

論文 耐震プレースを有する柱 RC 梁 S 造十字形接合部の構造性能

中田 寛二^{*1}・小澤 潤治^{*2}・佐藤 良介^{*1}

要旨：本論文は、筆者らが提案してきた柱 RC 梁 S 構法にプレースを付加することを目的として行った実験および FEM 解析について述べるものである。プレースの偏心の有無を変動因子とした 2 体の部分架構実験を実施し、プレースが付加された場合でも柱梁接合部は想定通りの耐力を発揮することを確認した。また、実験試験体を対象として実施した FEM 解析は、実験の層せん断力—層間変位角関係に加えて、パネルメントやふさぎ板およびウェブのひずみ性状、さらに柱梁接合部内コンクリートの応力状態においても、プレースが付加された柱梁接合部の挙動を十分再現できるものであった。

キーワード：柱 RC 梁 S 構法、十字形接合部、プレース、偏心、構造実験、有限要素法解析

1. はじめに

柱が鉄筋コンクリート(以下, RC)造、梁が鉄骨(以下, S)造で構成される架構は、圧縮に強い RC を柱、曲げやせん断に強い S を梁として高い水平剛性を確保しつつ柱スパンを大きくとれる構造的に合理性の高い構法である。さらに、より経済的かつ耐震性に優れた架構とするためにプレース等の耐震要素を付加することが一般的に行われており、プレース軸力が柱梁接合部に及ぼす影響に関する数多くの研究がなされてきた¹⁾。

筆者らは既報²⁾において、「プレース等の耐震要素の付加によって柱断面を縮小化する」ことを見越し、梁せい(bD)が柱せい(cD)以上となる十字形接合部の構造性能を実験および有限要素法(以下, FEM)解析によって明らかにしているが、プレースが付加された柱梁接合部の構造性能の検証が課題として残っている。一方、これまで行われてきたプレース付柱梁接合部に関する研究は実験によるものが多く、プレースが付加された十字形架構の荷重変形関係や柱梁接合部内部の応力状態を解析的に検討した報告は少ない。

以上のような背景の下、本論文では筆者らが提案してきた柱 RC 梁 S 構法にプレースを付加した場合の構造性能の検証を目的とする。まず、プレースを有する十字形架構の静的加力実験を実施し、その結果について考察する。続いて、FEM によって実験結果の再現解析を試みた。

2. プレース付十字形接合部実験

2.1 試験体

図-1 に試験体の形状と配筋、表-1 に試験体一覧を示す。試験体は接合部破壊を想定した 2 体のプレース付十字形架構である。プレースが付加されても柱梁接合部が想定通りの耐力を発揮することを確認するため、接合部破壊を想定して設計した十字形架構に 1 本のプレースを付加した試験体とした。プレース以外の試験体の仕

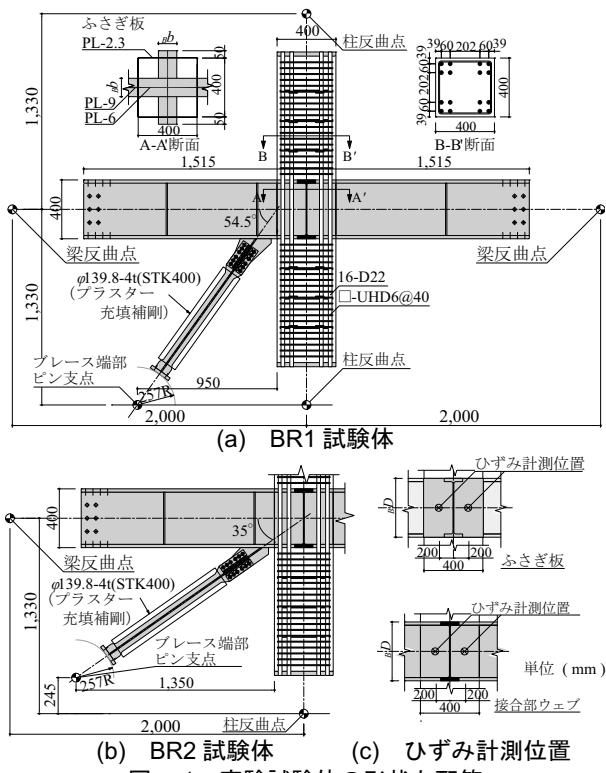


図-1 実験試験体の形状と配筋

様は既報²⁾の No.5 ($cD / bD = 1.0$) と同一である。プレースは芯材を $+70 \times 70 \times 9$ とした座屈拘束型とし、プレースを RC 柱に埋め込まず S 梁のみに接合することで、軸力が RC 柱に直接作用しないディティールとした。

