

現行設計に基づく木造住宅の耐震性能に影響する基礎の滑りとロッキングに関する実験

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

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ている。一方、大地震時において、基礎と地盤の間で滑りやロッキング回転が生じるならば、その影響は無視できない。入力を低減する効果は、上部構造の終局限界に対して有利に働き、余力の向上に相当するが、その評価手法は確立していない。また、基礎の動きにより地中配管が破壊されると、建物としての継続使用性に大きな問題が生じる。

本研究では、木造住宅の基礎の非線形挙動を陽に取り込むことのできる合理的な耐震設計法の確立を目標としている。その端緒として、基礎の滑りやロッキング回転が上部骨組の余力向上に至るメカニズムと、基礎滑り変位に関して、各種実験と数値解析を実施し、実現象の検証とその定量評価方法の考察に取り組んだ。

2. 基礎下摩擦特性の検証振動台実験(2018年)

2.1. 実験概要と目的

現在、木造住宅の基礎として主流となっているべた基礎の施工では、厚さ0.1mm以上の防湿シートが基礎底盤直下又は、捨てコン直下に敷設されることが多い。地震時の基礎の滑り変位を定量化する上で、基礎・捨てコン間に防湿シートが敷設される場合の摩擦特性を検証する実験を行った。基礎・捨てコン間の摩擦特性に関する実験は壁谷澤ら¹⁾が実施しており、最大静止摩擦係数は0.8程度、動摩擦係数を含めた平均値は0.6程度である。

実験装置は、西ら²⁾の手法を参考にした(図1(a))。基礎と捨てコンの接触面は、モルタル板とモルタル円柱により模擬し、接触面圧を3章で紹介する3階建て木造住宅(上部構造のみ)に基礎構造を付加した場合の基礎下面圧に近くなるようにモルタル円柱の直径を設定した。また、防湿シートの敷設は、厚さ0.1mmのポリエチレン製防湿シートをモルタル円柱に固定することで模擬することとした。入力波は2.5Hz(凡そ木造住宅の固有周期)の正弦波とし、1000galを目標に徐々に漸増させ、滑りが生じた段階で加速度振幅を維持し、10秒間加振を行った。上部ユニットが滑ることで上部のユニットが衝突、又は、脱落しそうな場合は加振を途中で止めた。実験のパラメータとして、防湿シートの有無、モルタル円柱の直径(面圧換算:0.22, 0.080, 0.0207, 0.0136(木造住宅想定)[N/mm²])、モルタル強度(中強度47.2, 高強度63.3[N/mm²])を用意した。

2.2. 実験結果

防湿シート無しの実験5、シート有り且つ実験後のシートの破れが大きかった実験16、シート有り且つ実験後のシートの破れが小さかった実験17の実験後の接触面の写真

を図1(c)~(e)に、摩擦係数-滑り変位の関係図を図2、摩擦係数-応答速度の関係図を図3に示す。3つの実験の防湿シートの有無以外のパラメータは、接触面圧:木造住宅想定、モルタル強度:中強度は共通で、維持した加速度がそれぞれ9.0, 6.5, 6.5[m/s²]である。

実験5では、最大静止摩擦係数(応答速度=0における最大値)が約0.8、動摩擦係数は約0.7であり、既往の実験より大きい。実験16は、最大静止摩擦係数が約0.6、動摩擦係数が約0.3と、実験5に比べると小さく、動摩擦係数と静止摩擦係数の差が明確である。また、履歴特性が不安定となっている。実験17は、摩擦係数は実験5と同程度に見えるが、滑り変位増加時に、動摩擦係数が0.5程度に落ちている。実験16, 17は履歴特性が大きく異なるが、シートが大きく破れた場合、図1(b)のように接触面で破片が丸められローラー支承のような形となることで、動摩擦係数が0.3程度と小さくなると考えられる。

