

# 柱梁接合部に高強度コンクリートを用いた柱 RC 梁 S 接合部の実験的研究

細井 泰行\* 富田 祐介\*

## 要 旨

柱 RC 梁 S 構法は、梁に軽量で大スパンにも対応できる S 造を用い、柱には安価で剛性の高い RC 造を用いることで、従来の S 造や RC 造よりも合理的な設計が可能となり、コスト低減が期待できる。S 造に比べ鉄骨量を半分程度におさえることができるため、鋼材単価の影響を受けにくく、材料単価の変動に応じて最適な提案を行うことが可能となる。そこで、RC 柱と S 梁からなる複合構造の柱梁接合部の基本性状を把握することを目的として部分架構実験を行い、その実験結果について報告する。

本構法の特徴としては、S 梁は柱梁接合部内を貫通し、また、柱梁接合部はふさぎ板で覆い、せん断補強筋は用いない。また、柱と柱梁接合部のコンクリート強度の打ち分けを行い、柱梁接合部には 100N/mm<sup>2</sup> の超高強度コンクリートを使用することができる。

## 1. まえがき

本構法は RC 柱と S 梁からなる複合構造であり、主な特徴は、柱梁接合部に 100N/mm<sup>2</sup> の高強度コンクリートを使用し、柱と柱梁接合部のコンクリート強度の打ち分けが可能なことである。本構法の柱梁接合部の基本性状を把握することを目的として、部分架構実験を行った。

## 2. 柱梁接合部の支圧耐力とせん断耐力の評価

### 2.1 試験体概要

表-1 に試験体諸元、表-2~4 にそれぞれ、コンクリート、鋼材、鉄筋の材料試験結果、図-1 に No.1 の試験体形状、配筋状況を示す。試験体は柱梁接合部を含む縮尺約 1/3 の十字形部分架構であり、S 梁の曲げ破壊が先行することを想定した試験体が 1 体(No.1)、接合部のせん断破壊が先行することを想定した試験体が 2 体(No.2, No.3)、接合部の支圧破壊が先行することを想定した試験体が 3 体(No.4~No.6)である。

柱と柱梁接合部に強度の異なるコンクリートを用いる試験体は、梁フランジ面から打継ぎ面までの距離を梁幅の約 1/3 とし、No.1~No.3 は 45mm、No.4~No.6 は 35mm とした。

### 2.2 実験方法

十字形試験体の加力は実際の建物の柱内法高さ中央が反曲点となるようにピン機構として支持させ、一定軸力下で、左右の梁部材の反曲点位置に地震時と同じ応力が作用するように正負交番繰返し载荷とした。梁の加力には、1000kN 油圧ジャッキを用いた。

加力サイクルは、1/800、1/400rad.を 1 回、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33、1/25rad.を各 2 回とした。

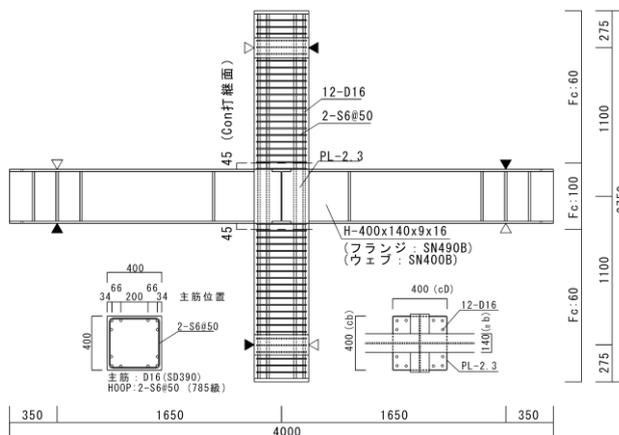


図-1 試験体形状・配筋

表-1 試験体一覧

試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
想定破壊形式	梁曲げ	接合部せん断		接合部支圧		
B×D(mm)	400×400					
主筋	12-D16 (SD390)	16-D22 (SD490)				
pt(%)	0.75	1.94				
帯筋	2-S6@50 (KSS785)	6-S6@40 (KSS785)	6-S6@50 (KSS785)	6-S6@40 (KSS785)	2-S6@50 (KSS785)	4-S6@50 (KSS785)
pw(%)	0.32	1.2	0.96	1.2	0.32	0.64
Fc(N/mm <sup>2</sup> )	60	60	36	60	60	36
接合部	Fc(N/mm <sup>2</sup> )	100	100	60	100	60
ふさぎ板	t=2.3 (SS400) ふさぎ板の外側の折曲半径: 3.5t					
軸力比	0.17					
梁せい(mm)	400					
梁幅(mm)	140			100		
ウェブ	t=9 (SN400B)			t=25 (SN490B)		
フランジ	t=16 (SN490B)	t=36 (SN490B)		t=40 (SN490B)		

