

論文 鉄筋コンクリート造二次壁付き架構の耐力と復元力特性の評価

今阪 剛^{*1}・中村 聡宏^{*2}・勅使川原 正臣^{*3}

要旨: 鉄筋コンクリート造二次壁付き架構の耐力を仮想仕事法を用いて評価するにあたり、二次壁による柱・梁部材の拘束を考慮した剛域長さの設定方法を提案し、架構耐力を概ね評価できることを示した。また汎用フレーム解析ソフトを用いて、静的増分解析により架構の復元力特性の評価を試みた。曲げ破壊した部材は二次壁を無視したモデル、せん断破壊した部材は両端ピンモデルとし、繰り返し静的増分解析を行うことで耐力低下を表現したが、ヒンジ領域の設定や部材の破壊後の剛性に基づく力の再配分を表現しきれていない。
キーワード: 二次壁, 危険断面, 架構耐力, 復元力特性, 耐力低下

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物の柱や梁と袖壁、腰壁、垂れ壁といった二次壁が一体となることで、高い強度や剛性を期待することができるが、複雑な破壊性状を示し、耐力や剛性の評価が煩雑になる。そのため、構造スリットを設けることで躯体と壁を分離する設計が従来行われてきた。

既往の研究において、二次壁が付く部材の曲げ終局強度評価¹⁾や、危険断面位置予測²⁾などの、二次壁付き部材の部分的な検討は行われてきた。しかし、二次壁付き部材により構成された架構に関する検討を行った事例は多くない。そのため、部材強度や剛性に対する二次壁の効果を取り入れた、二次壁付き架構の合理的な耐震設計の実現に向け、架構の耐力、破壊形式、変形性能などの構造性能を把握するための検討を進めていく必要がある。

本論文では、構造性能のうち架構耐力と架構の復元力

特性の評価方法について検討した。架構耐力については、腰壁や垂れ壁による柱の変形の拘束、および袖壁による梁の変形の拘束を考慮して、二次壁付き柱・梁部材の危険断面位置の設定方法を提案し、仮想仕事法による架構耐力評価を行う。架構の復元力特性については、汎用フレーム解析ソフトによる静的増分解析を用いて評価するため、耐力低下する部材のモデル化を随時変更して、静的増分解析を繰り返す方法について検討した。

2. 検討対象試験体の概要

本論文で検討対象とした試験体は、田尻ら³⁾により報告された、梁間方向1スパン、桁行方向多スパンの鉄筋コンクリート造6階建て共同住宅を想定した、桁行方向の廊下側構面の下2層半、両外柱とそれらをつなぐ梁からなる1スパンの架構である。縮尺は1/2である。想定建物におけるベースシア係数が0.6以上となるように寸

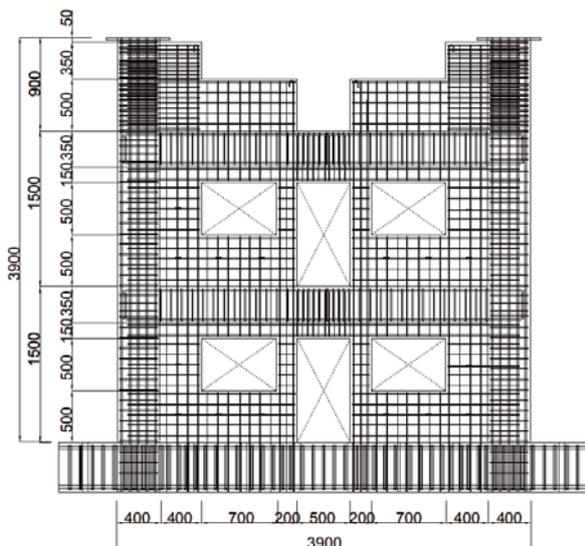


図-1 試験体配筋図³⁾

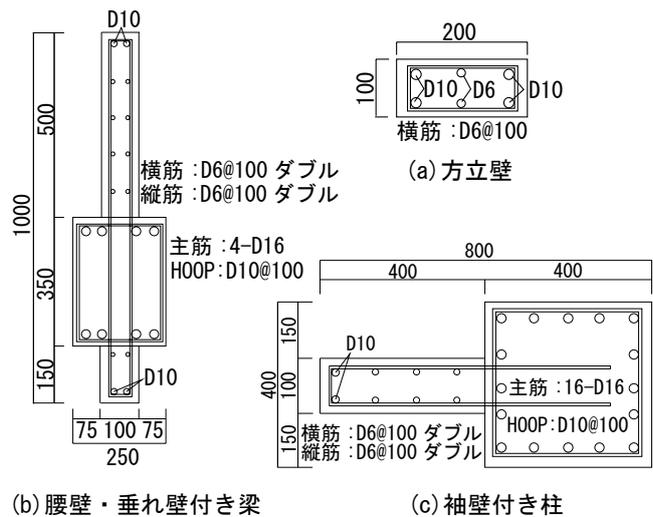


図-2 部材断面図³⁾

*1 名古屋大学大学院 環境学研究科 大学院生 (学生会員)

