

木造建物の耐震性能に及ぼす基礎滑りの影響と黒鉛潤滑を利用した基礎すべり構法への展開

名古屋大学大学院 環境学研究所 都市環境学専攻
博士課程前期課程 2年 長江研究室 西 峻汰

1. 序論

1995年兵庫県南部地震による阪神・淡路大震災で木造建築物は甚大な被害を受け、木造住宅の耐震性能の確保・向上は重要かつ緊急課題となった。震災後、建築基準法が改正され、仕様規定から性能規定への移行がなされた。さらに、平成21年から住宅の品質確保の促進等に関する法律の制定により住宅等の性能表示制度が設けられた。こうした背景から、地震の被害とともに木造住宅の耐震性能が向上しており、近年高い余力を持った木造住宅が指向されている。一方で、上部構造との強度バランスを考えると地震時に基礎滑動の可能性が指摘されています。そこで本研究では、首都圏レジリエンスPJ(2017年度~2021年度)の中で実施されるE-ディフェンスの公開データを用いた3層木造住宅実験の結果を用いて耐震等級の異なる解析モデルを作成していく。次に、木造住宅の耐震性評価において、高い余力を有する木造住宅の耐力壁の骨組み変形に伴い進行する損傷過程を把握するため、3層木造住宅実験の外構面の切り出し試験体に対する、正負交番繰り返し載荷実験を行い、変形に対する損傷把握・履歴モデルの高精度化を行った。米国PEERは、サイトの地震ハザードに

基づく確率的性能評価法を社会一般が理解しやすい表現の一つとして挙げている。作成した数値解析モデルを基に、多数の応答解析を実行して、耐震性能を評価する1つの手法として崩壊余裕度という評価手法を用いる。

また、本研究では基礎と建物柱脚が滑ることで地震時の損傷を抑制する基礎すべり構法の実現を目指し、鋳鉄柱脚を模擬した振動台実験により、1) 接触面圧、2) 柱脚材料の炭素含有量がすべり時の摩擦性状に与える影響を把握していく。さらに、作成した解析モデルに多数の応答解析を実行して、上部構造が高い耐震性能を有した場合の基礎滑動を数値解析によって考察する。基礎が滑る際に損傷が顕著に現れるのは非構造部材(排水管)であり、黒鉛潤滑を利用したすべり基礎構法建物の振動台実験を行い、非構造部材(排水管)に及ぼす影響を考察した。2019年に地盤上の実大建物木造住宅実験を行い、基礎滑動の有無と配管等への損傷、上部構造への損傷抑制の確認をした。

2. 3階建て木造軸組み構法住宅実験(2009年)

2.1 対象実験の概要

2009年10月に耐震性能の違い及び、耐震等級を高めた場合の大地震時の損傷状況を確認し、耐震安全性の向上に

表1 試験体共通仕様

| 項目 | 仕様 | |
|--------|--------------------|---------|
| 構造、階数 | 木造軸組み構法 3階建て | |
| 質量(Kg) | 1階 | 10509.7 |
| | 2階 | 10632.0 |
| | 3階 | 6238.5 |
| | 総質量 | 27380.2 |
| 高さ | 8.4m(1階あたりの階高2.8m) | |
| 床面積 | 10.1m×4.55m(1階あたり) | |



図1 E-Defense実験 (2009)

表2 試験体概要

| 試験体 | 特徴 | 耐力壁量 |
|------|-------------------------------|-------|
| 試験体1 | 建築基準法による最低基準の1.25倍以上の耐震性能を有する | 耐震等級2 |
| 試験体4 | 耐震性能に関して建築基準法による最低基準に適合するもの | 耐震等級1 |

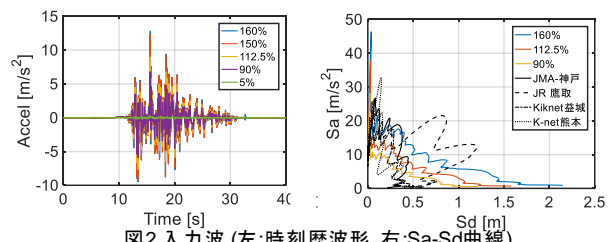


図2 入力波 (左:時刻歴波形, 右:Sa-Sd曲線)

