

論文 柱・梁の曲げ耐力比が RC 接合部に及ぼす力学的性状

田邊 裕介*1・石川 裕次*2

要旨：一般的な RC 造建物の柱梁接合部について、柱主筋強度および主筋径の異なる柱梁接合部の静的載荷実験を行った。本研究目的は、柱の曲げ終局強度および柱と梁の曲げ耐力比が異なる場合に、接合部せん断強度に与える影響を確認することである。試験体は接合部破壊するように設計しており、歪分布やひび割れ分布から破壊挙動の違いを検討した。本実験結果では、ひび割れ状況に若干の違いがあったが、接合部せん断強度および変形成分には大きな違いが見られなかった。

キーワード：鉄筋コンクリート、柱梁接合部、接合部破壊、柱梁曲げ耐力比

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート造柱梁接合部には、鉄筋・コンクリートの高強度化に伴い高いせん断力が発生することが知られている^{1),2)}。一方、靱性保証指針³⁾による接合部の設計では、接合部設計用せん断力がコンクリート強度と断面形状から決まる接合部せん断強度以下になるように規定しており、柱・梁の曲げ耐力比が接合部にどのような影響を及ぼすか示すデータは少ない^{4),5)}。

そこで本稿では、一般的な RC 造建物の接合部破壊が先行する柱梁接合部について、柱・梁の曲げ耐力比が異なる 2 体の試験体を製作し、比較検討を行った。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体は 1/2 スケールの十字形接合部試験体 2 体とした。コンクリートは設計基準強度 F_{c21} 、梁主筋には SD490 を使用した。今回の試験では、接合部破壊に柱梁の曲げ耐力比が及ぼす影響を確認する為に、確実に接合部破壊が先行するように設計し、接合部せん断余裕度を IS01 で 0.55、IB01 で 0.53 とした。表 - 1 に試験体諸元を示す。実験因子として試験体 IS01 と IB01 は、柱の主筋強度および主筋径により柱・梁の曲げ耐力比を変化させたもので、それぞれ柱・梁の曲げ耐力比が IS01 は 2.30、IB01 は 3.67、であった。接合部せん断強度は靱性保証指針³⁾に従い求め（平均値式とする為、靱性保証指針の解説に従い、求めた強度に 1/0.85 を乗じている）、柱梁の終局曲げ耐力はそれぞれ AUJ による略算式^{6),7)}より算出した。また、今回の実験では試験体の付着破壊を防止する為、接合部内で梁主筋に円形のナットを溶接し、通し梁主筋強度を割り増した。

表 - 1 試験体諸元

試験体	IS01	IB01
コンクリート強度 f_c [N/mm ²]	27.4	25.3
ヤング係数 E_c [$\times 10^4$ N/mm ²]	2.64	2.54
梁断面 $B \times D$ [mm]	250 \times 300	
梁主筋	4+2-D19 (SD490)	
梁せん断補強筋	4-D6@60 (SD785), $p_w=0.84\%$	
柱断面 $B \times D$ [mm]	350 \times 350	
柱主筋	12-D22 (SD345)	12-D25 (SD490)
柱横補強筋	2-D6@50 (SD785), $p_w=0.36\%$	
接合部横補強筋	2-D6@75 (SD295), $p_{jw}=0.24\%$	
接合部せん断余裕度 ^{a)}	0.55	0.53
通し梁主筋定着余裕度 ^{b)}	0.60	0.57
柱・梁の曲げ耐力比 ^{c)}	2.30	3.67

a)靱性保証指針式（平均値式）[文献 3]

b)靱性保証指針式（緩和式）[文献 3]

c)柱・曲げ耐力 AUJ 略算式 [文献 6,7]

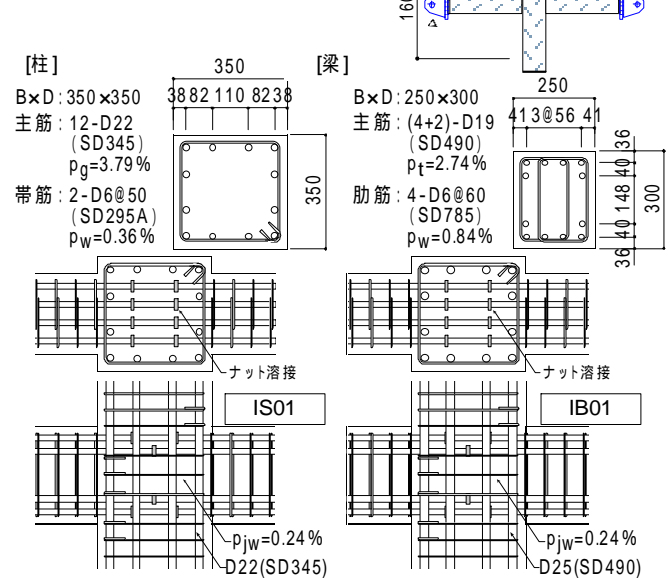


図 - 1 試験体図

*1 (株)竹中工務店 技術研究所 研究員 修士(工) (正会員)

