

柱に高強度コンクリートを用いた十字形架構の加力実験

Loading Tests of RC Beam-column Joint using High-strength Concrete

新上 浩 HIROSHI SHINJO

松永健太郎 KENTARO MATSUNAGA

建築技術部 河上 浩司 HIROSHI KAWAKAMI

小坂 英之 HIDEYUKI KOSAKA

圧縮強度が 120N/mm²級の高強度コンクリートを用いた、鉄筋コンクリート造内柱梁接合部の構造性能を把握するために、柱、梁が標準的な断面寸法の試験体と、柱の断面寸法を小さくし、梁の降伏位置を梁スパン中央寄りに変えた試験体での十字形架構の加力実験を行った。その結果、標準的な断面寸法の柱梁接合部の復元力特性は既往の評価式とよく対応すること、梁の曲げ降伏位置を柱際からスパン中央寄りに設ける方法は、降伏後の柱梁接合部のせん断変形の抑制に有効であり、架構の塑性変形能力が高くなることが分かった。

キーワード：高強度コンクリート、柱梁接合部、せん断強度、降伏ヒンジ、塑性変形

Loading tests of RC interior beam-column joint using high-strength concrete of 120N/mm² grade were conducted to demonstrate the structural performance. As a result, it was observed that the hysteresis characteristics of beam-column joints with standard dimensions was able to be obtained by conventionally proposed method, and the relocated hinge method, in which yield hinges of beams are designed to locate at the section distant from column surface, was effective for restraint of shear deformations of the beam-column joints after beam yielding, and improved the plastic deformation capacity of RC frame.

Key Words: High-strength Concrete, Beam-column Joint, Shear Strength, Yield Hinge, Plastic Deformation

1. はじめに

近年当社では、高強度コンクリートを高軸力を受ける柱に適用することにより、鉄筋コンクリート造建物の超高層化や大スパン化を実現してきた。一方、居住スペースの拡張を目的として、断面寸法を小さくした柱に適用することも、高強度コンクリートの有効利用の一つであると考えられる。この場合、柱の水平剛性や耐力の低下が懸念されるものの、他の耐震要素を併用することによって補うことが可能である。しかし柱梁接合部においては、有効せいや有効体積の減少を伴うので、せん断性能や梁主筋の定着性能に対して十分な配慮が必要である。

そこで本研究では、柱に設計基準強度 F_c120 級の高強度コンクリートを用いた十字形架構の加力実験を行い、柱梁接合部の構造性能について検討した。本報では、標準的な断面寸法の柱、梁からなる試験体による、柱梁接合部の剛性、耐力、靱性、およびひび割れ性状といった基本特性を把握するための実験（I シリーズ）と、鉛直

荷重の支持を主目的とする断面寸法の小さい柱と、前述した問題点の改善策として、曲げ降伏位置を柱際からスパンの中央寄りに変えた梁からなる試験体による、細柱架構の基本性能を確認するための実験（II シリーズ）の 2 シリーズの結果を報告する。

2. 実験計画

(1) 試験体計画

試験体の一覧を表-1に、各シリーズの代表的な試験体（J-1, B-2R12）の形状を図-1に示す。試験体は約 1/2 縮尺の十字形架構 5 体である。

I シリーズは、異なる破壊形式を想定した 3 体で構成される。RC 規準¹⁾の梁の曲げ耐力および靱性保証型指針²⁾の柱梁接合部のせん断耐力の計算値を基に、B-1 は梁の曲げ降伏、J-1 は柱梁接合部のせん断破壊、BJ-1 は梁の曲げ降伏後の柱梁接合部のせん断破壊を想定し、J-1、BJ-1 では、梁主筋の強度および本数を調整し、

表-1 試験体一覧

		I シリーズ			II シリーズ	
		B-1	J-1	BJ-1	B-2R12	B-2R06
梁	Fc (N/mm ²)	60	60	60	60	60
	b _b × D _b (mm)	300 × 400	300 × 400	300 × 400	260 × 400	260 × 400
	主筋 端部(上下)	7-D22(SD490)	8-D22(SD685)	8-D22(SD490)	8-D19(SD490)	8-D19(SD490)
	主筋 中央(上下)	7-D22(SD490)	8-D22(SD685)	8-D22(SD490)	4-D19(SD490)	4-D19(SD490)
	肋筋	4-U7.1@60	4-U7.1@45	4-U7.1@60	2-U7.1@60	2-U7.1@60
柱	Fc (N/mm ²)	120	120	120	120	60
	b _c × D _c (mm)	400 × 400	400 × 400	400 × 400	350 × 295	350 × 350
	主筋	12-D19(SD490)	12-D19(SD490)	12-D19(SD490)	12-D19(SD490)	12-D19(SD490)
	帯筋	6-U7.1@60	6-U7.1@50	6-U7.1@60	6-U7.1@55	6-U7.1@55
	軸力 (kN)	1780	1780	1780	1780	1780
軸力比	0.10	0.10	0.10	0.14	0.24	
柱梁 接合部	補強筋	5×2-U7.1	5×2-U7.1	5×2-U7.1	4×2-U7.1	4×2-U7.1
	補強筋比 (%)	0.40	0.42	0.42	0.38	0.38

