

# 論文 梁が柱に偏心接合する場合の内部梁・柱接合部の力学的挙動

松本 聡裕<sup>\*1</sup>・丸山 樹基<sup>\*1</sup>・林 静雄<sup>\*2</sup>・上村 智彦<sup>\*3</sup>

要旨：壁梁と普通梁（梁せいと柱せいがほぼ等しい場合）が柱に偏心接合した内部梁・柱接合部の実験を行い，その力学的挙動を検討することを目的とする。主な知見を以下に示す。1) 壁梁の場合，偏心すると捩れを含む複合応力下の柱の破壊となり，耐力は複合応力下の破壊条件式を用いて予測できる。しかしながら，同様の複合応力下の算定方法で求めた接合部耐力は，柱の耐力より小さく，破壊形式と対応していない。2) 接合部破壊した普通梁の場合，偏心率 0.157 程度では，偏心の有無による最大耐力等への影響が微小である。最大耐力は，捩れ力を含む複合応力下の破壊条件式又は，有効幅の考慮で評価できる。

キーワード：梁・柱接合部，偏心，捩れ力，柱主筋量，接合部補強筋量，最大耐力

## 1. 序

RC 建物の接合部には設計規準で充分考慮できない梁が柱に偏心して取り付く場合がある。1968年の十勝沖地震等でこのような接合部の破壊例が見られ，柱や接合部が捩れモーメントの影響により脆性的な破壊を起こすことが指摘されている<sup>1), 2), 3)</sup>。本研究では壁梁及び普通梁からなる内部梁・柱接合部を対象とする。

壁梁が柱に偏心接合した場合は，捩れを含む複合応力下での破壊条件式を用いて，柱耐力を予測可能であるが，接合部耐力は予測できない<sup>4)</sup>。また，偏心の有無に拘わらず資料も少なく，接合部の耐力を求めるのは困難である。

普通梁・柱接合部については，偏心接合した場合の研究は少なく，接合部耐力を充分評価できるに至っていない<sup>5)</sup>。

そこで本研究では，偏心接合していない場合に接合部が破壊する壁梁及び普通梁の梁・柱接合部試験体について，偏心することによる力学的挙動を実験的に検討する。

試験体は，十勝沖地震で被災した函館大学を参考にした4体（No.2~No.5）で梁の断面形状・寸法は同一である。形状・寸法(階高(H) × スパン(L)：140cm × 200cm)及び材料の性質を図-1と表-1, 2に示す。偏心率は(偏心距離 e) / (柱幅 B) = 0.35 である。接合部せん断入力量 ( $t_{py} / B, t_{py}$ ：理論梁曲げ降伏時接合部せん断応力度， $\sigma_B$ ：コンクリート有効圧縮強度)は，接合部破壊させるため，0.45 となるように計画した<sup>6)</sup>。実験変数は，表-2に示すように，捩れ挙動に最も影響を与える接合部の補強筋量と柱主筋量とした。なお，柱軸力は98kNである。

表-1 使用材料の性質

鉄筋径	使用箇所	降伏応力度 $\sigma_v$ [MPa]	ヤング係数 $E_s$ [GPa]
D16	梁主筋	367	190
	柱主筋	380	188
D13	柱主筋	329	185
	梁主筋	345	186
D6	補強筋	344	170
コンクリート 圧縮強度	壁梁	No.2 ~ No.5 : $\sigma_B = 28.0$ [MPa]	
	普通梁	NN.1, NN.2 : $\sigma_B = 26.2$ [MPa]	

## 2. 試験体と加力方法

### 2.1 試験体

#### (1) 壁梁が柱に偏心接合した試験体

#### (2) 普通梁が柱に偏心接合した試験体

図-2に階高とスパンが壁梁の場合と同じであ

\*1 芝浦工業大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

\*2 東京工業大学教授 建築物理研究センター 工博 (正会員)

