

論文 壁梁が偏心接合されるRC柱のせん断破壊性状とせん断耐力の低下率

當房 和博^{*1}・塩屋 晋一^{*2}・町頭 洋平^{*3}・吉留 潤平^{*4}

要旨:腰壁・たれ壁を含めた壁梁が偏心接合された既存RC柱のせん断性状を明らかにする目的で,壁梁の接合位置,極短柱,柱断面形状を変数とした追加の加力実験を行い,壁梁の偏心接合が柱に及ぼす影響の検討を行った。偏心接合により生じる,柱のねじりモーメントの挙動やせん断ひずみの偏り,およびせん断耐力の低下率を明らかにし,柱のねじりモーメントとせん断耐力の低下率の評価式を示した。それらの評価式によりねじりモーメントとせん断耐力の実験値をほぼ推定できることを確認した。

キーワード: 偏心接合, せん断耐力, 鉄筋コンクリート, 柱, 壁梁, 柱梁接合部

1. はじめに

1997年の鹿児島県北西部地震で,壁梁が偏心接合されたRC柱に現行の耐震診断基準で予想される損傷以上のものが生じた。

筆者等は,文献^{(1),(2)}で壁梁が偏心接合された既存RC柱の弾塑性性状に関する研究を行っている。文献⁽²⁾ではその偏心接合が柱のせん断破壊性状に及ぼす影響を明らかにする目的で長方形断面柱について加力実験を行い,その影響を検討している。

本研究もこれに引き続くもので 偏心接合による影響をより明確にするため 壁梁を柱幅中央位置に接合(以後,中心接合)した長方形断面柱,壁梁高さが高く開口内法長さが短い長方形断面の極短柱,柱断面形状の違いによる影響を明らかにする正方形断面柱,などの試験体を追加作製して加力実験を行い,壁梁の偏心接合が柱に及ぼす影響の検討を行った。

本論文では追加実験の概要・結果と,壁梁が偏心接合することにより低下する柱のせん断耐力の評価式について述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に試験体の基本形状・寸法及び配筋を示す。試験体は実大の約1/4の縮尺にモデル化している。表-1に試験体変数の一覧を示す。No.1~5は文献⁽²⁾の試験体で, No.6~10が今回の追加試験体である。試験体の変数は,壁梁の接合位置,柱断面形状,開

口内法長さ,柱主筋の異形・丸鋼の違い,構面外長期応力である。No.2および追加試験体では柱が曲げ降伏しないよう柱主筋に高強度鉄筋を用いた。

No.6は壁梁が中心接合されている長方形断面柱の試験体である。No.2, No.3との比較により,偏心接合が柱に及ぼす影響をより明確にする。

No.8は壁梁高さが高く,開口内法長さが短い極短柱の長方形断面試験体である。No.7は, No.8の開口内法長さを柱長さとした比較用試験体である。

No.10は柱断面が正方形の試験体である。No.9は, No.10

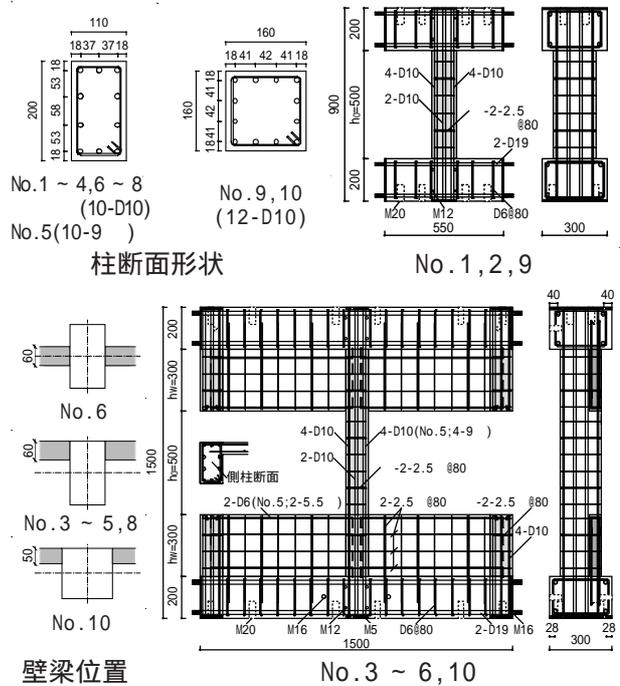


図-1 試験体の基本形状・寸法及び配筋

*1 鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻

(正会員)

*2 鹿児島大学工学部建築学科助教授・博士(工学)

(正会員)

*3 鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻

(正会員)