軸力比: $N/(b_c \cdot D_c \cdot \sigma_B)$

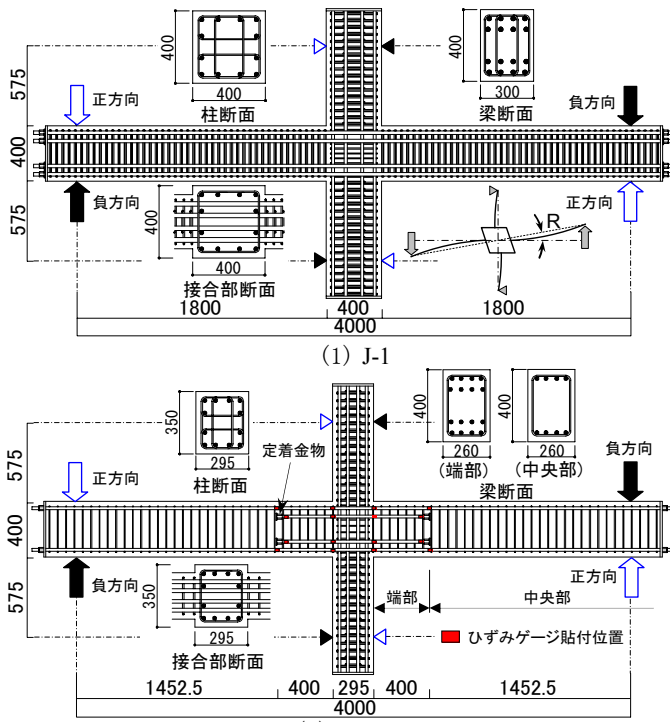


図-1 試験体形状

柱梁接合部に作用するせん断力を大きくする計画とした。

II シリーズは、I シリーズの柱よりも断面寸法を小さくし、I シリーズの柱に対する断面積の比が65%となる B-2R12、77%となる B-2R06 の2体で構成される。それぞれの柱の設計基準強度は、B-2R12 が 120N/mm²、B-2R06 が 60N/mm²である。破壊形式は梁の曲げ降伏を想定し、降伏位置が柱際からスパン中央寄りに 1D_b (D_b : 梁せい) 離れた位置となるように梁端部と梁中央部で主筋量を変え、またカットオフした鉄筋の先端には定着金物を配した。

両シリーズともに試験体のコンクリートは平打ちとし、B-2R06 は柱と梁を一体で打設し、その他の試験体は、柱のコンクリートを打設後、梁との接合面を目荒ら

表-2 コンクリートの試験結果

試験体	部位	圧縮強度 σ_B [N/mm ²]	ヤング係数 $E_c [\times 10^4 \text{ N/mm}^2]$	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_{ct} [N/mm ²]
B-1	柱	111	4.41	0.23	5.2
	梁	70	3.38	0.20	4.3
J-1	柱	110	4.33	0.22	6.7
	梁	71	3.51	0.19	4.6
BJ-1	柱	110	4.29	0.20	5.8
	梁	70	3.50	0.18	4.0
B-2R12	柱	104	4.25	0.22	4.7
B-2R06	梁	73	3.57	0.19	4.5
	柱、梁	72	3.48	0.20	5.0

表-3 鉄筋の試験結果

鉄筋径	種類の記号	降伏点 σ_y [N/mm ²]	引張強度 σ_u [N/mm ²]	破断伸び [%]	使用部位
D22	USD685	716	909	12.2	梁主筋
D22	SD490	549	720	17.7	梁主筋
D19	SD490	528	723	16.4	柱主筋、梁主筋
U7.1	SBPD1275	1452	1495	8.8	せん断補強筋

