

# ブレース付き柱RC造梁S造架構の性能検証実験

田畑 卓<sup>\*1</sup>・牧田敏郎<sup>\*2</sup>・伊藤隆之<sup>\*3</sup>・内田晃一<sup>\*2</sup>

柱RC梁S造の混合構造においては、耐震性能を確保する方法として鉄骨ブレースを併用することが考えられる。鉄骨ブレースの併用は、柱梁接合部に作用するせん断力を低下させるものの、ブレース応力により柱梁接合部に偏芯曲げモーメントが作用する場合は、梁鉄骨のてこ機構に伴う支圧破壊を助長するとされる。そこで、鉄骨ブレースを取り付けた柱RC梁S造の部分架構実験を実施した。本実験の結果、鉄骨ブレースと鉄骨梁の軸心の交点が柱せい範囲内であれば、支圧破壊耐力に及ぼす鉄骨ブレースの偏芯の影響は小さいことが確認された。また、日本建築学会による支圧破壊耐力計算値は、本実験結果を十分安全側に評価できることを確認した。

キーワード：混合構造，RCS 構造，柱梁接合部，鉄骨ブレース，支圧破壊，曲げ降伏

## 1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート (RC) 造柱と鉄骨 (S) 造梁で構成される RCS 構造の合理化の一環として、鉄骨ブレースを併用する形式の開発、実施採用が進められている。

RCS 構造では柱梁接合部の応力伝達機構の確保が重要である。具体的には『柱梁接合部のせん断耐力』および『梁鉄骨のてこ機構に伴う鉄骨フランジ面のコンクリート支圧強度』の確保が要求される。これらに対して、鉄骨ブレースを併用した場合には、柱梁接合部に作用するせん断力は低下するものの、鉄骨ブレースを柱梁接合部に対して梁材軸方向に偏芯させて取り付けた場合は、コンクリートの支圧応力が増大し支圧破壊に対して厳しい条件となることが指摘されている<sup>1)</sup>。この支圧応力の増大は、主としてブレース応力が柱梁接合部に付加曲げ応力を生じさせることに起因する。しかし一方で、柱梁接合部に対してブレースを偏芯させない場合であっても、ブレース応力の鉛直成分が柱に軸力として作用する際に、コンクリートの支圧強度に何らかの影響を及ぼすことも懸念され、果たしてブレースが無い純ラーメン架構と同等の支圧強度を発揮できるのか把握する必要がある。

本報ではこのような観点から鉄骨ブレースを併用した RCS 造十字形部分架構の性能検証実験を実施したので、その概要を報告する。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体

表-1 に試験体一覧、図-1 に試験体形状および配筋

を示す。試験体は片側の梁の上方に 45 度の角度でブレースを取り付けた十字形の柱梁接合部架構で全 4 体である。柱梁接合部は断面外周を鋼板で覆う、いわゆる「ふさぎ板形式」の補強形式を採用した。実験因子はブレースの軸線と柱梁接合部芯との偏芯の有無、梁と柱の断面幅方向の偏芯の有無、柱の支持条件である。No1 はブレースの取り付け位置、梁と柱の接続のいずれも無偏芯とした。ブレース軸線を柱梁接合部芯に対して偏芯させた No.2 ~ No.4 では梁せい中央高さと柱側面の交点にブレース軸線が交

表-1 試験体一覧

		No1	No2	No3	No4
RC柱	断面	b×D=400×400mm			
	主筋	12-D22 [SD390] (pt=2.151%)			
	帯筋	4-D6@60 [SD295A] (pw=0.53%)			
S梁	鋼材	BH-350・120・12・19 [SS400]			
	偏芯 <sup>*1</sup>	無	有	無	
柱梁接合部	ふさぎ板	t=3.2mm [SS400]			
	ウェブ補強	t=4.5×2 [SS400]			
Sブレース	鋼材	BH-150・120・9・12 [SN400]			
	偏芯 <sup>*2</sup>	無	有		
上柱の支持条件 <sup>*3</sup>		ローラー	ピン	ローラー	

