

論文 低強度コンクリート柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究

五十嵐 大騎*1・八十島 章*2

要旨: 本研究では、低強度コンクリート柱梁接合部の耐震性能を把握するために、主筋種類、軸力比、接合部形状を実験因子として、既存の低層鉄筋コンクリート造建物を模擬して実物の約 1/1.5 に縮小した柱梁接合部試験体による構造実験を行った。実験結果において、主筋に丸鋼を用いた試験体は付着滑脱の後に梁端コンクリートの曲げ圧縮破壊に至り、主筋に異形鉄筋を用いた試験体はパネルゾーンのせん断破壊に至った。また、最大荷重において主筋種類による違いが確認され、主筋に丸鋼を用いた試験体は、最大耐力が既往の評価式では危険側評価になり、精度良く評価できないことを示した。

キーワード: 低強度コンクリート, 丸鋼, 付着滑脱, せん断強度, 変形性能, 靱性能

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート (以下, RC) 造建物の耐震診断¹⁾において、コンクリート圧縮強度が設計基準強度を下回る 10MPa 程度の低強度コンクリート建物が存在することが確認されている²⁾。RC 造建物の構造性能はコンクリート強度と直接的な関係にあるため、その耐震安全性能を精度良く診断するためには、強度および靱性能を工学的根拠に基づいて評価することが重要である。これまでに、低強度コンクリート柱部材、梁部材、耐震壁の耐震性能について実験的検討は実施されているが、柱梁接合部に関する実験は行われておらず、その構造性能については十分に検討されていない。

本研究では、低強度コンクリート柱梁接合部の耐震性能を把握するために、主筋種類および軸力比を変動因子として、1971 年以前に設計された既存低層 RC 造建物を想定し、実物の約 1/1.5 に縮小した十字形およびト形柱梁接合部試験体による構造実験を行い、破壊性状、復元力特性、部材強度および靱性能について把握する。また、低強度コンクリートが構造性能に及ぼす影響および部材耐力における既往の評価式の適合性について検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体一覧を表-1 に、試験体の配筋を図-1 に示す。試験体は、梁断面 260mm×480mm、柱断面 400mm×400mm の十字形およびト形の偏心のない柱梁接合部である。梁の内法スパンは 2600mm、柱の内法高さは 1080mm とし、試験体数は十字形 3 体、ト形 2 体である。試験体の変動因子は、接合部形状、主筋種類、軸力比である。試験体 R01-I, R03-I, R01-E は柱および梁の主筋に丸鋼 (16φ) を使用し、試験体 D01-I および D01-E は柱および梁の主筋に異形鉄筋 (D16) を用いた。ト形試験体の梁主筋は定着部折り曲げ角を 90° とし、定着長は 1954 年度の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に従い 40d (d は鉄筋の直径) 以上とした。配筋はその規準に従い全試験体とも梁曲げ降伏先行型で設計し、軸力比は試験体 R03-I では 0.3、それ以外は 0.1 とした。

コンクリートの調合計画と材料試験結果を表-2 に、鉄筋の引張試験結果を表-3 に示す。コンクリートは、目標圧縮強度 7MPa、水セメント比 120%、細骨材率 58%、最大粗骨材寸法 20mm である。

表-1 試験体一覧

試験体名	目標 圧縮強度	接合部		柱				梁		
		形状	横補強筋	断面	主筋	横補強筋	軸力比	断面	主筋	横補強筋
R01-I	7 N/mm ²	十字形	2-9 φ ×2(本) (SR235)	柱幅 × 柱せい 400mm × 400mm	10-16 φ (SR235)	2-9 φ @160 (SR235)	0.1	梁幅 × 梁せい 260mm × 480mm	8-16 φ (SR235)	2-6 φ @160 (SR235)
D01-I					10-D16 (SD295)				8-D16 (SD295)	
R03-I					10-16 φ (SR235)				8-16 φ (SR235)	
R01-E		ト形		10-16 φ (SR235)	8-16 φ (SR235)					
D01-E				10-D16 (SD295)	8-D16 (SD295)					

*1 筑波大学 システム情報工学研究科構造エネルギー工学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 筑波大学 システム情報系構造エネルギー工学域 助教 博士 (正会員)

