

論文 偏心を有する RC 造内柱梁接合部のせん断破壊性状に関する実験的研究

辻 哲郎*1・後藤 康明*2・北野 敦則*3・城 攻*4

要旨：RC(鉄筋コンクリート造)骨組で梁が偏心して取り付く柱梁接合部のせん断耐力は，無偏心の接合部より低下することが指摘されている。本研究では，内部柱梁接合部を対象に，偏心率，接合部補強筋量とその配筋方法，接合部せん断入力量を実験変数とした縮小模型加力実験を行い，偏心を有する柱梁接合部のせん断耐力について検討した。その結果，せん断耐力実験値と既往の評価式による計算値との対応は，式によって評価の結果に差が見られ，偏心の影響を十分に考慮できているとは言えず，検討の余地があることを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート，柱梁接合部，内柱，偏心，破壊形式，せん断耐力

1. はじめに

兵庫県南部地震で，RC 造柱梁接合部に被害を受けた建物が多く見られたことから，1999 年に改定された日本建築学会の RC 規準書¹⁾には新たに柱梁接合部の項目が導入された。しかし，最近の報告²⁾では，兵庫県南部地震で実際に被災した建物に関して，RC 規準式の計算値では安全に評価されるにも関わらず，実際には接合部破壊した建物が少なくないことが指摘されている。この傾向は梁心が柱心に対して偏心している柱梁接合部に多く，偏心により接合部耐力が低下していることが原因として考えられるが，偏心接合部の実験は無偏心のものに対し極端に少なく，不明な点が多い。そこで，本研究では偏心した柱梁接合部せん断耐力の解明とせん断抵抗機構を明らかにすることを目的とする。

して取り付いた偏心接合部を対象とした。実験変数は，(1)偏心率，(2)接合部補強筋量とその配筋方法，(3)接合部せん断入力量の3つである。偏心率($e_1=e/b_c$)は 0, 0.13, 0.28 とし，偏心距離 e はそれぞれ 0mm, 60mm, 125mm である。試験体は接合部せん断破壊先行(J 型)となるように，梁に高強度筋を使用した。尚，接合部せん

表-1 試験体諸元

試験体	梁主筋		τ_v / σ_B	柱主筋		接合部補強筋比
UM-0	3-D22	pt(%) =1.66	2.76	14-D16	pg(%) =1.98	pw(%) =0.25
UM-60			2.92			
UM-125			3.27			
UU-125			3.27			
HU-125	8-D13	1.61	1.63	12-D16	1.7	0.53%

表-2 鉄筋の力学的特性

鉄筋	降伏強度 (MPa)	降伏歪度 (μ)	引張強度 (MPa)	伸び率 (%)
6 SR295	355	1780	432	20.4
D6 SD345	495	2610	531	15.0
D13 SD390	408	2560	592	16.9
D16 SD345	388	2460	574	21.9
D22 SD685	697	5740	979	10.0

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体	圧縮強度 f_{cB} (MPa)	強度時歪度 ϵ_B (μ)	割裂強度 f_{ct} (MPa)	ヤング係数 $E_{1/3}$ (GPa)
UM-0	24.0	2480	1.88	21.0
UM-60	24.6	2590	2.46	22.9
UM-125	25.2	2640	2.34	22.9
UU-125	25.4	2530	2.11	23.5
HU-125	22.2	2390	1.98	21.3

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1 に試験体概要，表-1 に試験体諸元，表-2，3 に材料の力学的特性を示す。試験体は中層建物の中間階内柱を想定した実寸の約 1/2 縮小模型とし，両側の梁心が柱心に対して同量に偏心

*1 丸彦渡辺建設(株) 工修 (正会員)

*2 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

*3 北海道大学大学院助手 工学研究科社会基盤工学専攻 工修 (正会員)