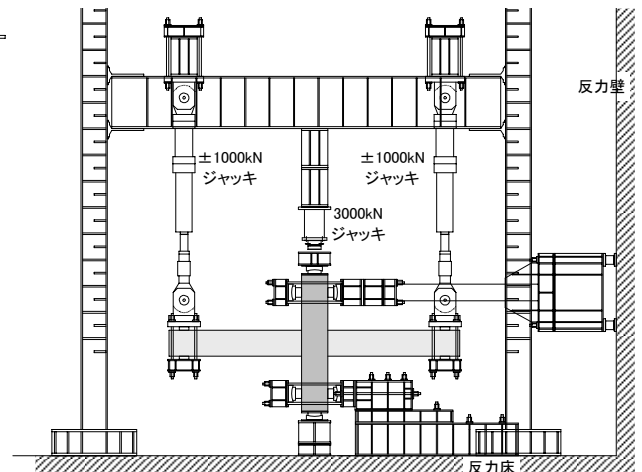


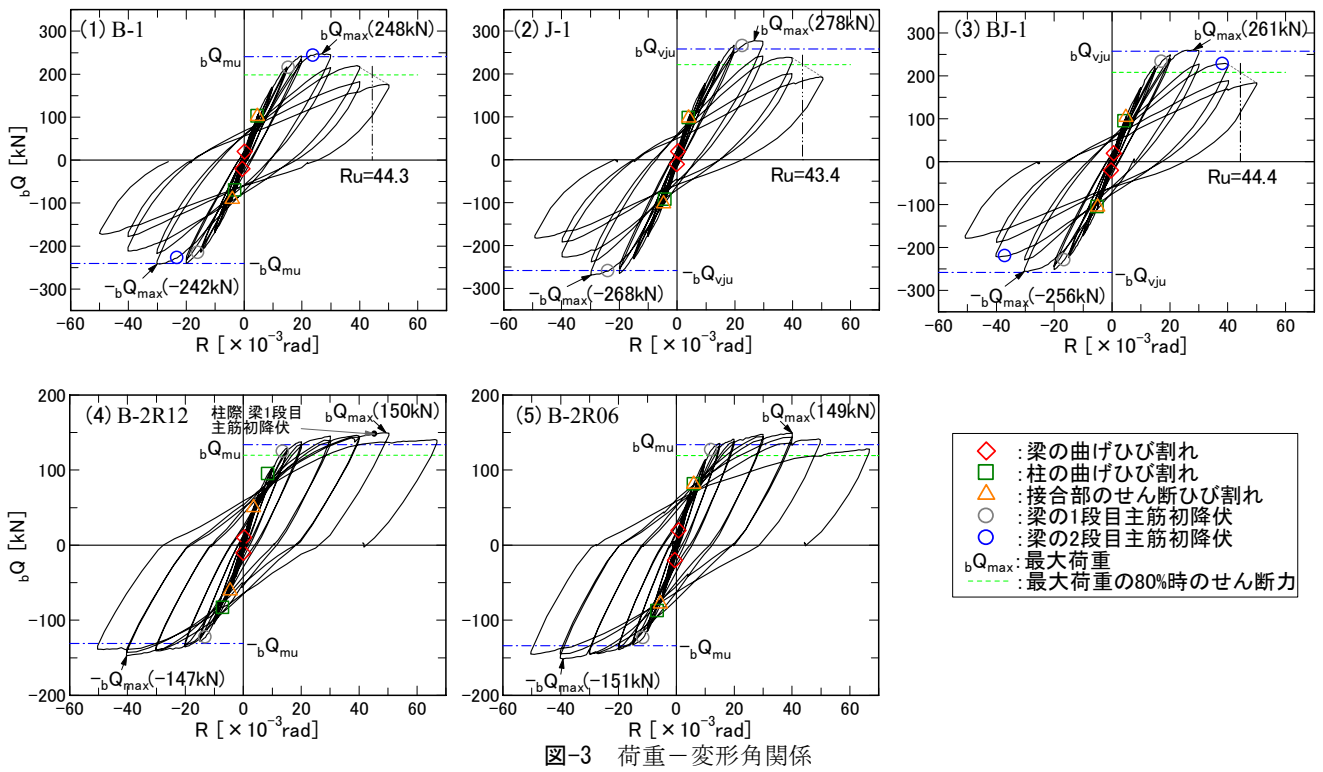
図-2 荷重装置図

した後に梁のコンクリートを打設した。

使用したコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-2、3に示す。

(2) 加力・計測計画

荷重装置を図-2に示す。加力は、柱に N=1780kN の一定軸力を加えた状態で、上下柱の反曲点位置をピン・ローラー支持し、油圧ジャッキを用いて左右の梁反曲点位



(1) B-1 試験体



(2) J-1 試験体



(3) BJ-1 試験体



(4) B-2R12 試験体



(5) B-2R06 試験体

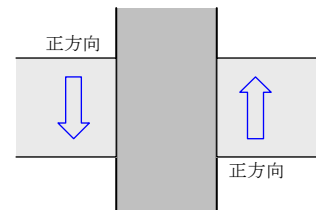


写真-1 実験終了後の柱梁接合部周辺の状況

置の変位量を逆対称に制御して加力する方法とした。加力履歴は $R = \pm 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25$ (各2回), $1/20$ (1回), $+1/15$ rad を基本とし、変形ピーク時の荷重が最大荷重の80%以下に低下したサイクルで加力を終了した。

計測は、上下柱の反曲点位置間に取り付けた計測フレームを基準に、変形角、柱・梁の変形量、柱梁接合部のせん断変形量、柱の軸方向変形量を測定し、また鉄筋に

貼付したひずみゲージにより、主筋および補強筋のひずみを測定した。

3. 実験結果

(1) 実験の経過と荷重-変形関係

梁のせん断力 bQ と変形角 R の関係を図-3に、実験終了後の柱梁接合部周辺の状況を写真-1に示す。

表-4 終局耐力の計算値

試験体	梁			柱			柱梁接合部						
	bQ _{mu_e} [kN]	bQ _{mu_c} [kN]	bQ _{su} [kN]	cQ _{mu} [kN]	cQ _{su} [kN]	bQ _{emu} [kN]	V _j [kN]	V _{ju} [kN]	V _{ju} /V _j	bQ _{vju} [kN]	τ _{bj} [N/mm ²]	τ _{bu} [N/mm ²]	τ _{bu} /τ _{bj}
B-1	241	-	454	983	1016	381	2354	2573	1.09	264	15.1	17.8	1.18
J-1	355	-	500	983	1073	381	3520	2556	0.73	258	19.7	17.7	0.90
BJ-1	272	-	440	983	1012	381	2700	2556	0.95	258	15.1	17.7	1.17
