

制振鋼構造建物の地震時挙動を支配する動特性
検証のための実大振動台実験と解析

引野 剛

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景.....	1
1.2 既往の研究.....	2
1.3 振動台実験による検証	3
1.4 論文の構成.....	4
第1章の参考文献	4
発表論文リスト	6

第2章 実大5層制振構造建物実験

2.1 はじめに.....	9
2.2 実験内容.....	9
2.2.1 実験概要.....	9
2.2.2 試験体の設計	11
2.2.3 試験体重量配置	13
2.2.4 実験で採用した4種ダンパーの仕様.....	13
2.2.5 静的解析による非制振・制振試験体の性能検証.....	18
2.2.6 動的解析による非制振・制振試験体の性能検証.....	19
2.3 加振計画と震動台の制御	23
2.4 計測方法および計測データ処理の概要	25
2.5 制振・非制振試験体の実験結果	28
2.5.1 各制振・非制振試験体の最大応答値	28
2.5.2 ダンパーの挙動に関する検討	33
2.5.3 層全体の荷重－変形履歴	35
2.6 第2章のまとめ	39
第2章の参考文献	40

第3章 振動台実験に基づく実大5層制振鋼構造建物の振動特性の同定

3.1 はじめに.....	41
3.2 ホワイトノイズ加振に対するシステム同定	41
3.2 震動台の影響を考慮したホワイトノイズ加振に対するシステム同定.....	47
3.4 震動台の影響を考慮した地震波入力に対するシステム同定.....	49
3.5 起振機実験によるシステム同定	52

3.6 加振による試験体損傷と非構造材の動特性	55
3.6.1 コンクリートスラブのひび割れと架構剛性	56
3.6.2 非構造材の挙動・負担する層せん断力	56
3.7 第3章のまとめ	61
第3章の参考文献	63
第4章 振動台実験に基づく実大5層制振鋼構造建物の等価減衰の同定	
4.1 はじめに	64
4.2 等価減衰係数の同定手法	64
4.2.1 手法Ⅰーせん断モデルの場合	65
4.2.2 手法Ⅱー曲げせん断モデルの場合	66
4.3 数値解析を用いた同定手法の検証	66
4.3.1 数値解析モデル	66
4.3.2 せん断バネモデルの解析結果に対する同定	68
4.3.3 平面骨組みモデルの解析結果に対する同定	70
4.4 実験結果の同定	72
4.4.1 手法の概要	72
4.4.2 層の等価減衰係数	73
4.4.3 同定した値を用いた解析	73
4.5 ダンパーに着目した減衰の評価	78
4.5.1 ダンパーの減衰係数の同定	78
4.5.2 ダンパーの等価減衰定数	79
4.5.3 試験体全体の減衰定数	82
4.6 第4章のまとめ	85
第4章の参考文献	86
第5章 鋼構造骨組みの解析の現状と解析精度及び崩壊挙動に関する検討	
5.1 はじめに	87
5.2 ブラインド解析の実施内容	87
5.2.1 ブラインド解析の実施背景	87
5.2.2 完全崩壊実験の概要	88
5.2.3 ブラインド解析の実施上の問題点	89
5.2.4 ブラインド解析実施内容の詳細	90

5.3 解析実行者と解析パラメータの分析	94
5.3.1 解析実行者数と解析パラメータの概要	94
5.3.2 各パラメータについての考察	94
5.3.3 2D と 3D および研究者と実務者の比較	97
5.3.4 60%加振に関する 1 層層間変形角と 1 層層せん断力の予測値の分布傾向	98
5.3.5 残留層間変形角	98
5.3.6 崩壊加振.....	98
5.4 合成梁，減衰定数および柱脚のモデル化の解析精度に与える影響の検討	98
5.4.1 参照モデル	98
5.4.2 合成梁.....	101
5.4.3 減衰定数.....	103
5.4.4 柱脚.....	105
5.5 鋼構造骨組の崩壊挙動に対する解析検討	105
5.5.1 鋼構造骨組の崩壊解析と適切な劣化要素	105
5.5.2 鋼構造骨組の崩壊耐力を向上させる検討	108
5.5.3 アンカーボルト耐力を調整した露出柱脚の有効性.....	108
5.5.4 4 層鋼構造骨組代替案の崩壊耐力	109
5.6 第 5 章のまとめ	111
第 5 章の参考文献	112
第 6 章 結論.....	116

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

鋼構造建物では、1995 年兵庫県南部地震^{1.1)~1.8)}を契機として、大地震時における建物財産の保護や災害後における事業継続性への要求の高まりを背景に制振構造が多く採用され、特にパッシブタイプのブレース型ダンパーの導入が進んでいる。制振鋼構造建物は、その歴史が浅いため、いまだ大地震時における過大な入力を受けた事例はなく、実建物としての性能は検証されていない。一方、制振建物の耐震設計は、制振装置（以下、ダンパー）の単体に関する減衰特性に基づき行われており、このダンパー単体での減衰特性は、既往の研究によって、実大部材に基づき検証が行われている。しかし、実際の鋼構造建物に組み込まれたダンパーは、ダンパー周囲の部材の変形等の影響によって、必ずしも単体実験に基づくダンパーの減衰性能が完全に発揮されない可能性があるため、鋼構造建物としての制振性能は明らかになっていない。

制振鋼構造建物の地震時における水平力は、大部分をダンパー部分と鋼構造骨組部が負担する。したがって、鋼構造骨組部分の耐力は、制振鋼構造建物の地震に対するリダンダンシーに大きく関与する。現在の鋼構造骨組部分の耐震設計は、そのほとんどが静的解析に基づき行われている。これは、本来、実際の地震動下において建物に複雑に作用する動的な地震力を、設計法を容易にするために静的な外力として取り扱う簡便的な手法である。速度依存形のダンパーを用いた制振構造建物の耐震設計を行うためには、静的解析ではなく動的解析に基づく必要がある。近年、入力地震動や解析技術に関する研究が進むと共に、コンピューターハードの進展と解析プログラムの利便性向上により、動的解析を行う環境は整いつつある。ここで、鋼構造骨組に確実な耐震性を確保するためには、地震時における構造体の変形や応力を正確に予測しなければならない。しかし、鋼構造骨組の動的解析には、種々のパラメータが存在し、部材の物理的特性に基づき理論的に解析モデルを設定できるものの他に、いまだ詳細に検証されていないものが多く存在する。前者としては、柱や梁等の部材に関する復元力特性などが挙げられ、後者としては、動的解析における減衰定数、合成梁のモデル化、非構造部材の影響や崩壊時の解析における劣化要素などが挙げられる。例えば、鋼構造骨組の動的解析における減衰定数は、一般的に 2%が使われることが多いが、応答結果に与える影響が大きいにもかかわらず、他のパラメータに比べると大雑把な値が用いられており、崩壊時の劣化要素については、実大建物による動的挙動と対比させた例は少ない。これらのパラメータに関しては、解析結果を実大建物の動的な挙動と比較した例は少なく、その妥当性に検討の余地がある。

以上のことから、制振鋼構造建物に関して、実大建物を用いた動的実験によって中小地

震から大地震下までの制振性能を検証する必要がある。また、地震応答予測を行う際に主要な指標となる制振鋼構造建物の固有振動数や減衰定数等の動特性を具体的な数値で検証しておくことも必要となる。さらに、制振鋼構造建物のリダンダンシーを考える上で重要な鋼構造骨組については、崩壊挙動を含めた解析精度の向上に向けて、実データ（動的 3 次元実大建物実験結果）と参照し、数値解析が有する精度の実態を把握し、解析パラメータの精度への影響を調査することが必要となる。

1.2 既往の研究

制振構造におけるパッシブタイプのブレース型ダンパーの研究に関しては、種々のダンパー単体について、動の実験に基づいた動的特性や設計におけるモデル化方法が文献 1.9), 1.10), 1.11)に記載されている。また、周辺骨組に組み込まれたブレース型ダンパーの実験も行われている^{1.12), 1.13)}。しかし、文献 1.9), 1.10), 1.11)はダンパー単体に関する知見であり、文献 1.12)で用いられたオイルダンパーは小規模向けであり容量が小さく、文献 1.13)での振動台実験では、ダンパーが直接取り付く柱梁の影響に留まり、いずれの実験結果も実大の建物に組み込まれて検証された例はない。

制振鋼構造の実建物の観測に基づく研究としては、原田ら^{1.14)~1.18)}が、最大応答加速度が 30gal 程度の中小地震観測に基づき振動性状に関して分析を行っている。

鋼構造骨組の実験に関しては、松宮ら^{1.19)}が実大 3 層鋼骨組試験体を用いて、大変形の静的加力実験を行い、骨組モデルや魚骨モデルを用いた解析結果との精度を検討している。この研究では、単調載荷解析によって、試験体の弾性剛性と降伏耐力を 5%程度の高い精度で予測できることを示している。

倉田ら^{1.20)}や松宮ら^{1.21)}の研究によって、静的実験に基づき鉄骨造骨組構造の大きな損傷や崩壊には、合成梁や柱脚のモデル化が大きく影響することが示されている。

鋼構造の実大振動台実験としては、耐震構造について吹田らによって実大 4 層鋼構造建物の崩壊実験^{1.22)}が行われている。

制振鋼構造建物を含む建築鋼構造物の固有周期や減衰定数に関する既往の研究では、文献 1.23)において、実在の高層ビルについて常時微動や地震時記録による減衰が評価されている例がある。この研究では、137 棟の鉄骨造に関して、実際に建物で観測されたデータを元に 1 次から 3 次の範囲で固有周期と減衰定数について設計値と同定結果を報告している。しかし、一つの実建物について、常時微動のような微小振幅の加振から、大地震動下などの大振幅の加振まで、多様な振幅の結果に基づき固有周期や減衰の評価は行われたことがなく、さらに実建物では、地盤の逸散減衰の影響を免れ得ないことから、多くの設計時の対象となる地上部分の構造のみに関しての固有周期や減衰の振幅依存性や振動数依

存性に関するデータは得られていない。

以上の制振鋼構造建物に関する研究において得られた知見は、ダンパー単体、小容量、部分的な架構とダンパー、特定の振動レベル、静的実験など、ある限定された条件における結果であり、実際の大地震動下における制振鋼構造建物の動的な挙動に基づいた知見は未だ得られていない。

1.3 振動台実験による検証

実際の制振鋼構造建物の地震時におけるダンパーには、単体実験の状況とは異なり、ダンパー周囲の変形等が生じるため、ダンパーの所定の性能が想定通りに発揮されとは限らない。また、ダンパーの振動数依存性や振幅依存性等の特性が、ダンパーが建物に組み込まれ骨組と一体となった際にどのような性状を示すかは、実験により確かめる必要がある。このように制振鋼構造建物の地震時挙動を検証するためには、制振鋼構造建物全体の地上部分を実大で再現し、実地震動によって動的な三次元応答を確認するのが最上の方策である。

また、制振鋼構造建物のリダンダンシーに関与する建築鋼構造骨組の応答予測では、地上部分のみを対象とし、逸散減衰などの地盤の影響を考慮しない場合が多いことから、解析モデルと解析パラメータの設定方法に関しては、実大建物の地盤の影響を除いた地震時における挙動に照らし合わせて、その妥当性を検証する必要がある。

このような条件での実験を行う設備として、(独)防災科学技術研究所の実大三次元震動破壊実験施設（以下、E-ディフェンス震動台）がある。この震動台は、最大搭載質量 1,200t、最大加速度 9m/s^2 、最大速度 2m/s 、最大変位 1m の能力を有し、三次元加振が可能な世界最大級の震動台である。

本研究では、この E-ディフェンス震動台を用いて実施した実大 5 層鋼構造制振建物の振動台実験の小振幅から大振幅までの加振結果に対し、システム同定手法を用いて、固有振動数、減衰定数、減衰係数、モード形状といった建築鋼構造体の動的特性と動特性に関連する架構剛性、および外装材等の非構造材の動特性について論じる。さらに同じく E-ディフェンス震動台を用いて実施された実大 4 層鉄骨造崩壊実験を対象とした多くの解析結果の分析から数値解析の現状を把握するとともに、参照モデルを用いたパラメトリック解析を通じて、鋼構造骨組の解析に関して、解析パラメータの妥当性と数値解の精度に与える影響の分析について論じる。

制振鋼構造建物実験の特徴は、非構造部材等を含む実大建物としての制振構造体を小振幅から大振幅まで幅広い加振レベルで振動実験を行っている点である。また、実大 4 層鉄骨造崩壊実験を対象とした多くの解析では、研究者や実務者による解析結果から、現在に

における鋼構造骨組の解析精度の特徴が現れている。

これらの実大振動実験結果をもとに、解析精度の向上に資するための、制振鋼構造建物の動的特性と、鋼構造骨組の弾塑性から崩壊挙動までの解析の妥当性や解析精度を支配する要因の検討を本研究の目的とする。

1.4 論文の構成

本論全体は 6 章で構成される。

第 1 章では序論として研究の背景・目的・全体の構成について述べる。

第 2 章では実大 5 層鋼構造制振建物の振動台実験について、試験体の設計、計測方法、入力地震動、実験結果について述べ、実験内容の概要を述べる。

第 3 章では実大 5 層鋼構造制振建物の振動台実験で得られた結果に対し、システム同定手法を用いて、構造体の固有振動数、減衰定数、モード形状の 3 つの建築鋼構造体の振動特性を調べる。ここでは、10gal から 1000gal 程度のさまざまな応答レベルの加振に対して、ダンパー付き鋼構造建物の振幅依存性や振動数依存性、試験体の損傷との関係について明らかにする。また、架構剛性の変化や外装材等の非構造材の動特性についても検証する。

第 4 章では構造体の減衰係数に着目し、実大 5 層鋼構造制振建物の振動台実験結果から、試験体各層の減衰係数を同定する。同定手法は、既往の研究とは異なり、各階を質点とした離散化剛性行列も同時に同定する手法で行う。また、個々のダンパーの軸力と変形に関する実験結果から、個々のダンパーの減衰係数を同定し、実建物において所定のダンパーの性能が発揮されていることを検証する。さらに、制振鋼構造建物としての減衰定数を評価し、実験結果と比較することによって評価方法の妥当性を検証する。

第 5 章では制振鋼構造建物のリダンダンシーに関与する鋼構造骨組部分について、E-ディフェンスで実施された実大 4 層鉄骨造建物の崩壊実験を対象とした多くの解析結果を総括し、数値解析の現状を把握するとともに、解析パラメータの妥当性と精度に与える影響の分析、および崩壊耐力を向上させる検討を行う。

第 6 章では、各章で得られた知見をまとめる。

第 1 章の参考文献

- 1.1) 1995 年兵庫県南部地震災害調査速報，日本建築学会，1995.3.
- 1.2) 1995 年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書，日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会，1995.5.
- 1.3) 平成 7 年兵庫県南部地震被害調査中間報告書，建設省建築研究所，1995.7.

- 1.4) 平成 7 年阪神・淡路大震災建築震災調査委員会報告書―集大成版―，日本建築センター，1995.7.
- 1.5) 兵庫県南部地震における鋼構造の被害と教訓，日本建築学会，1996.7.
- 1.6) 兵庫県南部地震鋼構造被害調査報告書，日本鋼構造協会，1997.2.
- 1.7) 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書，社団法人土木学会関西支部，1998.6.
- 1.8) 阪神・淡路大震災調査報告 建築編，日本建築学会，1997.
- 1.9) 応答制御構造設計法 付：免震・制振(震)建築の設計例/装置・部材データ集，日本建築構造技術者協会，2000.12.
- 1.10) パッシブ制振構造設計・施工マニュアル第 2 版，日本免震構造協会，2005.9.
- 1.11) M. Higashino, S. Okamoto: “Response Control and Seismic Isolation of Buildings”, 2006.
- 1.12) 前田泰史，竹内徹，山口路夫，萩原みき，成川匡文，山田哲，和田章：ブレース型粘弾性ダンパーを組み込んだ鋼構造部分骨組の振動台実験，日本建築学会大会（東北），2000.9.
- 1.13) 宋成彬，曾田五月也：オイルダンパーを設置した低層軽量鉄骨フレームの減衰性能評価，日本建築学会大会（北陸），2010.9.
- 1.14) 原田公明，林秀行，山根尚志，小堀徹：地震観測記録に基づく日建設計東京ビルの振動性状：その 1 構造計画及び地震観測システムの概要，日本建築学会大会（北海道），2004.8.
- 1.15) 長田亜弥，大宮幸，寺本隆幸，久次米薫，浅野美次：地震観測記録に基づく日建設計東京ビルの振動性状：その 2 観測記録の分析，日本建築学会大会（北海道），2004.8.
- 1.16) 石井正人，篠原達巳，原田公明，浅野美次：地震観測記録に基づく日建設計東京ビルの振動性状：その 3 振動解析モデル，日本建築学会大会（北海道），2004.8.
- 1.17) 深野浩志，大宮幸，寺本隆幸，田坂雅則，石井正人，浅野美次：地震観測記録に基づく日建設計東京ビルの振動性状：その 7 常時微動測定と人力加振実験，日本建築学会大会（九州），2005.9.
- 1.18) 工藤嵐，三田彰，原田公明，石井正人，篠原達巳，風間宏樹：中小地震観測に基づく制振建物の固有振動数の経時変化に関する研究，日本建築学会大会（九州），2007.8.
- 1.19) 松宮智央，中島正愛，吹田啓一郎，劉大偉，周鋒，福本直晃：実大鋼構造ラーメンの繰り返し載荷挙動に対して弾塑性数値解析がもつ予測精度―実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験―，日本建築学会構造系論文集，585 号，pp.215-221，2004.11.

- 1.20) 倉田真宏, 中島正愛, 吹田啓一郎: 固定柱脚を想定した角形鋼管柱の大変形繰返し
載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 598 号, pp.149-154, 2005.12.
- 1.21) 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 劉大偉: 鋼構造骨組の崩壊に至る挙動と非線形
骨組解析—実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験—, 日本建築学会構造系
論文集, 606 号, pp.203-208, 2006.8.
- 1.22) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概
要と弾性応答特性 —実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1—, 日本建築学
会構造系論文集, 635 号, pp.157-166, 2009.1.
- 1.23) 建築物の減衰, 日本建築学会, 2000.10.

発表論文リスト

査読論文:

1. 引野剛, 大崎純, 笠井和彦, 多田元英, 中島正愛: 実大 4 層鉄骨造建物のブラインド
解析コンテストの総括と解析精度の検討日本建築学会構造系論文集, 第 655 号,
pp.1717-1726, 2010.9.
2. 笠井和彦, 引野剛, 伊藤浩資, 大木洋司, 元結正次郎, 加藤史人, 馬場勇輝: 実験の
全体概要および非制振状態での応答性状—3 次元震動台による実大 5 層制振鋼構造建
物の実験研究その 1—, 日本建築学会構造系論文集, 第 663 号, pp.997-1006, 2011.5.
3. X. Ji, T. Hikino, K. Kasai, M. Nakashima: “Damping Identification of a Full-Scale Passively-
Controlled Five-Story Steel Building Structure”, Earthquake Engineering and Structural
Dynamics. (投稿中)
4. D. Lignos, T. Hikino, Y. Matsuoka, M. Nakashima: “Collapse Assessment of steel moment
frames based on E-Defense full-scale shake table collapse tests”, Journal of Structural
Engineering, ASCE. (投稿中)

会議論文:

1. K. Kasai, Y. Ooki, M. Ishii, H. Ozaki, H. Ito, S. Motoyui, T. Hikino, E. Sato: “Value-added 5-
story steel frame and its components: Part1 – Full-scale damper tests and analyses”, 14th
World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10.
2. M. Ohsaki, K. Kasai, T. Hikino, Y. Matsuoka: “Overview of 2007 E-Defense blind analysis
contest results”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10.

3. K. Kasai, S. Motoyui, H. Ozaki, M. Ishii, H. Ito, K. Kajiwara, T. Hikino: “Full-scale tests of passively-controlled 5-story steel building using E-Defense shake table Part 1: Test concept, method, and building specimen”, STESSA, 2009.8.
4. H. Ito, K. Kasai, Y. Ooki, S. Motoyui, T. Hikino, E. Sato: “Full-scale tests of passively-controlled 5-story steel building using E-Defense shake table Part 2: Preliminary analysis results”, STESSA, 2009.8.
5. Y. Ooki, K. Kasai, S. Motoyui, K. Kaneko, K. Kajiwara, T. Hikino: “Full-scale tests of passively-controlled 5-story steel building using E-Defense shake table Part 3: Full-scale tests for dampers and beam-column subassemblies”, STESSA, 2009.8.
6. T. Hikino, M. Ohsaki, K. Kasai, M. Nakashima: “Simulation of E-Defense full-scale shake-table test results of moment-resisting steel frame”, STESSA, 2009.8.
7. K. Kasai, H. Ito, Y. Ooki, T. Hikino, K. Kajiwara, S. Motoyui, H. Ozaki, M. Ishii: “Full-scale shake table tests of 5-story steel building with various dampers”, Proceedings of the 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering & 5th International Conference on Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology, 2010.3.
8. K. Kasai, Y. Ooki, H. Ito, S. Motoyui, H. Ozaki, M. Ishii, K. Kajiwara, T. Hikino: “Full-scale E-Defense shake table tests on 5-story steel building with various dampers”, Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, 2010.7.
9. T. Hikino, X. Ji, F. Zhao, K. Kasai, M. Nakashima: “System identification of a passively controlled building – full-scale five-story steel building with velocity dependent dampers-“, Eurosteel 2011, 2011.9.

口頭発表：

1. 引野剛，大崎純，笠井和彦，松岡祐一，多田元英，山田哲：実大 4 層建物完全崩壊実験を対象としたブラインド解析コンテストの実施概要と審査結果：E-ディフェンス鋼構造建物実験研究その 29，日本建築学会大会（中国），2008.9.
2. 石井正人，伊藤浩資，小崎均，引野剛，笠井和彦：鋼構造建物における制振の効果を検証する震動台実験の予備検討：E-ディフェンス鋼構造建物実験研究その 37，日本建築学会大会（中国），2008.9.
3. 笠井和彦，大木洋司，引野剛，伊藤浩資，元結正次郎，竹内徹，緑川光正：制振構造建物実験概要：速報 1：E-ディフェンス鋼構造建物実験研究その 43，日本建築学会大会（東北），2009.8.

4. 西澤恵二，笠井和彦，大木洋司，伊藤浩資，引野剛：鋼材ダンパー制振構造の実験結果：速報 2：E-ディフュゼンス鋼構造建物実験研究その 44，日本建築学会大会（東北），2009.8.
5. 米谷壮央，笠井和彦，大木洋司，伊藤浩資，引野剛：粘性ダンパー制振構造の実験結果：速報 3：E-ディフュゼンス鋼構造建物実験研究その 45，日本建築学会大会（東北），2009.8.
6. 加藤史人，笠井和彦，大木洋司，伊藤浩資，引野剛：オイルダンパー制振構造の実験結果：速報 4：E-ディフュゼンス鋼構造建物実験研究その 46，日本建築学会大会（東北），2009.8.
7. 村田真一郎，笠井和彦，大木洋司，伊藤浩資，引野剛，西澤恵二：粘弾性ダンパー制振構造の実験結果：速報 5：E-ディフュゼンス鋼構造建物実験研究その 47，日本建築学会大会（東北），2009.8.
8. 引野剛，紀暁東，笠井和彦，大木洋司，伊藤浩資，中島正愛：ホワイトノイズ加振による実大 5 層鋼構造制振試験体のシステム同定：速報 7：E-ディフュゼンス鋼構造建物実験研究その 49，日本建築学会大会（東北），2009.8.
9. 伊藤浩資，笠井和彦，大木洋司，引野剛：振動解析による検証：速報 9：E-ディフュゼンス鋼構造建物実験研究その 51，日本建築学会大会（東北），2009.8.
10. 引野剛，笠井和彦，加藤史人，伊藤浩資：実大 5 層制振建物実験における架構合成及び非構造部材の剛性の変遷：E-ディフュゼンス鋼構造建物実験研究その 62，日本建築学会大会（北陸），2010.9.

第2章 実大5層制振鋼構造建物実験

2.1 はじめに

本章では、制振装置の建物レベルでの検証を目的として、制振鋼構造建物を用いた振動台実験の試験体の設計、実験の実施内容及び実験結果について述べる。

実験には、実大5層の鋼構造の架構にブレース型ダンパーを制振装置として組み込んだ試験体を用い、微小レベルの加振である起振機実験、及び振動台を用いた小レベルの加振であるホワイトノイズ加振、小レベルから大レベルの加振である1995年兵庫県南部地震JR鷹取駅付近の観測地震動^{2.1)}(以下、鷹取波)を用いたランダム波加振を行った。試験体の設計クライテリアは、採用した4種ダンパー付き試験体のいずれに対しても、鷹取波原波(以下、鷹取波100%)加振において最大層間変形角を $1/100\text{rad}$ 以下となることとし、柱は弾性範囲、梁は若干の塑性化に留めるように設定した。また、実験の最後には、ダンパーなしの状態の加振実験も行った。

この実大試験体に各種計測装置を取付け、加振時に収録した実験データから、4種ダンパーの建物レベルでの制振性能を検証する。また、ダンパーの軸力と軸変形または軸変形速度の関係、及びダンパーと骨組で構成される全体システムの層間変形角と層せん断力の関係についても検討する。

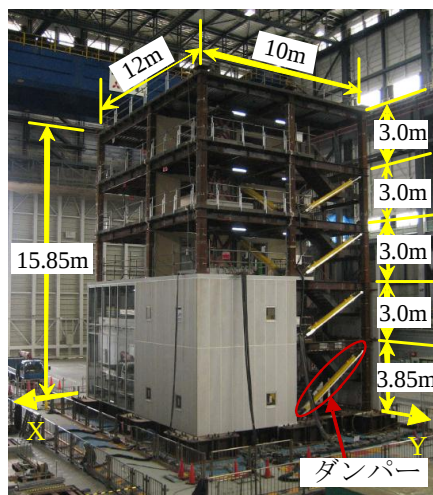
2.2 実験内容

2.2.1 実験概要

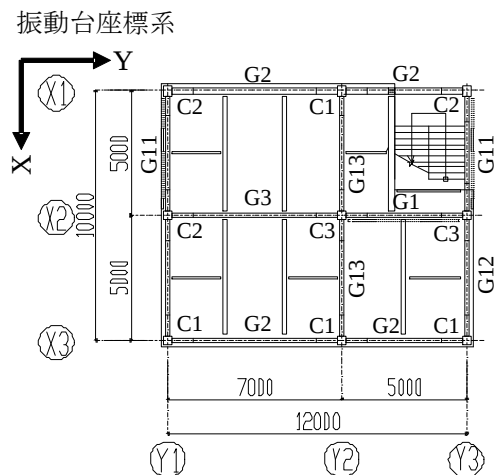
1995年兵庫県南部地震以降、高い耐震性の要求とともに、建物機能の保持や財産の保全を図った構造形式として制振構造が国内で大きな発展を遂げ、これまでさまざまな種類の制振装置が実用化されている^{2.2), 2.3)}。これらの制振装置の実用化において実施された実験は、制振装置及び周囲の軽微な構造部材を含む部分に限定され、実大の建物に組み込まれた制振装置の検証実験は行われていない。さらに、制振技術は従来の耐震技術に比べ歴史が浅く、2011年東北地方太平洋沖地震においてでも、制振構造が多く建設されている関東地方での入力加速度は 100gal 程度に留まり、未だ大地震下での建物レベルでの効果を検証する機会は得られていない。

このような背景から、制振装置の実大建物レベルでの性能を検証するため、2009年2月～4月に(独)防災科学技術研究所の実大3次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)において、実大5層制振鋼構造建物の振動台実験を実施した。試験体は、図2.1に示すように、事務所ビルを想定した実大の5層鋼構造骨組である。この鋼構造骨組に、図2.2に示す国内で普及している4種類のブレース型ダンパーを、1階から4階にそれぞれX方向2

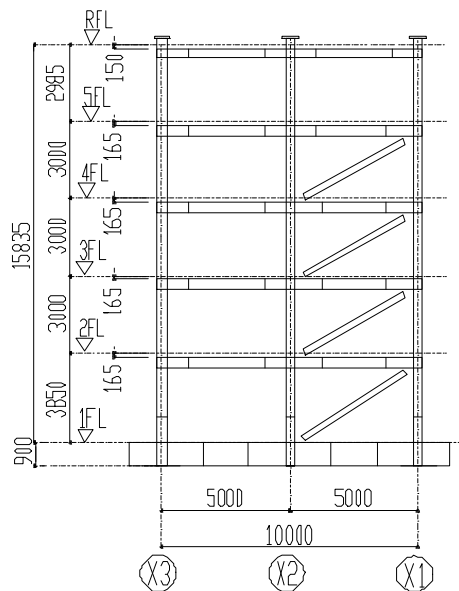
構面，Y 方向 1 構面の配置で設置した．試験体の設計クライテリアは，鷹取波 100%の入力に対して，鋼材，オイル，粘性，粘弾性ダンパーのいずれを用いた場合でも層間変形角が $1/100\text{rad}$ 以内となることであり，これを振動台実験で確認した．また，架構そのものの挙動を把握するために，実験の最後には，ダンパーを取り外した試験体架構（以下，非制振試験体）の振動台実験も行った．非制振試験体の加振実験では，実験の安全性確保の観点から加振レベルは，最大で鷹取波 70%に留めた．



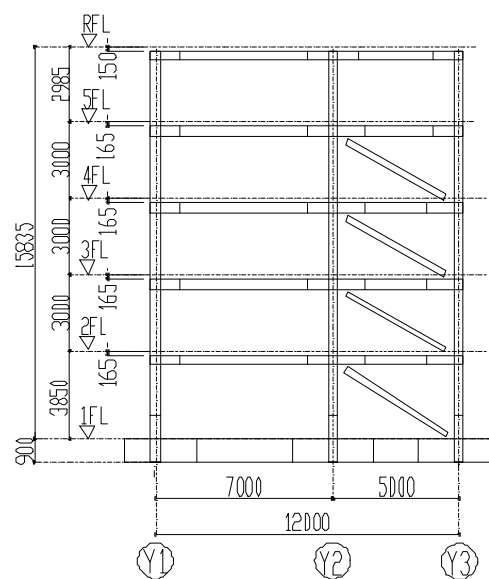
(a)



(b)

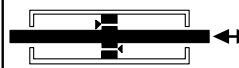
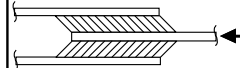
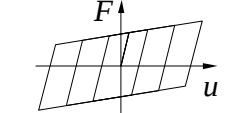
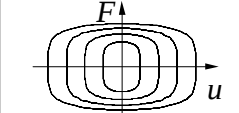
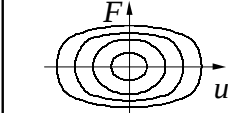
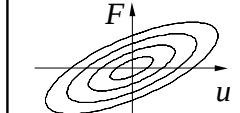


(c)



(d)

図 2.1 実大 5 層制振鋼構造建物試験体 (a)全体外観写真，(b)基準階床梁伏図，(c)X 方向軸組図，(d)Y 方向軸組図

鋼材ダンパー	粘性ダンパー	オイルダンパー	粘弾性ダンパー
			
塑性履歴抵抗	流動抵抗	流動抵抗	せん断抵抗
鋼材	シリコンオイル	オイル	アクリル系材料
$F = K \times f(u)$	$F = C \cdot \dot{u}^\alpha$	$F = C_1 \cdot \dot{u}$ or $C_2 \cdot \dot{u}$	$F = K(\omega) \cdot u + C(\omega) \cdot \dot{u}$
			

ここで、 F ：ダンパー力、 K ：ダンパー剛性、 u ：ダンパー軸変形、 $\dot{u}$ ：ダンパー軸変形速度、 $f(u)$ ：バイリニアなど u の関数、 C 、 C_1 、 C_2 ：粘性係数、 ω ：振動数を示す。

図 2.2 4 種ダンパーの概要

2.2.2 試験体の設計

試験体の設計クライテリアは、4 種ダンパー付き骨組のいずれに対しても、鷹取波 100% の入力に対して、層間変形角 $1/100\text{rad}$ 以下となることとした。このとき、柱は弾性、梁は若干の塑性化を許容するものとした。柱梁の幅厚比は、実際の設計を想定し鋼材量を抑えるため FB ランク以上とした。柱及び梁の断面は、表 2.1、2.2 に示す通り、柱は $\square-350 \times 350 \times (12 \sim 22)$ の角形鋼管 (BCR295)、大梁は H- または BH- $400 \times 200 \times (9 \sim 12) \times (12 \sim 22)$ の H 形鋼部材 (SN490) とした。材料試験から得た鋼材の降伏応力、引張強さ、コンクリートの圧縮強度はそれぞれ表 2.3、2.4 に示す通りである。柱梁接合部は通しダイアフラム形式とし、溶接部はノンスカラップ工法とした。図 2.3(a)のように、ダンパーが取り付けられない構面（以下、非制振構面）の大梁では、弾性限変形の増大と応力緩和のため、端部に水平ハンチを設けた。また、図 2.3(b)のように、制振試験体においてダンパーが取り付け構面（以下、制振構面）の大梁では、ガセットプレートおよび各種スチフナによる応力緩和が期待できるため、水平ハンチを設けていない。床スラブは 1 階には設けず、2～5 階は山高 75mm、板厚 1.2mm のデッキプレートに等厚部 80mm の鉄筋コンクリートを用いた合成デッキスラブとし、屋根は厚さ 150mm の鉄筋コンクリートスラブとした。床スラブと梁はスタッドボルト（ $\phi 19$ 、長さ 110mm）で接合し、完全合成梁とした。想定した積載荷重や自重に合わせるため、2～5 階にコンクリートおもり、R 階に鉄板おもりを設置した。コンクリートおもりは、大梁中心線から 1500 mm（合成梁片側有効幅の 2～3 倍）以上離れた位置では床と一体にしたが、それ以下では、おもりと床のコンクリートを 50mm 厚のスタイロフォームで絶縁し、おもりが梁を拘束しないよう配慮した。非構造材について

ては、外装材として ALC パネルとアルミカーテンウォールを 1, 2 階の制振構面以外の建物外周部に配置し、ALC 版は縦壁ロッキング構法、ACW はマリオン（方立）工法により設置した。内装材は 2～5 階に軽量鉄骨下地の間仕切壁，鋼製ドア（SD）を設置し，非

表 2.1 梁(H-400×200)の板厚 ウェブ厚，フランジ厚の順，単位(mm)

階	G1	G2		G3		G11	G12		G13	
		端部	中央	端部	中央		端部	中央	端部	中央
R 階	9, 12	9, 12	9, 12	9, 16	9, 12	9, 12	9, 12	9, 12	9, 12	9, 12
5 階	9, 16	9, 16	9, 12	9, 16	9, 12	9, 16	9, 16	9, 12	9, 16	9, 12
4 階	12, 19	12, 19	9, 16	12, 19	9, 16	9, 16	12, 19	9, 16	12, 19	9, 16
3 階	12, 22	12, 19	9, 16	12, 19	9, 16	12, 19	12, 19	9, 16	12, 19	9, 16
2 階	12, 22	12, 19	9, 16	12, 19	9, 16	12, 22	12, 19	9, 16	12, 19	9, 16

表 2.2 柱(□-350×350) 表 2.3 鋼材の降伏応力，破断応力(上段) 表 2.4 コンクリー
の板厚，単位(mm) : 実測値，下段：公称値 ート圧縮強度

階	C1	C2	C3
R 階	12	12	12
5 階	12	12	12
4 階	16	16	19
3 階	16	19	19
2 階	19	22	22

部位，材質	降伏応力 (MPa)	引張強さ (MPa)
柱 BCR295	346-398	430-470
	295	400
梁 SN490B	331-422	510-557
	325	490
ガセット PL SN490B	342-365	510-520
	325	490

階	圧縮強度 (MPa)
R 階	43.4
5 階	46.8
4 階	43.4
3 階	46.8
2 階	43.4

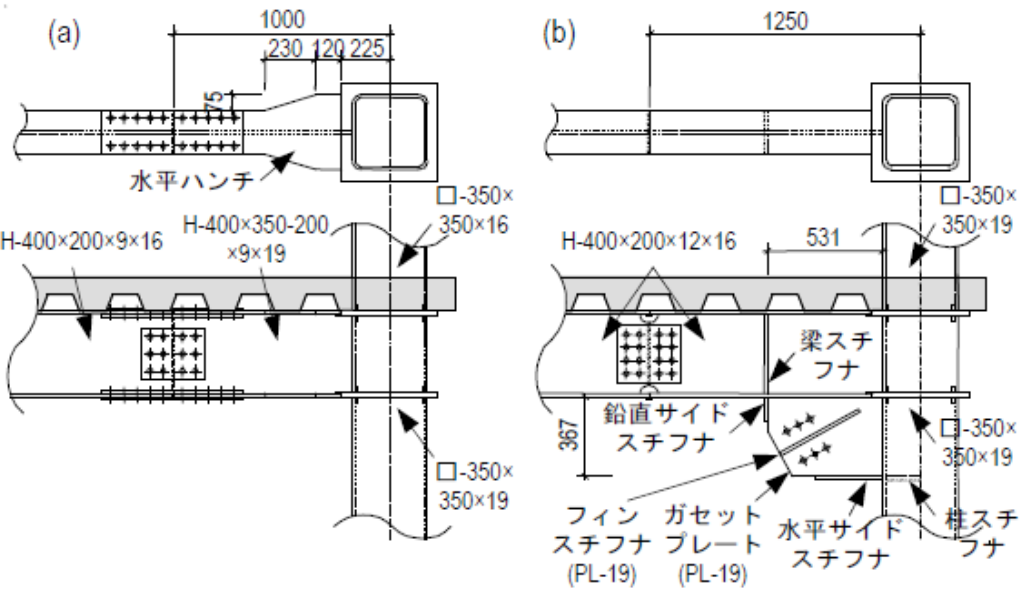


図 2.3 柱梁ガセット接合部の詳細 (a)非制振構面，(b)制振構面

制振試験体のみ 4, 5 階の一部に間仕切壁を追加設置し、鋼製下地在来工法天井を取り付けた。

2.2.3 試験体重量配置

試験体重量の算定にあたっては、現実的な低層の事務所ビルを想定して、内外装壁や天井、設備等の非構造材の配置や仕様を決定し、さらに屋上階には塔屋等も考慮した。しかし、振動台実験では、想定通りに塔屋階の設置および内外装材や設備等を全て配置できないことや、地震用の積載荷重についても考慮が必要となる。そこで、本実験では、基準階の不足分重量については、各階のスラブを一部増打ちすることで対応し、また屋上階の塔屋の重量については、鉄板おもりを積載することにより試験体総重量および各階の重量配置の調整を行った。表 2.5 に内外装の仕様と重量を、表 2.6 にダンパー重量を除く、試験体重量を示す。

表 2.5 内外装の仕様と重量

区分	材料	床面積当り重量(N/m ²)	備考
内装材	軽量鉄骨下地 石膏ボード貼り	360	—
外装材	ガラスカーテン ウォール	700	—
外装材	ALC 版 (厚さ 125mm)	710	外壁面に対する開口部の割合を 20%と設定

表 2.6 試験体重量

	床面積 (m ²)	スラブ (kN)	階段 (kN)	パラペ ット重 量(kN)	積載荷重 (kN)	内壁 (kN)	外壁 (kN)	鉄骨 (kN)	合計 (kN)
PH	32	184	—	35	—	4	35	26	284
RF	1134	778	19	96	82	17	93	86	1171
5F	111	436	38	—	99	27	100	100	799
4F	111	436	38	—	99	27	100	117	817
3F	111	436	38	—	99	27	100	123	822
2F	111	436	38	—	99	29	109	131	841
計	590	2708	169	131	477	129	538	583	4734

注 1) 積載荷重は、地震時用とし、階段室も含む。

注 2) 本表にダンパー重量は含んでいない。

2.2.4 実験で採用した 4 種ダンパーの仕様

本節では、試験体に採用した 4 種ダンパーの仕様について述べる。ダンパーの容量は、

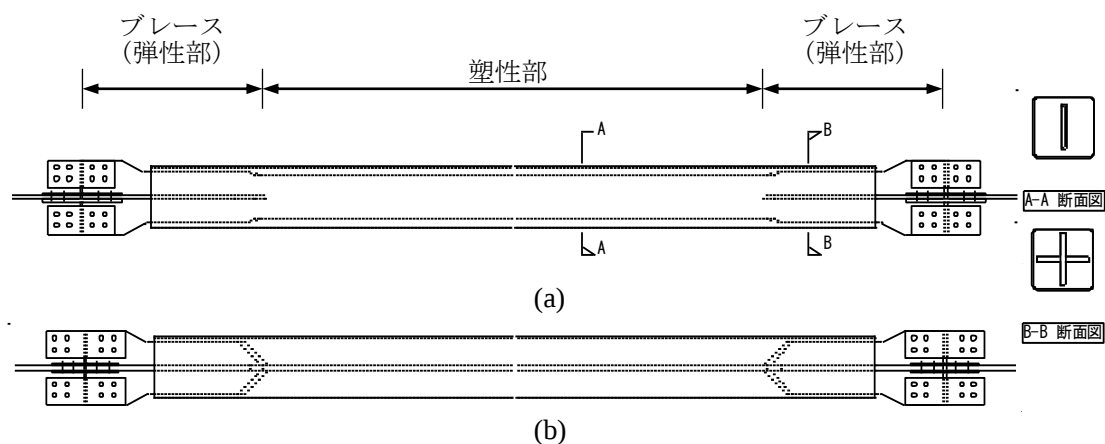
鷹取波 100%に対し、目標性能である層間変形角 $1/100\text{rad}$ を満足するように設定した。ここで、1 階～4 階に同サイズのダンパーを X, Y 両方向に 2 構面ずつ設置した場合、ダンパー容量が最大でも $700\text{kN}\sim 1000\text{kN}$ とそれほど大きくならない。そこで、一方向のみを 1 構面とし、できるだけ容量の大きなダンパーの実験を実施できるようにした。また、建物の捩れ変形を抑制するために、短辺方向である X 方向を 2 構面とし、長辺方向である Y 方向を 1 構面とした。製品規格がないため選択できなかった 1 階 Y 方向のオイルダンパーの容量を X 方向の 1.5 倍で設定したことを除き、各層 Y 方向のダンパー容量は X 方向のほぼ 2 倍で設定した。4 種ダンパーの仕様を表 2.7～2.10 に示す。なお、各ダンパーについて、2.2.6 節で後述する 3 次元線材架構モデルを用いた動的解析におけるモデル化の諸元についても記載する。

(a) 鋼材ダンパーの仕様

鋼材ダンパーの仕様を表 2.7 に示す。塑性部には LY225 を採用し、完全弾塑性と仮定した。降伏応力 σ_y は 22.5 kN/cm^2 ，降伏歪 ϵ_y は 0.00109 とした。弾性部の断面積は、塑性部の 2.7 倍とした。

表 2.7 各層の鋼材ダンパーの断面形状

層	方向	構面数	弾性部長さ(cm)	塑性部長さ(cm)	降伏力(kN)	塑性部断面積(cm^2)	弾性部断面積(cm^2)	塑性化部の断面形状
4	X	2 面	140	290	317	14.1	38.1	PL-16x88
3	X	2 面	140	290	317	14.1	38.1	PL-16x88
2	X	2 面	140	275	495	22.0	59.4	PL-19x116
1	X	2 面	140	360	495	22.0	59.4	PL-19x116
4	Y	1 面	140	280	630	28.0	75.6	PL-22x127
3	Y	1 面	140	260	630	28.0	75.6	PL-22x127
2	Y	1 面	170	245	990	44.0	118.8	PL-22x200
1	Y	1 面	170	330	990	44.0	118.8	PL-22x200



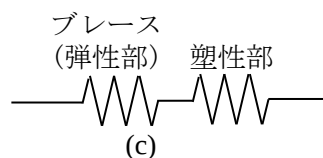


図 2.4 ブレース型鋼材ダンパー (a)立面図, (b)平面図, (c)解析モデル

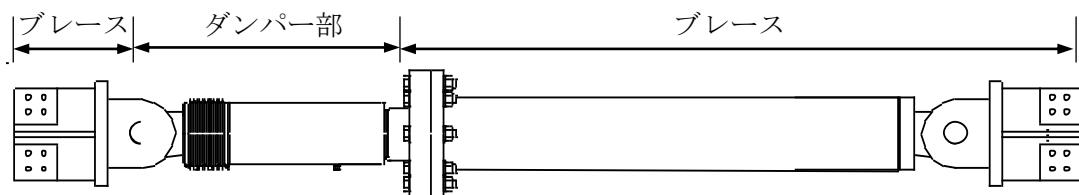
(b) 粘性ダンパーの仕様

粘性ダンパーの仕様を表 2.8 に示す. 図 2.2 に示すようにダンパー軸力は, ダンパー軸変形速度に比例する. 本実験に用いた粘性ダンパーに対する単体実験結果から速度の指数乗値 α はメーカーの規格値通り 0.38 であり, 内部剛性係数 β は 6 であった. 支持材剛性には, ガセット接合部, ダンパー本体の剛性を考慮し, ガセット接合部の剛性は, 単体実験結果を参照して 50000kN/cm とした.

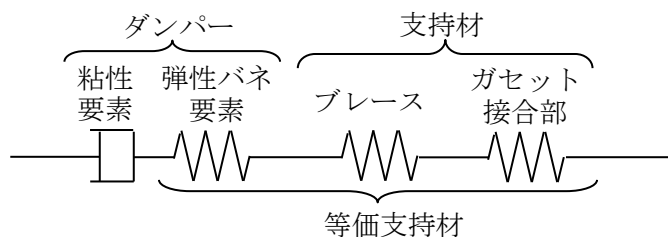
表 2.8 各層の粘性ダンパーの仕様

層	方向	構面数	粘性係数 (kN/(cm/s) $^\alpha$)	ダンパー 力(kN)	支持材長 さ(cm)	支持材断面 積(cm 2)	支持材軸剛 性(kN/cm)	等価支持材軸 剛性(kN/cm)
4	X	2 面	118	330	380	117	3886	599
3	X	2 面	118	330	380	117	3886	599
2	X	2 面	236	660	380	117	3886	1038
1	X	2 面	236	660	430	117	3465	1005
4	Y	1 面	236	660	380	117	3886	1038
3	Y	1 面	236	660	380	117	3886	1038
2	Y	1 面	471	1318	360	142	4894	1791
1	Y	1 面	471	1318	410	142	4349	1713

注) ダンパー力は, 速度 15cm/s のときの値.



(a)



(b)

図 2.5 ブレース型粘性ダンパー (a)立面図, (b)解析モデル

(c) オイルダンパーの仕様

オイルダンパーの仕様を表 2.9, 2.10 に示す. 支持材剛性には, ガセット接合部, ダンパー本体の剛性を考慮し, ガセット接合部の剛性は, 単体実験を参照して 50000kN/cm とした.

表 2.9 各層のオイルダンパーの仕様

層	層	構面数	粘性係数 (kN/(cm/s))	ダンパー力(kN)	ブレース長さ(cm)	ブレース断面積(cm ²)	支持材軸剛性(kN/cm)	等価支持材軸剛性(kN/cm)
4	X	2 面	31.3	250	390	48	1641	573
3	X	2 面	62.5	500	365	63	2246	851
2	X	2 面	62.5	500	365	63	2246	851
1	X	2 面	125	1000	400	96	3101	1455
4	Y	1 面	62.5	500	365	63	2246	851
3	Y	1 面	125	1000	350	96	3512	1539
2	Y	1 面	125	1000	350	96	3512	1539
1	Y	1 面	187.5	1500	380	167	5371	2422

注) ダンパー力は, 速度 30cm/s のときの値.