*4 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

断耐力値は接合部有効幅を用いて偏心量の相違を考慮する AIJ 指針式³⁾を用い、梁曲げ耐力が十分な余裕を有するように梁主筋量を設定した。接合部補強筋は、無偏心の柱梁接合部ではせん断耐力に影響を与えないことが報告されているが⁴⁾、偏心接合部では応力に偏りが生じると予想され、接合部及び接合部偏心側を囲むように多く配筋することで最大耐力に効果があると考えた。以上より、超高入力で偏心率を変数とした3体(UM-0, 60, 125)と偏心率0.28の試験体で接合部補強筋量を多くし配筋方法を変化させた1体(UU-125)と、梁主筋に普通強度鉄筋を使用し接合部入力を若干小さくした1体(HU-125)を加えた計5体で加力実験を行なった。試験体名は接合部せん断入力量の大小(U:超高入力「 $f_j=2.76 \sim 3.27 B_1$ 」, H:高入力「 $f_j=1.63 B_1$ 」), 接合部横補強筋量(M: $p_w=0.25\%$, U: $p_w=0.53\%$), 偏心率($e=0, 0.13, 0.28$)の組み合わせによる。コンクリートは設計基準強度24MPaとし、梁主筋には超高入力試験体でD22(SD685), 高入力試験体ではD13(D390)を使用した。尚、超高入力試験体には接合部せん断破壊を確実にするため梁付根の曲げ圧壊を防ぐ梁付根コンクリート圧壊防止用の補強金物を取り付けた。接合部せん断補強筋には6(SR295)を用い、基準配筋は2-6

2.2 加力方法

地震時の応力状態を再現するために、骨組の下柱反曲点位置でピン支持、両梁の反曲点位置で水平ローラー支持し、コンクリート圧縮強度の1/6に相当する柱軸力を導入後、上柱の反曲点位置に正負繰返し漸増水平方向強制変位を与えた。各部材には偏心による捩れモーメントが発生するが実構造物の反曲点位

置では軸廻りの捩れ変形が生じていないと考え、梁及び柱の各反曲点位置に捩れ拘束装置を取り付けた。加力制御は層間変形角 $R=1/500, 1/200, 1/100(\times 2), 1/70(\times 2), 1/50(\times 2), 1/35, 1/25, 1/20\text{rad}$ をそれぞれピークとする変位制御とした。尚、()内は繰返し回数である。

2.3 計測

柱せん断力、柱軸力、梁せん断力、試験体各部に埋め込んだ標点の水平鉛直方向変位、各鉄筋の主要位置の歪度を計測した。接合部のせん断変形角は偏心側表面・柱幅方向中心位置・偏心の反対側表面の3ヶ所で計測を行い、また柱、梁、接合部の捩れ角についても計測を行った。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊性状

図-2に最終破壊状況の例を示す。接合部せん断初亀裂は偏心側で発生し、偏心率にかかわらず全ての試験体で接合部偏心側せん断亀裂の発生・伸展が顕著であった。ほぼ全ての試験体に於いて $R=30 \times 10^{-3}\text{rad}$ (R :層間変形角)で被りコンクリートが大きく剥落したが、非偏心側では大きな損傷は見られなかった。高入力試験体のHU-125では非偏心側の梁付根コンクリートの圧壊が見られた。無偏心試験体を除き接合部側面に捩れ亀裂が発生しているが、この亀裂は偏心率が0.28の試験体で顕著であることから接合部の捩れモーメントの影響であると考えられる。

