

高耐震木造住宅の基礎地盤を含む全体終局性能評価のための実験と解析

名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻
博士前期課程 長江研究室 高谷 和樹

1. 序論

木造住宅の耐震性能は、2000年の建築基準法改正や2009年の住宅の品質確保の促進等に関する法律の制定により、高い剛性と強度の確保が指向され、高耐震住宅が普及しつつある。ただし、耐震設計は許容応力度設計法の域を出ない。地震時、及び直後には、建物継続使用性を判定する即時被害度評価が必要となる。以前より、モニタリングシステムの開発が行われているが、大規模建築への導入が主であり広く普及していない。被害度を判断する指標の決定も課題である。

このような木造住宅の実性能について考えると、上部構造の強度上昇に伴って生じる、直接基礎と地盤の間の滑りやロッキング回転の影響は無視できない。これらの現象は基礎地盤間の摩擦耐力のみでなく、上部構造の性能にも依存するため、上部構造の正確な強度評価が求められる。

そこで本研究では、木造軸組工法住宅における地震時の建物被害度モニタリングと継続使用性指標の提案を念頭に、上部構造の実性能と基礎と地盤の間の滑りを再現した解析モデルにより応答評価を行い、基礎を含む建物の全体終局性能の評価を目指す。

2. 振動台実験による木造軸組工法住宅の実性能把握

2.1. 木質構造試験体を用いた実験

本研究取り扱う試験体概要をまとめて紹介する。

3階建て木造住宅振動台実験 [1](以下実大実験, 2019.1.2, 図 1)では、耐震等級3の軸組工法試験体(A棟)と枠組壁工法試験体(B棟)を用いて高耐震住宅の性能検証が行われた。加振計画は3つのPhaseに分けられ、各Phaseで試験体条件が異なる。A棟はPhase1:基礎免震, Phase2:基礎固定, Phase3:基礎固定+耐震補強でB棟はPhase1:地盤上直接基礎, Phase2:鉄柱支承, Phase3:基礎固定となる。比較として、過去に行われた同一規模の耐震等級1と2の木造住宅振動台実験 [2]のデータも用いる。

木造軸組構法の構面切出し層間変形追従試験(以下構面試験, 図 1)では、実大実験の短辺構面の下2層を模擬した試験体を繰り返し載荷することで、内外装材の層間変形追従性能が検証された。

木造軸組耐力要素架構による一連の振動台実験(以下要素実験 2020~)では、共通の枠組に耐力壁として筋かい、構造用合板、石膏ボードをそれぞれ施工した計6体(以下合板要素1~2, 筋かい要素1~2, 石膏要素1~3(加振方向別で7データ))による振動台実験を行った(図に筋かい要素2とその平面図を示す)。BXカネシン株式会社製の金物を用い、現行基準に従う構成とした。比較として、筋かいと構造用合板の静的性能評価試験(以下静的合板, 静的筋かい, 図 3)のデータも用いる。



図 1 試験体全景(左:実大実験, 右:構面試験)

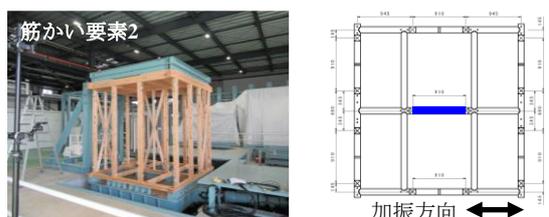


図 2 試験体全景と耐力壁配置(筋かい要素2)



