実大震動台実験に基づく戸建免震住宅の免震層変形抑制に関する研究

A STUDY ON RESTRAINING DEFORMATION OF THE SEISMIC-ISOLATED LAYER OF HOUSES BASED ON SHAKING TABLE TESTS OF A FULL-SCALE HOUSE

高橋武宏*, 天埜貴仁**, 福和伸夫***

Takehiro TAKAHASHI, Takahito AMANO and Nobuo FUKUWA

It is necessary to prepare to strong ground motion beyond our previous assumptions, for instance like a Huge Nankai quake. But with current seismic-isolated house technology, we believe that the deformation of the seismic-isolated layer becomes so big that it exceeds the capacity of the equipment, causing extensive damage to the houses. Therefore, the authors developed devices that restrain deformation of the seismic-isolated layer, and measured the equipment efficiency and vibration properties by shaking table tests of a full-scale house. As a result, by installing the newly-developed oil damper, the building itself did not have substantial damage even with the restrained seismic-isolated layer deformation, and we could prevent overturning of the furniture in the house.

Keywords: *Seismic-isolated house, Restraining deformation of the seismic-isolated layer, Shaking table tests of a full-scale house*

戸建免震住宅, 免震層変形抑制, 実大震動台実験

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震(以後、3.11)では長周期長時間地震動による高層建物の共振問題が露呈したが¹⁾、免震建物は建物としての機能を損なうような被害は見られず、一般的には良い免震効果を発揮したとされた²⁾。しかし、個々に見ると宮城県内で免震層変形が40cmを超えたもの、震源から離れた東京都や神奈川県で免震層変形が大きいものがあった^{2,3)}。また極く少数ではあるが、戸建免震住宅においても宮城県と神奈川県の一部の地域で地震時設計限界変形30cm~33cmに達し、風ストッパー装置が作動する状況が局所的に見られた⁴⁾。

免震建物は設計時の想定を超える強い地震動、若しくは想定と異なる周期特性の地震動を受けて、免震層変形が免震層クリアランスに達した場合、応答加速度の低減効果を瞬時に失う可能性がある。免震層の衝突速度によって、ストッパー装置や擁壁への軽微な接触から深刻な衝突まで様々な状況が考えられる。また擁壁の剛性によっては上部構造に与える衝撃力が非免震建物の地震力を凌駕することも十分に考えられ⁵⁾、冗長性に欠ける一面を持っている。

3.11によってマグニチュード(Mw)9クラスの巨大地震発生が現実のものとなり、来る南海トラフ巨大地震の想定地震規模が見直された⁶⁾。震源が陸域に達するため、首都圏をはじめ東海、近畿、四国、九州など広範囲で強い揺れを受け、トラフ沿いの付加体の存在によって長周期成分を遠くまで伝達すると言われている。断層破壊の連動の仕方によっては揺れの継続時間が3.11に対して数倍長くなる

可能性もあると指摘されており⁷⁾、これらは全て免震層変形を増大させる要因となる。

このような背景の下、近年では実大免震建物を擁壁へ衝突させて限界状態を把握する実験的研究^{8,9)}や、免震層変形を抑制して衝突を回避するための付加減衰装置(以後、変形抑制装置)の研究開発が進められている^{例えば10,11)}。これら多くの変形抑制装置に共通しているのは、通常の設計時に想定する地震動に対しては設置しない状態と遜色ない程度に応答加速度を低減し、それを上回る地震動に対しては応答加速度の増大を覚悟して免震層変形を目標値内に抑制するという設計思想である。しかし、通常の設計レベルを上回る地震動強さの設定、免震層の変形抑制時に許容する応答加速度など、具体的なクライテリアについては社会的に十分に合意されていない。

本研究は周期2秒から3秒程度の戸建免震住宅を対象とし、過去に日本国内で観測され免震層変形が極めて大きくなる実地震動に対して上部構造の応答加速度を建物内部の家具類を転倒させないレベルに保ちながら、免震層変形を現実的な大きさに抑える変形抑制装置の開発を目的とする。そこで、実大震動台実験に基づく実証的な見地から変形抑制装置の性能及び上部構造の振動性状を検証する。

2. 戸建免震住宅の実情

2.1 累積建築棟数と建築地分布

本論文では1社の住宅メーカーが1999年以降に供給を始めた木造軸組構法による戸建免震住宅(以後、免震住宅)を研究対象とする。

* 名古屋大学減災連携研究センター 研究員・工修

** 名古屋大学大学院環境学研究科 博士課程前期

*** 名古屋大学減災連携研究センター
センター長・教授・工博

Researcher, Disaster Mitigation Research Center, Nagoya University, M. Eng.
Graduate Student, Graduate School of Environmental Studies, Nagoya University
Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya University, Dr. Eng.

図1内の折れ線グラフに示す通り、年間400棟のほぼ一定のペースで建築しており、2011年3月末での累積建築棟数は約4000棟¹²⁾にのぼる。静岡県及び愛知県で全体の半数以上を占めており、次に神奈川県、東京都などが多い。東海地震や関東地震の再来が懸念される地域で普及率が高い傾向が見られる。

波)については、民間データという事情や原波が震動台で再現できない大きな地動変位であるという理由もあり、対象免震住宅も含めて、免震建物の応答検証や設計に用いられることは稀であった。

