

論文 三次元非線形 FEM 解析に基づく偏心 RC 造骨組のねじれ抵抗機構の考察

河野 圭一郎*1・田嶋 和樹*2・長沼 一洋*3

要旨: 本研究では、志賀らによる一連のねじれ振動実験に着目し、それを対象とした三次元非線形 FEM 解析を通じて、偏心 RC 造骨組のねじれ抵抗機構について考察した。その結果、ねじり荷重を受ける骨組の抵抗機構は、水平反力によるねじりモーメントと柱自身のねじりモーメントの和で表されることを確認した。また、今回の骨組では、柱の剛性低下に伴って骨組の剛心が重心から離れた。このとき、剛心に近い柱ほどねじれ変形によるせん断ひび割れが顕著であり、柱のせん断破壊が助長される危険性があると考えられる。

キーワード: 偏心, RC 造骨組, FEM 解析, ねじれ抵抗機構, 剛心

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下, RC)造建物の構造設計では、偏心率が 0.15 以下に規定され、それを超える場合には当該層の保有水平耐力を割増すことにより、ねじれによる損傷を抑制している。しかし、偏心率は部材の弾性剛性から求められており、部材の塑性化に伴う剛性変化は考慮されていない。ひび割れの発生やコンクリート-鉄筋間の付着すべり挙動等によって逐次剛性が変化する RC 造建物においては、これらの剛性変化が建物のねじれ挙動に及ぼす影響を把握することが必要であろう。さらに、部材の塑性化に伴う剛性変化は極めて重要であり、中柱からは耐力偏心としてこの問題を考察している。ポストピーク領域において耐力低下が生じ、骨組中で軸力やせん断力の再分配が生じるような複雑な挙動を示す RC 造建物では、この問題を骨組の抵抗機構の変化と対応させて考察することが重要である。

このような背景において、筆者らは単層単スパン RC 造骨組に対するファイバー解析を通じて、骨組のねじれ抵抗機構の解明を試みている²⁾。また、骨組中の部材の塑性化に伴う剛性低下により変化する剛心位置を追跡する手法を検討している³⁾。しかし、これらは数値解析のみに基づく検討であり、実現象との対応については課題を残している。一方、志賀ら⁴⁾⁵⁾は、単層単スパンの RC 造骨組を用いた一連のねじれ振動実験を通じて、骨組のねじり剛性の変化や動的荷重下におけるねじれ破壊性状について検討している。しかし、実験結果に基づく考察であるため、骨組全体のねじれ応答と各柱の応答を対応づけた考察は十分ではない。

本研究では、志賀らの一連のねじれ振動実験を対象として、実験結果を再現可能な三次元非線形 FEM 解析モデルを構築する。また、FEM 解析に基づいて RC 造骨組

のねじれ抵抗機構を検証する。さらに、実験では確認が困難な各柱の剛性変化を追跡し、それに基づいて剛心位置の移動を評価することにより、骨組全体のねじれ応答を考察する。また、実建物を模した多スパン骨組に対して FEM 解析を実施し、骨組のねじれ応答が構造性能に及ぼす影響について考察する。

2. 志賀らのねじれ振動実験の概要

図-1 に試験体概要を示す。試験体は床版、柱、基礎版からなる 4 本柱の RC 造骨組である。柱断面は左側の二本(柱 1, 2)が Type A, 右側の二本(柱 3, 4)が Type B であり、Y 方向に偏心(偏心率 0.38)している。表-1 に各種材料強度を示す。柱のコンクリートは 16.7 (N/mm²)と低い。また鉄筋は全て丸鋼である。

図-2 に加力方法を示す。重心を S とし、重心より回転半径 i となる位置を i_i, i_{i'}として、次の 3 種類の加力を床版上で連続して作用させている。

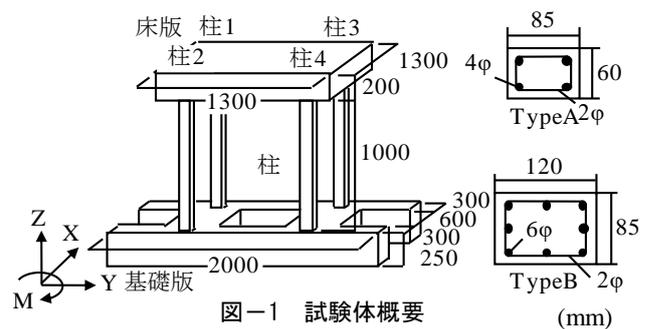


図-1 試験体概要

表-1 各種材料強度

コンクリート		鉄筋		
圧縮強度(N/mm ²)		降伏強度(N/mm ²)		
柱	基礎版, 床版	6φ	4φ	2φ
16.7	22.5	288	225	305