図 3 静的性能評価試験の試験体全景

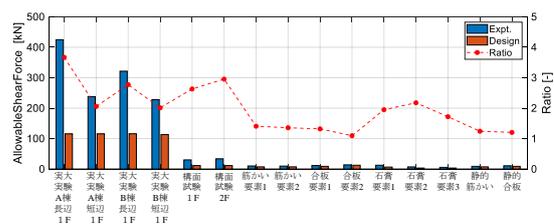


図 4 設計と実験の許容せん断耐力とその比

実木造建物では、建物を構成する耐力壁の許容せん断耐力を足し合わせることで、設計時の許容応力度を求めている。耐力壁の許容せん断耐力は指針に示される手法に従い性能評価試験から計算され、最大耐力の2/3以下となる。同様の計算手法を用いることで、本節で紹介した試験データから求めた許容せん断耐力相当のせん断力と設計時の許容せん断耐力を比較した(図 4)。石膏要素以外の要素試験と静的試験では1.1倍~1.5倍程度の比率となり、低減係数を考慮すると想定される性能を十分に発揮している。一方で、実大実験や構面試験で2倍~4倍の比率となり、想定以上の耐力を発揮している。実建物の実性能を把握するためには、この余剰耐力を発揮するせん断メカニズムを考慮していく必要がある。本章では2つの観点から検討、考察を行ったが、今回の検討で実性能を十分に再現することはできなかった。

2.2. 非耐力要素のせん断性能への影響

住宅には、せん断力を負担する耐力要素のみでなく間仕切りやサイディングボードなどの内外装材が存在する。ここでは、これらの設計で考慮されない非耐力要素のうち耐力要素としても取り扱うことができる石膏ボードに注目し、建物のせん断性能への影響を検討する。

試験体の鉛直面を構成するすべての面材・筋かいを断面から読み取り、構造用合板、筋かい、石膏ボードの3種に分け、非耐力要素を含んだ等価許容せん断耐力分布と等価許容せん断耐力割合を求めた(図5の右)。非耐力要素の許容せん断耐力は準耐力壁 [3]と同等のせん断耐力を持つと仮定した。非耐力要素のせん断性能への寄与は実大実験で2割~3割程度であり、その影響は小さくないが、図4で2倍~4倍程度の差があったことを説明する理由とはならない。

2.3. 耐力要素架構の曲げ戻し効果

設計時と実験時の許容せん断耐力の差の内訳として、曲げ戻し効果の影響を確認する。

曲げ戻し効果はRC造などに用いられる連層耐震壁の浮き上がりを抑えるために用いられる。木造軸組工法の許容応力度設計においては、曲げ戻しが考慮されるのは柱頭柱脚の引き抜き力算定の時のみで、許容せん断耐力の計算時には考慮されない。そのため、耐力壁1枚に生じるせん断力を真実の値と比べて過剰に評価している可能性がある。

そこで、合板要素2について、構造用合板が張られている中央構面(図6の左)のみを取り出し、曲げ戻し効果による付加せん断力を検討した。全体せん断力と等価せん断力の比(図6の右)は、JMA神戸波50%で1.7倍を超えた。今回は3スパンのみの要素実験の検討を行ったが、今後、実大実験や構面試験でも同様の検討を解析により行っていく。

3. 耐力要素の復元力特性

本研究では、木質構造の解析モデルとして修正 Ibarra-Medina-Krawinkler ピンチングモデル(IMKモデル、図7の左) [4]を用いる。このモデルは木造やRC造で特徴的なピンチングと、履歴吸収エネルギーを参照した強度・剛性の劣化を伴う崩壊現象を表現することができる。本章では木質構造のIMKモデルへの適用性を検討するため、要素実験と静的試験の実験データを用いて、復元力特性と履歴性状を詳細に分析する。

復元力特性を決める指標として降伏耐力、強度低下点耐力、降伏変位、強度低下点変位、限界点変位に着目する。要素実験と静的試験について、施工精度によるばらつきを考慮するため、許容せん断耐力が1.96 kN(壁倍率1相当)となるように耐力を基準化し、それぞれの指標の中央値を図7の右に示した。相対的にみると、石膏ボードは高強度で脆性的、合板は低強度で靱性的、筋かいはその中間と評価できる。

