

第8章

UFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の設計法

8.1 地震後継続使用性を考慮した設計方針

過去の大地震では、特に災害拠点となる庁舎などの地震後の継続使用性が阻害され、災害復旧に大きな支障をきたした事例が報告されている。現在の構造設計で一般的に用いられる保有水平耐力計算では、建物の保有水平耐力が地震入力を上回ることを求めているが、地震時の応答変形を陽に求めるものではないことから、地震による損傷状態を想定して継続使用性を考慮した設計を行うことは困難である。一方、時刻歴応答解析では、多質点系に置換した解析モデルで最大応答層間変形角や層塑性率の検討を行うとともに、立体モデルに戻して部材塑性率の検討を行うことが一般的であることから、部材単位の最大応答変形を確認することは可能である。また、建物の性能規定化を目的とした 2000 年の法改正で限界耐力計算が導入され、想定する地震の要求スペクトル曲線を設定し、それに対応する地震時応答を定量的に評価できるようになり、近年では、得られた地震時応答の大きさと建物の損傷状況を結び付けた性能設計を行う考え方が広がってきている^[8.1-1]など。また、1.1.5 項で示した通り、喜々津ら^[8.1-2]は、2011 年東北地方太平洋沖地震での庁舎等の機能継続状況の実態や基準等の考え方を踏まえて、地震後の継続使用性確保のための要求性能のクライテリアを提案しており、これに基づいて継続使用性を勘案した構造設計を行うには、部材の変形と具体的な損傷状態（残留ひび割れ幅、コンクリート損傷状況など）の関連付けが重要となる。本研究で提案する補強工法は、UFC という高強度材料を用いることで、補強による耐力、剛性の向上だけでなく、部材に生じる損傷を抑制することにより、継続使用性に関する損傷クライテリアを改善する方向性を見据えたものである。

そこで、8.2 節では、先述の部材実験の結果に基づき、UFC パネルで補強された RC 柱部材の損傷クライテリアについて試設計例を用いて議論する。具体的には、1.1.5 項に示した継続使用性の性能目標ランクと損傷状態を対応させた損傷クライテリア^[8.1-2]を部材実験結果に適用し、本補強方法に適した損傷クライテリアの設定を試みるとともに、対象建物をベースに作成した立体骨組モデルを対象とした時刻歴応答解析による最大応答と損傷状態を関連付けることで、補強前後の構造性能のみならず、補強による継続使用性向上の効果を検証する。

参考文献（8.1 節）

[8.1-1] 日本建築構造技術者協会：JSCA 性能設計【耐震設計編】，2018

[8.1-2] 喜々津仁密ほか：地震後の継続使用性を確保した新築建築物の設計・耐震性能評価（その 1 継続使用性に関する要求性能），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.45-46，2015.9

8.2 試設計検討

8.2.1 はじめに

本節では、本研究で提案する補強工法を実建物に適用した場合の補強効果について、立体骨組解析による建物モデルを用いた検討を行う。具体的には、1.1.3 項に示した 2016 年熊本地震で被災したピロティ建物^{[8.2-1], [8.2-2]}に一部修正を加えた建物モデルを作成し、本補強工法を適用した。検討には SNAP ver.8^[8.2-3]を使用し、本補強工法の補強効果の検証、部材実験結果から作成した損傷状態に基づく設計クライテリアの適用可能性の検討を目的として、静的増分解析および時刻歴応答解析を行った。

8.2.2 解析概要

(1) 建物モデル概要

本検討で用いる建物モデルの概要について示す。実建物と解析モデルの軸組図を図 8.2.2-1 および図 8.2.2-2 に、平面図を図 8.2.2-3 にそれぞれ示す。検討に用いる建物モデルは、熊本県内の立地（地域係数 $Z=0.8$ ）を想定したもので、1.1.3 項および文献^{[8.2-1], [8.2-2]}で報告された 2016 年熊本地震で被災した 10 階建てピロティ建物をベースとし、モデルの簡略化や剛性および重量の偏心を無くすために以下の変更を加えた。桁行方向を X 方向、梁間方向を Y 方向とし、検討はピロティ構面となる梁間方向を対象とした。

- ・ 桁行方向の雑壁，袖壁を全て削除した。
- ・ セットバックしていた X1 構面の 10 階部分を追加した。
- ・ 梁間方向の連層耐震壁の開口を全て閉塞した。
- ・ 1 階 X1 および X5 構面の壁を全て削除した純ピロティ形式（解析モデル A），もしくは，1 階 X1 および X5 構面の柱に柱せいの 2 倍の長さの袖壁を片側に取り付けた（解析モデル B）。

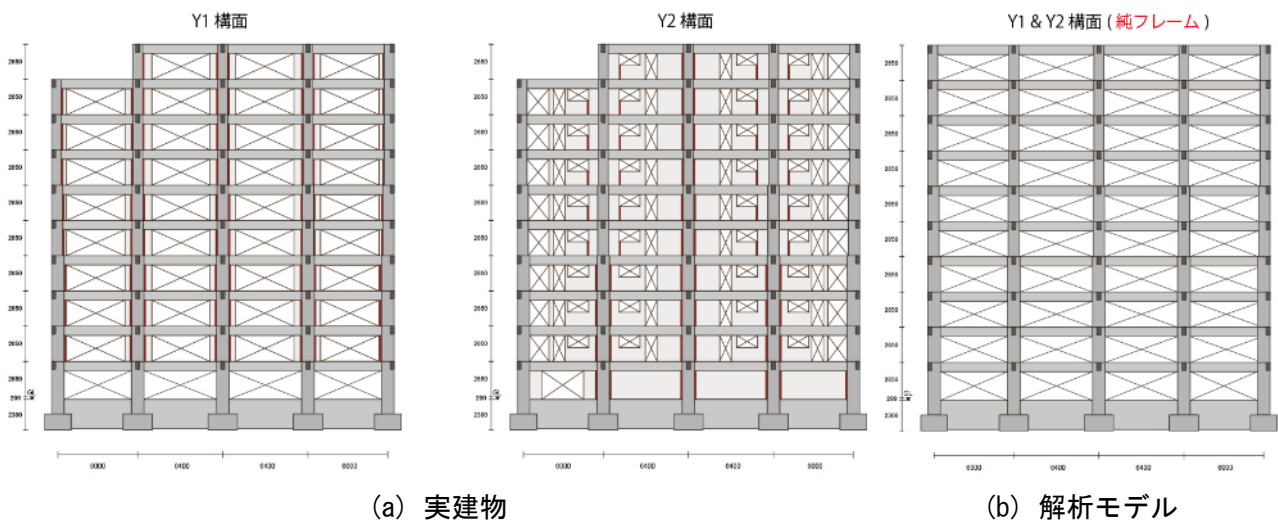


図 8.2.2-1 軸組図（桁行方向）（単位：mm）

第 8 章 UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の設計法

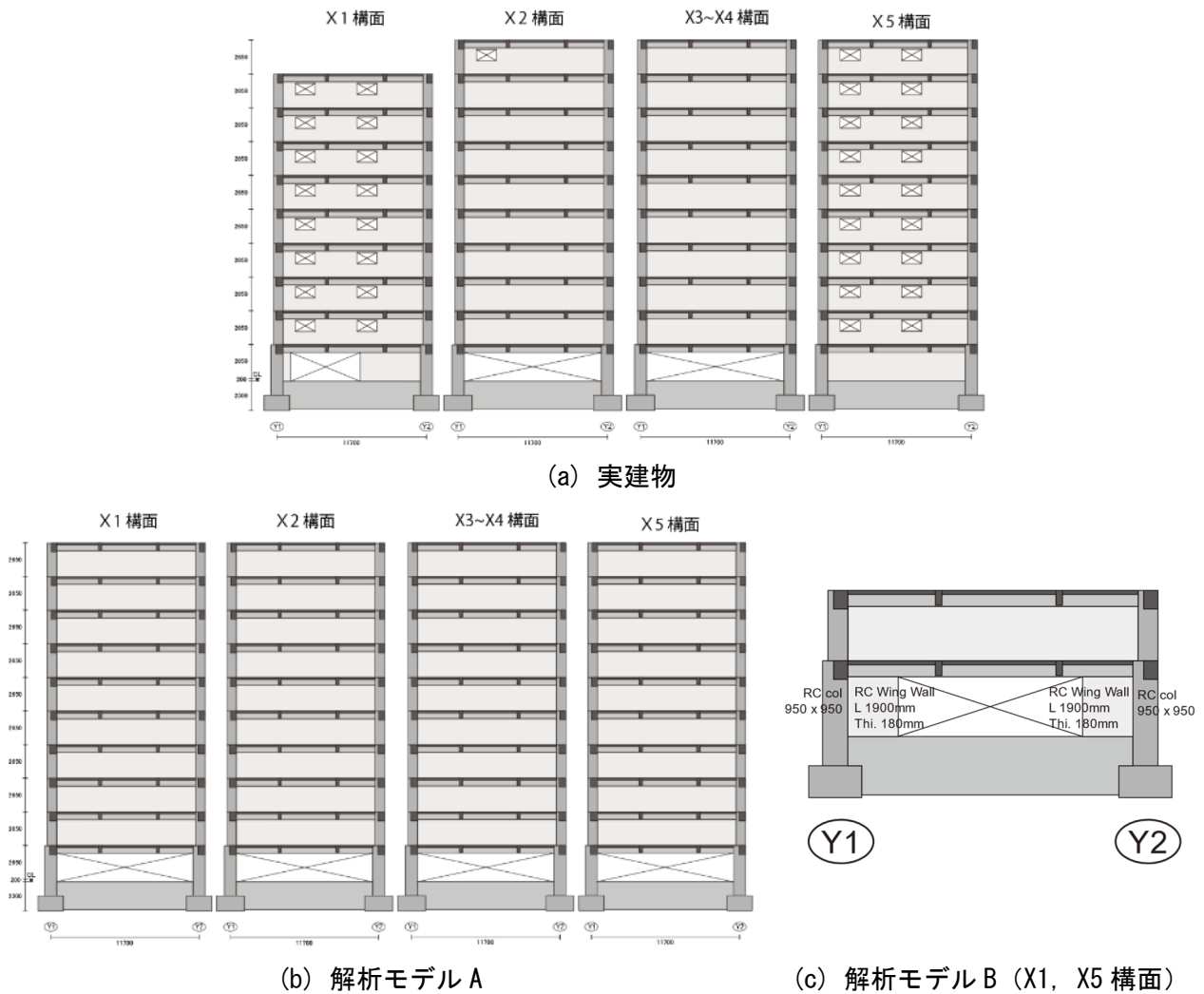


図 8.2.2-2 軸組図 (梁間方向) (単位 : mm)

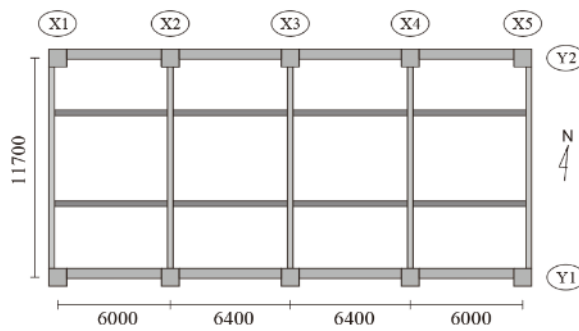


図 8.2.2-3 平面図 (単位 : mm)

