.0% まで示す。付着応力度は各ひずみゲージ位置でのひずみを Ramberg-Osgood モデルを用い応力変換し、各ひずみゲージ間での応力差を梁主筋の区間表面積で除して算出した。柱フェースから 120mm を区間 1、そこから 110mm を区間 2 とする。接合部入隅ひび割れが通る区間 1 での付着応力度は層間変形角 0.3% で低下しており、区間 2 の付着強度の 0.6 倍となった。この傾向は試験体 K2 および K3 でも確認された。この結果から全試験体で接合部入隅ひび割れが生じたと判断するが、梁幅に対して柱幅が大きいため接合部表面に現れなかったと考える。

立体試験体は 2 方向加力時の加力地点 B において、上柱の出隅部で最初のかぶりコンクリートの圧壊が生じた。図 1 の接合部曲げ機構の変形モデルでは接合部背面には圧縮力が伝達しないと仮定しているが、隅柱梁接合部では柱が二軸曲げを受け、さらに二つの面で梁の拘束が無い場合、柱出隅部でコンクリートが圧壊したと考えられる。観察された接合部主対角ひび割れの角度および柱出隅部コンクリートの圧壊が柱梁接合部の終局状態に寄与するとは限らないが、図 1 の変形モデルの妥当性について検討を要すると考える。

層間変形角 1.0% での接合部の損傷は立体試験体 K2 が最も顕著だった。立体試験体 K2 は平面試験体 K1 と比較すると両梁からの 2 方向入力があり、立体試験体 K3 と比べ柱圧縮軸力が小さく、接合部の曲げ耐力が低い（後述）ためである。軸力比が 0.12 の試験体 K3 の接合部の損傷は層間変形角 1.5% まで試験体 K2 よりも軽微だったが、層間変形角 2.0% サイクル中に接合部の損傷が急激に進展し、

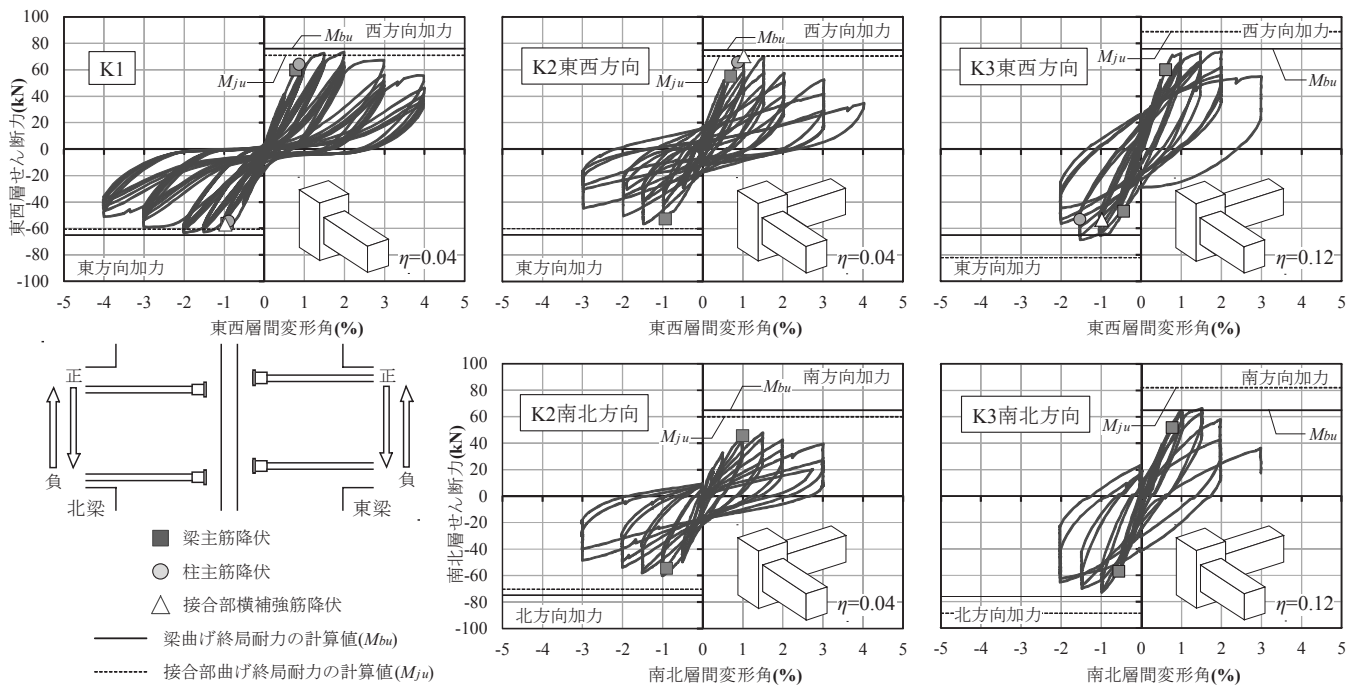


図7 層せん断力-層間変形角関係

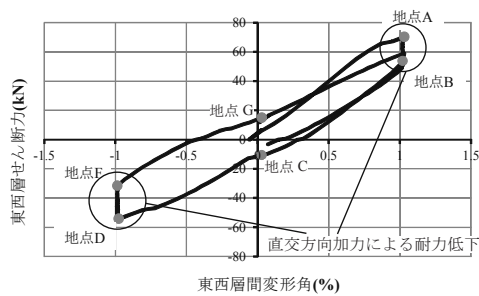


図8 試験体 K2 の復元力特性 (層間変形角 1.0%)

