

論文 長期せん断力下の鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震実験

周 よしき*1・楠原 文雄*2・塩原 等*3

要旨: 1/3 スケールの平面十字形柱梁接合部部分架構 4 体の静的漸増正負繰返し載荷加力実験を行い、柱梁強度比と長期せん断力の有無による影響を検討した。すべての試験体は接合部破壊となった。柱梁強度比が小さい試験体において、長期せん断力があると上柱主筋の降伏が早い段階で起こり、上柱だけ大きく変形していた。柱梁強度比が大きい試験体ではこの傾向は見られなかった。

キーワード: 鉄筋コンクリート、柱梁接合部、長期せん断力、接合部破壊

1. はじめに

実際の骨組架構では、通常行われている柱梁接合部の部分架構の実験とは異なり、常に固定荷重や積載荷重などの長期荷重が梁に作用し、それらの力は梁端部と柱梁接合部を介して下階の柱に伝達される。それらの長期荷重が地震荷重時の柱梁接合部の性能に及ぼす影響は、これまで設計においては無視されてきたが、実際にはどのような影響があるのかについて、実大震動台実験以外の方法でその妥当性が実験的に確認されてはいないのが実情である。そこで、本研究では柱と梁の反曲点で切り出した十字形柱梁接合部部分架構に長期荷重に相当する鉛直荷重を載荷しながら正負繰返し載荷実験を行い、梁の長期せん断力により柱梁接合部に作用する鉛直荷重とモーメント有無による影響を考察したのでここに報告する。

2. 実験計画

近年、梁の曲げ終局強度に対する柱の曲げ終局強度の比（以下、「柱梁強度比」という）によっては、接合部に入力されるせん断力が小さい場合であっても、柱梁接合部内の柱梁主筋が降伏し、柱梁接合部に変形と損傷が集中し、架構の最大耐力が梁曲げ終局強度時耐力に達しない接合部降伏が生じることが明らかになっている¹⁾²⁾。すなわち、柱梁接合部に損傷が生じると、梁から柱への長期荷重の伝達機構が変化することが予想される。そこで、(1) 梁の長期せん断力の有無と(2) 柱梁強度比を実験変数とした実験計画とした。

2.1 試験体概要

試験体は、1/3 スケールの平面十字形柱梁接合部部分架構 4 体であり、諸元を表-1 に示す。試験体の形状と配筋を図-1 に示す。材料試験により得られたコンクリートと鉄筋の材料特性を表-2、表-3 に示す。

試験体 I04 と I05 は同配筋・同形状で、梁の長期せん断力の有無が異なる試験体である。加力方法は 2.2 節で

詳細に記す。長期荷重を作用させた試験体は I05 と I07 である。試験体 I06 と I07 も、同形状で、梁の長期せん断力の有無が異なる。試験体 I06 (I07) は、I04 (I05) と梁が同配筋で、柱主筋を増した試験体である。材料試験の結果を用い、平面保持を仮定した断面解析による終局モーメントに基づいた I04 と I05 の柱梁強度比は 1.18、I06 と I07 の柱梁強度比は 2.22 である。

2.2 実験方法

加力装置を図-2 に示す。試験体を PC 鋼棒で加力フレームに緊結し、フレームの上梁端を油圧ジャッキで加力して試験体に変形を生じさせた。加力サイクルは初期剛性を確認するために層せん断力が 11kN まで正負交番で載荷し、その後層間変形角 0.25%, 0.5% のサイクルを 1 回ずつ、1%, 1.5%, 2%, 3%, 4%, 5% のサイクルを 3