3.11以降、長周期地震動による共振問題に焦点が当てられる風潮があるが、断層近傍の指向性パルス波に対しては地動変位がそのまま免震層の最大変形となり、共振しなくても瞬間的に大きく変形する可能性がある²⁰⁾。このため、2004年中越地震におけるJMA川口波(以後、川口波)、2007年新潟県中越沖地震におけるK-NET柏崎波(以後、柏崎波)など、断層近傍の地震動でかつ免震周期周辺で告示の地震動強さを上回るものについても積極的に設計に考慮するべきと考える。筆者らは将来発生が懸念される巨大地震動による安全性検証を最終的な目標と考えているが、模擬地震動には様々なパラメータ、仮定、計算方法により大きな幅が付きまとう。そこで将来の巨大地震動に備えるための必要条件として、本研究では過去日本国内で実際に観測された最大級の地震動の中で免震住宅にとって厳しい応答となる地震動に対し、免震層変形を現実的な大きさに抑制する方策について検討することが先決であると考えた。

3. 実大震動台実験概要

免震住宅用の変形抑制装置の開発と性能検証のため、兵庫県三木市にある防災科学技術研究所Eディフェンスの大型震動台を利用し、2011年7月から2012年7月の1年間に合計4期に及ぶ実大震動台実験を実施した。本研究では表1に示す1期及び4期で実施した変形抑制装置の主要な加振結果について詳細に検討する。

3.1 実験対象住宅の構成

図4に実験対象住宅の構成を示す。上部構造は間口10.01m奥行き8.19m、延床面積148.1㎡の2階建て木造軸組構法で、1期と4期、共に同一間取りである。1期ではたすき掛けまたは片筋かいによる

表1 実大震動台実験の概要

期	実験期間	変形抑制装置の形式と名称
1	2011年7月 25日～28日(4日間)	◇変形抑制装置なし ◇免震層変形拘束タイプ ・高強度ステンレスリング・シアピン
4	2012年7月 5,6日、17～20日(6日間)	◇免震層応答速度感応タイプ ・特殊オイルダンパ

表2 上部構造の耐震性能

期	階	方向	存在壁量(m)	必要壁量(m)	壁量余裕度	偏心率
1	2	X	21.84	15.01	1.46	0.03
		Y	20.02	15.01	1.33	0.07
	1	X	41.86	25.27	1.66	0.07
		Y	43.68	25.27	1.73	0.21
4	2	X	39.13	15.01	2.61	0.04
		Y	36.86	15.01	2.46	0.07
	1	X	62.11	25.27	2.46	0.06
		Y	50.05	25.27	1.98	0.17

耐力壁とし、4期ではこれに加え厚さ9mmの構造用合板を釘留めしている。内壁は厚さ12.5mmの石膏ボード貼り、壁紙クロス仕上げである。外壁は厚さ12mmのセメント系サイディングで、一部タイル張りとしている。また、建物内部の生活環境の安全性を確認するため、室内に様々な家具や日用品、照明器具を設えている。

表2に建築基準法施行令第46条に基づいて算定した、実験対象住宅の存在壁量と地震力(重い屋根)に対する必要壁量を示す。対象免震住宅としては標準的な耐震性能で、壁量余裕度から1期では住宅品質確保促進法における耐震等級2、4期では耐震等級3に相当する。また、加振前に住宅全体を大型ロードセルに載せて計測し、免震層及び積載荷重を含めた総重量を1期と4期、共に490kNに調整した。

免震システムは、1期では低摩擦すべり支承($\mu=4.5/100$)17基と天然ゴム系積層ゴム($k_r=0.385\text{kN/cm}$)4基を基本構成とした。変形抑制装置がない状態での免震層の最大変形を検証するため、Y方向のみ、すべり支承の可動部を片振幅1mまで拡幅している。鉄骨土台梁

図4 実験対象住宅の構成

はH-250*125で、すべり支承からの外周部跳ね出し長さを455mmとした。一方、4期では摩擦係数を0.03程度に下げた低摩擦すべり支承14基と高減衰積層ゴム($k_r=0.245\text{kN/cm}$)4基を基本構成とした。鉄骨土台梁はH-300*150で、跳ね出し長さを910mmとした。

建物総重量と積層ゴム4基の k_r から決まる免震層の接線周期 T_l は1期約3.6秒、4期約4.5秒で、すべり支承の摩擦力を含めた免震層20cm変形時の復元力特性から算出した等価周期 T_e はそれぞれ2.7秒(0.37Hz)、3.2秒(0.31Hz)、等価減衰定数 h_{eq} は共に約25%である。

図5に各期加振初日の最初に実施したホワイトノイズ加振(50cm/s^2)による、1階床中央に対する軒中央の伝達関数を示す。伝達関数のピークから、上部構造の一次固有振動数は1期ではX方向5.2Hz、Y方向3.3Hz、4期では外壁の構造用合板により剛性が上がり、X方向5.6Hz、Y方向4.5Hzと推定される。

図5 伝達関数

Y方向は開口部が多く、特に1期では一次固有振動数が小さいが、免震層の振動数($1/T_e$)に対しては約10倍大きいことから、免震層に対する上部構造微小変形時の水平剛性は凡100倍と推測される。

変形抑制装置に関しては表1に示す通り、1期と4期とで異なる形式の方法を考えた。1期では免震層変形が凡30cmに達するまでは作動せず、これを超えると急激に剛性が上がる免震層変形拘束タイプで、減衰を殆ど伴わない。大規模免震建物における擁壁の役割を想定している。

4期では免震層の応答速度に応じて減衰力が変化する特殊オイルダンパを採用した。一般的なオイルダンパと比較して、応答速度と減衰力の関係に特徴がある。各装置の詳細については4章及び5章で説明する。また、1期では変形抑制装置の性能確認に先立ち、装置を設置しない状況下での免震層の最大変形及び応答速度の確認も行う。

3.2 入力波

1期では、足柄平野で共振が生じた免震住宅の近くに位置する東京大学地震研究所の強震観測網SK-netで観測された長周期地震動を3方向一律150%に拡幅したもの(以後、足柄波)と⁴⁾、断層近傍の巨大地震動である川口波及び柏崎波を主な入力波とする。