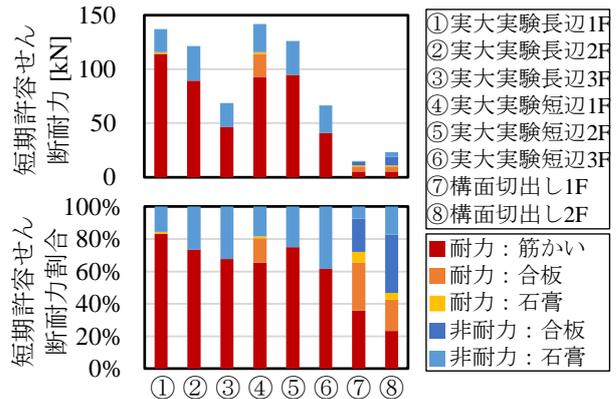


図5 壁面積と許容せん断耐力の分布

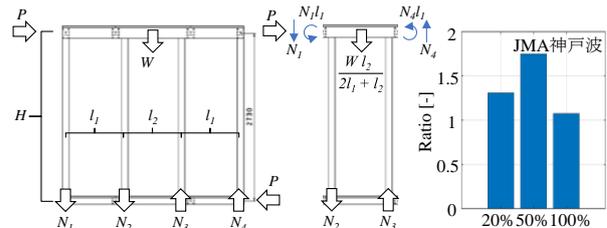


図6 曲げ戻し効果の概念図とその影響

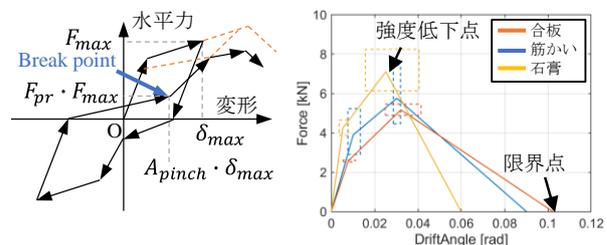


図7 IMKモデル履歴則と耐力要素の骨格曲線

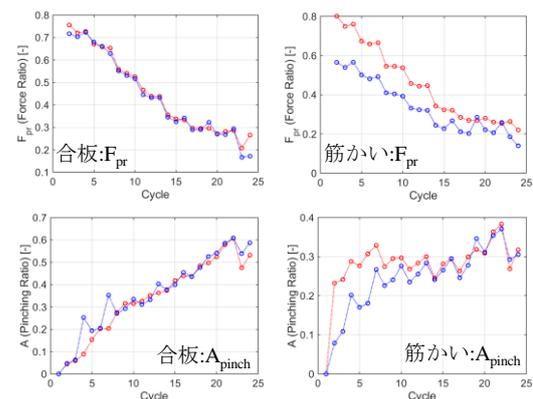


図8 ピンチングパラメータの推移

履歴性状としてはピンチングに着目する。IMKモデルではピンチングを F_{pr} と A_{pinch} の2つのパラメータで表現する。それぞれ、最大経験荷重と変位に対するBreak pointへの比を表している。静的試験の各サイクルで二つのパラメータを計算した(図8)。サイクル数に比例して F_{pr} は減少し A_{pinch} は増加する傾向が確認できる。IMKモデルではそれぞれ定数として扱うため、以降の解析では F_{pr} は0.3、 A_{pinch} は0.4を採用する。

4. 耐震等級ごとの限界変形性能評価

長江らは、設計時の評価が困難な強度劣化点変位と限界点変位による崩壊確率への影響を俯瞰するための手法[5]を提案している。強度が低下し崩壊が表現できる強度低下モデルと、大変形時にも一定の強度を発揮する非強度低下モデルにおいて、IDAによる吸収エネルギーの中央値の推移が両モデルで同様の傾向を示すこと。また、強度低下モデルの限界点変位における吸収エネルギーが同変形角における非強度劣化モデルの吸収エネルギーと強度低下点の吸収エネルギーの平均となることから、以下の式で強度劣化モデルの限界変形時の地震強度 $PGV_{50collapse}$ を計算できるとしている。

$$IDR_{50max} = a \cdot PGV^b, \quad E_{50all} = c \cdot PGV^d \quad (1)$$

$$PGV_{50collapse} = \left(\frac{1}{2} \left(\left(\frac{IDR_{threshold}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} + \left(\frac{IDR_{end}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} \right) \right)^{\frac{1}{d}} \quad (2)$$

ただし、 $IDR_{threshold}$: 強度低下点変形角, IDR_{end} : 限界点変形角, IDR_{50max} : PGV に対する最大変形角の中央値, E_{50all} : PGV に対する吸収エネルギー中央値である。

