

## 柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部に関する研究

竹中 啓之<sup>\*1</sup>

石川 勝美<sup>\*2</sup> 渡邊 秀仁<sup>\*2</sup>  
 中原 理揮<sup>\*2</sup> 稲永 英治<sup>\*2</sup>  
 濱野 輝久<sup>\*2</sup> 桑 素彦<sup>\*2</sup>  
 菊田 繁美<sup>\*1</sup> 上長三千良<sup>\*3</sup>

### 概 要

柱を鉄筋コンクリート構造、梁を鉄骨構造とした混合構造の開発を行った。梁が柱を貫通する柱梁接合部についてせん断補強筋タイプと塞ぎ板タイプの2つの補強方法を提案し、載荷実験を行い耐震性能について検討した。実験結果より以下のことが判明した。

- ① 本実験に用いた補強方法は既往の耐力式でおおむね評価できる。
- ② 梁曲げ降伏後の大変形においては、ひずみ硬化やP- $\delta$ 効果の影響が無視し得ないので注意を要する。
- ③ バンドプレートがない場合は、梁フランジの支圧の影響で柱の曲げ圧縮破壊が促進される可能性がある。

### Experimental Study on Joints of Mixed Structures Composed of Steel Beams and Reinforced Concrete Columns

Hiroyuki TAKENAKA<sup>\*1</sup> Katsumi ISHIKAWA<sup>\*2</sup>  
 Hidehito WATANABE<sup>\*2</sup> Masaki NAKAHARA<sup>\*2</sup>  
 Eiji INENAGA<sup>\*2</sup> Teruhisa HAMANO<sup>\*2</sup>  
 Motohiko KUWA<sup>\*2</sup> Shigemi KIKUTA<sup>\*1</sup>  
 Michiyoshi KAMINAGA<sup>\*3</sup>

The mixed structure of reinforced concrete columns and steel beams was developed. It proposed the two method of reinforcing the beam-column connection to which the beam penetrated through the column. One is a shear reinforcement type, and another is a covering plate type. The earthquake performance was discussed by the result of loading test. The following conclusions were obtained from the experimental results.

- ① The ultimate strength of the joints using the reinforcing methods in this paper can be estimated approximately by the already proposed formula.
- ② The influence of the strain hardening and P- $\delta$  effect on the joints strength cannot be neglected at large deformation after flexural yield of beams.
- ③ In the case of non-band plate type, there is a possibility that flexural compressive failures of columns are progressed by bearing pressure of beam flange.

<sup>\*1</sup> 戸田建設(株) 技術研究所    <sup>\*2</sup> 戸田建設(株) 構造設計部    <sup>\*3</sup> 戸田建設(株) 建築工事技術部

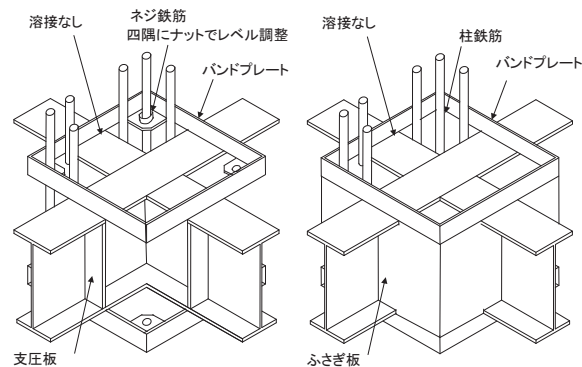
<sup>\*1</sup> Technical Research Institute, Toda Corp.    <sup>\*2</sup> Structural Engineering Dept., Toda Corp.    <sup>\*3</sup> Architectural Engineering Dept., Toda Corp.