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 助教 博士 (工学) (正会員)

*3 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 工博 (独立行政法人建築研究所 客員研究員) (正会員)

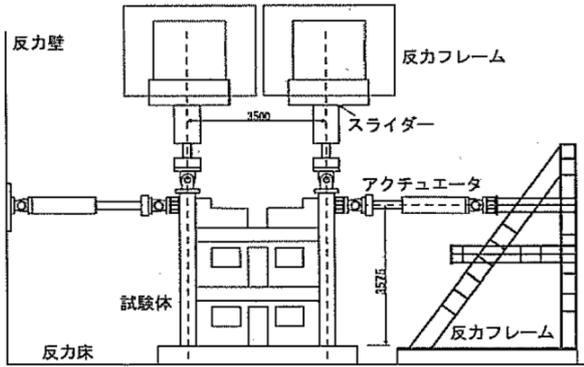


図-3 加力図³⁾



建築研究所 田尻氏提供資料

図-4 最終破壊状況

法, 配筋等を決定されている。試験体配筋図を図-1に, 部材断面図を図-2に示す。柱は400mm角, 主筋16-D16, 帯筋□D10@100, 梁は250×350mm, 主筋上下共4-D16, あばら筋□D10@100, 壁の厚さは100mm, 壁筋は縦横共にD6ダブル@100を基本とし, ドア開口上部のあばら筋, 壁縦筋は@50, 開口脇の壁縦横筋はD10とされている。加力図を図-3に示す。想定建物6層分の重量相当荷重として各々の柱に346kNの圧縮力を载荷するとともに, 試験区間より上層部からの想定変動軸力として $1.5Ph/L$ [kN](P :水平力, h :階高, L :スパン)の圧縮力と引張力を各々の柱に载荷している。水平力は各々の柱に同一の荷重を作用させており, 3階梁芯位置における水平変位を1階柱脚からの高さで除した全体変形角を制御し, 正負交番载荷を行っている。

3. 実験結果

最終破壊状況を図-4に示す。各階の梁の二次壁端部近傍と, 1階柱の柱脚近傍で曲げ降伏が生じ, 梁降伏型の全体崩壊形となり, 最大耐力853kNに達した。また, 方立壁縦筋の降伏も見られた。最大耐力以降は, 袖壁と

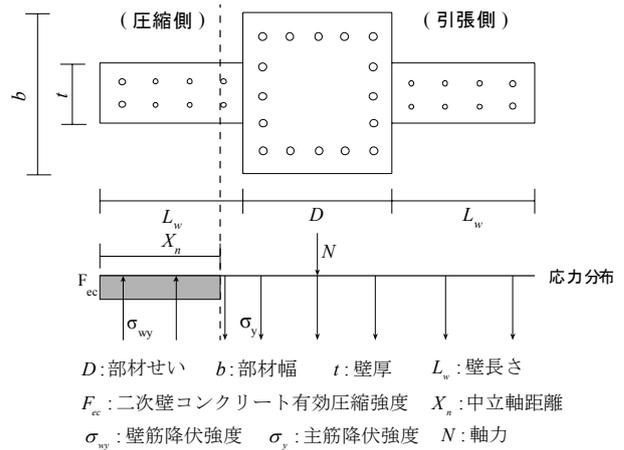
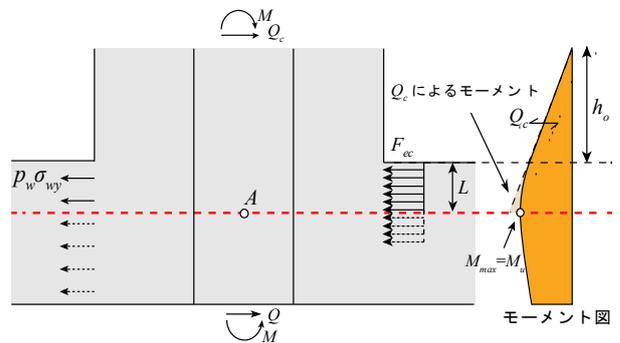
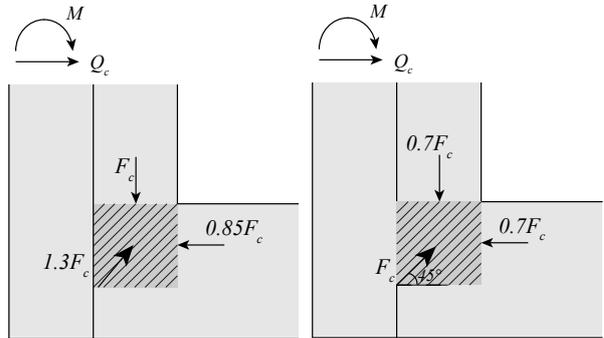


