

論文 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の破壊性状に及ぼす接合部横補強筋の効果に関する実験的研究

大西 直毅*1・塩原 等*2

要旨：接合部を含む架構が設計耐力発揮後も安定的に耐力を維持し、軸力を保持できるようにするには、接合部降伏ではなく梁曲げ降伏とする必要があり、そのためには接合部横補強筋量を多く配筋する必要がある。本研究では柱梁強度比と接合部横補強筋量を実験変数とした十字形柱梁接合部試験体の正負交番載荷実験を行い、破壊性状と履歴エネルギーの比較を行った。実験の結果、柱梁強度比 1.88, 接合部横補強比 0.93 (接合部横補強筋比 1.10%) では、梁曲げ降伏ヒンジの発生が見られ、接合部の損傷がかなり小さく抑えられることが確認された。しかしながらそれでも履歴形状は紡錘形にはならなかった。

キーワード：十字形柱梁接合部, 接合部横補強筋, 柱梁強度比, 履歴エネルギー

1. はじめに

鉄筋コンクリート造柱梁接合部は、(a) 梁降伏まで顕著な剛性低下を起こさず梁曲げ終局強度に達すること、(b) 梁降伏後も梁の曲げ終局強度を保持し、梁端部に良好な曲げ降伏ヒンジが生じること、(c) 柱梁接合部内のコンクリートや鉄筋が弾性範囲内にとどまり、柱から作用する軸力を安定して保持すること、(d) 層間変形角が大きくなってでも架構の全体降伏機構が保持され、特定層への変形の集中が生じないことが、その性能として必要とされる。靱性保証型指針¹⁾では接合部横補強筋比を定義しその下限値を 0.3%としているが、楠原ら(2010)²⁾の実験結果では接合部横補強筋比が 0.44%で柱梁強度比が 2.24 の梁曲げ降伏型の十字形接合部においても、主筋降伏時の節点モーメントは計算値を上回ったものの、履歴ループはスリップ性状を示していた。また、楠原ら(2012)の実験結果より、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(柱梁接合部の終局モーメントの梁曲げ終局強度に対する比)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にできることが示された。³⁾

このような背景から本研究では十字形柱梁接合部の横補強筋量と柱梁強度比を実験変数として試験体を 6 体作製し、正負交番載荷実験を行った。本稿では接合部の破壊性状と履歴エネルギーの比較を行い、接合部横補強筋の効果について考察する。

2. 実験概要

2.1 試験体

柱梁強度比, 接合部横補強筋量を実験変数として 1/3

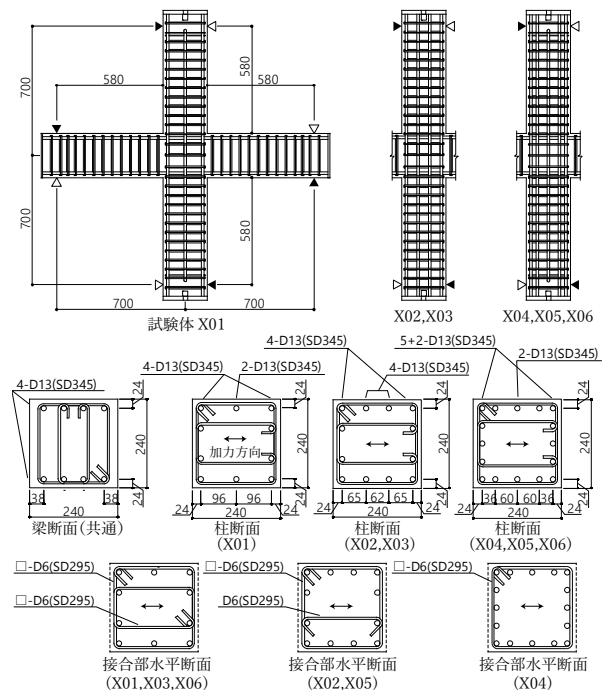


図-1 配筋図

表-1 実験変数

		接合部横補強比 A_{fjy}/A_{tfy}		
		0.46	0.70	0.93
柱梁強度比 $\Sigma M_{cu} / \Sigma M_{bu}$	1.24			X01
	1.47	X02		X03
	1.88	X04	X05	X06

*1 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 助教 博(工) (正会員)