## 柱 RC 梁 S 構造の柱梁接合部に関する研究

竹中 啓之<sup>\*1</sup> 石川 勝美<sup>\*2</sup>  
 渡邊 秀仁<sup>\*2</sup> 中原 理揮<sup>\*2</sup>  
 稲永 英治<sup>\*2</sup> 濱野 輝久<sup>\*2</sup>  
 桑 素彦<sup>\*2</sup> 菊田 繁美<sup>\*1</sup>  
 上長三千良<sup>\*3</sup>

### 1. はじめに

圧縮性能に優れた鉄筋コンクリート造(以下RC造と呼ぶ)を柱部材に、曲げやせん断に優れ、かつ軽量である鉄骨造(以下、S造と呼ぶ)を梁に用いた工法(以下、RCS工法と呼ぶ)は、合理的な工法である。しかし、異種の部材を接続する柱梁接合部は応力伝達が複雑であるため、接合部の補強としてさまざまな方法が提案されている<sup>1)</sup>。本報では、RCS工法の柱梁接合部について、ふたつの補強方法を用いた試験体を製作し、その荷重実験を行い、復元力特性、耐力、靱性能を検討した結果について述べる。



(a)シリーズ1 (b)シリーズ2

図-1 接合部概略図

### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体

試験体は、2シリーズで合計9体とした。

シリーズ1の試験体の接合部は図-1(a)に示すように梁が柱を貫通し、柱頭および柱脚をバンドプレートで補強している。バンドプレートの四隅には、主筋が貫通できる孔を設けた板が取り付けられているが、フランジ

とは溶接されていない。主筋はネジ鉄筋とし、ナットでバンドプレートのレベルを調整する。試験体は表-1に示すように十字型を4体(No.1~No.4)、ト字型(No.5)を1体の計5体とした。それぞれの試験体の破壊形

表-1 試験体一覧

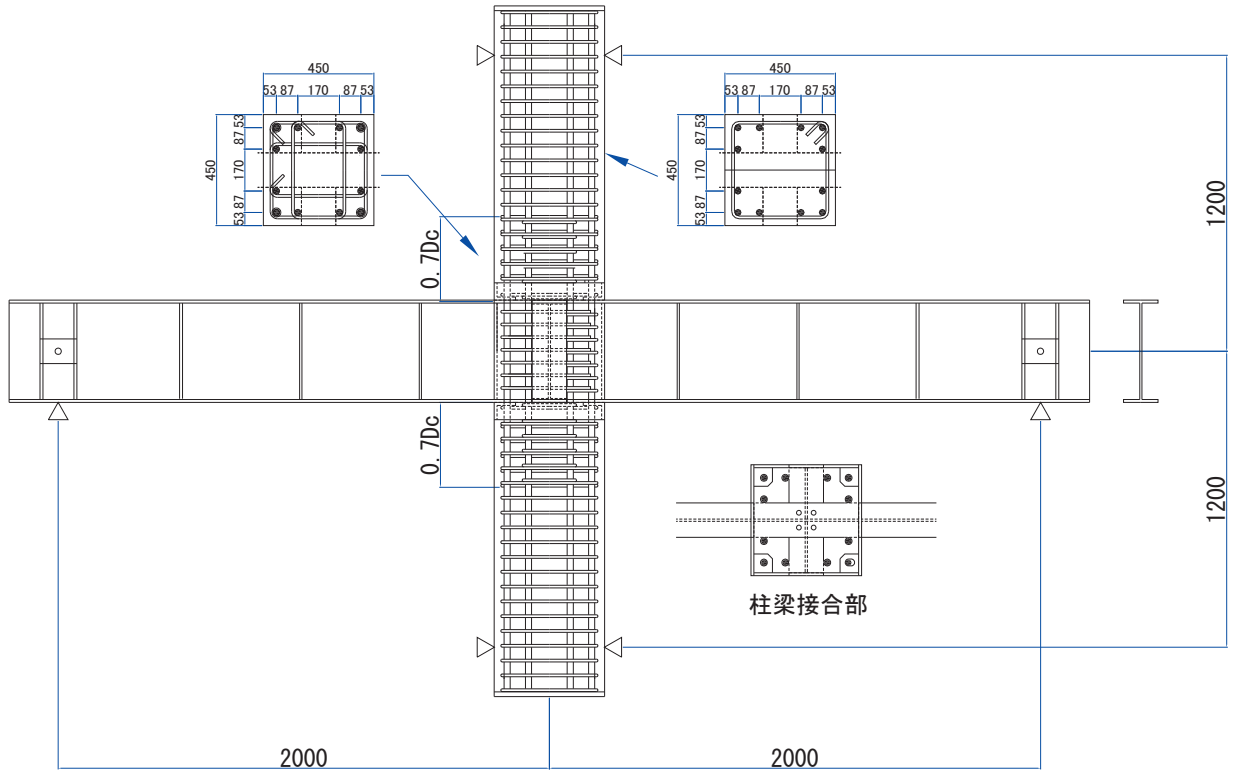
試験体		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	
柱	BxD (mm)	450x450									
	主筋	12-D22(SD390)									
	pg(%)	2.29									
	補強筋	柱頭・柱脚	4-D10@60(SD295)								
		中間	2-D10@60(SD295)								
	pw(%)	1.05(柱頭・柱脚)				0.53(中間)					
バンドプレート		70x9(柱頭・柱脚)					70x9(柱頭のみ)			-	
接合部	補強筋	2-D10@52				2-D10@58		-			
	pw(%)	0.607				0.544		-			
ふさぎ板厚さ(mm)		-					3	4.5	4.5	9	
コンクリート設計基準強度		36	30	36		60	60	36	60		
梁	BxD(mm)	140x415									
	ウェブ厚	9	6	6	16	6	6				
	フランジ厚	12	25			32	36	25	36	32	
スラブ	形状	-					厚さ 50mm (デッキプレート使用)				
	コンクリート設計基準強度	-					36				
作用軸力比*		0.2	0.25	0.2	0.2	0.05	0.15	0.15	0.2	0.15	
想定破壊モード		梁曲げ	接合部せん断	接合部せん断	接合部支圧	接合部せん断	接合部せん断	接合部せん断	梁曲げ	接合部せん断	接合部せん断