4期ではこれらに加え、鷹取波、葦合波、神戸波、3.11におけるK-NET古川波(以後、古川波)、模擬波として上町断層(A3ゾーン、レベル3Cパルス型、以後、上町断層波)と、告示2種地盤八戸位相波(以後、告示波)を選定し、多種多様な地震波に対する応答を検証する。

図6に入力波及び告示波2種地盤簡略法による疑似速度応答スペクトル ρS_v (減衰5%、水平2方向の相乗平均)を重ねて示す。

3.3 変形抑制装置を設置しない状態の振動特性

変形抑制装置を設置しない状況における免震層の最大変形及び応答速度を把握するため、実験対象住宅に足柄波、川口波、柏崎波を用いて3軸加振を行う。免震層の最大変形が生じる速度主軸成分を震動台のY方向に、その直交方向成分をX方向に入力するように加速度データを座標変換(以後、Y主軸加振)している²¹⁾。

図6 入力波の疑似速度応答スペクトル

事前の解析において免震層の最大変形が天然ゴム系積層ゴムの破断変形(50cm程度)を上回ると推測されたので、本実験では免震システムを高摩擦すべり支承と高減衰積層ゴムの組み合わせとした。尚、高減衰積層ゴムの破断変形は75cm程度である。

また、参考のために2006年に実施された「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」(以後、大大特)における木造免震住宅の想定外力実験²²⁾の一部で、変形抑制装置がされていない状況の神戸波及び鷹取波加振の実験結果を示す。この時の実験対象住宅の上部構造、免震システム(すべり支承及び積層ゴム)は本実験と同様である。

図7~10にY主軸加振した震動台Y方向における免震層復元力特性を示す。足柄波では30cm程度、川口波、柏崎波では70cmを超える極めて大きな免震層変形となっている。参考データの神戸波では15cm程度、鷹取波では60cmに達する。同じ兵庫県南部地震でも免震層変形に著しい差が生じることが分かる。

免震層変形が50cm付近から積層ゴムのハードニングが見られるが、最大変形時の免震層せん断力係数は0.3程度である。免震住宅のクリアランスが1m程度確保できれば免震性能として問題はないが、大きなクリアランスは敷地の有効利用を妨げ、現実的ではない。

図7 足柄波

図8 川口波

図9 柏崎波

図10 神戸波及び鷹取波(参考)

図11~14に免震層変形と応答速度の関係を示す。足柄波や神戸波では100cm/s以下の応答速度だが、川口波、柏崎波、鷹取波では最大応答速度が200cm/sに達している。免震システムが低摩擦すべり支承と天然ゴム系積層ゴムの組み合わせの場合には、免震層変形や応答速度は更に大きくなると推測できる。

図 11 足柄波

図 12 川口波

図 13 柏崎波

図 14 神戸波及び鷹取波(参考)

このような地震動に対しては適切に変形抑制しなければ、トップパーの破断、すべり支承設置架台からの脱落とそれに伴う上部構造への大きな衝撃、更には積層ゴムの破断による隣家への越境など、甚大な被害となることが容易に推測できる。

対象免震住宅や転がり系支承を有する免震住宅全般において、免震装置の可動範囲は 30cm 前後であることから、目安としてグラフ中に免震層変形が 30cm の地点を太点線で、また応答が最初に 30cm に到達する地点を丸印で示す。川口波では瞬間的に 70cm 変形し、その変形過程の 30cm 地点では応答速度が 200cm/s に達している。柏崎波では初回 30cm 変形時の応答速度は 70cm/s 程度であるが、その後繰り返し変形しながら速度を増して 200cm/s を超える応答となる。鷹取波についても同様の傾向が見られ、変形抑制時の速度変化に伴う大加速度の発生が懸念される。

4. 実大震動台実験第 1 期：免震層変形拘束タイプ

通常、免震住宅はピット型の免震層を有しておらず、擁壁に衝突させることはできない。そこで、擁壁に代わる高い剛性と強度で過大な変形を拘束する 2 種類の変形抑制装置を考える。本章では既存免震住宅の最大可動範囲 35cm～40cm 程度を念頭に置き、3 章で示す地震動に対して免震層の最大変形を抑制することを前提にする。尚、免震システムはシステム中で最も減衰が少ない低摩擦すべり支承と天然ゴム系積層ゴムの組み合わせとし、変形抑制装置の作動変形を 30cm 程度に設定する。

4.1 高強度ステンレスリング

免震システムに付随するリング状の風ストッパー装置を高強度化して、地震動に対する変形抑制装置とする。風ストッパー装置は大大特にて強度不足であったため、リングの断面積を約 2 倍に増し、固定ボルトを M16 高力ボルト (F10T) に変更して強度を高めている。

図 15 に作動模式図を示す。作動変形まではリングの緩みによって機能しないが、それを超えると引張力が生じる。作動時に若干の衝撃緩衝を期待して、震動台実験時には取り付け部に厚さ 10mm のステンレスタジエンゴム板 4 枚を挿入しているが、ステンレスリング自体にエネルギー吸収能力は無い²³⁾。

図 16 に上下固定金具を含めた(ゴム板は含まない)、静的せん断実験の結果を示す。固定金具は球状黒鉛鋳鉄 FCD450-10 を用い、上側

は鉄骨下フランジに M16 高力ボルト 2 本、下側は厚さ 16mm の鉄板に M16 高力ボルト 2 本で固定した後、鉄板を基礎スラブに見立てた RC 部材に M12mm、深さ 100mm の打ち込みアンカー 6 本で固定している。