B-2R12	188	131	294	613	594	237	1349	1580	1.17	154	11.9	18.1	1.51
B-2R06	191	134	293	714	663	277	1350	1449	1.07	144	10.1	14.6	1.44

表-5 実験結果一覧

試験体	bQ _{max} [kN]	R _{max} [rad]	R _u [rad]	R ₉₅ [rad]	破壊形式
B-1	248	0.027	0.044	0.034	BJ
J-1	278	0.027	0.043	0.033	J
BJ-1	261	0.028	0.044	0.034	J
B-2R12	150	0.049	1/15以上	0.063	B
B-2R06	149	0.040	1/15以上	0.049	B

bQ_{max}:最大荷重時の梁せん断力, R_{max}:最大荷重時の変形角

R_u:限界変形角(=R₈₀:荷重が最大荷重の80%に低下したときの変形角)

R₉₅:荷重が最大荷重の95%に低下したときの変形角

B:梁曲げ降伏, J:接合部せん断破壊, BJ:梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊

bQ_{mu_e}:梁端部の曲げ耐力¹⁾時の梁せん断力

bQ_{mu_c}:梁中央部の曲げ耐力¹⁾時の梁せん断力, bQ_{su}:梁のせん断耐力^{※1)}

cQ_{mu}:柱の曲げ耐力²⁾時の柱せん断力, cQ_{su}:柱のせん断耐力^{3)※2)}

bQ_{emu}:柱の曲げ耐力時の梁せん断力

V_j:梁の曲げ耐力時の接合部入力せん断力³⁾, V_{ju}:接合部のせん断耐力³⁾

bQ_{vju}:接合部のせん断耐力時の梁せん断力

τ_{bj}:設計用付着応力度³⁾, τ_{bu}:接合部内梁主筋通し配筋の付着強度³⁾

※1:材料メーカーの設計指針式による

※2:コンクリート圧縮強度の有効係数はCEB式を採用

実験経過は、Iシリーズでは、R= ± 1/400 radへの加力で梁に曲げひび割れが発生し、R= ± 1/200 radへの

加力で柱に曲げひび割れおよび柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。その後 R= ± 1/33 radへの加力で、最大荷重に達した。J-1, BJ-1では、梁の1段目主筋は降伏したものの、最大荷重時においても2段目主筋は降伏に至らず、それ以降の加力で、柱梁接合部の損傷が顕著となり、徐々に荷重が低下した。B-1は1段目に続き2段目主筋が降伏した後に最大荷重に達し、それ以降の加力でJ-1, BJ-1と同様に柱梁接合部の損傷が顕著となり、徐々に荷重が低下した。