2 試験体間の変動因子は柱梁接合部中心とプレース軸線の偏心(以下、偏心)の有無である。座屈拘束プレースをラーメン架構に配置する場合、一般に片流れ配置と K 形配置の 2 ケースが想定される。軸力を RC 柱に直接作用させないよう S 梁のみにプレースを接続することを前提とした場合、片流れ配置では無偏心でプレースを配置することが可能なケースが多い一方で、K 形配置では偏心させざるを得ないケースが多い。本実験ではプレースの配置方法と偏心の有無を関連付け、BR1 では K 形

*1 東急建設(株) 技術研究所 博士(工学) (正会員)

*2 東急建設(株) 技術研究所 工修

配置を想定してブレースを偏心させて $\theta = 54.5^\circ$ で配置した。ただし、ブレース軸線は梁材軸と柱フェイスの交点を指向している。BR2 では片流れ配置を想定してブレースを無偏心で $\theta = 35^\circ$ で配置した。

ふさぎ板および接合部ウェブのひずみは図-1の位置に貼り付けた3軸ゲージで計測し、S梁端フランジおよびRC柱端主筋のひずみは単軸ゲージで計測した。試験体に用いたコンクリート、鉄筋ならびに鋼材の材料試験結果は表-2に示す通りである。

2.2 加力方法

図-2に加力装置を示す。ロ形に構成した4ピンの加力フレームに十字形試験体の柱梁反曲点をピン接合し、加力梁に正負交番の静的漸増繰返し荷重を作用させることで層せん断力を与えた。加力は層間変位 δ で制御し、層間変位角 R ($= \delta / h$, h : 柱高さ) = +6/100 rad まで行った。なお、柱軸力は与えていない。上下柱の反曲点位置に配されたピン治具には2軸のロードセルが内蔵されており、「加力中にブレース軸力の影響で生ずる柱の軸力」と柱せん断力はこのロードセルで計測した。

2.3 破壊経過と層せん断力一層間変位角関係

図-3に各試験体の層せん断力 Q -層間変位角 R 関係を、表-3に最大耐力と表-2の材料強度を用いて求めた各種耐力の比較を示す。図表中の接合部終局耐力 cQ_{Ju} は既報³⁾の提案式による計算値とブレース降伏軸力の計算値のそれぞれを層せん断力に換算した値の合算値である。図-4には上下柱の軸力との釣り合いと試験体の幾何学的条件から求めたブレース軸力 $B_r N$ を示す。以下に、2試験体の破壊経過と Q - R 関係について述べる。

BR1 は $R = +1/200$ rad でブレースが軸降伏し、 $R = +1.5/100$ rad 付近でふさぎ板および接合部ウェブが降伏した。その後、 $R = -2/100$ rad の1サイクル目にブレースの首折れ座屈が生じ、 $R = +3/100$ rad の2サイクル目にピン支持側のブレース端部が破断したが、 $R = +6/100$ rad まで加力を継続し実験を終了した。RC柱端については、 $R = \pm 1/100$ rad の3サイクル目に S梁下フランジ下面、 $R = \pm 2/100$ rad の1サイクル目に S梁上フランジ上面のコンクリートに圧壊の傾向が見られた。

BR2 は各降伏イベント時の変形は BR1 と同様であった。ブレースは $R = -3/100$ rad の2サイクル目に首折れ座屈したが、 $R = +6/100$ rad まで加力を継続した。RC柱端については、 $R = +1/100$ rad の1サイクル目にブレース付加側の S梁下フランジ下面、 $R = \pm 2/100$ rad の1サイクル目にその他の梁フランジ支圧面のコンクリートに圧壊の傾向が見られた。コンクリートの圧壊傾向は BR1, BR2 試験体ともに観察されたが、いずれも終局状態にて支圧面のコンクリートが大きく剥落することは無かつたことから、両試験体ともに支圧破壊には至ってい

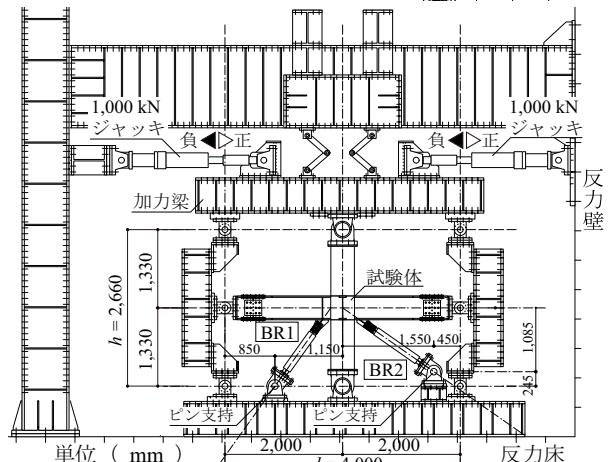
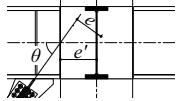
表-1 試験体一覧