*1 日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 日本大学 理工学部建築学科准教授 博士(工学) (正会員)

*3 日本大学 理工学部建築学科教授 博士(工学) (正会員)

1. i_1, i_1' に2点加力でX方向に水平加力
 2. Sに対してY方向に水平加力
 3. i_1, i_1' に偶力を作用させた純ねじり加力
- また、加力目標は変形量 3mm, 7mm, 15mm および 30mm であり、各方向に対して正負 2 回ずつ繰り返している。

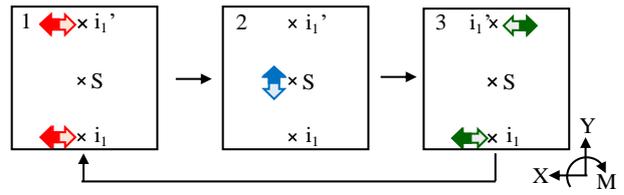


図-2 加力方法

3. 三次元非線形 FEM 解析モデルの構築

3.1 形状のモデル化

図-3 に要素分割図を示す。コンクリートは六面体要素とし、鉄筋は分散鉄筋でモデル化した。なお、床版および基礎版は弾性体とした。また、鉄筋は全て丸鋼であることから、柱頭・柱脚における主筋の抜け出し挙動が顕著であると推測されるため、離散ひび割れを表現する接合要素を挿入し、主筋の抜け出し挙動を考慮した。

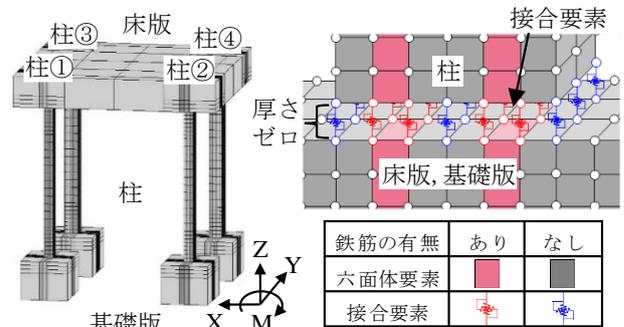
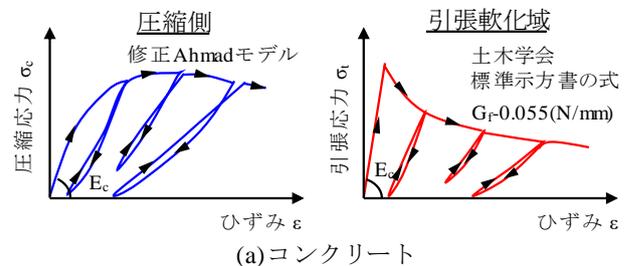


図-3 要素分割図

3.2 材料特性のモデル化

図-4 にコンクリートと鉄筋の応力度(σ)–ひずみ度(ϵ) 関係を示す。コンクリートの圧縮側には修正 Ahmad モデル⁶⁾、テンションスティフニングモデルに $C=1.0$ とした出雲らのモデル⁷⁾、引張軟化域には破壊エネルギー G_F を考慮した土木学会標準示方書の式⁸⁾を採用した。ひび割れ後のせん断伝達モデルとして、ひび割れ直交方向のひずみに応じてせん断抵抗が変化するモデル⁹⁾を採用した。鉄筋は Bi-linear 型とし、降伏後の二次勾配は初期剛性の $1/100$ としている。履歴特性には、Ciampi ら¹⁰⁾の提案による修正 Menegotto-Pinto モデルを用いた。また、主筋の抜け出し挙動を表現する接合要素の応力(σ)–すべり(s)も併せて示す。ひび割れ強度到達前は十分大きな剛性とし、ひび割れ後の第二勾配は、降伏強度との間を線形補間するように設定されている。このときのすべり量 s_y は、三島らの提案式¹¹⁾より求めた。なお、ひび割れ後のせん断伝達特性は、コンクリートと同様のモデルである。



(a) コンクリート

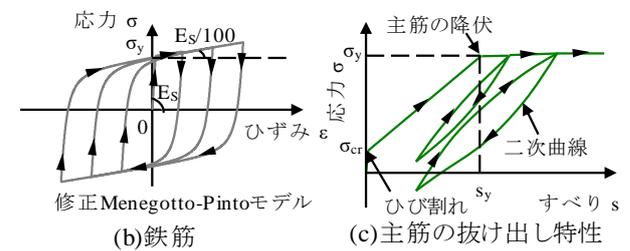


図-4 各種材料特性

3.3 FEM 解析結果

構築した解析モデルに対し、実験と同様の加力を行った。図-5 に加力目標 3mm および 30mm 時における各方向加力時の層せん断力(Q_{story})–層間変位(δ_{story})関係およびねじりモーメント(m)–ねじれ角(θ)関係を示す。3mm 時においてやや剛性を過大評価したが、全体的に FEM 解析結果は実験結果と良好に対応した。

