論文　鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部部分架構の履歴エネルギー吸収能に関する検討

楠原　文雄[*1]・朴　星勇[*2]・塩原　等[*3]

要旨：鉄筋コンクリート造十字形部分架構の履歴性状について，既往の実験の試験体データベースの分析により，現行の設計で用いられる付着指標も含め，特定の単独の因子と等価粘性減衰定数の関係だけではばらつきが大きく明瞭な関係性を見出すことは難しいことを明らかにした。また，十字形柱梁接合部部分架構の実験により，柱中段筋もしくは接合部横補強筋を増すことで，履歴性状が紡錘形とすることができることを確認した。

キーワード：　鉄筋コンクリート，柱梁接合部，履歴性状，梁曲げ破壊，付着

1. はじめに

鉄筋コンクリート造骨組構造の耐震設計では，梁・柱間の応力の伝達する柱梁接合部に対しては，接合部せん断力の制限によりその破壊を防止するとともに，柱梁接合部内での主筋の付着性能を確保することにより，架構の履歴性状を担保する方法がとられてきた[1)]。

しかし，理論的研究および実験により，柱と梁の曲げ強度の比が小さいと柱梁接合部内で梁および柱の主筋が降伏し，柱梁接合部の変形が増大し，架構の履歴性状はスリップ形となることが明らかになってきた[2), 3)など]。また，このような場合には付着余裕度の確保が必ずしも履歴エネルギー吸収能の増大には寄与しないとの実験結果もある[4), 5)]。

本研究ではまず既往の実験のデータベースの試験体の分析により部分架構の等価粘性減衰定数に与える設計因子の影響を検討する。さらに，柱と梁の曲げ強度の比が過大とならない範囲で梁曲げ破壊となるように設計した試験体の水平加力実験を行い，部分架構が良好な履歴エネルギー吸収能を得るための条件の検討を行う。

2. 既往の実験における十字形部分架構の履歴特性

2.1 収集データ

検討には，国内の学術報告集等に発表されている十字型柱梁接合部の実験から収集した，軽量コンクリートではない，直交梁・スラブ・ハンチがつかず柱と梁が偏心していない，梁主筋は接合部内で通し配筋され特殊な補強はされていない，変動軸力は作用しない，という条件に合致する平面十字型柱梁接合部試験体のデータベース[3)]を用いた。本論文における検討の対象は，データベースに含まれる試験体のうち，破壊形式がB型（梁曲げ破壊）またはBJ型（梁降伏後の接合部破壊）と報告されているもので，報告中に層せん断力と層間変形角の関係を示す図が記載されている計134体とした。ただし，破壊形式の判別は各研究者の判断によっており，特に梁主筋の一部のみが降伏した試験体や，最大耐力は梁曲げ強度に達しており表面上は接合部の損傷が小さいものの履歴性状はスリップ型である場合などでは，破壊形式の判断にばらつきが生じている。

検討対象試験体の主な諸元の範囲を**表－1**に示す。

2.2 等価粘性減衰定数

図－1に対象試験体の各因子と等価粘性減衰定数の関係を示す。図のプロットは試験体の破壊形式および柱梁曲げ強度比によって区別して行った。

ここに，等価粘性減衰定数は，各試験体の層せん断力と層間変形角の関係において，層間変形角2.0%での繰り返し載荷2回目の加力サイクルの履歴面積を基準化したものとし，基準化に用いる弾性エネルギーは，層間変形角2.0%での2回目の加力サイクルピーク時の弾性エネルギーの正負の平均とした。主筋が降伏した試験体の約95%は降伏時の層間変形が2%以下であること，また，算定時の塑性率が小さいと履歴性状の差が現れにくいと考え，等価粘性減衰定数は層間変形角2.0%時について計算するものとした。