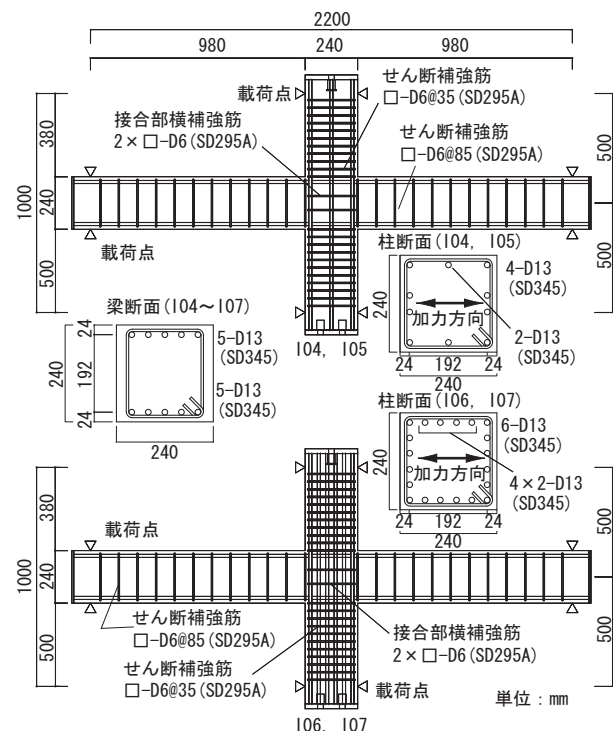


図-1 試験体の形状と配筋

*1 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 修士課程 (学生会員)

*2 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)

*3 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)

回ずつ正負交番で行った。

長期せん断力を考慮した加力（以下、「長期せん断力あり」という）では、さらに想定する建物に作用する長期せん断力を以下に示す梁上の2点に作用させた。

作用させるせん断力は梁スパン 8m、直交方向のスパン 6m、床の単位荷重を 10kN/m^2 の1方向ラーメンにおいて、接合部に入力される長期せん断力 240kN に対して、試験体は $1/3$ スケールであることからその $(1/3)^2$ である 27kN を実験用長期せん断力とした。さらに梁端部におけるせん断力とモーメントの比を考慮し、梁フェイス位置から 75mm の位置に 15kN (図-2中のF1)、梁先端に 12kN (図-2中のF2) を作用させた。

梁フェイス位置から 75mm の位置のせん断力 F1 は反力を下柱先端でとり、さらに PC 鋼棒の剛性が高く変形に伴い変動するのを防ぐため、PC 鋼棒の先にばねを入れてばねを介して固定することで作用する力を一定とした。使用したばねのばね定数は 75.89N/mm であった。このフェイス位置から 75mm の位置で作用するせん断力の実験中の変動量は、I05 では、層間変形角 3%以内は 15kN の 5%以内、層間変形角が大きくなるにつれて変動が大きくなり、最大で約 16%であった。I07 では層間変形角 3%以内では 15kN の 5%以内で変動し、層間変形角が大きくなるにつれて変動が大きくなり、最大で約 11%変動した。

梁先端のせん断力も変形に伴い変動するので、各加力サイクルの除荷時に調整することとした。なお、この調整は I05 では加力スタートから層間変形角 2%の3回目の負側の除荷まで、I07 では加力スタートから層間変形角 0.5%負側の除荷まで行った。

層間変形角は、北梁の反曲点に対する上下柱の反曲点の水平変位の差を柱の反曲点間距離で除した変形角とし、層せん断力は鉛直方向の PC 鋼棒の引張力をロードセルより測定して求めた梁せん断力から、節点まわりのモーメントのつり合いより求めた。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

各試験体の層間変形角 2%の加力サイクルでの破壊状

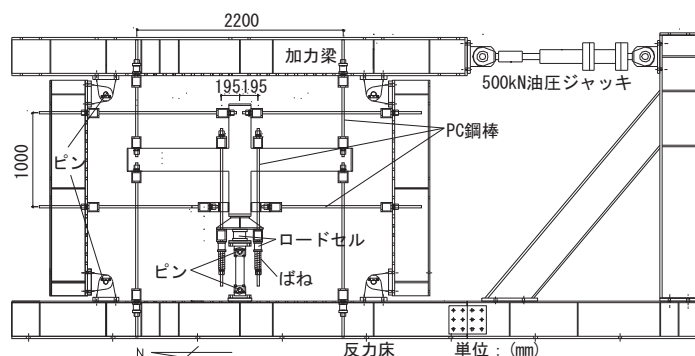


図-2 加力装置

況を図-3 に示す。いずれの試験体も最初に接合部の入隅部に曲げひび割れが生じ、続いて接合部の対角線方向に斜めひび割れが生じた。接合部に変形が集中し、入隅部ひび割れと接合部斜めひび割れが拡大した。層間変形角 3%の加力サイクルで接合部中央にコンクリートの圧壊が生じた。層間変形角 5%の加力サイクル終了時には、接合部表面のコンクリートは約半分剥落し、接合部横補強筋や柱中段筋の一部が見えた。