*2 (株)竹中工務店 技術研究所 主任研究員 博士(工) (正会員)

表 - 2 使用鉄筋の機械的性質

鋼種	降伏点 (N/mm ²)	ヤング係数Es (×10 ⁵ N/mm ²)	降伏比 (%)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
D6 (SD295A)	363	1.97	67.1	541	21.1
D6 (SD785)	1006	1.95	80.4	1251	8.5
D19 (SD490)	530	1.92	74.8	709	16.5
D22 (SD345)	396	1.87	69.0	570	20.2
D25 (SD490)	537	1.94	76.5	702	25.2

表 - 3 実験結果一覧

諸現象	層せん断力 Vu	IS01	IB01
	層間変形角 R	正負平均	正負平均
梁曲げひび割れ	Vu (kN)	23.3	31.4
	R (×10 ⁻³ rad.)	0.5	1.0
接合部せん断ひび割れ	Vu (kN)	52.0	56.1
	R (×10 ⁻³ rad.)	1.8	2.0
接合部帯筋降伏	Vu (kN)	160.7	153.3
	R (×10 ⁻³ rad.)	11.9	12.2
梁主筋降伏	Vu (kN)	143.7	110.3
	R (×10 ⁻³ rad.)	30.7	35.5
柱主筋降伏	Vu (kN)	152.8	未降伏
	R (×10 ⁻³ rad.)	36.1	未降伏
最大耐力	Vu (kN)	189.5	170.9
	R (×10 ⁻³ rad.)	20.2	20.1

2.2 加力方法

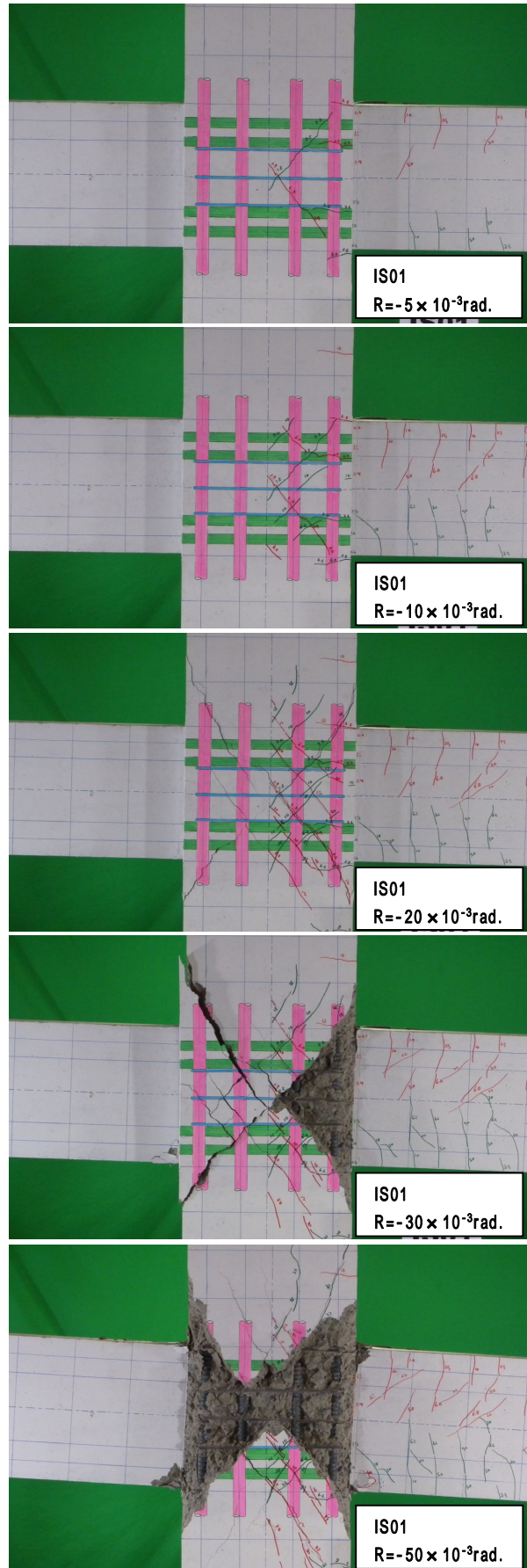
加力は、梁端加力として層間変形角が $R = \pm 1.0, 2.5, 5.0, 10, 20, 30, 40, 50 \times 10^{-3} \text{rad.}$ となるよう制御し、各 2 サイクルずつ正負交番繰返し載荷を行った。柱軸力は、長期軸力に相当する力 ($N = 0.1 B_B \times BD_c$) を載荷した。