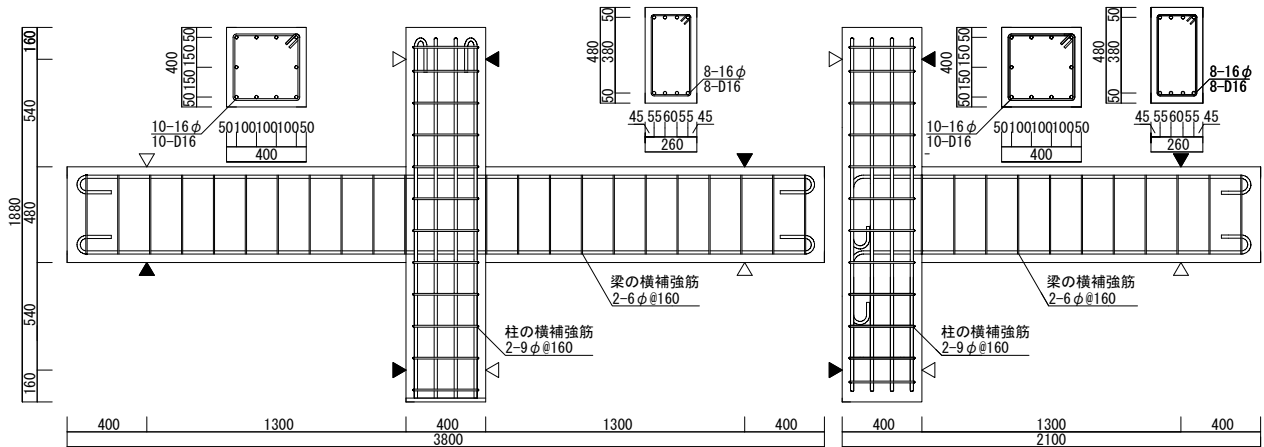


図-1 試験体配筋

表-2 コンクリートの調合計画および材料特性

試験体形状	目標強度 (MPa)	水セメント比 (%)	単位量(kg/m ³)					圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
			セメント	水	細骨材	粗骨材	AE 減水剤			
十字形 ト形	7	120	167	200	1062	797	2.2	8.1	0.91	14.2
								8.4	0.98	15.7

表-3 鉄筋の引張試験結果

鉄筋種別	試験体形状	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	降伏歪 (%)	引張強度 (MPa)
6φ	十字形	417	207	0.20	501
	ト形	416	213	0.20	500
9φ	十字形	340	206	0.16	463
	ト形	341	208	0.16	456
16φ	十字形	321	206	0.16	453
	ト形	310	213	0.15	429
D16	十字形	360	190	0.19	514
	ト形	327	196	0.17	515

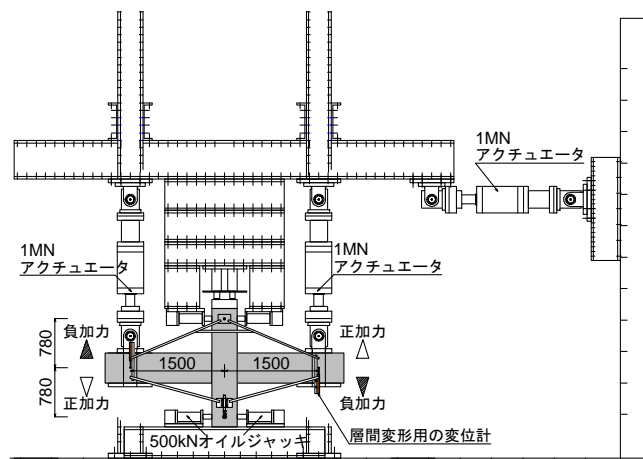


図-2 加力装置 (十字形柱梁接合部試験体)

2.2 加力・計測方法

十字形柱梁接合部の加力装置を図-2 に示す。加力方法は、柱の反曲点位置を油圧ジャッキで支持し、梁の反曲点位置に取り付けたアクチュエーターで、層間変形角 $R=\pm 1/800, \pm 1/400\text{rad}$ を各1回、 $R=\pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25\text{ rad}$ を各2回、 $R=\pm 1/20, \pm 1/15\text{rad}$ を各1回の正負交番漸増繰り返し繰り返し荷重を行った。軸力は、一定軸力を試験体頂部から鉛直用油圧ジャッキにより作用させた。計測項目は、梁入力せん断荷重、層間変形、柱および梁の部材変形、主筋および横補強筋の主な位置の歪である。