免震層変形 30cm 付近からリングが潰れはじめ、急激に強い引張力が作用する。1 基あたりの破断荷重は 160kN、破断時の水平変形は 35cm である。破断直前まではほぼ弾性的な挙動を示し、実験結果から読み取った剛性は $K_s=39\text{kN/cm}$ である。実験対象住宅では本装置を鉄骨土台梁に 8 基設置する(図 17)。合計耐力は 1280kN で、鉄骨土台梁の回転変形の影響を除いた場合は、建物総重量 490kN に対してベースシア係数 2.6 相当の免震層せん断力に耐え得る。

図 15 作動模式図

図 16 静的せん断試験結果

図 17 高強度ステンレスリングの配置図

4.2 シアピン

図 18 に作動模式図を示す。免震層変形が 30cm を超えると、直径 55mm の鋼棒 (SS400) が可動部外周に設置した溝に落ち込むことでシアピンとなり免震層を物理的に拘束する。その後は地震が終わるまで免震層変形の拘束状態が保たれる。溝は円周状に掘られており、拘束時は溝に沿って多少変形できるが上部構造は非免震住宅に近い状態となる。鋼棒は図 19 に示すシアピン受け治具に装填され、シアピン受け治具は鉄骨土台梁下フランジに M16 高力ボルト 8 本で固定する。シアピン作動時の鉄骨土台梁の回転変形を抑えるために、取付けは梁の交差部に限定し、実験対象住宅では 4 配置する(図 20)。

図 18 作動模式図

図 19 シアピン受け治具詳細図

鋼棒 1 本あたりの降伏せん断強度は、鋼棒の降伏せん断応力度 $\sigma_f=259\text{N/mm}^2$ に鋼棒の断面積を乗じ 600kN となる。合計耐力は 2400kN で、シアピン受け冶具を剛と考え、鉄骨土台梁の回転変形の影響を除いた場合、ベースシア係数 4.9 相当の免震層せん断力に耐え得る。

図 20 シアピン配置図

4.3 実験結果

図 21, 22 に足柄波 Y 主軸加振時の震動台 Y 方向における免震層変形と免震層せん断力係数の関係を示す。免震層変形は図 4 に示した免震層装置配置図(1 期)の変位計 Y1 と Y2 の平均値である。

高強度ステンレスリングでは緩やかに 3 回作動して、免震層の最大変形を 32cm 程度に抑制した。2 回目の衝突で免震層の最大せん断力係数は 0.5 を超え、1 階床で瞬間的に最大 1000cm/s^2 程度の応答加速度が生じたが、家具類の転倒は見られなかった。変形抑制後は通常の免震性能に戻った。

シアピンでは軽い衝撃音と共に 4 基が同時に作動した。免震層変形が拘束された時の免震層の最大せん断力係数は 0.4 程度で、高強度ステンレスリングと同様、1 階床で瞬間的に最大 1000cm/s^2 程度の

応答加速度が生じた。変形拘束後は非免震に近い状態となったが後続波の加速度が小さく、加振中に家具類の転倒は見られなかった。

図 23, 24 に川口波 Y 主軸加振時の震動台 Y 方向における免震層変形と免震層せん断力係数の関係を、図 25, 26 に上部構造 Y 方向(中通りの)層間変形角と層せん断力係数の関係を示す。

高強度ステンレスリングでは 1 回目の作動に対しては免震層変形を 35cm 内に抑制した。しかし、強い反動によって 2 回目の衝突が生じ、8 基全てが破断した後に積層ゴム 4 基全てが破断し、最大変形は 90cm を超えて免震層変形を抑制することができなかった(図 27 写真 A, B, C, D)。1 階床で最大約 3700cm/s^2 の応答加速度が生じ、建物内部のほぼ全ての家具類が転倒飛散した(図 27 写真 E, F)。

シアピンでは大きな衝撃音と共に免震層変形が一度拘束されたが、反動と強い上下動によって 2 基のピンが溝から飛び出し、180 度反対方向へ変形して再度拘束された(図 27 写真 G, H)。免震層の最大せん断力係数は瞬間的に 2.0 に達し、衝撃によってシアピン及び鉄骨固定部が大きく塑性変形した。また、免震層が捻じれるような挙動が見られ、最大変形は 40cm を超えた。1 階床では最大約 4700cm/s^2 の非常に大きな応答加速度が生じてほぼ全ての大型家具類が転倒飛散し、大型冷蔵庫が踊るように前方に大きく移動するなど、建物内部は危険な状態になることが明らかになった(図 27 写真 I, J, K, L)。

上部構造に関して、高強度ステンレスリング及びシアピン共に、川口波加振では最大層せん断力係数は 1.0 を上回る結果となった。倒壊には至らなかったが、1 階の最大層間変形角は大凡 1/50 に達し、内壁の壁紙クロスや石膏ボードに多くの亀裂や損傷が生じた。

家具類の転倒防止には壁面固定などの対策が非常に有効であるが、住宅内の実生活において転倒防止器具類の徹底は容易でなく、十分な対策は進んでいないのが現状である²⁴⁾。免震住宅においても可能な限り家具類の固定を促すことが必要と思われるが、衝撃力をより低減する変形抑制装置の開発が何よりも重要であると考えらる。

図 21 高強度ステンレスリング

図 22 シアピン

図 23 高強度ステンレスリング

図 24 シアピン

図 25 高強度ステンレスリング

図 26 シアピン

図 27 川口波加振後の記録写真

高強度ステンレスリングが2回目の抑制において、免震層せん断力係数1.0程度で全基が破断した現象について考察する。図28は、4基の変位計記録を基にY1変位計が-300mm変形した時刻における免震層フレームとリングの変形状態を模式的に示している。1回目の抑制後、免震層フレームは右下角部を中心