IIシリーズでは、B-2R12, B-2R06ともにR= ± 1/400 radへの加力で梁に曲げひび割れが発生し、その後柱梁接合部のせん断ひび割れ、柱の曲げひび割れの順に発生し、柱際から1D_b離れた位置の梁主筋が降伏し、最大荷重に至った。その後降伏ヒンジを想定した近傍では、かぶりコンクリートの圧壊、主筋の圧縮降伏が見られたものの、荷重の低下は小さく、R=+1/15 radにおいても最大荷重の80%を下回ることにはなかった。また最終加力後の柱梁接合部の損傷も軽微であった。

(2) 計算値と実験結果の比較

終局耐力の計算値を表-4に、実験結果の一覧を表-5に示す。なお実験結果における破壊形式は、経過の状況、破壊性状、各部の変形および鉄筋のひずみなどから総合的に判断したものである。

Iシリーズでは、各試験体の最大荷重は、B-1では梁の曲げ耐力時の梁せん断力の計算値と、J-1, BJ-1では柱梁接合部のせん断耐力時の梁せん断力の計算値とおおむね対応している。

IIシリーズでは、両試験体の最大荷重は、梁中央部の

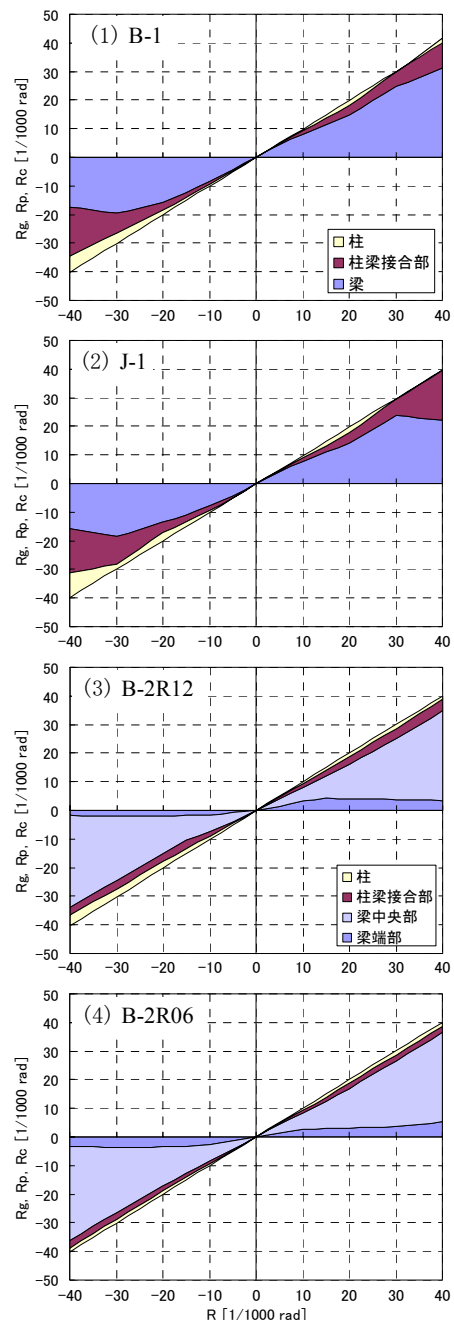


図-4 各部材の変形成分

曲げ耐力時の梁せん断力の計算値よりも大きくなり、柱梁接合部のせん断耐力時の梁せん断力の計算値とおおむね対応している。しかし写真-1に示すように、実験終了後においても柱梁接合部の損傷が軽微であることより、梁の降伏位置を柱際よりスパン中央寄りに設ける方法は、柱梁接合部のせん断耐力の向上に寄与する可能性があると思われる。

(3) 変形角に占める各部材の変形成分

変形角 R に占める梁、柱梁接合部および柱の変形成分（それぞれ R_b, R_p, R_c ）の推移を図-4に示す。なお、BJ-1 は J-1 とほぼ同様の傾向であったため省略した。

I シリーズでは、J 破壊型の J-1 も BJ 破壊型の B-1 も最大荷重までは同じ傾向を示した。最大荷重到達後の加力で、J-1 の柱梁接合部の変形が急激に増大したのに対して、B-1 では J-1 よりも大きな変形角まで梁の変形が大きい。最終的には柱梁接合部のせん断変形が急激に増大し、BJ 破壊の様相を示した。

