



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた変位抑制型免震構造に関する研究
Author(s)	射場, 淳
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第16347号
Issue Date	2025-03-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.k16347
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/95037
Type	doctoral thesis
File Information	IBA_Jun.pdf



硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを
組み合わせた変位抑制型免震構造に関する研究

北海道大学大学院工学院 建築都市空間デザイン専攻

構造制御学研究室

射場 淳

2025 年 3 月

論文要旨

免震建物が普及して 30 年あまり、その耐震安全性は進歩を遂げるとともに大地震が起こることにより免震構造の有用性が証明されてきた。一方で、日本の免震構造の歴史に目を向けると、固有周期の長周期化への強い志向が存在する。長周期化するほど建物の応答加速度は低減できるが、一方で、応答変位は増大してしまうことに留意すべきである。長周期化の実現には低剛性の免震装置を使用すれば良く、従来は低剛性を安定的に実現できる装置開発に主眼が置かれてきた。このような状況の中、長周期構造物である免震建物が長周期地震動を受けると、共振現象を誘発し、免震層に設けられた免震クリアランスを超える応答が生じる可能性が指摘されている。実際に、2016 年に発生した熊本地震では内陸直下型地震に特有の長周期パルス性地震動によって、設計想定範囲を超えた免震建物が確認された。このような状況に鑑み、本論文の目的を「多様な地震動入力に対して所定のクリアランス範囲内に応答変位を抑えつつ、従来の免震建物と同等な応答加速度低減効果を有する次世代の高機能免震構造を提案し、その有効性を確認すること」として掲げる。本論文は全 5 章によって構成されており、以下に各章の概要を示す。

第 1 章は、研究背景・目的、提案システム、既往の研究、まとめによって構成される。研究背景では、免震構造が実際に大地震を経験することで潜在的に抱える問題点が浮き彫りとなり、近年予測される南海トラフ地震等では極限事象が指摘されるなど切迫した状況であることを概説し、問題点の抽出を行う。本研究で掲げた目的を達成すべく、提案システムはこれまでの「長周期化+高減衰付加」では上述の問題に対処できない現状を踏まえ、免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーの二つの要素を組み合わせた SQT (Seismic isolation with Quasi-zero stiffness and Tuned inerter damper) モデルとした。硬化型復元力特性とは、変位の 3 乗に依存した復元力を発揮する変位抑制機構である。これにより、中小地震時には従来の免震建物として機能させ、免震層の変位が過大になった場合には復元力を発揮させ応答変位を抑え込む。しかし、硬化型復元力特性を有することで非線形現象を誘発させ、振動制御対象物の応答を劣化させる可能性がある。そこで、慣性質量ダンパーとの組み合わせにより上述の問題の解決を行う。慣性質量ダンパーは慣性質量に直列にばねとダッシュポットを並列に繋いだ要素を結合させることで、対象物の振動制御を行う機構であり、任意の振動数の応答低減が期待できる。提案システムでは、硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせることで応答変位と応答加速度の低減を実現させる。

第 2 章では、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量を備えた SQI (Seismic isolation with Quasi-zero stiffness and Inerter) モデルを扱う。SQI モデルは本論文の提案システム SQT モデルの試作モデルにあたり、SQT モデルでは「慣性質量ダンパー」を使用するのに対して SQI モデルでは「慣性質量」を用いる。第 2 章では、SQI モデルを理論・加振試験・解析の観点から分析することによって、第 3 章の SQT モデルの分析への足掛かりとする。本研究で扱うような硬化型復元力特性を備えた系では、特定の周波数で応答が急激に増減する跳

躍現象が認められる。跳躍現象は応答特性が急激に変化する可能性があるため、応答制御を行う上で跳躍現象が発生する振動数を特定することが重要である。そこで、SQI モデルの周波数応答特性を得ることにより、跳躍現象等の非線形現象の把握も含めた基本特性の把握を行った。はじめに、定常波加振時の運動方程式を立式し、そこから近似解法を用いて周波数応答曲線を導いた。また、それに付随して跳躍現象が発生する振動数を特定可能な代数方程式を求めた。続いて、理論式によって得られた周波数応答曲線を加振試験によって得られた周波数応答曲線と比較することで、理論式の妥当性を確認した。加振試験で使用した免震試験体は、免震クリアランスを実大のスケールで再現したもので、地震波加振による応答特性の把握も実施することで提案システムの有効性を確認した。最後に時刻歴応答解析から、加振試験結果と比較することで、時刻歴応答解析の妥当性を示した。