表 2.10 オイルダンパーの粘性係数, 二次粘性係数, 内部剛性, リリーフ速度

粘性係数 (kN/(cm/s))	二次粘性係数 (kN/(cm/s))	内部剛性 (kN/cm)	リリーフ速度 (cm/s)
31.3	2.1	880	6.4
62.5	4.2	1370	6.4
125	8.5	2740	6.4
187.5	12.7	4410	6.4

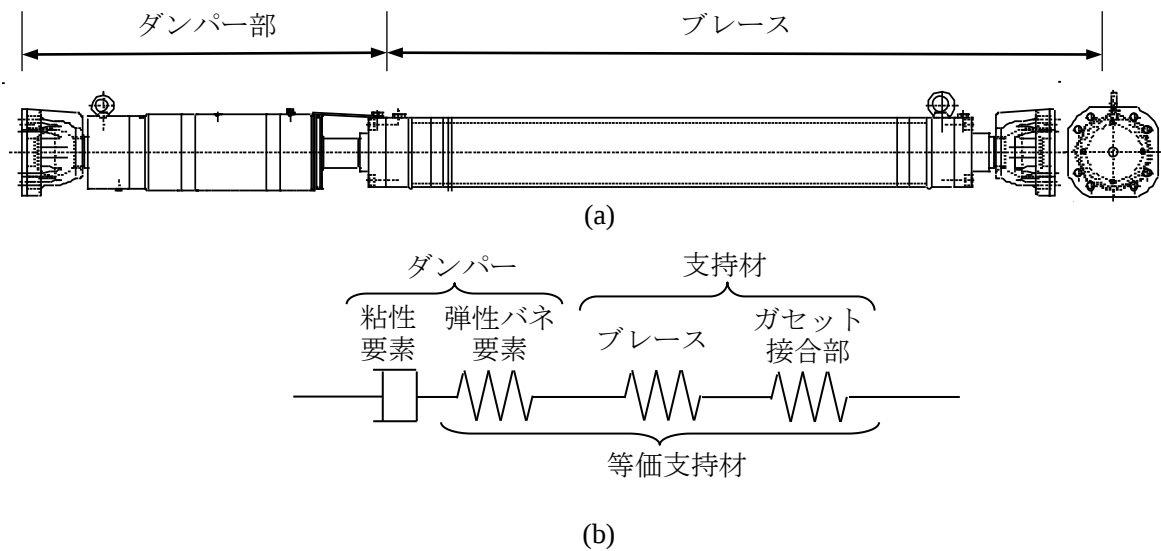


図 2.6 ブレース型オイルダンパー (a)立面図, (b)解析モデル

(d) 粘弾性ダンパーの仕様

粘弾性ダンパーの仕様を表 2.11 に示す．支持材剛性には，ガセット接合部，ダンパー本体の剛性を考慮し，ガセット接合部の剛性は，単体実験を参照して 50000kN/cm とした．ブレース部の剛性は，ダンパー部とブレース部の接合部（長さは 600mm と仮定）を剛として取り扱った．粘弾性体の設計温度は，実験時に温度管理を行うことを前提として， 22°C とした．また，時刻歴解析では，分数微分構成則を用い，粘弾性体の温度上昇を考慮した．

表 2.11 各層の粘弾性ダンパーの仕様

層	方向	構面数	粘弾性体長さ(cm)	粘弾性体厚さ(cm)	粘弾性体断面積 (cm^2)	ブレース長さ(cm)	ブレース断面積 (cm^2)	支持材剛性 (kN/cm)
4	X	2 面	80	0.8	9000	340 (400)	110	5881
3	X	2 面	80	0.8	9000	340 (400)	110	5881
2	X	2 面	80	0.8	13000	340 (400)	110	5881
1	X	2 面	80	0.9	13000	390 (450)	110	5205
4	Y	1 面	80	0.8	18000	340 (400)	156	7939
3	Y	1 面	80	0.8	18000	340 (400)	156	7939
2	Y	1 面	100	0.8	26000	320 (380)	195	10049
1	Y	1 面	100	0.9	26000	370 (430)	195	8933

注) 表中のブレース長さの()内の値は，粘弾性体部とブレース部の接合部長さ (600mm) を含んだ値である．

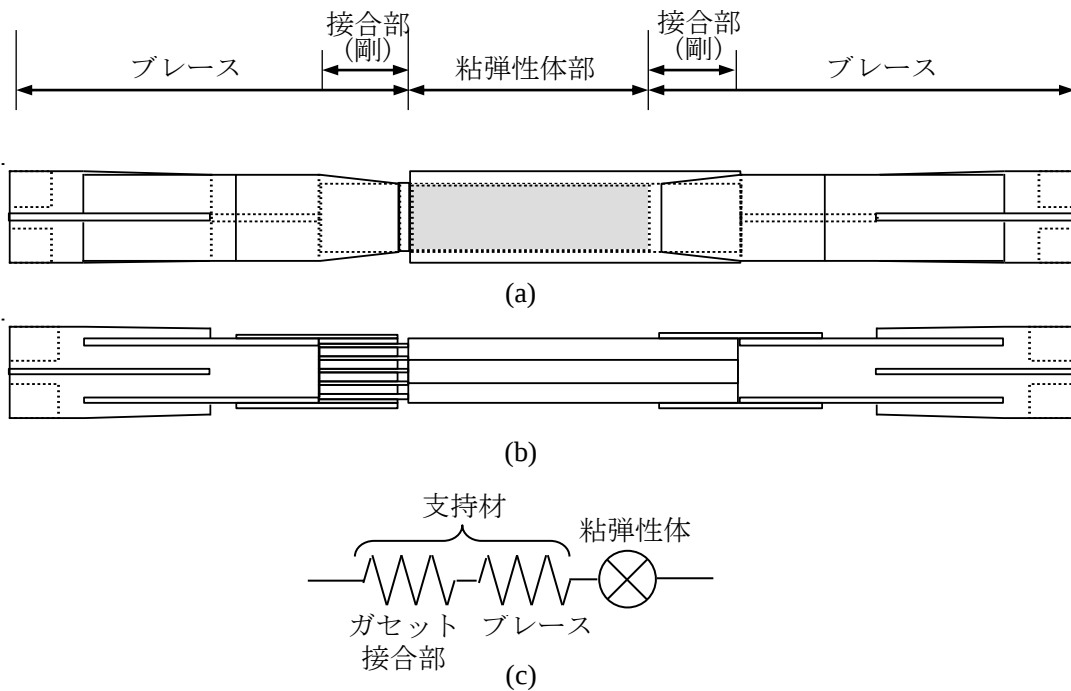


図 2.7 ブレース型粘弾性ダンパー (a)立面図, (b)平面図, (c)解析モデル

2.2.5 静的解析による非制振・制振試験体の性能検証

本節では，試験体架構部分の固有周期，水平剛性，および架構が塑性化した後の建物耐力について把握するため，非制振および制振（鋼材ダンパー付）のそれぞれの場合について，3次元線材モデルを用いた固有値解析と静的増分解析を行う．

表 2.12 に非制振試験体，制振試験体（鋼材ダンパー付き）の層剛性および固有周期，を示す．非制振試験体の固有周期は，両方向で 0.74 秒，0.79 秒で，概ね 0.05H（H：建物高さ 15.8m）と比較的柔らかい鋼構造骨組であった．また，これに鋼材ダンパーを設置した場合は，それぞれ 0.53 秒，0.56 秒となり，概ね架構とダンパーの水平剛性の寄与はおおよそ 1:1 であった．

以下に，非制振試験体，制振試験体（鋼材ダンパー付き）それぞれに対し，一方向（X 方向，Y 方向），に Ai 分布による層せん断力を作用させた静的漸増解析を行い，建物耐力についての検討結果を示す．

表 2.12 非制振・制振試験体の水平剛性(kN/cm)および固有周期(s)

層	非制振		制振 (鋼材ダンパー付き)	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
5	776	703	945	848
4	805	712	1472	1264
3	929	820	1839	1606
2	1004	878	2256	1992
1	1055	943	2254	2309
固有周期	0.74	0.79	0.53	0.56

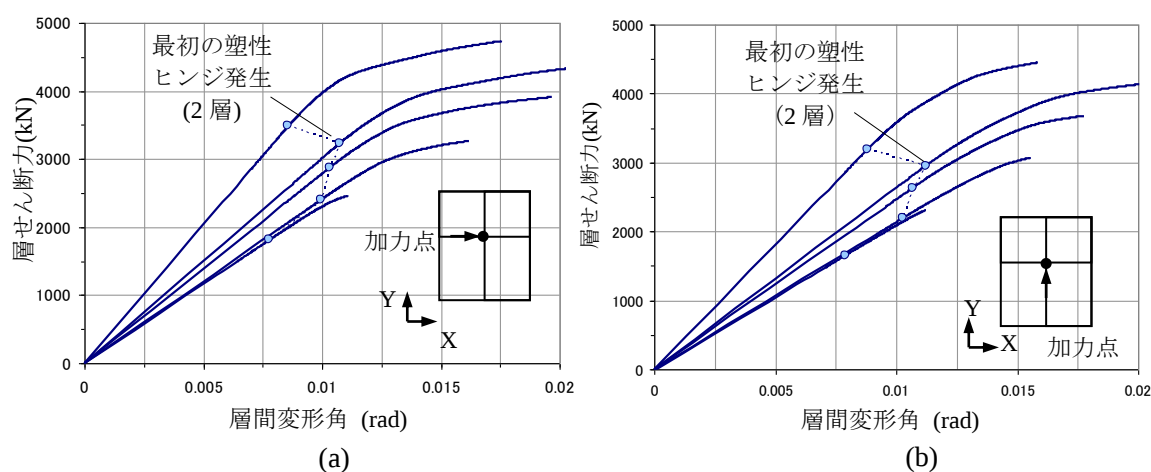


図 2.8 非制振試験体の一方向静的増分解析結果 (a)X 方向，(b)Y 方向

非制振試験体に関し、一方向加力した場合の各層の層せん断力－層間変形角を図 2.8 に示す。図 2.8 より、X、Y 方向において層間変形が先行する 2 層が層間変形角 $1/100\text{rad}$ に達しても全く塑性ヒンジは発生しておらず、 $1/100\text{rad}$ 程度までは架構は弾性挙動している。

また、非制振試験体に関し、二方向加力した場合には、一方向加力の場合と同様に $1/100\text{rad}$ では塑性ヒンジは発生していない。非制振試験体はベースシア係数にして、概ね 1.0 程度の保有水平耐力を保持している。

2.2.6 動的解析による非制振・制振試験体の性能検証

本節では、非制振試験体および 4 種ダンパーそれぞれを用いた制振試験体に対し、鷹取波を用いて地震応答解析を行ない、それらの制振試験体の性能について検証する。

本振動台実験では、入力地震波として、1995 年兵庫県南部地震において JR 鷹取駅付近で観測された地震動（鷹取波）を用いた。鷹取波は、実験実施時において最大の地動速度を持つ観測記録であることから選定した。地震動の入力方向は、振動台の XY 座標系に対し、図 2.9 に示すように鷹取波の北方向を 135° 東に回転した方向（N135E 成分）を X 方向の正、鷹取波の北方向を 45° 東に回転した方向（N045E 成分）を Y 方向の正、鷹取波の鉛直上方向を震動台鉛直上方向とした。水平軸回転の主な理由は、X・Y 方向に同様な層間変形をほぼ同時に生じさせ、各ダンパーの構面内・構面外変形への追従性を確認するためである。また、図 2.10 には実際観測された鷹取波の N000E(NS)、N090E(EW)成分の波形合成より得られた N135E 成分、N045E 成分の加速時刻歴波形を示す。さらに、図 2.11 にはそれらの応答スペクトルを示す。

非制振試験体と 4 種それぞれのダンパー付き試験体に対して、鷹取波 N135E 成分を X 方向に、N045E 成分を Y 方向に原波の大きさ（100%）で入力した地震応答解析を行った。図 2.12～2.16 に、その結果を示す。非制振における最大層間変形角は、Y 方向 2 層では $1/80\text{rad}$ 程度であったが、X 方向 2 層で約 $1/30\text{rad}$ と非常に応答変形が大きい。それに対し、4 種の制振全てにおいては、各層で設計クライテリアである架構の弾性限界 $1/100\text{rad}$ の変形に収まっている。また、絶対応答加速度についても、非制振の X 方向ででは試験体の頂

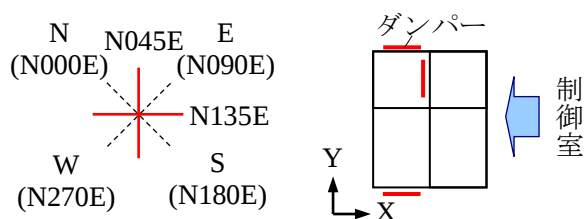
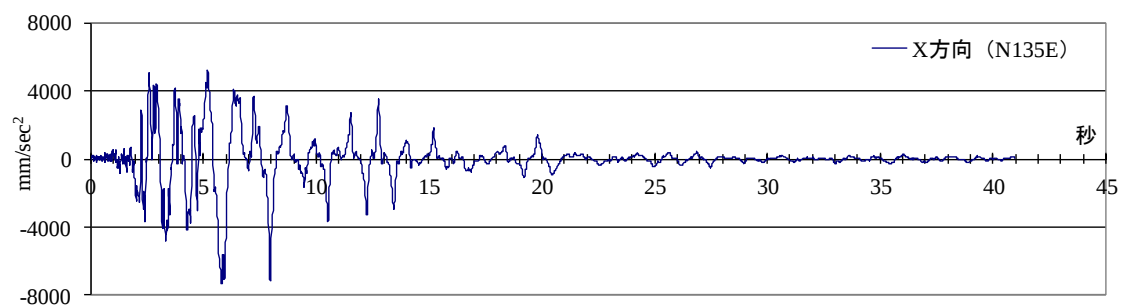
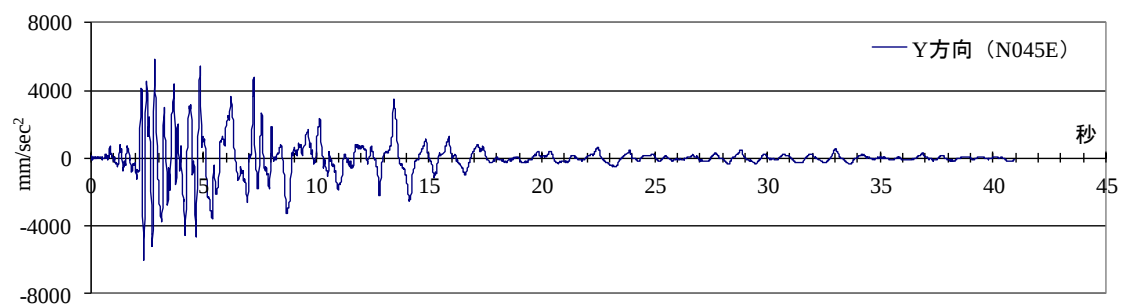


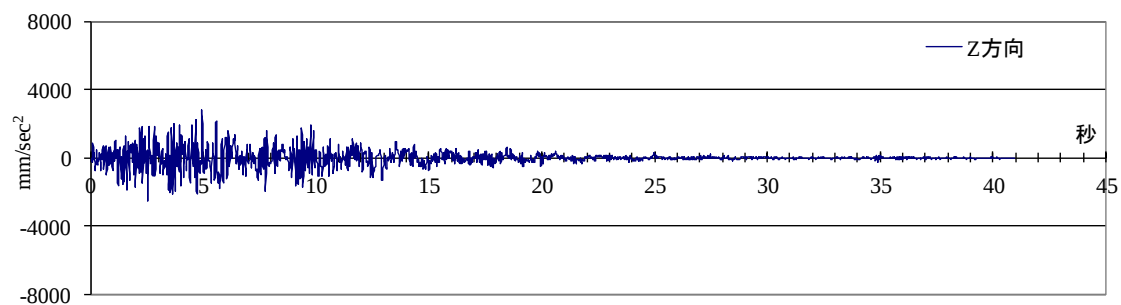
図 2.9 振動台実験における JR 鷹取地震動の入力方向



(a)

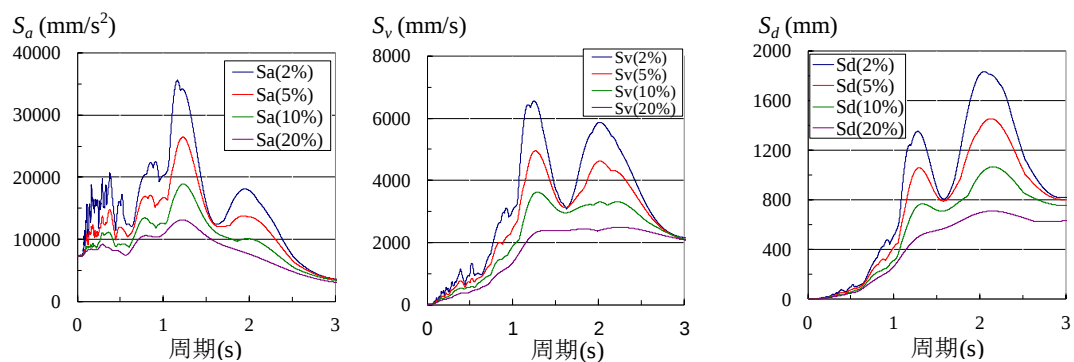


(b)



(c)

図 2.10 鷹取波の加速度時刻歴波形 (a)X 方向成分, (b)Y 方向成分, (c)Z 方向成分



(a)

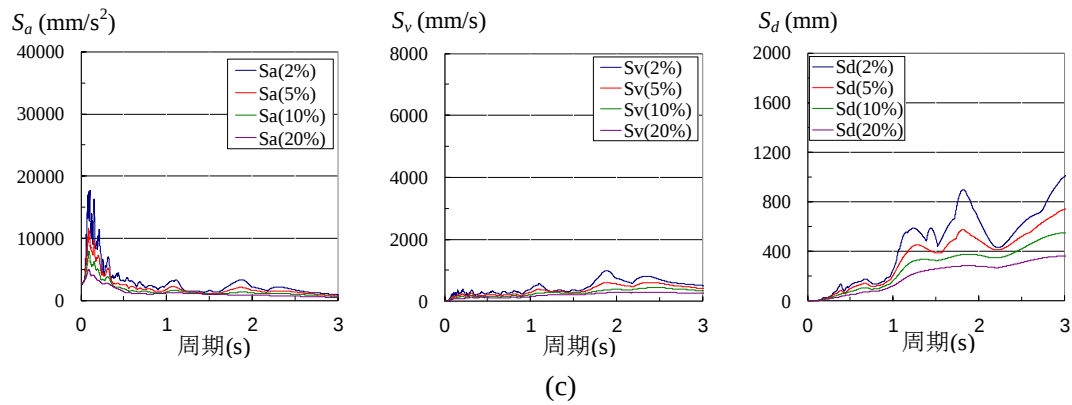
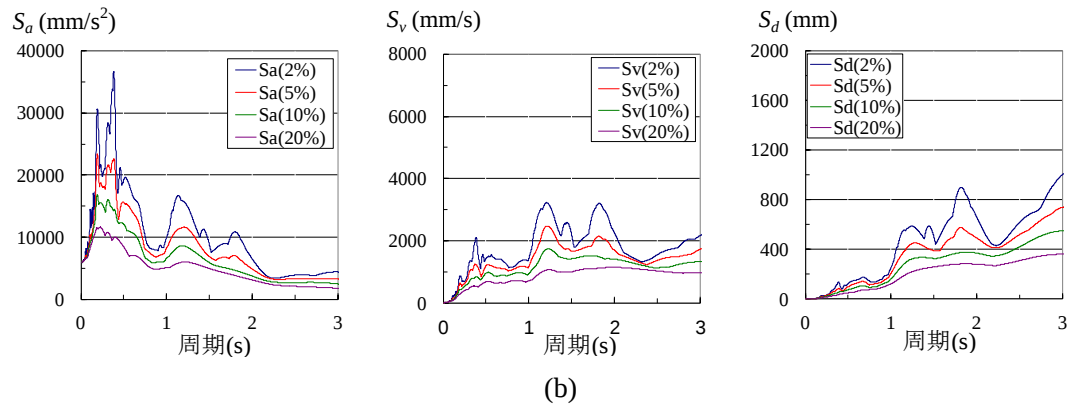


図 2.11 鷹取波の応答スペクトル (a)X 方向成分, (b)Y 方向成分, (c)Z 方向成分 (S_a : 加速度応答スペクトル, S_v : 速度応答スペクトル, S_d : 変位応答スペクトル)

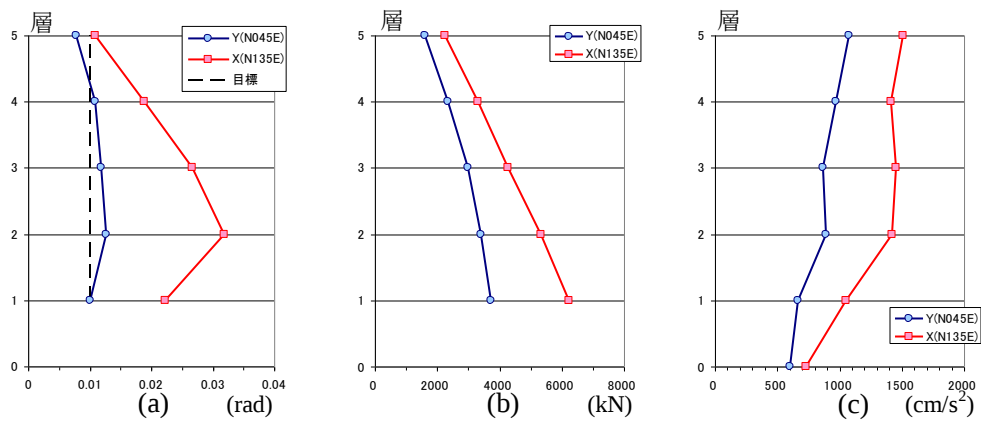


図 2.12 非制振試験体の鷹取波 100%入力時の地震応答解析結果 (a)最大層間変形角, (b)最大層せん断力, (c)最大絶対応答加速度

部で 1.5G を上回り非常に高いが、制振化することにより 20～30%程度加速度の低減が図られている。これらの解析結果より、2.2.4 節で述べたダンパー容量の設定は、設計クライテリアを満たす上で、妥当であるが確認された。

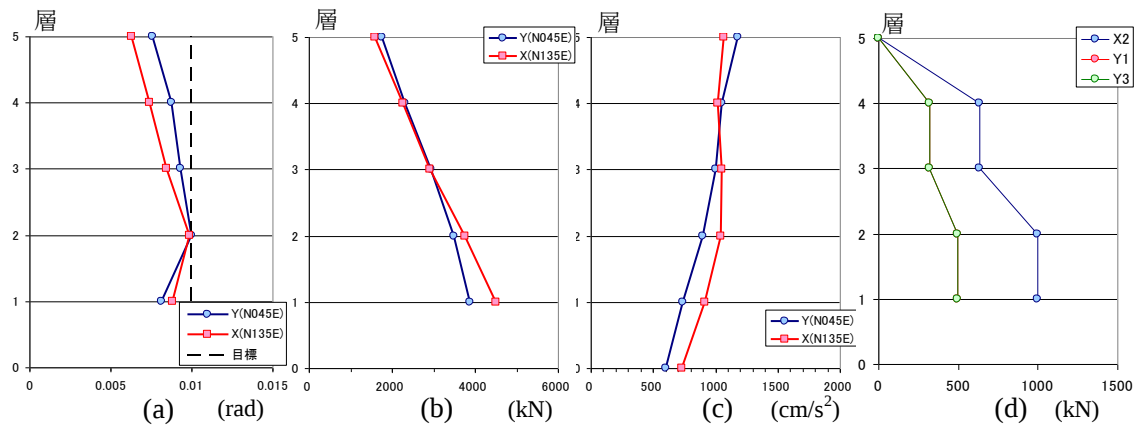


図 2.13 鋼材ダンパー付き試験体の鷹取波 100%入力時の地震応答解析結果 (a)最大層間変形角, (b)最大層せん断力, (c)最大絶対応答加速度, (d)ダンパー力

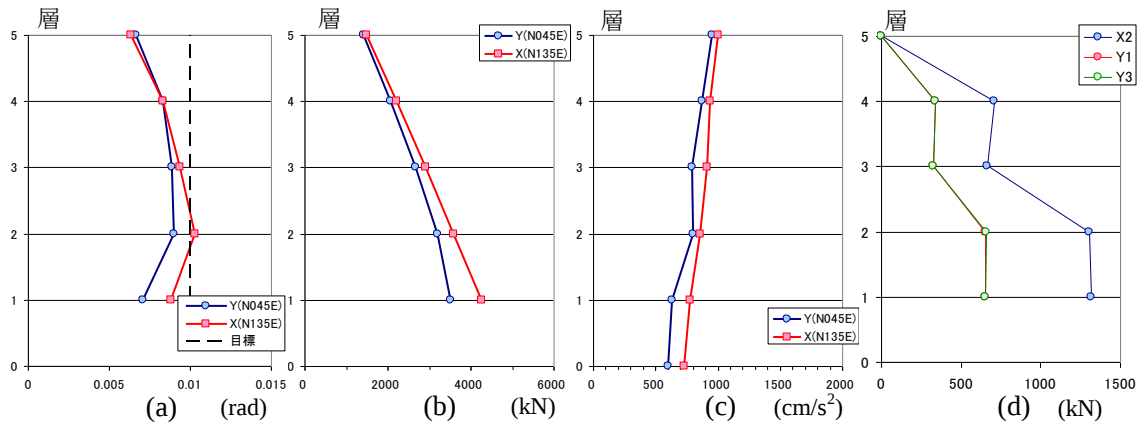


図 2.14 粘性ダンパー付き試験体の鷹取波 100%入力時の地震応答解析結果 (a)最大層間変形角, (b)最大層せん断力, (c)最大絶対応答加速度, (d)ダンパー力

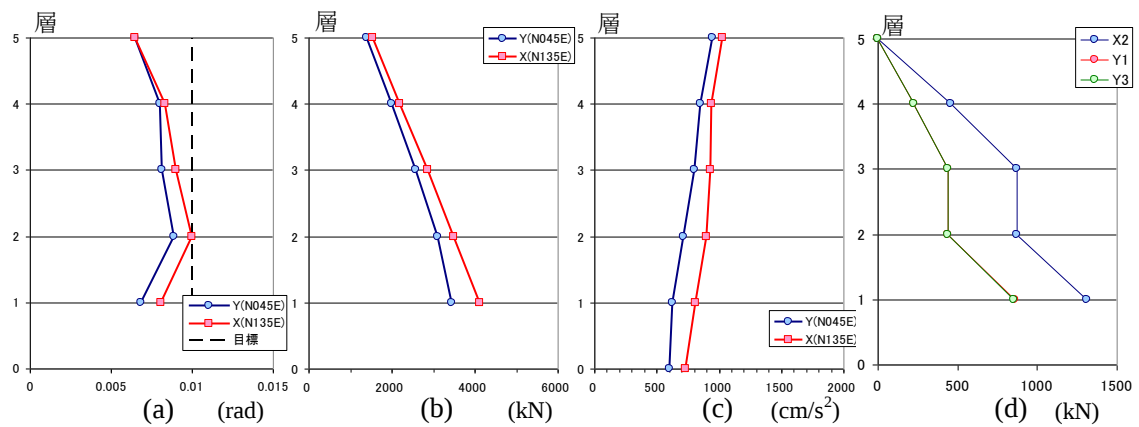


図 2.15 オイルダンパー付き試験体の鷹取波 100%入力時の地震応答解析結果 (a)最大層間変形角, (b)最大層せん断力, (c)最大絶対応答加速度, (d)ダンパー力

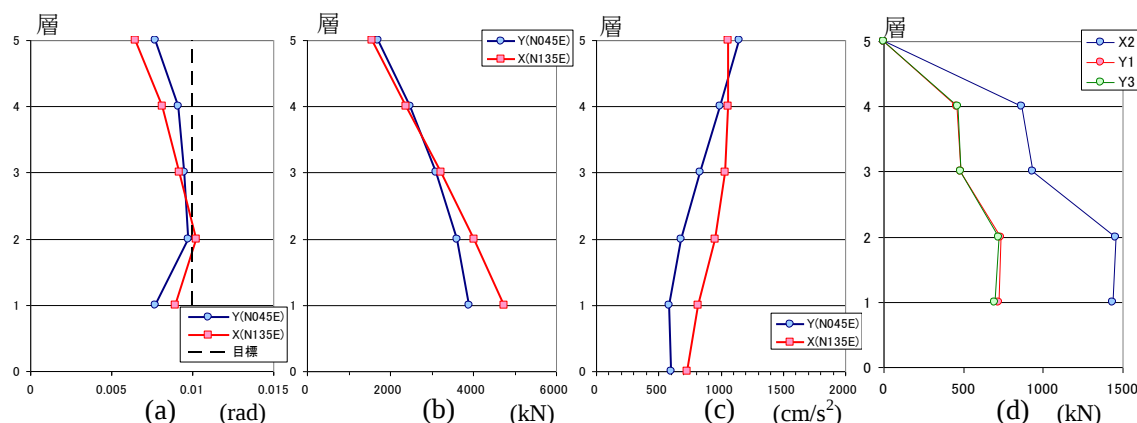


図 2.16 粘弾性ダンパー付き試験体の鷹取波 100%入力時の地震応答解析結果 (a)最大層間変形角, (b)最大層せん断力, (c)最大絶対応答加速度, (d)ダンパー力 (温度 22℃)

2.3 加振計画と震動台の制御

本節では、振動台実験における加振計画について述べる。本振動台実験は、鋼材・粘性・オイル・粘弾性ダンパー付き試験体、非制振試験体の 5 種試験体につき加振日を各 2 日間設定し、それらの本加振に先立ち鋼材ダンパー付試験体を対象に計測確認作業を兼ねた予備加振日を 1 日設け、計 11 日間の加振実験計画とした。

本振動台実験では、試験体 X・Y 方向それぞれに正弦波加速度 3 サイクルを入力するステップ波加振、建物 X, Y 方向に分けたホワイトノイズ入力加振、3 種の 6 軸 (3 軸並進・3 軸回転) 方向同時のホワイトノイズ入力加振、および前述の鷹取波加振を行った。6 軸方向同時のホワイトノイズ加振は、震動台の伝達関数を制御する目的で実施した。

ステップ波加振では、振動台実験の間および前後に建物の屋上に設置した起振機 2 台を用いたスweep加振、定常加振、自由振動実験から得た建物 X, Y 方向の 1 次, 2 次固有振動数を加振振動数とした。

鷹取波加振では、N135E 成分を X 方向に、N045E 成分を Y 方向に入力し、Z 方向に UD 成分を入力した (各軸の正成分は、それぞれ N135E, N045E, U とした)。また、震動台では地震波をそのまま制御信号とする基本制御により加振した場合、加振レベルの増大に伴い震動台の回転が顕著となり、地震波の再現性が損なわれ、地震動のエネルギーが十分試験体に投入されない^{2,4)}。そのため、本鷹取波加振では、入力補償波と称する入力波の再現性を高めるために調整した波を作成して加振を行っている。

加振スケジュールについては、ダンパー付き試験体ごとに 1 日目は鷹取波 15%, 25%, 40%, 50%, 2 日目はステップ波、ホワイトノイズの後鷹取波 50%, 70%, 84%, 100%を入力し、その後建物 X, Y 方向に分けたホワイトノイズ入力を行い、加振を終了した。なお、非制振試験体は、安全性の観点から、鷹取波 70%の入力までに留めた。

表 2.13～2.15 に、予備加振および鋼材・粘性・オイル・粘弾性ダンパー付試験体、非制振試験体の 5 種試験体についての加振スケジュールの一覧を示す。表中の X1, Y1 は 1 次

表 2.13 鋼材ダンパー付き試験体の加振スケジュール

日	回数	加 振 内 容
1 日 目	1, 2	ホワイトノイズ加振 X 方向 (150gal, 250sec), Y 方向 (150gal, 250sec)
	3～5	6 軸同時ホワイトノイズ加振 (100gal, 40.96sec)×3 回
	6	ステップ波加振 (X1,Y1,X21,Y21,X22,Y22,X23,Y23(30gal, 150sec)) X1:1.9Hz, X21:5.9Hz, X22:6.2Hz, X23:6.4Hz, Y1:1.8Hz, Y21:5.8Hz, Y2:6.0Hz, Y3:6.2Hz
	7～9	JR 鷹取波 15%×0.7, 0.94, 0.994 (入力補償波作成加振, 40.96sec)
	10	JR 鷹取波 15% (入力補償波作成加振, 40.96sec)
	11	JR 鷹取波 40% (入力補償制御, 40.96sec)
	12, 13	ホワイトノイズ加振 X 方向 (150gal, 250sec), Y 方向 (150gal, 250sec)
	14	ステップ波加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(30gal, 150sec))
2 日 目	1	ステップ波加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(60gal, 150sec))
	2～4	6 軸同時ホワイトノイズ加振 (100gal, 40.96sec)×3 回
	5, 6	JR 鷹取波 50%, 70% (入力補償波作成加振, 40.96sec)
	7	JR 鷹取波 100% (入力補償制御, 40.96sec)
	8, 9	ホワイトノイズ加振 X 方向 (150gal, 250sec), Y 方向 (150gal, 250sec)
	10	ステップ波加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(60gal, 150sec))

表 2.14 粘性・オイル・粘弾性ダンパー付き試験体の加振スケジュール

日	回数	加 振 内 容
1 日 目	1	ステップ波加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(50gal, 150sec)) 粘性ダンパー付き試験体, X1:1.8Hz, X21:5.1Hz, X22:5.7Hz, X23:6.3Hz, Y1:1.6Hz, Y21:4.4Hz, Y2:4.9Hz, Y3:5.4Hz オイルダンパー付き試験体, X1:1.7Hz, X21:5.1Hz, X22:5.7Hz, X23:6.3Hz, Y1:1.6Hz, Y21:4.9Hz, Y2:5.4Hz, Y3:5.9Hz 粘弾性ダンパー付き試験体, X1:1.75Hz, X21:5.0Hz, X22:5.6Hz, X23:6.2Hz, Y1:1.7Hz, Y21:4.9Hz, Y2:5.4Hz, Y3:5.9Hz
	2, 3	ホワイトノイズ加振 X 方向 (250gal, 250sec), Y 方向 (250gal, 250sec)
	4～6	6 軸同時ホワイトノイズ加振 (100gal, 40.96sec)×3 回
	7～9	JR 鷹取波 15%, 25%, 40% (入力補償波作成加振, 40.96sec)
	10	JR 鷹取波 50% (入力補償制御, 40.96sec)
	11	ステップ波加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(50gal, 150sec))
	12, 13	ホワイトノイズ加振 X 方向 (250gal, 250sec), Y 方向 (250gal, 250sec)
2 日 目	1	ステップ波加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(100gal, 150sec))
	2～4	6 軸同時ホワイトノイズ加振 (100gal, 40.96sec)×3 回
	5～7	JR 鷹取波 50%, 70%, 84% (入力補償波作成加振, 40.96sec)
	8	JR 鷹取波 100% (入力補償制御, 40.96sec)
	9	ステップ波加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(100gal, 150sec))
	10, 11	ホワイトノイズ加振 X 方向 (250gal, 250sec), Y 方向 (250gal, 250sec)

固有振動数に近い成分のステップ波加振であり、X21, Y21, X22, Y22, X23, Y23 は 2 次固有振動数に近い成分のステップ波加振である。固有振動数は、起振機実験から推定したが、2 次については明確な予測が困難であったため、0.3Hz 程度の間隔で 3 種類実施した。

表 2.15 非制振試験体の加振スケジュール

日	回数	加 振 内 容
1 日 目	1	ステップ波加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(30gal, 150sec))
	2, 3	ホワイトノイズ加振 X 方向 (100gal, 250sec), Y 方向 (100gal, 250sec)
	4~6	6 軸同時ホワイトノイズ加振 (100gal, 40.96sec)×3 回
	7~10	JR 鷹取波 5%, 20%, 30%, 40% (入力補償波作成加振, 40.96sec)
	11	ステップ波加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(30gal, 150sec))
	12, 13	ホワイトノイズ加振 X 方向 (100gal, 250sec), Y 方向 (100gal, 250sec)
2 日 目	1	JR 鷹取波 50% (入力補償制御, 40.96sec)
	2	ステップ波弾性加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(60gal, 150sec))
	3~5	6 軸同時ホワイトノイズ加振 (100gal, 40.96sec)×3 回
	6	JR 鷹取波 50% (入力補償波作成加振, 40.96sec)
	7	JR 鷹取波 70% (入力補償制御, 40.96sec)
	8	ステップ波加振 (X1,Y1,X2,Y2,X2,Y2,X2,Y2(60gal, 150sec))
	9, 10	ホワイトノイズ加振 X 方向 (150gal, 250sec), Y 方向 (150gal, 250sec)

2.4 計測方法および計測データ処理の概要

本節では、加振時における試験体の計測方法と得られたデータ処理の概要について述べる。計測には、歪ゲージ、加速度計、変位計、熱電対、圧力計を用い、総計測点数は 1454 であった。計測対象は加振時であり、鉛直荷重による初期値は計測に含まれていない。

制振試験体の計測点数一覧を表 2.16 に、非制振試験体の計測点数一覧を表 2.17 に示す。全ての柱・梁部材について、2 断面にゲージを付し部材応力を歪値から算定した。柱・梁

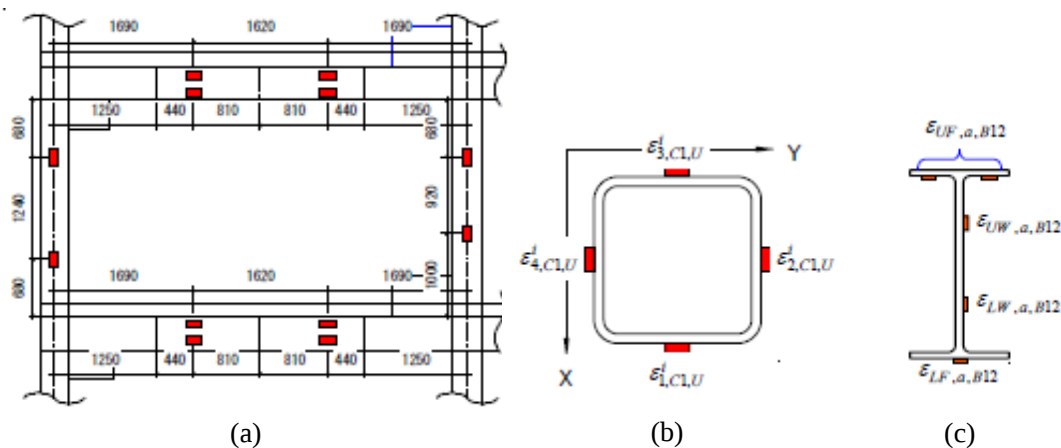


図 2.17 柱・梁のゲージ位置 (a)架構, (b)柱断面, (c)梁断面

のゲージ位置は、図 2.17 に示す通り、柱では弾性に留まる 2 断面に対し、1 断面あたり歪ゲージ 4 枚を添付した。梁では継手やガセットプレートの影響が極力小さく弾性に留まる 2 断面に対し、1 断面あたり歪ゲージ 5 枚を添付した。

加速度計は、図 2.18 に示すように、震動台上面と 2～R 階床上の各階 4 箇所を設置したサーボ型 3 軸加速度計で計測した。台上および各階の X, Y, Z 方向絶対加速度 $\ddot{u}_c$ は試験体図心位置の値と定義し、4 箇所の計測値を(2.1)式により線形補間して算出した。

$$\ddot{u}_c = \left(\frac{l_{y4}\ddot{u}_1 + l_{y1}\ddot{u}_4}{l_{y1} + l_{y4}} \cdot l_{x23} \right) + \frac{l_{y3}\ddot{u}_2 + l_{y2}\ddot{u}_3}{l_{y2} + l_{y3}} \cdot l_{x14} \bigg/ (l_{x23} + l_{x14}) \quad (2.1)$$

ここで、 $\ddot{u}_1 \sim \ddot{u}_4$ はそれぞれ 4 箇所の加速度計の計測値、その他の記号は図 2.18 に示された距離を示す。

層間変形は、図 2.18 に示すように各層で 2 台の計測架台の上部に固定した変位計で上階小梁下フランジとの間で計測した。各計測架台で X, Y 各方向にレーザー変位計と磁歪式変位計を設置し、各層計 8 台の変位計を設置した。各層における X, Y 方向の層間変形は試験体図心位置の値と定義し、計測値を(2.2)式による図心位置並進変位から線形補間して算出した。

$$u_{cx} = u_{x1} - d_{y1}\theta_z \quad (2.2a)$$

$$u_{cy} = u_{y2} - d_{x3}\theta_z \quad (2.2b)$$

$$\theta_z = \frac{u_{x1} - u_{x2}}{d_{y1} + d_{y4}} \quad (2.2c)$$

ここで、 u_{cx} 、 u_{cy} は重心位置の X 方向と Y 方向の基礎からの相対変位を示す。

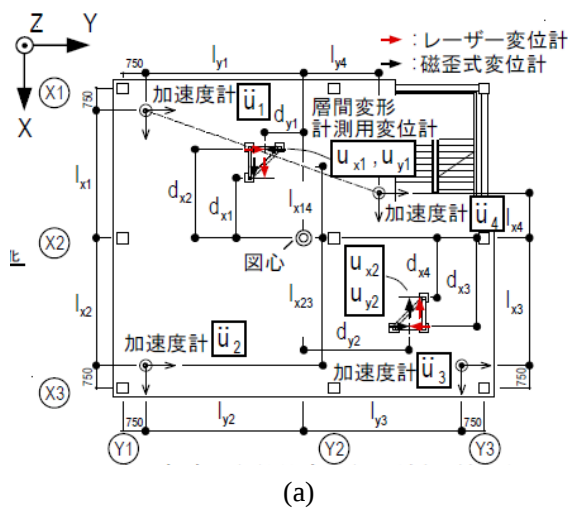


図 2.18 加速度計と層間変形の計測位置 (a)配置, (b)加速度計設置状況

柱梁の端部に対する計測位置での相対回転角 (以下, 部材回転角)は, 図 2.19 に示すようにバネ式およびワイヤー式変位計により計測した^{2.5)}. 対象は 1 層の柱と 2 階床梁とし, 梁は 2 つの変位計から強軸回りの回転角を, 柱は 3 つの変位計から X, Y 軸回りの回転角を(2.3)式により算出した.

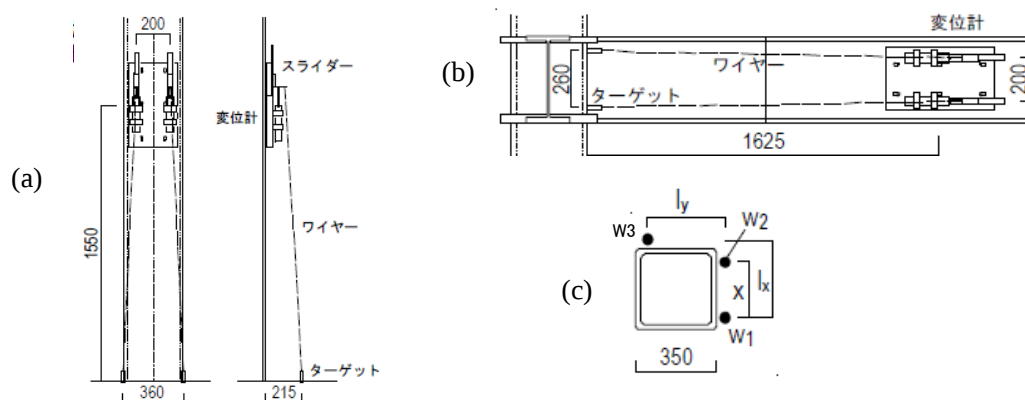


図 2.19 柱・梁端部の部材回転角の計測 (a)柱, (b)梁

$$\theta_{RX} = \frac{-W_3 + (W_1 + l_x \theta_{RY})}{l_y} \quad (2.3a)$$

$$\theta_{RY} = \frac{W_2 - W_1}{X} \quad (2.3b)$$

ここで, θ_{RX} は柱の X 方向回転角, θ_{RY} は柱の Y 方向回転角, W_1, W_2, W_3 は図 2.19(c)に示す位置の変位計の計測値, X, l_x, l_y は図 2.19(c)に示す距離である.

表 2.16 制振試験体の計測点数一覧

計測項目		Ch 数	計測項目		Ch 数
歪 ゲージ	柱歪	360	変位	層間変形	35~40
	梁歪	480		基礎回転・水平変位	12
	ダンパー歪	48~96		ダンパー変位	48~72
	アンカーボルト歪	8		ダンパー面外変位	12
	スラブ鉄筋歪	84		階段変位	8
	コンクリート歪	12		ALC 面内・面外変位	11
	ALC 支持アングル	36		ALC 板相対変形	6
加速度	震動台上加速度	12		ACW 面内・面外変位	5
	各階床上加速度	60		間仕切り壁面内変位	8
	計測架台加速度	4~10		扉のせん断変形	2
	ALC 加速度	12	同期	発信器	10
合計計測 Ch 数			1284~1345		

注) 表中, Ch 数は計測点数, ACW はアルミカーテンウォールを示す.

表 2.17 非制振試験体の計測点数一覧

計測項目		Ch 数	計測項目		Ch 数
歪 ゲージ	柱歪	360	変位	層間変形	40
	梁歪	480		基礎回転・水平変位	12
	アンカーボルト歪	8		柱・梁の部材回転角	46
	接合部パネル歪	12		天井・天井と壁の変位	11
	スラブ鉄筋歪	84		階段変位	8
	コンクリート歪	12		ガセット間の相対変位	60
	ALC 支持アングル	36		ALC 面内・面外変位	11
加速度	震動台上加速度	12		ALC 板相対変形	6
	各階床上加速度	60		ACW 面内・面外変位	5
	計測架台加速度	10		間仕切り壁面内変位	8
	ALC・天井加速度	28		扉のせん断変形	2
荷重	天井面と壁間の力	12	その他	設備機器関連	36
	天井吊りボルト力	49		スプリンクラー関連	36
同期	発信器	10	合計計測 Ch 数		1454

注) 表中, Ch 数は計測点数, ACW はアルミカーテンウォールを示す.

パネルゾーンせん断歪は, 2, 3 階 X3 構面の一部のパネルゾーンの中心に 3 軸歪ゲージを添付して計測した. その他, 2 階の X2 通り, Y1 通りの大梁上スラブの表面や鉄筋の歪ゲージ, 非構造材に設置した変位計, 加速度計, 歪ゲージなどで, 各変形・力を計測した. サンプルング周波数は鷹取波に対しては 1000Hz, ホワイトノイズ加振に対しては 500Hz を基本とし, 実験結果の検討には 9 点移動平均処理を行い, 100Hz 刻みで抽出したデータを使用した.

得られたデータに対して移動平均フィルタを掛けてノイズ処理を行った. 移動平均の点数はサンプルング周波数が 1000Hz のものは 9 点, 500Hz のものは 5 点とした. なお, サンプルング周波数が 200Hz の計測データには移動平均フィルタを掛けていない. その後, サンプルング周波数が 1000Hz 未満のものは線形補間によって 1000Hz とし, 各計測系統間の同期を 1000Hz で取った.

2.5 制振・非制振試験体の実験結果

本節では, 鋼材, 粘性, オイル, 粘弾性ダンパー付き試験体, および非制振試験体の実験結果について示す.

2.5.1 各制振・非制振試験体の最大応答値

4 種ダンパー付き試験体および非制振試験体の各鷹取波加振での最大応答値について述べる. 図 2.20~2.23 は, 4 種ダンパー付き試験体および非制振試験体の各鷹取波加振における実験結果のうち, 震動台に対する相対変位, 層間変形角, 絶対加速度, 層せん断力の最大値の分布をそれぞれ示したものである. 図 2.20~2.22 に示す震動台に対する相対変位,

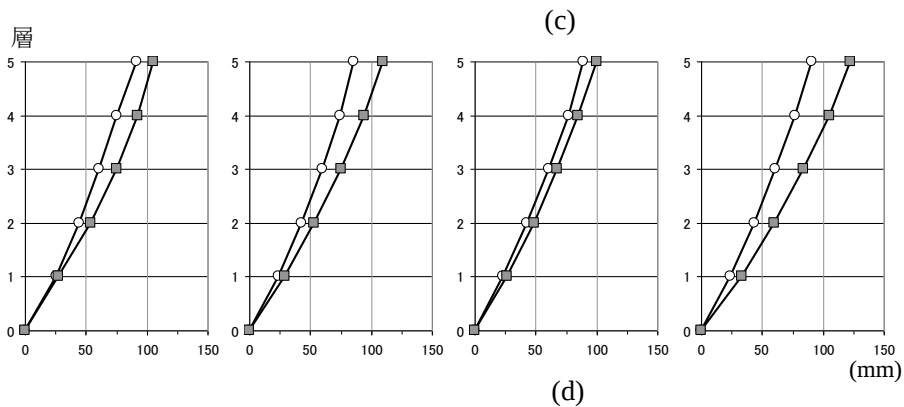
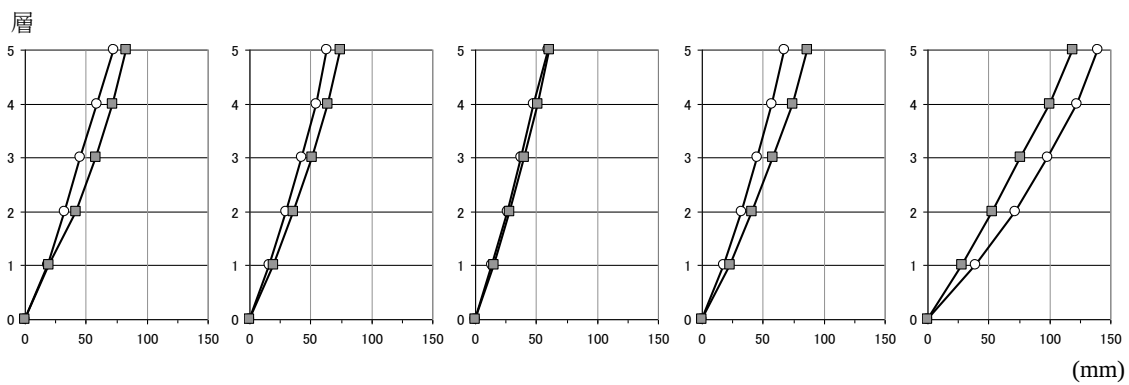
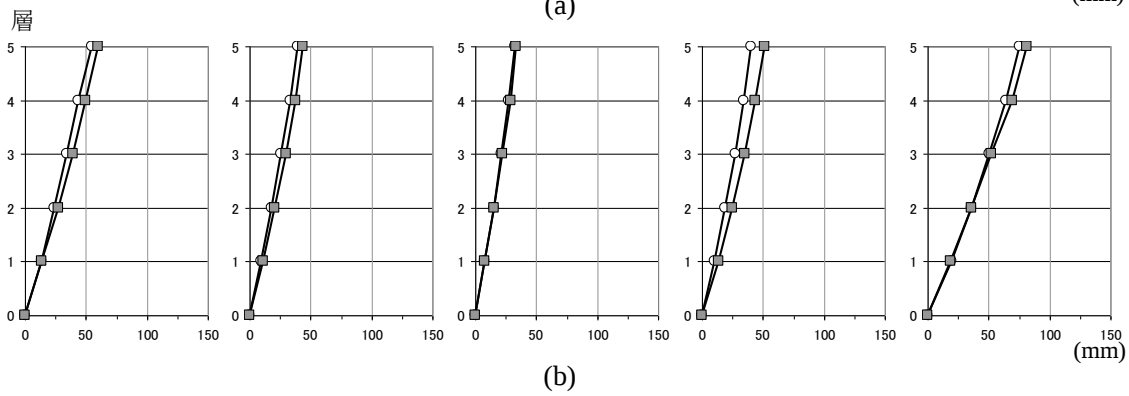
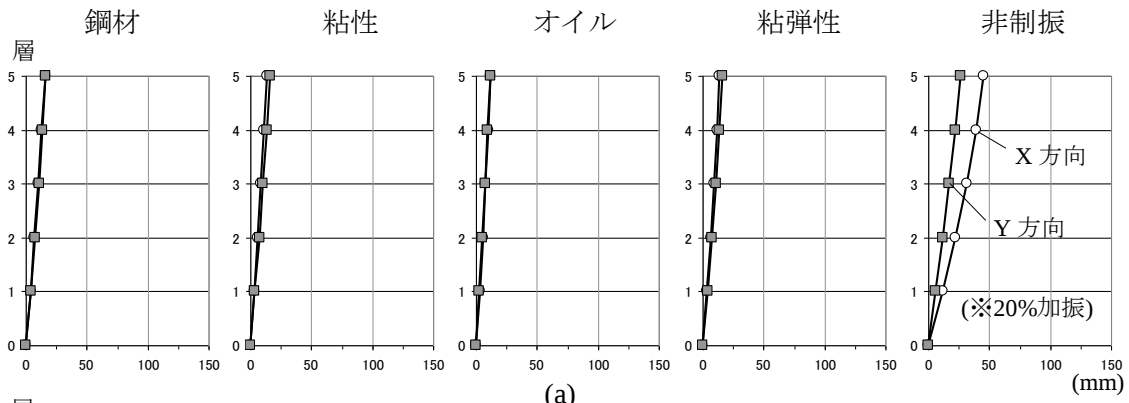
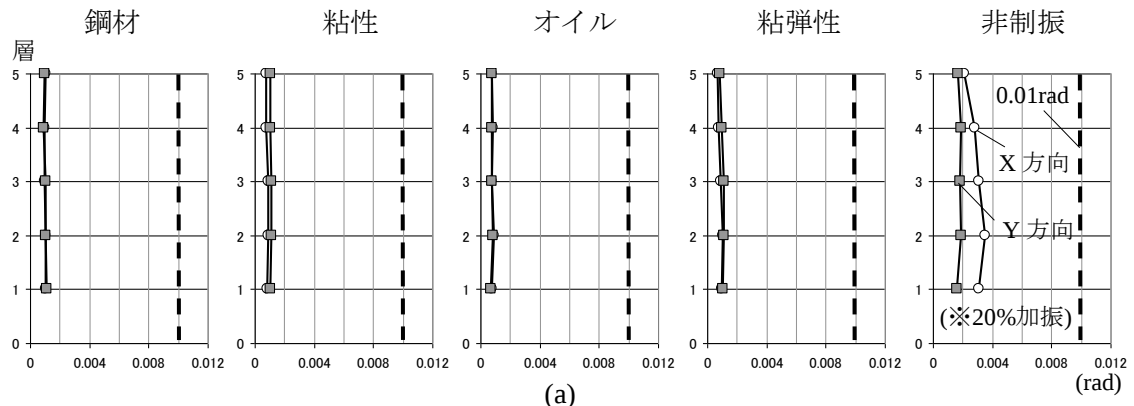
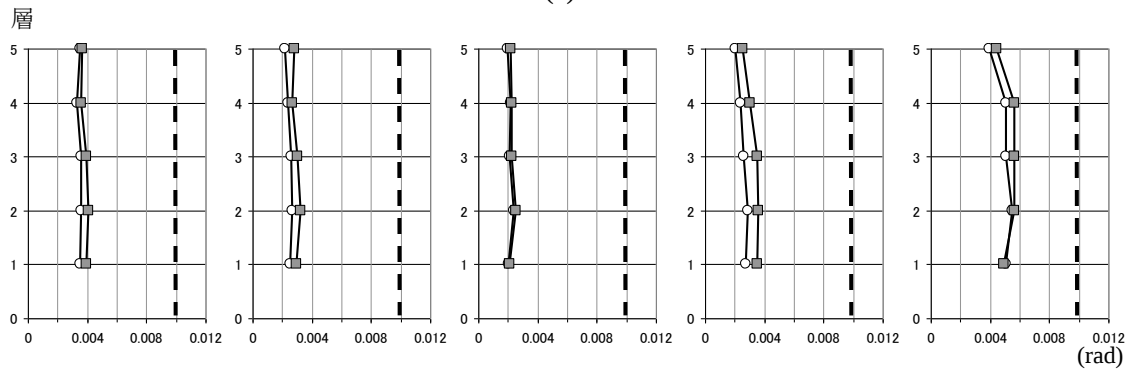


