

論文 三次元非線形 FEM 解析に基づく有壁 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^{*2}

要旨: 本研究では、溝口らによるねじれ応答実験に着目し、それを対象とした三元非線形 FEM 解析を通じて、有壁偏心 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、部材の水平反力によるねじりモーメントと部材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、塑性域において剛心が重心に大きく近づく挙動を示し、それに伴うねじれ応答の減少が見られた。さらに、各部材応答を詳細に分析した結果、壁部材では、自身のねじれ変形によって水平変形時の性能が大きく低下するため、本来の性能を発揮できない可能性があることがわかった。

キーワード: 偏心, RC 造骨組, 壁部材, FEM 解析, ねじれ抵抗機構, 塑性化

1. はじめに

現行の構造設計では、偏心率が 0.15 以下に規定され、それを超える場合は当該層の保有水平耐力を割増すことで、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より算定されるため、塑性化に伴う剛性変化の影響を考慮できていない。塑性域における剛性変化が著しい鉄筋コンクリート（以下、RC）部材では、これらの剛性変化に伴って骨組のねじれ応答も変化する。偏心骨組に対してより効果的な設計を行うためには、塑性化による応答変化とその応答が骨組の構造性能に及ぼす影響について把握する必要がある、それら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。

志賀^らは、単層単スパン RC 造骨組を用いたねじれ振動実験を通じて、骨組のねじれ剛性の変化に関する検討を行っている。しかし、実験結果に基づく考察であるため、骨組全体の応答と部材応答を対応づけた考察が不十分である。一方、筆者^らは、この実験を対象に FEM 解析を実施し、ねじれ荷重を受ける骨組の抵抗機構について、数値解析に基づく考察を行っている。また、各部材応答を詳細に分析することで、骨組の非線形ねじれ性状の把握を試みた。しかし、これらは曲げ柱のみで構成される骨組での検討に留まるため、せん断柱や壁を有する骨組に対し、同様の知見が得られるかは不明である。一方、溝口^らは、オンラインシステムに基づくねじれ応答実験を通じ、塑性域を考慮した有壁骨組のねじれ応答について考察しているが、志賀^らと同様、骨組と部材応答とを対応付けた考察が十分ではない。

そこで本研究では、溝口らの実験を対象に三次元非線形 FEM 解析を実施し、筆者らが既往の研究にて得た知見が有壁骨組に対しても同様に適用可能か検証を行うとともに、有壁骨組特有の挙動について考察する。

2. 溝口らのオンラインねじれ応答実験の概要

図-1 に試験体概要を示す。試験体は、天井スラブ、柱、壁、基礎スラブによって構成される 4 本柱の有壁 RC 造骨組である。柱断面は、150mm 角の Type A と 100mm 角の Type B の 2 種類があり、柱 A、B が Type A、柱 C、D が Type B である。また、壁は厚さ 40mm のシングル配筋となっており、柱 C—柱 D 間に X 方向に配置されている。このとき、骨組は Y 方向に剛性偏心しており、偏心率は $R_{ex}=0.88$ と大きな値となっている。なお、天井スラブにはアクチュエータを設置するための加力ビームが取り付けられている。表-1 には各種材料特性を示す。

図-2 に入力地震波形を示す。地震波は、1968 年の十

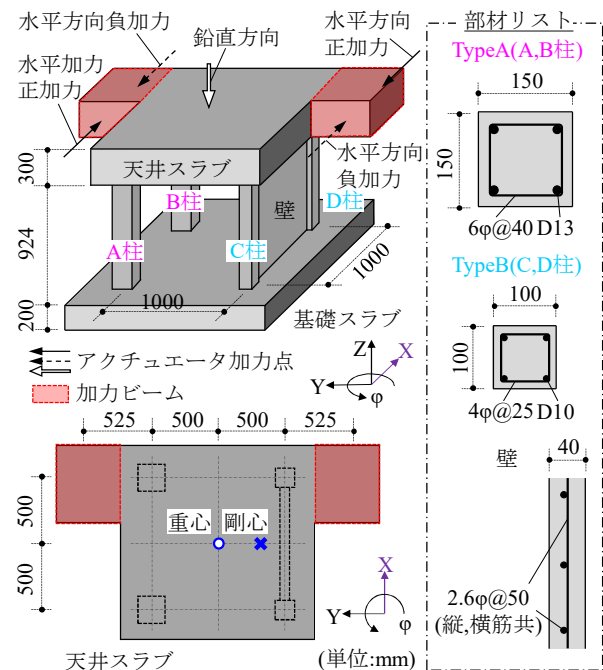


図-1 解析対象試験体概要

*1 日本大学 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 日本大学 理工学部建築学科教授 博士(工学) (正会員)