3. 実験結果

3.1 梁せん断力-層間変形角関係および破壊状況

各試験体の梁入力せん断力と層間変形角の関係および

最終破壊状況を図-3 に示す。いずれの試験体も梁端部の曲げひび割れ、柱の曲げひび割れ、パネルゾーンのせん断ひび割れが順次発生し、最大耐力に達した後、層間変形の増大に伴って緩やかに荷重低下し、逆S字型の挙動を示した。主筋に丸鋼を用いた試験体 R01-I, R03-I, R01-E の最大荷重は異形鉄筋の試験体より小さく、最終破壊状況も主筋種類で異なっていた。最大荷重時の層間変形角は、いずれの試験体も 0.03rad 程度でほぼ同じであった。主筋が丸鋼の試験体 R01-I, R03-I, R01-E は繰り返し加力によって梁主筋の付着力が失われ、接合部内での応力の伝達が不十分となり、接合部のせん断ひび割れが少なく、梁端部コンクリートの圧壊が支配的になり、最大荷重に達した。試験体 R01-I と R03-I は最終的に梁主筋拔出後の梁端コンクリートの圧壊により最終破壊

に至り、試験体 R01-E は梁端コンクリートの圧壊および加力点付近の梁定着破壊により最終破壊に至った。主筋に異形鉄筋を使用した試験体 D01-I および D01-E は、最