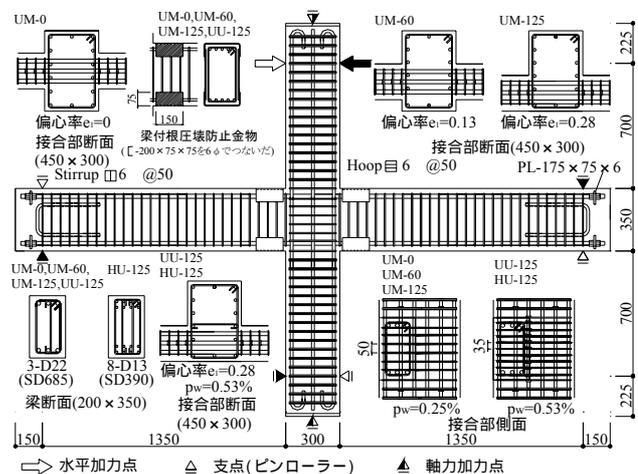


図-1 試験体概要

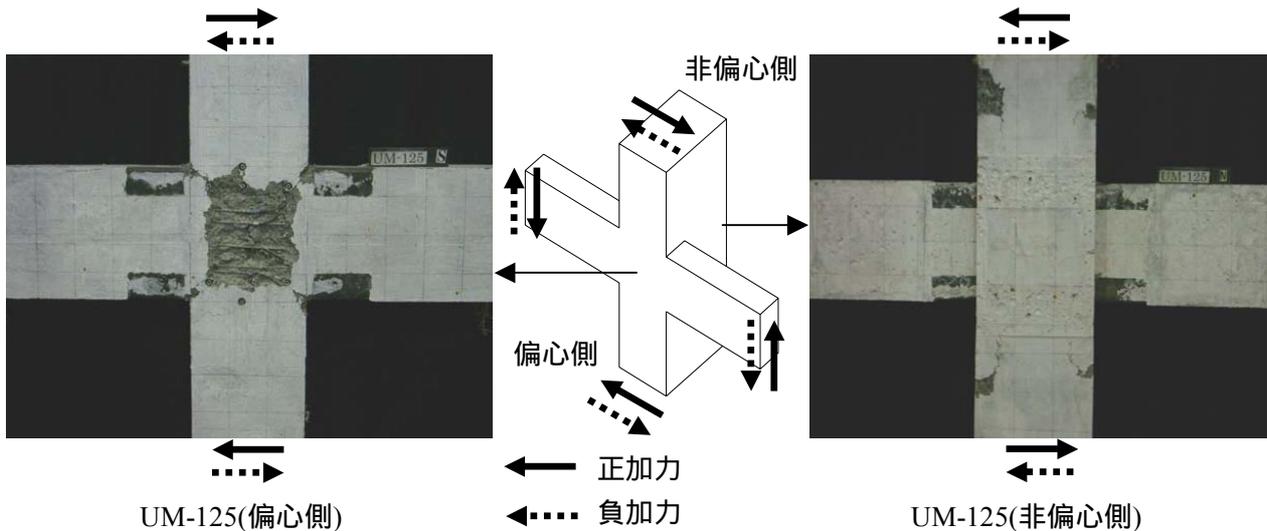


図-2 最終破壊状況(梁の接合部端部に見える黒い部分は圧壊防止金物)

3.2 変形

(1) 層剪断力-層間変形角関係

図-3 に柱せん断力-層間変形角関係を示す。全ての試験体で小変位域ではほぼ同一の挙動を示した。最初の剛性低下は接合部せん断初亀裂の発生により生じ、その後、鉄筋降伏(接合部補強筋、梁主筋)、接合部せん断亀裂、擦れ亀裂の伸展・拡幅、接合部の圧壊などにより徐々に剛性が低下した。また、最大耐力は偏心率が大きいほど低い傾向にあった。いずれの試験体も最大耐力以降の耐力低下は少なかった。

(2) 剪断応力度-接合部剪断変形角関係

図-4 にせん断応力度-接合部せん断変形角関係を示す。接合部せん断変形角は、偏心側柱表面(θ_s)、柱幅中心位置(θ_c)、非偏心側柱表面(θ_n)の3ヶ所で計測し、対角線の長さの伸縮量から算出した。図には偏心側と非偏心側を示す。偏心側 θ_s では偏心率が大きい程、せん断変形角は大きく推移し、最大耐