面圧の変化は、摩擦特性への顕著な影響はなかった。また、モルタル強度に関しては、防湿シート無しの場合、高強度は最大静止摩擦係数が約0.6、動摩擦係数が約0.4となり、中強度よりも0.2程度低い値となった。一方で、防湿シート有りの場合、中強度はシート無しに比べて最大静止摩擦係数が低くなる傾向にあったが、高強度は最大静止摩擦係数がシート無しに比べて高くなる傾向にあった。

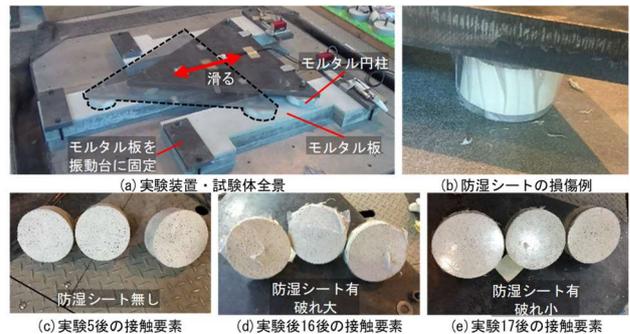


図1 実験装置と実験後の試験体写真

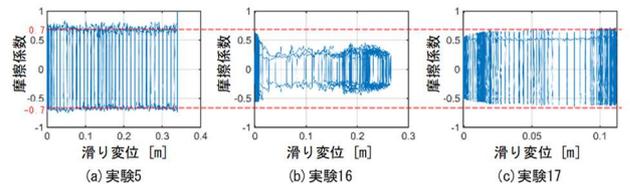


図2 摩擦係数-滑り変位の関係図

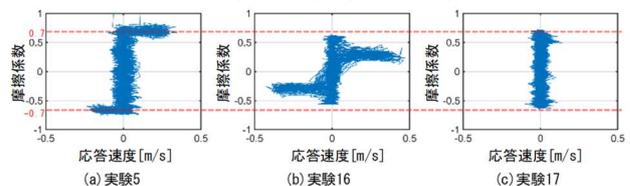


図3 摩擦係数-応答速度の関係図

3. 3層木造軸組工法住宅の振動台実験 (2009年)

3.1. 実験概要と利用目的

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振動台実験がE-ディフェンスで行われた。3層木造軸組構法住宅試験体の全景を図4に示す。試験体4棟の内、本研究で対象としたのは、耐震等級1 ($C_0=0.2$) と耐震等級2 ($C_0=0.25$) の構造規定を満足する2つの試験体である。それらの共通仕様を表1に示す。また、平面・立面構成も両試験体は共通している。試験体は、基礎を含まず、土台が振動台に直接固定されている。加振は試験体の短辺方向の一軸加振が行われた。入力波の応答スペクトルを図5に示す。入力波は、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。

本研究では、この公開実験データを活用し、木造住宅の繰り返し変形による強度劣化や負勾配を考慮した終局状態に至るまでの応答を再現できる数値解析モデルの作成を行った。上部構造の余力と基礎滑り変位の定量化において、上部構造応答を正確に再現することは重要である。

3.2. 実験結果と解析モデルの適用

報告書等³⁾によれば、耐震等級2の試験体1は、レベルII地震相当の90%加振では、十分な安全性を示したが、160%加振時に耐力壁が破壊して崩壊した。耐震等級1の試験体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、倒壊レベルの値を示した。図6, 7に各加振の1次モード等価質量比率、1次モード形状を示す。図6より、せん断系では1次モードが支配的である。図7より、両試験体は、1層目の変形集中により終局状態に至っている。分析、解析モデルの作成のために、各加振の加速度と変位のデータを基に、1次モード応答を抜き出して評価を行った(図8)。両試験体は、終局強度時の変形角が約0.02radで、せん断力係数は耐震等級1が0.82、耐震等級2が1.0を示し、その後に強度低下(負勾配)を伴っている。