\*1 柱と梁の幅方向の偏芯      \*2 ブレース軸線と柱梁接合部芯との偏芯  
\*3 ローラーは柱の材軸方向に自由、直交方向に固定

表-2 鋼材の材料試験結果

種類	材質	使用箇所	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
PL19	SS400	梁鉄骨(フランジ)	309	448	28.8
PL12	SS400	梁鉄骨(ウェブ)	329	448	25.4
PL12	SN400	ブレース(フランジ)	304	439	28.0
PL9	SN400	ブレース(ウェブ)	333	455	27.3
PL4.5	SS400	梁ウェブ補強板	370	422	35.0
PL3.2	SS400	ふさぎ板	286	410	37.3
D22	SD390	柱主筋	455	634	16.2
D6	SD295A	柱帯筋	381	506	18.3

\*1 建築研究第一部    \*2 技術部    \*3 構造設計部

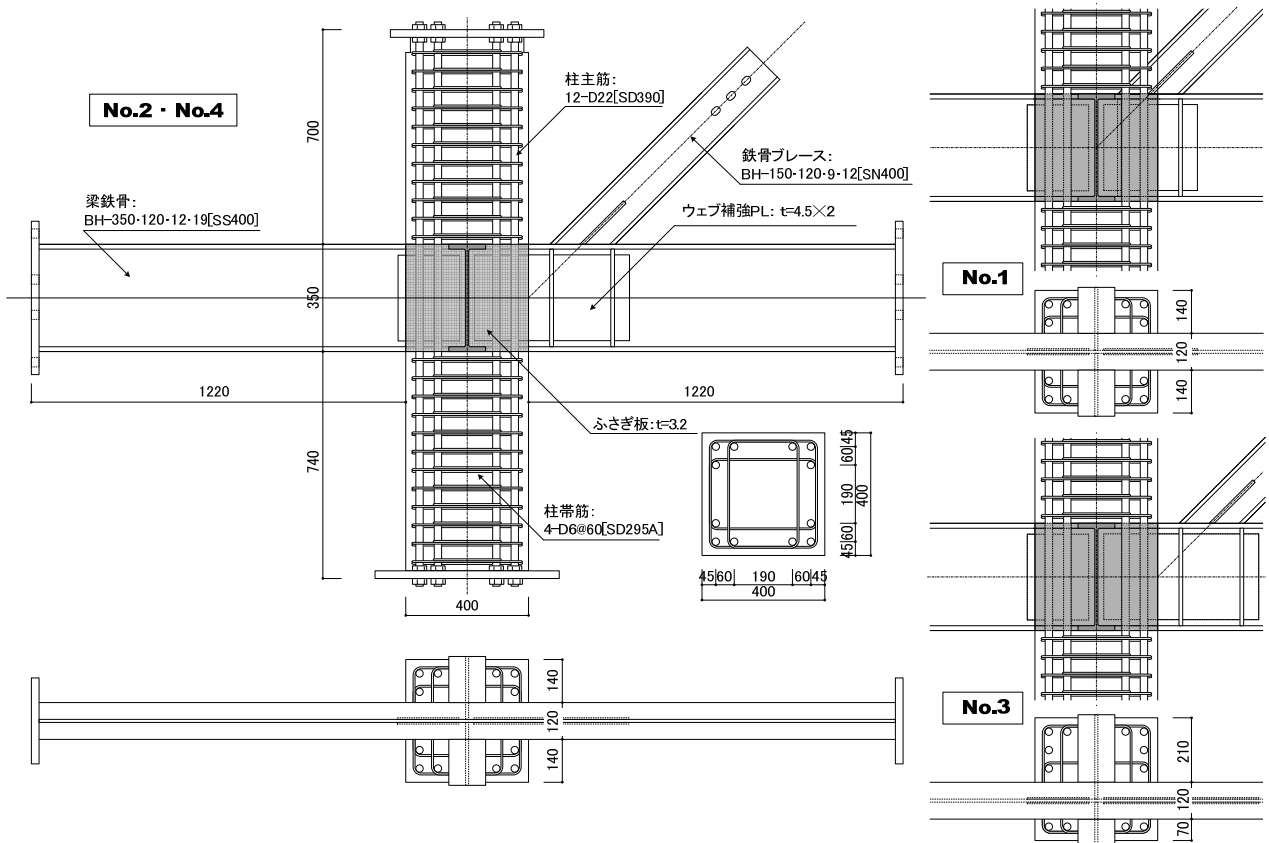


図-1 試験体形状および配筋

差するように取り付けた。このうち、No3 ではさらに柱に対して梁を水平方向に 70mm (=0.175Cb Cb: 柱幅) 偏芯させた。柱の支持条件はブレース軸力の鉛直成分が柱軸力として作用する際、上柱と下柱に作用する軸力の違いが柱梁接合部に及ぼす影響を確認することを目的とし、下柱をピン支持としながら、上柱の鉛直方向の支持条件を No.2 ではピン、それ以外ではローラーとした。

表-2 に使用した鋼材の材料試験結果を示す。コンクリートは上下柱と柱梁接合部を一体で打設した。コンクリートの圧縮強度は、No1 : 34.5N/mm<sup>2</sup>, No2 : 32.8N/mm<sup>2</sup>, No3 : 36.6N/mm<sup>2</sup>, No4 : 31.4N/mm<sup>2</sup> であった。