勝沖地震の八戸湾港における EW 波である。最大加速度付近の 8 秒間と 2 秒間の 0 データを足した合計 10 秒間の波を、最大加速度が 800gal となるように補正し、試験体に対して X 方向に入力する。水平加力は、加力ビームを挟んで設置した 2 台のアクチュエータにより、重心に変位およびねじれ角を強制させ、鉛直荷重は天井スラブ中央に設置したアクチュエータによって与えた。

3. 三次元非線形 FEM 解析の概要

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、鉄筋は分散鉄筋でモデル化した。また、柱端部に離散ひび割れを表現可能な接合要素を挿入することで、主筋の抜け出し挙動を表現した。なお、天井および基礎スラブは剛体としている。

3.2 材料のモデル化

図-4 に各種材料構成則を示す。コンクリートの圧縮側には修正 Ahmad モデル⁴⁾を採用した。テンションステイニングモデルには出雲らのモデル⁵⁾、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⁶⁾を採用した。本試験体は鉄筋量が比較的小さいことから、出雲らのモデルでは $C=1.0$ 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よってせん断抵抗が変化するモデル⁷⁾を採用した。なお、壁部材には、ひび割れ後の圧縮強度低減および圧縮強度時のひずみ低減を考慮した。鉄筋は Bi-linear 型とし、降伏後の二次勾配は 1/100 としている。履歴特性は、Ciampi らの提案による修正 Menegotto-Pinto モデル⁸⁾を用いた。また、離散ひび割れを表現する接合要素の応力度 (σ) －ひずみ度 (ε) 関係も併せて示す。ひび割れ強度到達前は十分大きな剛性とし、ひび割れ後の二次勾配は降伏強度との間を線形補完するように設定されている。このときのすべり量 s は、三島らの提案式⁹⁾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。

3.3 加力方法

加力は、天井スラブの重心に対して強制変位を与える静的加力とし、単調载荷と正負繰り返し载荷を実施する。繰り返し载荷の加力目標は、重心変位で 5mm～25mm まで 5mm 刻みとし、正負 1 回ずつ連続して作用させる。

3.4 解析結果

図-5 に層せん断力 (Q_{story}) －層間変位 (δ_{story}) 関係を示す。参考として、図中には骨組耐力の理論値を併せて示す。理論値は、柱 A、B の曲げ耐力と柱 C、D および壁による袖柱付き壁のせん断耐力の合算値である。単調载荷における降伏耐力は、理論値による骨組耐力と近い数値を示した。また、両加力とも、実験の初期剛性を良

表-1 各種材料特性

コンクリート	鉄筋				
	降伏強度(N/mm ²)				
圧縮強度(N/mm ²)	D13	D10	6φ	4φ	2.6φ
23.3	381.2	378.3	319.5	202.9	347.9

