

学位論文

大振幅の長周期地震動に対する
高性能免震建物の地震応答に関する研究

Study on Earthquake Responses of High-Performance Seismically Isolated Buildings for
Large-Amplitude and Long-Period Ground Motions

2022 年 3 月

杉本 浩一

論文要旨

免震構造は、建物の重量を支持しつつ、水平方向には柔らかく変形する構造要素を建物基礎部に設置することで建物を地震動から絶縁する構造形式である。1995年兵庫県南部地震(M_J7.3)時には、震央から約35km離れた神戸市北区に建つ免震構造であるWESTビルにおいて上部構造内に生じる水平加速度が地表面加速度の3分の1以下になるという観測記録が得られ、日本において免震構造の効果が実証される結果となった。これ以降、免震構造はその有効性が認知され、広く普及することとなる。免震構造は、構造材料と建物高さによってある程度決まってしまう建物の振動特性を免震装置によって比較的自由に制御することを可能としている。建物の1次固有周期を3秒以上と長周期化させることで、一般的な地震動において卓越する1秒以下の短周期成分による影響を避け、上部構造の応答を低減させるのが免震構造の大きな特徴である。この免震構造の特徴から、比較的中低層建物である市庁舎や病院などの重要建築物から、集合住宅やオフィス、商業施設を含む複合施設などの超高層建物にまで幅広く活用されている。

一方で、周期数秒以上の長周期成分を有する地震波が大規模平野などの堆積層が厚く発達した場所に達すると、長周期成分の揺れの増大と数分間にも及ぶ継続時間の伸長を伴う、いわゆる長周期長時間地震動が生じる。2003年十勝沖地震(M_J8.0)の際に、苫小牧市を中心に数多くの石油タンクにスロッシングが発生し、大規模な火災被害が生じた。この地震以来、超高層建築物や免震建物など長周期構造物の設計用入力地震動として長周期地震動を検討することの必要性が広く認識されるようになった。また、2011年東北地方太平洋沖地震(M_w9.0)では、震源から遠く離れた首都圏の超高層建物が10分以上も大きく揺れ続けるという事態が起こった。近い将来にその発生が懸念されている南海トラフ沿いの地震や相模トラフ沿いの地震においても、長周期かつ大振幅である巨大地震の発生により、免震建物や超高層建築物などの長周期構造物が共振し大きく揺れるとともに、長時間にわたる繰り返しの揺れにより建物の損傷が進行することが懸念される。さらには2016年に発生した熊本地震の本震(M_J7.3)では、震源のごく近傍で周期3秒~4秒の長周期パルス波が観測された。特に益城町や西原村にて観測された地震動を免震建物に入力する場合、その免震層変形は1mを大きく超える場合も想定され、免震建物の擁壁への衝突の危険性が示唆された。十分な免震クリアランスが確保でき、かつ1mを超える変形に対応可能な支承やダンパーを揃えることが可能であれば、大振幅かつ長周期地震による免震層の大変形にも対応可能である。しかしながら、既存の一般的な免震建物の免震クリアランスは50cm~60cmであり、擁壁への衝突による上部構造の被害も考えられる。これらの背景を考慮して事業継続計画(BCP)の観点から、安全性や耐震余裕度を高めた免震建物が求められている。

現在の免震建物の性能としては、日本建築構造技術者協会(JSCA)が規定する最高ランクの免震特級であってもレベル2相当の地震に対しては軽微な被害を認めており、上部構

造の層間変形角の目安は 1/200 程度、応答加速度の目安は 200cm/s² 程度である。また、既存の免震建物の免震層クリアランスは 50cm～60cm の建物が大半を占めることから、大振幅の長周期地震動が発生した際には擁壁との衝突への対策も考える必要がある。変位と加速度はトレードオフ関係であることから、単純な免震層変形の抑制は、上部構造の応答加速度や層間変形角の増大を招くことになる。上部構造の応答加速度増大は構造的な被害だけではなく、室内の家具転倒の危険も考えられる。中低層建物の場合、建物上部への応答の増幅が比較的少ないことから、免震層の応答加速度の増加を抑えながら免震層変形を低減することが求められる。一方で超高層建物の場合は、2次や3次の高次モードが卓越する可能性もあることから、高次の振動を抑えつつ建物全体の応答加速度の増加を抑え、免震層の変形を低減することが求められる。すなわち、中低層免震建物に対しては、免震層の加速度増加抑制と変形の低減が求められ、超高層免震建物に対しては、免震層の応答だけでなく、上部構造物の高次振動モードを抑えることによる、応答加速度と層間変形角を低減させ、室内や非構造部材にも被害が及ばない高性能免震建物の構築を目指すことが課題となっている。

既往の研究では、中低層免震建物に対しては上部構造の応答値を大きく増加させずに免震層変形を低減できる装置開発は様々な形で行われているが、実建物への適用は多くなく、汎用化までは至っていない。また超高層建物に対して、上部構造物の高次モードを抑制し、その応答を従来免震構造の半分程度に低減する免震架構の実現には至っていない。

以上のような現状を踏まえ、本研究では中低層免震建物に対して、免震層変形を低減させるために慣性質量ダンパーを用いた免震構造について提案する。また、超高層免震建物に対しては、JSCA が規定する免震特級よりワンランク上の性能を持つ高性能な免震架構を提案する。免震特級はレベル 2 相当の地震に対して軽微な被害を認めているが、本論文で目指す超高層高性能免震は、レベル 2 でも被害のない性能であり、レベル 2 を超える地震動に対しても従来の免震よりも応答低減が確認でき、安全に設計できるレベルを目指す。

本論文によって、大振幅の長周期地震動に対して、中低層～超高層の免震建物の応答を低減可能な高性能免震構造を提案する。

第 1 章では、まず本研究の背景を述べ、続いて免震構造に関する既往の研究について整理する。本研究は、大振幅な長周期地震動に対する高性能免震構造に関する研究であるため、免震層変形を抑制する技術や、大振幅を許容する技術、高性能な免震架構に焦点を当てて整理を行う。

第 2 章では、中低層免震建物には慣性質量ダンパーを用いた免震構造を提案し、超高層免震建物には、新たに筆者が考案したコア貫通型複層免震（以下、提案架構）の適用を提案する。提案架構は、1つの架構内に複数の免震層を有し、建物全層を貫通するコア部の直下にも免震層を有する免震架構である。まずは慣性質量ダンパーを概説し、免震建物に使用する効果について示す。既往の研究より、慣性質量ダンパーによる入力低減効果や周期伸長効果からオイルダンパーのみ使用する場合よりも変位を抑制することが可能となる周

期帯があることが知られているが、地震動の卓越周期と建物周期の関係によっては、慣性質量ダンパーの特性上加速度応答が増大する。そこで慣性質量ダンパーに直列ばねを接続することで、高振動数側の加速度上昇の増加を抑制できることを伝達関数から示す。また、慣性質量ダンパーにリリース機構を付加することにより、巨大地震にも効果があることを、1 質点系モデルを用いた時刻歴応答解析から示す。

次に提案架構を 2 質点系モデルに置換し、その共振曲線や複素固有値解析を用いて、その振動特性を示す。また提案架構の効果的な免震諸元の範囲について提案する。一方で、提案架構はコア下免震層の変形が通常の免震層の約 2 倍となる特徴を持つため、提案架構の実現には、大振幅に対応可能なオイルダンパーの開発が不可欠である事にも言及する。

第 3 章では、第 2 章で提案した慣性質量ダンパー+直列ばねの効果を検証するために、小型の慣性質量ダンパーを製作し、直列ばねと接続した振動台実験について示す。また実験結果を模擬する解析モデルを構築する。次にリリース機構付き実大慣性質量ダンパーを製作して単体加振試験を行い、その振動特性を把握した。振動特性とは、慣性質量や減衰性能、作動摩擦力であり、それぞれの振動数依存性や温度依存性について定式化して示す。この実大慣性質量ダンパーにはリリース機構が備わっているため、リリース後の振動特性まで把握し、力学モデルを構築する。構築した力学モデルを用いて、中低層免震建物を対象とした多質点系の時刻歴応答解析により免震建物への応答低減効果を示す。

第 4 章では、第 2 章で示した提案架構を実現可能とするために必要な、大振幅オイルダンパーシステムの開発について示すとともに、提案架構へ設置した場合の効果について示す。本ダンパーシステムは既製品の免震用オイルダンパーを用いて直列に接続し、各オイルダンパーの変形を揃える「変位調整機構」を並列に接続することにより、振幅と速度を従来オイルダンパーの 2 倍にできるものである。実大試験体を製作し、水平 2 方向の加力実験を行った結果、想定通り既製品ダンパーの変位と速度を 2 倍にでき、かつ変位調整機構により各オイルダンパーの変位が揃うことを確認した。また、2 方向に対応可能であり、単体のオイルダンパー性能に変化がないことを確認した。本オイルダンパーを用い、第 2 章で示した提案架構の効果がある免震諸元の範囲内にて設計した超高層建物を対象に、時刻歴応答解析を行い、レベル 2 に基準化した地震動に対して目標性能を達成することを確認した。また、レベル 2 を超える地震動に対しても従来の 2 層免震架構より大幅な応答低減を確認できることを示した。大振幅オイルダンパーシステムと提案架構により、超高層免震建物は、従来の免震構造と比較して応答値を半分以下とする高性能な免震架構の実現が可能となった。

第 5 章では、本論文の結論として、大振幅の長周期地震動に対して免震建物の応答を低減させる対策と効果について総括するとともに、今後の課題と展望について述べた。

本論文では、中低層免震建物から超高層免震建物までのあらゆる免震建物に適用可能な高性能免震構造を提案し、想定を超える大振幅の長周期地震動に対する応答低減効果を含む振動特性を把握した。提案架構の振動特性と応答低減効果だけではなく、実現化させる

ために必要な装置開発まで示しており、大振幅の長周期地震動に対する免震建物等の設計にとって有益な知見となる。

『大振幅の長周期地震動に対する高性能免震建物の地震応答に関する研究』

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的	2
1.2 既往研究	4
1.3 本論文の構成	15
1章の参考文献	17

第2章 高性能免震構造の基本的な振動性状

2.1 概要	21
2.1.1 中低層免震建物に対する慣性質量ダンパーの提案	21
2.1.2 超高層免震建物に対するコア貫通型複層免震の提案	23
2.2 慣性質量ダンパーの効果	25
2.2.1 慣性質量ダンパーと直列ばね	25
2.2.2 リリーフ機構付き慣性質量ダンパー	27
2.3 コア貫通型複層免震架構の振動性状	30
2.3.1 2質点系せん断型モデルの構築	30
2.3.1.1 共振曲線の定式化	31
2.3.1.2 複素固有値解析に基づく免震層諸元の影響	37
2.3.2 最適固有ベクトル比の導出	39
2.3.2.1 定点理論における最適固有ベクトル比	39
2.3.2.2 提案架構における最適固有ベクトル比	42
2.3.2.3 提案架構と同調型2層免震の応答倍率の比較	44
2.3.2.4 効果的な免震層剛性の範囲	45
2.4 まとめ	47
2章の参考文献	48

第3章 慣性質量ダンパーを用いた免震システム

3.1 概要	50
3.2 慣性質量ダンパーと直列ばねを用いた免震構造	51
3.2.1 振動台実験概要	51
3.2.2 実験結果	55
3.2.3 実験結果を模擬する解析モデル	57
3.2.4 解析による検証	60
3.2.5 まとめ	61
3.3 リリーフ前の慣性質量ダンパーの振動特性	62

3.3.1	実大動的加振実験概要	62
3.3.2	実験結果	65
3.4	リリース後の慣性質量ダンパーの振動特性と力学モデルの構築	70
3.4.1	実大動的加振実験概要	70
3.4.2	実験結果	72
3.4.3	力学モデルの構築	74
3.4.4	まとめ	85
3.5	中低層建物を対象とした応答低減効果の検証	86
3.5.1	解析モデル	86
3.5.2	解析結果	89
3.6	まとめ	92
	3章の参考文献	94
第4章	大振幅オイルダンパーシステムの開発とコア貫通型複層免震への適用	
4.1	概要	96
4.2	大振幅オイルダンパーシステム概要	97
4.3	水平1方向実大動的加力試験	99
4.3.1	水平1方向試験体	99
4.3.2	加力試験	101
4.3.3	試験結果	104
4.4	水平2方向実大動的加力試験	107
4.4.1	水平2方向試験体	107
4.4.2	加力試験	109
4.4.3	試験結果	111
4.4.4	まとめ	114
4.5	超高層建物を対象とした応答低減効果の検証	115
4.5.1	対象建物と解析モデル	115
4.5.2	入力地震動	117
4.5.3	解析結果	118
4.6	まとめ	123
	4章の参考文献	124
第5章	結論	
5.1	本論文のまとめ	126
5.2	今後の展望と課題	129

本論文に関連する発表論文・口頭発表一覧

謝辞

第 1 章

序論

1.1 研究の背景と目的

免震構造は、建物の重量を支持しつつ、水平方向には柔らかく変形する構造要素を建物基礎部に設置することで建物を地震動から絶縁する構造形式である。1995年兵庫県南部地震(M_J7.3)時には、震央から約35km離れた神戸市北区に建つ免震構造であるWESTビルにおいて上部構造内に生じる水平加速度が地表面加速度の3分の1以下になるという観測記録が得られ、日本において免震構造の効果が実証される結果となった¹⁾。これ以降、免震構造はその有効性が認知され、広く普及することとなる。免震構造は、構造材料と建物高さによってある程度決まってしまう建物の振動特性を免震装置によって比較的自由に制御することを可能としている。建物の1次固有周期を3秒以上と長周期化させることで、一般的な地震動において卓越する1秒以下の短周期成分による影響を避け、上部構造の応答を低減させるのが免震構造の大きな特徴である。この免震構造の特徴から、比較的中低層建物である市庁舎や病院などの重要建築物から、集合住宅やオフィス、商業施設を含む複合施設などの超高層建物にまで幅広く活用されている。

一方で、周期数秒以上の長周期成分を有する地震波が大規模平野などの堆積層が厚く発達した場所に達すると、長周期成分の揺れの増大と数分間にも及ぶ継続時間の伸長を伴う、いわゆる長周期長時間地震動が生じる。2003年十勝沖地震(M_J8.0)の際に、苫小牧市を中心に数多くの石油タンクにスロッシングが発生し、大規模な火災被害が生じた。この地震以来、超高層建築物や免震建物など長周期構造物の設計用入力地震動として長周期地震動を検討することの必要性が広く認識されるようになった。また、2011年東北地方太平洋沖地震(M_w9.0)では、震源から遠く離れた首都圏の超高層建物が10分以上も大きく揺れ続けるという事態が起こった。近い将来にその発生が懸念されている南海トラフ沿いの地震や相模トラフ沿いの地震においても、長周期かつ大振幅である巨大地震の発生により、免震建物や超高層建築物などの長周期構造物が共振し大きく揺れるとともに、長時間にわたる繰り返しの揺れにより建物の損傷が進行することが懸念される。さらには2016年に発生した熊本地震の本震(M_J7.3)では、震源のごく近傍で周期3秒~4秒の長周期パルス波が観測された。特に益城町や西原村にて観測された地震動を免震建物に入力する場合、その免震層変形は1mを大きく超える場合も想定され、免震建物の擁壁への衝突の危険性が示唆された。十分な免震クリアランスが確保でき、かつ1mを超える変形に対応可能な支承やダンパーを揃えることが可能であれば、大振幅かつ長周期地震による免震層の大変形にも対応可能である。しかしながら、既存の免震部材を用いた一般的な免震建物の免震クリアランスは50cm~60cmであり、擁壁への衝突による上部構造の被害も考えられる。これらの背景を考慮して事業継続計画(BCP)の観点から、安全性や耐震余裕度を高めた免震建物が求められている。

現在の免震建物の性能としては、日本建築構造技術者協会(JSCA)が規定する最高ランクの免震特級であってもレベル2相当の地震に対しては軽微な被害を認

めており²⁾、上部構造の層間変形角の目安は 1/200 程度、応答加速度の目安は 200cm/s² 程度である。また、既存の免震建物の免震層クリアランスは 50cm～60cm の建物が大半³⁾ を占めることから、大振幅の長周期地震動が発生した際には擁壁との衝突への対策も考える必要がある。基本的には変位と加速度はトレードオフ関係であることから、単純な免震層変形の抑制は、上部構造の応答加速度や層間変形角の増大を招くことになる。上部構造の応答加速度増大は構造的な被害ではなく、室内の家具転倒の危険も考えられ、また層間変形角の増大は非構造部材の損傷被害を招くことになる。中低層建物の場合、建物上部への応答の増幅が比較的少ないことから、なるべく免震層の応答加速度の増加を抑えながら免震層変形を低減することが求められる。一方で、超高層建物の場合は、免震層の応答加速度を低減しても、2次や3次の高次モードが卓越する可能性もあることから、高次モードの振動を抑えつつ建物全体の応答加速度の増加を抑え、免震層の変形を低減することが求められている。すなわち、中低層免震建物に対しては、免震層の加速度増加の抑制と変形の低減が求められ、超高層免震建物に対しては、免震層の応答だけでなく、上部構造物の高次振動モードを抑えることによる、応答加速度と層間変形角を低減させ、室内や非構造部材にも被害が及ばない高性能免震建物の構築を目指すことが課題となっている。

既往の研究では、地震時における免震建物の免震層変形を抑制しようとする研究や、上部構造の応答値を低減させる研究がおこなわれている。中低層免震建物に対しては上部構造の応答値を大きく増加させずに免震層変形を低減できる装置開発は様々な形で行われているが、実建物への適用は多くなく、汎用化までは至っていない。また超高層建物に対しては高次モードの振動を抑制し、上部構造物の応答を劇的に低減する免震架構の実現には至っていない。

以上のような現状を踏まえ本研究では、中低層免震建物に対して免震層変形を低減させるために慣性質量ダンパーを用いた免震構造について提案する。また、超高層免震建物に対しては、JSCA が規定する免震特級よりワンランク上の性能を持つ高性能な免震架構を提案する。免震特級はレベル2相当の地震に対して軽微な被害を認めているが、本論文で目指す高性能超高層免震は、レベル2でも被害のない性能であり、レベル2を超える地震動に対しても従来の免震よりも応答低減が確認でき、安全に設計できるレベルを目指す。

本論文によって、大振幅の長周期地震動に対して、中低層～超高層の免震建物の応答を低減可能な高性能免震構造を提案する。

1.2 既往研究

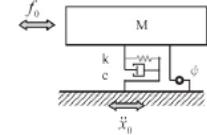
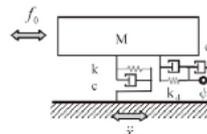
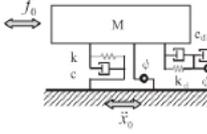
これまで地震時の免震建物の応答を低減させるために、様々な免震装置やダンパー、免震架構についての研究がなされてきた。本研究では、中低層免震建物に対しては、上部構造の加速度増加を抑制しながら免震層変形を低減することに着目した免震構造を目指す。また超高層免震建物に対しては、従来の免震構造では高次モードの影響から頂部の加速度応答が大きくなってしまうため、高次モードの振動を抑え、上部構造の応答が従来免震構造の半分以下となる高性能な免震構造を目指す。そこで、これまでの免震建物の応答を低減させる方法や免震装置の開発として以下に示す項目に分類して述べる。

- 免震層変形抑制装置に関する研究
- 超高層免震建物に対する高性能免震架構に関する研究
- 大変形に対応する免震装置に関する研究

1.2.1 免震層変形抑制装置に関する研究

(1) 回転慣性質量ダンパーを用いた制御

振動系の質点間に付加質量を配置して構造物の応答を制御する研究が数多くされている。これらの研究の多くは付加質量に回転慣性質量を用いており、回転体の実質量が小さくても大きな質量効果を得ることが可能となっている。回転慣性質量を用いた制御には、慣性質量の接続方法の違いにより2つに大別される。一つは古橋ら^{5)、6)}のように構造体の剛性と並列に直接接続し、慣性質量の持つ質量効果を利用した研究で、もう一つは斉藤ら^{7)~10)}のように慣性質量と柔なばねを直列に接続し、同調効果を得る研究である。前者の研究では、振動系の実質量を変化させることなく振動に関わる質量を増加させるため、周期伸長効果や入力低減効果を利用したり、多層構造物のある特定の振動モードを制御したりすることを可能としている。後者の研究では、直列に接続したばねと慣性質量により振動系を形成し、この付加した振動系の固有周期と構造物の固有周期を同調させることにより、TMDとして働かせることが可能となる。また磯田ら¹¹⁾はこの両者の特徴を併せ持つ振動低減機構の提案を行っている。図1.1に磯田らによる慣性質量の接続方法の違いによる伝達関数を示す。並列に直接接続する研究では、回転慣性質量は相対質量に比例した反力を出すことから、高振動数域の加速度応答やダンパー反力が大きくなる。柔なばねと直列に接続して同調効果を得る研究では振動系の同調振動数成分が卓越する領域でダンパー反力が大きくなる懸念がある。そこで、ダンパーと直列に弾塑性体を降伏させる方法¹²⁾や減衰要素や摩擦要素を接続させ、力の伝達を遮断させる方法¹³⁾が提案されている。

		①構造体に加振力 f_0 が作用する場合	②固定端を加速度 \ddot{x}_0 で加振する場合
1. 構造体の剛性と並列した場合 (並列型)		加速度 $\frac{\ddot{X}_1}{F_0/M} = \frac{-\xi^2}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i}$	$\frac{\ddot{X}_1}{\ddot{X}_0} = \frac{1-\gamma\xi^2+2h_1\xi i}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i}$
		変位 $\frac{X_1}{F_0/k} = \frac{1}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i}$	$\frac{X_1-X_0}{X_0} = \frac{\xi^2}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i}$
		反力 $\frac{R}{F_0} = \frac{1-\gamma\xi^2+2h_1\xi i}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i}$	$\frac{R}{-M\ddot{X}_0} = \frac{1-\gamma\xi^2+2h_1\xi i}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i}$
2. 付加バネと直列して構造体剛性と並列した場合 (直列型)		加速度 $\frac{\ddot{X}_1}{F_0/M} = \frac{-\xi^2}{1-\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$	$\frac{\ddot{X}_1}{\ddot{X}_0} = \frac{1+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}{1-\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$
		変位 $\frac{X_1}{F_0/k} = \frac{1}{1-\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$	$\frac{X_1-X_0}{X_0} = \frac{\xi^2}{1-\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$
		反力 $\frac{R}{F_0} = \frac{1+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}{1-\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$	$\frac{R}{-M\ddot{X}_0} = \frac{1+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}{1-\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$
3. 並列型と直列型を併用した場合 (並列+直列型)		加速度 $\frac{\ddot{X}_1}{F_0/M} = \frac{-\xi^2}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$	$\frac{\ddot{X}_1}{\ddot{X}_0} = \frac{1-\gamma\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$
		変位 $\frac{X_1}{F_0/k} = \frac{1}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$	$\frac{X_1-X_0}{X_0} = \frac{\xi^2}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$
		反力 $\frac{R}{F_0} = \frac{1-\gamma\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$	$\frac{R}{-M\ddot{X}_0} = \frac{1-\gamma\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}{1-(1+\gamma)\xi^2+2h_1\xi i+\lambda(\xi)}$

ここで、 $\xi = \omega/\omega_1$, $\eta = \omega_d/\omega_1$, $\gamma = \psi/M$, $\gamma_d = \psi_d/M$, $\omega_1^2 = k/M$, $\omega_d^2 = k_d/\psi_d$, $\lambda(\xi) = \frac{\gamma_d(-\xi^2+2h_a\xi\eta i)(\eta^2+2h_a\xi\eta i)}{(-\xi^2+\eta^2+2h_a\xi\eta i+2h_a\xi\eta i)}$

$h = c/(2M\omega_1)$, $h_a = c_a/(2\psi_d\omega_d)$, $h_d = c_d/(2\psi_d\omega_d)$

加速度：構造体の絶対加速度，変位：構造体の固定端に対する相対変位，反力：(k, c, ψ , 付加振動系)の固定端反力合計

ω ：加振角振動数， ω_1 ：構造体の固有角振動数， ω_d ：付加振動系の固有角振動数

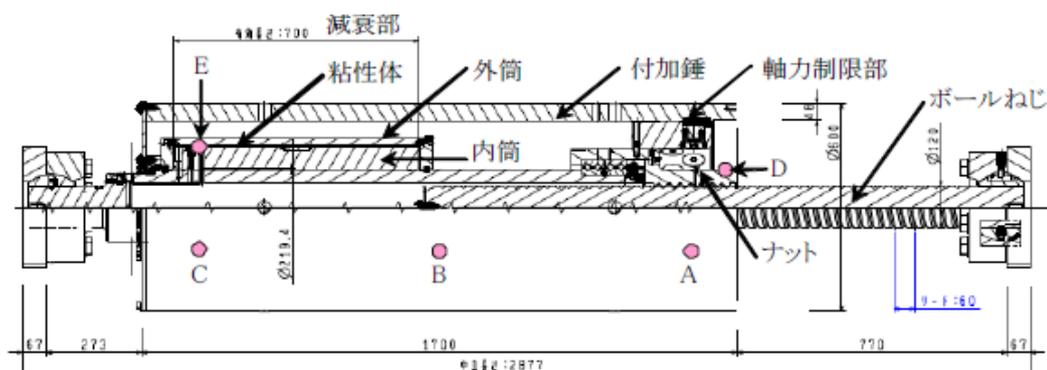
F_0 , \ddot{X}_0 , X_0 ：加振力 f_0 , 固定端加速度 \ddot{x}_0 , 固定端変位 x_0 のフーリエ変換, $\ddot{X}_0 = -\omega^2 X_0$

X_1 , X_1 , R：構造体の加速度 \ddot{x}_1 , 絶対変位 x_1 , 反力 (固定端に作用する力の合計) のフーリエ変換, $X_1 = -\omega^2 X_1$

図 1.1 慣性質量の接続方法の違いによる伝達関数

[磯田 (2009) 11) より引用]

一方で、中南ら^{14, 15)}は軸力制限機構¹³⁾付きの慣性質量ダンパーを免震構造物への適用を検証しており、免震層変形を大きく低減できることを示している。また軸力制限機構により慣性質量による加速度応答やダンパー反力を過大としないことを可能にした。さらに、実大ダンパーの加力実験により複数の地震を連続して経験しても耐久性があることを示している。図 1.2 に装置の概要図を示す。本ダンパーの特徴としては、付加錘の周りに粘性体があり、付加錘が回転することによって慣性力だけでなく粘性力も同時に発生する機構となっている (粘性マスダンパー)。粘性減衰を意図的に付加したダンパーであり、実大の加力実験まで実施はしているものの、広い温度条件下での試験が行われておらず、その温度依存性がいまだ不明確なままである。



※図中アルファベット記号は温度測定点を示す

図 1.2 軸力制限機構付き粘性マスダンパーの概要

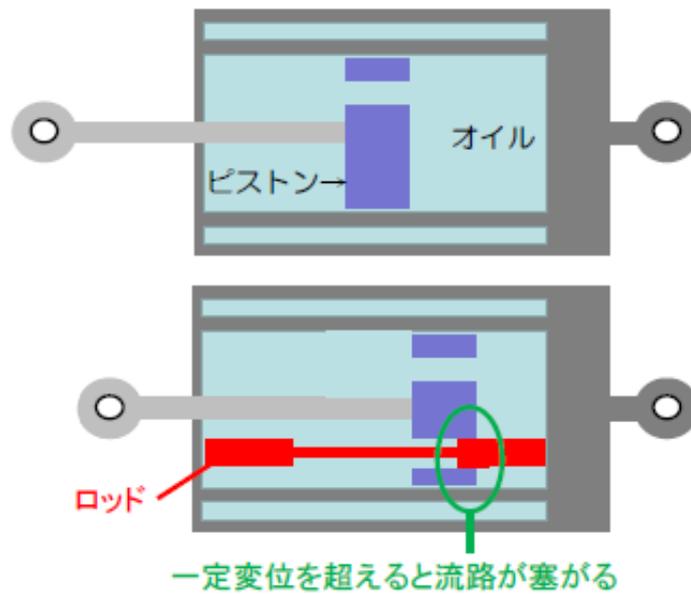
[中南ら(2003) 15]より引用]

(2) 減衰性能可変型オイルダンパーの開発

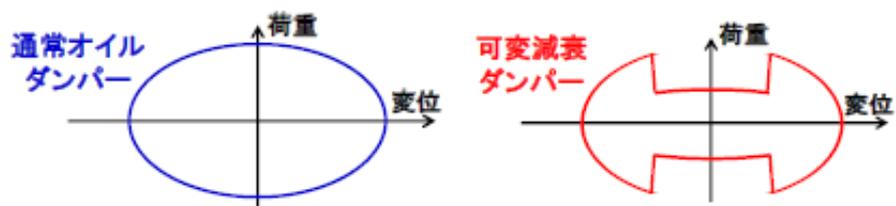
免震層の変形を抑制する技術として、減衰性能を変化させることが可能なオイルダンパーの開発が盛んに行われている。免震層の変形と上部構造の応答加速度にはトレードオフ関係があるため、レベル2程度の大地震に対する免震層変形を抑制するためにダンパー台数を増やしたり、ダンパーの減衰性能を大きく設定したりすると、比較的頻度の高いレベル1程度の中小地震に対する免震効果を損なう恐れがあるためである。そこで、中小地震には減衰性能が小さく、大地震時には減衰性能が大きくなる可変減衰型のオイルダンパーが開発され建物へ適用されている。

福喜多ら¹⁶⁾は変位が大きくなると減衰係数が大きくなる変位制御型の可変オイルダンパーを開発した。原理としては、図 1.3 に示すように、ダンパー変位がある一定値を超えると流路を狭めるロッドをダンパー内に新たに設置することにより、設定変位以上ではダンパー抵抗が増え、設定変位を下回ると元のダンパー抵抗に戻る特性を持っている。ダンパーの荷重変形関係を図 1.3 (c) に示すが、小振幅領域では減衰力が小さいことが分かる。変位によって減衰力を変化させるオイルダンパーは他にも田部井ら^{17),18)}や欄木ら¹⁹⁾によって提案されている。

一方で、変位と速度の両方から減衰特性を変化させることができる装置も福見ら²⁰⁾によって開発されている。図 1.4 に装置概要図を示す。応答速度、応答変位が小さい場合は、図中の低減衰弁 C_L によって減衰力を発揮し、応答変位が切替変位を超えると、ピストン自身が低減衰弁への流路を塞ぎ、ピストン側に配置した高減衰弁 C_H が開き、高減衰特性へ移行する。また、応答速度が一定以上となると、内部圧力の上昇により、遮断弁が低減衰弁の流路を塞ぎ、圧力室内の内部圧力が上昇し、ピストンに配置した高減衰弁が開き、高減衰特性へ移行する。このように、大振幅や大速度の応答によってオイルダンパーの減衰特性を変化させることで、中小地震だけでなく大地震時にも効率よくエネルギー吸収する装置が開発されている。



(b) ダンパーの機構模式図 (上：通常、下：本提案)



(c) ダンパーの荷重-変位関係 (左：通常、右：本提案)

図 1.3 変位制御型可変減衰オイルダンパー
[福喜多ら(2017) 16)より引用]

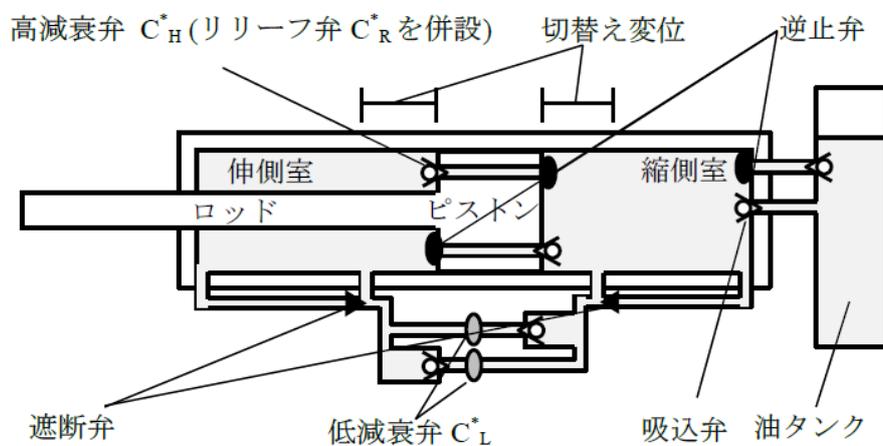


図 1.4 変位と速度制御型可変減衰オイルダンパー
[福見ら(2016) 20)より引用]

1.2.2 超高層免震建物に対する高性能免震架構に関する研究

近年、建設される建物の超高層化は進んでおり、免震架構が超高層建物に適用される場合も多い。超高層建物の上部構造の固有周期が長いことから、免震層の変形抑制だけでなく、上部構造物の応答をさらに低減させる必要があり、長周期地震動への対策はより一層重要視される課題である。さらに超高層建物の場合、1次モードだけでなく2次や3次などの高次モードによる振動が励起されることにより、建物頂部の応答が大きくなる傾向がある。超高層免震の場合は、免震層変形だけでなく上部構造物の加速度応答を如何に低減できるかが重要な要素となる。

(1) 複層の免震層をもつ免震架構

これまで複数の免震層を有し、3つ以上の部分に分節化する免震構造（例えば多段免震構造）は提案されており²¹⁾、様々な検討がなされている^{22~26)}。図1.5に通常免震架構と多段免震架構を示す。辻ら^{22~24)}は基礎免震と同等の1次固有周期と1次減衰定数を持った多段免震の特性と応答低減効果を示した。また、免震層変形は分散されることで低減すること、長周期化によって全体的な加速度は低減するが、中間免震層直下では高次モードの影響で増加する場合があることを示した。Panら²⁵⁾は多段免震について数値解析を行い、基礎免震と比較して免震層変形が37%低減することを示した。山本ら²⁶⁾は対象建物上部がセットバックした不均質な建物を想定し(図1.6)、多段免震架構を適用する利点を示している。セットバック部分は剛性が急変するため応答加速度が大きくなる傾向にあるが、セットバック部に中間免震層を設けることで全体的に加速度を抑えることが可能となっている。

しかし、これら既往の研究では、免震層の多段化により中間免震層直下付近で高次モードの影響により応答加速度が増大する例も見られ、免震層の剛性や減衰の設定を適切に行う必要があることを示唆している。

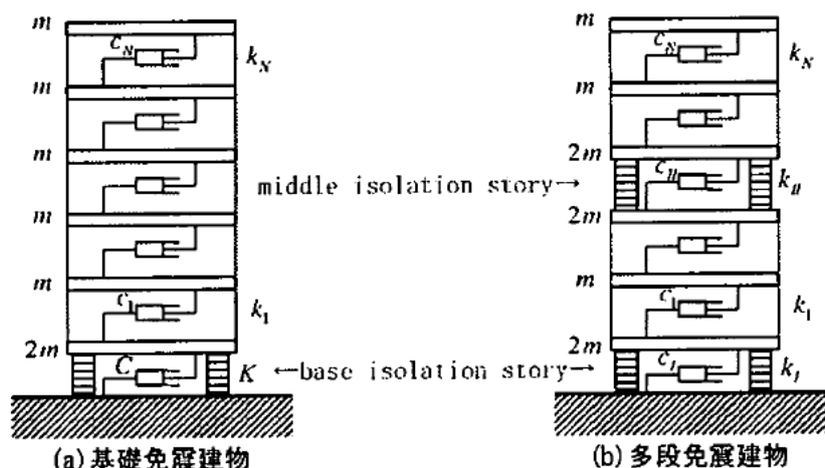


図 1.5 通常免震架構と多段免震架構

[辻ら (2016) 24] より引用]

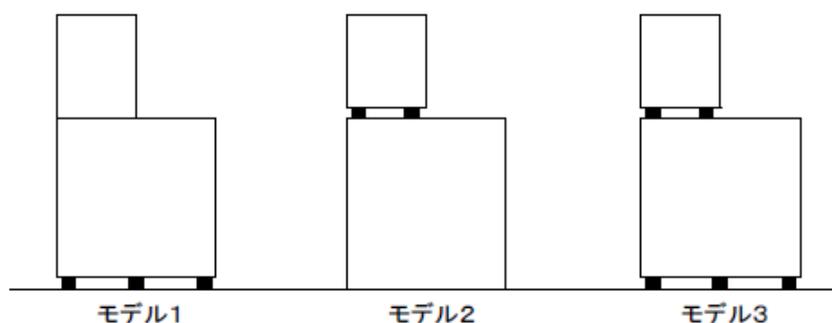


図 1.6 セットバックした建物に多段免震を適用する場合

[山本ら (2015) 26] より引用]

(2) 入力遮断を目指した免震架構

丹羽ら²⁷⁾は、免震周期 9 秒までの長周期化と免震層に付加する減衰定数を 40% までの高減衰を付加する設定とした。しかし高減衰を付加することで免震効果を阻害する影響があることから、図 1.7(a)に示すように、ダンパーに直列にばねを接続した粘性ダンパー機構（マクスウェルモデル）を提案した。検討の結果、表 1.1 に示す設定条件下であれば、各階の応答加速度が 80cm/s^2 以下、かつ免震層変位 50cm 以下が達成できると示している。しかしながら、検討に使用した波形は標準 3 波と告示波 3 波（八戸位相、神戸位相、ランダム位相）を Lv2 に基準化した地震波であり、その他の長周期地震動に関しては未検討である。また、効果のある上部構造物の周期が 1 秒程度であり、超高層建物に適用可能とは現状言えない。

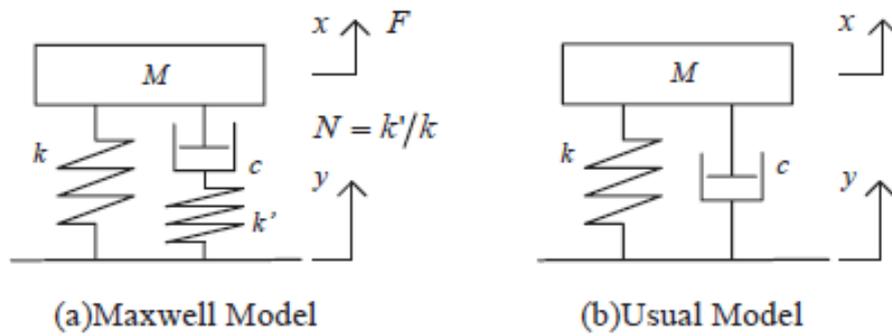


図 1.7 入力遮断を目指した免震構造
[丹羽ら(2017) 27]より引用]

表 1.1 応答低減効果の大きい設定条件
[丹羽ら(2017) 27]より引用]

Isolation Natural Period : T_m (s)	Damping Factor of Base Isolation : β (%)	Building Natural Period T (s)
9.0	30	1.0
		3.0
7.0	20	1.0
	30	1.0

1.2.3 大変形対応の免震装置開発

前項までは、巨大地震に対して免震層や上部構造の応答を抑制する装置や架構の研究を示したが、原子炉建屋などの重要度の高い施設に対しては、大きな免震層変位を許容する技術の開発も多くされている。

(1) 2段積層ゴム

島本ら²⁸⁾は、原子炉建屋のような大規模重量構造物に免震構造を適用するために、大型積層ゴムを開発するのではなく、平面的な面積が等価になるように通常サイズの積層ゴムを複数配置し、中間に連結部材を配置して2段組みにする手法を考案した。図1.8に概念図を示す。加力実験により、大型積層ゴムと2段組積層ゴムでは τ - γ 関係が概ね一致することを確認し、FEM解析でも実験結果を模擬できることを検証している。当該研究では、大規模重量構造物を想定しているが、2段組積層ゴムとすることで、通常サイズの積層ゴムの2倍の変形能力を得ることが可能となるため、長周期地震動に対して擁壁への衝突を免れるためにクリアランスを大きく設計した免震建物にも適用が可能²⁹⁾となる。

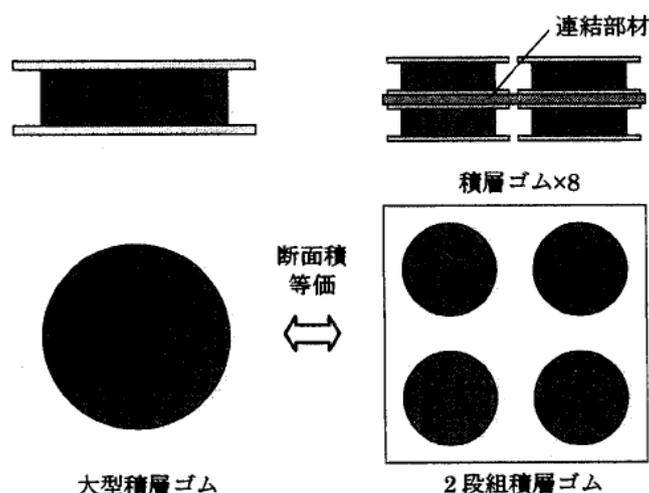


図 1.8 2段組積層ゴムの概念

[島本ら(2010) 28)より引用]

(2) 滑り機構付き積層ゴム

山本ら²⁹⁾は長周期地震動によって繰返し大変形を受ける免震装置に対して、より安全性や機能が損なわれない免震装置、免震構造の開発を行っている。積層ゴムは大変形を受けることにより、ハードニングしてせん断破断に至るが、破断を避けるために、積層ゴムのせん断変形をある一定値以下に留める滑り機構を有する積層ゴムを提案している。図1.9に滑り機構付き積層ゴムの概要を示す。LRBなどの減衰機能を有する積層ゴムと高摩擦滑り支承を直列に組み合わせた機構である。滑りにより、積層ゴムの許容以上の変形を抑えるだけでなく、上部構造への過大な地震力の伝達を防止することができる。本装置は実大試験体による加振実験を行って性能を把握し、実建物へも適用されている³⁰⁾。



図 1.9 滑り機構付き積層ゴムの概要

[山本ら(2010) 29)より引用]

(3) 滑り機構付きオイルダンパー

渡部ら³¹⁾は、オイルダンパーの限界ストロークが積層ゴム支承の破断よりも早期に発生する可能性があることから、摩擦機構をオイルダンパーに直列に配置する機構を提案している。本機構に採用するオイルダンパーは既製品オイルダンパーであり、最大ストローク $\pm 1000\text{mm}$ 、最大速度 150cm/s 程度である。また、摩擦機構のストロークは $500\text{mm}\sim 1000\text{mm}$ である。本提案は、まだ実機には至っていないが、想定を上回る地震に対してオイルダンパーを損傷させることなくエネルギー吸収させることが可能となる。しかし、ダンパー自体はストロークエンドに達することや、最大速度を超える地震動への対応はできないこと、原点復帰への対応も課題となる。

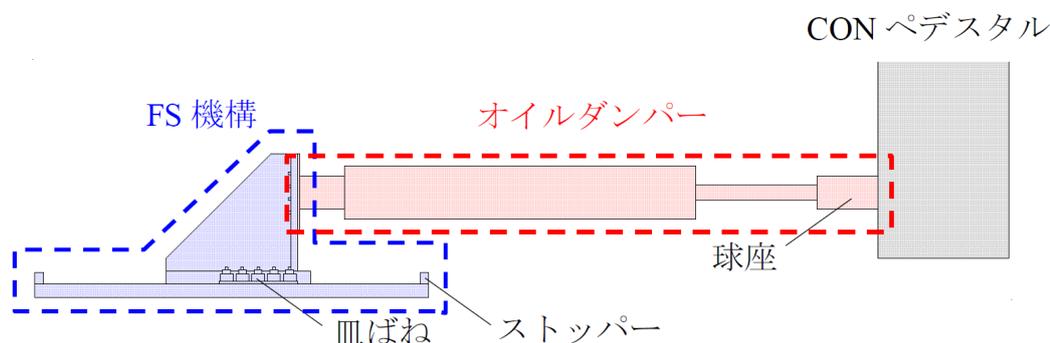


図 1.10 摩擦機構付きオイルダンパー

[渡部ら(2020) 31)より引用]

(4) 大速度対応オイルダンパー

中山ら³²⁾は原子力施設における基準地震動が告示レベル 2 の 3 倍と極めて大きいいため、既製品オイルダンパーの許容最大速度 150cm/s では対応できないことから、 250cm/s まで対応可能な免震用オイルダンパーの実大加振実験について示している。図 1.11 に実大装置を示し、本装置の目標性能を図 1.12 に示す。本ダンパーの特徴として、 250cm/s までの速度に対応できるだけでなく、 60cm/s で減衰係数が大きくなるよう切替機構が付いており、1.2.1 項 (2) で示したような減衰可変による変形抑制の効果も併せ持っている。ただし、最大ストロークは $\pm 1000\text{mm}$ であるため、既製品オイルダンパーと同等である。

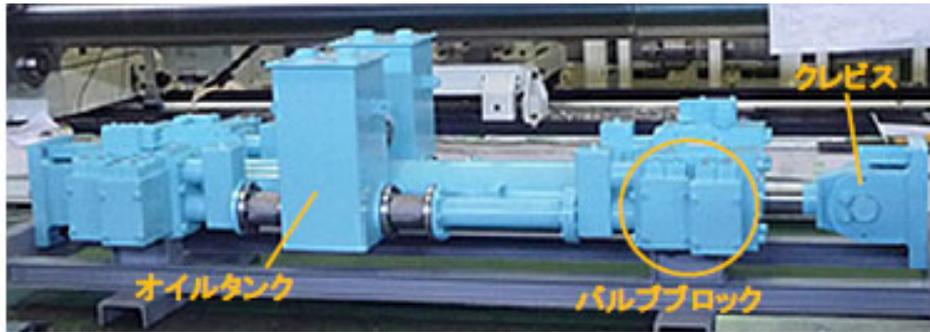


図 1.11 実大装置
[中山ら (2019) 32] より引用]

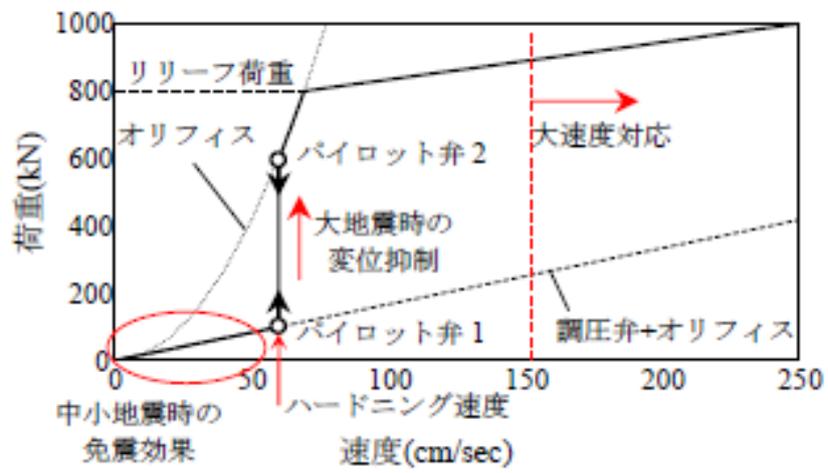


図 1.12 目標性能
[中山ら (2019) 32] より引用]

1.2.4 既往研究の課題の総括

免震建物は建物周期を長周期化して入力加速度を低減し、生じる免震層変形は、減衰を付加することにより低減させる架構である。しかし、近年発生が危惧される大振幅長周期地震動への対策として、免震層変形抑制の技術開発や上部構造の応答を低減する高性能な免震架構の提案、そして大きな免震層変形にも許容可能な免震装置の開発が行われている。慣性質量ダンパーを用いた免震層変形抑制の研究では、リリース機構付き粘性マスダンパーの適用が提案されているが、装置に付加された質量や減衰、摩擦の要素を解析的に用いるのみで、その装置が設置される広い温度状況下での振動特性や加振振動数による振動特性の変化が詳細に検討されていないという課題がある。

超高層免震建物に対する免震架構の開発では、複数の免震層を有す免震架構の提案や超長周期化して高減衰を付加する架構の提案により、従来の免震建物よりも免震層変形を低減できると示されているが、上部構造の応答加速度に関しては、高次モードの影響により、特定の層の加速度が悪化してしまうことや、免震諸元の適用範囲が非常に狭いことが要因で実建物への適用に至っていないという課題が挙げられる。応答低減効果が高いだけでなく、建築計画的に汎用性があること、かつ免震諸元についても汎用性がある新しい免震架構が望まれる。

大振幅長周期地震動によって、従来の免震装置では許容できないほどの応答速度や免震層変形が生じる危険性に対して、免震装置の安全性を高める工夫が多く提案されている。しかし広く免震建物で使用されているオイルダンパーに関して提案されているのは、最大許容速度を上げるダンパー、もしくは摩擦機構を付加することで最大許容変位を上げるダンパーであり、その両者を大幅に増加させるダンパーは未だ提案されていない。

1.3 本論文の構成

本論文は、全5章から構成されている。

第1章では既往の研究における、免震層変位抑制技術や上部構造の応答を低減させる免震架構、そして免震層の大変形を許容する装置開発についてまとめ、本論文の構成を示した。

第2章では、中低層免震建物には慣性質量ダンパーを用いた免震構造を提案し、超高層免震建物には、新たに筆者が考案したコア貫通型複層免震の適用を提案する。コア貫通型複層免震とは、1つの架構内に複数の免震層を有し、建物全層を貫通するコア部の直下にも免震層を有する免震架構である。まずは慣性質量ダンパーを概説し、免震建物に適用した場合の応答低減効果について示す。既往の研究より、慣性質量ダンパーによる入力低減効果や周期伸長効果からオイルダンパーのみを使用する場合よりも変位を抑制することが可能となる周期帯があることが分かっている。しかし地震動の卓越周期と建物周期の関係によっては、慣性質量ダンパーの特性上加速度応答が増大する。そこで慣性質量ダンパーに直列ばねを接続することにより、高振動数側の加速度上昇の増加を抑制できることを伝達関数から示す。また、慣性質量ダンパーに過負荷防止機構（ある一定以上の軸力を負担するとリリースする機構）を付加した場合でも、上部構造の加速度増加を抑えながら免震層変位を低減する効果があることを、1質点系モデルを用いた時刻歴応答解析から示す。