## 2.2 加力方法

図-2 に加力装置を示す。試験体の両側に上下端をピン支持とする加力用ダミー鉄骨柱を設けて、これらと試験体梁端をピン接合するとともに、試験体頂部、ブレース端およびダミー鉄骨頂部をつなぐように設置した加力用大梁に正負交番の水平力を載荷した。本加力装置では柱に軸力を載荷していないが、水平力の載荷に伴うブレース軸力の鉛直成分が柱の変動軸力として作用する。

加力は柱上下端の水平変位による層間変形角で制御し、ブレースが引張りとなる方向(同図では右向き方向)を正加力とした。加力サイクルは R=1/400, 1/200 で各 1

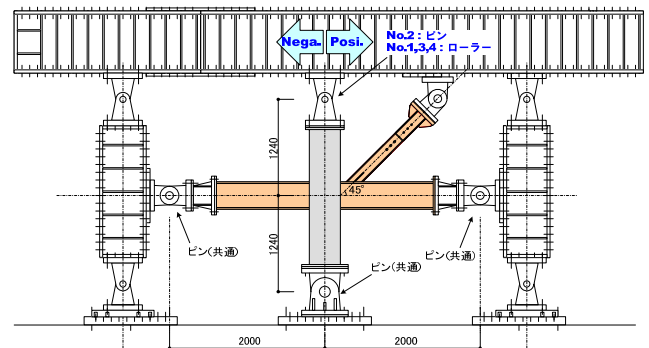


図-2 加力装置

回, R=1/100, 1/67, 1/50, 1/33 で各 2 回繰り返した後、R=1/25 まで載荷した。ただし、負加力においてブレースが圧縮降伏した後は、正側方向のみの繰り返しとし、最終的に層間変形角 R=1/25 まで載荷した。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状

表-3 に実験結果一覧、図-3 に加力用大梁に載荷した水平力(Q)と層間変形角(R)の関係を示す。また、写真-1 に柱梁接合部の最終破壊状況を示す。ここで、鋼材の降伏荷重は材料試験結果に基づき判断した。柱主筋の

降伏は引張側主筋のいずれかが降伏し始めた時点とした。各試験体では  $R=7.8 \sim 15.1 \times 10^{-3} \text{rad.}$  でブレースが軸降伏（圧縮、引張りとも）し、これに前後して柱主筋が危