\*3 芝浦工業大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

る普通梁試験体の形状・寸法を，表-1，3 に材料の性質と各試験体の配筋方法を示す。試験体は，偏心の有無のみ異なる2体で，断面の形状・寸法は同一である。偏心有りの NN.2 は，偏心率を 0.157 とした。また，両試験体とも壁梁試験体と同柱軸力であると共に，ほぼ同じ接合部せん断入力量 0.41 とした。

## 2.2 加力方法

加力方法は，壁梁と普通梁では同様である。均等ラーメンの場合，接合部及び階高の中央付近に捩れ角零の断面が生じると考えられ，階高とスパンの中央で捩れモーメントを受けることになる。しかしながら，壁梁の接合部端に曲げひび割れが発生すると，スパン中央の捩れモーメントは小さくなる。本実験では，このことを考慮し図-3 に示すように，同一構面内で柱頭と柱脚及び梁端のせん断力( $Q_c$ ,  $P$ )が釣合う加力形式とした。なお，図-3 の梁端の捩れモーメントは，捩れ拘束を行うことにより与え，前述の壁梁の捩れモーメントを測定し，小さいことを確認するためである。図-4 は，加力した場合の柱部分と接合部部分の捩れ応力等の状態を示す。図中の  $T_B$  と  $C_B$  は，梁付け根引張合力と圧縮合力  ${}_cM_t$  と  ${}_jM_t$  は 柱と接合部の捩れモーメント， $V_j$  は，接合部せん断力を各々表わす。

## 3. 壁梁が柱に偏心接合する実験

### 3.1 実験結果

#### (1) 破壊状況

##### 1) 偏心接合していない試験体

No.2 では，梁付根の梁曲げひび割れが進行し，柱危険断面が接合部内となったため，柱主筋は接合部内で降伏した。その後，梁主筋が降伏し，コンクリートの剥落が接合部で顕著となった。また，最大耐力時に，接合部中央位置のフープ筋が降伏していることから，破壊形式は柱と梁の曲げ降伏した後の接合部破壊と考える。

(写真1，図-5 参照)

##### 2) 偏心接合している試験体

表-2 壁梁試験体の配筋詳細

試験体	偏心		配筋		
	無し	有り	柱	接合部	梁
試験体	-	No.3	4-D13, 10-D16 ( $P_g=2.38\%$ ) - D6@50 ( $P_w=0.51\%$ )	- D6@50 (タイ筋有り) ( $P_w=0.51\%$ )	2-D16, 2-D13 ( $P_\tau=0.82\%$ )
	No.2	No.4	14-D13 ( $P_g=1.70\%$ ) - D6@50 ( $P_w=0.51\%$ )	- D6@50 (タイ筋無し) ( $P_w=0.25\%$ )	- D6@80 ( $P_w=0.53\%$ )
	-	No.5			

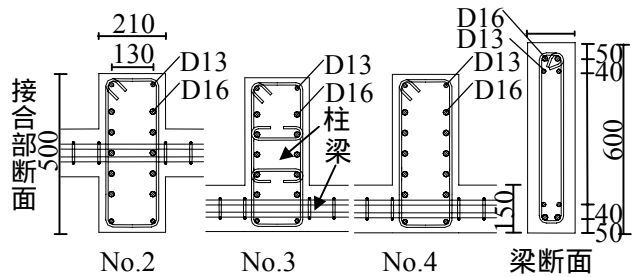


図-1 試験体の形状・寸法 単位：mm

表-3 普通梁試験体の配筋詳細

試験体	偏心		配筋		
	無し	有り	柱	接合部	梁
試験体	NN.1	NN.2	8-D16 ( $P_g=1.82\%$ ) - D6@50 ( $P_w=0.37\%$ )	- D6@50 ( $P_w=0.37\%$ )	3-D13 2-D13 ( $P_\tau=1.8\%$ ) - D6@80 ( $P_w=0.44\%$ )