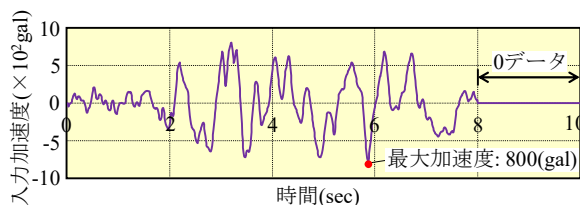


図-2 入力地震波

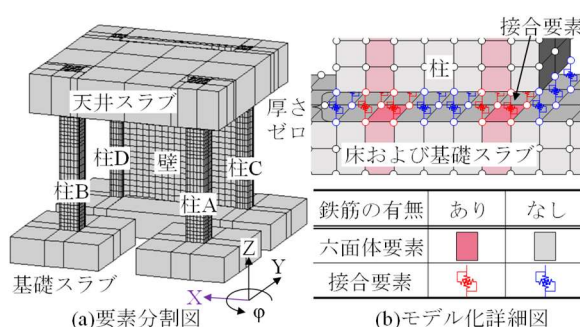


図-3 要素分割図

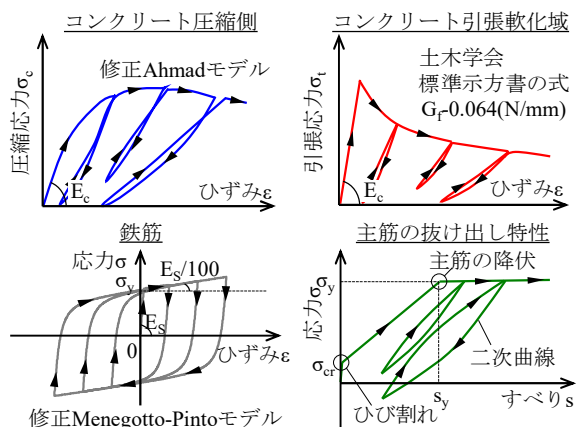


図-4 各種材料構成則

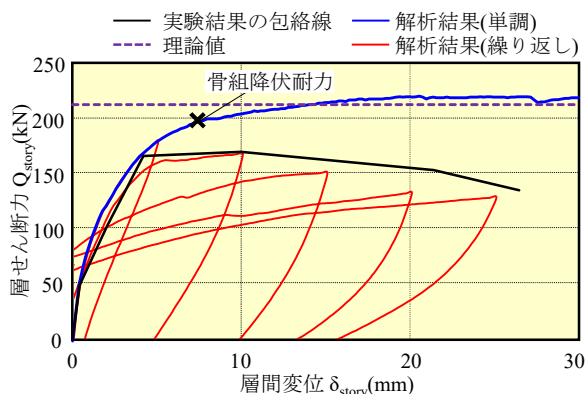


図-5 解析結果

好に評価したが、加力段階 5mm 以降、繰り返し载荷は大きく剛性低下している。これは、繰り返しにより部材の損傷が著しくなるためである。繰り返し载荷は実験における剛性低下の傾向を良好に模擬しており、本モデルは実験の挙動を再現可能であることを確認した。

4. 有壁 RC 造骨組のねじれ抵抗機構の解明

筆者らは既往の研究にて、志賀らのねじれ振動実験を対象とした非線形 FEM 解析を実施し、単層単スパン骨組のねじれ抵抗機構について検討している。その結果、骨組のねじれ抵抗機構は、鉛直部材の水平反力によるねじれ抵抗と部材自身のねじれ抵抗の和によって表されることを確認した。しかし、この知見は、柱のみの鉛直部材によって構成される骨組での検証に留まるため、有壁骨組に対して同様の知見が得られるかは不明である。そこで本章では、既往の研究における検証方法に倣い、壁部材を有する骨組のねじれ抵抗機構について考察する。

4.1 検証解析の概要

ここでは、前章で構築したモデルに純ねじり加力を作させ、骨組に作用するねじりモーメント (m) - ねじれ角 (θ) 関係 (以下、 m 曲線) を求め、それが各部材の水平反力より求まるねじりモーメント (m_1) - θ 関係 (以下、 m_1 曲線) と部材自身のねじりモーメント (m_2) - θ 関係 (以下、 m_2 曲線) の和と一致することを確認する。

図-6 に骨組に対する加力方法および解析より得られた m 曲線を示す。加力は、天井スラブ上の 2 点に偶力を作用させる純ねじり加力とする。このときの加力目標は、加力点の変位で 1mm, 3mm, 5mm および 7mm とし、正負 1 回ずつ連続して作用させる。

次に、骨組のねじり加力時に生じる鉛直部材の水平二方向変位状態を再現するため、骨組から柱および壁単体を取り出し、柱モデルには X, Y 方向の水平二方向に対して同時加力、壁モデルには X 方向に対して一方向加力を行う。図-7 に加力方法および解析より得られた層せん断力 (Q_{story}) - 層間変位 (δ_{story}) 関係と幾何学的関係から求めた m_1 曲線を示す。ここでの加力目標は、純ねじり加力における鉛直部材の水平変位量と一致するよう、1.4mm, 4.1mm, 6.8mm および 9.5mm と設定した。なお、 m_1 曲線の算出方法は、志賀らの手法と同様である。