*2 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

表-2 試験体諸元

試験体名	X01	X02	X03	X04	X05	X06	
柱	主筋	10-D13	12-D13	16-D13			
		SD345					
	主筋比 p_g	2.20%	2.64%	3.52%			
	せん断補強筋	4-D6(SD295A)@50					
	せん断補強筋比 1.06%						
梁	引張主筋	4-D13 (SD345)					
	引張鉄筋比 p_t	0.98%					
	せん断補強筋	4-D6(SD295A)@50					
		せん断補強筋比 1.06%					
接合部	横補強筋	3x4-D6	3x3-D6	3x4-D6	3x2-D6	3x3-D6	3x4-D6
	横補強筋比	1.10%	0.82%	1.10%	0.55%	0.82%	1.10%
柱梁強度比 ¹⁾	1.24	1.47		1.88			
接合部横補強比 ²⁾	0.93	0.70	0.93	0.46	0.70	0.93	
強度低下率 β_j ³⁾	1.20	1.27	1.32	1.44	1.48	1.53	

*1 梁曲げ終局時の節点モーメントに対する柱曲げ終局時の節点モーメントの比。
 *2 梁主筋の降伏時引張力に対する接合部横補強筋の全断面積と降伏強度の積の比。
 *3 柱梁接合部降伏による強度低下率 (文献 4)

表-3 コンクリートの材料特性

圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度時歪 (10^{-6} m/m)	引張割裂強度 (MPa)
36.8	28.6	2189	2.49

表-4 鉄筋の材料特性

使用箇所	鉄筋	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強さ (MPa)
柱梁主筋	D13(SD345)	374	184	508
横補強筋	D6(SD295A)	347*	194	497

*0.2%オフセット耐力

スケールの十字形柱梁接合部試験体を6体作製した。配筋図を図-1に示し、実験変数と試験体名の関係を表-1に、試験体諸元を表-2に、コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-3および表-4にまとめた。

柱梁強度比はX01が1.24, X02, X03が1.47, X04~X06が1.88であり、接合部横補強比は、梁主筋の降伏時引張力に対する接合部横補強筋の全断面積と降伏強度の積の比と定義し、その値はX04が0.46, X02, X05が0.70, X01, X03, X06が0.93である。梁主筋は接合部内で通

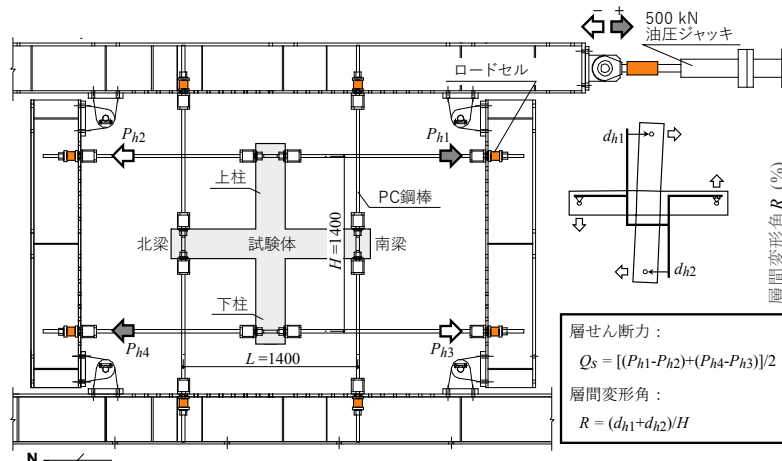


図-2 加力装置

し配筋とし、柱主筋は中段筋を設け、梁の配筋は共通とした。耐力計算に用いたコンクリート強度は試験期間の材料試験の平均値であり、鉄筋も材料試験結果を用いた。

せん断補強筋は、梁は柱フェイスから少し (25mm) 離れた位置から配筋し、柱は梁フェイスから配筋し、柱梁のせん断補強筋比をおよそ 1.0%とすることで曲げ降伏後の部材端コンクリートの損傷による耐力低下が生じにくい設計とした。

また、表-2には参考値として、鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案)・同解説⁴⁾の20条柱梁接合部に示されている、柱梁接合部降伏による強度低下率 β_j を示した。

2.2 加力・計測方法

実験は既往の実験^{例えば2)}で用いた加力方法に準じており、図-2のように柱梁の反曲点で曲げモーメントが生じないように球面座金を噛ませてPC鋼棒をフレームと緊結し、フレームをオイルジャッキで水平に加力させることで試験体を加力した。ただし柱を鉛直に支える治具はなく、試験体の重量が両梁に作用する。荷重は柱の反曲点に接続した水平なPC鋼棒の端部に設置したロードセルの荷重を用いて求めた。層間変形角は上柱と下柱に2機ずつ設置したレーザー変位計の平均変位の和を柱の上下反曲点距離 (1400mm) で除して求めた。