図-5 完全塑性理論の概念図



L : 二次壁端部から危険断面位置までの距離 Q_c : 部材作用せん断力
 F_{cc} : 二次壁コンクリート有効圧縮強度 M_u : 曲げ終局強度
 h_o : 壁端部からの反曲点高さ σ_{wy} : 壁筋降伏強度 p_w : 壁横筋比

図-6 危険断面位置計算の概念図



F_c : コンクリート圧縮強度

(a) ケース A

(b) ケース B

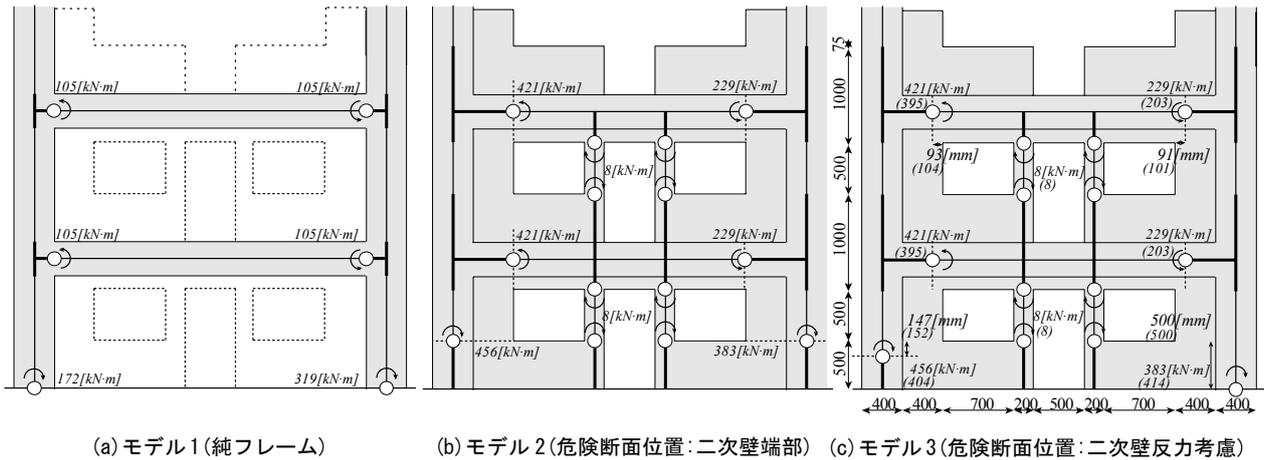
図-7 計算方法の違い

腰壁, 垂れ壁が交差する部分で斜め方向のひび割れが進展しコンクリートが剥離し, 1階柱の柱脚の損傷が大きくなり耐力低下が見られた。

4. 架構の耐力評価

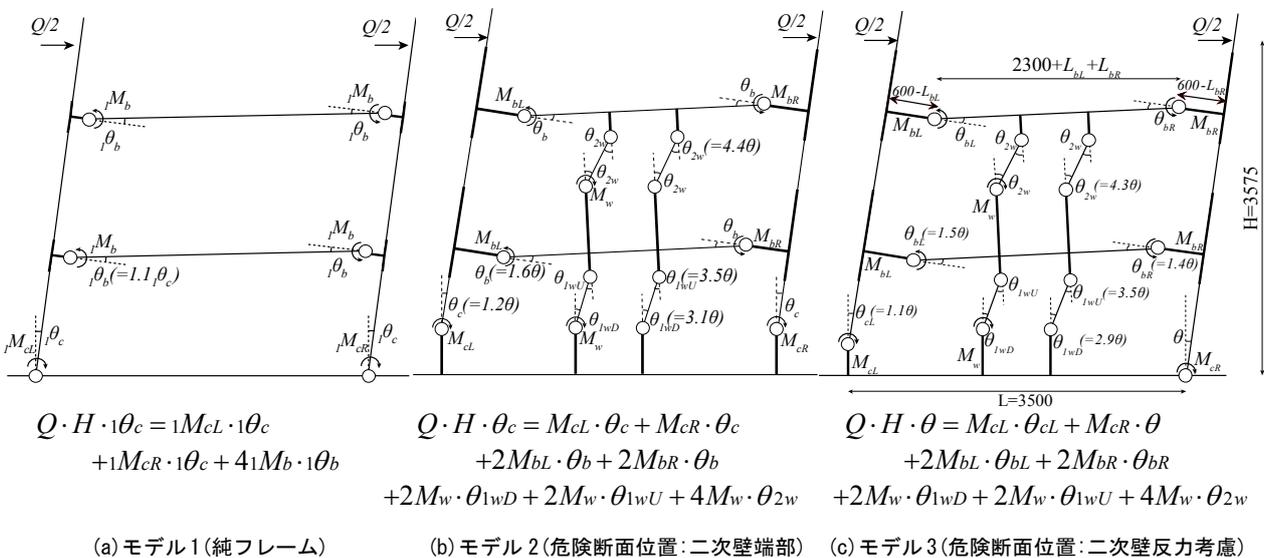
4.1 曲げ終局強度の計算

材料の応力ひずみ関係を完全塑性とした完全塑性理論⁴⁾を用いて各部材の曲げ終局強度を計算する。完全塑



(a) モデル1(純フレーム) (b) モデル2(危険断面位置:二次壁端部) (c) モデル3(危険断面位置:二次壁反力考慮)

図-8 モデル図



$$Q \cdot H \cdot \theta_c = 1M_{cL} \cdot \theta_c + 1M_{cR} \cdot \theta_c + 41M_b \cdot \theta_b$$

(a) モデル1(純フレーム)

$$Q \cdot H \cdot \theta_c = M_{cL} \cdot \theta_c + M_{cR} \cdot \theta_c + 2M_{bL} \cdot \theta_b + 2M_{bR} \cdot \theta_b + 2M_w \cdot \theta_{1wD} + 2M_w \cdot \theta_{1wU} + 4M_w \cdot \theta_{2w}$$

(b) モデル2(危険断面位置:二次壁端部)