最後に、骨組のねじり加力時に生じる部材自身のねじれ応答を再現する。解析には、部材単体のモデルを用いる。加力は、骨組内での挙動を再現するため、水平変位を与えた状態でのねじれ変形を与える。このときの水平変位量は、 m_1 曲線算出時と同様である。また、骨組と部材のねじれ角は一致することから、ねじり加力の加力目標は、骨組への純ねじり加力時のねじれ角と同様とした。図-8 に加力方法および解析より得られた m_2 曲線を示す。

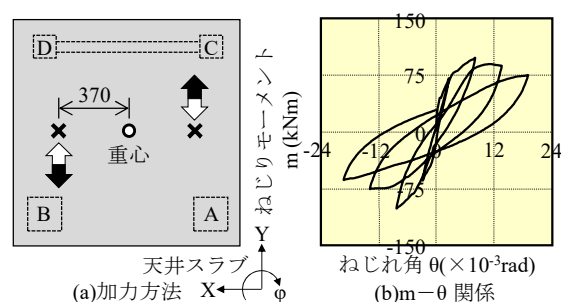


図-6 骨組に作用するねじりモーメント

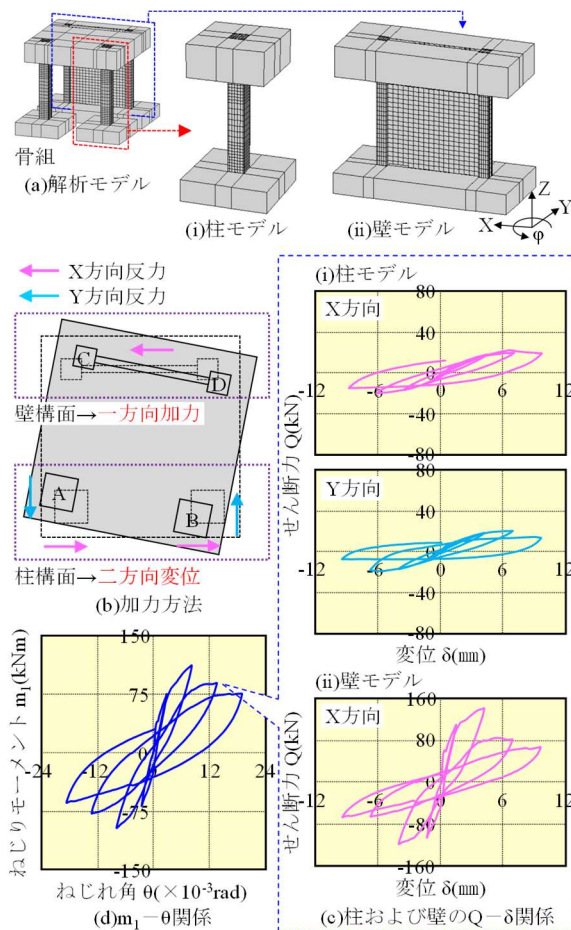


図-7 水平反力による骨組のねじりモーメント

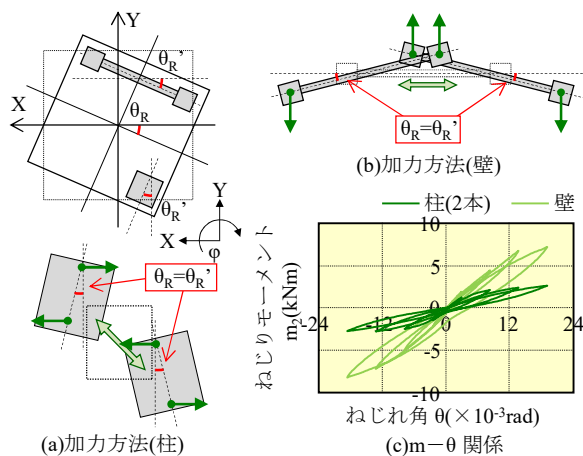


図-8 部材自身のねじりモーメント

4.2 検証結果

図-9 に前節で求めた解析結果を整理して示す。図中には、骨組への純ねじり解析より得られた m 曲線に加え、各部材モデルへの水平加力に基づき評価した m_1 曲線および柱自身の $m-\theta$ 関係 2 本分と壁自身の $m-\theta$ 関係を合算した m_2 曲線を示す。さらに、 m_1 曲線と m_2 曲線を合算した履歴曲線 (m_1+m_2) 曲線も併せて示す。加力目標 3mm の正側加力において、 m 曲線と (m_1+m_2) 曲線に若干差異が見られるものの、その他の箇所において、 m 曲線と (m_1+m_2) 曲線が概ね一致する結果となった。このことから、有壁骨組であっても、ねじりモーメント荷重下における骨組の抵抗機構は、二方向水平反力より求まるねじりモーメントと部材自身のねじりモーメントの和で表されることがわかった。

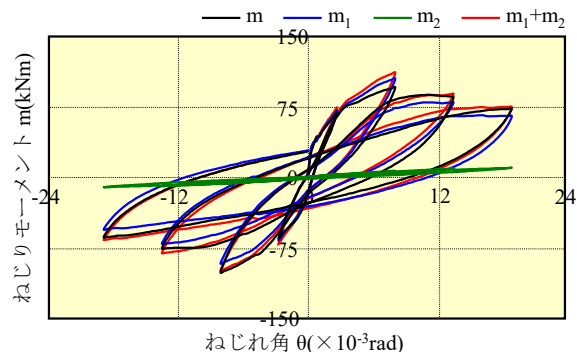