3. 実験結果

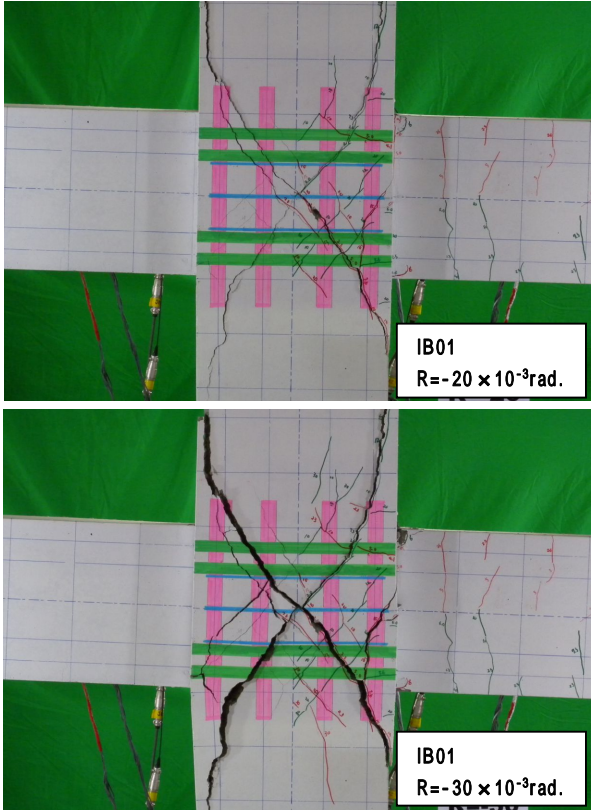
3.1 破壊経過

表 - 3 に実験結果一覧を、図 - 2 に試験体 IS01 の破壊経過を示す。なお、ひび割れは中央から右側にのみマジックで記入し、左側は実際のひび割れ状況を記録するためにマジックによる記入は行わなかった。共通した破壊経過として、変形に伴うひび割れは、まず $R = 1.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ に梁端に曲げひび割れが発生した。 $R = 2.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ に接合部中央部に接合部せん断ひび割れが一本発生し、 $R = 5.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$ に接合部内の梁主筋沿いに水平ひび割れが発生した。以降、接合部せん断ひび割れは本数が増加し、ひび割れが柱の上下面まで伸展した。最大耐力である $R = 20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ では、接合部中央のせん断ひび割れが大きく開き、除荷後もひび割れが残った。ポストピークでは、先述したひび割れが拡大し、接合部での破壊が顕著となった。 $R = 30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で接合部のかぶり部分は、接合部対角を貫通したひび割れにより 4 つのピース状になり、互いに接触し合い、左右のピースが剥離した。また梁変形は、端部での回転変形が主となり、梁のその他のひび割れは閉じた。

図 - 3 に試験体 IB01 の破壊経過を示す。試験体 IB01 は、IS01 とほぼ同様の破壊経過を示したが、IS01 と比較して、接合部せん断ひび割れの柱上下面への伸展が大きかった。



中央から右側にのみマジックでひび割れ記入
図 - 2 破壊経過 (IS01)



中央から右側にのみマジックでひび割れ記入
図 - 3 破壊経過 (IB01)

3.2 履歴特性

層間変形角 - 層せん断力関係および層間変形角 - 等価粘性減衰定数関係を図 - 4 に、 $R=30 \times 10^{-3}$ rad. までの包絡線の比較を図 - 5 に示す。図 - 4 には靱性保証指針³⁾に従い求めた接合部せん断強度を併記した。等価粘性減衰定数(以下、 heq)は同一変形角における2サイクル目のデータを用いて算出した。

共通事項として、試験体 IS01, IB01 とともに接合部帯筋は最大耐力に達する $R=20 \times 10^{-3}$ rad. の直前に降伏し、梁主筋は最大耐力後である $R=20\sim30 \times 10^{-3}$ rad. に一段筋が降伏しており、破壊状況と合わせて、共に破壊形式は接合部破壊である (J 破壊) と判定した。また、最大耐力は AIJ の略算式から求めた梁曲げ終局強度時の層せん断力計算値⁶⁾に対し 60% 程度であった。履歴は共にスリップ性状が顕著であり、いずれの試験体も最大耐力以降いわゆる接合部せん断破壊以降、 heq は頭打ちになると共に、IB01 では heq は大変形時に逆 S 字現象が顕在化し、 heq が低下した。試験体 IS01 と IB01 を比較すると、IS01 の最大耐力が大きいのが、これはコンクリート強度による違いと考えられる。剛性および heq は両試験体でほぼ同等の値を示し、主筋量による影響はほとんど見られなかった。主筋強度および主筋径が小さい IS01 は、柱主筋が $R=36 \times 10^{-3}$ rad. の時降伏しており、 $R=40 \times 10^{-3}$ rad. 以降、若干 IB01 より heq が高い値となった。