大荷重以降においてパネルゾーンのせん断ひび割れが進展し、コンクリートが剥落して接合部せん断破壊で最終破壊に至った。

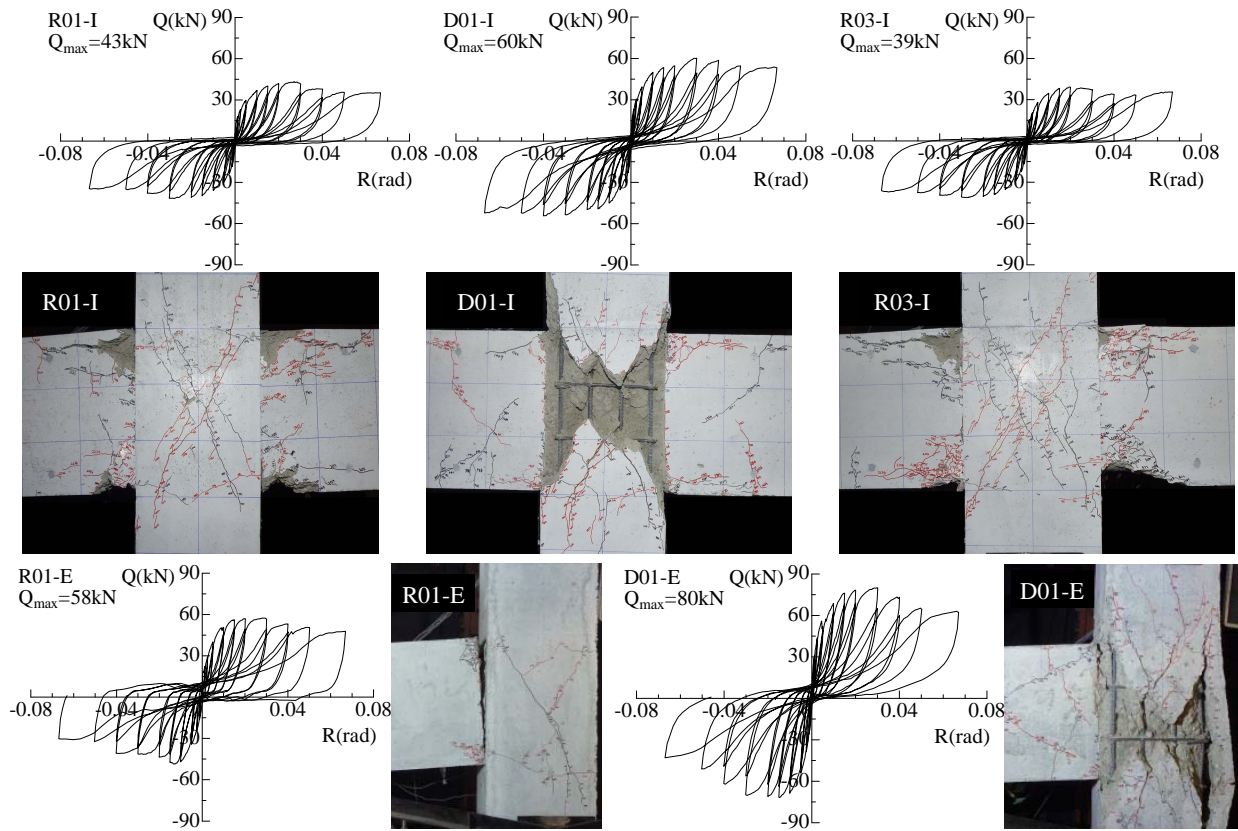


図-3 梁せん断力-層間変形角関係および最終破壊状況

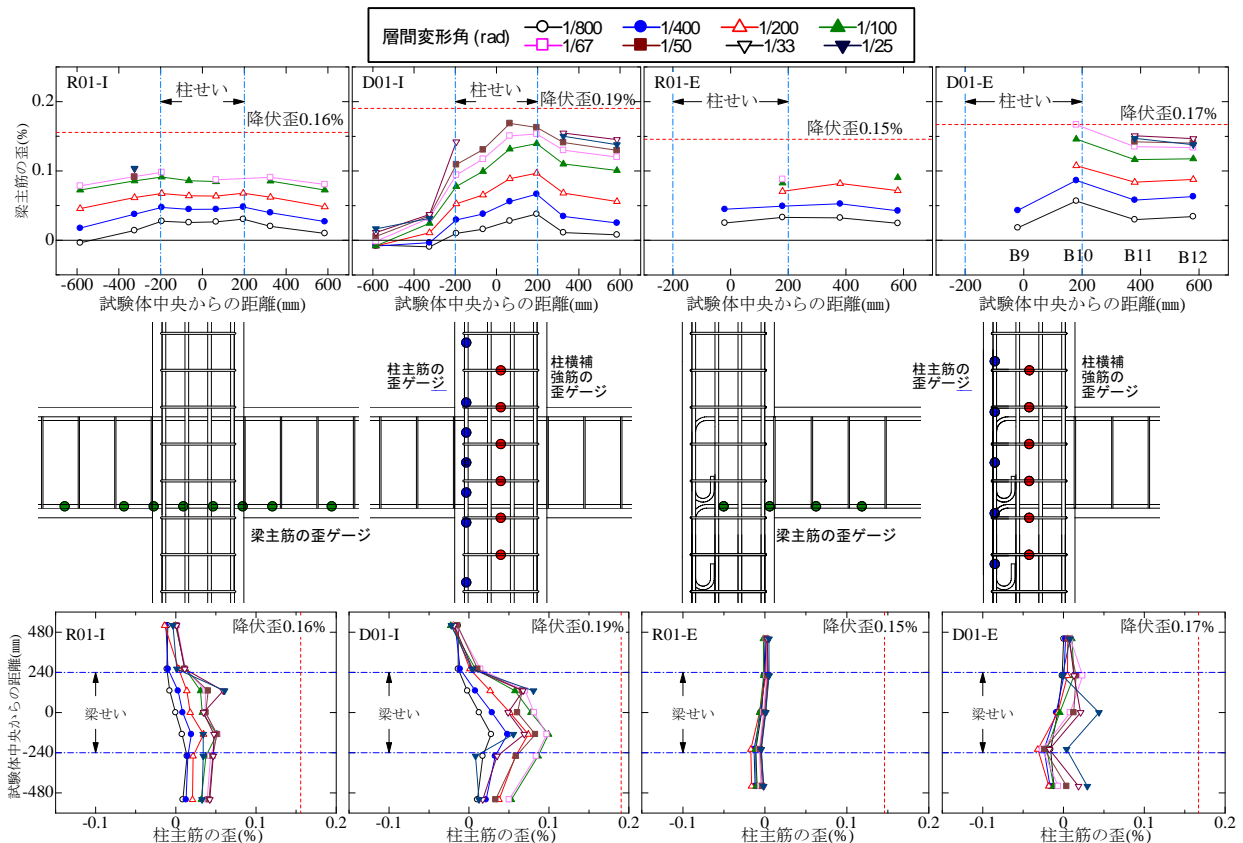


図-4 梁主筋および柱主筋の歪分布

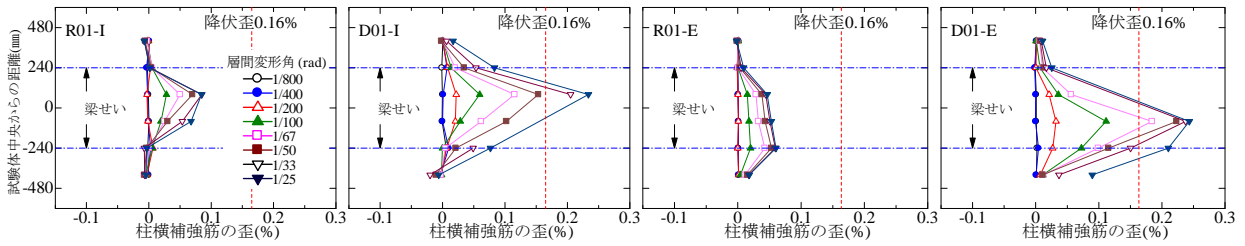


図-5 柱横補強筋の歪分布

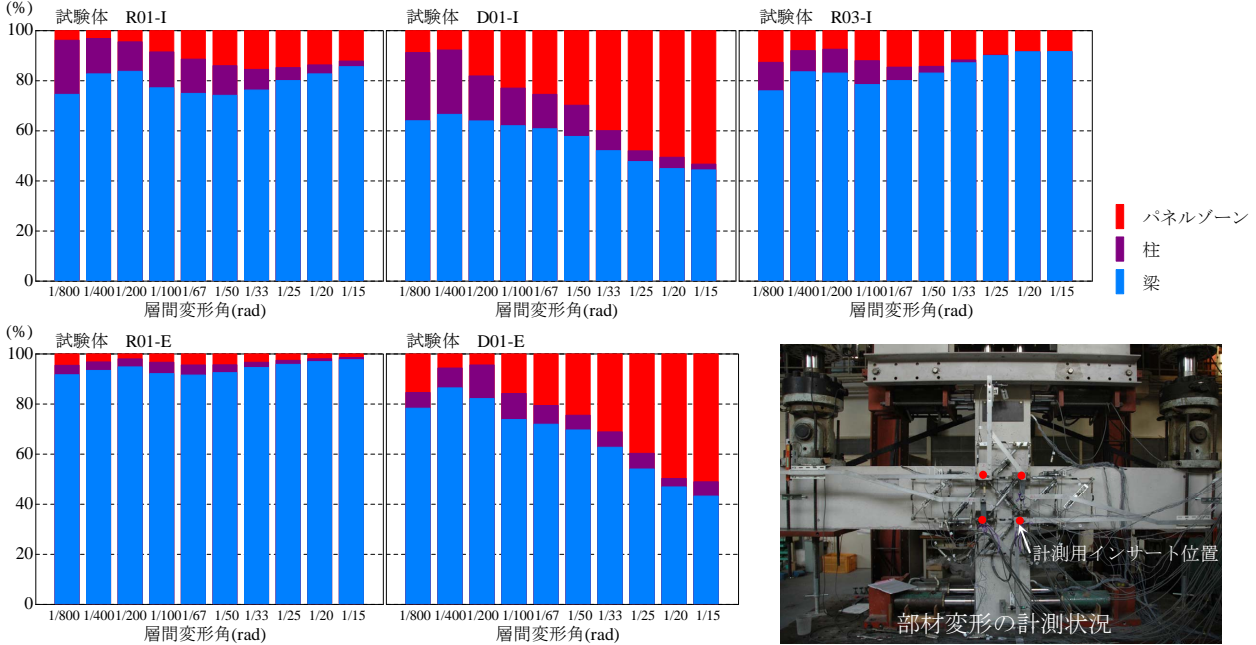


図-6 各部材変形の割合

3.2 梁および柱の歪分布

試験体 R01-I, D01-I, R01-E, D01-E の梁主筋および柱主筋の歪分布を図-4 に、柱横補強筋の歪分布を図-5 に示す。各部材の歪は層間変形角 1/800rad~1/25rad までの正側載荷 1 回目における値である。主筋に丸鋼を用いた試験体 R01-I および R01-E の梁主筋は、層間変形角 1/67rad においても主筋の降伏は確認されず、加力初期段階から接合部内の歪が一樣になっている。主筋が丸鋼で低強度コンクリートであるために、付着劣化が早期に発生し、主筋の拔出が生じたことがうかがえる。主筋に異形鉄筋を用いた試験体 D01-I および D01-E の梁主筋は、層間変形角が大きくなるにつれて梁端部の歪が増大したが、パネルゾーンのせん断ひび割れが支配的になったため、層間変形角 1/33rad においても降伏は確認されなかった。