次にコア貫通型複層免震架構（以下、提案架構）を概説する。提案架構を2質点系モデルに置換し、その共振曲線や複素固有値解析を用いて、その振動特性や各免震層の減衰など免震諸元の影響を示す。さらに、既往の研究で提案されている2層免震と比較し、提案架構の効果的な免震諸元の範囲を示す。一方で、本提案架構はコア下免震層の変形が通常の免震層の約2倍となる特徴を持つことから、提案架構を実現可能にするためには、大振幅に対応可能なオイルダンパーの開発が不可欠であることにも言及する。

第3章では、第2章で提案した、慣性質量ダンパー+直列ばねの応答低減効果を検証するために、小型の慣性質量ダンパーを製作し、直列にばねと接続した振動台実験を行う。さらに実験結果を模擬する解析モデルも構築する。その際、実験で使用する慣性質量ダンパーには質量要素だけではなく、粘性減衰によるエネルギー吸収が認められた。粘性減衰には振動数依存性や温度依存性があることが知られているため、各種依存性を含めた振動特性を把握する必要がある。また2章で解析的にリリース機構付き慣性質量ダンパーの有効性が認められた。そこで、リリース機構付き実大の慣性質量ダンパーを製作し、単体加振試験を行い、その振動特性を把握した。振動特性とは、慣性質量や減衰性能、作動摩擦力であり、それぞれの振動数依存性や温度依存性について定式化して示す。この実大慣性質量ダンパーには、リリース機構が備わっているため、リリース後の振動特性まで把握し、力学モデルを構築する。構築した力学モデルを用いて、中低層免震建物

を対象とした時刻歴応答解析を行い、その応答低減効果を示す。

第4章では、第2章で示した提案架構を実現可能とするために必要な、大振幅オイルダンパーシステムの開発について示す。本ダンパーシステムは既製品の免震用オイルダンパーを用いて直列に接続し、各オイルダンパーの変形を揃える「変位調整機構」を並列に接続することにより、振幅と速度を既製品のオイルダンパーの2倍にできる大振幅対応可能なオイルダンパーを開発した。実大試験体を製作し、水平2方向の加力実験を行った。その結果、既製品のオイルダンパーの変位と速度を2倍にでき、かつ変位調整機構により各オイルダンパーの変位を揃えることができた。また、2方向に対応可能であり、単体のオイルダンパー性能に変化がないことを確認した。本オイルダンパーを用い、第2章で示した提案架構の効果がある免震諸元の範囲内にて設計した超高層建物を対象に、時刻歴応答解析を行い、レベル2に基準化した地震動に対して目標性能を達成することを確認した。また、レベル2を超える地震動に対しても2層架構より大幅な応答低減を確認できることを示した。大振幅オイルダンパーシステムと提案架構により、従来の免震構造と比較して応答値を半分以下とする高性能な超高層免震建物の実現が可能となった。

第5章では、本論文の結論として、大振幅の長周期地震動に対して免震建物の応答を低減させる対策と効果について総括するとともに、今後の課題と展望について述べた。

本論文では、中低層免震建物から超高層免震建物までのあらゆる免震建物に適用可能な高性能免震構造を提案し、想定を超える大振幅の長周期地震動に対する応答低減効果を含む振動特性を把握した。提案架構の振動特性と応答低減効果だけでなく、実現化させるために必要な装置開発まで示しており、大振幅の長周期地震動に対する免震建物等の設計にとって有益な知見となる。

1章の参考文献

- 1) 日本建築学会編：免震構造設計指針第3版、2001年。
- 2) 一般社団法人日本建築構造技術者協会JSCA：JSCA性能設計【耐震性能編】、
<https://www.jsca.or.jp/vol5/p4/pamphlet2.pdf>
- 3) 日本建築学会：「大振幅地震動に対する免震構造の設計」
- 4) 文部科学省大都市大震災軽減化特別プロジェクト 平成18年度成果報告、
III.2-3.1 高層建物内の地震時安全性評価技術の開発
- 5) 古橋剛、石丸辰治：慣性接続要素によるモード分離 慣性接続要素による応答制御に関する研究その1、日本建築学会構造系論文集、第576号、55-62、2004.2
- 6) 石丸辰治：構造物の地震応答制御概論、「応用力学シリーズ2 建築構造物の設計力学と制御動力学」、日本建築学会、199-202、1994.11
- 7) 斉藤賢二、栗田哲、井上範夫：慣性接続要素を利用した線形粘性ダンパーによる位置出し 質点楕の最適応答制御とKelvinモデル化手法に関する考察、構造工学論文集、Vol.53B、53-66、2007.3
- 8) 斉藤賢二、中南滋樹、木田英範、井上範夫：慣性接続要素と最適された柔バネ要素と粘性要素を有する一層応答制御システムの振動実験、構造工学論文集、Vol.54B、623-634、2008.3
- 9) 木田英範、中南滋樹、斉藤賢二、五十子幸樹、井上範夫：多重同調粘性マスダンパー制振システムとその応答制御法、日本建築学会構造系論文集、第74巻、第643号、1576-1583、2009.9
- 10) 杉村義文、斉藤賢二、五十子幸樹、井上範夫：同調粘性マスダンパーを用いた多層建築構造物の応答制御に関する一考察、構造工学論文集、Vol.56B、153-161、2010.3
- 11) 磯田和彦、半澤徹也、田村和夫：慣性質量ダンパーを組み込んだ構造物への地震入力エネルギーに関する研究、日本建築学会構造系論文集、第75巻、第642号、1469-1476、2009.8
- 12) 笠井和彦、寺本道彦、渡邊裕一：粘弾性体と弾塑性体の直列結合からなるパッシブ制振装置の挙動に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第556号、51-58、2002.6
- 13) 木田英範、渡邊義仁、中南滋樹、田中久也、杉村義文、斉藤賢二、五十子幸樹、井上範夫：軸力制限機構付き同調粘性マスダンパーの実大加振実験とその解析的検証、日本建築学会構造系論文集、第665号、1271-1280、2011.7
- 14) 中南滋樹、木田英範、五十子幸樹、井上範夫：軸力制限機構付き同調粘性マスダンパーの免震構造物への適用とその有効性、日本建築学会構造系論文集、第670号、2077-2086、2011.12
- 15) 中南滋樹、木田英範、田中久也、渡邊義仁、五十子幸樹、井上範夫：軸力制限機構付き同調粘性マスダンパーの免震構造物への適用性に関する研究（その7:実大ダンパーの単体加振実験）、日本建築学会学術講演梗概集、構造B-2、

- pp.413-414、 2013. 8
- 16) 福喜多輝、北村佳久、濱智貴、磯田和彦、榊原健人、杉本浩一：可変現水型オイルダンパーの開発その1、その2、日本建築学会学術講演梗概集、構造B-2、pp.991-994、 2017. 8
 - 17) 田部井直哉、堀則男、井上範夫：性能可変オイルダンパーの開発および免震構造物への適用性、日本建築学会構造系論文集、第636号、259-266、2009.2
 - 18) 根本真孝、五十子幸樹、池永昌容、井上範夫：戸建住宅における性能可変オイルダンパーを用いた免震システムの設計法、日本建築学会構造系論文集、第660号、291-299、2011.2
 - 19) 欄木龍大、長島一郎、新居藍子、木村雄一、西谷章：バイフロー式パッシブ可変オイルダンパーの開発とそれを用いた免震構造物の応答制御、日本建築学会構造系論文集、第713号、1023-1032、2015.7
 - 20) 福見祐司、山中昌之、渡辺哲己、勝俣英雄、江村勝、太田博之、木村寛之、三輪田吾郎：減衰性能可変型オイルダンパーの開発その1、その2、日本建築学会学術講演梗概集、構造B-2、 pp.405-408、 2016. 8
 - 21) 太田道彦：高層の免震建物、公開特許公報、特開平1-263373、1989.10.19
 - 22) 辻聖晃、関光雄：各層間に免震装置を有する多段免震構造物の地震挙動、日本建築学会構造工学論文集、 Vol.51B、 No.26、 pp.255-260、 2005.3
 - 23) 辻聖晃、辻千佳、片岡奈々美：複層の免震層を有する多段免震構造の地震応答特性、日本建築学会構造系論文集、第79巻、第705号、pp.1613-1622、2014.11
 - 24) 辻千佳、辻聖晃：既存基礎免震建物の多段免震化による地震時応答低減、日本建築学会構造工学論文集、Vol.62B、pp.355-362、2016. 3
 - 25) TC. Pan et al.: Seismic Response of Segmental Buildings、Earthq. Eng. Struct. Dyn.、24、pp.1048-1109. 1995.
 - 26) 山本雅史、曾根孝行、村田耕司、大嶋隆、山本耕司、斎藤悠磨：複数の免震層を持つセットバックした建物の動的挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.633-636、2015. 9
 - 27) 丹羽直幹、引田真規子、高岡栄治、鈴木芳隆：入力遮断を目指した免震構造における粘性ダンパ機構の設定法、日本建築学会構造系論文集、第82巻、第732号、pp.1013-1022、2017. 7
 - 28) 島本龍、古川茂、久野通也、竹中康雄、佐藤修央、高岡栄治、引田真規子：高い変形能力を有する2段組み積層ゴムの力学挙動その1、その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.407-410、2010. 9
 - 29) 山本雅史、浜口弘樹、東野雅彦、谷口元：想定を上回る地震に対して安全性の高い免震構造の提案(その1)概要、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.437-439、2010. 9
 - 30) 赤澤資貴、山本俊司、鈴木直幹、浜口弘樹：想定を上回る地震に対して安全性の高い免震構造の提案(その18)実建物への適用、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.967-968、2018. 9

- 31) 渡部翔太郎、渡邊智美、山本晃太郎、中山晶夫、稲葉学、湯川正貴：大入力を想定したフェイルセーフ機構付きオイルダンパーの適用検討（地震応答解析による振動特性の確認）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.1109-1110、2020.9
- 32) 中山尚之、兼近稔、福田隆介、松尾一平、栗野治彦：免震降下と変位抑制を両立させた原子力建屋免震用オイルダンパの開発その1、その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.1133-1136、2019.9

第 2 章

高性能免震構造の 基本的な振動性状

2.1 概要

第2章では、本論文で提案する高性能免震構造の基本的な振動性状について示す。中低層免震建物に対しては、制震分野では研究が盛んにおこなわれている^{1)~7)} 慣性質量ダンパーを用いた免震構造について示し、上部構造の高次モードが卓越して頂部の応答が増幅しやすい超高層免震建物については、新しく提案する免震架構であるコア貫通型複層免震について示す。

2.1.1 中低層免震建物に対する慣性質量ダンパーの提案

第1章で示したように、免震建物は地震時に免震層が大きく水平変形し、上部構造の応答加速度を低減し、免震層で効率的に入力エネルギーを吸収する構造であり、上部構造の応答加速度を大きく低減できる利点がある。一方で発生が懸念されている大振幅長周期地震動に対しては、現状の免震建物のクリアランスでは変形が抑制できずに擁壁に衝突する危険性がある。そこで、中低層免震建物においては上部構造の応答加速度増加を抑えながら、免震層変形を抑制することに着目した技術を提案する。第1章では、慣性質量ダンパーを用いた応答制御を行う既往の研究を示した。本項では、まず慣性質量ダンパーについて概説する。慣性ダンパーの基本構成を図2.1に示す。慣性質量ダンパーはボールねじ、ボールナットおよびボールナットと一体化した回転錘から構成されている。ボールねじは軸方向に変位自在で軸回転を拘束、ボールナットは回転自在で軸方向に拘束されており、ボールねじに生じた軸方向変位はナットと回転錘の回転運動に変換される。ナットに生じる回転角を θ 、回転体（ボールナットと回転錘）の回転慣性モーメントを I_θ とすると、回転体に働くトルク T_m は式(2.1)となる。 $\ddot{\theta}$ は回転角加速度を示している。また回転角 θ の時のボールねじに生じる軸方向変位 x と回転体の回転角 θ の関係はボールねじのリード L_d （ボールねじの溝間隔）を用いて式(2.2)で表せる。

$$T_m = I_\theta \cdot \ddot{\theta} \quad (2.1)$$

$$\frac{x}{L_d} = \frac{\theta}{2\pi} \quad (2.2)$$

一方、軸方向の力 F とトルク T_m の関係は、式(2.3)と表せる。式(2.1)~(2.3)より、力 F は式(2.4)となる。ここで ψ_θ は力と（相対）加速度との比例定数であるから、仮想的な質量を表しており、本ダンパーが有する慣性質量である⁸⁾。

$$F \cdot L_d = 2\pi \cdot T_m \quad (2.3)$$

$$F = \left(\frac{2\pi}{L_d}\right)^2 I_\theta \cdot \ddot{x} = \psi_\theta \cdot \ddot{x} \quad (2.4)$$

回転慣性モーメント I_θ は図2.2の円筒形の回転錘（外径 D_1 、内径 D_2 、実質量 m_1 の中空円筒断面）のみを考慮した場合、式(2.5)で示される。

$$I_{\theta} = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{D_1}{2} \right)^2 + \left(\frac{D_2}{2} \right)^2 \right) m_1 = \frac{m_1}{8} (D_1^2 + D_2^2) \quad (2.5)$$

よって、回転錘の慣性質量 ψ_{θ} は次式となる。

$$\psi_{\theta} = \left(\frac{2\pi}{L_d} \right)^2 I_{\theta} = \frac{\pi^2 (D_1^2 + D_2^2)}{2L_d^2} m_1 \quad (2.6)$$

式(2.6)から、慣性質量はリードの2乗に反比例し、回転錘の外径や内径の2乗に応じて大きくなることから分かる。すなわち、実質量の数千倍もの慣性質量を生み出すことが可能となる。

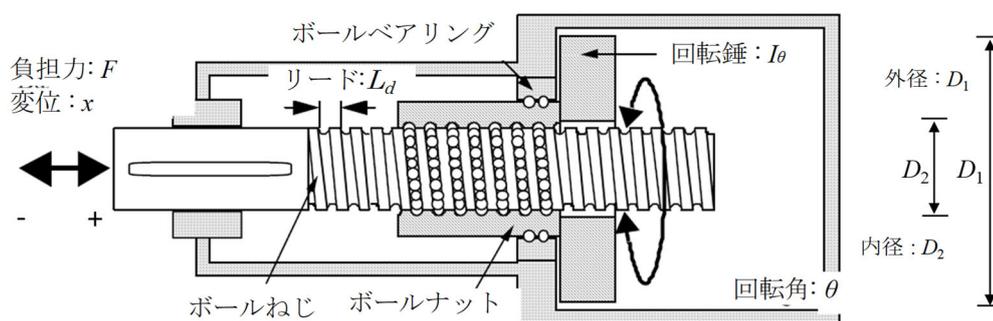


図 2.1 慣性質量ダンパーの基本構成

図 2.2 に 1 質点系にモデル化した建物に慣性質量ダンパーを付加した図を示す。慣性質量 ψ は、ボールねじが軸方向に変位する相対加速度に反応して荷重を発生することから、この時の運動方程式は式(2.7)となる。すなわち、慣性質量 ψ により入力加速度は $M/(M+\psi)$ 倍に低減された式となる。これが入力低減効果である。

$$\ddot{x} + \frac{c}{M+\psi} \dot{x} + \frac{k}{M+\psi} x = -\frac{M}{M+\psi} \ddot{y} \quad (2.7)$$

また、質量は ψ 分増加するため、周期は $\sqrt{(M+\psi)/M}$ 倍伸びることになる。これが周期伸長効果である。慣性質量ダンパーを付加することにより、入力低減効果と周期伸長効果が期待できることから、2.2 節では慣性質量ダンパーを用いた免震建物の振動性状について 1 質点系モデルを用いて示す。

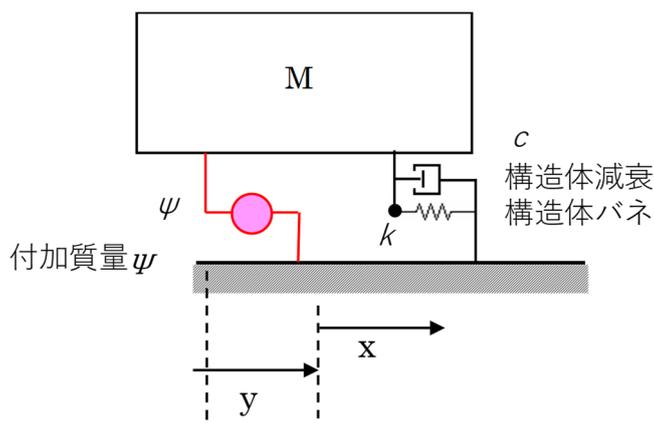


図 2.2 1 質点系モデルに慣性質量ダンパーを付加

2.1.2 超高層免震建物に対するコア貫通型複層免震の提案

本論文で超高層免震建物を対象に提案する架構は、高次モードの振動を抑え、より耐震性能の高い架構としてコア貫通型複層免震架構を提案する（以降、提案架構）。提案架構は、1つの架構内に複数の免震層を有し、建物全層を貫通するコア部直下に免震層を有する架構である。提案架構にて達成する目標性能は、レベル2地震動に対して建物全層の加速度が 100cm/s^2 以下、層間変形角が $1/400$ 以下、かつ免震層変形が 40cm 以下と設定する。本目標性能は、通常の免震建物応答の約半分であり、構造的な被害だけでなく非構造部材や室内の家具転倒などの被害さえ生じさせない程の性能である。

図 2.3(a)に提案架構の概念図を示す。提案架構は、基礎免震層だけでなく中間免震層を追加した複層免震架構であり、中間免震層以下（以後、基壇部と称す）とは絶縁され、中間免震層以上の構造（以後、基準階と称す）と一体化したコアを建物全層に貫通させた特徴を有す。さらにコア下には免震層が設けられている。建物全層にコアを貫通させることにより縦動線を確認し、かつ地震力を伝達することが可能な構造的な心棒としている。またコア下の免震層変形は、基礎免震層と中間免震層の変形のおおよそ和となるため、免震層2層分の変形が生じる。当該部に減衰装置（ダンパー）を設置することで、非常に効率的なエネルギー吸収が可能となり、大きな減衰性能を付与できる。コアの構造形式は RC だけでなく S 造においてもブレースにより剛性を高めることを想定している。本論文では本提案架構の応答低減効果を検証するために、提案架構から全層貫通するコアを無くし、基準階と基壇部を免震層で分割した一般的な複層免震架構（以降、2層免震）と比較検討する。2層免震の概念図についても図 2.3 (b)に示す。

提案架構はコアが建物全層を貫通し、コア下に免震層を有す点で既出の2層免震架構とは異なる。コア下免震層の変形は、2層の免震層変形に追従する構造であるため、他の免震層変形の約2倍となる。すなわち、コア下免震層に設置するダンパーが効率的にエネルギー吸収し、既出の免震構造よりも大きな減衰性能を

付与できる利点がある。超高層免震建物において目標性能を達成するには、高次モードの影響を小さくすることが不可欠であるため、主として1次モードで振動する架構となるような各免震層の諸元を検討する。2.3.1項で提案架構と、比較対象となる2層免震とを2質点系モデルに置換する。次にコア部直下の減衰を含む、全ての免震層の減衰を考慮した調和地動入力に対する応答倍率を定式化し示すことで各免震層の減衰による振動性状を明らかにする。また複素固有値解析を行い、各免震層の減衰の効果やコア剛性の応答への影響について示す。2.3.2項では、2.3.1項で定式化した応答倍率曲線のピークを最小化する減衰と固有ベクトル比 γ (2.3.1項にて説明する)の組み合わせを数値計算で試行錯誤的に求め、応答低減に効果的、かつ合理的な免震諸元の範囲を示す。

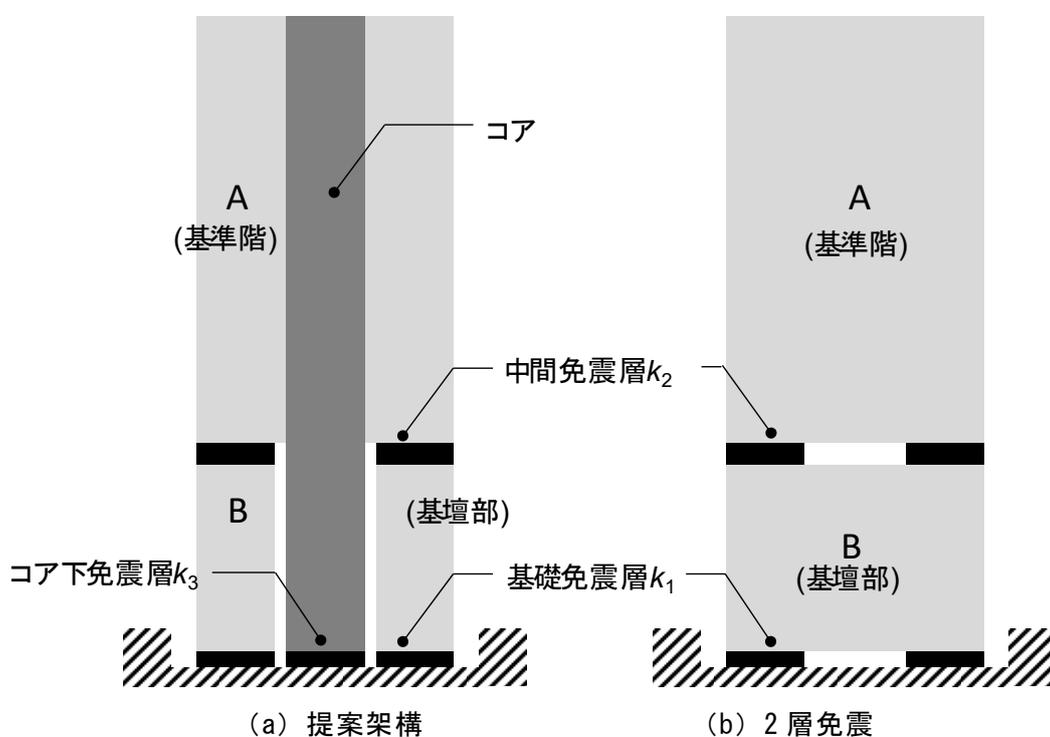


図 2.3 提案架構の概念

2.2 慣性質量ダンパーの効果

2.2.1 慣性質量ダンパーと直列ばね

慣性質量ダンパーを様々な形で構造体と接続した場合の伝達関数(表 1.1)を利用して、図 2.4 に示す 3 つのケースについて構造体の相対変位応答倍率と絶対加速度応答倍率を描き、図 2.5 に示す。図 2.4 において、(a)は慣性質量ダンパーを設置しない通常の免震架構(天然ゴム支承とオイルダンパー)である。減衰定数は 1 次固有周期に対して 20%と設定する。(b)は(a)の架構に、並列に剛体的に慣性質量ダンパーを設置した場合である。慣性質量と構造体質量との質量比は 0.15 と設定する。(c)は(a)の架構に、慣性質量ダンパーと直列ばねを接続した場合である。直列ばね剛性 k_d は免震層剛性 k の 1.4 倍と設定した。なお、図 2.4(a)~(c)に用いた慣性質量ダンパーは入力された相対加速度に応じて線形的に荷重を負担する。

図 2.5(a)より、慣性質量ダンパーを剛体的に付加することによって、ピークの振幅が小さくなるだけでなく、振動数比 1 以上で変位応答が低減されている。一方、加速度応答を示す図 2.5(b)と (c)においては、振動数比 0.8~4 の範囲で加速度応答は低減するが、振動数比 4 以上で慣性質量ダンパーを付加することで増大してしまう。この関係を式で示すと、式(2.7)において $c = 0$ 、 $k = 0$ 、 $\Psi = 0$ とすると、 $M\ddot{x} = -M\ddot{y}$ となり、質点の静止座標からの絶対加速度は $\ddot{x} + \ddot{y} = -\ddot{y} + \ddot{y} = 0$ となり、絶対加速度は生じない。一方で $\Psi \neq 0$ の場合、 $(M + \Psi)\ddot{x} = -M\ddot{y}$ となり、絶対加速度は式(2.8)となる。すなわち慣性質量ダンパーから直接伝達される加速度が生じることになる。

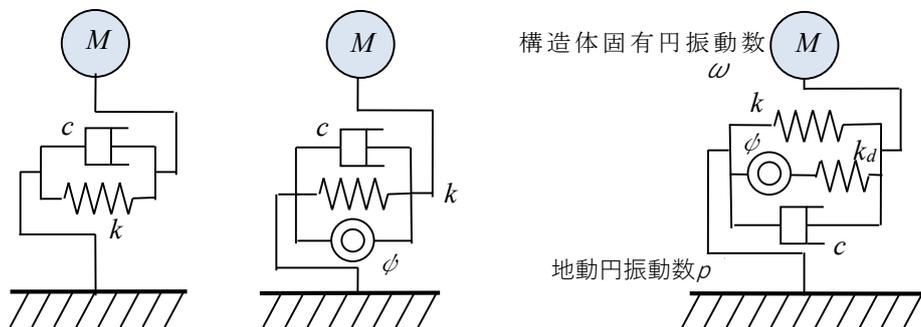
$$\ddot{x} + \ddot{y} = -\frac{M}{M+\Psi}\ddot{y} + \ddot{y} = \frac{\Psi}{M+\Psi}\ddot{y} \quad (2.8)$$

この慣性質量ダンパーから直接伝達される加速度に対して、直列ばねを接続することにより慣性質量ダンパーがない通常免震構造と同様に高振動数側で応答加速度が 0 に漸近することが分かる。

ここで、想定する建物は免震建物であるから、振動数比 1 とは周期約 4 秒~6 秒(振動数 0.16~0.25Hz)である。すなわち図 2.5(b)において、慣性質量ダンパーを付加することで慣性質量ダンパーが無い場合と比較して加速度が増大する振動数比は 4 程度以上であることから、入力の振動数は 1Hz 以下となり、多くの地震動が卓越する振動数帯となる。そこで慣性質量ダンパーに直列ばねを付加することにより、高振動数側の絶対加速度応答を低減できることが分かった。一方で相対変位の応答倍率は高振動数側で慣性質量ダンパーを剛体的に付加した場合よりも増加するが、応答倍率として 1.0 に漸近して変位増幅はないことから、加速度応答の低減を優先する。

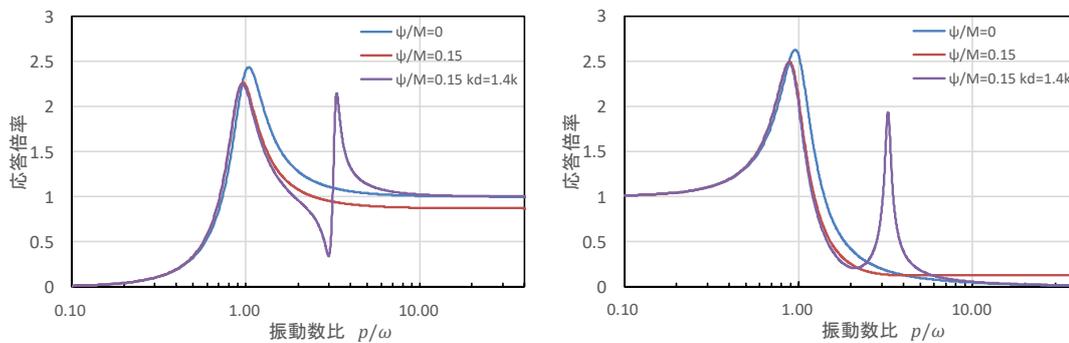
これらの結果より、3.2 節では小型の慣性質量ダンパーと直列ばねを使用した振動台実験を実施し、慣性質量ダンパー+直列ばねの効果を検証する。なお、制振

分野で盛んに研究されている、構造体と付加振動系を同調させる手法については、同調により慣性質量ダンパーと直列ばねの変形が大きくなり、現実的ではないことから検討から外している。



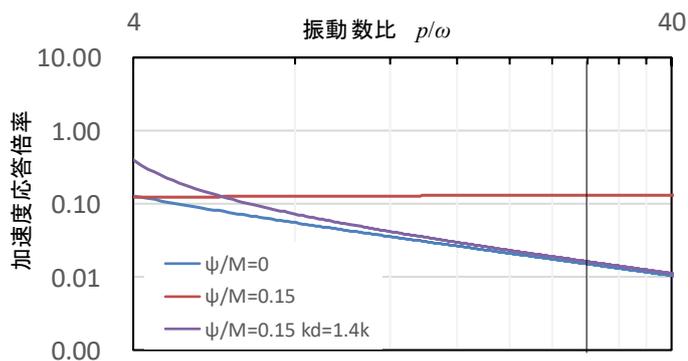
(a) 通常免震 (b) 慣性質量ダンパーあり (c) 慣性質量ダンパー+直列ばね

図 2.4 比較する慣性質量ダンパーの接続方法



(a) 相対変位応答倍率

(b) 加速度応答倍率

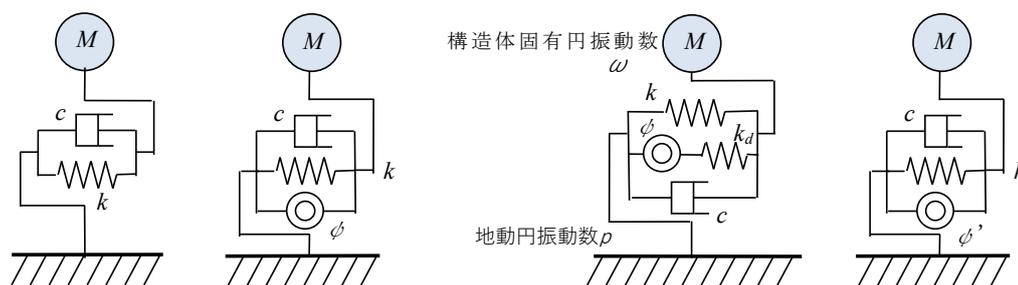


(c) 加速度応答倍率の拡大

図 2.5 慣性質量ダンパーの接続の違いによる応答倍率の比較

2.2.2 リリーフ機構付き慣性質量ダンパー

次に、第1章の中南らの既往の研究で示された、ある一定以上の軸力が作用すると慣性質量がリリーフする非線形性の効果について、本論文においても1質点系モデルを用いた時刻歴応答解析を行い検証する。解析に用いた1質点系モデルを図2.6(a)~(d)に示す。図2.6(a)は天然ゴムとオイルダンパーを用いた通常免震架構(Case1)であり、(b)は(a)に慣性質量ダンパーを剛体的に付加した架構(Case2)、(c)はさらに直列ばねを付加した架構(Case3)、(d)は慣性質量ダンパーにリリーフ機構を付加した架構(Case4)である。解析には図2.6(a)の減衰を倍にしたモデル(Case5)も作成し、その他の免震架構と比較した。解析に使用したオイルダンパーの荷重—速度関係を図2.7に示す。オイルダンパーはバイリニアモデルを使用した。解析モデルの免震層変位が400mmとなる時の速度(50cm/s)から等価減衰係数を算出し、設定した減衰定数となる台数を求めて解析に用いた。その結果Case1~Case4では4台、Case5では8台のオイルダンパーを使用した。解析に使用した5つの解析Caseの免震諸元一覧を表2.1に示す。Case4のリリーフ機構付き慣性質量ダンパーは、ダンパー軸力が800kNを超えると慣性質量が2500tから365tへ低減されるよう設定した。



(a)通常免震 (b)慣性質量ダンパー付加 (c)直列ばね付加 (d)リリーフ機構付
 図 2.6 解析用1質点系モデル

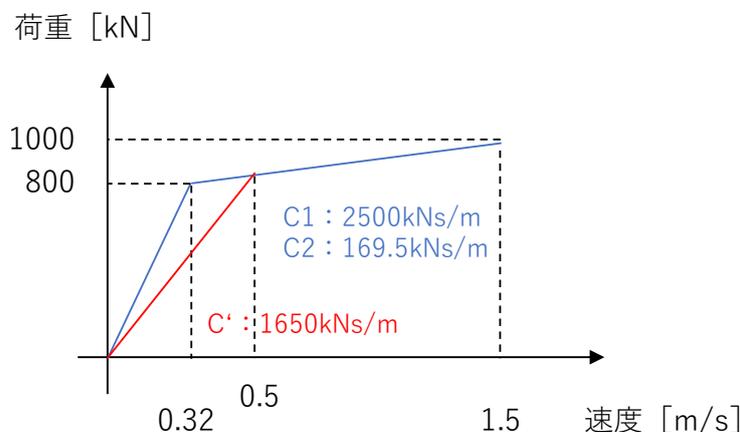
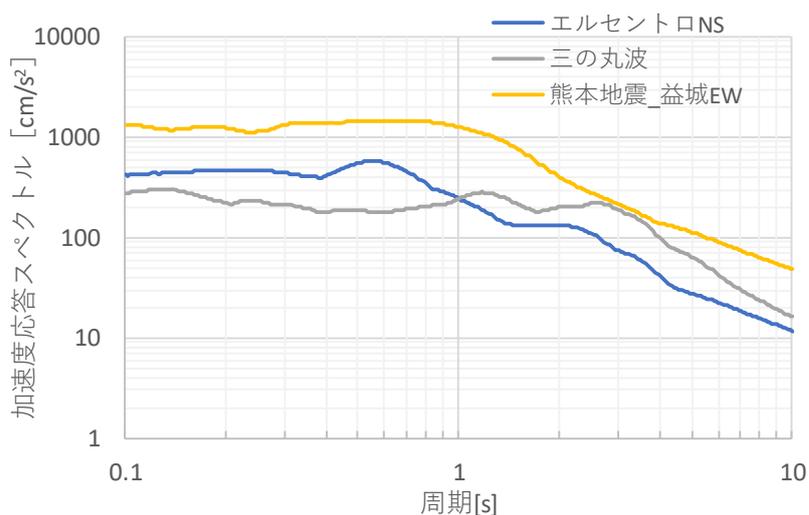


図 2.7 オイルダンパーの荷重—速度関係

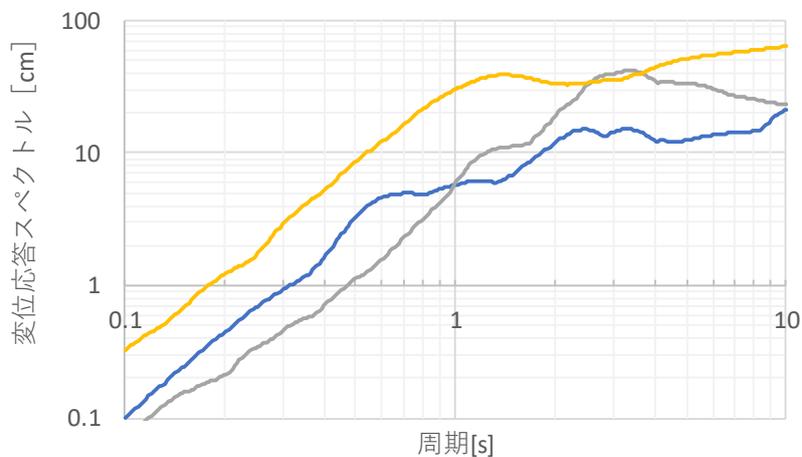
表 2.1 解析ケース諸元一覧

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
建物重量[t]	12000				
免震層剛性[kN/m]	1.9×10^4				
固有周期[s]	5.0				
減衰定数[%]	20.0	20.0	20.0	20.0	40.0
慣性質量[t]	0.0	2500	2500	2500	0
軸力制限[kN]	-	-	-	800.0	-
リリース後の慣性質量[t]	-	-	-	365	-
直列ばね剛性[kN/m]	-	-	2.6×10^4	-	-

入力地震動は、レベル 2 相当に基準化したエルセントロ NS 波、三の丸波、2016 年熊本地震の益城町 EW 波の 3 波を使用した。各入力地震動の減衰 20% 時の変位応答スペクトルと加速度応答スペクトルを図 2.8(a)、(b)に示す。



(a) 加速度応答スペクトル ($h = 0.2$)



(b) 変位応答スペクトル ($h = 0.2$)

図 2.8 入力地震動の応答スペクトル

解析結果を図 2.9(a)、(b)に示す。図 2.9(a)は各解析 Case の最大免震層変位を示し、図 2.9(b)は最大応答加速度を示す。まず図 2.9(a)より、全ての地震動に対して Case1 より Case2 の方が免震層変位を低減できている。図 2.9(b)より、三の丸波のように長周期が卓越する地震動では加速度も低減が可能となるが、エルセントロや益城のように短周期側も大きな成分を含む地震動では、大きく加速度が増加する。一方で直列ばねを付加した Case3 では、変位の低減効果を損なわずにエルセントロの加速度増加を抑制できている。この結果は図 2.5 と対応する。しかしながら、益城のようにレベル 2 を超える巨大な地震動に対しては、直列ばねを付加しても線形的に負担荷重は増え、加速度の増加を抑制することができていない。そこで、Case4 のようにリリース機構を付加することによって、益城のような非常に大きな地震動に対しても加速度の増加を抑制しながら、免震層変位を約 17% も低減できている。オイルダンパーを Case1 の 2 倍の台数入れた Case5 は、変位の低減効果はあるが、免震効果が損なわれるため加速度の増加が生じる。Case4 は Case5 と比較し、同程度の免震層変位の低減効果を有しながら、加速度増加を抑制できている。また免震層に設置するダンパーは設置箇所の制限からダンパー台数が少ない方が設計的に有利である点からも優位性があることを示した。

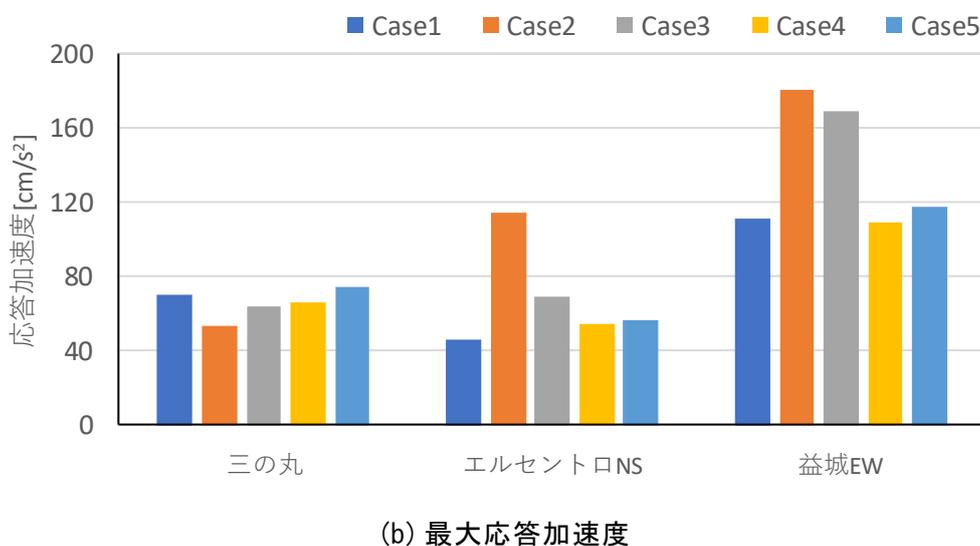
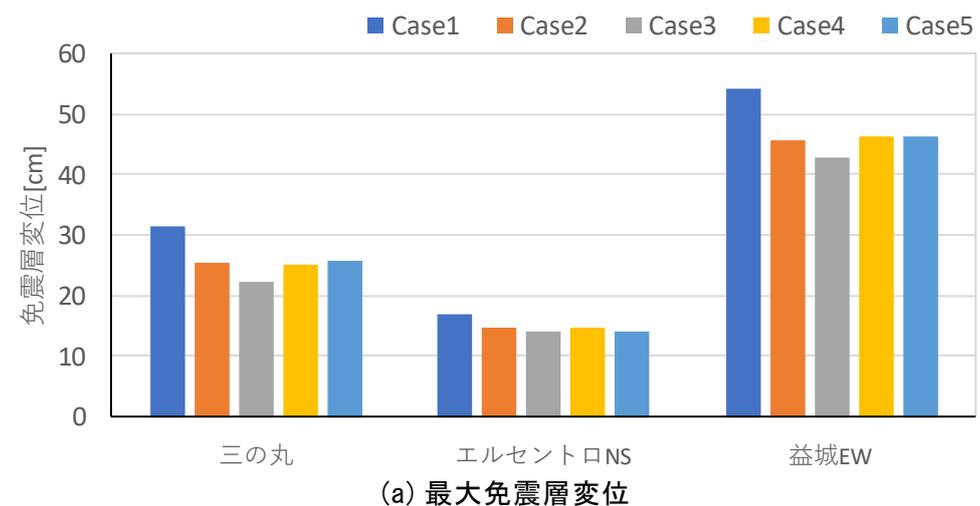


図 2.9 時刻歴応答解析結果

2.3 コア貫通型複層免震架構の振動性状

本節では、コア貫通型複層免震架構（以降、提案架構）の基本的な振動性状について2質点系せん断型モデルを用いて、既出の免震架構である2層免震と比較して示す。

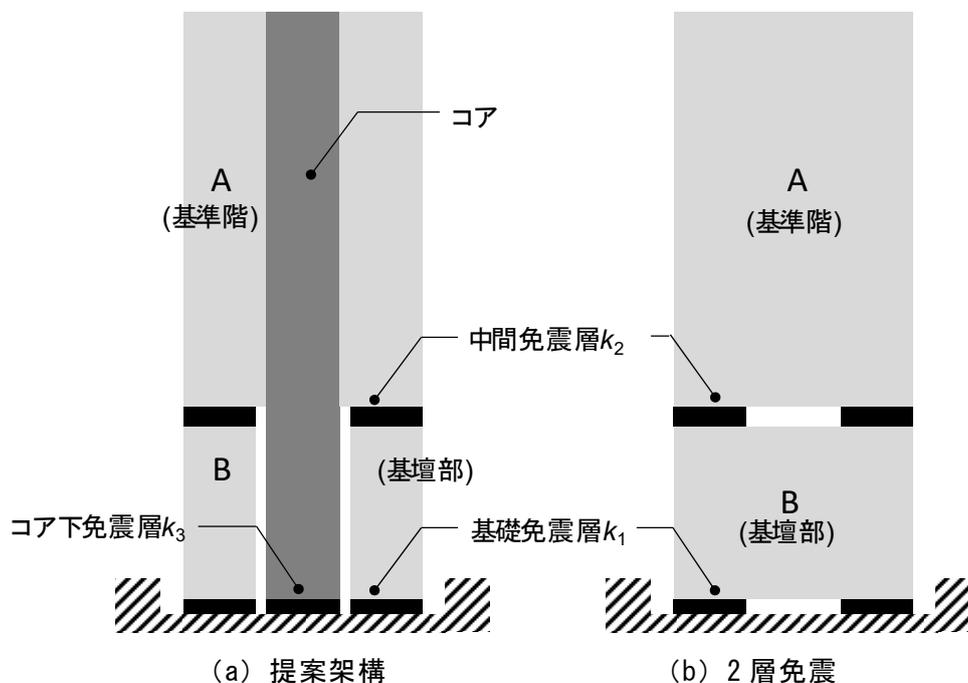


図 2.3 提案架構の概念（再掲）

2.3.1 2質点系せん断型モデルの構築

提案架構と2層免震の両架構において、中間免震層より上部の基準階を質点 A、基壇部を質点 B として2質点系せん断型モデルに置換し、図 2.10 に示す。基礎免震層剛性、中間免震層剛性、コア下免震層剛性をそれぞれ k_1 、 k_2 と k_3 とし、減衰係数の記号も剛性と同様とする。また、 k_3 、 c_3 と質点 A を繋ぐコアの剛性を k_d とする。なお、2層免震においては k_d 、 k_3 、 c_3 を 0 とすることで同モデルにより表現可能である。

複数の免震層を有する架構においては、各免震層の剛性比率は重要な検討事項となる。筆者らは中間層と基礎部の免震層変形を1つの評価指標として用いることとし、それを1次の固有ベクトルに着目して表すこととした。図 2.11 に両解析モデルの1次の振動モード図を示す。ここで、質点 A、質点 B の層変位の固有ベクトルをそれぞれ r_A 、 r_B とし、 r_B を基準にした固有ベクトルの比を γ (r_A/r_B) と定義し、これを固有ベクトル比と呼ぶこととする。固有ベクトル比 γ が 2 の場合は直線モードを表し、1次モードに起因する振動だけを考えれば、基礎免震層と中間免震層の変形は等しくなる。質点 A、質点 B の質量を、それぞれ m_A 、 m_B とし、質量比 (m_A/m_B) を μ と定義する。

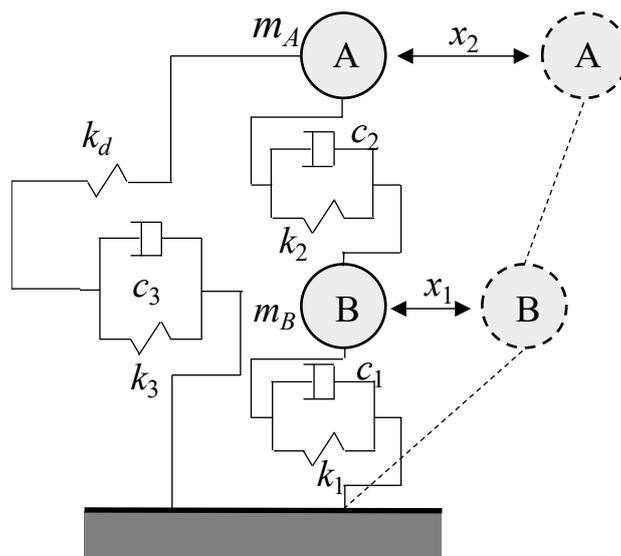


図 2.10 2 質点系せん断型モデル

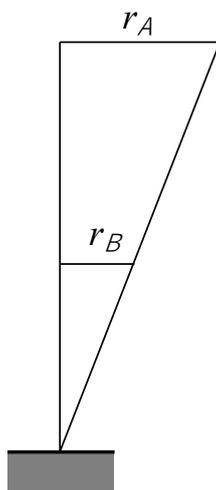


図 2.11 1 次の振動モード

図 2.10 に示す構造解析モデルは、質点 A の変位を x_2 、質点 B の変位を x_1 として、地動入力加速度を \ddot{y}_0 とすれば式(2.8) に示す振動方程式が構成できる。このとき、 k_d は十分に剛と仮定する。式(2.9)で表される固有値問題から固有ベクトル比 γ で整理した式(2.10)、式(2.11)を得る。

$$\begin{bmatrix} m_A & 0 \\ 0 & m_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_3 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 + k_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_2 \\ x_1 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_A & 0 \\ 0 & m_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{y}_0 \dots (2.8)$$

$$\begin{bmatrix} k_3 + k_2 - \omega^2 m_A & -k_2 \\ -k_2 & k_2 + k_1 - \omega^2 m_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_A \\ r_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots (2.9)$$

$$\frac{r_A}{r_B} = \frac{k_2}{k_3 + k_2 - \omega^2 m_A} \dots (2.10) \quad \frac{r_A}{r_B} = \frac{k_2 + k_1 - \omega^2 m_B}{k_2} \dots (2.11)$$

ここで、 ω^2 は系の固有値である。

2.3.1.1 共振曲線の定式化

本項では、免震層の減衰を考慮した提案架構における応答倍率、すなわち共振曲線を定式化する。

(1) 変位応答倍率

はじめに図 2.10 の提案架構を模擬した相対座標系で表した 2 質点系について検討する。式(2.8)の振動方程式に対し、調和地動変位を $y_0 = Y_0 e^{i\omega t}$ として減衰項を考慮した応答倍率（共振曲線）を求める。 $\mathbf{x} = \mathbf{r} e^{i\omega t}$ とすると、本モデルの振動方程式は式(2.13)となる。なお、ここでの ω は調和地動変位の加振円振動数を示す。

$$[-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K}] \mathbf{r} e^{i\omega t} = \omega^2 \mathbf{M} \mathbf{i} Y_0 e^{i\omega t} \quad \dots (2.12)$$

$$\left| \frac{1}{Y_0} \mathbf{r} \right| = \left| \frac{\omega^2}{\omega_B^2} \left[-\frac{\omega^2}{\omega_B^2} \mathbf{M} + i \frac{\omega}{\omega_B^2} \mathbf{C} + \frac{1}{\omega_B^2} \mathbf{K} \right]^{-1} \mathbf{M} \mathbf{i} \right| \quad \dots (2.13)$$

ここで、 $\ddot{\mathbf{x}} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_1 \end{Bmatrix}$ 、 $\dot{\mathbf{x}} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_2 \\ \dot{x}_1 \end{Bmatrix}$ 、 $\mathbf{i} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$ 、 $\mathbf{r} = \begin{Bmatrix} r_A \\ r_B \end{Bmatrix}$ 、

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_A & 0 \\ 0 & m_B \end{bmatrix}, \quad \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_3 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 + c_1 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_3 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 + k_1 \end{bmatrix}$$

さらに、式(2.13)のように左辺を地動変位に対する応答変位の比を絶対値で表せば、地盤に対する変位応答倍率となる。

ここで、簡便のため $k_3=0$ とすると、質点 A の地盤からの変位応答倍率は式(2.14)で表せる（以降 $k_3=0$ ）。

$$\left| \frac{x_2}{y_0} \right| = \rho^2 \sqrt{\frac{F_A + G_A}{D + E}} \quad \dots (2.14)$$

また、質点 B の変位応答倍率は式(2.15)で表せる。

$$\left| \frac{x_1}{y_0} \right| = \rho^2 \sqrt{\frac{F_B + G_B}{D + E}} \quad \dots (2.15)$$