試験体名	No.5 ²⁾	BR1		BR2
		基準	ブレース付	偏心有
H形鋼梁	梁せい bD (mm)	400		
	梁幅 b (mm)	125		
	ウェブ厚(SN400B) t_w (mm)	9		
	フランジ厚(SN490B) t_f (mm)	22		
鉄筋 コンクリート柱 柱	コンクリート目標強度 F_c (N/mm ²)	36		
	柱せい cD (mm)	400		
	柱幅 c (mm)	400		
	主筋(SD490)	16-D22		
柱 寸法比率	せん断補強筋(UHD685)	□-D6@40		
	ウェブ厚(SN400B) t_w (mm)	6		
	ふさぎ板厚(SS400) t_p (mm)	2.3		
	せい比 cD / bD	1.0		
ブレース	幅比 c / b	3.2		
	断面サイズ(SN400B)	+70×70×9		
	e (mm)	162.8	0	
	e' (mm)	200.0	0	
	θ (度)	54.5	35	

e: 柱梁接合部中心からブレース軸線までの偏心距離

e' : 柱芯からブレース軸線と梁材軸の交点までの水平方向の偏心距離

θ : 梁材軸とブレース軸線のなす角度



* BR2 も BR1 と同じ側にブレースが取り付くが、図の都合上反対側に描いている

図-2 加力装置

表-2 試験体に用いた材料の試験結果

種類	材質	部位	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)
鉄筋 ・ 鋼材	D6	SHB685	せん断補強筋	750	959
	D22	SD490	主筋	518	701
	PL22	SN490B	梁フランジ	426	549
			梁ウェブ	352	456
	PL9	SN400B	ブレース	331	435
	PL6	SN400B	接合部ウェブ	387	467
コントローラー	SS400	ふさぎ板	361	441	2.05
試験体	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ボアソン比 (-)	割裂強度 (N/mm ²)
BR1	下柱・接合部上柱	48.2	3.04	0.181	3.75
	上柱	46.7	2.95	0.163	3.58
BR2	下柱・接合部上柱	46.9	3.01	0.179	3.67
	上柱	45.7	2.92	0.162	3.51

なかつたと考えられる。

Q - R 関係は、両試験体とともにブレースに首折れ座屈が生じるまで安定した紡錘形の履歴性状を示し、 $R = +3/100$ rad で最大耐力に至った。また、ブレースの首折れ座屈およびピン支持側のブレース端部の破断時に見られた耐力低下は、図-4のブレース軸力の履歴とも整合している。試験体破壊形式は、最大耐力に達する前にふさぎ板および接合部ウェブが降伏したこと、RC柱主筋およびS梁端フランジの軸ひずみが試験体が最大耐力に至るまで弾性範囲にあったこと、なおかつ最大耐力がS梁降伏時の計算値には達しなかったことから、接合部

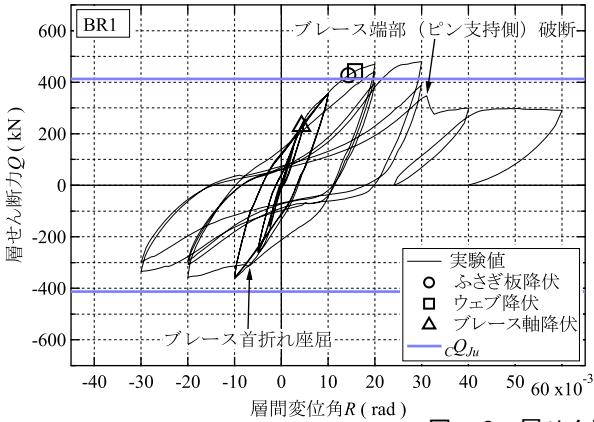
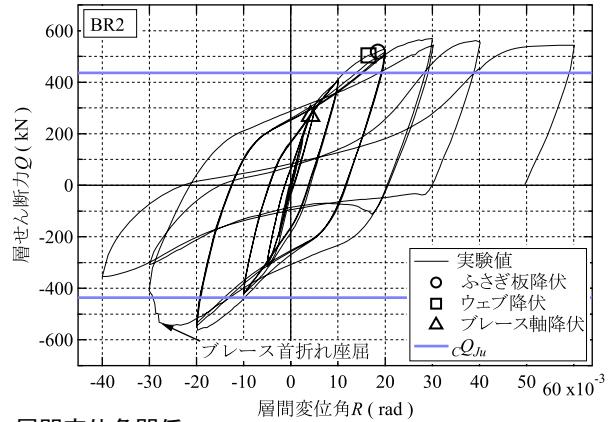


図-3 層せん断力-層間変位角関係



破壊であったと考えられる。

2.4 実験結果の詳細検討

前節で考察した層せん断力にはブレースの負担分も累加されているが、ブレース付柱梁接合部の構造性能を議論する上では、ブレース軸力の作用が柱梁接合部に与える影響を検討する必要がある。そこで、ここではブレース付柱梁接合部に作用するせん断力について検討する。