\*技術研究所 建築技術開発部

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )			ヤング係数(kN/mm <sup>2</sup> )			割裂強度(N/mm <sup>2</sup> )		
	下柱	接合部	上柱	下柱	接合部	上柱	下柱	接合部	上柱
No.1	63.0	102.8	62.6	37.1	41.1	36.1	4.17	5.64	3.37
No.2	60.8	98.3	61.6	34.0	40.2	34.5	3.82	4.63	3.82
No.3	38.1	58.6	37.1	31.7	34.3	30.4	3.05	3.80	2.94
No.4	62.5	106.0	64.6	34.1	42.9	37.7	3.99	5.61	3.61
No.5	67.4			34.3			3.02		
No.6	41.1	65.9	40.9	31.0	35.5	31.1	2.99	3.94	3.17

表-3 鋼材の引張試験結果

種類	材質	部位	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	伸び率(%)
PL-2.3	SS400	ふさぎ板	333.1	420.2	40.1
PL-9	SN400B	ウェブ	294.7	443.9	44.8
PL-16	SN490B	フランジ	363.8	538.7	49.7
PL-25	SN490B	ウェブ	333.9	571.3	27.4
PL-36	SN490B	フランジ	331.7	512.5	29.7
PL-40	SN490B	フランジ	315.3	519.7	29.1

表-4 鉄筋の引張試験結果

種類	材質	部位	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	伸び率(%)
S6	KSS785	帯筋	912.4	1127.9	11.7
D16	SD390	柱主筋	426.8	610	22.6
D22	SD490	柱主筋	532.7	707.6	17.4

2.3 コンクリート打継ぎ面の支圧破壊の確認方法

梁フランジから受ける支圧応力は、柱の打継ぎ面では梁フランジ面より小さくなるが、柱に柱梁接合部より低い強度のコンクリートを用いる場合、コンクリート強度も小さくなるため、梁フランジ面より先に、打継ぎ面で支圧破壊を生じる可能性がある。そこで、支圧応力が図-2のように、梁のフランジ面から45°の方向に広がると仮定し、支圧応力度・支圧力強度について、打継ぎ面と梁フランジ面を比較する。

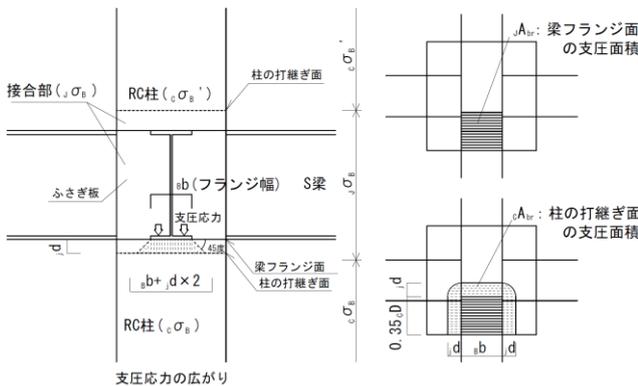


図-2 支圧応力の分布

1) 打継ぎ面の支圧応力度の減少の割合

支圧応力は打継ぎ面と梁フランジ面の支圧面積の割合に応じて減少するため、減少の割合は(1)式となる。

$$\alpha_{br1} = J A_{br} / c A_{br} \quad (1)$$

$$J A_{br} = (0.35 \cdot c \cdot D) \times b \cdot b, \quad c A_{br} = J A_{br} + J d \times (0.7 \cdot c \cdot D + b) + \pi \times J d^2 / 2$$

ここに、 $\alpha_{br1}$ :支圧応力の減少の割合、 $J A_{br}$ 、 $c A_{br}$ :フランジ面、打継ぎ面の支圧面積、 $c \cdot D$ :柱せい、 $b$ :梁幅、 $J d$ :梁フランジ面から、柱の打継ぎ面までの距離

2) 打継ぎ面の支圧強度の減少の割合

コンクリート強度、柱断面面積に対する支圧面積の割合、載荷面の偏心量の違いにより、打継ぎ面の必要支圧強度は梁フランジ面の支圧強度よりも減少する。

既往研究より、偏心荷重を受ける場合の支圧強度は、(2)式で表すこととした。<sup>1), 2)</sup> により、偏心載荷重をうける場合の支圧強度は、(2)式で表されることとした。したがって、フランジ面の支圧強度に対する打継ぎ面の支圧強度の割合は、(4)式となる。なお、 $c \beta_e / J \beta_e$ は1以上となるため、 $c \beta_e / J \beta_e = 1$ とすると、(5)式になる。

$$\sigma_{br} = \beta_e \cdot \sqrt{\frac{c A}{A_{br}}} \cdot 5.06 \cdot \sigma_B^{0.57} \quad (2)$$

$$\beta_e = 2.36 \left[ 0.83 - \left( \frac{e}{c} - \frac{e_D}{c} \right)^2 \right]^{1/2} - 0.94 \left( \frac{e}{c} + \frac{e_D}{c} \right) - 1.15 \quad (3)$$

$$\alpha_{br2} = \frac{c \sigma_{br}}{J \sigma_{br}} = \frac{c \beta_e}{J \beta_e} \times \sqrt{\frac{J A_{br}}{c A_{br}}} \times \frac{c \sigma_B^{0.57}}{J \sigma_B^{0.57}} \quad (4)$$

$$\Rightarrow \alpha_{br2} = \sqrt{\frac{J A_{br}}{c A_{br}}} \times \frac{c \sigma_B^{0.57}}{J \sigma_B^{0.57}} \quad (5)$$