$$Q \cdot H \cdot \theta = M_{cL} \cdot \theta_{cL} + M_{cR} \cdot \theta + 2M_{bL} \cdot \theta_{bL} + 2M_{bR} \cdot \theta_{bR} + 2M_w \cdot \theta_{1wD} + 2M_w \cdot \theta_{1wU} + 4M_w \cdot \theta_{2w}$$

(c) モデル3(危険断面位置:二次壁反力考慮)

図-9 想定崩壊メカニズム

性理論の概念図を図-5に示す。断面内の力の釣り合いから中立軸位置を定め、圧縮縁まわりのモーメントを計算する。計算の際に、柱に作用する軸力は柱の軸心に作用するものとし、実験時の変動軸力も考慮した。また、梁と方立壁の軸力は考慮しないものとした。

4.2 危険断面位置の計算

二次壁の反力により、二次壁が付く部材と二次壁が付かない部材とでは、危険断面位置が異なると考えられる。そこで、二次壁の反力を考慮した危険断面位置の簡易評価方法を提案する。

危険断面位置計算の概念図を図-6に示す。最大耐力時の二次壁コンクリートの圧縮反力や二次壁横筋の引張反力は高さ方向に均等な矩形分布と仮定する。また、提案手法では、部材や周辺二次壁の変形状態を考慮せず、危険断面位置より上側では腰壁のコンクリートや横筋は全て降伏したものとみなして、簡易的に評価している。危険断面位置は部材のモーメントが最大となる点(図-6中のA)であり、柱のせん断力が0となる点と同義である。

危険断面位置高さにあるA点まわりのモーメントの釣り合いと、部材のせん断力と二次壁の反力との釣り合いから、二次壁端部から危険断面位置までの距離Lを算出する式が式(1)のように導出できる。

$$L = -h_0 + \sqrt{h_0^2 + \frac{2M_u}{(F_{ec} + p_w \sigma_{wy})t}} \quad (1)$$

ここで、L:二次壁端部から危険断面位置までの距離、 h_0 :壁端部からの反曲点高さ、 M_u :曲げ終局強度、 F_{ec} :二次壁コンクリート有効圧縮強度、 p_w :壁横筋比、 σ_{wy} :壁筋降伏強度、 t :壁厚である。