建物重量は各階の梁芯位置を基準とした床面積に単位床重量 13kN/m^2 を乗じて算定した^[8.2-2]。得られた各層の重量を表 8.2.2-1 に示す。これを各柱の支配面積に基づいて配分した荷重を各節点に作用させた。また、静的増分解析で作用させる地震荷重は、 A_i 分布に基づく外力分布により決定した。

表 8.2.2-1 各層の重量

| 層 | Mass (t) | Weight (kN) |
|-------|----------|-------------|
| F11 | 424.98 | 4167.63 |
| F10 | 424.98 | 4167.63 |
| F9 | 424.98 | 4167.63 |
| F8 | 424.98 | 4167.63 |
| F7 | 424.98 | 4167.63 |
| F6 | 424.98 | 4167.63 |
| F5 | 424.98 | 4167.63 |
| F4 | 424.98 | 4167.63 |
| F3 | 424.98 | 4167.63 |
| F2 | 431.81 | 4234.61 |
| F1 | 431.81 | 4234.61 |
| Total | 4688.44 | 45977.89 |

(2) 解析仮定

本解析に用いた仮定を以下に示す。解析モデルの概要を図 8.2.2-4 に示す。1 階柱と基礎梁が接合する節点をピン支持とし、基礎梁は弾性とした。実建物では各部材の部材芯は必ずしも通り芯と一致していないが、簡略化のため各部材は各通り芯位置に配置した。各階の床には剛床仮定を適用した。

柱の曲げおよび軸の挙動は MS ばね、せん断挙動はせん断ばねによりモデル化した。耐震壁は壁エレメント置換モデル (3 本柱モデル) とし、曲げおよび軸の挙動は MS ばね、せん断挙動はせん断ばねによりモデル化した。なお、3 本柱モデルの梁は弾性とした。梁の曲げは両端曲げばね、せん断はせん断ばねとした。各部材の危険断面はフェイス位置、剛域は危険断面から $D/4$ 入った位置までとした。

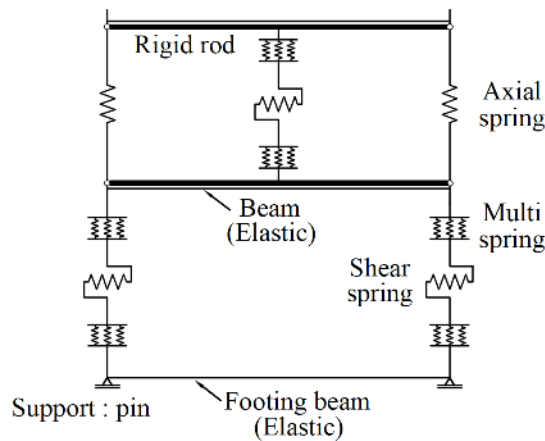


図 8.2.2-4 解析モデル概要

MS ばねのコンクリート要素および鉄筋要素の応力-ひずみ関係を図 8.2.2-5～図 8.2.2-7 に示す。1 階鉛直部材の MS ばねのコンクリート要素は、図 8.2.2-5 に示すようにコアコンクリートとカバーコンクリートに分割し、応力-ひずみ関係は NewRC 式^[8.2-4] (破線) に基づき実線で示す折れ線により設定した。2 階以上については、図 8.2.2-6 に示すように NewRC 式で拘束効果を考慮せずに設定した。MS ばねの鉄筋の応力-ひずみ関係は、図 8.2.2-7 に示すように、降伏点 f_y を折れ点とするバイリニアとし、降伏後の剛性はヤング係数 E_s の 0.001 倍とした。

□ Cover concrete ■ Core concrete ● Reinforcing bar — Trilinear line of core concrete - - - - NewRC model of core concrete
 — Trilinear line of cover concrete - - - - NewRC model of cover concrete

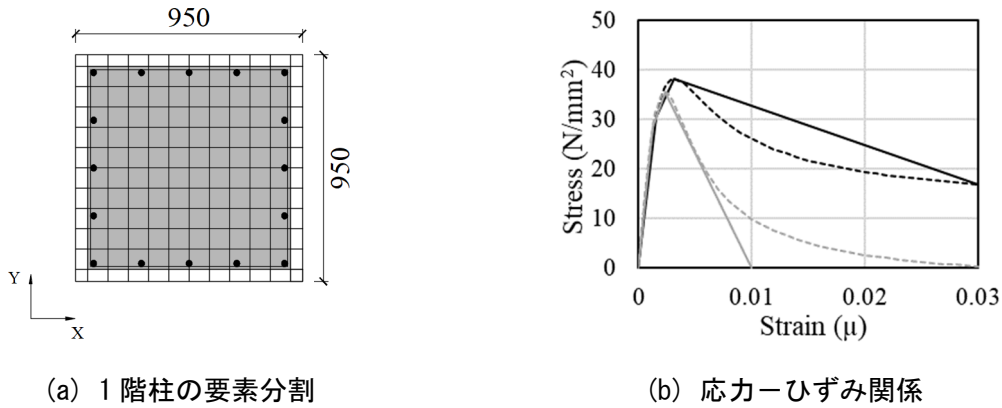


図 8.2.2-5 鉛直部材のコンクリート要素の応力-ひずみ関係 (1階)

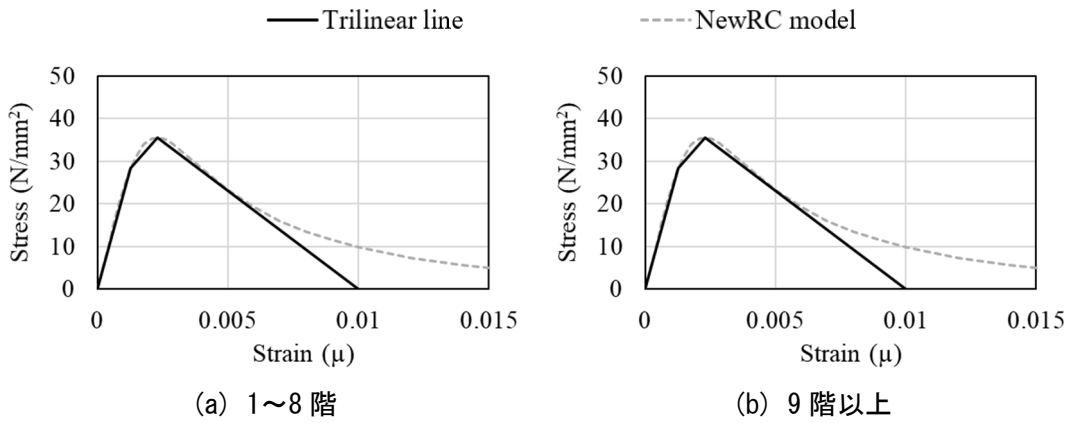


図 8.2.2-6 鉛直部材のコンクリート要素の応力ひずみ関係 (2階以上)

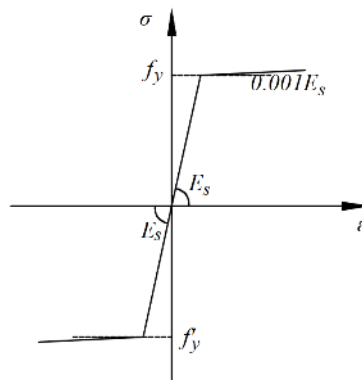


図 8.2.2-7 MSばね鉄筋要素の応力ひずみ関係

図 8.2.2-8 に鉛直部材のせん断ばねの復元力特性を示す。柱のせん断ばねは、せん断降伏点を折れ点とするバイリニアとし、せん断降伏点におけるせん断力は修正荒川 mean 式^[8.2-5]によるせん断終局耐力 Q_u とした。1階柱については変動軸力を考慮して、せん断ばねを弾性として静的増分解析を行った際の1階層せん断力係数が 0.4 となる時点の軸力の値を耐力算定に用いた。2階以上の柱（桁行方向）のせん断降伏点のせん断力は長期軸力により算定した。

X1, X5 の袖壁付き柱のせん断ばねは、せん断ひび割れ点、せん断降伏点を折れ点とするトリリニアとした。せん断ひび割れ耐力 Q_c および降伏点剛性低下率 α_y は技術基準解説書^[8.2-5]の耐震壁用の式を準用し、せん断終局耐力 Q_u は分割累加式^[8.2-5]を用いた。耐力算定には柱と同様の方法で変動軸力を考慮した軸力の値を用いた。

耐震壁のせん断ばねは、せん断ひび割れ点、せん断降伏点を折れ点とするトリリニアとした。せん断ひび割れ耐力 Q_c および降伏点剛性低下率 α_y は技術基準解説書^[8.2-5]の式を、せん断終局耐力 Q_u は広沢 mean 式^[8.2-5]をそれぞれ用いて算定した。耐力算定には長期軸力を用いた。

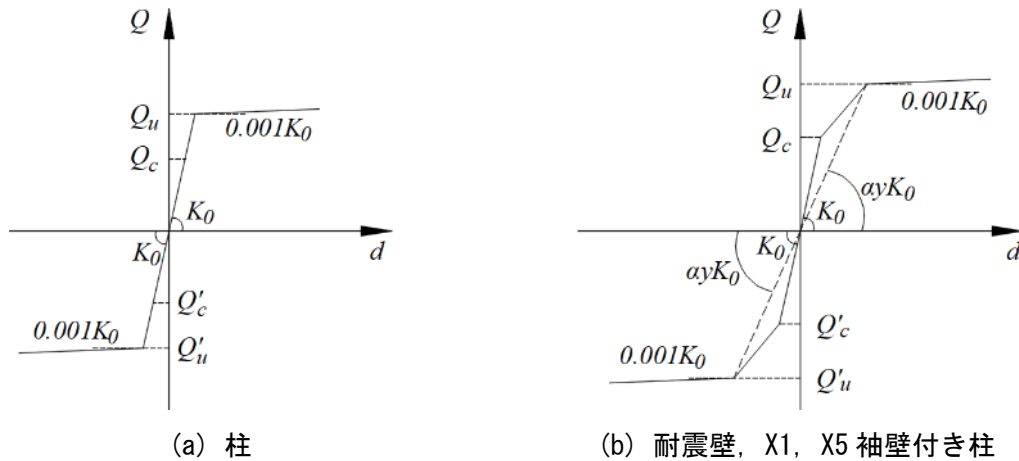


図 8.2.2-8 鉛直部材のせん断ばねの復元力特性

解析モデル A および B の 1 階柱の補強は、4 章の C-USJ と同様に、柱の両面に UFC パネルを挟込接着する方法とした。柱に貼付する UFC パネルの形状および寸法を図 8.2.2-9 に示す。C-USJ 同様に柱頭、柱脚で増厚した形式とした。両端の MS ばねには、先述の柱断面に増厚部の厚さを有する UFC 要素を図に示すように追加した。MS ばねの UFC 要素の応力ひずみ関係は、図に示す通り、圧縮強度点を折れ点とする完全弾塑性型とした。なお、4 章に示した耐力計算方法に基づいて算定した曲げ終局耐力およびせん断終局耐力を表 8.2.2-2 に示す。せん断終局耐力が曲げ終局耐力を上回っており、せん断ばねについてはせん断破壊しないものとして弾性とした。以降、補強前の建物モデルを「無補強モデル」、補強後の建物モデルを「補強後モデル」とする。