長期せん断力がある I05 と I07 では、接合部斜めひび割れは上柱側において柱梁接合部の入隅部を目指すのではなく、入隅部より 30mm 程度上柱に寄った位置を目指していた。試験体 I05 と I07 はそれぞれ I04 と I06 と比べて、上柱の接合部入隅部に近い位置の損傷が大きかった。

表-1 試験体の諸元

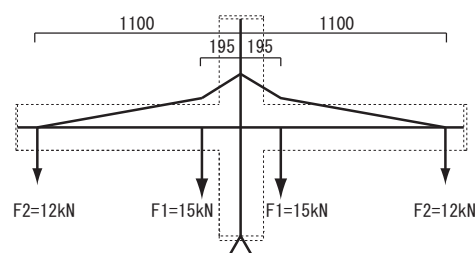
試験体	I04(I05)	I06(I07)
スパン $L_b \times L_c$ [mm]	2200×1000	
梁・柱断面 $b \times D$ [mm]	240×240	
梁引張主筋	5-D13(SD345)	
梁引張主筋比 [%]	1.22	
あばら筋	□-D6@85	
梁せん断補強比 [%]	0.31	
柱引張主筋	4-D13(SD345)	6-D13(SD345)
柱引張主筋比 [%]	0.98	1.47
柱中段筋	2-D13(SD345)	4×2-D13(SD345)
帯筋	□-D6@35	
柱せん断補強比 [%]	0.75	
接合部横補強筋	□-D6(SD295)×2	
接合部横補強筋比 [%]	0.28	
柱軸力	0	
接合部せん断余裕度 ³⁾ 括弧内は $V_c=0$ と仮定	1.73(1.30)	
柱梁強度比	1.18	2.22
梁主筋付着余裕度 ³⁾ 括弧内は緩和規定適用	0.96(1.15)	

表-2 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 [MPa]	ヤング率 [GPa]	圧縮強度 時歪[10^{-6}]	引張割裂 強度[MPa]
コンクリート	51.6	33.1	2.23×10^3	3.82

表-3 鉄筋の材料特性

	降伏点 [MPa]	ヤング率 [GPa]	引張強度 [MPa]	破断伸び [%]
D13(SD345)	375	185	532	19.7
D6(SD295)	334	186	479	23.6



長期せん断力の大きさと載荷位置

3.2 鉄筋の降伏状況

実験結果の一覧を表-4に示す。各試験体では層間変形角 0.6%~1.2%で梁主筋が降伏した。試験体 I05 と I07 はそれぞれ I04 と I06 と比べて、梁主筋が降伏した時の層せん断力が小さかった。長期せん断力により、I05 と I07 では梁上端の主筋に引張力、梁下端の主筋に圧縮力が生じたためである。I04 では、ほぼ梁主筋と同時に少し後の加力サイクルで柱主筋が降伏した。I05 では梁上端主筋、上柱主筋、梁下端主筋、下柱主筋の順に降伏した。柱梁強度比が大きい I06 と I07 では正側の加力では柱主筋は降伏せず、負側の加力では層間変形角が 2%から 3%の時に柱主筋の一部が降伏した。各試験体とも層間変形角 0.7%から 1.2%で接合部横補強筋が降伏した。