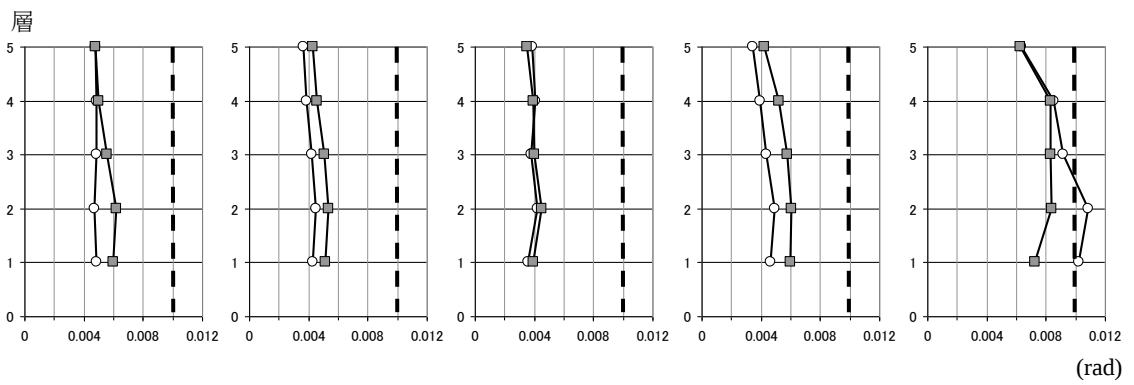
図 2.20 鷹取波加振での震動台との最大相対変位 (a)15%加振, (b)40%加振, (c)70%加振, (d)100%加振, 左から鋼材, 粘性, オイル, 粘弾性ダンパー付き試験体, 非制振試験体の順で記載



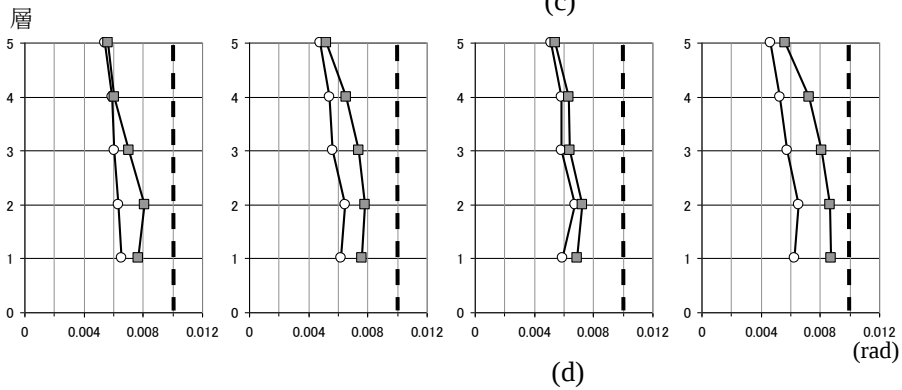
(a)



(b)



(c)



(d)

図 2.21 鷹取波加振での最大層間変形角 (a)15%加振, (b)40%加振, (c)70%加振, (d)100%加振, 左から鋼材, 粘性, オイル, 粘弾性ダンパー付き試験体, 非制振試験体の順で記載

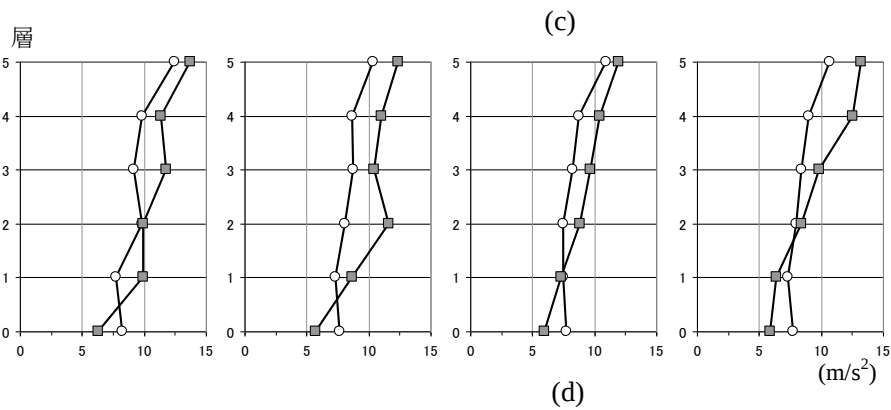
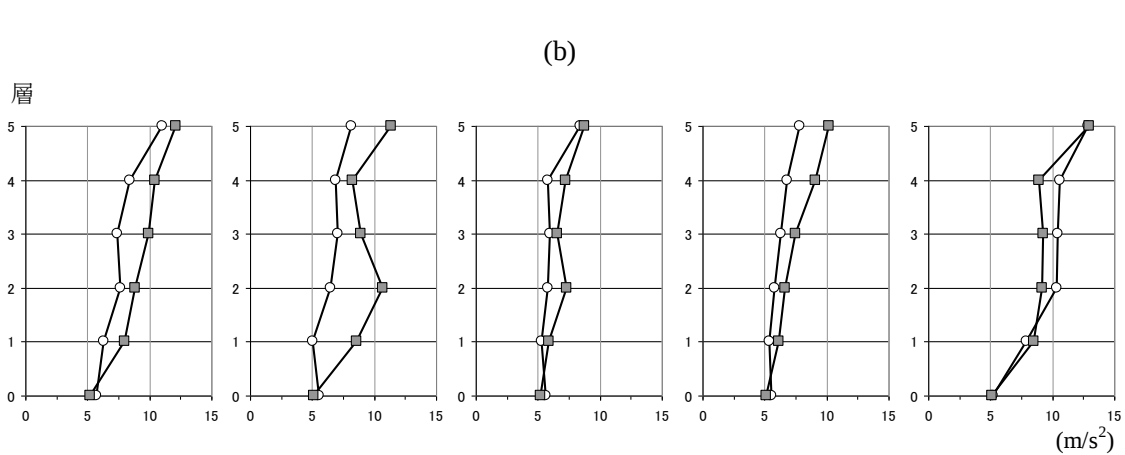
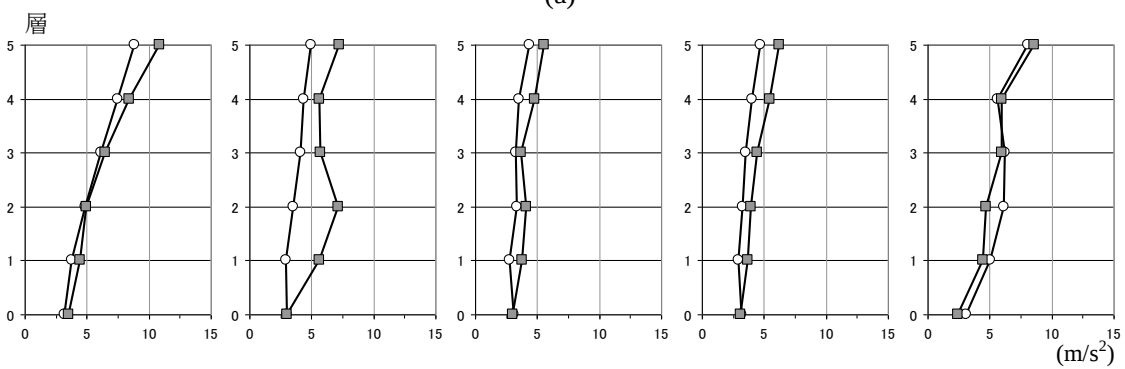
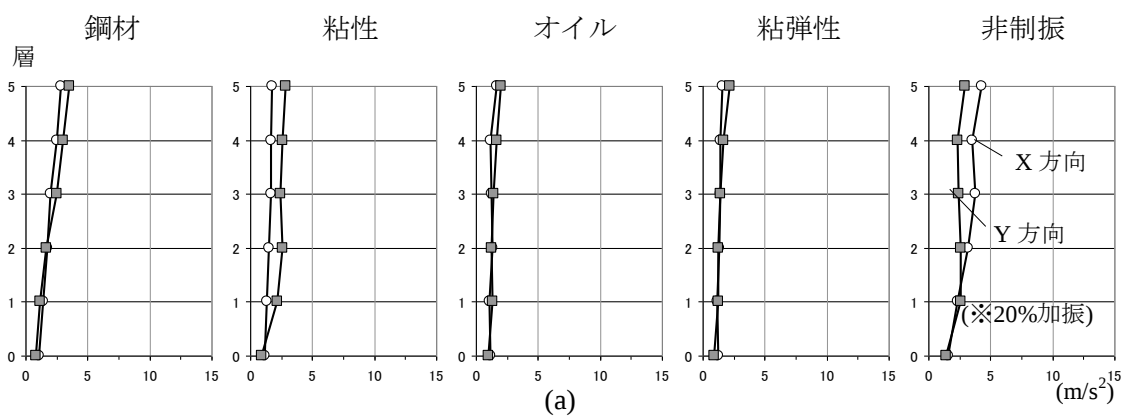


図 2.22 鷹取波加振での最大絶対加速度 (a)15%加振, (b)40%加振, (c)70%加振, (d)100%加振, 左から鋼材, 粘性, オイル, 粘弾性ダンパー付き試験体, 非制振試験体の順で記載

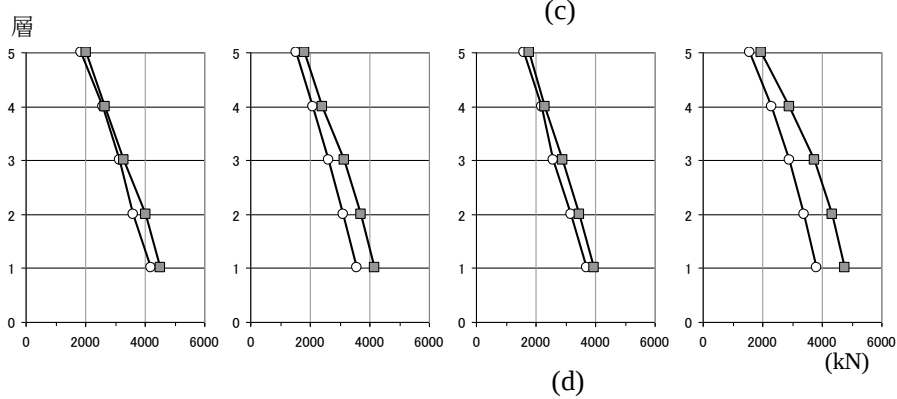
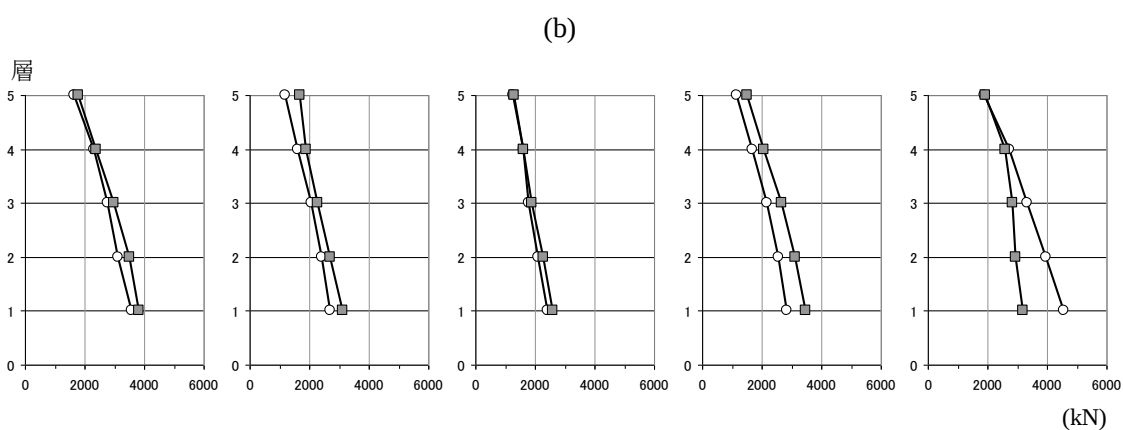
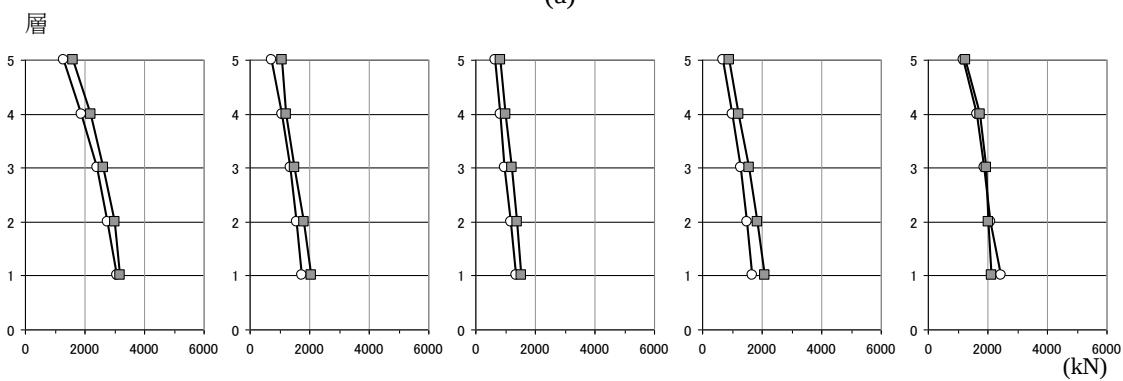
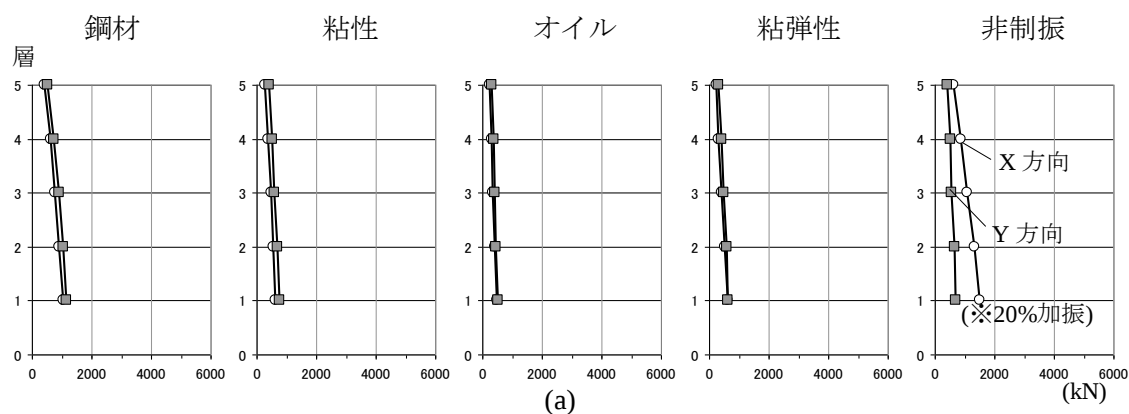


図 2.23 鷹取波加振での最大層せん断力 (a)15%加振, (b)40%加振, (c)70%加振, (d)100%加振, 左から鋼材, 粘性, オイル, 粘弾性ダンパー付き試験体, 非制振試験体の順で記載

層間変形角，絶対加速度の値は，試験体の図心位置でのものであり，図 2.23 に示す層せん断力は試験体各層に作用した慣性力より算定している．図 2.21 に示すように，各ダンパー付き試験体の最大層間変形角は鷹取波 100%加振においても $1/110\text{rad}$ (0.009rad) 以下となっており，設計目標とした架構の弾性限である $1/100\text{rad}$ を満足していた．また，各ダンパー付き試験体架構の損傷は，鷹取波 100%加振においても軽微なものであった．一方で，非制振試験体では最大の入力となった鷹取波 70%加振では最大 $1/90\text{rad}$ 程度であり，同じ入力レベルでのダンパー付き試験体に比べて層間変形角は約 2 倍程度であった．また，試験体架構の損傷も制振時比べ顕著なものであった．

起振機による最大層間変形角は $1/10000$ ，最大応答加速度は 40gal であり，ホワイトノイズ加振による最大層間変形角は $1/800\sim 1/1200$ ，最大応答加速度は $140\text{gal}\sim 260\text{gal}$ であり，鷹取波を含めて小振幅から大振幅まで連続的な加振を行った．

2.5.2 ダンパーの挙動に関する検討

以下に，4 種ダンパーの加振時の挙動について示す．図 2.24 に，ダンパーの配置と名称を示す．図 2.25 には，実験結果の一例として 4 種ダンパー付き試験体それぞれについて，1 層の X 方向の D1，Y 方向の D3 のダンパーの軸方向力 F_d とダンパー局所変形 u_d の関係を示す．

(a)の鋼材ダンパーでは，ダンパー力 F_d は鋼材ダンパーの弾性部に設置した歪ゲージより算出し，ダンパー局所変形 u_d は鋼材ダンパーのストローク部分の平均値より求めている．図 2.25 における点線は材料実験結果より算出したダンパーの降伏力である．図 2.25 から，15%加振ではダンパーは弾性挙動し，50%，100%加振ではダンパーは降伏し，履歴エネルギー吸収性能を発揮していることが分かる．また，材料実験結果より算出したダンパーの降伏力と実験でのダンパーの最大力を比べると，実験での最大力は材料実験結果より得た降伏力の約 1.5 倍となっている．これは，動的加振による鋼材 (LY225) の応力上昇等によるものである．振幅が小さい 50%加振での履歴形状は，比較的幅の細い楕円形状をしており，振幅が大きい 100%加振での履歴形状は低降伏点鋼の典型的な履歴である紡錘型に近づく傾向が見られた．また，鋼材ダンパーの接合部の設計においては，上記の動的効果による鋼材の応力上昇等によるダンパー力の上昇を考慮した設計としており，実験後の接合部の状況からボルトの滑りは生じなかったことが確認された．このことから，ダンパーのエネルギー吸収性能を確保するためには，降伏力の約 1.5 倍の接合部耐力を確保すればよいことを示唆している．

(b)の粘性ダンパーでは，ダンパー力 F_d は粘性ダンパーのブレースに設置した 4 枚の歪ゲージの平均値より算出し，ダンパー局所変形 u_d はストローク部分の 2 つの変位計の平均

値より求めている。本実験で採用した粘性ダンパーは、2.2.4 節に示したようにダンパー力が変形速度の指数 α 乗 ($\alpha=0.38$) に比例するため、変形速度の上昇に伴いダンパー力が頭打ちになる傾向を示し、本実験からもその傾向が確認された。また、本粘性ダンパーにはダンパー機構内部の流動体の圧縮剛性に起因する内部剛性が存在するため、その履歴特性は傾きを持っていることが、図 2.25 より確認できる。さらに、本粘性ダンパーでは、本振動台実験よりブレース両端部のピン接合部に 0.5mm 程度のガタがあることが判明した。第 3 章のシステムの動的特性（固有振動数、モード減衰、モード形状）の同定結果では、起振機実験等、小加振ほど減衰性能が低下する傾向が見られたが、このガタが影響したものと考えられる。

(c)のオイルダンパーでは、ダンパー力 F_d はオイルダンパーのブレースに設置した 4 枚の歪ゲージの平均値より算出し、ダンパー局所変形 u_d はストローク部分の 2 つの変位計の平均値より求めている。本実験で採用したオイルダンパーはダンパー力が変形速度に対しバイリニアに変化するものであり、上述の粘性ダンパー同様変形速度の上昇に伴いダンパー力が頭打ちになる傾向を示す。本実験では、15%、50%加振においては、ダンパーは線形の挙動をしており、100%加振ではリリーフ機構が作動し、非線形挙動をする傾向が確認できる。また、本オイルダンパーもダンパー機構内部の流動体による内部剛性が存在するため、その履歴特性は傾きを持った履歴となるが、その傾向は粘性ダンパーよりも小さい。なお、本オイルダンパーでは、ブレース両端部の接合部を球面接合としていたため、ガタはほとんど見られず、第 3 章のシステムの動的特性（固有振動数、モード減衰、モード形状）の同定結果では、ホワイトノイズ加振及び鷹取波加振における小加振から大加振まで一定した減衰性能が確認された。ただし、微小加振である起振機実験においては、ダンパーの性能は十分に発揮できていないことが確認された。

(d)の粘弾性ダンパーでは、ダンパー力 F_d は粘弾性ダンパーのブレース部に設置した 6 枚の歪ゲージより算出し、ダンパー局所変形 u_d は粘弾性ダンパーに設置した 2 つの変位計の平均値より求めている。また、本ダンパーの粘弾性体には温度依存性があるため、加振

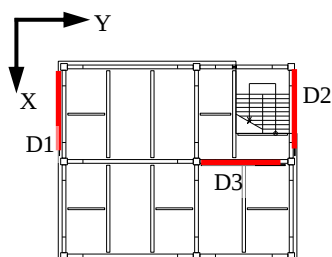


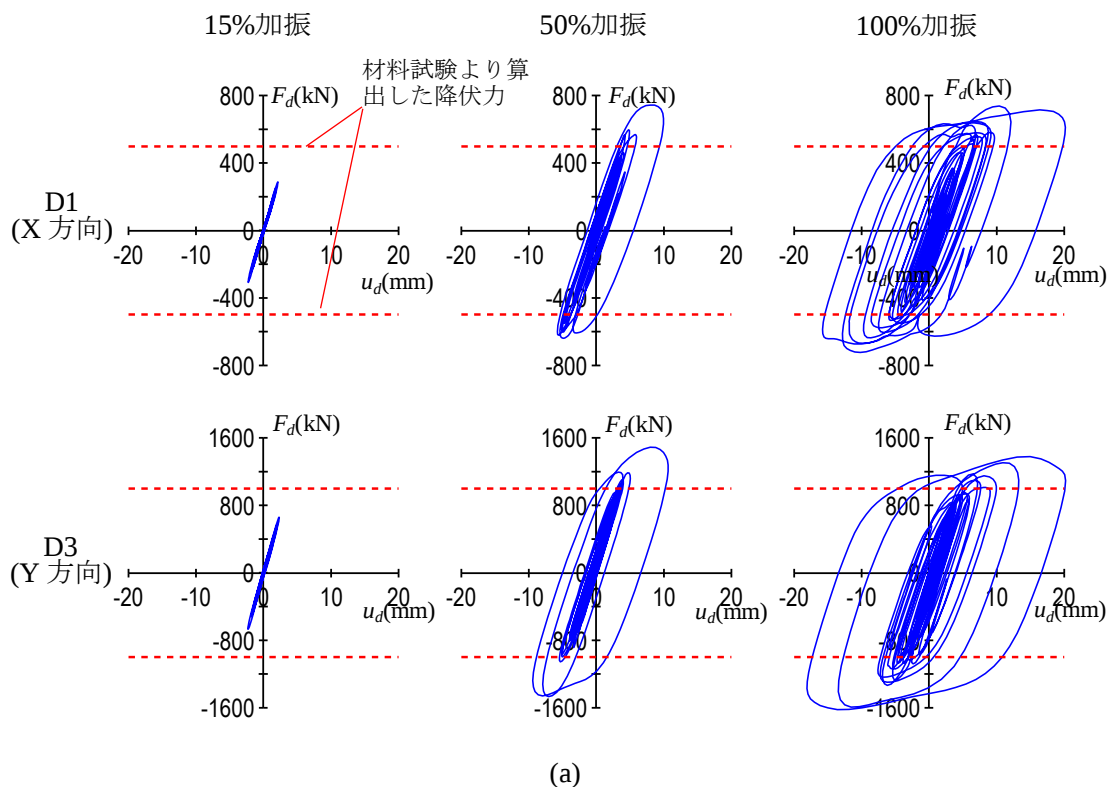
図 2.24 ダンパー配置と名称

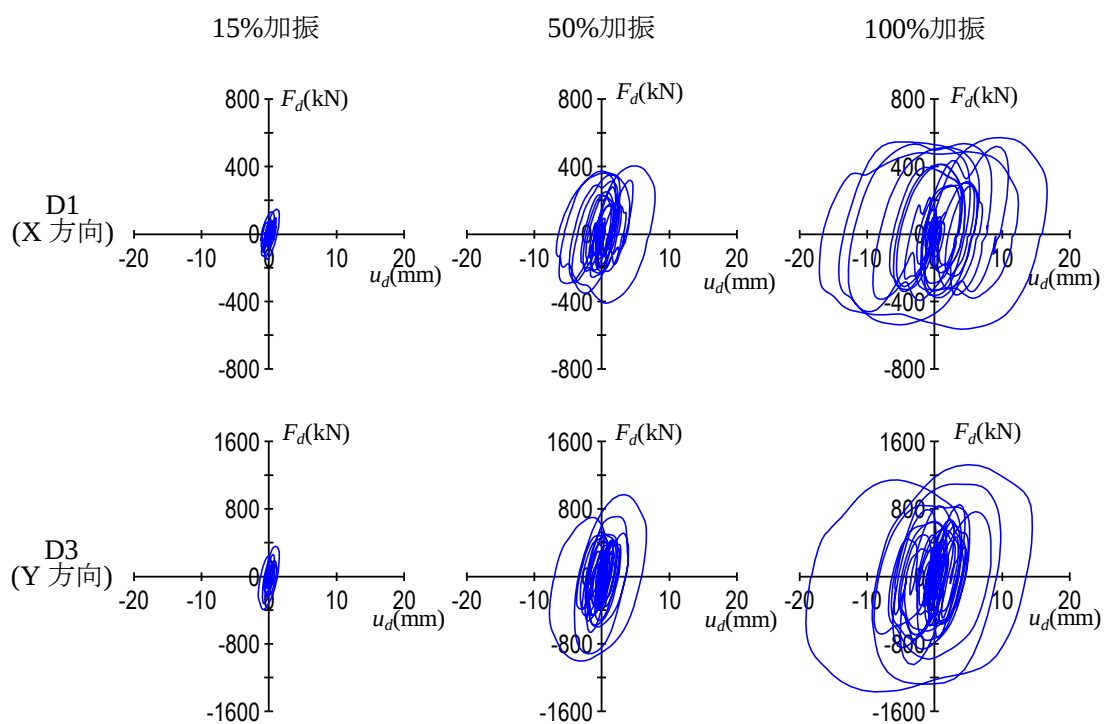
実験時は電気毛布を周囲に巻き、粘弾性体の温度をほぼ 22℃で一定となるように温度を制御しながら行った。粘弾性ダンパーはその特性上、上記の 3 種のダンパーと異なりほぼ線形的な挙動を示すが、本振動台実験においてもその特性が示されている。

2.5.3 層全体の荷重—変形履歴

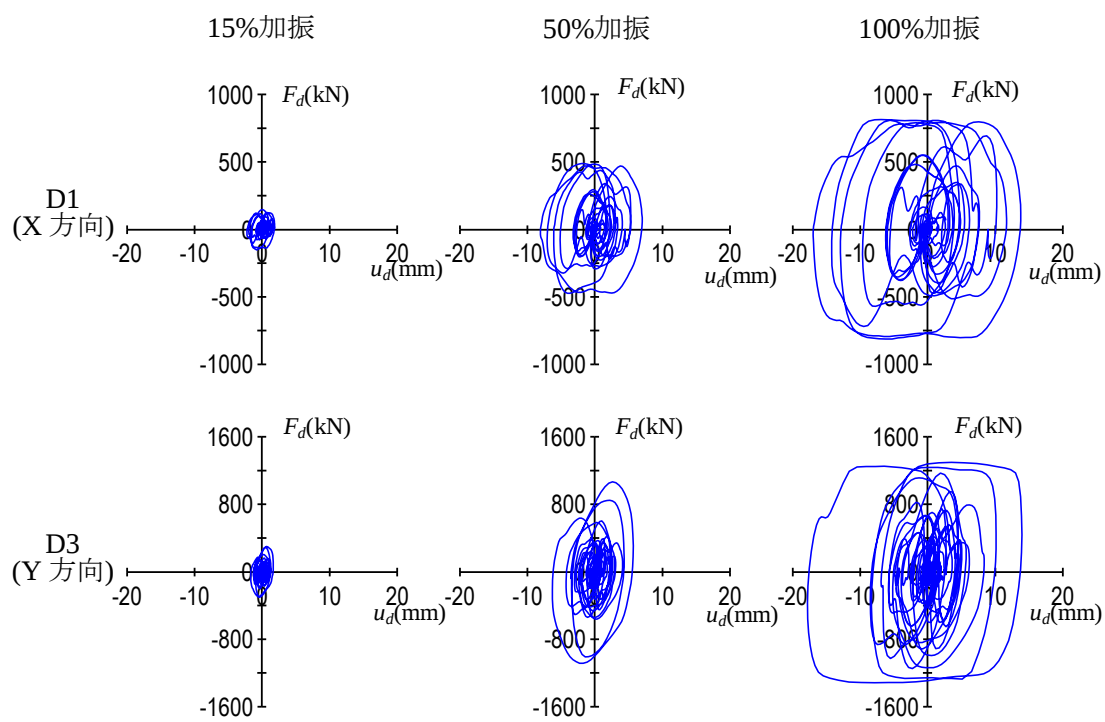
4 種ダンパー付き試験体及び非制振試験体の層全体の荷重—変形関係について示す。図 2.26 は鷹取波 50%, 100%振における 4 種ダンパー付き試験体及び非制振試験体の 1 層での層せん断力 Q_s と層間変形 u の関係を示す（なお、非制振試験体では安全性の観点から鷹取波 70%加振までの加振レベルに留めているため、鷹取波 100%加振の代わりに鷹取波 70%加振を示す）。

(a)の鋼材ダンパー付き試験体では、鋼材ダンパーが 40%加振で初めて降伏しており、50%, 100%加振ではダンパーの設置された 1 層においてはダンパーの塑性化により層全体としても膨らみをもった荷重—変形履歴となっている。鋼材ダンパーは変位依存型のダンパーであるため、塑性化の程度の小さい 50%加振に比べ 100%加振の方が層全体の荷重変形履歴の膨らみは大きくなっている。(b), (c)の粘性、オイルダンパー試験体では、50%, 100%加振レベルにおいて層全体の荷重変形履歴は比較的太く膨らみを持った履歴となっている。また、粘性、オイルダンパーのダンパー軸力はそれぞれ速度に対して指数関数的、バイリ





(b)



(c)

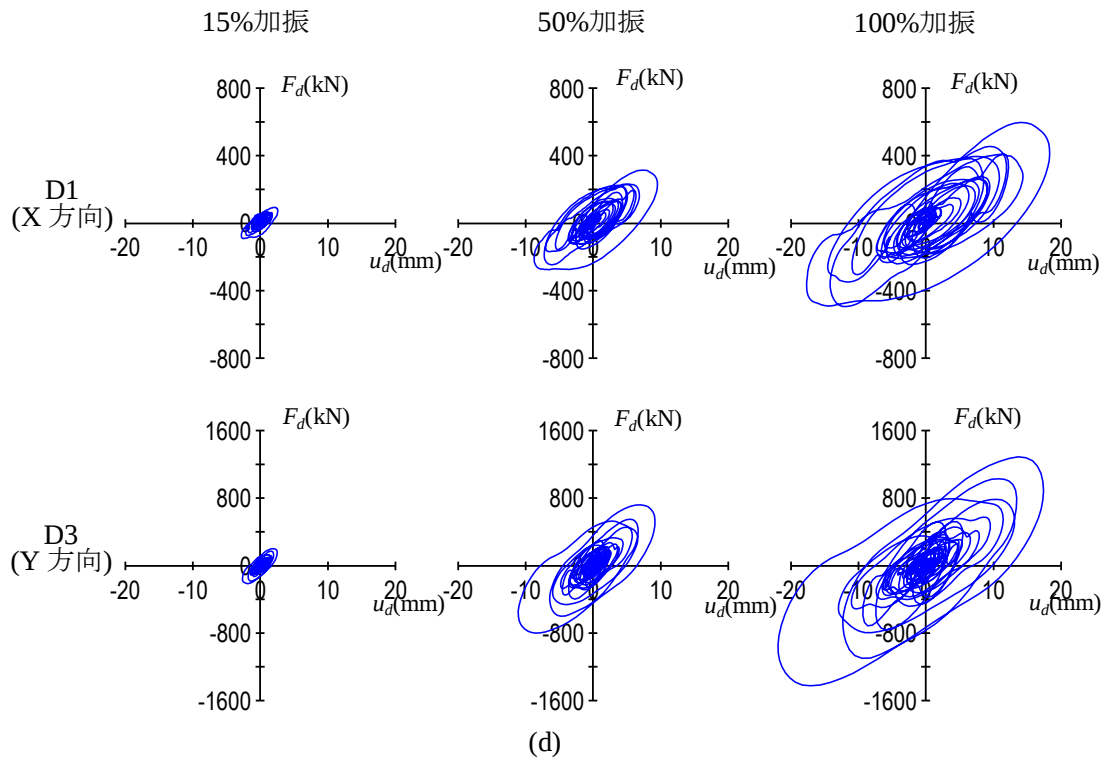
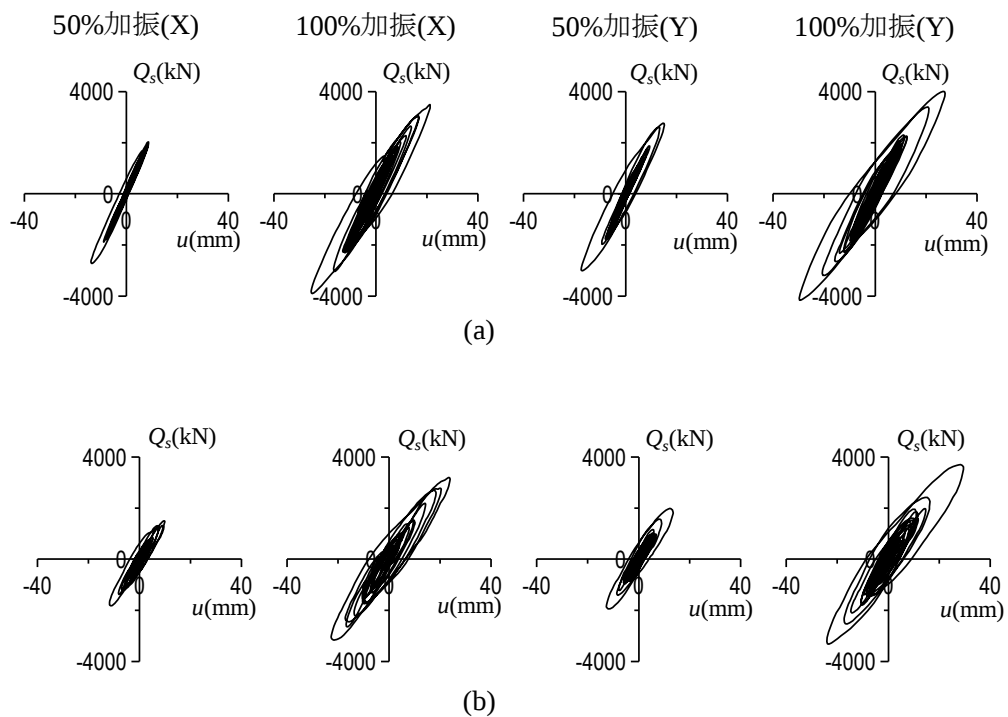


図 2.25 鷹取波 15%, 50%, 100%加振でのダンパー軸方向荷重－ダンパー局所変形 (a)鋼材ダンパー付き試験体, (b)粘性ダンパー付き試験体, (c)オイルダンパー付き試験体, (d)粘弾性ダンパー付き試験体, (e)非制振試験体



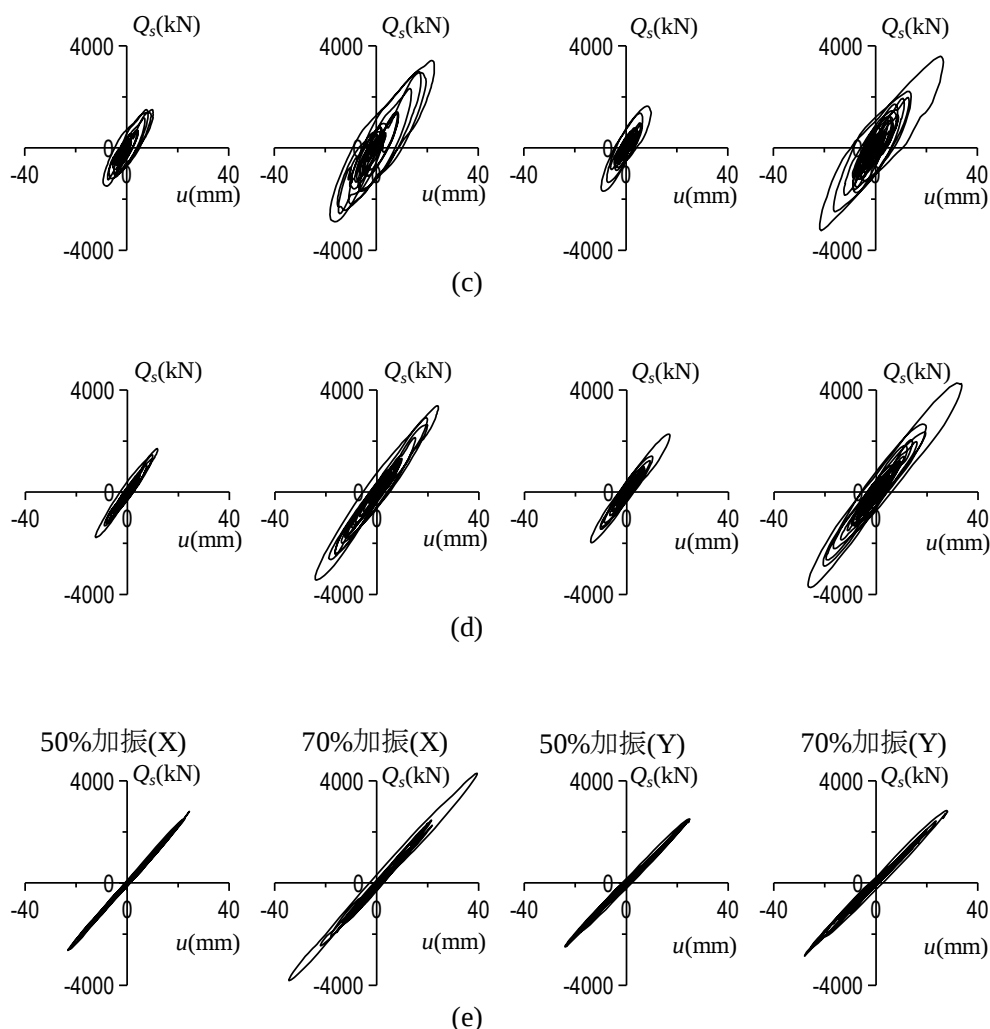


図 2.26 鷹取波 50%, 100% (非制振試験体は 70%) 加振での 1 層のシステムの層せん断力-層間変形 (a)鋼材ダンパー付き試験体, (b)粘性ダンパー付き試験体, (c)オイルダンパー付き試験体, (d)粘弾性ダンパー付き試験体, (e)非制振試験体

ニアに変化するため、両ダンパーにおいて 50%, 100%加振での層全体の荷重変形履歴をそれぞれ比較した場合、両者には非線形が見られる。(d)の粘弾性ダンパー試験体では、50%, 100%加振において、ダンパーの履歴が粘性、オイルダンパーに比べて細いため、層全体の履歴も両ダンパー付き試験体に比べて細くなっている。また、粘弾性ダンパーは 50%, 100%加振において概ね線形挙動をしており、そのためダンパーが設置された 1 層の層全体の荷重変形履歴も両加振レベルにおいて相似形をなしている。一方、(e)の非制振試験体ではダンパーが設置されておらず、また両加振レベルにおいて X, Y 両方向とも概ね弾性挙動であったため、各層の層全体の荷重-変形履歴は非常に細くなり、上エネルギー吸収も小さかった。

2.6 第2章のまとめ

本章では、E-ディフェンス震動台を用いて実施した実大5層制振鋼構造建物の振動台実験の概要について述べた。以下にその要点をまとめる。

- ・試験体の設計は、5層の中層事務所ビルを想定し、現実的な状態に近づけるため、床スラブ、内外装材、鉄骨階段及び積載荷重に相当するコンクリート及び鉄板おもりを設けた。試験体の1層から上部の地震時重量は4734kNであった。
- ・試験体の設計クライテリアは、鋼材、粘性、オイル、粘弾性ダンパーのいずれを用いた場合でも、鷹取波100%の入力に対して、柱は弾性、梁は若干の塑性化に留め、かつ最大層間変形角が1/100rad以内となることである。この条件を満足するようにダンパーの容量を選定した結果、採用したダンパーの最大サイズは、鋼材ダンパーは990kN、粘性ダンパーは1318kN、オイルダンパーは1500kN、粘弾性ダンパーは1500kN程度であった。非制振試験体は、動的解析の結果、Y方向2層で1/80rad程度、X方向2層で約1/30radとなることが想定された。
- ・試験体の固有値解析による固有周期は、X方向0.74秒、Y方向0.79秒で、概ね0.05H（H：建物高さ15.8m）と比較的柔らかい鋼構造骨組とした。また、鋼材ダンパー付き試験体では、それぞれ0.53秒、0.56秒となり、概ね架構とダンパーの水平剛性の寄与はおおよそ1:1であった。
- ・実験での加震方法は、ダンパー付き試験体ごとに1日目は鷹取波15%、25%、40%、50%、2日目はステップ波、ホワイトノイズの後鷹取波50%、70%、84%、100%を入力し、その後建物X、Y方向に分けたホワイトノイズ入力とした。非制振試験体は、1日目は鷹取波5%、20%、30%、40%、2日目はステップ波、ホワイトノイズの後鷹取波50%、70%と、安全性の観点から、鷹取波70%の入力までに留めた。また、各試験体において、屋上に設置した起振機による強制加振実験を行った。
- ・試験体の最大応答層間変形角は、起振機で1/10000、ホワイトノイズで1/800～1/1200、鷹取波で1/1100～1/110程度であり、最大応答加速度は、それぞれ40gal、140～260gal、200～1400galと小振幅から大振幅まで連続的な加振を行った。
- ・計測は、歪ゲージ、加速度計、変位計、熱電対、圧力計を用い、総計測点数は1454であった。サンプリング周波数は鷹取波に対しては1000Hz、ホワイトノイズ加振に対しては500Hzを基本とし、実験結果の検討には、9点移動平均処理を行い100Hz刻みで抽出したデータを使用した。
- ・各ダンパー付き試験体の実験結果における最大層間変形角は、鷹取波100%加振において1/110rad以下となっており、設計目標とした架構の弾性限である1/100radを満足していた。また、各ダンパー付き試験体架構の塑性化は、鷹取波100%加振においても軽微

なものであった。

- ・非制振試験体では最大の入力となった鷹取波 70%加振では最大 $1/90\text{rad}$ 程度であり、同じ入力レベルでのダンパー付き試験体に比べて層間変形角は約 2 倍程度であった。また、試験体架構の損傷も制振時比べ顕著なものであった。
- ・鋼材ダンパーの実験結果から、15%加振ではダンパーは弾性挙動し、50%、100%加振ではダンパーは降伏し、履歴エネルギー吸収性能を発揮していた。動的加振による鋼材の応力上昇は、降伏力の約 1.5 倍程度であった。
- ・粘性ダンパーの実験結果から、変形速度の上昇に伴いダンパー力が頭打ちになる傾向を本実験でも確認できた。また、ブレース両端部のピン接合部に 0.5mm 程度のガタがあることが判明した。
- ・オイルダンパーの実験結果から、15%、50%加振においては、線形の挙動をしており、100%加振ではリリーフ機構が作動し、非線形挙動をする傾向が確認された。また、球面接合のガタはほとんどないことが確認された。
- ・粘弾性ダンパーは 22℃の条件で実施され、上記 3 種のダンパーと異なりほぼ履歴形状が振幅に比例する線形的な挙動を示すことが確認された。
- ・4 種ダンパー付き試験体の層全体としての層せん断力－層間変形関係を検討した結果、上述のダンパーの履歴形状に弾性骨組の影響による傾きが加わったことが確認された。

第 2 章の参考文献

- 2.1) 中村豊, 上半文昭, 井上英司: 1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(Ⅱ), JR 地震情報 No.23d, 財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部, 1996.3
- 2.2) 日本免震構造協会 (JSSI): パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第 2 版, 2005. 9.
- 2.3) 日本建築構造技術者協会 (JSCA): 応答制御構造設計法 付: 免震・制振 (震) 建築の設計例/装置・部材データ集, 彰国社, 2000. 12.
- 2.4) 山田哲, 前澤将男, 森利弘, 島田侑子, 佐藤栄児, 秋山宏: エネルギー入力に着目した実大震動破壊実験施設性能確認試験の評価, 日本建築学会構造系論文集第 612 号, pp.207-214, 2007. 2.
- 2.5) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性 ―実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1―, 日本建築学会構造系論文集第 635 号, pp.157-166, 2009. 1.

第3章 振動台実験に基づく実大5層制振鋼構造建物の振動特性の同定

3.1 はじめに

本章では、第2章の実大5層制振鋼構造建物実験で層間変形角を基準に確認した制振性能を定量的に把握するために、小振幅から大振幅までの加振結果に対し、システム同定手法を用いて、減衰定数、固有周期、モード形状の3つの建築鋼構造体の振動特性を調べる。対象とする試験体は、鋼材ダンパーと、速度依存型ダンパーである粘性ダンパー、オイルダンパー、粘弾性ダンパーを有する試験体及び非制振試験体である。まず、ホワイトノイズ加振の実験結果に対して、得られた床応答加速度をそのまま用いたシステム同定を行う。次に、ホワイトノイズ加振、鷹取波15%~100%を対象として、得られた床応答加速度に震動台の回転を考慮した同定を行う。同定手法に関しては、ホワイトノイズ加振に対しては、応答加速度に試験体の固有振動数成分が大きく反映されているため、比較的簡易な手法である周波数領域データを用いるFRFカーブフィッティング法(Frequency Response Function curve fitting method)^{3.1)}を採用する。鷹取波に対しては、応答加速度に含まれる周波数成分にばらつきがあるため、物理量に無関係な多項式の非物理モデルを用いて同定を行うARX法^{3.2)}を採用する。また、屋上に設置した起振機により試験体を振動させた起振機実験に対しても、試験体の減衰定数と固有振動数を特定する。屋上の最大応答加速度は、鷹取波100%加振、ホワイトノイズ加振、起振機実験について、それぞれ1300gal, 300gal, 40gal程度である。最後に、加振による試験体の損傷と振動特性について、コンクリートスラブのひび割れ、架構剛性、及び非構造材の挙動の変化を調べる。

3.2 ホワイトノイズ加振に対するシステム同定

入力に用いたホワイトノイズは、X方向、Y方向別々に設定した。図3.1に入力として用いたホワイトノイズについて、最大加速度を100galとしたときの時刻歴波形を示す。継続時間は250秒であり、図3.2のフーリエスペクトルに示される通り、周波数成分は0.2Hz~35Hzの範囲で考慮した。ホワイトノイズ加振による試験体の応答変形レベルを統一するために、ダンパーを有する試験体に対してはRMS60gal, 最大加速度250galの強さとし、非制振試験体及び鋼材ダンパーに対しては、RMS36gal, 最大加速度150galの強さとした。試験体に生じた最大層間変形角は、0.12% (1/833)であった。このホワイトノイズ加振時に得られた各階床応答加速度から、試験体のシステム同定を行う。同定する手法は、ホワイトノイズ加振時の床応答加速度には、試験体の固有振動数成分が大きく反映されていることから、比較的簡易な手法である周波数領域データを用いるFRFカーブフィッティング法を採用する^{3.1)}。

まず図 3.3 に示すように伝達関数の実部のピークを同定することにより，各次の固有振動数を同定する．第 i 階の伝達関数 $G_i(\omega)$ ($j=1\sim5$) は(3.1)式により計算する^{3.3)}．

$$G_i(\omega) = \frac{G_{ii}(\omega)}{G_{it}(\omega)} = \frac{X_i \cdot \overline{X_i}}{F \cdot X_i} \quad (3.1)$$

ここで， ω は振動数， $G_{ii}(\omega)$ は第 i 階の応答加速度のパワースペクトル， $G_{it}(\omega)$ は震動

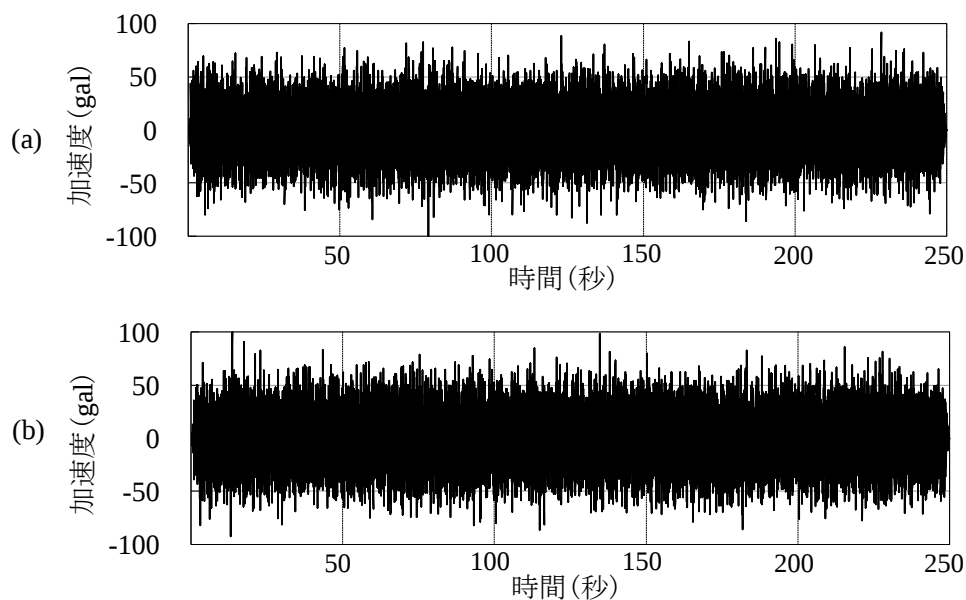


図 3.1 ホワイトノイズ時刻歴波形(a) X 方向，(b) Y 方向

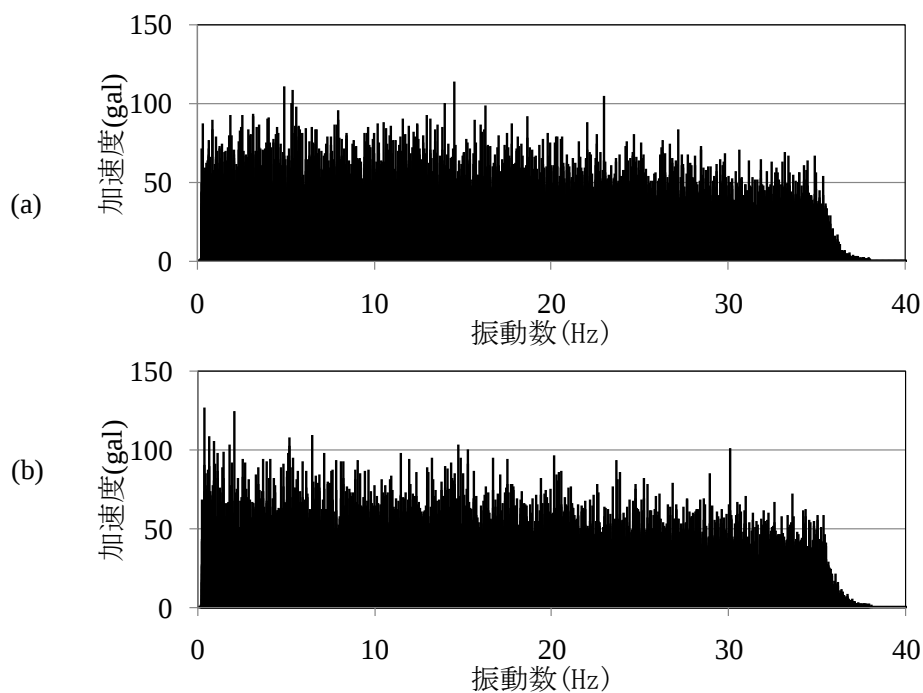


図 3.2 ホワイトノイズフーリエスペクトル (a) X 方向，(b) Y 方向

台加速度と第 i 階の応答加速度のクロススペクトル, X_i は各階床応答加速度時刻歴のフーリエ変換, $\bar{X}_i$ は X_i の共役複素数, F は震動台加速度のフーリエ変換である.