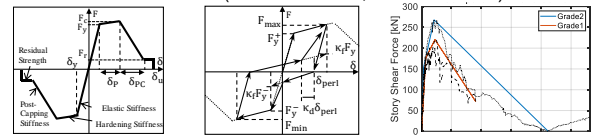


図5 骨格曲線

図6 履歴則

図7 骨格曲線

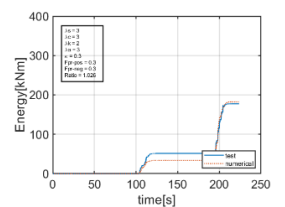
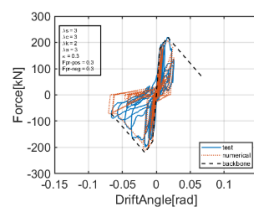
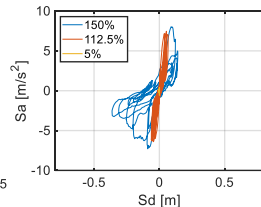
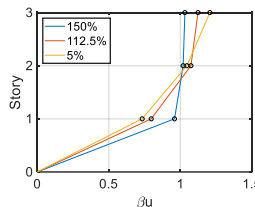
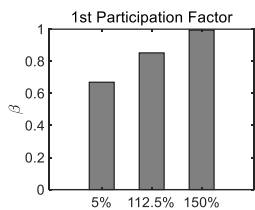


図3a 刺激係数 (Grade1)

図3b 刺激関数 (Grade1)

図3c 1自由度応答(Grade1)

図8a 解析比較(Grade1)

図8b 解析比較(Grade1)

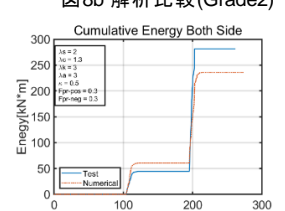
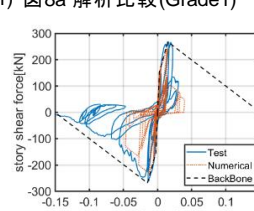
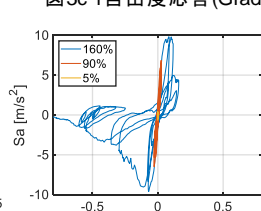
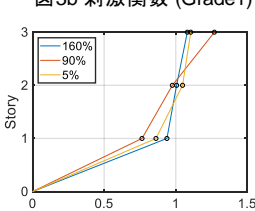
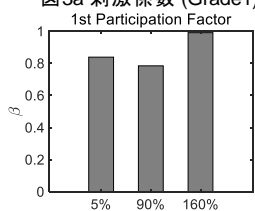


図4a 刺激係数 (Grade2)

図4b 刺激関数 (Grade2)

図4c 1自由度応答(Grade2)

図9a 解析比較(Grade2)

図9b 解析比較(Grade2)



図10 試験体全景(2018年)