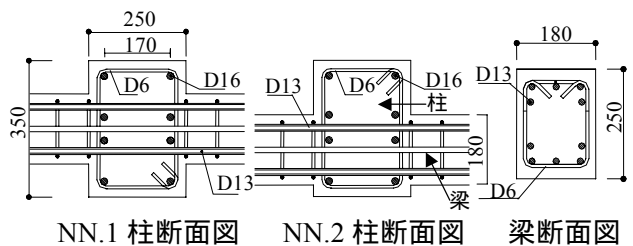


図-2 試験体の形状・寸法 単位：mm

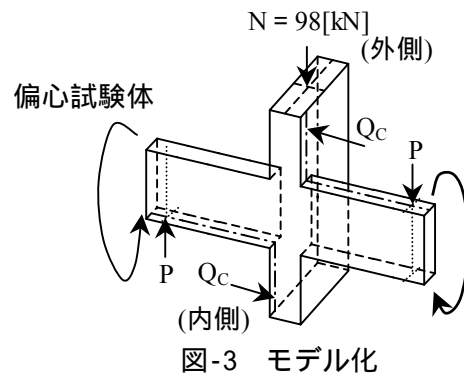
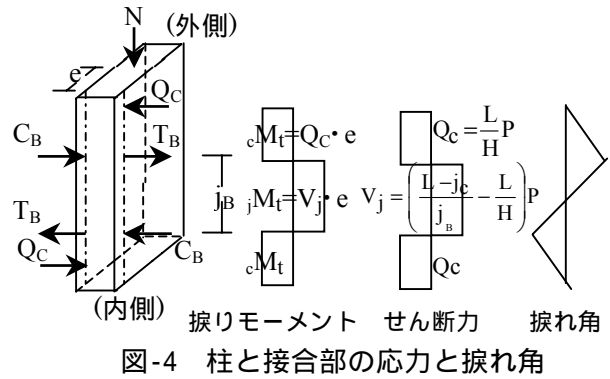


図-3 モデル化

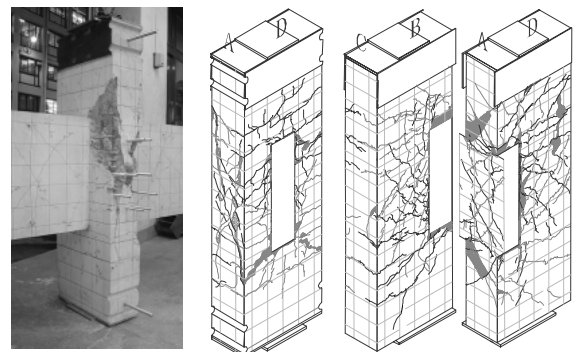
偏心試験体は、全て同じ破壊過程を示した。最大耐力前に、捩れ応力の影響を受け、壁梁取り付け側の柱部分の引張側柱付根位置で柱隅主筋が降伏した。最大変形時には、上側または下側の柱の壁梁取り付け側が柱幅面に渡って、激しく局部的破壊を起こした。したがって、最大耐力は柱部分の捩れ応力下の耐力で決定したと考えられる。(図-5 参照)



(2) 荷重 - 層間変位曲線

図-6 に荷重(P:梁せん断力) - 層間部材角(R)の包絡線を示す。図中の曲げ解析値は、断面分割法による値である<sup>7)</sup>。

初期剛性は、No.2 と No.4 を比較すると、偏心の影響により 36.7%低くなる。最大耐力について、No.4 は偏心していない No.2 より 32%耐力低下している。No.3 では理論梁曲げ耐力より 28%耐力低下した。一方、No.5 では他と比較して、偏心のない場合の理論柱曲げ耐力と 11%の差で接近した値である。No.3~5 の最大耐力の比較から、柱主筋量とフープ筋量を増やすと、数パーセントであるが耐力を増大させることが分かる。最大耐力以降、No.3,4 では耐力劣化するが、No.2,5 では大きい変形まで、劣化しない。



No.2 No.2 No.5

写真-1 破壊状況 図-5 破壊状況

3.2 最大耐力に関する検討

(1) 偏心接合していない試験体

No.2 は柱と梁の曲げ降伏した後の接合部破壊に近いといえ、最大耐力は梁及び柱の理論曲げ耐力にほぼ等しい。接合部せん断耐力は表-4 に示したように、靱性指針式<sup>8)</sup>及び接合部を柱の