複雑な履歴挙動、繰り返し変形による強度・剛性劣化、ピンチングや強度劣化を適切に表現する1質点系せん断バネモデルとして、IMK Pinching Model⁴⁾をOpenSeesより選択した。当モデルは、骨格曲線と劣化パラメータから得られる基準エネルギーに対する、繰り返し変形による履歴エネルギーの累積値の割合で強度・剛性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、累積履歴エネルギーと履歴形状が最も近くなる劣化パラメータを採用した。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9, 10)。

4. 地盤を含む3層木造住宅の振動台実験(2019年)

4.1. 実験概要と利用目的

2019年1,2月に実大3階建て木造住宅と周辺地盤を再現した振動台実験が首都圏レジリエンスプロジェクト⁵⁾

表1 試験体共通仕様

| 項目 | 仕様 |
|----------|----------------------|
| 構造・階数 | 木造軸組構法・3階建て |
| 1階 | 10.5 |
| 2階 | 10.6 |
| 3階 | 6.2 |
| 質量 [ton] | 合計 27.4 |
| 高さ | 8.4m (1階あたり2.8m) |
| 床面積 | 10.01m×4.55m (1階あたり) |



図4 試験体全景

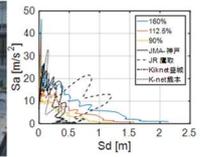
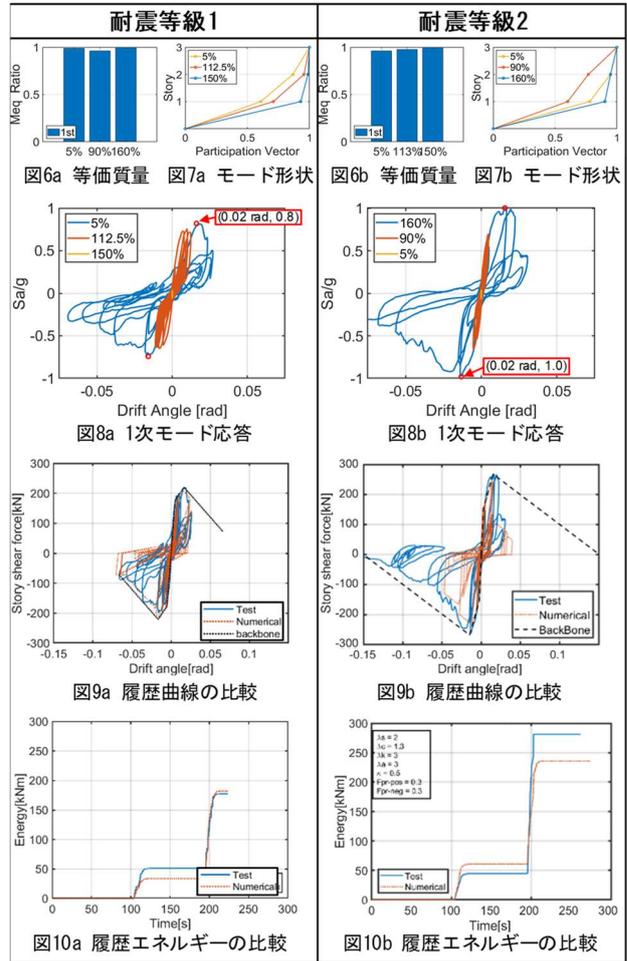


図5 入力波スペクトル



の一環として行われた。試験体の全景を図11に示す。図中右の試験体Aは、軸組壁構法、図中左の試験体Bは、枠組壁構法でそれぞれ許容応力度設計され、耐震等級3 ($C_0=0.3$) の基準を満たすものである。両試験体の平面・立面構成は、3章の実験の試験体とほぼ同じである。実験工程を表2に示す。実験は、同表右欄に示す試験体の基礎状態によって、3つのPhaseに分けられる。また、入力波は3方向加振とし、試験体の長辺方向(図11手前方向)に各NS波が入力された。