力時では偏心率0.28の試験体のせん断変形角は、無偏心試験体に比べおよそ2倍であった。しかし、柱幅中心位置 θ_c では偏心試験体のせん断変形角は偏心側ほど大きくなり、最大耐力時でのせん断変形角は偏心率0.28で $\theta_c = 20 \times 10^{-3}$ rad程度であった。また、非偏心側 θ_n では、偏心の

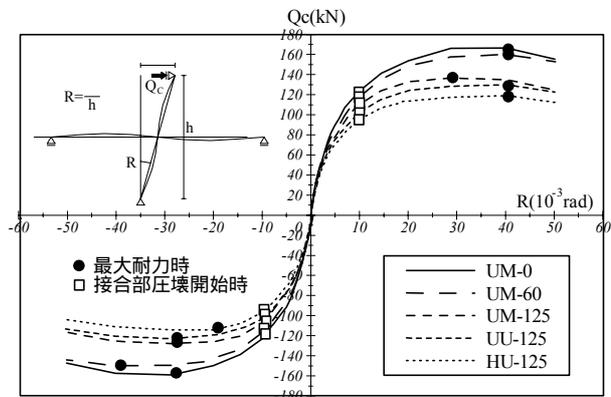


図-3 層剪断力-層間変形角関係

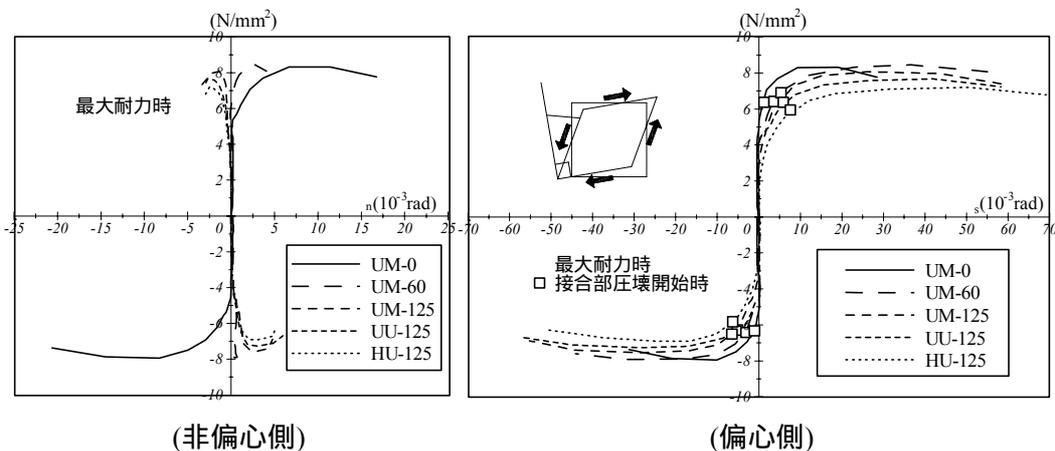


図-4 剪断応力度-接合部剪断変形角関係

大きさに伴いせん断変形角は極端に小さくなり、偏心率0.28の試験体では接合部に生じる捩れモーメントの影響により、偏心側や柱中心とは逆方向に挙動した。

(3) 捩れモーメント-接合部捩れ変形角関係

図-5 に捩れモーメント-接合部捩れ変形角関係を示す。接合部鉛直軸廻り捩れ変形角は接合部上下端における偏心側と非偏心側に配置した計測器から得られる相対水平変位から捩れ角を求め、その相対角として算出した。また、無偏心試験体(UM-0)では偏心距離がないため捩れモーメント、捩れ角が生じないことを考慮して図中には掲載していない。偏心率 0.28 の試験体では、偏心率 0.13 の試験体に比べ接合部に発生する捩れモーメントが大きいため、全体的に捩れ変形角は大きい。同一偏心率を有する試験体の比較では、高入力試験体より超高入力試験体の方が、捩れモーメントがやや大きい捩れ変形角の両試験体の差は小さい。従って、接合部補強筋量と配筋方法の捩れモーメント、捩れ変形角関係に及ぼす影響は殆どみられなかった。