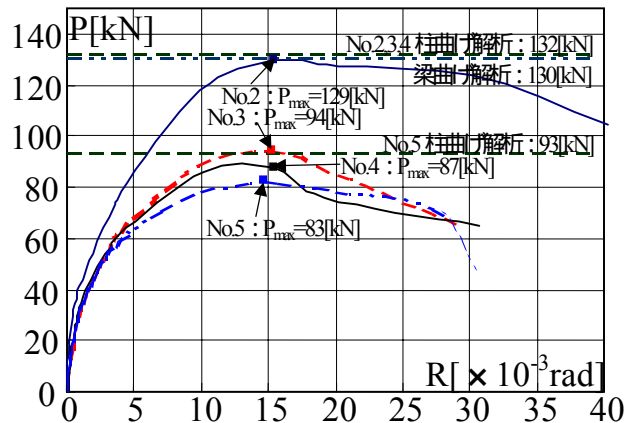


表-4 接合部耐力の各提案式と実験値との比較

		No.2
実験値	接合部作用せん断力	327.0
理論値	靱性指針式 <sup>1)</sup>	374.6
	修正荒川式 <sup>2)</sup>	215.6
	学会規準式 <sup>3)</sup>	328.7

(表中の値は、接合部せん断力 単位：kN)

1 靱性指針式

$$V_{ju} = \dots \cdot F_j \cdot b_j \cdot D$$

$$= 1.0 \quad = 0.85 \quad F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7} [N/mm^2]$$

$\sigma_B$ : コンクリート強度  $D$ : 柱径  $b_j$ : 有効幅

2 修正荒川式

$$V_{ju} = \left[ \frac{0.053 p_t^{0.23} (B+180)}{M/Qd+0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot w_y + 0.1} \right] 0.8BD$$

M/Qd: せん断スパン比(a/D)  $a = j_B$   $p_t$ : 引張鉄筋比(%)  
 $B$ : 柱幅  $p_w, w_y$ : 横補強筋比と降伏点強度

3 学会規準式

$$V_{ju} = \left[ \frac{k_u \cdot k_p (B+180) 0.12}{M/Qd+0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot w_y + 0.1} \right] B \cdot j_c$$

$\sigma_c$ : 軸方向応力度  $j_c$ : 応力中心間距離  
 $k_u, k_p$ : 断面寸法と引張鉄筋比による補正係数

注) 修正荒川式及び学会規準式は、重力単位で表現

一部と見なし学会規準式<sup>10)</sup>と修正荒川式<sup>9)</sup>を用いて実験値と比較した。接合部を柱の一部とみなした場合の評価方法で、学会規準式を用いた場合は良い対応が見られた。

(2) 偏心接合している試験体

1) 既往の提案式による検討

偏心試験体の最大耐力は、捩れを含む複合応力下の柱の破壊で決定したと考えられる。既往の提案式<sup>9)</sup>(表-5)で求めた捩れを含む複合応力下の柱耐力と、実験値との比較を表-6に示す。実験値と提案式の値は9~18%の違いである。なお、上述の既往の提案式は、補強筋量と柱主筋量が増すと捩れを含む複合応力下の柱の耐力は増大する。このことは、No.5より柱主筋量の多いNo.3とNo.4で、最大耐力が大きくなっていることに対応する。

2) No.5の最大耐力

No.5で、柱曲げ耐力に近い値となったことについて示す。図-7に最大耐力時における、No.3~5の接合部端幅面の柱主筋の応力度変化を示す。No.5では、壁梁取り付けの反対側で応力度がNo.3,4より大きく、曲げ耐力に対して寄与する主筋断面が多いことを示している。

3) 偏心している試験体の接合部せん断耐力

表-7に柱の場合と同様の方法で求めた捩れを含む複合応力下での偏心試験体の接合部せん断耐力(計算値)と最大耐力時の接合部せん断耐力(実験値)との比較を示す。実験値の方が計算値よりも大きく、破壊形式との対応が見られない。