2.0%サイクル終了時には接合部のコアコンクリートが剥落し、接合部内の柱主筋が座屈した。試験体 K1 は層間変形角 4.0%サイクル、試験体 K2 は層間変形角 3.0%サイクルで接合部内の柱主筋が座屈した。これは柱梁接合部のコアコンクリートが圧壊し、柱主筋に大きな圧縮力が生じたこと、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要因と考えられる。

立体試験体の接合部の損傷において、梁の付いていない面の損傷は梁の付いている面に比べ顕著だった (写真 3)。梁の有無により接合部の損傷の程度に差が生じたため、梁による接合部の拘束はその損傷抑制に有効だったと判断できる。

3.2 層せん断力-層間変形角関係

図 7 に各試験体の東西方向および南北方向の層せん断力-層間変形角関係、表 3 に各加力方向の最大耐力とその時の層間変形角および各終局耐力の計算値を示す。層せん断力は測定した梁せん断力を用いモーメントの釣り合いより算出した。これにより軸力の P-Δ 効果の影響は考慮される。図中には梁曲げ終局耐力と接合部曲げ終局耐力⁹⁾の計算値、および各鉄筋の降伏時を示す。荷重履歴により立体試験体の南北方向の層せん断力-層間変形角関係のピーク時は常に 2 方向加力状態となる。一方、東西方向加力では加力地点 A およ

表 3 最大耐力と各終局耐力の計算値

		加力方向	K1	K2	K3
東西方向最大耐力	層間変形角 (%)	正	2.00	1.03	2.00
	層せん断力 (kN)		73.3	70.3	73.7
	層間変形角 (%)	負	-2.01	-1.48	-1.52
	層せん断力 (kN)		-63.2	-56.6	-68.6
南北方向最大耐力 (水平二方向加力状態)	層間変形角 (%)	正	(-)	1.50	1.52
	層せん断力 (kN)		(-)	48.0	66.3
	層間変形角 (%)	負	(-)	-1.01	-0.99
	層せん断力 (kN)		(-)	-60.2	-73.1
梁曲げ終局時層せん断力計算値 (東西) (kN)		正	75.9	74.9	75.9
		負	-65.2	-64.9	-65.1
梁曲げ終局時層せん断力計算値 (南北) (kN)		正	(-)	64.9	65.1
		負	(-)	-74.9	-75.9
接合部曲げ終局時層せん断力計算値 (東西) (kN)		正	71.0	70.4	88.7
		負	-60.6	-60.0	-82.0
接合部曲げ終局時層せん断力計算値 (南北) (kN)		正	(-)	60.0	82.0
		負	(-)	-70.4	-88.7
接合部せん断終局時層せん断力計算値 ^{1)※}			121.5	117.1	119.9

正方向⇒西および南方向 負方向⇒東および北方向
※接合部せん断耐力曲面は円形と仮定する。

び J (図 5 の荷重経路図を参照) で 1 方向加力状態でのピークとなる。ただし地点 J (東西方向負加力時) は加力第 2 サイクルで通過するため、架構の剛性は低下する。図 8 に試験体 K2 の層間変形角 1.0%における第 1 サイクルの東西方向の復元力特性を抜き出す。東西方向の加力ピークに至った後に直交方向に加力することで、東西方向の変位一定で耐力が低下した (例えば加力地点 A から B)。

軸力比を 0.04 とした平面 T 形柱梁部分架構試験体 K1 (柱梁曲げ耐力比が 1.4) はエネルギー吸収性能に乏しいスリップ型の履歴形状となった。軸力比を 0.04 とした立体隅柱梁部分架構試験体 K2 (地点 A での柱梁曲げ耐力比が 1.4) では試験体 K1 ほどのスリップ性状は見られず、軸力比を 0.12 とした立体隅柱梁部分架構試験体 K3 (地点 A での柱梁曲げ耐力比が 2.3) は紡錘形の履歴形状となった。試験体 K1 の最大耐力は梁曲げ終局時計算耐力を 4%下回り、接合部曲げ終局時計算耐力を 3%上回った。試験体 K2 の 1 方向加力時の最大耐力は梁曲げ終局時計算耐力を 6%下回り、接合部曲げ終局時計算耐力と一致した。しかし水平 2 方向加力時には南北方向において計

算による梁曲げ終局耐力を26%、接合部曲げ終局耐力を20%下回った。これは後述のように接合部が曲げ破壊し、2方向加力時に層せん断力の描く軌跡が接合部曲げ終局耐力曲線上を推移したためである。一方、試験体 K3 の最大耐力は加力方向により梁曲げ終局時計算耐力の0.96~1.05倍となり、水平2方向加力時でも梁曲げ終局耐力と概ね一致した。以下に各試験体の破壊に至る経過を説明する。

試験体 K1 は層間変形角0.8%で梁主筋、0.9%で柱主筋がそれぞれ降伏したが剛性低下はほぼなかった。層間変形角1.0%で接合部主対角ひび割れが発生し、変形の増大とともに耐力がわずかに低下した。接合部横補強筋は層間変形角1.0%の負加力時に降伏した。層間変形角1.2%で接合部入隅部での梁主筋のひずみが急激に増大し、剛性が低下した。その時の梁主筋のひずみは柱フェースで0.23%、接合部入隅部で0.40%であった。層間変形角2.0%で柱梁接合部のかぶりコンクリートが圧壊し最大耐力に達した。その後、層間変形角4.0%で接合部のコアコンクリートが圧壊し、耐力が最大時に対して25%低下した。