*4 鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻

表 - 1 試験体番号・名称・変数

試験体		壁梁	柱断面 (B×D)	開口内法長さ h ₀ (mm)	柱主筋	帯筋	軸力比	構面外 の長期 応力
番号	名称							
No.1	COD-RE-46	無	長方形 (200×110)	500 (h _v =300)	10-D10	SD 295	η=0.1 (=54.7kN)	無
No.2	COD-RE-46-HB				USD 785			
No.3	CWO-RE-46				SD 295			
No.4	CWO-RE-46-L				SR 295			
No.5	CWO-RE-46-RB	中心	220 (h _v =440)	10-D10	10-D10	USD 785	η=0.1 (=58.2kN)	有
No.6	CWC-RE-46-HB				SR 295			
No.7	COD-RE-20-HB	無	正方形 (160×160)	500 (h _v =300)	12-D10	USD 785	η=0.1 (=58.2kN)	無
No.8	CWO-RE-20-HB				SR 295			
No.9	COD-SQ-46-HB	無	正方形 (160×160)	500 (h _v =300)	12-D10	USD 785	η=0.1 (=58.2kN)	無
No.10	CWO-SQ-46-HB				SR 295			

表 - 2 使用材料の力学的特性 (応力の単位: N/mm²)

コンクリート	試験体番号		E _c (×10 ⁴)	c _c σ _B	c _c σ _{SP}	c _c E _B (%)
		No.1~No.4		2.26	25.4	2.40
	No.5		1.98	23.6	-	0.26
	No.6		2.29	24.4	2.62	0.24
	No.7~No.10		2.29	22.5	2.62	0.24

鉄筋	試験体番号		鉄筋種別	E _s (×10 ⁵)	E _{s2} (×10 ⁵)	s _s σ _y	s _s σ _B
	No.1~No.5	D10		SD 295	1.70	-	345
USD 785				1.77	0.14	1033	1171
9φ		SR 295	1.87	-	311	387	
D6		SD 295	1.65	0.04	326	504	
2.5φ		SS 400	1.56	0.24	526	698	
D10		USD 785	1.77	0.10	1020	1138	
No.6~No.10	2.5φ		SS 400	1.72	-	526	698

E_c:コンクリートのヤング係数, c_c:圧縮強度, c_cσ_{SP}:割裂強度, c_cE_B:圧縮強度時ひずみ度
 E_s:鉄筋のヤング係数, E_{s2}:ひずみ硬化域の接線剛性, s_sσ_y:降伏強度, s_sσ_B:引張強度
 D6, 2.5φの降伏応力度は0.2%offsetで求めた

の開口内法長さを柱長さとした比較用試験体である。

表 - 2 に使用材料の力学的特性を示す。

2.2 加力方法と測定方法

図 - 2 に加力状況および測定状況を示す。水平せん断力は所定軸力を導入後、柱中央高さに反曲点が位置する逆対称モーメントの状態を加力している。軸力は軸力比で0.1に相当する鉛直荷重を柱断面中心に加力している。最大耐力以降で水平加力時に軸支持力を急激に失ったNo.6とNo.7では、軸支持力を確認するために、水平力を零にして軸力の再導入を試みている。また、実際の建物のスラブの拘束を配慮して、上スタブは加力方向に平行運動するように鋼管で構面外回転を拘束した。詳細は文献¹⁾を参照されたい。なお、今回の試験体には、構面外の長期応力は生じさせていない。

荷重は水平荷重、柱の軸力、ねじりモーメントを測定している。この他、柱主筋と帯筋のひずみ、偏心接合試験体(No.8, No.10)では、柱せいにおけるコンクリートのせん断ひずみを表・裏2ヶ所ずつ測定している。このせん断ひずみは、図 - 3 (a)に示すロゼットゲージ(検長:60mm)によって測定している。