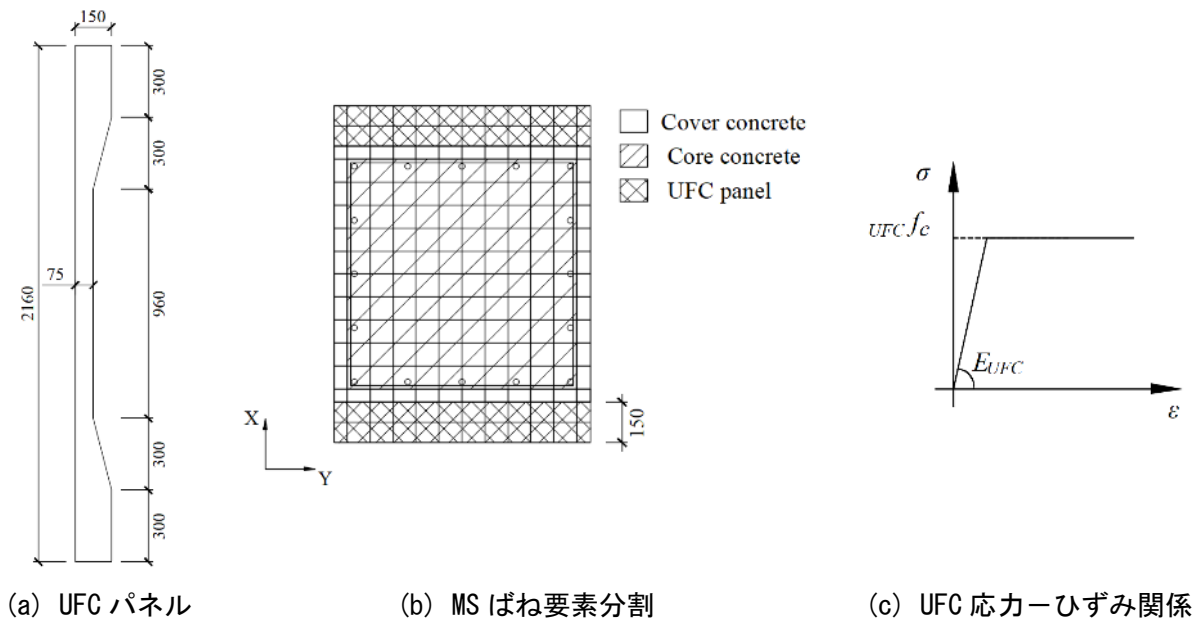


図 8.2.2-9 UFC パネル挟込接着補強した 1 階柱

表 8.2.2-2 補強柱の曲げ終局耐力およびせん断終局耐力

| | 目地モルタル非考慮 | 目地モルタル考慮 |
|--------------------|-----------|----------|
| 曲げ終局耐力時せん断力 (kN) | 5139 | 4776 |
| せん断終局耐力 (柱) (kN) | 2633 | |
| せん断終局耐力 (UFC) (kN) | 2657 | |
| せん断終局耐力 (補強柱) (kN) | 5290 | |
| せん断余裕度 | 1.03 | 1.11 |
| 破壊形式 | 曲げ | 曲げ |

解析モデル B の 1 階 X1 および X5 構面の袖壁付き柱の補強は、前述の柱の補強に加えて、袖壁にも UFC パネルを片面に接着する方法とした。補強後の MS ばねの要素配置を図 8.2.2-10 に示す。袖壁に貼付した UFC パネルの厚さは 60mm とした。

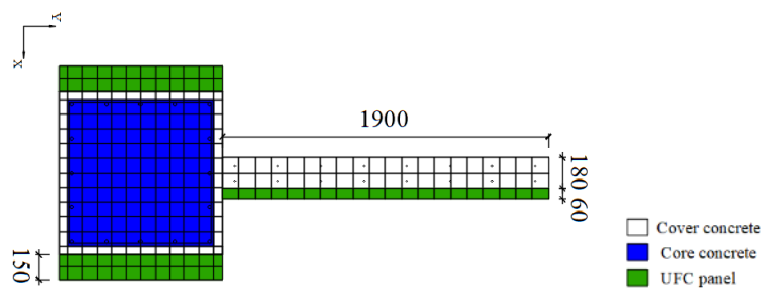


図 8.2.2-10 UFC パネルにより補強した 1 階袖壁付き柱の MS ばね要素分割

以降、補強前の建物モデルを「無補強モデル A」, 「無補強モデル B」, 補強後の建物モデルを「補強後モデル A」, 「補強後モデル B」とする。

8.2.3 部材実験との比較

静的増分解析および時刻歴応答解析を行うにあたり、本解析モデルの妥当性を検証するために、4 章で示した無補強試験体である C-N、補強試験体である C-USJ および C-USJ-UW を対象とした解析を行い、実験結果との比較を行う。解析モデルを図 8.2.3-1 に示す。基本的な解析仮定は前述の通りであるが、解析では実験の目標圧縮軸力である $0.4bDf_c$ での一定軸力とした点に注意されたい。柱のせん断ばねのせん断終局耐力は軸力 $0.4bDf_c$ での計算値とした。UFC は圧縮強度を折れ点とするバイリニアとした。

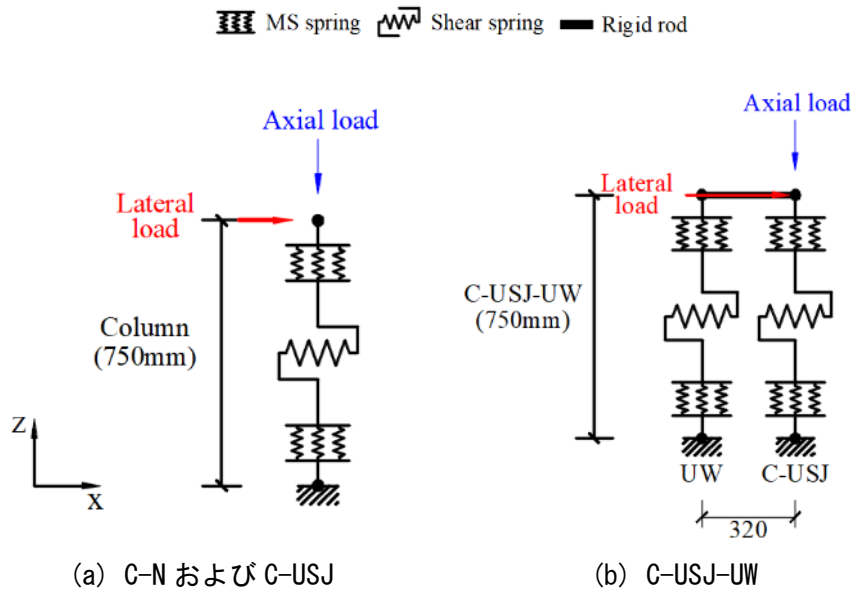


図 8.2.3-1 解析モデル

各試験体の解析結果および実験結果との比較を図 8.2.3-2 に示す。図中、最大耐力点を○印で示している。解析は一定軸力下で行ったため、実験結果との比較は正載荷側のみ示している。C-N ではせん断ばねの降伏により最大耐力を示しており、せん断ばねの繰り返し特性に原点指向型を用いたため、除荷の履歴が実験結果と一致していない。一方、C-USJ および C-USJ-UW ではせん断ばねは降伏しておらず、MS ばねの鉄筋要素の降伏やコンクリート要素の圧縮軟化により剛性低下して最大耐力に至っており、最大耐力を含めた包絡線は実験結果を概ね評価できた。なお、残留変形が実験に比べて大幅に小さく抑えられているのは、解析では一定軸力として除荷時も目標軸力が作用した状態であった影響と考えられる。

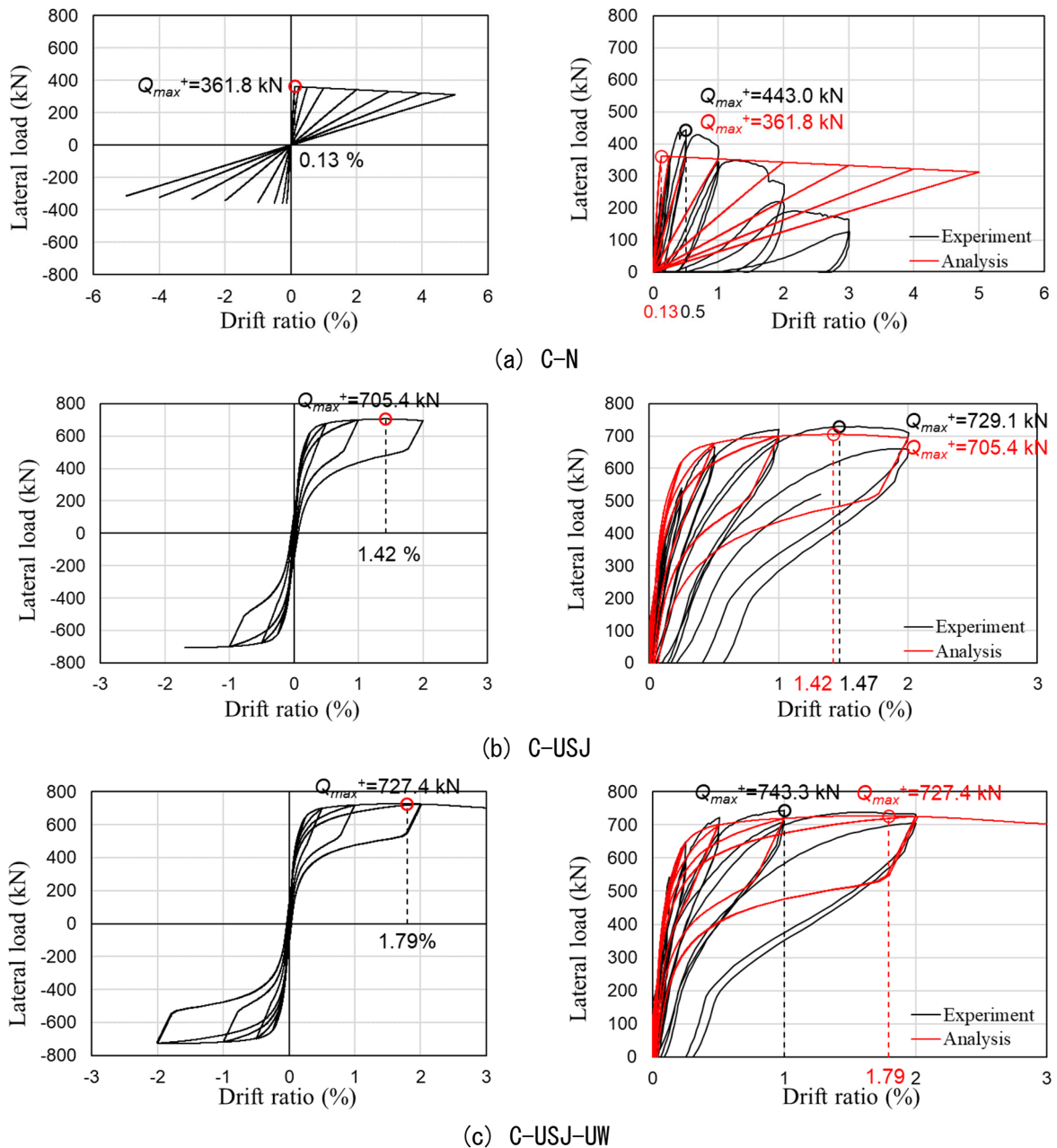


図 8.2.3-2 解析結果と実験結果の比較

8.2.4 静的増分解析

本項では、8.2.2 に示した建物モデルに対し、ピロティ構面となる Y 方向について静的増分解析を行った結果を示す。

(1) 無補強モデル A

無補強モデル A の静的増分解析結果を図 8.2.4-1 および図 8.2.4-2 に示す。図 8.2.4-1 は 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係、図 8.2.4-2 は圧縮側となる鉛直部材の負担せん断力である。ここで、+Y 方向は X1, X5 構面の Y2 柱が圧縮側となる方向であるが、Y 方向には対称であることから、ここでは +Y 方向の結果のみ示す。図中に鉛直部材のせん断ばねがせん断終局耐力に至った点を×点で示す。図より、1 階層間変形角 0.6~0.7%付近で圧縮側柱のせん断破壊が生じた。圧縮側柱のせん断破壊時におけるベースシヤ係数は 0.4 にわずかに届かなかった。