\*作用軸力比:柱断面のコンクリート強度に対する比率

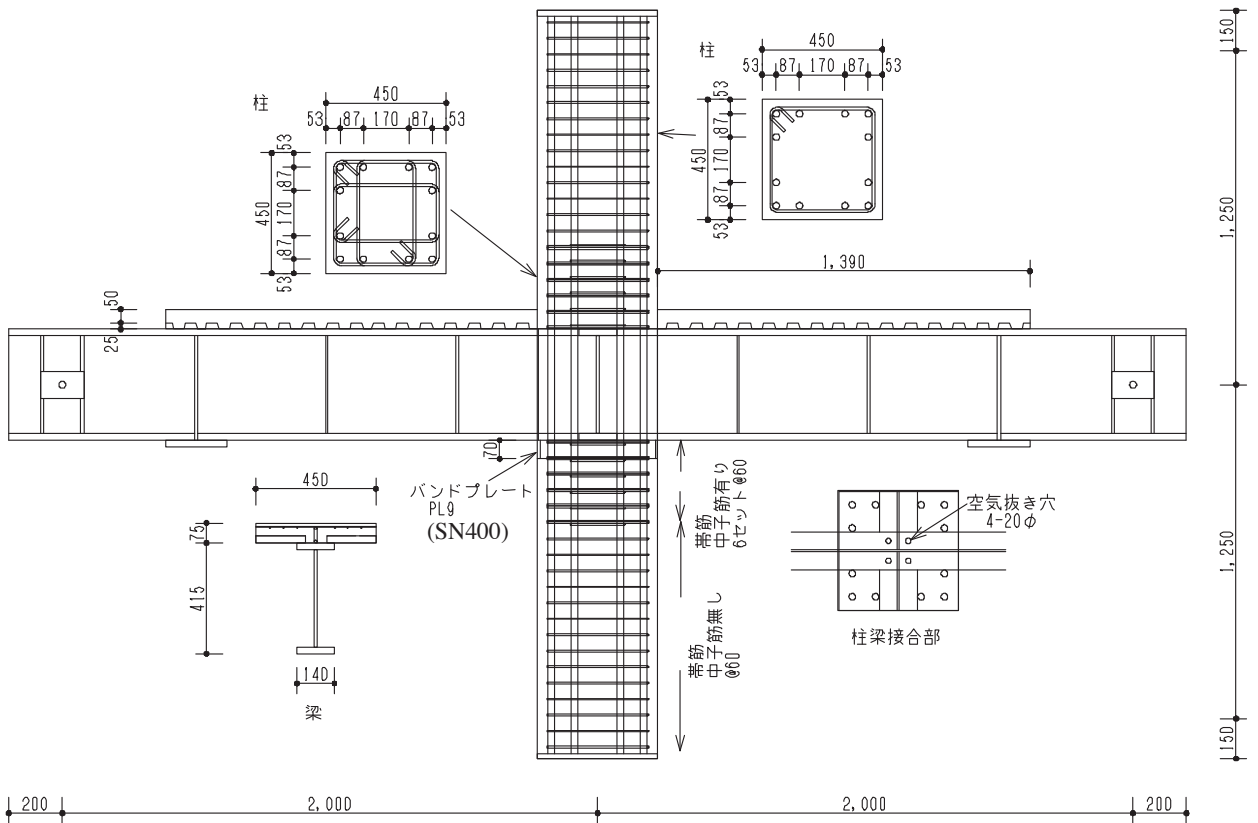
\*1 戸田建設(株) 技術研究所

\*2 戸田建設(株) 構造設計部

\*3 戸田建設(株) 建築工事技術部



(a) シリーズ 1 試験体概要 (試験体 No.1)



(b) シリーズ 2 試験体概要 (試験体 No.6)

図-2 試験体概要

式は、No.1 試験体を梁曲げ降伏、No.2、3、5 試験体を接合部せん断破壊、No.4 試験体を接合部支圧破壊に設定した。No.2とNo.3の十字型の実験変数(No.2とNo.3)はコンクリート強度である。試験体の縮尺は実大の約2/3とする。図-2(a)に十字型試験体の概要を示す。柱頭と柱脚にはバンドプレートの他に菅野ら<sup>2)</sup>に倣いフランジから0.7Dc(Dc:柱せい)の範囲のせん断補強筋に中子筋を用いてコンクリートを拘束する。

次に、シリーズ2 試験体について、接合部の概要を図-1(b)に、試験体の概要を図-2(b)に示す。シリーズ2は、シリーズ1 試験体の柱脚のバンドプレート、接合部内のせん断補強筋および支圧板を省略し、接合部をふさぎ板で覆った試験体である。シリーズ1と同様に梁が柱を貫通する縮尺約2/3の部分架構試験体を用いる。試験体は表-1のNo.6~9に示すように4体とした。No.7 試験体を、梁の曲げ降伏型を想定した基本試験体とし、No.6、8は接合部のせん断破壊型を想定し梁フランジを36mmに増厚した試験体、またNo.6ではふさぎ板を3mmに減厚、No.8では柱のコンクリート強度をFc60N/mm<sup>2</sup>からFc36に低下させた。No.9は梁フランジを32mmに増厚、ふさぎ板を9mmに増厚して梁、柱、接合部の耐力をほぼ一致させた試験体である。全試験体とも柱幅と同幅のデッキスラブを設けた。No.6~8には下柱に幅70mm、厚さ9mmのバンドプレートを設置した。シリーズ1および2に関する材料試験結果は、まとめて表-2および3に示す。