ここに、 $\sigma_{br}$ :支圧強度、 $c A$ :柱の断面面積、 $A_{br}$ :支圧面積、 $e$ 、 $e_D$ :それぞれ、載荷面の柱せい、柱幅方向の偏心量(図3参照)、 $c$ :柱幅、 $\alpha_{br2}$ :支圧強度の減少の割合、 $J \sigma_{br}$ 、 $c \sigma_{br}$ :それぞれ、フランジ面、打継ぎ面の支圧強度、 $\sigma_{br}$ 、 $c \sigma_{br}$ :それぞれ、フランジ面、打継ぎ面のコンクリート圧縮強度、 $\beta_e$ :載荷面の偏心による支圧強度の低減の割合、 $c \beta_e$ 、 $J \beta_e$ :それぞれ、フランジ面、打継ぎ面の  $\beta_e$ 。

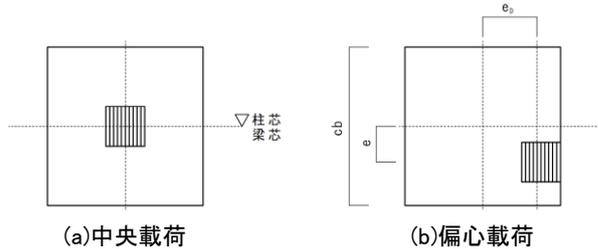


図-3 中央載荷と偏心載荷

3) コンクリート打継ぎ面における支圧破壊の判定

式(1)~式(5)より、梁フランジ面に対して、打継ぎ面の支圧応力は  $\alpha_{br1}$  倍、コンクリート強度を考慮した支圧強度は  $\alpha_{br2}$  倍となるため、(6)式に示す係数  $\alpha_{br}$  が1以下の場合には、打

継ぎ面で支圧破壊を生じる可能性がある。打ち継ぎ部がある試験体について、No.1, No.2, No.3 は  $\alpha_{br}=1.09$ , No.4, No.6 は  $\alpha_{br}=1.08$  である。

$$\alpha_{br} = \alpha_{br2} / \alpha_{br1} \quad (6)$$

ここに、 $\alpha_{br}$ : 柱の打ち継ぎ面での支圧強度の判定

#### 4) 梁下打ち継ぎ部の圧壊の状況

梁下の圧壊の状況を写真-1、2に示す。いずれも、打ち継ぎ部で柱のコンクリートが、梁フランジ直下のコンクリートより先行して支圧破壊することはなく、材料強度設定の妥当性が確認できた。



写真-1 No.4(R=1/50rad.) 写真-2 No.6(R=1/100rad.)

## 2.4 破壊性状

図-4に各試験体の柱せん断力-層間変形角関係を示す。No.1では、R=1/67rad.のサイクルで梁フランジが降伏し、R=1/50rad.のサイクルで梁が全塑性化した。梁が全塑性化した  $Q_c=409.9\text{kN}$  のときには、柱端部に曲げひび割れが見られる程度であったが、その後、梁フランジのひずみ硬化により  $Q_c$  が増大し、R=1/33rad.のサイクルで柱の全ての主筋が降伏した。柱主筋の降伏の影響があり、荷重変形曲線は履歴面積が鉄骨系のものよりも小さくなったが、柱梁接合部に大きな損傷は見られなかった。

No.2 では、R=1/100rad.のサイクルで柱梁接合部のウェブおよびふさぎ板が降伏し、梁フランジよりも先行して降伏した。次の R=1/67rad.サイクルで梁のフランジが降伏し、梁フランジ面のコンクリートに圧壊が認められたが、その後、圧壊に進展はなかった。R=1/33rad.のサイクルで最大耐力となり、破壊形式は柱梁接合部せん断破壊となった。なお、No.3 は No.2 と同様の破壊性状を示した。

No.4 では、R=1/100rad.のサイクルで梁フランジが降伏したが、その後の荷重でも梁フランジの全塑性化には至らなかった。R=1/67rad.のサイクルでふさぎ板に降伏が発生し、R=1/50rad.のサイクルで梁下のコンクリートに圧壊が見られた。その後、この圧壊が進展し柱梁接合部の支圧破壊により R=1/33rad.で最大耐力となった。