険断面で降伏した。ただし、いずれの試験体も下柱主筋は正・負加力時で降伏したが、上柱主筋は負加力において降伏していない。また、No.2 の上柱主筋は正加力時も弾性

表-3 実験結果一覧

試験体名	No.1		No.2		No.3		No.4		
加力方向	正	負	正	負	正	負	正	負	
コンクリート圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	34.5		32.8		36.6		31.4		
ブレース降伏	Q (kN)	840	-802	733	-791	759	-838	827	-831
	R ( $\times 10^{-3} \text{rad.}$ )	13.6	-10.7	7.8	-8.2	12.4	-13.6	15.1	-11.2
柱主筋降伏(上柱)	Q (kN)	852	-	-	-	733	-	788	-
	R ( $\times 10^{-3} \text{rad.}$ )	14.5	-	-	-	11.6	-	12.2	-
柱主筋降伏(下柱)	Q (kN)	730	-855	932	-763	538	-776	815	-880
	R ( $\times 10^{-3} \text{rad.}$ )	9.4	-12.3	19.7	-7.3	7.3	-9.6	13.6	-13.6
最大耐力	Q (kN)	977	-920	951	-955	924	-867	920	-903
	R ( $\times 10^{-3} \text{rad.}$ )	39.6	-15.6	29.5	-23.0	37.8	-15.7	38.4	-15.1
破壊形式	柱曲げ降伏後の支圧破壊		柱曲げ降伏後の支圧破壊		柱曲げ降伏後の支圧破壊		柱曲げ降伏後の支圧破壊		