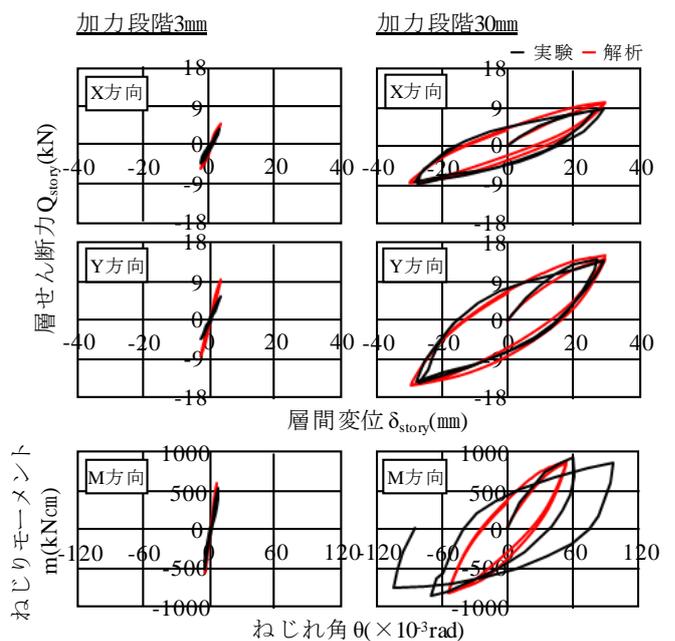


図-5 解析結果

4. ねじれ抵抗機構の検証

志賀らは、実験結果に基づいて骨組のねじり剛性を評価し、ねじれ抵抗機構を考察している。その結果、ねじれ角が小さい範囲における骨組のねじり剛性は、骨組の 2 方向水平剛性から求まるねじり剛性と柱自身のねじり剛性の和で表され、ねじれ角の増大に伴い、柱自身のねじり剛性が低下して最終的には無視できることを指摘している。一方、筆者らは、ファイバー解析結果に基づ

いてねじれ荷重を受ける骨組の抵抗機構について検討し、骨組に作用するねじりモーメントは、各柱の2方向水平反力により求まるねじりモーメントと柱自身のねじりモーメントの和によって表せることを確認した。両者の指摘は概ね同様であり、ここでは、両者の知見を三次元FEM解析に基づいて検証する。

4.1 検証解析の概要

ここでは、志賀らの試験体に純ねじり加力を作用し、骨組に作用するねじりモーメント(m)—ねじれ角(θ)関係を求め、それが各柱の2方向水平反力より求まるねじりモーメント(m_1)— θ 関係と柱自身のねじりモーメント(m_2)— θ 関係の和と一致することを確認する。

図-6に骨組に対する純ねじり加力方法およびFEM解析より得られた m — θ 関係を示す。加力は、床版上の i_1 , i_1' 点に偶力を作用させる純ねじり加力とする。加力目標は3mm, 7mm, 15mm および 30mm とし、正負2回ずつ繰り返した。

次に、ねじり加力時に生じる柱の2方向水平変位状態を再現するため、X, Y 方向に対して2方向同時加力を行う。図-7に加力方法およびFEM解析より得られた Q_{story} — δ_{story} 関係と幾何学的関係により求めた m_1 — θ 関係を示す。ここでの加力目標は、純ねじり加力時の柱の水平変位量と一致するように、2.4mm, 5.6mm, 12.1mm および 24.2mm と設定した。また、幾何学的関係に基づく m_1 — θ 関係の算出方法は志賀らの手法と同様である。

最後に、純ねじり加力時に生じる柱自身のねじれ応答を再現するため、骨組から柱1本を取り出し、純ねじり加力時の柱の水平変位を与えた状態でねじれ変形を加えた。図-8に加力方法およびFEM解析より得られた Type A および Type B の柱単体の m_2 — θ 関係を示す。なお、柱のねじれ角はスラブのねじれ角と一致することから、加力目標は純ねじり加力時の骨組のねじれ角と同様とした。解析結果は、Type A, B ともに、ねじれ角の増大に伴い、柱自身のねじれ抵抗が低下する傾向を示した。