図-5はブレース付柱梁接合部に作用する力を図示したもの⁴⁾である。ブレース付柱梁接合部に作用する水平せん断力 pQ_h は次式のように表すことができる⁴⁾。

$$pQ_h = pQ_{h1} + pQ_{h2} + pQ_{h3} \quad (1)$$

pQ_{h1} , pQ_{h2} , pQ_{h3} は、左右の梁端の曲げモーメント、ブレースの偏心、ブレース軸力によって柱梁接合部に作用する水平せん断力であり、それぞれ、

$$pQ_{h1} = \frac{1}{sBd} \cdot \frac{h'}{h} \cdot (B M_1 + B M_2) \quad (2)$$

$$pQ_{h2} = -\frac{e}{h} \cdot B_r N \quad (3)$$

$$pQ_{h3} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{rBj}{sBd} \cdot B_r N \cdot \cos \theta \quad (4)$$

のように表すことができる⁴⁾。ここで、 sBd : S梁の上下フランジ中心間距離、 h' : 柱内法高さ、 $B M_1$, $B M_2$: 左右端の曲げモーメント、 $B_r N$: ブレース軸力、 rBj : ブレース軸力によって柱梁接合部に作用する水平せん断力の応力中心間距離である。

式(2)～式(4)を式(1)に代入して整理し、パネルモーメント JM' として表記すると、

$$JM' = \frac{h'}{h} \cdot (B M_1 + B M_2) + e \cdot B_r N \cdot \left(1 - \frac{sBd}{h}\right) - \frac{mcd}{2} \cdot B_r N \cdot \sin \theta \quad (5)$$

のようになる。ここで、 mcd : RC柱の最外縁主筋の応力中心間距離である。さらに、柱端の曲げモーメントと梁端の曲げモーメントおよびブレースによる偏心モーメントの釣り合いを考えて式(5)を展開すると、

$$JM' = \frac{l' \cdot h'}{l} cQ - \left[\left\{ \frac{l'}{l} \cdot \frac{h'}{h} - \left(1 - \frac{sBd}{h}\right) \right\} e + \frac{mcd}{2} \cdot \sin \theta \right] \cdot B_r N \quad (6)$$

のようになる。ここで、 cQ は実験結果の上下柱のせん断力

表-3 実験結果一覧 (層せん断力)

	試験体 方向	BR1		BR2	
		正側	負側	正側	負側
実験値	最大耐力 $cQ_{u, exp}$ (kN)	478.9	-361.8	569.1	-562.7
	最大耐力時の 層間変位角 R (rad)	0.030	-0.010	0.030	-0.020
計算値 ^{*1}	接合部終局 ³⁾ cQ_{Ju} (kN)	403.6	426.0		
	梁降伏 cQ_{By} (kN)	558.7	562.1		
	梁全塑性 cQ_{Bp} (kN)	602.3	605.7		
	柱終局 ^{*2} cQ_{Cu} (kN)	571.2	572.6		
耐力比	接合部終局 $\frac{cQ_{u, exp}}{cQ_{Ju}}$	1.19	0.90	1.34	1.32
	梁降伏 $\frac{cQ_{u, exp}}{cQ_{By}}$	0.86	0.65	1.01	1.00
計算値	梁全塑性 $\frac{cQ_{u, exp}}{cQ_{Bp}}$	0.80	0.60	0.94	0.93
実験値	柱終局 $\frac{cQ_{u, exp}}{cQ_{Cu}}$	0.84	0.63	0.99	0.98
	破壊形式	ブレース降伏後 接合部破壊		ブレース降伏後 接合部破壊	

*1: 各計算値とブレース降伏軸力の層せん断力換算値の合算値

*2: ACI法による

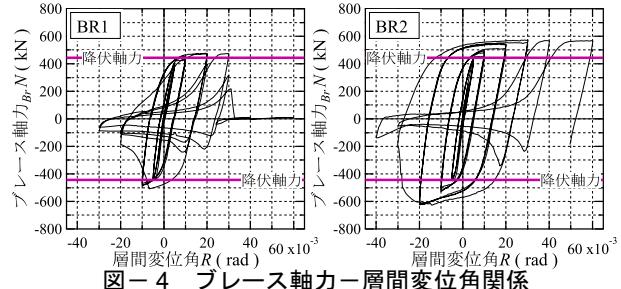


図-4 ブレース軸力-層間変位角関係

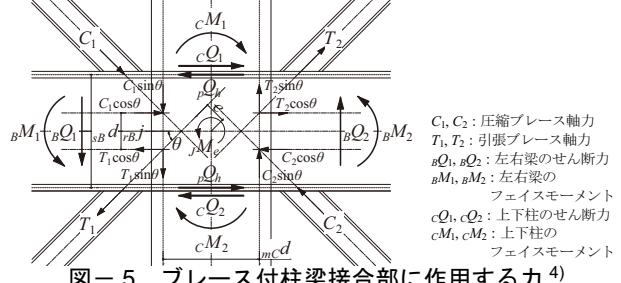


図-5 ブレース付柱梁接合部に作用する力⁴⁾

cQ とブレース軸力 BrN 、ならびに試験体の幾何学的条件より、パネルモーメント JM' を算出できる。ここで、 l' : 梁の内法スパン、 l : 梁スパンである。