図-9 有壁骨組のねじり抵抗機構

5. 溝口らのねじり応答実験の再評価

筆者らによる既往の研究において、塑性域では、部材の剛性変化によって剛心位置が逐次変化し、それに伴って骨組のねじれ性状も変化することがわかっている。塑性域での剛性変化が著しい壁部材では、その剛性変化が骨組のねじれ性状に及ぼす影響も大きいと考えられる。ここでは、溝口らの実験骨組に対する FEM 解析より得られた各部材応答を評価することで、有壁偏心骨組のねじれ応答に関する詳細な検討を行う。

5.1 塑性化がねじれ性状に及ぼす影響

図-10 に 3 章で実施した静的繰返し解析に対して評価した剛心位置の算定結果および柱 A と壁構面（壁+袖柱（柱 C、D））の X 方向におけるせん断力（Q）-変位（ δ ）関係を示す。剛心位置の算定に必要な部材剛性は、矢吹らの部材剛性評価手法に基づき、部材のせん断力-変位関係における原点、除荷点および再載荷点から各ステップに対する割線剛性に基づいて評価した¹⁰⁾。まず剛心位置算定結果に着目すると、加力の進行に伴って、剛心が重心に近づく傾向が確認できる。部材応答を見ると、柱 A は最大耐力に到達したのち、その耐力を維持しているのに対し、壁構面は最大耐力到達後、耐力低下に至っている。なお、柱 B の応答は柱 A と同様であった。つまり、塑性域において壁構面の剛性が急激に低下したため、構面間の剛性差が小さくなり、剛心が重心に近づく挙動を示したと考えられる。

図-11 にねじれ角（ θ ）-層間変位（ δ_{story} ）関係を示す。図中には、加力前半（加力段階 5mm～15mm）および加力後半（加力段階 15mm～25mm）の応答における近似線も併せて示す。近似線より、加力後半においてねじれ角が大きく減少する傾向が確認できるが、これは剛心が重心に近づく方向に移動したことで偏心距離が小さくなったことが原因である。