載荷履歴は図-3のように、1サイクル目でひび割れ強度の約半分の層せん断力まで加力し、2サイクル目以降は変位制御で0.25%, 0.5%, 1.0%, 1.5%, 2.0%と正負交番荷重とし、以降はX01では5.0%, X02~X05では7.0%, X06では8.0%まで1.0%ずつ増加させた。1.0%以降は1回ずつ繰り返しのサイクルを入れた。

試験体西側の柱・梁主筋には交差部に表裏2枚ずつのひずみゲージを貼付し、接合部横補強筋は副帯筋を除く3本の柱せいの中央に表裏2枚のひずみゲージを貼付し、ひずみを計測した。

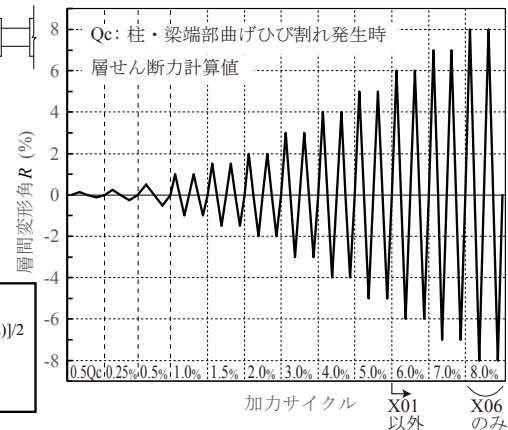


図-3 載荷履歴

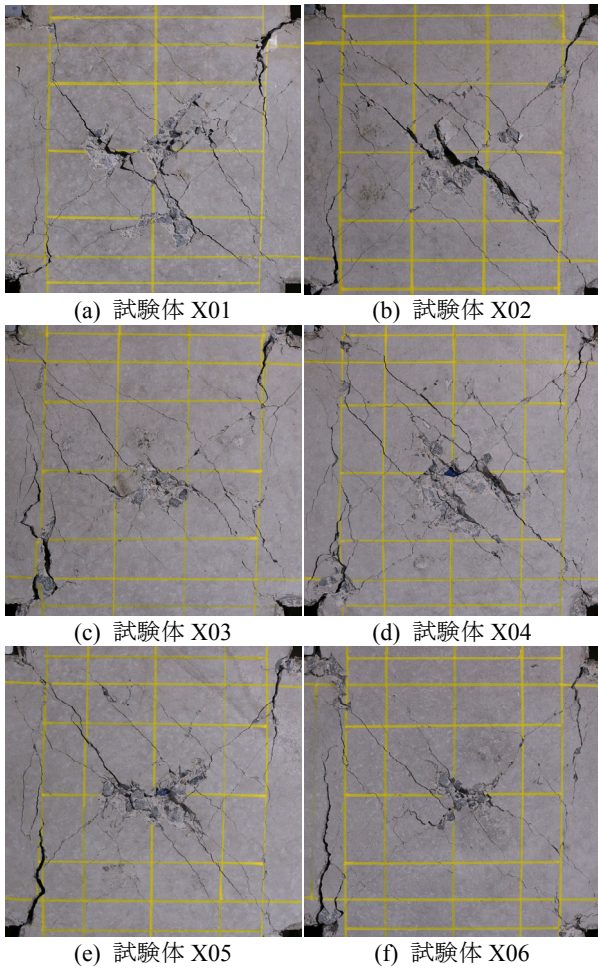


写真-1 -4.0%加力サイクル除荷時の破壊状況

表-5 実験結果一覧

試験体	X01	X02	X03	X04	X05	X06
初期剛性 (kN/mm)	25.3	19.7	22.6	26.2	18.0	17.3
接合部入隅部ひび割れ(kN)	+ 11.3	8.6	8.3	7.5	7.3	5.7
	- 4.4	-6.6	-5.5	-5.4	-4.3	-4.6
接合部対角ひび割れ(kN)	+ 21.1	18.6	17.0	18.0	22.9	20.5
	- 14.0	-19.1	-21.9	-18.0	-19.8	-18.8
梁主筋降伏 (kN)	+ 60.6	56.1	57.0	57.9	56.6	58.8
	(1.07)	(0.91)	(0.88)	(0.87)	(0.78)	(0.88)
	- 57.8	-56.4	-59.9	-53.6	-53.2	-54.2
	(-0.97)	(-0.90)	(-0.94)	(-0.76)	(-0.77)	(-0.80)
柱主筋1段目降伏 (kN)	+ 62.2	66.7	60.2	58.7	68.5	68.3
	(1.12)	(1.31)	(1.45)	(4.32)	(4.92)	(5.01)
	- 54.6	-65.6	-60.3	-59.5	-66.7	未降伏
	(-1.02)	(-1.47)	(-1.56)	(-4.70)	(-3.85)	
接合部横補強筋降伏(kN)	66.6	49.3	52.7	53.3	55.3	62.0
	(1.33)	(0.77)	(0.79)	(0.78)	(0.76)	(0.94)
最大耐力 (kN)	+ 70.8	71.0	73.2	72.2	73.8	72.3
	(2.86)	(2.95)	(2.92)	(3.00)	(2.89)	(2.99)
	- 65.4	-68.7	-69.4	-67.2	-69.0	-69.0
	(-2.95)	(-2.98)	(-3.98)	(-2.87)	(-2.88)	(-2.94)

※括弧内の数値は上段の荷重に対応する層間変形角(%)

3. 実験結果

3.1 破壊状況

層間変形角 4.0%の加力サイクル終了時の破壊状況を写真-1に示す。また、表-5に実験結果の一覧を示す。