3. 実験結果

3.1 各試験体の破壊状況

表 - 3 に各試験体のひび割れ強度と最大耐力及び破壊形式を示す。図 - 4 に最大耐力時と実験終了時のひ

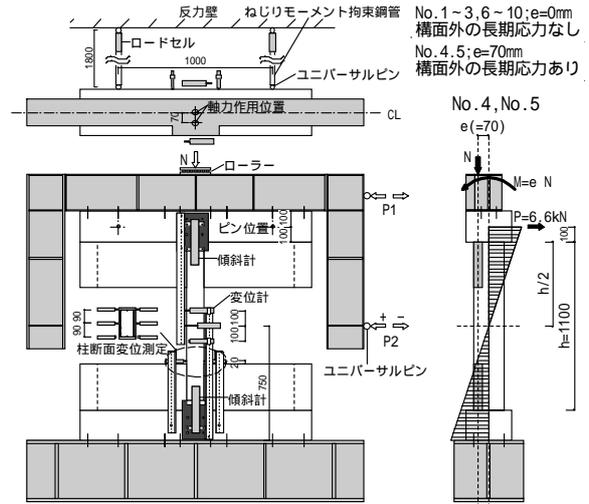
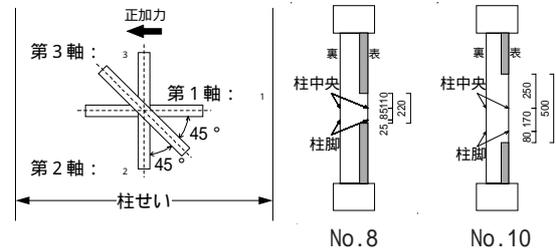


図 - 2 加力状況及び測定状況



(a)ロゼットゲージ (b)測定位置
 図 - 3 ロゼットゲージ及びせん断ひずみの測定位置

び割れ状況を示す。図 - 5 に柱の水平せん断力 - 部材角関係を示す。横軸の部材角 R_cは、層間変形を壁梁付き柱の材長(1100mm)で除した値とし、図中には開口内法長さ h₀(No.6, 9, 10は500mm, No.7, 8は220mm)で除した補助目盛も挿入している。同図にはそれぞれ、他の比較となる試験体の抱絡線も挿入している。

(a)中心接合試験体

No.6 (CWC-RE-46-HB): 壁梁付き柱

最大耐力までの水平せん断力 - 部材角関係は 開口内法長さを柱長さとする試験体No.2に較べ、剛性がかなり低下し、壁梁が偏心接合された試験体No.3が最大耐力を示す部材角 0.47×10^{-2} rad. までは、その包絡線に近い。最大耐力もNo.2に較べ大きく低下している。壁梁が中心接合されていても、開口内法長さを柱長さとする試験体No.2に較べ、柱の剛性および耐力が大きく低下することが確認される。

+5サイクルでわずかな付着割裂ひび割れが生じ、-5サイクルの最大変形時(以後、ピーク時)に表面の柱脚側ヒンジ領域にせん断ひび割れが生じた。+6サイクルの 1.26×10^{-2} rad. から新たな付着割裂ひび割れが発生しそれ以降、片側の柱幅面で全主筋に沿って