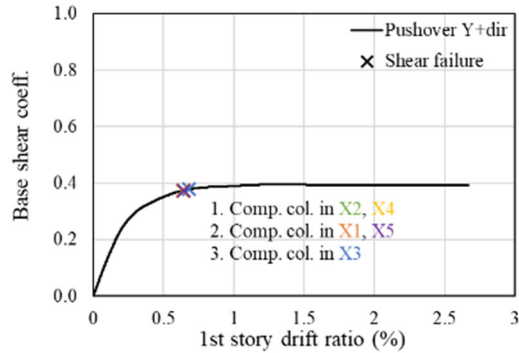


図 8.2.4-1 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係 (+Y 方向)

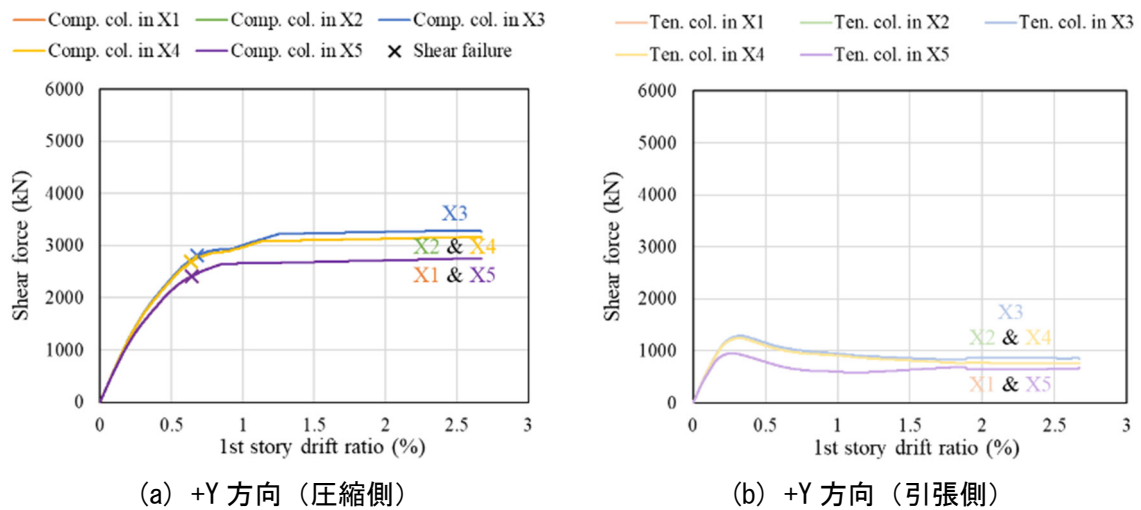


図 8.2.4-2 鉛直部材の負担せん断力

(2) 補強モデル A

補強モデル A の静的増分解析結果を図 8.2.4-3 および図 8.2.4-4 に示す。図 8.2.4-3 は 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係，図 8.2.4-4 は圧縮側となる鉛直部材の負担せん断力である。無補強モデル A 同様，Y 方向に対称であるため，+Y 方向の結果のみ示す。図 8.2.4-3 より，層間変形角 0.5% 付近までは補強モデル A の方が無補強モデル A に比べてわずかに水平耐力が高い程度でほぼ同じ挙動を示したが，それ以降では補強によって 1 階柱のせん断破壊を層間変形角が 2% を超える領域まで遅らせたことで水平耐力の大幅な向上がみられ，1 階柱がせん断破壊する時点の層せん断力係数は 0.5 を超えた。また，圧縮側柱は，無補強モデル A では層間変形角 0.6~0.7% でせん断破壊したのに対して，補強により層間変形角が 2% を超える領域まで負担せん断力が大きく上昇した。一方，引張側柱については，層間変形角 0.3% 付近で負担せん断力が最大となり，その後は徐々に低下し，層間変形角 2% 前後でほぼ 0 となった。

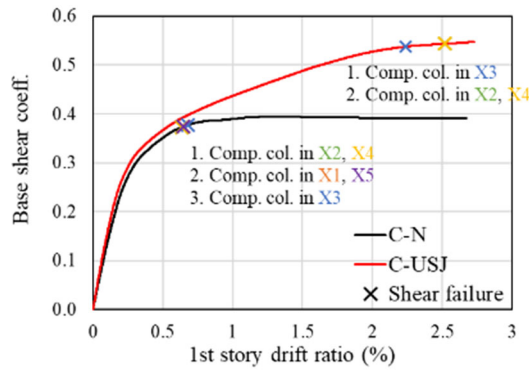


図 8.2.4-3 1 層せん断力係数-1 層層間変形角関係 (+Y 方向)

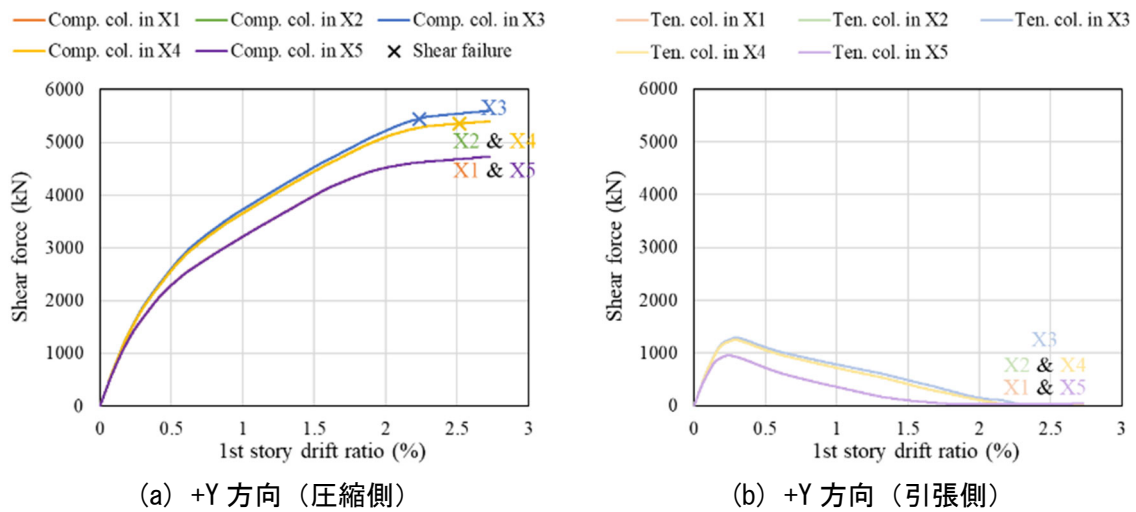


図 8.2.4-4 鉛直部材の負担せん断力

(3) 無補強モデル B

無補強モデル B の静的増分解析結果を図 8.2.4-5 および図 8.2.4-6 に示す。図 8.2.4-5 は 1 層せん断力係数-1 層層間変形角関係, 図 8.2.4-6 は圧縮側となる鉛直部材の負担せん断力である。ここで, +Y 方向は X1, X5 構面の Y2 柱が圧縮側となる方向であるが, Y 方向には対称であることから, ここでは +Y 方向の結果のみ示す。図中に鉛直部材のせん断ばねがせん断終局耐力に至った点を × 点で示す。

図に示す通り, ベースシヤ係数が 0.4 を超えた 1 階層間変形角 0.7~0.8% 付近で純ピロティ構面 (X2~X4 構面) の圧縮側柱のせん断破壊が生じ, その後, 1.5% 付近で X1, X5 構面の圧縮側の袖壁付き柱がせん断破壊した。最終的にはベースシヤ係数 0.45 程度に相当する水平耐力を示した。

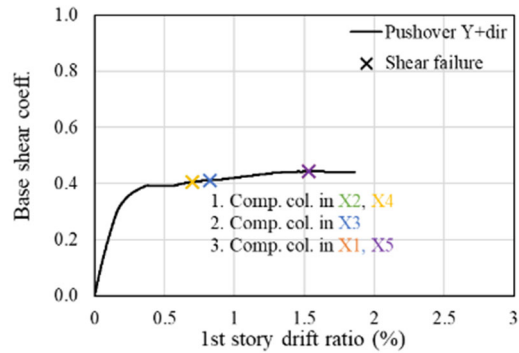


図 8. 2. 4-5 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係 (+Y 方向)

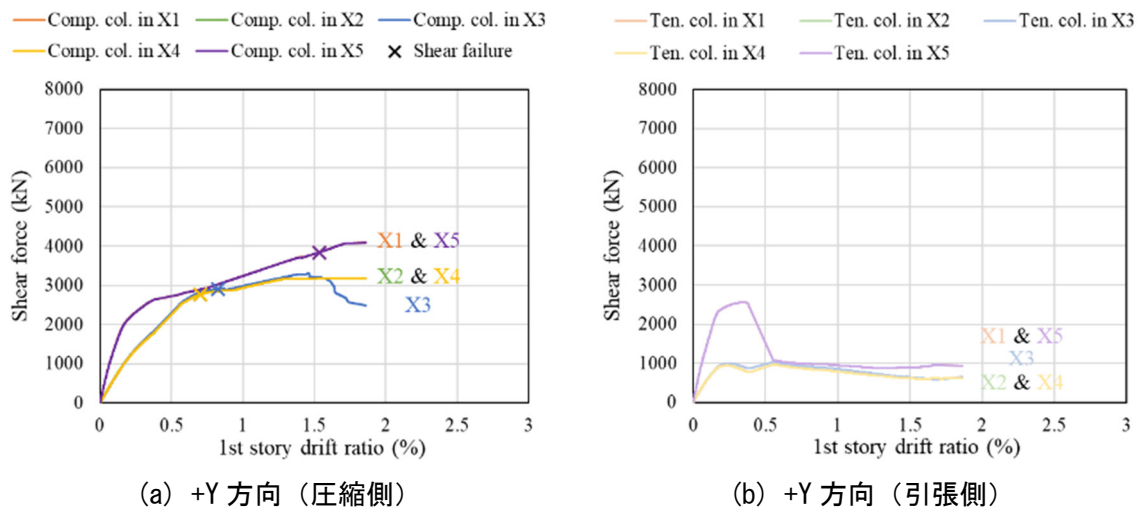


図 8. 2. 4-6 鉛直部材の負担せん断力

(4) 補強モデル B

補強モデル B の静的増分解析結果を図 8. 2. 4-7 および図 8. 2. 4-8 に示す。図 8. 2. 4-7 は 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係，図 8. 2. 4-8 は圧縮側となる鉛直部材の負担せん断力である。図 8. 2. 4-7 より，層間変形角 0.3%付近までは無補強モデル B と補強モデル B ではほぼ同じ挙動を示したが，それ以降では補強によって水平耐力が大幅に向上した。また，X2～X4 構面の圧縮側柱については，無補強モデル B では層間変形角 1%までにせん断破壊していたが，補強によりせん断破壊が遅れたことで負担せん断力がさらに上昇した。なお，X1 および X5 構面の袖壁付き柱も含め，層間変形角 2%まで耐力低下は見られなかった。