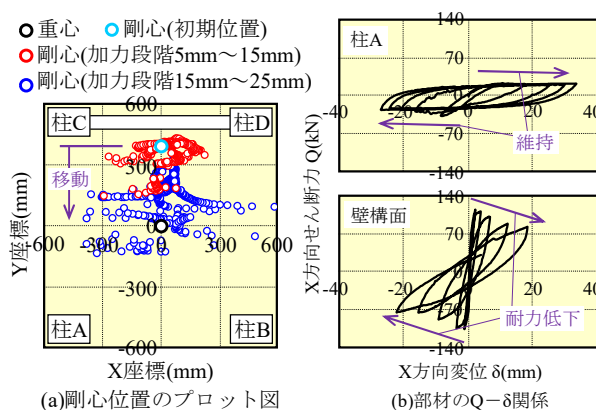


図-10 剛心位置算定結果および各部材応答

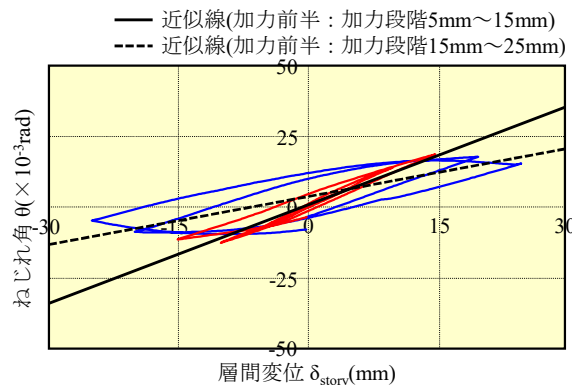


図-11 ねじれ角-層間変位関係

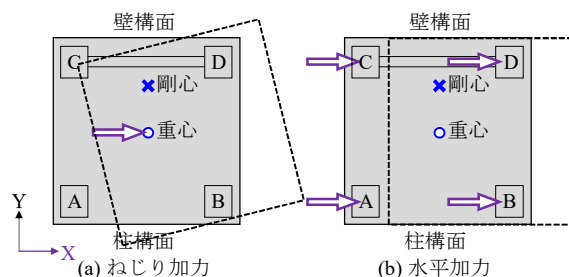


図-12 加力方法

以上より、塑性域における剛性変化が著しい壁部材が設置された骨組では、ねじれ性状の変化も著しく、その応答も大きく変化することがわかった。

5.2 ねじれ応答が骨組の構造性能に及ぼす影響

骨組の重心に対して1点に加力することでねじれを許容するねじり加力および4点同時に加力することでねじれ許容せず強制的に水平変形させる水平加力を実施(図-12)し、両者の結果を比較することで、ねじれ応答が骨組の構造性能に及ぼす影響について考察する。また、加力はX方向への静的単調载荷とし、このときの加力目標は、各加力で壁構面が最大耐力を経験する変位($\delta=5\text{mm}$)までとする。

図-13に骨組の層せん断力(Q_{story})－層間変位(δ_{story})および各構面のせん断力(Q)－変位(δ)を示す。また、図-14には、加力終了時の破壊性状図を示す。まず、 Q_{story} － δ_{story} 関係を見ると、ねじり加力の方が水平加力より剛性が小さく、最大耐力は概ね同等であるものの、耐力到達までの変位に差がある。続いて、各構面の応答に着目する。ねじり加力において、柱構面と壁構面の応答変位に差が見られるのは、ねじれの付加変形による影響である。壁構面を見ると、ねじり加力は剛性、最大耐力ともに水平加力より小さい。一方、柱構面ではねじり加力は最大耐力に至っているが、水平加力では最大耐力到達以前に留まっている。このとき、両加力の最大耐力点は壁構面のせん断破壊によって決まる。破壊性状図を確認すると、ねじり加力の柱構面は柱頭柱脚において、コンクリートの圧壊および鉄筋の降伏が見られるが、水平加力では確認できない。また、壁構面のひび割れ図は、両加力とも同様の破壊性状を示しているが、降伏図を見ると、ねじり加力の方が損傷が顕著である。