次に, 各次の減衰定数とモード形状は, 伝達関数を最小自乗法によりカーブフィッティングすることにより同定する. カーブフィッティングする際には, まず j 次の減衰定数 h_j の初期値を(3.2)式により求める.

$$h_j = (\omega_{jR} - \omega_{jL}) / \omega_{j0} \quad (j=1\sim5) \quad (3.2)$$

ここで, $\omega_{jR}=2\pi f_{jR}$, $\omega_{jL}=2\pi f_{jL}$ であり, f_{jR} , f_{jL} は図 3.3 に示す通り, それぞれ j 次虚部のピーク前後の振動数において, 実部がピークとなる振動数であり, 大きい方が f_{jR} , 小さい方が f_{jL} である. カーブフィッティングする前の減衰定数と, カーブフィッティングした後で得られる減衰定数との差が 10%以下となるまで収斂計算を行い, 減衰定数とモード形状を同定する.

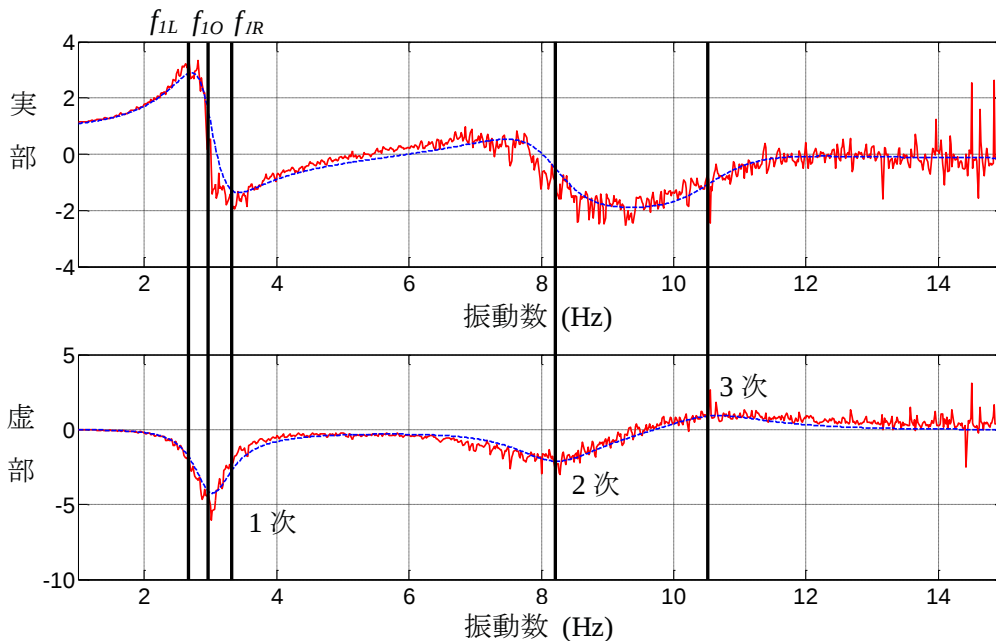


図 3.3 伝達関数の実部と虚部

図 3.4～3.8 に各試験体の加振前, 鷹取波 50%加振後, 鷹取波 100%後 (非制振試験体は鷹取波 70%後) のホワイトノイズ加振に対するシステム同定結果を示す. 図 3.4 には, 鋼材ダンパー付き試験体の場合の X 方向, Y 方向のモード形状を示す. 図から分かる通り, 鋼材ダンパーの試験体の X 方向と Y 方向のモード形状はほぼ等しい. 図 3.5, 図 3.6 は, 鷹取波加振前後における試験体の固有振動数の変化を, ダンパーごとに図示したものである. 鋼材ダンパーの場合は, 固有振動数が加振レベルを上げると小さくなり, 100%加振後では初期に比べ約 8%程度小さくなっているのに対して, 他の 3 種類のダンパーでは加振

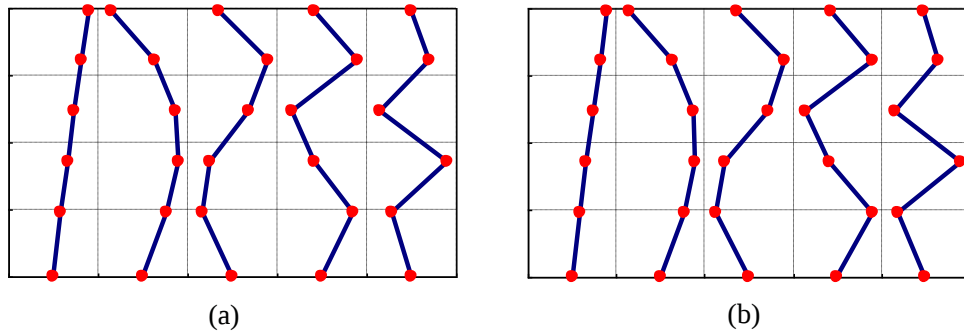


図 3.4 鋼材ダンパー付き試験体のモード形状 (a) X 方向, (b) Y 方向

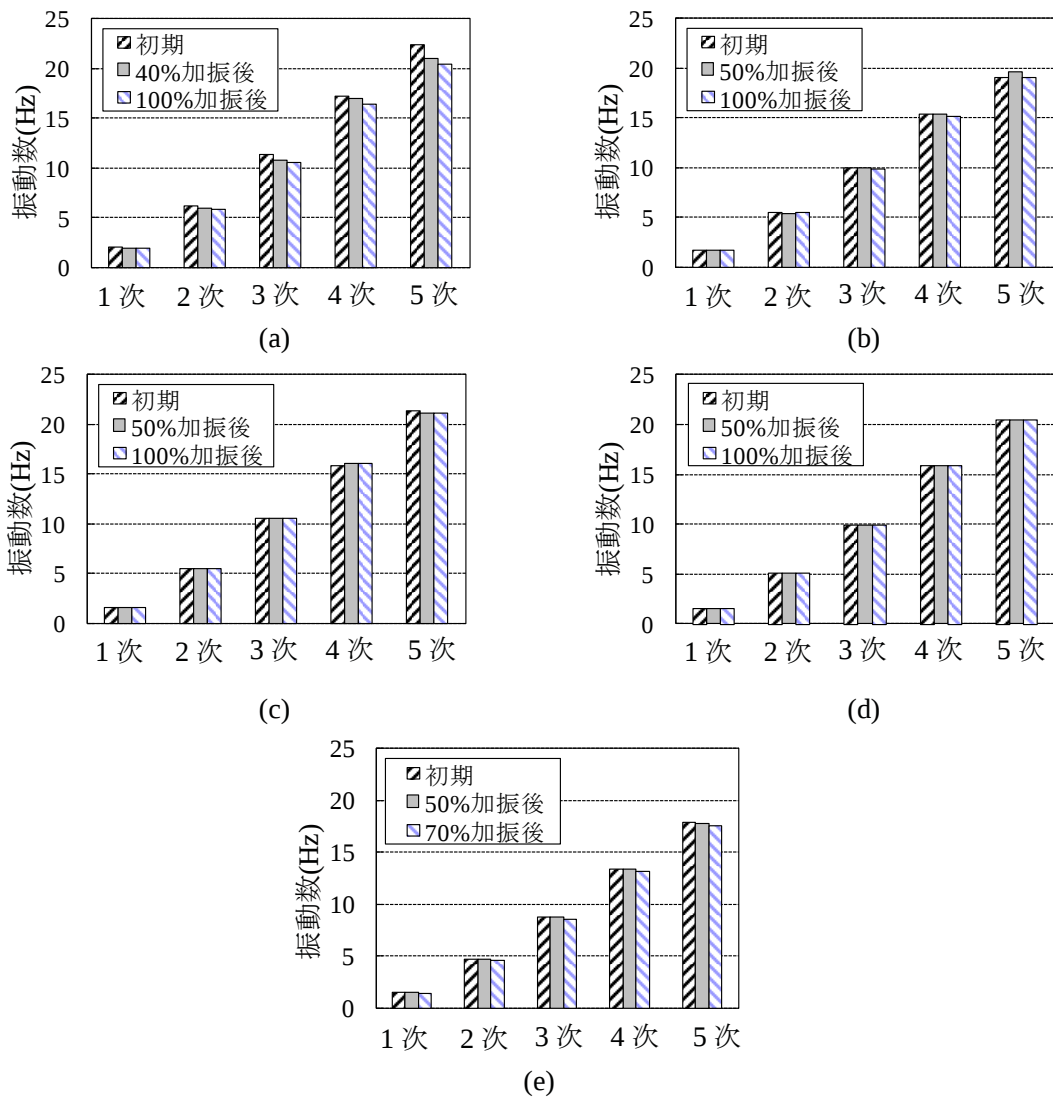


図 3.5 固有振動数の変化(X 方向) (a) 鋼材ダンパー付き試験体, (b) 粘性ダンパー付き試験体, (c) オイルダンパー付き試験体, (d) 粘弾性ダンパー付き試験体, (e) 非制振試験体

レベルを大きくしても固有振動数はほとんど変化していない。これは、一連のダンパーの中で、鋼材ダンパーを最初の実験対象としているので、初めての変形を受けるごとに、写真 3.1 に示すように、幅 0.1mm 以下程度と軽微ではあるが床スラブにひび割れが生じ、また外壁や間仕切り壁等の非構造材がなじむことによって、加振ごとに試験体が柔らかくなったためである。この現象については、3.5 節で詳述する。

図 3.7、図 3.8 は、鷹取波加振前後における試験体の減衰定数の変化を、ダンパーごとに図示したものである。鋼材ダンパーの場合では、4 次モードにおいて減衰定数が大きくなっているが、その他のダンパーでは、高次モードほど減衰定数が小さくなる傾向がある。減衰の大きさは、オイル、粘弾性、粘性、鋼材の順となっており、特にオイルダンパーの

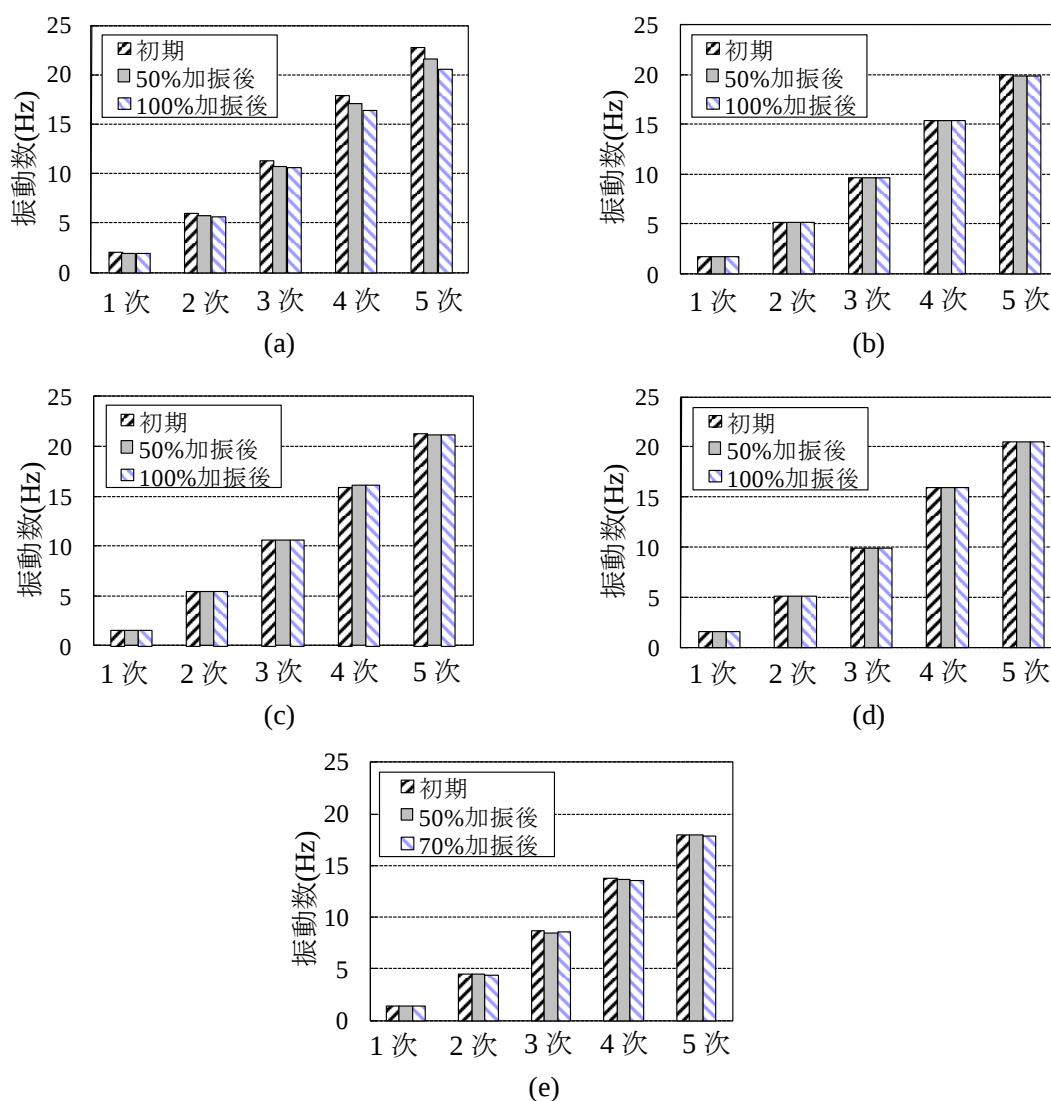


図 3.6 固有振動数の変化(Y 方向) (a) 鋼材ダンパー付き試験体, (b) 粘性ダンパー付き試験体, (c) オイルダンパー付き試験体, (d) 粘弾性ダンパー付き試験体, (e) 非制振試験体

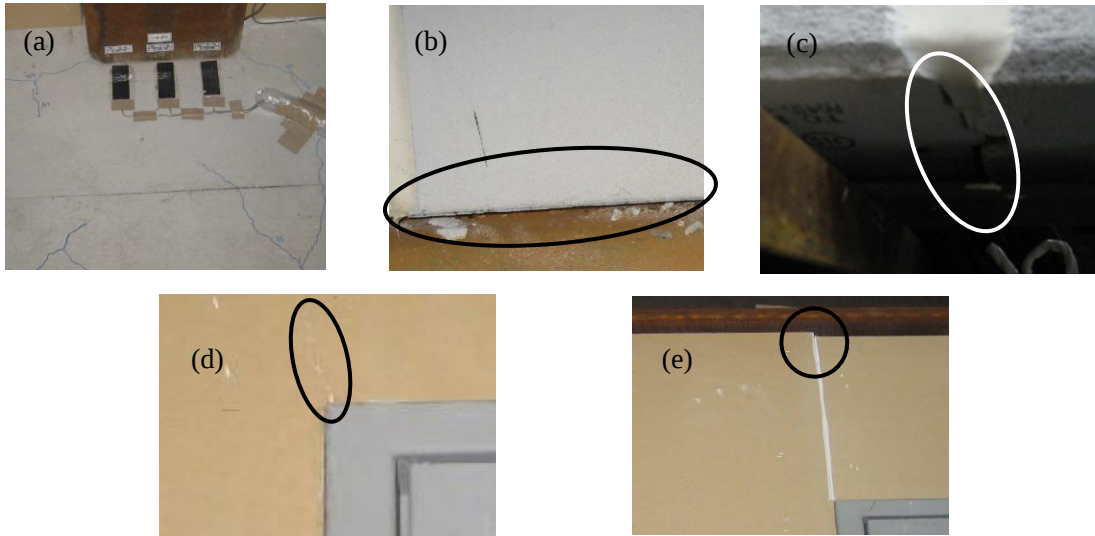


写真 3.1 鋼材ダンパー付き試験体実験後の試験体状況 (a) 2F 床クラック, (b) ALC 下部の剥落, (c) ALC 下部のずれ, (d) 間仕切り壁の亀裂, (e) 間仕切り壁のずれ

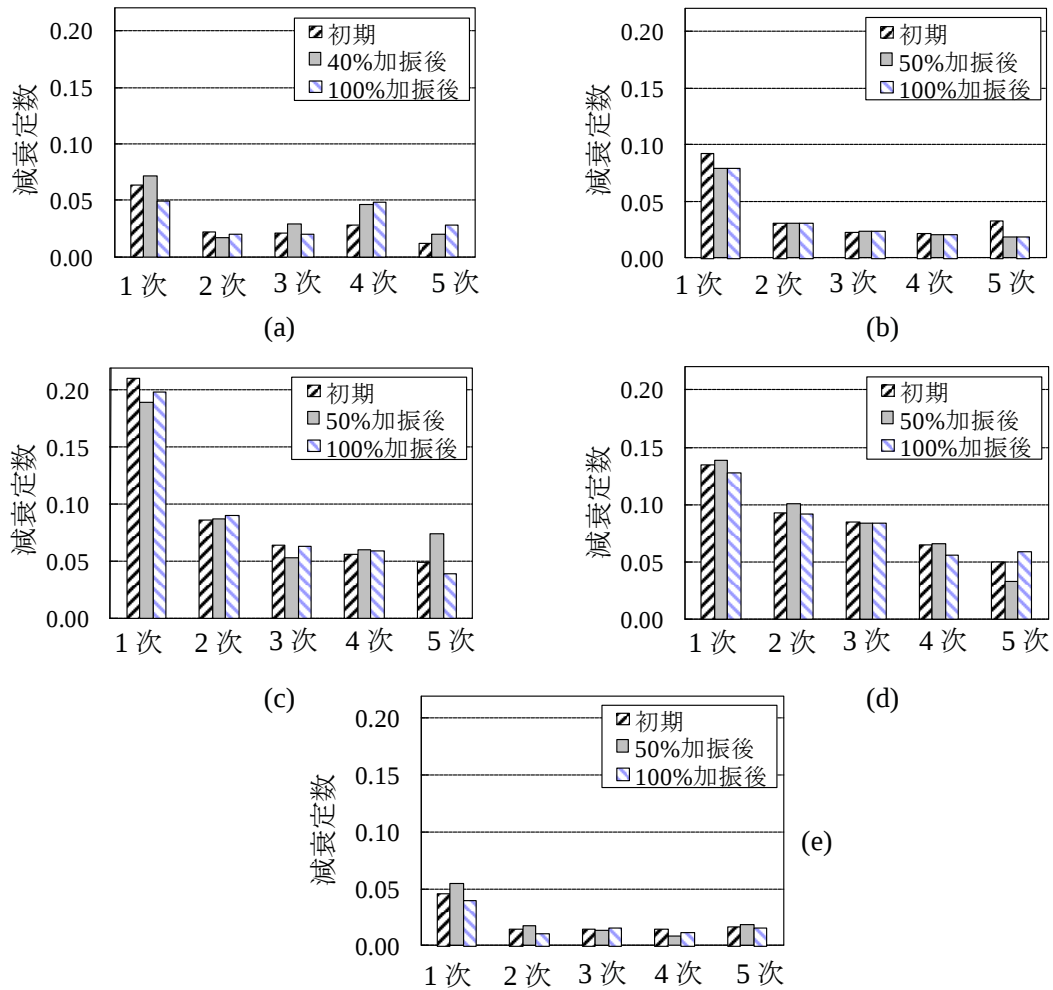


図 3.7 減衰定数の変化(X 方向) (a) 鋼材ダンパー付き試験体, (b) 粘性ダンパー付き試験体, (c) オイルダンパー付き試験体, (d) 粘弾性ダンパー付き試験体, (e) 非制振試験体

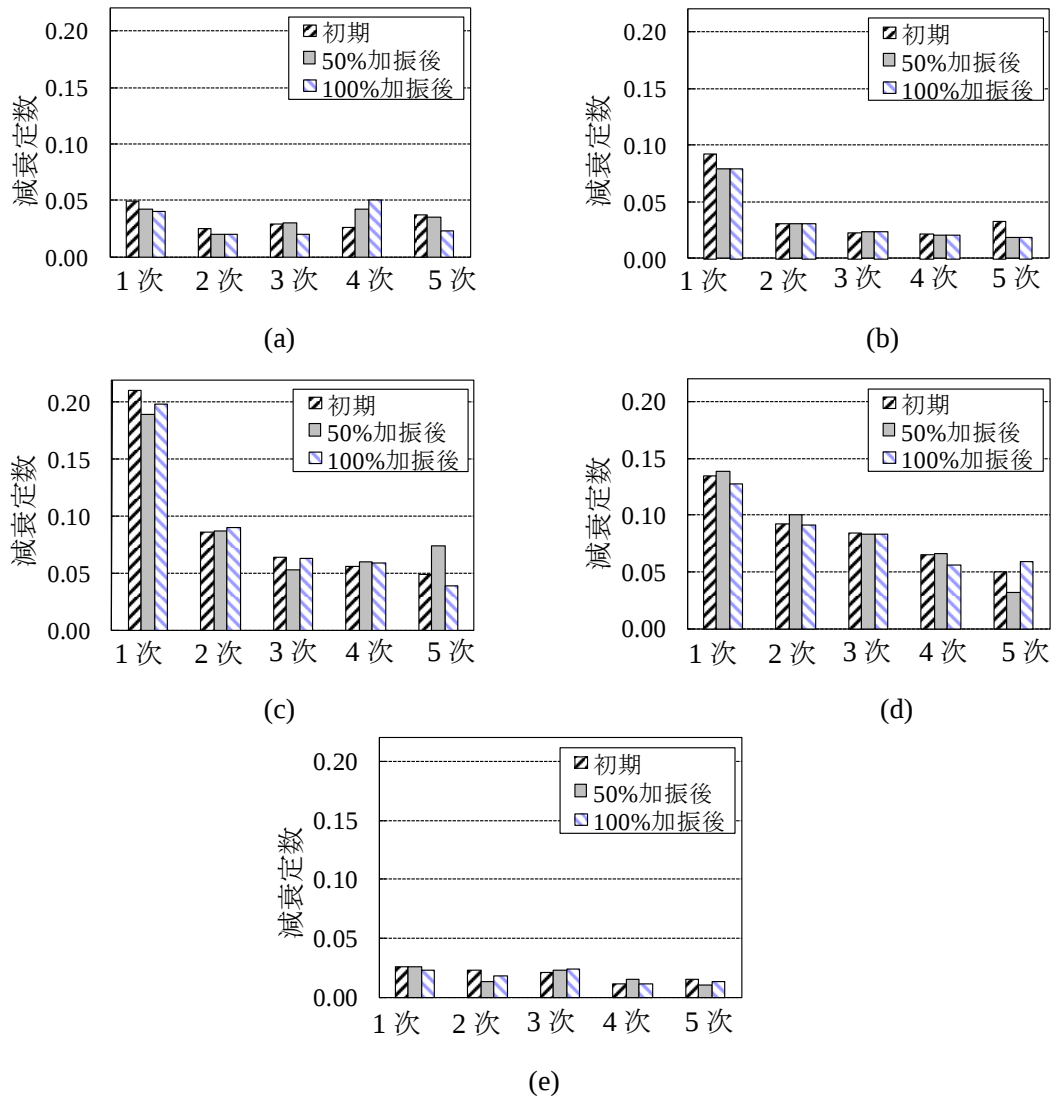


図 3.8 減衰定数の変化(Y 方向) (a) 鋼材ダンパー付き試験体, (b) 粘性ダンパー付き試験体, (c) オイルダンパー付き試験体, (d) 粘弾性ダンパー付き試験体, (e) 非制振試験体

減衰定数が 1 次モードで約 20%程度と最も大きい。いずれのダンパーも、1 次モードの減衰定数は、加振前に比べて 100%加振後では 10%程度小さくなっている。

MAC (The modal assurance criterion)^{3,4)} を用いて試験体の損傷によるモード形状の変化を評価した。MAC は 1 に近い程モード形状に変化がないことを示す。鋼材ダンパー100%加振後の MAC は 0.99 以上となり、試験体は損傷進展してもモードはほとんど変化していないことを示している。

3.3 震動台の影響を考慮したホワイトノイズ加振に対するシステム同定

前節では、弾性加振である鋼材ダンパー付き試験体の減衰定数が 0.05 程度と、一般的と

されている 0.02 程度より大きな値を示した。振動台が回転した場合は、減衰定数を大きく評価することが指摘されている^{3.5)}。そこで、本節では震動台の回転成分の影響を考慮した伝達関数 G_i を用いてシステム同定を行う。図 3.9 に示す通り、 $\ddot{X}_i$ を第 i 階の応答加速度、 $\ddot{X}_g$ を震動台の応答加速度、 $\ddot{\theta}_g$ を震動台の回転角速度、 H_i を第 i 階の震動台からの高さとする G_i は(3.3)式により算出される^{3.6)}。

$$G_i = \frac{\ddot{X}_i - (H_i - {}_s\bar{H})\ddot{\theta}_g}{\ddot{X}_g + {}_s\bar{H}\ddot{\theta}_g} \quad (i=1\sim 5) \quad (3.3)$$

ここで、 ${}_s\bar{H}$ は第 s 次等価高さで第 i 階の質量 m_i 、第 i 階の 1 次モード成分 ${}_1u_i$ を用いて(3.4)式により算出される。

$${}_s\bar{H} = \frac{\sum_{i=1}^5 m_i \cdot {}_s u_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^5 m_i \cdot {}_s u_i} \quad (3.4)$$

X 方向について、鷹取波加振前のホワイトノイズ波加振に基づいて同定したモード形状を用いて有効質量を算定した結果を表 3.1 に示す。全ての試験体において、1 次の有効質量は 80%以上を占めていることから、本研究では、(3.3)式による震動台の影響は 1 次についてのみ行うこととする。

図 3.10 に、各試験体の鷹取波 100%加振後のホワイトノイズに対して、(3.3)式の伝達関数を用いて、3 種ダンパー付き試験体及び非制振試験体について同定した結果を示す。非制振試験体について、1 次から 5 次モードまでの減衰定数は約 0.01 程度である。ダンパー付き試験体については、ダンパーによる減衰が付加され、1 次の 0.098 と非制振試験体に比べて約 5～18 倍となっている。また、モード次数による減衰定数の変化に関しては、非制振試験体についてはほぼ一定であるが、3 種ダンパーともにモード次数が増えるに従い減衰定数は減少しており、振動数依存性があることが分かる。固有振動数に関しては、3 種ダンパーともに近い値を示し、非制振試験体の固有振動数に比べて平均して 19%小さな値となっている。また、図 3.10 から 3 種ダンパー付き試験体のモード形状はほぼ同一であり、非制振試験体は 3 種ダンパー付きと若干異なっている。

震動台の回転を考慮した場合について、考慮しない場合に比べると、1 次固有振動数は粘性、オイル、粘弾性、非制振についてそれぞれ 1.07 倍、1.09 倍、1.09 倍、1.04 倍といずれの場合も大きくなり、1 次減衰定数は、それぞれ 0.69 倍、0.91 倍、0.77 倍、0.21 倍といずれの場合も小さくなった。以上から、震動台に回転が生じた場合に回転を考慮しないシステム同定を行うと、振動数は高くなり、減衰は大きく同定されることが分かった。

表 3.1 同定したモードベクトルに基づく有効質量（X 方向）

	粘性	オイル	粘弾性	非制振
1 次	0.869	0.822	0.854	0.861
2 次	0.105	0.088	0.078	0.094
3 次	0.027	0.037	0.023	0.018

表 3.2 同定したモードベクトルに基づく有効質量（Y 方向）

	粘性	オイル	粘弾性	非制振
1 次	0.863	0.839	0.851	0.863
2 次	0.097	0.075	0.078	0.088
3 次	0.032	0.044	0.031	0.029

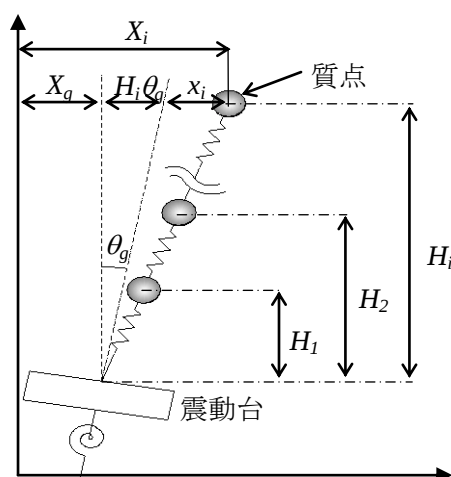


図 3.9 震動台の回転を考慮した質点の変位

3.4 震動台の影響を考慮した地震波入力に対するシステム同定

鷹取波は、観測地震波であることから、ホワイトノイズと異なり、含まれる周波数成分に大きな変動があり、また継続時間も 40 秒程度と比較的短い。そのため、鷹取波加振の加速度記録に対する FRF カーブフィッティング法の精度は落ちてしまう。そこで、鷹取波の加振結果に対しては、時間領域手法である ARX 法（Auto Regressive model with eXogenous input method）^{3.2)}によりシステム同定を行う。ARX 法では、物理量に無関係な多項式の非物理モデルである次式のモデルの係数を同定することによりシステム同定を行う。

$$A(q) \cdot y(t) = B(q) \cdot u(t) + e(t) \quad (3.2)$$

ここで、 $y(t)$ は自由度 n 次元（本実験では 5）の出力、 $u(t)$ は同じく n 次元の入力、 $e(t)$

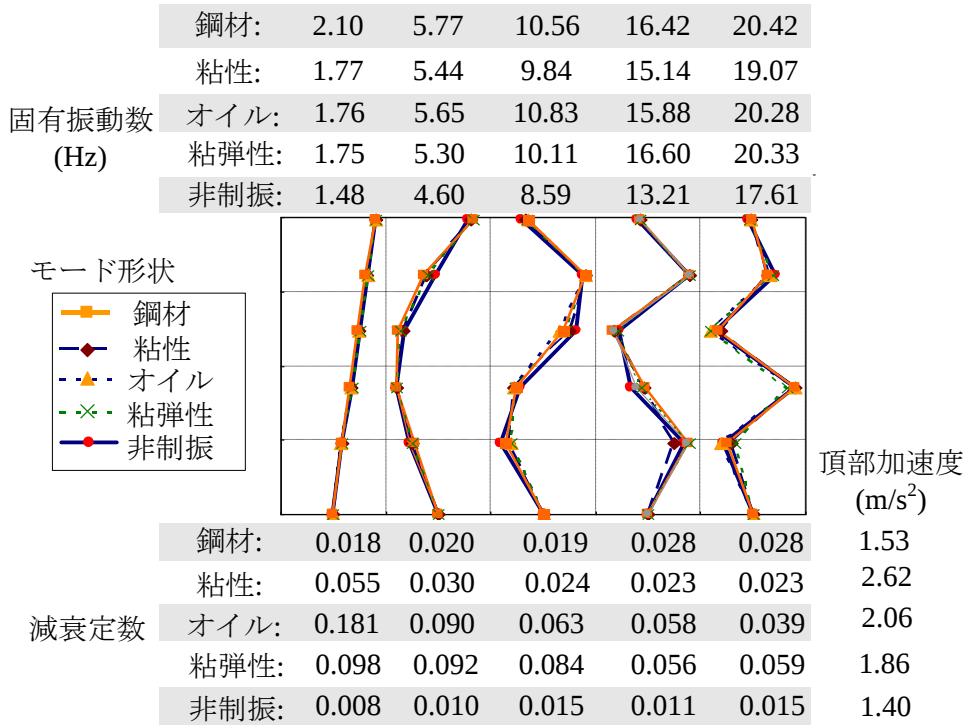


図 3.10 鷹取波 100%加振後のホワイトノイズ加振に対するシステム同定結果 (X 方向)

は平均値ゼロの外乱であり, $A(q)$, $B(q)$ は時間遅れ演算子 q^{-1} の多項式である.

$$A(q) = 1 + \sum_{j=1}^M q^{-j} \quad (3.3)$$

$$B(q) = \sum_{j=1}^M b_j \cdot q^{-j+1-n_k} \quad (3.4)$$

$$q^{-j} y(t) \equiv y(t-j) \quad (3.5)$$

M は ARX モデルの次数であり任意に設定される. n_k は遅れ時間であり, 現在から n_k 前のデータより後の入力は出力に影響しないことを意味する. (3.2)~(3.5)より以下の(3.6)~(3.8)式が成り立つ.

$$S_t = [y(t) \quad y(t-1) \quad \cdots \quad y(t-na+1)]^T \quad (3.6)$$

$$V_t = [\sum_{j=1}^M b_j u(t-j+1-n_k) \quad 0 \quad \cdots \quad 0]^T \quad (3.7)$$

$$F = \begin{bmatrix} -a_1 & \cdots & -a_{M-1} & -a_M \\ I & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & \cdots & I & 0 \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

ここで I は単位行列である. F の固有値を λ_i , F の固有ベクトルを l_i として, 以下の(3.11),

(3.12)より固有振動数 ω_i と減衰定数 h_i が求められる．

$$\mu_i = \log(\lambda_i) \quad (3.9)$$

$$\mu_i, \mu_i^* = -\omega_i h_i \pm \omega_i \sqrt{1 - h_i^2} \quad (3.10)$$

$$\omega_i = \sqrt{\mu_i \mu_i^*} \quad (3.11)$$

$$h_i = \text{Re}(\mu_i) / \omega_i \quad (3.12)$$

モード形状は，以下の(3.13)式の行列 L の下方 $n \times M_q$ 行列として求められる．

$$L = \begin{bmatrix} l_1 \lambda_1^{M-1} & l_2 \lambda_2^{M-1} & \cdots & l_{Mq} \lambda_{Mq}^{M-1} \\ I & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & \cdots & I & 0 \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

$$M_q = n \times M \quad (3.14)$$

図 3.11 は ARX による同定結果を示したものであり，合わせて FRF カーブフィッティング法による結果を示す．後者による方法では，特に高振動数においてノイズが大きくなっており，周波数領域での同定が困難であることが分かる．

図 3.12，図 3.13 は，速度依存の 3 種ダンパー付き試験体の鷹取波 15%～100%加振，及び非制振試験体の鷹取波 20%から 70%加振の実験結果から同定した 1 次及び 2 次の固有振動数と減衰定数である．対象加振における屋上の最大応答加速度は，3 種ダンパー付き試験体では，X 方向で 1.62～10.3m/s²，Y 方向で 2.01～13.2m/s²となっており，非制振試験体では X 方向で 4.41～13.4m/s²，Y 方向 2.99～12.7m/s²となっていた．対象加振における最大層間変形角は，3 種ダンパー付き試験体では，X 方向で 0.001(1/1000)～0.0068(1/147)，Y 方向で 0.0010(1/1000)～0.0088(1/114)であり，非制振試験体では，X 方向で 0.0035(1/285)～0.011(1/91)，Y 方向で 0.0017(1/588)～0.0084(1/119)であった．図 3.12，図 3.13 から，粘性，オイル，粘弾性ダンパー付き試験体，及び非制振試験体の全てについて固有振動数は振幅に依存せずほぼ一定であることが分かる．一方で減衰定数に関しては，オイルダンパー及び粘弾性ダンパー付き試験体，非制振試験体については，振幅に依存せず一定であるが，粘性ダンパー付き試験体については，振幅とともに減衰定数が大きくなる傾向があり，鷹取波 100%時の 15%時に対する比は概ね 2 倍となった．これは，粘性ダンパーの軸力と変形に関する非線形性によるものであり，振幅が大きくなるにつれて，粘性体の剛性が小さくなるが，層間変形で生じた変形がブレース及びガセットプレートの弾性変形よりも粘性部分の変形に集中する結果，減衰が大きくなるためである．

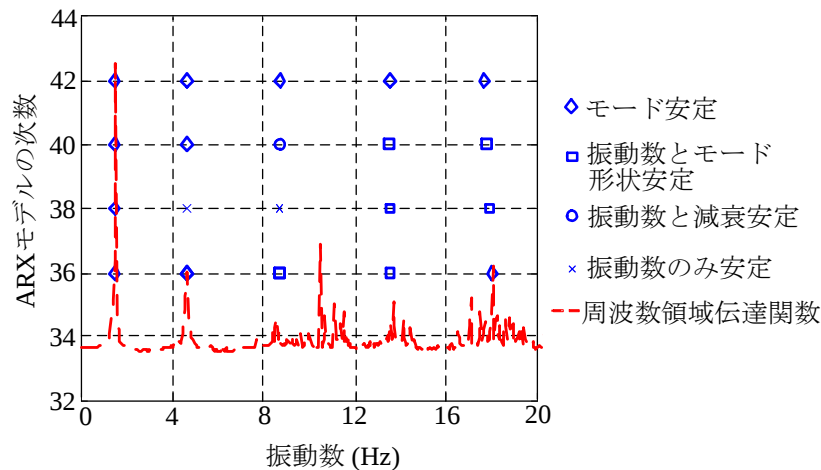


図 3.11 ARX モデルの同定結果（非制振試験体，鷹取波 40%，短辺方向）

また，図 3.12 に示す鷹取波 15%加振に対する ARX 法による同定結果が，図 3.10 に示す同レベルの加振のホワイトノイズ加振に対する FRF カーブフィッティング法による同定結果と概ね一致していることから，ARX 法のランダム波に対する適用性が確認された。

3.5 起振機実験によるシステム同定

各ダンパー付き試験体及び非制振試験体について，屋上に 2 台の起振機を設置して，試験体を強制加振する加振実験を行った．ダンパー付き試験体では層間変形角は 0.15mm ($5.0 \times 10^{-5}\text{rad}$) 以下であり，地震時の層間変形角 $0.001 \sim 0.01\text{rad}$ 程度に比べて非常に小さい．図 3.14 に起振機の加振に対する屋上応答の伝達関数を示す．起振機は 8Hz 以下であるため，1 次及び 2 次までが同定可能な範囲となる．

図 3.10 と図 3.14 から，粘性ダンパーを除く固有振動数の同定結果はほぼ等しくなっていることが分かる．粘性ダンパーでは，起振機実験による固有振動数は，ホワイトノイズ加振による振動数よりも小さな値となっている．これは，粘性ダンパーには，ピンのガタがあり，これが微小振幅では相対的に大きな影響を与えることに起因している．

次に，起振機を用いて建物を共振させた後に自由振動させたときの屋上の応答加速度記録から減衰定数を同定する．図 3.15 に非制振試験体の屋上の時刻歴波形を示す．減衰定数は，自由振動時の包絡曲線から求めた．図 3.10 と図 3.15 を比較すると，非制振試験体と粘弾性ダンパー付き試験体の減衰定数は，ホワイトノイズ加振と起振機実験による減衰定数はほぼ等しいが，粘性ダンパーとオイルダンパー付き試験体に関しては，起振機実験による減衰定数が，ホワイトノイズ加振による減衰定数の最小 36% と大幅に小さな値となっている．これは，微小加振時には，粘性ダンパー付き試験体についてはピンのガタの影響が大きいためであり，オイルダンパー付き試験体については，オイルダンパーのパッキンの摺動抵

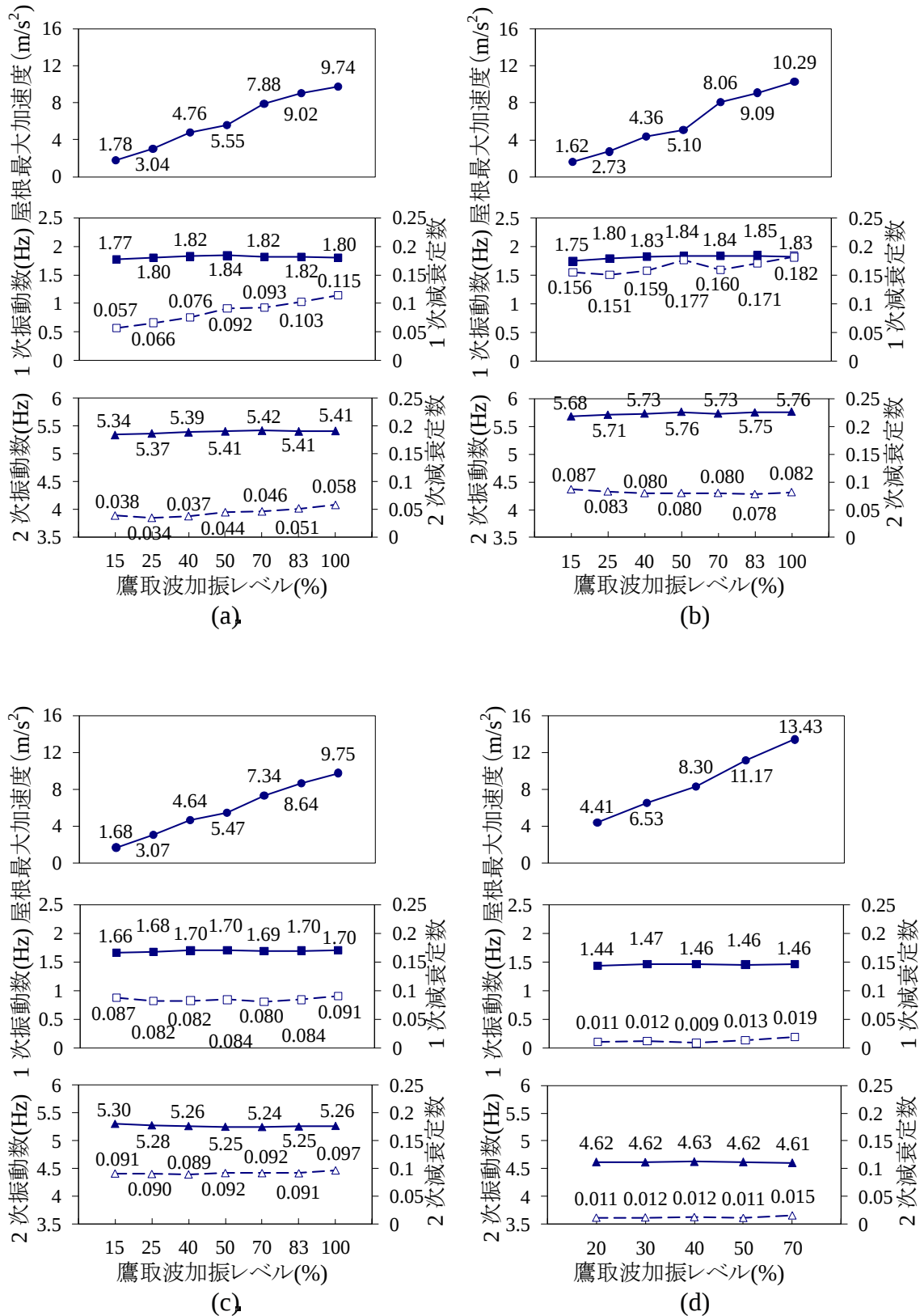


図 3.12 鷹取波加振から求めた固有振動数及び減衰定数(X 方向) (a) 粘性ダンパー付き試験体, (b) オイルダンパー付き試験体, (c) 粘弾性ダンパー付き試験体, (d) 非制振試験体

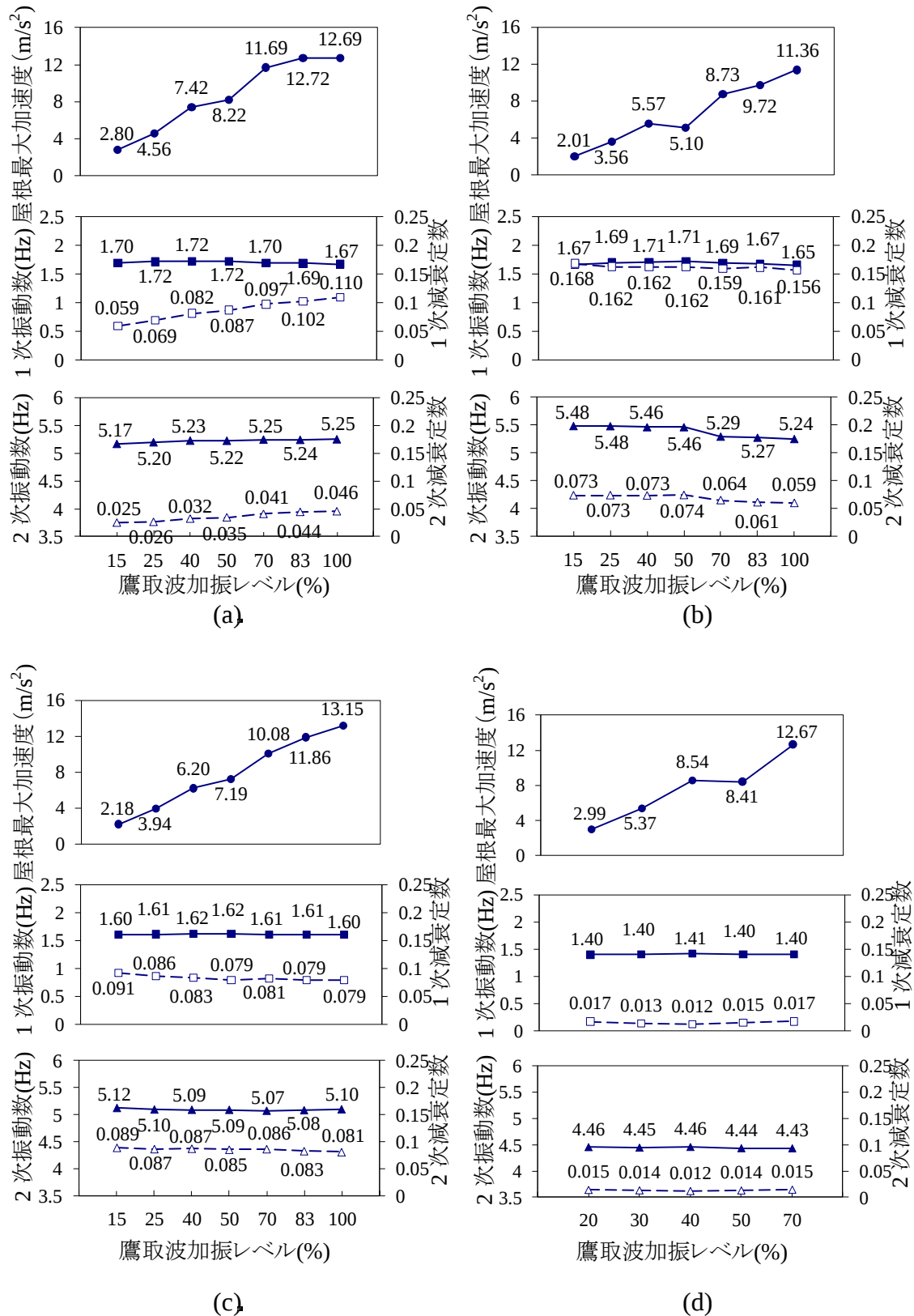


図 3.13 鷹取波加振から求めた固有振動数及び減衰定数(Y 方向) (a) 粘性ダンパー付き試験体, (b) オイルダンパー付き試験体, (c) 粘弾性ダンパー付き試験体, (d) 非制振試験体

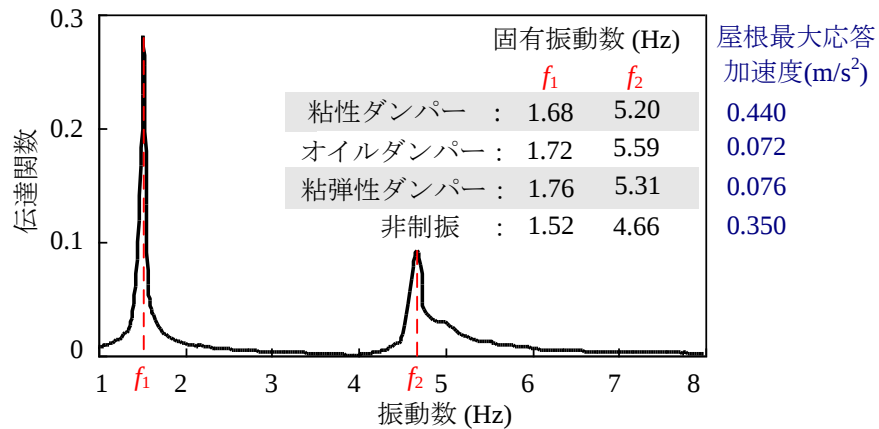


図 3.14 起振機の加振に対する屋上応答の伝達関数 (X 方向)

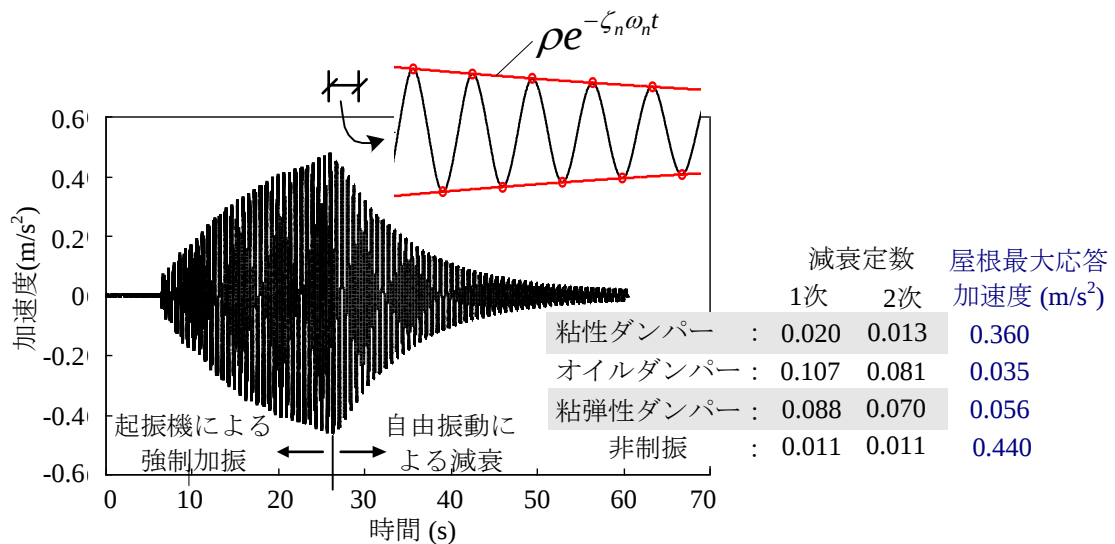


図 3.15 自由振動時の屋上の応答加速度時刻歴波形 (非制振試験体 X 方向)

抗力と内在する気泡によるオイルの圧縮剛性の低下による影響によるためである^{3.7)}。ここで、常時微動の場合を考えると、最上部の応答加速度は、0.001gal から 0.1gal であり、起振機実験の 10gal の 1/10000 から 1/100 と非常に小さい^{3.8)}。従って、粘性・オイルダンパー付き試験体では、常時微動から得られる振動特性は地震時の挙動と相当異なる。

3.6 加振による試験体損傷と非構造材の動特性

鋼材ダンパー付試験体実験時において、3.2 節で述べたように試験体の損傷によるものと思われる振動数の低下が見られた。柱梁部材は弾性域で挙動していたため、試験体の損傷は主としてスラブ及び非構造材に生じたと考えられる。そこで、本節では、柱梁で構成さ