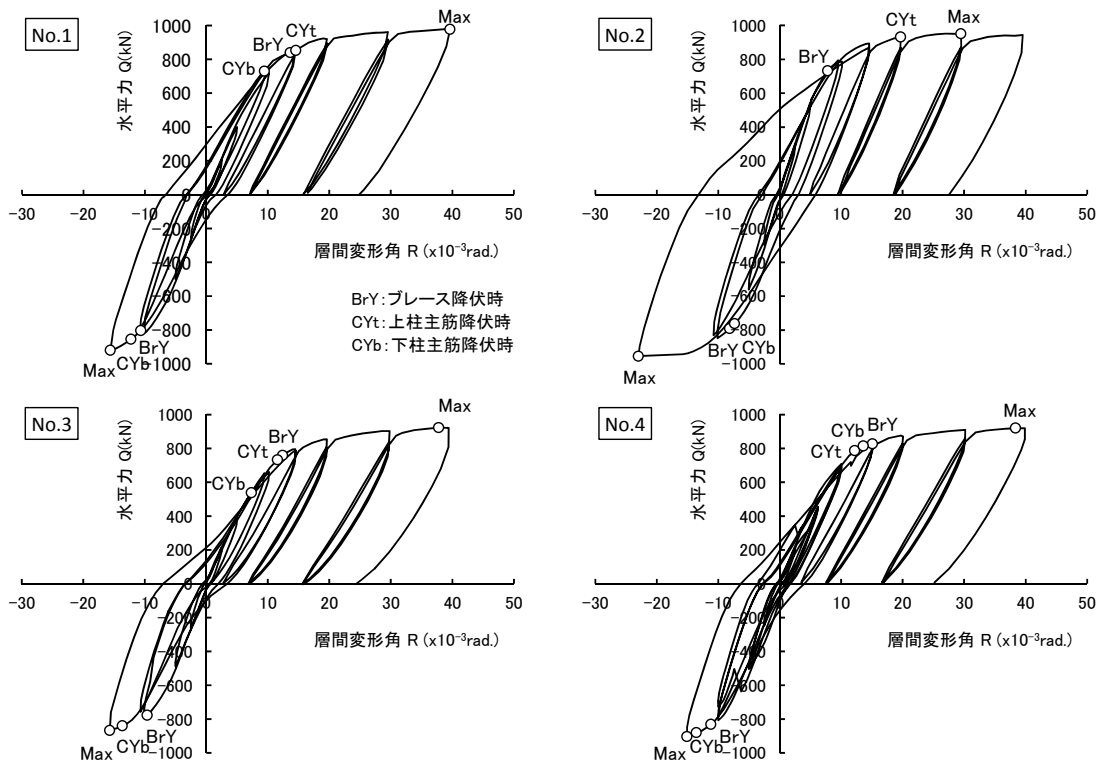


図-3 水平力 (Q) - 層間変形角 (R) 関係

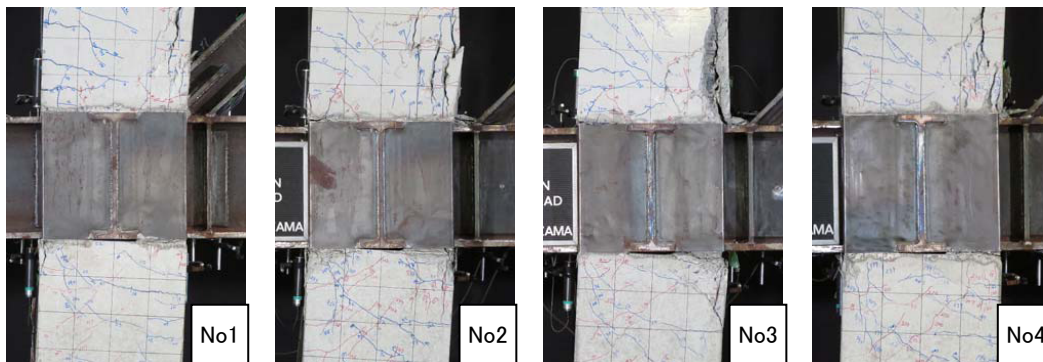


写真-1 最終破壊状況

範囲にとどまった。No. 2 では上柱の支持条件をピンとしており、正加力時にブレース軸力の鉛直成分が上柱に圧縮軸力として作用するためと考えられる。

コンクリートの支圧による縦ひびわれは $R=15 \times 10^{-3}$ rad. に上柱脚部および下柱頂部の圧縮側で観察された。変形の増大に伴い、上柱脚部の支圧破壊が顕著となった。なお、柱梁接合部および梁端の鉄骨ウェブ、ふさぎ板は最終加力まで弾性範囲内にとどまっていた。

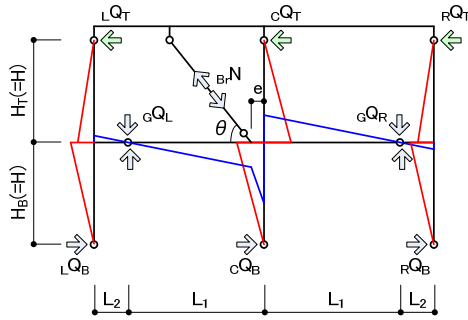


図-4 加力装置の形状寸法および応力状態の模式図

### 3.2 試験体の負担応力

本実験では加力用大梁に載荷した水平力に対して、試験体である RCS 架構、ブレースおよび加力用ダミー鉄骨柱がそれぞれ抵抗する。つまり、図-3 に示した Q-R 関係は加力用ダミー鉄骨の負担も含まれているため、試験体本来の性能を明確に把握できない。そこで、ここでは水平力に占める試験体の負担応力を分離する。負担応力の分離は水平ジャッキ荷重およびひずみ測定値に基づくが、ひずみ測定値の誤差による影響をできるだけ排除するため、先ず、加力装置の釣合い条件を求める。

図-4 に加力装置の形状寸法および応力状態の模式図を示す。本加力装置における釣合い条件は式 (1) ~ 式 (5) で表される。

- ・水平ジャッキ荷重

$$\Sigma Q = {}_L Q_T + {}_C Q_T + {}_R Q_T + {}_{Br} N \cdot \cos \theta \quad (1)$$

$$\Sigma Q = {}_L Q_B + {}_C Q_B + {}_R Q_B \quad (2)$$

- ・鉄骨梁と加力用ダミー鉄骨柱の釣合い

$$({}_L Q_T + {}_L Q_B) \cdot H + {}_G Q_L \cdot L_2 = 0 \quad (3)$$

$$({}_R Q_T + {}_R Q_B) \cdot H + {}_G Q_R \cdot L_2 = 0 \quad (4)$$

- ・柱梁接合部中心における釣合い

$$({}_C Q_T + {}_C Q_B) \cdot H + ({}_G Q_L + {}_G Q_R) \cdot L_1 - {}_{Br} N \cdot \sin \theta \cdot e = 0 \quad (5)$$