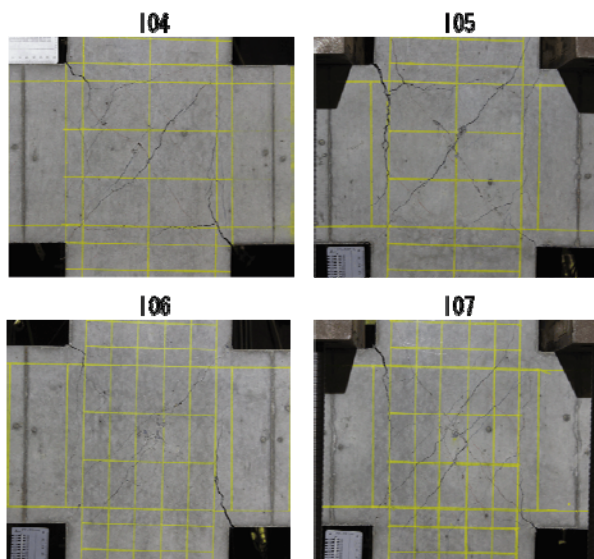


図-3 破壊性状（層間変形角 2%）

接合部横補強筋が降伏した時の層せん断力は、I05 は I04 と比べて 15%小さく、I07 は I06 と比べて 9.1%小さかった。

3.3 層せん断力と層間変形角の関係

各試験体の層せん断力と層間変形角の関係を図-4に示す。図中には平面保持を仮定した断面解析による梁曲げ終局時の層せん断力の計算値を破線で示した。鉄筋の歪硬化を考慮しない計算値と鉄筋の歪硬化を考慮した計算値の2つの値を示している。鉄筋の歪硬化を考慮する

表-4 実験結果

		I04	I05	I06	I07
接合部入隅ひび割れ	正	18.4 0.06	-	24.0 0.09	-
	負	-13.1 -0.02	-	-21.6 -0.04	-
接合部斜めひび割れ	正	70.4 0.67	72.1 0.66	27.7 0.13	47.1 0.32
	負	-46.8 -0.35	-59.9 -0.56	-29.2 -0.12	-40.3 -0.21
梁主筋降伏	正	101 1.15	72.1 0.66	108 1.00	76.1 0.60
	負	-97.7 -1.76	-72.1 -0.71	-101 -0.86	-83.7 -0.65
柱主筋降伏	正	101 1.15	85.5 1.10	未降伏	未降伏
	負	-90.8 -1.16	-85.6 -0.96	-103 -2.11	-101 -3.60
横補強筋降伏		101 1.15	-85.6 -0.96	97.0 0.83	-88.2 -0.70
最大層せん断力	正	115 2.95	112 4.01	116 1.50	121 2.97
	負	-105 -3.01	-105 -2.91	-112 -3.00	-112 -2.82

上段：層せん断力[kN]，下段：層間変形角[%]