ここで、

$$\lambda = \omega_A/\omega_B, \quad \rho = \omega/\omega_B, \quad \omega_A^2 = k_2/m_A, \quad \omega_B^2 = k_1/m_B, \quad \mu = m_A/m_B$$

$$h_A = c_2/(2m_A\omega_A), \quad h_B = c_1/(2m_A\omega_A), \quad h_C = c_3/(2m_A\omega_A)$$

$$D = \{(1 - \rho^2)(\lambda^2 - \rho^2) - \mu\rho^2\lambda^2 - (2\rho\lambda)^2\mu(h_A h_B + h_A h_C + h_B h_C)\}^2$$

$$E = (2\rho\lambda)^2\{(1 - \mu\rho^2 - \rho^2)h_A + \mu(\lambda^2 - \rho^2)h_B + (\mu\lambda^2 - \rho^2 + 1)h_C\}^2$$

$$F_A = \{(\mu + 1)\lambda^2 - \rho^2 + 1\}^2$$

$$G_A = (2\rho\lambda)^2\{(\mu + 1)h_A + \mu h_B\}^2$$

$$F_B = \{(\mu + 1)\lambda^2 - \rho^2\}^2$$

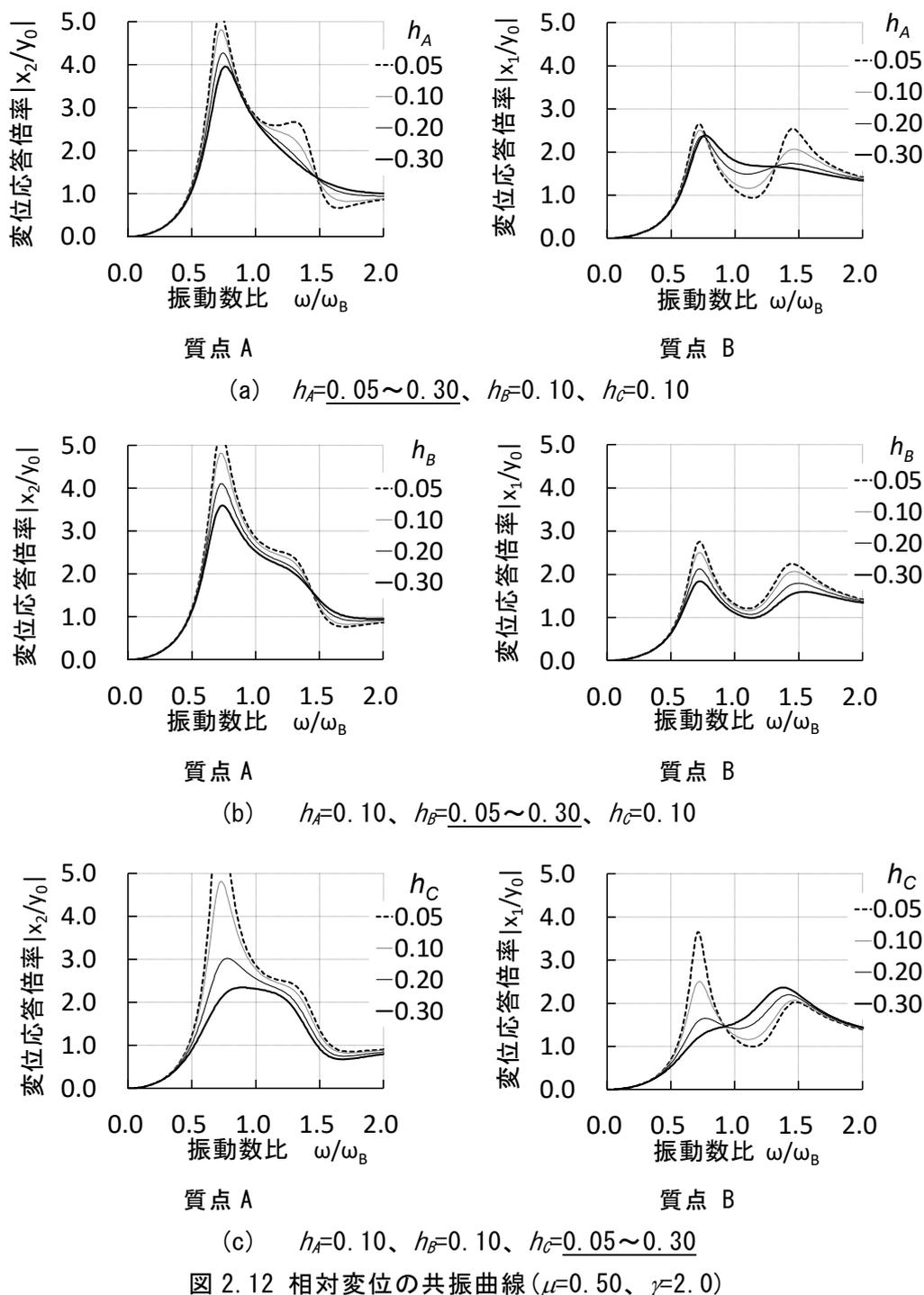
$$G_B = (2\rho\lambda)^2\{(\mu + 1)h_A + h_C\}^2$$

以上の通り、提案架構の変位応答倍率を質量比 μ 、振動数比 λ 、中間免震層の減衰定数 h_A 、基礎免震層の減衰定数 h_B 、及びコア下免震層の減衰定数 h_C を用いて無次元化して表した。

なお、各層の減衰定数 (h_A と h_B および h_C) は中間免震の減衰定数 h_A を基準に定義した。すなわち、 $h_B/h_A=c_1/c_2$ 、 $h_C/h_A=c_3/c_2$ の関係となる。ここで、式(2.14)、式(2.15)を元に $\mu=0.50$ 、 $\gamma=2.0$ の系について、 $h_A=0.10$ 、 $h_B=0.10$ 、 $h_C=0.10$ を基準に、各減衰定数を 0.05~0.30 まで単独に変化させた場合の質点 A と質点 B の変位の共振曲線を図 2.12 に示す。

質点 A に関しては図 2.12(a)と(b)に示すよう、 h_A または h_B を変化させた共振曲線の変化の傾向および低減の割合は同等である。一方、図 2.12(c) に示すよう、 h_C は他と比べ応答倍率の低減が大きい。

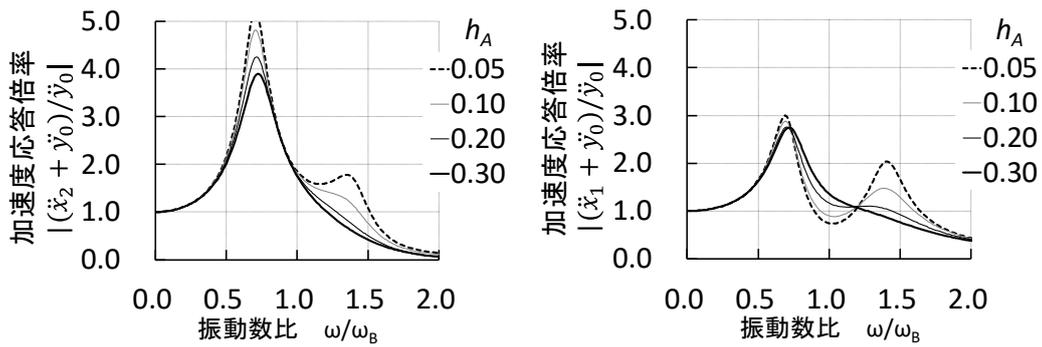
質点 B に関しては図 2.12(a)に示すよう h_A のみを変化させた場合、減衰を変化させても必ず通る点、いわゆる定点が 2 つ確認できる。この 2 定点を最大値とする γ と h_A の組み合わせが TMD (動吸振器) で用いられる定点理論¹⁰⁾、¹¹⁾ の最適同調である。一方、図 2.12(b)に示すよう h_B のみを変化させた場合には定点は見られないが、減衰定数が大きいほど応答倍率は振動数に依らず低減する。また、図 2.12(c)で h_C のみを変化させた場合は $\rho=0.9$ 付近に交点が見られるが、この交点を最大値にする h_C の値は確認できない。ただし、 h_C を付加することで 1 次モードの応答倍率は大幅に低減できる。



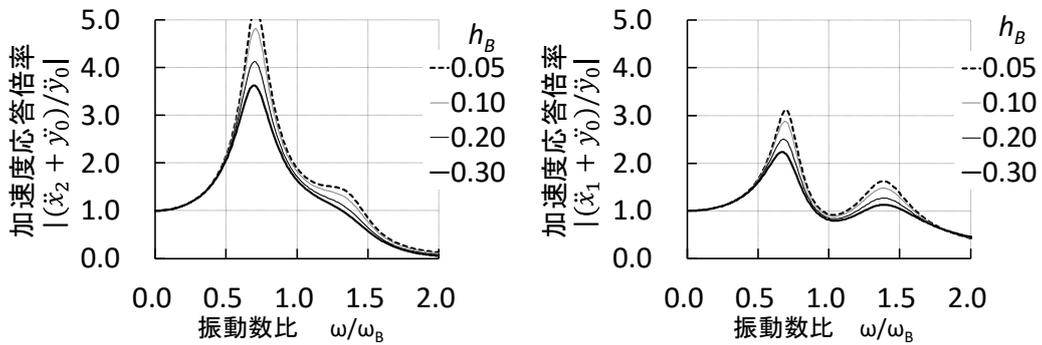
(2) 絶対加速度応答倍率

ここでは、前項と同様の系について絶対加速度応答倍率を示す。同じく $h_A=0.10$ 、

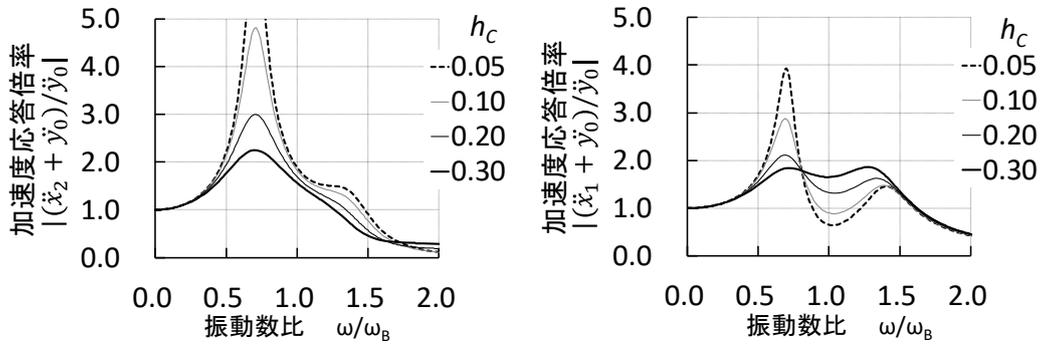
$h_B=0.10$ 、 $h_C=0.10$ を基準に、各減衰定数を $0.05\sim 0.30$ まで単独に変化させた場合の質点 A と質点 B の絶対加速度の共振曲線を図 2.13 に示す。質点 A の共振曲線の傾向は図 2.12 で示した変位応答倍率と同様であり、 h_C の付加による低減効果が大きい。また、質点 B の共振曲線の傾向も図 2.12 と同様で、 h_C を付加することで 1 次モードの応答倍率を大幅に低減できる。さらに、図 2.13 (c) の質点 B で $h_C=0.30$ の線に着目すると、 h_C の効果により、1 次と 2 次の応答倍率のピークが概ね揃っているのがわかる。つまり、応答に支配的な 1 次モードのみを考えれば免震層変形が揃う、 $\gamma=2.0$ の剛性バランスで質点 B のピークを最小化できる。



質点 A 質点 B
(a) $h_A=0.05\sim 0.30$ 、 $h_B=0.10$ 、 $h_C=0.10$



質点 A 質点 B
(b) $h_A=0.10$ 、 $h_B=0.05\sim 0.30$ 、 $h_C=0.10$



質点 A 質点 B
(c) $h_A=0.10$ 、 $h_B=0.10$ 、 $h_C=0.05\sim 0.30$

図 2.13 絶対加速度の共振曲線($\mu=0.50$ 、 $\gamma=2.0$)

(3) 層間変位応答倍率

続いて同様の系について各減衰定数をパラメータにした層間変位応答倍率を示す。地動変位に対する質点 A と B の層間変位の共振曲線 ($|(x_2-x_1)/y_0|$)、ならびに基礎免震層を基準にした層間変位応答倍率の比 ($|(x_2-x_1)/x_1|$) を図 2.14 に示す。既往の報告¹²⁾で示した複素固有値解析の結果と同様、 h_A や h_B に減衰を大きく付与すると位相差が生じ、図 2.14(a)、(b)層間変位応答倍率の比の 1 次 ($\rho=0.7$) 付近で値が増加する。一方、図 2.14(c)で h_C を大きく付与した層間変位の共振曲線(質点 A-B)と図 2.12(c)で質点 B の共振曲線(質点 B)とは概ね一致し、層間変位応答倍率の比も 1.0 前後と h_C が位相差に与える影響は小さい。したがって、提案架構においては、 γ を各免震層の変形比と見なせる。

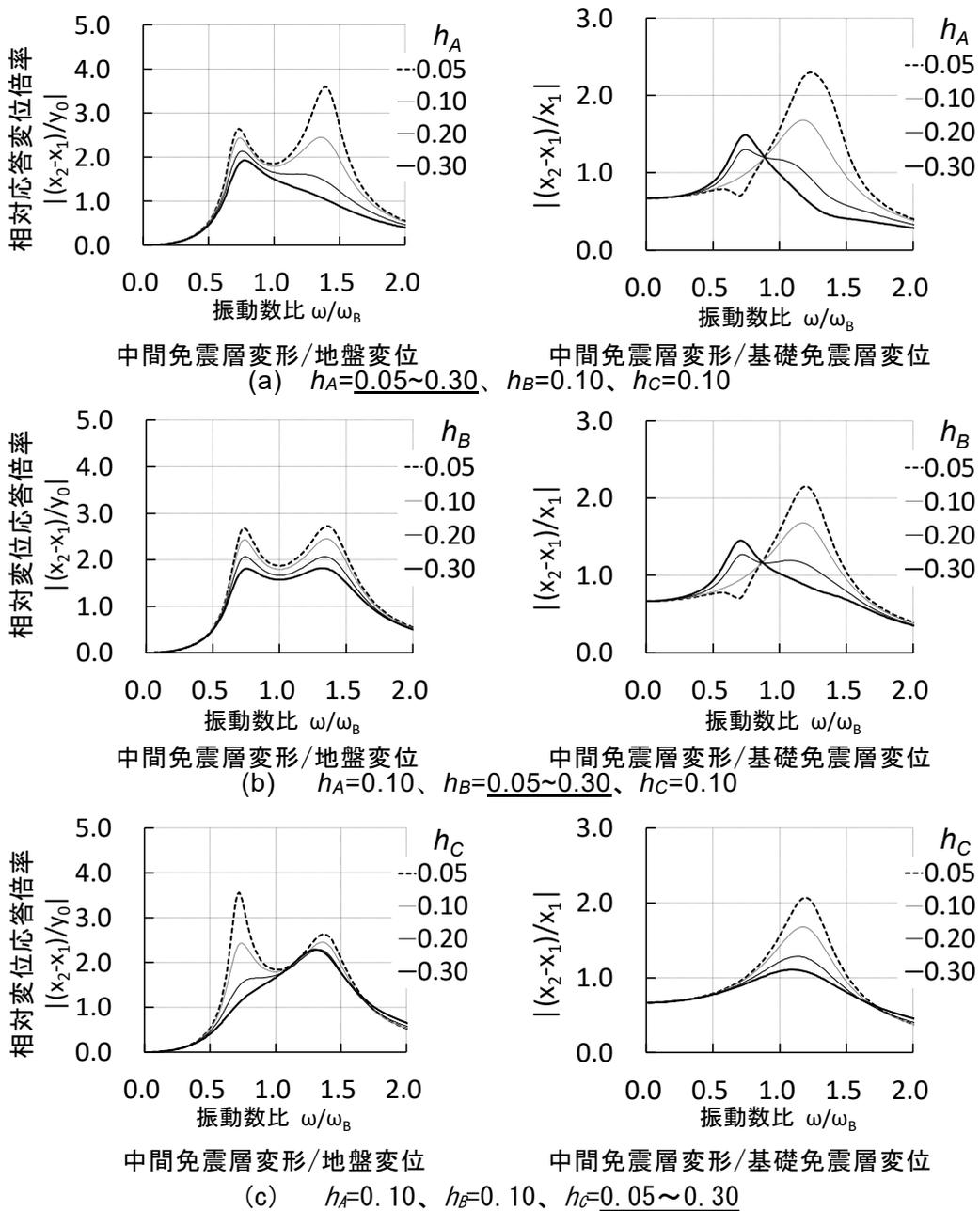


図 2.14 質点 A、B の層間変位の共振曲線($\mu=0.50$ 、 $\gamma=2.0$)

2.3.1.2 複素固有値解析に基づく免震層の減衰の効果

前節において、コア下免震層に設置する減衰の効果により、1 次の応答が大幅に低減することを示した。本節では具体的な提案架構の諸元を設定し、各免震層の減衰係数 c_1 、 c_2 、 c_3 をパラメータとして複素固有値解析を実施することで、各減衰の変化による1次と2次の減衰定数の変化について検討する。解析モデルの諸元は、1次固有周期を7.0秒とし、基礎免震層と中間免震層の減衰係数 c_1 と c_2 は初期条件として、1次固有周期に対してそれぞれ20%となるよう設定する。この初期状態から c_1 、 c_2 、 c_3 を初期の c_1 に対して各々0~1.0倍まで変化させる。図2.15(a)、(b)に検討結果を示す。図2.15(a)より、 c_3 を増加させることで、 c_1 、 c_2 を増加させるケースと比較して1次の減衰定数が大きく増加しているのがわかる。一方で、図2.15(b)より、2次の減衰定数は、 c_3 を増加させても大きく変わらない。これは、 c_3 を増加させることで2次の減衰定数を過減衰とすることなく1次の減衰定数のみを大きく増加できることを示している。つまり、提案架構の特徴である2倍の変形が生じるコア下免震層の減衰(c_3)をより多く設置することで、1次の振動を効果的に低減可能と言える。本提案架構においては、全層を貫通するコアと2層の免震層剛性比により1次モードを卓越させる性状とし、コア下免震層に多くの減衰を付加することにより効率的に応答を低減させる狙いである。

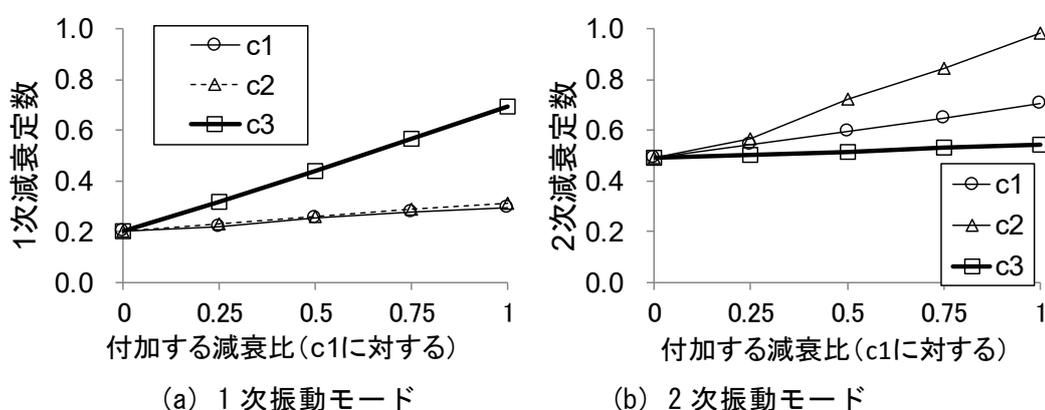


図 2.15 各免震層の減衰を増加した場合の減衰定数の変化

2.3.1.1 項にてコア下免震層の減衰により、1 次の振動が効果的に低減されることを示したが、コア剛性 k_d を剛と仮定した検討であった。しかしながら、実際にはコア剛性にも緩みがあることから、 k_1 を基準にコア剛性 k_d の比 (k_d/k_1) をパラメータとして、複素固有値解析を実施し、各振動モードの減衰定数や固有周期、刺激関数の変化を検証する。このとき、 k_3 は 0 としている。解析結果を図 2.16(a)~(d) に示す。図 2.16 (a) より、(k_d/k_1) が 1.0 よりも小さい場合は、1 次減衰定数は大きく減少する。また図 2.16 (c)、(d) より、(k_d/k_1) が 1.0 より小さいと、1 次と 2 次の刺激関数の絶対値が A 部 B 部ともに増加することが分かる。この結果より、コア下免震層の減衰効果を発揮させるには、コア剛性比が 1.0 以上、すなわち基礎免震層剛性以上とする必要があることが分かった。

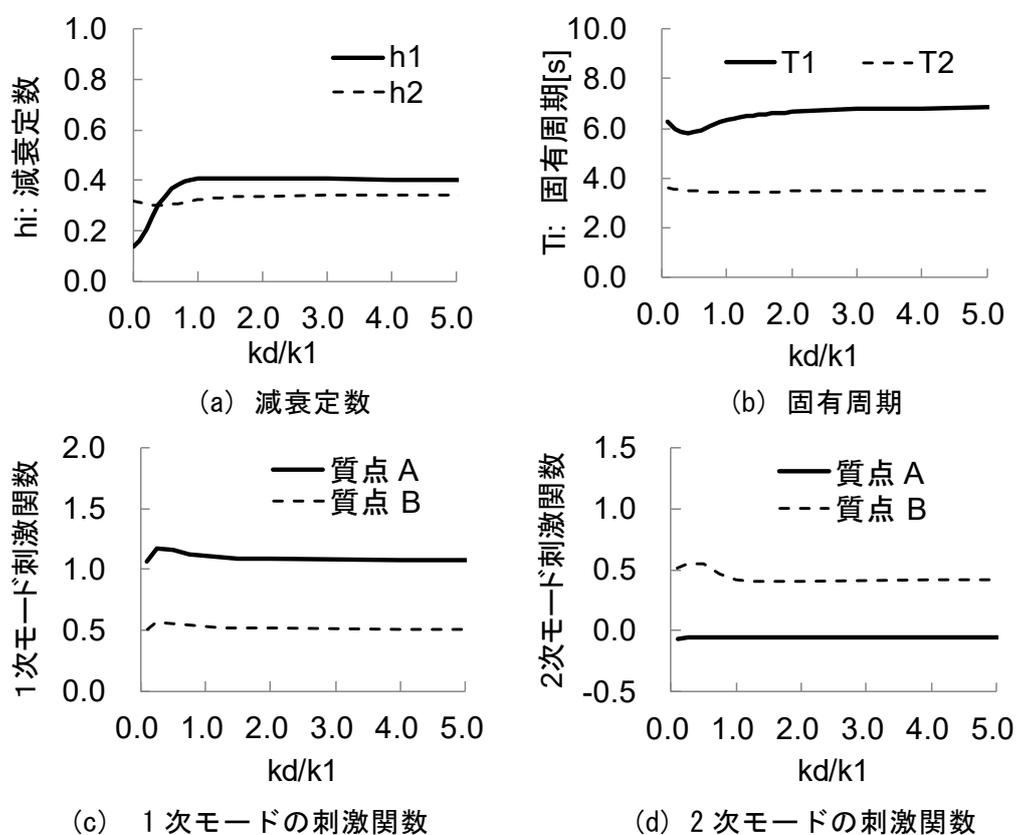


図 2.16 コア剛性の変化による各振動性状の変化

2.3.2 最適固有ベクトル比の導出

超高層免震建物においては、長周期長時間地震動など長周期化するだけでは対応できない地震動に対してより高い減衰性能が求められる。一方、ダンパー設置箇所には限りがあるため TMD の定点理論のように減衰効率を高めた設計手法も有用である。そこで本章では提案架構について、定点理論における最適同調条件のように最大応答倍率を最小化できる免震諸元の組み合わせを、固有ベクトル比 γ を用いて検討する。また、本論では定点理論を2層免震に適用した例とも比較する。なお、この $\gamma (=r_A/r_B)$ は質点 A、B の1次固有ベクトルの比を表し、1次の応答が支配的であることを鑑みて中間層免震と基礎免震の変形の割合を把握する為の指標である。

2.3.2.1 定点理論における最適固有ベクトル比

(1) 最適同調時の応答倍率と加速度応答スペクトル

まず、定点理論と告示の加速度応答スペクトルの関係を整理する。図 2.17 に $T_1=6.0$ 秒とした $\mu=0.02$ と $\mu=1.00$ の定点理論による最適同調時の質点 B の絶対加速度応答倍率を告示の加速度応答スペクトル¹³⁾と重ねて示す。定点理論における2定点のうち短周期側を P 点、長周期側を Q 点とすると、 $\mu=0.02$ に対し $\mu=1.00$ では、最大応答倍率は大きく低減できる。一方、2次を表す P 点は短周期側にシフトし、P 点の応答倍率は $\mu=1.00$ の方が大きくなる。つまり、質量比が大きい2質点系に定点理論の最適同調条件を適用すると、2次に起因した応答加速度が増加する。実際これは、中間階免震建物に定点理論の最適同調を適用すると免震層直下の応答加速度が増加する現象として現れる。したがって、質量比が大きい中間階免震や、2層免震、提案架構に定点理論の最適同調を適用する場合には、短周期側のピークを如何に制御するかが課題となる。

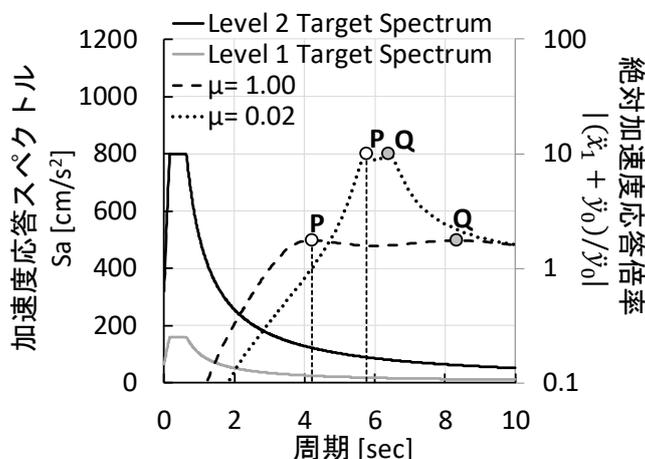


図 2.17 定点理論適用時の質量比の違いによる比較

(2) 振動数比と固有ベクトル比の関係

固有ベクトル比 γ を質量比 μ と免震層の剛性比とで無次元化して表す。提案架構において基礎免震層の剛性 k_1 を基準に $\alpha=k_2/k_1$ 、 $\beta=k_3/k_1$ と定義すると、固有ベクトル比 γ は式(2.10)、式(2.11)を用いて、式(2.16)で表せる。なお、式(2.16)には解が2つあり、それぞれ1次モードと2次モードを表す。また、任意の振動数比 λ に対する固有ベクトル比 γ は、式(2.16)において $k_3=0$ 、すなわち $\beta=0$ とするならば式(2.17)で表せる。さらに、式(10)を振動数比 λ について整理し直せば式(2.18)で表せる。なお、式(2.18)の関係を図化したのが図 2.18 である。同じ固有ベクトル比 γ であれば質量比 μ が大きいほど振動数比 λ は小さく、また質量比 μ に依らず固有ベクトル比 γ が大きいほど振動数比 λ は小さくなる。

$$\gamma = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \frac{1}{\alpha} - \left(1 + \frac{\beta}{\alpha} \right) \frac{1}{\mu} \right\} \pm \sqrt{\left[\frac{1}{2} \left\{ 1 + \frac{1}{\alpha} - \left(1 + \frac{\beta}{\alpha} \right) \frac{1}{\mu} \right\} \right]^2 + \frac{1}{\mu}} \dots (2.16)$$

$$\lambda = \omega_A / \omega_B = \frac{\sqrt{k_2/m_A}}{\sqrt{k_1/m_B}} = \sqrt{\frac{\alpha}{\mu}} \text{ より、 } \beta = 0 \text{ とすれば、}$$

$$\gamma = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{\mu\lambda^2} - \frac{1}{\mu} \right) \pm \sqrt{\left\{ \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{\mu\lambda^2} - \frac{1}{\mu} \right) \right\}^2 + \frac{1}{\mu}} \dots (2.17)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{\gamma}{(\mu\gamma + 1)(\gamma - 1)}} \dots (2.18)$$

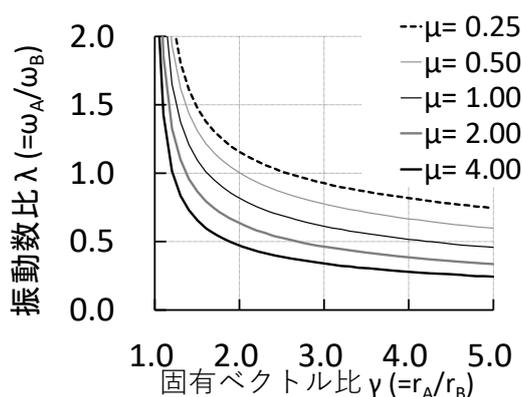


図 2.18 振動数比 λ - 固有ベクトル比 γ の関係 ($k_3 = 0.0$)

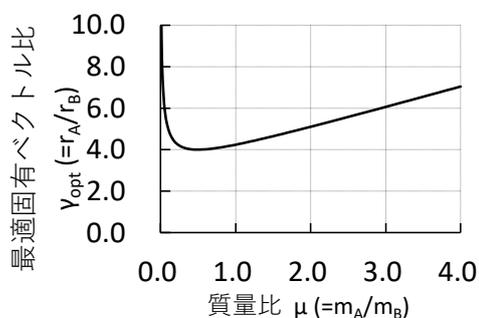
ここで、図 2.10 において $k_3=c_1=c_3=0$ とする場合、すなわち TMD と同じ振動モデルについて考える。TMD の定点理論で最適振動数比 λ_{opt} を導出する式としてよく知られる式(2.19)を、式(2.18)に代入することで最適振動数比のときの固有ベク

トル比を得る式(2.20)が求まる。これを定点理論における最適固有ベクトル比 γ_{opt} と定義する。ここで正負の符号は、各々1次と2次のモードを表す。

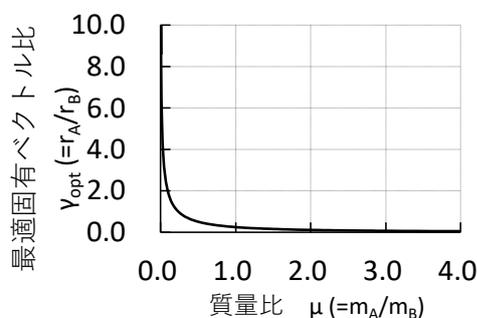
式(2.20)を図で表したのが図 2.19 であり、(a)では $\mu=0.50$ のとき $\gamma_{opt}=4.0$ となり最小となる。つまり、1次モードのみを考えれば $\mu=0.50$ のとき質点 B に対し質点 A の相対的な変形は最小になる。一方、(b)の2次モードは質量比に反比例し μ が小さいほど質点 B に対し質点 A の相対的な変形は大きくなる。

$$\lambda_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad \dots (2.19)$$

$$\gamma_{opt} = \frac{3 + \mu}{2} \pm \sqrt{\left\{\frac{3 + \mu}{2}\right\}^2 + \frac{1}{\mu}} \quad \dots (2.20)$$



(a) 1次モード



(b) 2次モード

図 2.19 最適固有ベクトル比 γ_{opt} - 質量比 μ

2.3.2.2 提案架構における最適固有ベクトル比 $\gamma_{opt, h}$

先に示した図 2.12(b)、(c)や図 2.13(b)、(c)の質点 B の共振曲線から分かるように h_B や h_C を考慮した提案架構の共振曲線には、TMD のように定点をピークとする最適値は存在しない。一方で、図 2.13(c)の質点 B の共振曲線のように、 $h_C=0.30$ のケースでは応答倍率の 2 つのピークがほぼ揃い応答倍率を最小化できる組み合わせがある。本項では固有ベクトル比 γ をパラメータとした絶対加速度の共振曲線を作成し、提案架構における最適固有ベクトル比を検討する。

$\mu=0.50$ 、 $h_A=h_B=0.10$ の系について、固有ベクトル比を $\gamma=1.5\sim 4.0$ とした $h_C=0.00$ の共振曲線を図 2.20(a)に、 $h_C=0.20$ の共振曲線を図 2.20(b)に示す。図 2.20 (a)で質点 B の 2 つのピークが等しくなる固有ベクトル比 γ は数値計算で試行錯誤的に求めるとおよそ $\gamma=3.62$ である。これは、定点理論の $\gamma_{opt}=4.0$ に近似する。一方、同様に図 2.20(b)において質点 B の 2 つのピークが等しくかつ最小となる固有ベクトル比 γ を求めるとおよそ $\gamma=2.28$ となる。これが提案架構における最適固有ベクトル比であり、各免震層の減衰を考慮した最適固有ベクトル比という意味で $\gamma_{opt, h}$ と定義する。なお、質点 A は h_C が十分に付与されていれば γ の変動に対して最大応答倍率はあまり変化しないため質点 B にのみ着目した。

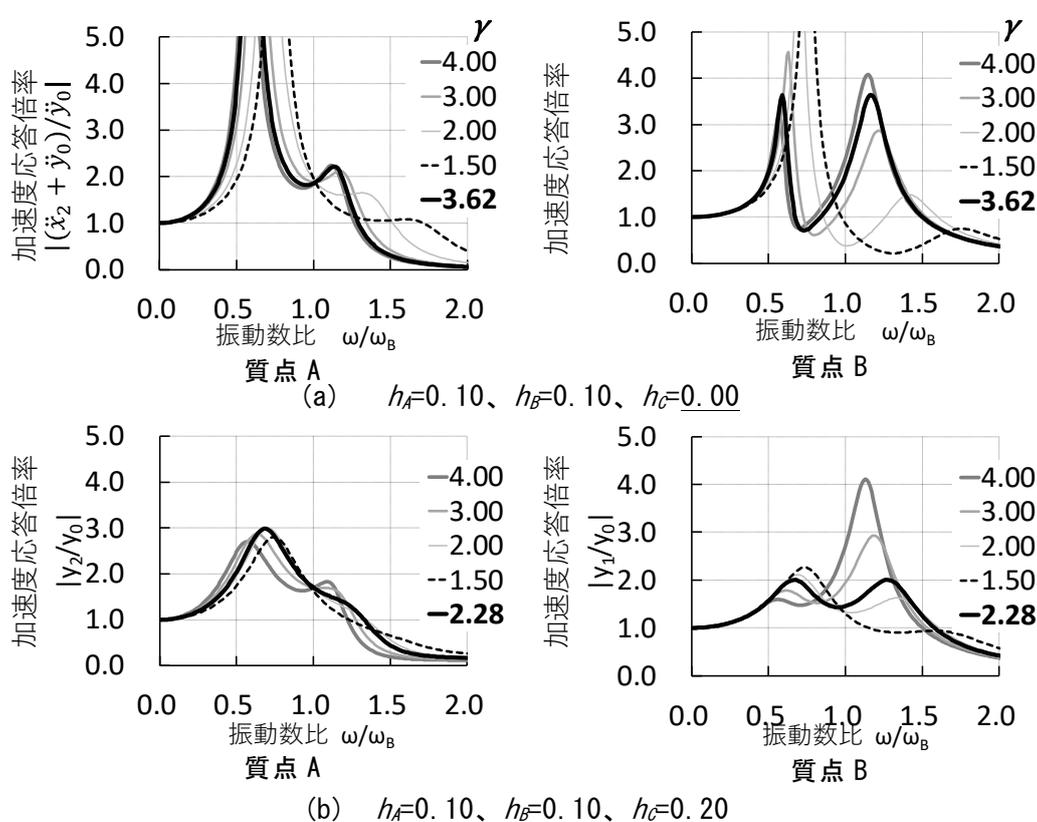


図 2.20 固有ベクトルをパラメータとした加速度応答倍率
($\mu=0.50$ 、 $\gamma=1.5\sim 4.0$)

図 2.21 に $h_A=h_B=h_C=0.10$ とする場合で、 $\mu=0.1\sim 2.0$ のそれぞれに対する提案架構における最適固有ベクトル比 $\gamma_{opt,h}$ を満足する共振曲線を示す。TMD の定点理論と同様に、質量比 μ が大きいほど質点 A と質点 B いずれも応答倍率は低減する。

次に、提案架構における最適固有ベクトル比 $\gamma_{opt,h}$ と質量比 μ の関係を図 2.22 に示す。このとき $h_C=0.00\sim 0.40$ として、 $h_A=h_B=0.05$ とする場合を図 2.22(a)、 $h_A=h_B=0.10$ とする場合を図 2.22(b) に示す。 h_C を付加することで、質量比 μ に依らず TMD ($h_C=0.00$) の定点理論による γ_{opt} よりも大幅に低減した $\gamma=2.0$ 前後で $\gamma_{opt,h}$ を実現できる。

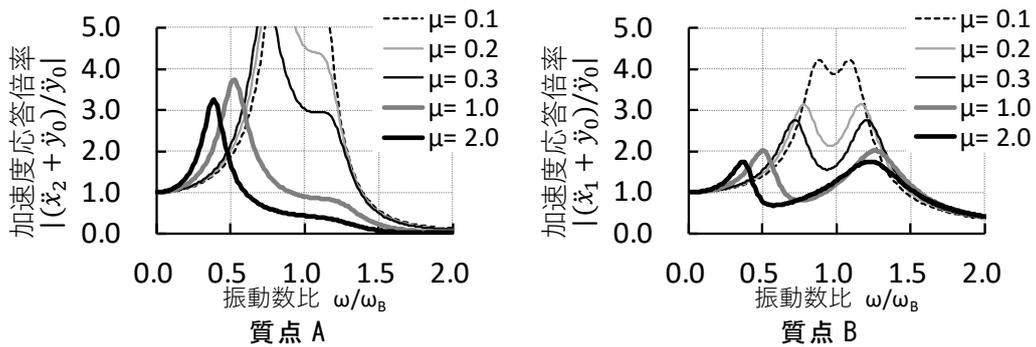


図 2.21 最適固有ベクトル比 $\gamma_{opt,h}$ 時の加速度応答倍率
($h_A=h_B=h_C=0.10$ 、 $\mu=0.1\sim 2.0$)

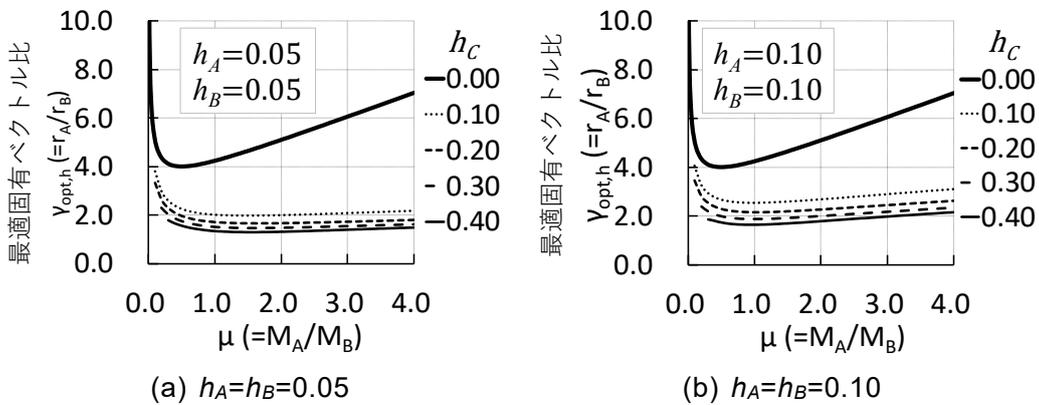
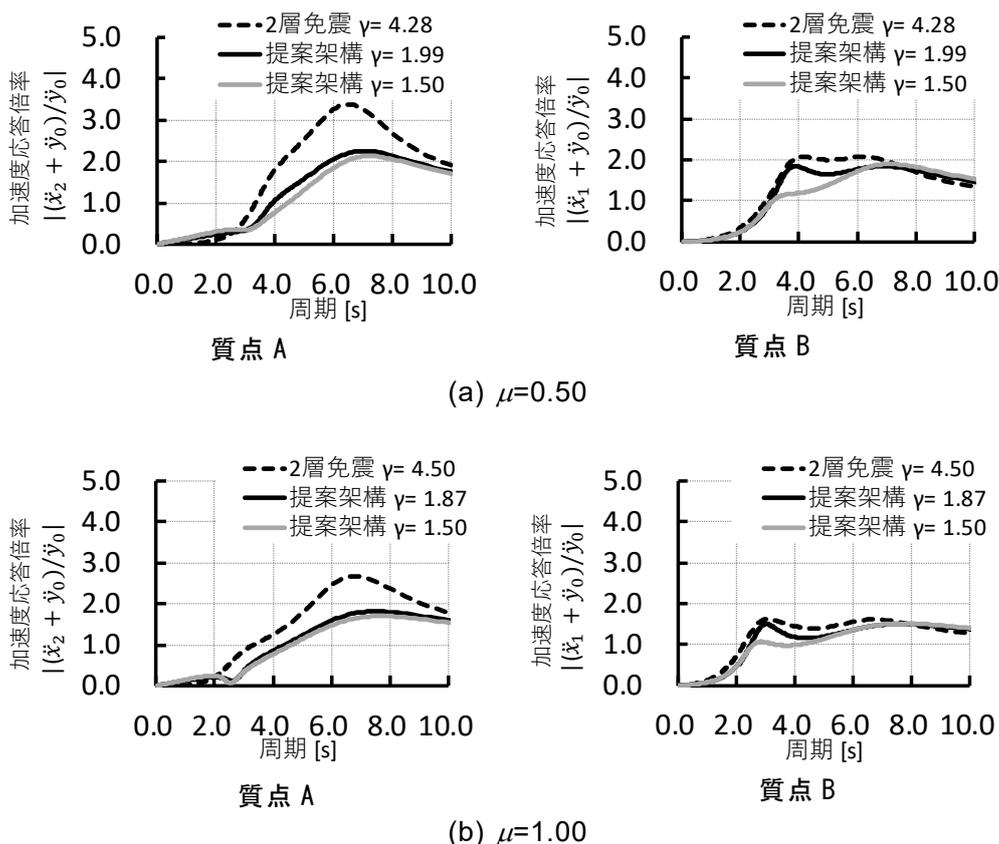


図 2.22 最適固有ベクトル比 $\gamma_{opt,h}$ - 質量比 μ の関係 ($h_C=0.00\sim 0.40$)

2.3.2.3 提案架構と同調型2層免震の応答倍率

減衰効率の最大化を目的に定点理論を利用した同調型の2層免震（以降、同調型2層免震）と提案架構の応答倍率とを比較する。それぞれの系の条件を揃えるために、1次固有周期を $T_1=7.0$ 秒に固定し、系に付与する減衰の総量を合わせ、それぞれの最適値に近くなるよう配分した。質量比 $\mu=0.5$ のときの定点理論における最適固有ベクトル比 γ_{opt} はおよそ 4.0 であり、最適減衰は $h_{A,opt}=0.36$ である。これを元に同調型2層免震の減衰を $h_A=0.40$ 、 $h_B=0.10$ 、 $h_C=0.00$ に設定した。一方、提案架構も減衰の総量が等しくなるよう $h_A=0.10$ 、 $h_B=0.10$ 、 $h_C=0.30$ として配分した。このとき提案架構の最適固有ベクトル比は、 $\mu=0.50$ で $\gamma_{opt,h}=1.99$ 、 $\mu=1.0$ で $\gamma_{opt,h}=1.87$ 、 $\mu=2.0$ で $\gamma_{opt,h}=2.00$ である。

加速度応答倍率の比較を図 2.23 に示す。なお、同調型2層免震の固有ベクトル比は各質量比でピークが揃うように調整してある。(a)、(b)、(c)いずれも同調型の2層免震より提案架構の方が応答倍率は小さい。また、提案架構は $\gamma_{opt,h}$ 以下に γ を設定することで、長周期側（1次）を増加させることなく短周期側（2次）の応答倍率をより低減できる。例として、それぞれ $\gamma=1.50$ の場合を併記した。



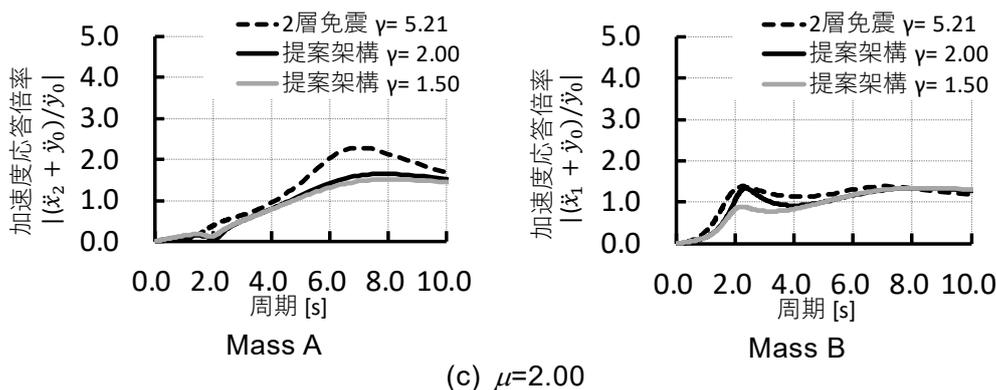


図 2.23 提案架構と 2 層免震の加速度応答倍率の比較

2.3.2.4 効果的な免震層剛性の範囲

提案架構を実際に設計する上で、各免震層剛性の設定方法について検討する。まず、提案架構における固有ベクトル比と各免震層の剛性比の関係は、式(2.16)から縦軸を α 、横軸を β として図化すれば図 2.24 となる。さらに、提案架構の特徴である中間層免震に対し、基礎免震層とコア下免震層を追加したことによる周期の伸び率 κ と α 、 β の関係を重ねて示す。

$$\omega^2 = \frac{k_2}{m_A} \left(\frac{\beta}{\alpha} + 1 - \frac{1}{\gamma} \right) \quad \dots (2.21)$$

$$T = \kappa \cdot T_A \quad \dots (2.22)$$

ここで、 $T_A = 2\pi\sqrt{m_A/k_2}$ とすれば、

$$\kappa = \sqrt{\frac{\gamma}{(\beta/\alpha + 1)\gamma - 1}} \quad \dots (2.23)$$

ここで、式(2.21)は式(2.10)を変形したものであり、提案架構の固有周期 T を、質点 A の質量 m_A と中間免震層の剛性 k_2 からなる系の周期 T_A に対し、式(2.22)のように周期の伸び率 κ を定義して表すならば、この κ は α 、 β および γ からなる式(2.23)として表せる。すなわち、 κ は中間層免震に基礎免震層とコア下免震層を追加し、提案架構としたことによる周期の伸び率を表す。なお、提案架構のメリットは周期を伸長することでもあるため、 κ の範囲を 1.0 以上とする。

提案架構における最適固有ベクトル比 $\gamma_{opt,h}$ は質量比や免震層の減衰によって変化するが概ね $\gamma=2.0$ に設定すれば良い。また、2次モードによる応答加速度の増幅を抑制したければ γ はより小さくしても良い。ただし、免震層の変形比が極端に

アンバランスにならないよう γ の下限はおおよそ 1.5 とする。したがって、 $\gamma=1.5\sim 2.0$ とする。さらに、上部免震支承の支持荷重が下部免震支承の支持荷重を上回るとは考えられないことから、 α を 1.0 以下とするならば、これらを満たす範囲は、質量比 $\mu=0.50$ または 1.00 を例として、Fig.17 の塗り潰した範囲となる。これが提案架構において高次モードを抑えつつ応答倍率を低減可能な免震諸元の範囲である。

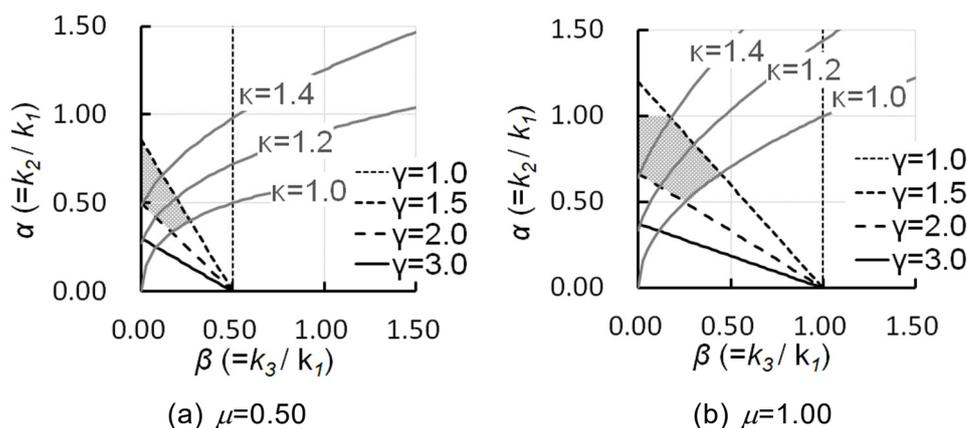


図 2.24 効果的な応答低減を示す免震諸元

以上のように、提案架構における各免震諸元の応答に対する影響や、効果的な免震諸元の範囲を提示することで、実現性をきわめて高めることができた。特に、提案架構の特徴である、コア下の免震層に設置する減衰が非常に上部構造の応答低減に効果的であることが明らかになった。しかしながら、コア下免震層の変形はその他の免震層変形の約 2 倍となることがわかっており、レベル 2 を超える大振幅・長周期地震動が発生した際には、コア下免震層の変形は 1m を超える可能性がある。既製品で 1m を超えるストロークがあるオイルダンパーは存在しないため、提案架構の実現には大ストロークに対応可能なオイルダンパーの開発が不可欠であると言える。第 4 章にて大ストロークに対応可能なオイルダンパーの開発について示す。