いずれも最初に接合部の入隅部から斜めに接合部中央に向かうひび割れが生じた。その後このひび割れは柱

梁主筋の交差部付近から主筋に沿うように分かれて伸展した。一方接合部中央には対角線方向に斜めひび割れが発生した。荷重の向きが反対になると、これらの斜めひび割れは閉じて直交する方向のひび割れが生じた。層間変形角 1.0%の加力サイクルで梁端の柱主筋沿いのひび割れが上下でつながった。

接合部横補強比が 0.93 の X01, X03, X06 の比較では、柱梁強度比が 1.24 の試験体 X01 は梁主筋降伏前に接合部横補強筋のひずみゲージが降伏時ひずみに達し、梁主筋降伏後も接合部の斜めひび割れ幅の方が、梁端部のひび割れ幅よりも大きかった。一方で柱梁強度比 1.88 の試験体 X06 は接合部コンクリートの損傷が X01 よりも抑えられ、梁端部に損傷が集中していた。

柱梁強度比 1.88 の X04~X06 の比較では、接合部横補強比が 0.46 から 0.93 へと増加するのに伴い、接合部のコンクリートの損傷の度合いが小さくなっていった。

また、試験体 X06 では柱主筋に沿う梁端の曲げひび割れが、他の試験体に比べて柱主筋から離れた位置に入っていたことも特徴的であった。

3.2 鉄筋の降伏状況

図-4、図-5、図-6 にサイクルピーク時における梁主筋、柱主筋一段目、接合部横補強筋中段のひずみを示す。梁主筋と柱主筋は正載荷と負載荷とに分け、開く側の鉄筋のみ図示した。凡例の北上隅、南下隅などは主筋の交差部に貼付したひずみゲージの実験時の位置を表している。また、一点鎖線で示した降伏ひずみは、表-4 の降伏強度または耐力をヤング係数で除した値である。ここでの鉄筋の降伏はこの値を超えた時点と定義した。

梁主筋は、試験体 X01 の正載荷時を除く全ての試験体で正載荷時も負載荷時も層間変形角 1.0%で降伏した。X01 も層間変形角+1.0%のサイクルピーク時に南下隅の主筋交差部のひずみが降伏ひずみにほとんど達していた。

柱主筋一段目は、試験体 X01 では他の試験体に比べて早期に降伏し、層間変形角 2.0%の加力サイクルで値が急増した。X02 と X03 は X01 よりも降伏とひずみの急増が生じた層間変形角が大きいが、接合部横補強比の影響は見られなかった。X04~X06 はさらにひずみが小さく抑えられる傾向にあり、X06 は僅かながら X04 と X05 に比べてその傾向が強く、負載荷時には降伏に至らなかった。

接合部横補強筋は、試験体 X01 では層間変形角 1.5%、X02~X06 では 1.0%の加力サイクルで降伏し、層間変形角が大きくなるに伴い、層間変形角 4.0%まではひずみが増加することが確認された。柱梁強度比が大きい試験体の方が接合部横補強筋中段のひずみの増加は大きい傾向が見られた。また、X04~X06 を比較すると、層間変形角 3.0%の加力サイクルで X05 のひずみが急増したことを除けば、接合部横補強比が大きいものほど、横補強筋の