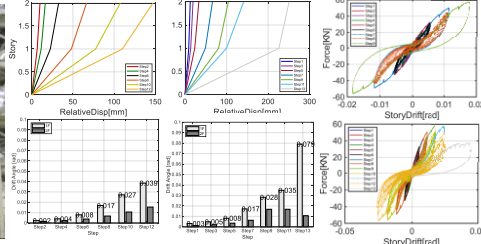


図11a 静的載荷

図11b 動的載荷

図12 力と層間変形角関係

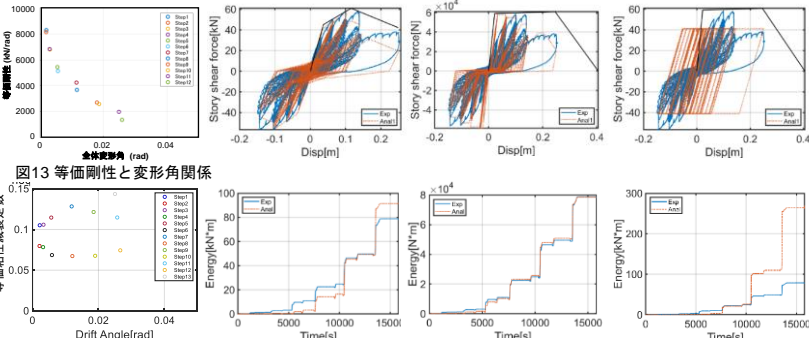


図13 等価剛性と変形角関係

図14 等価粘性減衰定数と変形角関係

(a) In-Cyclic Model (b) Strength Deterioration Model (c) Code Base Model

図15 実験値と解析値の比較(3つのモデル)

資することを目的として、4棟の実大住宅試験体に対する大型振動台実験が、実大3次元震動波形実験施設(E-ディフェンス)を用いて行われた。3階建て木造軸組構法住宅試験体の全景を図1に示す。実験では、試験体の短手方向の一軸加振が採用された。各試験体の概要と共通の仕様を表1と表2に示す。本研究で対象としたのは、耐震等級2の構造規定を満足する試験体1、および耐震等級1の構造規定を満足する試験体4である。入力波概要を図2に示す。限界耐力計算における第二種地盤の加速度応答スペクトルに適合する継続時間20秒の人工地震波を基準とし、これに倍率を乗じたものとしている。

2.2 対象実験の分析と等価1自由度縮約

報告書等²⁾によれば、試験体1は、基準相当の90%加振の入力波で十分な安全性を示したが、加振160%時に耐力壁が破壊して崩壊した。試験体4は112.5%加振に対しては、層間変形角の最大値が1/46radであり、崩壊を生じなかった。150%加振に対しては1/8radという大きな値を示した。図3,4より、試験体1,4ともに1次モード応答が骨組損傷に伴う変形増大に寄与していた。ここでは、2棟に対する各加振の加速度と変位のデータに基づき、1次モード応答を抜き出して評価した(図3c, 図4c)。1次モード形状では、損傷の集中によって、1層変形が突出していく傾向が示されている。1自由度縮約後の代表加速度 iS_a と代表変形角 $iS_d/1H$ (iS_d :代表変位, $1H$:等価高さ)の関係では、試験体1と試験体4のいずれも結局強度時変形角が約0.02radで、その後強度低下(負勾配)を伴う。

2.3 骨組の数値解析モデル

複雑な履歴挙動、繰り返し変形の影響、ピンチングや強度劣化を適切に表現する解析モデルとして、IMK Pinching Model³⁾をOpenSeesより選択した(図5,6)。IMK Modelは繰り返しによる履歴エネルギーの累積量で強度劣化を計

算していることから、実験と解析のキャリブレーションには、総累積エネルギーが最も近くなる値を採用した。こうしたキャリブレーションにより、実験結果を良好に再現できた(図8,9)

3. 層間変位追従性能試験(2018年)

3.1 対象実験の概要

本実験では、対象とする2019年E-ディフェンスの3層木造住宅実験の地震応答時の1次モード等価高さを3階床位置と仮定し、下層2層を取り出した(図10)。外構面についての面内載荷実験は、不二サッシ株式会社において運用されるL型層間変位試験装置を使用した。骨組は、土台、柱、梁、まぐさから構成される。柱と土台は105×105、窓枠は105×40、筋交いは30×90とした。耐力壁には厚さ9mmの構造用合板

を、N50釘(100mmピッチ)で固定した。内壁は石こうボード($t=15$, ボードビスは200mmピッチ)、仕上げはクロス貼りとした。載荷スケジュールはStep1,3,5,7,9,11,13の静的載荷と、同水平振幅を最大値としてめざす動的漸増載荷(周期約2.5秒)のStep2,4,6,8,10,12を交互に実施した。