No.5 は、No.4 よりも柱梁接合部のコンクリート強度が低いため柱梁接合部の近傍のコンクリートの圧壊が No.4 よりも早

い R=1/67rad.のサイクルで発生し、このサイクルで最大耐力を示した。以後、変形の増大に伴い荷重が徐々に低下した。

No.6 の柱梁接合部のコンクリート強度は、No.5 と同じであるが、梁フランジ面におけるコンクリートの圧壊は R=1/100rad.のサイクルで発生した。ただし、No.5 と異なり R=1/33rad.で最大耐力を示した。

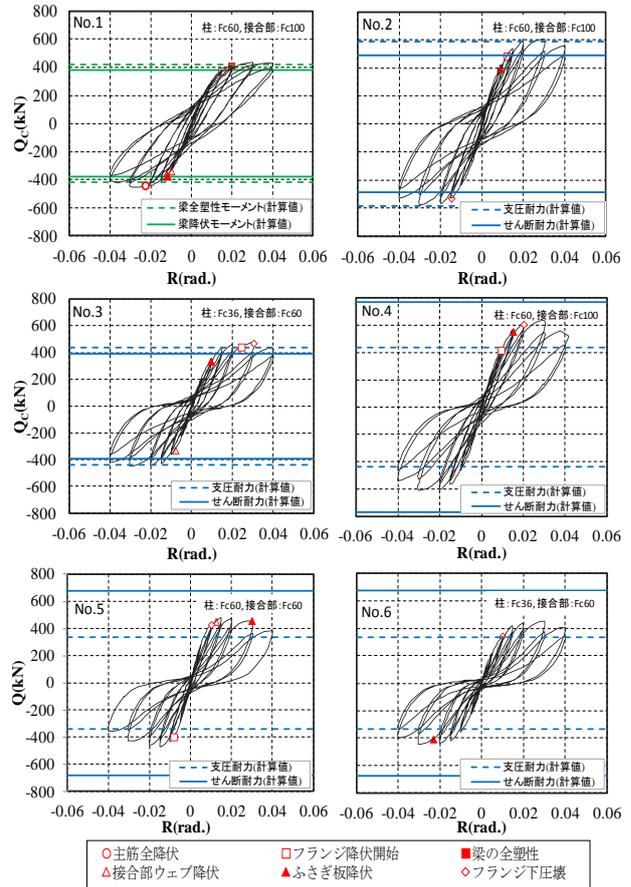


図-4 柱せん断力-層間変形角関係

## 2.5 最大耐力と計算値の比較

実験結果と計算値の比較を表-5に示す。表-5の終局耐力の計算値は、それぞれ、柱終局曲げモーメント時、梁の全塑性曲げモーメント時、柱梁接合部のせん断耐力時、柱梁接合部の支圧耐力時における柱のせん断力を求め、実験値と比較した。柱梁接合部のせん断破壊を想定した No.2, No.3 は、(実験値/計算値)が 1.2 以上となった。また、柱梁接合部の支圧破壊を想定した No.4, No.5, No.6 は、(実験値/計算値)が 1.35 以上となり、いずれも、計算値が実験値を上回った。また、梁曲げ降伏を想定した No.1 については、(実験値/計算値)が 1.08 となり、ほぼ、計算値どおりの実験結果となった。なお、柱梁接合部のせん断耐力、支圧耐力の終局耐力の計算値は、それぞれ(2a)式、(4a)式を修正した(2b)式、(4b)式を用いて求めた。

表-5 実験結果と計算値の比較

試験体	終局耐力(計算値)(kN)					実験値(kN)	実験値/計算値
	柱終局曲げ <sup>※1</sup>	梁曲げ全塑性	接合部せん断 <sup>※2</sup>	接合部支圧 <sup>※3</sup>	計算値 <sup>※4</sup>		
No.1	468	417	527	604	417	451	1.08
No.2	789	703	488	587	488	610	1.25
No.3	669	703	391	437	391	472	1.21
No.4	791	691	770	438	438	635	1.45
No.5	795	691	679	338	338	480	1.42
No.6	668	691	675	334	334	452	1.35

※1:  $0.9 \cdot \sigma_y \cdot d$ , ※2: (1)/(2)/(3b)式, ※3: (4)/(5)/(6b)式  
 ※4: 柱梁接合部せん断耐力, 支圧耐力, 梁全塑性曲げ耐力, 柱曲げ耐力のうち, 最も小さい計算値