ここで、 $\Sigma Q$  : 水平ジャッキ荷重、 ${}_{Br} N$  : ブレース軸力 (ただし、引張りを正とする)、 ${}_L Q_T$ ,  ${}_R Q_T$ ,  ${}_L Q_B$ ,  ${}_R Q_B$  : それぞれ加力用ダミー鉄骨柱の負担せん断力、 ${}_C Q_T$ ,  ${}_C Q_B$  : それぞれ試験体の上柱、下柱の負担せん断力である (詳細は図-4 参照)。式 (1) ~ (4) を式 (1') ~ (4') のように式変形して式 (5) に代入する。さらに加力用ダミー鉄骨柱の負

担せん断力を式 (6) で表せば、式 (7) が得られる。

$${}_C Q_T = \Sigma Q - ({}_L Q_T + {}_R Q_T) - {}_{Br} N \cdot \cos \theta \quad (1')$$

$${}_C Q_B = \Sigma Q - ({}_L Q_B + {}_R Q_B) \quad (2')$$

$${}_G Q_L = -({}_L Q_T + {}_L Q_B) \cdot H / L_2 \quad (3')$$

$${}_G Q_R = -({}_R Q_T + {}_R Q_B) \cdot H / L_2 \quad (4')$$

$$\Sigma_S Q = {}_L Q_T + {}_R Q_T + {}_L Q_B + {}_R Q_B \quad (6)$$

$$\Sigma_S Q = [2 \cdot \Sigma Q - {}_{Br} N \cdot (\cos \theta + \sin \theta \cdot e / H)] / (L_1 / L_2 + 1) \quad (7)$$

式 (7) より、水平ジャッキ荷重 ( $\Sigma Q$ ) とブレース軸力 ( ${}_{Br} N$ ) が既知であれば、加力用ダミー鉄骨柱の負担せん断力 ( $\Sigma_S Q$ ) を求めることができる。式 (7) を式 (1) および式 (2) に代入し整理すると、試験体の上下 RC 柱の負担せん断力の和は式 (8) のように表される。

$$\Sigma_C Q = {}_C Q_T + {}_C Q_B = 2 \cdot \Sigma Q - (\Sigma_S Q + {}_{Br} N \cdot \cos \theta) \quad (8)$$

## 4. 耐力評価

### 4.1 耐力評価式

柱の曲げ耐力計算値は、材料試験結果に基づくブレースの降伏強度より柱の作用軸力を評価し下式より求める<sup>2)</sup>。

- i)  $0 < N \leq 0.4 {}_c b \cdot {}_c D \cdot \sigma_B$  のとき

$$M_u = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D_c + 0.5 N \cdot c D \left( 1 - \frac{N}{c {}_b \cdot c D \cdot \sigma_B} \right) \quad (9)$$

- ii)  $N \leq 0$  のとき

$$M_u = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot c D + 0.4 N \cdot c D \quad (10)$$

ここで、 ${}_c b$  : 柱幅、 ${}_c D$  : 柱せい、 $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度、 $a_t$  : 引張鉄筋断面積、 $\sigma_y$  : 鉄筋降伏強度、 $N$  : 柱軸力である。

また、支圧破壊耐力計算値は、鉄骨ブレースの存在を無視し、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」<sup>3)</sup>に基づいて下式より求める。

$$M_{br} = C_{br} \cdot ({}_c D - D_{br}) \quad (11)$$

$$C_{br} = \sigma_{br} \cdot b_{br} \cdot D_{br} \quad (12)$$

$$D_{br} = \beta \cdot ({}_c D / 2) \quad (13)$$

ここで、 $M_{br}$  : 支圧抵抗モーメント、 $C_{br}$  : 支圧応力ブロックの合力、 $D_{br}$  : 支圧応力ブロックの奥行き ( $\beta = 0.7$  とする)、 $\sigma_{br}$  : 支圧応力ブロックの強度 ( $= 2 \sigma_B$  とする)、 $b_{br}$  : 支圧応力ブロックの幅 (直交梁が有る場合  $1.5 {}_b b$ )、 ${}_b b$  : 梁鉄骨フランジ幅である。