柱主筋は、層間変形角の増大に伴って引張側主筋の歪が大きくなっているが、主筋の降伏は確認されなかった。丸鋼の試験体 R01-I および R01-E は、最大荷重近傍の変形において接合部内の歪の勾配が小さく、付着劣化していることが確認できる。異形鉄筋の試験体 D01-I および D01-E の柱の横補強筋は、層間変形角 1/100rad 程度から急激に歪が増大しており、最大荷重時にはパネルゾーンの横補強筋が降伏した。

3.3 部材変形の割合

全体変形に対する柱、梁、パネルゾーンの各部材変形の割合の推移を図-6 に示す。なお、図中には柱、梁の部材変形の計測状況も示している。丸鋼の試験体 R01-I, R03-I, R01-E は、層間変形角 1/200rad までは梁端の曲げひび割れにより梁の変形量が増加し、層間変形角 1/100rad からはパネルゾーンのせん断ひび割れによりパネルゾーンの変形量が増加した。層間変形角 1/67rad 以降においては、梁端部コンクリートの圧壊に伴って梁の変形割合が支配的になった。また、試験体 R03-I の柱の変形割合は、層間変形角 1/100rad 以降において試験体 R01-I よりも低下しており、軸力の影響が若干見られた。異形鉄筋の試験体 D01-I および D01-E は、層間変形角 1/400rad までは梁の曲げひび割れによって梁の変形割合が増加し、その後はパネルゾーンのせん断ひび割れの発生によりパネルゾーンの変形割合が増大し、層間変形角 1/20rad 時には 50%程度に達して支配的になった。

4. 部材耐力および靱性能の検討

4.1 部材耐力

各試験体の実験値と計算値の比較を表-4 に示す。梁の曲げ耐力計算値は、曲げ略算式¹⁾および丸鋼主筋の付