続いて、壁構面の応答に差異が生じた原因について、詳細な検討を行う。図-15に壁構面の Q － δ 関係を示す。図中には、各イベント発生点も併せて表記する。図-16には、その発生点に対応したひび割れ図および最小主応力図を示す。 Q － δ 関係より、ねじり加力は水平加力よりもひび割れの発生が早く、そのときの耐力は小さい。このときのひび割れ図を見ると、水平加力は壁にせん断ひび割れが生じているのに対し、ねじり加力は袖柱の柱脚部に曲げひび割れが発生している。これは、水平加力は面内の一方方向に変形するのに対し、ねじり加力は面外へ曲げ変形を生じながら面内方向に変位するためである。本モデルでは、壁のせん断強度より柱の曲げ強度の方が小さいため、図中のような傾向を示した。また、両加力ともひび割れ発生－圧壊発生の間で大きく剛性低下する点があるが、これは壁面の圧縮領域においてせん断ひび割れが発生したためである。最後に、最大耐力点について考察する。両加力の最大耐力点は、壁構面のせん断破壊によって決まるが、その起因となる圧壊発生時の変位に差異が見られる。ここで、水平加力の圧壊発生時の変位における最小主応力図を見ると、ねじり加力は水平加

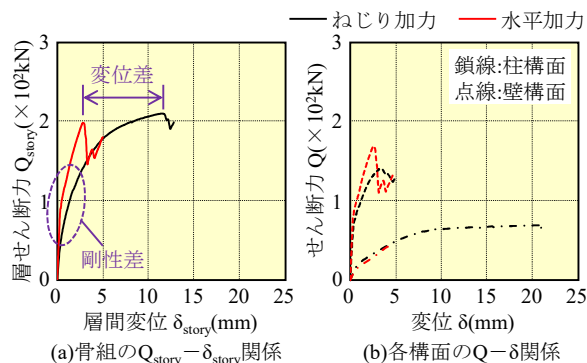


図-13 骨組および各構面応答

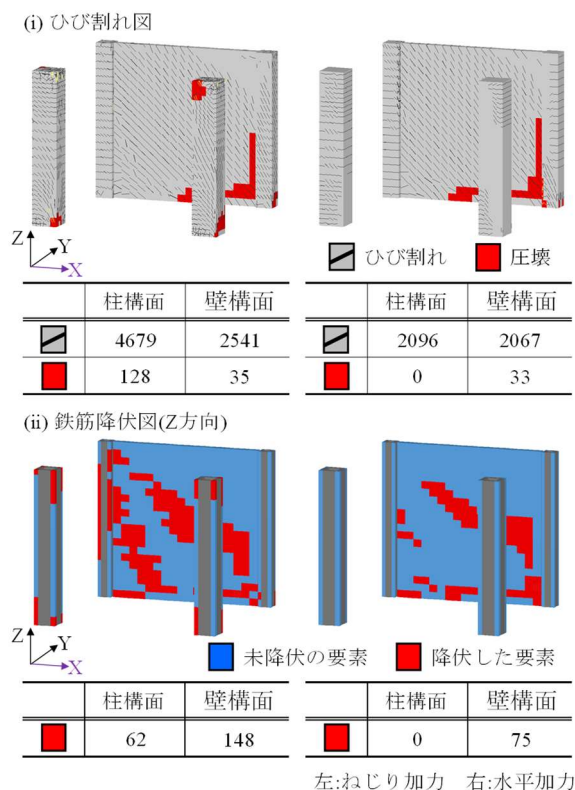


図-14 骨組の破壊性状図

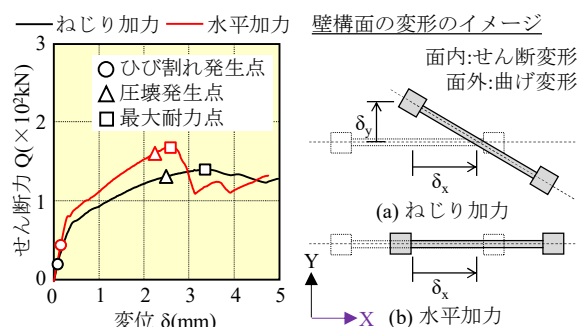


図-15 壁構面の応答

力に比べ、壁面の圧縮領域に生じる応力が小さい。ねじり加力は面外へ曲げ変形しながら変位するため、水平加力よりも部材のせん断変形成分が小さくなり、発生応力も小さくなったと考えられる。これにより、ねじり加力