第3章では、SQT モデルを理論・加振試験・解析の観点から分析する。第2章で扱う SQI モデルの周波数応答曲線による解釈では、硬化型復元力特性を備えることで発生する非線形現象により応答変位・加速度が劣化する恐れがあった。また、慣性質量を免震層に直に挿入することは高振動成分の入力に対して応答加速度の劣化を誘発する。これらの問題点を改善すべく SQI モデルの「慣性質量」を SQT モデルでは「慣性質量ダンパー」に変更することで提案システムのロバスト性の向上を図った。主な研究手順は第2章と同様に、運動方程式を立式し、そこから周波数応答曲線を得た。第3章では、慣性質量ダンパーのチューニング振動数を決定する設計式を提案し、周波数応答曲線を対象に従来の免震建物モデルと SQT モデルを比較することで有効性を確認した。その後、SQT モデルの試験体を作製し、理論式による周波数応答曲線と加振試験によって得られた周波数応答曲線を比較し、理論式の妥当性を示した。最後に時刻歴応答解析を実施し、加振試験結果と比較することで、時刻歴応答解析の妥当性を示し、一質点系の応答解析により SQT モデルの有効性を示した。

第4章では、SQT モデルを建物モデルとして再現し、多質点モデルを対象とした地震波加振を行い、従来の免震建物モデルとの応答を比較することで SQT モデルの有効性の確認を行った。解析に用いた免震建物モデルの免震システムは鉛プラグ入積層ゴムで構成し、免震層の擁壁衝突を考慮するための擁壁も再現した。入力地震動には標準波から短周期パルス、長周期パルス、長周期長時間地震動など特性の異なる地震波を用いた。解析結果より、従来の免震建物である S モデルでは擁壁衝突を引き起こす長周期地震動に対して SQT モデルは変位抑制の観点で有効であることが確認できた。また、慣性質量ダンパーを硬化型復元力特性と併用させることは応答加速度の低減に有効であった。中小地震を想定した入力には SQT モデルが従来の免震建物として機能し、擁壁衝突を引き起こすような巨大地震かつ長周期の地震動には擁壁との衝突を回避することができた。上述の SQT モデルの応答特性は中層モデルのみならず高層モデルにおいても確認できた。これらの解析結果から、SQT モデルが様々な特性を有する地震動に対して変位と加速度の観点から有効であることを明らかにした。

第5章「結論」では、本論文で得られた知見をまとめ、今後の展望について言及した。

関連発表論文リスト

[論文]

1. 射場淳, 渡辺宏一, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた変位抑制型免震構造に関する基礎的研究, 構造工学論文集, 第 67B 巻, pp.539–548, 2021.
2. 射場淳, 渡辺宏一, 宮本皓, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた実大変位スケールの変位抑制型免震構造に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 88 巻, 第 805 号, pp.426–436, 2023.
3. 射場淳, 渡辺宏一, 宮本皓, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と慣性質量を組み合わせた変位抑制型免震構造, 日本建築学会構造系論文集, 第 89 巻, 第 821 号, pp.708–718, 2024.
4. Miyamoto K, Iba J, Watanabe K, Ishii K, Kikuchi M. Development of Nonlinear Geometric Seismic Isolation with a Duffing Spring. *Structural Control and Health Monitoring*. Wiley Online and Hindawi 2023; 2023:1-24.