## 2.2 加力方法および载荷スケジュール

実験装置を写真-1に示す。試験体の柱脚をピン支持、梁の支点をピンローラー支持とし、柱頭に正負繰り返し漸増荷重を作用させる加力方法とする。柱には、断面のコンクリート強度に対する比で、0.05から0.25までの軸力を作用させた(表-1参照)。

加力制御は層間変形角(R)で行い、R=1/1000rad、1/400を正負各1回繰り返しした後、1/200、1/100、1/67、1/50、1/33、1/25、を正負各2回繰り返し、最後に1/20を正負1回繰り返し漸増加力を行った。

## 3. 実験結果

### 3.1 シリーズ1(ふさぎ板無し試験体)(No.1~5)

No.3 試験体とNo.4 試験体の最大耐力時の接合部のひび割れ状況を図-3に示す。No.1からNo.5は、い



写真-1 実験装置

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体 No.	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割線剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
1	34.2	32600	2.71	
2	28.4	29000	2.25	
3	34.2	32600	2.71	
4	35.4	33600	3.33	
5	35.4	33600	3.33	
6	柱	65.4	36700	3.7
	スラブ	28.1	26600	2.5
7	柱	64.1	33900	4.1
	スラブ	28.9	26400	2.8
8	柱	42.9	27400	3.3
	スラブ	30.3	25300	2.5
9	柱	65.5	34400	4.5
	スラブ	29.8	26500	2.7

表-3(a) 鋼材・鉄筋材料試験結果(シリーズ1)