試験体 K2 は層間変形角0.7%で梁主筋、0.87%で柱主筋が降伏したが、試験体 K1 同様に剛性は低下しなかった。層間変形角0.95%で接合部主対角ひび割れが生じ剛性が低下した。接合部横補強筋は接合部主対角ひび割れ発生とほぼ同時に降伏した。層間変形角1.5%サイクルの加力地点 B で上柱の出隅部でのコンクリートの損傷が顕著となり、かぶりコンクリートが圧壊した。層間変形角2.0%サイクルで接合部のかぶりコンクリートが、層間変形角3.0%でコアコンクリートがそれぞれ圧壊し、耐力が最大時に対して25%低下した。

試験体 K3 は層間変形角0.6%で梁主筋が降伏したが架構の剛性低下は生じなかった。層間変形角0.8%で柱フェースと接合部入隅部で梁主筋のひずみが急激に増大して1%に達し、剛性が大きく低下した。層間変形角1.0%以降は接合部コンクリートが圧壊するまで耐力がほぼ一定となった。層間変形角1.0%サイクル中に接合部主対角ひび割れが発生し、接合部横補強筋の降伏が生じたが、剛性は低下しなかった。層間変形角2.0%の加力地点 B で試験体 K2 と同様に上柱の出隅部でコンクリートが圧壊した。以降、接合部の損傷が急激に進展し、層間変形角2.0%サイクル中に接合部のコアコンクリートが圧壊し、柱梁接合部内の柱主筋が座屈した。層間変形角3.0%で柱梁接合部の破壊がさらに進み、軸変形が過大となり、軸崩壊の危険があったため実験を中止した。

全試験体において柱梁接合部に X 状のひび割れが生じ、接合部内の梁・柱主筋が降伏し接合部コンクリートの損傷が顕著となった。さらに接合部せん断終局耐力に達していないため(後述)、最終的に接合部が曲げ破壊したと考える。ただし試験体 K3 では各加力方向で梁曲げ終局耐力を発揮したため、梁曲げ降伏後に接合部が曲げ破壊したと判断した。

3.3 接合部主対角ひび割れ幅

軸力比が0.04の立体試験体 K2 および軸力比が0.12の立体試験体 K3 の層間変形角2.0%サイクルでの東西方向加力ピーク時(加力地点 F) および東西層間変位0時(加力地点 G)の柱梁接合部のひび割れ幅を図9に、その測定位置を図10に示す。ひび割れ幅は東方向加力時で接合部南面に生じた最初の主対角ひび割れについてクラックスケールを用いて計測した。計測位置は柱中心軸を横切る点 a と、主対角ひび割れ同士の交点 b である。

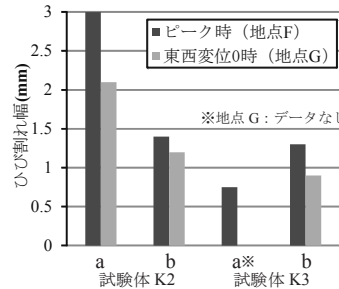


図9 接合部主対角ひび割れ幅

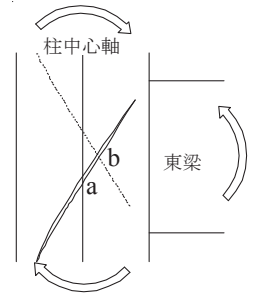
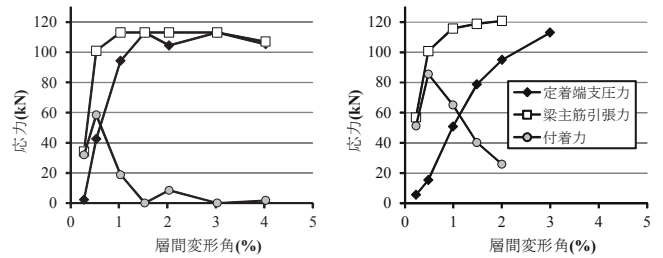


図10 ひび割れ幅の測定位置



(a) 試験体 K2

(b) 試験体 K3

図11 接合部内の応力伝達機構

層間変形角2.0%サイクルでは両試験体とも接合部が曲げ破壊していた。試験体 K3 の東西方向加力ピーク時(加力地点 F)の最大ひび割れ幅は1.3mm、東西変位0時(加力地点 G)のひび割れ幅は0.9mmとなり、試験体 K2 の半分以下となった。別の加力地点でのひび割れ幅も比較したが、総合的に試験体 K3 のひび割れ幅が小さかった。加力ピーク点から除荷して反対方向に加力続けると、開いていた接合部斜めひび割れが閉じるまでは応力がほとんど生じずに変形が進む。これによって接合部曲げ破壊する架構の復元力ループがスリップ型になったと考える。試験体 K3 の履歴形状が紡錘形となったのは定性的には柱圧縮軸力を大きくすることによって(本研究では柱圧縮軸力を3倍)、接合部の斜めひび割れの拡幅が抑制されたためと考える。

3.4 柱梁接合部内の応力伝達機構

ト形接合部では上柱から伝達する圧縮力は図1に示すように梁主筋の定着端に向かい、梁主筋の引張力により向きを変え、接合部内を斜めの圧縮ストラットとして伝達する。また梁主筋の引張力は接合部内で梁主筋に沿った付着力と定着端の支圧力によってコンクリートに伝達される。図11に1方向加力時(加力地点 A)における試験体 K2 および K3 の梁主筋引張力、付着力および定着端支圧力の推移を示す。軸力比が0.04の平面試験体 K1 と立体試験体 K2 は同様の結果であった。梁主筋引張力は柱フェースの応力とし、定着端支圧力は定着端に最も近いひずみゲージ位置での梁主筋の応力と等しいとした。付着力は梁主筋引張力と定着端支圧力の差とした。付着力は層間変形角0.5%で最大となり、以降変形とともに低下した。軸力比を0.04とした試験体 K2 では層間変形角1.5%で付着力は失われ、それ以降は定着端支圧力のみで接合部内応力を伝達した。