3.2 対象実験の分析

計測値に基づく、骨組水平変位と層間変形角の分布状況を図11に示す。1層目の層間変形角が2層目の層間変形角の2倍をやや超えており、1層目に変形が集中した様子が分かる。図12に実験で得られた力-変形角関係を示す。Step1~Step9の図12では、各振幅レベルにおいて、先行の静的載荷が履歴の骨格をつくり、後続の動的載荷はその骨格の内側においてスリップ性状を示しながら履歴を描いている。図12下図にStep13までの履歴を示す。実験では、Step13において全体変形角で0.045rad(1層目層間変形角にして0.078rad)という大変形を加えて、1層目における筋交いの座屈・折損、通し柱折損等の破壊を確認した。

各振幅ピーク時における等価剛性(割線剛性)は、振幅が上昇していく前半では、徐々に値が大きくなり、振幅が減少する後半では、それに伴って徐々に値が下がる傾向にある。これはスリップ形状の特徴である。同じ振幅レベルで比較すると、後半において値が若干小さくなる。つまり、繰り返し変形を受けたことで、スリップの度合いが強まったことを意味している。図13より、静的載荷と動的載荷の差は小さく、最大振幅が新たな領域に入ることによって、剛性が低下している。図13に対応するループに対する等価粘性減衰定数を図14にプロットしている。静的載荷(最初の履歴)と動的載荷(後続の履歴)において、大小の傾向がはっきりしている。静的載荷は0.12-0.13付近に、動的載荷は0.08-0.07付近に集中している。

3.3 数値解析モデル

耐力壁の復元力特性を精度よくモデル化するために、2.3節同様、IMK Pinching Model³⁾を採用した。数値解析モデルは、3つの方法によって作成し、1つ目は、実験結果を基に力-変位関係の最大値をなぞるように作成した In-cyclic-Model、2つ目は IMK モデルの特徴である負勾配と強度劣化を考慮して作成した Strength-Deterioration-Model、3つ目は耐力壁の面内せん断試験にて用いられる評価方法を基に作成した負勾配、強度劣化を考慮しない Code-Base-Model(バイリニアモデル)の3つを作成した。図15に実験結果と3つのモデルの比較を示す。累積エネルギーに着目すると、強度劣化と負勾配を考慮したモデルが最も実験値に近いことがわかる。これより、IMK モデルを用いて実験の解析モデルを作成するには、負勾配と強度劣化を考慮することで最も精度よく再現できる。

4. 黒鉛潤滑を利用した振動台実験(2017年)

4.1 対象実験の概要

図16に実験装置を示す。柱脚を模擬する接触要素は、表3のようである。試験体の質量は52.5kgである。振動台実験では振動数2.5Hzの正弦波を用いた。振幅を徐々に大きくし、10m/s²に達してから一定に保った。

4.2 対象実験の分析

図17のように面圧を変化させた場合、すべり進行時の

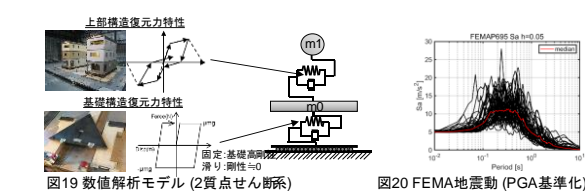
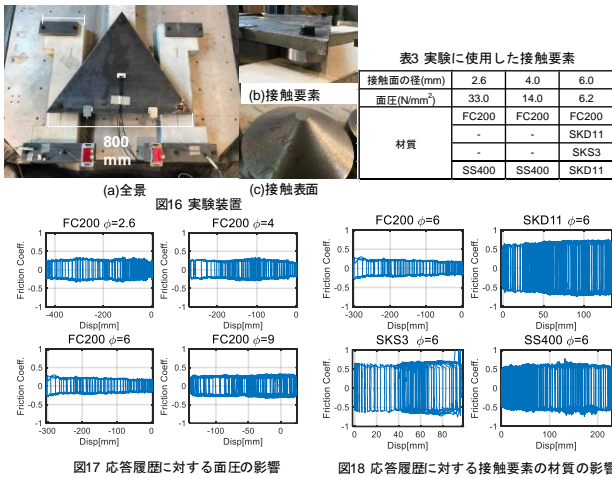