鋼材・鉄筋		ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D10	SD295	—	362	514
D22	SD390	—	449	653
PL6	SS400	—	339	471
PL9	SS400	—	309	458
PL12	SS400	—	281	438
PL16	SS400	—	275	445
PL25	SS400	—	264	449
PL32	SS400	—	252	443

表-3(b) 鋼材・鉄筋材料試験結果(シリーズ2)

鋼材・鉄筋		ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
PL3	SN400	2.08	277	406
PL4.5	SN400	2.03	281	380
PL6	SN490B	2.03	423	508
PL9	SN400	2.06	313	443
PL9	SN490B	2.04	372	493
PL25	SN490B	2.04	354	533
PL32	SN490B	2.08	346	526
PL36	SN490B	2.08	345	523
D22	SD390	1.86	439	623

ずれの試験体も接合部にせん断ひび割れが発生し、梁側のバンドプレート端でかぶりコンクリートの圧壊が発生した。No.2とNo.3はせん断ひび割れの幅が大きくなって最大耐力に達した。No.4は最大耐力時に梁側の柱面にフランジのてこ作用による斜めひび割れが発生し、バンドプレート端のコンクリートの圧壊も顕著であった。

柱せん断力と層間変形角の関係を図-4.1(a)~(e)に示す。No.1は、梁がR=1/200rad.以降で降伏し、R=1/20rad.でも耐力低下のない安定した履歴特性を示

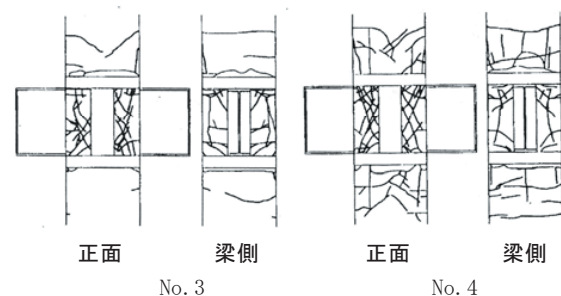


図-3 ひび割れ状況(シリーズ1 No.3, 4 試験体)