2.4 まとめ

本章では、本論文で提案する高性能免震構造の基本的な振動性状について示した。中低層免震建物に対しては、近年の観測地震動などから設計で用いる入力地震動の増大、長周期化が考えられ、その結果免震層変形が増大し擁壁に衝突する危険性があるという研究背景のもと、応答加速度を増加させずに免震層変形を抑制することを目標に、慣性質量ダンパーを用いることとした。慣性質量ダンパーを用いた免震構造について1質点系モデルを用いて伝達関数と時刻歴応答解析を用いて示した。また上部構造の高次モードが卓越して頂部の応答が増幅しやすい超高層免震建物に対しては新しく提案したコア貫通型複層免震架構について示した。提案架構に関して、効果的に応答低減が可能となる免震諸元について、2質点系モデルを用いて明らかにした。以下に得られた知見を示す。

- 1) 慣性質量ダンパーのみでは短周期成分が卓越する地震動で増加する応答加速度を、直列ばねにより抑制しながら免震層変形を低減することを示した。
- 2) レベル2を超える地震動に対しては、直列ばねだけでは慣性質量に大きな反力が生じ、加速度が伝達されることによって加速度を抑制することができない。そこで、慣性質量ダンパーにリリース機構を付加することで、加速度の増加を抑制しながら、免震層変形を低減することができた。
- 3) 提案架構の2質点系モデルについて、地面に対する相対変位、絶対加速度、層間変形の共振曲線を定式化し、各免震層の減衰量が応答に与える影響を示した。また、基壇部である質点Bの絶対加速度の最大応答倍率を最小化する固有ベクトル比（提案架構における最適固有ベクトル比）が存在することを示した。
- 4) 複素固有値解析により、コア下免震層の減衰が、効果的に1次の振動を低減可能であることを示した。
- 5) 提案架構が、定点理論を利用した同調型の2層免震よりも応答倍率を低減できることを示した。この時、提案架構における最適固有ベクトル比は質量比に依らず $\gamma = 2$ 程度となり、高次モードを抑えつつ、応答倍率の低減可能な範囲として $1.5 \leq \gamma \leq 2.0$ を設定した。

2章の参考文献

- 1) 斉藤賢二、井上範夫：慣性接続要素を利用した粘性ダンパーをもつ制振構造の最適応答制御に関する一考察、日本建築学会技術報告集、第13巻、第26号、pp.457-462、2007. 12
- 2) 斉藤賢二、中南滋樹、木田英範、井上範夫：慣性接続要素と最適化された柔バネ要素と粘性要素を有する一層応答制御システムの振動実験、構造工学論文集、Vol.54B、pp.623-634、2008. 3
- 3) 杉村義文、五十子幸樹、後藤航、斉藤賢二、井上範夫：同調粘性マスダンパーの鉄筋コンクリート造建物への有効性の検討、日本建築学会技術報告集、第17巻、第37号、pp.841-846、2011. 10
- 4) 石丸辰治、三上淳治、秦一平、古橋剛：D.M.同調システムの簡易設計法、日本建築学会構造系論文集、Vol.75、No.652、pp.1105-1112、2010. 6
- 5) 石丸辰治、秦一平、三上淳治、公塚正行：付加剛比によるD.M.同調システムの簡易設計法、日本建築学会構造系論文集、Vol.75、No.654、pp.1455-1464、2010. 8
- 6) 石丸辰治、秦一平、古橋剛：擬似モード制御によるD.M.同調システムの簡易設計法、日本建築学会構造系論文集、Vol.76、No.661、pp.509-517、2011. 3
- 7) 磯田和彦、半澤徹也、田村和夫：慣性質量ダンパーを組み込んだ低層集中制震に関する基礎的研究、日本建築学会構造系論文集、Vol.78、No.686、pp.713-722、2013. 4
- 8) Hanzawa, T., Isoda, K. : Vibration Control By A TMD Using A Rotating Inertial Mass、*Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*、Lisbon、2012、Paper No. 3342
- 9) 日本建築学会：やさしくわかる建物振動制御、2014
- 10) 背戸一登；構造物の振動制御、コロナ社、2006. 4
- 11) 浅見敏彦、西原修、Amr M. Baz、木村文義：減衰系に取り付ける動吸振器のH₂最適化における代数的厳密解、日本機械学会論文集(C編)、67巻、655号、pp.597-603、2001. 3
- 12) 牛坂伸也、杉本浩一：免制震複合システムに関する研究－(その4)減衰を集中配置した際の位相特性－、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.947-948、2018. 9
- 13) 一般財団法人、建築行政情報センター；建築物の構造関係技術解説書、全国官報販売協同組合、2015

第3章

慣性質量ダンパーを用いた 免震システム

3.1 概要

第2章第2節では慣性質量ダンパーと直列ばねを免震層に適用した場合と、リリース機構付きの慣性質量ダンパーを免震層に適用した場合の基本的な振動性状と応答低減効果について示した。そこで本章では、まず慣性質量ダンパーと直列ばねを免震建物に適用した場合の応答低減効果について、振動台実験を行い得られた結果について報告する。また、実験に使用した小型の慣性質量ダンパーについて単体加力試験により性能を確認して数値解析を行い、実験結果を検証した。

次にリリース機構付きの実大慣性質量ダンパーを製作し、リリース前の単体加振実験を行い、慣性質量や作動摩擦力、温度や加振振動数による依存性などの振動特性を把握した。さらにリリース機構を作動させた場合の振動性状についても把握し、得られた結果を基にリリース機構付きの慣性質量ダンパーの力学モデルの構築を行った。構築したリリース機構付き慣性質量ダンパーと慣性質量ダンパー+直列ばねを、中低層免震建物を想定した多質点系の免震建物モデルを作成し、その免震層に設置した場合について時刻歴応答解析を行った。それらの応答を比較し、リリース機構の効果について検証した。

3.2 慣性質量ダンパーと直列ばねを用いた免震構造

3.2.1 振動台実験概要

本振動台実験に使用する慣性質量ダンパーの写真を写真 3.1 に、仕様を表 3.1 に示す。本慣性質量ダンパーの回転錘は 0 枚～3 枚まで着脱可能な形式となっており、慣性質量は錘の枚数によって、0.3t～5.7t まで 4 段階で変えることが可能となっている。ダンパーの全長は 1100mm である。

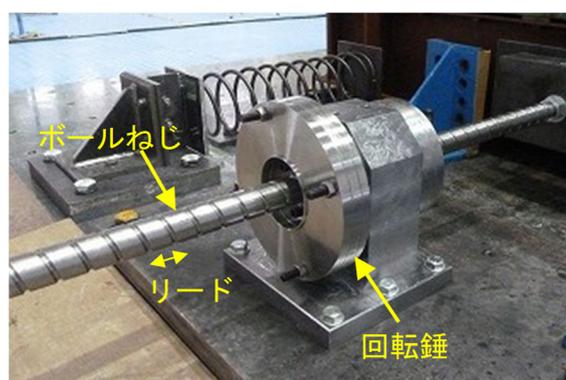


写真 3.1 使用する慣性質量ダンパー

表 3.1 仕様一覧

慣性質量 [t]	0.3、2.1、3.9、5.7
最大負担軸力 [kN]	40
ストローク [mm]	±350mm
ボールねじのリード [mm]	40

図 3.1 と写真 3.2 に振動台実験の試験体設置状況を示す。免震建物を模擬した試験体は、4 本のコイルバネとおもりで構成される 1 質点系の振動系（固有振動数は 0.25Hz）であり、慣性質量ダンパーと直列ばねを接続している。おもりは 1 方向のみ可動とするためにリニアガイドをおもり下に設置している。振動台上とおもりの加速度を加速度計により計測し、おもり、ダンパー、直列ばねの変位をレーザー変位計にて計測した。図 3.2 にコイルばねとおもりのみの状態でホワイトノイズ波を入力した際の、おもりと振動台の加速度応答伝達関数を示す。図 3.2 より、試験体の固有振動数と減衰定数を特定し、表 3.2 に示す。すなわち免震周期は 4 秒であり、減衰はリニアガイドの摩擦によって発生していると推察される。直列ばねの剛性を 30N/mm としたが、その決定方法は第 2 章の図 2.5 に示した加速度応答倍率が増加する周期帯に、短周期成分を多く含む地震動の卓越周期が重ならない様に設定した。具体的に本試験体について図 3.3 にエルセントロ波と三

の丸波の加速度応答スペクトルを示し、図 3.4 に本試験体に慣性質量ダンパー (2.1t) と剛性を 30N/mm~900N/mm に 4 段階で変化させた直列ばねを接続した場合の応答倍率を示す。図 3.3、図 3.4 より、直列ばねの剛性が大きい場合 (直列ばねがない場合と同等)、試験体の応答倍率の最大値が高く、さらにエルセントロ波などの短周期地震動の主周波数と重なっている。一方、直列ばねの剛性が小さい場合、応答加速度の最大値が長周期側にシフトし、応答倍率が低下する傾向が見られ、試験体の加速度を効果的に低減可能だと考えた。以上の結果より、30 (N/mm) の直列ばねを慣性質量ダンパーに接続することとした。実際にばね剛性を設計する際にも、本検討のように解析的な検証の上で決定する必要がある。

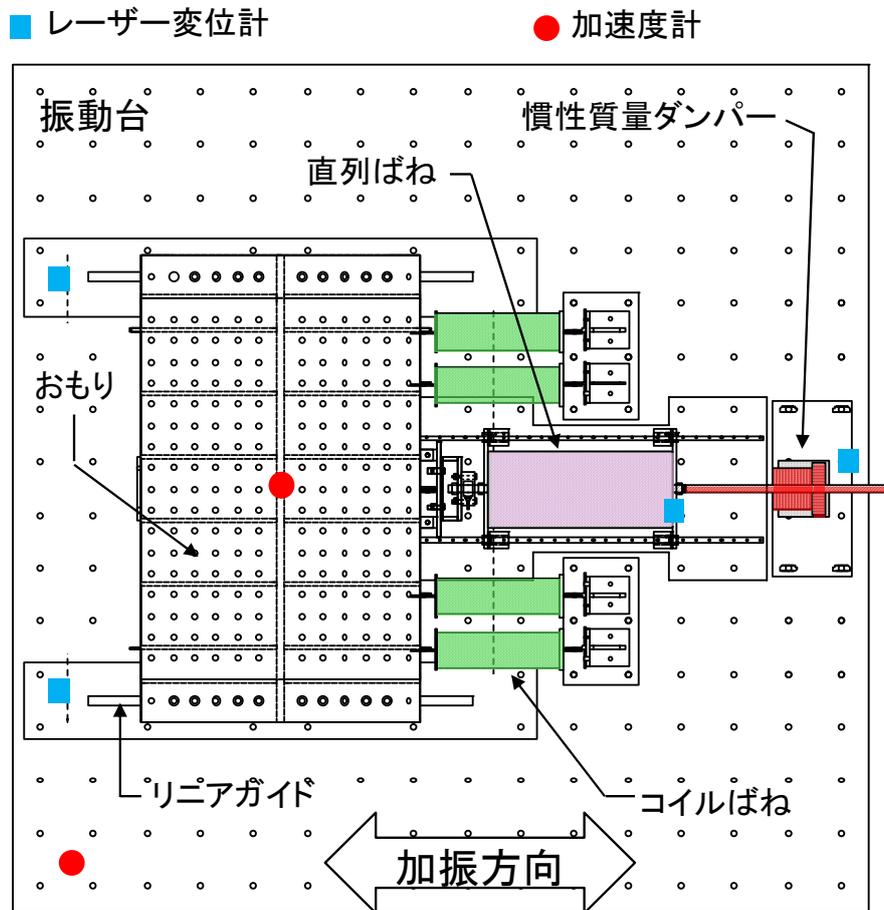


図 3.1 振動台実験の設置状況

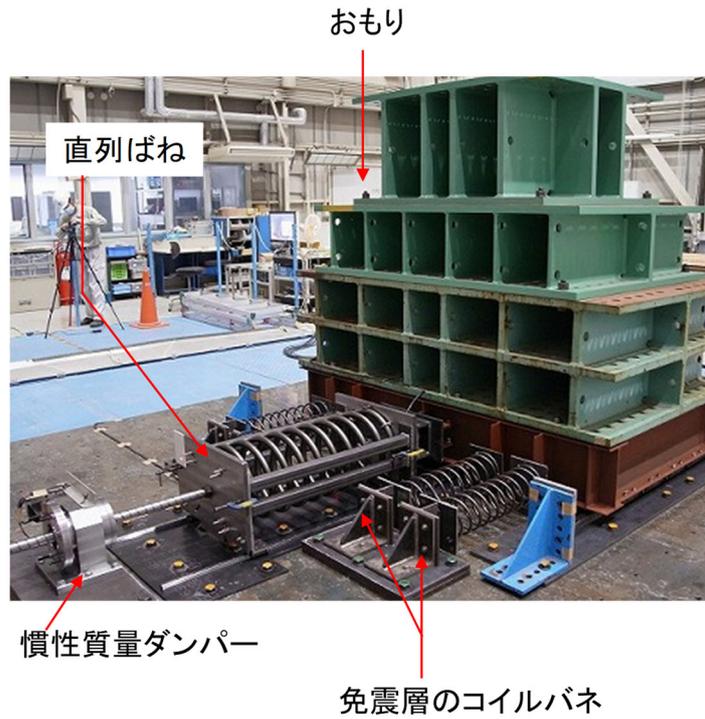


写真 3.2 試験体写真

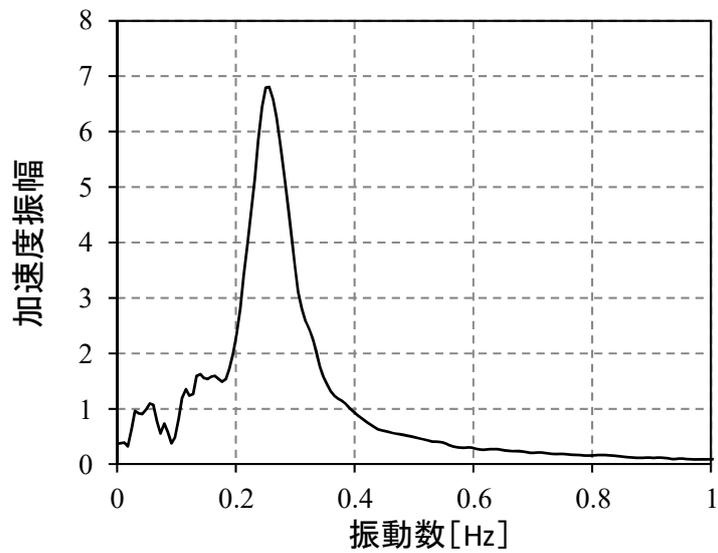


図 3.2 試験体の伝達関数 (ホワイトノイズ入力)

表 3.2 試験体特性

おもり重量 [t]	7.6
固有振動数 [Hz]	0.25
減衰定数	0.11
コイルばね剛性合計 [N/mm]	18.6
直列ばね剛性 [N/mm]	30.0

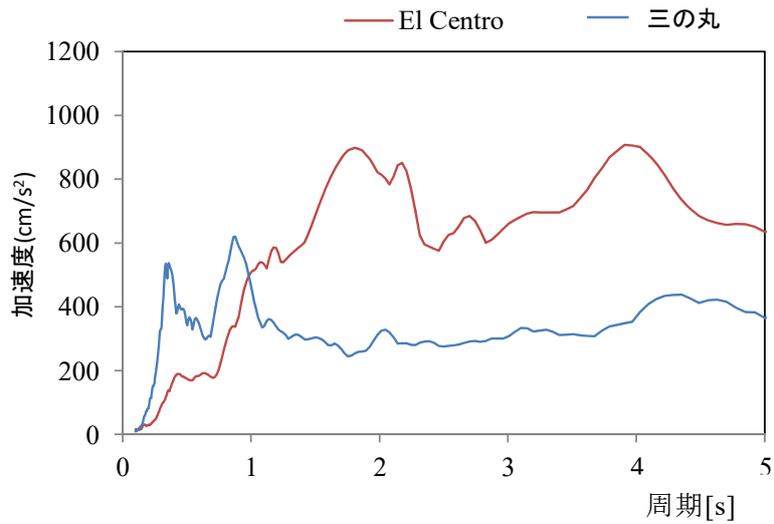


図 3.3 地震動の加速度応答スペクトル

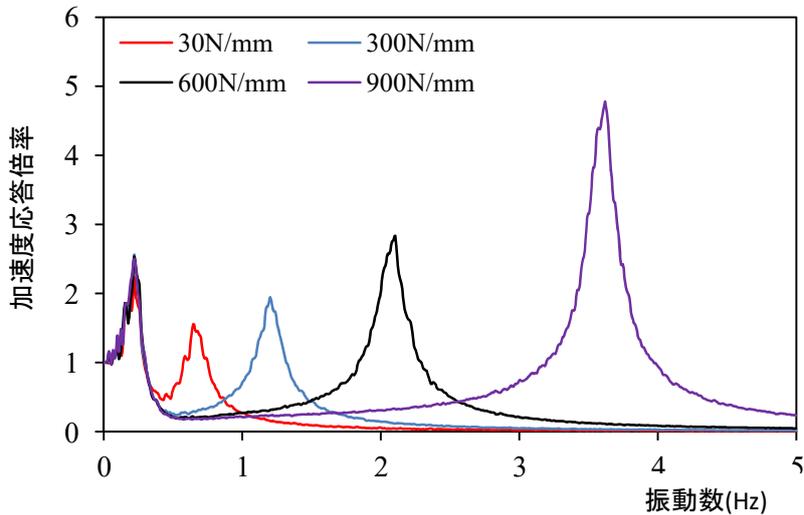


図 3.4 直列ばねの剛性を変化させたときの試験体の加速度応答倍率

振動台に入力地震動と最大加速度を表 3.3 に示す。入力地震動として短周期成分が卓越するエルセントロ波と長周期成分が卓越する三の丸波を選択した。地震動の入力レベルは、慣性質量ダンパーを接続しない状態で、試験体変位が約 300mm となるように調整した。

表 3.3 入力地震動と最大加速度

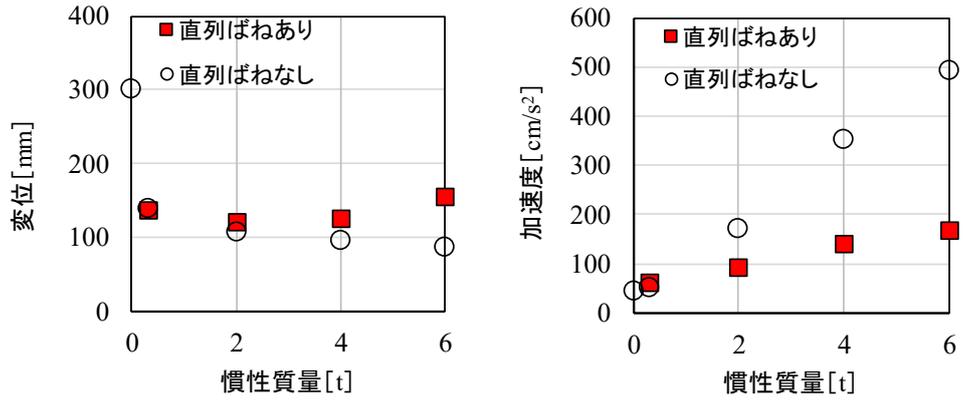
入力地震動	最大加速度 [cm/s ²]
エルセントロ NS	758
三の丸	202

3.2.2 実験結果

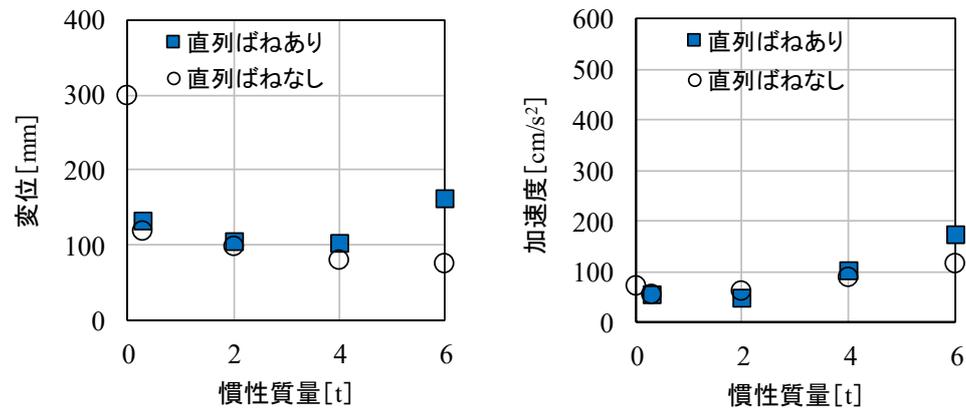
図 3.5 にエルセントロ波と三の丸波を使用して直列ばねを固定または作動させた場合のおもりの最大応答変位と最大応答加速度を示す。図 3.5(b)より、直列ばねを固定した場合でも長周期成分が卓越する三の丸波では、ダンパーによって大きな加速度の増加をさせずに、おもりの変位を最大 30%以上低減することができた（慣性質量ダンパー無しでは変位は 300mm）。図 3.5(a)より、短周期成分が卓越するエルセントロ波では、ダンパーの慣性質量を大きくするほど、変位は三の丸波同様に低減できるものの加速度が 5 倍程度も増大した。これらの結果は、図 2.5 で示したように、短周期成分が卓越する地震動の場合は、慣性質量ダンパーを付加すると加速度が増大する結果と一致する。

一方で、直列ばねを作動させることで、エルセントロ波では加速度の増大を半分以下まで抑えることができることが分かる。三の丸波では、直列ばねを作動しても加速度応答に変化はなく、変位については、慣性質量が 3.9t までは慣性質量が大きくなるほど低減できるが、変位の低減効果が多少小さくなっている。図 3.6(a)、(b)に、直列ばね固定時に対する直列ばね作動時の変位応答比と加速度応答比を示す。図 3.6(a)よりエルセントロ波では慣性質量が 2.1t において、直列ばね作動時では直列ばね固定時に比べておもりの加速度が約 45%減少し、変位は 10%増加する。図 3.6(b)より三の丸波では慣性質量 3.9t において、直列ばね作動することで直列ばね固定時よりも変位は 27%増加し、加速度は 10%程度増加する。変位の比率は両地震動において増加しているが、慣性質量がない場合と比較すると 70%の低減となっており、慣性質量ダンパーと直列ばねによる変位低減効果は十分にあることがわかる。なお、直列ばねを接続した場合、慣性質量を大きくすると変位が増加する傾向がある。これは直列ばねを付加することにより 2 質点系の応答となり、慣性質量が増加すると 2 次モードが卓越する振動数が長周期側に移動し、変位を増加させる要因となっているためである。

以上より、免震建物周期に近い長周期成分が卓越する地震動であれば、慣性質量ダンパーのみで十分加速度を増加させないで変位を低減することが可能である。しかし、短周期成分が卓越する地震動に対しては、慣性質量ダンパーに直列ばねを接続することで、加速度の増大を大きく抑えながら変位を低減すること可能であることを振動台実験により確認できた。しかし、慣性質量が大きくなると加速度の増大は大きくなることも分かった。



(a) エルセントロ波



(b) 三の丸波

図 3.5 直列ばねの有無による応答変位と応答加速度の比較

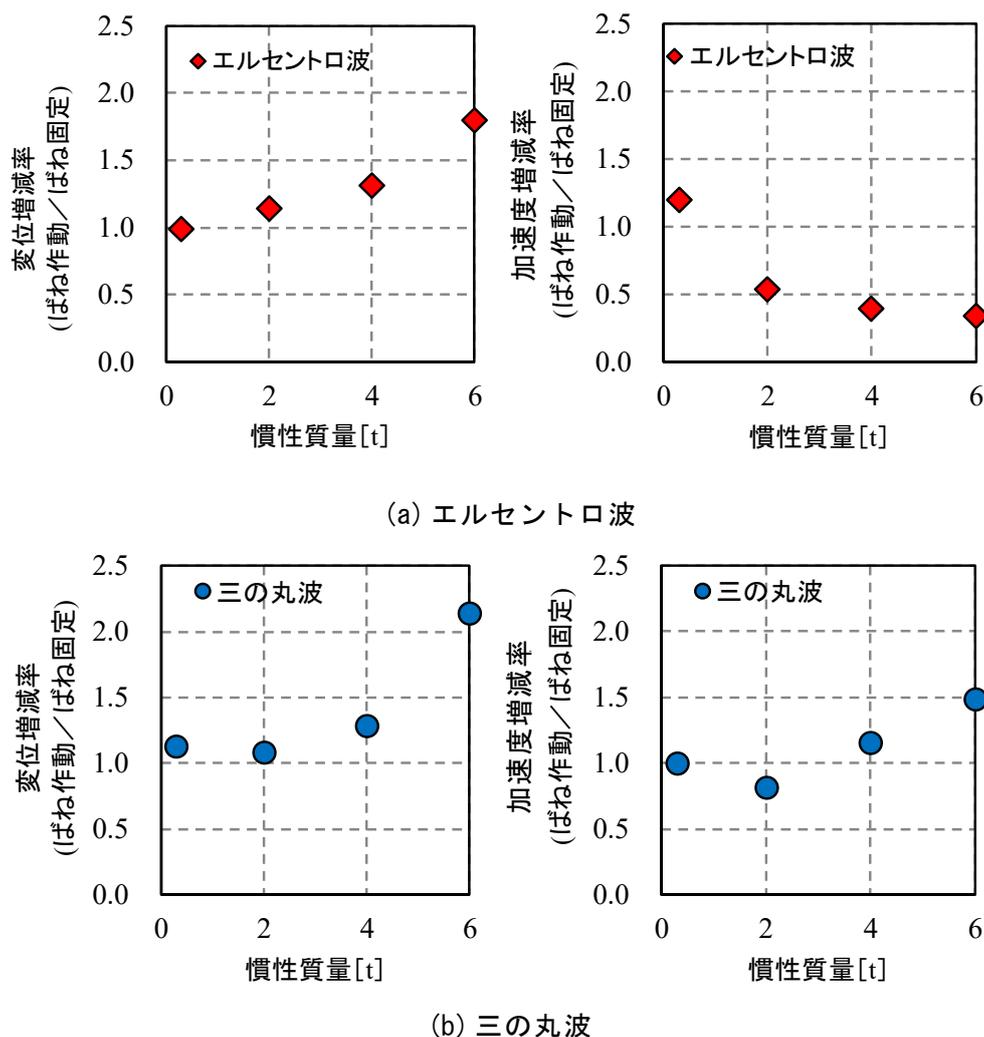


図 3.6 ばね固定時に対するばね作動時の応答比率

3.2.3 実験結果を模擬する解析モデル

ここでは、前項で示した振動台実験を模擬できる解析モデルを構築し、実験結果の解析的な検証を行う。解析に先立ち、まずは実験に使用した慣性質量ダンパーの振動特性を把握する為に、動的アクチュエータを用いたダンパー単体加力実験を行った。図 2.9 に加力実験の設置状況を示す。慣性質量ダンパーのボールねじとアクチュエータの間にロードセルを設置してダンパーの軸力を計測し、ダンパー変位は接触型変位計にて計測した。加力する振動数は 0.25Hz~1.0Hz まで変化させ、加力振幅は±10mm とした。慣性質量は 0.3t~5.7t まで変化させた。図 3.8 に、慣性質量 2.1t のダンパーを振動数 0.25Hz で加力した場合の荷重-変形関係を示す。図 3.8 より、右下がりの負剛性であり、粘性減衰を持った膨らみのある履歴ループであることが分かった。そこで式 (3.1) を用いて減衰係数を算定する。

ここで、 ΔW はループの総面積、 ω は角周波数、 δ_{max} はダンパーの最大変位である。式(3.1)を使用して計算した結果、図 3.8 の履歴ループの減衰係数は $5.7 \times 10^{-3} \text{kNs/mm}$ であった。

$$c_2 = \frac{\Delta W}{\pi \omega \delta_{max}^2} \quad (3.1)$$

表 3.4 に、すべての加力ケースから計算された減衰係数を示す。表 3.4 より、慣性質量ダンパーの減衰係数は、慣性質量と加振振動数によって変化することが分かる。図 2.11 には本解析モデルとして構築した 1 質点系せん断型モデルを示す。 k_1 、 k_2 は表 2.2 で示した通り、 18.6 kN/mm 、 30.0 kN/mm と設定した。 c_1 については、減衰定数が 0.11、おもりの質量 7.6t、固有振動数 0.25Hz から算出し $2.7 \times 10^{-3} \text{ kNs/mm}$ とし、 c_2 は表 3.4 より慣性質量 2.1t、加力振動数 0.25Hz 時の加力結果 $5.7 \times 10^{-3} \text{ kNs/mm}$ と設定した。入力地震動は、実験で入力したエルセントロ波と三の丸波とした。

なお、本単体加力試験により慣性質量ダンパーには質量要素だけでなく、粘性減衰要素も含まれることが明らかになった。この粘性減衰は、ボールねじ機構を作動させるためにグリースを使用しているが、そのグリースにより発生すると考えられる。粘性系の減衰には、温度依存性や振動数依存性があることが知られており、それらを再現するモデルの構築が行われてきた^{例えば 1~3)}。実際に建物へ慣性質量ダンパーを適用する場合には、粘性減衰の温度や振動数、振幅などの各種依存性を確認する必要がある。本論文の 3.3 節にて実大の慣性質量ダンパーを用いた加振実験を行い、その振動性状を確認する。



図 3.7 加力実験設置状況

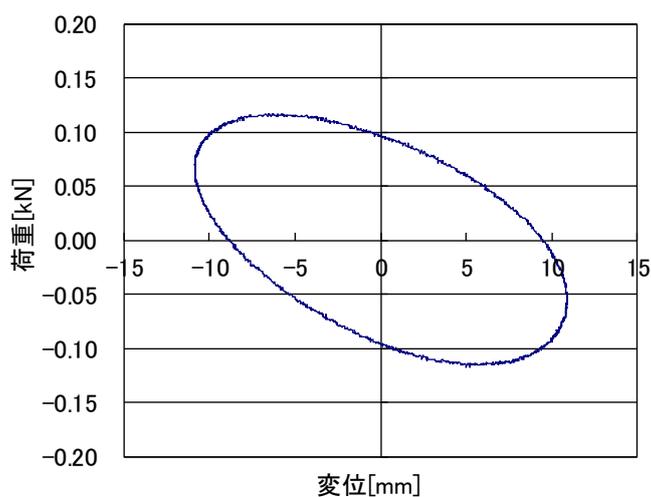


図 3.8 荷重－変形関係 (0.25Hz、慣性質量 2.1t)

表 3.4 慣性質量ダンパーの減衰係数一覧

		慣性質量 [t]			
		0.3	2.1	3.9	5.7
加振 振動数 [Hz]	0.25	4.0	5.7	1.5	1.5
	0.30	3.7	1.5	1.6	1.6
	0.50	3.0	2.1	2.3	2.4
	0.75	3.3	3.0	3.7	4.0
	1.00	2.9	4.5	5.2	8.6

単位： $\times 10^{-3}$ kNs/mm

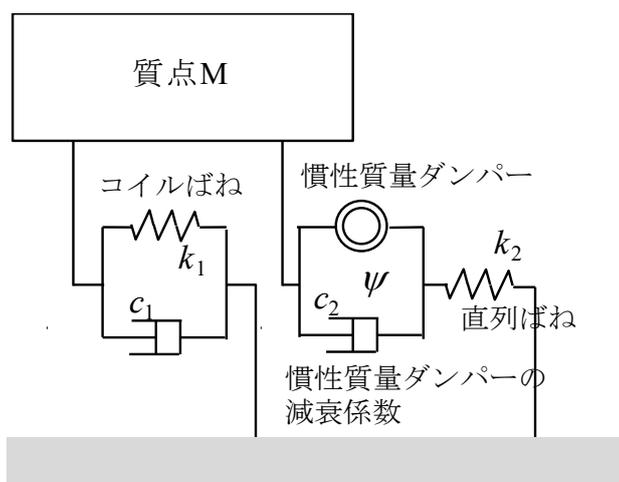
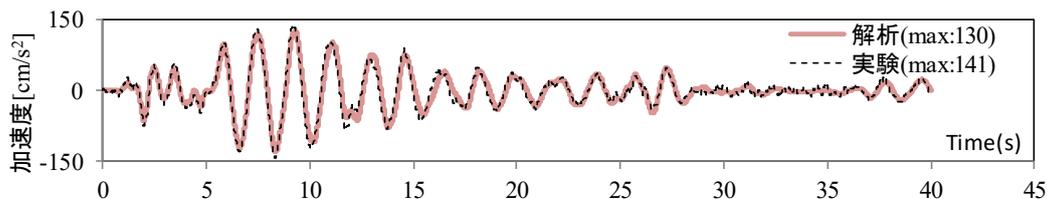


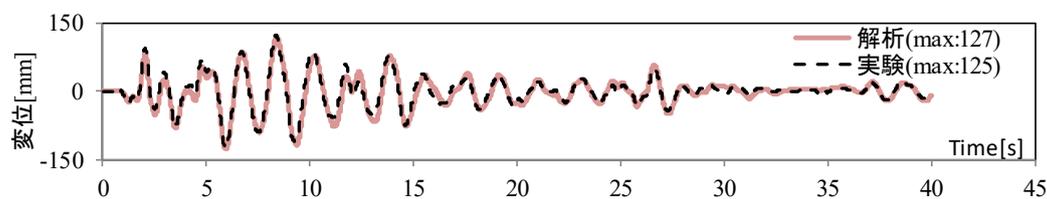
図 3.9 1 質点系解析モデル

3.2.4 解析による検証

図 3.10、図 3.11 に慣性質量 2.1t のダンパーと直列ばねを接続した試験体に、エルセントロ波と三の丸波を入力した際の応答加速度と応答変位の時刻歴波形を実験結果と解析結果を重ねて示す。両図より、どちらの入力地震動に対しても加速度波形、変位波形ともに実験結果をよく模擬することができた。

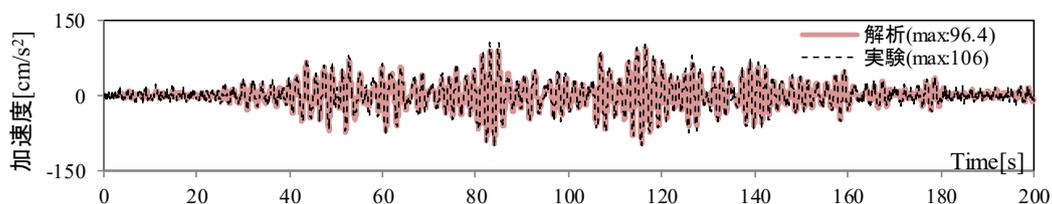


(a) 応答加速度の比較

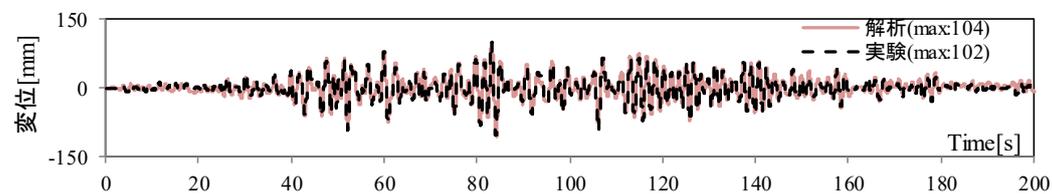


(b) 応答変位の比較

図 3.10 実験結果と解析結果の比較（エルセントロ波）



(a) 応答加速度の比較



(b) 応答変位の比較

図 3.11 実験結果と解析結果の比較（三の丸波）

3.2.5 まとめ

免震構造物に慣性質量ダンパーとばねを直列に配置した1質点系モデルの振動台試験を実施することにより、特性の異なる入力地動に対する応答低減効果を検証した。その結果、直列ばねを固定すると慣性質量ダンパーは三の丸波などの長周期成分が卓越する地震動に対して、おもりの加速度や変位を抑えることができた。しかしながらエルセントロ波などの短周期成分が卓越する地震動では、おもり変位は減少したが、慣性質量が増加に伴い、おもりの加速度も増大した。一方、直列ばねを作動することで直列ばね固定時と比較し、エルセントロ波では加速度は45%減少させることができた（慣性質量2t時）。変位についても、慣性質量ダンパーによって約70%低減できた。ただし、慣性質量が大きくなるほど、加速度は増大することも分かった。

また、慣性質量ダンパーを含めた1質点系解析モデルを構築し、振動台試験結果を模擬することができた。

3.3 リリーフ前の慣性質量ダンパーの振動特性

前節において、慣性質量ダンパーの単体加力試験から、慣性質量ダンパーには質量要素だけではなく粘性減衰要素があり、さらにその減衰要素は加振振動数ごとに変化する特性があることが分かった。実際に免震建物に慣性質量ダンパーを使用するためには、ダンパーの振動特性を詳しく調査し、その特性を反映した構造解析モデルが必要であるという課題が見つかった。また、第2章にてリリーフ機構付きの慣性質量ダンパーを用いることで、レベル2を超える地震動に対し、応答加速度の増加を抑制しながら免震層変形を低減できる有効性について示した。

そこで本節では、リリーフ機構付きの実大慣性質量ダンパーを用いて、リリーフ前の単体加振実験を詳細に行い、慣性質量や粘性減衰の振動数依存性や温度依存性などの振動特性を把握する。また次節(3.4節)においては、リリーフ後の振動特性と繰返し加振による耐久性まで把握し、得られた振動特性を反映したリリーフ機構付き慣性質量ダンパーの力学モデルの構築を行った。さらに3.5節では、本論文で提案した慣性質量ダンパーの適用法について、中低層免震建物に適用した際の応答低減効果を、多質点系モデルを用いた時刻歴応答を実施し検証した。比較する解析モデルは、構築したリリーフ機構付き慣性質量ダンパーを適用したモデル、リリーフなし慣性質量ダンパー+直列ばねを適用したモデル、通常免震モデルと減衰を1.5倍にした通常免震モデルの4つである。

3.3.1 実大動的加振実験概要

まず実験に用いた試験体概要を示す。図3.12に試験体の構造を示す。試験体には過大な負担力を生じさせない過負荷防止機能として、ボールナットと回転錘の間に摩擦板(ガラス繊維や MoS_2 を主に充填させたPTFE材)を設置している。通常時はボールナットと回転錘は一体となって回転するが、慣性質量ダンパー(以下、本ダンパー)に過大な相対加速度入力に応じた慣性力が発生した場合には回転錘と摩擦板の接触面で回転すべりが生じ(以下、この状態をリリーフ、その際の荷重をリリーフ荷重と称す)、ボールナットは回転を続けるが、回転錘はボールナットとは分離される。そこで、回転錘を含めた全慣性質量に対する、リリーフ後も回転を続けるボールナットの慣性質量の比を2次慣性質量比と呼ぶことにする。なお、リリーフ荷重は、摩擦板を回転錘に押しつけるボルトに与えるトルクで調節する。慣性質量、リリーフ荷重、粘性減衰係数、2次慣性質量比に関する各試験体の仕様を表3.5に示す。慣性質量の公称値は2,500t、4,000t、6,500tの3種類である。ボールねじの規格は共通であり、最大負担力と最大ストロークは同一である。各特性値は公称値であり、実際には加振振動数や環境温度による依存性を有する可能性があるため本実験にて確認する。表中の基準粘性減衰係数とは、リリーフ前の変位においてダンパー温度 20°C 、加振振動数 0.5Hz 時の粘性減衰係数の値である。

まず本節では、リリース前の振動性状について確認する。以下にリリース前の慣性質量、粘性減衰力、作動摩擦力を確認する実験について示す。

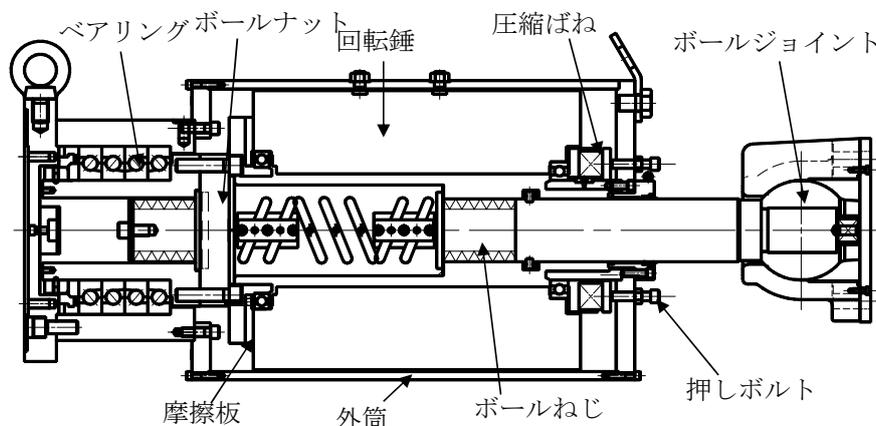


図 3.12 試験体の構造

表 3.5 試験体の仕様

試験体タイプ	BDM2500	BDM4000	BDM6500
全長 [mm]	1,965		
ストローク [mm]	±120		
外筒径 [mm]	475	525	580
慣性質量 [t]	2,500	4,000	6,500
リリース荷重 [kN]	500~1,000	600~1,100	800~1,200
基本粘性減衰係数 [kNs/cm]	15.82	25.86	38.50
2次慣性質量比	0.146	0.095	0.058
最大荷重 [kN]	2,050		

リリース前の試験体加振装置を図 3.13 に示す。加振方法は、本ダンパー、軸ばね装置およびアクチュエータを直列に接続し、アクチュエータの変位制御により変位波形を与えるものである。軸ばね装置は、油圧システムを含めたアクチュエータの剛性と本ダンパーの慣性質量により構成される振動系の発振現象を抑制するために設置している。本発振現象は軸方向の発振であり、実建物に適用する際は起こらない現象である。変位波形は、漸増過程 4 波、定常過程 3 波、漸減過程 4 波の正弦波からなるものとした。図にはダンパー変位と軸ばね装置の変位測定位置も併せて示す。表 3.6 に軸ばね装置の仕様を示す。

各試験体の加振条件を表 3.7 に示す。リリース荷重の 80% 程度の反力と、その反力の 1/3~2/3 程度の反力が得られるように、変位振幅のレベルを 2 通りに設定している。これらの試験は基準温度 (20℃) において実施し、試験体の温度が上昇した際には試験を中断し、温度が低下してから試験を再開する。

最も慣性質量が大きい BDM6500 を対象とした温度依存性を確認する試験を実施する。加振条件を表 3.8 に示す。加振振動数は 0.50Hz、変位振幅はリリース荷

重 800kN の 80%程度 の反力となるよう設定している。試験体温度は、過去 10 年間に おける東京都の夏季、冬季における月間平均気温を参考として 0~40℃の範囲に設定する。設定温度の内 8℃、15℃、20℃については環境温度下で加振を行い、0℃、40℃についてはそれぞれ冷凍車と恒温槽を用いて試験体を冷却・加熱した後、加振装置に設置する。いずれも本ダンパーの回転錘とボールナットの表面温度を接触型温度計にて計測し、設定温度となることを確認してから加振を実施した。0.50Hz 以外の振動数においては 5℃~20℃（ただし 0.33Hz においては 0℃~40℃）で実施した加振結果を用いて、0.50Hz の結果から得られる評価式が適用可能かを確認する。作動摩擦力は 0℃~40℃の範囲において、準静的加振(0.02Hz)を実施し評価を行う。他の 2 タイプのダンパーは環境温度(5℃~20℃)で加振を実施し、BDM6500 で評価した温度依存性の適用性を検証する。

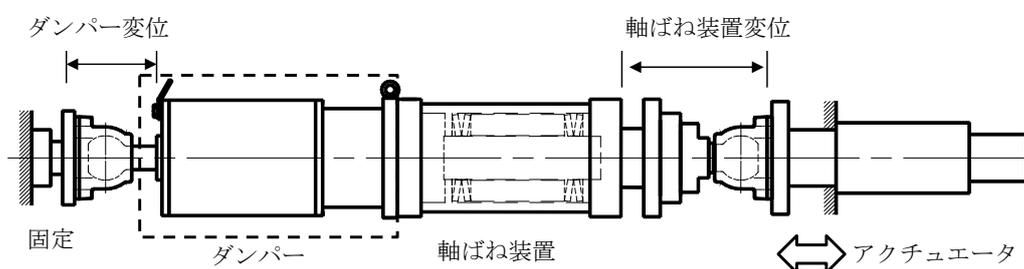


図 3.13 リリーフ前の試験体の加振試験装置状況

表 3.6 軸ばね装置の仕様

ばね剛性 [kN/mm]	37.8
最大荷重 [kN]	1,500
ストローク [mm]	±40

表 3.7 リリーフ前加振試験の変位振幅（基準温度：20℃）

		加振振動数[Hz]							
		0.18	0.25	0.33	0.50	0.67	0.80	1.00	1.20
タイプ	[BDM6500]	50	10	5	6	10	15	-	-
	リリーフ荷重:800kN	-	20	8	10	15	-	-	-
	[BDM4000]	-	60	18	4	5	12	5	-
	リリーフ荷重:600kN	-	70	28	8	16	18	10	-
	[BDM2500]	-	40	30	5	4	3	5	8
	リリーフ荷重:500kN	-	60	45	10	6	12	12	15

表 3.8 温度依存性確認試験の条件（加振振動数 0.50Hz）

温度 [°C]	0	8	15	20	40
加振振幅[mm]	13	10	10	10	13

3.3.2 実験結果

加振実験から得られる荷重 - 変位関係は、図3.14に示すような負の傾き K を持つ紡錘形となる。本章では、この吸収エネルギーを作動摩擦力と粘性減衰力によって評価した。また慣性質量 ψ は負の傾き K から下式で評価した。ここに、 ω は加振円振動数である。 K は荷重-変形関係の最大変位と原点を結ぶ直線として評価した。なお、ダンパー自体は負剛性の特徴を持つが、建物側の正剛性により、免震層の剛性は正剛性となる。

$$\psi = -\frac{K}{\omega^2} \quad (3.2)$$

粘性減衰係数は、荷重 - 変位関係の定常2波目の1ループ面積 W_0 から作動摩擦力 f_2 による面積 W_f を差し引いた面積 ΔW を用いて式(3.1)により評価した。

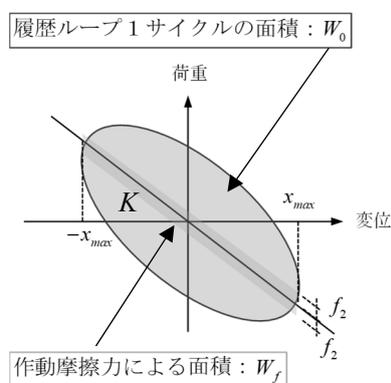


図 3.14 慣性質量と粘性減衰係数を算出する荷重-変形関係

(a) 慣性質量

表 3.7 で示した加振実験により得られた基準温度 20℃における慣性質量 ψ と加振振動数の関係を図 3.15(a)に示す。図より慣性質量は加振振動数による増加傾向があるが、設定した加振振動数、変位の範囲では公称値の-7%~10%の範囲に収まるため一定とみなす。また表 3.8 で示した加振実験 (BDM4000、BDM2500 は環境温度 8℃~20℃で実施) により得られた加振振動数 0.50Hz での慣性質量とダンパー温度の関係について図 3.15 (b)に示す。図より慣性質量は温度によらずほぼ一定であることがわかる。以上より、慣性質量は加振振動数や変位、温度に依存しないことを明らかにした。

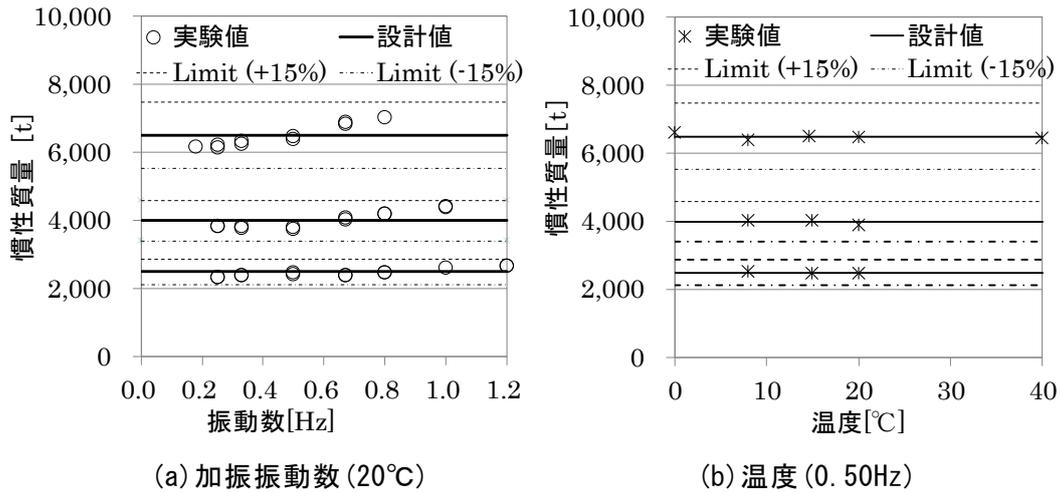


図 3.15 慣性質量の加振振動数と温度に関する依存性

(b) 作動摩擦力

作動摩擦力は準静的加振 (0.02Hz) を実施して得られたダンパー変位と荷重の時刻歴波形から評価した。すなわち、本ダンパーに変位が生じた瞬間の荷重を読み取り、作動摩擦力として評価した。図 3.16 に BDM6500 の温度を 0°C~40°C まで変化させた場合の作動摩擦力を示す。図より、作動摩擦力は 15°C まで温度の上昇と共に低下し、15°C 以上で一定となる。この温度依存性を考慮した作動摩擦力を表 3.9 に示す値とし、その他の温度については図 3.16 の実線で示すように線形補間して評価した。図 3.16 には、BDM4000 と BDM2500 の 5°C~20°C の環境温度で実施した加振結果から取得したデータも併せて示すが、線形補間された結果にほぼ一致しており、タイプの差による作動摩擦力の差がないことがわかる。これは全タイプで共通のボールねじを使用している事による。作動摩擦力はボールナット内の鋼球が動く際に発生する摩擦抵抗であり、ナット内にはグリースが充填されていることから温度依存性があると推察される。