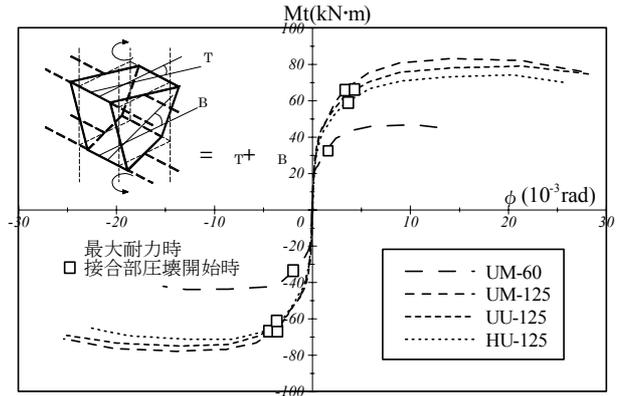


図-5 捩れモーメント-接合部捩れ変形角関係

3.3 梁主筋挙動

図-6 に UM-0, UM-125, HU-125 に配筋された梁危険断面位置における梁主筋力の推移を正加力時のみ示す。尚, HU-125 は梁コーナー筋のみ示す。鉄筋力はその点での鉄筋歪度測定値から, Ramberg-Osgood 関数による応力-歪関係を使用して求めた。超高入力試験体では, 最大耐力時に梁主筋力は降伏力に達しておらず, 偏心率が大きくなると偏心側(TOFN2, BOFN4)の梁主筋力が小さく推移し, 全梁主筋の鉄筋力が低下した。これは, 接合部に生じた捩れ変形に