□ : 梁フランジ降伏 △ : 最大耐力

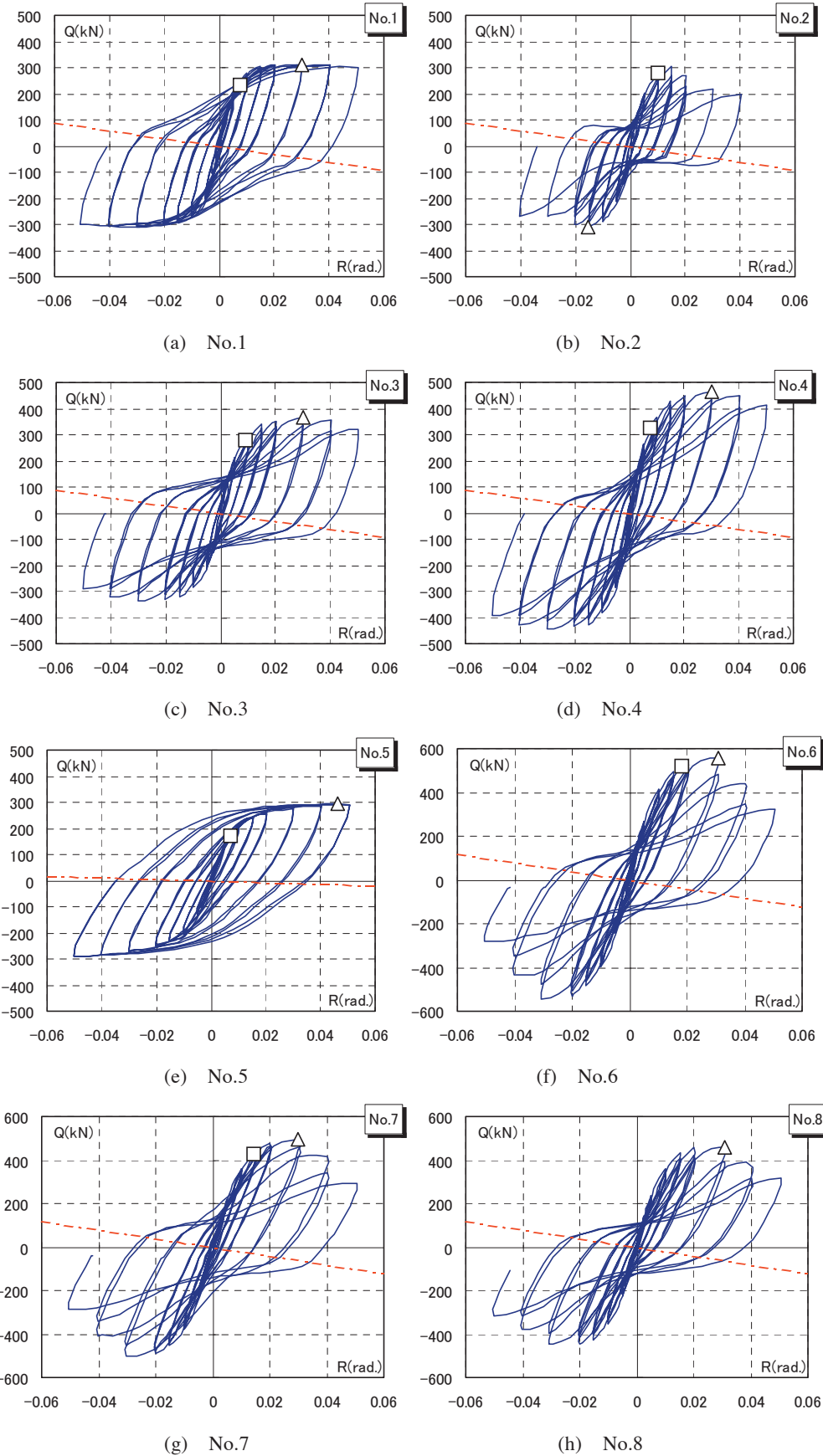
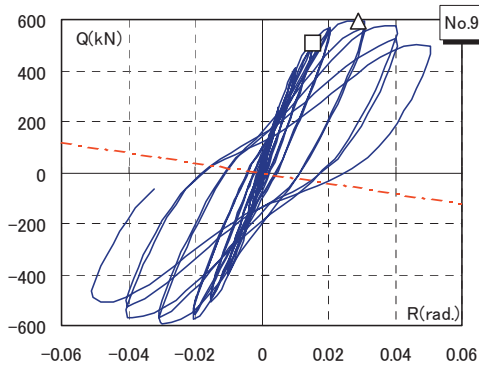


図-4.1 荷重-変形角関係



(i) No.9

図-4.2 荷重-変形関係



写真-2 破壊状況 (シリーズ2 No.6,9)

している。No.2とNo.3は $R=1/100\text{rad}$ 近傍で接合部内のウェブがせん断降伏しスリップ型の履歴特性となっている。

No.4は、梁が $R=1/100\text{rad}$ で降伏が始まり、接合部にもせん断ひび割れが発生したが、せん断ひび割れの幅はそれ以降に急激に大きくなることもなく、梁側の圧壊が顕著にあらわれスリップ型に近い履歴特性を示した。No.5は、 $R=1/100\text{rad}$ 近傍で梁の曲げ降伏が始まり、 $R=1/66\text{rad}$ で接合部内ウェブのせん断降伏が始まったが、紡錘形の履歴特性を示した。これらの結果より、各試験体の破壊モードは、No.1は梁の曲げ破壊、No.2とNo.3が接合部のせん断破壊、No.4が梁曲げ降伏後の接合部支圧破壊、No.5が梁の曲げ破壊であったと考えられる。

### 3.2 シリーズ2 (ふさぎ板試験体) (No. 6 ~ 9)

柱梁接合部がせん断破壊したRCS06と柱が曲げ圧縮破壊したRCS09の実験終了時における破壊状況を写真-2、各試験体の荷重-変形関係を図-4.1(f)~(h)お

よび4.2(i)に示す。各試験体とも柱とスラブのひび割れ発生状況はほぼ同じであった。変形角 $1/1000\text{rad}$ でスラブ上面に曲げひび割れ、 $1/200\sim 1/100\text{rad}$ で柱に曲げひび割れが発生した。RCS06,07,08の破壊状況は、変形角 $1/33\text{rad}$ で直交梁とふさぎ板の溶接部が破断し、柱梁接合部がせん断破壊した。RCS09は柱頭および柱脚の柱主筋が引張降伏した後に、コンクリートの圧壊と柱主筋の圧縮歪が拡大し柱の曲げ圧縮破壊となった。特に、下柱頭部の圧壊が激しかった。柱が曲げ圧縮破壊したRCS09は接合部がせん断破壊したRCS06,07,08に比べて、最大耐力以降の耐力低下が少なかった。