等価粘性減衰定数を層間変形角2.0%と共通の変形に対して算定しているため，使用している鉄筋により塑性率が異なっている。塑性率2程度で等価粘性減衰定数が

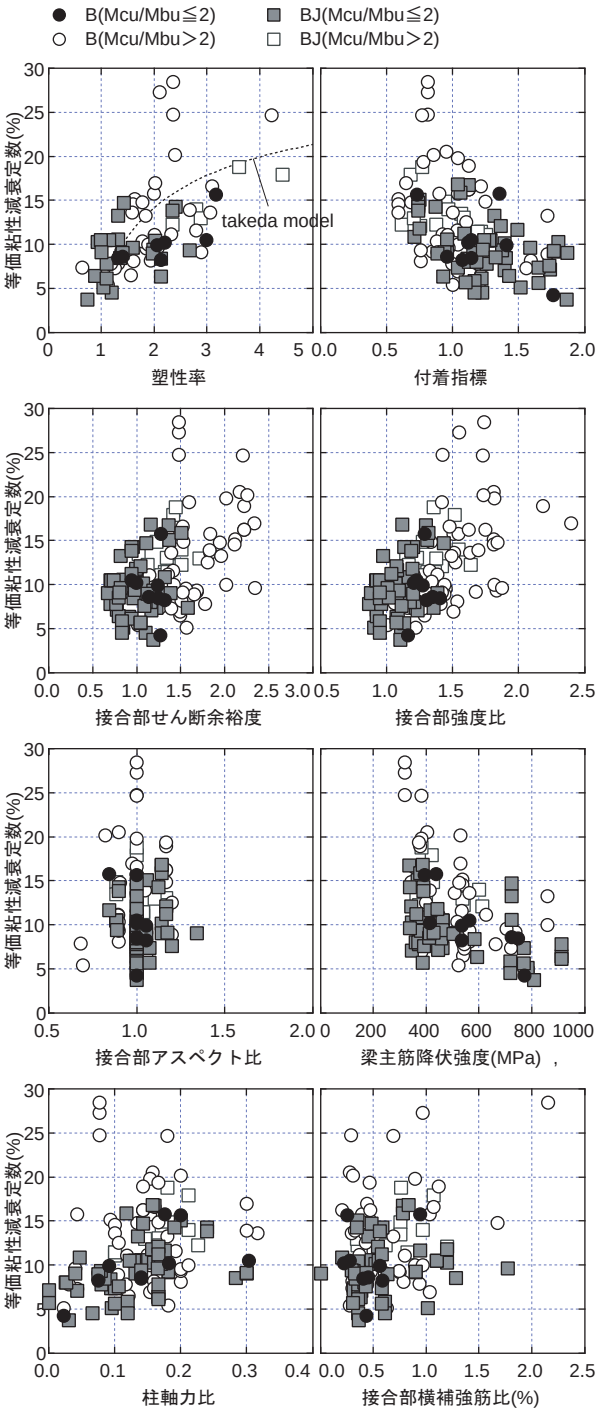
表－1　対象試験体の範囲

	範囲
コンクリート強度 σ_B	14.3～182 (MPa)
梁主筋強度 σ_y	320～913 (MPa)
梁主筋比 p_t	0.54～3.40 (%)
接合部横補強筋比	0～2.44 (%)
接合部せん断余裕度	0.56～2.39
付着指標[1)]	0.59～3.29

*1 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 助教　修（工）　(正会員)
*2 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 博士課程　修（工）　(正会員)
*3 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 准教授　工博　(正会員)

25%以上となっている 3 体の試験体を除き，全体としては塑性率が大きいほど等価粘性減衰定数は大きいといえる。なお，図中の破線は鉄筋コンクリート梁部材の復元力特性として使われることの多い Takeda Model の塑性率と等価粘性減衰定数の関係である。

梁主筋の降伏強度と等価粘性減衰定数の関係では，ばらつきの上限に明らかな右下がりの傾向が読み取れる。これは高強度鉄筋を用いると層間変形角 2.0%における塑性率が小さく，弾性挙動に近くなるため等価粘性減衰定数は小さくなると考えられる。一方，低強度の鉄筋を用いた場合には塑性率が大きくなるため上限は大きくなるものの，他の要因により履歴エネルギー吸収能が低下する場合もあるためばらつきが大きいと考えられる。



図－1　既往の実験における等価粘性減衰定数

また，現行の耐震設計では，架構の履歴エネルギー吸収能を確保するために付着性能を確保することとしている [1]。しかし，全体として付着指標が大きいと等価粘性減衰定数が小さくなる傾向があるように見えるが，ばらつきも大きく，付着指標が 1 以下の B 型の試験体であっても等価粘性減衰定数が 5～10%の試験体もある。そのため，B 型で履歴性状も良好とするためには付着指標だけでは不十分であるといえる。