## 2.6 高強度コンクリートを使用した柱梁接合部耐力

### 1) 柱梁接合部のせん断耐力

柱梁接合部の終局せん断耐力式は、日米ガイドラインに示されるせん断耐力算定式(7)式および(8a)式を準用した。<sup>3)</sup> 高強度コンクリートを用いた場合には、計算値がせん断耐力を過大評価する傾向にあるため文献<sup>4)</sup>を参考に、コンクリートのせん断強度基準値を(8b)式に修正し、(7)式によりせん断耐力を算出することとした。

$${}_j M_{Us} = {}_p Q_U \times {}_s b \cdot d \quad (7)$$

$${}_p Q_U = 0.9 \times A_w \times {}_w \sigma_y / \sqrt{3} + 0.5 \times A_f \times {}_f \sigma_y / \sqrt{3} + 0.4 \times ({}_c b \times {}_c D) \times ({}_j \tau_U \times {}_j \delta / 3)$$

$${}_j \tau_U = 0.3 \times \sigma_B \quad (\text{日米ガイドライン式}) \quad (8a)$$

$${}_j \tau_U = \min(0.3 \times \sigma_B, 0.9 \times \sigma_B^{0.7}) \quad (\text{提案式}) \quad (8b)$$

ここに、 ${}_j M_{Us}$ : 柱梁接合部のせん断耐力をモーメントに換算した値、 $A_w$ : ウェブの断面積、 ${}_w \sigma_y$ : ウェブの降伏応力度、 $A_f$ : ふさぎ板の断面積(両側)、 ${}_f \sigma_y$ : ふさぎ板の降伏応力度、 $b$ : 柱幅、 $D$ : 柱せい、 ${}_j \delta$ : 形状係数(十字形=3)、 ${}_j \tau_U$ : コンクリートのせん断強度の基準値、 $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度、 ${}_s b \cdot d$ : 梁の上下フランジ重心間距離

既往の実験の柱梁接合部のせん断耐力の(実験値/計算値)とコンクリートの圧縮強度の関係について、日米ガイドライン式より求めたものを図-5(a)に、本提案式により得たものを図-5(b)に示す。日米ガイドライン式においては、柱梁接合部のコンクリート圧縮強度の増大に伴い、(実験値/計算値)は低下する傾向があるが、提案式では安全側に評価できる。

なお、せん断強度の基準値は、日米ガイドライン式の(7a)式と提案式(7b)式では、 $\sigma_B \geq 40 \text{N/mm}^2$  で修正式の方が小さな値となり、 $\sigma_B = 100 \text{N/mm}^2$  で、16%低減される。

### 2) 柱梁接合部の支圧耐力

(8)式、(8a)式は文献<sup>5)</sup>に示される柱梁接合部の支圧耐力算定式(以下、学会 RCS 式)を示す。高強度コンクリートを用いた場合には、せん断耐力の場合と同様に、計算値がせん断耐力を過大評価する傾向にあり、文献<sup>1)</sup>の支圧算定式を用い、コンクリートの支圧強度を(8a)式から(9b)式に修正し、提案式とした。

$${}_j M_{Ubr} = l' / l \times C_n ({}_c D - D_{br}) \quad (8)$$

$$D_{br} = 0.7 \times ({}_c D / 2), \quad C_n = \sigma_{br} \times b_{br} \times D_{br}$$

$$\sigma_{br} = 2 \times \sigma_B \quad (\text{学会 RCS 式}) \quad (9a)$$

$$\sigma_{br} = 2 \times \min(\sigma_B, 5.06 \cdot \sigma_B^{0.57}) \quad (\text{提案式}) \quad (9b)$$

ここに、 ${}_j M_{Ubr}$ : 柱梁接合部の支圧耐力をモーメントに換算した値、 $l$ : 梁スパン、 $l'$ : 梁の内のリスパン、 $C_n$ : 応力ブロックの合力、 $\sigma_{br}$ : 支圧強度、 $b_{br}$ : 応力ブロック幅、 $D_{br}$ : 支圧応力ブロックの奥行き

既往の実験の柱梁接合部の支圧耐力の(実験値/計算値)とコンクリートの圧縮強度の関係について、学会 RCS 式より求めた計算値に基づいたものを図-6(a)に、本提案式により得たものを図-6(b)に示す。学会 RCS 式では、柱梁接合部のコンクリート圧縮強度の増大に伴い、(実験値/計算値)は低下する傾向が認められるが、提案式により、安全側に評価できる。なお、支圧強度は、学会 RCS 式の(9a)式と提案式の(9b)式では、 $\sigma_B \geq 45 \text{N/mm}^2$  で提案式の方が小さな値となり、 $\sigma_B = 100 \text{N/mm}^2$  で、図-5よりせん断強度の基準値が 30%低減されることが分かる。