## 4. 耐力

### 4.1 耐力評価式

シリーズ1、2試験体の接合部せん断耐力、接合部支圧耐力、梁全塑性曲げ耐力、柱曲げ耐力についての計算値、および各試験体の実験時最大耐力値および破壊モード、計算値に対する実験値の割合を表-4に示す。

接合部せん断耐力計算値については参考文献1)によって、次式とした。

$$J M_U = c \tau_U \cdot c V_e + h p \cdot h \sigma_Y \cdot h V_e + w \tau_U \cdot w V_e + f \tau_U \cdot f V_e \quad (1.1)$$

$$c \tau_U = 0.3 F_c, \quad c V_e = c k \cdot 0.4 \cdot c b \cdot c D \cdot s_B d \quad (1.2-3)$$

$$w \tau_U = w \sigma_Y / \sqrt{3}, \quad w V_e = w k \cdot w t \cdot c D \cdot s_B d \quad (1.4-5)$$

$$h \tau_U = h p \cdot h \sigma_y, \quad h V_e = 0.25 \cdot c b \cdot m_c d \cdot s_B d \quad (1.6-7)$$

$$f \tau_U = f \sigma_Y / \sqrt{3}, \quad f V_e = 0.5(2 \cdot w t) \cdot c D \cdot s_B d \quad (1.8-9)$$

ただし、

$J M_U$  : モーメントに換算した柱梁接合部の終局せん断耐力、

$c \tau_U$  : コンクリートのせん断強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )、

$c V_e$  : コンクリートの有効体積、

$h p$  : せん断補強筋比 ( $= h a / (c \cdot b \cdot x)$ )、

$h a$  : ひと組のせん断補強筋断面積 ( $\text{mm}^2$ )、

$x$  : せん断補強筋の間隔 ( $\text{mm}$ )、

$h \sigma_Y$  : せん断補強筋の降伏強度、

$h V_e$  : せん断補強筋の効果を平均せん断強度で表したときに用いる有効体積、

$w \tau_U$  : 鉄骨ウェブの平均せん断強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )、

$w V_e$  : 鉄骨ウェブの有効体積、

$f \tau_U$  : ふさぎ板の平均せん断強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )、

$f V_e$  : ふさぎ板の有効体積、

$F_c$  : コンクリート設計基準強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )、

$c k$  : コンクリートの有効係数、

$w \sigma_Y$  : 鉄骨ウェブのせん断応力度、

$w k$  : 鉄骨ウェブの有効断面を示す係数 (支圧板無し: 0.8、支圧板有り: 1.0)、

$b$  : 柱幅、

$c D$  : 柱せい、

$m_c d$  : 柱の左右主筋間距離、

$s_B d$  : 梁鉄骨フランジ重心間距離、

$w t$  : 鉄骨ウェブの厚さ

接合部支圧耐力計算値については参考文献1)によつて、次式とした。

$$cQ = \frac{cM_{BR}}{h-jd} \quad (2.1)$$

$$cM_{BR} = C_n(cD - D_{BR}) \quad (2.2)$$

$$C_n = \sigma_{br} \cdot b_{br} \cdot D_{br} \quad (2.3)$$

ただし、

- cQ : 柱梁接合部が支圧耐力に達したときの柱せん断力、
- h : 層高
- jd : 柱梁接合部パネルの有効せい
- cM<sub>BR</sub> : 応力ブロックによる柱梁接合部の中心周りの抵抗モーメント
- C<sub>n</sub> : 矩形と仮定した応力ブロックの合力
- σ<sub>br</sub> : 応力ブロックの強度 (=2・σ<sub>B</sub>)
- b<sub>br</sub> : 応力ブロックの幅
- D<sub>br</sub> : 応力ブロックの奥行き (=β(cD/2)) としβ=0.7と仮定。