一方、軸力比が0.12の試験体 K3 は層間変形角2.0%で付着力が20kN程度残存したが、顕著に耐力の低下した層間変形角3.0%では定着端支圧力が支配的となった。このように本実験では、柱梁接合部が曲げ破壊した終局時の梁主筋引張力は端部支圧力によって接合

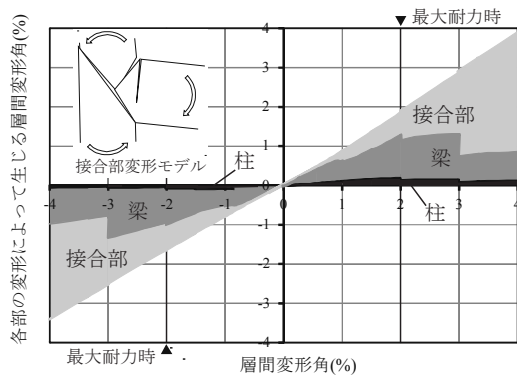


図 12 層間変位に対する各変形割合

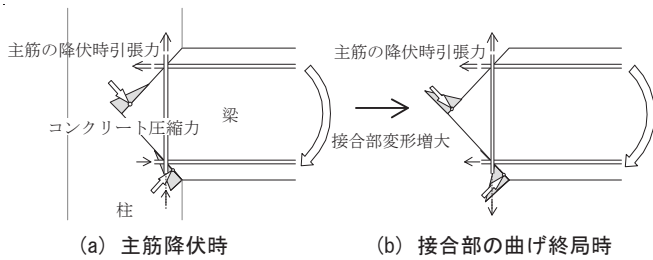


図 13 梁側接合部の応力状態

部内コンクリートに伝達された。

4. 実験結果の考察

4.1 柱梁部分架構の変形成分の分解

平面形試験体 K1 の層間変位に対する柱、梁および柱梁接合部の変形割合を算出し、その推移を図 12 に示す。柱梁接合部の局所変形を曲げ変形機構 (図 1) に基づいて測定し、層間変位に対する柱梁接合部変形の寄与分を求めた。梁の変形には柱フェース位置での曲げひび割れの開口に起因する回転変形の成分を含む。各変形成分の算出法を本論末の付録 1 に示す。柱の変形は微小で、層間変位に占める割合は最大で 10% だった。最大耐力時の層間変形角 2.0% では梁の変形割合が 60% と大きく、柱梁接合部の変形割合は 30% だった。このように最大耐力時に接合部の変形割合が三割存在したため、相対的に梁の変形が小さくなり、梁の曲げ終局耐力に到達しなかったと考える (具体的な検討は付録 2 参照)。その後、部分架構の変形の増大に伴い接合部コンクリートの圧壊および接合部内柱主筋の座屈が生じ、接合部の変形割合が増大することで耐力が低下した。

立体試験体では 2 方向加力により部分架構の変形が複雑になり、変形成分の分解が困難であった。そこで耐力の推移、鉄筋の降伏および柱梁接合部の損傷の程度などから、平面試験体 K1 と比較した時の立体試験体の変形成分を考察する。

図 13 に接合部曲げ機構で生じる接合部の破壊面で切り出した、梁側接合部のフリーボディの応力状態を模式的に示す。梁および柱主筋が降伏した状態で接合部コンクリートの圧縮ひずみは接合部の回転変形とともに増大するため、コンクリートの圧縮領域は図 13(b) のように減少し、圧縮応力の作用位置が変化する。主筋の降伏後でもこれに伴い破壊面の応力中心間距離が増大するため、フリーボディに作用する曲げモーメントは最大耐力までは増大する。

さて、平面試験体 K1 では梁・柱主筋が降伏した層間変形角 1.0%

以降も耐力は漸増して層間変形角 2.0% で最大耐力に達した。そのときの柱梁接合部の変形成分は図 12 のように増加したので、層間変形角 2.0% において図 13(b) の応力状態に達したと考える。一方、立体試験体 K2 では梁・柱主筋が降伏した層間変形角 1.0% で最大耐力に達し、かつ、このときの耐力 (70.3kN) は平面試験体 K1 のそれ (64.7kN) よりも大きかったことから、このときに図 13(b) の応力状態に達したと考えてよい。すなわち、立体試験体 K2 では水平 2 方向加力によって柱梁接合部の損傷が促進され、平面応力状態のときよりも柱梁接合部の変形が増大することにより、早期に最大耐力に至ったと考える。

試験体 K3 は耐力および接合部の損傷状況から、梁曲げ降伏が先行する接合部曲げ破壊型と判断した。よって試験体 K3 では最大耐力までは梁の変形成分が支配的だったと考える。

4.2 層せん断力の二軸相関

図 14 に立体試験体 K2 (柱軸力比 0.04、加力地点 A の柱梁曲げ耐力比 1.4) および K3 (柱軸力比 0.12、加力地点 A の柱梁曲げ耐力比 2.3) の東西および南北方向の層せん断力の二軸相関を示す。層間変形角 0.5% (接合部主対角ひび割れ発生前)、1.0% (接合部主対角ひび割れ発生) および 2.0% (接合部コンクリート圧壊) の加力第 1 サイクルをそれぞれ示す。図中に梁曲げ終局耐力 (前述)、接合部せん断終局耐力¹⁾ および接合部曲げ終局耐力²⁾ の計算値を各々示す。梁曲げ終局耐力線は矩形、接合部せん断終局耐力線は円形とした。接合部曲げ終局耐力線は柱の曲げ終局状態 (主筋降伏後にコンクリートが圧壊) を参考に、各方向の耐力を楕円で結んだ。図の横軸と縦軸はそれぞれ載荷経路図の東西軸と南北軸と一致する。すなわち実験による層せん断力の軌跡は地点 A から左回りに推移する。