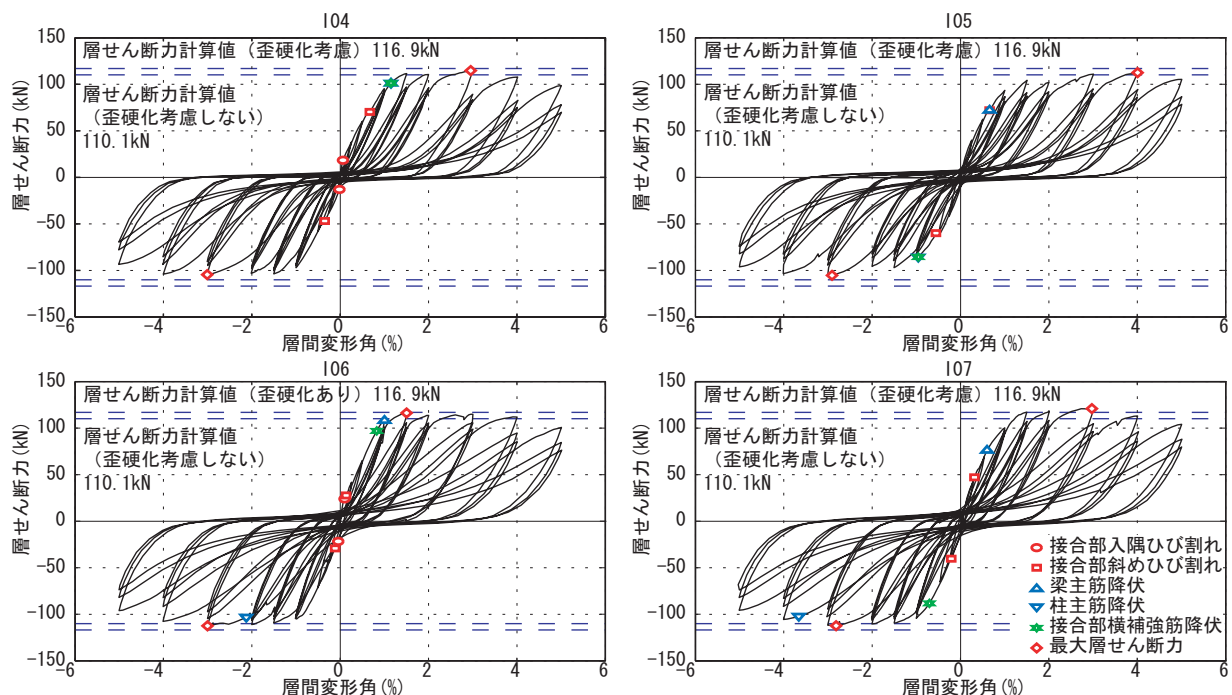


図-4 層せん断力と層間変形角の関係

場合は、Park&Paulay の提案式⁴⁾を用いた。

すべての試験体の履歴ループはスリップ性状を示した。柱梁強度比が大きい I06 と I07 は I04 と I05 に比べて、やや膨らみの大きい履歴ループとなった。

I04 は層間変形角 3% の加力サイクルで最大層せん断力 115kN に達した。I05 は層間変形角 4% の加力サイクルで最大層せん断力 112kN に達した。I06 は層間変形角 1.5% の加力サイクルで最大層せん断力 116kN に達した。I07 は層間変形角 3% の加力サイクルで最大層せん断力 121kN に達した。すべての試験体の最大層せん断力は鉄筋の歪硬化を考慮しない梁曲げ終局時の層せん断力の計算値を上回った。I04, I05, I06 の最大層せん断力はそれぞれ鉄筋の歪硬化を考慮した計算値を 1.8%, 3.8%, 0.5% 下回った。I07 の最大層せん断力は鉄筋の歪硬化を考慮した計算値を 3.4% 上回った。各試験体の最大層せん断力時の梁主筋の歪のデータをみると、材料試験で得られた鉄筋の歪硬化が始まる歪を超えているため、各試験体の最大耐力は鉄筋の歪硬化の影響もあると考えられる。

4. 上下柱端部の回転

各試験体の層間変形角 2% までの上下柱端部の回転成分⁵⁾による層間変形角と節点モーメントの関係を図-5 に示す。柱梁強度比が小さい試験体において、長期せん断力なしの I04 では下柱端の回転は上柱端よりやや大きい。長期せん断力ありの I05 は上柱の変形は下柱の変形に対して最大で約 2.6 倍大きかった。長期せん断力によって上柱主筋の降伏が早い段階で起こり、上柱だけが大きく変形していた。その一方、柱梁強度比が大きい試験体において、長期せん断力なしの I06 では下柱の変形は上柱より少し大きかった。長期せん断力ありの I07 では、I06 と同様で下柱の回転は上柱より少し大きかった。

5. 復元力特性

5.1 剛性

層せん断力と層間変形角の関係から求まる 3 つの割線剛性を表-5 に示す。初期剛性は層せん断力が 11kN となる加力サイクルの正負ピークを結ぶ割線剛性とした。梁主筋降伏剛性は梁主筋が初めて降伏した時の割線剛性とした。除荷剛性は各繰返し載荷サイクルの 2 回目と 3 回