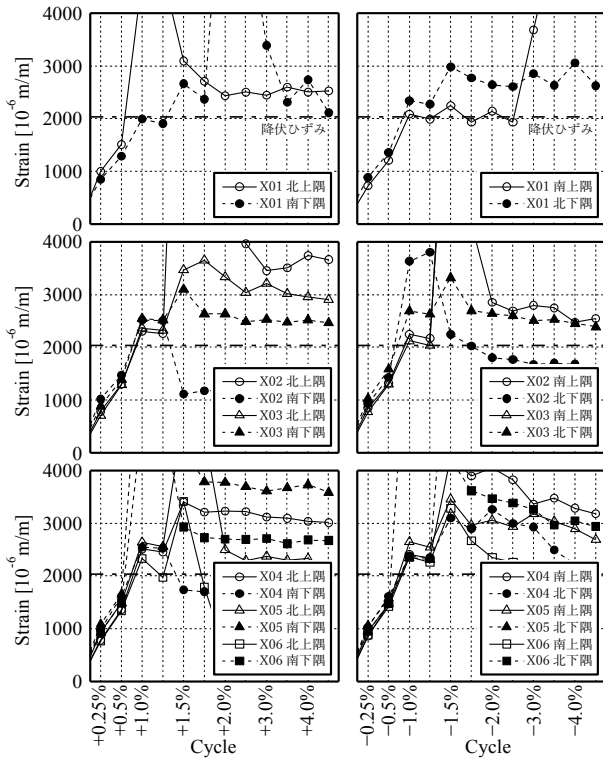


図-4 サイクルピーク時の梁主筋のひずみ

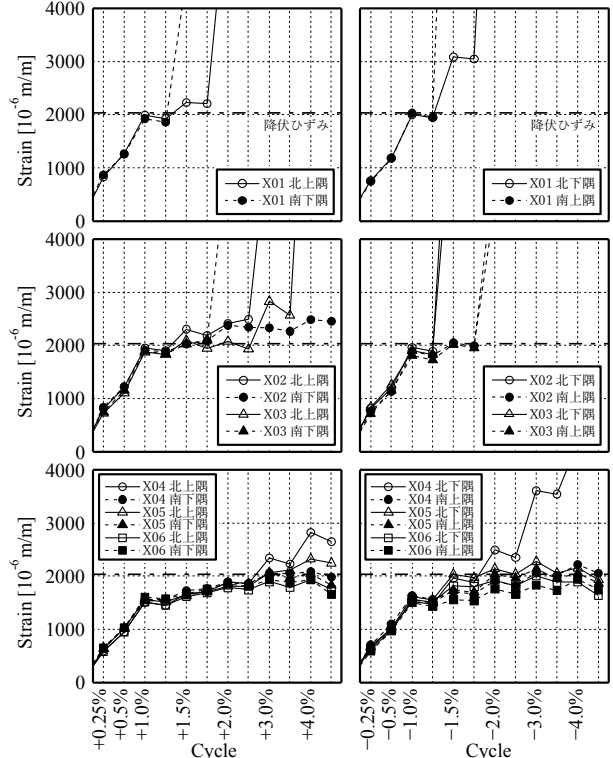


図-5 サイクルピーク時の柱主筋一段目のひずみ

ひずみは小さく抑えられる傾向が見られた。

3.3 層せん断力と層間変形角の関係

図-7 に層せん断力と層間変形角の関係を示す。図中に梁主筋降伏時 (by), 柱主筋一段目降伏時 (cy), 接合部横補強筋中段降伏時 (jy), 最大層せん断力 (∇), 梁曲げ終局時層せん断力計算値 (破線) を併せて示す。梁曲げ終局強度の計算は、コンクリートには修正 Kent-Park 法⁵⁾を、鉄筋には完全弾塑性モデルを適用し、材料特性は表-3、表-4 の値を用いて求めた。

すべての試験体で履歴形状は紡錘形にならなかった。

試験体 X01 は、層間変形角 1.0%の加力サイクルで梁主筋が降伏し、その後 1.5%の加力サイクルで一段目柱主筋が降伏し、その直後に接合部横補強筋中段が降伏した。

試験体 X02~X05 は、層間変形角 1.0%の加力サイクルで接合部横補強筋が降伏し、ほぼ同時に梁主筋も降伏した。柱主筋は試験体 X02 と X03 ではそれぞれ 1.5%, 2.0%の加力サイクルで降伏したが、試験体 X04 と X05 では最大耐力 (層間変形角 3.0%ピーク付近) まで柱主筋は降伏せず、4.0%~5.0%の加力サイクルで降伏した。