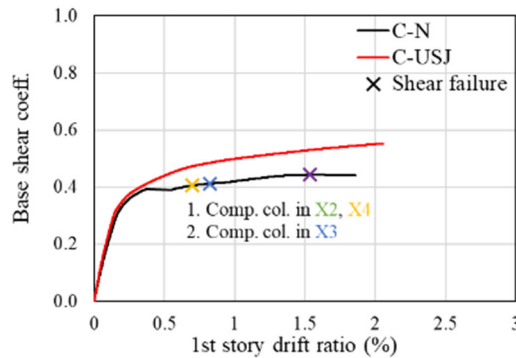


図 8. 2. 4-7 1 層層せん断力係数-1 層層間変形角関係 (+Y 方向)

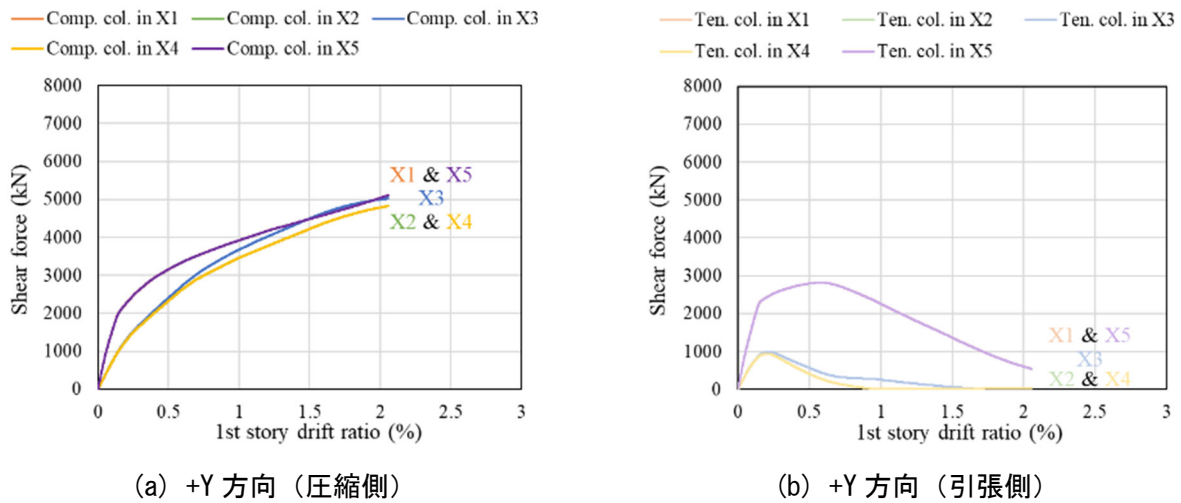


図 8. 2. 4-8 鉛直部材の負担せん断力

8.2.5 時刻歴応答解析

(1) 損傷状態に基づく設計クライテリア

本補強工法は被災後の迅速な復旧および機能維持を目的としていることから、継続使用性を考慮した損傷状態に基づくクライテリアによる設計を行うことを基本とする。文献[8.2-6]では、2011年東北地方太平洋沖地震において被災した建築物を対象とした調査から、継続使用性に関する阻害要因の分析を行い、要求性能を3段階のランクとして定義するとともに、部分ごとの損傷状態を系統的に整理している。時刻歴応答解析に先立ち、本検討においても、この考え方に基づいて4章の実験結果から損傷状態に基づく設計クライテリアについて検討を行う。

文献[8.2-6]における目標ランク A は「建築物の一部に使用制限が生じるが、活動上重要なエリアは使用制限することなく、継続使用できること」とされており、これに対応する上部構造の損傷限界状態は S-I もしくは S-II となり、損傷度 II 程度までを許容することとなる。一方、目標ランク B は「活動上重要なエリアを含む建築物の一部に使用制限が生じるが、一定の措置後、継続使用できること」であり、これに対応する上部構造の損傷限界状態は S-I, S-II もしくは S-III となり、損傷度 III 程度までを許容することとなる。これらを、4章に示した C-N の損傷状態 (図 8. 2. 5-1) にあてはめた場合、残留ひび割れ幅に基づいて損傷度を判定した場合は、部材角 0.25% サイクル終了時が I (残留ひび割れ幅 0.04mm: 曲げ)、0.5% サイクル終了時が II (残留ひび割れ幅 0.15mm: せん断)、1.0% サイクル終了時が IV (残留ひび割れ幅 1.20mm: せん断) となるが、せん断力-変形角関係では 0.5% サイクル途中でせん断ひび

割れが発生し、その後最大耐力を示していることから、残存耐震性能の観点からは部材角 0.25% サイクル終了時が II, 0.5% サイクル終了時が III に相当すると考えられる。したがって、目標ランク A および B の状態は部材角 0.25% サイクルおよび部材角 0.41% (せん断ひび割れ発生時) に対応すると考え、これらを層間変形角に変換した 0.20% および 0.32% を目標ランク A および B の最大応答層間変形角の設計クライテリアとして設定する。以上より、無補強モデルの損傷状態に基づく設計クライテリアを表 8.2.5-1 に示す。

次に、補強モデルの損傷状態に基づく設計クライテリアについて検討する。4 章に示した C-USJ の実験結果 (損傷状態を図 8.2.5-2 に示す) によれば、残留ひび割れ幅は部材角 0.25% サイクルで 0.04mm, 0.5% サイクルで 0.08mm, 1% サイクルで 0.20mm, 2% サイクルで 0.50mm (いずれも曲げ) であった。また、目地モルタルやカバーコンクリートの軽微な剥離が生じたのが 0.5% サイクル, UFC パネルにせん断ひび割れが生じたのは 2% サイクルであった。また、せん断力がほぼ頭打ちになったのが 1.0% サイクルであり、最大耐力を示したのが 2% サイクル途中の 1.47% であった。これらの損傷状態とせん断力-変形角関係を勘案して、損傷度 II および III に相当する部材角を 0.50% および 1.47% と推定することとした。なお、本工法に限らず、補強された部材の損傷度の判定については、現状では明確な基準がなく、今後の課題である。したがって、目標ランク A および B の状態は部材角 0.50% および 1.47% に対応すると考え、これらを層間変形角に変換した 0.40% および 1.16% を目標ランク A および B の最大応答層間変形角の設計クライテリアとして設定する。以上より、補強モデルの損傷状態に基づく設計クライテリアを表 8.2.5-1 に併せて示す。補強によりせん断ひび割れの発生や最大耐力の発現を遅らせたことから、ランク B の層間変形角が無補強の場合に比べて大きく評価できていることがわかる。

また、8.2.3 項に示した C-USJ に対する解析結果による設計クライテリアの検討についても併せて示す。解析結果における特性点として、MS ばね要素の状態 (柱主筋降伏, カバーコンクリート圧縮強度, コアコンクリート圧縮強度, UFC 圧縮強度) に対応する特性点を、荷重変形関係上にプロットしたものを図 8.2.5-3 に示す。なお、8.2.3 項では実験での材料強度を用いた解析結果を示したが、ここでは建物の材料強度を用いた解析結果も併せて示しており、設計クライテリアの決定には後者を用いた。骨組解析による検討では残留ひび割れ幅による判定が行えないことから、ここでは、カバーコンクリートが圧縮強度に達した時点 (0.32%) を目標ランク A, 最大耐力に達した時点 (1.74%) を目標ランク B の状態に対応すると考え、これらを層間変形角に変換した 0.25% および 1.37% を目標ランク A および B の最大応答層間変形角の設計クライテリアとして設定した (表 8.2.5-1)。

以降の検討では、表 8.2.5-1 に示す設計クライテリアのうち、無補強モデルについては実験結果から導出した値、補強モデルについては解析結果から導出した値をそれぞれ用いることとする。

表 8.2.5-1 設計クライテリア

| 目標ランク | 柱の損傷状況 | 実験結果 | | 解析結果 |
|---|---|---------------------------------|--------------------------|---------------------------------|
| | | 無補強 | 補強 | 補強 |
| A 建築物の一部に使用制限が生じるが、活動上重要なエリアは使用制限することなく、継続使用できること | (SR-II) 構造部材に生じる損傷によって応急復旧は不要で、高い残存耐震性能が確保されている状態 (損傷度 II 程度) | 部材 : 0.25% 層間 : 0.20% | 部材 : 0.50% 層間 : 0.39% | 部材 : 0.32% 層間 : 0.25% |
| B 活動上重要なエリアを含む建築物の一部に使用制限が生じるが、一定の措置後、継続使用できること | (SR-III) 構造部材に生じる損傷によって計画的な修復を行うことが必要だが、残存耐震性能が確保されている状態 (損傷度 III 程度) | 部材 : 0.41% 層間 : 0.32% | 部材 : 1.47% 層間 : 1.16% | 部材 : 1.74% 層間 : 1.37% |