図28 免震層フレームとリング変形の模式図 (単位 mm)

に回転変形しながら水平変形しており、リング8基が等しく変形していない。変形が最も大きい①番リングが最初に作動し、続いて②⑤③④番の一群が連続的に作動し、各々が耐力を上回るせん断力を負担して順次破断したと推察できる。その後少し時間をおいて⑥⑦⑧番の一群が作動、破断した様子が、図29に示すビデオ画像や図23のグラフ形状から確認できる。高強度ステンレスリングによる免震層変形抑制を実現するためには、回転変形を考慮した各リングでの負担せん断力の検討及び設置精度の向上が必須である。

図29 同時刻(タイムスタンプ12時8分23秒14)における高強度ステンレスリングの作動状況(左①番、右⑧番)

5. 実大震動台実験第4期：免震層応答速度感応タイプ

5章では免震層応答速度に応じて免震層変形を連続的かつ継続的に抑制する特殊オイルダンパ(以後、ダンパ)について検討する。

図30に全体形状と寸法を示す。有効ストロークは±55cmである。

図30 本ダンパの全体形状及び寸法

5.1 ダンパの特徴及び減衰力発生機構

通常の設計レベルの地震動に対しては現行の免震システムで減衰性能は満足できるので、変形抑制装置の減衰力は極力小さくしたい。一方、通常の設計レベルを超える地震動に対しては大きな減衰力を得られるようにしたい。筆者らはこの棲み分けを実現させるために、2期に免震層応答速度に応じて減衰力を機械的に2段階に切り替える機構を有するオイルダンパの検討を行った。1期の免震層変形拘束タイプと比較すると応答加速度は低減できたが、依然として衝撃は大きく、建物内部の安全性を確保するには至らなかった²⁵⁾。これは減衰力の切り替えを急激に行うことで、応答速度と減衰力の関係に不連続が生じることが主な原因であった。このため、4期では減

衰力が応答速度に応じて連続的に変化するように工夫した。

従来型のオイルダンパの減衰力はピストン速度に応じて連続的に変化する特徴を持つが、免震建物に用いる一般的なオイルダンパは図31に示すように減衰力がピストン速度に比例するように設計され、リニア型、バイリニア型と呼ばれている²⁶⁾。

図31 リニア型とべき乗型

小さな揺れの低速度領域では減衰力をなるべく小さくし、極めて強い揺れとなる高速度領域で大きな減衰力を得るようするには、ピストン速度と減衰力の関係はリニア型ではなく、べき乗型($\alpha > 1$)であることが望ましい。そこで、ダンパヘッド部にオリフィス(絞り孔)を設けることで減衰力がピストン速度の二乗に比例するようにする。減衰力は作動油がオリフィスを通過する前後で生じる圧力差による動圧抵抗によって発生する。この時作動油は高圧力となり、オリフィスを通過して噴出される過程で熱エネルギーに変換される。

オリフィス内を通過する作動油の減衰力は次式で表わされる²⁷⁾。

$$F(v) = 8\pi\mu LA^2 \cdot \frac{v}{a^2} + \frac{\gamma}{2g} \cdot \frac{A^3}{c_d^2 a^2} \cdot v^2$$

ここに、 $F(v)$:減衰力、 μ :作動油の粘性係数、 L :オリフィス長
 A :ピストン面積、 a :オリフィス面積、 γ :作動油の比重
 g :重力加速度、 c_d :流量係数、 v :ピストン速度

上式第1項はオリフィス内部の層流の粘性抵抗から生じる減衰力、第2項はオリフィス前後で起こる乱流による減衰力である。本ダンパにおいて層流区間は極く短く、第1項は事実上無視して問題ない。減衰力は全てオリフィス前後での減衰力で決まると考えると、

$$F(v) = C_1 v^\alpha \quad (C_1: \text{減衰係数})$$

のように、べき乗型($\alpha=2$)となる。

一方で、減衰力がピストン速度(以後、速度)の二乗に比例して増加すると、高速度領域で減衰力が著しく大きくなる。その対応としてリリーフ弁によるバイパス通路を作り、高速度領域ではリリーフ弁が開いて減衰力の急激な上昇を抑える(図32)。この時の減衰力をリリーフ荷重 F_1 、速度をリリーフ速度 v_1 と呼ぶ。

v_1 より高速度領域における速度と減衰力の関係は、

$$F(v) = F_1 + C_2(v - v_1) \quad (C_2: \text{減衰係数})$$

となり、速度と F_1 からの増分減衰力の関係は線形($\alpha=1$)となる。

v_1 はオリフィス弁、 F_1 はリリーフ弁で各々設定可能である。

C_2 はリリーフ弁の

形状で決まり、制作後は固定される。本ダンパでは v_1 及び F_1 は本体外部から連続的に調整できるように設計している。

図32 対象ダンパの回路図

5.2 減衰力特性

対象ダンパはユニフロー型で、図32に示す逆止弁1及び2が交互に開閉することで、ピストンの伸長時も圧縮時も作動油が常にB室からオリフィス又はリリーフ弁を通過してC室に流れる特徴を持つ。

ダンパの全長を短く設計でき、狭小な住宅の免震層設置に有効である。実大震動台実験に先立ち、専用のダンパ試験機による予備試験を行った。加振波は周期 1.26 秒(一定)の sin 波で、1 サイクル毎に変位振幅が 5cm ずつ増大する試験波(以後、漸増 sin 波)とした。6 サイクル加振で変位振幅は 5cm から 30cm まで、速度振幅は 25cm/s から 150cm/s まで増大する(図 33、図 34)。