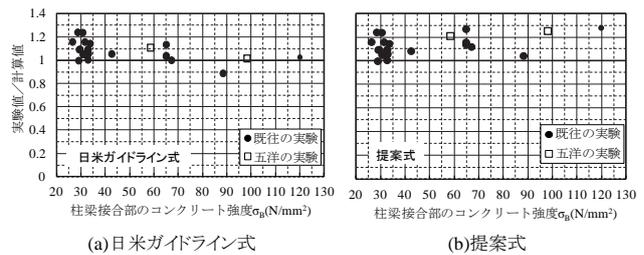


図-5 せん断耐力の(実験値/計算値)と $\sigma_B$ の関係

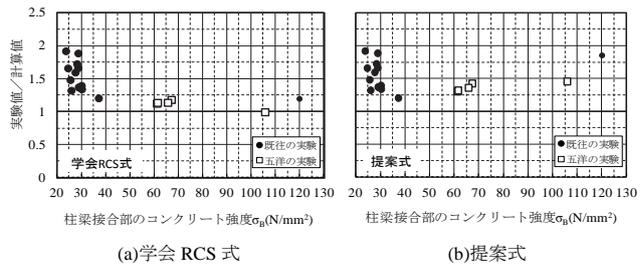


図-6 支圧耐力の(実験値/計算値)と $\sigma_B$ の関係

## 3. 鉄骨ブレース付柱梁接合部の耐力評価

### 3.1 試験体概要

表-6 に試験体諸元、図-7に部分架構試験体の形状を示す。試験体は柱梁接合部を含む部分架構試験体であり、柱梁の部材芯の交点とブレースの軸心を合わせた試験体 No.7(図-8(a)) とブレースの軸心を 50mm 偏心させた No.8(図-8(b)) の 2 体である。また、表-7~9 にコンクリート、鋼材、鉄筋の材料試験結果を示す。

表-6 試験体一覧

試験体	No.7	No.8	
ブレース偏心	無	有	
柱	Bc×Dc(mm)	400×400	
	主筋	16-D22 (SD490) pt=1.94%	
	帯筋	4-K6@50 (KSS785) pw=0.64%	
	Fc(N/mm <sup>2</sup> )	60	
接合部	Fc(N/mm <sup>2</sup> )	60	
	ふさぎ板	t=2.3(SS400)	
軸力比	0		
梁	BH-400x140x9x16(SN490B)		
ブレース	BH-100x100x9x12(SN400B)		

表-7 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.7	63.5	35.8	4.02
No.8	66.3	35.8	4.16

表-8 鋼材の引張試験結果

種類	材質	部位	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)
PL-2.3	SS400	ふさぎ板	298.4	417.8	37.0
PL-9	SN400B	ブレース	320.2	442.6	30.0
PL-9	SN490B	ウェブ	366.2	537.1	25.0
PL-12	SN400B	ブレース	266.0	404.6	32.2
PL-16	SN490B	フランジ	405.0	544.2	24.8

表-9 鉄筋の引張試験結果

種類	材質	部位	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)
S6	KSS785	帯筋	969.5	1148.2	9.6
D22	SD490	柱主筋	535.2	700.9	19.0

### 3.2 実験方法

図-9にブレース試験体の加力装置を示す。試験体の上下には剛性の高い治具を設け、その両側を上下にピン機構を有する500kN油圧ジャッキで固定する。この上下治具と2本の油圧ジャッキで加力フレームを構成し、上側治具の重心を1000kN油圧ジャッキ2本で、水平方向に加力する。なお、500kN油圧ジャッキは加力時には油圧弁を締め、油圧ジャッキの伸縮がないようにした。試験体の上下柱の反曲点位置にはピン機構を有する治具を取り付け、梁の反極点位置には上下方向の変形を拘束し、回転や水平方向には非拘束の治具を取り付ける。加力の制御は、上側治具の水平変位を制御し、加力サイクルは、1/3200rad.を1回、1/1600rad., 1/800rad., 1/400rad., 1/200rad., 1/100rad., 1/67rad., 1/50rad., 1/33rad.を各2回の繰り返し载荷とした。

