

論文 実在鉄筋コンクリート造柱の振りモーメントを伴うせん断力に対する弾塑性性状

近藤龍哉^{*1}・周建東^{*2}・嶋雄一郎^{*3}・広沢雅也^{*4}

要旨：鉄筋コンクリート造3階建て実在建物の1階と2階で柱について強制的に偏心加力し、振りモーメントを伴うせん断力に対する弾塑性性状を調べる実験研究を行った。その結果、最大耐力は、せん断終局強度の評価式による計算値の40%程度と極めて脆弱であることがわかった。最大耐力を示した後の耐力劣化は比較的穏やかで、また、軸力保持能力も、せん断型の破壊でありながら、高かった。

キーワード：振りモーメントを伴うせん断力、弾塑性性状、RC造実在柱

1. はじめに

RC造3階建て学校校舎(1973年竣工)の中通り構面の柱を試験対象とし、内法高さ中央に加力枠を設置し、強制的な偏心加力により柱に振りモーメントを伴う繰返しせん断力を加えた破壊実験を行った。

1968年十勝沖地震、1998年鹿児島北西部地震等で、柱に梁が偏心接合しているため2次応力として振りモーメントが発生し、RC造学校校舎の柱に振りモーメントを伴うせん断力による被害例が報告されている。振りモーメントを伴うせん断破壊の特徴として螺旋状のひび割れが生じていた。

ここでは寸法効果の影響が無く、かつ、振り応力の反力機構も明確な実在建物の柱に振りせん断加力を行った結果について、その力学的挙動の特徴と検討結果を報告する。

1階柱の軸力は930kN($\sigma_o=2.1\text{MPa}$)、2階柱の軸力は620kN($\sigma_o=1.4\text{MPa}$)程度と推定する。

表1 柱形状、断面形状と材料強度
(長さの単位はmm、応力の単位はMPa)

	1階柱	2階柱
柱高さ H_1	1315	1290
柱高さ H_2	1225	1290
柱断面 $b \times D$	550×800	550×800
有効せい d	750	750
境界梁せい ${}_1D_b$	850	815
直交梁せい ${}_2D_b$	700	700
偏心距離 e	500	400
コンクリート強度 σ_B	21.98	16.66
ヤング率 E_c	15190	15680
主筋断面積 a_g	46.44	38.70
引張鉄筋断面積 a_t	1935	1548
引張鉄筋降伏強度 σ_y	349.2	
帯筋断面積 a_w	127	127
帯筋間隔 X	100	100
帯筋降伏強度 σ_{wy}	294(推定値)	

2. 実験方法と結果

2.1 柱の形状と材料強度および諸係数

校舎1階の柱と2階の柱、各1本づつを試験体とした。柱主筋はD22、帯筋は9φを用いていた。試験体とした柱の鉛直荷重支配面積は概ね31.7m²で、積載荷重が無い状態での単位面積あたりの固定荷重を9.8kN程度とすると、

2.2 加力方法と加力計画

加力は、柱の内法高さの中央に北側に突出した加力枠($D_f=400\text{mm}$)を取り付け、図1に示した加力中心に東西方向に水平力を加えた。加力枠下側の柱は当該階の梁とスラブでせん断および曲げに加えて振りに対する反力を得る。加力

*1 工学院大学講師 工学部建築学科 工修(正会員)

*3 同 大学院生(正会員)

*2 同 客員研究員

工博(正会員)

*4 同教授 工博(正会員)

加力は図 2 におよび表 2 示すように、正負交互に、5 ステージ 12 サイクル行った。

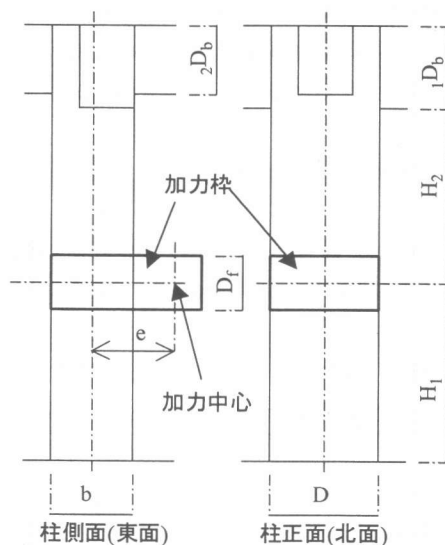


图1:柱形状

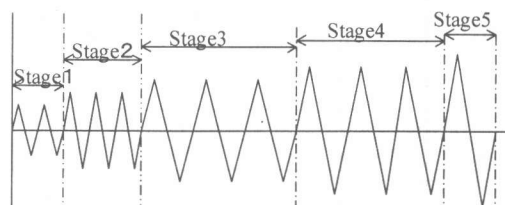


図2 加力計画

表2 加力計画

	1 階柱 加力目標値	2 階柱 加力目標値
ステージ 1 荷重制御	±400KN	±400KN
ステージ 2 荷重制御	±600KN	±600KN 変位 6mm 超える
ステージ 3 変位制御	±6mm	±9mm
ステージ 4 変位制御	±12mm	±12mm
ステージ 5 変位制御	+24mm 正加力のみ	±24mm