一方，柱梁接合部の強度と等価粘性減衰定数の関係については，学会指針に基づく接合部せん断余裕度，筆者らの提案する柱梁接合部の終局モーメント [6]の梁曲げ強度に対する比（接合部強度比）のいずれを指標とした場合でも，全体として柱梁接合部の破壊に対する余裕度が大きいほど等価粘性減衰定数は大きい傾向が読み取れるが，全体のばらつきは大きい。

他の因子については，接合部アスペクト比（梁せいの柱せいに対する比），接合部横補強筋比と等価粘性減衰定数の関係は読み取ることはできない。柱軸力比についても全体としてはばらつきが大きいが，柱梁曲げ強度比が 2 以下の試験体に限っては軸力比が大きいほど等価粘性減衰定数が大きくなる傾向が読み取れる。

このように単独の指標あるいは変動因子に対する等価粘性減衰定数の傾向を明確にすることは難しく，複数の因子間の相互作用があることが考えられる。

ただし，接合部強度比 1.5 以上には柱梁接合部の損傷が大きい BJ 型の破壊となる試験体は存在せず，また，等価粘性減衰定数 10%以下の試験体がほとんど存在しない。また，軸力比 0.1 以下では等価粘性減衰定数 10%以上の試験体はほとんど存在しない。他の因子との相互作用があるため，これらを単独で判定の指標に用いることはできないが，梁曲げ型の良好な履歴エネルギー吸収能を得るための条件とできる可能性はあるといえる。

3. 梁曲げ形部分架構の実験

3.1 試験体の概要

2 章の検討を踏まえ，接合部強度比を確保することで梁曲げ型で良好な履歴性状を得ることが可能であるかを検討するための十字形部分架構の水平加力実験を行った。接合部強度比の確保には，1) 柱中断筋を配することなどにより柱梁曲げ強度比を大きくする，2)接合部横補強筋を多量に配する，の 2 つの方法を用いた。

試験体は 1/3 スケールの平面十字形部分架構 2 体である。試験体は，1)　柱梁接合部の終局モーメントの梁曲げ終局時強度に対する比（接合部強度比）が 1.5 程度，

2)　柱軸力の載荷を条件とした。さらに，他の要因で履歴性状が悪くなるのを防ぐため，3)　柱－梁曲げ強度比 1.5 以上，4)　柱梁接合部の梁通し主筋の付着指標 1.0 以下（付着余裕度 1.0 以上）とした。

試験体は既往の B シリーズの試験体[3]に同形状とし，柱および梁のスパン長さ 1400(mm), 梁および柱の断面寸法は同一で 240×240(mm)である。コンクリートは既往の実験シリーズに比べてやや高強度のものを用い，実験時の圧縮強度は 40.3(MPa)であった。

梁配筋は 2 体の試験体で共通とし，引張主筋は 7-D10（SD345）とし，学会指針[1]に基づく接合部せん断余裕度は 1.63，付着指標は 0.92（付着余裕度 1.09）である。

柱には一定軸力 166(kN)（実験時のコンクリート圧縮強度を用いた軸力比で 0.07）を載荷するものとし，試験体 H01 は柱梁曲げ強度比 2.0，試験体 H02 は柱梁曲げ強度比 1.5 程度となるように柱主筋量を決定した。ただし，1 段目の引張主筋はいずれも 8-D10(SD345)であり，試験体 H01 では 2 段目主筋および中段筋が配されているのに対し，試験体 H02 では引張および圧縮主筋のみが配され中段筋はない。なお，柱主筋も細径の鉄筋としたため本数が多くなっているが，付着割裂破壊および接合部内の通し配筋の付着のいずれについても学会指針[1]に基づく