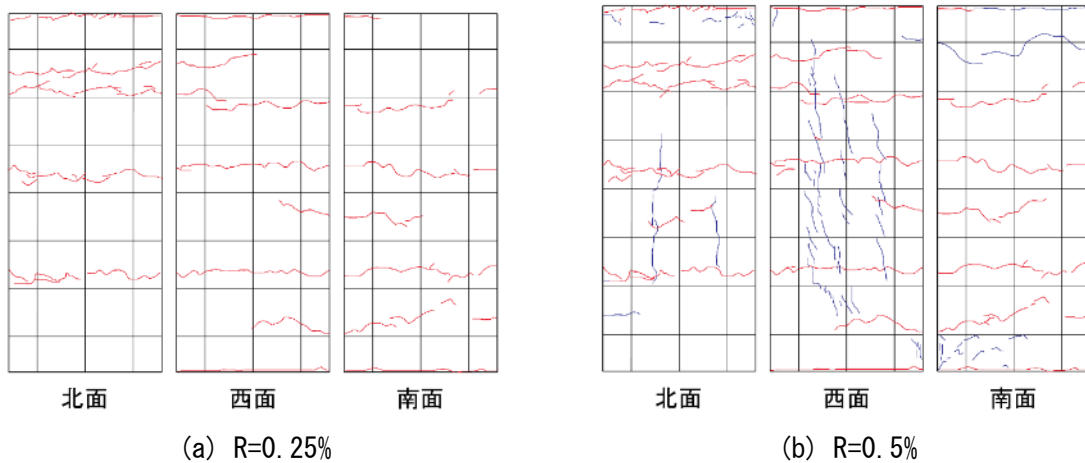


図 8.2.5-1 C-N の損傷状態

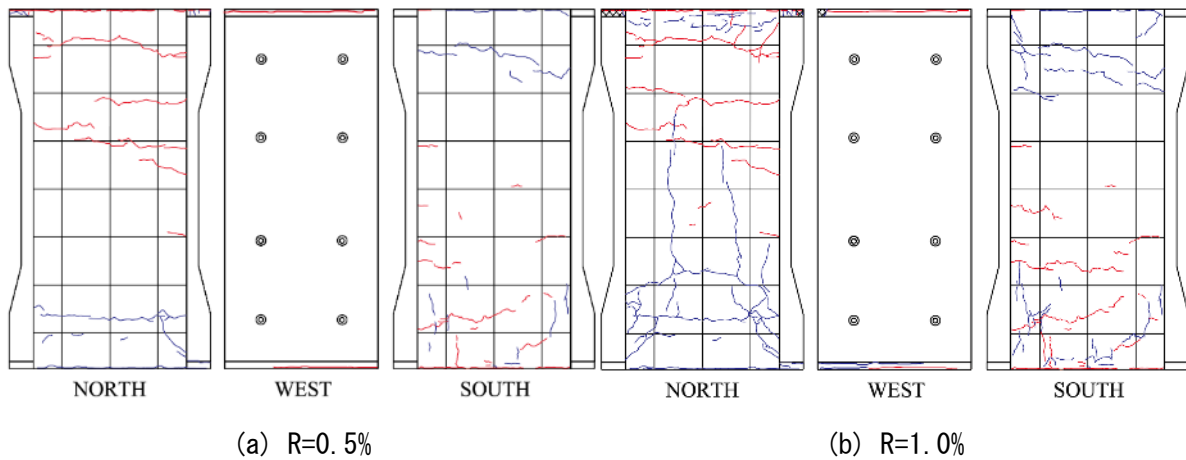
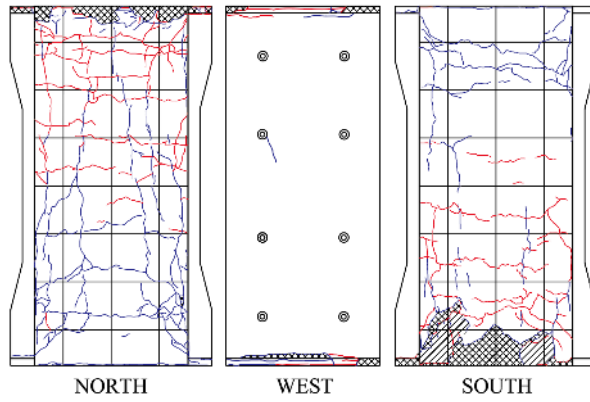
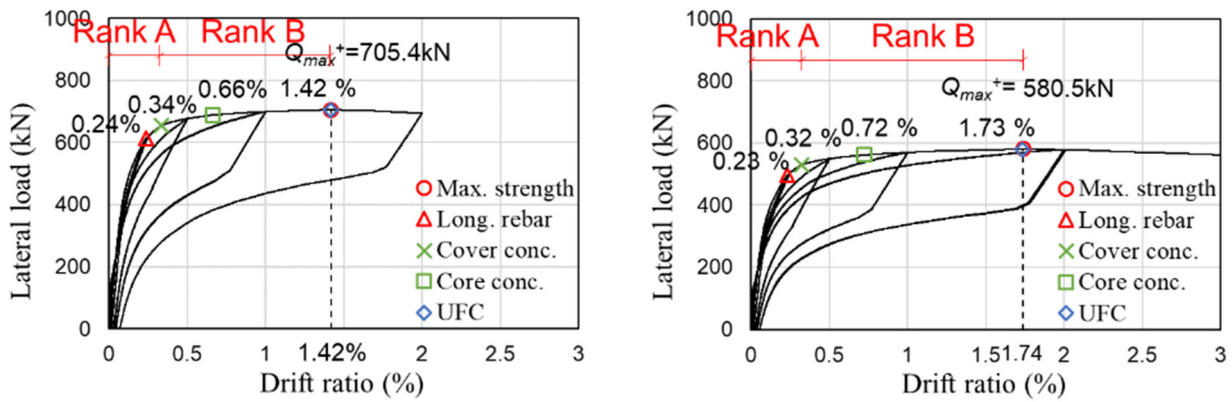


図 8.2.5-2 C-USJ の損傷状態



(c) R=2%

図 8.2.5-2 C-USJ の損傷状態 (つづき)



(a) 実験での材料強度を使用した場合

(b) 建物の材料強度を使用した場合

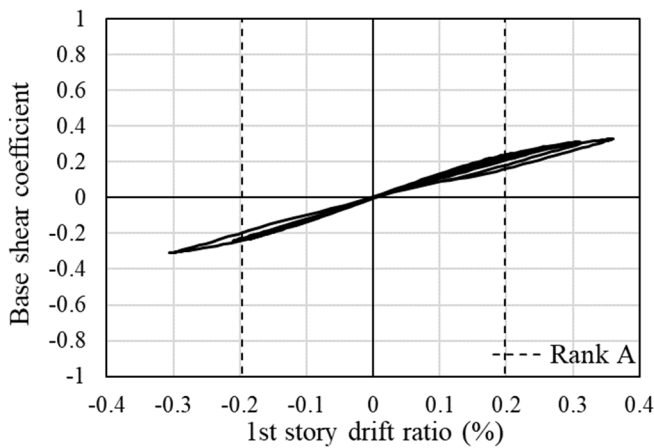
図 8.2.5-3 C-USJ の解析結果における特性点

(2) 解析結果

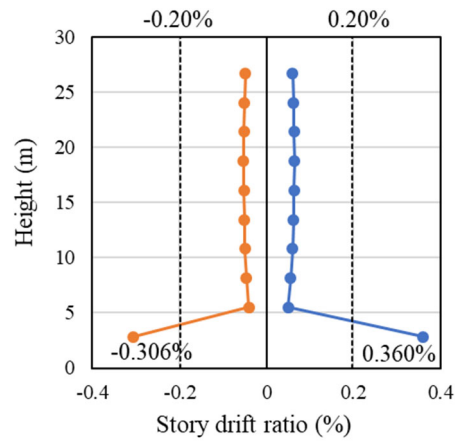
時刻歴応答解析では、El Centro (1940) の NS 成分を最大速度 25kine, 50kine に調整して梁間方向に入力した。以降に時刻歴応答解析の結果について示す。

1) 補強前モデル A

補強前モデル A の時刻歴応答解析結果 (25kine, 50kine) を図 8.2.5-4 および図 8.2.5-5 に示す。25kine, 50kine とともに、ピロティ階の 1 階の最大応答層間変形角が最大となった。最大速度が 25kine の場合には、応答はほぼ弾性範囲に留まったものの、1 階の最大応答層間変形角が無補強モデル A の目標ランク A の閾値である 0.20% を上回った。本モデルは 1 階を純ピロティとしているため、1 階の層剛性が不十分であることによると考えられる。また、最大速度が 50kine の場合には、1 階層間変形角が 0.6~0.7% 付近で生じた 1 階柱のせん断破壊以降に応答が急増したため、最大応答層間変形角は 1.828% となり、目標ランク B の閾値である 0.32% を大きく上回る結果となった。1 階柱がせん断破壊した時点で既に目標ランク B の閾値を超えており、最大速度 25kine での解析結果と同様に、1 階の層剛性が不十分であることが分かる。

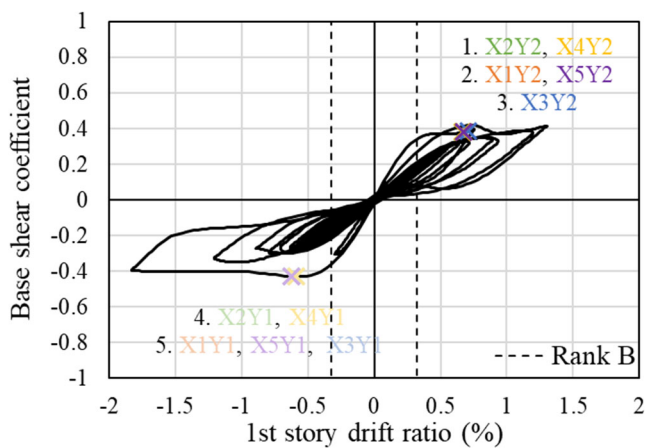


(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

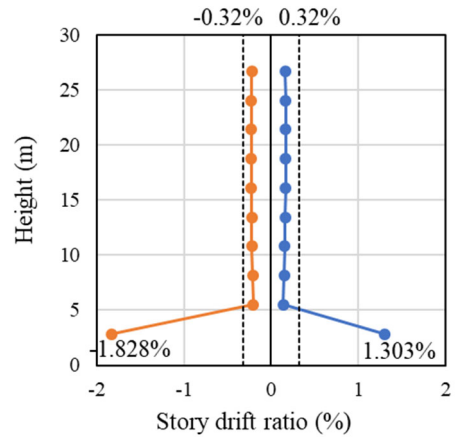


(b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-4 無補強モデル A の解析結果 (最大速度 25kine)



(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

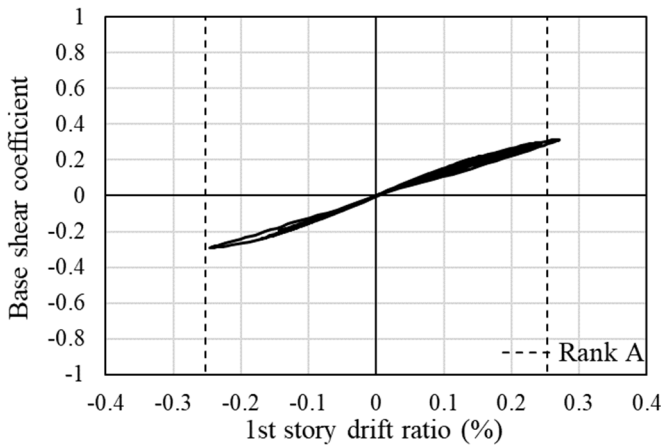


(b) 最大応答層間変形角分布

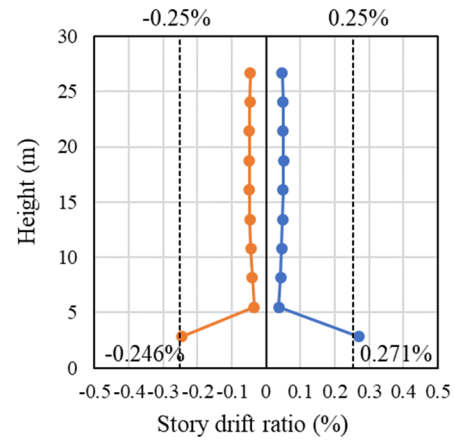
図 8.2.5-5 無補強モデル A の解析結果 (最大速度 50kine)