4. 普通梁が柱に偏心接合する実験

4.1 実験結果

(1) 破壊状況

1) 偏心接合していない試験体

NN.1は、梁一、二段筋共に梁付根近傍の接合部域内側と外側で降伏したが、柱主筋は降伏することはなかった。接合部補強筋は最大耐力時に成面は全ての補強筋で、幅面は接合部の一部で降伏したことが確認された。最大変形時には、

表-5 既往の提案式<sup>9)</sup>

$$\left\{ \frac{{}_c M_t}{M_{to}} \right\}^2 + \left\{ \frac{Q_c}{Q_{cu}} \right\}^2 = 1 \quad (\text{破壊条件式})$$

${}_c M_t$ : 柱作用捩りモーメント(= $Q_c \cdot e$ )  $e$ : 偏心距離  
 $M_{to}$ : 純ねじり耐力<sup>1)</sup>  
 $Q_c$ : 偏心接合した場合の柱作用せん断力  
 $Q_{cu}$ : 偏心接合していない場合の柱せん断耐力<sup>2)</sup>

注) 下式は、重力単位で表現

- $M_{to} = (0.8\sqrt{B} + 0.45p_{w,wy})B^2D/\sqrt{a/D}$   
 $B, D$ : 長方形断面の短径と長径  
 $a$ : 部材の捩りを受ける部分の長さ
- 表-4注) 2の式より算出

表-6 柱耐力の提案式による値と実験値の比較

試験体	No.3	No.4	No.5
最大耐力時柱せん断力 $Q_{cc}$ (実験)	134.4	124.9	118.2
捩れ応力下での柱耐力 $Q_c$ (理論)	147.5	147.5	144.6
実験/理論	0.91	0.85	0.82

(表中の値は、柱せん断力 単位: kN)

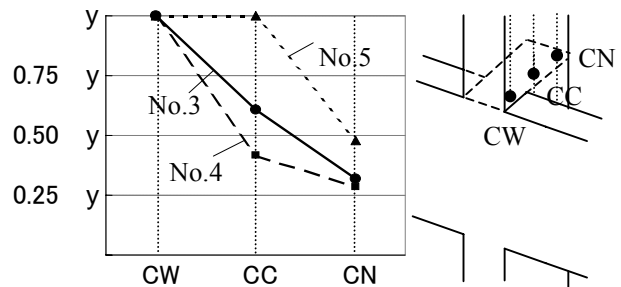


図-7 接合部端柱主筋の応力度

表-7 接合部耐力の計算値と実験値との比較

	No.3	No.4	No.5	
接合部せん断力 (実験値)	237.7	220.9	209.1	
接合部せん断耐力 <sup>1)</sup> (計算値)	韌性指針式	204.0	175.6	175.6
	学会規準式	200.8	170.1	167.4

(表中の値は、接合部せん断力 単位: kN)

$$\text{注) } 1 \quad \left\{ \frac{{}_j M_t}{{}_j M_u} \right\}^2 + \left\{ \frac{V_j}{V_{ju}} \right\}^2 = 1 \quad (\text{破壊条件式})$$

- ${}_j M_t$ : 接合部作用捩りモーメント(= $V_j \cdot e$ )
- ${}_j M_u$ : 純捩り耐力(表-5注) 1を使用)
- $V_j$ : 接合部作用せん断力
- $V_{ju}$ : 接合部せん断耐力(表-4注)\*1と\*3を使用)

接合部はせん断ひび割れが拡大し、コンクリートが剥落した。したがって、梁曲げ降伏後に接合部破壊したと考えられる。(図-8 参照)