4.2. 実験結果

最初に、両試験体の上部構造の応答について述べる。Phase2のA棟、Phase1,3のB棟、それぞれの100%加振実験における1層目の「せん断力係数-層間変形角の図」を図12に示す。Phase2のA棟について、長辺は実験(9)で終局強度に達し、層間変形角約0.03rad、せん断力係数1.8を記録した。その後の実験(10)の最大強度点は負勾配に入っている。短辺は終局強度に至らず実験(10)で、層間変形角・せん断力係数ともに最大値の0.02rad, 1.2を記録した。短辺・長辺で同じ設計とした場合、一般的に、雑壁の影響で

長辺の方が高強度となるが、本実験では長辺方向への入力が強いため、長辺のみが終局強度に達した。一方で、B棟について、実験(5)、(6)で、基礎の滑り・浮き上がりが発生し基礎への入力が高減したことで、層間変形角が短辺は約0.01rad、長辺は約0.007radに抑えられた。基礎固定の実験(11)では、長辺は0.009radで終局強度に達し、せん断力係数1.4を記録し、短辺は0.03radで終局強度に達し、せん断力係数1.2を記録し、その後強度低下(負勾配)を伴っている。両試験体は同一の許容応力度設計($C_0=0.3$)だが、A棟(軸組構法)の方が高い終局強度であった。

次に、B棟のPhase1とPhase3を比較し、地盤上で基礎が動くことによる影響を考察する。図13に実験(5)、(6)の「基礎せん断力係数-基礎滑り変位の図」を示す。基礎せん断力係数は、基礎下の摩擦係数と見なせる。実験(1)~(4)では、基礎滑り変位は0に等しく、実験(5)で初めて滑りが生じ、地中配管が破壊された(図14)。実験(5)で、長辺方向で摩擦係数が1.0に達した後に、両方向で約0.3~0.8の基礎せん断力係数で滑りが続いた。後続の実験(6)では、0.3~0.7の摩擦係数で滑りが生じている。滑り初期発生時に、せん断力係数が1.0となったのは、基礎底盤下の固められた土や、根入れ部分の土の破壊が起因していると考えられる。ここで、図12の実験(5)を見ると、1層目長辺の最大層せん断力係数は1.2を示していることから、実建物がJMA神戸波のような極大地震動を初めて受けるときに、基礎への加速度入力が1.0gとなり、上部構造応答のせん断力係数はそれ以上となることを示している。3章で述べたように、耐震等級1、2は終局強度時せん断力係数が、それぞれ、0.82、1.0であることを踏まえると、1.0gの入力に対して終局強度に達する可能性がある。

図15にB棟の実験(5)、(6)の「土台せん断力係数-土台滑り変位の図」を示す。土台はM12のアンカーボルトに対して18mmの孔が明けられ、6mmの遊びができるため、ここでも滑りが生じる。±3mmの範囲では、剛塑性に近い

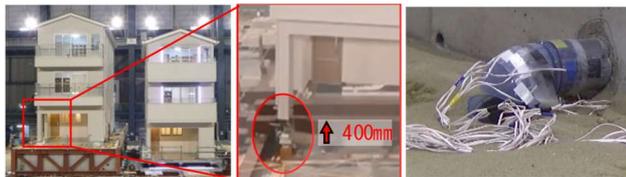


図11 試験体全景 図16 土台浮上がり 図14 配管損傷
表2 実験工程と基礎の条件

| 日程 | 入力波 | 倍率 | 基礎の状態等 | |
|---------------------|-------------|------|--------------|--------------|
| | | | A棟 | B棟 |
| Phase1 2019/1/31 | (1) JMA神戸波 | 25% | 免震 | 地盤上のべた基礎 |
| | (2) JMA神戸波 | 50% | | |
| | (3) JR鷹取波 | 25% | | |
| | (4) JR鷹取波 | 50% | | |
| Phase1 2019/2/1 | (5) JMA神戸波 | 100% | 基礎固定 | 基礎直下 鋳鉄支承 |
| | (6) JR鷹取波 | 100% | | |
| Phase2 2019/2/7 | (7) JMA神戸波 | 25% | 基礎固定 耐震補強 | 基礎固定 |
| | (8) JMA神戸波 | 50% | | |
| | (9) JMA神戸波 | 100% | | |
| Phase3 2019/2/12 | (11) JMA神戸波 | 100% | | |