試験体 X06 は、層間変形角 1.0%の加力サイクルで先に梁主筋が降伏し、直後に接合部横補強筋中段が降伏した。柱主筋は正載荷時には層間変形角 5.0%で一段目が降伏したが、負載荷時には降伏には至らなかった。

最大耐力に関しては、柱梁強度比が大きい試験体の方が僅かに大きい。正載荷時にはいずれも梁曲げ終局時層せん断力の計算値 (67.2 kN) を上回っており、負載荷

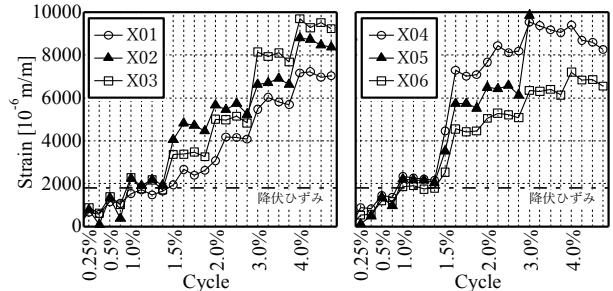


図-6 サイクルピーク時の接合部横補強筋のひずみ

時も X01 を除いては計算値以上であった。

次に層間変形角 0%の荷重に着目すると、柱梁強度比が大きいほど、また接合部横補強比が大きいほど、層間変形角 0%の軸上における履歴ループの幅が大きくなる傾向にあった。

4. 考察

4.1 破壊状況に表れた実験変数の影響

写真-1 で接合部横補強筋量の等しい試験体 X01, X03, X06 を比較すると、柱梁強度比が大きい試験体ほどひび割れやカバーコンクリートの剥落は少ない。写真-2a, 2c は X01 と X06 の同じサイクルのピーク時のものであるが、X06 の方が柱の剛性も強度も高いことで梁端がより変形し、柱フェイスから 2, 4 本目のせん断補強筋付近に曲げひび割れが生じており、梁曲げ降伏ヒンジが形成されていたことがわかる。