式 (11) による  $M_{br}$  は、上下柱のフェイス曲げモーメントの和 ( $M_1 + M_2$ ) に対応する抵抗曲げモーメントであり、支圧破壊を防止するための条件は式 (14) で与えられる。

$$M_{br} > {}_c M_1 + {}_c M_2 \quad (14)$$

### 4.2 実験値と計算値の対応

図-5 に 3.2 節に示した方法によって実験結果から求めた上下柱のフェイス曲げモーメントの和 ( ${}_c M_1 + {}_c M_2$ ) と層



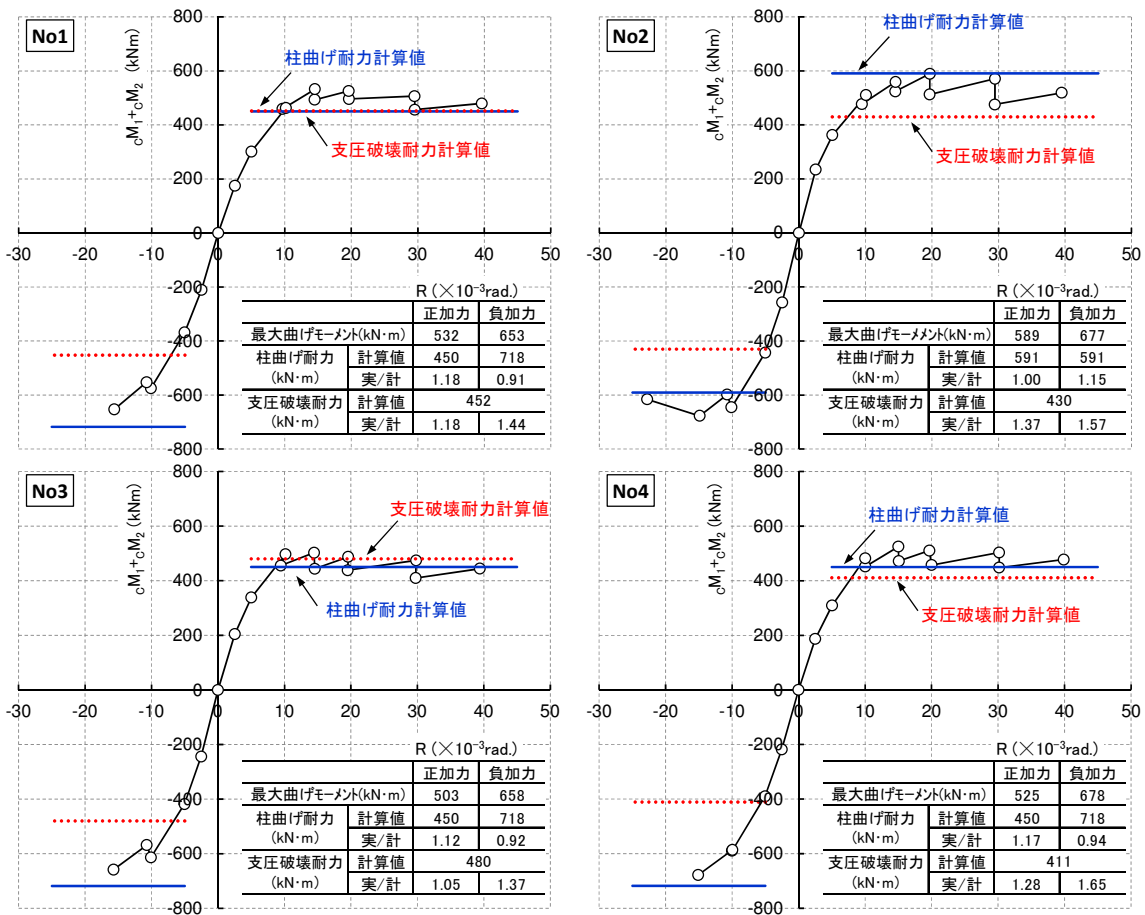


図-5 RC柱のフェイス曲げモーメントの総和と層間変形角の関係

間変形角 (R) の関係を示す。また、同図中には前節による計算耐力および計算値に対する実験値の比を併せて示す。

上柱をローラー支持した試験体 No. 1, No. 3, No. 4 では、正加力時において柱の曲げモーメントが柱曲げ耐力計算値に達した後に頭打ちとなり、負加力時では、柱曲げ耐力計算値にわずかに達していない。これらの結果は表-3において上柱主筋が未降伏であることと整合する。柱の上下端をピン支持した試験体 No. 2 では、ブレースによって生じる柱軸力が暫定的に上柱と下柱に 1/2 ずつ分配されるとして柱曲げ耐力計算値を求めている。正加力時と負加力時で実験値と計算値の対応に若干違いが認められるが、正加力時、負加力時ともにほぼ柱曲げ耐力に達する結果であった。

次に支圧破壊耐力計算値に着目する。実験値の計算値に対する比は、正加力時において 1.05 から 1.37、負加力時では 1.37 ~ 1.65 であった。負加力時ではブレースが圧縮降伏した時点で加力を終了しており、本来発揮し得る最大耐力がこれ以上であることを勘案すると、本評価による支圧破壊耐力は十分な余裕を有するものと考えられる。特に、ブレースの偏芯の有無が異なる No. 1 と No. 4 では、正加力時において柱の曲げ降伏により耐力が決定しているものの、ブレースを偏芯させた No. 4 がブレースを無偏芯とした No. 1 より実験値と計算値の比が大きいこ

と、また、両試験体とも曲げ降伏以降、安定的に耐力を維持していることから、本実験の範囲（ブレースと梁の軸心の交点が柱せい以内）であれば、ブレースの偏芯による影響は小さいと判断される。一方、No. 4 に対してさらに梁鉄骨を柱幅方向に偏芯させた No. 3 は、支圧破壊耐力計算値が No. 4 よりも高いのにも関わらず、正加力時の最大耐力は No. 4 より低くなる結果であった。

## 5. まとめ

鉄骨ブレースを取り付けた柱 RC 梁 S の部分架構実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 各試験体では、正加力時に柱曲げ降伏耐力に達したが、いずれも日本建築学会「鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工」に基づく支圧破壊耐力計算値以上の耐力を発揮した。