れる架構と非構造材の剛性変化，及び非構造材の挙動と負担するせん断力を評価するとともに，非構造材の構造体に与える影響について検討する．

3.6.1 コンクリートスラブのひび割れと架構剛性

4 種（加振順に鋼材・粘性・オイル・粘弾性）ダンパー付試験体と非制振試験体の実験終了後に各階のスラブのひび割れ発生状況を記録した．図 3.16 にひび割れが顕著であった 2 階床スラブについて各段階におけるひび割れ図を示す．加振前では，コンクリートの乾燥収縮や小梁のたわみによると思われるひび割れが大梁と平行に発生している．初期の鋼材，粘性ダンパー付き試験体でひび割れが顕著に進行する．その後，最大 $1/140 \sim 1/110 \text{rad}$ 程度の層間変形角であったオイル，粘弾性ダンパー付き試験体では新たなひび割れの発生は減少するが，非制振試験体では最大層間変形角が約 $1/90$ と大きかったため，再びひび割れが進行した．

X,Y 各方向について加振毎の架構剛性 K_f の変遷を図 3.17 に示す．架構剛性は，柱のせん断力の和と層間変位の荷重変形関係から最小自乗法により求めた．いずれの層でも，鋼材ダンパー付き試験体での鷹取波 40%加振時，同 100%加振時にはそれぞれ初期の約 85%，約 75%と顕著に低下する．しかし，その後の粘性ダンパー付き試験体以降では，目立った架構剛性の低下は見られず，最終的に初期の約 70%程度まで K_f が低下した．スラブのひび割れ状況と照らし合わせると，鋼材ダンパー付き試験体で生じた初期のひび割れは架構剛性の低下に大きく寄与するが，ある程度ひび割れが進行すると，粘性ダンパー終了後以降のように新たなひび割れが生じても剛性に及ぼす影響は小さいものと考えられる．

3.6.2 非構造材の挙動・負担する層せん断力

本実験の ALC パネルは縦貼りロッキング工法であり，図 3.18 に示すように，一方がピン支持となる自重受け，他方がピンローラー支持となるイナズマプレートで取り付けられている．これらの支持点が床スラブと同一の変形をすると仮定すれば，各層床スラブ間の相対変位を上下の支持点間距離で除した値が ALC の回転角となる^{3.9)}．ALC の回転角（計測位置は図 3.19 に示す）と層間変形角の関係を図 3.20 に示す．実線は実験結果，破線は ALC が層間変形に完全に追従したと仮定した場合である．実験結果の方が若干小さな傾きとなっているが，ALC の回転は層間変形によく対応している．また図 3.19 で示した位置で 3 階床梁下フランジに取り付けられている ALC ブラット 1 本のせん断力 Q_{br} と 2 層層間変形角の関係を図 3.21 に示す． Q_{br} は図 3.18 に示すように ALC 側から X・Y 軸の正方向の力を加えた状態を正とする．層間変形に抵抗する向きにせん断力が発生しており，ALC の回転挙動と対応する．

本実験において算出される層せん断力には、加速度計測値から算出した上層に作用する慣性力の和 Q と、歪ゲージ計測値から算出される柱せん断力とダンパー力水平成分の和 Q_s の 2 種類がある。層間で慣性力を伝達する部材は柱、ダンパーの構造体とその他の内外

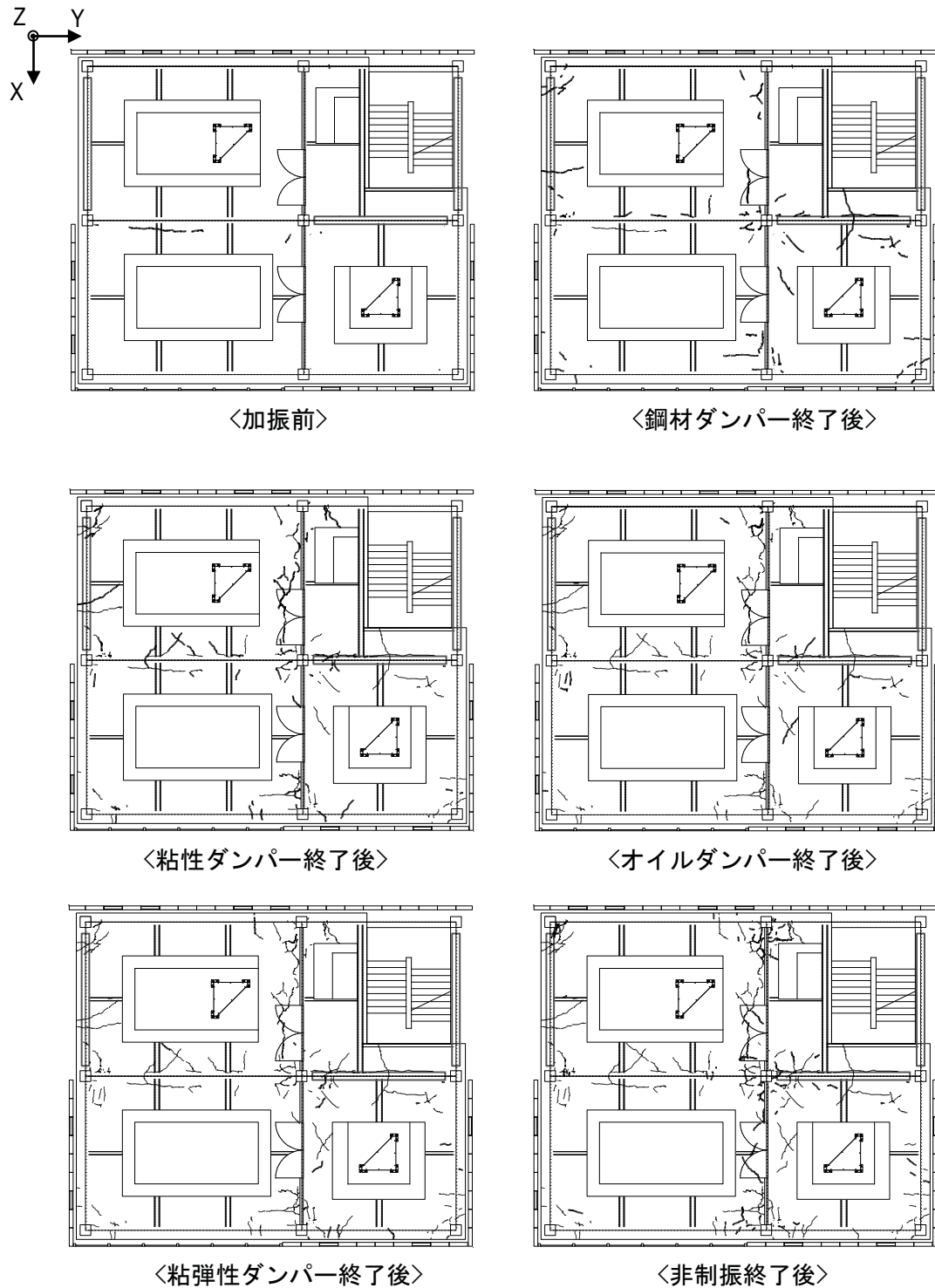
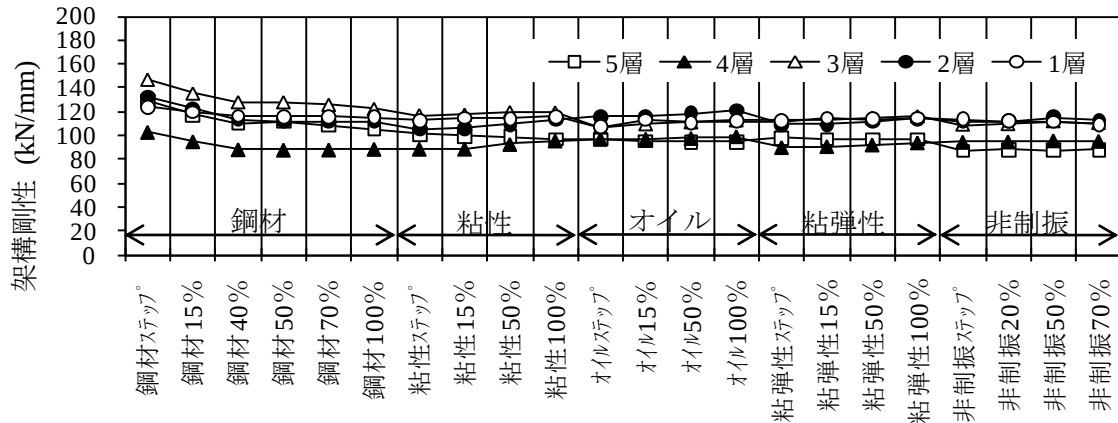
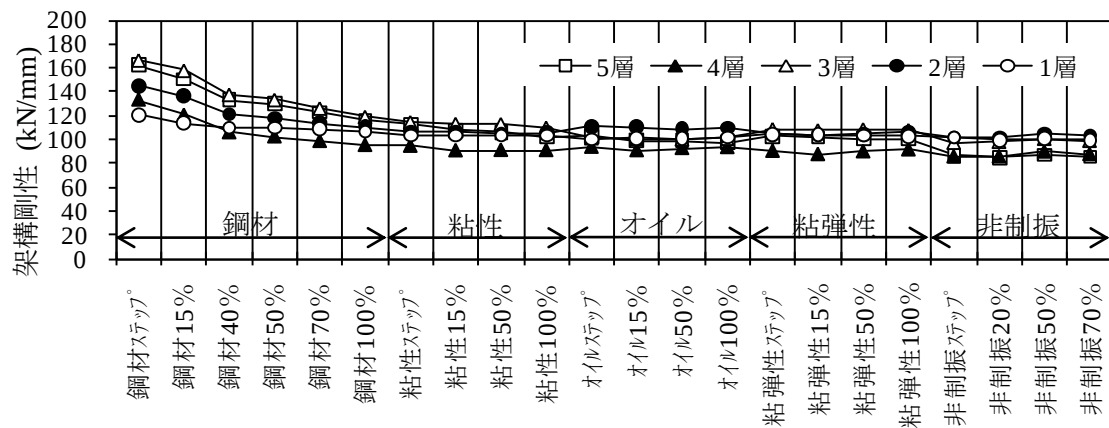


図 3.16 床スラブひび割れ状況 (2 階)



(a)



(b)

図 3.17 試験体の架構剛性 (a) X 方向, (b) Y 方向. 図中の “%” は鷹取波の加振レベルを示す. “ステップ” は, 1 次固有振動数に合わせた正弦波 3 波の加振を示す.

装材, 鉄骨階段などの非構造材があり, 非構造材が負担しているせん断力 Q_{ns} を Q と Q_s の差として考える^{3.9)}. X1 構面と X3 構面, Y1 構面と Y3 構面の ALC 支持金物が, それぞれ全て同じせん断力 Q_{br} を負担すると仮定し, X, Y 各方向における全ての ALC 支持金物のせん断力和 Q_{ALC} と 2 層の Q_{ns} の関係を図 3.22 に示す. Y 方向では ALC 以外にはカーテンウォールが取り付けられているが力を負担しないと考えると Q_{ns} と Q_{ALC} は概ね一致しており両者は妥当であると考えられる. X 方向では間仕切り壁があり, Q_{ALC} は Q_{ns} の 40% 程度となっている. 各試験体における Q_{ns} と層間変位の関係から最小自乗法によって求めた非構造部材の層剛性 K_{ns} の加振ごとの変化を, 最大層間変形角の全層平均値とともに図 3.23 に示す. この図から層間変形角が大きくなるにつれて剛性が低下する傾向があることがわかる. また, 最初の鋼材ダンパー付き試験体において, 最初のステップ波加振, 鷹取波 40%, 100% 加振後のステップ波加振に注目すると, 鷹取波 40% 後で 20% 程度, 鷹取波 100% 後でさらに 10~20% 程度 K_{ns} が低下している. しかし, その後の加振では K_{ns} の顕著な低下はな

い。非制振試験体には新たに天井，間仕切壁が設置されている層があるため比較対象から除き，鋼材ダンパー付き試験体の最初のステップ波加振と粘弾性ダンパー付き試験体の最後のステップ波加振を比較すると，層間変形角は異なるが K_{ns} は 40～60%程度となってお

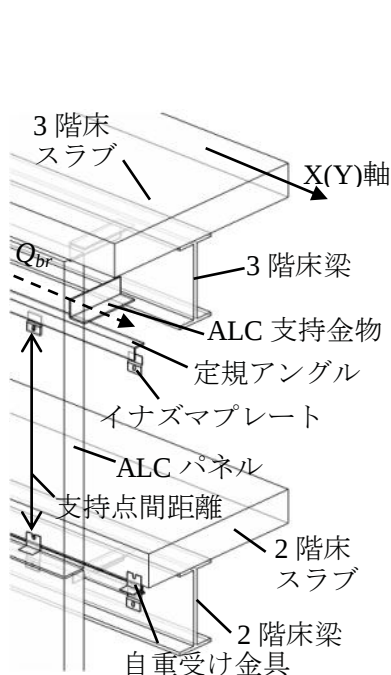


図 3.18 ALC 支持構造ディテール

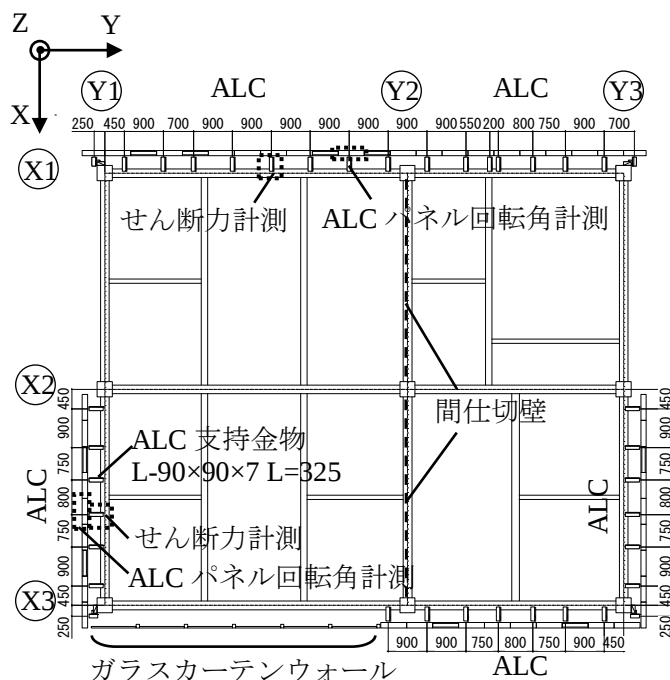


図 3.19 ALC 支持金物配置，回転角計測位置

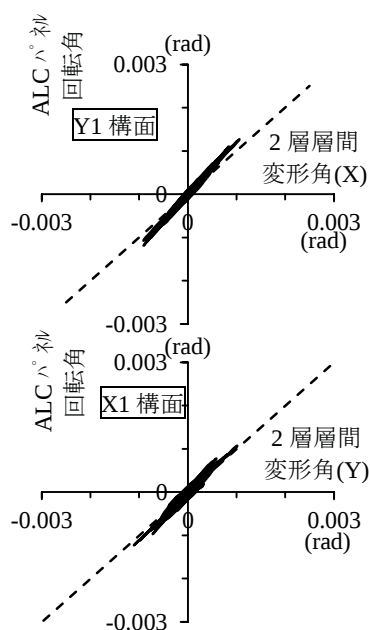


図 3.20 ALC 回転角と層間変形角の関係

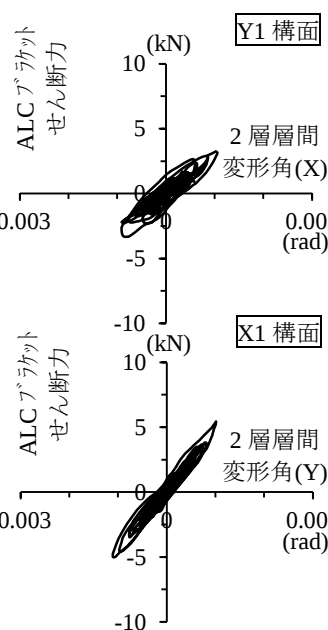


図 3.21 Q_{br} と層間変形角の関係

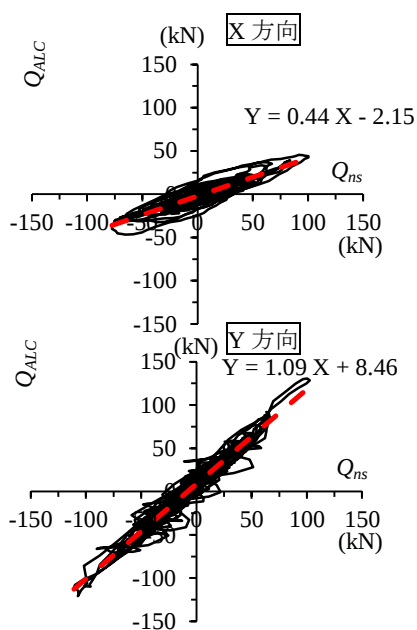


図 3.22 Q_{ALC} と Q_{ns} の比較

※図 3-20,21,22 は全て鋼材ダンパー付き試験体 15%加振での結果である。

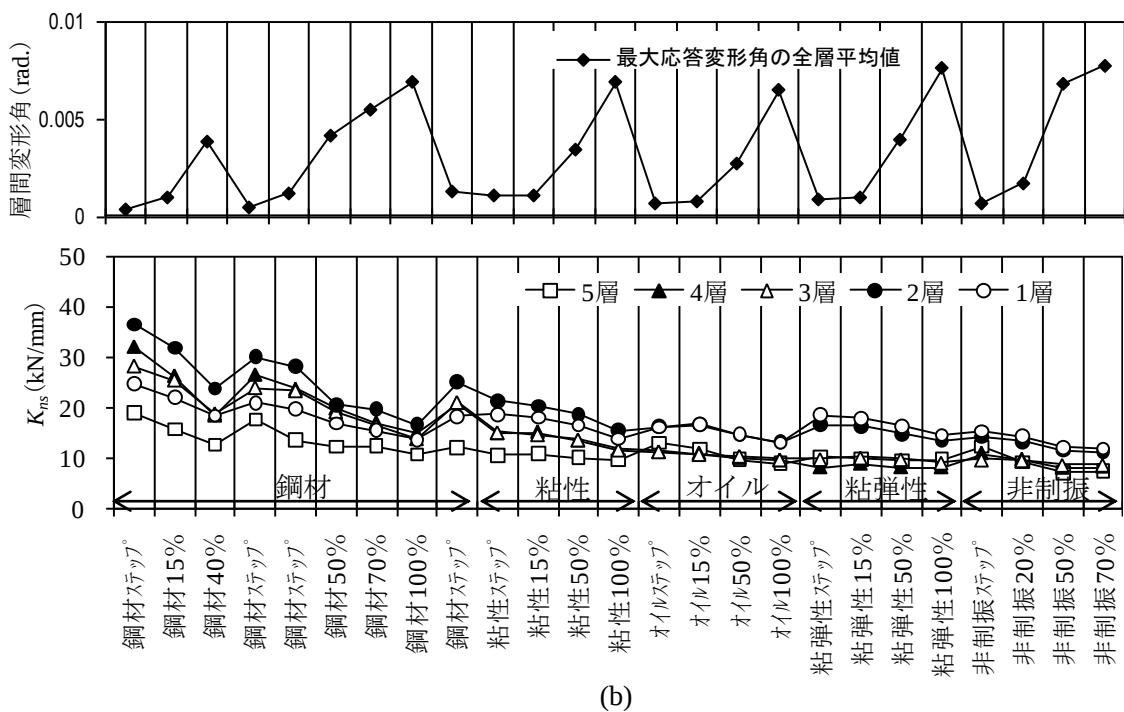
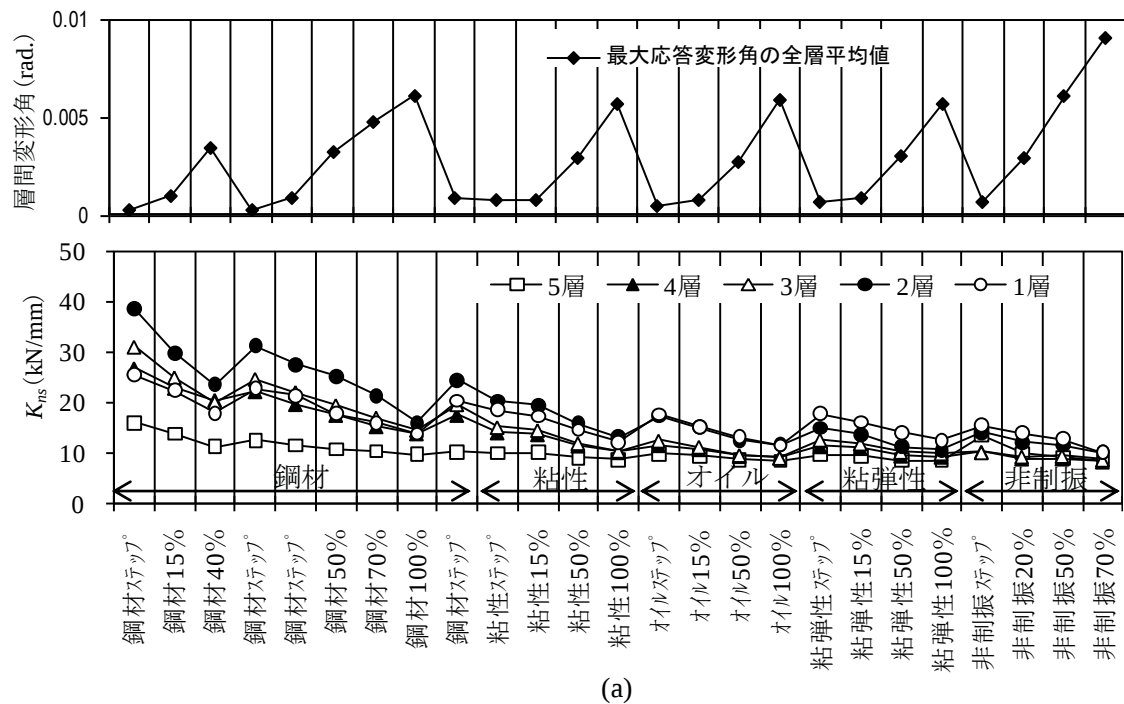


図 3.23 非構造部材剛性 K_{ns} の変化と層間変形角 (a) X 方向, (b) Y 方向. 図中の “%” は鷹取波の加振レベルを示す. “ステップ” は, 1 次固有振動数に合わせた正弦波 3 波の加振を示す.

り、非構造材は大振幅を経験することにより剛性が大幅に低下することが分かる。 K_{ns} の K_f に対する比は初期では 10～30%程度を示すが、オイルダンパー付試験体以降は 10%程度であった。ALC の動特性を調べるために、鋼材ダンパー付き試験体の鷹取波 15%加振、及びオイルダンパー付き試験体の鷹取波 100%加振における 2 層 Y 方向の ALC 負担せん断力と層せん断力の層間変形との関係を図 3.24, 図 3.25 に示す。どちらの加振の場合も、ALC の水平剛性は、層全体の 10%強であった。また、ALC の消費するエネルギーは、オイルダンパー付き試験体の鷹取波 100%加振において、層全体の約 7.5%であり、無視できる程小さくないことが分かった。

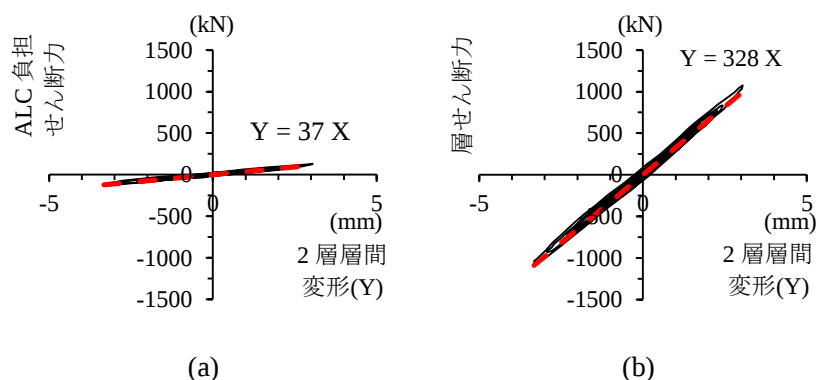


図 3.24 2 層 Y 方向せん断力－層間変形関係（鋼材ダンパー付き試験体 15%加振）(a)ALC 負担分, (b)層全体

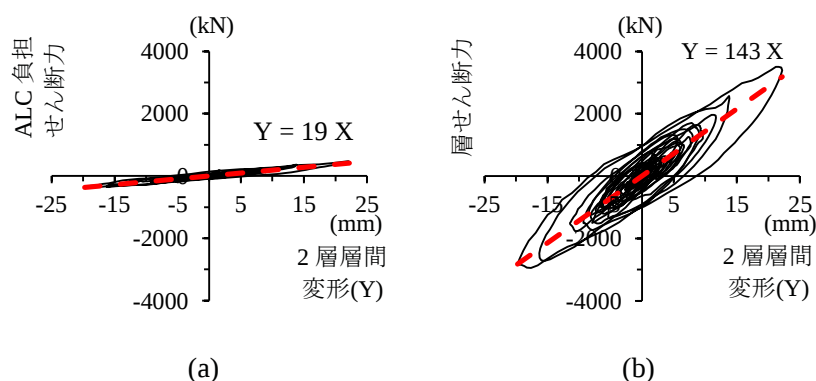


図 3.25 2 層 Y 方向せん断力－層間変形関係（オイルダンパー付き試験体 100%加振）(a)ALC 負担分, (b)層全体

3.7 第 3 章のまとめ

実大 5 層制振鋼構造建物の震動台実験結果に対して、構造体のシステム同定、架構剛性と非構造剛性の変化の検討、及び ALC の動特性に関する検討を行い、以下の知見を得た。

- ・各試験体の加振前、鷹取波 50%加振後、鷹取波 100%後（非制振試験体は鷹取波 70%後）

のホワイトノイズ加振時に得られた各階床応答加速度に対して、FRF カーブフィッティング法により試験体のシステム同定を行った結果、最初の実験である鋼材ダンパー付き試験体においてのみ、固有振動数が 100%加振後において初期に比べ約 8%小さくなり、その他のダンパー付き試験体では固有振動数はほとんど変化しなかった。

- ・鷹取波 100%加振後のホワイトノイズ加振に対して、震動台の回転を考慮して、FRF カーブフィッティング法によりシステム同定を行った結果、これを考慮しない場合に比べると、1 次固有振動数は粘性、オイル、粘弾性、非制振についてそれぞれ 1.07 倍、1.09 倍、1.09 倍、1.04 倍といずれの場合も大きくなり、1 次減衰定数は、それぞれ 0.69 倍、0.91 倍、0.77 倍、0.21 倍といずれの場合も小さくなった。以上から、震動台に回転が生じた場合に回転を考慮しないシステム同定を行うと、振動数は高くなり、減衰は大きく同定されることが分かった。
- ・速度依存タイプの粘性・オイル・粘弾性ダンパーを有する試験体及び非制振試験体に対して、震動台の回転を考慮し、小さなレベルから大きなレベルの鷹取波加振に対して ARX 法によりシステム同定を行った結果、固有振動数はすべての試験体で振幅に依存せずに一定であった。一方で減衰定数は、オイルダンパーと粘弾性ダンパー付き試験体に関しては振幅によらず一定の傾向を示したが、粘性ダンパー付き試験体にはのみ、振幅の増加とともに増加する振幅依存性が見られた。1 次減衰定数は、オイルダンパー付き試験体で最大 0.18 であり、非制振試験体の 0.01 程度に比べて 10 倍以上大きな値であった。
- ・鷹取波 15%加振に対する ARX 法による同定結果が、同レベルの加振のホワイトノイズ加振に対する FRF カーブフィッティング法による同定結果と概ね一致したことから、ARX 法のランダム波に対する適用性が確認された。
- ・粘性ダンパーとオイルダンパー付き試験体では、屋上の応答加速度が 10gal 程度の小振幅振動においては、ホワイトノイズ加振による減衰の最小 36%と大幅に小さな値を示すことが分かった。これは、粘性ダンパーにおいては、ダンパーのピン接合部のわずかなギャップが影響し、オイルダンパーではパッキンの摺動抵抗力和内在する気泡によるオイルの圧縮剛性の低下による影響によるためである。従って、これらのダンパーを有する建物については、常時微動や起振機実験などの小振幅加振から同定された振動特性は地震時の挙動と相当異なることが分かった。
- ・架構の水平剛性について、すべての試験体に関して加振ごとの変化を調べた結果、スラブの初期のひび割れが生じた鋼材ダンパー付き試験体では、鷹取波 100%加振後では初期に比べ約 75%に低下したが、他の試験体についてはほぼ変化がなかった。このことはシステム同定における試験体の固有振動数の変化と一致するものである。
- ・非構造材の層間水平剛性について、すべての試験体について加振ごとの変化を調べた結

果，初期に比べ約 40%～60%程度低減することが分かった．このとき，最大層間変形角は 0.0088(1/114)を経験していた．

- ・鋼材ダンパー付き試験体の鷹取波 15%加振，及びオイルダンパー付き試験体の鷹取波 100%加振における 2 層 Y 方向の ALC 負担せん断力と層せん断力の層間変形との関係から，ALC の水平剛性は，層全体の約 10%強であることが分かった．また，ALC の消費するエネルギーは，オイルダンパー付き試験体の鷹取波 100%加振において，層全体の約 7.5%であり，無視できる程小さくないことが分かった．

第 3 章の参考文献

- 3.1) D. J. Ewins, "Modal Testing: Theory, Practice and Application (2nd edition)", Taylor & Francis, 2000.
- 3.2) S. N. Pakzad, G. L. Fenves, "Statistical analysis of vibration modes of a suspension bridge using spatially dense wireless sensor network", Journal of Structural Engineering (ASCE), 135(7), pp. 863-872, 2009
- 3.3) 長松昭男：モード解析入門，コロナ社，1993.7
- 3.4) R. J. Allemang, D.L. Brown, "A correlation coefficient for modal vector analysis", Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference, Orlando, pp. 110-116, 1982
- 3.5) F. J. Monlina, G. Magonette, B. Viacoz, and M. Geradin: "Apparent damping induced by spurious pitching in shaking-table testing", Journal of the Earthquake and Engineering Structural Dynamics, EESD, vol. 37, No. 1, pp.103-119, 2008.
- 3.6) 内藤幸雄，谷野達夫，井口道雄，北田義夫：地盤と建物の動的相互作用の影響を除去した場合の建物のみの振動特性推定，日本建築学会構造系論文集第 564 号，pp.39-46，2003.2.
- 3.7) 高橋治，関口洋平，露木保男，松崎育弘，藤田隆史：微小振幅下のオイルダンパーの力学モデルに関する研究，日本建築学会構造系論文集第 602 号，pp.103-110，2006.4.
- 3.8) C. Michel, P. Guéguen, P. Y. Bard, "Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements. An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 28, 593-604, 2008.
- 3.9) 松岡祐一，吹田啓一郎，山田哲，島田侑子，赤澤資貴，松宮智央：実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験における外装材の耐震性能評価，日本建築学会構造系論文集第 641 号，pp.1353-1361，2009.7.

第4章 振動台実験に基づく実大5層制振鋼構造建物の等価減衰の同定

4.1 はじめに

本章では、構造体のエネルギー消費性能を直接表す減衰係数に着目し、速度依存ダンパー付き実験結果から、各層の等価減衰係数を同定する。従来の等価減衰係数の同定は、層別に行っているが、本研究では、建物全体の剛性を適切に考慮するために、各階を質点とした離散化剛性行列を同時に同定する手法とする。この剛性行列を求める手法には、せん断モデルと仮定する場合と、曲げせん断モデルと仮定する場合の2つの手法が考えられる。そこで、解析モデルを用いて両手法を比較し、曲げせん断モデルが必要であることを示す。次に、曲げせん断モデルを用いた手法により、速度依存ダンパー付き実験結果から剛性行列および各層の等価減衰係数を同定する。同定した剛性行列と等価減衰係数を用いた解析を実施し、実験結果と参照することによって同定した値の妥当性を示す。

また、個々のダンパーの軸力と変形に関する実験結果から、個々のダンパーの減衰係数を同定し、ダンパーの公称値の性能が発揮されていることを確認する。さらに、ダンパーの消費エネルギーからダンパーの減衰定数を同定し、ダンパー付き骨組の減衰定数を、ダンパーの減衰定数と非制振構造に対してシステム同定で得られた骨組の1次減衰定数0.01の和として評価する。この評価された減衰定数を速度ダンパー付き試験体のシステム同定で得られた減衰定数と合致していることを確認し、この評価方法が妥当であることを示す。

4.2 等価減衰係数の同定手法

本節では、等価減衰係数を同定する手法を示す。本手法は、運動方程式に基づき、未知数である剛性行列 K と j 層の等価減衰係数 c_j を、既知である変位ベクトル x 、速度ベクトル $\dot{x}$ 、加速度ベクトル $\ddot{x}$ 、質量行列 M から最小自乗法により求めるものである。以下、剛性行列をせん断モデルとした場合を手法Ⅰ、曲げせん断モデルとした場合を手法Ⅱとする。

各層を1質点としたときの運動方程式は(4.1)式となる。

$$M(\ddot{x} + \{I\}\ddot{x}_0) + C\dot{x} + Kx = 0 \quad (4.1)$$

ここで、 $\ddot{x}_0$ は震動台の加速度、 $\{I\}$ は単位ベクトルである。 M は質量行列であり、 m_j を各層の質量とすると次式となる。

$$M = \begin{pmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & m_3 & & \\ & & & m_4 & \\ & & & & m_5 \end{pmatrix} \quad (4.2a)$$

C は減衰行列であり、 c_j を j 層の水平方向の等価減衰係数として次式のように三重対角行列となる。

$$C = \begin{pmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & & & \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 & & \\ & -c_3 & c_3 + c_4 & -c_4 & \\ & & -c_4 & c_4 + c_5 & -c_5 \\ & & & -c_5 & c_5 \end{pmatrix} \quad (4.2b)$$

4.2.1 手法Ⅰ—せん断モデルの場合

建物をせん断モデルとした場合、剛性行列 K は、 j 層の水平剛性を k_j とすると次式となる。

$$K = \begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & & \\ & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & \\ & & -k_4 & k_4 + k_5 & -k_5 \\ & & & -k_5 & k_5 \end{pmatrix} \quad (4.3)$$

(4.1)式の両辺に左から変換行列 T の転置行列 T^T を左から乗じ、 x 、 $\dot{x}$ を層間変位、層間変位速度である $\tilde{x}$ 、 $\dot{\tilde{x}}$ を用いて $x = T\tilde{x}$ 、 $\dot{x} = T\dot{\tilde{x}}$ と表し(4.5)式を得る。変換行列 T は、基礎からの相対変位を層間変位に置換する行列である。

$$T = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{pmatrix}, \quad T^T = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (4.4a, 4.4b)$$

$$T^T M (\ddot{x} + \{I\}\ddot{x}_0) + T^T K T \tilde{x} = -T^T C T \dot{\tilde{x}} \quad (4.5)$$

ここで、 $\tilde{K} = T^T K T$ 、 $\tilde{C} = T^T C T$ とすると $\tilde{K}$ 、 $\tilde{C}$ は対角行列となり次式となる。

$$T^T M (\ddot{x} + \{I\}\ddot{x}_0) + \tilde{K} \tilde{x} = -\tilde{C} \dot{\tilde{x}} \quad (4.6a)$$

$$\begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 0 & \ddots & 1 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & m_5 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\tilde{x}}_1 + \ddot{x}_0 \\ \vdots \\ \ddot{\tilde{x}}_5 + \ddot{x}_0 \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} k_1 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & k_5 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{x}_1 \\ \vdots \\ \tilde{x}_5 \end{Bmatrix} = - \begin{pmatrix} c_1 & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & c_5 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\tilde{x}}_1 \\ \vdots \\ \dot{\tilde{x}}_5 \end{Bmatrix} \quad (4.6b)$$

(4.6b)式は、各質点ごとに分離した方程式となり、 k_i と c_i は実験結果より最小自乗法を用い

て求めることができる。

4.2.2 手法Ⅱー曲げせん断モデルの場合

建物を曲げせん断モデルとした場合，剛性行列 K は，三重対角行列ではなくフルマトリクスとなる。

$$K = \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} \end{pmatrix} \quad (4.7)$$

手法Ⅰと同様に(4.6b)式を得るが， $\tilde{K}$ は対角行列ではない点が手法Ⅰと異なる。

$$\tilde{K} = \begin{pmatrix} \tilde{k}_{11} & \tilde{k}_{12} & \tilde{k}_{13} & \tilde{k}_{14} & \tilde{k}_{15} \\ \tilde{k}_{21} & \tilde{k}_{22} & \tilde{k}_{23} & \tilde{k}_{24} & \tilde{k}_{25} \\ \tilde{k}_{31} & \tilde{k}_{32} & \tilde{k}_{33} & \tilde{k}_{34} & \tilde{k}_{35} \\ \tilde{k}_{41} & \tilde{k}_{42} & \tilde{k}_{43} & \tilde{k}_{44} & \tilde{k}_{45} \\ \tilde{k}_{51} & \tilde{k}_{52} & \tilde{k}_{53} & \tilde{k}_{54} & \tilde{k}_{55} \end{pmatrix} \quad (4.8)$$

$\tilde{K}$ は対角行列でないため各質点ごとに分離した式とはならないが，実験結果より 5 つの式に同時に最小自乗法を用いて K と C を求めることができる。

4.3 数値解析を用いた同定手法の検証

4.3.1 数値解析モデル

同定手法を実験データに適用する前に，図 4.1 に示す 2 つの解析モデルを用いた数値解

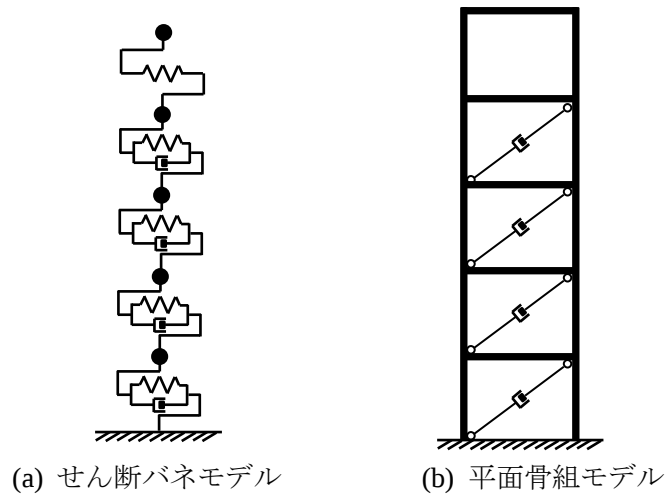


図 4.1 解析モデル

析結果に対して手法を適用し検証してみる。モデルは、(a)せん断バネモデルと(b)平面骨組モデルとし、建物の曲げ変形による相違を調べる。せん断バネモデルは、5層試験体と同じ質量および高さから構成される。各層の水平剛性は、試験体の初期剛性とし、減衰係数は表 4.1 に示す値とする。

表 4.1 せん断バネモデルの質量と減衰係数

	1 層	2 層	3 層	4 層	5 層
質量 [t]	84.1	82.2	81.7	79.9	145.5
減衰係数 [kN・s/mm]	4.5	3.5	3.5	2.0	0

表 4.2 せん断バネモデルの固有振動数

	1 次	2 次	3 次	4 次	5 次
固有振動数 [Hz]	1.8	5.0	8.3	10.9	13.2

平面骨組モデルは、5層試験体と同じ質量とし、スパンと高さを試験体の短辺方向(X 方向)に合わせ 5m, 15.8m とする。各層の水平剛性は、試験体と同等になるように柱・梁の断面を表 4.3 のように決定し、柱脚は固定とし、減衰係数は、せん断バネモデルと同等の量を 1 層から 4 層に配置する。平面骨組モデルの固有振動数は表 4.5 に示す通りであり、入力地震動は、実験で用いた図 2.10 に示す鷹取波 X 方向とする。

表 4.3 平面骨組モデルの柱梁断面

断面	1 層	2 層	3 層	4 層	5 層	材質
梁	H-700×340×1 6×32	H-700×340×1 6×32	H-700×340×1 6×24	H-700×340×1 6×20	H-700×340×1 6×20	SN490B
柱	□-750×750×6 0×60	□-750×750×5 6×56	□-750×750×5 2×52	□-750×750×4 8×48	□-750×750×4 8×48	BCR295

表 4.4 平面骨組モデルの質量と減衰係数

	1 層	2 層	3 層	4 層	5 層
質量 [t]	84.1	82.2	81.7	79.9	145.5
減衰係数 [kN・s/mm]	4.5	3.5	3.5	2.0	0

表 4.5 平面骨組モデルの固有振動数

	1 次	2 次	3 次	4 次	5 次
固有振動数 [Hz]	1.7	6.8	15.9	27.5	37.6

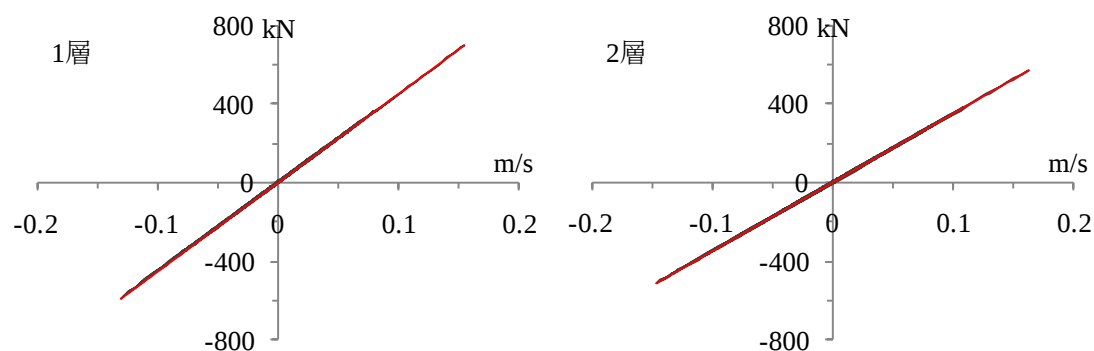
4.3.2 セン断バネモデルの解析結果に対する同定

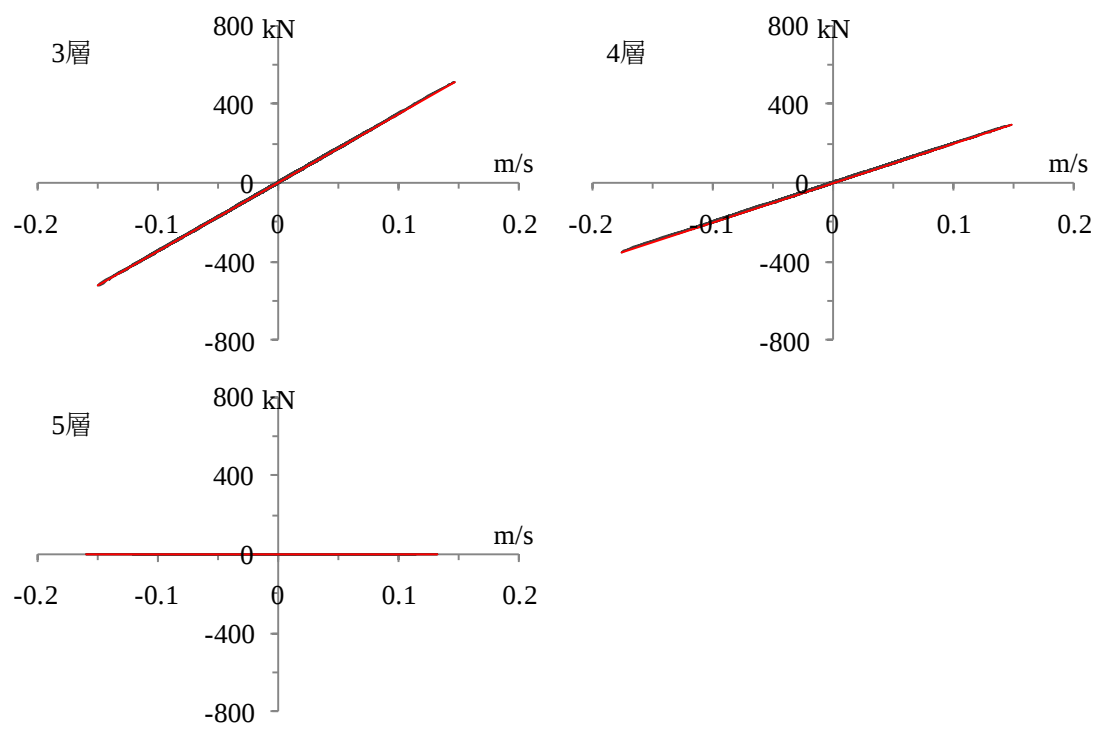
せん断バネモデルの解析結果に手法Ⅰと手法Ⅱを適用した結果の剛性行列と各層の等価減衰係数を表 4.6 に示す。解析モデルがせん断バネモデルであるため、せん断バネモデルを前提とした手法Ⅰは正確に剛性行列と減衰係数を同定できている。一方、手法Ⅱの結果もほぼ正確に剛性行列と減衰係数を同定している。

表 4.6 セン断バネモデル解析の同定結果

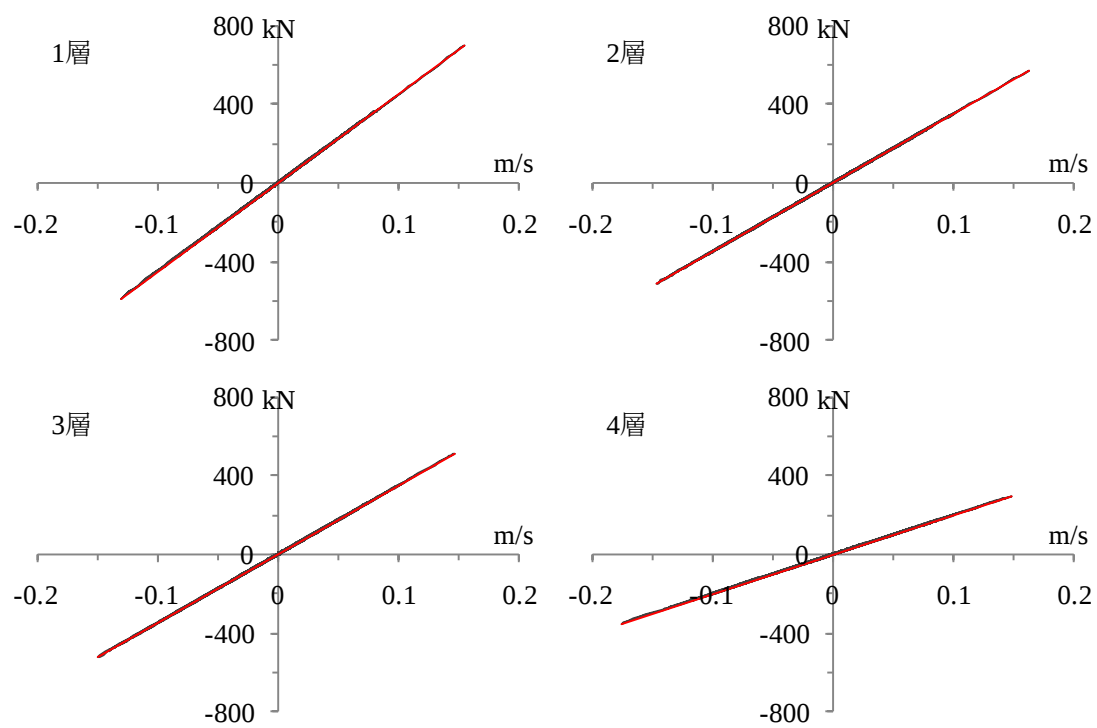
	解析モデル					手法Ⅰ					手法Ⅱ				
剛性行列 $\times 10^2$ [kN/mm]	3.8	-1.7				3.8	-1.7				3.8	-1.7	-0.01	0.01	0.00
	-1.7	3.2	-1.5			-1.7	3.2	-1.5			-1.7	3.2	-1.5	-0.01	0.00
		-1.5	2.7	-1.2			-1.5	2.7	-1.2		-0.01	-1.5	2.7	-1.2	0.00
			-1.2	2.3	-1.1			-1.2	2.3	-1.1	0.01	-0.01	-1.2	2.3	-1.1
				-1.1	1.1				-1.1	1.1	0.00	0.00	0.00	-1.1	1.1
減衰係数 C_s [kN・s/mm]	1 層	2 層	3 層	4 層	5 層	1 層	2 層	3 層	4 層	5 層	1 層	2 層	3 層	4 層	5 層
	4.5	3.5	3.5	2.0	0	4.5	3.5	3.5	2.0	0	4.5	3.5	3.5	2.0	0.0005

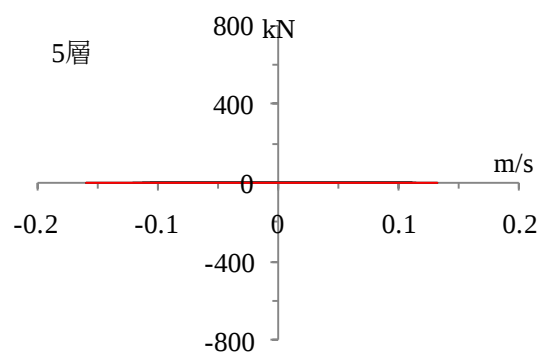
各層の減衰力と層間変位速度の図を図 4.2 に示す。赤線が解析結果であり、黒線が同定した結果である。減衰力は、質量、加速度、剛性から計算した。せん断バネモデルでは、各層の減衰係数を一定値としたため、図 4.2 に示すように速度と減衰力の関係は線形となっている。





(a)





(b)

図 4.2 セン断バネモデルを用いた解析の同定結果：各層の減衰力と層間変位速度の関係
(a) 手法 I（せん断バネモデル），(b) 手法 II（曲げせん断モデル）

4.3.3 平面骨組モデルの解析結果に対する同定

平面骨組モデルの解析結果に手法 I と手法 II を適用した結果について，得られた剛性行列と各層の等価減衰係数を表 4.7 に示す．平面骨組モデルの剛性行列は，それぞれの層に単位荷重を作用させ弾性解析を実施して得られる層間変位行列の逆行列として求めたものである．表 4.7 に示す通り，手法 I によって同定された剛性行列と等価減衰係数は，解析モデルと全く異なるものとなっている．一方で，手法 II により同定された剛性行列と等価減衰係数は，手法 I とは異なり解析モデルにほぼ近い値が得られている．これは，平面骨組モデルの解析結果に曲げ変形が含まれているため，曲げ変形を無視した手法 I では適切に同定できないことを示している．