表-4 実験値と計算値の一覧

試験体名		R01-I	D01-I	R03-I	R01-E	D01-E
形状		十字形			ト形	
主筋		丸鋼	異形鉄筋	丸鋼	丸鋼	異形鉄筋
軸力比		0.1		0.3	0.1	
実験値	最大耐力 Q_{max} (kN)	43	60	39	58	80
計算値	柱/梁の曲げ耐力比 cQ_{mu} / bQ_{mu1}	1.2	1.2	1.6	1.2	1.2
	梁曲げ耐力 (略算式) bQ_{mu1} (kN)	77	85	77	74	78
	梁曲げ耐力 (累加強度式) bQ_{mu2} (kN)	59	—	59	60	—
	梁せん断耐力 (荒川 mean 式) bQ_{su} (kN)	114	114	114	115	114
	柱曲げ耐力 (多段筋式) cQ_{mu} (kN)	91	98	120	89	92
	柱せん断耐力 (荒川 mean 式) cQ_{su} (kN)	104	104	114	105	105
	パネルせん断強度時の梁入力せん断力 (終局強度型指針式) bQ_{ju} (kN)	55	55	55	79	79
	パネルせん断強度時の梁入力せん断力 (靱性保証型指針式) bQ_{ju2} (kN)	78	78	78	112	112
実験値/計算値 $Q_{max}/\min(bQ_{mu}, cQ_{mu}, bQ_{ju})$		0.78	1.09	0.71	0.97	1.03
最終破壊形式		梁主筋 拔出し後 の圧壊	パネル せん断 破壊	梁主筋 拔出し後 の圧壊	梁主筋 拔出し後 の圧壊	パネル せん断 破壊