2) 偏心接合している試験体

NN.2 は、梁主筋の最大耐力時の降伏個所は NN.1 とほぼ同じであった。最大変形時には、梁取り付き側の柱付根の一部の柱主筋が降伏した。接合部補強筋は最大耐力時に幅面で降伏したが、成面は降伏しなかった。最大耐力時には梁と柱付根及び接合部でコンクリートが剥落し、接合部付近の幅面で斜めひび割れが増加、進展した。したがって、梁曲げ降伏後の接合部破壊を示している。(図-8 参照)

(2) 荷重 - 層間変位曲線

図-9 に層間変形角曲線を示す。NN.2 の初期剛性は NN.1 より 10%程度剛性が低い。最大耐力の理論梁曲げ耐力に対する比は、NN.1 で 1.08、NN.2 で 1.06 となった。また、偏心の有無に拘わらず、同一の層間変位で最大耐力に達した。最大変形時における耐力低下は NN.1 で 6.1%、NN.2 で 6.8%であった。以上のことから、本実験の偏心率 0.157 程度では、最大耐力及び耐力劣化に与える影響は少ない。

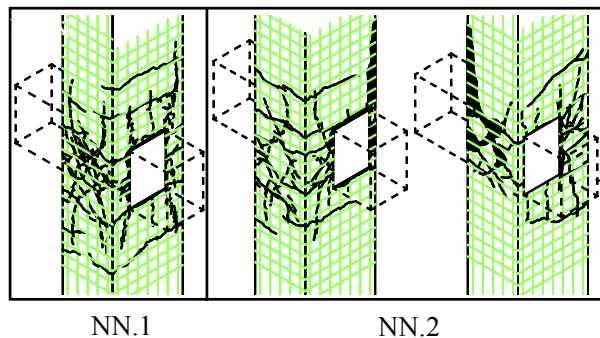


図-8 ひび割れ図

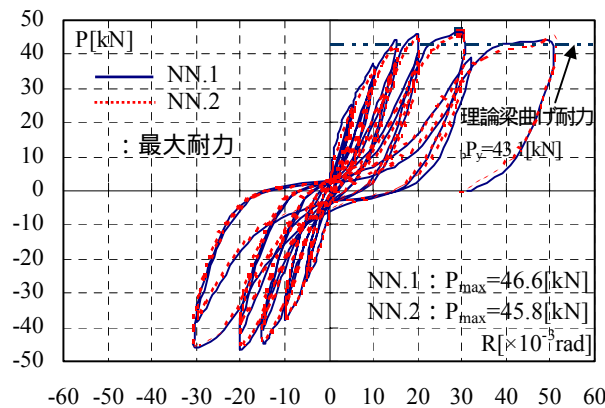


図-9 荷重 - 層間変形角曲線

表-8 靱性指針式による接合部耐力との比較

	NN.1	NN.2
接合部作用せん断力 $V_{je}$ (実験値)	426.5	419.4
接合部せん断耐力 $V_{ju}$ (計算値)	441.2	428.7
実験値 / 理論値	0.97	0.98

(表中の値は、接合部せん断力 単位: kN)

4.2 最大耐力に関する検討

偏心した NN.2 は、偏心量が少なく、捻れ力の影響が小さく、NN.1 と NN.2 は、最大耐力が梁曲げ破壊後の接合部破壊で決まったと考えられる。そこで、最大耐力を靱性保証型耐震設計指針<sup>8)</sup>により求めた接合部せん断耐力、捻りを含む複合応力下での破壊条件式より求めた接合部耐力との各々の比較を行う。

(1) 靱性指針式による接合部耐力との比較

表-8 に最大耐力時の接合部作用せん断力  $V_{je}$ (実験値)と、表-4 の注脚 1 に示した靱性指針の接合部せん断耐力式による  $V_{ju}$ (理論値)との比較を示す。靱性指針の式による計算値と梁曲げ降伏後に接合部破壊したと思われる実験値とが一致する結果となった。なお、有効幅は、NN.1 に対して NN.2 は  $25.75/26.5 = 0.97$  倍であり、

表-9 接合部耐力の計算値と実験値の比較

	NN.2
接合部せん断力 $V_{je}$ [kN](実験値)	419.6
複合応力下での接合部耐力 $V_i$ [kN](計算値) <sup>1)</sup>	373.7
実験値 / 計算値	1.12