図-6に式(6)より算出した JM' と R の関係を示す。比較のためブレースの無いNo.5²⁾の結果も示した。図中には既提案式³⁾から求めた終局耐力の計算値 JM_u を示した。BR1, BR2はともに、最大耐力はNo.5²⁾と同様に終局耐力の計算値 JM_u を上回る値を示し、なおかつふさぎ板および接合部ウェブ降伏時の JM' は JM_u とほぼ

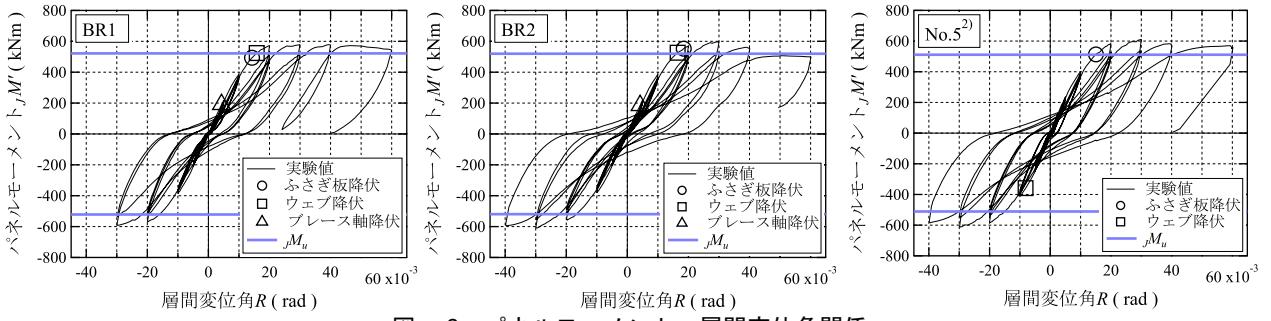


図-6 パネルモーメント一層間変位角関係

一致している。したがって、プレース軸力が作用しても柱梁接合部は想定通りの耐力を発揮していると言える。

3. FEM 解析

FEM による実験結果の再現解析を試みる。解析には汎用 FEM 解析プログラム DIANA ver10.2 を用いた。

3.1 試験体のモデル化

図-7 に解析モデルを示す。解析モデルは加力構面に対する試験体の対称性を考慮して 1/2 とし、RC 柱はコンクリートを 8 節点ソリッド要素、鉄筋を埋込み鉄筋要素で離散的にモデル化し、付着すべりを考慮した。S 梁、ふさぎ板、プレースは 4 節点シェル要素でモデル化し、座屈は考慮しない。なお、座屈拘束プレースは芯材のみをモデル化した。鋼板とコンクリート間の付着特性は 4+4 節点の界面要素でモデル化した。

3.2 材料構成則

図-8 に FEM 解析に用いた材料構成則を示す。各材料の強度、ヤング係数およびポアソン比は表-2 に示す値を用いた。なお、コンクリートの引張強度 σ_t は fib Model Code 2010⁵⁾ の式で算出した。

コンクリートの構成則には直交固定ひび割れモデルを用い、破壊基準は Hsieh-Ting-Chen の 4 パラメータモデルとした。圧縮側は放物線モデル⁶⁾、引張側の軟化域は Hordijk モデル⁷⁾とし、圧縮・引張破壊エネルギー $G_{fc} \cdot G_f$ はそれぞれ文献 8), 9) より求めた。ひび割れ面におけるせん断応力の伝達は前川らのモデル¹⁰⁾を用いた。

鉄筋と鋼板の応力-ひずみ関係は降伏後の剛性を弾性域の 1/100 とする Bilinear モデルで表した。降伏条件には von Mises の条件を用い、ポアソン比 ν は 0.3 とした。

鉄筋とコンクリート間の付着-すべり関係には、fib Model Code 2010 のモデル⁵⁾を適用した。

鋼板とコンクリート間の界面特性はクーロン摩擦モデルを適用した。界面垂直方向については、引張応力が作用すると剥離が生じるものとし、界面せん断方向はせん断応力 t_f が μ (摩擦係数) $\times t_n$ (垂直応力) に達するときすべりが生じるものと仮定した。摩擦係数 μ は 0.65¹¹⁾ とし、せん断方向の剛性は文献 12) を参考に設定した。