挙動で、3mmを超えると土台とアンカーボルトが接触し、せん断力係数が上昇することで、逆S字型の履歴を示す。Phase3実験(11)では図16に示すように、柱が引き抜けて、水平変位は正常に計測できなかった。

また、図17にB棟の実験(2)、(5)の「基礎下転倒モーメント-基礎ロッキング回転角の図」を示す。基礎幅の長い長辺の方が、モーメント抵抗力が大きく、ロッキング回転が生じにくい。実験(2)(レベルII地震相当)で、両方向共

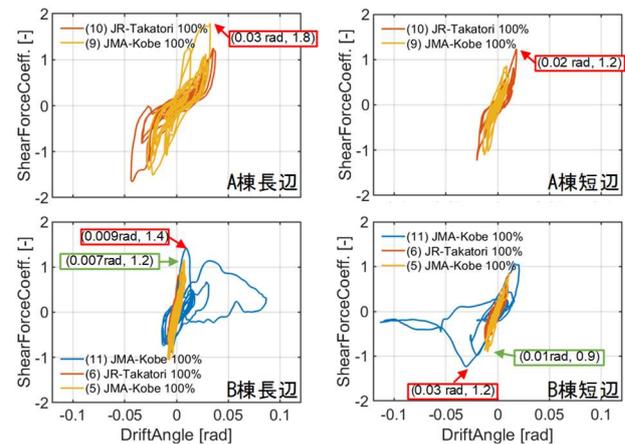


図12 A, B棟1層目 せん断力係数-層間変形角

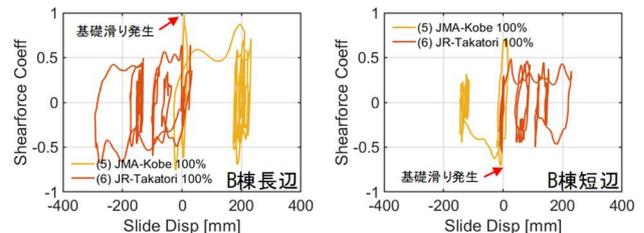


図13 B棟 基礎せん断力係数-基礎滑り変位

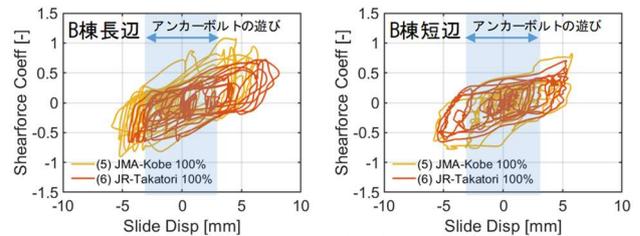


図15 B棟 土台せん断力係数-土台滑り変位

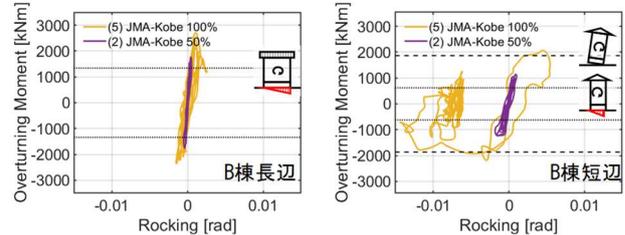


図17 B棟 基礎下転倒モーメント-基礎ロッキング回転角

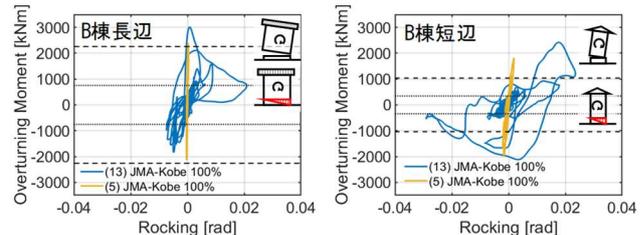


図18 B棟 土台下転倒モーメント-土台ロッキング回転角

に基礎縁応力が0となる転倒モーメント(建物全重量×基礎幅/6)を超えるものの、残留ロッキングは0に等しかった。実験(5)で、長辺は、残留ロッキングが0に等しかった。一方、短辺で、基礎下転倒モーメントの上限値(建物全重量×基礎幅/2)に達した後、最大ロッキング回転角0.015radを記録し、約0.008rad残留した。

図18にB棟の実験(5)、(11)の「土台下転倒モーメント-土台のロッキング回転角」を示す。実験(5)では、基礎の浮き上がりで壁脚破断を免れている。一方、基礎固定の実験(13)では、ホールダウン金物のないガレージの柱部分(図11中の左部)で、最大で400mm浮き上がり、壁脚が完全に破断し、0.03radに達する回転が生じている。

5. 耐震等級1~3の比較