本章では、実大実験 A 棟のデータをもとに IMK モデルを用いた等価 1 自由度系のせん断ばねモデルを作成し、漸増動的解析(IDA)から、本手法による木質構造への適用性を確認するとともに、建物の崩壊を年超過確率で評価することで、耐震等級ごとの崩壊ハザードマップを作成した。

入力地震動として FEMA P695 の Near-Field 選択基準による地震動群(図 9 の左, 28 地震動(方向別で 56 波形))を用いた。地震強度には PGV (地表面最大速度)を採用する。防災科学技術研究所の J-SHIS マップを参照し名古屋市役所における 50 年超過確率 5%と 2%(再現期間概ね 1000 年と 2500 年)の地表面速度から下式の PGV の年超過度数 λ_{PGV} で表される地震ハザード曲線を作成した(図 9 の左)。 k_0 は 0.00145, k は 4.93。

$$\lambda_{PGV} = k_0 \cdot PGV^{-k}$$

IMK モデルの骨格曲線は実性能として実験値から求めた、限界変位は 1/10 rad とし、強度低下点変位は実験値と同等の 1/60 rad のほかに、1/100 rad, 1/30 rad の場合でも解析を行い、水平変形角と吸収エネルギー量の中央値推移を比較した(図 10)。

強度低下モデルの水平変形角は、強度低下点以降で非強度低下モデルに対して増大していく傾向がある一方、

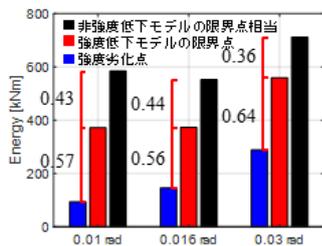


図 11 吸収エネルギー比率

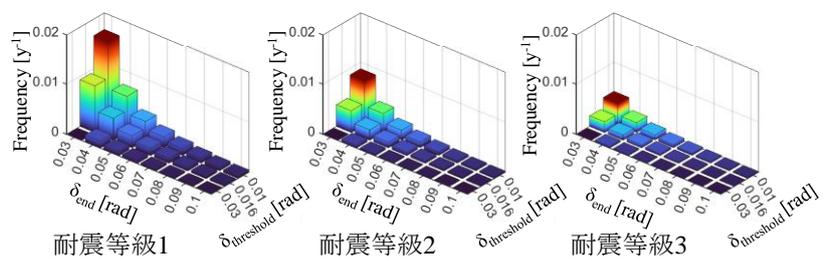


図 12 崩壊ハザードマップ

エネルギー吸収量では強度低下モデルと非強度低下モデルで同様の傾向が確認できる。また、強度低下モデルの限界点変位における吸収エネルギー量は、図 11 のように同変形角における非強度劣化モデルの吸収エネルギー量と強度低下点の吸収エネルギー量を 6 対 4 に内分する位置にあるため、(2)式の係数を変更し(3)式とする。(4)式により年超過確率 $\lambda_{collapse}$ を計算する。

$$PGV_{50collapse} = \left(\frac{3}{5} \left(\frac{IDR_{threshold}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} + \frac{2}{5} \left(\frac{IDR_{end}}{a} \right)^{\frac{d}{b}} \right)^{\frac{1}{d}} \quad (3)$$

$$\lambda_{collapse} = k_0 PGV_{50collapse}^{-k} \exp \left(\frac{1}{2} k^2 \delta_{PGV_{eq}}^2 \right) \quad (4)$$

ただし、 $\delta_{PGV_{eq}}$: IDR_{end} に対応する PGV の対数標準偏差である。

図 12 では、強度低下点変位を 1/100 rad, 1/60 rad, 1/30 rad, 限界点変を 1/30 rad~1/10 rad の 1/100 rad 刻みとして崩壊ハザードマップを作成した。2009 年に行われた耐震等級 1 と 2 の試験体についても同様に作成した。マップ全体でみると耐震等級が 1 つ上がると、年超過確率がおよそ半分になる。許容せん断耐力が 1.5 倍となる耐震等級 1 から耐震等級 3 で、崩壊再現期間が 4 倍となる状況を明示できた。また、強度低下点変形角と限界変形角の崩壊ハザードに寄与する度合いに着目すると、年超過確率が強度低下点変形角に比例して低下するのに対し、限界点変形角に対して指数関数的に増大する傾向が見取れる。木質構造の実終局性能を評価する上で、限界変位点の評価は極めて重要な項目であるといえる。