荷重計測は加力用ジャッキの先端に荷重計をとり付けて計測した。

変位計測は加力枠を取り付けた下側の柱および上側の柱で各4ヶ所行った。柱の北面に計測用L型金物をアンカーで固定し、床スラブから立ち上げたフレームを基点に、加力方向の変位を変位計測点1と2で計測した。

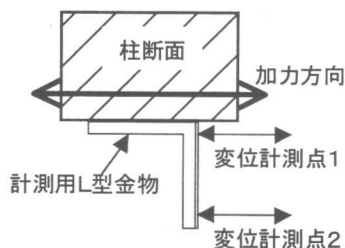


図3 変位計測法

(1) ひび割れ

図4に1階柱の実験終了時のひび割れ展開図を示す。また、写真1に2階柱加力枠下部の実験終了時のひび割れを示す。

加力方向に平行でせん断力と振りモーメントが累加する北面で幅 12mm 程度の斜めひび割れが発生した。これに対してせん断力と振りモーメントが相殺される南面の斜めひび割れは幅 1mm 程度であった。また、加力方向に直交した東面および西面にも斜めひび割れが発生している。そして、北面および南面に発生した斜めひび割れは、螺旋状に東面および西面に繋がっており、明らかに振りモーメントの影響が大きなせん断ひび割れとなっている。

(2) 荷重變位曲線

実験結果の表示や解析で、せん断力 tQ と振りモーメント tMt は共に加力枠の上下の柱に等分に分担されとした。図5と図7に1、2階柱加力枠下側の荷重変位曲線を示す。せん断応力度は $t\tau$ を柱断面積($b \times D$)で割った平均せん断応力度である。また、層間変位は柱脚から

加力枠下端までの高さ($H_f-D_f/2$)に対する変位角である。図6、図8に同じく振りモーメントと振り率の関係を示した。振り率は加力枠下端の振り角と柱脚の振り角の差を高さ[振りスパン($H_f-D_f/2$)]で割ったものである。表3は各柱の最大耐力とその後の挙動の特徴を示したものである。低下率は最大耐力を示したステージの3サイクル目の強度低下の tQ_{max} に対する比である。劣化率は最大変形時の強度の tQ_{max} に対する耐力劣化の比である。増加率は最大耐力時の変形に対する最大変形の比である。

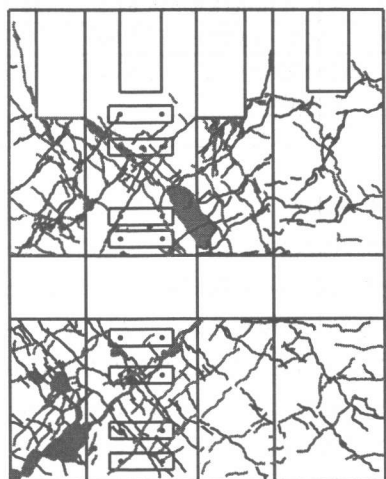


図4 1階柱ひび割れ(展開図)