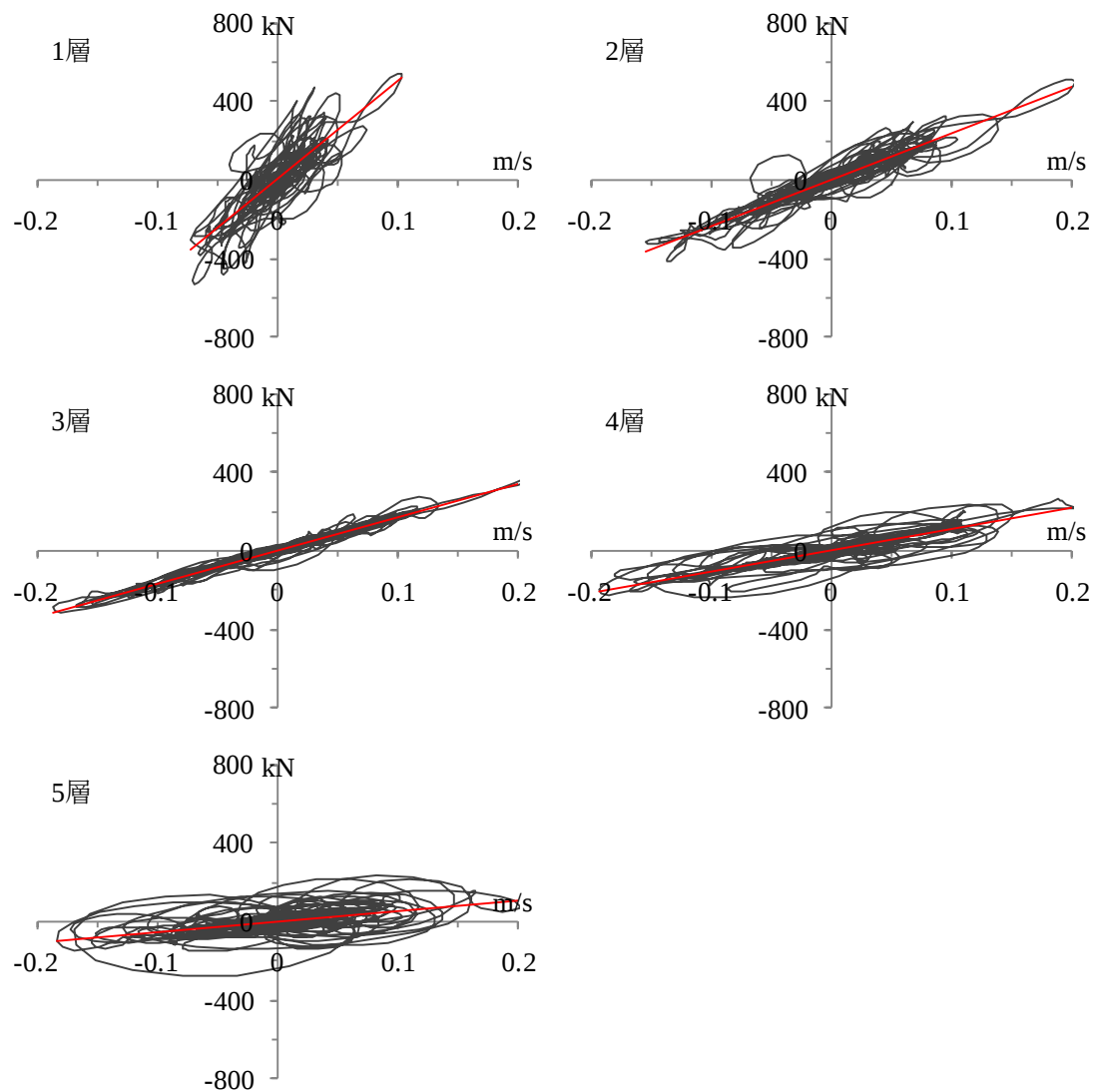
表 4.7 平面骨組モデル解析の同定結果

	解析モデル					手法 I					手法 II				
剛性行列 $\times 10^2$ [kN/mm]	24	-13	2.0	1.8	-0.8	5.5	-1.7				19	-8.7	1.0	0.2	0.1
	-13	20	-13	3.9	0.4	-1.7	2.9	-1.2			-8.7	14	-9.8	3.3	-0.5
	2.0	-13	21	-15	4.0		-1.2	2.2	-1.0		1.0	-9.8	17	-12	3.1
	1.8	3.9	-15	18	-7.2			-1.0	1.7	-0.8	0.2	3.3	-12	14	-5.9
	-0.8	0.4	4.0	-7.2	3.9				-0.8	0.8	0.1	-0.5	3.1	-5.9	3.3
等価減衰係 数 C_s [kN•s/mm]	1 次	2 次	3 次	4 次	5 次	1 次	2 次	3 次	4 次	5 次	1 次	2 次	3 次	4 次	5 次
	3.3	2.6	2.6	1.5	0	5.0	2.4	1.7	1.1	0.6	3.1	2.4	2.3	1.3	-0.1

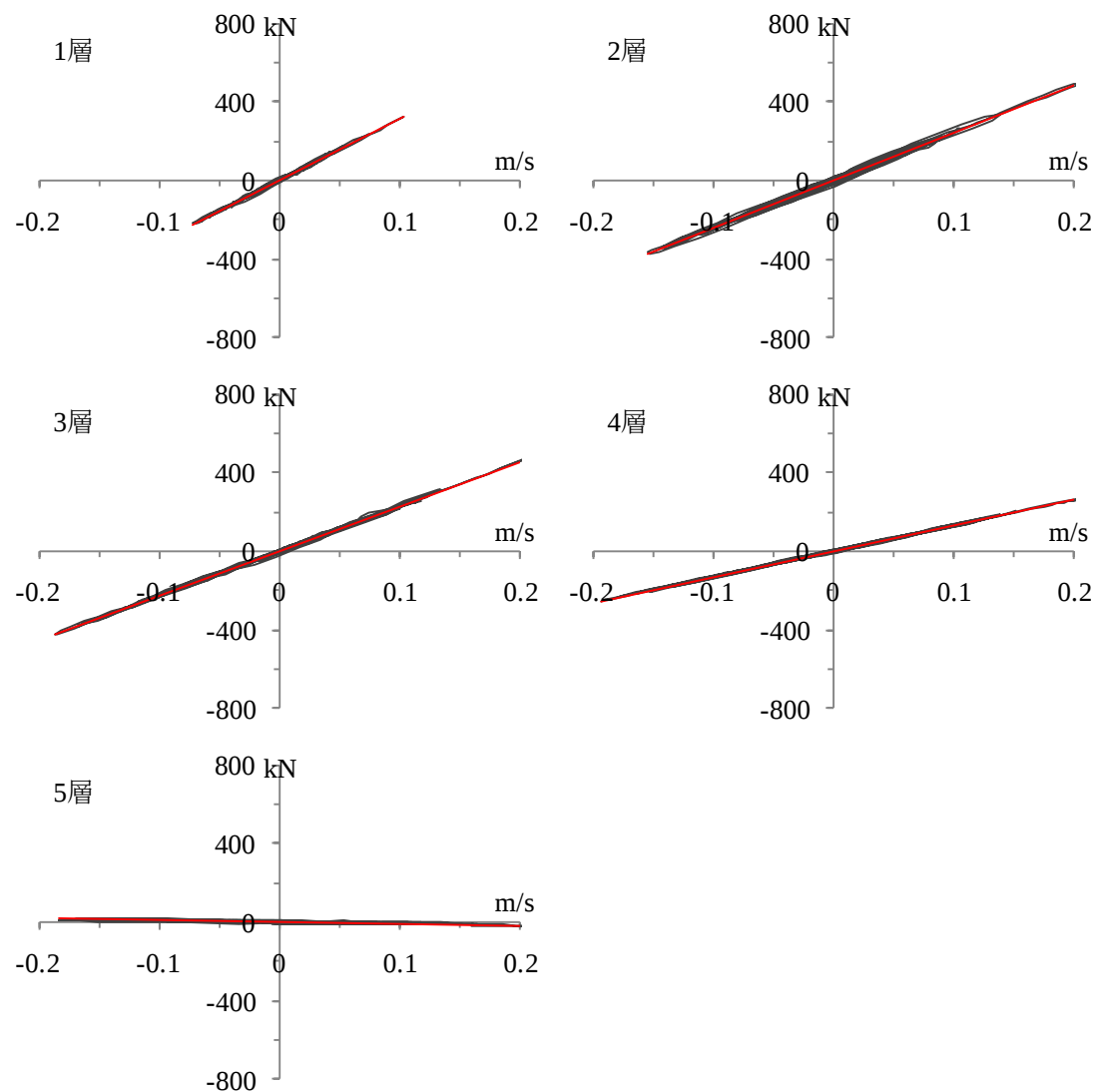
注）上表の等価減衰係数の数値は層の水平方向の値である．

各層の減衰力と層間変位速度を図 4.3 に示す．平面骨組モデルにおいても，各層の等価減衰係数は一定値としているため，減衰力と層間変位速度は線形の関係にある．図 4.3 a) に示す通り，手法 I では，解析結果である赤線の減衰力と層間変位速度は線形関係にないが，これは解析と異なる層剛性に基づいて減衰力を計算したためである．一方で図 4.3 b) に示す通り，手法 II では解析結果と同定結果共に線形の関係でよく一致している．

以上から，曲げ変形を含むモデルに対しては，せん断バネを設定した手法 I では同定することができず，曲げも考慮した手法 II が適切であることが分かる．



(a)



(b)

図 4.3 平面骨組モデル解析の結果：各層の減衰力と層間変位速度の関係(a) 手法 I（せん断バネモデル），(b) 手法 II（曲げせん断モデル）

4.4 実験結果の同定

4.4.1 手法の概要

図 4.4 に示す通り，実験結果を同定する際には，層の加速度 $\ddot{x}$ ，層間変位 x および層間速度 $\dot{x}$ が必要となる．加速度と変位は実験から直接得られており，速度は加速度を積分して求めるものとする．

手法 II では，まず鷹取波加振前のホワイトノイズ加振による実験データから剛性行列を同定する．加振実験の進行に伴い剛性行列は変化した可能性があるが，試験体の柱・梁が弾性範囲であることから，ここでは剛性行列は一定とする．そして，同定された剛性行列

を用いて、各層の等価減衰係数を最小自乗法により求めるものとする。

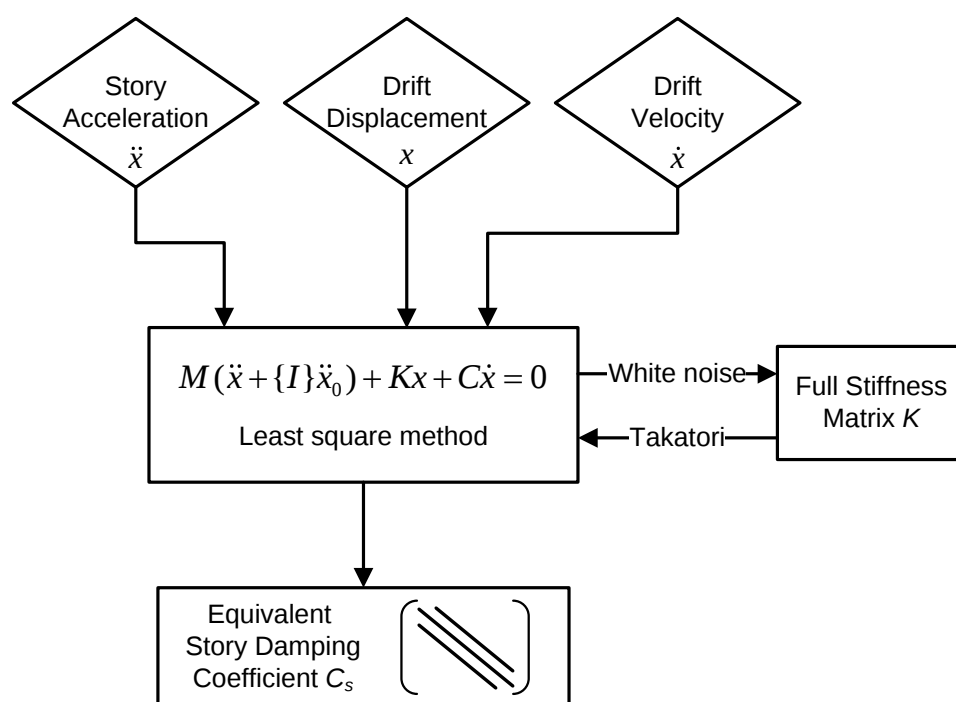


図 4.4 手法Ⅱによる実験結果の同定フロー

4.4.2 層の等価減衰係数

手法Ⅱを用いて、粘性ダンパー試験体・オイルダンパー試験体・粘弾性ダンパー試験体について、鷹取波加振前のホワイトノイズ加振、鷹取波 15%, 40%, 70%, 100%の実験結果に対して同定した、各層の等価減衰係数を表 4.8, 図 4.5, 4.6, 4.7 に示す。

粘性ダンパー試験体、オイルダンパー試験体、粘弾性ダンパー試験体の鷹取波 100%加振について、それぞれ減衰力と変位速度の関係図を図 4.8, 4.9, 4.10 に示す。曲線が実験結果であり、実線の傾きが同定した等価減衰係数に相当する。

表 4.8 より、オイルダンパー試験体と粘弾性ダンパー試験体では、鷹取波の加振レベルに依存せず等価減衰係数が一定の傾向がある。一方、粘性ダンパー試験体は、鷹取波の加振レベルが増大するに伴って等価減衰係数も増大する傾向がある。

4.4.3 同定した値を用いた解析

本節では、前節で同定した剛性行列と等価減衰係数を用いて、5 質点の時刻歴解析を行い、同定した値の検証を行う。図 4.11 にオイルダンパー試験体について、鷹取波 100%加振時の、X 方向 1 層における層間変形角、加速度、および層せん断力の解析結果と実験結果の時刻歴グラフを示す。解析結果は、実験結果とほぼ一致しており、同定した剛性マト

リクスと等価減衰係数が妥当であることが確認された。

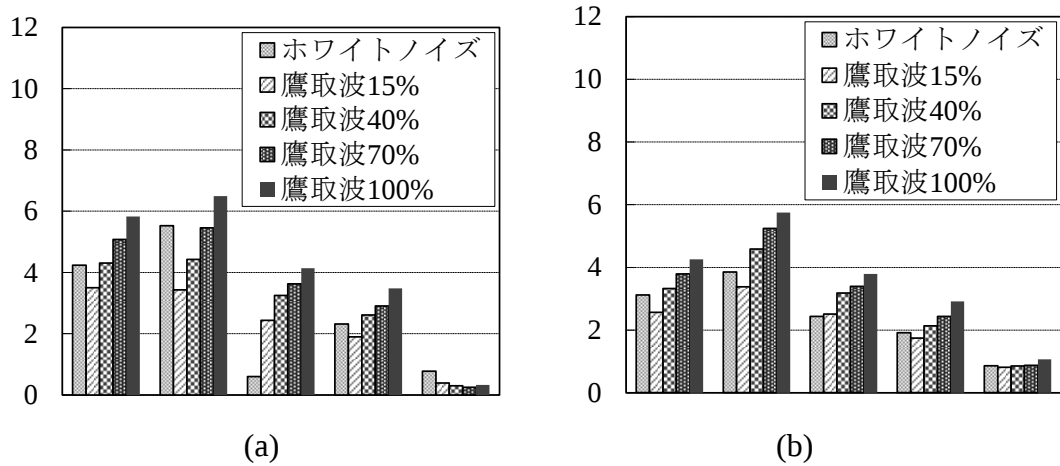


図 4.5 粘性ダンパー試験体の各層の等価減衰係数 (a)X 方向, (b)Y 方向

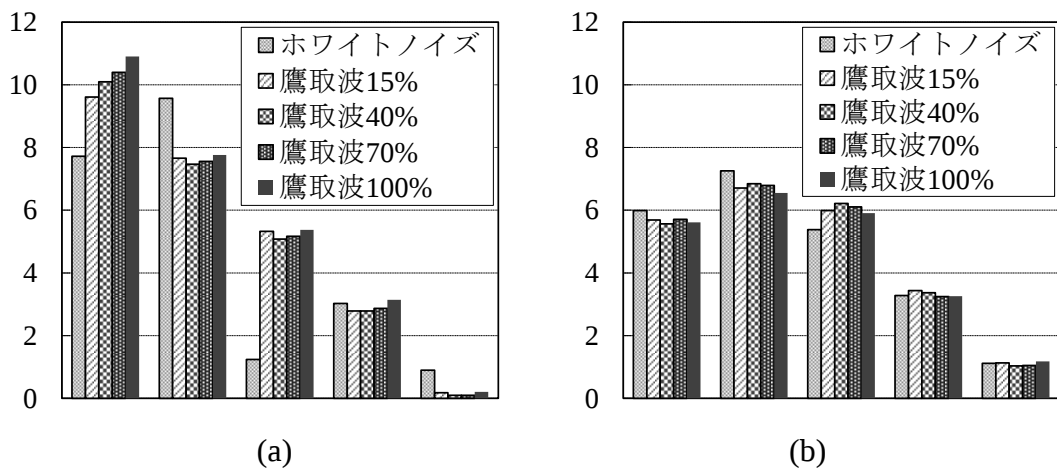


図 4.6 オイルダンパー試験体の各層の等価減衰係数 (a)X 方向, (b)Y 方向

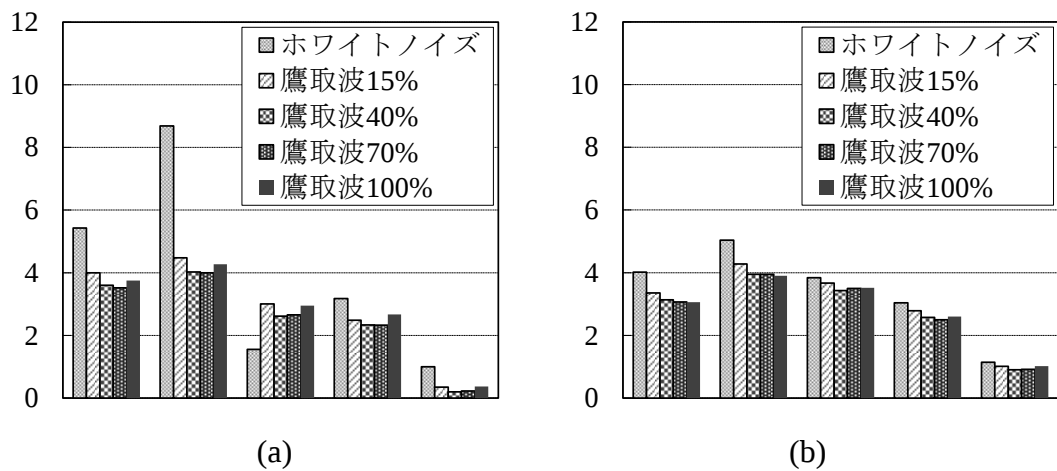
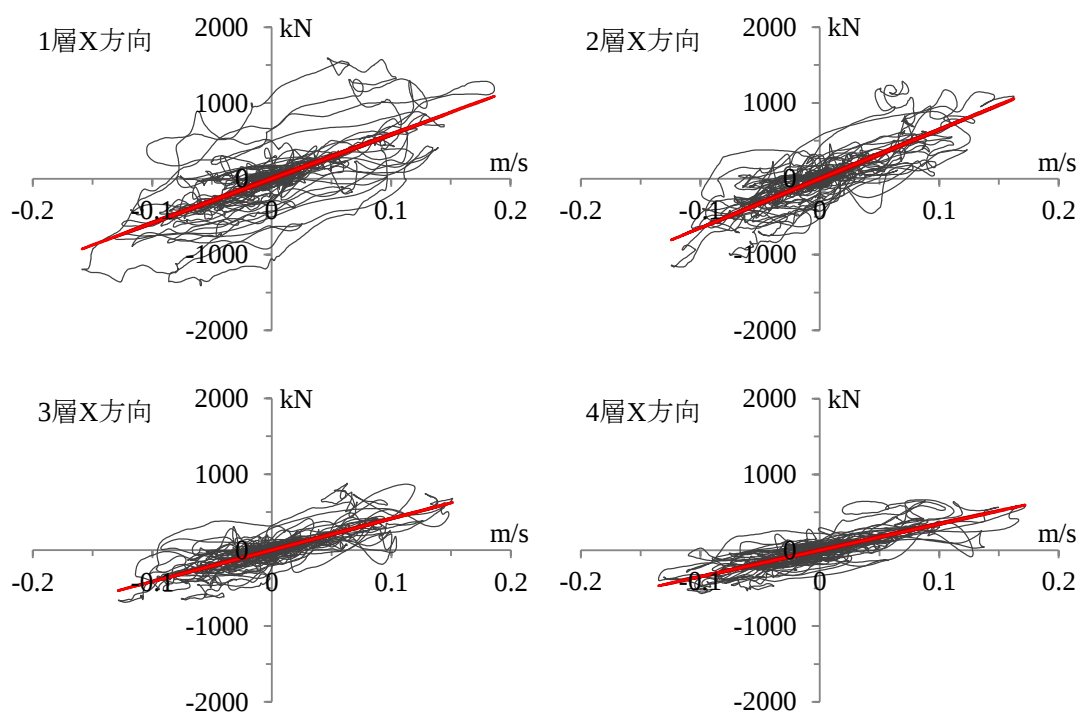


図 4.7 粘弾性ダンパー試験体の各層の等価減衰係数 (a)X 方向, (b)Y 方向

表 4.8 手法Ⅱによる3種ダンパー試験体の等価減衰係数（X方向）

等価減衰係数 [kN・s/mm]		1層	2層	3層	4層	5層
粘性ダンパー	ホワイトノイズ加振	4.24	5.53	0.60	2.32	0.78
	鷹取波 15%	3.50	3.43	2.44	1.90	0.39
	鷹取波 40%	4.31	4.43	3.25	2.61	0.30
	鷹取波 70%	5.08	5.46	3.63	2.91	0.25
	鷹取波 100%	5.83	6.49	4.14	3.48	0.33
オイルダンパー	ホワイトノイズ加振	7.72	9.57	1.24	3.03	0.90
	鷹取波 15%	9.61	7.66	5.33	2.79	0.18
	鷹取波 40%	10.1	7.47	5.08	2.79	0.10
	鷹取波 70%	10.4	7.56	5.17	2.87	0.10
	鷹取波 100%	10.9	7.76	5.37	3.14	0.21
粘弾性ダンパー	ホワイトノイズ加振	5.43	8.69	1.56	3.18	1.00
	鷹取波 15%	4.00	4.48	3.01	2.49	0.35
	鷹取波 40%	3.60	4.03	2.62	2.34	0.20
	鷹取波 70%	3.52	4.00	2.66	2.33	0.23
	鷹取波 100%	3.75	4.27	2.95	2.67	0.37



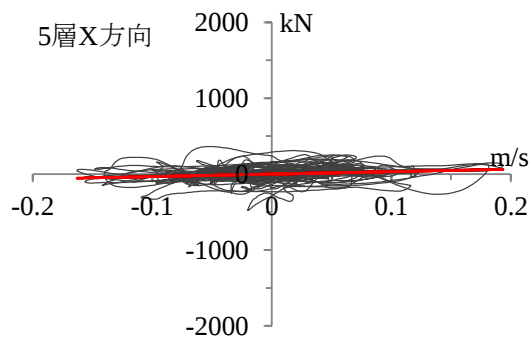


図 4.8 減衰力と変位速度の関係（粘性ダンパー試験体・鷹取波 100%加振）

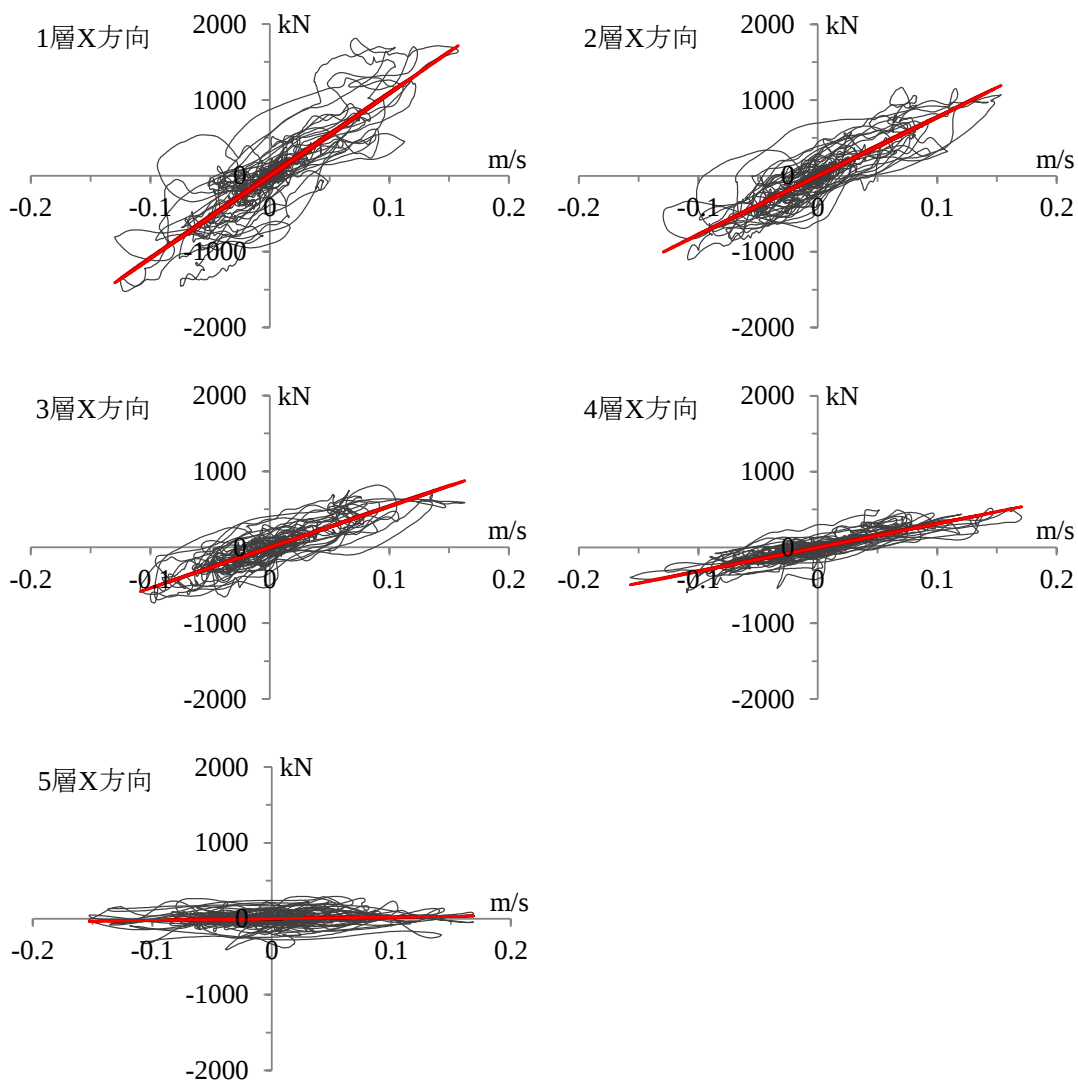


図 4.9 減衰力と変位速度の関係（オイルダンパー試験体・鷹取波 100%加振）

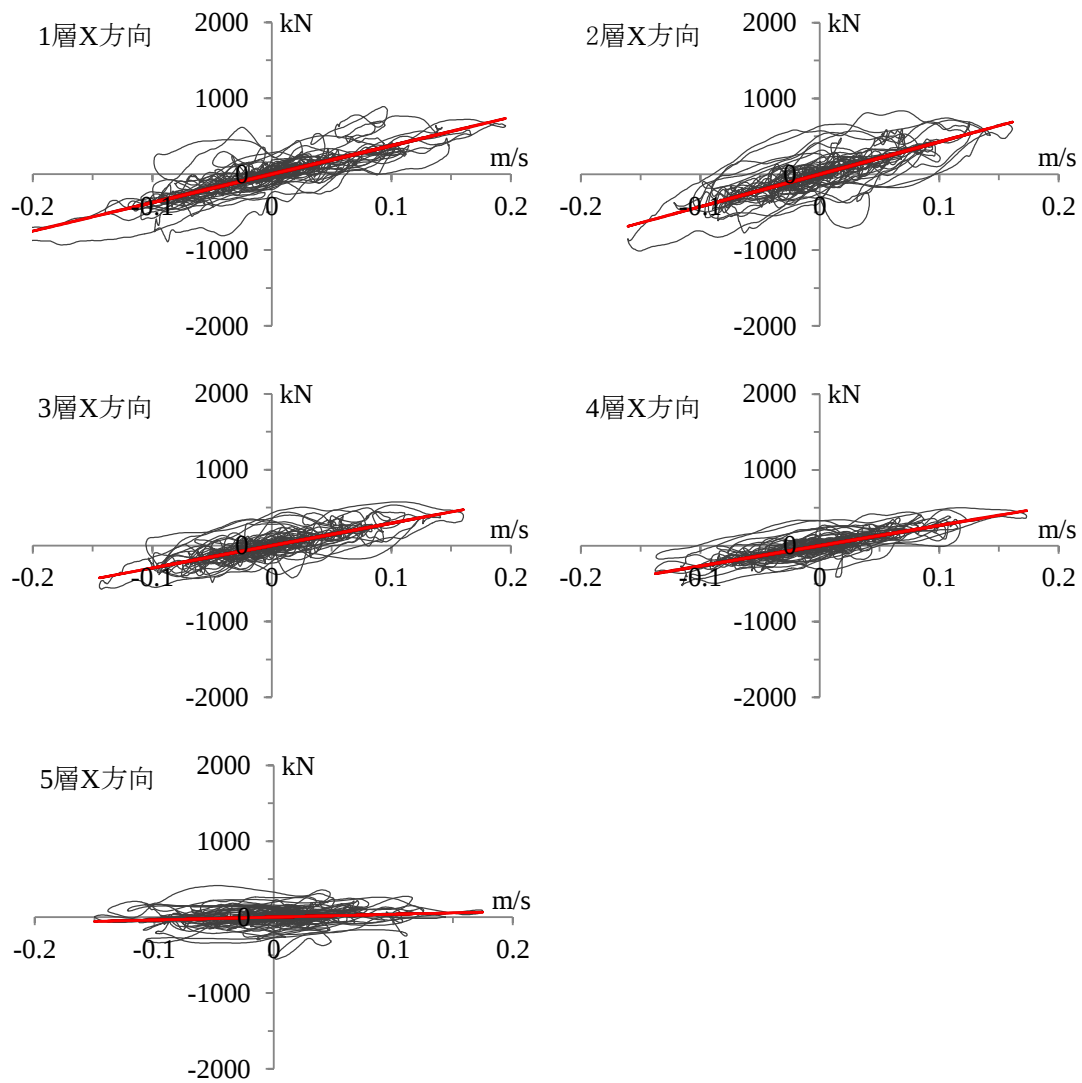
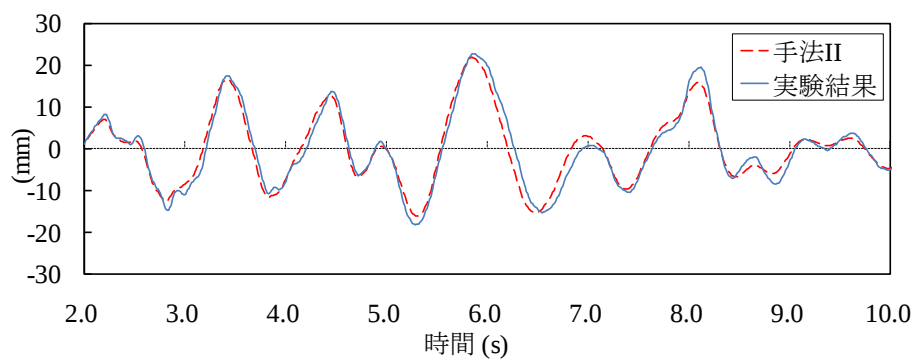


図 4.10 減衰力と変位速度の関係（粘弾性ダンパー試験体・鷹取波 100%加振）

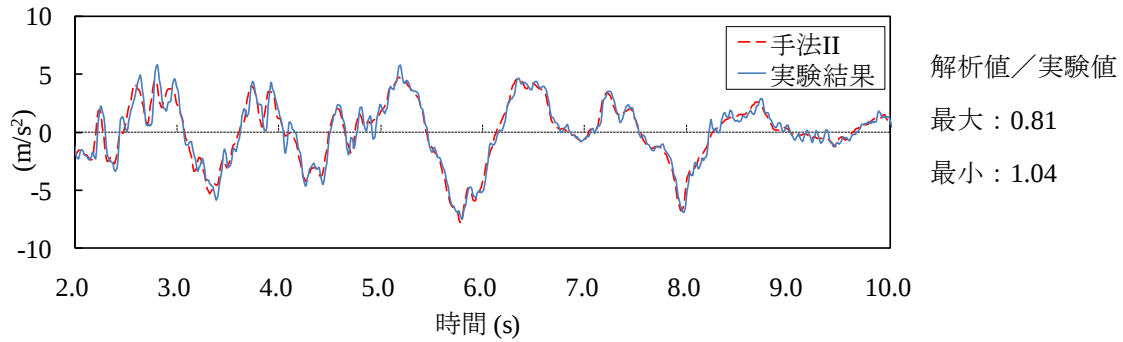


解析値／実験値

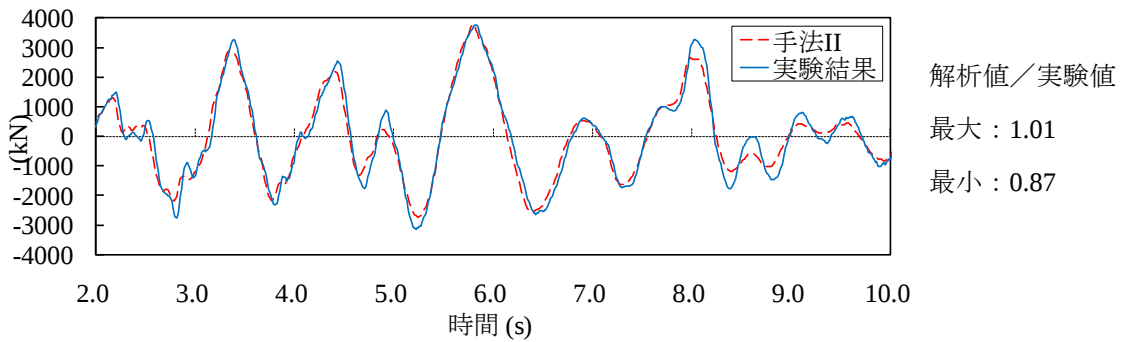
最大：0.96

最小：0.89

(a)



(b)



(c)

図 4.11 同定値を用いた解析結果と実験結果（オイルダンパー鷹取波 100%X 方向） (a) 1 層層間変形角時刻歴 (b) 1 層加速度時刻歴 (c) 1 層層せん断力

4.5 ダンパーに着目した減衰の評価

4.5.1 ダンパーの減衰係数の同定

前節まではシステムである層に着目して層としての減衰を評価していた. 本節では, 個々のダンパーの等価減衰定数をダンパー軸力とダンパー変形に関する実験結果から求め, それらの合計と骨組の粘性減衰の和を試験体全体の減衰定数として評価し, システム同定により得られたダンパー付き試験体の減衰特性との関係を比較する. 対象とするダンパーは, ダンパー力が速度のみに依存している粘性ダンパーとオイルダンパーとする. 個々のダンパーの等価減衰定数は, 第 2 章に示されたモデルを用いて, ダンパーの軸力と変形の実験結果から評価する.

オイルダンパーと粘性ダンパーの軸力と変形は(4.9)式に従う.

$$\frac{\dot{F}(t)}{K} + \left(\frac{F(t)}{C_d} \right)^{\frac{1}{\alpha}} = \dot{u}(t) \quad (4.9)$$

ここで, $F(t)$ はダンパー軸力, $u(t)$ はダンパー付加系の軸変形, C_d はダンパーの等価減衰係

数, ドットは時間微分, K はダンパーの付加系の軸剛性でダンパーの剛性 K_d とブレースの剛性 K_b の直列和からなる. α は粘性部分の指数であり, 本実験の粘性ダンパーでは $\alpha=0.38$, オイルダンパーでは $\alpha=1.0$ である. 実験結果のダンパー軸力と軸変形を用いて, K と C_d を最小自乗法により求める. 図 4.12 は, 実験結果より得た C_d の値と公称値を示したものである. 実験結果の値は, 公称値に近く, 最大誤差は粘性ダンパーで 15%, オイルダンパーで 10%であった. ここで, オイルダンパーは, 鷹取波 70%加振まではリリーフ機構が作用せず, ダンパー軸力と変形の速度は比例関係であった. 一方, 鷹取波 100%加振では, リリーフ機構が作用したので, 線形と仮定した同定値は低く評価される傾向にある.

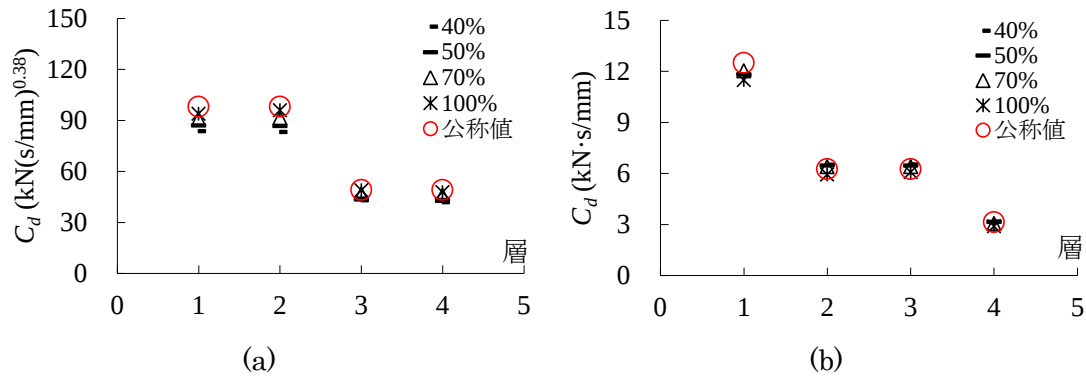


図 4.12 X 方向ダンパーの減衰係数: (a) 粘性ダンパー, (b) オイルダンパー 図中のパーセントは鷹取波加振レベルを示す

4.5.2 ダンパーの等価減衰定数

本節では, 個々のダンパーの履歴ループに関する実験結果より, 個々のダンパーの等価減衰定数を求める. 試験体全体に付加された減衰定数は, これら個々のダンパーの等価減衰定数の和を用いて評価できる. また, ダンパーの減衰特性についても合わせて示す.

粘性ダンパー

図 4.13 は, 調和外力 $F(t) = F_0 \cos \omega t$ における粘性ダンパーの履歴ループを示したものである. 本ダンパーの等価減衰定数 ζ_{eq} は次式により算定される^{4.1)}.

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (4.10)$$

ここで, E_D は粘性ダンパーが 1 ループで消費するエネルギーであり, ループ内の面積に相当する. E_{S0} は, 最大歪エネルギーであり, ハッチをつけた三角形の面積に相当する.

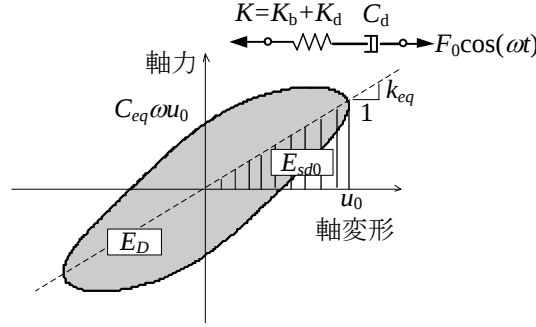


図 4.13 調和外力下における粘性ダンパーの履歴ループ

E_D は次式で算定される.

$$E_D = \int_0^{2\pi/\omega} F(t) \dot{u}(t) dt \quad (4.11)$$

E_{sd0} は次式で算定される.

$$E_{sd0} = \frac{F_0^2}{2K} \quad (4.12)$$

(4.9)式と(4.11)式, および K はエネルギーを消費しないことにより次式を得る.

$$E_D = \int_0^{2\pi/\omega} F(t) \left(\frac{F(t)}{C_d} \right)^{\frac{1}{\alpha}} dt = 4F_0^{1+\frac{1}{\alpha}} C_d^{-\frac{1}{\alpha}} \int_0^{\pi/2\omega} (\cos \omega t)^{1+\frac{1}{\alpha}} dt \quad (4.13)$$

(4.13)式の積分を実行すると次式を得る.

$$E_D = 2\sqrt{\pi} F_0^{1+\frac{1}{\alpha}} C_d^{-\frac{1}{\alpha}} \frac{1}{\omega} \frac{\Gamma\left(1+\frac{1}{2\alpha}\right)}{\Gamma\left(\frac{3}{2}+\frac{1}{2\alpha}\right)} \quad (4.14)$$

ここで, Γ はガンマ関数である. (4.12)式と(4.14)式を(4.10)式に代入し, 次式を得る.

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{\sqrt{\pi}} K F_0^{\frac{1}{\alpha}-1} C_d^{-\frac{1}{\alpha}} \frac{1}{\omega} \frac{\Gamma\left(1+\frac{1}{2\alpha}\right)}{\Gamma\left(\frac{3}{2}+\frac{1}{2\alpha}\right)} \quad (4.15)$$

(4.15)式は, 粘性ダンパーの減衰定数は, 固有円振動数 ω のみならず, α が 1.0 でない場合は, 外力の振幅 F_0 にも依存することが分かる.

ここでは X 方向 1 層の粘性ダンパーを例として取り上げる. 解析モデルでは, 粘性係数の指数 α は製品の公称値である 0.38 である. 50%鷹取波加振結果から同定した K と C_d

は、それぞれ 91 kN/mm と 87 kN/(m/s)^αである。調和外力の振幅を 400kN と仮定し、等価減衰定数は ω を変数として(4.15)式により評価される。図 4.14(a)に、振動数と等価減衰定数の関係を示す。振動数が大きくなるにつれて等価減衰定数が大きく減少する傾向が示されている。1 次から 5 次までの固有振動数における等価減衰定数も示され、5 次の値は 1 次の 0.093 倍となっている。

一方で、調和外力の振動数を試験体の 1 次固有振動数である $f_1=1.77$ Hz と固定し、等価減衰定数を調和外力の振幅 F_0 変数として評価する。図 4.14(b)は、等価減衰定数と外力振幅の関係を示す。振幅が大きくなるにつれて、等価減衰定数が大きくなるのが分かる。

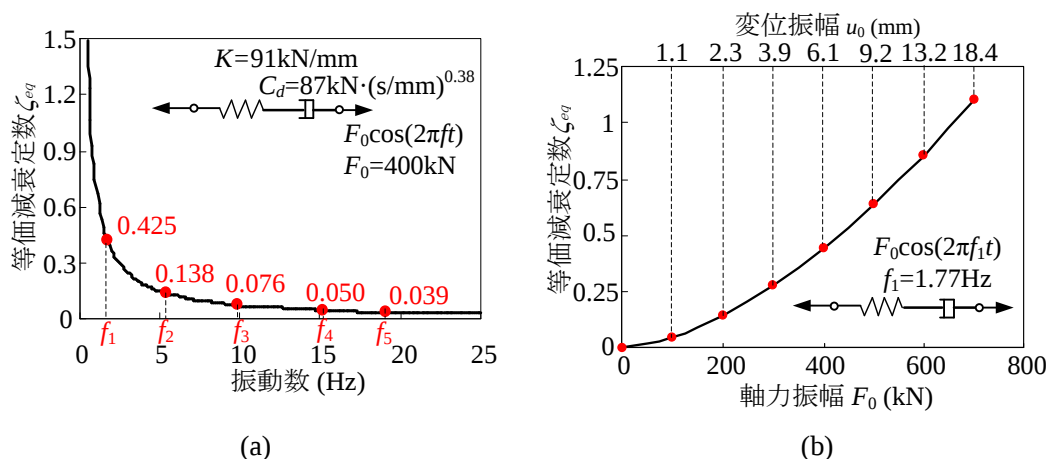


図 4.14 粘性ダンパーの等価減衰定数 (a) 等価減衰定数－振動数関係, (b) 等価減衰定数－外力振幅関係

オイルダンパー

オイルダンパーの場合、粘性係数の指数 α の公称値は 1.0 であるため、ダンパーの等価減衰定数算定する(4.15)式は以下となる。

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \frac{K}{C_d \omega} \frac{\Gamma(3/2)}{\Gamma(2)} = \frac{K}{2C_d \omega} \quad (4.16)$$

(4.16)式は、オイルダンパーの等価減衰定数は、 ω に反比例し、振幅には依存しないことを示している。

図 4.15 は、周波数を変数として(4.16)式により算定される、X 方向 1 層に配置されたオイルダンパーの等価減衰定数を示す。ここで用いた K と C_d は 50%鷹取波加振のダンパーの軸力と変形から同定された値を用いている。図 4.15 は周波数が大きくなるに従い、等価減衰係数は大きく減少していくことを示している。第 5 次の等価減衰係数は、1 次の 0.087 倍と大幅に小さくなっている。

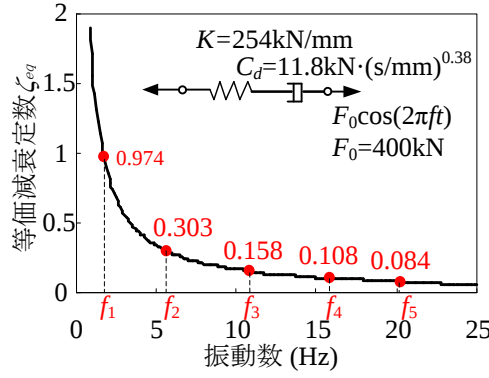


図 4.15 オイルダンパーの等価減衰係数

4.5.3 試験体全体の減衰定数

本節では，試験体全体の減衰定数を，個々のダンパーの減衰定数を評価し，その和を取ることににより評価する．評価した結果をシステム同定)と比較し，システム同定により得られた減衰特性との関係と比較する．

粘性ダンパー付き試験体

試験体が，第 i 次固有振動数で調和振動していると仮定する．そのとき，ダンパーにより付加される減衰定数は次式により算定できる^{4.2)}．

$$\zeta_{i,d} = \frac{\sum_{j=1}^{n_d} E_{Di,j}}{4\pi \sum_{k=1}^N E_{s0i,k}} = \frac{\sum_{j=1}^{n_d} (E_{sd0i,j} \cdot \zeta_{eqi,j})}{\sum_{k=1}^N E_{s0i,k}} \quad (4.17)$$

ここで， $\sum_{j=1}^{n_d} E_{Di,j}$ は全てのダンパーが 1 サイクルで消費するエネルギーの和， $E_{Di,j}$ は第 j

番目のダンパーが消費するエネルギー， n_d はダンパー数， $\sum_{k=1}^N E_{s0i,k}$ は試験体全体の最大

歪エネルギー， $E_{s0i,k}$ は第 k 番目の骨組要素の歪エネルギー， N は骨組要素数， $E_{sd0i,j}$ は第 j 番目のダンパーの最大歪エネルギー，そして， $\zeta_{eqi,j}$ は第 j 番目のダンパーの等価減衰定数を示す．

1 サイクルにおける試験体の最大変形ベクトルを $\Delta_i = \gamma \cdot \phi_i$ とする．ここで， ϕ_i は第 i 次正規化モード形状であり， γ は振幅係数である．試験体の最大歪エネルギーは，次式で算定される．

$$\sum_{k=1}^N E_{s0i,k} = \frac{1}{2} \Delta_i^T K \Delta_i = \frac{1}{2} \gamma^2 \cdot \phi_i^T K \phi_i = \frac{1}{2} \gamma^2 \omega_i^2 \quad (4.18)$$

ここで、 K は試験体の剛性行列、 ω_i は第 i 次の固有円振動数を示す。

第 j ダンパーの最大軸変形は次式で算定される。

$$u_{0i,j} = \gamma \cdot \phi_{i,j} \quad (4.19)$$

ここで、 $\phi_{i,j}$ は、第 i 次正規化モード形状における第 j ダンパーの軸方向変形を示す。

$u = u_{0i,j} \sin(\omega_i t)$ を式(4.10)に入力し次式を得る。

$$\frac{\dot{F}_{i,j}(t)}{K_j} + \left(\frac{F_{i,j}(t)}{C_{d,j}} \right)^{\frac{1}{\alpha}} = u_{0i,j} \omega_i \cos(\omega_i t) \quad (4.20)$$

ここで $F_{i,j}(t)$ は、第 j ダンパーの軸力、 K_j と $C_{d,j}$ は第 j ダンパーの付加系の軸剛性と減衰係数である。(4.20)式を4次ルンゲクッタ法^{4.1)}により解を得る。

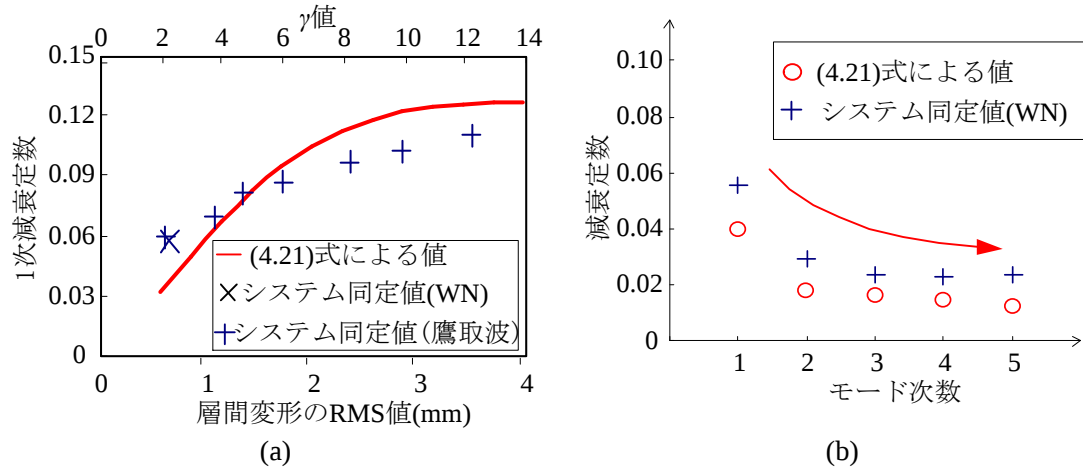
1サイクルのダンパーの挙動における最大歪エネルギーと等価減衰定数は、1サイクルにおける $F_{i,j}(t)$ のピークを $F_{0i,j}$ を用いて、それぞれ(4.12)式と(4.15)式により算定される。すべてのダンパーの減衰定数の和を取ることで、試験体全体の付加減衰を(4.17)式により評価できる。第 i 次モードのダンパー付き鋼骨組全体の減衰定数は、次式で算定される。

$$\zeta_i = \zeta_{i,d} + \zeta_{i,o} \quad (4.21)$$

ここで、 $\zeta_{i,o}$ は、鋼骨組の粘性減衰を表し、非制振試験体のシステム同定結果から、0.01とする。

第3章のシステム同定で得られた固有振動数とモード形状を用いて、上記の方法により減衰定数を評価することができる。ダンパー軸方向変形 $\phi_{i,j}$ は、層間変形にダンパー設置角度の余弦を乗じることで得られる。図4.16(a)に振幅を変数として(4.21)式により評価した1次減衰定数およびシステム同定により得られた減衰定数を示す。ここでグラフの横軸の振幅は、全ての層間変形のRMS値の平均である。図4.16(a)に示される通り、(4.21)式による減衰定数は、システム同定の結果と概ね妥当であるが若干差異がある。しかし、振幅が大きくなるにつれて減衰定数が大きくなること、および次数が上がるにつれて減衰定数が小さくなるといった傾向は同様である。これは、システム同定で用いたホワイトノイズ加振と鷹取波加振時における層間変形の時刻歴波形には、様々な振動数成分が含まれているので、減衰の振動数依存性の影響が含まれているのに対して、(4.21)式を用いた評価では、一定の振動数の正弦波を仮定した結果であることに起因している。

図4.16(b)は、全ての層のRMS振幅をホワイトノイズ加振における値と設定して評価した1次から5次の減衰定数を示す。減衰定数は、モード次数が上がるにつれて減少しており、重ねて表示されているシステム同定による減衰定数も同様の傾向を示している。



図中「WN」はホワイトノイズ波を示す。

図 4.16 粘性ダンパー付き試験体の減衰定数 (a) 振幅－減衰定数関係, (b) モード次数－減衰定数関係

オイルダンパー付き試験体

粘性ダンパー付き試験体と同様の手法により、オイルダンパー付き試験体についても減衰定数を評価する。オイルダンパーの場合は、(4.20)式は次式となる。

$$\frac{\dot{F}_{i,j}(t)}{K_j} + \frac{F_{i,j}(t)}{C_{d,j}} = u_{0i,j} \omega_i \cos(\omega_i t) \quad (4.22)$$

(4.22)式の解は次式で与えられる。

$$F_{i,j}(t) = \frac{K_j (C_{d,j} \omega_i)^2}{K_j^2 + (C_{d,j} \omega_i)^2} u_{0i,j} \sin(\omega_i t) + \frac{K_j^2 C_{d,j} \omega_i}{K_j^2 + (C_{d,j} \omega_i)^2} u_{0i,j} \cos(\omega_i t) \quad (4.23)$$

$F_{i,j}(t)$ の 1 サイクルにおける最大値は次式で表される。

$$F_{0i,j} = \frac{K_j (C_{d,j} \omega_i)}{\sqrt{K_j^2 + (C_{d,j} \omega_i)^2}} u_{0i,j} \quad (4.24)$$

(4.19)式と(4.24)式を(4.12)式に代入し、次式を得る。

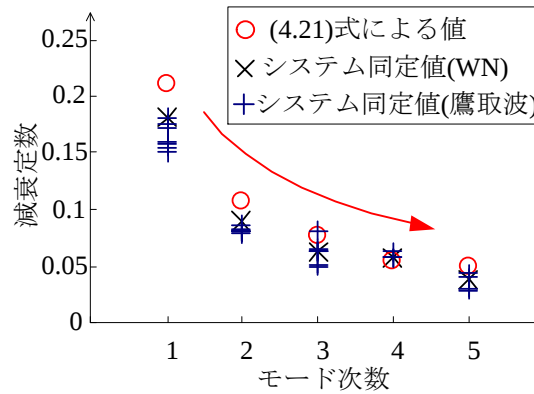
$$E_{s0i,j} = \frac{1}{2} \frac{K_j (C_{d,j} \omega_i)^2}{K_j^2 + (C_{d,j} \omega_i)^2} \gamma^2 \phi_{i,j}^2 \quad (4.25)$$

(4.16)式と(4.25)を(4.17)式に代入し次式を得る。

$$\zeta_{i,d} = \frac{\sum_{j=1}^{n_d} \left(\frac{K_j^2 C_{d,j}}{K_j^2 + (C_{d,j} \omega_i)^2} \cdot \phi_{i,j}^2 \right)}{2\omega_i} \quad (4.26)$$

(4.26)式より，オイルダンパーの付加減衰定数は，振動数に依存しているが，振幅には依存しないことが分かる．

図 4.17 は，1 次から 5 次までの等価減衰定数について，(4.26)式により算定した値とシステム同定による結果を重ねて表示したものである．次数が上がるにつれて，減衰定数が小さくなっていることが分かる．ダンパーの等価減衰係数から算定した減衰定数は，システム同定と同様の傾向で近い値を得ており，(4.21)式による評価方法が概ね妥当であることが分かる．



図中「WN」はホワイトノイズ波を示す．

図 4.17 オイルダンパー付き試験体の減衰定数

4.6 第 4 章のまとめ

本章では，構造体のエネルギー消費性能を直接表す減衰係数に着目し，速度依存ダンパー付き実験結果から，各層の等価減衰係数および個々のダンパーの減衰係数と減衰定数，及び試験体全体の減衰定数を同定し，第 3 章のシステム同定により得られたダンパー付き試験体の減衰定数と比較した．得られた結論を以下に述べる．

- ・ 層の減衰係数の同定を，建物全体の剛性を適切に考慮するために，各階を質点とした建物全体の剛性行列の同定を同時に行う手法で行った．剛性行列をせん断モデルと仮定する場合（手法 I）と曲げせん断モデルと仮定する場合（手法 II）の 2 つの手法が考えれ，せん断バネモデルと平面骨組モデルを用いた解析結果に両手法を適用した結果から，本試験体のような低層の骨組でも剛性マトリクスをせん断モデルと仮定すると，層の減衰

係数の精度は落ちることが分かり，剛性マトリクスは曲げせん断モデル（手法Ⅱ）としなければならないことが分かった．

- ・ 手法Ⅱを用いて，粘性・オイル・粘弾性ダンパー付き試験体の，ホワイトノイズ加振，鷹取波 15%，40%，70%，100%について，各層の等価減衰係数を同定した結果，粘性ダンパー試験体のみ，鷹取波の加振レベルが増大するに伴って等価減衰係数も増大し振幅依存性があることが分かった．また，同定した剛性行列と減衰係数を用いた解析を実施し，実験結果と参照することによって同定した値が妥当であることを確認した．
- ・ 粘性ダンパーとオイルダンパーに関して，個々のダンパーの軸力と変形に関する実験結果から，個々のダンパーの減衰係数を同定した．実験結果より得た値は，公称値に近く，最大誤差は粘性ダンパーで 15%，オイルダンパーで 10%であり，実大の骨組においてダンパーが想定された減衰性能を発揮したことが確認された．
- ・ 粘性ダンパーとオイルダンパーに関して，個々のダンパーの消費エネルギーからダンパーの減衰定数を求め，非制振構造に対してシステム同定で得られた骨組の 1 次減衰定数 0.01 との和によって，ダンパー付き骨組全体の減衰定数を(4.21)式により評価した．この評価された減衰定数を速度ダンパー付き試験体のシステム同定で得られた減衰定数と概ね合致していることを確認し，ダンパー付き骨組の減衰定数の評価方法が(4.21)式で概ね妥当であることを示した．

第 4 章の参考文献

- 4.1) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版株式会社，1981.6.
- 4.2) J. M. Roeset, R. V. Whitman, R. Dobry, "Modal analysis for structures with foundation interaction", Journal of Structural Division (ASCE), 99(ST3), pp.399-416, 1973.