図17 応答履歴に対する面圧の影響

図18 応答履歴に対する接触要素の材質の影響

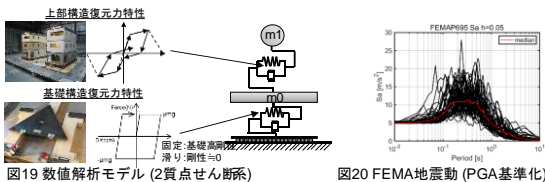


図19 数値解析モデル(2質点せん断系)

図20 FEMA地震動(PGA基準化)

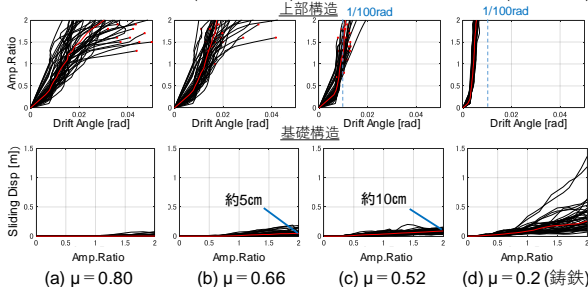


図21 漸増動的解析

摩擦係数は安定しており、約0.2と低い値であった。モルタル強度比の約80%の面圧に対しても、黒鉛潤滑効果によりモルタル側が大きく傷つくことなく、安定した摩擦係数が実現された。図18のように黒鉛の含有量による違いは、黒鉛を有する鋳鉄のみ黒鉛潤滑効果を得ることができると、安定した摩擦係数を示したが、他の接触要素については炭素が鉄と混ざることによってセメントという黒鉛潤滑を有さない物質に変化していた。

4.2 漸増動的地震動応答解析

図19のように、上部構造の履歴特性と基礎摩擦特性を反映した2質点系の地震動評価を行った。採用した地震動群はFEMAP695のFar-Fieldの計44波で、地震動はそれぞれ、最大加速度が0.5Gとなるように基準化することでレベルII地震動と同等レベルとしている。耐震等級2相当の数値解析モデルにおける解析結果を図21に示す。これより、摩擦係数0.52の場合に明らかな損傷抑制効果があり、基礎滑動量は10cm程度であった。これより上部構造の耐震性能の増加により基礎滑動の可能性が示された。一方で、摩擦係数0.52時の上部構造の層間変形角は1/100radを上回っているが、鋳鉄柱脚を用いた場合、鋳鉄を上部構造は層間変形角が1/200rad未滿と明らかな上部構造の損傷抑制効果が確認された。しかし、基礎のすべり量が最大で100cmとなり、排水管等への非構造部材への損傷が生じると考えられる。

5. NCEE 振動台実験(2018年)

5.1 対象実験の概要

2018年9月、実建物を模擬した黒鉛の潤滑を利用した基礎すべり構造の検証や基礎配管性能の把握を目的として、台湾のNCEE(National Centre for Research on

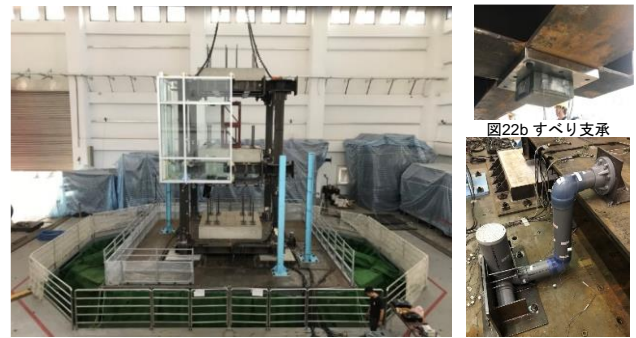


図22a 試験体全景

図22b すべり支承

図22c PVC配管

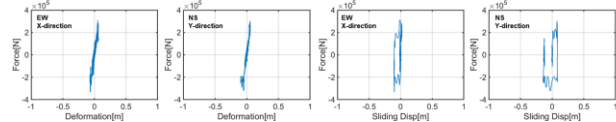


図23a 力と変位関係(上部構造)