4.2 骨組のねじれ抵抗機構の検証

図-9に前節で求めた解析結果を整理して示す。図中には、純ねじれ解析より得られた m — θ 関係 (m 曲線)に加え、水平2方向同時加力に基づき評価した m_1 — θ 関係 (m_1 曲線) および柱自身の m_2 — θ 関係を4本分合算した m_2 — θ 関係 (m_2 曲線)を示す。さらに、 m_1 曲線と m_2 曲線を加算した履歴曲線 ((m_1+m_2) 曲線) も併せて示す。

加力目標3mm および 30mm において、両者ともに m 曲線と (m_1+m_2) 曲線が概ね一致した。これにより、ねじりモーメント荷重下における骨組の抵抗機構は、2方向水平反力より求まるねじりモーメントと柱自身のねじりモーメントの和で表されることが確認できた。また、 (m_1+m_2) 曲線に対し、 m_2 曲線が占める割合が微小である

ことも確認できる。なお、志賀らの実験では、ねじれ角の増大に伴い柱自身のねじりモーメントが低下するため、最終的には m 曲線と m_1 曲線が一致することを指摘しているが、本検討においても同様の傾向が確認された。

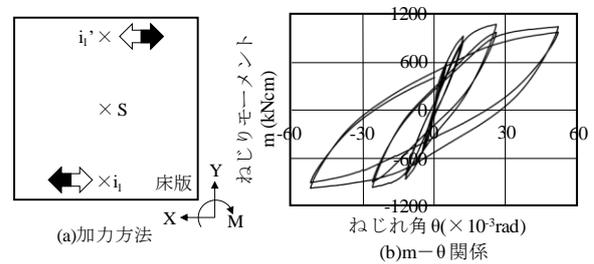


図-6 ねじりモーメント荷重 m

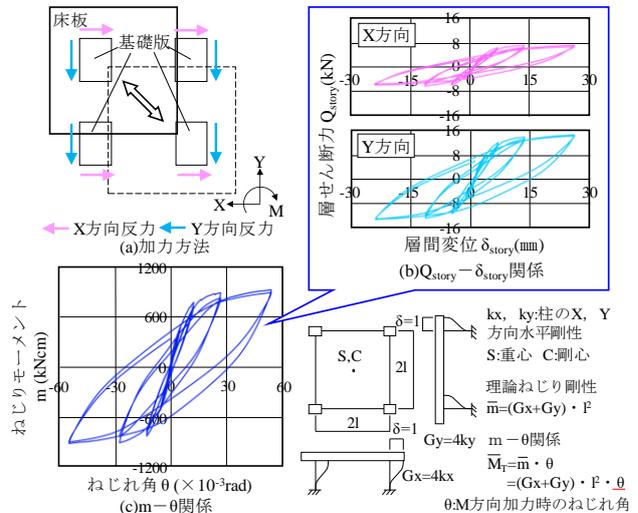


図-7 水平反力による骨組のねじりモーメント m_1

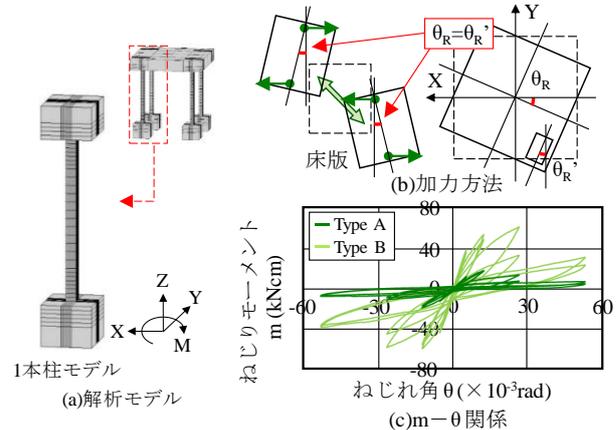


図-8 柱自身のねじりモーメント m_2

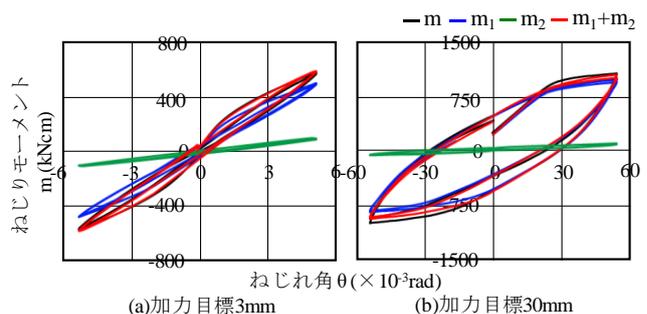


図-9 骨組のねじれ抵抗機構

5. 志賀らのねじれ振動実験の再評価

志賀らのねじれ振動実験では、個々の柱の剛性低下が骨組全体のねじれ応答に及ぼす影響については言及していない。ここでは、FEM 解析より得られる各柱の剛性から骨組の剛心位置を評価し、骨組のねじれ応答に関する詳細な分析を試みる。