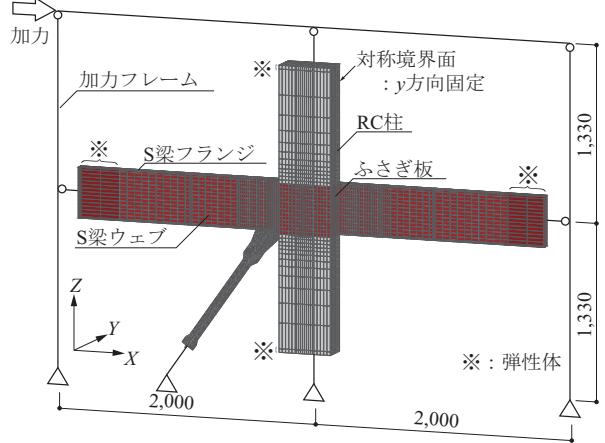


図-7 FEM 解析モデル (BR1)

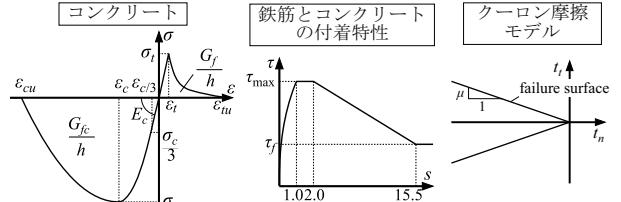


図-8 FEM 解析に用いた材料構成則

表-4 実験と FEM の最大耐力の比較

試験体 方向	BR1		BR2		
	正側	負側	正側	負側	
実験値	層せん断力 cQ_{u_exp} (kN)	478.9	-361.8	569.1	-562.7
	パネルモーメント JM_{u_exp} (kN·m)	598.3	-608.7	578.9	-591.9
FEM	層間変位角 R (rad)	0.030	-0.010	0.030	-0.020
	層せん断力 cQ_{u_ana} (kN)	474.2	-468.6	537.0	-532.0
	パネルモーメント JM_{u_ana} (kN·m)	605.9	-593.2	606.7	-595.2
FEM	層間変位角 R (rad)	0.032	-0.032	0.032	-0.033
	層せん断力 cQ_{u_ana}	0.99	1.30	0.94	0.95
実験値	パネルモーメント JM_{u_ana}	1.05	0.97	1.01	1.01
実験値	パネルモーメント JM_{u_exp}				

3.3 境界条件と加力方法

図-7 のように試験体を模擬した有限要素モデルの柱梁の反曲点を、梁要素でモデル化した加力フレームにピン接合し、加力フレームの下端、下柱の反曲点、プレース端部はピン支持とした。対称境界面は Y 方向変位を拘束した。加力方法は単調載荷とし、層せん断力を加力フレーム頂部に強制変位として与え、正負方向ともに $R = 4/100$ rad まで加力した。

3.4 層せん断力一層間変位角関係

図-9 は実験結果の処女加力時包絡線に FEM 解析結果の $Q-R$ 関係を重ねて示したものである。なお、層せ

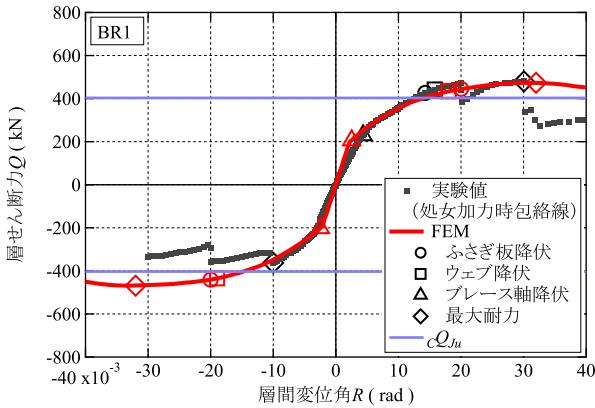


図-9 層せん断力ー層間変位角関係 (FEM)

ん断力 Q は加力点の水平反力とした。表-4 には最大耐力の実験値と FEM 解析値、ならびにそれらの比較を示す。また、図-10, 11 にはそれぞれパネルモーメントおよびブレース軸力と層間変位角の関係を示す。パネルモーメントは上下柱のせん断力とブレースの軸力を用いて式(6)より算出した。

まず、 Q - R 関係全体の対応を概観すると、FEM 解析値は実験値よりも初期剛性がやや高い傾向が両試験体とともに見られる。これは、実験と FEM との間のブレースのピン支持側の境界条件の差の影響であると考えられる。 $R = \pm 1/100$ rad 以降は、負側では実験でブレースに首折れ座屈が生じたため、FEM 解析値と実験値との間に乖離が見られるが、正側では FEM 解析値が実験値よりもやや低い値を示すものの、両者は概ね良好な対応を示している。

続いて表4において最大耐力について検討する。両試験体ともに負側では、実験時に最大耐力到達以前にブレースに首折れ座屈が生じたため、BR1 では最大耐力および最大耐力時の変形、BR2 では最大耐力時の変形に実験値との乖離が見られる。一方で正側では、最大耐力については実験値に対して BR1 は-1%，BR2 は-6% となっており、実験値を良く評価できている。最大耐力時の変形に関しても、FEM 解析値は実験値と良好な対応を示している。