図 35 及び図 36 に漸増 sin 波加振時の減衰力と変形及び速度の関係を示す。伸長時の減衰力を正、圧縮時を負とする。本研究では、図 36 における速度振幅 150cm/s ループにおけるリリース速度を V_1 、リリース荷重を F_1 と定義した。そして、予備試験の結果からダンパの力学的特性を単純化し、パラメトリックスタディに基づいて、最大応答加速度が最適となる V_1 、 F_1 、 C_2 及び摩擦係数 μ の組み合わせを探った。その際に、選定した入力波に対して免震層の最大変形を、4 章で目標とした 35cm から 40cm に抑制することを目安とした。その結果、 $V_1=100\text{cm/s}$ 、 $F_1=65\text{kN}$ 、 $C_2=0.2\text{kN/cm/s}$ 、 $\mu=0.03$ が得られ、これらを震動台実験における標準設定値とした。

5.3 実験概要

図 37 に示すように、本ダンパを免震層 X 方向と Y 方向に 2 基ずつ、伸長時と圧縮時の速度と減衰力特性を補完し合うよう、逆向きに配置する。表 3 に加振日毎のダンパ 1 基あたりの F_1 を示す。標準設定である $F_1=65\text{kN}$ から開始し、加振毎に免震層の最大変形と応答加速

度及び家具類の転倒状況などを確認しながら、 V_1 は固定として F_1 のみを段階的に低減し、最終日は初日の 1/2 以下の F_1 とした。

また $F_1=30\text{kN}$ 設定では、図中 Y2 ダンパのみを免震層中央部に移動し、極端な偏心配置による免震層変形抑制の影響を確認した。最後に比較のため免震層を固定した非免震状態による加振も実施した。

5.4 ダンパ比率と最大応答加速度

実験対象住宅の総重量 W に対する本ダンパ 1 方向 2 基の F_1 の比 ($2F_1/W$) をダンパ比率 β とする。図 38、図 39 に β と 1 階床及び 2 階床の最大応答加速度の関係を入力波毎に示す。全ての入力波は震動台 XY45 度方向を主軸として加振(以後、XY 主軸加振)している。

$\beta=26.5\%$ (標準設定)において全ての入力波に対して免震層の最大変形が 35cm 程度に抑制され、最大応答加速度は鷹取波で 550cm/s^2 、川口波や葦合波、柏崎波で 450cm/s^2 以下となった。これらは全て最大入力加速度を下回っている。しかし、建物内部では什器類の飛散が見られた。 β の低減と対応するように、建物内部の揺れは徐々に穏やかになり、 $\beta=16.3\%$ 以下の加振では全ての入力波に対して家具類、什器類の転倒飛散が皆無となった。足柄波では終始穏やかであった。

$\beta=12.2\%$ の加振では 1 階床での最大応答加速度は鷹取波、川口波、柏崎波、葦合波、上町断層波で $300\sim 400\text{cm/s}^2$ 、神戸波で 250cm/s^2 、足柄波、古川波、告示波で 200cm/s^2 前後に抑制され、免震住宅として建物内部の安全性を確保することができた(図 40)。また、Y2 ダンパの偏心配置による最大応答加速度への影響は見られなかった。

表 3 加振日及び F_1

加振日	F_1	加振日	F_1
7 月 5 日	65kN	7 月 18 日	50kN, 45kN
7 月 6 日	60kN	7 月 19 日	40kN, 30kN(偏心配置)
7 月 17 日	60kN, 55kN	7 月 20 日	30kN(偏心配置), 非免震

図 33 変位振幅

図 35 変形と減衰力

図 34 速度振幅

図 36 速度と減衰力

図 37 オイルダンパ配置図

図 38 1 階床最大応答加速度 図 39 2 階床最大応答加速度

図 40 鷹取波加振後の建物内部の様子 ($\beta=12.2\%$)

5.5 免震層変形軌跡

4 期では図 41 に示すリアルタイム画像処理によるカメラ変位計 2 基を、図 4 の免震層装置配置図(4 期)に示す位置に導入し、水平 2 方向の高速変形に対する計測精度の向上を試みた²⁸⁾。

図 41 カメラ変位計

図 42 から図 50 に全ての入力波で XY 主軸加振した時の免震層変形軌跡を示す。免震層変形は変位計 2 基の平均値とし、各入力波の代表的な β による免震層変形軌跡を重ね描いている。図中の点線四角は現行のすべり支承サイズ(80 度角)を示し、実線四角は 1m 角の滑り支承に相当する。 β の低減と共に免震層変形が増大する傾向が見られる。XY 主軸加振では全ての地震動(告示波は一方加振)で現行の可動範囲内に納まる免震層変形に抑制することが可能となった。

図 51 及び図 52 に入力主軸方向の違いによる免震層変形軌跡比較の一例として柏崎波、鷹取波の実験結果を示す。XY 主軸加振に対し Y 主軸加振では大変形時における軌跡の膨らみが減少し、免震層の最大変形は柏崎波で 1 割、鷹取波で約 2 割増大する傾向が見られた。このように、入力主軸方向や実際の摺動子面の大きさを考慮した変形に対して余裕度を確保するためには、1m 角のすべり支承サイズが理想的である。住宅地において、10cm のクリアランス拡張は決して簡単ではないが、現実的には対応可能な大きさであると考えている。