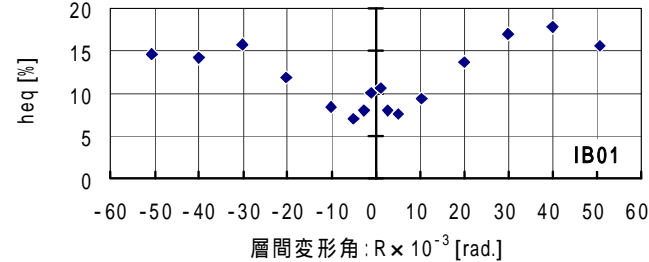
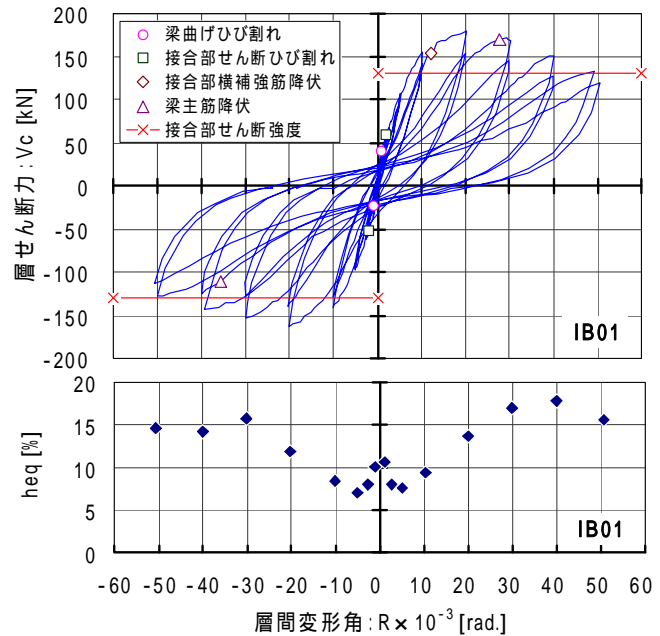
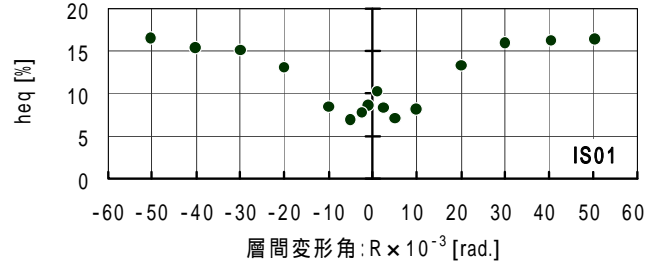
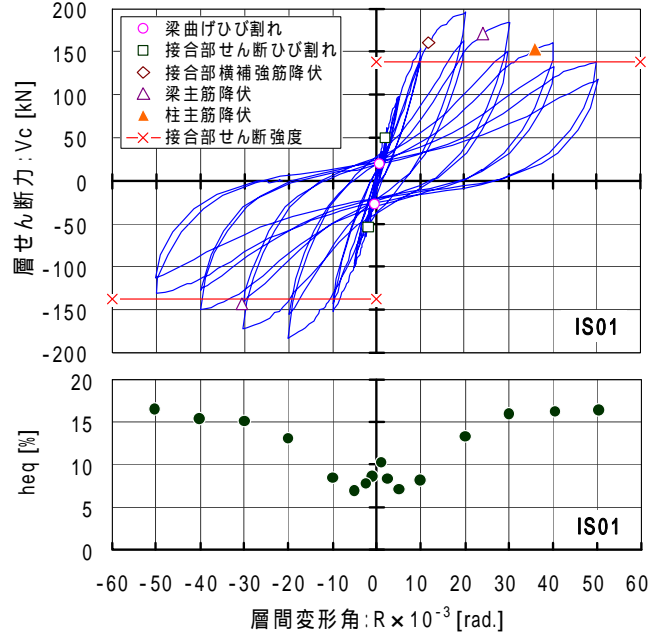


図 - 4 履歴特性

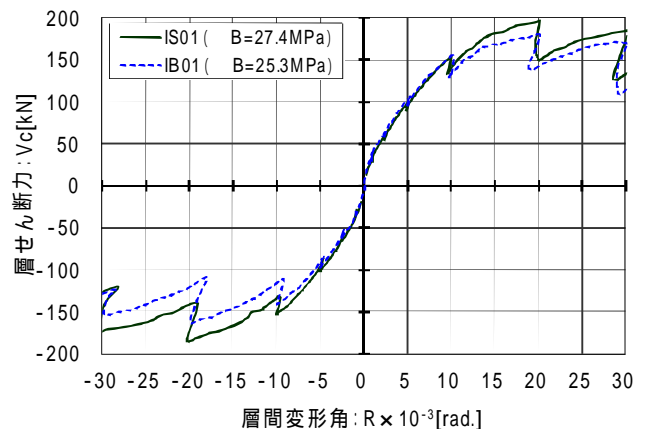


図 - 5 包絡線の比較

3.3 接合部せん断変形角 せん断応力度関係

図 - 6 に最大耐力 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの接合部せん断変形角 - せん断応力度関係を示す。試験体 IS01, IB01 とともに $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ に接合部ひび割れが発生し、ひび割れ点をきっかけに剛性が低下している。 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ にせん断変形角が増加し、接合部せん断補強筋の降伏が認められた。試験体 IB01 の正側では、ひび割れ箇所の影響から $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降の実験値が小さい値となったが、負側では IS01 と同等の値を示した。また接合部のせん断強度 j を下記(1)式より求め、図に併記した。