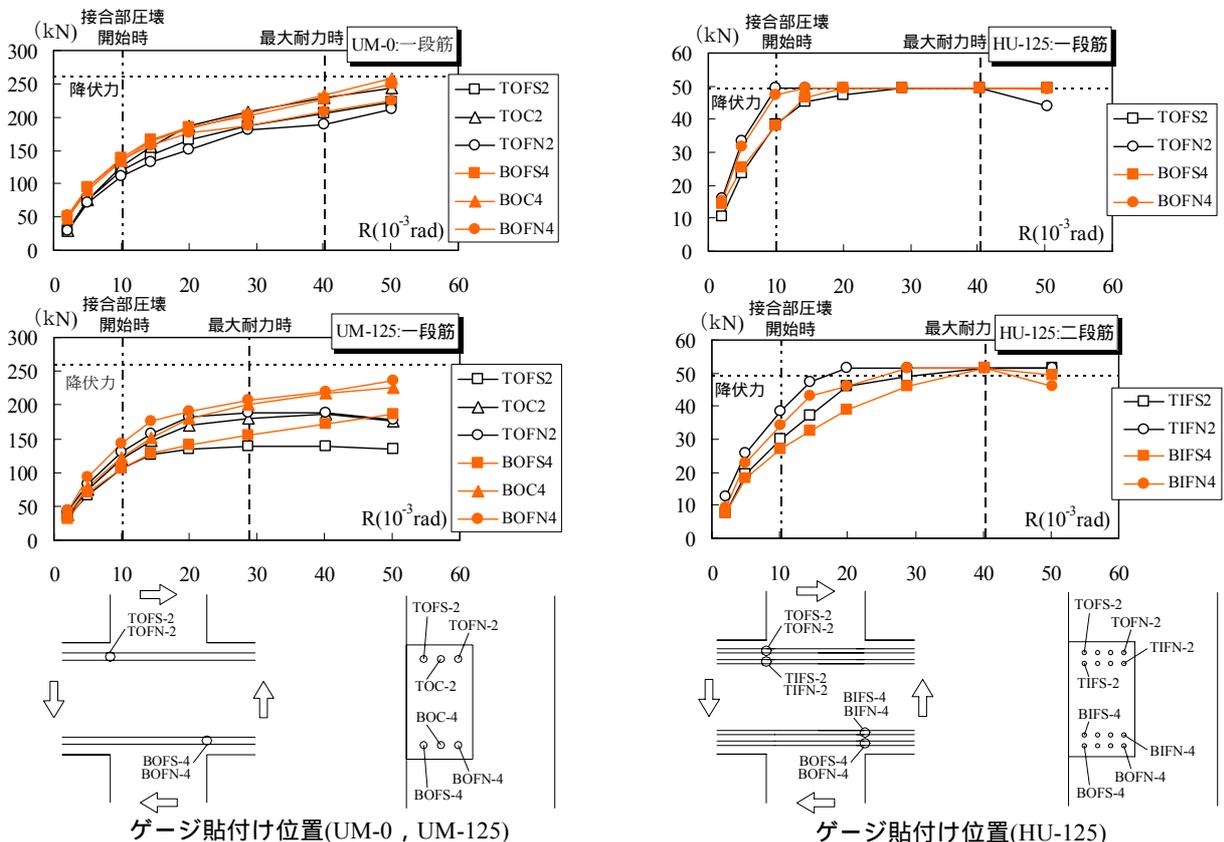


図-6 梁主筋力の推移

より梁断面の左右で梁主筋応力に差が現れ、偏心側コーナーで小さくなったと考えられる。HU-125では、層せん断力-層間変形角曲線の剛性急変点から求めた接合部圧壊開始時に、1段筋の非偏心側コーナー筋が降伏力に達し、最大耐力時には全梁主筋が降伏力に達した。また、超高入力試験体と同様に梁主筋の負担する応力の偏在が見られた。これは、非偏心側における梁付根曲げ亀裂の拡幅および梁付根コンクリートの圧壊が、偏心側より顕著であったことに対応する。

3.4 破壊形式

本実験の試験体について破壊形式の検討を行う。超高入力試験体ではUM-0は両側、それ以外の試験体で接合部は偏心側にせん断破壊が集中し、接合部のかぶりコンクリートが大きく剥

落した。また、UM-0以外の試験体では最大耐力付近で柱梁取り付け面の剥れ亀裂の伸展・拡幅が顕著であった。梁ではコンクリート圧壊防止金物が機能し、梁付根コンクリートの曲げ圧壊は生じなかった。梁主筋はどの試験体も最大耐力時に降伏力に達していないことから、梁主筋降伏による制限はされず、接合部には想定した入力量が導入されたと考えられる。以上より、超高入力試験体における破壊形式は接合部せん断破壊であったと考えられる。高入力試験体HU-125では接合部偏心側にせん断破壊が集中し、梁では鉄筋が降伏し非偏心側の断面で曲げ破壊が進行していた。また、偏心側せん断変形角、剥れ変形角の変形が大きいことから、破壊形式は接合部偏心側の局部破壊を伴う梁曲げ破壊であったと考えられる。