図23b 力と変位関係(基礎構造)

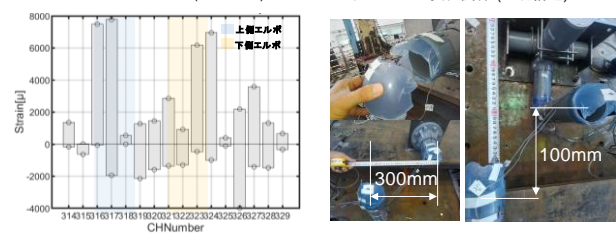


図24 ひずみ最大比較(JMAKobe100%)

図25 配管損傷観察

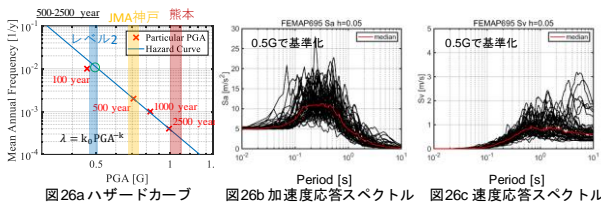


図26a ハザードカーブ 図26b 加速度応答スペクトル 図26c 速度応答スペクトル

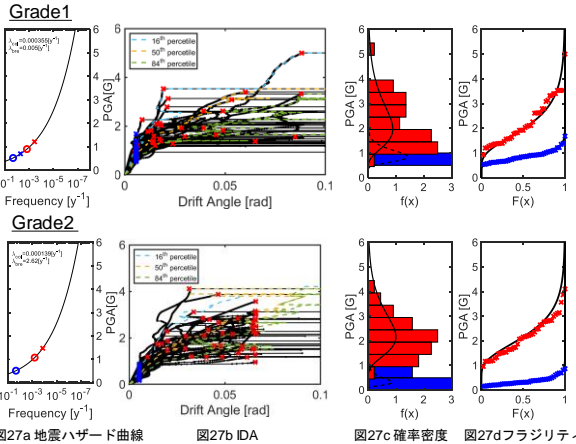


図27a 地震ハザード曲線 図27b IDA 図27c 確率密度 図27d フラジリティ

Earthquake Engineering) にて、振動台実験が行われた。試験体の全景、および鉄柱脚、排水管を図 22 に示す。入力波は、JMA 神戸波、集集地震 (TCU052) の 2 波を地震動の倍率を段階的に入力している。また、上部構造は剛強な設計になっている。

5.2 対象実験の分析

力-変位関係より上部構造は、弾性であるが基礎は摩擦係数が高く、すべり変位が生じていない(図 23)。PVC 配管に着目すると、PVC のひずみはエルボ部分に大きく発生しており、既往の研究と一致した(図 24)。PVC 損傷は、図 25 のように異形エルボの継ぎ目から破断した。基礎が滑る際に、PVC 配管に大きな損傷を受けることを確認した。

6 崩壊余裕度評価法

6.1 確率論的手法⁶⁾

本研究は、サイトを名古屋市とし、再現期間に対して想定される地表面最大速度 PGA を用いて評価を行った。あるサイトにおける再現期間に対する地震動強さを x とすると地震ハザード曲線は以下の式で表すことができる。

$$\lambda(x) = k_0 x^{-k} \quad (1)$$

IDA (図 27) における変形が発散的に大きくなる点を崩壊限界に対応する崩壊キャパシティー $PGA_{collapse}$ と定義する。PGA に対応するフラジリティ曲線として、構造物の崩壊が対数正規分布に従うと仮定すると以下の式⁶⁾でフラジリティ曲線 (図 27d) を表せる。

$$F_{collapse}(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \ln(PGV_{50collapse})}{\delta_{PGV_{eq}}}\right) \quad (2)$$