第5章 鋼構造骨組の解析の現状と解析精度及び崩壊挙動に関する検討

5.1 はじめに

本章では、制振鋼構造建物のリダンダンシーに関与する鋼構造骨組部分について、E-デフュゼンスで実施された実大4層鉄骨造建物の崩壊実験を対象とした複数のブラインド解析を総括し、数値解析の現状を把握するとともに、解析パラメータの妥当性と精度に与える影響の分析、および崩壊耐力を向上させる検討を行う。まず初めに、完全崩壊実験の概要と、ブラインド解析の実施内容及び解析実行者が用いたプログラムとパラメータを分析する。次いで、1層の層間変形の時刻歴について、解析結果ができるだけ実験結果に近い「参照モデル」を用いて、合成梁、減衰定数及び柱脚についてのパラメトリック解析を行い、解析パラメータの相違による解析精度に与える影響を調べる。さらに、鋼構造骨組の崩壊挙動の予測を一層向上させるために、剛性と耐力の双方を考慮できる劣化要素を用いた2次元フレームモデルを用い、実験結果との整合を図った上で、1層の柱梁耐力比について検討する。

5.2 ブラインド解析の実施内容

5.2.1 ブラインド解析の実施背景

建築構造物の静的あるいは動的解析法（モデルとプログラム）の性能は、物理実験の結果との比較により検証される。一方で、解析モデルとプログラムには、材料定数、減衰特性などの値を特定できないパラメータが存在する。一般に、システムの応答を予測困難とする要因は、変動性（variability）と、不確実性（uncertainty）に分類される。前者は、入力地震動などの予測不可能な量であり、後者は材料定数などの計測によって確定できる量である。構造物を設計する際には、変動性と不確実性の両者を、正規分布などの確率変数で近似することもあるが、正規分布では無限に大きい材料定数などの非現実的な量が存在することになるので、unknown-but-bounded の概念^{5.1), 5.2)}に基づいて不確実な量の範囲を指定することもできる。

ところで、地震応答解析手法の精度を検証するためには、変動性と不確実性の両者を排除しなければならない。しかし、材料定数や幾何学的量の全てを正確に計測することはできないので、解析パラメータを恣意的に与える余地が残される。したがって、実験終了後に解析を行うと、実験結果に適合するように解析パラメータを変更することが可能となる。

以上のような理由により、解析モデルとプログラムの精度を検証するためには、実験結果を知らずに、解析を実行する必要がある。このような目的で、さまざまな実験に対して、ブラインド解析（blind analysis あるいは blind prediction）が企画されている。例えば、1985

年にカナダにおいて、コンクリートパネルの実験結果を予測する企画^{5.3)}が実施された。米国カリフォルニア大学サンジエゴ校では、2000年に2層木造住宅の振動台実験結果を予測する企画^{5.4)}が実施され、2006年にも7層RC造骨組の弾塑性地震応答の振動台実験結果を予測する企画^{5.5)}が行われた。また、2005年には、スイスにおいてコンクリートスラブのせん断載荷実験結果を予測する企画^{5.6), 5.7)}が行われている。さらに、日本でも塩原ら^{5.8)}によって、RC骨組の接合部について、解析精度検証のためのベンチマーク実験が行われ、それに伴って、ブラインド解析が企画された。

(独)防災科学技術研究所(以下、防災科研)兵庫耐震工学研究センターは、2007年9月に実施された実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験を対象として、ブラインド解析を募集し、解析精度の比較検討を行った^{5.9)}。本企画の目的は、鋼構造物の地震時応答を予測するための数値解析技術および解析モデル作成技術の向上であり、最終的な目標は高精度の数値シミュレーションを通じて構造物の耐震性能の改善に貢献することである。

実大実験の解析によるシミュレーションについては、多数の研究が存在する^{5.10)~5.14)}。しかし、鋼構造骨組の設計に用いられる代表的解析パラメータが、実大の建物の応答に及ぼす影響については、これまで松宮ら^{5.15)}によって静的漸増繰り返し載荷に対して検討されたことはあるが、動的な載荷に対して詳細に調査されたことはない。

本節では、ブラインド解析の企画と設定にあたって顕在化した問題点をまとめる。次に、複数の解析結果から、予測結果の傾向について検討し、さらに、実大構造物の動的載荷実験と比較して、解析の現状を把握するとともに、各種パラメータの応答予測に与える影響を検討する。

5.2.2 完全崩壊実験の概要

本実験は、建物の完全な崩壊時の挙動を解明するために、現行の耐震基準に従って設計・施工された実大4層鉄骨造建物を、防災科研の実大3次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いて動的に崩壊させた実験である^{5.16), 5.17)}。試験体は、写真5.1に示すような、1×2スパンの4層鉄骨造ラーメン構造であり、階高などは図5.1に示すとおりである。柱はBCR295を用いた300mm角のFBランクの角形鋼管、梁はSN400Bを用いた350×175～400×200シリーズのFAランクのH形鋼、柱脚は露出柱脚タイプとしている。床スラブは、2～4階床を山高さ75mmの上に等厚部100mmを持つ合成スラブと、R階床では150mmの等厚スラブとし、いずれも梁とスタッドボルトで結合させている。さらに、本試験体には、外周部のうち長辺方向1辺を除く3辺に、全層にわたりALC外壁が設置され、2～4層には天井、扉および間仕切り壁等の非構造部材も設けられ、倒壊防止用の鉄骨架台が、積載荷重を兼ねて各階に設置された。また、実験に先立ち、すべての鋼材とコンクリートの材

料試験, および試験体と同一ロットの鋼材を用いた合成梁と柱の実大部材実験^{5.18), 5.21)}が実施されている。

加振には, 第2章で述べた鷹取波を用い, X, Y, Zの3方向に, それぞれEW, NS, UD成分を, スケールを順次増加させて入力した。実験における各ステップの地震動レベルは, 事前に決定せずその前のステップにおける試験体の挙動から判断し決定され, 結果的に, 鷹取波原波の加速度を5%, 10%, 12.5%, 20%, 40%, 60%, 100%の順にスケーリングして入力した。このうち, 20%, 40%の震動台上の最大速度は, それぞれ0.25m/sec, 0.5m/secであり, 超高層建物の設計におけるレベル1, レベル2に相当する。試験体は, 20%加振までは弾性であり, 40%加振で2階パネルと1層柱の塑性化を伴う1, 2層のパネル崩壊型のメカニズムを形成し始める。60%加振でさらに1, 2層の部材の塑性化が進み, パネル崩壊型からパネル・梁複合崩壊型のメカニズムへと徐々に移行しつつあり^{5.17)}, 100%加振で1層柱の局部座屈による層崩壊メカニズムが形成され, 最終的に1層で大きな層間変形を生じた後に, 震動台上に設置された防護柵で止められ実験を終了している^{5.19)}。柱脚に関しては, アンカーボルトの降伏で決まる曲げ耐力が, 柱の耐力を十分上回っていたため, アンカーボルトに塑性化は生じていない^{5.16)}。

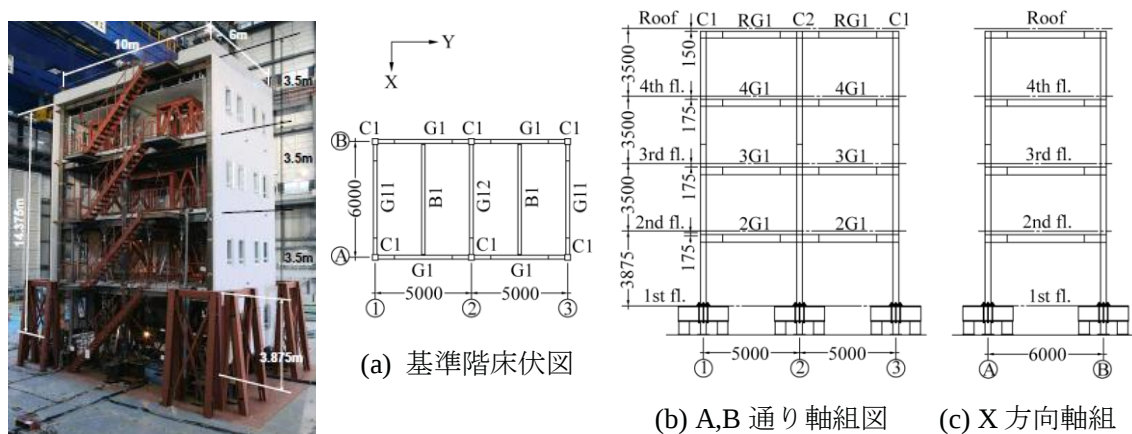


写真 5.1 完全崩壊実験
試験体全景

図 5.1 完全崩壊実験試験体の床伏図・軸組図 (単位: mm)

5.2.3 ブラインド解析の実施上の問題点

ブラインド解析を実施する上での問題点は, 以下のようにまとめられる。

1. 実際の実験では, 小さな加振から始めて, その応答や損傷程度に応じて徐々に加振レベルを上げつつ, 試験体を崩壊に導くため, 事前に加振レベルや加振回数を特定することは難しい。
2. 震動台実験での実際の入力加速度は, 原波とは異なり, 実験実施時に観測される震

動台の応答によって確定される。

3. 床スラブに用いられたコンクリートの強度試験は、実験実施日に行うので、実験前には不確定である。

ここで2.に関しては、文献 5.16)に記載がある通り、地震波と実際の入力加速度の速度応答スペクトルが概ねよい対応を示したことが分かっているが、数値解析と実験結果の間の誤差の要因をできるだけ排除するために、実際に実験で入力された加速度を用いることとした。

上記 1～3 の困難点を解決するため、企画は次の 2 段階で構成された。

- i 実験前解析：入力として想定する地震動および想定されるコンクリート強度を用いて、加振時挙動を予測する。この解析結果は企画の対象とはならないが、解析モデルと入力パラメータは、この段階で確定するものとする。
- ii 実験後解析：実際に震動台で計測された加速度およびコンクリート強度試験結果を用いて、i と同一のモデル及び解析手法により加振時挙動を予測する。

実験前解析に対しては、鷹取原波の 60%と 100%の加速度が与えられた。一方、実験後解析に対しては、企画の対象レベルは、60%加振と 100%加振であったため、試験体が塑性化を示す 40%, 60%, 100%加振において震動台で観測された加速度が与えられた。

5.2.4 ブラインド解析実施内容の詳細

(a) ブラインド解析の実施体制およびカテゴリー

本企画は、防災科研が推進する「E-ディフェンス鋼構造建物実験研究」の実行部会の下に組織された 2 つの WG により実施された。解析 WG は、企画の告知、解析に必要なデータの配布、質疑回答、解析結果の受付、審査結果の公表等を担当し、一方の完全崩壊実験 WG は、震動台実験を実施し、実験データを提供した。

参加は、個人またはチームとし、4 つのカテゴリー、(i)立体解析・研究者、(ii)立体解析・実務者、(iii)平面解析・研究者、(iv)平面解析・実務者の中から、登録するカテゴリーを選択することとした。立体解析と平面解析の双方に登録することも可能とした。カリフォルニア大学での 7 層 RC 造の企画では、学部学生、研究者、実務者の 3 つのカテゴリーに分けられた。しかし、日本では学部学生が指導教員から独立して参加することは考えにくく、カリフォルニア大学での 7 層 RC 造の企画でも学部学生の参加者は極めて少なかったこと、および研究者は研究用プログラム、実務者は商用プログラムを使用することを当初想定したので、解析実行者の種別での分類を研究者と実務者とした。一方、平面解析と立体解析では、モデル化の方針、手間や解析時間が異なると考えられたので、研究者と実務者それぞれについて、平面解析と立体解析のカテゴリーを設けた。

(b) 解析実行者への配布資料

配布された資料は、意匠図、構造図、重量分布、材料試験結果、実大部材実験結果、計測とデータ処理の方法および予備解析結果^{5,20)}である。さらに、実験前解析に対しては鷹取原波の加速度の60%と100%の時刻歴と応答スペクトル、事後解析に対しては40%, 60%, 100%加振における震動台上での加速度実測値の時刻歴が配布された。

材料試験結果

試験体の柱および梁に使用されたすべての鋼材に対して、1体ずつ図5.2に示す引張試験結果が配布された。梁材の強度の基準強度に対する倍率の方が、柱材の強度の基準強度に対する倍率より高い傾向が見られた。また、床スラブに用いたコンクリートについて、それぞれ1体ずつ図5.3に示す強度試験結果が配布された。各階とも設計基準に対する倍率の方が、柱材の強度の基準強度に対する倍率より高い傾向が見られた。また、床スラブに用いたコンクリートについて、それぞれ1体ずつ図5.3に示す強度試験結果が配布された。各階とも設計基準強度 21N/mm^2 (MPa) よりも高い強度が得られている。

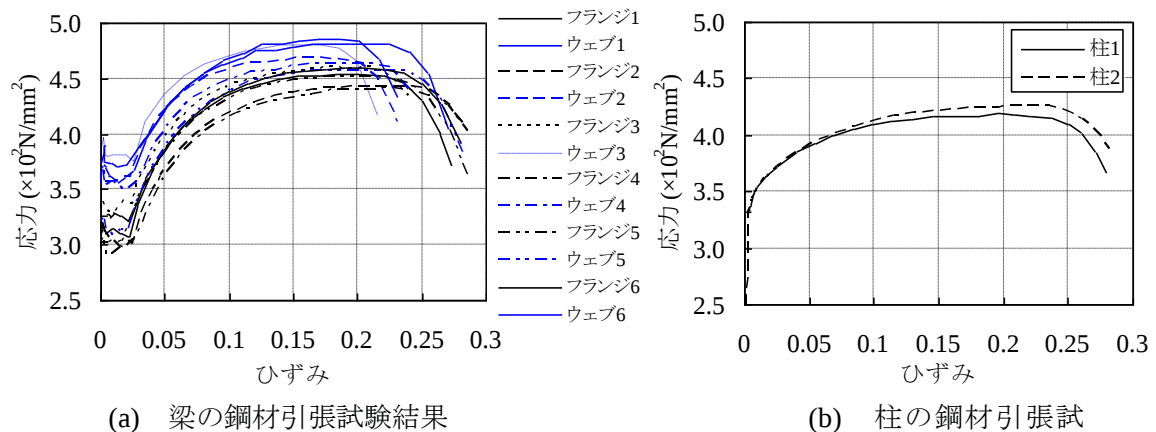


図 5.2 鋼材引張試験結果

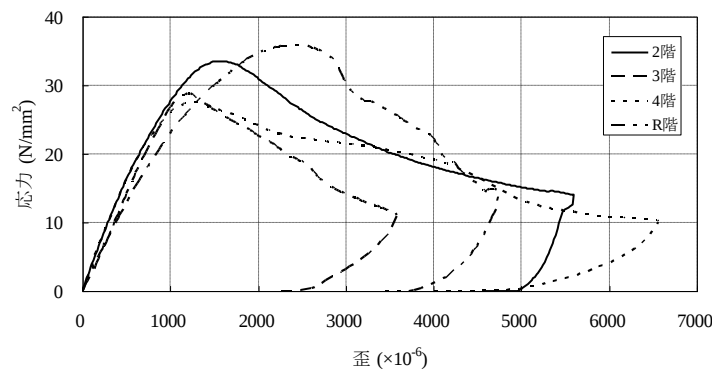


図 5.3 コンクリート強度試験結果

実大部材実験結果

合成梁、純鉄骨梁および柱の3種類の部材性能を把握することを目的として、試験体の一部を試験体製作時と同一ロットの鋼材を用いて製作し、静的繰り返しを与える実大部材実験が山田らによって行われた^{5.18), 5.21)}。スラブ付きの合成梁の実験では、柱と片持ち梁を接合した構造に対して、スラブ付きと純鉄骨の2体について、それぞれ繰り返し載荷試験が実施された。また、柱の実験では、4層試験体の内柱の軸力に相当する500kNの軸力を載荷した状態で、水平ジャッキを用いて載荷実験を行った。試験体は、0°方向載荷用と45°方向載荷用の2体で、いずれも静的繰り返し加力によっている。これらの実験に関して、試験体図面、載荷履歴図および荷重－変形関係結果図を配布した。

(c) 解析実行者の提出資料

実験前解析と実験後解析で提出を求めた資料は、以下の通りである。

実験前解析提出資料

- i 応答の予測値：
 - ・各床レベルでの基礎からの相対変位、絶対加速度、転倒モーメントの絶対値の最大値
 - ・各層の層せん断力及び層間変形角の絶対値の最大値
 - ・1層柱中央（弾性状態）での工学ひずみの最大値
 - ・各層の残留層間変形角
- ii 補足データ：
 - ・全体の変形と塑性化状況を説明するための図、相対変位の時刻歴
- iii 解析プログラムに対する全ての入力データ：
 - ・解析プログラムでの入力データの出力
 - ・減衰定数や硬化係数などの情報(判断を要するデータについては設定理由を添付)
- iv 解析モデルの説明：
 - ・有限要素、構成則、時刻歴積分法、幾何学的非線形のモデル化など
- v 計算環境：
 - ・使用コンピュータ、プログラム名と分類（商用・自作・研究用）、計算時間（CPU時間、実時間）

実験後解析提出資料

評価項目としては、一般的な解析で参照される下記の[A]の項目とした。例えば、層間ねじれ角、層間曲げ変形量、部材端回転角、および部材曲げモーメント等は、実験結果と解析結果を厳密に整合させることが困難なため除外された。

- i 評価資料

[A] 崩壊前レベル（鷹取 60%加振）：

- 各床レベルでの基礎からの相対変位，絶対加速度，転倒モーメントの絶対値の最大値
- 各層の層せん断力及び層間変形角の絶対値の最大値
- 1 層柱中央（弾性状態）での工学ひずみの最大値
- 各層の残留層間変形角

[B] 崩壊レベル（鷹取 100%加振）：

- X 軸方向（短辺方向）あるいは Y 軸方向（長辺方向）のいずれかの層間変形角が 0.13 あるいは -0.13rad に達する時刻（地震動の開始時刻を 0 とする）。

ii 補足データ：

- 全体の変形と塑性化状況を説明するための図，相対変位の時刻歴。

iii 解析プログラムに対する全ての入力データ

上記の提出資料において，平面解析では Y 軸方向応答，立体解析では X, Y 軸方向応答を対象とした。また，変位と加速度は，床スラブ中央の上面での値とし，各階の加速度から転倒モーメント，層せん断力を計算するための式は，実行 WG から解析実行者に与えた。実験の計測では，自重が作用した時点をもとにするため，柱のひずみには自重によるひずみを含んでいない。さらに，事前解析と事後解析では，入力加速度およびコンクリート強度以外は同一の入力データを用いることを条件とした。

(d) 評価方法と評価結果

評価方法

実験後解析の結果に対して，第 k 応答量（層間変形角，転倒モーメントなどの最大値）の誤差を，(5.1)式で定義される 2 乗和平方誤差 E_k で評価する。

$$E_k = \sqrt{\sum_j (F_{k,j} - F_{k,j}^*)^2} \quad (5.1)$$

ここで， $F_{k,j}$ は数値解析による第 j 層（階）の第 k 応答量， $F_{k,j}^*$ は実験による第 j 層（階）の第 k 応答量である。各項目の順位点 b_k を， E_k の小さい方から 1 位 8 点，2 位 5 点，3 位 3 点，4 位 1 点とし，合計点を(5.2)式で計算する。カリフォルニア大学では 1 位から 4 位に対してそれぞれ 8, 4, 2, 1 点であったが，偶然高精度の結果が得られることを排除するために，1 位と 2 位の得点差を小さくした。

$$P = \sum_{k=1}^n b_k \quad (5.2)$$

ここで， n は審査対象となる応答量の数であり，各カテゴリーで，合計点により順位付けを行った。

5.3 解析実行者と解析パラメータの分析

5.3.1 解析実行者数と解析パラメータの概要

解析実行者数は、合計：47（立体解析（以下、3D）：30，平面解析（以下、2D）：17），研究者：30（3D: 18，2D: 12），実務者：17（3D: 12，2D: 5）であった。解析は複数人で実行した場合もあるため、以降チームで数える。各解析実行者のプログラムの種類と解析モデルを表5.1に、解析パラメータの概要を表5.2に示す。ここで、括弧内は各カテゴリーで3位以内の優秀チームの内数を、不明は提出データからは詳細が分からないことを示す。

5.3.2 各パラメータについての考察

(a) プログラムの種類と解析モデル

解析実行者のプログラムの種類と解析モデルを表5.1に示す。「商用」はいわゆる汎用プログラムである。「研究用」は主に研究用に開発され有償で配布されているものを含む。

「自作」は販売あるいは他の研究者への無償配布を主な目的としないものである。梁と柱のモデル化方法も表5.1に示す。「線材」は部材モデルであり、塑性化領域の集中は、部材を細かく（たとえば10個程度）分割することによって表現する。「線材+ヒンジ+ファイバー」は、梁端をファイバー、柱端をヒンジでモデル化している。全30チームの研究者について、プログラムの使用状況は、「研究用」および「自作」が20チーム（67%），「商用」は9チーム（30%）であり、「研究用」または「自作」のプログラムを用い、ファイバーモデルを採用する等、詳細なモデルを構成する傾向が見られる。一方、全17チームの実務者について、プログラムの使用状況は、「研究用」および「自作」が9チーム（53%），「商

表 5.1 解析実行者のプログラムの種類と解析モデル

		3D：立体解析		2D：平面解析	
		研究者 18	実務者 12	研究者 12	実務者 5
プログラムの種類	商用	6	7	3	1
	研究用	9	3	8	1
	自作	2	2	1	3
	不明	1	0	0	0
梁・柱のモデル	線材	5	2	2	3
	線材+ヒンジ	3	6	4	2
	線材+ファイバー	5	0	5	0
	線材+ヒンジ+ファイバー	2	0	1	0
	シェル	0	3	0	0
	質点	1	0	0	0
	その他	1	1	0	0
	不明	1	0	0	0
小計		18	12	12	5

用」が8チーム（47%）であり、「研究用」と「商用」の比率はほぼ同程度であった。

表 5.2 解析実行者の解析パラメータ一覧

		3D：立体解析		2D：平面解析	
		研究者	実務者	研究者	実務者
小計		18	12	12	5
CPU time	1 分未満 1 分以上 10 分以下 10 分超 30 分以下 30 分超 不明	2 (1) 4 3 (1) 8 (1) 1	3 3 (1) 1 4 (1) 1 (1)	2 6 (2) 2 2 (1) 0	2 (1) 1 (1) 0 1 (1) 1
総自由度数	100 未満 100 以上 1000 以下 1000 超 不明	0 2 (1) 2 (1) 14 (1)	0 3 (1) 3 (1) 6 (1)	1 (1) 0 0 11 (2)	1 (1) 1 (1) 0 3 (1)
材料実験・実大 部材実験	材料実験参照 実大部材実験参照 参照しない 不明	6 (2) 4 5 (1) 3	5 (2) 2 4 (1) 1	7 (3) 2 3 0	3 (3) 0 0 2
合成梁の考慮	Yes. No. 不明	7 (2) 2 (1) 9	7 (2) 0 5 (1)	10 (3) 0 2	4 (3) 0 1
剛床仮定	Yes. No. 不明	4 (1) 0 14 (2)	4 (1) 1 7 (2)	1 1 (1) 10 (2)	2 (1) 0 3 (2)
減衰タイプ	Rayleigh 剛性比例 その他 不明	9 (2) 2 (1) 0 7	5 (1) 2 0 5 (2)	8 (2) 0 1 (1) 3	3 (1) 0 0 2 (2)
減衰定数	0.02 未満 0.02 0.02 超 不明	1 8 (2) 3 (1) 6	1 6 (2) 2 3 (1)	2 (1) 6 (1) 4 (1) 0	0 3 (2) 2 (1) 0
柱脚	回転バネ 固定 その他 不明	2 (1) 1 2 13 (2)	4 (1) 0 2 6 (2)	2 (1) 0 1 (1) 9 (1)	2 (1) 1 (1) 0 2 (1)
幾何学的非線 形	Yes No 不明	3 (2) 2 13 (1)	7 (1) 1 (1) 4 (1)	5 (2) 1 (1) 6	3 (2) 1 (1) 1
積分法	Newmark- β その他 不明	12 (2) 2 (1) 4	6 (1) 1 (1) 5 (1)	8 (2) 0 4 (1)	3 (2) 1 (1) 1
時間刻み Δt	$\Delta t \leq 0.001$ $0.001 < \Delta t \leq 0.01$ $0.01 < \Delta t \leq 0.02$ $0.02 < \Delta t$ 不明	1 3 (1) 1 (1) 0 14 (1)	4 4 (2) 0 1 3 (1)	1 (1) 2 1 0 8 (2)	1 (1) 1 (1) 0 0 3 (1)

注) ()内は、各カテゴリー3位以内の優秀チーム数を表す。

(b) CPU時間

コンピュータの性能と連動するので一概に傾向を判断できないが、2Dに関しては、17チームの解析実行者のうち約65%の11チームおよび優秀6チームのうち4チームが600秒以内であり、2D全体の平均は、2950秒である。3Dに関しては、数秒から100時間を超えるものまでばらつきが大きく、3D全体の平均は57600秒と2D全体に比べて大きい。3位優秀チームの中には、2D、3Dともに約300秒と比較的短い解析実行者がいることから、解析時間と精度の相関関係は低いと言える。

(c) 総自由度数

3D全体の30チームにおいて1000自由度を超えるチームは、5チーム（17%）と少なくないが、2D、3Dともに300自由度程度で3位以内に入っていることから、線材要素を基本とした数百自由度で精度のよい解析を行うことは十分に可能である。

(d) 材料試験・実大部材実験

2.3.2 節で示した材料試験および実大部材実験結果については、全 47 チームのうち、29 チーム（62%）が参照していたが、12 チーム（26%）は考慮していなかった。また、優秀12 チームのうち、10 チーム（83%）が実大部材実験を参照していた。解析モデルの実大部材実験への適合性を優先するため、材料強度は材料試験結果に基づかないチームもみられた。一方で、材料試験結果のみを参照したチームは3位以内に入っていないことから、よりマクロな部分架構のレベルでパラメータを調節することが、解析精度を向上させる鍵になることが分かる。

(e) 合成梁

全47チームのうち、28チーム（60%）が考慮しており、不明なチームを除き、考慮していないチームはわずか2チーム（4%）と大半のチームが合成梁を考慮している。鉄骨梁のみに対する増大率については、明らかになっているチームは少ないが、曲げ剛性は1.2～2.13倍、曲げ耐力は1.2～1.35倍とばらつきがあり、正曲げ、負曲げで増大率を変えている場合や剛性のみ増大させている場合が見られた。また、優秀12チームのうち、10チーム（83%）が合成梁を考慮したが、耐力と剛性の設定のばらつきは、全チームのばらつきと同程度であった。

(f) 剛床仮定

剛床仮定の考慮については、大半のチームで不明であり、考慮していない優秀チームもあった。本実験では、剛床仮定の考慮は解析精度の向上のために必須ではないと考えられる。

(g) 減衰タイプおよび減衰定数

減衰タイプに関しては、全47チームのうち25チーム（53%）が、また優秀12チームの中ではデータが得られた8チーム中6チーム（75%）がレイリー減衰を採用していた。減衰定数に関しては、全47チームのうち0.02未満が4チーム（9%）、0.02が23チーム（61%）であり、0.02超は11チーム（23%）となっている。0.02超では、0.03としたチームが多く、最大では0.05であった。多くのチームが0.02を採用しているが、単に標準的な値という意味合いが強く、精度との間には明確な層間関係はみられない。

(h) 柱脚

データが得られた優秀6チームのモデル化は、弾性回転バネモデルが4チーム（67%）、スリップ型バイリニアモデルおよび固定モデルがそれぞれ1チーム（16%）であったことから、柱脚については、回転剛性を適切に考慮する必要がある。

(i) 幾何学的非線形性

全47チーム中18チーム（38%）が、幾何学的非線形性を考慮している一方で、5チーム（11%）は考慮していない。優秀12チームでは、7チーム（58%）は考慮しているが、3チーム（25%）は考慮していない。鷹取60%加振では、1層の層間変形角は、X方向0.012rad、Y方向0.019radであり、この程度の振幅では、幾何学的非線形性が解析精度に与える影響は小さいと考えられる。

(j) 時刻歴積分法

全47チーム中29チーム（62%）が、また優秀12チームの7チーム（58%）が、Newmark β 法を採用している一方で、優秀12チームのうちの3チーム（25%）は他の方法（Hilber-Hughes-Taylor法など）を採用していることから、鷹取60%加振では、積分法の違いが解析精度に与える影響は小さいと考えられる。

(k) 時間刻み

データが得られた全19チームのうちの10チーム（53%）、およびデータが得られた優秀7チームのうち4チーム（57%）が0.001秒以上0.01秒以下であった。したがって、0.001秒以上0.01秒以下の時間刻みで十分な精度が得られると考えられる。

5.3.3 2Dと3Dおよび研究者と実務者の比較

本実験において建物のねじれ挙動は微小であったので、2Dと3Dを直接比較することが可能である。そこで、2Dと3Dおよび研究者と実務者を比較するために、共通であるY方向について、全解析実行者による評価を行った。チーム数が多いことから、各応答値の配点は、企画のルールで採用した1位から4位まで8, 5, 3, 1点より細かくし、1位から8位まで10, 8, 6, 5, 4, 3, 2, 1とした。その結果、2Dと3Dの比較では、上位10チームの内訳は、3Dが1, 2, 5, 6, 7, 10位、2Dが3, 4, 8, 9位となり、前述の評価方法を用いると3Dが27点、

2D が 12 点となる。これを解析実行者数で割ると、3D が 0.900 点、2D が 0.706 点となる。このように、1 位と 2 位が 3D であることから、若干 3D の精度が高い傾向が見られるものの、CPU 時間から推測されるモデル作成の労力と計算量の差程の精度の差は見られない。また、研究者と実務者の比較では、研究者が 1, 2, 4, 10 位、実務者が 3, 5, 6, 7, 8, 9 位であり、平均得点はそれぞれ 0.767 点、0.941 点である。したがって、研究者と実務者では明確な差はみられず、ねじれの小さい建物では 2D 解析で高い精度が得られると言える。

5.3.4 60%加振に関する1層層間変形角と1層層せん断力の予測値の分布傾向

図5.4(a), (b)は、それぞれ1層層間変形角と1層層せん断力に関して、解析実行者による解析結果の実験結果に対する比を昇順に並べたものである。図5.4(a)と(b)を比べると、標準偏差は、層間変形角では0.62に対し、層せん断力では0.10と、変形の予測は比較的ばらつく傾向にあることがわかる。また、層せん断力の平均は0.82と概ね実験結果に近いものの、ほとんどの予測結果が実験結果を下回っている。

5.3.5 残留層間変形角

図5.4(c)は、1層残留層間変形角に関して、解析実行者による解析結果の実験結果に対する比を昇順に並べたものである。解析結果の実験結果に対する比が1.0付近となっているチームは、わずか数チームであり、残留変形を反対方向に予測したチームが6チーム、ほぼ残留変形は生じないと予測したチームが5チーム、また予測の比が5倍以上となっているチームが8チームであった。上下5チームを除く比の平均は2.14、標準偏差は2.47と、残留層間変形角の予測は、層間変形角や層せん断力に比べてチーム間で大きなばらつきがみられる。これは、残留層間変形角が比較的小さな値で予測値がばらつきを生じやすいためであり、残留層間変形角の予測の難しさが表れている。

5.3.6 崩壊加振

図 5.5 は、崩壊時刻に関して、解析実行者による解析結果の実験結果に対する比を昇順に並べたものである。約 20 チームの予測がほぼ実験結果に近い状況となっているが、一方で 18 チームが倒壊しない、あるいは鷹取 60%加振で倒壊してしまう等の理由により予測不可能となっており、崩壊実験結果の予測の難しさが表れている。

5.4 合成梁、減衰定数および柱脚のモデル化の解析精度に与える影響の検討

5.4.1 参照モデル

5.3 節での解析実行者の解析パラメータの分析では、合成梁のモデル化方法について、優

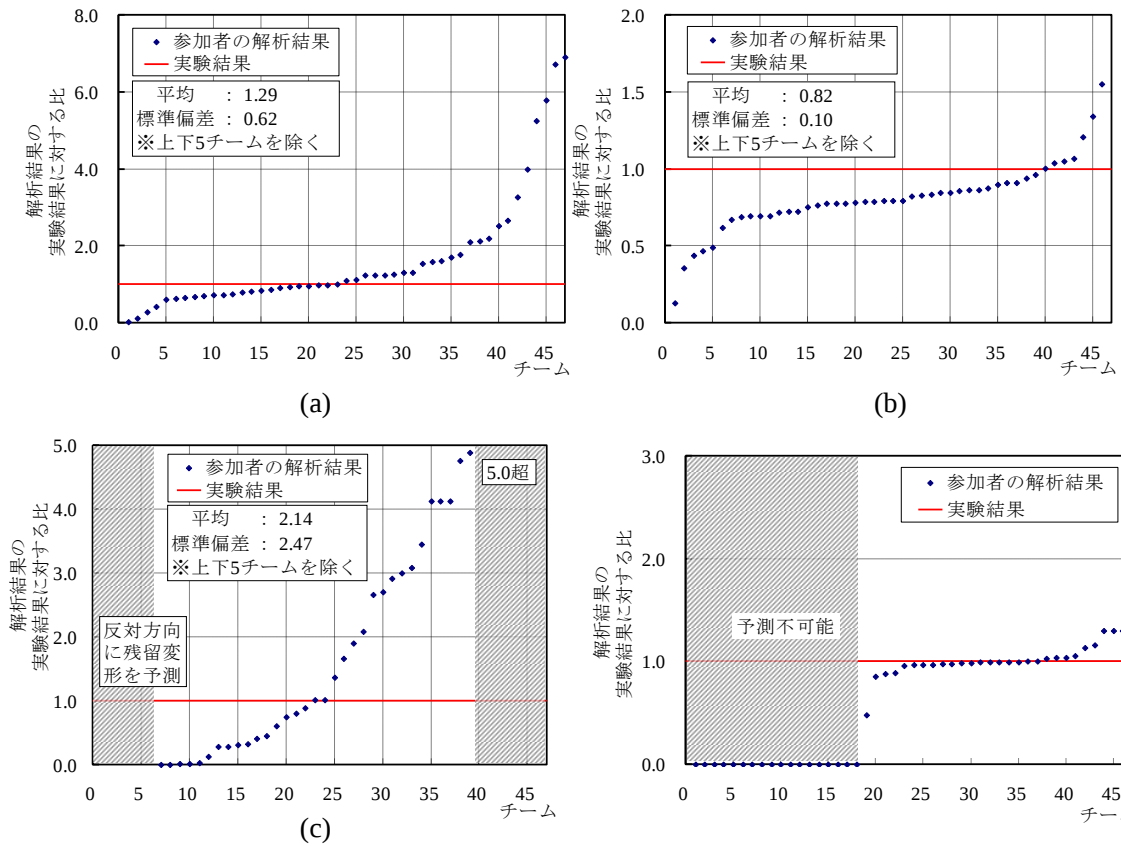


図 5.4 全解析実行者の Y 方向応答予測値の実験値に対する比 (a)1 層層間変形角, (b)1 層層せん断力, (c)1 層残留層間変形角

図 5.5 全解析実行者の崩壊予測時刻の実験値に対する比 (昇順)

秀チームの間でも比較的大きなばらつきが見られた。また、減衰定数についても、解析実行者の設定値は実験から推定された値と異なっている。さらに、柱脚のモデル化は、完全固定ではなく回転剛性を適切に考慮する必要も明らかになった。加えて、既往の研究においても、鉄骨造ラーメン構造の大きな損傷や崩壊には、合成梁や柱脚のモデル化が大きく影響することが指摘されている^{5.22)~5.26)}。

そこで、合成梁効果、減衰定数、柱脚復元力特性という 3 つの因子が解析結果に与える影響を検討するために、1 層の層間変形の時刻歴について、解析結果ができるだけ実験結果に近い「参照モデル」を作成する。このモデルを用い、合成梁、減衰定数、柱脚モデルの諸元をそれぞれパラメトリックに変更して、解析実行者の中で最も多く使用されていた OpenSees^{5.27)}を用いて立体解析を行い、1 層の応答と実験結果を比較して各パラメータの影響を検討する。入力はいずれも鷹取 60%加振とする。「参照モデル」の概要は以下の通りである。

- ・ 鋼材の構成則は、梁フランジ・梁ウェブ・柱ともに、各材料試験結果の平均値を採用

したバイリニアであり，降伏後の 2 次勾配は初期剛性の 1%とする．

- コンクリートの構成則は，図 5.6 に示すように最大強度点 (f_u) とそのひずみ (ε_0)，および破壊点の強度 (f_{pu})とそのひずみ (ε_u) を定義するモデル化方法とする．
- 柱，梁はファイバー要素によりモデル化する．柱は 1 辺を幅方向に 10 分割し，梁フランジは幅方向 10 分割，板厚方向 2 分割とし，梁ウェブはせい方向 10 分割，板厚方向 2 分割とする．
- 予備解析結果^{5.20)}および実験結果^{5.19)}から，1 層柱の局部座屈により試験体が倒壊することが明らかとなっており，1 層柱のモデル化が解析精度に及ぼす影響が大きいことを考慮して，1 層のみ上下端の要素を細かく分割し，長さが 150mm,150mm, 2700mm, 150mm, 150mm である 5 要素とし，2～4 層は上下端を 300mm とする 3 要素とする．
- 接合部パネルは，梁心と柱心の交点の節点から，梁心および柱心上に沿うフェースまでの短い線材でモデル化する．
- 合成梁は，図 5.7 に示すように，スラブ厚さを 100mm，幅を 400mm，とし，コンクリートの要素分割は，幅方向，厚さ方向ともに 5 分割とする．合成梁の正曲げの初期剛性増大率を実大部材実験と概ね一致する 1.9 となるように，スラブ厚さと幅を設定している．スラブと鉄骨梁には，平面保持の仮定を適用する．
- 減衰タイプは，優秀 12 チームの半数の 6 チームが採用したレイリー減衰とし，減衰定数については，1 層の層間変形角の時刻歴が実験結果^{5.16)}に近くなるように $h_1=h_4=0.06$ とする．ここで， h_i は i 次モードの減衰であり，1 次，2 次および 3 次は，それぞれ X 方向並進，Y 方向並進，およびねじれ最低次モードに，4 次，5 次，および 6 次はそれぞれの 2 次モードに対応する．その結果，6 次までの減衰定数は， $h_2=0.0584$, $h_3=0.0561$, $h_5=0.0615$, $h_6=0.0646$ である．

参照モデルの解析結果と実験結果の 1 層層間変形角の時刻歴を図 5.8 に，1 層層間変形角の

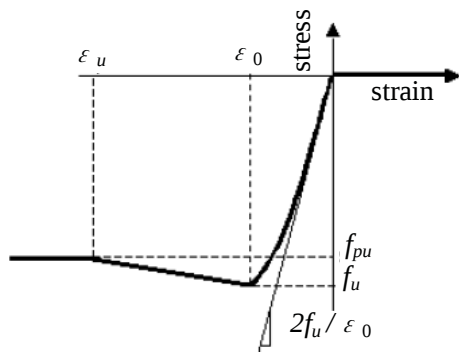


図 5.6 コンクリートモデル

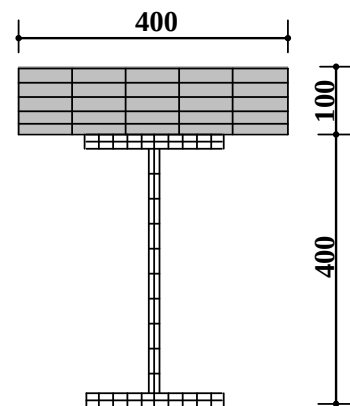


図 5.7 合成梁モデル

最大値 γ と層せん断力の最大値 Q を表 5.3, 5.4 にそれぞれ示す. ここで, 添え字の X, Y は方向を示し, $+$ と $-$ は, プラス側とマイナス側を示す. $[\quad]$ は, 最大層間変形角と最大層間変形角の実験結果に対する比であり, それぞれ最大層間変形角比 (R^D) と最大層せん断力比 (R^Q) で表す.