両試験体とも実験値が接合部せん断終局耐力線より大きく内側に位置したため、柱梁接合部はせん断破壊しなかったと判断した。

試験体 K2 は層間変形角 0.5% において柱梁接合部での損傷がほぼなく、層せん断力の軌跡は矩形となった。層間変形角 1.0% で柱梁接合部に損傷が生じて層せん断力の軌跡が曲線を描き、各 2 方向加力ピーク時の耐力が接合部曲げ終局耐力線と一致した。3.2 節の図 8 に示すように変位一定で耐力が低下するのは、2 方向加力時の耐力が接合部曲げ終局耐力線上を推移したためである。

一方、柱圧縮軸力を 3 倍にした試験体 K3 では層間変形角 1.0% までは接合部の損傷が軽微であり、層せん断力の軌跡が矩形となった。層間変形角 1.0% の 2 方向加力ピーク時の耐力が梁曲げ終局耐力線と接合部曲げ終局耐力線の両方と概ね一致した。しかし柱梁接合部の損傷が軽微だったため、梁の曲げ機構により最大耐力に達したと判断した。

層間変形角 1.0% において試験体 K3 の地点 F では加力ピークの直前に変位保持方向の耐力がわずかに低下した。地点 F では下柱の軸力が最も低下する。そのため地点 F で接合部曲げ破壊が生じたために耐力が低下したと考える。地点 F で接合部が曲げ破壊したため、その後の地点 H での耐力が接合部曲げ終局耐力線と一致した。以降、変形の増大に伴い接合部の損傷が進展し、次第に層せん断力の軌跡が曲線となった。

層間変形角 1.0% での各 2 方向加力ピーク時において実験による層せん断力のベクトル和を両試験体と比較すると、主筋量を一定に柱圧縮軸力を 3 倍にした試験体 K3 の耐力は試験体 K2 の 1.2 倍から 1.4

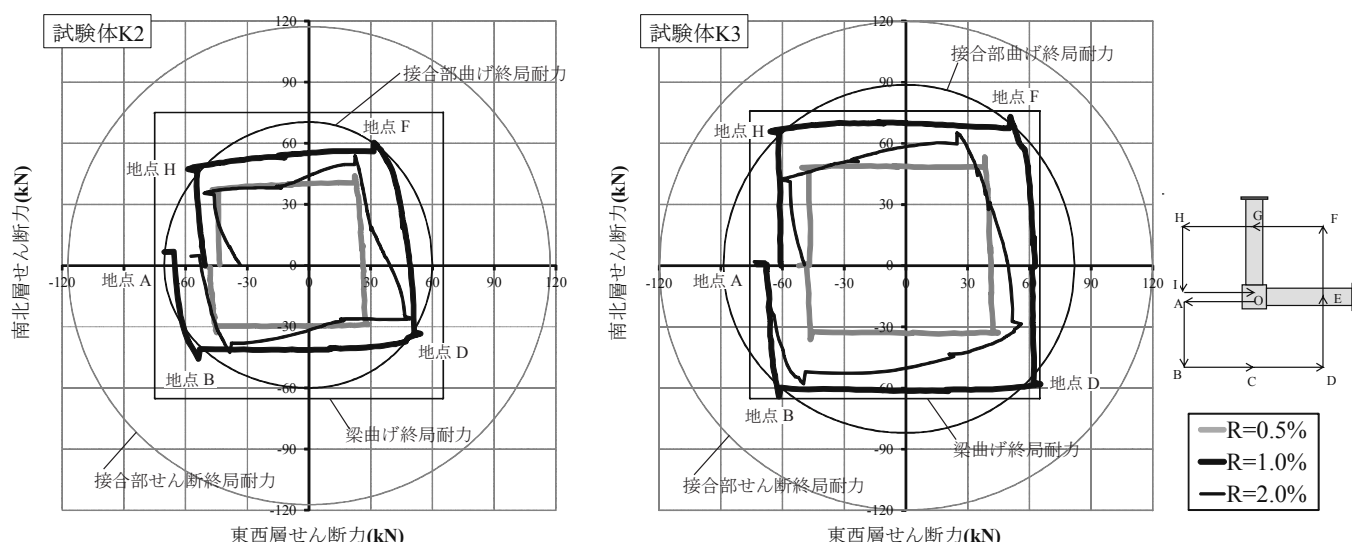


図 14 層せん断力の二軸相関

倍程度まで増大した。柱梁接合部の曲げ終局耐力には柱梁曲げ耐力比が大きく影響することが指摘されているが^{4), 5)}、本研究では柱圧縮軸力を3倍にしたことで柱梁接合部の曲げ耐力が二割から四割程度増大したことを指摘しておく。

以上より本研究の範囲では、水平2方向加力時の隅柱梁接合部の曲げ終局耐力は、楠原・塩原⁶⁾による接合部曲げ終局耐力計算値を楕円補間することによって妥当に評価できた。

5. 結論

本研究では柱梁接合部の曲げ破壊の検証を目的とし、鉄筋コンクリート立体隅柱梁部分架構に一定の圧縮軸力および2方向水平力を載荷する実験を行って、柱梁接合部の曲げ破壊に対する柱圧縮軸力の影響を検討した。基礎的な性状の把握のため、平面ト形柱梁部分架構にも静的載荷実験を行った。なお梁主筋は端部に設けた定着板によって柱梁接合部に機械的に定着した(定着長さは柱せいの0.86倍である)。以下に本研究より得た知見をまとめる。