4.3 耐力計算時の計算方法の違い

危険断面位置の評価式(1)では、二次壁のコンクリート有効圧縮強度を適切に設定する必要があるため、ここでは2種類の応力状態を仮定した。計算方法の違いを図-7に示す。ケースAでは、曲げ終局強度計算時の二次壁コンクリートの有効圧縮強度を F_c 、危険断面位置計算時では二次壁コンクリートの有効圧縮強度を $0.85F_c$ とし

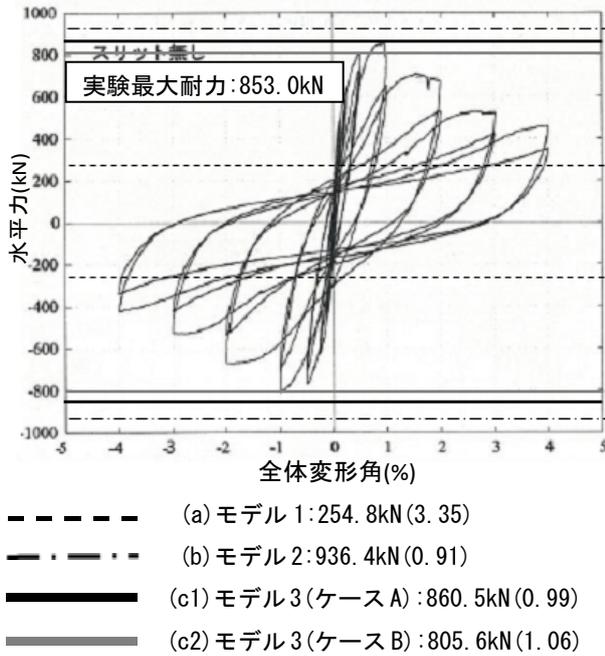


図-10 実験結果と耐力計算値の比較

た。ケース A では、二次壁交差部でのコンクリート圧縮応力の合力が $1.3F_c$ となり圧縮強度 F_c を超えてしまうこととなる。そこで、ケース B では、合力作用方向を 45° と仮定し、コンクリート圧縮応力の合力が圧縮強度を超えないよう、曲げ終局強度計算時と危険断面位置計算時の二次壁コンクリートの有効圧縮強度をともに $0.7F_c$ とした。

4.4 仮想仕事法による耐力計算

二次壁端部から危険断面位置までの距離の式(1)を用いて、仮想仕事法により架構耐力を計算する。モデル図を図-8に、想定崩壊メカニズムを図-9に示す。二次壁を無視した純フレームモデルをモデル 1、曲げ終局強度計算時のみ二次壁の影響を考慮し、危険断面位置を柱では腰壁端部、梁では袖壁端部としたモデルをモデル 2、式(1)を用いて二次壁反力の影響を考慮した危険断面位置を設定したモデルをモデル 3 とし、計 3 つのモデルに対して耐力計算を行う。図-8 中には各部材の曲げ終局強度の値を示している。曲げ終局強度は完全塑性理論を用いて算出した。柱に作用する軸力は、実験時の最大耐力時の変動軸力を考慮したものとし、全てのモデルに対し同じ値を用いている。モデル 3 については、ケース A の計算方法で計算した値を示し、括弧内にケース B で計算した値を示している。また二次壁端部から危険断面位置までの距離の値も示している。対象とした試験体では、二次壁横筋の引張反力より二次壁コンクリートの圧縮反力の方が大きいため、袖壁圧縮側と袖壁引張側とで危険断面位置が大きく異なる。引張側柱(袖壁圧縮)では $L=150\text{mm}$ 、圧縮側柱(袖壁引張)では $L>500\text{mm}$ となり、腰

壁高さを超えるため、危険断面位置までの距離を腰壁端部から柱脚位置までの $L=500\text{mm}$ とした。

図-9 のモデル 2、モデル 3 の括弧内には、モデル 3 の圧縮側柱(袖壁引張)の塑性ヒンジ回転角に対する各部材の塑性ヒンジ回転角の比を示している。方立壁には大きな変形が生じていることがわかる。

4.5 実験結果³⁾と耐力計算値との比較

実験結果と耐力計算値の比較を図-10に示す。図中括弧内の値は実験値の耐力計算値に対する比を示している。

二次壁を無視した純フレームモデルのモデル 1 では、架構耐力は 254.8kN となっている。柱と梁の危険断面位置をそれぞれ腰壁端部と袖壁端部としたモデル 2 では、架構耐力は 936.4kN となり、二次壁を考慮することで純フレームの耐力の約 3.5 倍に上昇することがわかる。しかし、モデル 2 の計算値は実験値に対して過大評価となっている。二次壁反力の影響を取り入れた部材危険断面位置を採用したモデル 3 の架構耐力は、ケース A では 860.5kN 、ケース B では 805.6kN となり、実験値の耐力計算値に対する比がケース A で 0.99、ケース B で 1.06 となることから、架構耐力を概ね評価できたものと考えられる。モデル 2 に比べて、耐力は 2 割程度小さな値となり、二次壁の影響を考慮して危険断面位置を適切に設定しないと、耐力を過大評価する危険性があることが示された。