[発表]

1. 渡辺宏一, 射場淳, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大变位抑制型免震構造に関する基礎的研究(その 1) 開発の背景と免震試験体概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造II, pp.741–742, 2020.
2. 滝沢勇武, 渡辺宏一, 射場淳, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大变位抑制型免震構造に関する基礎的研究(その 2) 振動台実験による検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造II, pp.743–744, 2020.
3. 射場淳, 渡辺宏一, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大变位抑制型免震構造に関する基礎的研究(その 3) シミュレーション解析による検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造II, pp.745–746, 2020.
4. 射場淳, 渡辺宏一, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた変位抑制型免震構造に関する基礎的研究, 第 67 回構造工学シンポジウム(建築部門), 一般社団法人日本建築学会, 2021.
5. 鈴木瑛大, 渡辺宏一, 宮本皓, 射場淳, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大变位抑制型免震構造に関する基礎的研究(その 4) 大型免震試験体と解析モデル概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造II, pp.539–540, 2021.
6. 渡辺宏一, 宮本皓, 射場淳, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大变位抑制型免震構造に関する基礎的研究(その 5) 実験と時刻歴解析結果の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 構造II, pp.541–542, 2021.
7. 射場淳, 渡辺宏一, 宮本皓, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大变位抑制型免震構造に関する基礎的研究(その 6) 非線形現象の再現, 日本建

- 築学会大会学術講演梗概集（東海），構造II，pp.543–544, 2021.
8. Iba J, Watanabe K, Ishii K, Kikuchi M. Displacement-Control System for Seismic Isolation Equipped with High-Static-Low-Dynamic Stiffness and Rotational Inertia. *12th National Conference on Earthquake Engineering* 2022.
 9. 鈴木瑛大，渡辺宏一，宮本皓，射場淳，石井建，菊地優：硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大变位抑制型免震構造に関する基礎的研究（その 7）提案システムの最適化，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造II，pp.677–678, 2022.
 10. 射場淳，渡辺宏一，宮本皓，石井建，菊地優：硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大变位抑制型免震構造に関する基礎的研究（その 8）提案システムの最適化と分析，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造II，pp.679–680, 2022.
 11. 宮本皓，渡辺宏一，射場淳，佐取冴，石井建，菊地優：慣性質量ダンパーを備えた変位抑制型免震構造に関する研究（その 1）システムと試験体概要，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造II，pp.681–682, 2022.
 12. 宮本皓，渡辺宏一，射場淳，佐取冴，石井建，菊地優：慣性質量ダンパーを備えた変位抑制型免震構造に関する研究（その 1）システムと試験体概要，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造II，pp.681–682, 2022.
 13. 佐取冴，渡辺宏一，宮本皓，射場淳，石井建，菊地優：慣性質量ダンパーを備えた変位抑制型免震構造に関する研究（その 2）実験による検証，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造II，pp.683–684, 2022.
 14. 渡辺宏一，宮本皓，射場淳，佐取冴，石井建，菊地優：慣性質量ダンパーを備えた変位抑制型免震構造に関する研究（その 3）時刻歴応答解析による IMD の効果検証，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造II，pp.685–686, 2022.
 15. 宮本皓，渡辺宏一，射場淳，佐取冴，石井建，菊地優：慣性質量ダンパーを備えた変位抑制型免震構造に関する研究（その 1）システムと試験体概要，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），構造II，pp.681–682, 2022.
 16. Iba J, Watanabe K, Miyamoto K, Ishii K, Kikuchi M. Verification of Actual Displacement Scaled Displacement-control System with High-static-low-dynamic Stiffness and Rotational Inertia for Seismic Isolation. *17th World Conference on Seismic Isolation* 2022.
 17. 射場淳，渡辺宏一，宮本皓，石井建，菊地優：硬化型復元力と回転慣性質量を備えた変位抑制型免震構造の振動特性（その 1）理論解の導出，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），構造II，pp.477–478, 2023.
 18. 佐取冴，渡辺宏一，宮本皓，射場淳，石井建，菊地優：硬化型復元力と回転慣性質量を備えた変位抑制型免震構造の振動特性（その 2）試験体概要，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），構造II，pp.479–480, 2023.
 19. 宮本皓，渡辺宏一，射場淳，石井建，菊地優：硬化型復元力と回転慣性質量を備えた変位抑制型免震構造の振動特性（その 3）実大变位スケールの加振試験，日本建築学会大