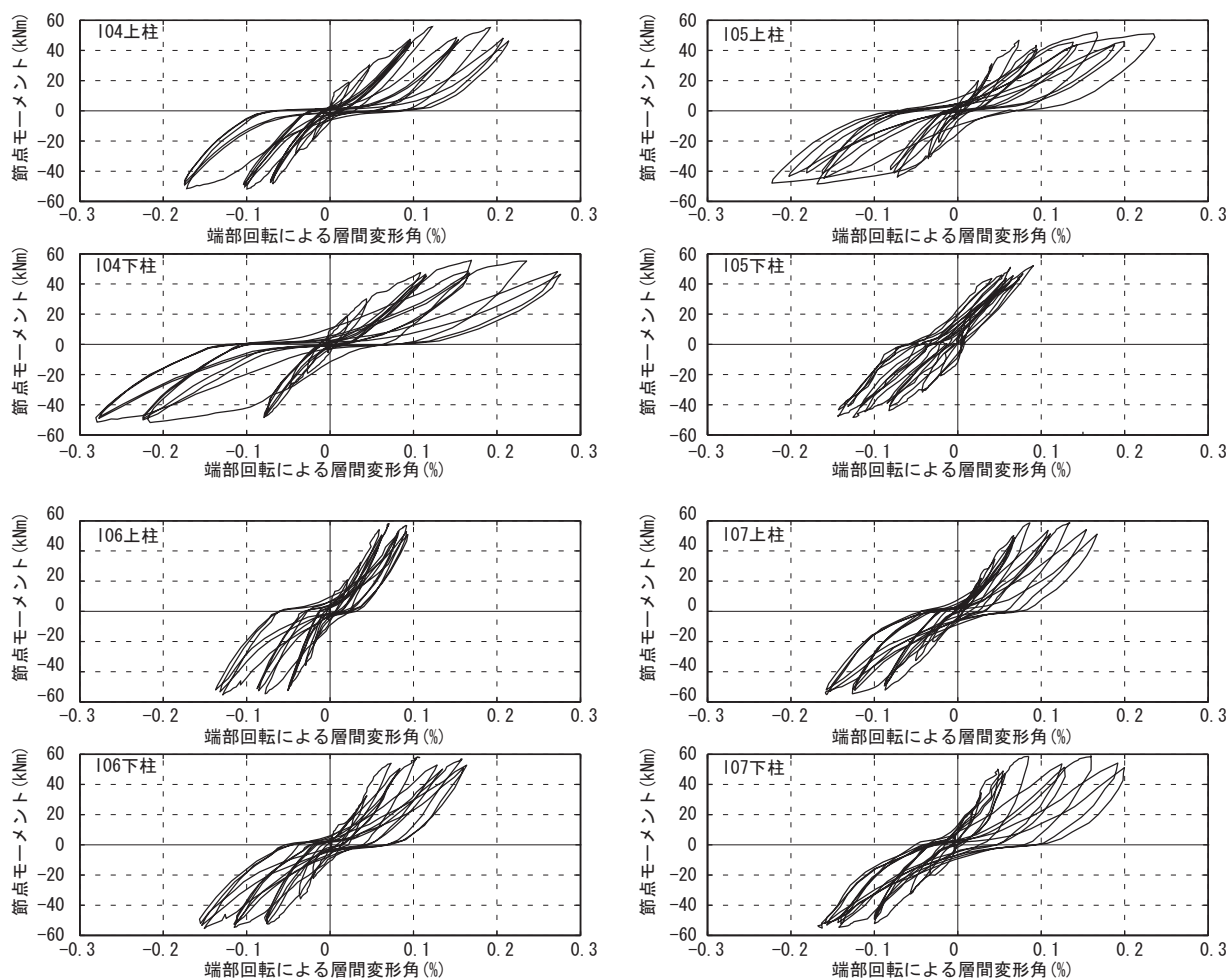


図-5 上下柱端部の回転

目の加力のピーク時からとピークから 1/3 除荷した点を結ぶ割線剛性の平均とした。

I05 の初期剛性は I04 の 85.8%で、I07 の初期剛性は I06 の 74.5%であった。I05 と I07 では、水平加力前に接合部に長期せん断力とモーメントが入力され、接合部入隅部にひび割れが発生していたため、I05 と I07 の初期剛性はそれぞれ I04 と I06 より小さくなった。

長期せん断力ありの試験体は長期せん断力なしの試験体より梁主筋降伏剛性が高く、I05 と I07 の梁主筋降伏剛性はそれぞれ I04 と I06 の約 126%であった。

I04, I05, I06, I07 の除荷剛性は層間変形角が大きくなるにつれて剛性が低くなった。柱梁強度比が大きい試験体は I06 と I07 は I04 と I05 と比べて除荷剛性が高かった。

4.2 変形の増大による耐力低下

各試験体の最大耐力に対する最大耐力後の各载荷サイクルの正負側の 1 回目のピーク値の耐力低下の割合を図-6 に示す。

すべての試験体は層間変形角が大きくなるにつれて、载荷サイクルの 1 回目の層せん断力が小さくなった。正側では各試験体の最大耐力の層間変形角が異なるが、負側では各試験体は層間変形角 3%で最大耐力となった。柱梁強度比が大きい I06 と I07 の耐力低下率はほぼ差異が見られなかった。

4.3 繰返し载荷による耐力低下

各試験体の 1 回目の载荷の正側のピークの層せん断力に対する 2 回目と 3 回目の载荷の正負ピークの層せん断力の平均値の耐力低下の割合を図-7 に示す。

すべての試験体で、層間変形角が大きくなるにつれて、繰返し载荷による耐力低下率は大きくなった。I04, I05, I06, I07 はそれぞれ 2 回目の繰返し载荷において 1 回目の载荷の正側のピーク値に対して最大で約 21%, 20%, 17%, 18%耐力低下し、3 回目の繰返し载荷において最大で約 27%, 29%, 25%, 24%耐力低下した。