- ブレースを偏芯させて取り付けた試験体 (No. 4) は、ブレースの偏芯がない試験体 (No. 1) と同等の耐力、変形性状を示しており、ブレースと梁の軸心の交点が柱せいの範囲であれば、ブレースの偏芯が支圧破壊耐力に及ぼす影響は小さいと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 福原武史, 宮内靖昌, 菅谷公彦, 宮下昭広, 上村昌之:  
偏芯ブレースが柱 RC 梁 S 接合部の耐震性能に及ぼす影響  
に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集,  
pp1123-1124, 2009. 8
- 2) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性  
能 (1990), 1990. 10
- 3) 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

---

---

Tests on RC Columns and Steel Beam Frames with a Steel Brace

Taku TABATA, Toshiro MAKITA, Takayuki ITO and Kouichi UCHIDA

To improve earthquake-resistant performance, using a steel brace is standard practice in mixed structures composed of reinforced concrete columns and steel beams. The steel brace reduces the shear stress of the beam-column joint. However, eccentric moment by the steel brace is a factor in promoting failure of the lever mechanism. Partial frame tests were carried out on a mixed structure with a steel brace. The results obtained suggest that the influence of eccentric moment on promoting failure in the structure was small, so long as the cross point of the steel brace and the steel beam is delivered to the range of the column depth. The equations proposed by AIJ for the failure strength of the lever mechanism evaluated the test results enough safely.