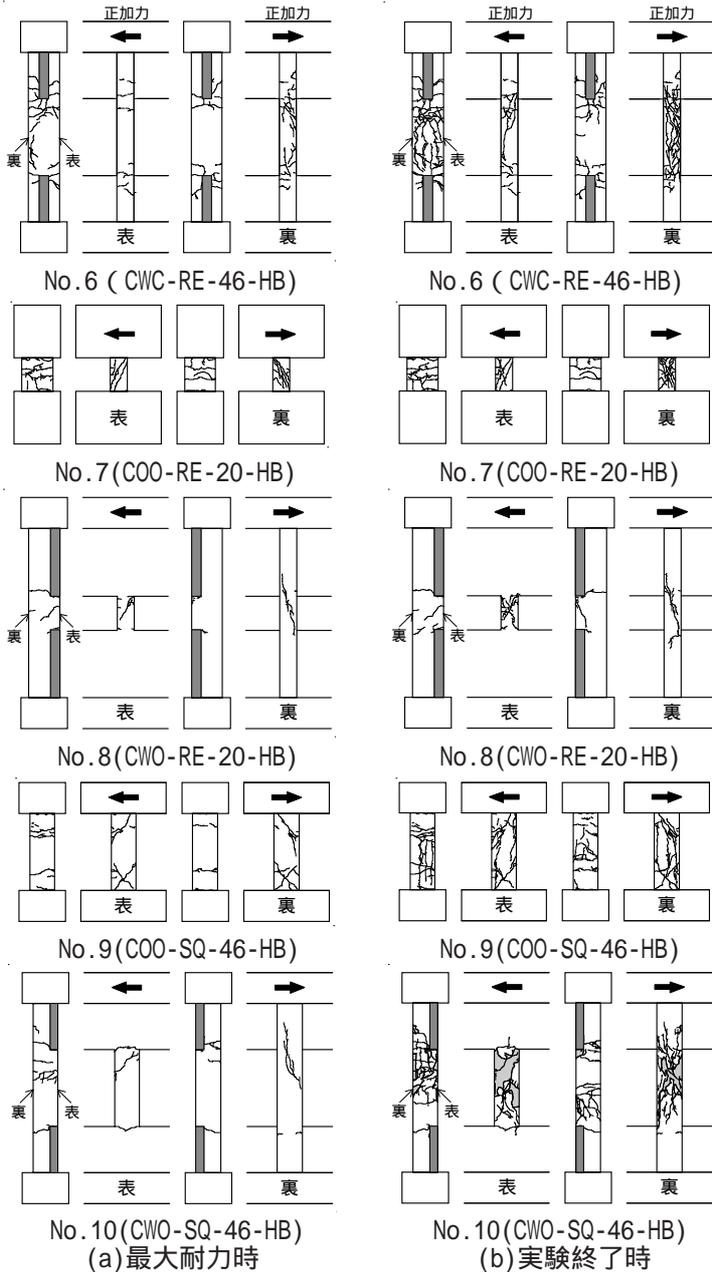
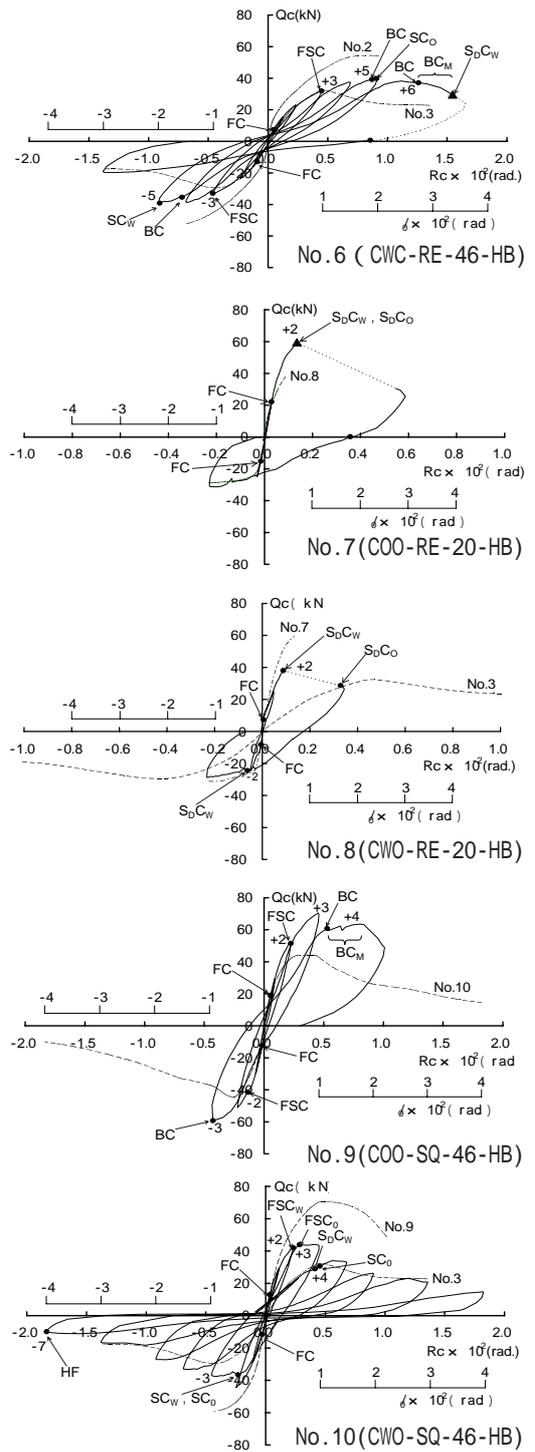


図 - 4 ひび割れ状況

表 - 3 各試験体の最大耐力と破壊形式

試験 番号	記号	実験						Failure Mode
		Q_{FC} (kN)	Q_{FSC} (kN)	Q_{SC} (kN)	Q_{SDC} (kN)	Q_{max} (kN)	R_{max} ($\times 10^2$ rad.)	
No.1	COO-RE-46	19.87	36.74	-	-	47.50	0.84	F-S
		-19.96	-33.88	-41.94	-	-43.20	-0.46	
No.2	COO-RE-46-HB	16.15	39.81	-	54.20	54.20	0.93	B
		-18.18	-41.62	-	-	-52.10	-0.68	
No.3	CWO-RE-46	14.95	-	32.00	-	32.40	0.47	S
		-13.75	-	-27.62	-16.59	-29.40	-0.40	
No.4	CWO-RE-46-L	11.66	33.96	24.75	25.79	34.00	0.46	S
		-10.61	-28.51	-31.24	-	-31.20	-0.43	
No.5	CWO-RE-46-RB	7.23	22.81	-	-	23.50	0.90	B
		-12.18	-	-	-	-22.40	-0.91	
No.6	CWC-RE-46-HB	7.42	31.95	39.79	29.62	39.79	0.91	B
		-12.96	-32.90	-39.20	-	-39.20	-0.91	
No.7	COO-RE-20-HB	22.07	-	-	59.54	59.54	0.14	S
		-15.17	-	-	-	-30.70	-0.23	
No.8	CWO-RE-20-HB	7.37	-	-	38.02	38.02	0.09	S
		-8.16	-	-	-24.50	-28.62	-0.23	
No.9	COO-SQ-46-HB	19.01	51.52	-	-	70.49	0.45	B
		-12.30	-41.43	-	-	-59.24	-0.43	
No.10	CWO-SQ-46-HB	13.06	43.93	30.63	-	44.10	0.42	S
		-11.44	-	-36.53	-	-44.47	-0.25	