(1) 柱梁接合部のせん断余裕度を1.6(2方向加力時のベクトル和に対しては1.1)とし、接合部せん断破壊を生じない設計としたところ、梁・柱主筋および接合部横補強筋の降伏後に柱梁接合部に損傷が集中して、最終的に接合部が曲げ破壊した。立体隅柱梁接合部では梁の付いていない面での損傷が特に顕著であった。全試験体で柱梁接合部のコアコンクリートが圧壊し、接合部内の柱主筋が座屈した。柱梁接合部のせん断余裕度を1.6程度としても接合部破壊は防げなかった。

(2) 軸力比を0.04(1方向加力時の柱梁曲げ耐力比は1.4)とした平面ト形柱梁部分架構(試験体K1)と立体隅柱梁部分架構(試験体K2)の最大耐力は梁曲げ終局耐力の計算値を1方向加力時で3~6%下回り、柱梁接合部の曲げ破壊が先行した。それに対して軸力比を3倍の0.12(1方向加力時の柱梁曲げ耐力比は2.3)とした立体隅柱梁部分架構(試験体K3)では梁曲げ終局耐力を概ね発揮したが、以降の繰り返し載荷によって最終的には柱梁接合部が曲げ破壊した。

(3) 平面架構(試験体K1)の履歴形状は顕著なスリップ型となったが、立体架構(試験体K2)は平面架構ほどのスリップ性状は見ら

れなかった。柱圧縮軸力を3倍にした立体架構(試験体K3)は紡錘形の履歴形状となった。これは定性的には柱圧縮軸力を大きく(本研究では柱圧縮軸力を3倍)することで、柱梁接合部のひび割れの幅が抑制されたためと考える。

(4) 定着板によって機械式定着した梁主筋の柱梁接合部内での付着力は、最大耐力前後(柱軸力比0.04では層間変形角1.5%時、柱軸力比0.12では層間変形角3.0%時)に失われた。柱梁接合部が最終的に曲げ破壊したときの梁主筋引張力は端部支圧力によって接合部コアコンクリートに伝達された。

(5) 層間変位に対して各部の変形の占める割合は平面架構(試験体K1)では、最大耐力時の層間変形角2.0%時に梁が60%、柱梁接合部が30%、柱が10%であった。最大耐力時の梁部材角が計算による梁の曲げ終局時部材角に達していないため、梁は曲げ終局耐力に達しなかったと考える。立体試験体では各変形成分を分解できなかったが、破壊経過および耐力の推移から判断して、立体架構(試験体K2)は平面架構より柱梁接合部の変形割合が大きかったと考えた。柱圧縮軸力を3倍にした立体架構(試験体K3)では最大耐力まで梁の変形割合が支配的であったと考える。

(6) 層間変形角1.0%時の水平2方向の層せん断力が耐力平面上で描く軌跡は、軸力比0.04の立体架構(試験体K2)では柱梁接合部の曲げ破壊により円弧となり、柱圧縮軸力を3倍にした立体架構(試験体K3)では柱梁接合部の損傷が軽微だったため矩形となった。柱圧縮軸力を3倍にすることによって、2方向加力時の柱梁接合部の曲げ耐力(水平各方向耐力のベクトル和)は1.2倍から1.4倍程度まで増大した。しかし柱圧縮軸力を3倍にした柱梁接合部は最大耐力後に著しく水平耐力が低下し、軸力保持の限界直前まで脆性的に破壊した。本研究のように柱主筋量および接合部横補強筋量が国内法規等で要求される下限程度である隅柱梁接合部では、柱圧縮軸力が過大になるとその曲げ破壊によって軸力を保持できなくなることがあるので配慮が必要である。

(7) 水平2方向加力時の隅柱梁接合部の曲げ終局耐力は、楠原・塩原⁶⁾による接合部曲げ終局耐力計算値を楕円補間することによって妥当に評価できた。

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) により実施した。ご助言いただいた塩原等博士、実験実施に協力いただいた遠藤俊貴・本学助教、鉄筋等を提供いただいた株式会社東京鉄鋼、グアム地震の被害写真を提供いただいた栗栖浩一郎氏 (大林組) に深謝する。

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) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.631, pp.1641-1648, 2008.9
- 3) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.635, pp.121-128, 2009.1
- 4) 楠原文雄, 塩原等, 田崎涉, 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, pp.1873-1882, 2010.10
- 5) 楠原文雄, 塩原等：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.693, pp.1939-1948, 2013.11
- 6) 楠原文雄, 塩原等：鉄筋コンクリート造ト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, pp.1949-1958, 2013.11
- 7) 石木健士郎, 平林幸泰, 北山和宏, 近藤慶一, 福山洋, 壁谷澤寿一：RC 十字形柱梁接合部パネルの破壊機構に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.497-498, 2011.8
- 8) Jack P. Moehle : Assessment of the Collapse of a Concrete Frame Intended to Meet U.S. Seismic Requirements, The Fifth U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, pp.45-59, 2003.9
- 9) Sangjoon Park, Khalid M. Mosalam : Experimental Investigation of Nonductile RC Corner Beam-Column Joints with Floor Slabs, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.139, No.1, pp.1-14, 2013. 1
- 10) 足立将人, 石田健吾, 藤井栄, 渡辺史夫, 森田司郎：高強度鉄筋コンクリート隅柱・接合部の二方向載荷実験, その1, その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.91-94, 1995.8
- 11) 崔建宇, 藤井栄, 渡辺史夫：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, pp.451-456, 2002
- 12) 西村康志郎, 村岡瞬, 柳浦嵩史, 大西直毅：梁曲げ降伏する鉄筋コンクリート隅柱梁接合部の応力伝達に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.699, pp.621-630, 2014.5
- 13) American Concrete Institute : Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318R-14), 2014
- 14) 鈴木清久, 北山和宏：鉄筋コンクリート骨組における梁部材の主筋降伏以降の変形性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.199-204, 2013
- 15) 片江祐, 佐藤宏一, 北山和宏, 遠藤俊貴：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, その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.421-424, 2014.9