ただし、 $PGV_{50collapse}$ は $PGV_{collapse}$ の中央値 50 パーセントの値、 $\delta_{PGV_{eq}}$ は等価対数標準偏差であり、 $PGV_{84collapse}$ を $PGV_{collapse}$ の 84 パーセント、16 パーセントとすると次式で定義する。

$$\delta_{PGV_{eq}} = \frac{\ln(PGV_{84collapse}) - \ln(PGV_{16collapse})}{2} \quad (3)$$

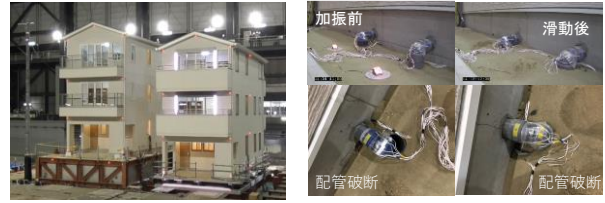


図28 試験体全景



図31 排水管損傷

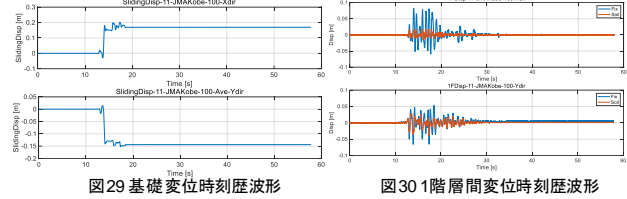


図29 基礎変位時刻歴波形

図30 1階層間変位時刻歴波形

Cornell により提案された崩壊確率の式⁷⁾を用いると以下のように表せる。

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

よって、耐震等級 1 のモデルの再現期間は、1187 年程度、耐震等級 2 のモデルの再現期間は 1558 年と計算できる。

7 2019 年 E-Defense 実験の紹介

図 28 のように地盤上の実大木造住宅を対象とし、埋設の各種配管と連結する実験条件とした。図 29 より MAKobe100%加振時において、耐震等級 3 相当の試験体が約 20cm の基礎滑動が確認された。また、図 30 より基礎を固定した場合の試験体に比べ、約半分の層間変形となった。基礎の滑動により、図 31 のような配管の破断も観察された。これにより、上部構造の耐震性能が向上することで基礎とのバランスにより基礎滑動が生じ、上部構造の損傷抑制がみられるが、配管等の非構造部材への損傷が検証された。

5 まとめ

木造住宅の耐震等級による耐震性能の違いや、基礎すべり構法による損傷抑制の可能性を考察した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) IMK モデルを用いて繰り返しによる強度・剛性低下を考慮したモデルを作成した。
- (2) 数値解析と実験より、上部構造の耐震性能が向上することで、基礎滑動が生じることを確認し、上部構造の損傷抑制や排水管等への損傷が確認された。
- (3) 鉄柱とモルタル間の安定したすべり性状を把握した。
- (4) 作成した IMK モデルを用いて確率論的手法により建物の耐震性能を評価する手法を示した。

参考文献

- 1) C. A. Cornell, H. Krawinkler: Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment, PEER Newsletter Vol. 3, No. 2, 2000
- 2) ASEBI, 3 階建て木造軸組工法の設計法検証に関する実験、実験概要と結果および実験報告書
- 3) Ibarra L.F., and Krawinkler, H. (2005). "Global collapse of frame structures under seismic excitations", Rep. No. TB 152, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
- 4) Luis F. Ibarra, Ricardo A. Medina, Helmut Krawinkler: Hysteretic Model that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration, Earthquake Engng. Struct. Dyn. 2005, 2005
- 5) Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695
- 6) 長江拓也、林幹雄、中島正愛: 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、コンクリート構造年次論文集 Vol. 29No. 3, 2007
- 7) C. Allin Cornell: Calculating Building Seismic Performance Reliability: A Basis for Multi-Level Design Norms, WCEE, 1996