着力を考慮した累加強度式²⁾より算出し、柱の曲げ耐力計算値は多段筋を考慮した曲げ略算式¹⁾により求めた。また、梁および柱のせん断耐力計算値は荒川 mean 式¹⁾により算出した。接合部せん断耐力計算値は、日本建築学会の終局強度型指針式³⁾および靱性保証型指針式⁴⁾により算出した。

主筋に丸鋼を用いた試験体 R01-I, R03-I, R01-E は、破壊形式が梁主筋の拔出し後のコンクリート圧壊であり、実験値はいずれの梁曲げ耐力の計算値よりも小さくなっており、既存の評価式では主筋に丸鋼を用いた低強度コンクリート柱梁接合部における曲げ耐力の最大耐力を精度良く算定できなかった。梁主筋の拔出しが小さい層間変形角から発生する場合、曲げ略算式や断面解析では早期の付着喪失により平面保持が成り立たないため適切に評価できず、累加強度式では主筋の付着力を過度に考慮しているため適合しなかったと考えられる。

一方、主筋に異形鉄筋を用いた試験体 D01-I および D01-E においては、破壊形式がパネルゾーンのせん断破

壊であり、実験で得られた最大耐力と日本建築学会の終局強度型指針式によるパネルせん断耐力計算値を比べると、良く対応していることが確認された。パネルせん断破壊時における接合部の平均せん断応力度は、日本建築学会の終局強度型指針式の場合ではコンクリート圧縮強度に直接比例する形式で算定され、靱性保証型指針式ではコンクリート圧縮強度の 0.7 乗に比例する形式で回帰分析されており、実験結果はコンクリート圧縮強度に直接比例する終局強度型指針式とよく適合している。低強度コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は普通強度コンクリートよりも圧縮強度後の応力低下が極めて緩やかであることから²⁾、パネルゾーンのコンクリート圧縮束による応力伝達は圧縮強度がほぼ一様に作用する状態と想定されるため、実験結果の平均せん断応力度をコンクリート圧縮強度に比例する形式で評価できたと考えられる。