また、パネルモーメントについても実験と FEM は良く一致しており、FEM 解析は接合部破壊となった試験体の柱梁接合部の挙動を良好に追跡できていると言える。ブレース軸力は、先述の通り実験と FEM のブレース端部の境界条件の差の影響によって、FEM の方が実験よりも初期剛性が高い結果となっており、降伏以後は、FEM は実験結果をやや低めに評価する傾向にある。

3.5 ふさぎ板およびウェブのひずみ性状

図-12 は図-1 に示したふさぎ板およびウェブの左側の計測点の ε_1 と ε_2 の関係について、実験の包絡ステップの結果と FEM 解析結果の対応を BR1 について示したものである。この図において、左側がブレース付加側の

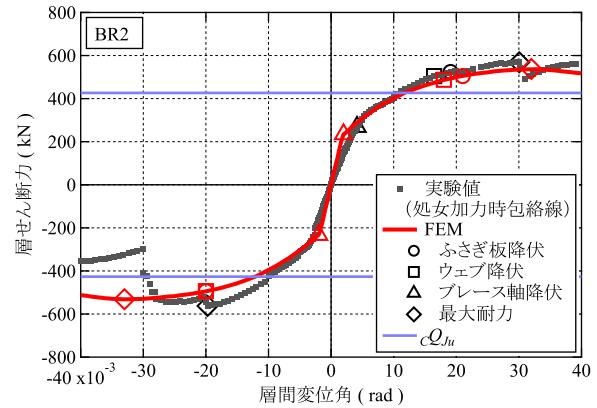


図-9 層せん断力ー層間変位角関係 (FEM)

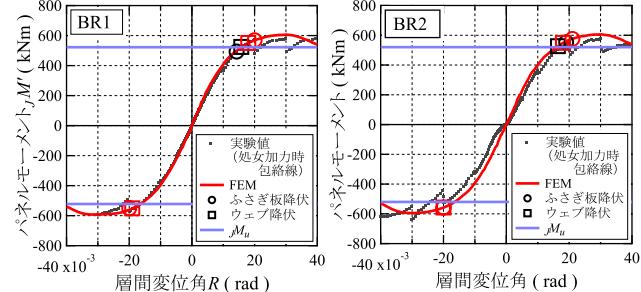


図-10 パネルモーメントー層間変位角関係 (FEM)

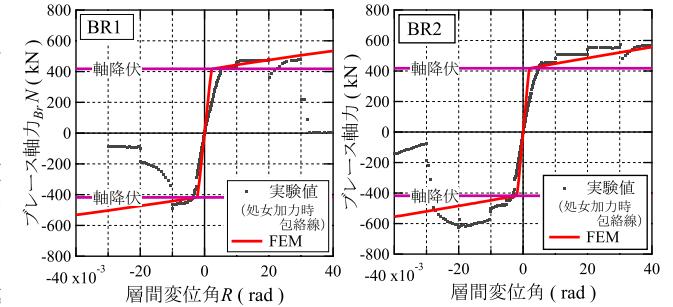


図-11 ブレース軸力ー層間変位角関係 (FEM)

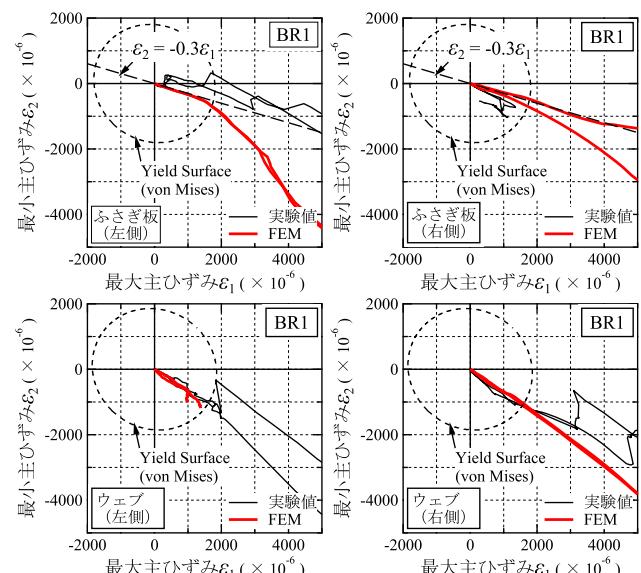


図-12 ふさぎ板およびウェブのひずみ履歴 (FEM)

結果に相当する。ふさぎ板、ウェブとともに弾性域では FEM 解析値は実験結果と良好な対応を示している。特にふさぎ板は、純ラーメン架構を対象にした既報²⁾と同様に、実験および FEM ともにひずみが $\varepsilon_2 = -0.3\varepsilon_1$ の