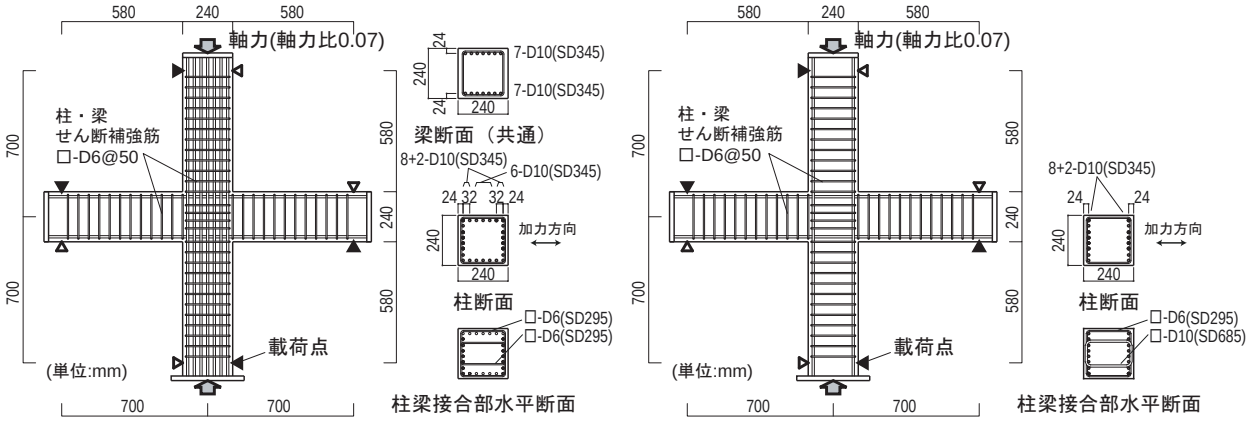
表－2　試験体の諸元

			H01	H02
梁	スパン	(mm)	1400	
	幅×せい（有効せい）	(mm)	240×240（216）	
	引張主筋（引張主筋比）		7-D10(SD345)（0.96 %）	
柱	スパン	(mm)	1400	
	幅×せい	(mm)	240×240	
	引張主筋（引張主筋比）		8+2-D10 (SD345) (1.42 %)	8-D10 (SD345) (1.10 %)
	中段筋		6-D10 (SD345)	－
	軸力（軸力比）	(kN)	166(0.07)	
接合部	横補強筋		4×4-D6 (SD295A)	4×2-D6 (SD295A) ＋ 4×2-D10 (SD685)
	横補強筋比	(%)	1.11	1.79
柱梁曲げ強度比 $\Sigma M_{cu} / \Sigma M_{bu}$			2.00	1.47
柱梁接合部強度比 M_{ju}[6] $/ M_{ju}$			1.41	1.57
接合部せん断余裕度 V_{ju} / V_j			1.63	
付着指標[1]			0.92	

表－3　材料特性

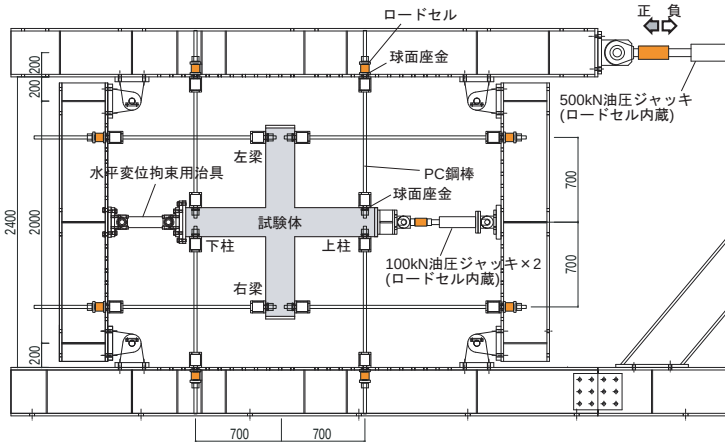
コンクリート		鉄筋		
圧縮強度 (MPa)	引張割裂強度 (MPa)	種別	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
40.1	2.48	D10（SD345）	389	532
		D6（SD295A）	334※	479
		D10（SD685）	918※	1112

※ 0.2%オフセット耐力

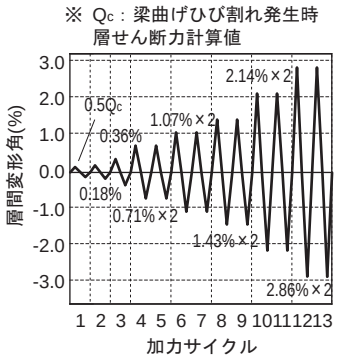


試験体H01　　試験体H02

図－2　試験体の形状



図－3　加力装置



図－4　載荷履歴

余裕度は 1 以上確保されている。

接合部横補強筋は試験体 H01 では 4-D6(SD295A)を 4 組（横補強筋比 1.1%）とした。試験体 H02 では接合部横補強筋は □-D6(SD295A)に加え，高強度鉄筋による副帯筋 □-D10(SD685)を 4 組配し（横補強筋比 1.8%），接合部横補強筋が降伏しないようにした。