4.2 包絡線および変形性能の検討

各試験体の梁入力せん断力-層間変形角関係の包絡線を図-7に、最大荷重時変形角および限界変形角を表-

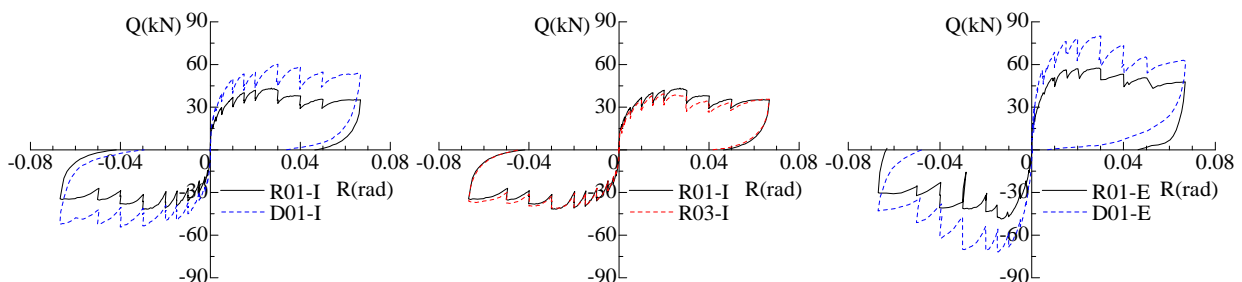


図-7 包絡線の比較

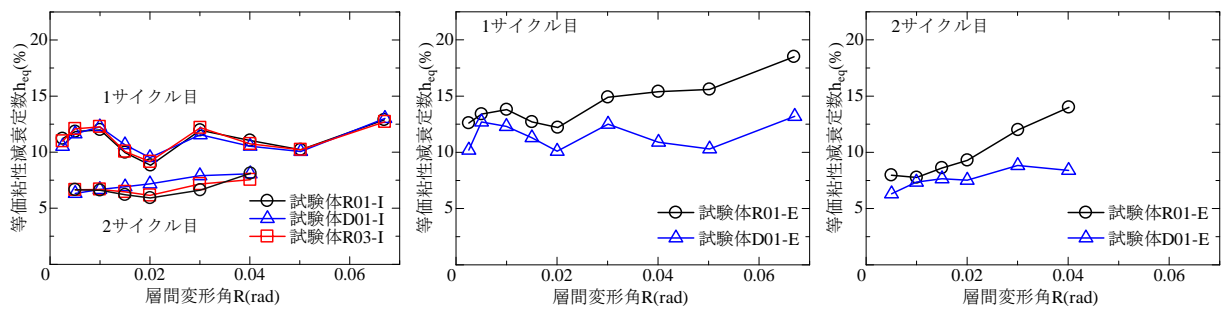


図-8 等価粘性減衰定数-層間変形角関係

表-5 最大荷重時変形角および限界変形角

試験体	最大荷重時変形角 (rad)	限界変形角(rad)		層間変形角 1/15rad 時の 梁せん断力比 Q/Q_{max}
		正側	負側	
R01-I	0.027	0.067 ↑	-0.067 ↓	0.81
D01-I	0.029	0.067 ↑	-0.067 ↓	0.88
R03-I	0.028	0.067 ↑	-0.067 ↓	0.91
R01-E	0.028	0.067 ↑	-0.042	0.83
D01-E	0.030	0.053	-0.044	0.78

5に示す。軸力比の異なる試験体 R01-I と R03-I は、正側荷重の最大荷重近傍で若干の違いは見られるものの、ポストピークは同様な挙動であり、耐力低下が小さかった。異形鉄筋の試験体 D01-I および D01-E は、丸鋼の試験体よりも付着性能が良いために初期剛性が高く、パネルせん断破壊に至っても低強度コンクリートであるために最大耐力以降の荷重低下が緩やかであった。十字形試験体 R01-I, D01-I, R03-I は、層間変形角 1/15rad 時の梁せん断力と最大荷重の比が、80%以上であり、優れた変形性能を有することが確認された。ト形試験体 R01-E および D01-E は、最大耐力の 80%まで低下した点の変形角と定義した限界変形角が、どちらも 1/22rad 程度になり、十分な変形性能を有していた。

4.3 等価粘性減衰定数

各試験体の等価粘性減衰定数と層間変形角の関係を図-8に示す。いずれの試験体も最大耐力まで等価粘性減衰定数が小さく、特に試験体 R01-I および R03-I の 2 サイクル目における等価粘性減衰定数は 6%程度であり、一般的には主筋が異形鉄筋で普通強度コンクリートの柱梁接合部の等価粘性減衰定数は 10%以上であるのに対して、顕著に低い値であった。また、試験体 R01-E は、十字形の R01-I やト形の D01-E よりも早期に梁端コンクリートの圧壊が生じ、層間変形角 1/33rad から加力点付近の梁主筋の定着破壊が発生したことにより他の試験体よりも等価粘性減衰定数が増大した。

5. まとめ

本研究は、低強度コンクリート柱梁接合部の構造性能について把握するために、主筋種類および軸力比を変動因子とした十字形およびト形柱梁接合部試験体の構造実験を行った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 主筋に丸鋼を用いた試験体は、繰り返し加力によって梁主筋の付着力が失われ、接合部内での応力の伝達が不十分となり、接合部のせん断ひび割れが少なく、梁主筋抜け出し後の梁端コンクリートの圧壊に至った。
- (2) 主筋に異形鉄筋を用いた試験体は、パネルゾーンのせん断変形が支配的になり、コンクリートの剥落が発生し、パネルせん断破壊に至った。
- (3) 主筋に丸鋼を用いた試験体の最大耐力は、既往の評価式では危険側評価になり、精度良く評価できないことが確認された。
- (4) いずれの試験体も最大耐力以降の荷重低下は緩やかで変形性能は高かったが、2サイクル目の等価粘性減衰定数は小さく、靱性能が乏しかった。

謝辞

本研究の実施にあたり、平成 25 年度科学研究費補助金(若手研究(B))課題番号:25820261)の助成を受けた。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会:2001年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説,2001.1
- 2) 日本コンクリート工学会中国支部:低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書(2013),2013.3
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説,1990.11
- 4) 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,1999.8