#### 4.2 耐力

実験値と計算値の比較を図-5に示す。シリーズ1試験体について各試験体ともに実験値は計算値を上回った。なお、各試験体の計算値は、4つの耐力計算結果(接合部せん断耐力、接合部支圧耐力、梁全塑性曲げ耐力、柱の曲げ耐力)の内、最も小さい値の耐力計算値とした。No.4試験体については、梁曲げ降伏破壊が先行して生じ、破壊モードと実験のそれと異なったが、最終状況は接合部の支圧で破壊した。

シリーズ2試験体について、全試験体とも実験値は計算値を上回っており、これらの耐力式は適切であると考えられる。No.7、9の破壊モードの計算と実験は一致しなかった。No.7では曲げ耐力と接合部せん断耐力の計算値が近似しているため、梁曲げ降伏以降の大変形で歪硬化やP-δ効果の影響で接合部がせん断破壊したものと考えられる。No.9では接合部せん断耐力、柱支圧耐力、柱曲げ耐力の計算値が近似していたために、下柱頭部において曲げ圧縮と支圧によりコンクリートが圧壊し、バンドプレートによる拘束がないために柱の曲げ圧縮破壊に進展したものと考えられる。一方、上柱脚部ではスラブの影響で下柱に比べて圧壊の進展が抑制された

ものと考えられる。

#### 5. まとめ

本実験より、以下の知見を得た。

- 1) シリーズ1および2の試験体の耐力について、既往の計算式を用いて適切に評価できた。
- 2) 梁曲げ降伏後の大変形においては、ひずみ硬化やP-δ効果の影響が無視し得ないので注意を要する。
- 3) シリーズ2試験体について、バンドプレートがない場合は、梁フランジの支圧の影響で柱の曲げ圧縮破壊が促進される可能性がある。

#### 【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年10月30日
- 2) Kanno, R. "Strength, Deformation and Seismic Resistance of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns", Ph.D. thesis, Cornell University, 1993
- 3) 山内茂一、千葉脩、岩下静司、菊田繁美、三輪明広、鳥谷利夫：柱RC梁S構造の柱梁接合部の実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp1151～1152、1999年9月
- 4) 稲永英治、渡邊秀仁、中原理輝、桑素彦、濱野輝久、菊田繁美、竹中啓之：柱RC梁S構造の柱梁接合部の実験的研究実験的研究その2高強度タイプの検討、日本建築学会大会学術講演梗概集C-1、pp1137～1138、2007年8月

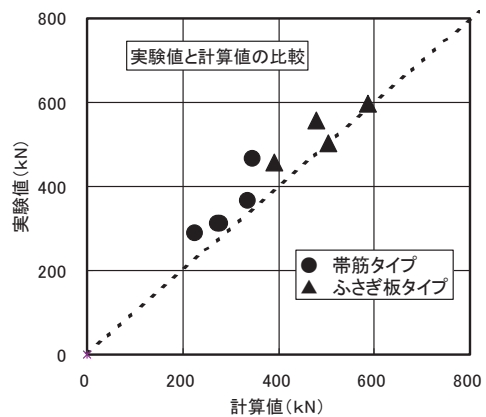


図-5 実験値と計算値の比較

表-4 実験値と計算値の比較

試験体		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9
計算	破壊形式	BM	PS	PS	PC	BM	PS	BM	PS	PS
	接合部せん断	447	345	391	521	298	480	510	391	587
	接合部支圧	338	279	336	347	346	607	595	398	608
	梁全塑性曲げ	272	391	391	480	227	655	504	657	596
	柱曲げ	560	548	562	564	564	598	598	551	598
	計算値(*)	272	279	336	347	227	480	504	391	587
実験	破壊形式	BM	PS	PS	BM→PC	BM	PS	PS	PS	CM
	最大耐力	311	312	367	466	289	556	503	457	597
実験値/計算値(*)		1.14	1.12	1.09	1.34	1.28	1.16	1.00	1.17	1.02

(破壊形式) BM: 梁曲げ PS: 接合部せん断 PC: 接合部支圧 CM: 柱曲げ

(\*): 接合部せん断耐力、同支圧耐力、梁全塑性曲げ耐力、柱曲げ耐力の内、最も小さい耐力計算値