### 3.3 実験結果

層せん断力 Q-層間変形角 R 関係を図-10に示す。No.7は左右の500kN油圧ジャッキの荷重が600kNを超えた

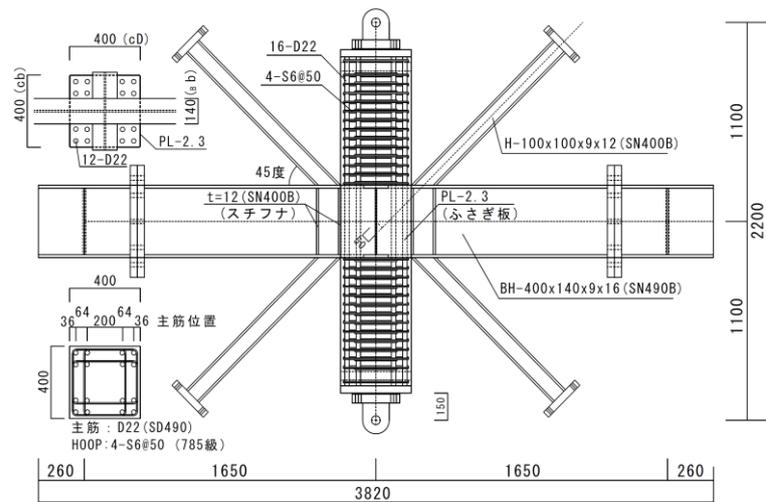


図-7 試験体形状・配筋

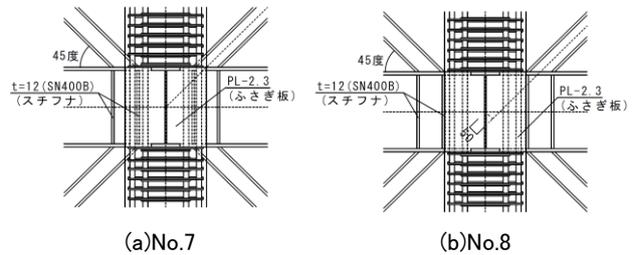


図-8 柱梁接合部の形状

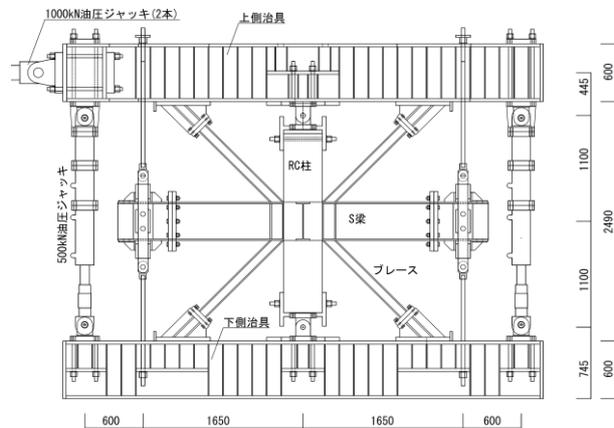


図-9 ブレース試験体の加力装置の概要

ため 1/44rad.までの加力で終了した。ブレースは、いずれの試験体も R=1/100rad.のサイクルで4方向すべてのブレースが降伏し、R=1/100rad.のピーク時には、座屈により圧縮側のブレースの中央が5mm程度面外方向に変形した。面外方向への変形と圧縮ブレースの全断面降伏はほぼ同時であり、圧縮側のブレースと引張側のブレースの降伏軸力もほぼ同じであった。なお、両試験体とも柱梁接合部のせん断破壊、支圧破壊による耐力低下は見られず、安定した履歴性状を示した。

載荷終了時の梁下コンクリートの圧壊の状況を写真1に示す。No.7 は梁フランジ面の上下に支圧応力による圧壊は見られなかったが、No.8 では、R=1/66rad.で梁下のコンクリートに圧壊が見られ、R=1/50rad.からコンクリートの圧壊が進展した。どちらの試験体も、柱梁接合部のせん断耐力を大きく上回った。なお、柱梁接合部のせん断耐力、支圧耐力の計算値は(6)式、(8)式より求めた。

ブレースの軸力を考慮せず、梁のせん断力から求めた柱梁接合部のせん断応力(実験値)とせん断耐力(計算値)の比較を表-10に示す。(実験値/計算値)はそれぞれ 1.05、1.03となっている。ここで、梁のせん断力は、梁の反曲点を拘束するPC 鋼棒に貼付したひずみゲージより求めた。

ブレースの軸力が柱梁接合部のせん断力を増加する方向にあれば、柱梁接合部のせん断応力は、更に大きくなるが、試験体はせん断破壊しておらず、ブレースの軸力が、せん断応力を緩和する方向にあることがわかる。

支圧耐力((8)式)と、ブレースの偏心により生じる偏心モーメントの影響を考慮した梁接合部の支圧応力((10)式)の比較を表-11に示す。(10)式において、梁のせん断力はPC 鋼棒のひずみより算出し、ブレースの軸力はブレースに貼付したひずみ計測結果より求めた。両試験体ともに、R=1/44rad.のときに柱梁接合部の支圧応力((10)式)が支圧耐力(前報提案式)を超えている。なお、No.7, No.8のQc-R関係の比較を図-11に示す。No.8はR=1/66rad.で、梁下のコンクリートに圧壊が見られるが、R=1/44rad.まで、No.7と同じ履歴を示しており、R=1/44rad.まで支圧破壊に起因する耐力低下は生じていないことがわかる。

$${}_jM_D = \frac{h'}{h} \times \sum {}_B M_u + \frac{h'}{h} \times \frac{l'}{l} \cdot e \sum ({}_{BR} T_i + {}_{BR} C_i) \quad (10)$$

ここに、 ${}_jM_D$ : 柱梁接合部に作用する力のモーメント表示値、h: 層高、 $h'$ : 柱の内のり高さ、l: 梁スパン、 $l'$ : 梁の内のりスパン、e: ブレースの偏心量、 ${}_{BR} T_i$ 、 ${}_{BR} C_i$ : ブレースの軸力(e,  ${}_{BR} T_i$ ,  ${}_{BR} C_i$ は図6参照)