II シリーズでは、両試験体ともに梁の変形、とりわけ梁中央部の変形が支配的となった。梁端部の変形は、曲げ降伏するまでは全体変形の20%程度の割合で徐々に増加し、降伏後は $1/250 \sim 1/500 \text{ rad}$ でほぼ一定となる。これらは、想定通り柱際からスパン中央寄りに $1D_b$ 離れた位置で梁の曲げ降伏が生じていることと対応している。

(4) 柱梁接合部のせん断変形角

柱梁接合部の平均せん断応力度 $\tau_{j, \text{ave}}$ とせん断変形角 γ の関係を図-5に示す。ここで $\tau_{j, \text{ave}}$ は、式 (1) および式 (2) に示すように、柱梁接合部のせん断抵抗断面積 A_j 、梁の応力中心間距離 j が一定と仮定して求めた。また図中には、靱性保証型指針³⁾ および耐震性能評価指針⁴⁾ によって評価した復元力特性を併せて示す。

$$\tau_{j, \text{ave}} = V_{j, \text{ave}} / A_j = V_{j, \text{ave}} / (b_j \cdot D_j) \quad (1)$$

$$V_{j, \text{ave}} = (P_1 \cdot \ell_{o1} / j_1) + (P_2 \cdot \ell_{o2} / j_2) - c \cdot Q \quad (2)$$

- $V_{j, \text{ave}}$: 柱梁接合部の入力せん断力
- b_j, D_j : 柱梁接合部の有効幅³⁾、柱せい
- P_1, P_2 : 左梁、右梁のジャッキ荷重
- ℓ_{o1}, ℓ_{o2} : 左梁、右梁の載荷点から柱面までの距離
- j_1, j_2 : 左梁、右梁の梁端部の応力中心間距離
- Q : 柱のせん断力

I シリーズでは、全ての試験体においても、既往の評価式とよい対応を示した。特に BJ 破壊となった B-1 では、曲げ降伏後の γ の増大領域と $\tau_{j, \text{ave}}$ の低下領域が耐震性能評価指針における骨格曲線とよく対応している。

II シリーズでは、B-2R12、B-2R06 とともに、せん断

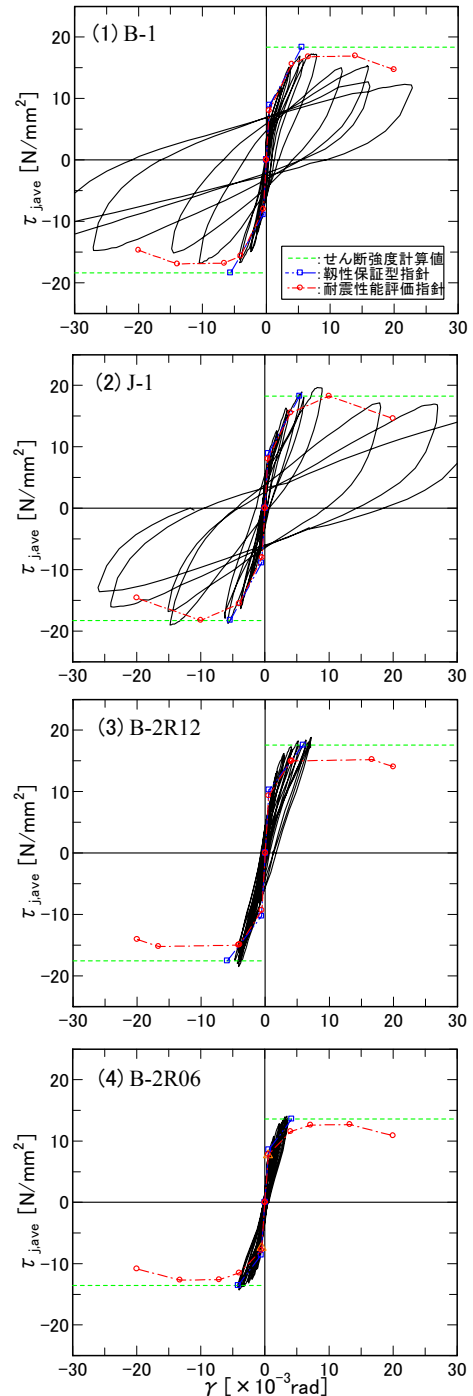


図-5 平均せん断応力度とせん断変形角

ひび割れ発生後の第2剛性が評価式よりも高い傾向が見られた。また、表-4に示す梁の曲げ耐力時の接合部入力せん断力に対する接合部のせん断耐力の比 V_{ju}/V_j が B-1 と同程度であり、最大荷重が柱梁接合部のせん断耐力時の梁せん断力の計算値にほぼ到達しているにもかかわらず、B-1 に見られる梁の曲げ降伏後の繰り返し载荷による γ の急激な増大は生じなかった。これは、梁の降伏位置を柱際ではなくスパン中央寄りとすることによって、降伏後も柱梁接合部内の梁主筋の定着が確保されたことによる効果と推測される。