$$\tau_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7} \quad (1)$$

σ_B : コンクリート強度

接合部せん断強度の計算値は、IS01 では $7.10 \text{ [N/mm}^2]$ 、IB01 では $6.71 \text{ [N/mm}^2]$ となり、実験値より小さい値となった⁸⁾。

3.4 変形成分

図 - 7 に試験体 IS01 の $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの変形成分を示す。変形成分は正負ピーク時の変形成分を平均して求めている。梁変形は、試験体に設置した変位計から梁先端での変形と梁端部での回転変形を加算して求めた。柱変形は柱端部の回転変形から求めた。

接合部の変形割合は、最大耐力である $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで変形とともに増加し、以降ほぼ一定の割合となり 20 ~ 30% 程度であった。梁変形は、接合部せん断変形の増加に伴い減少し、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降一定値となり 60% 程度となった。柱変形は、接合部破壊に伴い増加した。

3.5 鉄筋の歪分布

(1) 梁主筋歪分布

図 - 8 に $R=+5 \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの梁上端一段筋の歪分布を示す。梁主筋歪は、変形に伴い増加し IS01 と IB01 を比較すると、相対的に IS01 の歪が大きかった。これは IS01 の最大耐力が大きかったためだと考えられる。また IS01 では梁危険断面位置であるゲージより接合部内のゲージの歪が大きい値を示した。

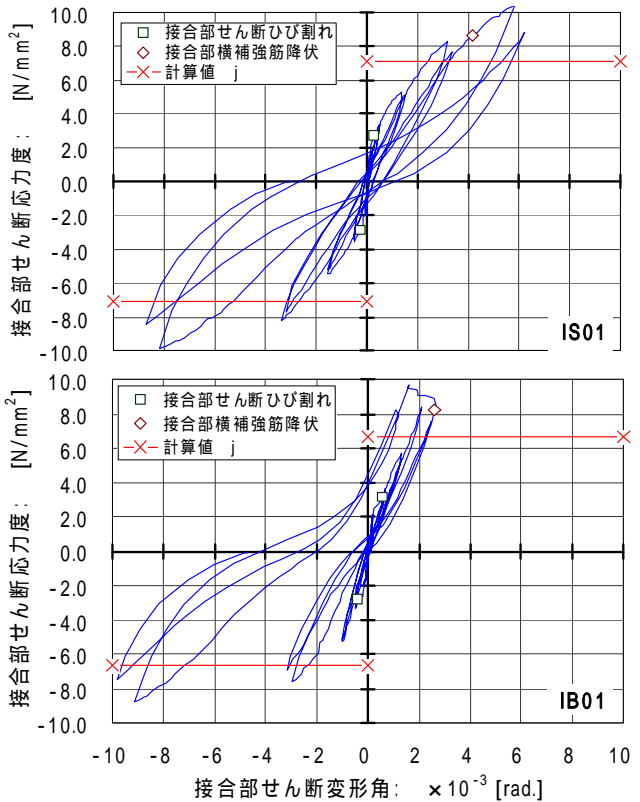
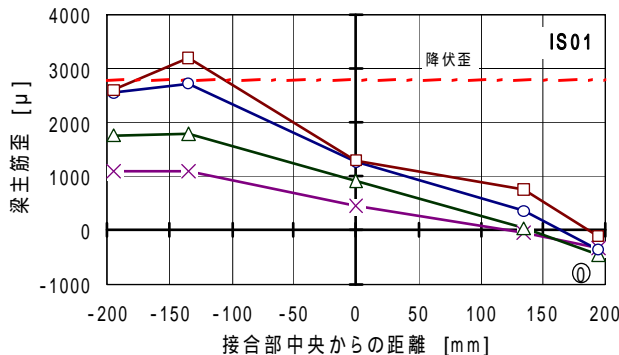
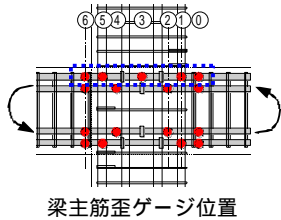