図-10 に剛心位置算定アルゴリズム²⁾における部材剛性評価の概念図を示す。本手法では、簡略化のため部材剛性を割線剛性に基づいて評価し、除荷点および再負荷点を経験するたびに割線剛性を評価するための原点位置を変化させている。

図-11 に 3 章で示した志賀らのねじれ振動実験に対する解析結果において評価した剛心位置の変化および X 方向における柱のせん断力(Q)ー水平変位(δ)関係を示す。加力の進行に伴い、剛心が重心から遠ざかる方向へ移動する傾向が見られる。これは柱 1, 2 の塑性化に伴い、構面間の剛性差がより顕著となったことが原因と考えられる。ここで、柱 1 および柱 3 の Q- δ 関係に着目すると、柱 1 は最大耐力に達し、耐力低下に至っている。一方、柱 3 はまだ耐力を維持している。この傾向は柱 2, 4 においても同様である。つまり、本ケースでは、先に断面が小さい柱 2 本が先に最大耐力に達し、それに伴って剛性も低下したため、剛心が重心から離れる方向へ移動し、偏心が増大したと考えられる。

図-12 に剛心が大きく移動した前後のステップである加力段階 30mm の Y 方向加力時および M 方向加力時の破壊性状図(変形倍率:5 倍)を示す。損傷状態に大きな違いが見られず、ひび割れや圧壊した要素の数にも大きな変化は見られない。この原因の 1 つとして、本ケースでは M 方向加力時において純ねじり加力が採用され、ねじれの回転中心が重心に設定されていることが考えられる。実際の建物に生じるねじれ応答には剛心位置が影響し、構面間に変形差が生じるため、損傷にも偏りが出てくる可能性が高い。そこで、重心位置への水平加力を実施した場合を想定した FEM 解析を実施し、骨組のねじれ応答と損傷状態を確認する。

図-13 に加力方法を示す。加力は重心 S への 1 点加力(以下、ねじり加力)とし、X 方向へ繰り返して加力する。加力目標は 5mm~30mm まで 5mm 間隔とした。なお、比較のため、ねじれを許容せず、強制的に水平変形させる 3 点同時加力(以下、水平加力)も実施する。

図-14 に、FEM 解析より得られた骨組の Q_{story} - δ_{story} 関係および柱 1, 3 の Q- δ 関係を示す。骨組の Q_{story} - δ_{story} 関係においては、ねじり加力の場合、水平加力の場合よりも若干耐力が低くなった。また、柱の Q- δ 関係に着目すると、柱 1 はいずれの加力においても耐力低下しているが、加力方法による差異は生じていない。一方、

柱 3 においては、ねじり加力の場合、水平加力の場合よりも耐力が低いことが確認できる。この傾向は、柱 2, 4 でもそれぞれ同様であった。

図-15 にねじり加力における剛心位置の算定結果ならびに θ - δ 関係を示す。加力の進行に伴い、剛心が重心

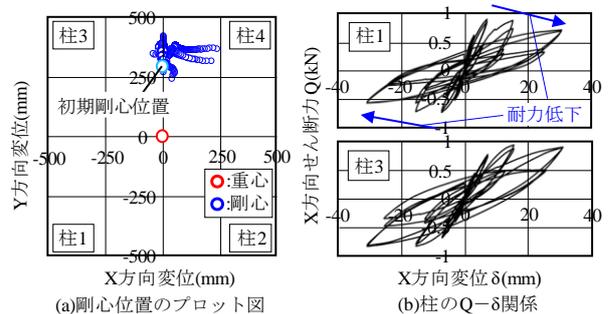
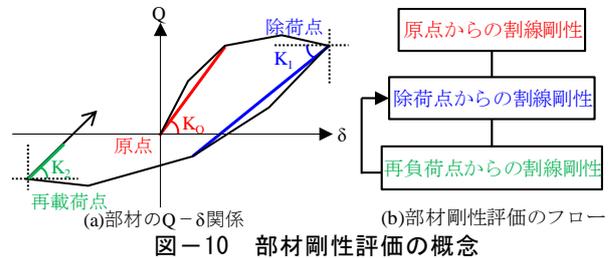