Q_{FC} : 曲げひび割れ強度, Q_{FSC} : 曲げせん断ひび割れ強度, Q_{SC} : せん断ひび割れ強度
 Q_{SDC} : 対角線せん断ひび割れ強度, Q_{max} : 最大せん断力, R_{max} : 最大せん断力時の部材角
 Failure Mode: 破壊形式; F: 曲げ破壊, B: 付着割裂破壊, S: せん断破壊



FC: せん断ひび割れ
 FSC: 曲げせん断ひび割れ
 SC_w: せん断ひび割れ(柱表面)
 SC₀: せん断ひび割れ(柱裏面)
 S₀C_w: せん断ひび割れ(柱表面对角線上)
 S₀C₀: せん断ひび割れ(柱裏面对角線上)
 HF: 帯筋破断
 S₀C₀: せん断ひび割れ(柱裏面对角線上)
 FSC_w: 曲げせん断ひび割れ(柱表面)
 FSC₀: 曲げせん断ひび割れ(柱裏面)
 BC: 付着割裂ひび割れ
 BC_s: 付着割裂ひび割れ多数発生
 BC_m: 付着割裂ひび割れ多数発生
 S₀C_w: せん断ひび割れ(柱表面对角線上)
 S₀C₀: せん断ひび割れ(柱裏面对角線上)
 HF: 帯筋破断
 S₀C₀: せん断ひび割れ(柱裏面对角線上)

図 - 5 柱の水平せん断力 - 部材角関係

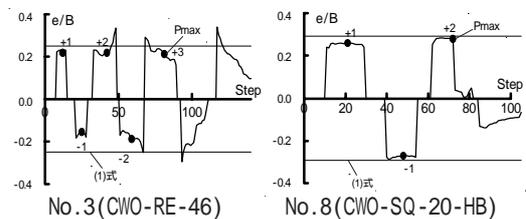


図 - 6 e/B - 測定ステップ関係

付着割裂ひび割れが生じ $1.55 \times 10^{-2} \text{rad}$. で軸力を保持できなくなった。しかし、+6サイクルのせん断力が零となった時点では所定軸力を再度 作用させることができた。

(b)極短柱試験体

No.7 (C00-RE-20-HB): 比較用柱

曲げひび割れは生じたが、曲げせん断ひび割れは全く生じないで、+2サイクルの $0.14 \times 10^{-2} \text{rad}$. で表面・裏面ともに対角線せん断ひび割れが生じて最大耐力が決定した。この直後、せん断力と軸力が急激に低下して変形が増大した。しかし、+2サイクルの加力終了時では所定軸力を再度、作用させることができた。

No.8 (CWO-RE-20-HB): 壁梁付き柱

+2サイクルの $0.09 \times 10^{-2} \text{rad}$. で、壁梁が取り付く側の柱面(以後、表面)に対角線せん断ひび割れが生じて最大耐力が決定した。この直後、せん断力が急激に低下して変形が増大した。壁梁が取り付かない側の柱面(以後、裏面)の対角線せん断ひび割れはせん断力が安定した $0.33 \times 10^{-2} \text{rad}$. で確認された。

最大耐力までの剛性は比較用試験体 No.7 に較べて低下している。裏面に対し、表面のひび割れや損傷の程度が先行する傾向は、後述される正方形断面柱の試験体 No.10 に較べ、より顕著に現れて、断面形状の違いによる影響が確認された。軸力は最終変形まで保持されていた。

(c)正方形断面試験体

No.9 (C00-SQ-46-HB): 比較用柱

最大耐力を示す ±3サイクルのピーク時までに柱頭・柱脚に曲げせん断ひび割れが生じ、-3サイクルのピーク時に柱断面のコーナー主筋近傍にわずかな付着割裂ひび割れが生じた。この時点では最大耐力を決定する破壊状況は確認されなかった。+4サイクルで+3サイクルに較べて剛性低下が顕著に生じ、 $0.53 \times 10^{-2} \text{rad}$. から新たに付着割裂ひび割れが生じ始め、同サイクルのピーク時には両柱幅面の全主筋に沿って付着割裂ひび割れが生じた。