図 - 6 接合部せん断変形角 - せん断応力度関係

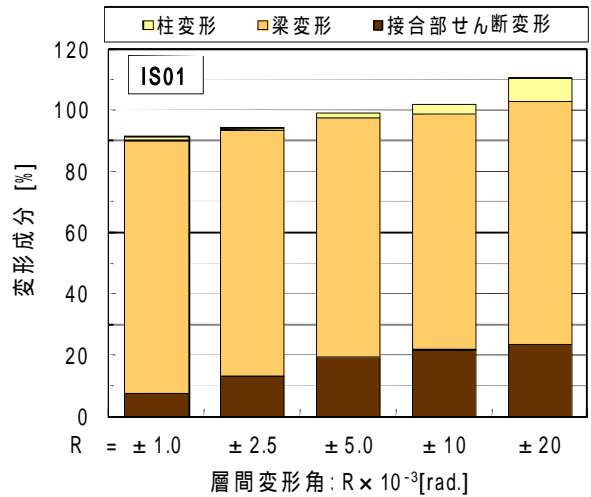


図 - 7 変形成分

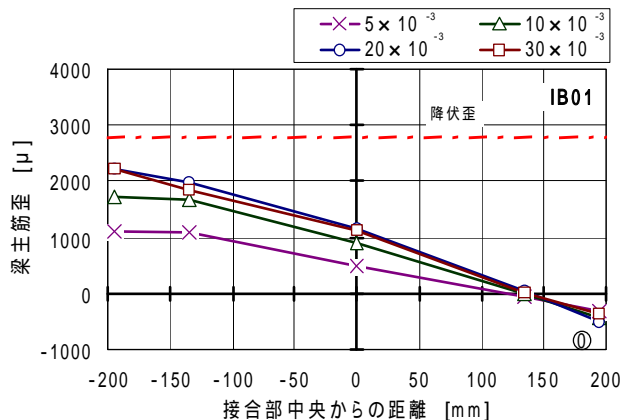


図 - 8 梁上端一段筋歪分布

(2) 接合部横補強筋歪分布

図 - 9 に $R=+5 \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ までの接合部の横補強筋の歪分布を示す。共通事項として、接合部の横補強筋歪は変形の増大に伴い歪が大きくなり、接合部中央からほぼ対称の値となった。最大耐力時 $R=20 \times 10^{-3}$ に接合部内の横補強筋が降伏した。接合部中央の横補強筋歪は、と比較し小さい値となり、変形に関係なくほぼ一定値となった。横補強筋降伏時には左右梁端部から圧縮応力が作用する側で接合部せん断ひび割れは、面外に押し出される現象が見られた。

試験体 IS01 と IB01 の接合部の横補強筋歪を比較すると、接合部内の横補強筋で IB01 の歪が大きく、 $R=20 \times 10^{-3}$ で横補強筋では IS01 より 2000 μ 程度大きい値となっており、柱の曲げ耐力が大きい時、接合部内の横補強筋に大きな応力が発生した。図 - 10 に鉄筋降伏時の損傷状況を示す。降伏した接合部の横補強筋周辺に多数のひび割れが発生していることが分かる。

(3) 柱主筋歪分布

図 - 11 に $R=+20 \times 10^{-3}$, $R=+40 \times 10^{-3}$ における柱主筋歪分布を示す。 $R=+20 \times 10^{-3}$ では、左右の一段筋 C1, C4 で対称の値となっており、二段筋 C2, C3 は一様に歪んでいる。正サイクル時に下柱で引張側となる鉄筋 C4 のゲージ位置 A と B を比較すると、梁と同様に柱危険断面位置の A より、接合部内である B の位置で大きな値となっている。これは接合部内の応力を柱主筋が負担している為と考えられる。

試験体 IS01 と IB01 を比較すると、IS01 の柱主筋歪が大きく、IS01 の柱主筋は、 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ に鉄筋 C1 の接合部中央位置 D で降伏した。これは、IS01 の主筋径が細く、同様のせん断力に対し柱主筋一本の負担が増えた為である。また図 - 10 に示すように降伏箇所の側を大きなひび割れが貫通していることが分かる。