2) 補強モデル A

次に補強モデル A の時刻歴応答解析結果 (25kine, 50kine) を図 8.2.5-6 および図 8.2.5-7 に示す。無補強モデル同様、25kine, 50kine とともにピロティ階の 1 階の最大応答層間変形角が最大となった。補強によって剛性が若干増加した影響で、最大速度 25kine の場合の 1 階の最大応答層間変形角が約 25%低下したものの、補強モデル A における目標ランク A の閾値である 0.25%をわずかに上回った。一方、最大速度 50kine の場合、補強によって目標ランク B の閾値が大幅に引き上げられるとともに、1 階の最大応答層間変形角が 3 割近く低下したため、目標ランク B を満足する結果となった。いずれも鉛直部材のせん断破壊は生じなかったものの、1 階柱の曲げ剛性の低下による建物全体の剛性低下がみられた。

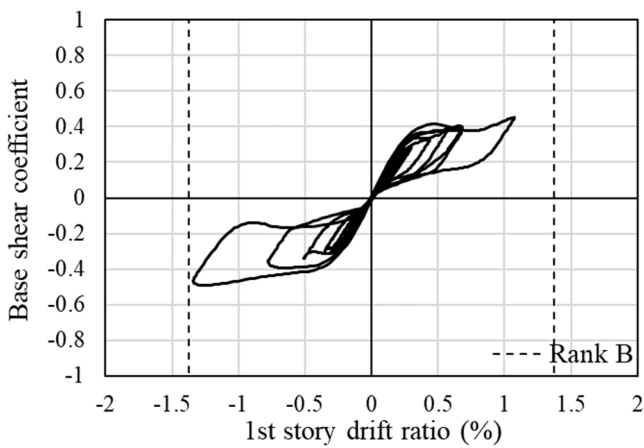


(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

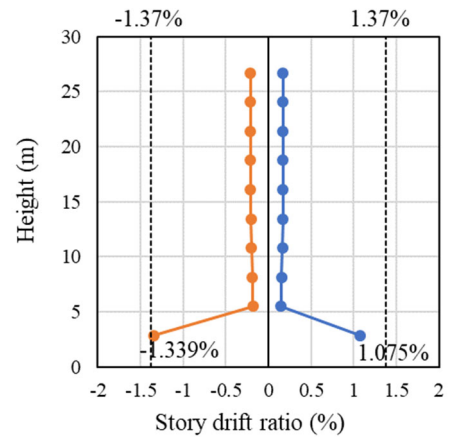


(b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-6 補強モデル A の解析結果 (最大速度 25kine)



(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

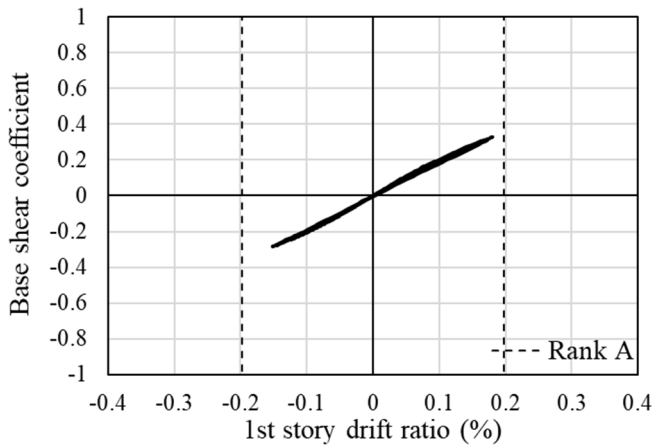


(b) 最大応答層間変形角分布

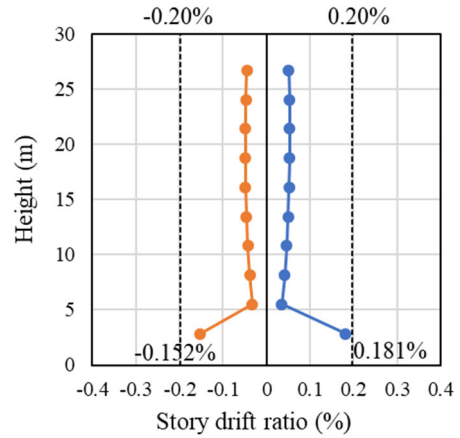
図 8.2.5-7 補強モデル A の解析結果 (最大速度 50kine)

3) 補強前モデル B

補強前モデル B の時刻歴応答解析結果 (25kine, 50kine) を図 8.2.5-8 および図 8.2.5-9 に示す。25kine, 50kine とともに、ピロティ階の 1 階の最大応答層間変形角が最大となった。最大速度が 25kine の場合には、応答はほぼ弾性範囲に留まり、1 階の最大応答層間変形角も無補強モデルの目標ランク A の閾値である 0.20% を下回った。一方、最大速度が 50kine の場合には、最大応答層間変形角が 0.881% となり、目標ランク B の閾値である 0.32% を大きく上回る結果となった。1 階の鉛直部材のせん断破壊が生じたのは最大応答付近であり、それ以前の建物全体の剛性低下は X1, X5 構面の袖壁付き柱の曲げ剛性の低下の影響によるとみられる。また、柱のコアコンクリートや袖壁の先端のコンクリートのひずみが圧縮強度時ひずみを上回っていたことから、目標ランク B で想定する損傷状況を超えていたと考えられる。

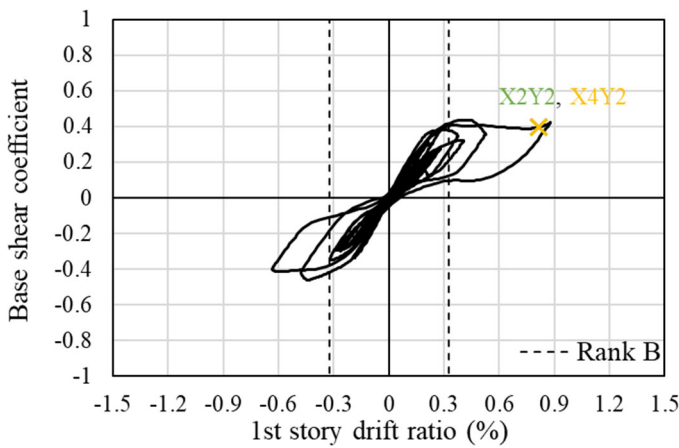


(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

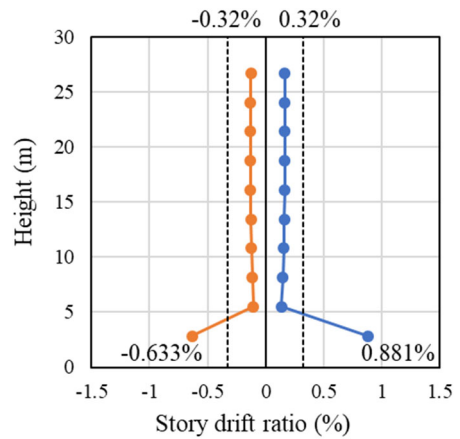


(b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-8 無補強モデル B の解析結果 (最大速度 25kine)



(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係

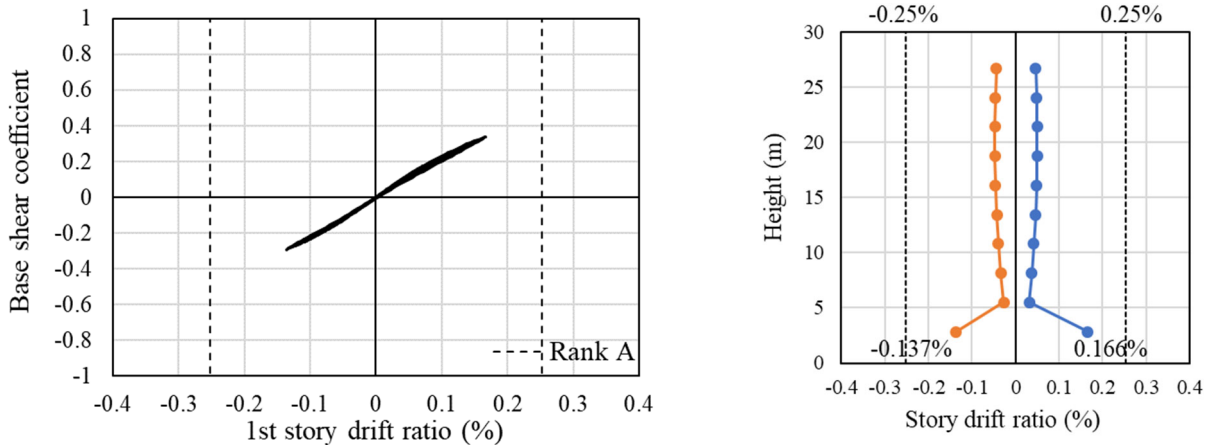


(b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-9 無補強モデル B の解析結果 (最大速度 50kine)

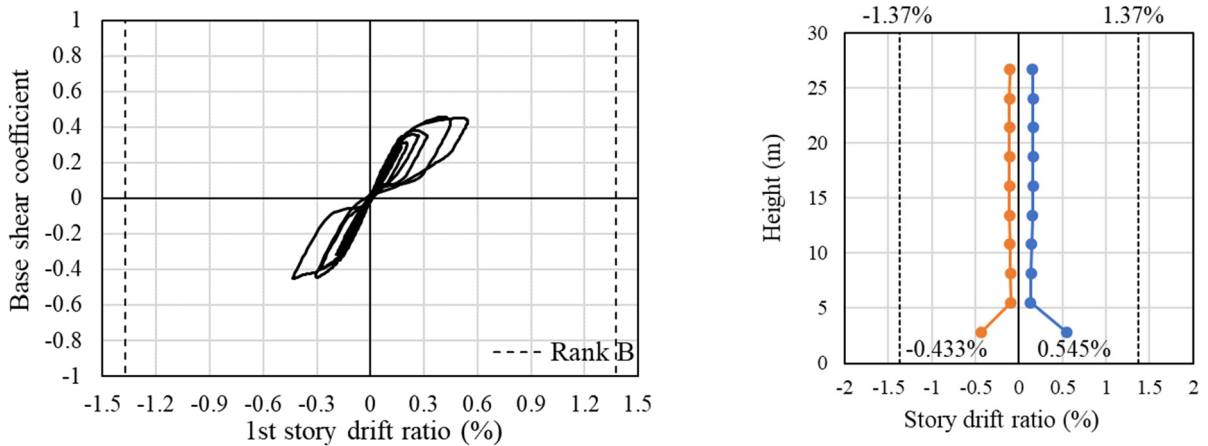
4) 補強モデル B

次に補強モデル B の時刻歴応答解析結果 (25kine, 50kine) を図 8.2.5-10 および図 8.2.5-11 に示す。無補強モデル同様、25kine, 50kine とともにピロティ階の 1 階の最大応答層間変形角が最大となった。なお、1 階の最大応答層間変形角は 50kine の場合で無補強モデル B に比べて 38%低減された。また、目標ランク B の閾値とする層間変形角が補強によって大きくなったこともあり、結果的には余裕を持って目標ランク B を満足した。いずれも鉛直部材のせん断破壊は生じなかったものの、無補強モデル同様、50kine の場合には X1, X5 構面の袖壁付き柱の曲げ剛性の低下による建物全体の剛性低下がみられた。なお、柱のカバーコンクリートと袖壁先端のコンクリートのひずみは圧縮強度時ひずみを超えていたが、柱のコアコンクリートひずみは圧縮強度時ひずみには達していなかった。