図-9 からわかるように、方立壁の塑性ヒンジ回転角は柱の塑性ヒンジ回転角の 4 倍近くの値を示しており、方立壁がせん断力を負担できない可能性がある。仮想仕事法において、架構内に含まれる全ての方立壁の負担仕事を水平力に換算すると、モデル 2 で 67.6kN 、モデル 3 のケース A で 65.9kN 、ケース B で 65.5kN であるため、方立て壁を考慮しない場合の耐力計算値は、モデル 2 で 868.8kN 、モデル 3 のケース A で 794.6kN 、モデル 3 のケース B で 740.1kN となる。方立壁の有効性に関しては各部材の変形性能を適切に把握する必要があり、その点については今後の課題としたい。

また、この手法では柱や梁の剛性や変形を考慮していない。そのため、実験の条件とは異なり、簡易的に耐力を求めることができる手法のひとつとしての位置付けに他ならない。次章以降では部材の剛性や変形を考慮した解析を行い、架構の復元力特性の評価について検討する。

5. 架構の復元力特性評価

5.1 検討対象架構のモデル化

検討対象としている 1 スパン二次壁付き架構の復元力特性の評価を行うため、SNAPVer.6⁵⁾を用いてフレームモデルの静的増分解析を行った。部材のモデル図を図-11に示す。柱、梁、方立壁の曲げと軸力については、部材

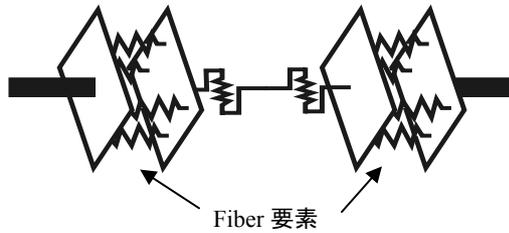
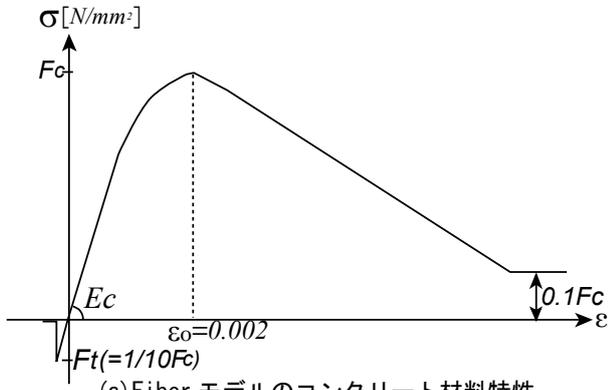
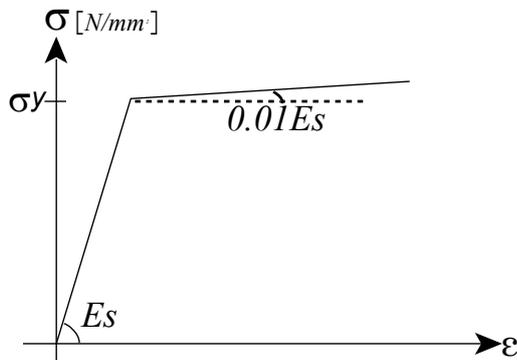


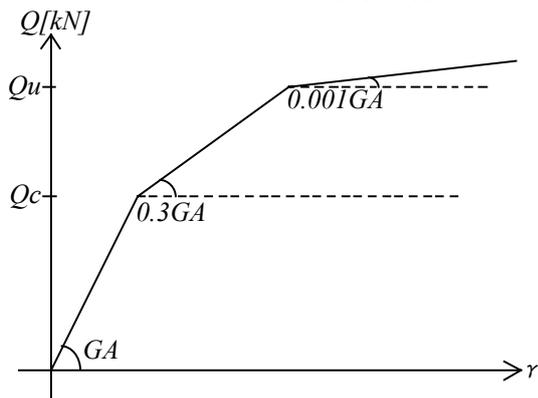
図-11 部材のモデル図



(a) Fiber モデルのコンクリート材料特性



(b) Fiber モデルの鉄筋材料特性



(c) 柱、梁、方立壁のせん断バネ 最大点指向

図-12 バネの復元力特性

端に設けたコンクリートと鉄筋の Fiber モデルで表現し、変形は両端の曲率を直線で結んだ曲率分布の積分値とした。せん断についてはせん断バネで表現している。袖壁は柱と共に、腰壁と垂れ壁は梁と共に Fiber モデルで表現している。部材危険断面位置は式(1)を用いて、計算ケース B で求めた値を採用した。バネの復元力特性を図-12 に示す。Fiber モデルの鉄筋の材料特性はバイリニア