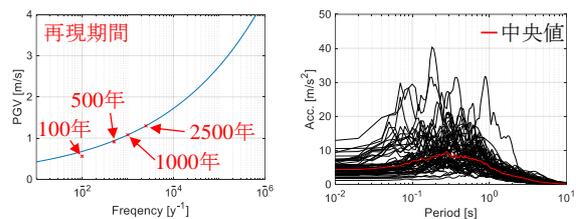


図 9 地震ハザード曲線と地震動群

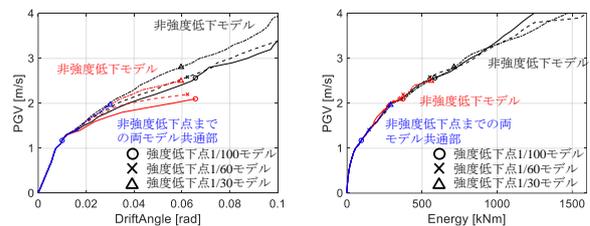


図 10 変形角とエネルギー量の IDA 曲線中央値

5. 基礎滑りを含む木造住宅の耐震性能評価

実大実験 B 棟の Phase1 は土槽により、基礎周辺の地盤が完全に再現された。JMA 神戸波 100%加振時に基礎と地盤の間で 20 cm 程度の滑りが確認され、上部構造への応答低減効果が期待できる。本章では、4 章で使用した上部構造モデルと滑り挙動を再現するばねを組み合わせた 2 質点系モデルに対し、IDA を行うことで、基礎滑りによる耐震性能への影響を考察する。

はじめに、滑り挙動のモデル化のため、一般的な滑りモデルである剛塑性ばねを用いた多質点系時刻歴応答解析を行い実験値と比較した。また、滑り機構として滑り支承を有する基礎免震(実大実験 A 棟)についても時刻歴応答解析を行った。いずれのモデルも上部構造は弾性で、実験値の初期剛性を用いた。摩擦係数は実験より 0.5 を採用した。免震層を構成する要素の仕様を表 1 に示す。

地盤上基礎、免震構造それぞれの解析結果を図 16 に示す。水平力と水平変形の関係を見ると、地盤上基礎の実験で生じた摩擦耐力の揺らぎや一時的に水平力が摩擦耐力を超える箇所が再現できていない。一方、水平変位は、免震構造と同程度の精度が確認できた。ロッキングや上下動、2 方向加振などの影響を視野に入れつつ、剛塑性ばねを用いたすべりモデルが上部構造の耐震性能へ与える影響についての検討は今後の課題とする。

次に、同様の基礎滑りばねを含む 2 質点系モデルを用いた IDA を行った(図 13)。上部構造モデルと使用する地震動群、地震強度は第 4 章と同様とし、耐震等級 3 のみ摩擦係数を 0.5 と 0.8 の 2 パターン行った。再現期間 500 年、1000 年、2500 年、5000 年に対応する $PGV(0.91 \text{ m/s}, 1.08 \text{ m/s}, 1.30 \text{ m/s}, 1.49 \text{ m/s})$ における確率分布関数を合わせて示す。耐震等級 1 と 2 では、再現期間 500 年時の上部構造変形角の中央値が $1/100 \text{ rad}$ を超えたことに対し、耐震等級 3 では地震強度によらず中央値が $1/150$ 程度で安定しており、一定以上の高耐震化が進んだ住宅で、基礎が滑ることによる耐震性能の向上が確認できた。一方、摩擦係数が 0.8 では、滑りが抑えられ上部構造の変形が増大し、耐震等級 2 の摩擦係数 0.5 と同程度の変形となった。