付録 1

層間変位に対する柱、梁および接合部の変形成分 (4.1 節の図 12) の算出法を図 15~17 に示す。

梁は柱フェースでひび割れ開口による回転変形が生じるが、柱の梁フェースでの回転は微小と仮定し無視した。図 15 中では梁の柱フェース断面の中心位置を接合部側では点 B、梁側では点 B' と表記する。図 15 中の変位 $\delta_1 \sim \delta_{10}$ を変位計によって測定した。図 16 および 17 の $\delta(j)$ 、 $\delta(b)$ および $\delta(c)$ がそれぞれ図 12 の接合部、梁および柱の変形成分である。

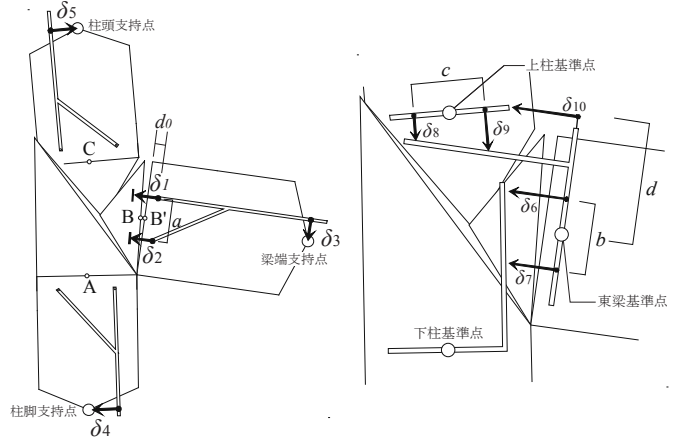


図 15 測定変位

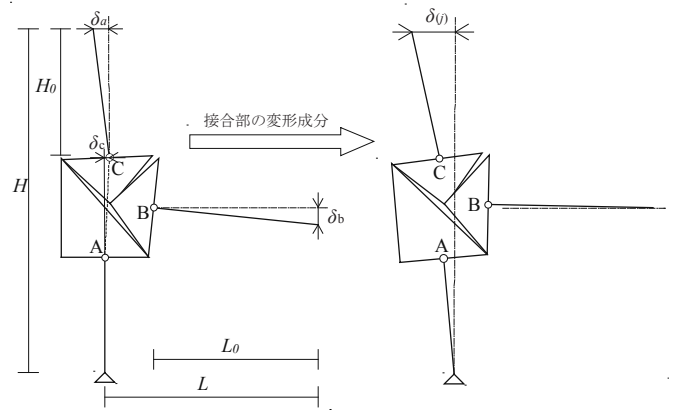


図 16 接合部による層間変形成分

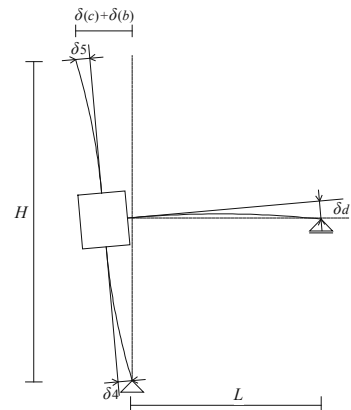


図 17 柱および梁の層間変形成分

柱フェースでの梁曲げひび割れの開口による回転角

$$\theta_1 = (\delta_1 - \delta_2)/a$$

下柱 (A) に対する梁側柱フェース断面 (B') の相対回転角

$$\theta_2 = (\delta_6 - \delta_7)/b$$

下柱 (A) に対する接合部側柱フェース断面 (B) の相対回転角

$$\theta_3 = \theta_2 - \theta_1$$

梁側柱フェース断面 (B') に対する上柱 (C) の相対回転角

$$\theta_4 = (\delta_8 - \delta_9)/c$$

下柱 (A) に対する上柱 (C) の相対回転角

$$\theta_5 = \theta_2 + \theta_4$$

下柱 (A) に対する上柱 (C) の相対回転角による柱頭の水平変位

$$\delta_a = H_0 \cdot \theta_5$$

接合部変形による梁端の鉛直変位

$$\delta_b = L_0 \cdot \theta_3$$

下柱 (A) に対する上柱 (C) の相対水平変位

$$\delta_c = \delta_{10} - d \cdot \theta_2 - (\delta_6 + \delta_7)/2$$

接合部の変形による柱頭水平変位

$$\delta_{(j)} = \delta_a + \delta_c + \delta_b \cdot H/L$$

梁の変形による梁端鉛直変位

$$\delta_d = \delta_3 + (L_0 - d_0) \cdot \theta_1$$

柱の変形による柱頭水平変位

$$\delta_{(e)} = \delta_4 + \delta_5$$

梁の変形による柱頭水平変位

$$\delta_{(b)} = \delta_d \cdot H/L$$

付録 2

- (1) 平面試験体 K1 の各部の変形成分分解により、最大層せん断力時 (層間変形角 2.0%) に梁曲げ終局耐力に達しなかったと 4.1 節に記述した。その根拠を示すために、試験体 K1 の梁曲げ終局時の梁部材角を図 18 に示す曲率分布に基づき算出し、最大層せん断力時に計測された梁部材角 1.3% (上端引張時) と比較する。梁部材角は、計測された梁たわみを柱面から梁支持点までの距離 (1425mm) で除したものである。曲率分布として、塑性ヒンジ領域では曲率が梁曲げ終局時の曲率 (ϕ_u) の四角形分布、塑性ヒンジ領域外は塑性ヒンジ領域の界面の曲率が梁曲げ降伏時の曲率 (ϕ_y) の三角形分布を想定する。
- (2) ここで塑性ヒンジ長さは文献 14) を参照して $0.2(a/d)D = 0.78D$ とした。 (a/d) はシアスパン比、 D は梁せいである。図 18 の曲率を二階積分することで梁曲げ終局時のたわみを算出する。なお梁曲げ終局時 (ここでは最大耐力時とした) および梁曲げ降伏時の曲率はそれぞれ平面保持を仮定した断面解析により算出した。材料の構成則等は 2.1 節に記載したものと同一である。

- (3) 計測された最大層せん断力時の梁部材角は 1.3% であったのに対し、計算による梁曲げ終局時の梁部材角は 2.0% であった。下端引張時についても同様の検討を行ったところ、最大層せん断力時に計測された梁部材角は 1.1% であったのに対し、計算による梁曲げ終局時の梁部材角は 1.5% であった。

- (4) このように、最大層せん断力時において計測された梁部材角は計算による梁曲げ終局時の梁部材角に達しなかったため、平面試験体 K1 の梁は曲げ終局耐力に達しなかったと判断した。

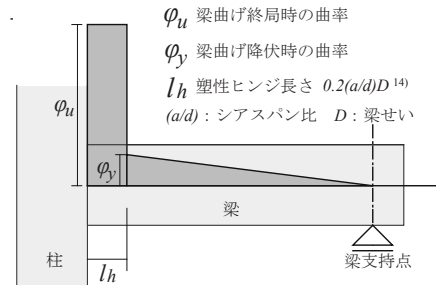


図 18 梁曲げ終局時に想定した曲率分布

SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE CORNER BEAM-COLUMN JOINT UNDER TRI-DIRECTIONAL LOADING

Hiromu KATAE and Kazuhiro KITAYAMA***

* Grad. Stud., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan University

** Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.

A new failure mechanism was proposed by Shiohara that a reinforced concrete (R/C) beam-column joint tends to fail in flexure when an ultimate flexural capacity of a column section is close to that of a beam section at the center of a joint in a R/C frame. Recent experimental studies to verify such a failure mechanism have been conducted using plane interior and exterior beam-column subassemblage specimens. There are few tests, however, to use three-dimensional beam-column subassemblages with orthogonal beams to each other which frame into a column such as a corner beam-column joint. For corner columns in actual R/C buildings, a loss of capacity to sustain column axial load resulting from severe damage to a corner joint led to partial story collapse of the building by some earthquakes.