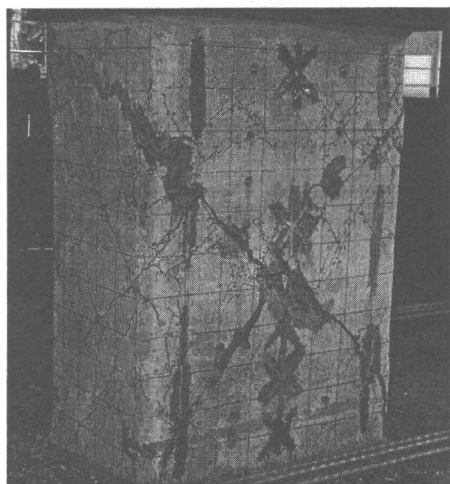


写真1 2階柱北東面のひび割れ

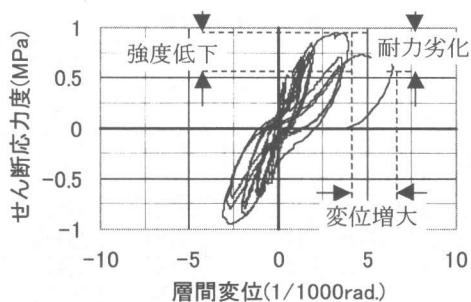


図5 1階柱加力枠下側の層間変位

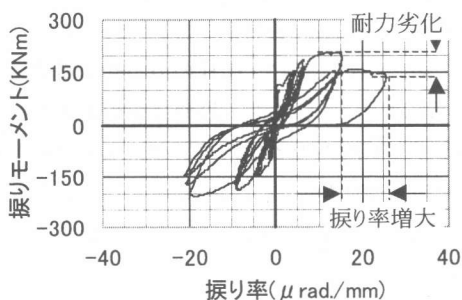


図6 1階柱加力枠下側の振り率

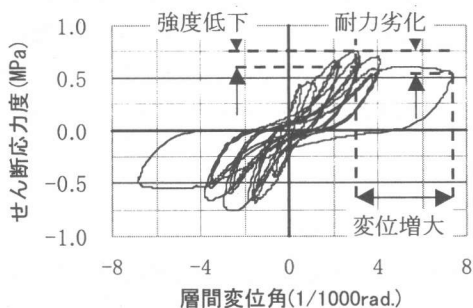


図7 2階柱加力枠下側の層間変位

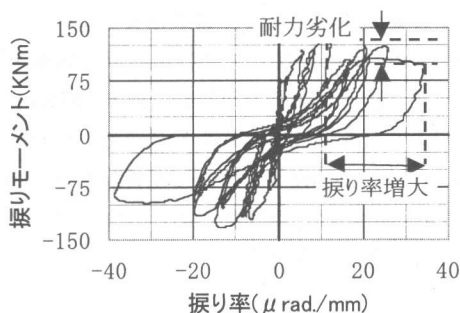


図8 2階柱加力枠下側の振り率

表3 実験結果

	1 階柱	2 階柱
偏心率 e_l (e/柱短辺)	0.91	0.73
最大耐力 $tQ_{\max}$ (KN)	414	332
最大応力度 $t\tau_{\max}$ (MPa)	0.938	0.744
せん断耐力の低下率	34%	20%
せん断耐力の劣化率	38%	31%
層間変位の増大率	169%	237%
振り耐力の劣化率	38%	31%
振り率の増大率	172%	276%

1 階柱と 2 階柱の主な差異は、表 1 で示すように、コンクリート強度、主筋量、軸力である。何れも 1 階柱の方が高性能である。しかしながら、偏心率の大きな 1 階柱の方がせん断耐力の低下率は大きく、また、層間変位の増大率に対するせん断耐力の劣化率および振り率の増大率に対する振り耐力の劣化率も大きい。偏心率が強度低下および耐力劣化に大きく影響すると思われる。

本試験体のシアースパン比は 0.7 程度で、また、北面のひび割れ状況を見ると耐力が急激に低下するせん断斜張力破壊型に見える。しかし、図 5 から図 8 をみると、本実験程度の変形範囲では耐力の劣化は穏やかである。これは振りせん断型破壊の特徴の一つと考える。

3. 考察

3.1 ひび割れ強度

初期ひび割れ発生時のせん断応力度を、せん断力によるせん断応力度と振りモーメントによるせん断応力度の和として、式 1 のように実験値より求め、式 2 で示すせん断ひび割れ強度の計算値と比較し、その結果を表 3 に示す。既往の実験[参考文献 1：ひび割れ形式は本実験と異なる]で(実験値/計算値)は 50%~200%とバラツキが大きいことが知られている。しかし、本実験では 33%程度でさらに差異が大きい、竣工後 26 年経った建物であり、マイクロクラック等のためと考える。

$$t\tau_c = t\tau_{sc} + t\tau_{tc} \quad (1)$$

$$t\tau_{sc} = \frac{1.3 \cdot tQ_c}{b \cdot D}, \quad t\tau_{tc} = \frac{tM_{tc} \cdot B}{J_t}$$

なお、ここで振り抵抗は $J_t = \frac{D \cdot B^3}{1.5}$ とした。

$$\tau_c = \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o} \quad (2)$$

$$\sigma_T = 1.6\sqrt{\sigma_B}$$

表4 ひび割れ強度比較

初期ひび割れ発生時の	1 階柱	2 階柱
せん断力 tQ_c (KN)	175	141
振りモーメント tM_{tc} (KNm)	87.5	56.4
せん断応力度 $t\tau_c$ (MPa)	1.06	0.77
せん断ひび割れ強度 τ_c (MPa)	3.24	2.66
$t\tau_c / \tau_c$	0.32	0.29