補強量はそろえていないが，試験体 H01 は柱中段筋による縦方向の，試験体 H02 は接合部横補強筋による横方向の拘束力により柱梁接合部の終局モーメント [6]の梁曲げ終局強度に対する比を 1.4～1.5 程度とした。

試験体の諸元を**表－2** に，試験体の形状および配筋を**図－2** に，使用材料の材料試験結果を**表－3** に示す。

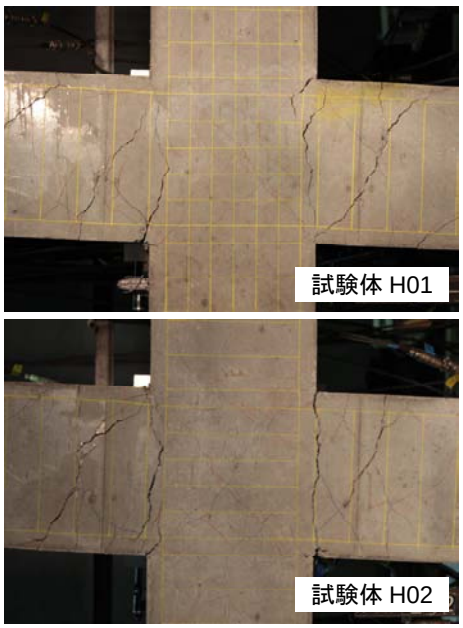
3.2 加力方法

加力は，東京大学工学部 11 号館地下 2 階構造実験室に設置された加力フレームを用いて行った。加力装置の概要を**図－3** に示す。

試験体は加力面内で 90 度回転させて加力した。試験体は PC 鋼棒により加力フレームに緊結し，載荷は両端ピン接合の柱により支持された上部加力梁の南端の油圧ジャッキにより水平力を加えた。加力フレームの水平変形により地震時の架構内での変形に相当する変形を PC 鋼棒で緊結された試験体に生じさせるものである。また，試験体下柱先端は治具により加力フレームの柱との距離が一定となるようにし，上柱先端はジャッキを介して加力フレームの柱に接続し，一定軸力を載荷した。

加力は変位制御による正負交番繰り返し載荷とした。最大で層間変形角 4%まで加力の予定であったが，実験中に加力制御用にモニタした層間変形角計測に関する誤設定により層間変形角 3%程度までの加力となった。

梁のせん断力，柱せん断力はロードセルにより測定した PC 鋼棒の引張力から求め，層せん断力は上下の柱せん断力の平均とした。層間変形角は柱の載荷点に対する梁の載荷点の水平変位を梁スパン（1400(mm)）で除した変形角とした。また，梁および柱の主筋は梁主筋と柱主筋が交わる位置で，接合部横補強筋は中央位置でひずみゲージにより鉄筋のひずみを測定した。