図-11 剛心位置プロット図および柱の Q- δ 関係

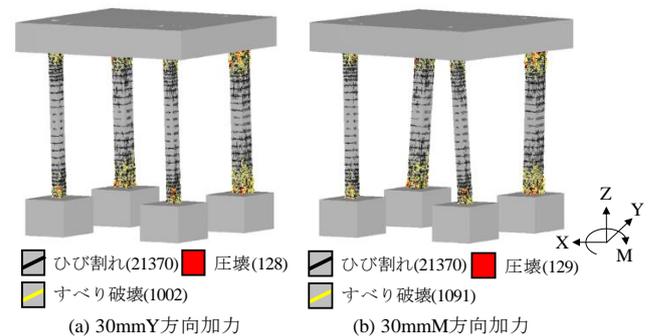


図-12 破壊性状図

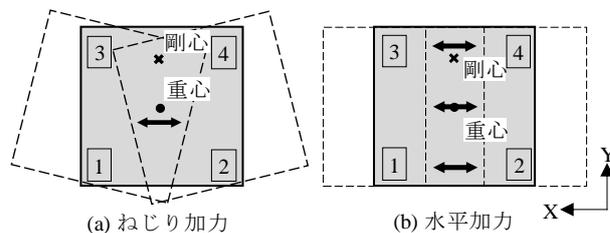


図-13 加力方法

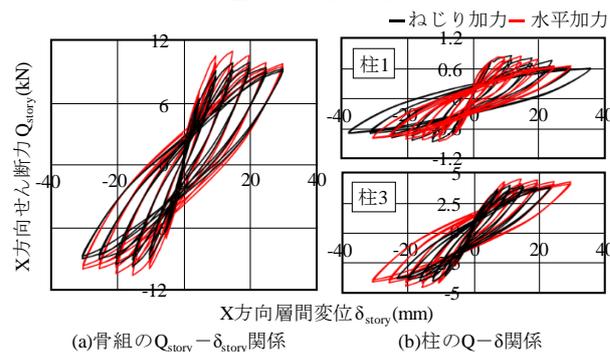


図-14 解析結果

から遠ざかる挙動が確認できる。これは、柱 1, 2 が耐力低下したことにより、柱 3, 4 との剛性差が顕著となったためである。 $\theta-\delta$ 関係に着目すると、加力後半においてねじれ角が増大する傾向が確認できるが、これは骨組のねじれ抵抗の減少が要因である。

図-16 に骨組の破壊性状図(変形倍率:5倍)を示す。両結果とも、曲げ変形により、柱の柱頭柱脚が激しく損傷している。特筆すべきは、水平加力の場合と異なり、ねじり加力の場合、柱 3, 4 においてせん断ひび割れが確認できることである。これは、剛心位置に近い柱は、ねじれ挙動に伴う付加変形によって柱の曲げ変形が抑制される形となり、相対的にせん断変形成分が増大し、柱にせん断ひび割れを発生させたと考えられる。

6. 単層多スパン骨組のねじれ応答

本章では、志賀らの試験体を拡張して1層3スパン骨組モデルを構築し、そのねじれ応答について考察する。図-17 に解析モデルの概要を示す。柱 4 のみを Type B の断面とし、その他の柱を Type A の断面とすることで偏心骨組を作成した。偏心率は、X 方向に 0.34, Y 方向に 0.08 となった。なお、形状ならびに材料特性のモデル化は前述のとおりである。加力は、前章と同様にねじり加力と水平加力を実施する。ただし、本骨組に対しては Y 方向への加力とし、加力目標は、重心変位で 5mm~30mm まで 5mm 間隔として正負二回ずつ繰り返した。

図-18 に骨組の $Q_{story}-\delta_{story}$ 関係および柱 1, 4 の $Q-\delta$ 関係を示す。骨組の $Q_{story}-\delta_{story}$ 関係を見ると、ねじり加力の場合、水平加力の場合よりも最大耐力が低く、顕著な耐力差が生じている。柱 1, 4 の $Q-\delta$ 関係に着目すると、柱 1 はいずれの加力においても最大耐力を迎え、耐力低下を示している。加力方法の違いによって最大耐力の差は見られないが、最大変形量に 2 倍近い差が生じている。これは、ねじれに伴う付加変形の影響である。一方、柱 4 は、ねじり加力の場合には変形が抑制され、ほぼ弾性応答を示しており、このことが骨組に生じた耐力差の要因であると考えられる。

図-19 に剛心位置の算定結果ならびに $\theta-\delta$ 関係を示す。なお、剛心位置算定結果においては、床版の左半分を省略している。加力の進行に伴い、剛心が柱 4 に向かって移動する挙動が確認できる。これは、前述したように、柱 4 は弾性応答するのに対し、他の柱はねじれに伴う付加変形の影響もあって塑性化し、剛性低下するためであると考えられる。

図-20 に破壊性状図(変形倍率:5倍)を示す。いずれの加力においても、各柱の柱頭柱脚に曲げ変形によるひび割れが集中している。また、ねじり加力においては、柱 4, 8 にせん断ひび割れが確認でき、単層単スパン骨組