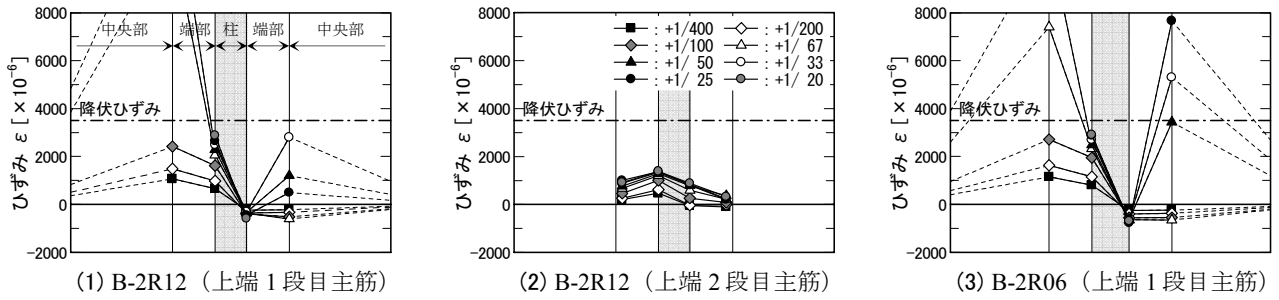


図-6 梁主筋のひずみ分布

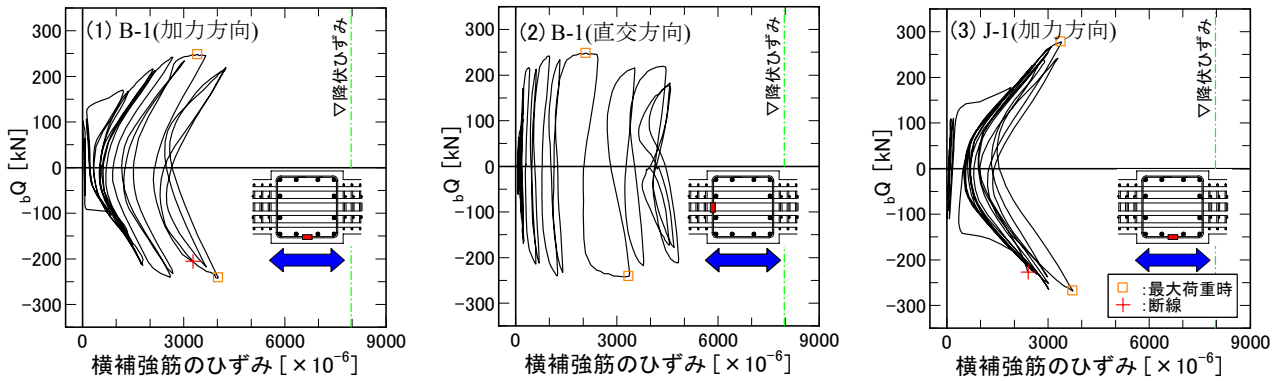


図-7 横補強筋のひずみの推移

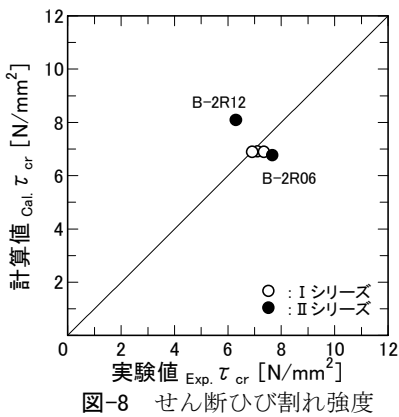


図-8 せん断ひび割れ強度

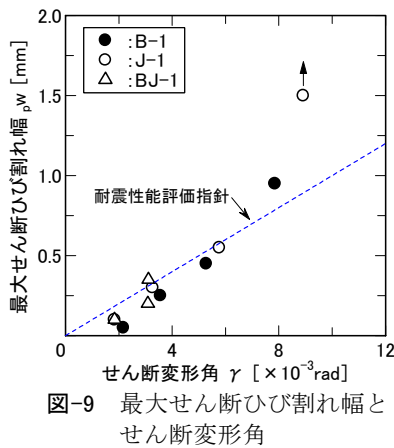


図-9 最大せん断ひび割れ幅とせん断変形角

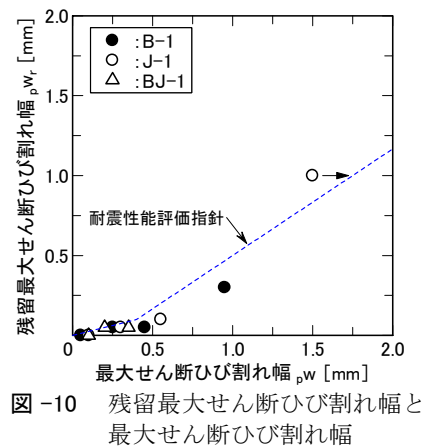


図-10 残留最大せん断ひび割れ幅と最大せん断ひび割れ幅

(5) 梁主筋のひずみ性状

IIシリーズの梁主筋のひずみ分布(正加力時)を図-6に示す。B-2R12, B-2R06ともに, R=+1/100~1/67 radで柱際から1D_b離れた位置の主筋が降伏した。柱際位置の主筋は, R=+1/22 radで降伏ひずみに達した一部を除いて1段目主筋, 2段目主筋ともに降伏には至らず, 柱際からスパン中央寄りに1D_b離れた位置で曲げ降伏したことがうかがわれる。

(6) 横補強筋のひずみ性状

IシリーズのB-1, J-1での梁のせん断力_bQと柱梁接合部内の中央に配した横補強筋のひずみの関係を図-7に示す。B-1については, 加力方向と直交する方向のひずみも併せて示す。全ての試験体で最大荷重時において降伏ひずみには達していない。また, 加力方向と直交す

る方向に, 加力方向と同程度のひずみが発生しており, 除荷時においてもほとんどのひずみが残留している。これは, 柱梁接合部内に生じた大きな圧縮応力によって, コンクリートが体積膨張するためと思われ, 特に本試験体は, 接合部内の横補強筋が外周筋のみであり, かつ柱の中段筋比が小さく, 柱梁接合部の拘束効果が低いため, 顕著に現われたと推察される。

(7) 柱梁接合部のせん断ひび割れ

柱梁接合部のせん断ひび割れ強度の実験値_{Exp.τ_{cr}}と主応力度式による柱梁接合部のせん断ひび割れ強度³⁾の計算値_{Cal.τ_{cr}}との比較を図-8に示す。ここで_{Exp.τ_{cr}}は_{τ_{j,ave}}と同様の手法で求め, 主応力度式でのコンクリートの引張強度_{σ_t}は, New RC報告書⁵⁾に示す圧縮強度_{σ_B}から求める値を採用した。