3章との比較のため、A棟短辺(3章のモデルと対応する構造形式・方向)について数値解析モデルの作成を行う。Phase2の1次モード応答を抽出した。図19~21に1次モード等価質量比率、1次モード形状、1次モード応答を示す。図19より、せん断系では1次モードが支配的であり、図20より、1層目の変形集中により終局状態に近づいていることが分かる。短辺は終局強度が得られていないので、長辺に対する1/150rad時の強度比を参考に、長辺の終局強度の約0.7倍とした。モデル作成の基準は、3章と同様に累積履歴エネルギーと履歴形状を参照する。図22、23に解析と実験の履歴の比較、累積履歴エネルギーの比較を示す。終局強度以降の検証はできないが、良好に再現できた。解析モデルの劣化パラメータは、耐震等級による差の一貫性はなく、劣化挙動は耐震等級(壁量)には依らない。

3、4章の実験結果と設計との対応を考察する。図24に設計で想定する初期剛性と実験の初期剛性の比較図、 C_0 に対する終局強度の比較図を示す。設計に対して、初期剛性は2倍程度、終局強度は4倍程度である。

6. 応答スペクトル法に関わる分析と展望

基礎滑り変位量、上部構造の終局状態を設計時に定量評価する手法として以下の展望がある。基礎滑り変位量については、免震設計時の手法も参考に、応答スペクトル法を採用する。図25に概念図を示す。同手法で設定する等価減衰定数に関する、消費エネルギーを参照し、置換に向けた今後の検証につなげる(図26、4章実験のエネルギー分担)。4章の免震基礎・地盤上基礎の実験(5)、(6)について、 S_a - S_d スペクトル図上で、実験結果から得られる1次モード応答を比較する(図27)。モード形状には最大変位分布(図28)を用いた。免震基礎、地盤上基礎に関わらず概ねスペクトルに整合した応答値を示している。基礎が滑る場

合、上部構造については、免震建物と同様に上部構造の水平荷重に上限値を与える設計手順を想定している。また、この考察から、上部構造が耐震等級3の終局強度を超えれば、基礎が深い根入れ等により固定されていない限り、終局強度に達しないと想定される。