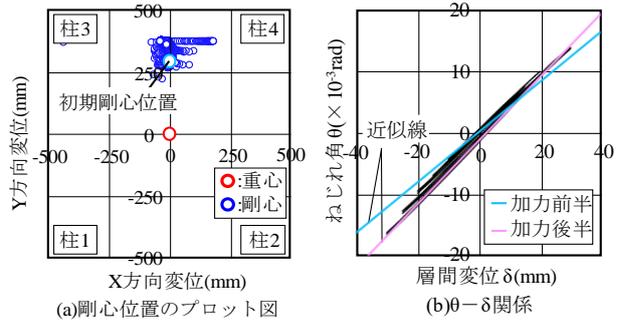


図-15 剛心位置プロット図および $\theta-\delta$ 関係

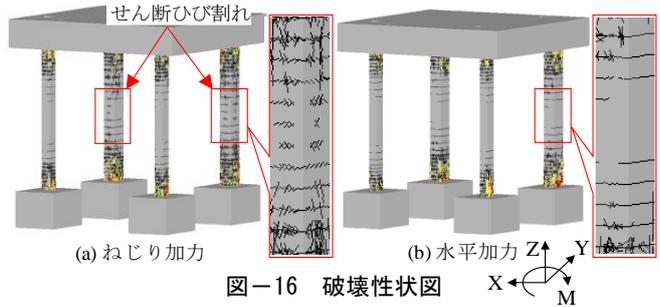


図-16 破壊性状図

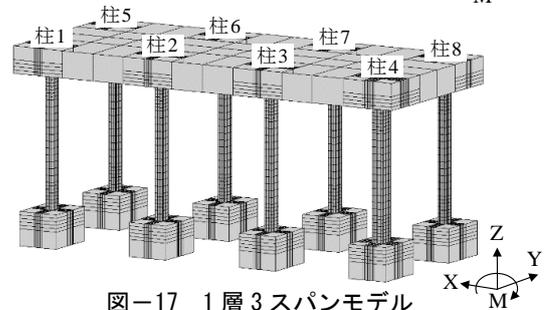


図-17 1層3スパンモデル

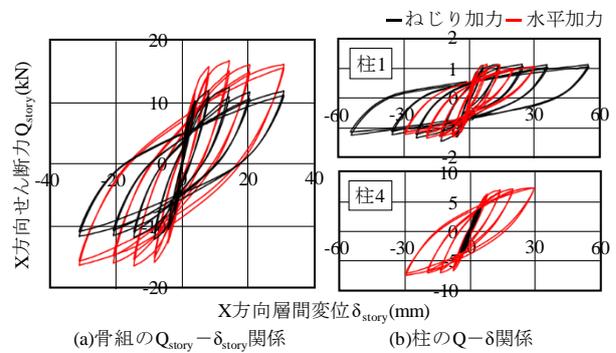


図-18 解析結果

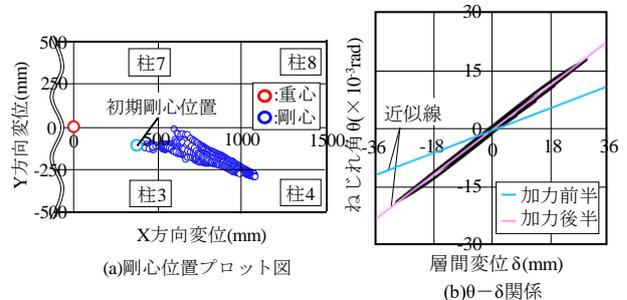


図-19 剛心位置プロット図および $\theta-\delta$ 関係

の場合と同様の傾向を示した。特に、柱 4 においては、柱全体に無数のせん断ひび割れが生じている。図-21 に各柱の変位曲線および荷重曲線を示す。変位曲線に着目すると、剛心から離れている構面ほど変形量が大きく、

柱 4 がほとんど水平変形していないことが確認できる。このことから、柱 4 では純ねじりに近い変形が卓越し、それに起因するせん断ひび割れが生じたと考えられる。このようなねじれ変形によるせん断ひび割れは、柱のせん断破壊を助長する可能性があるため、今後更なる検討を進めていく必要がある。次に、荷重曲線に着目する。図中には柱 8 の耐力値も併せて示すが、この耐力値は、柱 8 単体をモデル化し、骨組内の動きと近似するような変位を与えて求めている。二方向に同時入力したときの柱の耐力は、それぞれ一方向ずつ加力したときの耐力よりも低く、特に Y 方向においてそれが顕著である。柱 8 の荷重応答を見ても、Y 方向は二方向同時加力時の耐力値に到達以降、負担せん断力の増大が見られない。このことから、ねじれによって柱が二方向同時に変位する場合、構造設計において柱に期待している耐力を発揮できない可能性がある。