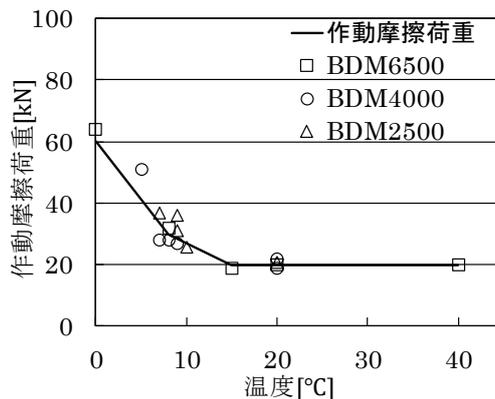


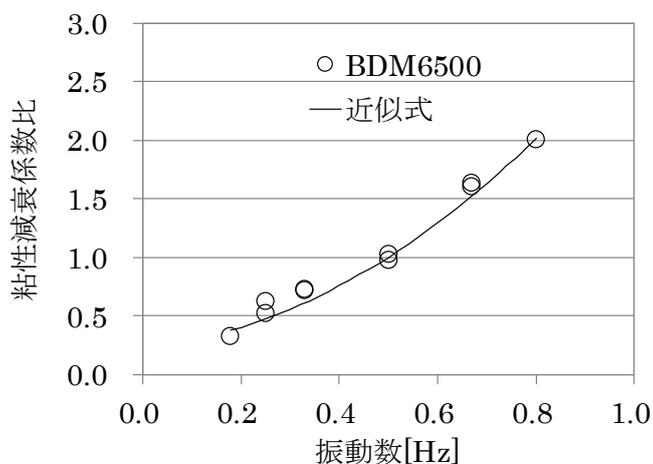
図 3.16 作動摩擦力の温度依存性

表 3.9 温度補正後の作動摩擦力

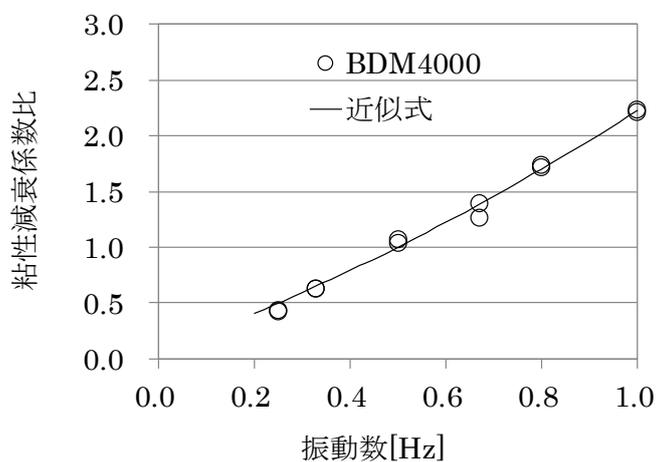
温度[°C]	0	8	15	20	40
作動摩擦力[kN]	60	30	20	20	20

(c) 粘性減衰係数

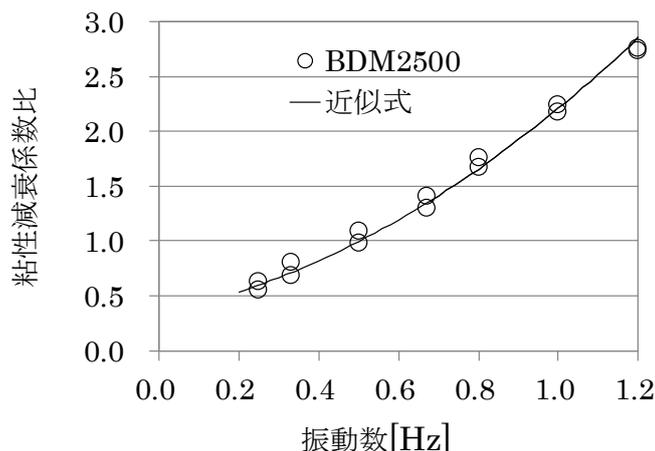
表3.7に示した加振実験により得られた加振振動数と粘性減衰係数比の関係を図3.17(a)~(c)に示す。ここに粘性減衰係数比とは、粘性減衰係数を基準粘性減衰係数 C_b （温度20℃、加振振動数0.5Hz時の粘性減衰係数、表3.5参照）で基準化した数値である。図より、粘性減衰係数比は加振振動数が高くなるほど大きくなるのがわかる。この振動数依存性を、最小二乗法を用いて式(3.3)~式(3.5)と評価して各図に実線で示した。ここでは、加振振動数による粘性減衰係数の変化率を評価する為に、図3.17から得られた粘性減衰係数比を振動数補正係数 α_γ と呼ぶことにする。 γ は加振振動数である。また、図3.17には異なる加振振幅のデータを2点ずつ示しているが、振幅依存性は小さいことがわかる。



(a) BDM6500



(b) BDM4000



(c) BDM2500

図 3.17 粘性減衰係数の振動数依存性

$$\alpha_\gamma = 2.31\gamma^2 + 0.37\gamma + 0.24 \quad (\text{BDM6500}) \quad (3.3)$$

$$\alpha_\gamma = 0.59\gamma^2 + 1.57\gamma + 0.07 \quad (\text{BDM4000}) \quad (3.4)$$

$$\alpha_\gamma = 1.12\gamma^2 + 0.75\gamma + 0.34 \quad (\text{BDM2500}) \quad (3.5)$$

粘性減衰係数の温度依存性について、表3.8で示したBDM6500の加振実験により得られた温度と粘性減衰係数比の関係を図3.18(a)に示す。図より、BDM6500の粘性減衰係数比は、温度が低くなるほど大きくなっている。この温度依存性を、最小二乗法を用いて式(3.6)のように評価し、図に実線で示した。ここでは、温度による粘性減衰係数の変化率を評価する為に、図3.18(a)から得られた粘性減衰係数比を温度補正係数 α_T と示す。 T は試験体の温度である。

$$\alpha_T = 0.0004T^2 - 0.035T + 1.544 \quad (0 \leq T \leq 40) \quad (3.6)$$

他の加振振動数および試験体BDM4000とBDM2500に対しても式(3.6)を適用できるものとするれば、本ダンパーの任意の温度、任意の振動数における粘性減衰係数 $C_{T,\gamma}$ は、各試験体タイプの基準粘性減衰係数 C_b (表3.5)、式(3.3)~(3.5)および式(3.6)により、式(3.7)で表せる。

$$C_{T,\gamma} = C_b \cdot \alpha_T \cdot \alpha_\gamma \quad (3.7)$$

試験体BDM6500について、式(3.7)と実験結果との対応を図3.18(b)に示す。図中、実線と破線が式(3.7)、マークが実験結果である。なお、実験結果は表3.8で示した0.50Hzの結果だけでなく、その他の振動数の結果も含んでいる。粘性減衰係数の実験値と式(3.7)による評価値を図3.19(a)に示す。図から、約94%の実験値が

評価値の±15%以内に収まることを確認した。また、BDM4000、BDM2500についても同様に評価し、図3.19(b)に示す。図3.19 (b)は環境温度が5℃～20℃の範囲で加振した実験値と式(3.7)による評価値を比較した。図から約97%の実験値が評価値の±15%以内に収まることを確認した。

以上より、BDM6500 から評価した式(3.7)により実験の範囲内において、全ダンパーの任意の温度、振動数における粘性減衰係数を評価できることを示した。

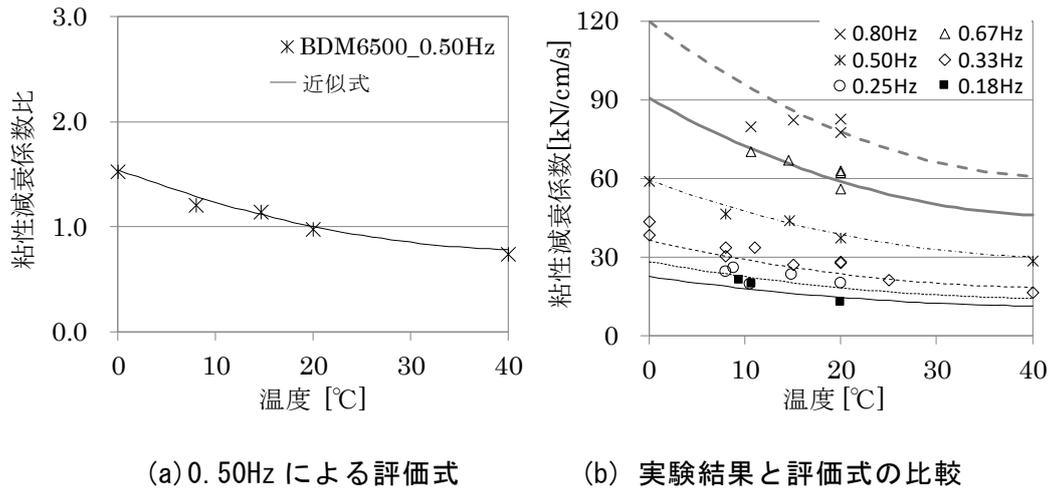


図 3.18 粘性減衰係数比の温度依存性

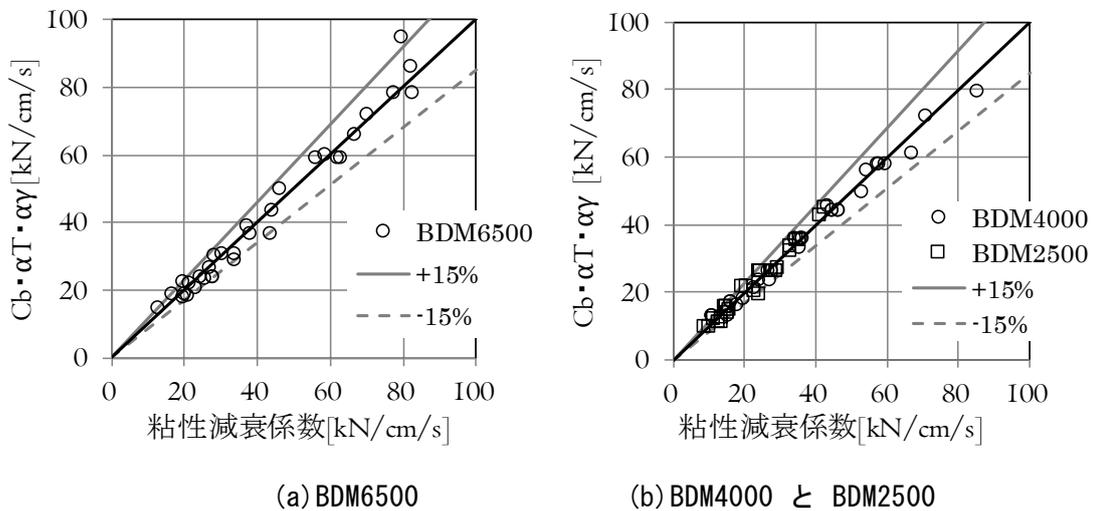


図 3.19 粘性減衰係数の実験結果と評価式の比較

3.4 リリース後の慣性質量ダンパーの振動特性と力学モデルの構築

本節では、同実大試験体に備わっているリリース機構を作動させ、(1)リリース後の振動特性と(2)繰返し加振による耐久性まで把握し、得られた振動特性を反映したリリース機構付き慣性質量ダンパーの力学モデルの構築を行った。

3.4.1 実大動的加振実験概要

(1) リリース後の特性把握実験概要

図 3.20 にリリース後の加振試験の試験装置を示す。リリース後には本試験での反力が軸ばね装置の最大荷重 (1500kN) を超えるため、発振現象抑制のためにオイルダンパーを軸ばね装置の代わりに設置し、前節と同様の加振装置で試験を実施する。使用するオイルダンパーの仕様を表 3.10 に示す。なお、オイルダンパーに復元機能を付加するため、復元用ばね(0.87kN/mm)を並列に接続する。

加振条件を表 3.11 に示す。加振振動数の範囲は前節の試験と同じである。各試験体のリリース荷重は表 3.5 に示した上限および下限の 2 通りに設定する。リリース荷重の確認試験は、回転錘の回転を拘束した状態の試験体に準静的に強制変位 (0.02Hz の正弦波) を与える試験を行うことにより確認する。加振振幅はアクチュエータの性能上 (最大速度 23.0cm/s、最大加速度 98.0cm/s²)、加振可能範囲内で設定している。なお、表 3.11 中の網掛け部は、リリースに至らなかった範囲を示している。

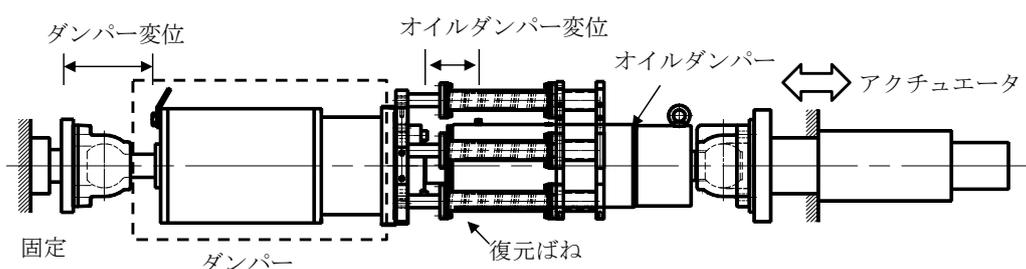


図 3.20 リリース後の試験体の加振試験装置状況

表 3.10 オイルダンパー仕様

最大荷重[kN]	2,000
リリース荷重 [kN]	1,800
リリース速度 [cm/s]	7.2
粘性減衰係数 C1 [kN/(cm/s)]	250
粘性減衰係数 C2 [kN/(cm/s)]	16.9

表 3.11 リリーフ後の加振振幅一覧

加振振動数 [Hz]		0.18	0.25	0.33	0.50	0.67	0.80	1.00	1.20
タイプ	[BDM6500] リリーフ荷重 800kN	95	60	35	15	13	10	-	-
		105	70	60	20	25	15	-	-
		110	95	75	40	40	25	-	-
		115	110	90	55	50	35	-	-
		-	120	105	70	-	-	-	-
	[BDM6500] リリーフ荷重 1200kN	120	85	55	40	25	10	-	-
		-	95	65	50	30	15	-	-
		-	100	80	55	35	25	-	-
		-	110	85	60	40	35	-	-
		-	120	95	65	50	-	-	-
	[BDM4000] リリーフ荷重 600kN	-	65	45	20	12	10	8	-
		-	80	65	43	18	16	12	-
		-	95	80	65	28	26	18	-
		-	100	95	70	45	32	24	-
		-	110	110	-	52	36	-	-
	[BDM4000] リリーフ荷重 1100kN	-	100	70	32	16	15	10	-
		-	110	80	40	25	20	13	-
		-	-	90	45	35	25	18	-
		-	-	100	50	40	35	24	-
		-	-	110	55	45	-	-	-
	[BDM2500] リリーフ荷重 500kN	-	75	50	40	14	10	6	7
		-	90	60	50	20	15	10	9
		-	100	75	60	30	20	15	12
		-	105	90	70	40	27	19	15
		-	110	105	73	53	35	23	17
	[BDM2500] リリーフ荷重 1000kN	-	70	85	45	20	18	12	8
		-	90	90	53	30	22	15	10
		-	100	95	60	38	27	18	12
-		110	-	65	45	32	21	14	
-		115	-	70	51	38	24	17	

(2) 耐久性確認実験概要

多数の加振に対して力学的特性が変化する場合、本節で構築する力学モデルに特性の変化を反映させる必要がある。そこで、ダンパーの軸方向変位の累計値を転動距離と定義し、慣性質量、粘性減衰係数、作動摩擦力およびリリーフ荷重が転動距離の増加により著しく変動しないことを確認する。建物の供用期間中に複数回の大地震動を受けた場合を想定し、多数の加振による本ダンパーの耐久性実験を全てのタイプについて実施する。なお、試験体はリリーフ前後の試験と同一であるが、本試験実施前に内部のグリースを新品に交換している。

各タイプの加振条件を表 3.12 に示す。表 3.12 の加振による各ダンパーの転動距離は 20m 程度（漸増部 4 波、定常部 3 波、漸減部 4 波も含む）となっている。その後、試験体温度が基準温度まで十分に下がった状態でリリーフ荷重と作動摩

擦力の確認試験と表 3.13 に示す加振により慣性質量と粘性減衰係数の確認を行う。この手順を1セットとして5セット、即ち転動距離100mまで行う。

表 3.12 耐久性確認試験の加振振幅

加振振動数 [Hz]		0.25	0.33	0.50	0.67	0.80	1.00
タイプ	[BDM6500]	85	55	50	30	10	-
	リリース荷重	95	65	55	35	15	-
	1200kN	100	80	60	40	25	-
	[BDM4000]	-	90	45	35	20	13
	リリース荷重	-	100	50	40	25	18
	600kN	-	110	55	45	35	24
	[BDM2500]	-	85	60	38	27	15
	リリース荷重	-	90	65	45	32	18
	1000kN	-	95	70	51	38	21

表 3.13 慣性質量と粘性減衰係数確認試験の加振振幅

加振振動数 [Hz]		0.18	0.25	0.33	0.50	0.67	0.80	1.00	1.20
タイプ	[BDM6500]	50	21	7	10	13	15	-	-
	[BDM4000]	-	33	15	4	8	10	12	-
	[BDM2500]	-	50	25	6	4	6	7	9

3.4.2 実験結果

(1) リリース後の特性把握実験

BDM6500 で実施したリリース荷重確認試験の結果を表 3.14 に示す。圧縮側と引張側の平均リリース荷重は目標値に対して最大 3%の差異に収まっている。ただし、加振方向によりリリース荷重差が生じており、引張時のリリース荷重は平均リリース荷重よりも 7%~10%大きくなっている。これは、本ダンパーのリリース機構が回転軸方向に摩擦板を押し当てる方式を採用したため、圧縮側に対して引張側は摩擦板と回転錘間の面圧が上昇する加振となるためである。

リリース後を対象とした加振実験で得られた荷重-変位関係を図3.21(a)、(b)に例示する（荷重・変位とも正が圧縮側、負が引張側）。図から、以下の特徴が指摘できる。

- ① リリースの最中において、荷重は一定ではなくリリース後も回転を続けるボールナット等（以後、回転錘以外の部分と称す）の回転慣性モーメントに応じた負の傾きが生じる。
- ② 圧縮側、引張側とも変位の増大と共に最大負担力が跳ね上がるような形状となる。これは、回転錘と摩擦板の静止摩擦係数が動摩擦係数より大きいことと推察される。
- ③ 最大負担力に着目すると、引張側の絶対値が圧縮側よりも大きい傾向にある。これは、リリース荷重の差から生じている。
- ④ リリース中の荷重-変位関係が波打つ形状となる。これは、②の摩擦係数の

特性に加え、試験機の軸剛性と2次慣性質量から構成される振動系（約2.5Hz）がリリース時に励起されることによる。

上記①～④のように、本ダンパーのリリース後の履歴特性は複雑な特徴を有すが、これらを反映した力学モデルを2.3.3項で構築する。

表 3.14 準静的加力試験により得られたリリース荷重

設定リリース荷重 [kN]	800	1200
圧縮側リリース荷重 [kN]	748	1055
引張側リリース荷重 [kN]	864	1289
平均リリース荷重 [kN]	806	1172

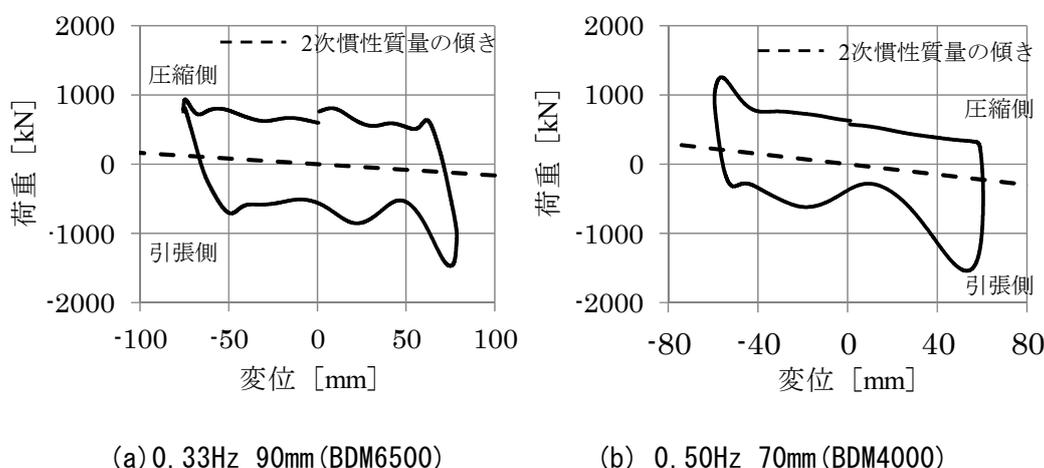


図 3.21 リリース後の荷重変形関係

(2) 耐久性確認実験

本論では3タイプの内、代表としてBDM6500の試験結果について述べる。転動距離20m毎に測定した各加振振動数の粘性減衰係数比の変化を図3.22(a)に示す。図より、実験範囲において粘性減衰係数比はほぼ一定であることがわかる。リリース荷重(1200kN)の圧縮側と引張側の変化を図3.22(b)に示す。図より、実験範囲においてリリース荷重の変化は50kN程度に留まっていることがわかる。同様に、慣性質量と作動摩擦力の変化を図3.22(c)、(d)に示す。いずれも、転動距離による変化は殆ど無い。BDM6500に比べて慣性質量と負担荷重が小さい他の2タイプについても、同様の結果が得られている。

以上から、実験した範囲の転動距離においては、本ダンパーの力学的特性は殆ど変化せずに安定している事を明らかにした。すなわち、次項で構築する力学モデルの各要素には、転動距離に依らず一定の数値を用いることが可能であると判断できる。ただし、本実験で実施した転動距離20mの加振前後において、ボールナット部の温度は約10℃上昇した。巨大地震が連続して発生し、リリース機構が作動し続ける程大きな負担力がダンパーに生じる場合には、先に示した温度変化による特性変化を力学モデルに反映させる必要がある。この点に関しては今後の課題である。

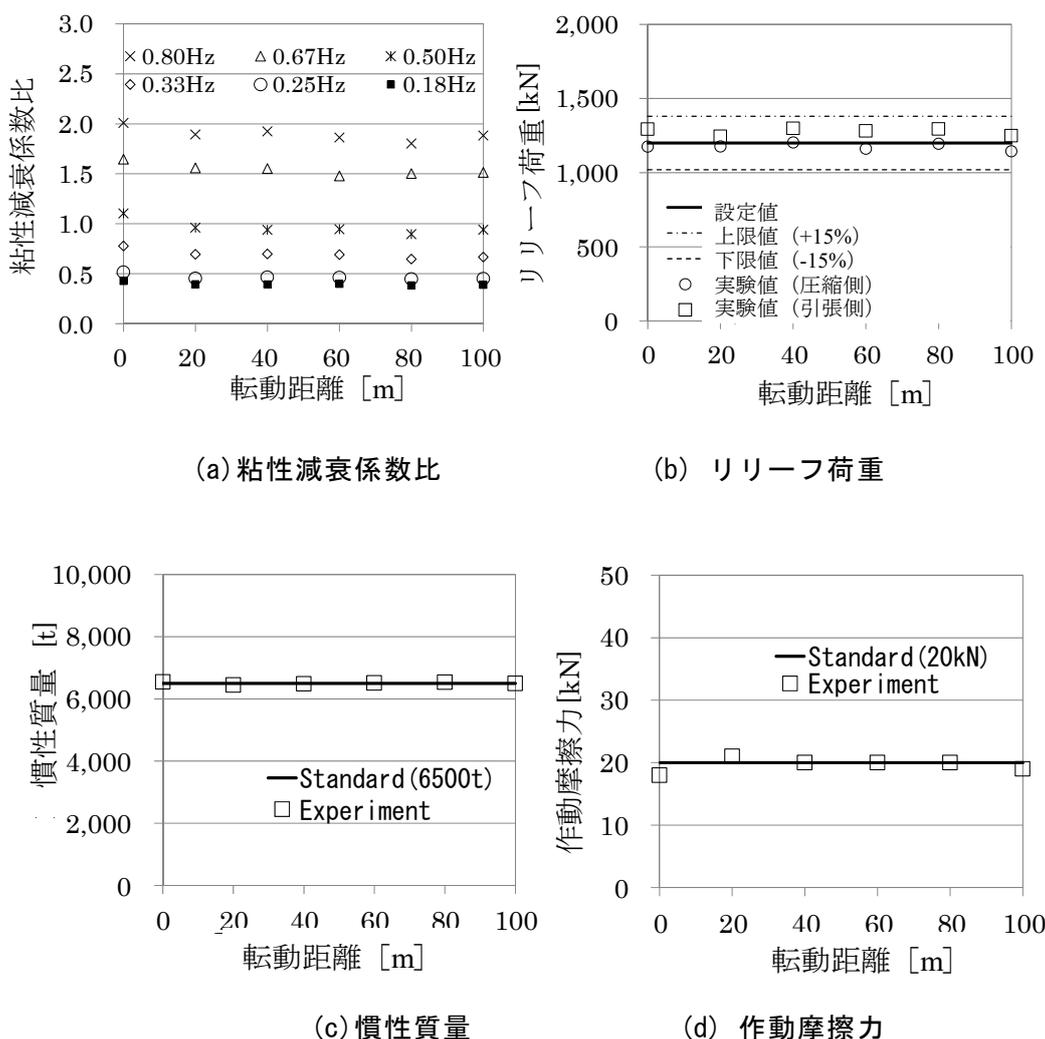


図 3.22 繰返し加振による特性変化

3.4.3 力学モデルの構築

3.4.3.1 要素の構成

本ダンパーの力学モデルを図3.23に示す。力学モデルは慣性質量要素 ψ_i と粘性減衰要素 c_i 、および作動摩擦要素 f_2 の並列結合とした。リリーフ機構が作動すると回転錘部に回転滑りが生じるため、慣性質量 ψ_i は、回転錘の慣性質量 ψ_1 とねじ軸やボールナットなどの回転錘以外の慣性質量 ψ_2 とに分離してモデル化した。粘性減衰係数 c_i もリリーフ機構が作動すると慣性質量と同様に分離されると仮定し、それぞれ c_1 、 c_2 としてモデル化した。回転錘と回転錘以外の慣性質量は、表3.5の2次慣性質量比から算出される。例えば、BDM6500の場合は2次慣性質量比が0.058であり、 ψ_1 :6,120t、 ψ_2 :380tとなる。粘性減衰係数 c_1 、 c_2 の比率も ψ_1 、 ψ_2 と同

じ比率と仮定し分配した。

リリーフ機構は摩擦要素 f_1 で表現し、回転錘部の慣性質量 ψ_1 と粘性減衰係数 c_1 に直列に接続した。この摩擦要素 f_1 の性状を変位依存型モデルで表現した場合の荷重 - 変位関係を図3.24に示す。図3.24ではリリーフ機構の静止摩擦力と動摩擦力の差異、またダンパー圧縮側と引張側でのリリーフ荷重の差異を表現している。さらにリリーフ点の4mmの棚(dy)は、リリーフ荷重をわずかに上回る場合に解析結果と実験結果のループ形状を整合させるために設けたものである。

しかし、本モデルを図 3.24 に示す解析モデルの f_1 に組み込んだ際に、慣性質量要素に stick-slip 現象⁴⁾が発生したため、本論文では図 3.25 に示す速度依存型モデルについても検討した。速度依存型モデルもリリーフ機構の静止摩擦力と動摩擦力の差異、および圧縮と引張による荷重の差異を変位依存型モデルと同様に表現している。具体的には、動摩擦力 f_{p2} , f_{m2} は静止摩擦力 f_{p1} , f_{m1} の 0.8 倍と設定した。これは、図 3.26 に示す別途実施した摩擦板単体の滑り出し荷重試験結果からわかるように、静止摩擦力と動摩擦力に圧縮、引張ともに差異が生じており、その差は約 20%となるためである。なお、摩擦板単体試験は面圧を 1.56MPa、回転数を 1000rpm として実施した。また表 3.14 で示したように、引張側のリリーフ荷重は、平均リリーフ荷重よりも約 7%~10%高いことから、引張側荷重 f_{m1} は圧縮側荷重 f_{p1} の 1.1 倍とした。図 3.27(a)~(c)にそれぞれ図 3.24 の変位依存型モデルを使用した場合と図 3.25 の速度依存型モデルを使用した場合の本ダンパーの ψ_1 、 ψ_2 要素の時刻歴荷重波形とそれらの和の時刻歴荷重波形（本ダンパーの荷重波形）を示す。解析は図 3.26 の力学モデルに直列にばね要素を接続し（ばねと慣性質量の同調振動数 0.40Hz）、解析モデルの端部に 0.40Hz の正弦波を入力して行った。図 3.27(c)より、本ダンパー全体の荷重波形はどちらの摩擦要素モデルを使用した場合でも同じ結果であるが、図 3.27(a)、(b)から内部要素である ψ_1 、 ψ_2 の荷重波形では変位依存型の摩擦要素を使用した場合、stick-slip 現象が発生していること、速度依存型の摩擦要素を用いることで stick-slip 現象が抑えられることがわかる。この結果より、本論文ではリリーフ機構に速度依存型モデルを採用した。なお、作動摩擦力を表す摩擦要素 f_2 は、リリーフ前後に関わらず表 3.9 の数値ならびに図 3.16 の実線に示される摩擦力を保持するものとし、履歴特性は完全弾塑性型の bi-linear とした。

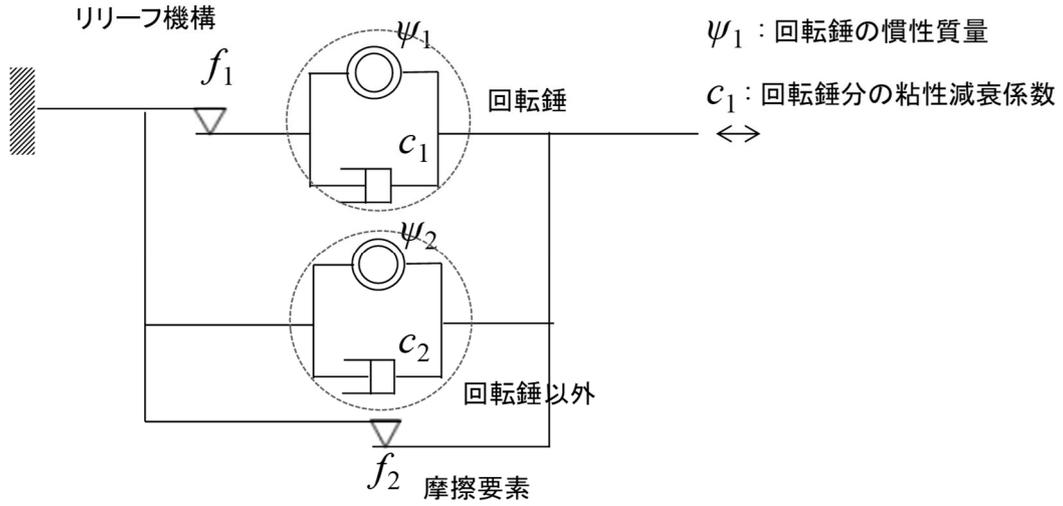


図 3.23 慣性質量ダンパーの力学モデル

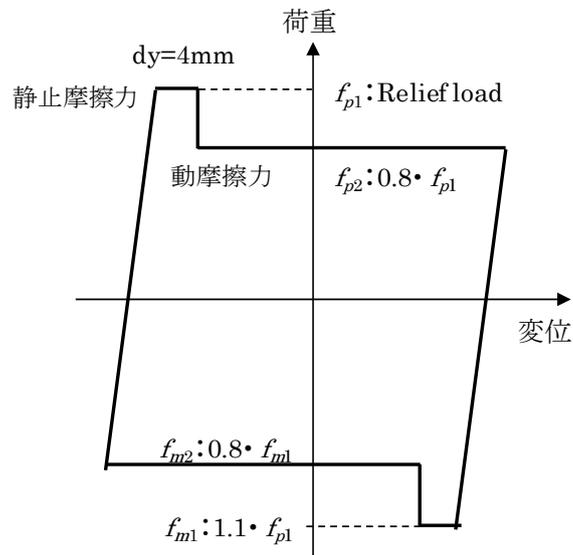


図 3.24 変位依存型の摩擦要素 f_1

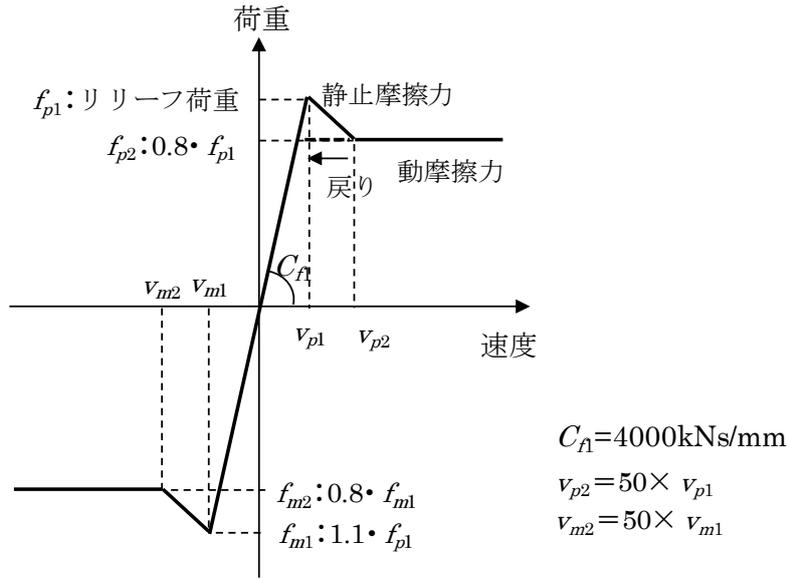


図 3.25 速度依存型の摩擦要素 f_1

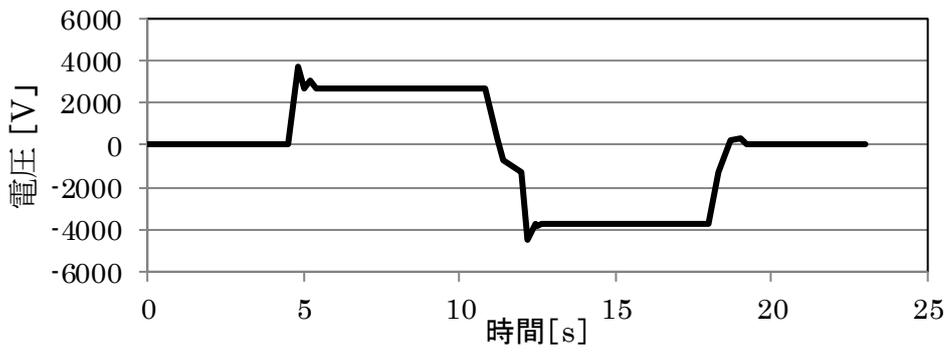
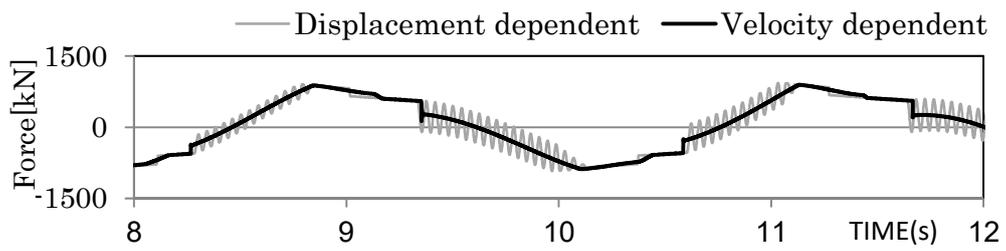
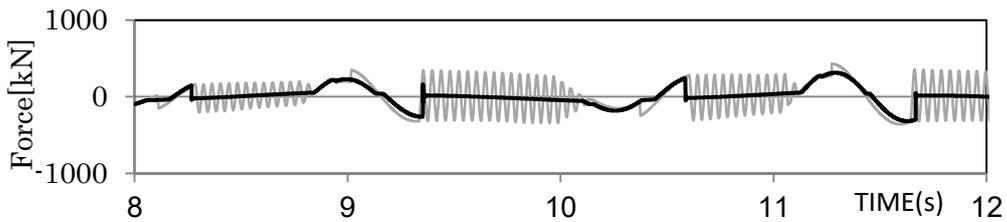


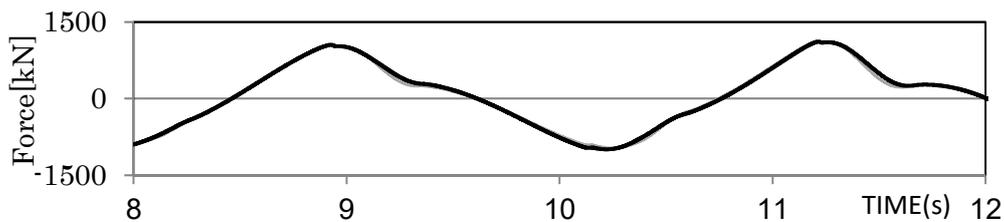
図 3.26 摩擦板単体の滑り出し荷重試験結果



(a) ψ_1 の時刻歴荷重波形



(b) ψ_2 の時刻歴荷重波形

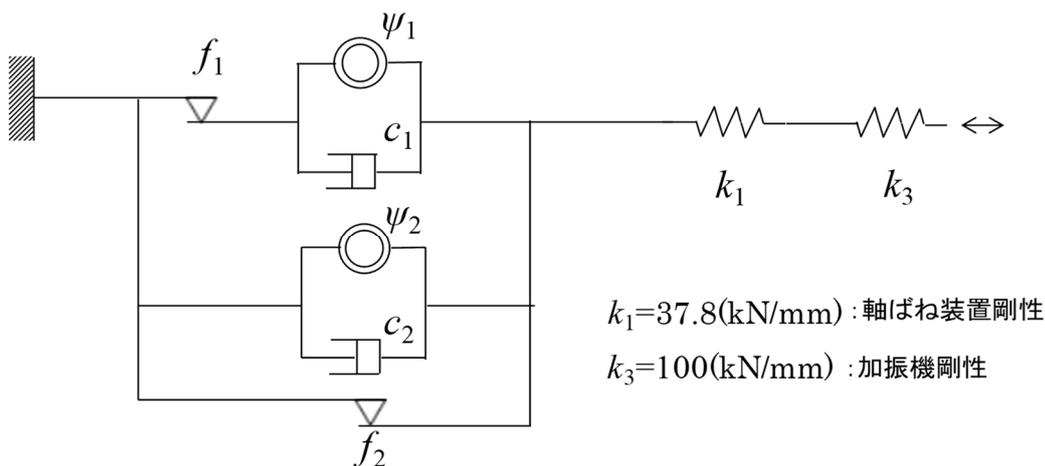


(c) $(\psi_1 + \psi_2)$ の時刻歴荷重波形

図 3.27 摩擦要素 f_1 の違いによる応答の差

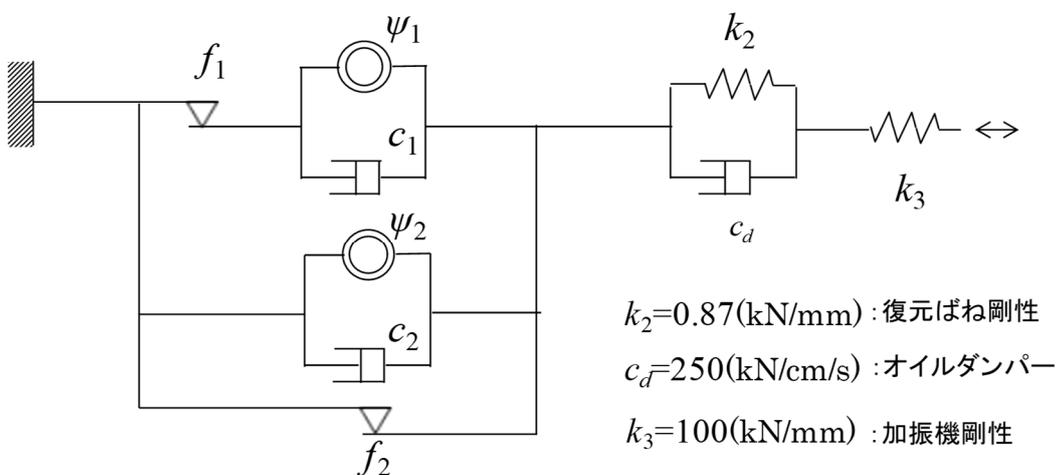
3.4.3.2 力学モデルの検証

図 3.23 の力学モデルに軸ばね装置 (リリース前) または復元用ばねを付加したオイルダンパー (リリース後)、さらに試験機等の剛性を接続した解析モデルを作成し、図 3.28、図 3.29 に示す。なお、試験機等の剛性は、本ダンパーと軸ばね装置の軸方向変位をロックして静的加力した結果から算出している。



$k_1=37.8(\text{kN/mm})$: 軸ばね装置剛性
 $k_3=100(\text{kN/mm})$: 加振機剛性

図 3.28 リリース前加振の解析モデル



$k_2=0.87(\text{kN/mm})$: 復元ばね剛性
 $c_d=250(\text{kN/cm/s})$: オイルダンパー
 $k_3=100(\text{kN/mm})$: 加振機剛性

図 3.29 リリース後加振の解析モデル

解析モデルに実験時の正弦波（表 3.13）を入力して時刻歴応答解析を行った。リリース前の変位領域における実験結果と解析結果を比較し、図 3.30(a)~(d) (BDM6500)、図 3.31(a)~(d) (BDM4000)、図 3.32(a)~(d) (BDM2500) に示す。図中には各加振時のダンパー温度も示している。解析では、加振時の温度に対応する粘性減衰係数と作動摩擦力をそれぞれ式 (3.7) と図 3.16 から算出し反映させている。図 3.29~図 3.31 より解析結果は温度、加振振動数の異なる実験結果の履歴形状を精度よく再現できることが確認できた。

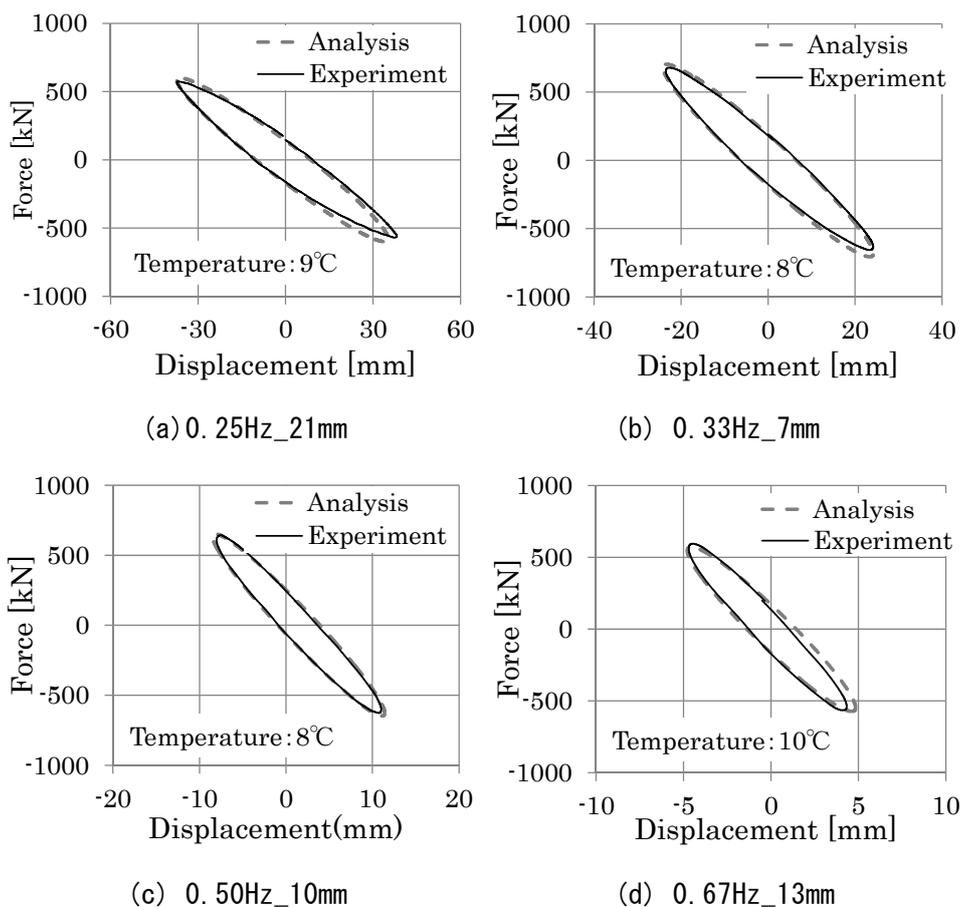
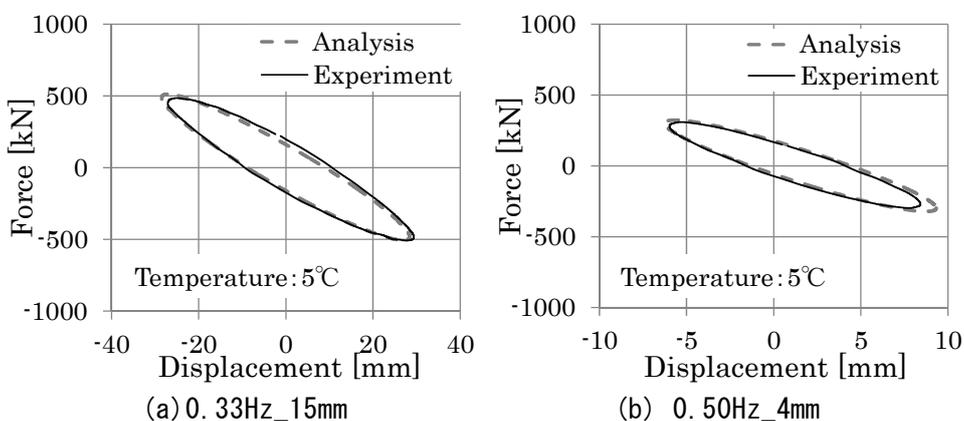


図 3.30 荷重-変形関係の比較 (BDM6500)



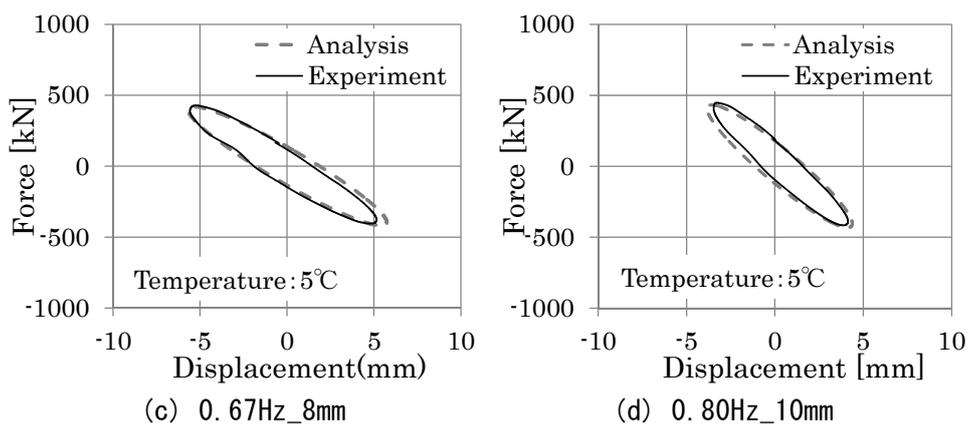


図 3.31 荷重-変形関係の比較 (BDM4000)

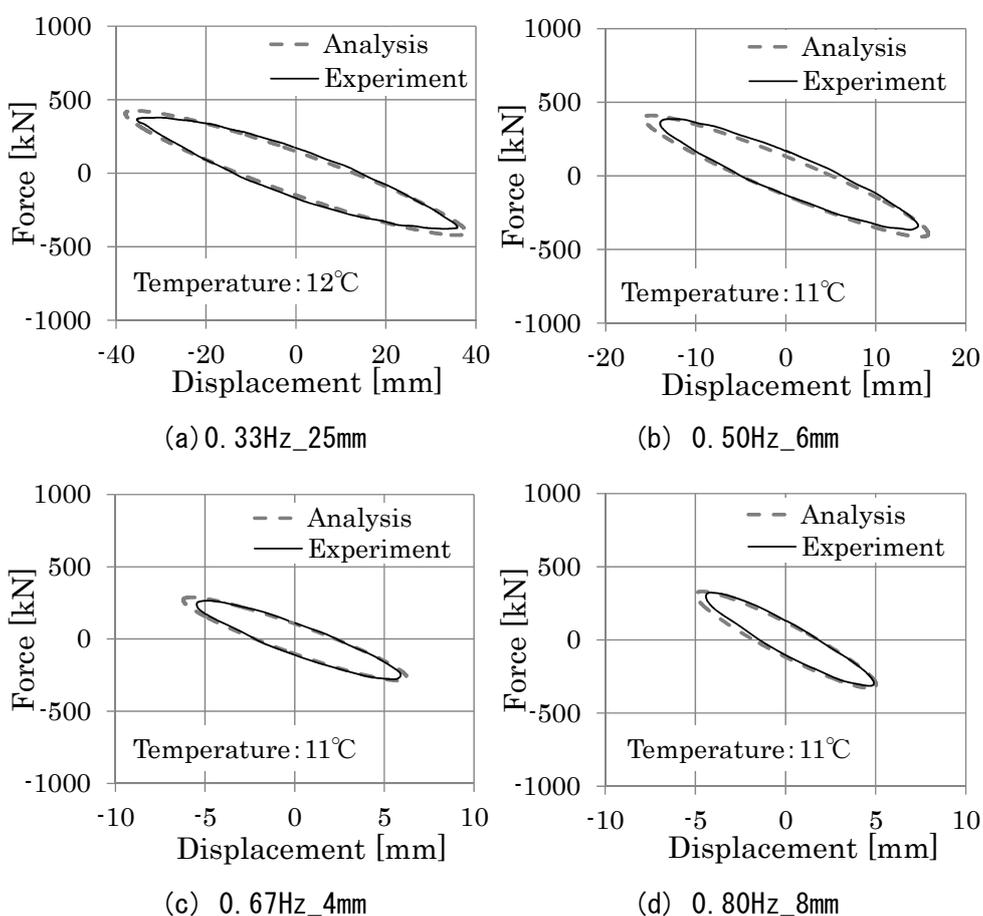


図 3.32 荷重-変形関係の比較 (BDM2500)