表-4 耐力一覧

	加力	expQc	梁曲げ耐力		接合部せん断耐力						せん断耐力低下率	expR	接合部有効幅 b _{ju}	B	破壊形式
					終局強度型		靱性保証型		剥れ考慮						
			cal1Qc	exp/cal	cal2Qc	exp/cal	cal3Qc	exp/cal	cal4Qc	exp/cal					
LM-60	正	129.9	131.7	0.99	148.8	0.87	126.4	1.03	119.3	1.09	—	20.2	308	26.4	BLJ
	負	126.3		0.96		0.85		1.00		1.06		20.9			
LM-125	正	102.6	99.2	1.03	131.8	0.78	112.4	0.91	94.4	1.09	—	20.2	275	26.0	BLJ
	負	94.0		0.95		0.71		0.84		1.00		20.4			
HM-60	正	149.7	171.7	0.87	134.8	1.11	117.3	1.28	111.1	1.35	—	29.1	308	24.3	BLJ
	負	141.4		0.82		1.05		1.21		1.27		28.7			
HM-125	正	120.5	137.4	0.88	143.3	0.84	118.4	1.02	98.4	1.22	—	28.9	275	28.9	BLJ
	負	115.5		0.84		0.81		0.98		1.17		20.3			
HH-125	正	126.0	137.4	0.92	155.7	0.81	125.5	1.00	107.6	1.17	—	28.6	275	31.4	BLJ
	負	120.3		0.88		0.77		0.96		1.12		20.2			
HU-125	正	119.1	136.3	0.87	110.1	1.08	98.5	1.21	90.4	1.32	—	40.3	275	22.2	BLJ
	負	114.1		0.84		1.04		1.16		1.26		20.1			
UM-0	正	166.5	272.0	0.61	144.1	1.16	125.9	1.32	—	—	1.00	40.2	325	24.0	J
	負	159.0		0.58		1.10		1.26		—		28.6			
UM-60	正	160.0	272.0	0.59	139.9	1.14	121.4	1.32	114.2	1.40	0.96	40.2	308	24.6	J
	負	150.0		0.55		1.07		1.24		1.31		0.94			
UM-125	正	137.0	272.0	0.50	128.0	1.07	110.2	1.24	91.8	1.49	0.82	28.8	275	25.2	J
	負	128.0		0.47		1.00		1.16		1.39		0.81			
UU-125	正	130.0	272.0	0.48	129.0	1.01	110.8	1.17	98.2	1.32	0.78	40.2	275	25.4	J
	負	123.1		0.45		0.95		1.11		1.25		0.77			

網掛けは昨年度試験体

BLJ: 偏心接合部の局部破壊を伴う梁曲げ破壊 J: 接合部せん断破壊

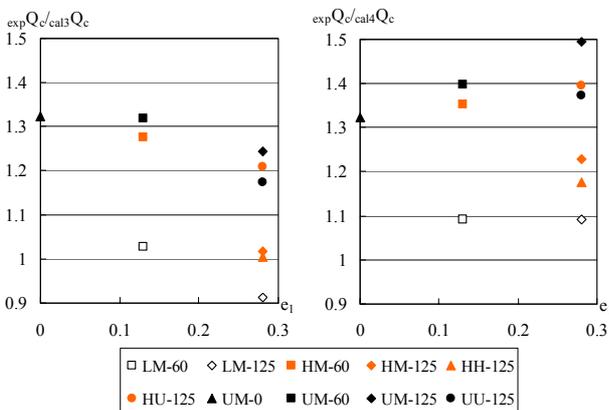
$$\begin{aligned}
 \text{cal1} : M_u &= 0.9 \cdot a_t \cdot y \cdot d_b & \text{cal2}^{6)} : Q_{ju} &= k_1 \cdot B \cdot b_{ju} \cdot D_c & \text{cal3}^{3)} : Q_{ju} &= 2 \cdot F_j \cdot b_{ju} \cdot D_c \\
 \text{cal4}^{2)} : Q_{ju} &= j_t \cdot \text{cal3} Q_{ju} , & j_t &= \left\{ 1 + \left(\frac{e \cdot \text{cal3} Q_{ju}}{T_{ju}} \right)^2 \right\}^{-0.5} , & T_{ju} &= \left(0.8 \sqrt{B} + 0.45 p_w \cdot w_y \right) \cdot b_c^2 \cdot D_c
 \end{aligned}$$