(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係 (b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-10 補強モデル B の解析結果 (最大速度 25kine)



(a) 1 層せん断力-1 層層間変形角関係 (b) 最大応答層間変形角分布

図 8.2.5-11 補強モデル B の解析結果 (最大速度 50kine)

8.2.5 まとめ

本節では、2016 年熊本地震で被災したピロティ建物に一部修正を加えた建物モデルを対象に、本研究で提案する補強工法の効果について骨組解析を用いて検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1 階の壁を全て除去した純ピロティ建物の解析モデル A では、1 階柱の UFC パネル挟込補強により層の剛性および耐力が向上し、最大速度を 50kine とした El Centro 波を入力した地震応答解析では、1 階の最大応答層間変形角が部材実験の損傷状態から設定した目標ランク B の層間変形角の閾値をわずかに下回った。ただし、最大速度 25kine とした場合には、目標ランク A の層間変形角の閾値をわずかに上回った。本検討で使用した地震波以外では、設計クライテリアを満足させるための補強量がより大きくなる可能性もあり、現実的な寸法の UFC 挟込補強だけでは不十分な場合は、UFC 袖壁補強を併用する必要がある。
- 1 階の両端構面に柱せいの 2 倍の長さの袖壁を取り付けた解析モデル B では、1 階柱の袖壁の損傷が早期に発生することから、1 階柱の UFC パネル挟込補強だけでなく、袖壁への UFC パネルの貼付補強も行った。補強により最大応答層間変形角は抑えられるものの、袖壁端部の圧壊については十分に抑制できておらず、袖壁に貼付する UFC パネルの形状などに更なる工夫が必要である。

第8章 UFC パネル貼付工法を施した RC 造ピロティ架構の設計法

- 本検討で用いた MS ばね要素は、コンクリートや鉄筋要素のひずみを把握することが可能であり、本検討ではコンクリートの圧壊や鉄筋の降伏に基づいて部材の損傷状態を判定し、継続使用性クライテリアを用いて補強設計を行うプロセスを示した。しかし、他の重要な損傷状態の指標である残留ひび割れ幅に基づく判定はできなかった。1.1.5 項に示されるクライテリアでは、上部構造の損傷状態の具体的な目安として残留ひび割れ幅や部材損傷度が用いられており、現状では部材実験で残留ひび割れ幅も含めた損傷データを取得する必要がある。解析結果から残留ひび割れ幅による判定を行う方法について更なる検討が必要である。

参考文献 (8.2 節)

- [8.2-1] 国土技術政策総合研究所，建築研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報），国総研資料 No.929，建築研究資料 No.173，2016.9
- [8.2-2] 向井智久ほか：熊本地震で被災した鉄筋コンクリート造建築物を対象とした地震後継続使用確保に資する検討，建築研究資料 No.204，2021.10
- [8.2-3] 構造システム：SNAP ver.8 テクニカルマニュアル
- [8.2-4] 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束された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 461 号，pp.95-104，1994.7
- [8.2-5] 国土技術政策総合研究所，建築研究所監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [8.2-6] 向井智久：東日本大震災での教訓を生かした耐震設計法に関する研究成果—庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築—，平成 27 年度建築研究所講演会テキスト，pp.31-76，2016.3

8.3 補修補強時における施工上の注意点

8.3.1 断面補修

補強対象の柱に顕著なひび割れや欠損などが見られる場合、損傷個所を研り取り健全部を露出させた後、モルタル等で断面の補修を行う。この時、UFC パネル貼付け面は凹凸がなく平滑になるよう注意する必要がある。また、断面補修により柱サイズが変わる場合には、断面補修後の柱サイズに対して UFC パネルの割付け計画を行う。

8.3.2 UFC パネルの割付け計画

補強対象の柱の幅、高さから UFC パネルの施工面積が決定し、一構面当たりの UFC パネル重量が決まる。この時、施工性を考慮しパネル一枚当たりの重量を低減するために、高さ（横）方向または幅（縦）と高さ（横）方向に分割する事ができる。ただし、6章の実験以上にパネルを分割する場合は、実験などにより性能を確認する必要がある。写真 8.3.2-1 に UFC パネルの分割例として 6章の分割状況を示す。

UFC パネルの固定用アンカーボルトは、1枚の UFC パネルに対し 2カ所以上配置する。パネルを分割する場合、補強対象の柱の配筋状況を鉄筋探査にてよく確認し、あと施工アンカーの施工が可能か確認しておく必要がある。

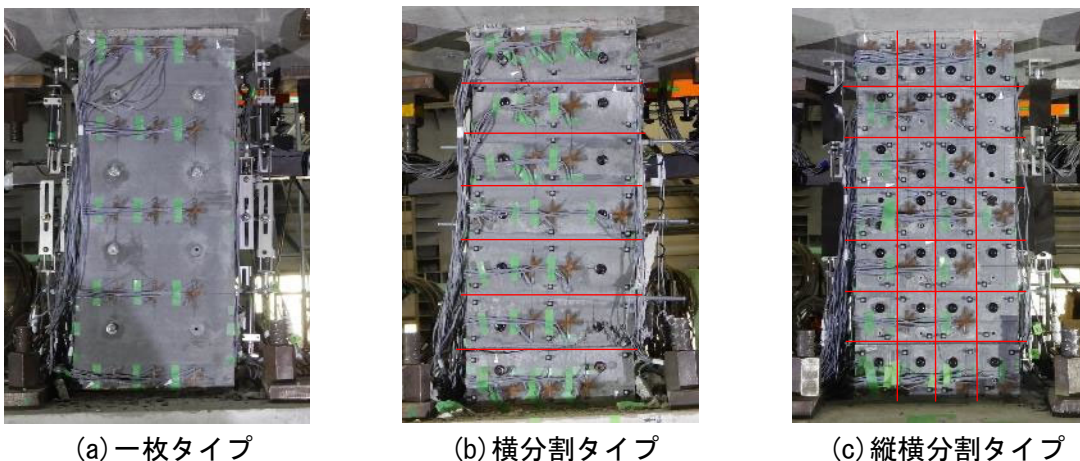


写真 8.3.2-1 UFC パネルの分割例

8.3.3 UFC パネルの製作

UFC パネルの製作は、土木学会の「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）」^[8.3-1]に準拠して行う。製作にあたっては、形状や寸法を UFC パネル割付け計画に基づいて設定し、製作したパネルの寸法が設計値を下回らないように管理する。また、接着剤との付着に配慮して打設面が既存躯体への接着面となるよう型枠を計画する。

8.3.4 UFC パネルの固定用ボルト貫通孔の加工

UFC パネル固定用ボルトの貫通孔は、事前検討し UFC パネル製作時に開けておくことが望ましいが、施工状況によっては現場にて後から開けても良い。

貫通孔を計画する際に、工場制作、現場施工のどちらにおいても図 8.3.4-1 に示すように UFC パネルの端部より 10mm 以上離れた位置とし、隣接する貫通孔との距離も 10mm 以上確保しなければならない。

写真 8.3.4-1 に現場で貫通孔を加工する場合の施工例を示す。現場状況により貫通孔を計画よりも多

第8章 UFCパネル貼付工法を施したRC造ピロティ架構の設計法

く、または大きく開ける必要が生じた際には、6章の実験以上の断面欠損率とならないようにし、超える場合には、無収縮モルタルにてパネルの断面修復を行う必要がある。現場での貫通孔加工の詳細については、付録4を参照すること。

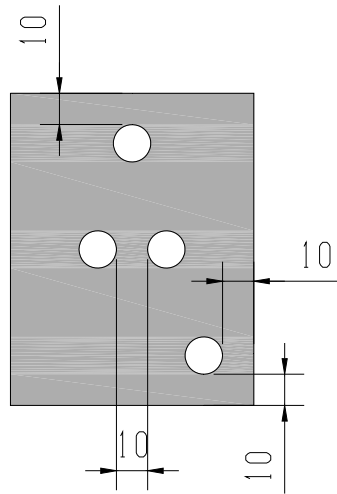


図 8.3.4-1 貫通孔の最小あき



(a) コアドリル設置状況



(b) UFCパネルの固定状況



(c) 削孔状況

写真 8.3.4-1 現場での貫通孔の加工例

8.3.5 UFC パネル貼付けおよび目地部への接着剤充填

UFC パネルの貼付けは目地幅が規定値を超えないよう注意し、接着剤がパネル全面に均等に届くように固定用ボルトで締付ける。この時、UFC パネルの貫通孔から接着剤が漏れ出す場合があるため、接着剤がボルトに付着しないようボルトを養生するなどの対策を講じ、ボルトとパネルが一体化することを防ぐ必要がある。

固定用ボルトは本工法の補強性能に対して影響を及ぼさないが、終局時に生じる UFC パネルの面外変形を拘束する効果が確認されている。従って、地震時等による UFC パネルの脱落を防止する措置として、固定用ボルトを残置することが望ましい。ただし、意匠上の理由等で固定用ボルトを取外したい場合には、接着剤が完全に硬化したことを確認し取外す。

8.3.6 無収縮モルタル打設

躯体と UFC パネル上下端の隙間に無収縮モルタルを密実に充填する。接着剤などの不純物が混入しないよう、打設前に清掃を行う。また、充填する無収縮モルタルは構造上重要な箇所となるため、打設時に空隙が出来ないように注意する必要がある。

8.3.7 まとめ

本節では、UFC パネル貼付工法における施工上の注意点について記載した。UFC パネルの貼付けおよび無収縮モルタル打設においては補強性能に大きく影響する工程の為、施工不良が生じないように、施工手順および管理項目を十分に確認し施工されたい。

参考文献

[8.3-1] 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2008

8.4 まとめ

本章では、本工法を施した RC 造ピロティ架構の設計を行うにあたって必要となる、地震後継続使用性を考慮した設計方針、設計例、施工上の注意点について示した。

8.1 節では、地震後継続使用性を考慮した設計の現状について概説するとともに、これを本工法に適用するにあたっての方針を説明した。

8.2 節では、部材実験の結果や試設計建物の立体骨組モデルを用いた解析により、1.1.5 項で示した継続使用性を考慮した損傷クライテリアの設定および適用性の検証、問題点の抽出を行った。本検討では MS ばね要素を用いたことで、コンクリートの圧壊や鉄筋の降伏に基づいて部材の損傷状態を判定し、継続使用性クライテリアを用いて補強設計を行うプロセスを示したが、残留ひび割れ幅による判定には、部材実験による損傷データの取得が必要となることから、解析結果から残留ひび割れ幅による判定を行う方法について更なる検討が必要である。

8.3 節では、本工法を用いた補修補強時の施工上の注意点として、割付計画、製作、固定用ボルト貫通穴の加工、貼付けおよび目地部への接着材充填、無収縮モルタル打設のそれぞれにおける注意点等をまとめた。