※下図縦軸横軸は変形(cm)で 1 目盛は 10cm。%は β の値とする。

図 42 足柄波

図 43 川口波

図 44 柏崎波

図 45 神戸波

図 46 鷹取波

図 47 葦合波

図 48 上町断層波

図 49 古川波

図 50 告示波

図 51 柏崎波

図 52 鷹取波

5.6 川口波加振：変形抑制装置の性能比較

3 章及び 4 章と本章の結果を比較するために、 $\beta=12.2\%$ とした川口波 Y 主軸加振について検討する。

図 53 に免震層変形とせん断力係数を示す。免震層の最大せん断力

係数は 0.3 程度となり、変形抑制装置を設置しない加振結果と同程度の応答に保ちながら、免震層の最大変形を約 60%に抑制している。この時、Y 方向に設置した 2 基のダンパは、図 54 に示す速度と減衰力の関係において 2 基とも概ね目標通りの F_1 、 V_1 、 C_2 を再現しており、実地震動に対しても減衰力は正しく発揮されている。

図 53 免震層変形とせん断力係数

図 54 速度と減衰力

図 55 に川口波 Y 主軸加振時の各階最大応答加速度分布を示す。

居住空間である 1 階及び 2 階において、高強度ステンレスリング及びシアピンの免震層変形拘束タイプでは非免震の 2 倍から 4 倍の大きな応答加速度が生じている。一方、免震層応答速度感応タイプのダンパでは、非免震の 1/3 から 1/4 に低減しており、変形抑制装置を設置しない状態に近い最大応答加速度分布となっている。

図 56 に 1 階床中央の時刻歴加速度記録から算出した加速度応答スペクトル ($h=0.05$)を示す。全ての加振で 1.3 秒付近に明瞭なピーク見られる。非免震とシアピンで大きく、川口波の強烈なパルス周期の影響と推察される。周期 0.1 秒から 1.0 秒において、免震層変形拘束タイプの応答加速度は非免震を上回るがダンパでは下回り、周期 0.1 秒から 0.5 秒付近までは変形抑制装置なしの応答スペクトルに近接している。0.1 秒から 1.0 秒の振動周期帯は人体感覚と対応すると言われるが²⁹⁾、ダンパは当該周期帯の応答加速度を免震層変形拘束タイプの 2/3 から 1/10 に低減しており、変形抑制時の衝撃的な揺れに対する居住者の恐怖感軽減に寄与するものと考えられる。

図 55 最大応答加速度分布

図 56 加速度応答スペクトル

6. まとめ

実地震動台実験に基づく実証的な見地から以下の結論を得た。

免震層変形拘束タイプの変形抑制装置は、免震層の応答速度が比較的小さい長周期地震動に対して有効であるが、応答速度が極めて大きくなる断層近傍の巨大地震動に対する衝撃力は甚大で、建物内部は非常に危険な状態となった。一方、免震層応答速度に応じて減衰力がべき乗で変化する特殊オイルダンパでは、適切なダンパ比率

β を採用することで、本研究で対象とした全ての地震動に対して、免震層変形を現実的な大きさに抑制し、同時に建物内部の安全性を確保することが可能となった。

既往の研究結果として、大大特²²⁾では、対象免震住宅に減衰こまRDT (Rotary Damping Tube)を採用して変形抑制を試みているが、川口波 95%入力に対して免震層変形は 50cm を超え、十分な効果は得られなかったと結論している。また、すべり支承を有する 2 階建て木造免震住宅に対する連結機構摩擦ダンパ FDC (Friction Damper with Coupling mechanism) の適用性を検討した文献¹⁰⁾では、最適化設計手法による鷹取波の解析において、免震層最大変形を 30cm 以内に抑制する場合、上部構造の最大応答加速度は 1000cm/s^2 を超える結果となっている。更に、戸建免震住宅に速度比例(リニア)型のオイルダンパを用いた実大震動台実験の報告^{30,31)}では、本研究で対象とした大規模な地震動に対する応答までは検証されていない。

以上のような状況からも本研究成果の優位性が示される。しかし、完全に同じ条件での比較は実証的な見地からは難しく、数値解析に頼らざるを得ないため、論を改めて検討したい。また、本研究における実験条件は限られており、建物内部の家具類についても実生活においては様々である。このことを銘記し、今後はダンパ力学的特性の高度なモデル化と、将来発生が懸念される巨大地震動を含め、多種多様な地震動に対する応答シミュレーションを課題とし、免震層変形抑制に対する免震住宅の更なるロバスト性向上に繋げたい。

謝辞

本研究では神戸海洋気象台、JR 鷹取駅、大阪ガス葺合供給所、SK-net、K-NET における貴重な地震観測記録と、JSCA 関西による模擬地震動を使用させて頂きました。

(有)シズメテックの鎮目武治氏には、本ダンパの共同開発と供試体の制作において多大なるお力を頂きました。

信州大学工学部建築学科の田守伸一郎准教授、(株)日本システム設計の三宅辰哉氏、松本和行氏には実大震動台実験において終始懇篤なご指導を賜りました。また、カメラ変位計測には東京電機大学情報環境学部の新津靖教授、東京都市大学工学部の古屋治准教授にご協力を頂きました。心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 一般社団法人日本建築学会：長周期地震動と超高層建物の対応策，一専門家として知っておきたいこと，2013.10
- 2) 一般社団法人日本免震構造協会，応答制御建築物調査委員会：東北地方太平洋沖地震に対する応答制御建築物調査報告会，2012.1
- 3) 古澤健，酒井和成，清水輝文，諸藤弘之：東北地方太平洋沖地震における免震構造の観測記録と居住者へのアンケート調査及び応急点検，一般社団法人日本免震構造協会 MENSIN 第 73 号 pp.23-28，2011.8
- 4) 高橋武宏，福和伸夫：2011 年東北地方太平洋沖地震における戸建免震住宅の免震層変形と足柄平野の地盤震動特性との関係，日本建築学会構造系論文集第 694 号，pp.2123-2132，2013.12
- 5) 島村淳，松本優資，奥中良佑，柏尚稔，宮本裕司：複合改良地盤を用いた擁壁と免震建物の衝突応答低減に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集第 684 号，pp.309-316，2013.2
- 6) 南海トラフの巨大地震モデル検討会：第二次報告 強震断層モデル編-強震断層モデルと震度分布について-，2012.8
- 7) 古村孝志，前田拓人：東北地方太平洋沖地震を踏まえた、南海トラフ地震の時間差連動による長周期地震動の再評価，日本地球惑星科学連合 2012.5.21
- 8) 三輪田吾郎，小巻潤平，佐藤浩太郎，佐野剛志，勝俣英雄，多幾山法子，林康裕：実大免震建物の擁壁衝突実験とそのシミュレーション解析，日本建築学会構造系論文集第 663 号，pp.899-908，2011.5