写真－1　最終破壊状況

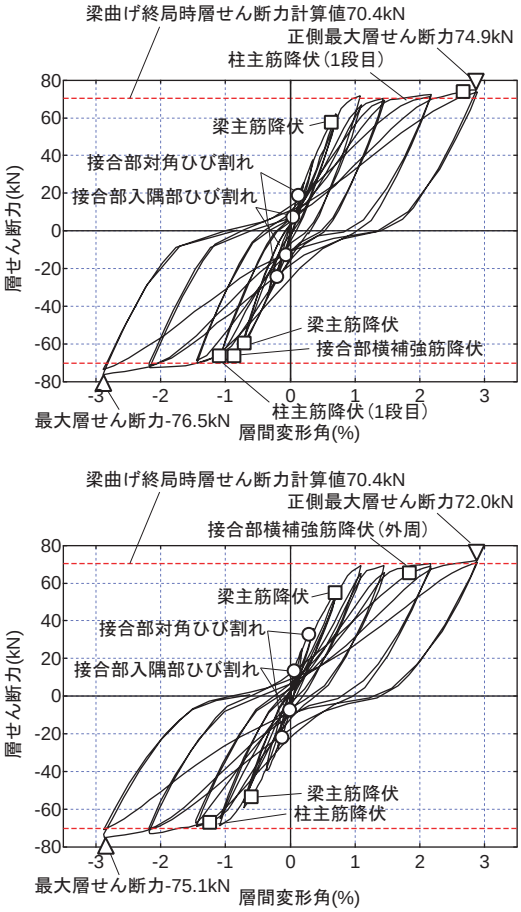
4. 実験結果

4.1 破壊状況

写真－1 に最大加力振幅時の試験体の破壊状況を示す。いずれの試験体も，層間変形角 0.1%以下で柱梁接合部の梁と柱の引張側入隅部から斜めに中央に向かうひび割れが発生し，柱と梁の主筋が交差する位置から柱および梁の主筋に沿って伸展した。次に層間変形角 0.12～0.28%で柱梁接合部中央に斜めひび割れが発生した。いずれの試験体も層間変形角 0.6～0.7%で梁主筋が降伏した。

柱梁曲げ強度比を 2 とした試験体 H01 の柱主筋は，1 段目の引張主筋のみ降伏し，中段筋は実験終了まで弾性であった。接合部横補強筋は梁主筋降伏後に降伏した。

一方，柱梁曲げ強度比を 1.5 とし，接合部横補強筋を多量に配した試験体 H02 では，柱主筋の降伏は負加力時の上柱でのみ生じた。また，接合部横補強筋の降伏は普通強度の鉄筋を用いた外周の帯筋の一部でのみ生じた。



図－5　層せん断力と層間変形角の関係

いずれの試験体も最終的には梁端で柱主筋に沿って伸びたひび割れと梁端部の 1*D*（*D*：梁せい）程度の区間に生じたひび割れが拡大する梁曲げ型の破壊となった。

4.2 層せん断力と層間変形角の関係

図－5 に層せん断力と層間変形角の関係を示す。**図－5** には，平面保持を仮定した断面解析で求めた梁曲げ終局時層せん断力計算値も比較のため示した。

いずれの試験体も梁曲げ主筋降伏後も層せん断力が増加し，層間変形角 1%弱で梁曲げ終局強度時層せん断力計算値をやや上回った後はほとんど層せん断力が増加しなくなった。ただし，層間変形角の増加とともに層せん断力は緩やかに増大し，実験における最大層せん断力は加力の最大層間変形角時であった。

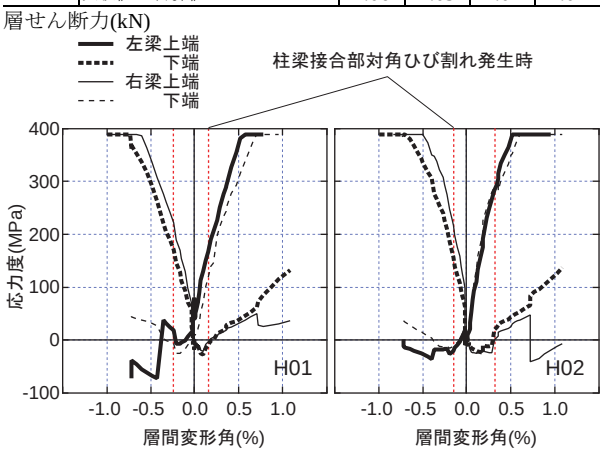
履歴ループの形状に顕著なスリップ性状はみられず，加力サイクルピークからの除荷後の反対側への再載荷時にはほぼ前回の加力における最大点を指向するものとなった。

4.3 実験値と計算値の比較

表－4 に主筋降伏時および最大耐力について実験値と計算値の比較を示す。計算値は柱フェースおよび梁フェースを危険断面として平面保持を仮定して求めた曲げひび割れ発生時，主筋降伏時および曲げ終局時のモーメントを層せん断力に換算したものである。