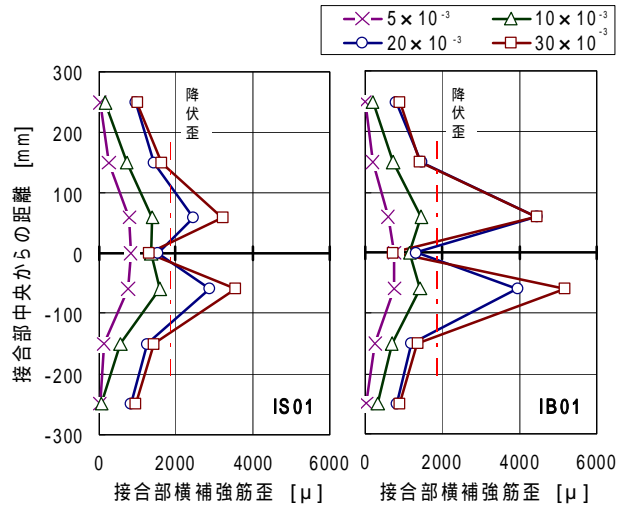


図 - 9 接合部横補強筋歪分布

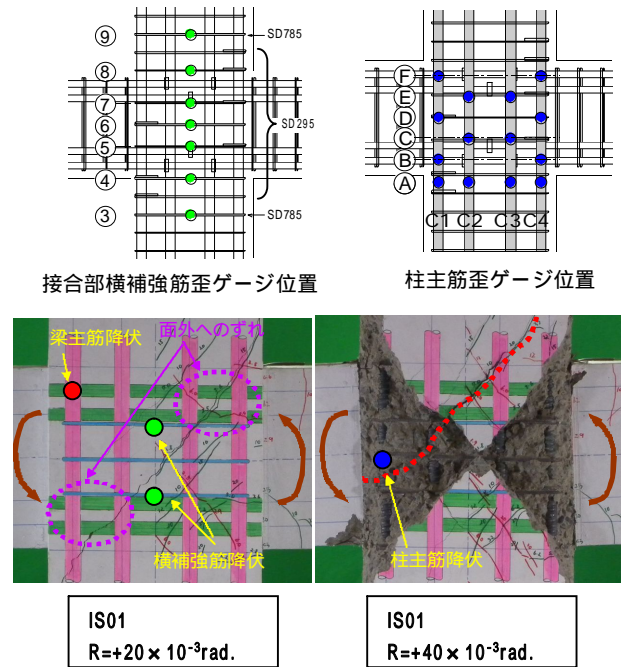


図 - 10 鉄筋降伏時の損傷状況

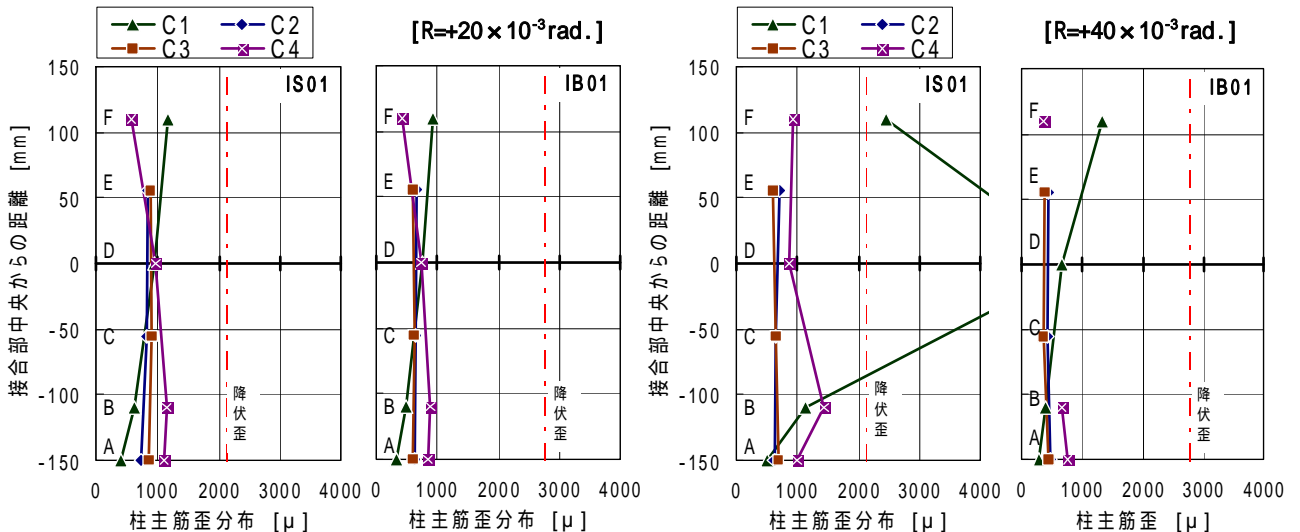


図 - 11 柱主筋歪分布

3.6 接合部ひび割れ幅の推移

図 - 1 2 に各サイクルピーク時の接合部ひび割れ幅の推移を示す。ひび割れ幅は、図に示すように接合部の対角線上に変位計を設置し、計測区間 80mm にあるひび割れを計測した。なお変位計は、正サイクル時に接合部内で開くひび割れを計測するように設置している

接合部せん断ひび割れは、試験体 IB01 では接合部入隅部 JC1 より接合部中央である JC4 で大きい値となり、IS01 では $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで計測箇所によらずほぼ一定の値であった。 $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ における JC1~JC4 の各ひび割れ幅を平均すると IS01 では 0.92mm, IB01 では 1.03mm と同等の値となった。IB01 では、接合部中央部 JC4 で $R=+20 \times 10^{-3} \text{rad}$ に 2.3mm 程度まで大きく開き、負サイクルでもひび割れが残った。