柱梁強度比の等しい X04~X06 を比較すると、接合部

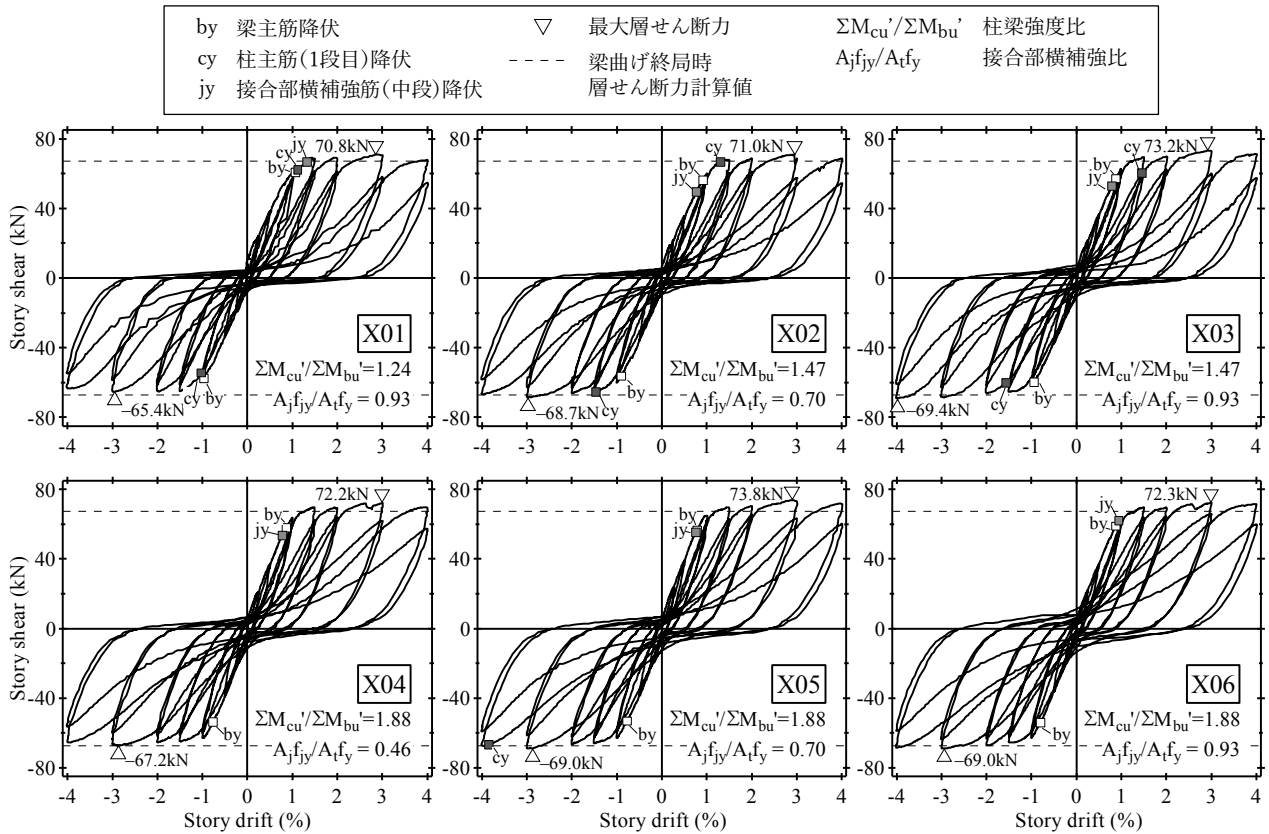


図-7 層せん断力と層間変形角の関係

横補強筋の少ない試験体ほど接合部の損傷が目立っている。X04にも柱フェイスから2, 4本目のせん断補強筋付近に曲げひび割れが生じているがその幅は小さく、その分接合部変形が大きかった。

3.2節で述べたように、試験体 X06 は負荷時に柱主筋が降伏しておらず、正荷時にも柱主筋のひずみは小さく抑えられ、梁曲げ降伏ヒンジが形成されることがわかった。しかしながら、試験体 X06 は柱梁強度比が 1.88 で接合部横補強筋比 1.1%と高いにもかかわらず、実験当初に期待していたような紡錘形の履歴ループにはならなかった。柱と梁のせん断補強筋比は 1.06%あり、実験でも梁主筋降伏後の梁端のコンクリートの損傷が小さかったことから、スリップ性状の原因は接合部の損傷にあると考えられる。

実験では全ての試験体において、層間変形角が大きくなるにつれて接合部中央が面外に膨らんでいたことが確認されている。試験体 X06 でも程度は比較的小さいものの、面外へのコンクリート面のはらみ出しが観察された。面外へのはらみ出しを拘束するように副帯筋を十分に入れてあれば、同じ接合部横補強筋量でも、より効果が高かった可能性がある。

4.2 履歴エネルギーと等価粘性減衰定数

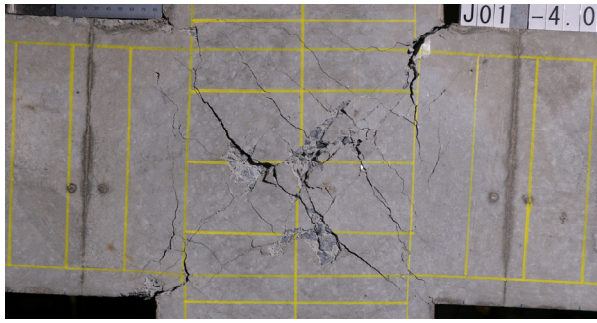
図-7 に示した層せん断力と層間変形角の関係における 1 サイクルのループの膨らみを定量的に比較するため、

図-8 に層間変形角 0.5%~4.0%の加力サイクルにおける 1 サイクルの履歴エネルギーの推移を、図-9 に等価粘性減衰定数を示す。

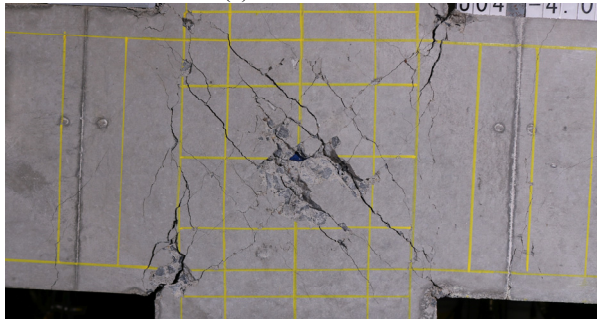
1 サイクルの履歴エネルギーは、層間変形角 2.0%まで実験変数による差は見られなかった。

層間変形角 3.0%と比較すると、柱梁強度比の大きい試験体ほど履歴エネルギーは大きかった。また、この時点での等価粘性減衰定数を比べても柱梁強度比の大きい試験体ほど等価粘性減衰定数は大きい傾向が見られた。しかし接合部横補強筋比の違いによる差は見られなかった。このことは 3.3 節で述べたように、柱梁強度比の大きい試験体ほど履歴ループの膨らみが大きいことを示している。しかしこの変形角では接合部横補強筋量による差は小さいことがわかった。