型、コンクリートの材料特性は曲線剛性低減型で建設省総合技術開発プロジェクト NewRC のコンファインドコンクリート WG の提案モデル⁶⁾に従う。柱、梁、方立壁のせん断バネの復元力特性はトリリニア型とした。柱、梁、方立壁のせん断ひび割れ強度、せん断終局強度については文献 7) に記されている計算式に従う。せん断バネのひび割れ後剛性低下率は 0.3 とし、せん断終局後については 5.2 章で述べる。支持条件は固定支持とし、基礎回転は無視した。

5.2 解析条件

水平力は検討対象としている実験³⁾と同様、3 階階高中央位置において左右の柱に同等の荷重を载荷した。軸力は想定建物 6 層分の重量相当の荷重として左右の柱に 346kN の圧縮力を载荷し、変動軸力も考慮する。ただし解析における水平加力は、左から右への一方向载荷のみ行う。全体変形角は、3F 梁芯位置の水平変位を 1 階柱脚からの高さで除した値とする。

架構の耐力低下を表現するため、以下に示す条件に従い部材の変更を行い、解析を繰り返した。せん断破壊した部材については、軸力のみ負担できるよう両端ピン接合とした部材に置き換える。引張側柱(袖壁圧縮)、垂れ壁圧縮となる梁の曲げ終局の判定については、袖壁中央、垂れ壁中央のコンクリートバネの圧縮ひずみが 0.003 となる時とし、その際に袖壁、垂れ壁の圧壊が生じると仮定し、袖壁、垂れ壁を取り除いた。腰壁圧縮となる梁の曲げ終局の判定については、中立軸が腰壁内に存在するため、中立軸に最も近い位置に存在するコンクリートバネの圧縮ひずみが 0.003 となる時とし、その際に腰壁の圧壊が生じると仮定し、腰壁を取り除いた。

これらの仮定に基づいて得られた各解析の荷重変形関係を用いて、崩壊メカニズム形成時までの架構の復元力特性を作成する。

5.3 解析結果

解析モデルと部材破壊状況を図-13 に、解析結果と実験結果の比較を図-14 に示す。圧縮軸力が作用する左側の方立壁は早期にせん断破壊し(1, 2: 図-13 中の破壊順序, 以下数字のみ示す。), 全体変形角 1/279rad 時に 2F 右側の梁に付く垂れ壁中央のコンクリートひずみが 0.003 となったため、垂れ壁圧壊が生じ、この時に最大耐力 735kN に達した(3)。その後は全体変形角の増加に応じて耐力の低下が見られた。比較的大きな耐力低下が見られたのは、全体変形角 1/279rad 時(3)と 1/93rad 時(6)の垂れ壁圧縮となる梁が終局を迎えた時、全体変形角 1/90rad 時の袖壁圧縮となる柱の終局を迎えた時(8)、また、1/51rad 時の腰壁圧縮となる梁が終局を迎えた時(9)であった。特に圧縮側となる壁の断面が比較的大きい引張柱(腰壁圧縮)や腰壁圧縮となる梁が曲げ終局した際には耐