I シリーズでは、 $\tau_{cr,Exp}$ は $6.9 \sim 7.3\text{N/mm}^2$ となり、 $\tau_{cr,Cal}$ とよく対応している。II シリーズでは、B-2R06 は $\tau_{cr,Exp}$ と $\tau_{cr,Cal}$ が対応したが、B-2R12 は $\tau_{cr,Exp}/\tau_{cr,Cal}$ が約 0.80 となった。

I シリーズにおける柱梁接合部の最大せん断ひび割れ幅 p_w とせん断変形角 γ の関係を図-9に、残留最大せん断ひび割れ幅 p_{wr} と p_w の関係を図-10に示す。図中には耐震性能評価指針⁴⁾での評価結果も併せて示す。せん断ひび割れ幅は、クラックスケール（0.05mm～1.5mm）を用いて計測した。 p_{wr} と p_w の関係は、おおむね評価結果とよく対応するが、 p_w と γ の関係は、 γ の大きい領域において p_w を過小評価している。 γ に p_w が比例する本評価式は、横補強筋、柱主筋等の影響が含まれないためばらつきが大きいと考えられ、今後の詳細な検討が必要と思われる。

4. まとめ

柱に F_c120 級のコンクリートを用いた十字形架構の加力実験の結果、標準的な断面寸法の柱梁接合部の復元力特性は、既往の評価式とよく対応することが分かった。

また、梁の曲げ降伏位置を柱際からスパン中央寄りに設ける方法は、梁曲げ降伏後の柱梁接合部のせん断変形の抑制に有効であり、架構の塑性変形能力が高くなることが分かった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 2) American Concrete Institute：Building Code and Commentary ACI318-95/318/R-95,1998
- 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) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- 5) （財）国土開発技術センター：建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発，1993