σ_B : コンクリート圧縮強度 (MPa) a_t : 梁主筋断面積 (mm²) σ_y : 梁主筋降伏強度 (MPa) d_b : 梁有効せい (mm)
 k_1 : 接合部の形状係数 $\kappa_1=0.3$ (十字形) b_{ju} : 接合部有効幅 (mm) D_c : 柱せい (mm)
 j_2 : 接合部の形状係数 $\kappa_2=1.0$ (十字形) : 直交梁の有無による補正係数 =0.85 (直交梁なし)
 F_j : 接合部せん断強度の基準値 $F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$ (MPa) p_w : 接合部せん断補強筋比
 σ_{wy} : 接合部せん断補強筋降伏強度 (N/mm²) b_c : 柱幅 (mm)

3.6 偏心柱梁接合部の最大耐力

表-4 に本実験結果及び昨年度実験結果の梁曲げ耐力，接合部せん断耐力の計算値と最大耐力の実験値との比較を示す。検討対象試験体は昨年度実験の 5 体を含めた 10 体である。破壊形式は，接合部せん断破壊(超高入力試験体)，接合部偏心側の局部破壊を伴う梁曲げ破壊(低，高入力試験体)である。尚，低入力試験体は，梁曲げ降伏増大後の接合部せん断破壊を目標とした。梁曲げ耐力時柱せん断力計算値(cal1)は，超高入力試験体では梁降伏が生じていないため最大耐力実験値を大きく上回った。高入力試験体では梁降伏を生じたにもかかわらず若干計算値が大きい。低入力試験体では対応が良い。

次に，提案されている接合部せん断耐力評価式との対応を検証する。ここでは，RC 規準による接合部有効幅を使用した。また，既往の提案式では，偏心接合部に対しては接合部有効幅によってその影響を評価しているが，これとは別に偏心によって接合部に発生する捩れモーメントを考慮に入れた接合部せん断耐力低下率が提案されている²⁾。せん断耐力は，低，高入力試験体では梁降伏により最大耐力が制限されているが，靱性保証型指針式(cal3)が最も対応が良い。超高入力試験体では終局強度型指針式(cal2)が最も対応が良く，靱性保証型指針式は若干過少評価する結果となった。しかし，靱性保証型指針式は実験値の下限を与える式であることから，無偏心試験体 UM-0 を基準に考えると，偏



(a)靱性保証型指針式 (b)捩れ考慮
図-7 実験値/計算値と偏心率との比較

心率が大きくなるにつれ計算値が危険側になる傾向がある(図-7(a))。このことは，終局強度型指針式についても同様である。捩れを考慮に入れた接合部せん断耐力(cal4)は，他の 2 式に比べ，偏心による計算値の過大評価の傾向は見られないが，実験値/計算値の値にバラツキが見られることから検討の余地があると思われる (図-7(b))。以上より，接合部せん断耐力は，使用する提案式によって評価の結果に差が見られ，偏心の影響を十分考慮しているとは言えず，検討の余地があると考えられる。

4. まとめ

偏心接合を有する内柱梁接合部の水平加力実験を行った結果，以下の知見を得た。

- 1) 偏心を有する柱梁接合部終局せん断耐力は，偏心の増大につれて耐力低下が大きくなり，既往の提案式では偏心の影響を十分考慮できているとは言えず，検討の余地があると思われる。
- 2) 接合部の捩れ変形のため，接合部は偏心側と非偏心側で破壊状況が異なり，梁は接合部との接触圧が断面の左右で異なり，引張・圧縮応力ともに偏心側で小さく，非偏心側で大きくなる。
- 3) 接合部の補強筋量を増やし，偏心側に多く配筋しても耐力等への効果は少ない。

本研究は，科学研究費補助金・基盤研究 C(2)No.13650612 を受けた。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1990
- 2) 日本建築学会：阪神淡路大震災と今後の RC 構造設計，1998.10
- 3) 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・同解説，1999
- 4) 後藤康明，城 攻，柴田拓二：RC 内部柱梁接合部の剪断抵抗機構に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.729-734，1994
- 5) 山崎慎介，後藤康明，城 攻，北野敦則：偏心を有する RC 内部柱梁接合部における接合部剪断入力量と破壊形式の関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.2，pp.379-384，2002
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1999