表－4　実験値と計算値の比較

		H01		H02	
		正	負	正	負
梁曲げひび割れ	実験値	7.2	-12.8	13.4	-7.2
	計算値	10.8			
	実験値 / 計算値	0.67	1.19	1.24	0.67
梁主筋降伏	実験値	57.8	-59.7	55.0	-53.5
	計算値	65.7			
	実験値 / 計算値	0.88	0.91	0.84	0.81
柱主筋降伏	実験値	73.9	-66.5	－	-67.1
	計算値	115.7		98.7	
	実験値 / 計算値	0.64	0.58	－	0.68
最大層せん断力	実験値	74.9	-76.4	72.0	-75.1
	梁曲げ終局強度時計算値	70.4			
	柱曲げ終局強度時計算値	141.0		103.3	
	接合部せん断強度時計算値 [6]	99.7		110.3	
	実験値 / 計算値	1.06	1.09	1.02	1.07



図－6　梁主筋の応力度

いずれの試験体も梁主筋降伏時層せん断力は計算値より小さく，計算値の 81～91%であった。

また，柱梁曲げ強度比を 2 とした試験体 H01 では柱主筋降伏に対する余裕度（柱主筋降伏時の計算値の梁曲げ終局時計算値に対する比）は 1.64 であるが，梁主筋降伏後の繰り返し載荷において計算値の 58～64%の層せん断力で柱 1 段目主筋の降伏が生じた。柱梁曲げ強度比を 1.5 とした試験体 H02（柱主筋降伏に対する余裕度 1.40）では負方向加力時にのみ柱主筋が降伏し，実験値は計算値の 68%であった。

いずれの試験体も梁曲げ破壊であり，最大層せん断力実験値の梁曲げ終局時計算値に対する比は 1.02～1.09 であった。

4.4 梁主筋の応力度

図－6 に層間変形角と梁端部における梁主筋の応力度の関係を示す。鉄筋の応力度は，歪硬化開始点まではバイリニア型とし，歪硬化域と繰り返し部分は Ramberg-Osgood モデルとした応力度－歪度のモデル [7]を用いて，歪ゲージにより測定した鉄筋の歪度から変換した。

いずれの試験体でも柱梁接合部パネルの対角線方向の斜めひび割れの発生（図中破線）後，圧縮側の主筋の応力度は圧縮応力が小さくなり，引張応力が生じている。一方，歪の計測位置間の平均付着応力度の最大値は試験体 H01，H02 でそれぞれ 7.63(MPa)，7.16(MPa)であり，学会指針 [1]の付着強度 8.82(MPa)より小さく，圧縮側主筋の引張転化は付着劣化によるものではないといえる。

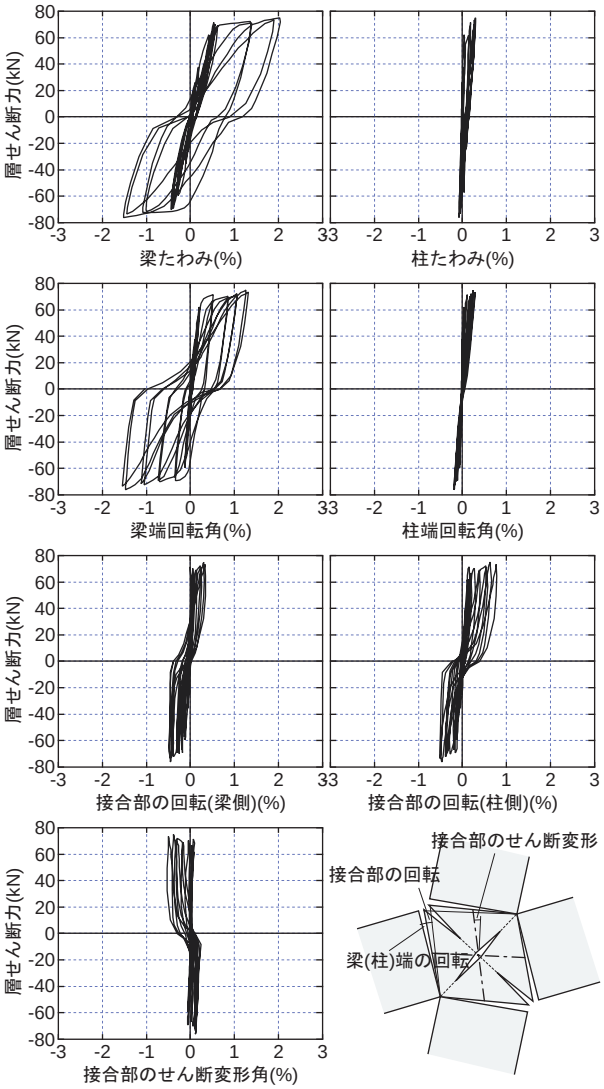
4.5　部分架構の変形成分

図－7 に筆者らの提案する柱梁接合部の変形成分の分離方法 [8]に基づいて測定した各変形成分と層せん断力の関係を，試験体 H01 について示す。試験体 H02 についてもほぼ同様の変形状態であった。