Therefore seismic performance of a corner beam-column joint in R/C frames was studied by testing two three-dimensional beam-column subassemblage specimens without slabs under both constant column axial load and bi-lateral load reversals. A column-to-beam flexural strength ratio was varied from 1.4 to 2.3 by changing the magnitude of column compressive axial load. A plane exterior beam-column subassemblage specimen was also tested for comparison. General findings taken from the study are summarized as follows.

- (1) Although a joint shear redundancy ratio of 1.6 to a joint shear strength estimated by AIJ provisions was provided to a corner beam-column joint in the test to prevent shear failure, all joints failed severely in flexure under tri-directional loading after beam and column longitudinal bars and joint hoops yielded.
- (2) Peak story shear force in the transverse direction under tri-directional loading was 0.74 times the ultimate beam flexural capacity computed by a section analysis for a corner beam-column subassemblage with a column axial stress ratio of 0.04 (a column-to-beam flexural strength ratio of 1.4). Beams did not develop fully their flexural performance due to joint flexural failure. In contrast, peak story shear force under tri-directional loading almost attained to the ultimate beam flexural capacity for a subassemblage with a column axial stress ratio of 0.12 (a column-to-beam flexural strength ratio of 2.3), whereas lateral-load carrying capacity descended severely after the peak capacity, attributed to severe damage in a joint region.
- (3) When column compressive axial load was increased from an axial stress ratio of 0.04 to 0.12, the ultimate flexural capacity for a corner joint computed as a resultant force of two orthogonal story shear forces under bi-lateral horizontal loading was enhanced to 1.2 to 1.4 times by large column axial load. A joint flexural capacity with an axial stress ratio of 0.12, however, decreased heavily after the peak capacity, leading to axial collapse of the subassemblage. This should be noted for seismic design to R/C buildings when a little amount of column longitudinal bars and joint lateral hoops is provided by the lower bound required by law or seismic provisions.
- (4) The ultimate flexural capacity for a corner beam-column joint under tri-directional loading can be estimated based on the new failure mechanism proposed by Kusuhara and Shiohara if it is assumed that the orbit for two joint flexural capacities orthogonal to each other depicts an ellipse shape under bi-lateral horizontal loading.
- (5) Fatter hysteresis loops were observed under bi-lateral horizontal loading for a corner beam-column subassemblage specimen with a column compressive axial stress ratio of 0.12 than that of 0.04, showing a more amount of energy dissipation. This was caused by restraint of diagonal-crack opening in a joint due to large column axial load.

(2015年1月5日原稿受理, 2015年4月15日採用決定)