3.2 終局強度

最大耐力は振りモーメントを考慮しないせん断終局強度(Q_{su})の評価式による計算値と比較して 40%以下と極めて低かった。また、振りモーメントを考慮したせん断耐力の提案式による計算値と比較しても 50%から 60%と低く、提案式は過大側にバラツキがあることを示した。

提案式は柱の実大寸法の 1/2 から 1/3(20cm~30cm)程度の縮尺モデルによる実験結果をもとに求めたもので、寸法効果の影響を考慮していない。このため、実験値に比べ提案式による計算値が過大評価となったものとする。

表5 終局強度の比較

	1 階柱	2 階柱
最大耐力 $tQ_{\max}$ (KN)	414	332
せん断終局強度 Q_{su} (KN)	1046	893
$tQ_{\max} / Q_{su}$	0.396	0.372
提案式 Q_{su}' (KN)	633	623
$tQ_{\max} / Q_{su}'$	0.654	0.533

Q_{su} : せん断終局強度[参考文献 2(4.8 式)]

Q_{su}' : 振りモーメントを考慮したせん断終局強度(提案式)[参考文献 3]

$$Q_{su}' = \beta \cdot Q_{su} \quad (3)$$

$$\beta = \left\{ 1 + \left(\frac{e \cdot Q_{su}}{\alpha \cdot M_{to}} \right)^2 \right\}^{-0.5}$$

$$M_{to} = (0.8\sqrt{\sigma_B} + 0.45p_{wt} \cdot \sigma_{wy})B^2 \cdot D / \sqrt{a/D}$$

$$\alpha = \left(1 + 10 \frac{\sigma_o}{\sigma_B} \right)^{0.5}$$

ここで、 a : 振りスパン

B : 柱短辺

D : 柱長辺

なお、その他の記号は参考文献 2 による。

3.3 剛性

各サイクル毎に、せん断力の最大値を層間変位で割ったものをせん断剛性とする。また、振りモーメントについても同様に、振りモーメントの最大値を振り角で割ったものをねじり剛性とする。図 9 と図 10 に各剛性を 1 サイクル目の剛性で割った比であらわし、繰り返し加力に対する剛性の推移を示す。

1 階柱 2 階柱共に初期ひび割れは 1 サイクル目の途中で発生し、サイクル数が増える毎にひび割れは増加および進展そして拡幅していった。この時、せん断剛性と振り剛性の推移を比較すると、概ね常に振り剛性の低下する割合が大きい。偏心率(偏心距離/柱短辺)が 0.7~0.9 程度と大きい時、ひび割れによる剛性への影響は、せん断剛性に比べて振り剛性に対して大きくあらわれると考える。

最終加力後のひび割れ幅は北面で 12mm 程度であったのに対して南面は 1 ミリ程度であった。断面内に大きくひび割れた部分と多少余力を残した部分があり、全体の総和で影響を受けるせん断剛性に比べ回転中心からの距離との積で影響を受ける振り剛性の方が、部分的な大きな損傷の影響を大きく受けるものと考ええる。