(表中の値は、接合部せん断力 単位: kN)

NN.1 と NN.2 の最大耐力の大小関係に一致する。

(2) 複合応力下での破壊条件式による接合部耐力との比較

NN.2 に表-7 の注脚に示した、破壊条件式によって求めた接合部作用せん断力  $V_j$ (計算値)と最大耐力時の接合部せん断力  $V_{je}$ (実験値)との比較を表-9 に示す。なお、接合部せん断耐力  $V_{ju}$  として、梁曲げ降伏後に接合部破壊した NN.1 の最大耐力時の値を用いた。実験値と計算値は

12%の相違があるが、破壊形式との対応は見られる。

## 5. 結論

### (1) 壁梁の場合

- 1) 偏心量の大きい本実験の場合、壁梁と柱の曲げ降伏後に接合部破壊した偏心なし試験体が偏心接合すると、捩れを含む複合応力下の柱破壊となる。最大耐力は偏心のない場合より20～30%耐力低下した。
- 2) 偏心した試験体では、壁梁取り付け側の柱部分が局部的破壊を起こし、また、最大耐力は接合部補強筋量、柱主筋量が増すと数パーセントであるが増大した。
- 3) 捩れ力を含む複合応力下での柱の耐力について、破壊条件式の値は危険側の評価を与え、実験値とは9～18%の違いである。しかしながら、同様の複合応力下の算定方法で求めた接合部耐力は、柱の耐力より小さくなり、破壊形式とは対応しない。

### (2) 普通梁の場合

- 1) 偏心の有無に拘わらず接合部の破壊が見られ、偏心率0.157程度では、偏心の有無による最大耐力と耐力低下及び変形性状への影響が微小であった。
- 2) 偏心した試験体において、捩れの影響が小さいため最大耐力は、捩れを含む複合応力下での破壊条件式または、靱性指針の有効幅の考慮で、ほぼ評価できた。

## 謝辞

本研究は、平成12年度卒業の大学院生中野智晴、卒論生植木和美、赤木大介、河合繁諸君の協力の下、東京工業大学建築物理研究センターとの共同研究である。また、本研究の一部は、2000-2001年度文部省科学研究費補助金・基盤研究(C)(2)(代表者上村智彦)の助成を受けました。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 服部高重，大野和男，柴田拓二：1968年十勝沖地震における鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する一考察，日本建築学会論文報告集，第168号，pp.31-39，1970.2
- 2) 森田司郎：幅の一部から曲げせん断をうけるRC部材の耐力，セメント技術年報，pp.469-472，1972
- 3) 梅村 魁，浜田大蔵，上村智彦，高田正則：壁梁が柱に偏心して付く場合の鉄筋コンクリート構造物の接合部に関する実験的研究(その1，その2，その4～その11)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1517-1520，1980.9，pp.161-164，1981.9，pp.1445-1448，1981.9，pp.1659-1662，1982.10，pp.1801-1804，1983.9，pp.1885-1886，1984.10，pp.289-290，1985.10，(その3)，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.161-164，1981.3
- 4) 中野智晴，上村智彦：壁梁が柱に偏心して取り付く場合のRC接合部の力学的挙動，日本建築学会構造工学論文集，Vol.46B，pp.571-582，2000.3
- 5) 林 和也，狩野芳一，寺岡 勝，Mollick A.：梁芯が柱芯に偏心接合した内部柱・梁接合部に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集13-2，pp.507-512，1991.6
- 6) 乗物丈巳，寺内伸行，上村智彦：RC内部梁・柱接合部終局強度への諸因子の影響，日本建築学会大会，C-2構造，pp.109-110，1995.8
- 7) 藤井俊二ほか：材料特性より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメント-曲率関係，日本建築学会大会梗概集，pp.1261-1262，1973.10
- 8) 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(案)・同解説，pp.245-249，1997.7
- 9) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計，pp.226-359，1998.10
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，p81，1987.9