- 9) 独立行政法人 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター：実大免震建物の衝突による被害低減対策開発のための加振実験(公開実験)，2013.8
- 10) 池永昌容，福見祐司，五十子幸樹，井上範夫：地震入力レベルを考慮した連結機構摩擦ダンパーの免震戸建住宅への適用性，日本建築学会構造系論文集第 690 号，pp.1413-1422，2013.8
- 11) 安田拓矢，森高英夫，築谷朋也，福和伸夫：免震ダンパー接続型付加減衰機構の開発，その 1 開発意図とモデルスケールスタディー，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.275-276，2012.9
- 12) 株式会社一条工務店ホームページ，<http://www.ichijo.co.jp/technology/menshin/>，2013.12.12 参照
- 13) 平野茂，飯場正紀，高橋武宏，松本和行，三宅辰哉，坂本功：2011 年東北地方太平洋沖地震における戸建免震住宅の地震時挙動，その 1 東日本地域における免震住宅の地震時挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.511-512，2012.9
- 14) 飯場正紀，小豆畑達哉，井上波彦，平野茂：2011 年東北地方太平洋沖地震における戸建免震住宅の地震時挙動，その 2 宮城県内の戸建免震住宅の調査および変位応答と近傍地震動の関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.513-514，2012.9
- 15) 総務省統計局ホームページ，<http://www.stat.go.jp/data/>，2013.9.4 参照
- 16) 国土交通省北陸地方整備局ホームページ，新潟県中越地震，<http://www.hrr.mlit.go.jp/saigai/H161023/chuetsu-jishin/>，2013.9.4 参照
- 17) 一般社団法人日本免震構造協会ホームページ，<http://www.jssi.or.jp/>，2013.12.12 参照
- 18) 源栄正人，永野正行：深部不整形地下構造を考慮した神戸市の地震動の増幅特性解析，一兵庫県南部地震における「震災の帯」の解釈，日本建築学会構造系論文集第 488 号，pp.39-48，1996.10
- 19) 坂本功：兵庫県南部地震以後の振動台実験概観，JAE 日本地震工学会誌 No.2，2005.8
- 20) 林康裕：パルス性地震動の特徴と耐震設計の方向性，活断層を考慮した設計用地震荷重，日本建築学会大会構造部門(振動)パネルディスカッション資料，日本建築学会 構造委員会 振動運営委員会，2011.8
- 21) 平野茂，三宅辰哉，深堀美英，花井勉，坂本功：実大震動実験に基づく木造免震住宅の地震応答評価手法に関する研究，その 1 実験結果ならびに 1 質点振動モデルを用いた解析的考察，日本建築学会構造系論文集第 529 号，pp.65-72，2000.3
- 22) 平野茂，三宅辰哉，花井勉，五十田博，箕輪親宏，藤田聡：震動台による既存木造住宅の耐震性能検証実験，その 7 木造免震住宅の想定外入力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊，pp.659-660，2006.9
- 23) 高橋武宏，穴原一範，深堀美英：水平変位制御によって免震建物に発生する衝撃力に関する実大実験と応答解析，日本建築学会構造系論文集第 573 号，pp.223-230，2003.11
- 24) 伊村則子，石川重：地震時の家具類転倒・落下防止対策の現状と効果の検証，日本建築学会住宅系研究論文報告会論文集 1，pp.47-53，2006.12
- 25) 河尻出，松本和行，三宅辰哉，平野茂，高橋武宏，福和伸夫：振動台実験に基づく速度感応型性能可変ダンパを用いた小規模免震住宅の変位制御に関する研究，その 4 実大振動台実験[Phase2]における応答性状及び家具等の転倒状況，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.483-484，2013.8
- 26) 露木保男，小倉雅則，河相崇，中野智和，高橋治，岡部富雄，曾田五月也，中込忠実：住宅用高減衰免震システムの開発，その 3 オイルダンパーの設計と要素実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊，pp.531-532，2003.9
- 27) 砂子田勝昭，袖山博：オイルダンパの設計手法に関する研究，減衰力発生の基礎的検討，日本機械学会機械力学・計測制御講演論文集 No.98-8，pp.84-87，1998.8
- 28) 新津靖，飯塚崇明，安岡賢太，古谷治：リアルタイム画像処理による格子ラインの二次元変位計測，日本実験力学学会 2012 年度年次講演会，No.12-123，pp.1-4，2012.7
- 29) 境有紀，神野達夫，額額一起：建物被害と人体感覚を考慮した震度算定方法の提案，第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集，2002.11
- 30) 横林優，横山重和，紀本亨，東田豊彦，箭野憲一，片村立太：戸建て免震住宅の実大振動実験，その 1 実験概要と建物の振動特性，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊，pp.417-418，2004.8
- 31) 横山重和，横林優，東田豊彦，西崎誠，箭野憲一，片村立太：戸建て免震住宅の実大振動実験，その 2 実験結果および考察，日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2 分冊，pp.419-420，2004.8

(2013年10月10日原稿受理，2014年2月3日採用決定)