5.4.2 合成梁

実験における鷹取 60%加振では, 梁の塑性変形量は小さい^{5.17)}ことから, 解析においては, 曲げ耐力の増大率の影響は小さく, 曲げ剛性の増大率が重要である. そこで, 剛性増大率 κ が 1.0, 1.2, 1.5, 1.9 となるように, 合成梁の断面をパラメトリックに変更して解析を行った. 実大部材実験のモデルを解析した結果を図 5.9 に示す. 文献 5.18)によれば, 初期剛性を実験結果に合わせるためには, κ は約 2.0 とする必要がある, 1 層層間変形の時

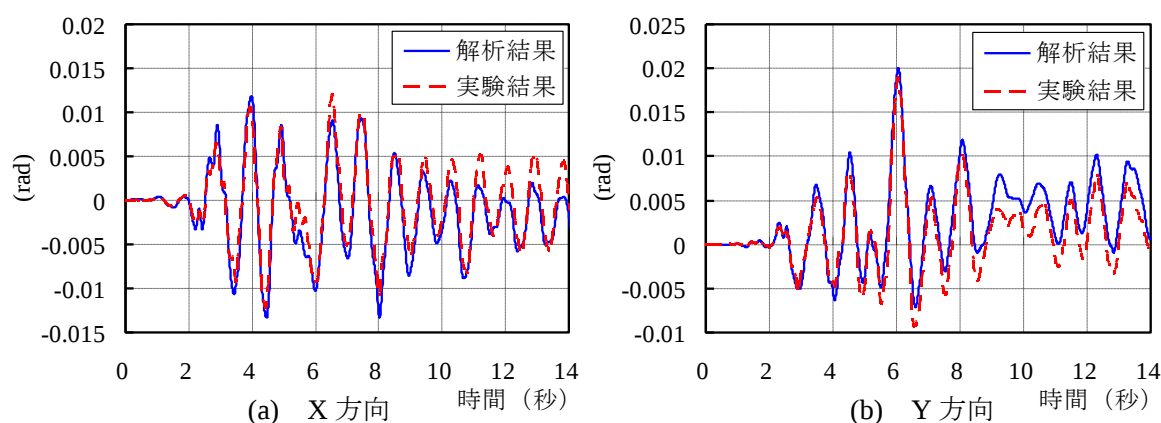


図 5.8 1 層層間変形角時刻歴グラフ (鷹取 60%加振)

表 5.3 参照モデルと実験結果との 1 層最大層間変形角の比較

	X 方向				Y 方向			
	γ_X^+ (rad)	time (sec)	γ_X^- (rad)	time (sec)	γ_Y^+ (rad)	time (sec)	γ_Y^- (rad)	time (sec)
実験結果	0.012	6.5	-0.012	4.4	0.019	6.6	-0.009	6.6
参照モデル	0.012 [1.00]	4.0	-0.013 [1.08]	4.6	0.020 [1.05]	6.3	-0.007 [0.78]	6.9

表 5.4 参照モデルと実験結果との 1 層最大層せん断力の比較

	X 方向				Y 方向			
	Q_X^+ (kN)	time (sec)	Q_X^- (kN)	time (sec)	Q_Y^+ (kN)	time (sec)	Q_Y^- (kN)	time (sec)
実験結果	1170	3.9	-1170	4.4	1420	6.1	-1060	6.5
参照モデル	1170 [1.00]	4.9	-1180 [1.01]	4.5	1060 [0.75]	4.7	-900 [0.85]	2.9

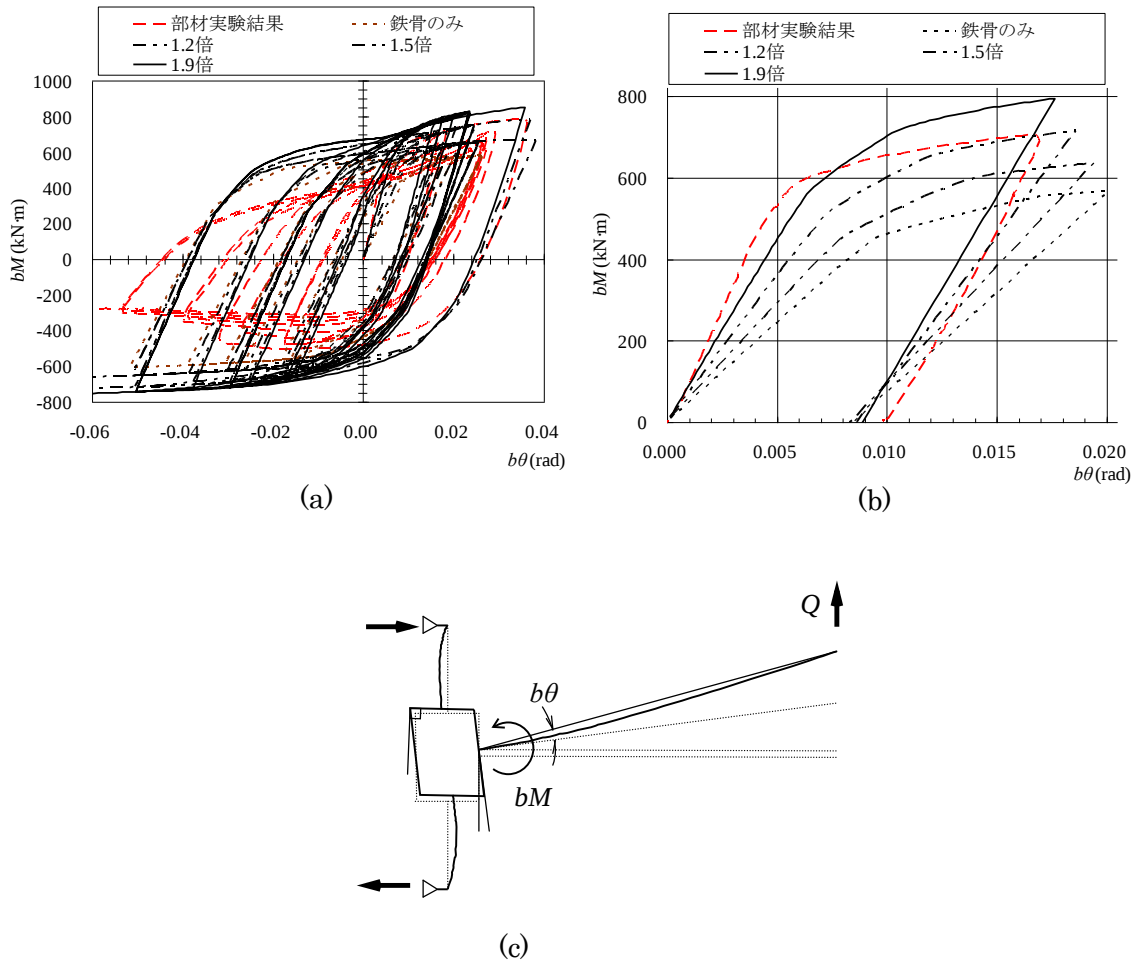


図 5.9 合成梁の梁端曲げモーメントー回転角関係 (a)全体, (b)第一象限拡大, (c)曲げモーメントと回転角の定義

刻歴の一致の程度を考慮して、参照モデルでは 1.9 とした。 κ を 1.0, 1.2, 1.5 とした解析の 1 層の最大応答層間変形角, 最大応答層せん断力を, それぞれ表 5.5, 5.6 に示す。表 5.3, 表 5.5 より, 1 層の最大応答層間変形角は, $0.78 \leq \text{最大層間変形角比} (R^D) \leq 2.17$ とかなり幅広い値を示す。最大となる時刻への合成梁の剛性の影響も大きい。表 5.3 において, 参照モデルの X 方向プラス側の層間変形角 (γ_x^+) の最大時刻が 4.0sec となっており, 実験結果の 6.5sec と大きく異なるが, これは図 5.9(a)に見られるように, ほぼ同じ高さのピークが 4.0sec と 6.5sec に存在することが原因であり, 解析結果が実験結果と適合しない訳ではない。一方, 1 層の層せん断力に対しては, 表 5.4, 5.6 に示すように $0.75 \leq \text{最大層せん断力} (R^Q) \leq 1.08$ と κ の違いによる影響は小さい。以上から, 変位系の最大応答は合成梁の剛性に関して敏感であるため予測が困難であり, 力系は鈍感であるので予測が容易となる傾向がある。

表 5.5 合成梁の剛性の違いによる 1 層最大層間変形角

κ	X 方向				Y 方向			
	γ_X^+ (rad)	time (sec)	γ_X^- (rad)	time (sec)	γ_Y^+ (rad)	time (sec)	γ_Y^- (rad)	time (sec)
1.0	0.018 [1.50]	5.5	-0.026 [2.17]	6.3	0.028 [1.47]	6.4	-0.012 [1.33]	7.1
1.2	0.015 [1.25]	4.1	-0.018 [1.50]	8.4	0.017 [0.89]	6.4	-0.013 [1.44]	7.0
1.5	0.013 [1.08]	4.1	-0.015 [1.25]	8.4	0.018 [0.95]	6.3	-0.010 [1.11]	6.9

表 5.6 合成梁の剛性の違いによる 1 層最大層せん断力

κ	X 方向				Y 方向			
	Q_X^+ (kN)	time (sec)	Q_X^- (kN)	time (sec)	Q_Y^+ (kN)	time (sec)	Q_Y^- (kN)	time (sec)
1.0	1240 [1.06]	4.1	-1260 [1.08]	7.2	1140 [0.80]	4.7	-1030 [0.97]	6.8
1.2	1130 [0.97]	4.1	-1210 [1.03]	8.0	1100 [0.77]	4.6	-930 [0.88]	7.6
1.5	1080 [0.92]	2.7	-1200 [1.03]	8.0	1060 [0.75]	4.5	-900 [0.85]	2.9

5.4.3 減衰定数

鋼構造骨組の解析における等価粘性減衰定数には、慣例的に 2%が採用されることが多い。一方で、本実験では、ALC 外壁や間仕切り壁等の非構造材に生じる摩擦減衰や履歴減衰が加振レベルの増加とともに大きくなり、鷹取 20%加振では建物全体として約 4~5%程度の減衰定数になることが報告されている^{5,16)}。したがって、減衰の振幅依存性から、鷹取 60%の解析では 2%より大きい減衰定数とすることにより、解析精度が向上することが予想される。そこで、X 方向と Y 方向の最低次モードの減衰定数 h_1 , h_4 について、 $h_1 = h_4 = 0.02, 0.03, 0.04, 0.05$ のようにパラメトリックに変更して解析を行った。ここで、参照モデルは $h_1 = h_4 = 0.06$ である。図 5.10 の層間変形角の時刻歴から、減衰定数の違いは、振幅

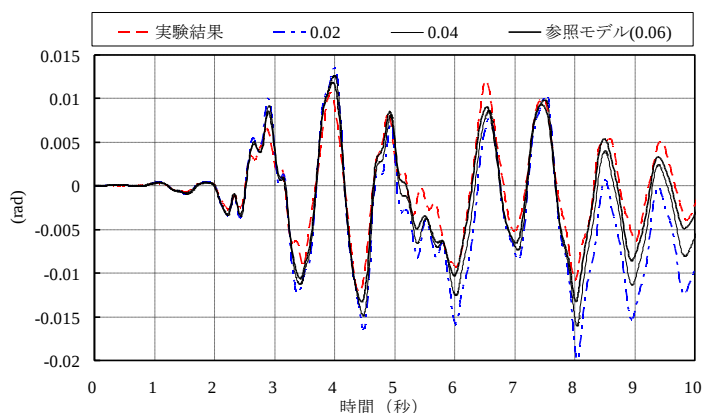
表 5.7 減衰定数の違いによる 1 層最大層間変形角

減衰定数	X 方向				Y 方向			
	γ_X^+ (rad)	time (sec)	γ_X^- (rad)	time (sec)	γ_Y^+ (rad)	time (sec)	γ_Y^- (rad)	time (sec)
0.02	0.014 [1.17]	4.5	-0.020 [1.67]	10.0	0.027 [1.42]	7.4	-0.007 [1.00]	4.7
0.03	0.013 [1.08]	4.3	-0.018 [1.50]	9.3	0.025 [1.32]	7.0	-0.007 [1.00]	4.5
0.04	0.013 [1.08]	4.1	-0.016 [1.33]	8.8	0.023 [1.21]	6.6	-0.007 [1.00]	4.3
0.05	0.012 [1.00]	4.1	-0.015 [1.25]	8.6	0.021 [1.11]	6.4	-0.007 [1.00]	7.1

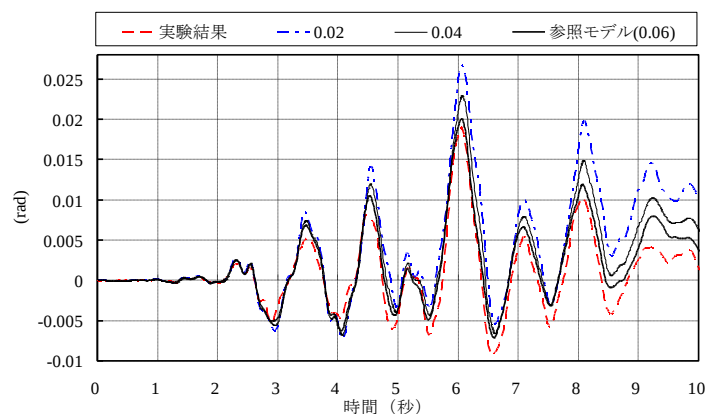
の違いとなって表れることがわかる。表 5.3, 5.7 に示すとおり, 1 層の最大層間変形角は, $0.78 \leq \text{最大層間変形角比} (R^D) \leq 1.67$ とかなり幅広い値を示す。一方で, 表 5.4, 5.8 から, 1 層の層せん断力に対しては, $0.75 \leq \text{最大層せん断力比} (R^Q) \leq 1.09$ と減衰定数の違いによる影響は小さい。以上から, 変位系応答は減衰定数に対して敏感に変動することがわかる。

表 5.8 減衰定数の違いによる 1 層最大層せん断力

減衰 定数	X 方向				Y 方向			
	Q_X^+ (kN)	time (sec)	Q_X^- (kN)	time (sec)	Q_Y^+ (kN)	time (sec)	Q_Y^- (kN)	time (sec)
0.02	1270 [1.09]	5.0	-1200 [1.03]	8.8	1140 [0.80]	4.9	-880 [0.83]	2.9
0.03	1250 [1.07]	5.0	-1190 [1.02]	8.7	1110 [0.78]	4.9	-880 [0.83]	2.9
0.04	1230 [1.05]	4.9	-1190 [1.02]	4.5	1090 [0.77]	4.8	-890 [0.84]	2.9
0.05	1200 [1.03]	4.9	-1190 [1.02]	4.5	1080 [0.76]	4.7	-890 [0.84]	2.9



(a) X 方向



(b) Y 方向

図 5.10 1 層層間変形角の時刻歴

5.4.4 柱脚

実験において、アンカーボルトが塑性化していなかったことから、柱脚は弾性回転剛性を有するモデルが考えられる。そこで、参照モデルとして、柱脚回転剛性を文献 5.20) に基づき、通常的设计で用いる(5.3)式^{5.28)}により算定し 4.89×10^7 kN mm/rad とした。

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_t \cdot A_b (d_t + d_c)^2}{2l_b} \quad (5.3)$$

ここで、 E はアンカーボルトのヤング係数 (N/mm²)、 n_t は引張側アンカーボルトの本数、 A_b は 1 本のアンカーボルトの軸断面積 (mm²)、 d_t は柱断面図心より引張側アンカーボルト断面群の図心までの距離 (mm)、 d_c は柱断面図心より圧縮側の柱フランジ外縁までの距離 (mm)、 l_b はアンカーボルトの長さ (mm) である。一方、柱脚を固定として解析したところ、1 層の最大応答層間変形角と最大応答層せん断力はそれぞれ表 5.9, 5.10 のようになった。1 層の最大応答層間変形角については、表 5.3, 5.9 より、 γ_x^- と γ_y^+ では柱脚固定モデルと参照モデルとの差は顕著ではないが、 γ_x^+ と γ_y^- では、柱脚固定モデルの値は、参照モデルに対して約 30% 程度小さくなり、柱脚を固定することにより精度が悪くなる。したがって、1 層の層間変形角を精度よく予測するためには、柱脚の回転剛性を考慮する必要がある。層せん断力については、柱脚固定モデルと参照モデルは約 10% 程度の差があるが、双方の精度は同程度である。

表 5.9 柱脚のモデル化の違いによる 1 層最大層間変形角

	X 方向				Y 方向			
	γ_x^+ (rad)	time (sec)	γ_x^- (rad)	time (sec)	γ_y^+ (rad)	time (sec)	γ_y^- (rad)	time (sec)
固定	0.009 [0.75]	4.0	-0.012 [1.00]	6.2	0.021 [1.11]	6.3	-0.006 [0.67]	5.6

表 5.10 柱脚のモデル化の違いによる 1 層最大層せん断力

	X 方向				Y 方向			
	Q_x^+ (kN)	time (sec)	Q_x^- (kN)	time (sec)	Q_y^+ (kN)	time (sec)	Q_y^- (kN)	time (sec)
固定	1270 [1.09]	4.7	-1150 [0.98]	4.4	940 [0.66]	5.3	-940 [0.89]	4.9

5.5 鋼構造骨組の崩壊挙動に対する解析検討

5.5.1 鋼構造骨組の崩壊解析と適切な劣化要素

制振鋼構造建物の地震時における水平力は、大部分をダンパー部分と鋼構造骨組部が負担する。したがって、鋼構造骨組部分の崩壊耐力を向上することは、制振鋼構造建物の地

震に対するリダンダンシーの向上につながる。本節では、実験での崩壊挙動を再現できる 2D モデルを用いて柱断面に関するパラメトリック解析を行い、鋼構造骨組部分の崩壊耐力の向上を検討する。

ブラインド解析において、劣化要素を考慮したのは 20 チームにとどまった。劣化要素を考慮したチームでも、トリリニアモデルによって耐力劣化を考慮していたが、繰り返しによる劣化は考慮できていなかった^{5.29)}。このようにブラインド解析では必ずしも劣化要素は重要視されていなかった。これは、解析の予測対象が、崩壊前の鷹取波 60%が主体であったことが影響していたと思われる。実際に実験において柱に大きな局部座屈を生じたのは、鷹取波 100%のときのみであったため、劣化要素の有無によって、解析結果の順位の優劣に影響はなかった。一方で、5.3.6 で述べたように 18 チームが崩壊時刻を予測することができなかったことから、崩壊挙動を正確に予測するためには、適切な劣化要素を考慮することが重要であると考えられる。

そこで、解析結果の考察を検証し、鋼構造骨組における崩壊耐力に及ぼす劣化要素と P Δ 効果の影響をより定量的に把握するため、2D モデルを用いた解析を行う。2D モデルは、Y 方向の 2 スパン骨組を対象とし、プログラムには OpenSees を用いた。柱と梁は、弾性梁要素と部材端部に弾塑性バネ要素を配置したモデルとし、弾塑性バネ要素は、バイリニアとし Ibarra-Krawinkler モデル^{5.30), 5.31), 5.32)}に基づく劣化要素とした。この劣化要素は、耐力と剛性の双方に繰り返しによる劣化を考慮でき、Version2.2.2.e 以降の OpenSees に組み込まれている。角形鋼管柱と合成梁に関するパラメータは、実験前に実施された要素実験による曲げモーメント回転角関係に基づいて決定した。図 5.11(a)に一例として□-300×300×9 の柱の 45° 方向载荷について载荷履歴と曲げモーメント回転角関係図を示す。

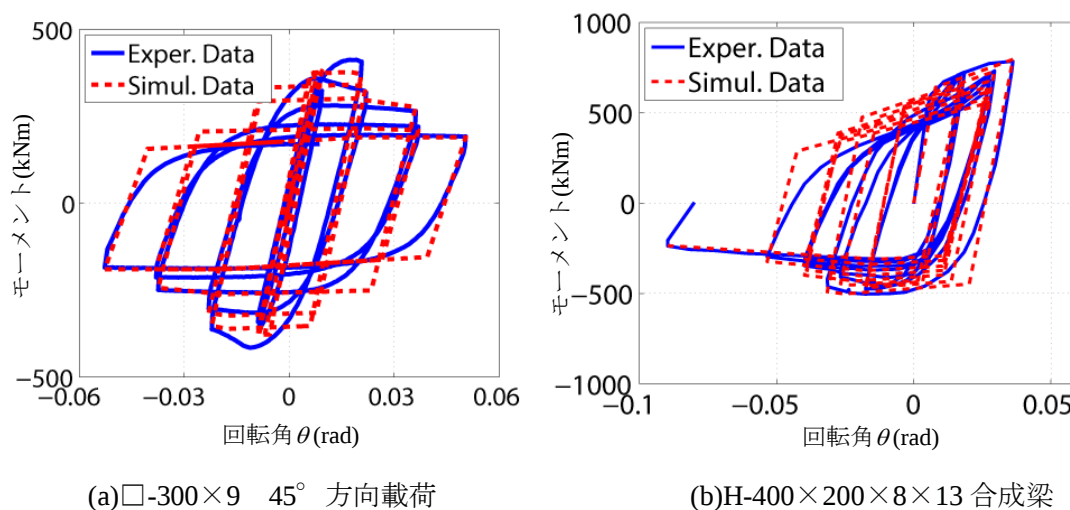


図 5.11 部材実験の実験結果と解析モデル

図 5.11(b)は、2 階の合成梁の一つに関する曲げモーメント回転角の実験結果である。図 5.11(a)(b)はともに修正 Ibarra-Krawinkler モデルに基づいた劣化要素を反映した解析モデルの結果を重ねて表示しており、両者はよい対応を示している。

柱梁接合パネルには、せん断変形を考慮した Krawinkler モデル^{5.33)}を用いた。このモデルは、合成梁の要素実験に基づき設定した。P Δ 効果は、”co-rotational”によって考慮し、梁のスラブとの合成効果に関しては、梁の曲げ剛性を鋼材のみの 1.9 倍とした。実験と同様に载荷履歴による骨組の累積損傷を考慮するため、本解析においても、鷹取波 20%, 40%, 60%, 100%を連続的に入力した。

図 5.12 は、鷹取波 100%における 1 層の層間変形角について実験結果と解析結果を重ねて示したものであり、解析が実験をよく追従できていることが分かる。解析での崩壊時刻は、実験における崩壊時刻 6.7 秒よりわずかに遅くなっている。これは、2D 解析では 2 軸曲げが考慮できていないことに起因すると考えられる。解析時間は、3D 研究者 1 位が 3700 秒であったのに対して、本 2D 解析では 180 秒であり、より短時間にほぼ同等の精度の解析を実施することができた。

図 5.13 は鷹取波 100%における、1 層の層せん断力と層間変形角関係について実験結果と 2 つの解析結果を重ねて示したものである。層せん断力 V は、加速度データに質量を乗じて算定し、全体重量 W に対する比で表している。解析は、修正 Ibarra-Krawinkler モデルを用いた劣化要素を考慮した「劣化ありモデル」と考慮していない「劣化なしモデル」の 2 ケース実施し、双方において P Δ 効果を考慮した。「劣化ありモデル」は、実験結果をよく追従できており、最終的に崩壊に至った。一方で、「劣化なしモデル」は、最終的に崩壊に至らず、履歴形状も実験結果と合っていない。このことから、崩壊挙動を解析する上では、劣化挙動を考慮する必要性が再確認された。

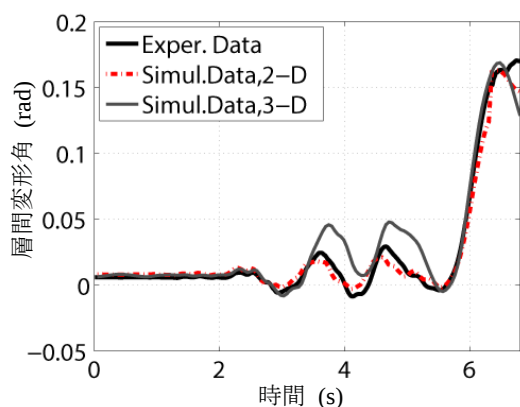


図 5.12 鷹取波 100%加振における
1 層層間変形角の時刻歴

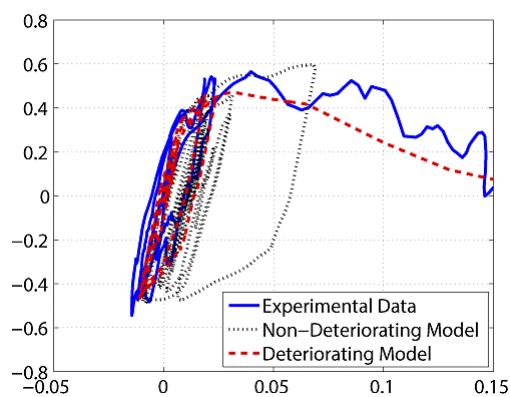


図 5.13 鷹取波 100%加振における
1 層層せん断力－層間変形角関係

5.5.2 鋼構造骨組の崩壊耐力を向上させる検討

実験結果と整合の取れた 2D 解析モデルを用いて、鋼構造骨組の崩壊耐力に関するパラメトリック解析を行う。試験体の 1 層柱の耐力劣化が崩壊の主要因であったため、崩壊耐力を向上させる方法として、1 層柱について、塑性変形性能を増大させる方法と曲げ耐力を増大させる方法として表 5.11 に示す 3 ケースの検討を行う。ここで、 θ_p は、角形鋼管の劣化要素に関するデータベースに基づき算出した^{5.31), 5.34)}。解析での入力は、実験と同様の载荷履歴とし、鷹取波 100%で崩壊しない場合は、崩壊するまで鷹取波のレベルを増大するものとする。本解析による検討は、層崩壊といった特有な崩壊モードを持つ鋼構造骨組に適用することができる。

表 5.11 原設計と代替案の 1 層柱断面

ケース	原設計	ケース 1	ケース 2	ケース 3
1 層柱断面	□-300×9	□-300×12	□-350×9	□-350×12
1 層柱重量 (原設計 1.0)	1.00	1.33	1.16	1.54
幅厚比	33.3	25.0	38.9	29.2
柱脚 M_p 比 (原設計 1.0)	1.0	1.3	1.4	1.8
柱脚 θ_p 比 (原設計 1.0)	1.0	1.3	0.85	1.01
2 階の柱梁耐力比	1.25	1.62	1.73	2.25
部材性能	—	塑性変形性能向上	曲げ耐力向上	曲げ耐力向上
動的増分解析による 崩壊レベル (鷹取波)	100%	140%	160%	200% (崩壊せず)

注) M_p : 終局曲げモーメント, θ_p : 終局曲げモーメントにおける部材回転角

5.5.3 アンカーボルト耐力を調整した露出柱脚の有効性

試験体の原設計の柱脚は、アンカーボルトが降伏しないように剛に設計されていたため、柱母材の局部座屈を引き起こし、柱脚耐力の劣化につながった。アンカーボルトの耐力を調整した露出柱脚は、塑性変形能力を増大させることが実験的に示されている^{5.35), 5.36)}。図 5.14 は、軸力比 0.2 におけるアンカーボルトが降伏する露出柱脚の曲げモーメントー回転角関係の一例である。アンカーボルトの降伏による露出柱脚の塑性回転性能の増大が、崩壊耐力の向上に寄与するかどうかを検討するため、ケース 4 として追加の解析を行った。露出柱脚は、OpenSees で用いることができるセルフセンタリング要素^{5.37)}を用いてモデル化を行った。文献 5.35), 5.36)による実験データに基づいて、原設計における 1 層柱□-300×9 の終局曲げモーメントの 60%の曲げ耐力を柱脚に設定した。

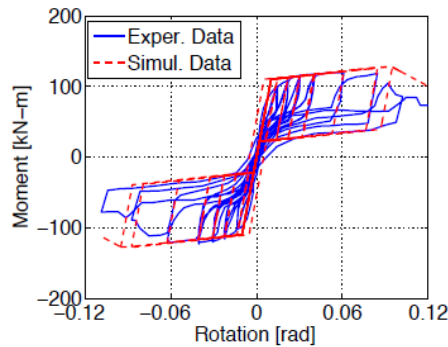


図 5.14 軸力比 0.2 における露出柱脚の曲げモーメント回転角関係の例

5.5.4 4 層鋼構造骨組代替案の崩壊耐力

図 5.15 は、鷹取波 100%加振における 1 層最大層間変形角について、ケース 1 からケース 4 と実験結果を示したものである。図 5.15 から分かるとおり、ケース 1 からケース 4 のすべての解析結果において、崩壊は生じていない。最大層間変形角の値は、ケース 1 では 0.065 となっており、原設計に比べて塑性回転性能の増大と 25%の柱の曲げ耐力の増大にもかかわらず、依然として 1 層に変形が集中している。ケース 4 では、層間変形角の各層の分布はケース 1 とほぼ同様であるが、その値は大きい。これは、ケース 4 では柱脚耐力がケース 1 の約 46%と低いためである。ケース 2 とケース 3 では、柱脚曲げ耐力が増大すると、層間変形角の分布が一様になっていることが分かる。層間変形角の分布が一様になったことは、骨組の塑性化が 1 層のみではなく高さ方向に全体的に生じる全体崩壊形に移行したことを示している。

ケース 1 からケース 4 の崩壊に対する耐力を把握するために、鷹取波を用いて動的増分解析を行う。ケース 1 (□-300×12) では、図 5.16 に示すように鷹取波 140%で 1 層が崩壊

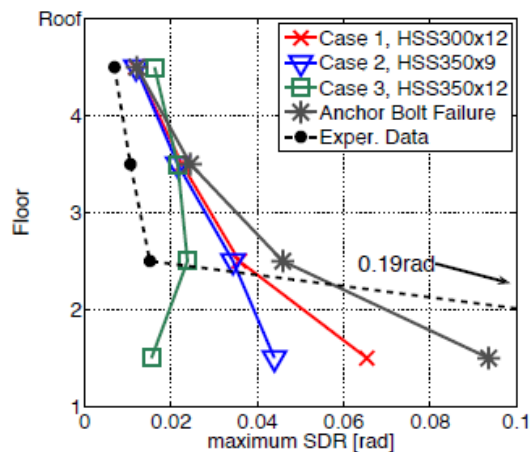


図 5.15 鷹取波 100%における 1 層最大層間変形角

した。ケース 4 のアンカーボルト耐力を調整した場合も同様に鷹取波 135%で 1 層崩壊を生じた。双方のケースともに、原設計に比べて崩壊耐力は向上したが、依然として崩壊形は 1 層崩壊であった。1 層柱の耐力を向上させたケース 2 (□-350×9) は、鷹取波 160%で崩壊した。

図 5.17 に、ケース 3 (□-350×12) について、鷹取波 200%入力時の各層の層間変形角の時刻歴を示す。全層に渡って均一な層間変形角となっており、層崩壊は生じていない。これは、柱脚を除き柱にヒンジが発生していないことを示している。2 階の柱梁耐力比は 2.25 であった。このことは、国土交通省告示^{5.38)}で定められている冷間成形角形鋼管柱を採用した構造における柱梁耐力比の規準値を超える可能性があることを示唆しており、既存の鋼構造骨組に関する解析的な研究^{5.39)}を裏付けるものである。地震時に柱にヒンジを生じさせないためには、柱梁耐力比を少なくとも 2.0 程度以上とすることが必要であると考えられる。さらに、1 層のみ□-350×12 とし、2 層から 4 層は原設計のまま□-300×9 とした骨組の鷹取波 200%入力時の解析結果を図 5.17 に破線で示す。鷹取波 200%において全体崩壊形を保っており、1 層のみの柱断面の向上でも崩壊耐力の増大を得ることができることが分かる。

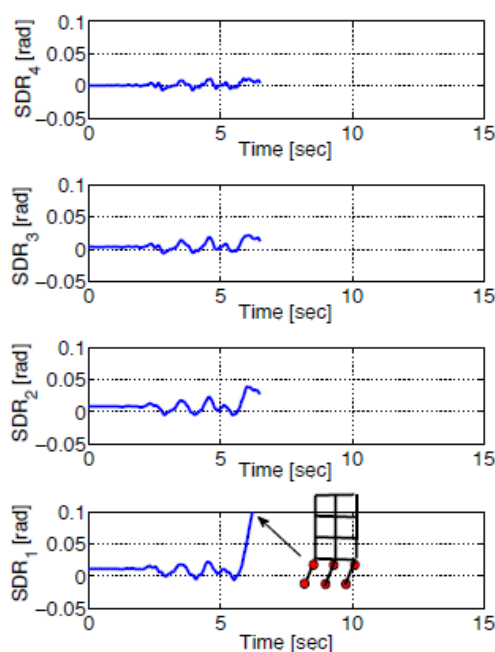


図 5.16 鷹取波 140%加振における
ケース 1 の 1 層層間変形角の時刻歴

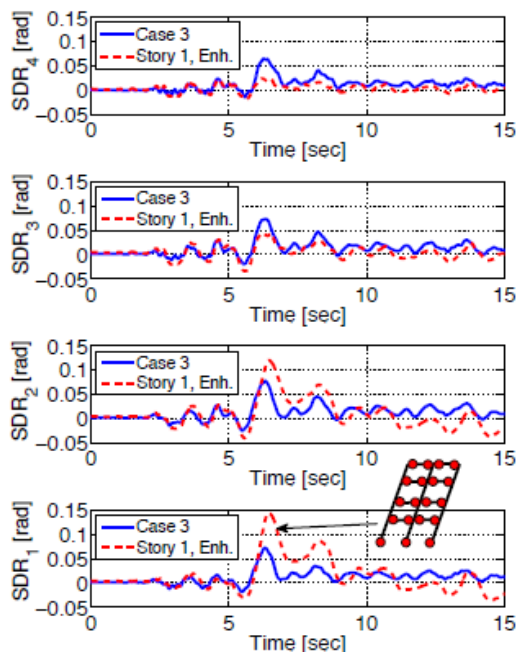


図 5.17 鷹取波 200%加振における
ケース 2 と 1 層の柱のみ耐力増大さ
せた場合の 1 層層間変形角の時刻歴

5.6 第5章のまとめ

本章では、制振鋼構造建物のリダンダンシーに関与する鋼構造骨組について、実大4層鉄骨造建物の崩壊実験を対象とした複数のブラインド解析の総括を通じて解析の現状を把握するとともに、「参照モデル」を用いた合成梁、減衰、柱脚に関するパラメトリック解析と、劣化要素を組み込んだ2D解析モデルを用いた崩壊挙動に関する解析を実施し以下の知見を得た。

- ・ 材料パラメータを、材料試験結果だけで同定するよりも、マクロな部材モデルの応答を実験結果と整合させた方が、解析精度は向上する。しかし、実際の設計で部材実験を実施することはほとんどないので、この結果は、実務設計での正確な応答予測がなお容易ではないことを示している。
- ・ 合成梁の適切なモデル化が、解析精度の向上には必要である。
- ・ 鋼構造骨組の等価粘性減衰としては、レイリー減衰が他の減衰に比べて精度高い解析結果となる。非構造体の影響を考慮すると2%以上の減衰とすることが望ましいと思われる。
- ・ 剛床仮定と幾何学的非線形性の考慮、時刻歴積分法に関しては、解析精度への影響は小さい。時間刻みは0.001秒から0.01秒程度で精度のよい解析が可能である。
- ・ 2Dと3Dの比較では、若干3Dの精度が若干高い傾向が見られるものの、解析に要する労力と比べて顕著な差は見られない。
- ・ 実験前解析でモデルとパラメータを確定させ、実験後解析では震動台上加速度を提供することによって、実験結果を参照したチューニングを防ぐことができた。しかし、いわゆる「まぐれあたり」を防ぐためには、最大応答の絶対値だけではなく、正負の最大値（最小値）と、それらが生じる時刻なども評価の対象とすることが考えられる。
- ・ 変位系の応答は、合成梁の剛性と等価粘性減衰定数に関して敏感であり、予測が難しい。一方、力系の応答はそれらのパラメータに対して鈍感であり、予測が容易となる傾向がある。
- ・ 減衰定数は、鷹取60%加振においては、通常設定する2%より大きな6%とすることにより1層の層間変形角が実験結果と精度よく一致した。
- ・ 1層の層間変形角を精度よく予測するためには、柱脚モデルには回転剛性を考慮する必要がある。
- ・ 「劣化ありモデル」は、実験結果をよく追従できて崩壊に至った。一方で、「劣化なしモデル」は、最終的に崩壊に至らず、履歴形状も実験結果と合っていない。このことから、崩壊挙動を解析する上では、劣化挙動を考慮する必要性が重要であることが分かった。

- ・ 崩壊挙動の解析を正確に実施するためには、耐力と剛性の劣化を考慮した適切な劣化要素を考慮する必要がある。ただし、鋼部材の耐力劣化に関する十分な情報があれば、一方向に崩壊挙動を行う場合の解析は、比較的単純なモデルで精度高く解析することが可能である。
- ・ 1 層柱を□-300×12 としたケース 2，□-350×9 としたケース 3 の 2 階の柱梁耐力比はそれぞれ 1.62，1.73 であった。動的増分解析の結果，それぞれ鷹取波 140%，鷹取波 160%で 1 層崩壊を生じ，全体崩壊系を保つことはできなかった。
- ・ 柱脚の許容回転量を増加させたケース 4 の解析によって，鋼構造骨組の崩壊挙動を遅らせることが可能であることが分かった。しかし，柱脚に変形が集まる骨組では，崩壊形を層崩壊から全体崩壊へと変えることはできない。この点については，更なる研究が期待される。
- ・ 1 層柱を□-350×12 としたケース 3 では，2 階の柱梁耐力比は 2.25 であり，鷹取波 200%においても 1 層崩壊を生じず全体崩壊系を示した。このことから，柱の塑性化による層崩壊を避けるためには，柱梁耐力比は少なくとも 2.0 程度必要であると考えられる。

第 5 章の参考文献

- 5.1) Z. Qiu and X. Wang, "Two non-probabilistic set-theoretical models for dynamic response and buckling failure measures of bars with unknown-but-bounded initial imperfections", International Journal of Solids and Structures, vol. 42, pp.1039-1054, 2005.
- 5.2) I. Elishakoff, R. T. Haftka and J. Fang, "Structural design under bounded uncertainty — optimization with anti-optimization", Computers & Structures, vol. 53(6), pp.1401-1405, 1994.
- 5.3) M. P. Collins, F. J. Vecchio and G. Mehlhorn, "An international competition to predict the response of reinforced concrete panels", Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 12 No.3, pp.624-644, 1985.
- 5.4) Bryan Folz and Andre Filiatrault, "Blind Predictions of the Seismic Response of a Woodframe House: An International Benchmark Study", Earthquake Spectra, vol. 20 No.3, pp.825-851, 2004.8.
- 5.5) Robert Bachman, "UCSD, PCA & NEES BLIND PREDICTION CONTEST", https://www.nees.org/images/uploads/4am/Wednesday/BlindPredictionContestPlenarySession/J_Restrepo.pdf, (参照 2010-03-01).

- 5.6) Thomas Jaeger and Peter Marti, “Reinforced Concrete Slab Shear Prediction Competition: Experiments”, Structural Journal, ACI, vol. 106 No.3, pp.300-308, 2009.6.
- 5.7) Thomas Jaeger and Peter Marti, “Reinforced Concrete Slab Shear Prediction Competition: Entries and Discussion”, Structural Journal, ACI, vol. 106 No.3, pp.309-318, 2009.5.
- 5.8) 塩原等：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の共通ブラインド解析，コンクリート工学 45(8)，pp.48-49，2007.8.
- 5.9) Ohsaki, M., Kasai, K., Hikino, T., and Matsuoka, Y., “Overview of 2007 E-Defense blind analysis contest results”, Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.10.
- 5.10) 壁谷澤寿一，壁谷澤寿海，松森泰造，金裕錫：Axial -Shear- Flexural Interaction model による実大 3 層建物の耐力低下性状の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.907-912，2009.
- 5.11) 壁谷澤寿一，壁谷澤寿海，松森泰造，壁谷澤寿成，金裕錫：実大 3 層鉄筋コンクリート建物の振動実験，日本建築学会構造系論文集，632 号，pp.1833-1840，2008.10.
- 5.12) 金裕錫，壁谷澤寿海，松森泰造，壁谷澤寿一：Eーディフェンスによる実大 6 層鉄筋コンクリート建物実験 その 11.3 次元動的解析，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 分冊，pp.393-394，2007.8.
- 5.13) Bryan Folz and Andre Filiatrault: Seismic Analysis of Woodframe Structures. II: Model Implementation and Verification, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 130, No.9, pp.1361-1370, 2004.9.
- 5.14) Paolo Martinelli and Filip C. Filippou: Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 38, No.5, pp.587-607, 2009.4.
- 5.15) 松宮智央，中島正愛，吹田啓一郎，劉大偉，周鋒，福本直晃：実大鋼構造ラーメンの繰り返し載荷挙動に対して弾塑性数値解析がもつ予測精度ー実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験ー，日本建築学会構造系論文集，585 号，pp.215-221，2004.11.
- 5.16) 吹田啓一郎，松岡祐一，山田哲，島田侑子，多田元英，笠井和彦：震動台実験の概要と弾性応答特性 ー実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1ー，日本建築学会構造系論文集，635 号，pp.157-166，2009.1.
- 5.17) 山田哲，吹田啓一郎，松岡祐一，島田侑子：震動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成 ー実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 2ー，日本建築学会構造系論文集，644 号，pp.1851-1859，2009.10.

- 5.18) 山田哲, 薩川恵一, 吉敷祥一, 島田侑子, 松岡祐一, 吹田啓一郎: 床スラブの付いた
ト型部分架構パネルゾーンの弾塑性挙動, 日本建築学会構造系論文集, 644 号,
pp.1841-1849, 2009.10.
- 5.19) Suita, K., Yamada, S., Tada, M., and Matsuoka, Y., “Full scale shaking table collapse
experiment on 4-story steel moment frame: Part2 Detail of collapse behavior”, Proceedings
of STEESA 2009, pp.131-136, 2009.8.
- 5.20) Tada, M., Ohsaki, M., Yamada, S., Motoyui, S., and Kasai, K., “E-Defense tests on full-scale
steel buildings: Part 3 - Analytical simulation of collapse”, Proceedings of Structures
Congress 2007, ASCE, pp.247-19, 2007.
- 5.21) 赤澤資貴, 島田侑子, 伊藤陽介, 松岡裕一, 山田哲, 吹田啓一郎: 実大鉄骨建物完全
崩壊実験のための部材試験その 3. 柱部材の繰返し載荷試験, 日本地震工学会・大会
-2007 梗概集, pp220-221, 2007.11.
- 5.22) 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛, 劉大偉, 周鋒, 溝渕裕也: 大変形繰返し載荷下
における鋼梁の履歴特性に及ぼす RC 床スラブの影響—RC 床スラブ付き鋼構造部分構
造実大実験, 日本建築学会構造系論文集, 598 号, pp.141-148, 2005.12.
- 5.23) 倉田真宏, 中島正愛, 吹田啓一郎: 固定柱脚を想定した角形鋼管柱の大変形繰返し載
荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 598 号, pp.149-154, 2005.12.
- 5.24) 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 劉大偉: 鋼構造骨組の崩壊に至る挙動と非線形骨
組解析—実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験—, 日本建築学会構造系論文
集, 606 号, pp.203-208, 2006.8.
- 5.25) 阿部健一: .構造物の損傷・崩壊定量化のための構造実験と解析, 平成 19 年度 (独)
防災科学技術研究所年報, pp.I-216, 2008.8.
- 5.26) 阿部健一: .構造物の損傷・崩壊定量化のための構造実験と解析, 平成 20 年度 (独)
防災科学技術研究所年報, pp.I-211, 2009.10.
- 5.27) Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), Pacific Earthquake
Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2006.
- 5.28) 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書 第 2 版, p600, 2007.
- 5.29) Ohsaki, M., Kasai, K., Thiagarahan, G., Yang, Y. S., and Komiya, Y., “3-D analysis methods
for 2007 blind analysis contest”, Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake
Engineering, Beijing, 2008.10.
- 5.30) Ibarra, L. F., Medina, R. A., and Krawinkler, H., “Hysteretic models that incorporate strength
and stiffness deterioration”, Journal of the Earthquake and Engineering Structural Dynamics,
EESD, vol. 34, No. 12, pp.1489-1511, 2005.

- 5.31) Lignos, D.G., and Krawinkler H., “Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations”, Report, No. TR 172, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, CA., 2009.
- 5.32) Lignos, D. G., and Krawinkler, H., “Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2011. (Accepted for publication)
- 5.33) Gupta, A., and Krawinkler, H., “Prediction of seismic demands for SMRFs with ductile connections and elements”, Report, No. SAC/BD-99/06, SAC Joint Venture, Sacramento, CA, 1999.
- 5.34) Lignos, D. G., and Krawinkler, H., “A steel database for component deterioration of tubular hollow square steel columns under varying axial load for collapse assessment of steel structures under earthquakes”, *Proceedings of the 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE)*, Tokyo, Japan, 2010.3.
- 5.35) Cui, Y., Nagae, T., and Nakashima, M, “Hysteretic behavior and strength capacity of shallowly embedded steel column bases.” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 135, No. 10, pp.1231-1238, 2009.10.
- 5.36) Cui, Y. and Nakashima, M., “Hysteretic behavior and strength capacity of shallowly embedded steel column bases with SFRCC Slab,” *Journal of the Earthquake Engineering of Structural Dynamics*, EESD, 2011. (Accepted for publication)
- 5.37) Christopoulos, C., Tremblay, R., Kim, H.-J., and Lacerte, M., “Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 134, No. 1, pp.96-107, 2008.
- 5.38) 国土交通省, 平成 19 年国土交通省告示第 594 号第 4 第 3 号口, 2007.
- 5.39) Nakashima, M., and Sawaizumi, S., “Column-to-beam strength ratio required for ensuring beam-collapse mechanisms in earthquake responses of steel moment frames”, *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, 2000.

第 6 章 結論

制振鋼構造建物に関して、実大建物試験体を用いた小振幅から大振幅までの大型振動台実験を行い、試験体の動特性を応答結果から詳細に分析した。また、制振鋼構造建物のリダンダンシーを考える上で重要な鋼構造骨組に関して、3次元実大建物振動台実験結果を参照し、数値解析が有する精度の実態を把握し、解析パラメータの精度への影響を検討した。以上の検討から、以下の結論を得た。

実大 5 層制振鋼構造建物の振動台実験

試験体は、1 層から 4 層までパッシブタイプのブレース型ダンパーを設置可能な 2×2 スパンの実大 5 層鋼構造骨組であり、現実的な状態に近づけるために、床スラブ、内外装材等の非構造材を設けた。試験体の設計クライテリアは、鋼材、粘性、オイル、粘弾性ダンパーのいずれを用いた場合でも、鷹取波 100%の入力に対して、柱は弾性、梁は若干の塑性化に留め、かつ層間変形角が $1/100\text{rad}$ 以内とことであり、この条件を満足するようにダンパーの容量を設定した。この試験体を、起振機と大型振動台を用いて小振幅から大振幅まで加振実験を行った結果、試験体の最大応答層間変形角は、起振機実験で $1/10000$ 、ホワイトノイズ加振で $1/800\sim 1/1200$ 、鷹取波で $1/1100\sim 1/110$ 程度であり、設計クライテリアである鷹取波 100%加振における $1/100\text{rad}$ 以下を満足し、鋼構造建物に設置されたダンパーが所定の性能を発揮したことを建物レベルで確認できた。

また、実験結果から得たダンパーの履歴形状から、鋼材ダンパーについては、動的加振による鋼材の応力上昇は、降伏力の約 1.5 倍程度であったこと、粘性ダンパーについてはブレース両端部のピン接合部に 0.5mm 程度のガタがあること、オイルダンパーについてはリリース機構が作動しことと球面接合のガタはほとんどないこと、粘弾性ダンパーについては小振幅から大振幅まで振幅に比例する線形的な挙動を示すことが確認された。いずれのダンパーについても、履歴形状から大振幅においてエネルギー吸収性能が発揮されたことが確認された。

振動台実験に基づく実大 5 層制振鋼構造建物の振動特性の同定

実大 5 層制振鋼構造建物実験において、層間変形角が設計クライテリアの $1/100$ 以下であることを指標に確認した制振性能を、建築構造体の特性として定量的に把握するために、小振幅から大振幅までの加振結果に対し、システム同定手法を用いて、固有振動数、減衰定数、モード形状の 3 つの振動特性を調べた。また、架構剛性と非構造剛性の変化の検討、及び ALC の動特性に関する検討を行った。

ホワイトノイズ加振時に得られた各階床応答加速度に対して、FRF カーブフィッティング法により試験体のシステム同定を行った結果、最初の実験である鋼材ダンパー付き試験体では、層間変形角が 1/110 程度の鷹取波 100%加振後では、固有振動数が約 8%低減することが分かった。得られた減衰定数が、弾性加振の鋼材ダンパー付き試験体において、一般的とされている 0.02 より大きい 0.05 となったため、震動台の回転を考慮して、FRF カーブフィッティング法によりシステム同定を行った。その結果、震動台に回転が生じた場合に回転を考慮しないシステム同定を行うと、振動数は高くなり、減衰は大きく同定されることが分かった。また、システム同定の結果から、1 次減衰定数は、オイルダンパー付き試験体で最大 0.18 であり、非制振試験体の 0.01 程度に比べて 10 倍以上大きな値であることが分かった。

速度依存タイプの粘性・オイル・粘弾性ダンパー付き試験体に対して、震動台の回転を考慮し、小さなレベルから大きなレベルの鷹取波加振に対して ARX 法によりシステム同定を行った結果、粘性ダンパー付き試験体の減衰定数のみ、振幅依存性があり、固有振動数や他のダンパーの減衰定数には振幅依存性がないことが分かった。また、鷹取波 15%加振に対する ARX 法による同定結果が、同レベルの加振のホワイトノイズ加振に対する FRF カーブフィッティング法による同定結果と概ね一致したことから、ARX 法のランダム波に対する適用性が確認された。

起振機を用いた加振実験結果に対し、伝達関数から固有振動数を、自由振動時の時刻歴波形から減衰定数を同定しホワイトノイズ加振による同定値と比較した結果、固有振動数はほぼ同じ値であったが、粘性ダンパーとオイルダンパー付き試験体の減衰定数は、ホワイトノイズ加振に比べ大幅に小さな値であった。従って、これらのダンパーを有する建物については、常時微動や起振機実験などの小振幅加振から同定された振動特性は地震時の挙動と相当異なることが分かった。

架構の水平剛性について、すべての試験体に関して加振ごとの変化を調べた結果、スラブの初期のひび割れが生じた鋼材ダンパー付き試験体では、鷹取波 100%加振後では初期に比べ約 75%に低下したが、他の試験体についてはほぼ変化がなかった。このことはシステム同定における試験体の固有振動数の変化と一致した。

鋼材ダンパー付き試験体の鷹取波 15%加振、及びオイルダンパー付き試験体の鷹取波 100%加振における 2 層 Y 方向の ALC 負担せん断力と層せん断力の層間変形との関係から、ALC の水平剛性は、層全体の約 10%強であることが分かった。また、ALC の消費するエネルギーは、オイルダンパー付き試験体の鷹取波 100%加振において、層全体の約 7.5%であり、無視できる程小さくないことが分かった。

振動台実験に基づく実大 5 層制振鋼構造建物の等価減衰の同定

実大 5 層制振鋼構造建物の制振性能を、構造体のエネルギー消費性能を直接表す減衰係数に基づき検証するために、実験結果から各層の等価減衰係数を同定した。本研究では、建物全体の剛性を適切に考慮するために、各階を質点とした離散化剛性行列を同時に同定する手法を採用した。数値解析モデルを用いた検証の結果、層の減衰係数を同定する際の剛性マトリクスは、低層の骨組でもせん断モデルと仮定すると層の減衰係数の精度が落ちるため、曲げせん断モデルとしなければならないことが分かった。粘性・オイル・粘弾性ダンパー付き試験体の、ホワイトノイズ加振、鷹取波 15%, 40%, 70%, 100%について、各層の等価減衰係数を同定した結果、粘性ダンパー付き試験体のみ高次ほど等価減衰係数が大きくなる振幅依存性があり、他のダンパー付き試験体の等価減衰係数には振幅依存性がないことが分かった。同定した剛性行列と減衰係数を用いた解析を実施し、実験結果と参照することによって同定した値が妥当であることを確認した。

粘性ダンパーとオイルダンパーに関して、個々のダンパーの軸力と変形に関する実験結果から、個々のダンパーの減衰係数を同定した。実験結果より得た値は、公称値に近く、最大誤差は粘性ダンパーで 15%, オイルダンパーで 10%であり、実大の骨組においてダンパーが想定された減衰性能を発揮したことが確認された。

粘性ダンパーとオイルダンパーに関して、個々のダンパーの消費エネルギーからダンパーの減衰定数を求め、非制振構造に対してシステム同定で得られた骨組の 1 次減衰定数 0.01 との和によって、ダンパー付き骨組全体の減衰定数を評価した。この評価された減衰定数を速度ダンパー付き試験体のシステム同定で得られた減衰定数と概ね合致していることを確認し、ダンパー付き骨組の減衰定数の評価方法が概ね妥当であることを示した。

鋼構造骨組の解析の現状と解析精度及び崩壊挙動に関する検討

制振鋼構造建物のリダンダンシーを考える上で重要な鋼構造骨組に関して、実大 4 層鉄骨造建物の崩壊実験を対象とした複数のブラインド解析の総括を通じて解析の現状を検討した結果、解析精度に大きな影響を与えるパラメータとして、合成梁、柱脚のモデル化と減衰定数の設定が挙げられること、およびねじれの少ない建物では平面解析でも立体解析と同等程度の解析精度が得られることが分かった。

合成梁、減衰定数、柱脚のモデル化の解析精度への影響を検討するために、1 層の層間変形角が実験結果に適合する「参照モデル」を用いてパラメトリック解析を行った。その結果、合成梁の曲げ剛性が 1.9 倍異なると、1 層最大層間変形角は実験結果の 0.78 倍から 2.17 倍と大きな影響があること、鷹取波 60%加振においては、減衰定数を通常設定する 2%より大きな 6%とすることにより 1 層の層間変形角が実験結果と精度よく一致するこ

と、柱脚を固定モデルとすると、弾性回転剛性モデルの場合に比べて 1 層最大層間変形角が約 30%小さくなることが分かった。いずれのパラメトリック解析においても、層せん断力に及ぼす影響は約 10%程度と小さいことが分かった。

平面解析モデルを用いて、崩壊挙動に関する解析を行った結果、「劣化なしモデル」では崩壊に至らなかったが、「劣化ありモデル」では実験での崩壊挙動をよく追従できたことから、崩壊挙動を解析する上では、劣化挙動を考慮する必要性が重要であることが分かった。また、柱断面を変えて、鋼骨組の崩壊耐力を向上させる検討を行った結果、2 階の柱梁耐力比を 2.25 とする柱断面とすると 1 層の層崩壊が避けられたことから、柱の塑性化による層崩壊を避けるためには、柱梁耐力比は少なくとも 2.0 程度必要であることが分かった。

謝辞

筆者は 2007 年 12 月から 2010 年 3 月まで、(独) 防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターにて、研究員として E-ディフェンスを活用した鋼構造建物実験研究に従事するとともに、2008 年より京都大学大学院工学研究科博士後期課程の学生として研究活動を行ってきました。本論文は、多数の方々の御指導、御支援のもと、この間に行った研究の成果をまとめたものです。

中島正愛先生（京都大学防災研究所教授，同研究所所長）には，大学での御指導のみならず，研究当時の兵庫耐震工学研究センター所長の立場からも，防災科学技術研究所研究員としての実務において多大なる御指導を頂きました。鋼構造の研究を通じて，研究の素晴らしさ，楽しさを教えて頂いたことに，心から感謝の意を表します。今後も鋼構造に関わる技術者として，社会に貢献すべく努力していきたいと思います。

竹脇出先生（京都大学大学院工学研究科教授）には，本論文をまとめるにあたり貴重なご意見をいただきました。また，吹田啓一郎先生（京都大学大学院工学研究科教授）には，論文審査において，貴重なご意見をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

E-ディフェンスでの制振構造建物実験は，制振実験 WG の笠井和彦先生（東京工業大学教授），元結正次郎先生（東京工業大学准教授），大木洋司先生（東京工業大学特任助教），伊藤浩資氏（当時東京工業大学），佐藤栄児氏（防災科学技術研究所），小崎均氏，石井正人氏（日建設計）及び加藤史人君，村田真一郎君，馬場勇輝君（東京工業大学）をはじめとする大学院生の方々の御指導，御協力を得て行いました。ここに深く感謝の意を表します。

また，完全崩壊実験の解析に関しては，大崎純先生（広島大学教授），多田元英先生（大阪大学教授），山田哲先生（東京工業大学准教授），松岡祐一氏（新日鉄エンジニアリング）に多くのご助言，ご協力をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

震動台実験の遂行には，兵庫耐震工学研究センターの梶原浩一氏（センター長）をはじめとする職員の方々，試験体の施工を担当して頂いた遠藤貴之氏，久後秀樹氏，梅田裕三氏（前川建設），震動台の操作，試験体の計測を担当して頂いた一ノ尾博幸氏，松本昌禎氏（震動実験総合エンジニアリング），鋼材ダンパーの製作を担当して頂いた西本晃治氏（新日鉄エンジニアリング），粘性ダンパーの製作を担当して頂いた鷺山友二氏（明友エアマチック），オイルダンパーの製作を担当して頂いた露木保男氏（カヤバシステムマシナリー），粘弾性ダンパーの製作を担当して頂いた所健氏（住友スリーエム），ほか多くの方々の御支援を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

第 3 章で行ったシステム同定では，紀曉東（Assistant professor, Tsinghua University）に

多大なご協力を頂きました。また、第 4 章の等価減衰の同定では、趙豊氏 (Tsinghua University) に多大なご協力をいただきました。第 5 章の崩壊実験に関する解析では、Dimitrios Lignos 氏 (Assistant professor, McGill University) に多大なご協力を頂きました。ここに、深く感謝いたします。

最後に、中島研究室の方々には、研究に対して多くのご助言を頂くとともに、大学院生活において大変お世話になりました。皆様方のご協力に深く感謝いたします。