塩原ら¹⁰⁾が指摘しているような接合部中央が開く変形モードは IB01 では $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ に、IS01 では $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ に確認できた。引張鉄筋側で入隅部が開く変形は、 $R=-20 \times 10^{-3} \text{rad}$ から確認できた。

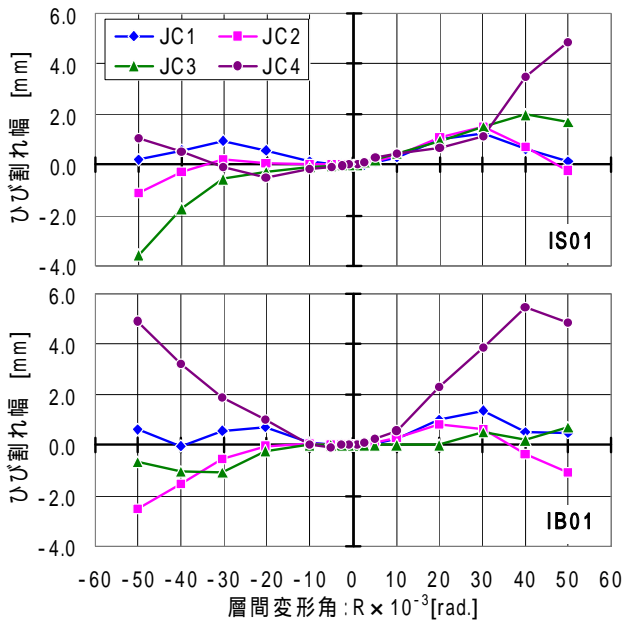
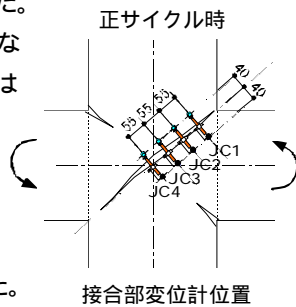


図 - 1 2 層間変形角 - ひび割れ幅関係

4. まとめ

一般的な RC 造建物の柱・梁曲げ耐力比が異なる試験体の接合部実験を行い、以下のような知見が得られた。なお、柱・梁曲げ耐力比は柱の主筋径・強度の違いにより変化させ、IS01 の柱・梁曲げ耐力比は IB01 の 0.63 倍とした。

(1) 柱・梁曲げ耐力比の違いが剛性および接合部せん断

強度に及ぼす影響は小さかった。等価粘性減衰定数 heq は、大変形時には、主筋強度が低い IS01 では柱主筋が降伏した為 $R=30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降 IS01 の heq は、IB01 より若干大きくなった。

- (2) IS01 と IB01 の破壊経過は、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ までほぼ同じ挙動を示した。最大耐力に達した $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降、接合部のひび割れ状況が若干異なった。
- (3) 接合部の横補強鉄筋の歪分布から、IS01 と IB01 の鉄筋が負担する力の違いを確認した。柱主筋量の多い IB01 では、接合部横補強筋の負担割合が高かった。
- (4) 変位計によるひび割れ計測により、試験体の変形モードを確認した。

参考文献

- 1) 石川裕次, 木村秀樹, 山本正幸, 角彰: RC 造骨組み架構の履歴特性モデル, コンクリート工学年次論文報告集 第 27 巻 2 号, pp25-30, 2005
- 2) 石川裕次, 木村秀樹, 東端泰夫, 角彰: 梁主筋に高強度鉄筋(USD685)を用いた柱・梁接合部の力学性状, コンクリート工学年次論文報告集 第 23 巻 3 号, pp415-420, 2001
- 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, 1999
- 4) 角徹三, 浅草肇, 青木正美: RC 柱・はり外部接合部の耐力と靱性に関する研究(その 1: はりと柱の曲げ耐力比の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) C, pp455-456, 昭和 63 年 10 月
- 5) 加藤史明, 田崎渉, 楠原文雄, 塩原等, 田尻清太郎, 福山洋: RC 造十字型柱梁接合部の耐震性能に及ぼす柱・梁曲げ強度比と主筋間距離の影響に関する実験 その 1 ~ その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) C-2, pp397-400, 2009
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 付 20, pp.600-615, 昭和 63 年 7 月
- 7) 日本建築学会: 地震荷重と建築構造物の耐震性(1976), pp670, 昭和 52 年 1 月
- 8) 村上秀夫, 藤井栄, 石渡康弘, 森田司郎: 鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する検討(接合部データベース解析 その 1), 日本建築学会構造系論文集 第 503 号, pp85-92, 1998.1
- 9) 藤井栄, 森田司郎: 鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構, 日本建築学会構造系論文報告集 第 398 号, pp61-71, 1989.4
- 10) 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報告集, 第 74 巻, 第 631 号, pp1641-1648, 2008.9