次にリリーフが生じる変位領域での荷重 - 変位関係の比較について、表3.11に示す加振の内、BDM6500のリリーフ荷重毎にダンパー変位が小振幅と大振幅の2ケースについて、図3.33～図3.34(a)～(d)に示す。図中に各加振時のダンパー温度を示しており、解析モデルの粘性減衰係数と作動摩擦力に反映させた。これらの図より、解析結果と実験結果はリリーフ後の2次勾配がほぼ整合し、リリーフ時の方向転換時（第2、第4象限）に荷重が大きくなる現象や、引張側（負側）の荷重

が圧縮側（正側）より大きくなる現象が解析でも再現できた。リリース中の荷重 - 変位関係が波打つ現象も、試験機剛性 k_3 をモデル化することで約2.5Hzの振動を再現できている。加振正弦波の定常2波目の1波分における荷重 - 変位関係から得られる履歴面積と解析から得られる定常1波分の履歴面積の関係を図3.35(a)に示す。図3.35(a)より、両者の履歴面積の差は、 $\pm 15\%$ 以内にほぼ収まることが確認できた。図3.35(b)、(c)にはBDM4000とBDM2500について、実験結果と解析結果の履歴面積の比較を示す。両図からも実験結果との差異が $\pm 15\%$ 以内にほぼ収まることが確認できた。

図3.35(d)にBDM6500の実験結果と解析結果から得られる圧縮側と引張側の最大荷重の関係をそれぞれ示す。解析値と実験値の差は、全ケースの約93%が $\pm 15\%$ 以内に収まることを確認した。

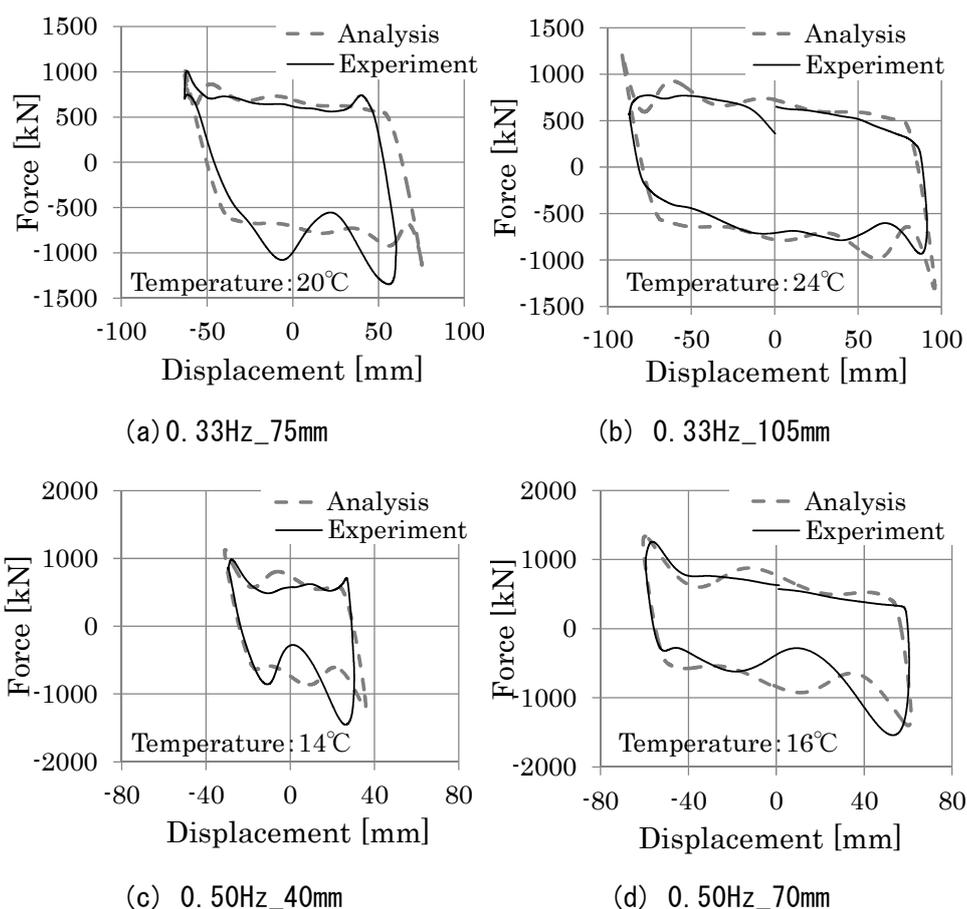


図 3.33 リリース後の荷重-変形関係の比較（リリース荷重 800kN）

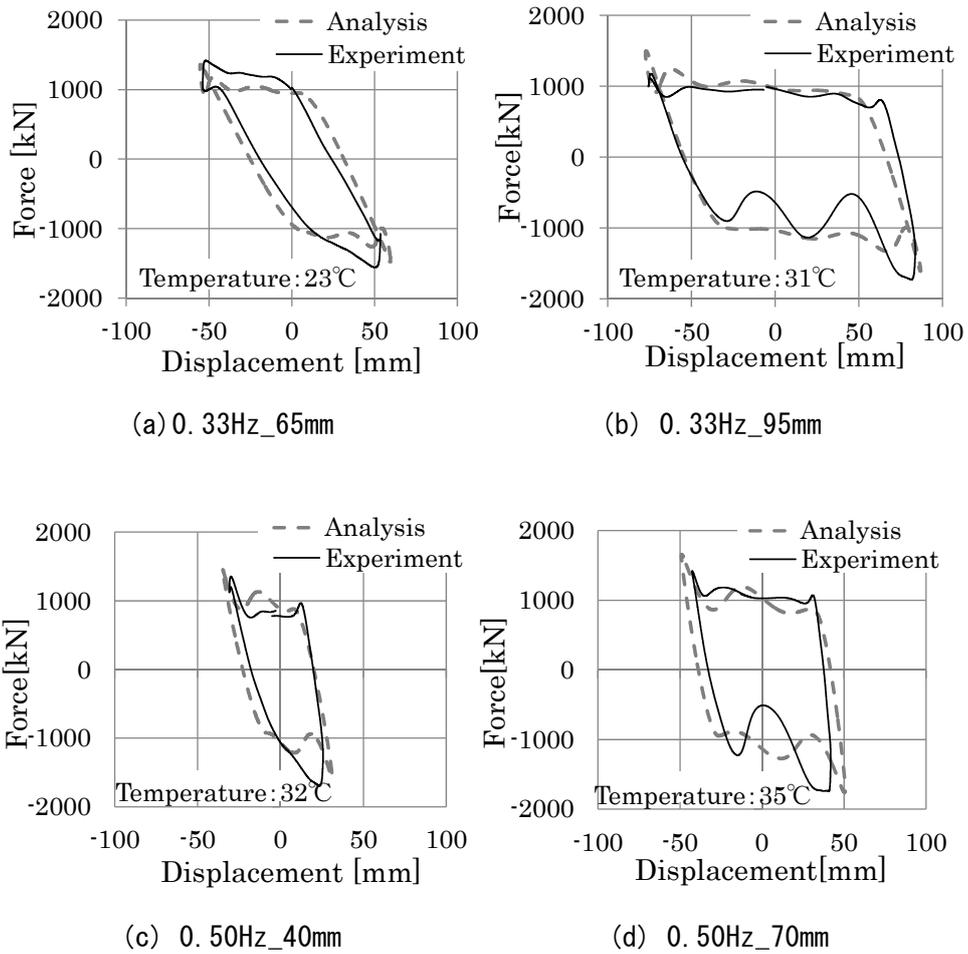
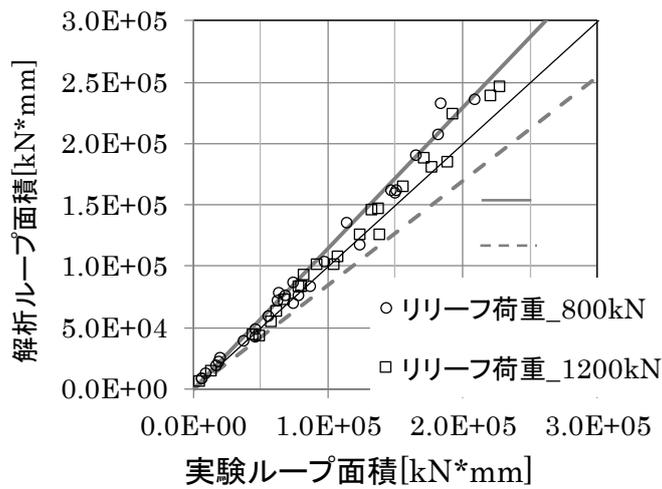
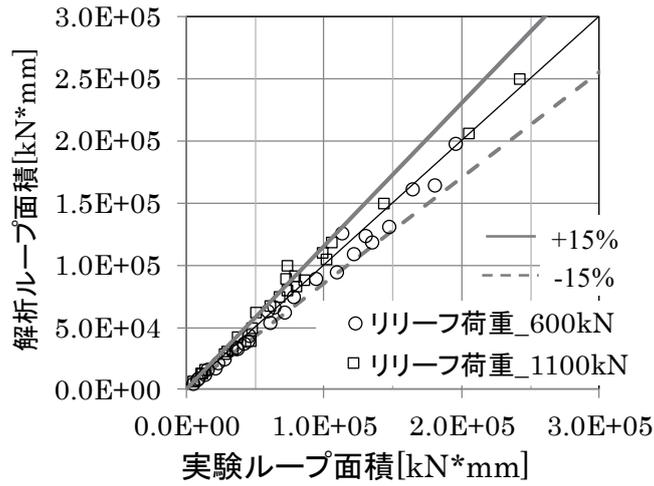


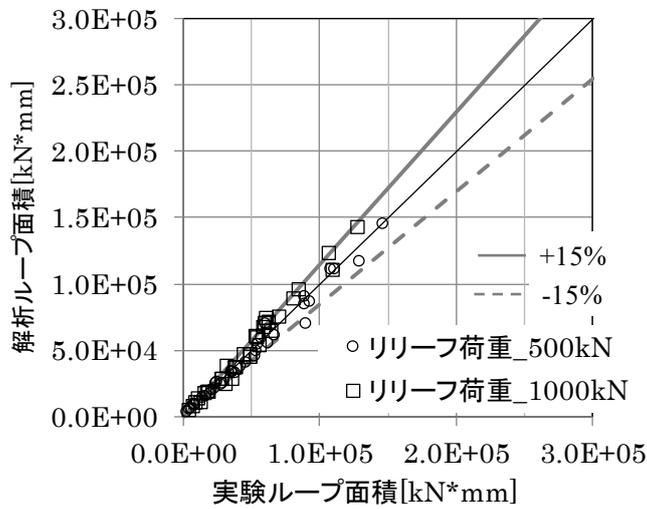
図 3.34 リリーフ後の荷重-変形関係の比較 (リリーフ荷重 1200kN)



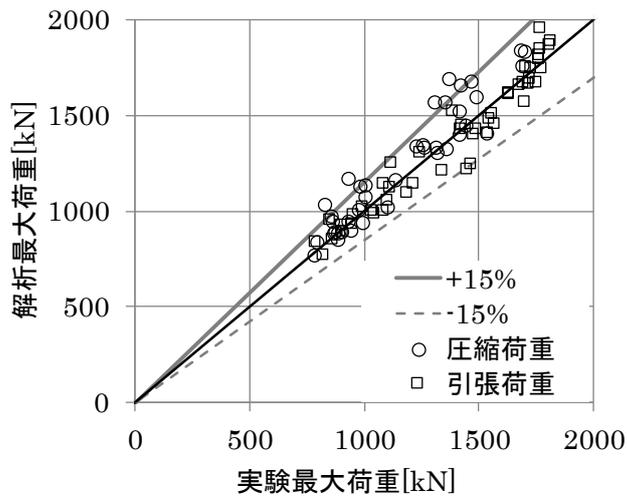
(a) 履歴吸収エネルギーの比較 (BDM6500)



(b) 履歴吸収エネルギーの比較 (BDM4000)



(c) 履歴吸収エネルギーの比較 (BDM2500)



(d) 最大荷重の比較

図 3.35 実験結果と解析結果の比較

最後に、地震応答波に対する力学モデルの妥当性を検証した。15階建ての建物モデル（1次固有周期2秒）を対象に、中央防災会議が首都直下地震の一つとして想定した東京湾北部地震⁵⁾に基づいて、東京都心において設定されたレベル2を超える地震動⁶⁾を入力とした地震応答解析を実施し、3階部における層間変位波形を算出した。図3.36に算出した層間変位波形を示す。次に、この応答波を入力波とした加振実験を実施し、得られた荷重 - 変位関係と解析結果を比較し図3.37に示す。また両結果の荷重 - 変位関係より算出した累積エネルギー量を図3.38に示す。図3.37、図3.38より、実験で使用した地震応答波に関しても実験結果を精度よく再現できた。

以上より、リリーフ機構を速度に依存する摩擦要素でモデル化し、慣性質量を回転錘部とそれ以外に分離して並列とした図 3.23 に示す力学モデルは、本ダンパーの力学的特性を精度良く再現しており、構造解析モデルとして妥当であると云える。なお、ダンパー作動中に装置温度が上がるため、作動中の温度変化も解析モデルに組み込むのが適切ではあるが、本解析モデルは解析前に温度を設定するものとしている。その理由は、装置の温度上昇はリリーフによる摩擦板の摩擦によるところが大きく、リリーフすると減衰係数の影響は小さくなり、摩擦ダンパーと等しい挙動になるため解析結果に大きな変化はないものと考えているからである。温度依存性は、設計時に冬季と夏季による減衰の変化を解析的に変化させて効果の有無を検証するのに使用する。

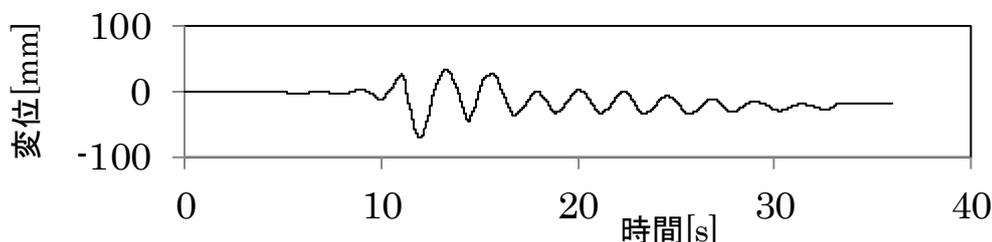


図 3.36 解析に用いた層間変位波形

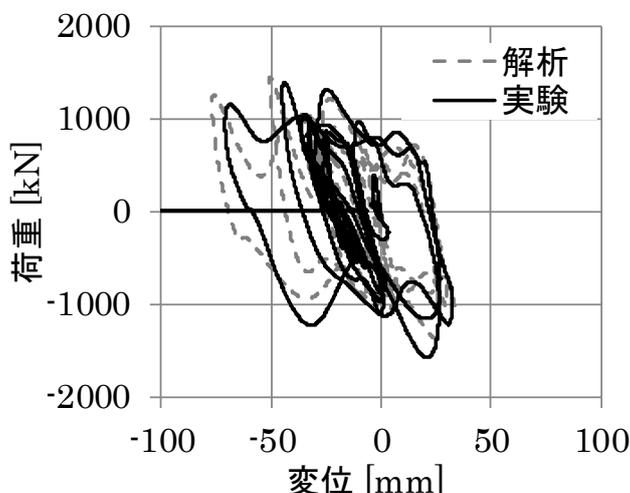


図 3.37 荷重 - 変位関係の実験結果と解析結果の比較

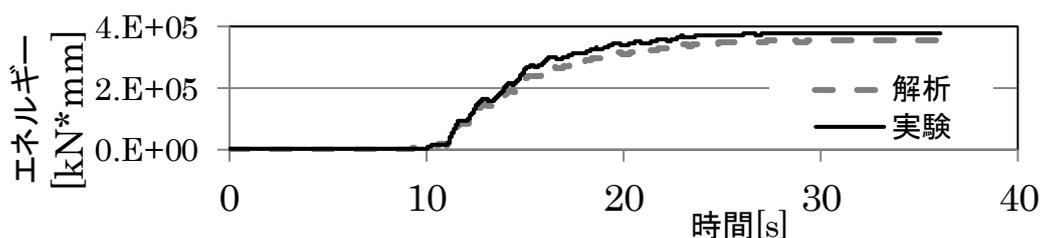


図 3.38 累積エネルギー量の実験結果と解析結果の比較

3.4.4 まとめ

3.3 節、3.4 節では、2,500t、4,000t、6,500t の 3 通りのリリーフ機構付き慣性質量ダンパーを対象に、リリーフ機構が作動する領域を含めた力学モデルを構築した。力学モデルを構築するにあたり、0°C~40°Cまでの温度範囲において実大試験体を用いた加振実験を実施し、ダンパーの力学的特性（慣性質量、粘性減衰係数、作動摩擦力）について明らかにした。更に多数の加振による力学的特性の変化を確認し、構築した力学モデルの安定性を検証した。本研究により以下の知見を得た。

- (1) リリーフ前の力学的特性として、慣性質量は加振振動数、振幅、温度に依存しないこと、作動摩擦力は温度に依存すること、粘性減衰係数は温度と加振振動数に依存することを明らかにした。また、各々の依存性について定式化し、任意の温度、加振振動数、振幅における力学的特性の評価を可能にした。
- (2) リリーフ後の履歴特性として以下に示す特徴を明らかにした。
 - ① リリーフ後も回転を続ける回転錘以外の部分の慣性質量に応じた負の傾きが生じる。
 - ② 摩擦板が滑り出す際の静止摩擦と動摩擦の差異から圧縮側、引張側ともに最大負担力が上昇する形状となる。
 - ③ 引張加振時は摩擦板の面圧が上昇することにより引張側のリリーフ荷重が大きくなり、最大負担力も圧縮側と比較して 10%程度大きくなる。
 - ④ リリーフ時は試験機剛性と 2 次慣性質量から構成される振動系が励起され、負担力は波打つ形状となる。
- (3) 力学モデルを慣性質量要素、粘性減衰要素、摩擦要素で構成した。摩擦板の滑りを利用したリリーフ機構は、摩擦板の動摩擦と静止摩擦、また本ダンパー構造から生じる正負荷重の非対称性を考慮可能な速度依存型の摩擦要素でモデル化し、実験で得られた履歴特性を精度よく再現する力学モデルを構築した。
- (4) 累積転動距離 100m まで加振を実施し、その範囲において力学的特性に変化がないことを明らかにした。

3.5 中低層建物を対象とした応答低減効果の検証

2.2 節で慣性質量ダンパー＋直列ばねとリリーフ機構付き慣性質量ダンパーを免震建物に適用した場合の振動性状、応答低減効果について示した。3.3 節、3.4 節では実大のリリーフ機構付き慣性質量ダンパーの詳細な振動特性を把握し、それを反映させた力学モデルを構築した。構築した力学モデルにより任意の温度、振動数において慣性質量ダンパーが保有する粘性減衰についても表現可能となった。そこで本節では、中層の 14 階 S 造免震建物を対象にオイルダンパーと積層ゴムのみの通常免震 (Case1) と慣性質量ダンパー＋直列ばねを付加したモデル (Case2)、さらにリリーフ機構付き慣性質量ダンパーを付加したモデル (Case3)、Case1 の通常免震のオイルダンパー台数を 1.5 倍としたモデル (Case4) の 4 つのケースを用いて時刻歴応答解析を行い、対象建物の応答を比較する。

3.5.1 解析モデル

対象建物は建物高さ 56m、14 階建て S 造建物であり、剛性分布は 1 階に対して最上階剛性は 0.5 となるように設定する。免震固定時の周期は 1.8 秒、免震作動時の固有周期は 4.9 秒である。上部構造は多質点系せん断モデルの弾性とし、建物重量は約 12000t である。図 3.39 に各ケースの解析モデルを示し、表 3.15 に各ケースの免震層諸元を示す。免震剛性は線形の天然ゴムを想定し、免震層減衰はバイリニア型のオイルダンパーを使用する。図 3.40 にオイルダンパーの速度－荷重関係を示す。Case2、Case3 における慣性質量は 2500t とし、Case3 の慣性質量ダンパーの粘性減衰係数は、振動数 0.2Hz(建物 1 次固有周期 4.9 秒より)、温度 20℃の時の数値を使用した。また、リリーフ荷重は応答加速度の増加を抑制するために 800kN と設定した。

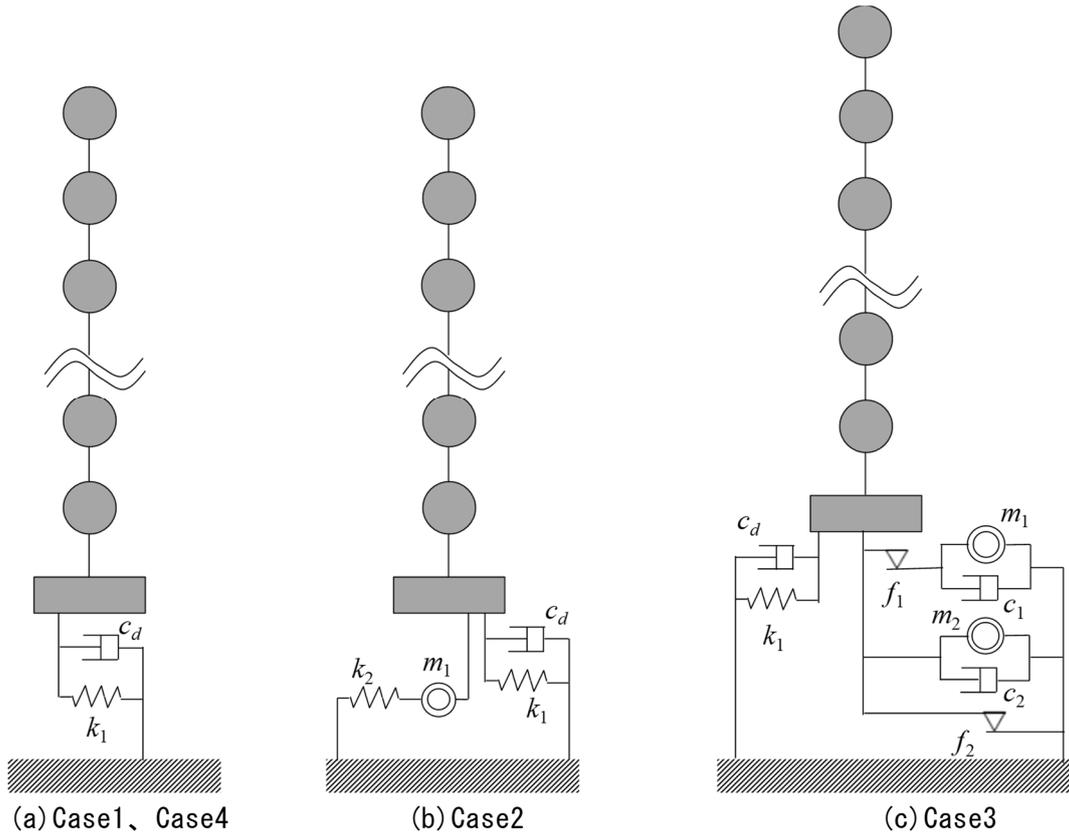


図 3.39 多質点系せん断型モデル

表 3.15 各ケースの免震諸元

	Case1	Case2	Case3	Case4
k_1 [kN/m]	1.77×10^4			
c_d [kNs/m]	1.0×10^4			1.5×10^4
α	0.0678			
k_2 [kN/m]	-	2.48×10^4	-	-
m_1 [t]	-	2500	2135	-
m_2 [t]	-	-	365	-
c_1 [kNs/m]	-	-	67.6	-
c_2 [kNs/m]	-	-	1.15	-
f_1 [kN]	-	-	800	-
f_2 [kN]	-	-	20	-

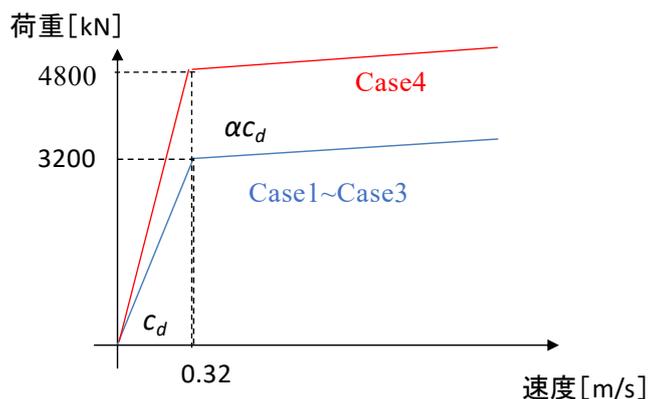
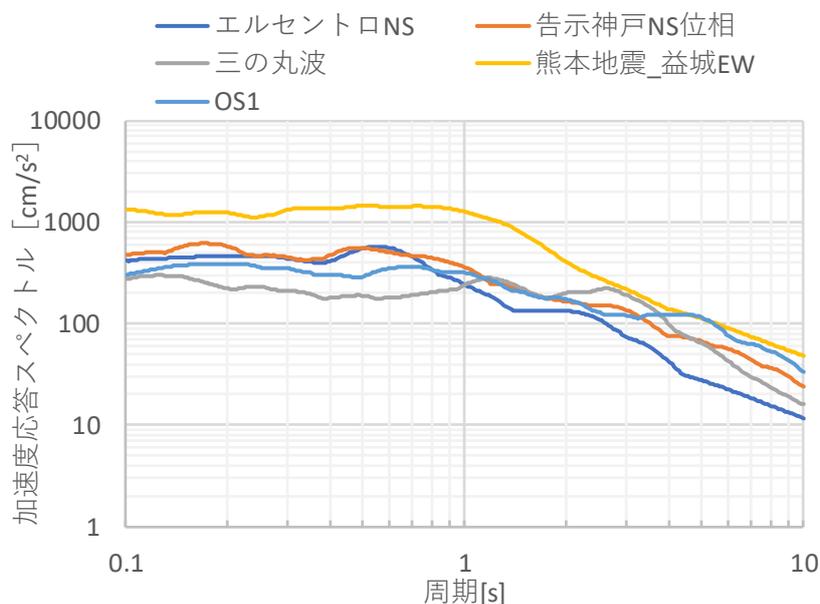
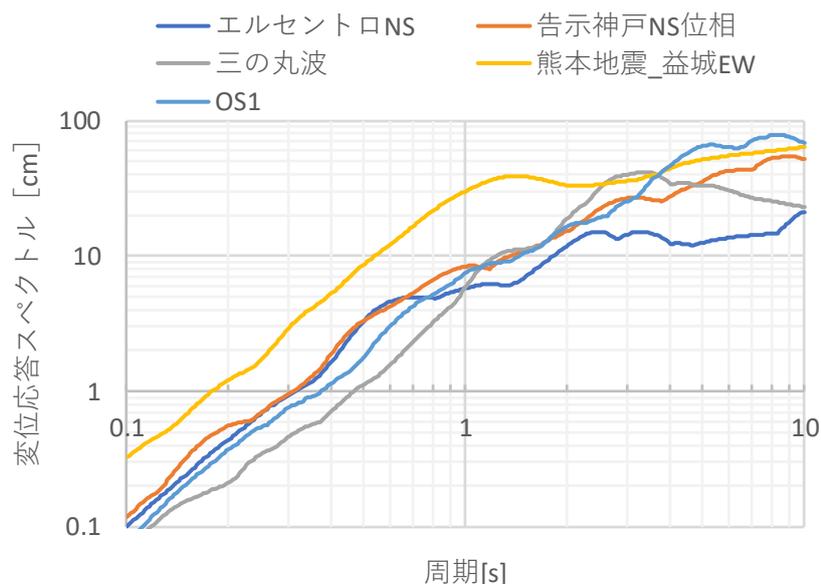


図 3.40 オイルダンパー減衰性能

入力地震波は、短周期成分が卓越するエルセントロ NS 波をレベル 2 に基準化したもの、三の丸波、JMA 神戸 NS 位相の表面立上波(告示波レベル 2 相当)、熊本地震の益城町での観測波 EW、想定南海トラフ地震の区域 OS1 の此花地点の基盤波の 5 波を使用する。図 3.41(a)、(b)に入力地震動の減衰 20%時の変位応答スペクトルと加速度応答スペクトルを示す。



(a) 加速度応答スペクトル



(b) 変位応答スペクトル

図 3.41 入力地震動の応答スペクトル (h=20%)

3.5.2 解析結果

図 3.42～図 3.46 (a) ～ (c) に各地震波を入力した際の最大応答加速度、最大層間変形角、最大免震層変位を示す。各図 (c) より、免震層変位は慣性質量ダンパーを付加することにより Case1 よりも低減している一方で、応答加速度については全ての地震動で Case1 よりも増加している。三の丸波については免震層での加速度は低減しているが、上層部で加速度が増大する結果となった。特に益城町のようにレベル 2 を超える地震動に関しては、加速度の増加が大きくなっている。益城町のような巨大な地震動に対して Case2 と Case3 を比較すると、リリース機構を付加した慣性質量ダンパーとした Case3 の方が加速度の増加を抑制できている。免震層変形の低減効果についても Case1 よりも大きく低減できている。告示波に関してはほぼ同程度であるが、エルセントロ波や三の丸についても同様の結果が得られている。これは、リリース機構により慣性質量ダンパーに入力される軸力が頭打ちとなり、免震層への加速度入力が高減されたことによる。ただし、慣性質量の効果も頭打ちとなるため、免震層変位は若干増加する傾向にある。免震層変形低減効果の比較のために、オイルダンパー台数を 1.5 倍 (減衰定数 30%) とした Case4 と比較すると、Case3 と免震層変位はほぼ差がなく、加速度の増加を抑えられていることがわかる。層間変形角に関しては、どの Case においても 1/400 以下であるため、差はないと考えられる。一方でエルセントロや告示波、益城の結果から分かるように、すでに高次モードの影響で頂部の応答が増幅されており、これ以上高層な建物には別途高次の振動モードを抑える工夫をする必要がある。

以上のように、中低層免震建物を対象に、リリース機構を付加した慣性質量ダンパーによる巨大地震に対する加速度増加の抑制効果について解析的にも示すことができた。

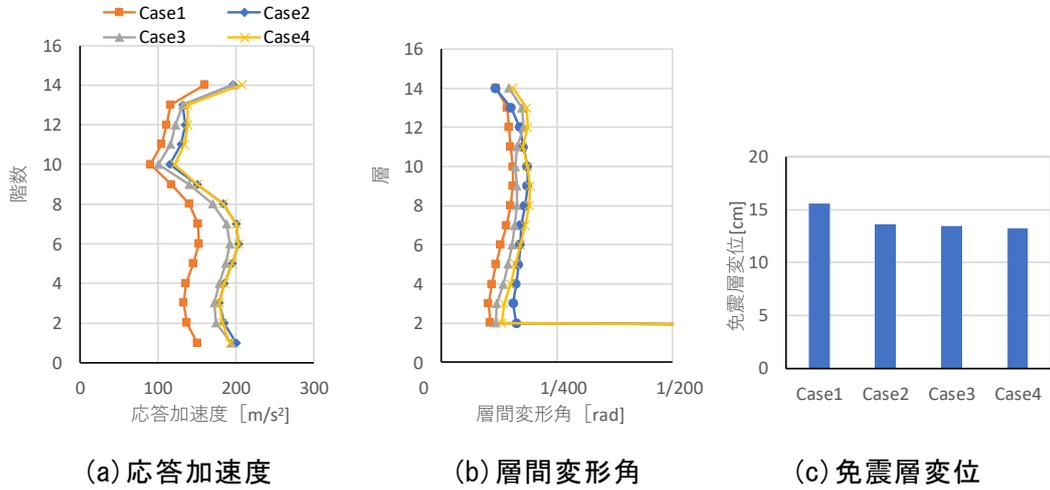


図 3.42 エルセントロ NS 波（レベル 2）最大応答値

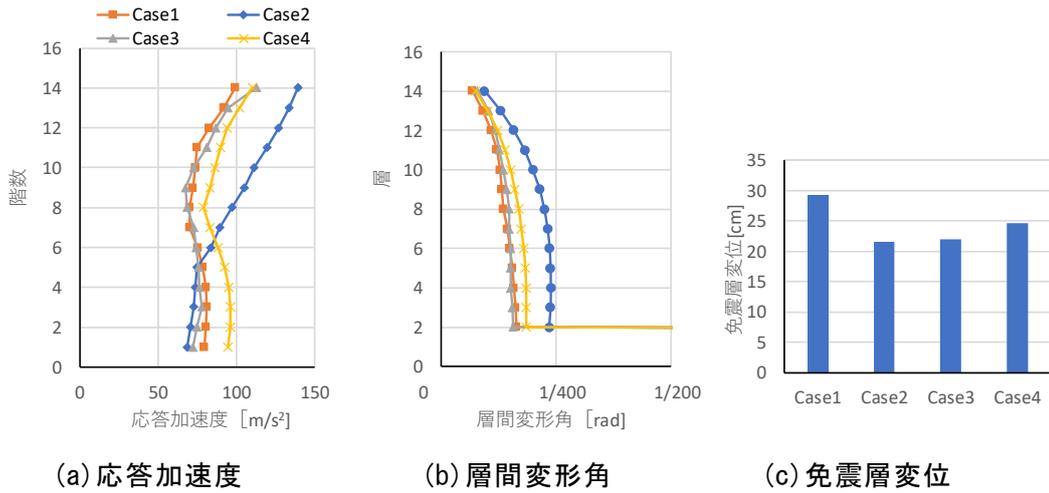


図 3.43 三の丸波最大応答値

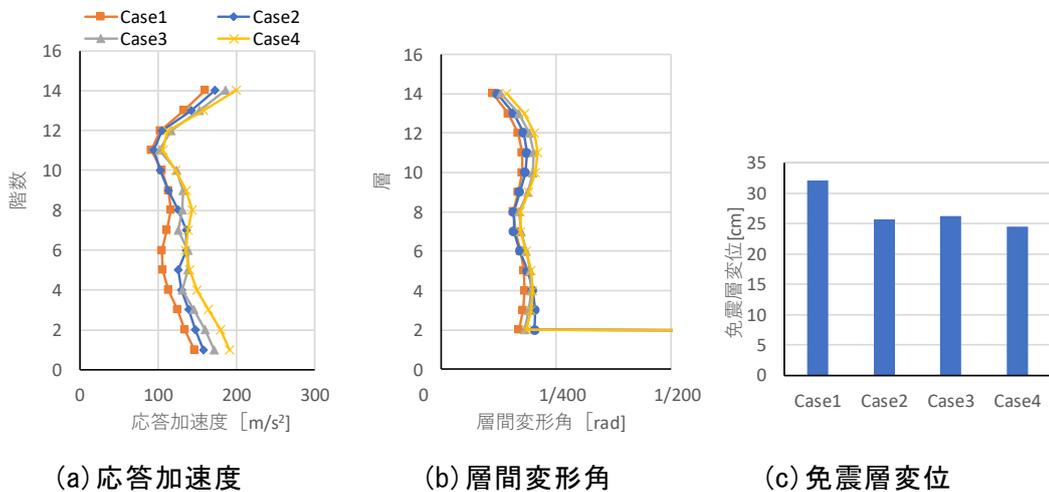


図 3.44 告示波（JMA 神戸位相）最大応答値

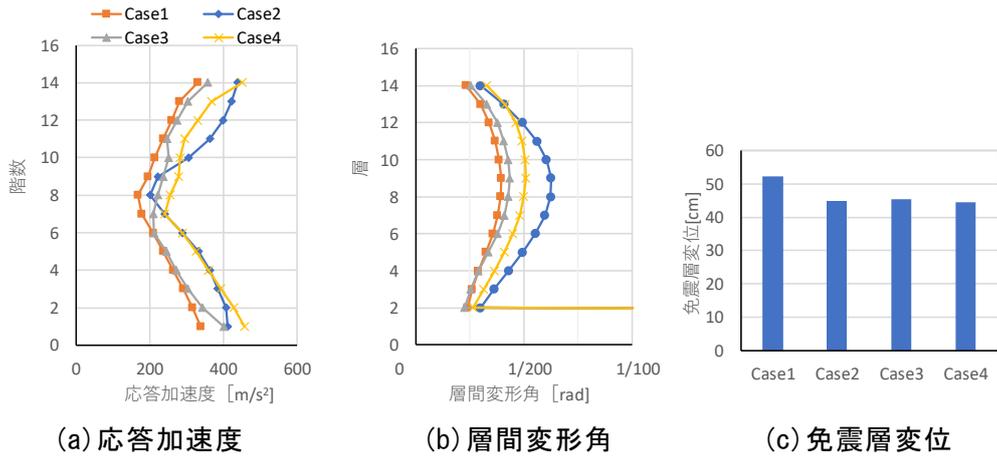


図 3.45 熊本地震益城町 EW 最大応答値

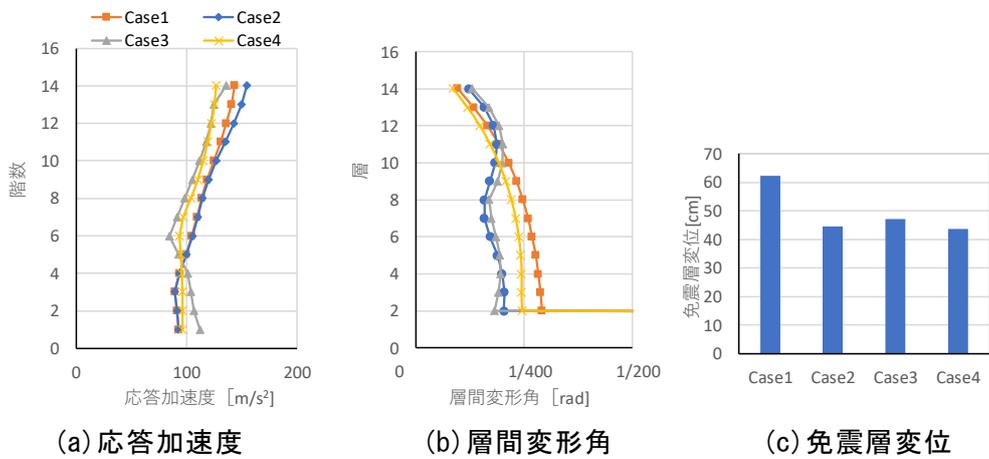


図 3.46 OS1 最大応答値

ここで、リリース機構付き慣性質量ダンパーを用いた Case3 のリリース荷重を 800kN ではなく、1200kN とした場合 (Case3') を作成し、熊本地震の益城町 EW 波を入力した。解析結果を図 3.47 に示す。図 3.47 より、リリース荷重を大きく設定すると、加速度と層間変形角の応答が増加することがわかる。

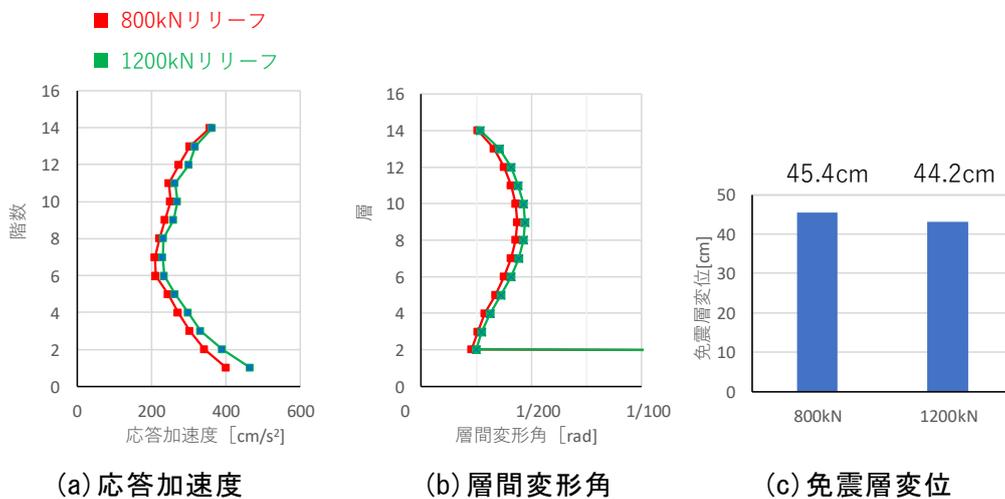


図 3.47 熊本地震益城町 EW 最大応答値

3.6 まとめ

磯田ら(2009年)が示した慣性質量ダンパーを組み合わせた1質点系振動モデルの伝達関数を基に、慣性質量ダンパーに柔らかいばねを直列に接続することで、応答加速度の増加を抑制しながら免震層変位を低減できることに着目し、振動台実験を行った。次に振動台実験を模擬する解析モデルを構築するために、慣性質量ダンパーの単体加力実験を行った。さらにリリース機構付き慣性質量ダンパー自体の振動特性を詳細に把握する加振実験を行い、慣性質量ダンパーの力学モデルを構築した。構築した力学モデルを用いて、慣性質量ダンパー+直列ばねを免震層に付加した場合とリリース機構付き慣性質量ダンパーを付加した場合の中低層免震建物の応答を、多質点系モデルを用いた地震動応答解析により比較した。

以下に本章で得た主な結論を示す。

- 1) 1質点系の振動系を用いた振動台実験により、慣性質量ダンパーのみでは短周期成分が卓越する地震動で増加する応答加速度を、直列ばねを付加することにより抑制できることを示した。
- 2) 小型の慣性質量ダンパー単体加力実験により、慣性質量ダンパーには質量要素だけではなく粘性減衰要素が含まれることが分かった。
- 3) リリース機構付きの実大慣性質量ダンパーを用いて、本ダンパーの力学モデルを構築するにあたり、詳細な単体加振実験を行い、力学的特性を把握した。ダンパーの力学的特性とは、慣性質量、粘性減衰係数、作動摩擦力であり、温度依存性も明らかにするため、0°C~40°Cまでの温度範囲において加振実験を実施した。リリース前の力学的特性として、慣性質量は加振振動数、振幅、温度に依存しないこと、作動摩擦力は温度に依存すること、粘性減衰係数は温度と加振振動数に依存することを明らかにした。また、各々の依存性について定式化し、任意の温度、加振振動数、振幅における力学的特性の評価を可能にした。
- 4) リリース後の履歴特性として以下に示す特徴を明らかにした。
 - ① リリース後も回転を続ける回転錘以外の部分の慣性質量に応じた負の傾きが生じる。
 - ② 摩擦板が滑り出す際の静止摩擦と動摩擦の差異から圧縮側、引張側ともに最大負担力が上昇する形状となる。
 - ③ 引張加振時は摩擦板の面圧が上昇することにより引張側のリリース荷重が大きくなり、最大負担力も圧縮側と比較して10%程度大きくなる。
 - ④ リリース時は試験機剛性と2次慣性質量から構成される振動系が励起され、負担力は波打つ形状となる。
- 5) 力学モデルを慣性質量要素、粘性減衰要素、摩擦要素で構成した。摩擦板の滑りを利用したリリース機構は、摩擦板の動摩擦と静止摩擦、また本ダンパー構造から生じる正負荷重の非対称性を考慮可能な速度依存型の摩擦要素で

モデル化し、実験で得られた履歴特性を精度よく再現する力学モデルを構築した。

- 6) 累積転動距離 100m まで加振を実施し、その範囲において力学的特性に変化がないことを明らかにした
- 7) 実験により把握した慣性質量ダンパーの力学モデルを用いて、多質点系せん断型モデルを用いた地震動応答解析を行った。リリース機構付き慣性質量ダンパーの方が、質量要素の非線形性により応答加速度の低減効果が大きいことを示した。その効果は、オイルダンパー台数を増やしたモデルよりも有効であった。

3章の参考文献

- 1) 笠井和彦、寺本道彦、大熊潔、所健：粘弾性体の温度・振動数・振幅依存性を考慮した解析モデル、その 1 線形領域における温度・振動数依存のモデル化、日本建築学会構造系論文集、第 543 号、pp77-86、2001.5
- 2) 金子美香、中村豊：振幅および振動数依存性を有する粘弾性ダンパーの力学モデルの構築、構造工学論文集、日本建築学会、Vol.44B、pp263-270、1998.3
- 3) 笠井和彦、所健：粘弾性体の温度・振動数・振幅依存性を考慮した解析モデル、その 2 温度上昇および歪・歪速度がもたらす非線形性のモデル化、日本建築学会構造系論文集、第 561 号、pp55-63、2002.11
- 4) Jon Juel Thomasen and Alexander Fidlin. : Analytical approximations for stick-slip vibration amplitudes、International Journal of Non-Linear Mechanics 38 (2003)、pp.389-403
- 5) 中央防災会議：首都直下地震の被害想定と対策について（最終報告）
http://www.bousai.go.jp/jishin/syuto/taisaku_wg/pdf/syuto_wg_siry004.pdf、
- 6) 櫻井隆喜、生沼哲、森伸也、横野敬二、諸星雅彦：電源開発本店社屋制震補強計画（建築物）及び（工作物）ビルディングレター、日本建築センター、pp1-8、2015.2

第4章

大振幅オイルダンパーシステム の開発とコア貫通型複層免震へ の適用

4.1 概要

第2章では超高層免震建物に対象に、新たなコア貫通型複層免震架構を提案し、その振動性状を明らかにした。また応答低減効果のある各免震層諸元の範囲についても示した。一方で提案架構の特徴として、コア下の免震層が2層分の変形があることを示し、当該免震層に設置できるほど大振幅に対応したオイルダンパーが既製品では存在しないという課題も明らかにした。発生が予測されている南海トラフ地震などの巨大地震は、長周期成分が卓越し継続時間の長い地震動を発生させ、超高層建物等の長周期構造物の応答を増大させる危険性が指摘されている^{1),2)}こと、また2016年の熊本地震の西原村で観測された地震動に対しては、一般的な免震クリアランスに収めることは困難であるとともに、免震層の応答速度が150cm/sを超える速度に達し、既製品のオイルダンパーでは対応することができないという問題もある。最近では中山ら³⁾が、原子力建屋用として、変位により減衰力を可変にして250cm/sまで対応可能なオイルダンパーの開発を行っている。また藤田ら⁴⁾は、既製のオイルダンパーと同程度の形状のまま、許容最大速度を270cm/sまでとする免震用オイルダンパーの開発を行っている。これらのダンパーは新規の開発品であるため、免震建物への適用にあたっては免震材料の認定を新たに取得する必要がある。また、許容最大速度は大きい、ストロークに関しては既製品と同等である。

そこで著者らは、既製の免震用オイルダンパーを用いて簡易な機構によりストロークと許容最大速度を既製品オイルダンパーの2倍に拡大する大振幅オイルダンパーシステムを開発する。本章では、4.2節で開発した大振幅オイルダンパーシステムの概要について述べ、4.3節では当該ダンパーシステムの作動性や成立性確認のために実大試験体を用いて実施した水平1方向の大振幅、かつ高速度の動的加力試験について示す。4.4節では当該ダンパーシステムが地震時の免震層の水平2方向挙動に追従できることを確認するために実施した、水平2方向の動的加力試験について示す。

4.5節では、4.4節までで開発した大振幅オイルダンパーシステムを、提案するコア貫通型複層免震架構のコア下免震層に適用し、時刻歴応答解析を行う。時刻歴応答解析では、第2章で提案架構と比較していた2層免震についても多質点系モデルに置換し、応答を比較する。

4.2 大振幅オイルダンパーシステムの概要

図 4.1 に示すように、既製の免震用オイルダンパーを直列に接続することでストロークを 2 倍に拡大できる。しかし既製のオイルダンパーは、製造時における減衰性能のばらつき（公差 $\pm 15\%$ ）が存在するため、単純に直列接続しただけでは両オイルダンパーの変位に差が生じてしまい、地震による繰返し加力によってこの変位差が累積し、所定の 2 倍のストロークが生じる前に片方のオイルダンパーがストロークエンドに達して損傷する恐れがある。そこで、直列した両オイルダンパーの各変位を等値とする変位調整機構(図 4.2)を考案した。変位調整機構は、リード（ねじ山のピッチ）が同じ右ねじと左ねじのボールねじを組み合わせた機構である。ボールねじは回転拘束されて軸方向移動のみを自在とし、ねじが軸方向に変位すると各ボールねじに接合されたボールナットが回転する。さらに、各ボールナットの間を連結パイプにより連結することで、双方のボールナットの回転量が等しくなり、各ボールナットに対するボールねじの変位も一致する。図 4.3 に示すように、この変位調整機構と直列したオイルダンパーを並列に配置し、両端と中央部を相互に接続することにより、両オイルダンパーの変位を揃えることが可能となり、大振幅、高速度に対応可能なオイルダンパーシステムを実現することができる。一方で変位調整機構のねじ部には、両オイルダンパーの性能差（減衰力の差分）が軸力として生じることになる。ダンパーシステムの形状としては、図 4.3 の構成のままではシステムの全体長さがオイルダンパー単体長さの 2 倍と長大化してしまう。建設現場での施工効率や運送等を考慮すると、全長はできるだけ短くしたい。そこで、図 4.4 に示すようにオイルダンパーのシリンダー部を軸方向に並べて配置することでシステム全体長さを短くすることが可能となる。なお、シリンダー部を軸方向に並べて配置することで、オイルダンパーの軸心のずれによる、偶力モーメントが生じることとなる。