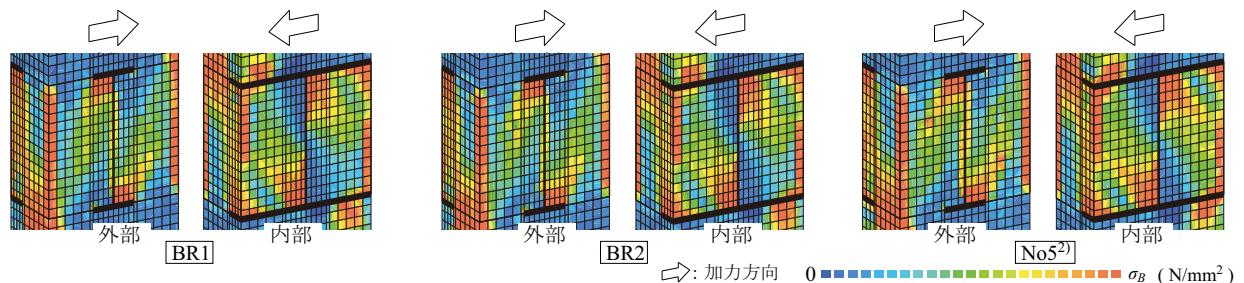


図-13 柱梁接合部コンクリートの最小主応力度分布 ($R = +2/100 \text{ rad}$) (FEM)

直線近傍を推移する傾向にある。一方、塑性域では、実験値とFEM解析値との間にやや乖離が見られるが、これは実験が繰返し載荷であるのに対し、FEM解析は単調載荷であることに起因しているものと考えられる。なお、BR2のふさぎ板およびウェブはBR1とほぼ同様の性状を示した。

3.6 柱梁接合部コンクリートの最小主応力度分布

図-13に $R = +2/100 \text{ rad}$ 時の柱梁接合部コンクリートの最小主応力度分布を示す。この図において、「外部」は柱梁接合部正面から、「内部」は柱梁接合部中心から見たものである。BR1, BR2では、柱芯に対して「外部」では左側、「内部」では右側がプレース付加側である。

純ラーメン架構であるNo.5²⁾と同様に、BR1, BR2試験体においても外部・内部ともに斜め方向の圧縮ストラットが形成されている。内部について詳細に見ると、特にプレース付加側ではNo.5²⁾と比較すると寒色系の色の範囲が大きく、プレース軸力の作用によってコンクリートの圧縮応力がNo.5²⁾よりも緩和されていることが分かる。柱梁接合部コンクリートの応力状態に見られたこのような傾向は、文献1)に示されている解析結果と整合を見るものであった。

4.まとめ

プレース付柱RC梁S十字形架構について、全2体の試験体の構造実験を実施し、FEMによって実験結果の再現解析を試みた。本論文で得られた知見を以下に示す。

- 1) 2試験体はいずれも想定通り接合部破壊し、プレースが付加された場合でも柱梁接合部は想定通りの耐力を発揮することを確認した。
- 2) 本FEM解析は実験結果の Q - R 関係を比較的良好に再現しており、各降伏イベント時の変形および最大耐力も実験を良好に評価している。
- 3) パネルモーメント、ふさぎ板およびウェブのひずみ性状における実験結果との対応から、本FEM解析はプレースが付加された柱梁接合部の実験時の挙動を良好に再現できるものであると言える。また、本FEM解析より得られた柱梁接合部コンクリートの応力状態は、文献1)に示されている傾向と整合を見せる結果を与えている。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工, 2001.1
- 2) 中田寛二, 小澤潤治, 佐藤良介：柱梁のせい比が小さい柱鉄筋コンクリート造・梁鉄骨造十字形接合部の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.1081-1086, 2018.6
- 3) 小澤潤治, 山本俊彦, 須田充司：RC柱・S造はりで構成される合成架構に関する研究 その2 十字型接合部の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C分冊, 構造II, pp.1667-1668, 1994.9
- 4) 日本建築学会：柱RC梁S混合構造設計指針（案）の作成に向けて, 2017年度日本建築学会大会（中国）構造部門（SCCS）パネルディスカッション資料, 2017.8
- 5) fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete : fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2010
- 6) Feenstra, P. H. : Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
- 7) Hordijk, D. A. : Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1991
- 8) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, Oct.1999
- 9) 土木学会:2012年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕, 2013
- 10) Maekawa, K. : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, 2003
- 11) 穴吹拓也, 増田安彦, 杉本訓祥, 足立将人：高強度材料を用いた柱RC梁S構造十字形部分架構の力学性状に関する研究 その2 FEM解析結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）, 構造III, pp.1255-1256, 2011.8
- 12) 村田裕志, Sivaleepunth, C., 二羽淳一郎, 片桐誠：UFCトラス部材をウェブ部に用いた複合PCはりに関する数値解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.1423-1428, 2004.7