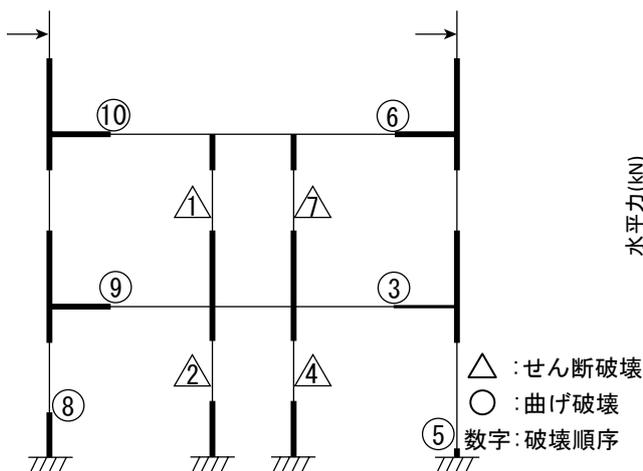


図-13 解析モデルと部材破壊状況

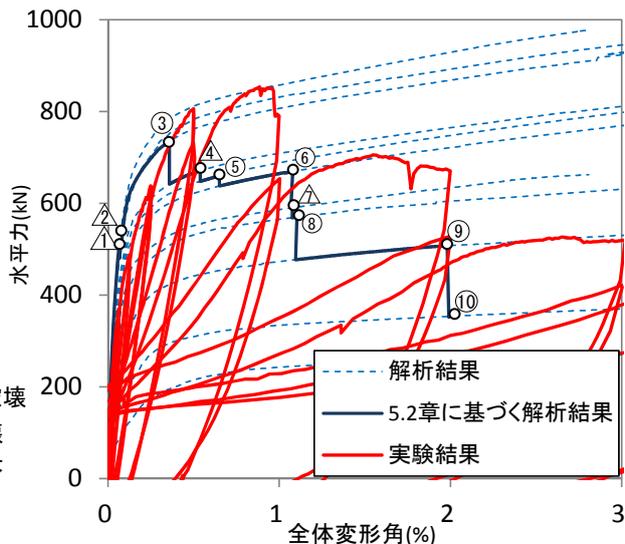


図-14 解析結果と実験結果の比較

力の低下が著しかった。層間変形角 $1/50\text{rad}$ 時(10)に 3F の腰壁圧縮となる梁が終局を迎え、全体崩壊形に至ったため解析を終了した。このときの作用水平力は 352kN であった。

実験時の初期剛性は $5.54 \times 10^5 \text{N/mm}$ 、解析時の初期剛性は $5.59 \times 10^5 \text{N/mm}$ となり、架構の初期剛性については概ね評価できたと思われる。しかし、実験時の最大耐力点に至る以前に部材のせん断破壊や曲げ終局破壊が生じ、実験時より早期の段階で耐力低下が見られた。本手法では、せん断破壊や曲げ破壊が生じた後の剛性に基づいた力の再配分が表現できないため、耐力低下を適切に評価できなかったと考えられる。また、部材が曲げ降伏した後は塑性ヒンジ領域での回転角が支配的になる⁸⁾と考えられているが、解析における部材の曲率分布は、柱、梁、方立壁は部材両端に配置した Fiber 要素の曲率を直線で結んだ曲率分布であり、塑性ヒンジ領域での変形の集中を解析上で再現できていない事が要因であると考えられる。

6. まとめ

1 スパン二次壁付き架構の架構耐力と架構の復元力特性の評価方法について検討を行った。架構耐力については、二次壁による拘束を考慮した部材危険断面位置を採用した仮想仕事法により、実験時最大耐力を概ね評価することができた。変形が大きな方立壁が存在し、方立壁のせん断力負担の有効性に不明な点があるため、今後詳細な検討を行う必要がある。復元力特性については、架構の初期剛性を概ね評価することができ、部材の危険断面位置の設定は適切であったと考えられる。耐力低下に関しては、実験との整合は得られなかった。原因として、塑性ヒンジのモデル化や、せん断破壊や曲げ破壊後の剛

性に基づく力の再配分を考慮できていないことなどが考えられる。

謝辞

本論文の作成にあたり、独立行政法人建築研究所の田尻清太郎氏には実験に関する資料のご提供や貴重なご教示をいただきました。厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1)高橋之, 上田博之, 角彰, 市之瀬敏勝, 祖父江美枝, 田中弘臣: 腰壁と袖壁を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ設計モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 744 巻, 第 641 号, pp.1321-1326, 2009.7
- 2)黒木康博, 塩屋晋一, 徳広育夫: 構内水平力を受ける RC 造腰壁付き柱の曲げ耐力と降伏ヒンジ位置の極限解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.565-566, 1996.9
- 3)田尻清太郎, 加藤博人, 壁谷澤寿一, 諏訪田晴彦, 谷昌典, 福山洋: RC 造雑壁付き部分架構の水平加力実験, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造IV, pp.29-30, 2013.8
- 4)(財)日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001
- 5)構造システム (株): SNAP/Ver.6
- 6)日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 7)財団法人日本建築センター: 2007 年版建築物の構造関係技術解説書, 2007
- 8)勅使川原正臣, 中村聡宏, 日比野陽: RC 柱・梁部材の曲げ降伏後のせん断破壊時変形評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 683 号, pp.157-163, 2013.1