5. 履歴吸収エネルギーと等価粘性減衰定数

各試験体の 1 サイクル間の履歴吸収エネルギー（層せん断力と層間変位の履歴ループ 1 サイクルの面積）と等価粘性減衰定数を図-8 に示す。

I04 と I05 の履歴吸収エネルギーを比較すると、1 回目の载荷の層間変形角 3%までは履歴エネルギーはほぼ同じであった。1 回目の载荷の層間変形角 4%以降と 2 回目・3 回目载荷では、長期せん断力がある試験体 I05 の履歴吸収エネルギーは I04 の履歴吸収エネルギーに対して約 1.1 倍から 1.5 倍で、大きかった。I06 と I07 の履歴吸収エネルギーを比較すると、1 回目・2 回目・3 回目载荷においてすべてほぼ差がなかった。

I04 と I05 の等価粘性減衰定数は、1 回目载荷では約

6~11%で、2 回目载荷では約 3~7%で、3 回目载荷では約 3~6%であった。長期せん断力ありの試験体である I05 は I04 より等価粘性減衰定数が少し大きかった。I06 と I07 の等価粘性減衰定数は、1 回目载荷では約 8~14%で、2 回目载荷では約 4~10%で、3 回目载荷では約 3~7%であっ

表-5 剛性の実験値

		I04	I05	I06	I07
初期剛性		329	282	342	255
梁主筋降伏剛性		88.0 (0.27)	111 (0.39)	108 (0.32)	136 (0.53)
除荷剛性	1.0%	150 (0.46)	135 (0.48)	166 (0.48)	167 (0.65)
	1.5%	130 (0.39)	128 (0.45)	147 (0.43)	154 (0.60)
	2.0%	122 (0.37)	122 (0.43)	134 (0.39)	145 (0.57)
	3.0%	116 (0.35)	116 (0.41)	125 (0.37)	126 (0.49)
	4.0%	107 (0.33)	113 (0.40)	122 (0.36)	121 (0.47)
	5.0%	100 (0.31)	116 (0.41)	112 (0.33)	117 (0.46)