梁主筋降伏後に梁のたわみおよび梁端の回転が増大しており，柱たわみ，柱端の回転，入隅部から生じて梁主筋および柱主筋に沿って伸展したひび割れの内側の柱梁接合部パネルの変形（回転およびせん断変形）には著しい増大はみられない。

一方，梁・柱の主筋降伏後に柱梁接合部のひび割れが拡大し，履歴性状がスリップ形となった試験体では，架構の最大耐力時には梁曲げ終局強度に達している場合にあっても柱梁接合部の変形が増大し，その変形性状がスリップ性状になっている [3]。従って，柱梁接合部の強度の確保だけではなく，柱梁接合部の変形を抑制することが部分架構の履歴性状の改善に必要と考えられる。

また，柱梁接合部位置で柱断面 4 隅に鉛直方向の炭素繊維を配して柱梁接合部の補強を行った試験体では，実験終了まで弾性であった炭素繊維により最大耐力は増



図－7　部分架構の各部の変形

大したが，柱梁接合部の変形を抑制することはできず履歴性状の改善効果はほとんどなかった[9]。このことから，本研究における試験体のように，接合部横補強筋や柱中段筋といった梁せい方向中心付近もしくは柱せい方向中心付近に配された柱梁接合部中央の斜めひび割れの拡大を抑制することができる要素が，履歴性状の改善には必要と考えられる。

5. まとめ

既往の実験の試験体データベースの分析により，架構の履歴減衰に対して 1) 付着指標の制限だけでは良好な履歴性状を得るための条件とはならないこと，2)梁主筋の降伏強度の影響が読み取れること, 3) 柱梁曲げ強度比 2 以下の試験体では柱軸力により等価粘性減衰定数の増大する傾向があることが明らかになった。

また，梁曲げ破壊形に設計した十字形部分架構の水平加力実験により, 4) 柱中段筋もしくは接合部横補強筋を多量に配し接合部強度比を確保することにより柱梁接合部の変形を抑制して履歴性状を紡錘形とすることができることが明らかにした。ただし，5) その場合にあっても梁の圧縮側の主筋には引張転化が生じること, 6) 梁主筋降伏時の層せん断力は断面保持を仮定した計算値より小さいことが明らかになった。

本研究の実験では，接合部強度比，通し主筋の付着，柱軸力のいずれもが条件を満たす場合には履歴性状が紡錘形になることが確認されたが，どのような組み合わせであれば一部条件を満たさなくても良好な履歴性状が得られるかについては，今後さらに検討が必要である。

謝辞　本研究は平成 22 年度国土交通省建築基準整備促進補助金事業および平成 22 年度科学研究費補助金 基盤研究(B)より補助を受けて行われたものである。また，多くの研究者の貴重な実験データを引用させていただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，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. 31，pp. 1641-1684，2008. 9.
3) 楠原文雄，塩原等，田﨑渉，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，第 75 巻，第 656 号，pp. 1873-1882，2010.10
4) 田尻清太郎他：RC 造十字形柱梁接合部の履歴吸収エネルギーに及ぼす補強筋量・軸力・付着の影響に関する実験的研究，日本建築学会学術講演梗概集，C-2，pp.439-442，2010.8
5) 石木健士朗他：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，日本建築学会学術講演梗概集，C-2，pp.497-498，2011.8
6) 楠原文雄，塩原等：鉄筋コンクリート造十字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, 第 76 巻, 第 657 号, pp. 2027-2035, 2010.11
7) 藤井俊二他：材料強度より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメントー曲率関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.1261-1262，1973.10
8) 楠原文雄，塩原等：接合部回転角を含む RC 造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力及びその測定法，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.355-360，2006.7
9) 楠原文雄他：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の CFRP による新耐震補強工法，日本建築学会学術講演梗概集，C-2，pp.129-132，2009.8