は水平加力より圧壊の発生が遅れた。なお、これは最大耐力到達時変位差についても同様のことが言える。最大耐力時の最小主応力図を見ると、ねじり加力の方が圧縮応力を負担する領域が小さく、これがねじり加力の最大耐力が小さくなった要因だと考えられる。一方、ねじれ加力では袖柱柱脚において大きな圧縮応力が生じているが、これも面外変形に伴う柱の曲げ変形によるものである。この挙動が部材の構造性能に及ぼす影響については、今後検討を行っていく必要がある。

以上より、壁部材は自身のねじれ変形に伴う面外変形により、水平変形時の性能が大きく変化することがわかった。これは、変位方向で異なる抵抗機構を持つ壁部材特有の挙動である。このことから、偏心骨組に配置された壁部材は、ねじれによって構造設計で期待された性能を十分に発揮できない可能性があることがわかった。

6. まとめ

溝口らの実験を対象に三次元非線形 FEM 解析を実施し、有壁 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について検証し、以下の知見を得た。

- (1) 有壁骨組のねじれ抵抗機構は、柱および壁部材の水平反力によるねじれ抵抗と部材自身のねじれ抵抗の和で表される。
- (2) 各部材の剛性変化に基づき剛心の移動を評価した結果、本モデルでは剛心が重心に近づく挙動を示し、偏心距離が小さくなったため、骨組がねじれにくくなる傾向が確認された。
- (3) 壁部材は自身のねじれ変形によって水平変形時の性能が低下するため、構造設計で期待された性能を十分に発揮できない可能性がある。

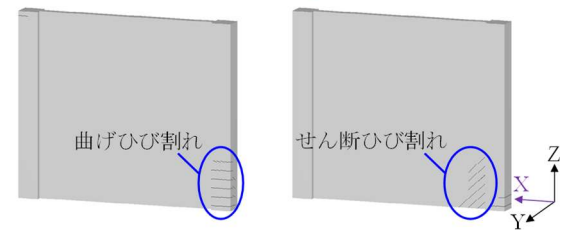
謝辞

研究の遂行にあたり、日本大学白井伸明名誉教授より多くのご助言を戴きました。また、本研究は JSPS 科学研究費補助金（基盤研究（C）20K04778）の助成を受けて行われたものである。ここに謝意を示します。

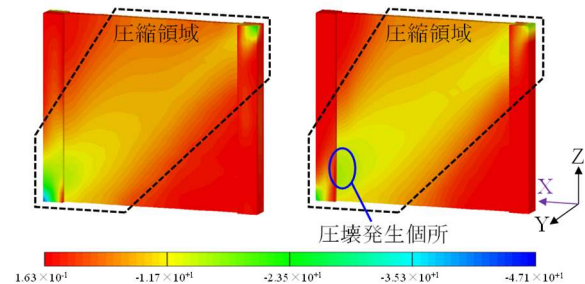
参考文献

- 1) 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
- 2) 河野圭一郎，他：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，コンクリート工学年次論文集，pp.523-528，2017.7
- 3) 溝口光男，他：鉄筋コンクリート造有壁立体骨組のオンライン振れ応答実験（その 1），（その 2），日本

(i) 各加力のひび割れ発生点(○,○)における破壊性状図



(ii) 水平加力の圧壊発生時変位(Δ)における最小主応力図



(iii) 各加力の最大耐力点(□,□)における最小主応力図

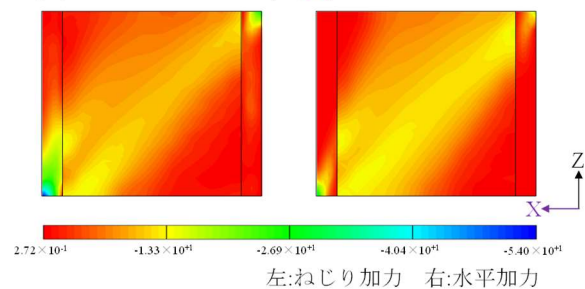


図-16 壁構面の破壊性状図

建築学会大会学術講演梗概集，pp.687-690，1987.10

- 4) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，コンクリート工学論文，第 474 号，pp.163-170，1995.8
- 5) 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
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，2012
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 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
- 10) 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梗概集，pp.229-230，2015.9