括弧内は初期剛性に対する割合

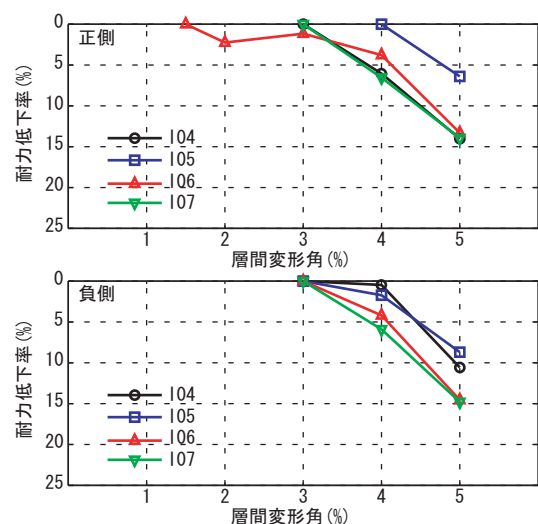


図-6 载荷サイクルによる耐力低下の割合

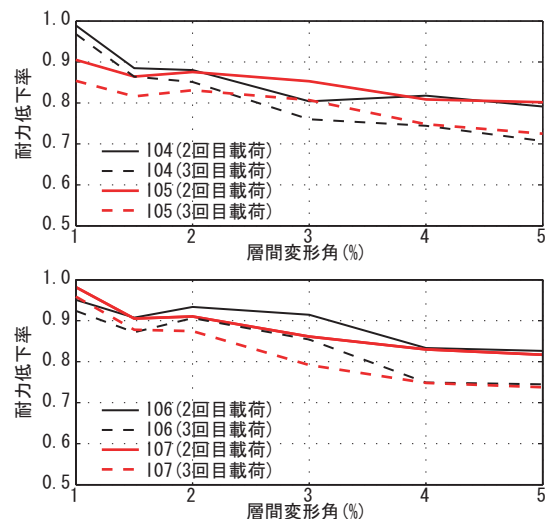


図-7 繰返し载荷による耐力低下の割合

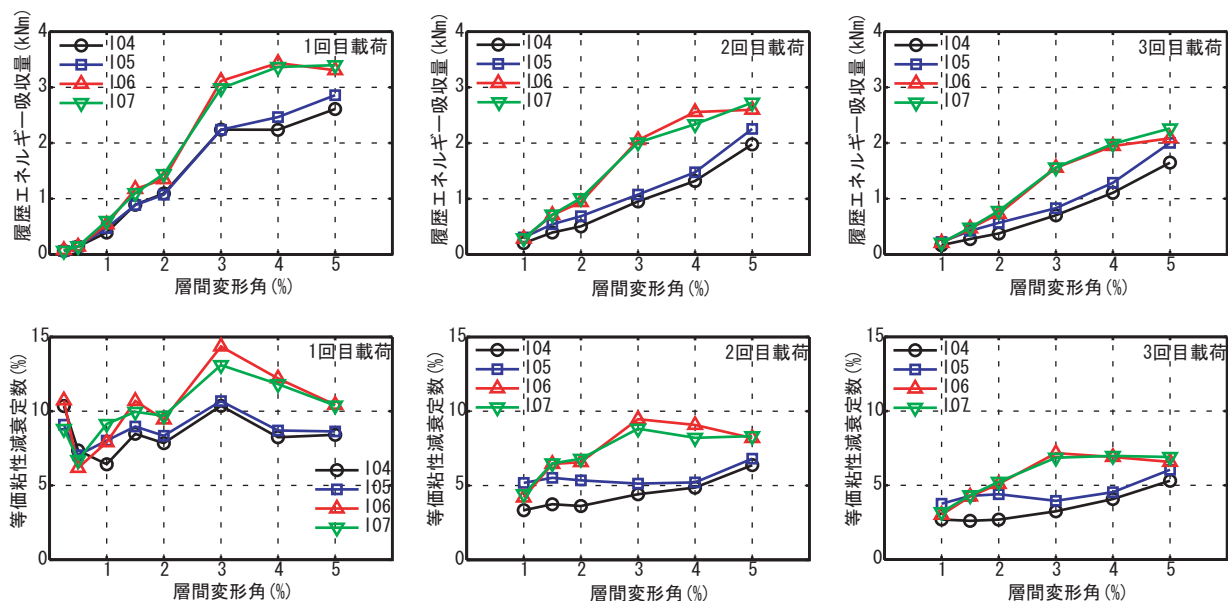


図-8 履歴吸収エネルギーと等価粘性減衰定数

た。I06 と I07 では差があまり見られなく、長期せん断力による影響はなかった。

I04 より大きかった。柱梁強度比が大きい試験体では、長期せん断力の有無による試験体の等価粘性減衰定数の差はなかった。

6. まとめ

平面十字形柱梁接合部部分架構 4 体の静的漸増正負繰返し荷重加力実験を行った結果、以下の知見を得た。

- (1) 長期せん断力の有無は、試験体の破壊状況や履歴特性に及ぼす影響は小さいが、上柱脚部の剛性が低下し、架構の応力や変形分布が変化するので、架構の耐震性能に及ぼす検討が今後必要となる。
- (2) 柱梁強度比が小さい試験体において、長期せん断力があると上柱主筋の降伏が早い段階で起こり、上柱の変形が大きくなった。柱梁強度比が大きい試験体では、この傾向は見られなかった。
- (3) 柱梁強度比が小さい試験体において、最大層せん断力は鉄筋の歪硬化を考慮しない断面解析による梁曲げ終局時の層せん断力の計算値を上回ったが、鉄筋の歪硬化を考慮した断面解析による梁曲げ終局時の層せん断力の計算値を下回った。
- (4) 柱梁強度比が小さい試験体では、長期せん断力がある I05 の 2 回目、3 回目荷重時の等価粘性減衰定数は層間変形角 1~3%において長期せん断力なしの

参考文献

- 1) 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.1641-1684，2008.9
- 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，pp.1873-1882，2010.10
- 3) 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，日本建築学会，1999
- 4) Park, R. and Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, pp.229-230, 1975
- 5) 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およびその測定法，日本コンクリート工学会年次論文集，Vol.28，No.2，pp.355-360，2006.7