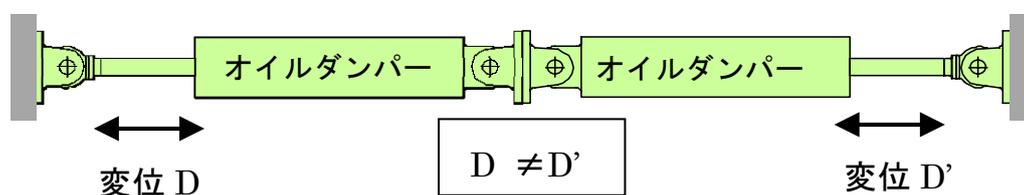


図 4.1 直列するオイルダンパー

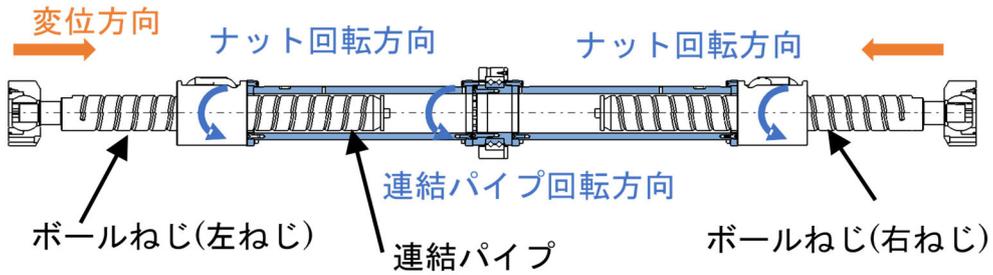
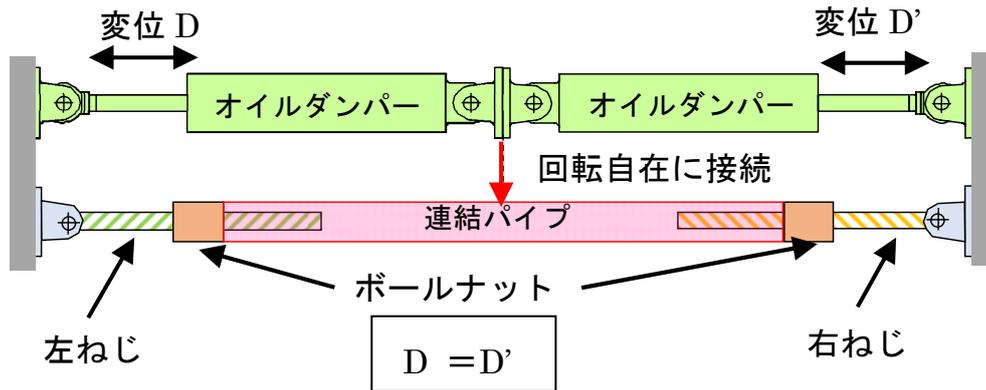


図 4.2 変位調整機構



ねじ負担荷重：ダンパーの減衰力の差分荷重

図 4.3 変位調整機構を並列接続

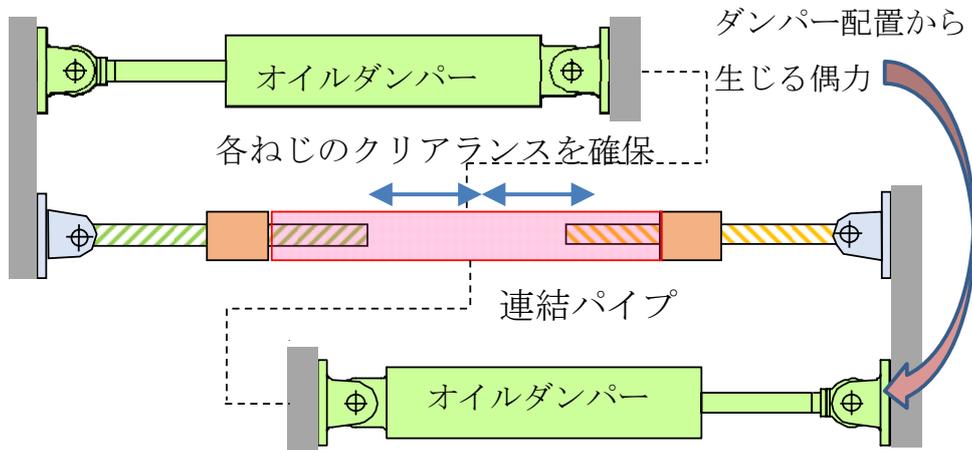


図 4.4 ダンパー全長を最短とする場合

4.3 水平1方向実大動的加力試験

4.2節に示した大振幅オイルダンパーシステムの成立性確認と性能検証のため、水平1方向の大振幅・高速度の動的加力試験を実施した。ダンパーシステムの成立性としては、変位調整機構により直列に接続したオイルダンパー（以降、ダンパー）の変位が揃うこと、またシステムとして組み合わせても、各ダンパー性能が単体での加力時と変化がないことを確認した。性能検証としては、大振幅オイルダンパーシステムが大振幅・高速度の加力時に想定する性能を発揮することを確認した。

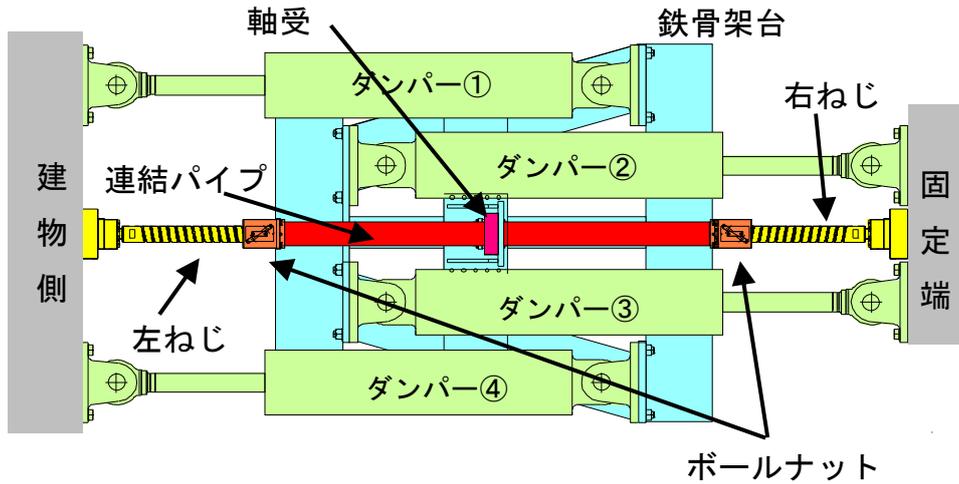
4.3.1 水平1方向試験体

4.2節で示した変位調整機構を用いた、大振幅オイルダンパーシステムの成立性を確認するため、水平1方向のみに可動する実大試験体を製作した。図4.5の(a)、(b)に製作した大振幅オイルダンパーシステムの1方向試験体を示す。ダンパーのシリンダー部を軸方向に並べて配置すると、軸心のずれによる偶力が生じるが、直列する2本のダンパーを2対並列に接続する（ダンパー①、②及びダンパー③、④）ことで、生じる偶力を打ち消す構成とした(図4.5(a))。全ダンパーの片端は鉄骨架台に接続させ、もう一方の端部は建物、もしくは固定端に接続させる。鉄骨架台の下にはリニアガイドを設置し、水平1方向のみ可動する試験体とした。また鉄骨架台中央は、ボールねじの軸方向変位により回転する連結パイプと軸受を介して接続される。これにより、各ボールねじがD変位すると、各ダンパーもD変位し、大振幅オイルダンパーシステムとしては2Dの変位が生じる(図4.5(b))。

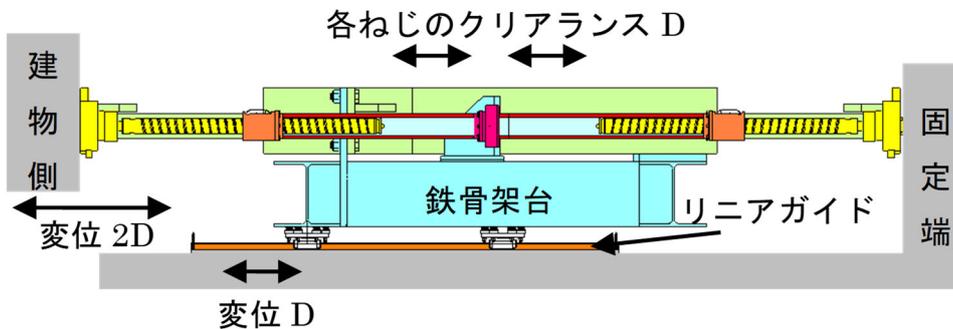
一方で、鉄骨架台の変位量はボールねじ1本分の変位Dとなる。写真4.1に1方向試験体を示す。使用するダンパー単体のストロークは $\pm 600\text{mm}$ 、最大荷重は 1000kN 、許容最大速度は 150cm/s 、減衰性能は、1次減衰係数： 2500kNs/m 、2次減衰係数： 169.5kNs/m のバイリニアである。ダンパー単体の取付長は 3340mm であるが、大振幅オイルダンパーシステムの全長は 4500mm であり、シリンダー部を並べて配置することでダンパー2本を単純に直列するよりも大幅に短くなっている。図4.6に製作した試験体の減衰性能を示す。ダンパーを直列接続するとストロークと最大速度が2倍となるが、減衰力は1/2となる。しかし、本大振幅オイルダンパーシステムは同じ直列ダンパーユニットをもう1対並列するため、全体の減衰力はダンパー2本を並列接続するのと同じになる。よって本試験体の許容最大速度は 300cm/s 、ストロークは $\pm 1200\text{mm}$ 、最大荷重は 2000kN となる。

動的加力試験に先立ち、1方向試験体の鉄骨架台下部に使用しているリニアガイドの摩擦力、摩擦係数を把握するための引張試験を実施した。引張試験では、ダンパーは設置せずに鉄骨架台と変位調整機構のみの状態で鉄骨架台にワイヤーを接続し、チェーンブロックを用いて準静的に引張り、その時の引張荷重をばね

秤を用いて計測した。鉄骨架台の重量は約 2000kg、変位調整機構の重量は約 800kg の合計約 2800kg である。引張荷重は 150N であったため、リニアガイドの摩擦係数は約 0.005 であった。このリニアガイドの摩擦荷重はダンパー荷重と比較して充分小さいため、本検討では無視した。



(a) 平面図



(b) 立面図

図 4.5 大振幅オイルダンパーシステムの1方向試験体

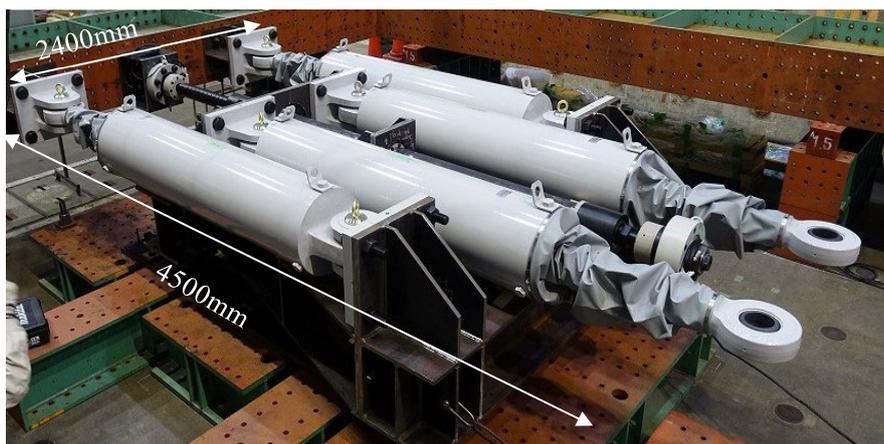


写真 4.1 水平 1 方向実大試験体

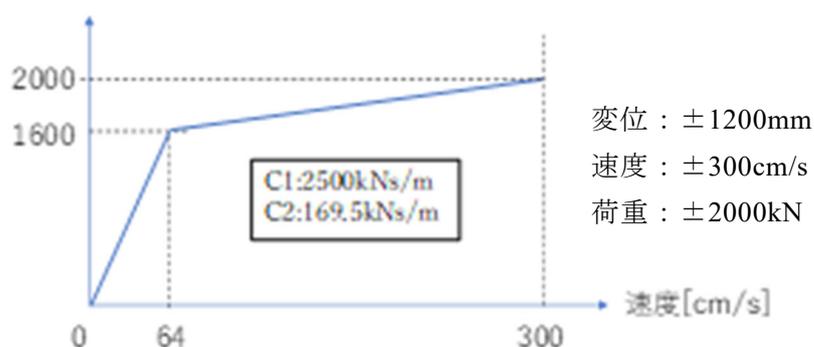


図 4.6 1 方向試験体性能

4.3.2 加力試験

(1) 試験機概要

図 4.7 に、1 方向試験体の加力試験を実施した試験機とその仕様を示す。試験体は図 4.6 に示す性能を有しているため、性能検証を行うためには、加力振幅 $\pm 1200\text{mm}$ 程度、加力速度 100cm/s 以上、および負担荷重 2000kN 以上の試験機スペックが必要となる。そこで台湾の NCREE (National Center for Research on Earthquake Engineering) にある 2 軸 (水平 1 軸と鉛直) 試験機「BATS」を使用して水平 1 方向動的加力試験を実施した。図 4.8 に 1 方向試験体設置図を示す。試験機は、上部の反力フレームと水平 1 方向に可動する振動台によって構成される。加力試験は、振動台と反力フレームに各々治具を設置して 1 方向試験体の両端を接続し、振動台を動かすことで加力を行った。図 4.5(b) で述べたように、振動台が $2D$ 変位した場合、各ダンパーと鉄骨架台の変位はその $1/2$ の D となる。



＜試験機仕様＞
 振幅：±1,200mm
 速度：±150cm/s
 荷重：±4,000kN

図 4.7 水平 1 方向加力試験を実施した試験機 BATS（台湾 NCREE）

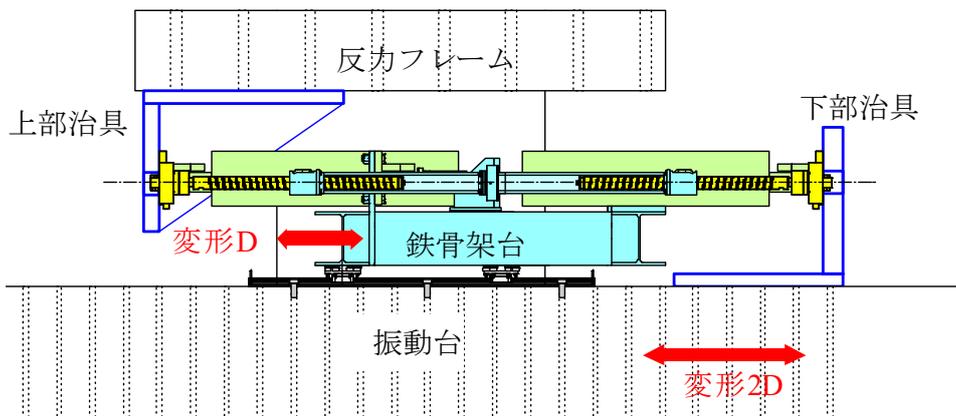


図 4.8 1 方向試験体設置図

(2) 計測

図 4.9 に試験体に設置した計測器の配置を示す。各ダンパーの変位と荷重を測定するために、ダンパーのピストンロッド部にひずみゲージを貼り付け、シリンダー部にはダンパー変位を計測するレーザー変位計を設置した。なお、ピストンロッド部に貼り付けたひずみゲージによりダンパーの変位が制限されるため、800mm を超える加力振幅の場合はひずみゲージを外して加力を行った。また、変位調整機構には、直列するダンパーの性能差から生じる減衰力の差分が軸力として生じる。右ねじと左ねじの荷重をそれぞれ計測するため、ねじの両端部にロードセルを設置した。1 方向試験体全体の変位と荷重は、振動台に既設されている変位計と荷重計を用いて計測した。

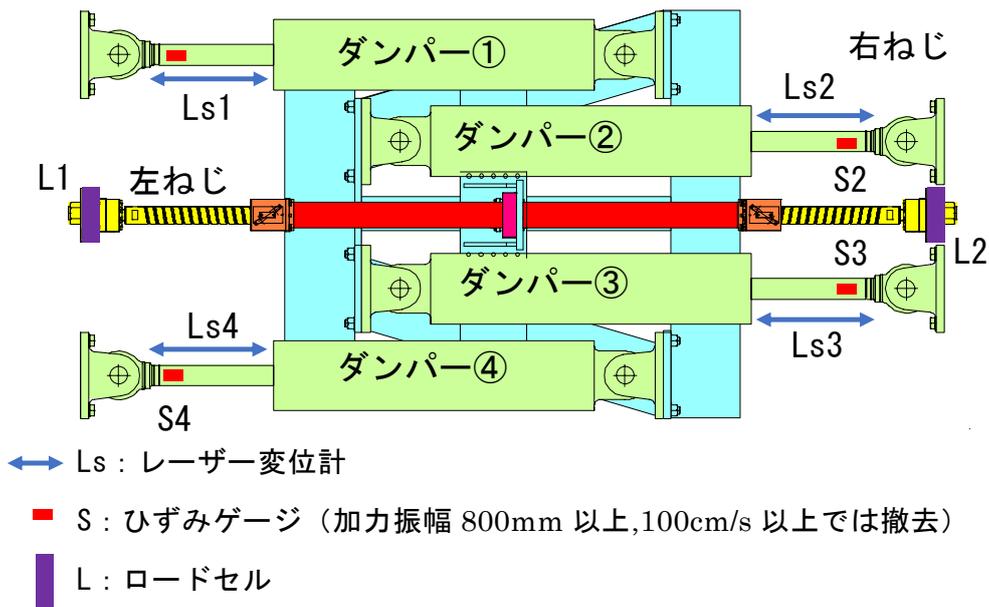


図 4.9 計測器設置位置

(3) 加力波

図 4.10 に試験機の限界加力速度と本試験の加力範囲を示す。入力波は正弦波とし、周期 3 秒～20 秒、振幅は最大 $\pm 1150\text{mm}$ 、速度は最大 $\pm 115\text{cm/s}$ とし、加力周期に応じて振幅を調整して実施した。また、正弦波の振幅は最大振幅となる部分を 3 波分（定常部）とし、始めと終わりをそれぞれ 3 波ずつ漸増、漸減となるように作成した。

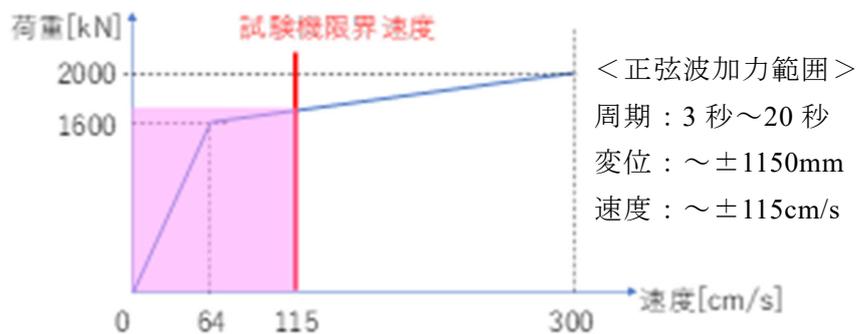


図 4.10 加力範囲（ピンク着色部）

4.3.3 試験結果

図 4.11 に、ダンパー①の単体加力試験結果（5 秒_加力振幅 160mm）と大振幅オイルダンパーシステムの加力結果（5 秒_加力振幅 320mm）におけるダンパー①の荷重-変位関係を重ねて示す。なお、単体加力試験は、出荷試験と同条件で製造工場にて実施した。図 4.11 より、システムとして加力した場合においても、ダンパー①は単体で加力した結果とほぼ同様の履歴ループが得られ、図 4.11 中に示す荷重-変位関係のループ面積から算出される減衰係数も概ね一致している。使用した 4 本のダンパーはどれも単体加力試験結果と、システムとして加力した結果が概ね一致した。図 4.12(a)、(b)に、全加力試験におけるダンパー①とダンパー②の最大荷重と最大速度の関係と、ダンパー①とダンパー②を単体で加力した際の最大荷重と最大速度の関係も併せて示す。図 4.12(a)、(b)より、システム全体として加力した際のダンパー単体の速度-荷重関係と、ダンパー単体を加力した際の速度-荷重関係に差異がなく、大振幅オイルダンパーシステムには性能のロスがないことが分かる。次に、図 4.13(a)に振幅 600mm で加力したケースの各ダンパーの変位時刻歴波形を示す。図 4.13(a)より、4 つのダンパー変位がほぼ一致していることが分かる。図 4.13(b)には変位調整機構の右ねじと左ねじの荷重差(図中オレンジ線)と、並列するダンパーの荷重和（①+④と②+③）の差(図中グレー線)を重ね描いている。大振幅オイルダンパーシステムは、鉄骨架台を介して、図 4.9 の左側の【ダンパー①、ダンパー④、左ねじ】と【ダンパー②、ダンパー③、右ねじ】が直列に接続されることから、以下の荷重の式(4.1)、式(4.2)が成り立つ。ここで、慣性力は十分小さいことから無視した。

$$S1 + S4 + L1 = S2 + S3 + L2 \quad (4.1)$$

$$(S1+S4) - (S2+S3) = L2 - L1 \quad (4.2)$$

図 4.13(b)よりダンパーの差分とねじの差分がほぼ一致し、式(2)が成立することがわかり、大振幅オイルダンパーシステムの荷重の流れが想定通りであることが確認できる。図 4.14 には、振幅 1150mm、速度 100cm/s の加力で得られた大振幅オイルダンパーシステムの荷重-変位関係を示す。図 4.14 より、大振幅オイルダンパーシステムの変位が、既製のオイルダンパーの限界変位である 1000mm を超えた変位を記録していることが分かる。図 4.15 には変位調整機構を外した状態で、定常波 10 波の正弦波加力した場合の全ダンパーの変位波形を示す。図 4.15 より、変位調整機構がないと徐々にダンパーの変位にドリフトが増大していくことから、変位調整機構が各ダンパーの変位を揃えるのに不可欠であることが分かる。

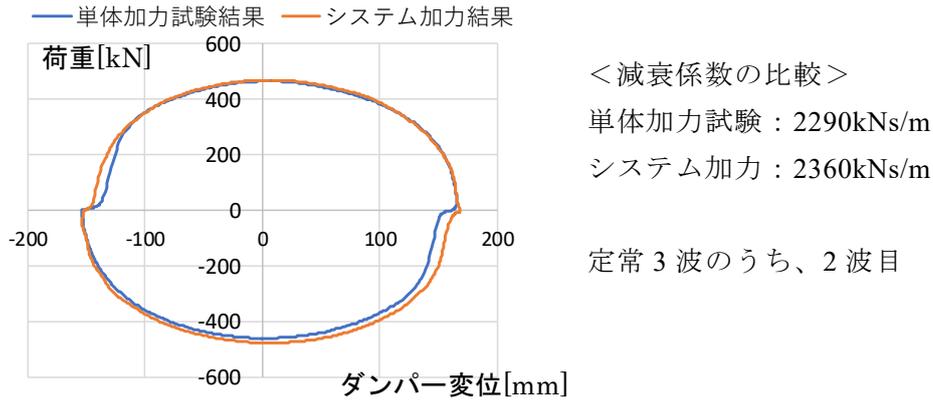


図 4.11 単体加力試験との比較 (5秒_加力振幅 320mm)

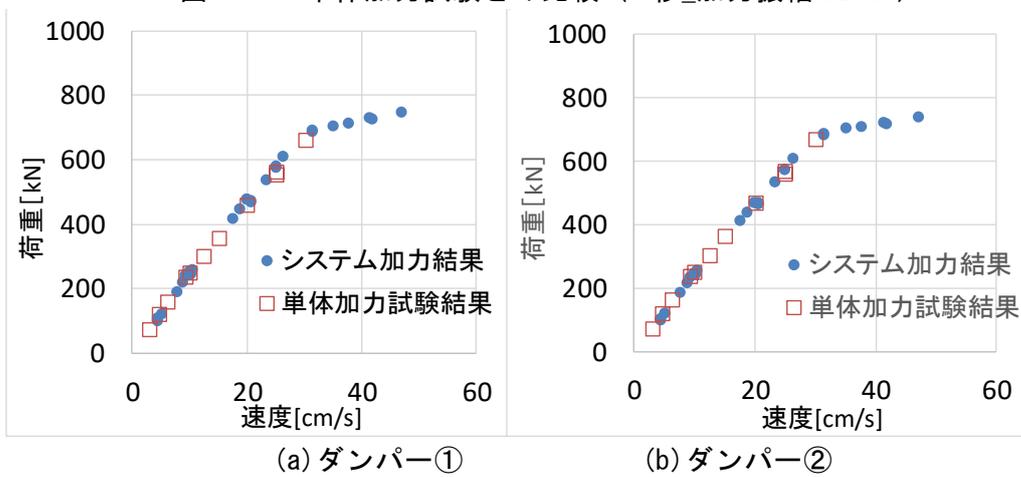


図 4.12 全加力の最大荷重と最大速度の関係

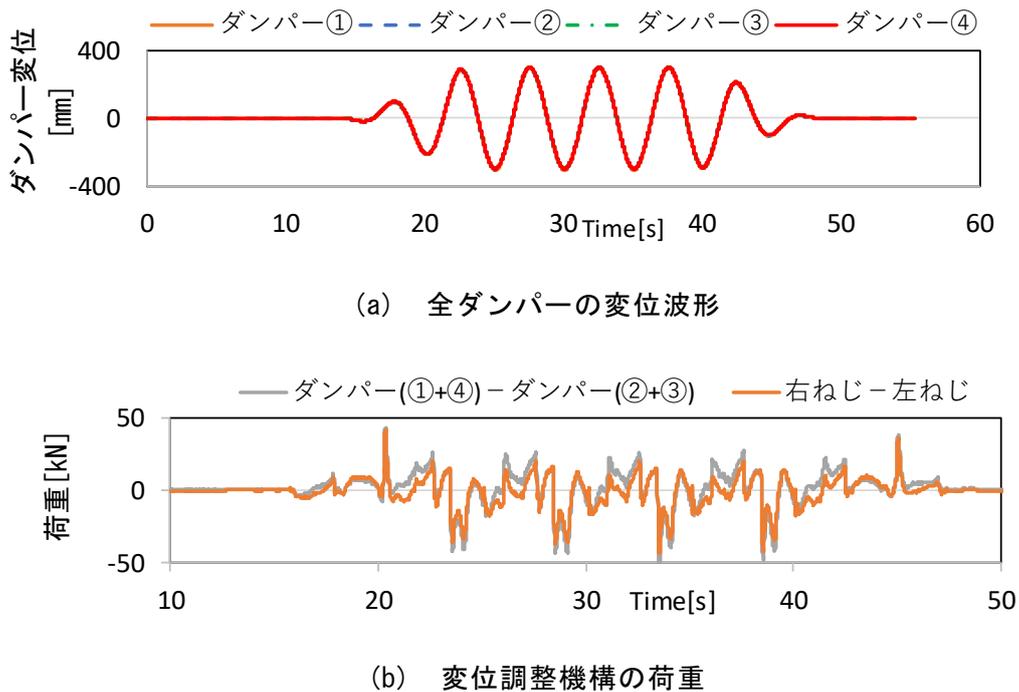


図 4.13 時刻歴波形 (5秒_加力振幅 600mm)

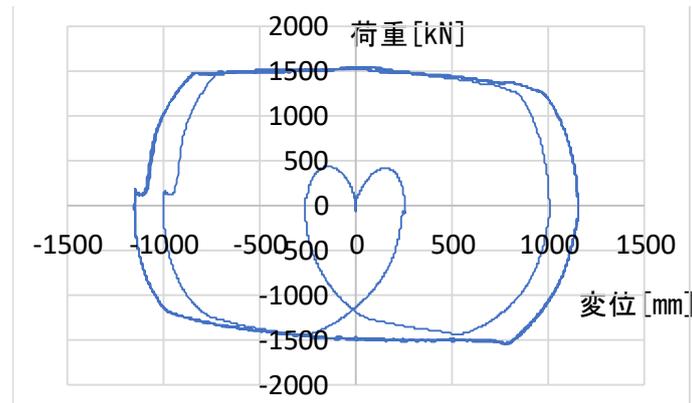


図 4.14 全体の荷重-変位関係 (加力振幅 1150mm)

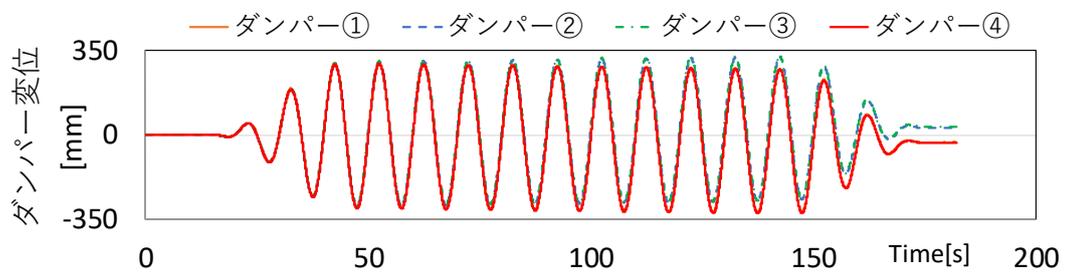


図 4.15 変位調整機構なしの全ダンパー変位波形

4.4 実大試験体の水平2方向動的試験

4.4.1 水平2方向試験体

4.3 節では、ダンパー軸方向のみに変形する1方向試験体による加力試験について示したが、地震時の免震建物の挙動に対応するためには水平2方向（X方向Y方向）に稼働する必要がある。水平2方向に対応させるため、図4.9に示す1方向試験体の鉄骨架台下に、クロスリニアベアリングのような2方向に対応可能な支持材を設置してダンパー直交方向に変位させた場合、ダンパー間の距離(例えばダンパー①とダンパー②の距離)が縮まり、鉄骨架台とダンパーが衝突してしまう。あるいは、鉄骨架台下に転がり支承を設置し、架台自体も建物の変位に対応して回転する機構とした場合、ダンパー①とダンパー④の変形量が揃わず、ダンパー性能に差が生じてしまう。すなわち、大振幅オイルダンパーシステムに設置されるダンパー群は、水平2方向変位時に剛体的な挙動をする必要がある。

上記に示す課題に対処した上で水平2方向の稼働を可能にするため図4.16～図4.19に示す構成を考案した。ダンパーは横1列に配置するのではなく、上下2本、左右2本と配置し、中央に変位調整機構を通す。鉄骨架台は、鉄骨架台1と鉄骨架台2に分かれ、左右2本（①と②）のダンパーが接続される鉄骨架台1の左端には、全体荷重(2000kN)に対応可能なクレビスを設置する。上下2本のダンパーと右ねじは先端のクレビスの穴位置が一致するように設置することで、両端のクレビス間（図4.16の破線部）は剛体的に挙動する。ダンパー③とダンパー④はシリンダー部を鉄骨架台2に拘束することで、3ピン構造となるのを回避している。また鉄骨架台1と鉄骨架台2は、図4.18示すようにリニアガイドで軸方向に変位自在に接続される。4.2節で示したが、ダンパーには最大で±15%の減衰力の公差があり、それから発生するモーメントをリニアガイドにより処理している。鉄骨架台は、転がり支承によって自重を支持する。2方向試験体の性能は、図4.6に示す数値と同じである。水平2方向対応とすることでダンパーの全長は5720mmとなる。

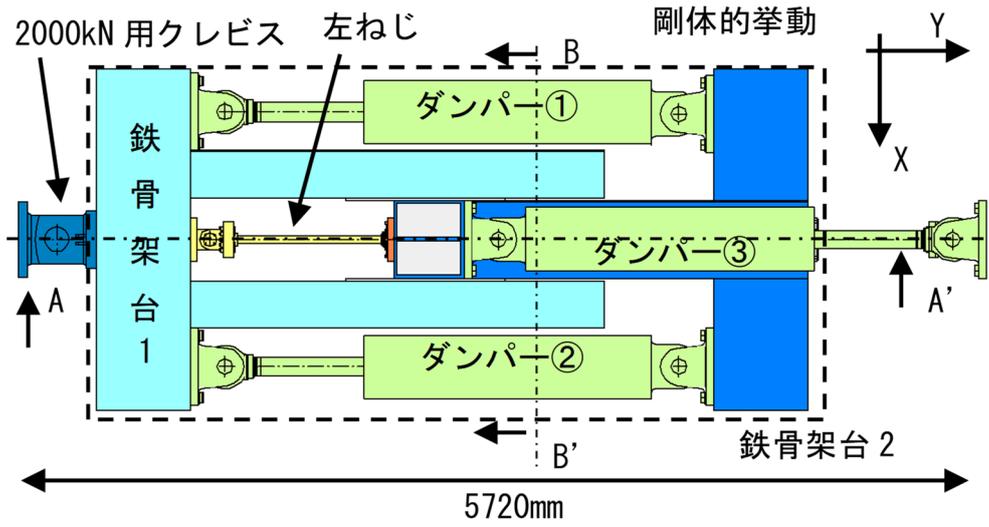


図 4.16 2方向試験体平面図

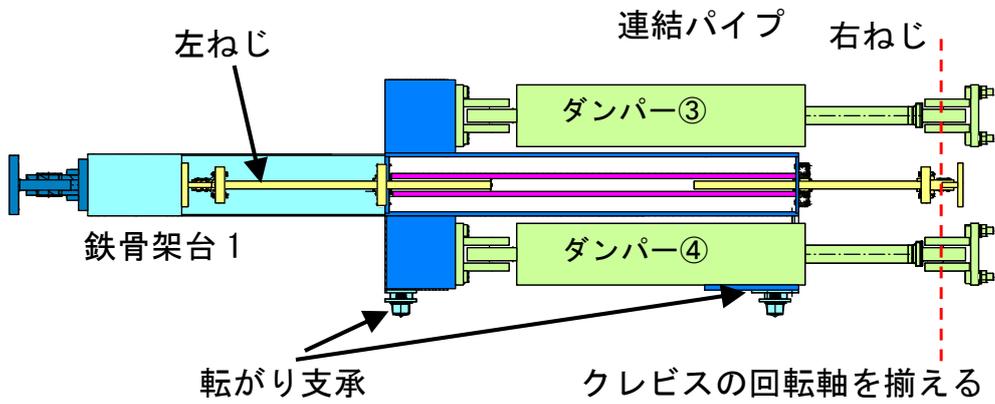


図 4.17 2方向試験体 A-A' 断面図

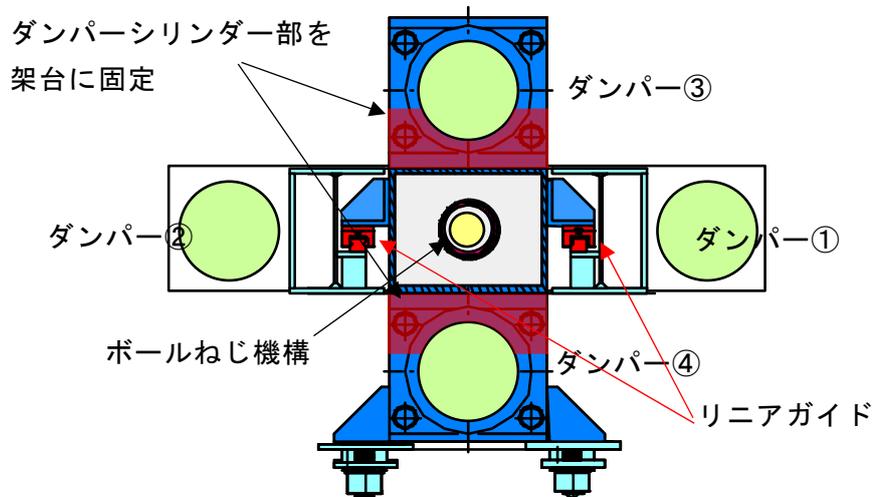


図 4.18 2方向試験体 B-B' 断面図

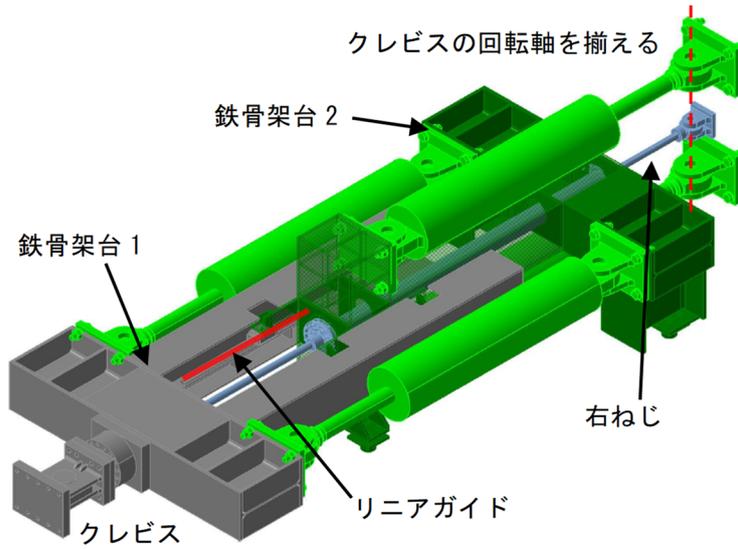


図 4.19 2方向試験体アイソメ図

4.4.2 水平2方向動的加力試験

前項に示す機構によって、大振幅オイルダンパーシステムが水平2方向変位に対して、1方向試験体と同様の機構が成立し、想定通りの性能を発揮することを確認するため、水平2方向動的加力試験を実施した。2方向加力試験は、写真4.2に示す3軸加振振動台を加力機として用い、試験体の片端を固定端に接続し、水平2方向（X方向、Y方向）の加力を行った。振動台の加力性能は、1方向加力では最大 $\pm 800\text{mm}$ であるが、2方向の円加力では、最大 $\pm 400\text{mm}$ が限界変位となる。なお、ダンパー軸方向をY、ダンパー直交方向をXとする。



写真 4.2 2方向試験体設置状況

(1) 計測

計測に使用する機器と設置位置を図 4.20 に示す。1 方向加力試験と同様に、4 本の各ダンパー変位をレーザー変位計で計測し、荷重を各ダンパーのピストンロッド部に貼り付けたひずみゲージで計測した。さらに振動台の変位と荷重を、振動台に既設の変位計とロードセルを使用して計測した。2 方向試験体の全体荷重は、左端クレビスと鉄骨架台 1 の間に設置した 1000kN 用のロードセルにより計測した。2 方向試験体も図 6 に示すように、最大で 2000kN の荷重となるため、1000kN を超える加力の際には、ロードセルを外して加力を行った。なお、本試験ではボールねじの荷重は計測していない。

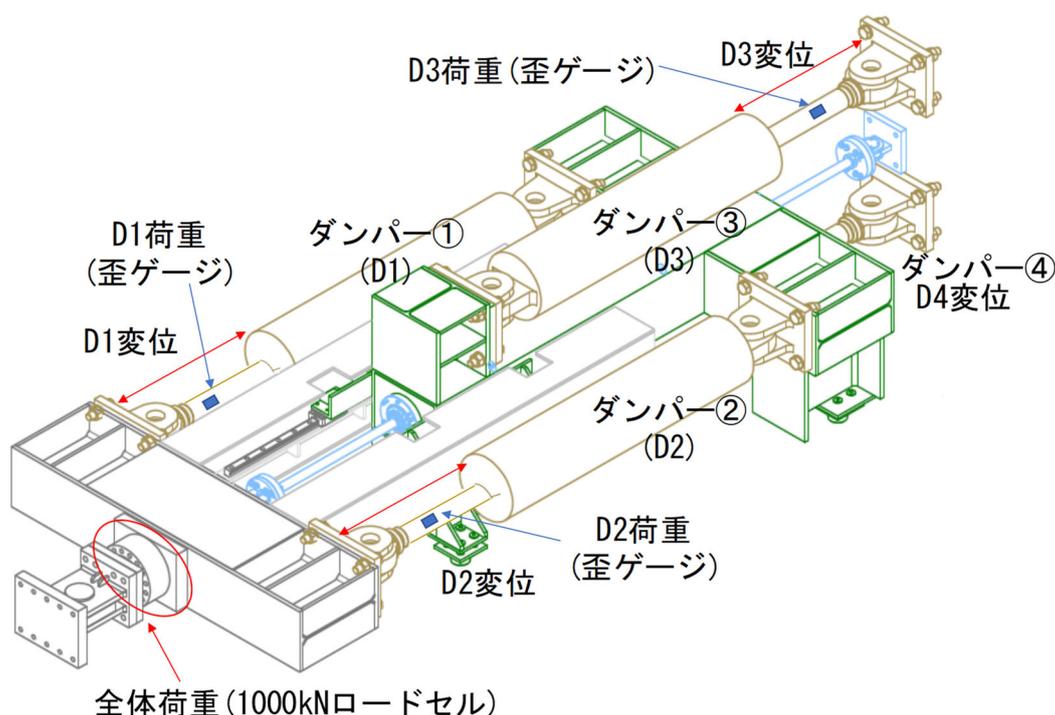
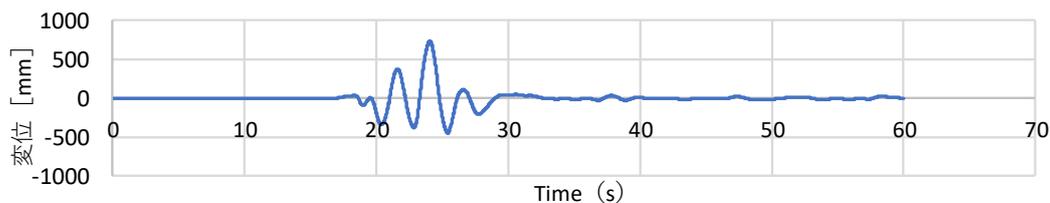


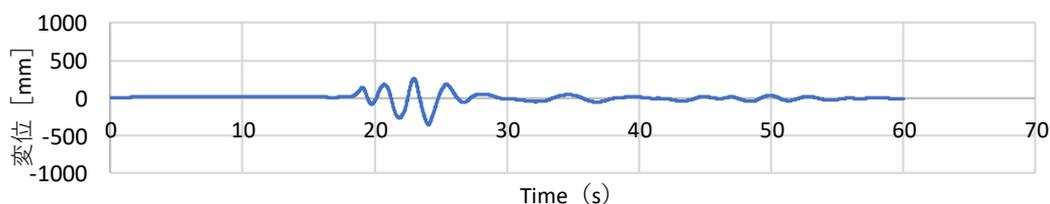
図 4.20 計測器設置位置

(2) 加力波

加力波は、正弦波と地震応答解析から得られる免震層の応答波形を用いた。正弦波は周期 3 秒～10 秒とし、変位振幅は最大で 1 方向 $\pm 600\text{mm}$ 、2 方向円加力で $\pm 400\text{mm}$ 、加力速度は最大 90cm/s の範囲で加力した。正弦波の振幅は最大振幅となる部分を 3 波分（定常部）とし、始めと終わりを 4 波ずつ漸増、漸減となるように作成した。地震応答波は、30 階建ての S 造事務所建物（周期 7 秒）を想定した質点モデルに 2007 年新潟県中越沖地震における柏崎(NIG018 柏崎)にて観測された波形を入力した際の免震層の応答変位波形を用いる。図 4.21(a)、(b)に想定建物モデルの免震層の時刻歴応答変位波形を示す。なお、変位の大きい NS 波をダンパー軸方向(Y 方向)へ入力した。



(a) NS 応答波 (Y 方向入力)



(b) EW 応答波 (X 方向入力)

図 4.21 新潟県中越沖地震柏崎の免震層応答変位波形

4.4.3 試験結果

2方向試験体の荷重の流れも、式(4.1)、(4.2)と同様であるが、本試験体では鉄骨架台下に転がり支承を使用しているため、摩擦抵抗力も考慮する必要がある。動的加力試験に先立ち、試験体を準静的に引張り、摩擦抵抗力を測定したところ、10kNであった。よって、本試験体では、式(4.3)が成り立つ。

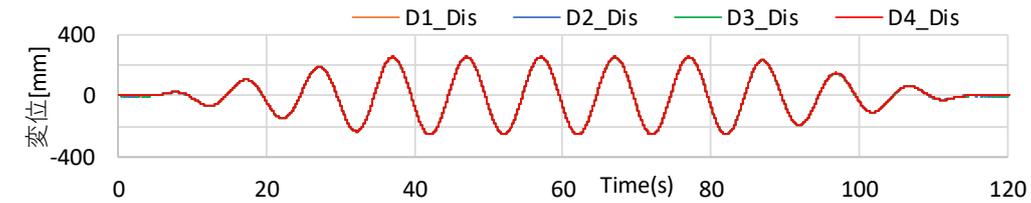
$$\begin{aligned}
 & D1 \text{ 荷重} + D2 \text{ 荷重} + \text{左ねじ荷重} + \text{摩擦抵抗力}(10\text{kN}) \\
 & = D3 \text{ 荷重} + D4 \text{ 荷重} + \text{右ねじ荷重} + \text{摩擦抵抗力}(10\text{kN}) \\
 & = \text{全体荷重}(1000\text{kN ロードセル}) \qquad (4.3)
 \end{aligned}$$

図 4.22(a)～(d)に加力周期 10 秒、加力振幅 500mm の 1 方向正弦波加力結果を示す。図 4.22(a)、(b)は、各ダンパーの変位波形と荷重波形をそれぞれ重ね描いて示している。図 22(a)より、全てのダンパー変位が揃っており、水平 2 方向試験体も設計通り変位調整機構が機能したことが分かる。図 4.22(b)より、本試験結果では全てのダンパー荷重が揃っている。図 4.22(c)に、D1 と D3 の変位和、D2 と D4 の変位和、振動台変位を重ね描いて示す。図 4.22(c)より、2 台の直列するダンパー変位の和が振動台変位と一致しており、試験体が想定通りの挙動をしたことがわかる。図 4.22(d)には、全体荷重と、D1+D2 の荷重+摩擦抵抗力、D3+D4 の荷重+摩擦抵抗力を重ね描いている。直列するダンパー荷重の差分がねじの荷重となるが、図 4.22(b)に示したように、本試験で使用したダンパー性能には、ほとんど差異が無かったため、ボールねじの荷重を入れなくても波形が揃う結果となった。

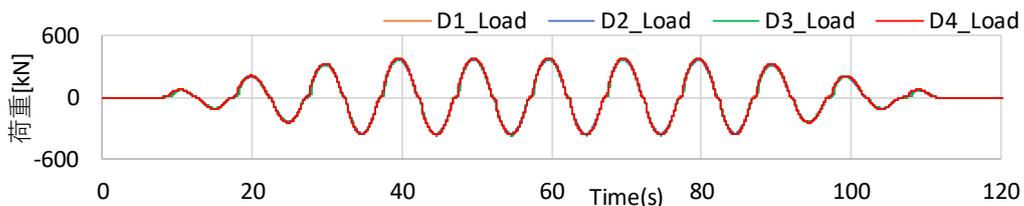
図 4.23(a)～(f)に地震応答波を水平 2 方向に入力した際の試験結果を示す。地震応答波による加力は、1000kN 以上のダンパー荷重となる大きい加力であるため、全体荷重を測定するロードセルを撤去している。そのため、各ダンパーの荷重は

ひずみゲージからの計測値で示す。図 4.23(a)には、全ダンパーの変位波形を、図 4.23(b)には、並列する 2 台のダンパー荷重和と摩擦抵抗力の和の波形を示す。水平 2 方向の地震応答波の加力についても、1 方向正弦波加力と同様に全ダンパー変位が一致し、また並列する 2 台のダンパー荷重和も一致する。さらに図 4.23(c)～(f)に示す各ダンパーの荷重-変位関係も一致することから、大振幅オイルダンパーシステムが水平 2 方向にも想定通りに挙動したことが確認できた。水平 2 方向正弦波による円加力の結果についても同様の結果を得ている。

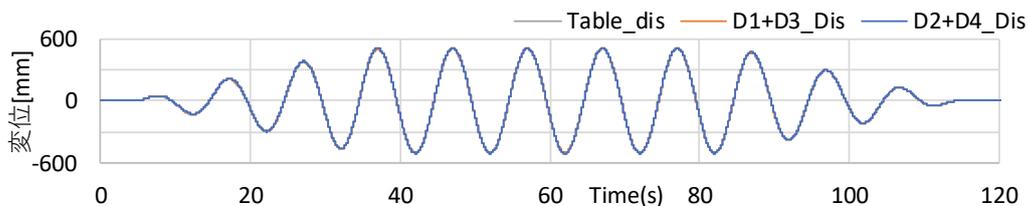
以上の試験結果より、水平 2 方向試験体が、水平 1 方向試験体と同様の機構が成立し、水平 2 方向挙動時にも想定通りの性能を発揮できることが確認できた。