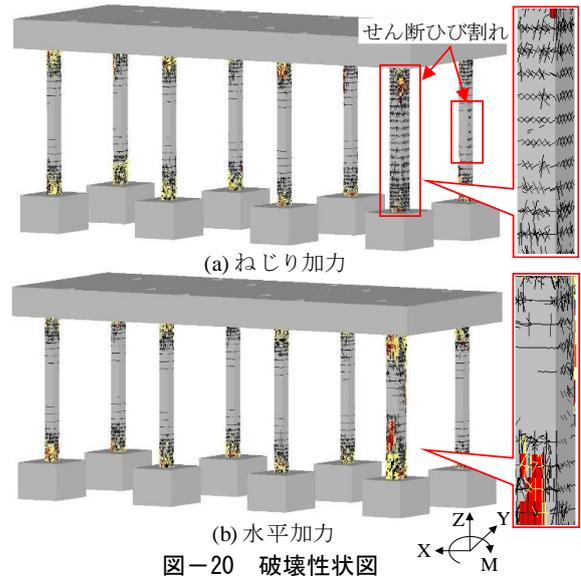


図-20 破壊性状図

7. まとめ

志賀らの実験を対象に三次元非線形 FEM 解析を実施し、RC 造骨組のねじれ抵抗機構およびねじれ応答が骨組の構造性能に及ぼす影響を検証し、以下の知見を得た。

- (1) 骨組のねじれ抵抗機構は、水平反力による骨組全体のねじれ抵抗と柱自身のねじれ抵抗の和で表される。
- (2) 各柱の剛性変化に基づく骨組の剛心の移動を追跡し、剛心が重心から離れる挙動とそれに伴いねじれ応答が増大する現象を確認した。
- (3) ねじれに伴う付加変位により水平変形が抑制された柱にせん断ひび割れが発生した。せん断破壊に至る危険性も想定されるため、今後の検討が必要である。
- (4) 骨組がねじれる場合、柱は二方向同時に変形するため、構造設計で期待された性能を満足できない可能性がある。

謝辞

研究の遂行にあたり、日本大学白井申明名誉教授より多くのご助言を戴きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 藤井賢志,他:せん断破壊を伴う 1 層鉄筋コンクリート造建物のねじれ地震応答性状,構造工学論文集. B 46B, 538-590, 2000. 3
- 2) 横川匠:ねじれ抵抗機構に基づく偏心 RC 造骨組のねじれ応答評価(その 1), 日本建築学会大会学術講演会梗概集, pp. 41-42, 2014. 9
- 3) 矢吹雅斗:動的偏心率を考慮した偏心 RC 造骨組のねじれ応答評価, 日本建築学会大会学術講演会梗概集, pp. 229-230, 2015. 9

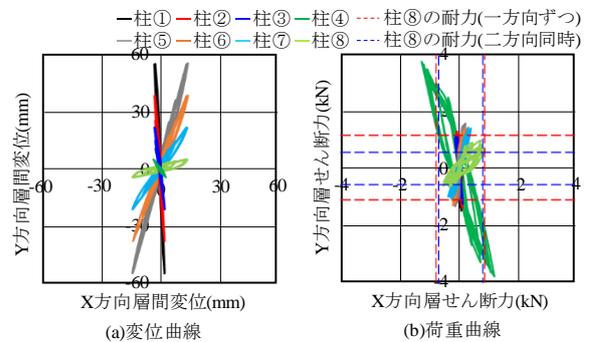


図-21 変位・荷重曲線

- 4) 志賀敏男, 他:鉄筋コンクリート造立体骨組のねじれ振動実験(その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集.構造系 43(構造系), pp. 797-798, 1968. 9
- 5) 志賀敏男, 他:鉄筋コンクリート造立体骨組のねじれ振動実験(その 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集.構造系 44(構造系), pp. 643-644, 1969. 7
- 6) 長沼一洋:三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp. 163-170, 1995. 8
- 7) 出雲淳一, 他:面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No. 87. 9-1, pp. 107-120, 1987. 9
- 8) 土木学会:コンクリート標準示方書 設計編, 2012
- 9) 長沼一洋:鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その 1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 421 号, pp. 39-48, 1991. 3
- 10) Ciampi, V, et al.:Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov., 1982
- 11) 三島徹也, 他:鉄筋コンクリート離散ひび割れを構成する材料モデルの開発, 土木学会論文集(442), 171-179, 1992