この試験体は、+4サイクルで付着割裂破壊した。しかし、それ以前の+3サイクルで最大せん断力後を示し、せん断耐力が決定した。軸力は最終変形まで支持されていた。

No.10 (CWO-SQ-46-HB): 壁梁付き柱

+2サイクルのピーク時に表面の柱頭に曲げせん断ひび割れが生じ、+3サイクルの $0.29 \times 10^{-2} \text{rad}$. で裏面の柱頭にせん断ひび割れが生じた。同サイクルの、ピーク時までせん断力がほぼ一定の状態に変形が増大した。この挙動は-3サイクルでも同様に生じた。

表面の曲げせん断ひび割れに較べ、裏面のせん断ひび割れは急な傾きになっていた。最大耐力までの剛性は比較用試験体 No.9 に較べて低下している。この試験体はせん断破壊により最大耐力が決定された。軸力は最終変形まで支持されていた。

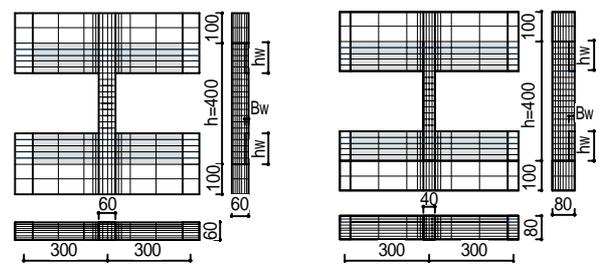
4 偏心接合による柱のねじりモーメントと偏心距離

4.1 実験の測定値による偏心距離比

柱には、壁梁が偏心接合されることによりねじりモーメントが生じる。実験では2.2節で述べたように柱のねじりモーメントを測定している。

そのねじりモーメントを柱の水平せん断力で除すと、ねじり中心から水平力の作用線までの距離が求められる。ここではそれを偏心距離 e とする。

図-6(前頁)に柱幅 B に対する偏心距離 e の比 e/B と測定ステップの関係を最大耐力までの範囲で示す。負加力時は負の値である。示した試験体は壁梁付き試験体である。は各サイクルのピークの時点である。



(a)タイプ 60 × 60cm (b)タイプ 40 × 80cm
図-7 解析モデルとメッシュ分割 (単位:cm)

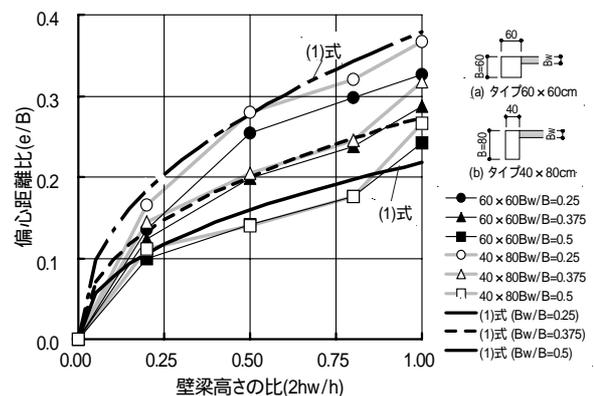


図-8 $e/B - 2hw/h$ 関係と近似曲線

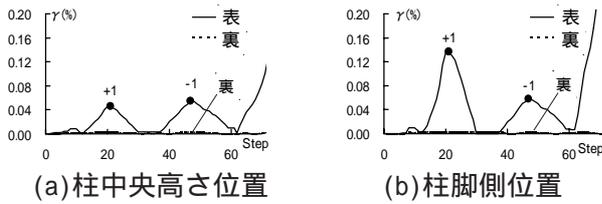


図 - 9 せん断ひずみ - 測定ステップ関係

+ 1 サイクルピーク時の値に対して、最大耐力時の偏心距離は大きく変化していない。

4.2 弾性有限要素解析による偏心距離比

前述したように偏心距離は + 1 サイクルの終了時と最大耐力時ではあまり変化しない。これは弾性時の偏心距離で最大耐力時のものを推定できる可能性を意味する。また文献¹⁾でも弾性有限要素解析の解析値と最大耐力時の実験値は近いことを報告している。そこで各構造寸法が実用範囲で変化する場合の偏心距離を定量的に把握し、それを評価する近似式を求めることを目的に弾性有限要素解析を行った。