7. 結論

本研究で得た知見を以下に示す。

- (1) 基礎・捨てコン間の摩擦特性は防湿シートの影響がなければ、安定して評価が可能である。
- (2) 木造軸組構法において、 $C_0=0.20, 0.25, 0.30$ の許容応力度設計により終局強度時せん断力係数は、それぞれ約4倍の0.82, 1.0, 1.3であった。
- (3) 実条件の住宅では、上部構造の終局強度が耐震等級3相当以上となると、基礎に滑りが生じ、極大地震に対して大きな余力が得られる。
- (4) 地盤上の試験体は基礎滑りによりエネルギーの過半を消費していた。一方で、応答スペクトル法の手順により上部構造への水平荷重上限値、基礎の最大滑り変位を求める手順の有用性を確認できた。

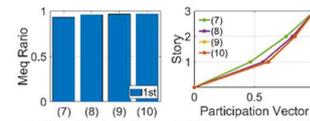


図19 等価質量 図20 モード形状

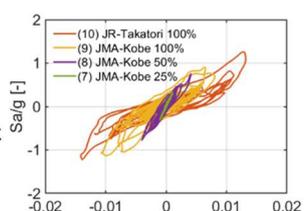


図21 1次モード応答

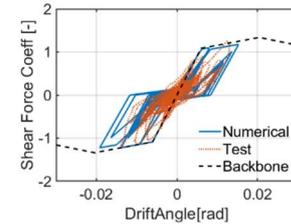


図22 履歴曲線の比較

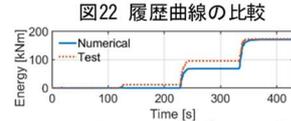


図23 履歴エネルギーの比較

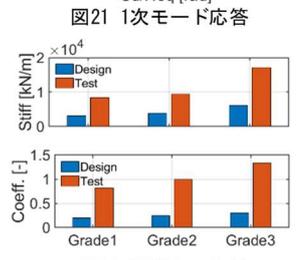


図24 設計との比較

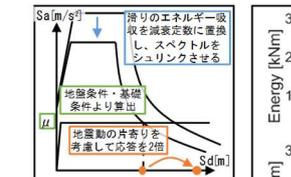


図25 基礎滑り評価の展望

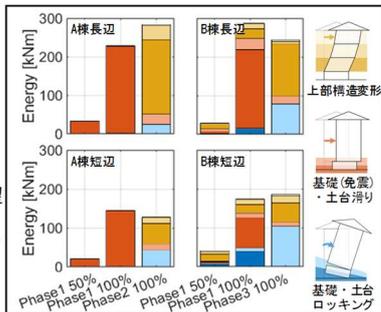


図26 消費エネルギーの分担 (JMA神戸波)

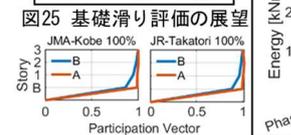


図28 1次モード形状 (5) JMA-Kobe 100%

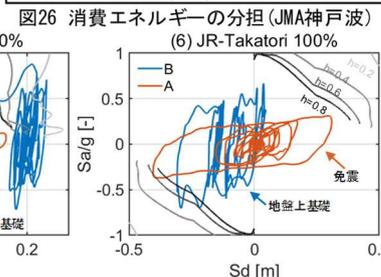


図27 免震基礎・地盤上基礎を含む4質点系の1次モード応答

¹⁾渡邊公美, 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 福山洋, Quang Hieu Bui, 細川洋治: コンクリート基礎の滑りに関する動的実験, 構造工學論文集, Vol.59B, 2013年3月
²⁾西 峻汰, 長江 拓也, 榎田 竜太, 福和 伸夫, 平井 敬: 鋼鉄柱脚および鋼柱脚のすべり摩擦性状に関する振動台実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2017年8月
³⁾ASEBL3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
⁴⁾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.
⁵⁾井上貴仁, 山田祥平, 柏尚徳, 林和宏, 長江拓也: 地盤配管設備等の非構造部材を含む3階建て住宅の機能を検証するE-ディフェンス実験(首都圏レジリエンスプロジェクト)その1. プロジェクト概要と本実験の位置づけ, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)2018年9月