なお、2 階柱に比べ 1 階柱の振り剛性の低下率は小さい。これは、振りによる断面の「そり」を拘束する軸力の影響と考える。ひび割れ発生

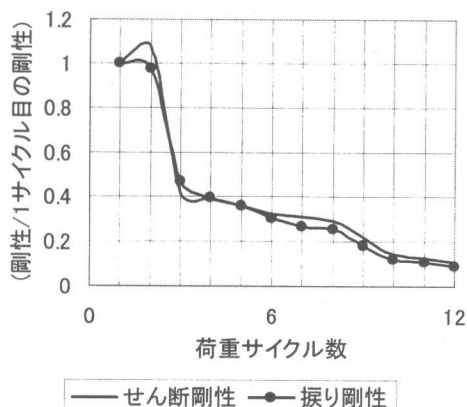


図9 1階柱剛性の推移

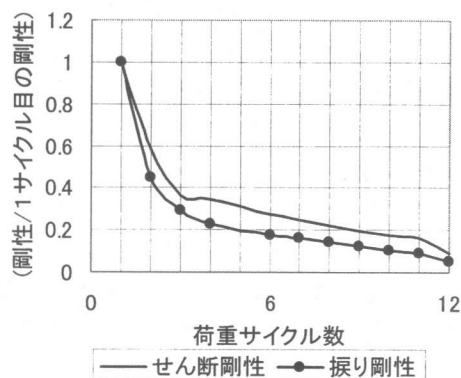


図10 2階柱剛性の推移

後も大きな軸力で「そり」を拘束された 1 階柱は 2 階柱に比べて振り剛性の低下が小さかったものと考ええる。

3.4 軸力保持能力

振りモーメントを伴うせん断を受ける柱が支持するスラブの沈下量とサポートの負担軸力の変化を計測し、最大耐力に達した後の柱の軸力保持能力を検討した。

2 階柱の西側概ね 200mm 離れた位置で 3 階スラブの垂直変位を測定した。各加力サイクル終了時の変位を図 11 に示す。柱から概ね 1200mm 離れた位置で、境界梁および直交梁を介してサポートで床の沈み込みを支持した。この時、サポートの軸力の変化を歪ゲージで測定した。なお、歪ゲージはサポート設置後(サ

ポートにプレストレスがかかった後)貼り付けた。同じく各サイクル終了時の軸力を図 12 に示す(EB: 東側直交梁、WB: 西側直交梁、NB: 北側境界梁)。なお、2 階柱は、6 サイクル目で最大耐力を記録し、以後、強度低下および耐力劣化した。

最終加力後の 3 階床スラブの沈下量は 0.1mm 程度である。これは、最大耐力を示した以前のスラブの変位に比べても小さく、よって、実験終了時の柱の長さは概ね変化しないと思われる。この時、サポートの軸力変化は、圧縮力が加わった境界梁を支持したサポートで 7KN 程度、直交梁を支持しているサポートは伸び変形を起こしている。よって、柱は殆ど軸変形を生じておらず、また、これがサポートの支持力によって保持されたもので無いと考える。

以上より、本実験程度の変形では、最大耐力を示した後も柱は十分に軸力支持能力を保持していると思われる。これも、断面内で損傷状況に違いが現れる振りモーメントを伴うせん断力による破壊の特徴と考える。

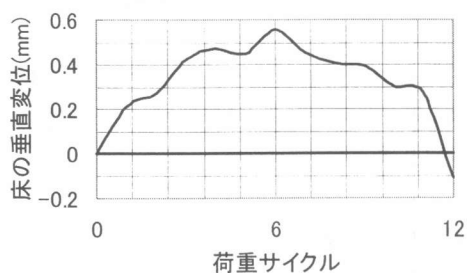


図11 加力ゼロ時の3階床の変位

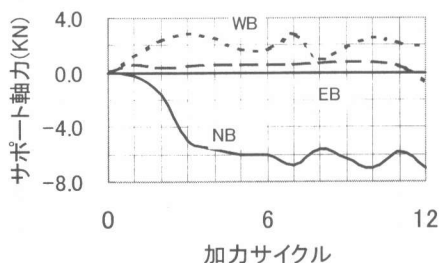


図12 加力ゼロ時の各サポート軸力

4.まとめ

- 1) 偏心率が 0.7~0.9 程度のとき最大耐力はせん断終局強度の評価式による計算値の 40% 程度と極めて弱い。
- 2) 最大耐力後の耐力劣化はせん断斜張力破壊等と比べると極めて緩やかである。
- 3) 最大耐力後、耐力時の 1.5 倍から 2 倍程度変形させても、軸力保持能力は低下しない。
- 4) ひび割れ幅、ひび割れ本数、ひび割れ長さは偏心側の面と背面と極端に差が現れる。
- 5) ひび割れ発生による剛性への影響はせん断剛性に比べて振り剛性に大きめに現れる。

本実験は加力方法の都合で試験体が極短柱である。よって、本実験結果からせん断力のみ受ける柱の変形性能と振りモーメントを伴うせん断力を受ける柱の性能を直接比較することは困難である。しかし、振りモーメントによりせん断応力度が柱断面の片側で集中的に大きくなると想像すると、部分的な破壊が先行するため、「せん断破壊する柱」に比べて小さな変形時に最大耐力に達するが耐力の劣化は穏やかであると思われる。また、最大耐力を示した後の軸力保持能力についても「せん断破壊する柱」に比べて安定的であると思われる。

本実験は社団法人埼玉建築設計監理協会、構造調査コンサルティング協会、社団法人建築研究進行協会の補助を頂き、浦和市の協力を得た。また、ショーボンド建設株式会社、黒沢建設株式会社、三菱化学株式会社、三菱マテリアル株式会社、三菱建設株式会社、高周波熱錬株式会社の協力を頂いた。お礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、日本建築学会
- 2) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990) 日本建築学会
- 3) 周建東、広沢雅也、近藤龍哉: 柱に対する梁が偏心接合による柱のせん断耐力低下に関する検討、構造工学論文集、Vol.45B、pp.383-390