図 - 7 に解析モデルの基本形状とメッシュ分割を示す。基本形状は試験体のもとし、寸法は実大寸法とした。柱高さを 400cm とし、柱断面寸法を 60 × 60cm の正方形断面と、40 × 80cm の長方形断面の 2 種類とした。柱幅 B に対する壁梁の幅 Bw の比 (Bw/B) と、柱高さ h に対する壁梁高さ hw の比 (2hw/h) を変化させた。Bw/B は 0.250, 0.375, 0.500 と変化させ、2hw/h は 0.2, 0.5, 0.8, 1.0 と変化させた。材料特性についてはヤング係数を $2.0 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ とし、ポアソン比を 0.125 とした。鉄筋については全て無視した。

解析結果を図 - 8 に $e/B - 2hw/h$ 関係で示す。偏心距離は $2hw/h$ と Bw/B の影響を大きく受けている。柱の断面形状と寸法の影響については正方形断面柱の偏心距離が長方形断面のものに比べて小さくなるが、その程度は実用範囲では小さい。これらの解析結果を基に求めた偏心距離比 e/B の近似式を (1) 式に示す。

$$e/B = (0.5 - 0.6 \cdot Bw/B) \cdot (2hw/h)^{0.4} \quad \text{かつ } e/B \geq 0 \quad (1)$$

ここに、Bw: 壁梁の幅, B: 柱幅, hw: 壁梁高さ, h: 柱脚下端から柱頭上端までの内法長さとした。

図 - 6 に (1) 式による計算値を直線で示す。実験値のばらつきを考えると、計算値は実験値を概ね推定していると見なせる。

5. 柱断面内のせん断応力分布の偏り

5.1 ロゼットゲージによるせん断ひずみの測定

図 - 9 に No.8 でロゼットゲージにより測定されたせん断ひずみの挙動を測定ステップとの関係で示す。同試験体は壁梁が偏心接合されたものである。せん断ひずみは水平加力方向の成分である。示した箇所は図 - 3 に示すように、柱の開口中央位置と壁側の想定されるヒンジ領域位置の表面と裏面である。示した範囲は測定位置にひび割れが生じて測定値に誤差が生じるサイクルまでを示している。

壁梁が取り付く表面側のせん断ひずみが裏面側の値に比べて極めて大きくなっている。柱断面内のせん断応力は、壁梁が取り付く表面側で大きくなり、その反対側の裏面で小さくなることを確認される。

5.2 偏心接合による柱のせん断耐力の低下の評価

文献²⁾で主応力度仮説に基づいて壁梁が偏心接合される矩形断面柱のせん断ひび割れ強度の低下率 β_{sct} の評価式を誘導している。それを (2) 式に示す。

$$\beta_{sct} = 1 / \{ 1 + e / (k \cdot Kt \cdot D) \} \quad (2)$$

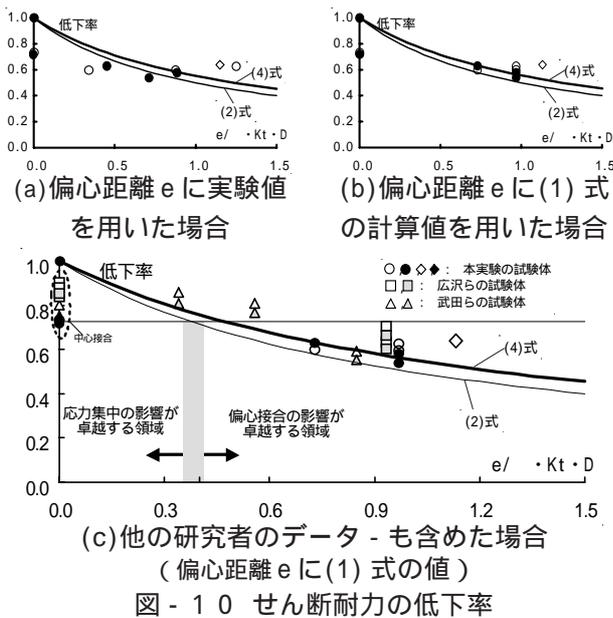
ここに、e: ねじりモーメントを表す偏心距離、
: せん断力を受ける柱のせん断応力分布の形状係数でここでは 1.5 とする。Kt: ねじりモーメントを受ける柱の柱せい中央のせん断応力の増加率を表す係数で (3) 式による。

$$Kt = \begin{cases} 0.21 + 0.14 \ln(B/D) & (2.5 \leq B/D < 1) \\ 0.21 - 0.05 \ln(B/D) & (1 \leq B/D < 0.4) \end{cases} \quad (3)$$