表-10 柱梁接合部のせん断応力とせん断耐力の比較

試験体名		No.7	No.8
層間変形角 (rad.) R		R=1/44rad.	R=1/33rad.
柱梁接合部のせん断応力(実験値)*1 (ブレースは考慮せず) (kN)	${}_P Q_{h1}$	1,963.1	1,957.2
柱梁接合部のせん断耐力(計算値) (kN)	${}_P Q_{i1}$	1,870.0	1,901.5
実験値( ${}_P Q_{h1}$ ) / 計算値( ${}_P Q_{i1}$ )		1.05	1.03

\*1  ${}_P Q_{h1} = h' / h * ({}_B M_{u1} + {}_B M_{u2}) / {}_{sBd}$  (梁Qiは実験のひずみより算出)

表-11 柱梁接合部の支圧応力と支圧耐力の比較

試験体名		No.7	No.8	No.8
層間変形角 (rad.) R		R=1/44rad.	R=1/44rad.	R=1/33rad.
柱梁接合部の支圧応力(実験値)*2 (ブレースを考慮せず) (kNm)	${}_j M_{D1}$	753.8	650.0	751.6
柱梁接合部の支圧応力(実験値)*3 (ブレースを考慮) (kNm)	${}_j M_D$	753.8	758.5	860.0
柱梁接合部の支圧耐力(計算値) (kNm)	${}_j M_{uB}$	724.4	742.4	742.4
実験値( ${}_j M_{D1}$ ) / 計算値( ${}_j M_{uB}$ )		1.04	0.88	1.01
実験値( ${}_j M_D$ ) / 計算値( ${}_j M_{uB}$ )		1.04	1.02	1.16

\*2  ${}_j M_{D1} = h' / h * ({}_B M_{u1} + {}_B M_{u2})$  (梁Qiは実験のひずみより算出)  
 \*3  ${}_j M_D = h' / h * ({}_B M_{u1} + {}_B M_{u2}) + h' / h * l' / l * e * \sum (T+C)$  (梁Qiは実験のひずみより算出)

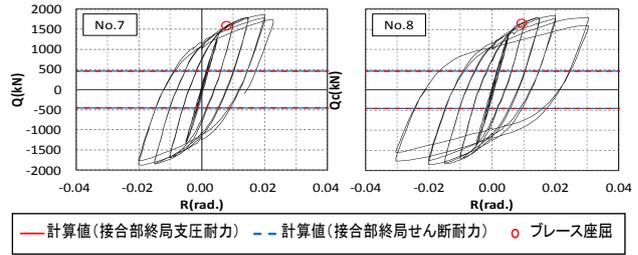
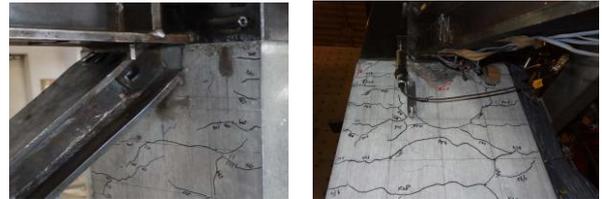


図-10 層せん断力(Q)-層間変形角(R)関係



(a) No.7(R=1/44rad.) (b) No.8(R=1/33rad.)

写真1 載荷終了時接合部

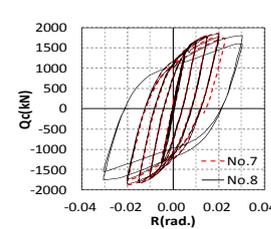


図-11 Qc-R 関係の比較

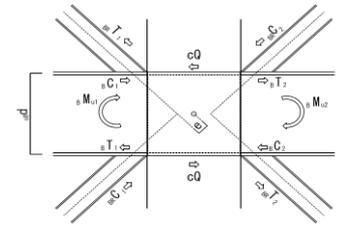


図-12 ブレースの軸力と偏心量

#### 4. まとめ

- 1) 日米ガイドライン式を準用した提案式により、柱梁接合部のせん断力を安全側に評価できる。
- 2) 学会 RCS 式を準用した提案式により、柱梁接合部の支圧力を安全側に評価できる。
- 3) ブレースの軸力はせん断応力を緩和する傾向にある。
- 4) ブレースの偏心により、柱梁接合部の支圧応力は増加する。なお、ブレースの偏心を考慮して求めた支圧応力の実験値は、柱梁接合部の支圧耐力の計算値を上回った。

#### 【参考文献】

- 1) 毛井他: 鉄骨柱から軸力を受けるコンクリート杭の支圧耐力に関する基礎的研究、日本建築学会構造系論文集、第572号、pp.111-116、2003.10
- 2) Niyogi,S.K: Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.99,No.ST7, pp.1471-1490, 1973.7
- 3) 日米共同研究成果「ハイブリッド構造に関する日米共同研究」:RCS 構造の耐震設計ガイドライン(案), pp.5-22,1998
- 4) 「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」日本建築学会, pp.245, 2008
- 5) 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, pp.63, 2001