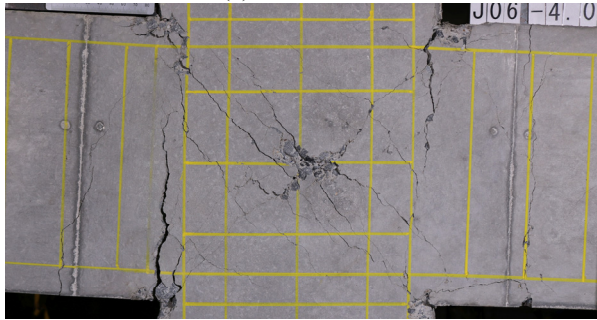
層間変形角 3.0%から 4.0%への変化を比較すると、履歴エネルギーが大きく上昇したのは試験体 X06 のみであった。層間変形角 4.0%における等価粘性減衰定数を比べても X06 は X04 や X05 に比べて高い値を示した。すなわち、接合部横補強筋量の効果は、柱梁強度比が 1.88 の試験体において接合部横補強比を最も高くした X06 試験体にも、層間変形角 4.0%の加力サイクルでの差として表れた。



(a) 試験体 X01



(b) 試験体 X04



(c) 試験体 X06

写真-2 -4%加力サイクルピーク時の破壊状況

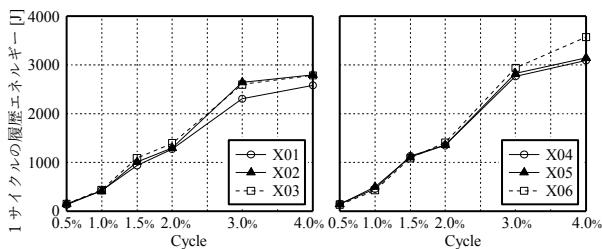


図-8 1サイクルの履歴エネルギー

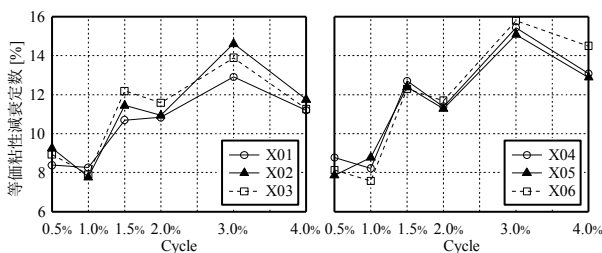


図-9 等価粘性減衰定数

5. まとめ

柱梁強度比と接合部横補強筋量を実験変数とした十字形柱梁接合部試験体の正負交番載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 層間変形角 4.0%の加力サイクル終了時の損傷状況の比較からは、柱梁強度比が大きい試験体ほど、柱主筋のひずみも接合部の損傷も小さく抑えられ、梁曲げ破壊型に近づくことが確認された。
- (2) 同じ柱梁強度比であれば、接合部横補強筋量が大きい試験体ほど、接合部の損傷は小さく抑えられるが、履歴エネルギーにはほとんど差がなく、柱梁強度比 1.88 の試験体 X04～X06 の中で、接合部横補強比 0.93 の試験体 X06 のみが層間変形角 3.0%から 4.0%において履歴エネルギーの顕著な増加が見られた。
- (3) 柱梁強度比 1.88, 接合部横補強比 0.93 の試験体 X06 でさえ、履歴形状は紡錘形にならなかった。原因の一つとして、接合部の面外拘束が十分でなかったことが考えられ、その場合には副帯筋などによる面外方向の拘束が必要である。

謝辞

本研究は、JSPS 科研費 JP16H04446 (基盤研究 (B)) 「地震力を受ける鉄筋コンクリート靱性骨組架構の限界変形点の定量化に関する基礎的研究」研究代表者：塩原等) により実施した。また、実験の実施および結果の整理において、間瀬文楓氏、呉南崎氏に協力戴いた。ここに謝意を表す。

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：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
- 3) 楠原文雄，朴 星勇，塩原 等：鉄筋コンクリート造十字形柱梁部分架構の履歴エネルギー吸収能に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, pp.271-276，2012
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案)・同解説，2016
- 5) Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D.: Ductility of Square-confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division ASCE, Vol.108, No.4, pp.929-950, Apr.1982