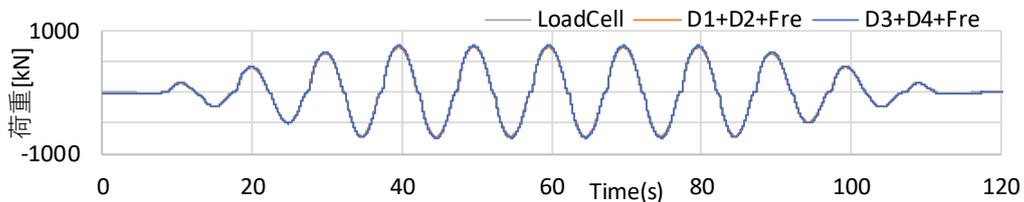
(a) 全ダンパー変位波形



(b) 全ダンパー荷重波形

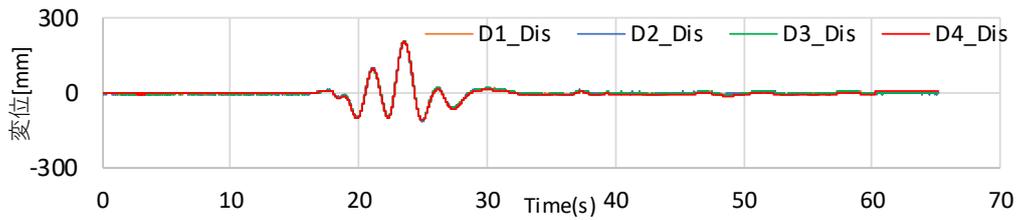


(c) 直列するダンパー変位和と振動台変位波形

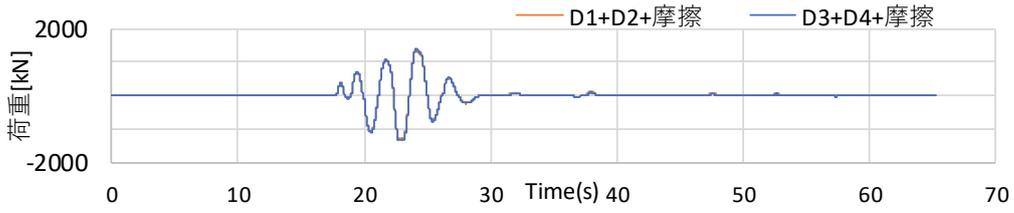


(d) 並列するダンパー荷重和+摩擦抵抗力と全体荷重波形

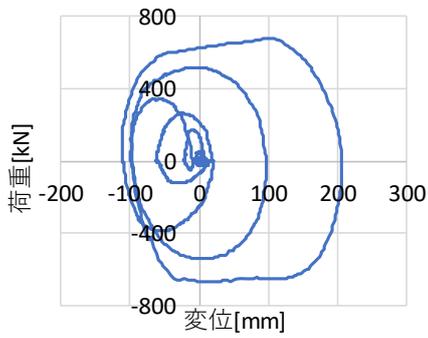
図 4.22 加力結果 (加力周期 10 秒、振幅 500mm、速度 31.4cm/s)



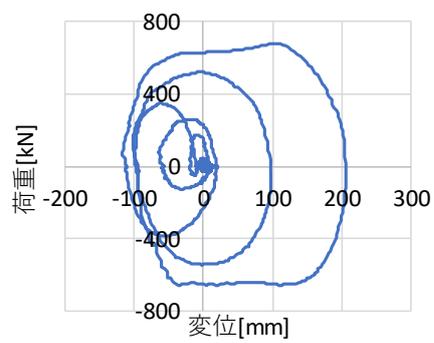
(a) 全ダンパー変位波形



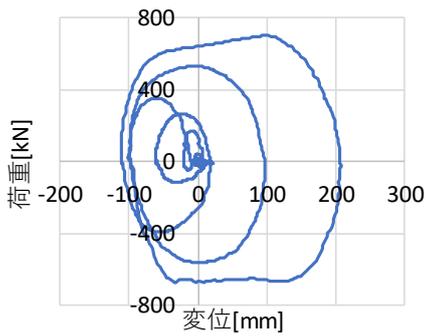
(b) 並列するダンパー荷重和+摩擦抵抗力の波形



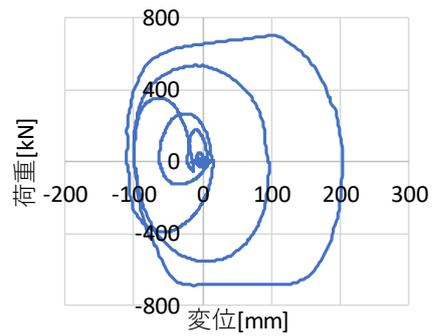
(c) D1 の荷重-変形関係



(d) D2 の荷重-変形関係



(e) D3 の荷重-変形関係



(f) D4 の荷重-変形関係

図 4.23 加力結果 (新潟県中越沖地震柏崎 60%応答波)

4.4.4 まとめ

既製のオイルダンパーを用いて、大振幅かつ高速度に対応可能な新たな大振幅オイルダンパーシステムを開発した。この実大試験体を用いて、水平1方向（最大 115cm/s）及び水平2方向（最大 90cm/s）の加力試験を実施し、システムの成立性確認と性能検証を行った。試験結果より、本ダンパーシステムの変位調整機構を用いて直列接続した各ダンパーの変位が揃うこと、全体荷重はダンパー単体荷重から計算される値となることが確認された。各ダンパー単体については許容限界まで性能確認されていることから、この大振幅オイルダンパーシステムによれば既製オイルダンパーの2倍のストロークと許容速度が確保できると考えられる。

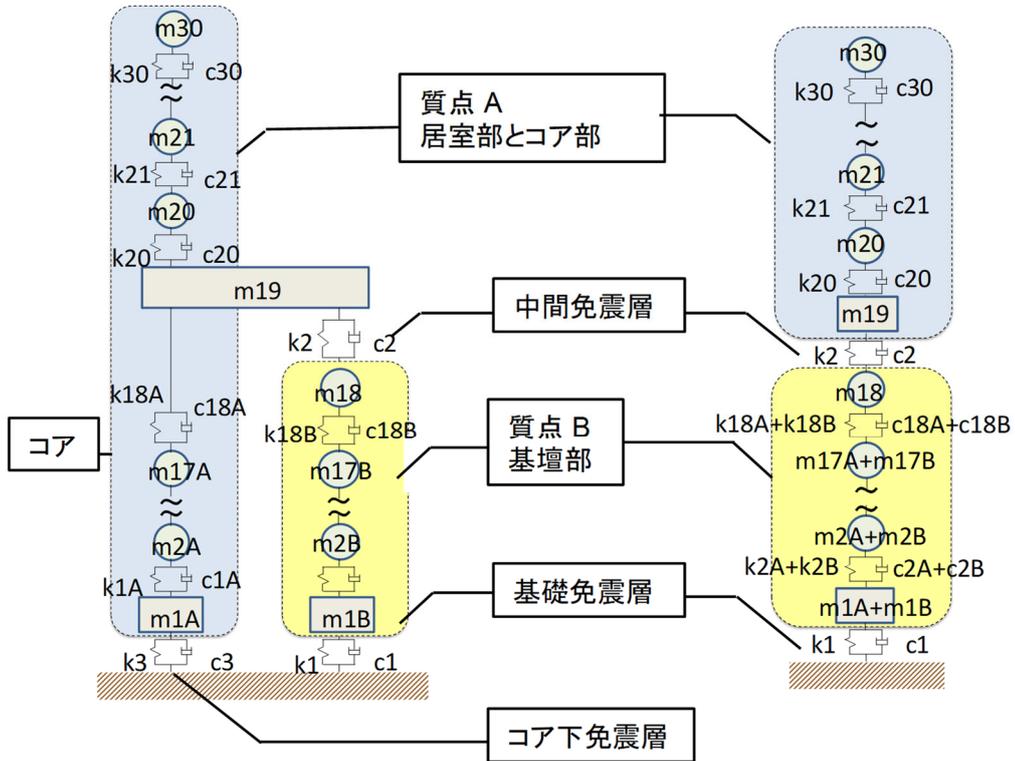
4.5 超高層建物を対象とした応答低減効果の検証

本節では、前節までで開発した大振幅オイルダンパーシステムを、提案するコア貫通型複層免震架構のコア下免震層に適用し、時刻歴応答解析を行った。時刻歴応答解析では、第2章で提案架構と比較していた2層免震についても多質点系モデルに置換し、応答を比較して提案架構の有効性を示す。解析モデルの免震諸元は、第2章内で示した効果的な免震諸元の範囲内となるように設定した。

4.5.1 対象建物と解析モデル

対象建物は30階建てのS造建物（コアのみRC）を想定し、比較対象は提案架構（Case1）とTMDの諸元を適用した同調型2層免震（Case2）、および基礎免震層と中間免震層の変形を揃える様に設計した2層免震（Case3）の3つとする。解析モデルは図4.24に示す、線形の等価せん断型多質点系モデルとし、各モデルの解析諸元を表1に示す。建物重量は29,000tで各層に等分配し、コア部とその他の居室部の重量比は1:5、剛性と減衰の比率は1:2として分配する。そのため、コアが上部構造から全層貫通するCase1の質量比は1.00であり、コアが中間免震層で分断されるCase2とCase3の質量比は0.66となる。Case1の中間免震層の上部においてコアと居室部は一体化している。1次固有周期を全Caseとも7.0秒となるよう、免震層剛性を設定する。Case1は図2.24(b)の着色部内となるように、 α を0.76、 β を0.03として、式(2.21)から γ は1.8と算出される。一方でCase2は式(2.20)より γ は4.1、式(2.16)より α は0.24と算出される。Case3はCase1と同様に γ を1.8として周期が7.0秒となるよう剛性を算出する。減衰は事項に記載のOS1の地震動に対して基礎免震層と中間免震層の変形が40cm程度となるように設定する。表4.1中の減衰係数は使用するオイルダンパーの1次減衰係数を示す。オイルダンパーは32cm/sでリリースし、2次減衰係数は1次の0.07倍とする。Case1の減衰量の総合計はCase2に対して22%少なく、Case3に対しては13%少なく設定している。なお、全Caseとも天然ゴム系積層ゴムを使用する。また、Case1のコア剛性 k_d は、コア部各層のせん断剛性を単純に直列剛性として計算した場合、基礎免震層剛性の2.5倍となる。

建物重量: 29,000t 質点 A : 14,500t 質点 B : 14,500t 質量比 μ : 1.00 $m_{iA} : m_{iB} = 1 : 5$ $k_{iA} : k_{iB} = 1 : 2$ $c_{iA} : c_{iB} = 1 : 2$	建物重量: 29,000t 質点 A : 11,550t 質点 B : 17,450t 質量比 μ : 0.66
--	---



(a) 提案架構 (Case1) (b) 2層免震架構 (Case2、Case3)

図 4.24 解析モデル (多質点系せん断型モデル)

表 4.1 解析モデルの免震諸元

	Case1 ($T_1=7.0s$)		Case2 ($T_1=7.0s$)		Case3 ($T_1=7.0s$)	
	Stiffness [kN/m]	Damping Coefficient [kNs/m]	Stiffness [kN/m]	Damping Coefficient [kNs/m]	Stiffness [kN/m]	Damping Coefficient [kNs/m]
k_1, c_1	$3.4 \cdot 10^4$	9000	$5.2 \cdot 10^4$	20000	$3.2 \cdot 10^4$	23500
k_2, c_2	$2.6 \cdot 10^4$	15000	$1.3 \cdot 10^4$	20000	$2.3 \cdot 10^4$	12500
k_3, c_3	$1.0 \cdot 10^3$	7500	0	0	0	0
μ	1.00		0.66		0.66	
γ	1.8		4.1		1.8	

4.5.2 入力地震動

図 4.25 に時刻歴応答解析に使用した地震動の疑似速度応答スペクトルを示す。1995 年以降の国内における主要な被害地震の地表観測記録から、震度 6 弱以上かつ告示スペクトル 80cm/s を上回る波を 58 波選定した。さらに、JMA 神戸 NS 位相の表面立上波(告示波レベル 2 相当)と想定南海トラフ地震の区域 OS1 の此花地点の基盤波も用いる。全 60 波の中でもレベル 2 を大きく超える地震動について着色して図 4.25 内に示している。

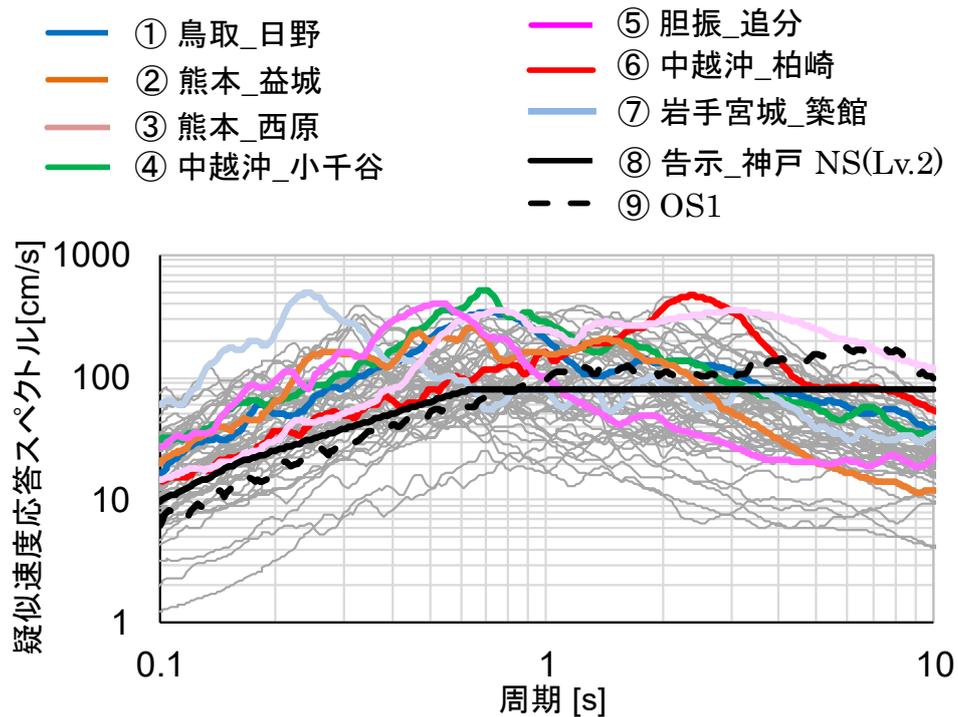


図 4.25 疑似速度応答スペクトル (h = 5%)

4.5.3 解析結果

図 4.26～図 4.28 の(a)、(b)に全 Case の最大応答加速度分布、最大層間変形角分布をそれぞれ示す。なお、Case1 は居室部の応答である。まず図 4.26～図 4.28 の(a)より、Case1 では、基壇部の応答が若干大きくなるものの、長周期帯が卓越するパルス性が強い熊本地震の西原村(③)と中越沖地震の柏崎(⑥)以外は、全て 200cm/s^2 以下に収まっている。またレベル 2 地震動である告示神戸波(⑧)や OS1(⑨)では目標とする 100cm/s^2 以下となっている。一方 Case2、Case3 では、Case1 より基壇部の、特に下層階の応答加速度が大きくなっている。地震動①、④のように 1 秒以下の短周期側が卓越する地震動については、Case1 を高次モードが抑制できる免震諸元としたため、応答低減効果が大きい。図 4.26～図 4.28 の(b)より、最大層間変形角については Case3 の応答が最も小さいが、全 Case において多くの地震動に対して目標クライテリアである $1/400$ 以下となっている。

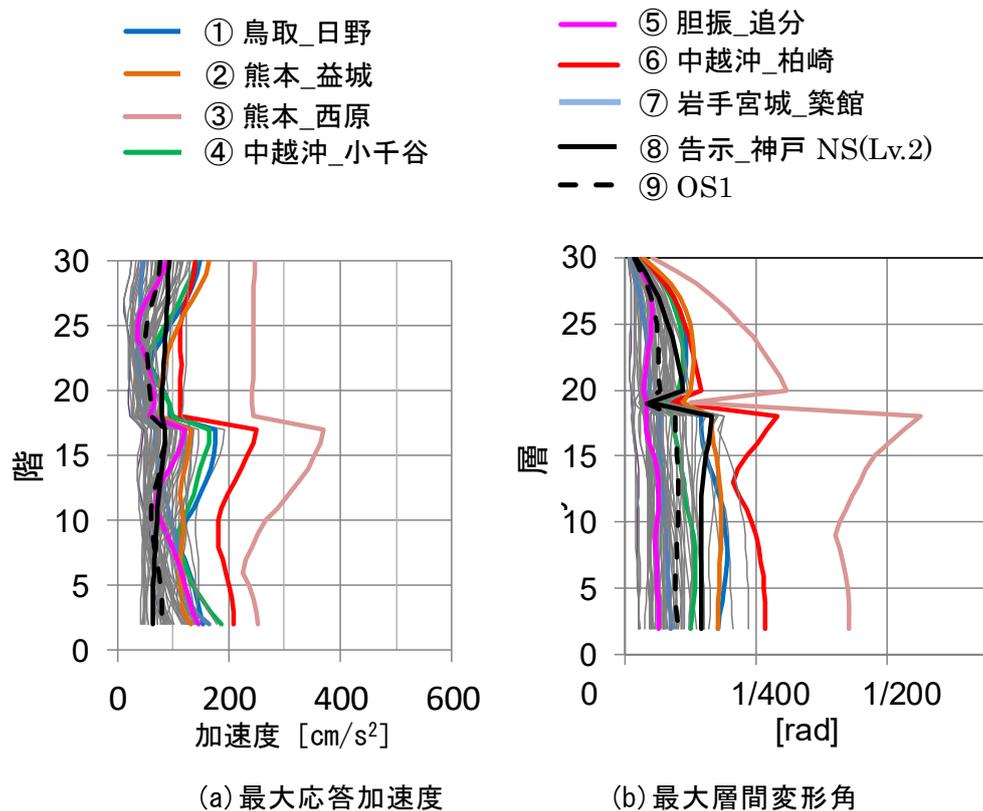


図 4.26 解析結果 (Case1)

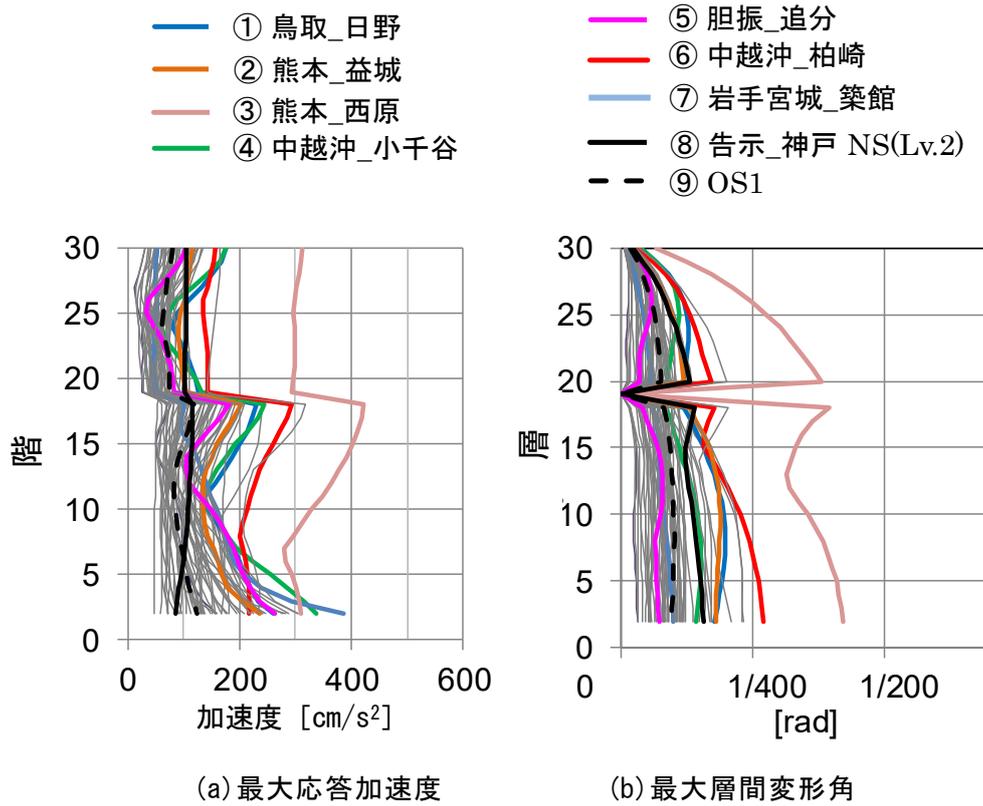


図 4.27 解析結果 (Case2)

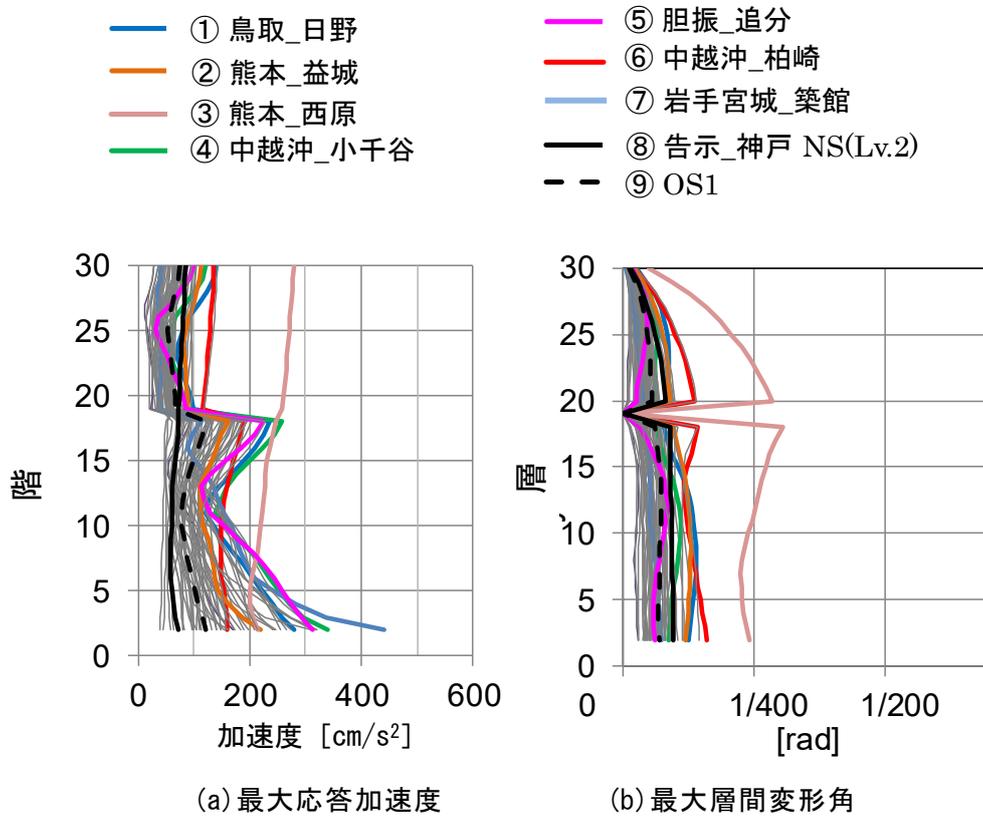


図 4.28 解析結果 (Case3)

図 4.29～図 4.31 に全ての Case の基礎免震層と中間免震層の免震層変形を示し、図 4.32 に OS1(⑨)を入力した際の、各免震層に設置したオイルダンパーが吸収したエネルギー量の時刻歴累積値を示す。また表 4.2 には、OS1 入力時の全ての Case の各免震層変形を示す。図 4.29～図 4.31 より Case2 では中間免震層変形が大きくなり、Case1、Case3 では基礎免震層の変形が大きくなるが、これは設定した γ の通りである。図中に示す赤の点線は、レベル 2 地震動に対して設定したクライテリア(40cm)であり、全ての Case で 40cm 以内に多くの地震動が収まることが分かる。また表 4.1 で示したように、付加した減衰量は Case1 が最も小さいにもかかわらず、免震層変形を他の Case と同様に抑えることができているのは、図 4.32 より、コア下免震層の減衰が効率的に大きなエネルギーを吸収することに起因する。付加する減衰量を少なくでき、その分の減衰を中間層の減衰として付与することで、図 2.13 で示したように、基壇部の加速度を低減できたと推察される。一方で、Case2 は他の Case よりも OS1 など変形が大きくなる地震動があり(表 4.2)、変形クライテリアを満足させるため結果的に最も多くの減衰が必要となった。図 4.29 から中越沖の柏崎(⑥)では、コア下免震層の変形は 1m を超えており、既製の免震用オイルダンパーでは対応できないが、本論文で開発した大振幅オイルダンパーシステムならば対応が可能である。なお、本解析モデルは RC 造としたため、コア剛性は十分大きかったが、S 造とした場合、ブレースを各層に入れるなどの対策により、基礎免震層剛性より大きくなるように設定することが必要となる。

以上より、提案架構の Case1 が最も少ない減衰量で免震層変形を抑えつつ、応答加速度も低減できることを確認した。また、第 2 章にて 2 質点系で検討した、効果的に応答低減可能な免震諸元の妥当性が検証できた。さらに、コア貫通型複層架構に対して、本章で開発を行った大振幅オイルダンパーシステムの有用性についても確認できた。

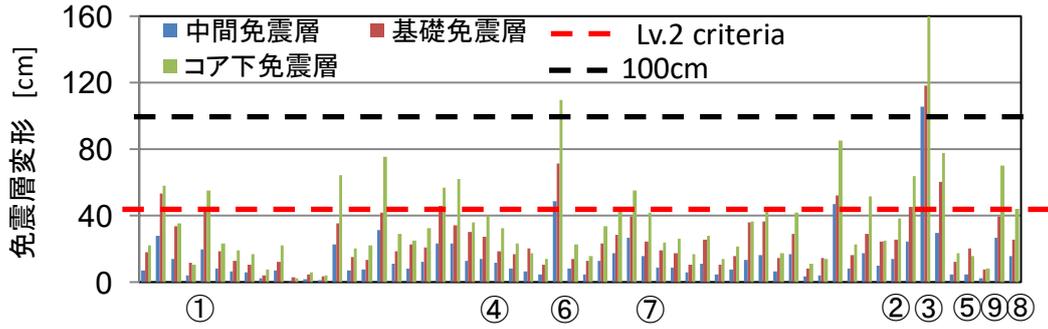


図 4.29 免震層変形 (Case1)

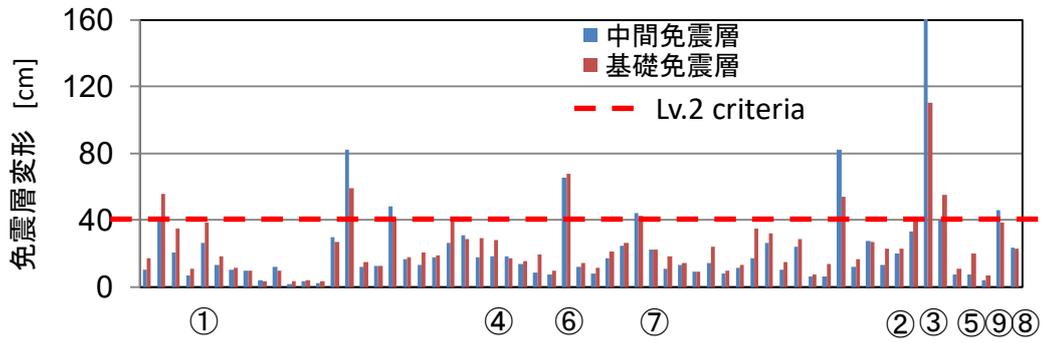


図 4.30 免震層変形 (Case2)

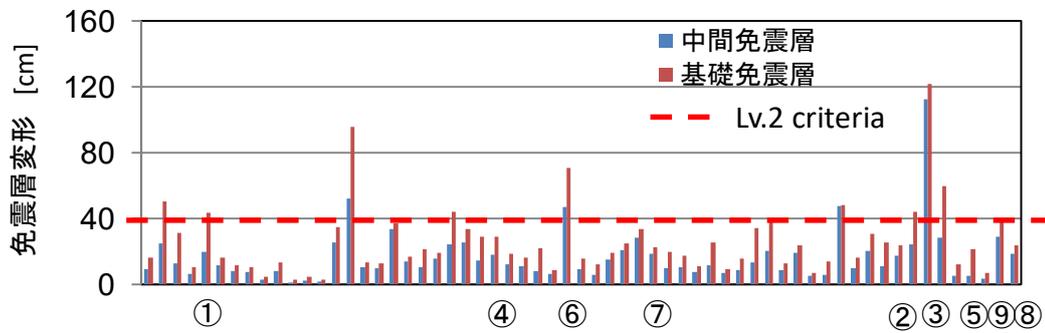


図 4.31 免震層変形 (Case3)

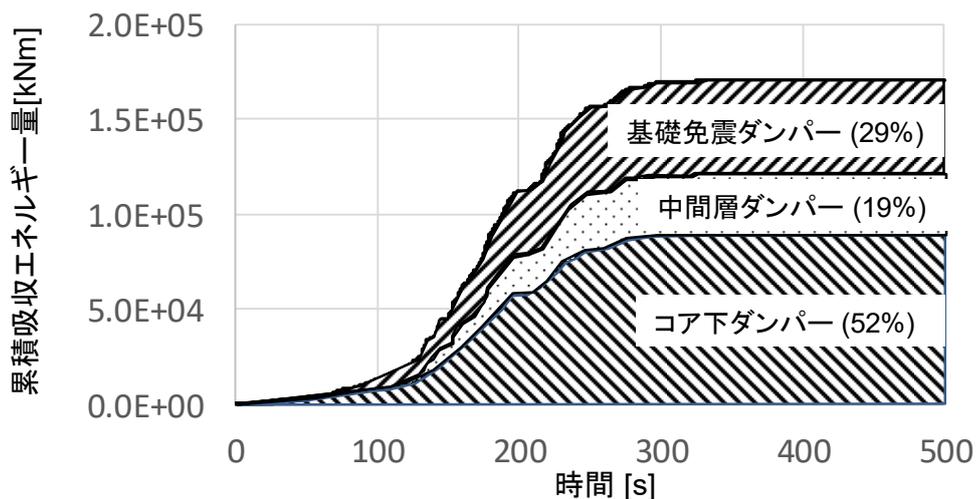


図 4.32 各免震層に設置したオイルダンパーの
累積吸収エネルギー量 (OS1)

表 4.2 OS1 を入力した際の各免震層変形量

	免震層変形 [cm]		
	基礎免震層	中間免震層	コア下免震層
Case1	39.5	27.2	70.2
Case2	38.1	45.7	—
Case3	39.1	29.0	—

4.6 まとめ

本章では、第2章で示した提案架構を実現可能とするために必要な、大振幅オイルダンパーシステムの開発について示した。本ダンパーシステムは既製品の免震用オイルダンパーを用いて直列に接続し、各オイルダンパーの変形を揃える「変位調整機構」を並列に接続することにより、振幅と速度を従来オイルダンパーの2倍にできる大振幅対応可能なオイルダンパーを開発した。この実大試験体を用いて、水平1方向（最大115cm/s）及び水平2方向（最大90cm/s）の加力試験を実施し、システムの成立性確認と性能検証を行った。試験結果より、本ダンパーシステムの変位調整機構を用いて直列接続した各ダンパーの変位が揃うこと、全体荷重はダンパー単体荷重から計算される値となることが確認された。各ダンパー単体については許容限界まで性能確認されていることから、この大振幅オイルダンパーシステムによれば既製オイルダンパーの2倍のストロークと許容速度が確保できることを証明した。

また、本ダンパーシステムを本論文で提案しているコア貫通型複層免震架構のコア下免震層に適用し、時刻歴応答解析を行った。提案架構の免震諸元は、第2章で示した応答低減に効果がある免震諸元を用い、比較対象についても第2章で比較対象とした2層免震を用いた。30階建ての超高層免震建物を多質点系せん断型モデルに置換し、1995年以降の国内における主要な被害地震の地表観測記録から、震度6弱以上かつ告示スペクトル80cm/sを上回る波を58波とOS1、告示波神戸位相の全60波を入力した。その結果、提案架構が最も少ない減衰量で最も高い応答低減効果が示された。またコア下免震層の変形が1mを超える地震動もあり、大振幅オイルダンパーシステムの有用性が確認できたとともに、提案架構が実現可能な架構であることを示した。

4章の参考文献

- 1) 建築研究所：長周期・長時間地震動の予測のためのデジタルデータの公開
(2014年11月25日予定)について、資料1、
http://www.kenken.go.jp/japanese/information/information/press/2014/2_1.pdf、2014 (2017.3.6 参照)
- 2) 日本建築学会構造委員会・振動運営委員会：シンポジウム東日本大震災から5年 - 建築振動工学の到達点と残された課題 -、2016
- 3) 中山尚之ほか6名：免震効果と変位抑制を両立させた原子力建屋免震用オイルダンパーの開発その1、その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、pp.1133～1136、2019.9
- 4) 藤田聡ほか5名：高速型免震用オイルダンパーの研究開発、日本建築学会大会学術講演梗概集その1、その2、その3、構造II、pp.727～732、2020.9

第 5 章

結論

5.1 本論文のまとめ

本節では、本研究で得られた研究成果について各章ごとに要約する。

第1章では、まず本研究の背景として、近年の地震被害を踏まえて免震構造に要求される機能や、それに伴って生じる課題について述べた。続いて、免震構造に関する既往の研究について整理した。本研究は、大振幅の長周期地震動に対する高性能免震構造に関する研究であるため、免震層変形を抑制する技術や、大振幅を許容する技術、高性能な架構に焦点を当てて既往の研究の整理を行った。最後に本論文の構成を示した。

2章では、中低層免震建物には慣性質量ダンパーを用いた免震構造により、免震層変形を効率よく低減させることを提案し、高次モードが卓越しやすい超高層免震建物には、新たに筆者が考案したコア貫通型複層免震の適用を提案した。コア貫通型複層免震とは、1つの架構内に複数の免震層を有し、建物全層を貫通するコア部の直下にも免震層を有する免震架構である。まずは慣性質量ダンパーを概説し、免震建物に適用した場合の応答低減効果について示した。既往の研究より、慣性質量ダンパーによる入力低減効果や周期伸長効果からオイルダンパーのみを使用する場合よりも変位を抑制することが可能となる周期帯があることが分かっている。しかしながら地震動の卓越周期と建物周期の関係によっては、慣性質量ダンパーの特性上加速度応答が増大する周波数領域がある。そこで慣性質量ダンパーに直列ばねを接続することにより、高振動数側の加速度上昇の増加を抑制できることを伝達関数から示した。また、慣性質量ダンパーにリリース機構（ある一定以上の軸力を負担するとリリースする機構）を付加した場合でも、上部構造の加速度増加を抑えながら免震層変位を低減する効果があることを、1質点系モデルを用いた時刻歴応答解析から示した。

次にコア貫通型複層免震架構（以下、提案架構）を概説し、提案架構の振動性状について明らかにした。検討方法としては、提案架構の2質点系モデルについて、地面に対する相対変位、絶対加速度、層間変形の共振曲線を定式化し、各免震層の減衰量が応答に与える影響を示した。また、下部質点の絶対加速度の最大応答倍率を最小化する固有ベクトル比（提案架構における最適固有ベクトル比）が存在することを示した。また複素固有値解析により、コア下免震層の減衰が、効果的に1次の振動を低減可能であることを示した。2つの質点の1次固有ベクトルの比 γ （固有ベクトル比）を用いて、既往の研究で提案されている2層免震と比較しながら応答低減に効果的な γ の範囲を示し、各免震層剛性比の範囲を明らかにした。また提案架構が、定点理論を利用した同調型の2層免震よりも応答倍率を低減できることを示した。この時、提案架構における最適固有ベクトル比は質量比に依らず $\gamma = 2$ 程度となり、高次モードを抑えつつ、応答倍率の低減可能な範囲として $1.5 \leq \gamma \leq 2.0$ と設定した。一方で、本提案架構はコア下免震層の変形が通常の免震層の約2倍となる特徴を持つ。レベル2相当の地震であれば変形は80cm程度に収まるが、レベル2を超える大振幅、長周期地震が発生した場合は、1mを

超えることも考えられる。免震支承材は、滑り支承を用いることで 1m を超える変形に対応することが可能であるが、既製品のオイルダンパーでは 1m を超える変形を許容できるものはない。提案架構を実現可能にするためには、大振幅に対応可能なオイルダンパーの開発が不可欠であることにも言及した。

第3章では、第2章で提案した、慣性質量ダンパー+直列ばねの効果を検証するために、小型の慣性質量ダンパーを製作し、直列にばねと接続した振動台実験を行った。その結果、慣性質量ダンパーのみでは短周期成分が卓越する地震動を入力した際に増加してしまう応答加速度を、直列ばねを付加することにより抑制できることを示した。また実験結果を模擬する解析モデルも構築するために、小型の慣性質量ダンパーの単体加力実験を行った。その結果、慣性質量ダンパーには質量要素だけではなく、粘性減衰によるエネルギー吸収が認められた。粘性減衰には振動数依存性や温度依存性があることが知られているため、各種依存性を含めた振動特性を把握する必要がある。そこで、実大のリリーフ機構付き慣性質量ダンパーを用いて、力学モデルを構築した。力学モデル構築のために詳細な単体加振実験を行い、力学的特性を把握した。ダンパーの力学的特性とは、慣性質量、粘性減衰係数、作動摩擦力であり、温度依存性も明らかにするため、0°C~40°Cまでの温度範囲において加振実験を実施した。リリーフ前の力学的特性として、慣性質量は加振振動数、振幅、温度に依存しないこと、作動摩擦力は温度に依存すること、粘性減衰係数は温度と加振振動数に依存することを明らかにした。また、各々の依存性について定式化し、任意の温度、加振振動数、振幅における力学的特性の評価を可能にした。

当該の実大慣性質量ダンパーには、リリーフ機構が備わっているため、リリーフ後の振動特性まで把握し、力学モデルを構築した。リリーフ後の履歴特性として以下に示す特徴を明らかにした。

- ① リリーフ後も回転を続ける回転錘以外の部分の慣性質量に応じた負の傾きが生じる。
- ② 摩擦板が滑り出す際の静止摩擦と動摩擦の差異から圧縮側、引張側ともに最大負担力が上昇する形状となる。
- ③ 引張加振時は摩擦板の面圧が上昇することにより引張側のリリーフ荷重が大きくなり、最大負担力も圧縮側と比較して 10%程度大きくなる。
- ④ リリーフ時は試験機剛性と 2 次慣性質量から構成される振動系が励起され、負担力は波打つ形状となる。

把握した力学特性から、力学モデルを慣性質量要素、粘性減衰要素、摩擦要素で構成した。摩擦板の滑りを利用したリリーフ機構は、摩擦板の動摩擦と静止摩擦、また本ダンパー構造から生じる正負荷重の非対称性を考慮可能な速度依存型の摩擦要素でモデル化し、実験で得られた履歴特性を精度よく再現する力学モデルを構築した。また累積回転距離 100m まで加振を実施し、その範囲において力学的特性に変化がないことを明らかにした。

さらに実験により把握した慣性質量ダンパーの力学モデルを用いて、多質点系せん断型モデルを用いた地震動応答解析を行った。リリーフ機構付き慣性質量ダ

ンパーの方が、質量要素の非線形性により応答加速度の低減効果が大きいことを示した。その効果は、オイルダンパー台数を増やしたモデルよりも有効であった。

第4章では、第2章で示した提案架構を実現可能とするために必要な、大振幅オイルダンパーシステムの開発について示した。本ダンパーシステムは既製品の免震用オイルダンパーを用いて直列に接続し、各オイルダンパーの変形を揃える「変位調整機構」を並列に接続することにより、振幅と速度を既製品のオイルダンパーの2倍にできる大振幅対応可能なオイルダンパーを開発した。実大試験体を製作し、水平1方向（最大115cm/s）及び水平2方向（最大90cm/s）の加力試験を実施し、システムの成立性確認と性能検証を行った。その結果、既製品のオイルダンパーの変位と速度を2倍にでき、かつ変位調整機構により各オイルダンパーの変位を揃えることができた。各ダンパー単体については許容限界まで性能確認されていることから、この大振幅オイルダンパーシステムによれば既製オイルダンパーの2倍のストロークと許容速度が確保できることを証明した。

本オイルダンパーシステムを用い、第2章で示した提案架構の効果がある免震諸元の範囲内において設計した超高層建物を対象に、多質点系モデルの時刻歴応答解析を行い、レベル2に基準化した地震動に対して目標性能を達成することを確認した。また、レベル2を超える地震動に対しても、2種類の方針で設計した2層架構と比較して、より少ない減衰量で変形を抑制し、かつ応答加速度も低減できることを確認した。すなわち、本研究で開発した大振幅オイルダンパーシステムと提案架構により、従来の免震構造と比較して応答値を半分以下とする高性能な超高層免震建物の実現が可能となった。

以上より、本論文では、中低層免震建物から超高層免震建物までのあらゆる免震建物に適用可能な高性能免震構造を提案し、想定を超える大振幅の長周期地震動に対する応答低減効果を含む振動特性を把握した。提案架構の振動特性と応答低減効果だけでなく、実現化させるために必要な装置開発まで示しており、大振幅の長周期地震動に対する免震建物等の設計にとって有益な知見となる。

5.2 今後の展望

本研究において、中低層免震建物には慣性質量ダンパーを用いた免震構造にて、免震層変形を抑制することが可能となった。この免震構造の適用範囲としては、中低層建物までとしているが、慣性質量ダンパーを用いて超高層免震建物においても応答低減が可能とするためには、高次モードを制御することや、短周期成分を多く含む地震動への対応など、まだ課題が多い。

また超高層免震建物に対しては、コア貫通型複層免震架構によって従来の免震架構よりも応答を半分に以下に低減でき、構造的な被害だけでなく、室内の家具転倒被害や非構造部材の損傷も防ぐことが可能となった。本提案架構は、大振幅オイルダンパーシステムの開発により実現性が極めて高くなった。現在、新築の超高層建物への適用が検討され、基本設計を行っているところである。一方で提案架構については、本研究内にて応答低減効果のある免震層諸元の範囲を設定してはいるが、コア形状は理想的な中央コアを想定しており、コアによる建物の重心や剛心の偏心の影響については未検討である。また、中間免震層以上の上部架構と中間免震層以下の基壇部の質量比が小さいほど高次モードが卓越しやすいという結果となったが、質量比が小さいほど中間免震層位置が高くなり、コアのみ下に飛び出す長さが長くなる。このとき、コアの縦長比が大きくなるため、コア下免震層における浮き上がりやロッキングの危険性が高まることになる。さらには、超高層建物の場合、地震応答に対する応答低減効果だけではなく、実際に設計する際に問題となる風荷重による振動やエレベーターが停止する事象などから想定する適用範囲もまとめる必要がある。

さらに提案架構において、基壇部とコア部をダンパーなどで連結する、連結制振を提案架構に併用することによる更なる応答低減を期待する架構を目指すことも考えられる。連結制振に関しては、第3章にて構築したリリーフ機構付き慣性質量ダンパーをコア部と基壇部の連結に使用することも検討の余地がある。応答加速度は全層 100cm/s^2 よりも大きくなるが、コア下免震層の変形を抑制するために、コア下部に慣性質量ダンパーを用いることも考えられる。

以上のように、本論文で提案した架構の建物形状や建物高さなどの適用範囲を検討して実設計へ展開するとともに、慣性質量ダンパーなどのダンパーを免震層や連結制振として使用することによる性能向上を目指し、更なる高性能免震構造の提案につなげていきたいと考える。

本論文に関連する発表論文・口頭発表一覧

【論文】

1. Koichi SUGIMOTO, Akira FUKUKITA and Yoshihisa KITAMURA: RESPONSE REDUCTION OF BASE ISOLATED STRUCTURES BY INERTIAL MASS DAMPERS, Proceeding of 15th EUROPEAN CONFERENCE ON EATHQUAKE ENGINEERING AND SEISMOLOGY, ISTANBUL, 2014.8
2. 杉本浩一, 福喜多輝, 半澤徹也, 岡本真成: 慣性質量ダンパーの実大加振実験と力学モデルの構築, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 749 号, pp.997-1007, 2018.7
3. 杉本浩一, 牛坂伸也, 小槻祥江, 磯田和彦: コア貫通型複層免震架構の研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 85 巻, 第 777 号, pp.1397-1406, 2020.11
4. 杉本浩一, 小槻祥江, 半澤徹也, 磯田和彦: 大振幅オイルダンパーの実大加力実験, 日本建築学会技術報告集, 第 27 巻, 第 67 号, pp.1183-1188, 2021.10

【発表】

1. 福喜多輝, 杉本浩一, 山本祥江, 北村佳久: 慣性質量ダンパーを用いた免震構造物の応答低減効果に関する研究(その1)振動台実験による検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集B(北海道), pp.403-404, 2013.8
2. 杉本浩一, 福喜多輝, 山本祥江, 北村佳久: 慣性質量ダンパーを用いた免震構造物の応答低減効果に関する研究(その2)解析モデルによる検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集B(北海道), pp.405-406, 2013.8
3. 須賀貴之, 小槻祥江, 杉本浩一, 南博之, 福喜多輝: 免制振複合システムに関する研究(複層連結免震の地震応答解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集B(九州), pp.635-636, 2016.8
4. 杉本浩一, 牛坂伸也, 磯田和彦, 福喜多輝, 北村佳久, 須賀貴之, 南博之, 濱智貴: 免制振複合システムに関する研究(その1)-効果的な免震諸元の設定法-, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.835-836, 2017.8
5. 牛坂伸也, 杉本浩一, 磯田和彦, 福喜多輝, 北村佳久, 須賀貴之, 南博之, 濱智貴: 免制振複合システムに関する研究(その2)-多質点系モデルを用いた地震応答解析-, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.837-838, 2017.8
6. 杉本浩一, 牛坂伸也, 小槻祥江, 磯田和彦, 半澤徹也, 福喜多輝: 免制振複合システムに関する研究(その3)-ダンパーの設定と応答低減効果の検証-, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.945-946, 2018.9
7. 牛坂伸也, 杉本浩一, 北村佳久, 須賀貴之, 濱智貴, 南博之: 免制振複合システムに関する研究(その4)-減衰を集中配置した際の位相特性-, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.947-948, 2018.9
8. 杉本浩一, 牛坂伸也, 小槻祥江, 磯田和彦: コア貫通型複層免震架構の研究, 第15回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1701-1710, 2018
9. Koichi SUGIMOTO, Akira FUKUKITA and Yoshihisa KITAMURA, Response Reduction Effect of Using Inertial Mass Dampers in a Base Isolated Structure, 13th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration

Control of Structures, pp.452-459, 2013.9

10. Koichi SUGIMOTO, Akira FUKUKITA and Yoshihisa KITAMURA: Response Reduction of Base Isolated Structures by Inertial Mass Dampers, European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, pp.891-901,2014

11. Koichi SUGIMOTO, Shinya USHIZAKA, Sachie KOTSUKI, Kazuhiko ISODA; Multi-layer Seismic Isolation Building with Base-isolated Core, Proceedings of the 17th world conference on earthquake engineering, Japan, Sendai, 2021.9

謝辞

本研究は、筆者が 2010 年 4 月に清水建設株式会社技術研究所に入社してから実施した、慣性質量ダンパーを用いた振動制御に関する研究、コア貫通型複層免震架構の研究、大振幅オイルダンパーシステムの開発に関する研究についてまとめたものです。

東京理科大学工学部建築学科 永野正行教授には、本論文の執筆にあたり、論文構成など細部に至る点まで懇切丁寧にご指導を賜りました。ここに改めて感謝の意を表します。

本研究は免震構造物の架構に関する研究だけでなく、慣性質量ダンパーやオイルダンパーなどの装置開発も含んでおります。そのため多くの企業にもご協力を頂きました。小型の慣性質量ダンパーの製作・単体加力実験は、日本精工株式会社に製作、実験実施をしていただきました。貴社のご協力により、本研究における核となる慣性質量ダンパーの効果について実証することができました。主に実験を担当して頂いた山本和史氏には、ご多忙の中多くの要求に応じていただきました。実大の慣性質量ダンパーの製作、単体加振実験については KYB 株式会社にご担当頂きました。特に加振実験に関しては、岡本真成氏に主にご担当頂き、多大な要求に応じて頂きました。さらに大振幅オイルダンパーシステムの開発においても、使用した 4 本の免震用オイルダンパー性能を詳しく検査するために、KYB 株式会社のアクチュエータを使用させていただきました。とても貴重な実験データを得ることができました。さらに、大振幅オイルダンパーシステムの水平 1 方向加力実験では、国内では 100cm/s 以上、かつ 1200mm 以上のストロークを持つ試験機を借りることができなかったため、台湾 NCREE より試験機「BATS」を使用させて頂きました。BATS の試験機性能がなければ、本ダンパーシステムが大速度大振幅に対応できることを実証することができませんでした。NCREE のスタッフの方々には、これまでに実施したことない程の大速度大振幅の加振実験を快諾して頂きました。ここに改めて感謝の意を表します。

東京理科大学の衣笠秀行先生、兼松学先生、木村吉郎先生、伊藤拓海先生、宮津裕次先生には、本論文の審査を通じ、貴重なご意見・ご指摘を頂きました。幅広い視点からのご意見を頂いたことで、本論文をより良い形でまとめることができ、また今後の研究を考え、いく上でも非常に有意義な機会となりました。

筆者が清水建設株式会社技術研究所に入社してから現在本論文をまとめるに至るまでの 11 年間の研究生活においては、多くの上司、先輩、同輩、そして後輩に支えられ、励まされてきました。機械系に疎い筆者に、懇切丁寧にダンパーの仕組みや構成について教えてくれた磯田和彦氏には様々な場面で力を貸していただき、いつも助けられてきました。素晴らしい仲間にも恵まれた環境で業務、研究を行えたことは非常に幸運なことであり、彼らの支えがあったからこそ本論文をまとめることができました。

以上、本研究を遂行する上でお世話になりました皆様に心より感謝申し上げます。

最後に、本論文をまとめるにあたり、平日だけでなく休日もパソコンに向かい家族サービスすることができない状況でも文句 1 つ言わずに支えてくれた家族に、この場を借りて感謝を述べたいと思います。

令和4年2月

杉本 浩一