ここに、B: 柱幅, D: 柱せい

低下率 β_{sct} は開口内法長さを柱長さとする柱のせん断ひび割れ強度に対する壁梁付き柱のせん断ひび割れ強度の割合である。 β_{sct} の変数は (2) 式の分母の第 2 項 $e / (k \cdot Kt \cdot D)$ に集約されている。

図 - 10 に (2) 式による曲線を実線で示す。また、開口内法長さを柱長さとする柱の最大耐力 Q_{suo} に対する、壁梁付き試験体の最大耐力 Q_{sut} の割合 β_{sct} の実験値を $e / (k \cdot Kt \cdot D)$ との関係で示す。図 - 10 (a) は偏心距離 e に図 - 6 の実験値を用いている。実験値には構面外の長期応力を受けた No.4 も含めている。これは作用させた構面外長期応力では、せん断耐力にほとんど影響を与えない実験結果³⁾であったためである。図 - 10 (b) は (1) 式の計算値を用いたものを示す。また、 Q_{suo} については加力方向



に関係なく最大耐力を用いた。 の記号のものは基準になる Q_{su0} がせん断破壊により決定したものである。また の記号のものは基準になる Q_{su0} が付着割裂破壊により決定したもので、それらのせん断耐力の負の低下率は多少小さくなることが予想される。また白抜きの記号は壁梁付き試験体の正加力時の最大耐力について示したものであり、黒塗りの記号は負加力時のものである。図-10(b)で見られるように偏心距離 e に(1)式の計算値を用いた方がせん断耐力の低下率の変化を説明できる結果になっている。この図-10(b)に武田らの試験体³⁾(4体)と、広沢らの試験体⁴⁾(4体)の実験データを追加したものを図-10(c)に示す。それらも腰壁・垂れ壁付きRC造柱において壁の偏心接合がせん断耐力に及ぼす影響を調べた実験のもので、せん断破壊により柱の最大耐力が決定したものである。ただし、そこにおいては開口内法高さの柱の実験が行われていないため、荒川mean式と短柱用式⁵⁾により Q_{su0} を求めて低下率を整理した。また同図には(2)式の分母の第2項の $e / (\kappa \cdot Kt \cdot D)$ に0.8を乗じた下記の(4)式による曲線を太実線で示す。

$$\beta_{sut} = 1 / \{1 + 0.8e / (\kappa \cdot Kt \cdot D)\} \quad (4)$$

腰壁・垂れ壁も含めた壁梁の偏心接合による柱のせん断耐力の低下率 β_{sut} は(4)式で評価できる結果になっている。

また、図-10には中心接合された試験体のデータも横軸の値が零の位置に示している。それらの低

下率も0.73~0.91程度となっており、偏心接合されていなくてもせん断耐力が低下することが確認される。この原因は、柱の変形を壁梁幅だけで局部的に拘束するため、そこで応力集中が生じて開口内法区間内のせん断破壊する領域の応力分布が変化することにある。

6. まとめ

壁梁が偏心接合された既存RC柱のせん断性状を明らかにする目的で、追加試験体の水平加力実験を行った。以下にその結果をまとめる。

- 1) 壁梁が中心接合されていても、柱幅に対し、梁幅が局部的に柱の変形を拘束するため、開口内法長さを柱長さとする柱に比べ、最大耐力までの剛性、付着割裂耐力が低下すると考えられる。剛性の低下率は壁梁が偏心接合されたものと同程度で、耐力の低下率は壁梁が偏心接合されたものより小さかった。
- 2) 壁梁の偏心接合により生じるねじりモーメントは(1)式による偏心距離比を用いて評価できる。
- 3) 腰壁・垂れ壁も含めた壁梁付き柱のせん断耐力の低下率は、偏心接合の影響と、壁梁による応力集中の影響を受け、偏心接合の影響が卓越する場合には(4)式で評価できる。応力集中の影響が卓越する場合には、今後、有限要素解析などによる応力解析に基づく検討が必要である。

参考文献

- 1) 北野博俊ほか：壁梁が偏心接合される鉄筋コンクリート造柱の弾塑性性状に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、pp211-216、2002
- 2) 吉留潤平ほか：壁梁が偏心接合されるRC柱のせん断破壊性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.26、pp475-480、2004
- 3) 武田寛：鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究 その6、日本建築学会学術講演梗概集、pp1939-1940、1983.9
- 4) 澤口祐樹ほか：偏心接合を有するRC造腰壁・垂壁付柱の耐震性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.26、pp229-240、2002
- 5) 末永政悦・荒川卓：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 その51、日本建築学会学術講演梗概、pp1513-1514、1977.10