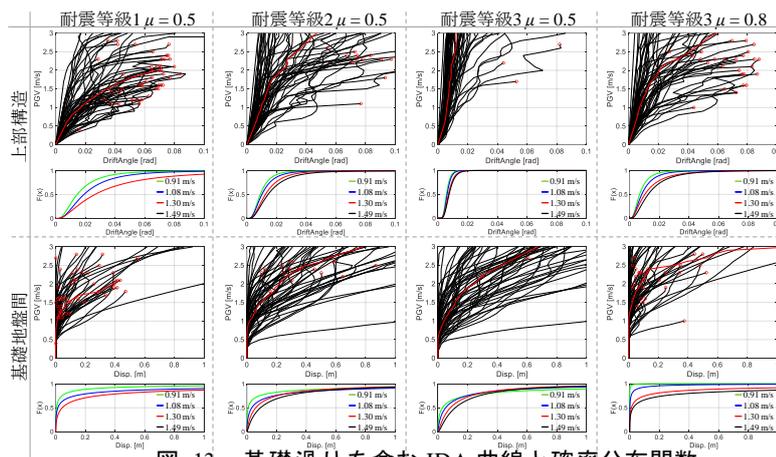


図 13 基礎滑りを含む IDA 曲線と確率分布関数

6. 地震被災建物の被害度評価

2019 年 12 月に 2 層ユニットハウス振動台実験を実施し、角速度計と LED 照明によるセルフモニタリングシステムの実験検証を行った。角速度計は変位計に比べて設置が容易であり、1 度の積分で変形角へと変換できる。計測した変形角に応じて LED 色を変化させるシステムを構築した(図 15)。

実験では 2 種類の角速度計を柱の中央に取り付けた。ワイヤー変位計、モーションキャプチャ、角速度計 1、角速度計 2 による変形角の比較を図 14 に示す。角速度計は局所回転角を示すため、柱頭柱脚の固定度により多少大きくなるが、十分な変形追従性を示した。

7. まとめと今後の課題

木造住宅の基礎滑りを含む終局性能把握のため、実験分析と数値解析を行った。実建物を想定した数値解析では、耐震等級と基礎すべりの有無による崩壊再現期間への影響を表現できた。一方で、上部構造、基礎滑りともに、実性能評価に向けた課題を指摘した。

- [1] T. Nagae, S. Uwadon, C. Yemidagan, S. Yamada, H. Kashiwa, K. Hayashi, T. Takahashi, T. Inoue: The 2019 Full-Scale Shake Table Test Program of Wood Dwellings, 17WCEE, S-A01704
- [2] Cem Yemidagan, Nishi Ryota, Uwadon Seriya, Nagae Takuya, Isoda Hiroshi, Tsuchimoto Takahiro, Inoue Takahiro, Koichi Kajiwara: Full-scale shake table tests of FRB type of Japanese three-story wood dwellings: for the collapse characterization, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021, Volume 150, 106898
- [3] 不動産輸出工法住宅の許容応力度設計指針(2017年版), 日本住宅・木材技術センター
- [4] Dimitrios G. Lignos, A.M.ASCE, Helmut Krawinkler: Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading
- [5] 長江 拓也, 林 静雄, 中島 正受: 全体降伏機構を呈する鉄筋コンクリートフレーム構造の強度劣化と終局限界, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, 2007

表 1 免震要素の仕様

免震要素	台数	解析用パラメータ
すべり支承	15	$\mu = 0.065$
高減衰ゴム系 積層ゴム	6	$k_1 = 97.6 \text{ N/mm}$ $k_2 = 24.5 \text{ N/mm}$
速度べき乗比例型 オイルダンパ	6(各方向3)	$C = 70 \text{ N/(mm/s)}$ $F = 36.1 \text{ kN}$ $\alpha = 0.142$

図 16 解析結果(JMA 神戸波 100%NS, 長辺方向)

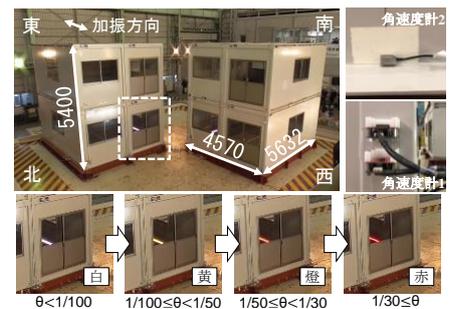


図 15 試験体と角速度計

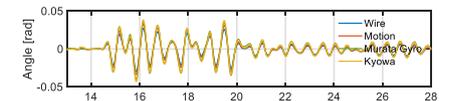


図 14 層間変形角比較