- 会学術講演梗概集（近畿），構造II，pp.481-482, 2023.
20. Iba J, Watanabe K, Miyamoto K, Ishii K, Kikuchi M. Dynamic Characteristics of Seismic Isolation with Quasi-Zero Stiffness and Rotational Inertia. *18th World Conference on Seismic Isolation* 2023.
 21. 射場淳，渡辺宏一，宮本皓，石井建，菊地優：硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた変位抑制型免震構造の振動特性に関する考察，第16回日本地震工学シンポジウム，2023.
 22. 射場淳，宮本皓，渡辺宏一，石井建，菊地優：硬化型復元力と慣性質量ダンパーを備えた変位抑制型免震構造の動特性（その1）理論解の導出，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造II，pp.871-872, 2024.
 23. 宮本皓，渡辺宏一，射場淳，石井建，菊地優：硬化型復元力と慣性質量ダンパーを備えた変位抑制型免震構造の動特性（その2）応答評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造II，pp.873-874, 2024.
 24. Iba J, Watanabe K, Miyamoto K, Ishii K, Kikuchi M. Dynamic Characteristics of Combined Seismic Isolation System with QZS and TID. *18th World Conference on Earthquake Engineering* 2024.

謝辞

本論文の執筆にあたり、多くの方々にご指導ご鞭撻を賜りました。

指導教官主査である北海道大学大学院工学研究院の菊地優教授には、筆者が研究室配属前から免震構造の奥深さを学ばせていただきました。構造制御学研究室に配属後も 6 年近くにわたり理論、加振試験、解析など多角的な視点から終始一貫して暖かいご指導やご助言をいただきました。特に加振試験では、清水建設株式会社技術研究所に長期出張をさせていただき、実大スケールの加振試験を実施させていただきました。また、研究に対する姿勢や捉え方など、先生のご指導のもとで学ばせていただけたこと、学ぶ喜び、新しいことを開拓する喜びなど多くのことを経験させていただきました。このような大変貴重な経験を学生時代に積ませていただけたことは筆者にとって望外の喜びでありました。先生のご助力のもと、本論文を執筆できたことを、この場をお借りして甚大なる感謝の意を表します。

同研究院の石井建助教には他研究室の所属でありながら、筆者が研究室配属前から研究全般にわたりご指導ご鞭撻を賜りました。筆者が質問に伺った際には、数学的な観点から分析手法のご提案まで数多くのヒントやご助言をいただき、丁寧に対応していただきました。ご教授いただきました内容はどれも興味深く、研究内容を一層深く掘り下げることができました。ここに深く感謝申し上げます。

同研究院の白井和貴准教授には、北海道大学で実施した小型振動台試験を遂行するにあたり、振動台をお借りしました。この場をお借りして感謝申し上げます。

同研究院の岡崎太一郎教授、高井伸雄准教授には、副査として本論文に関して適切なお助言を賜りました。感謝申し上げます。

清水建設株式会社技術研究所研究員の渡辺宏一博士には学部 4 年次からお世話になっており、本研究の提案システムの原型となるアイデアをいただくなど大変お世話になりました。また、本研究を遂行するにあたって加振試験から解析に至るまで幅広くサポートしていただき本論文の完成に導いていただきました。

同研究所研究員の宮本皓博士には修士 1 年次から一緒に研究に携わらせていただきまして大変お世話になりました。宮本博士には、論文から申請書の書き方に至るまで、沢山の時間を割いていただき、親身にかつ丁寧にご相談に乗っていただきました。研究を進めるなかで、悩んだりした際には明るく対応していただく機会が多く、心の支えになりました。

同研究所研究員の西村拓也博士をはじめ、清水建設株式会社技術研究所の研究員の方々には新型コロナウイルスの蔓延に伴う自粛期間中に受け入れが難しい期間にも加振試験を実施させていただきました。加振試験の実施に際しては、計測や試験体運搬など多くの方々の協力のもと、実施させて頂けたことに深く感謝申し上げます。

オオタ商事太田茂一氏には、加振試験で使用した試験体の製作に携わっていただきました。試験体の設計から改修のご相談まで丁寧にご対応いただきました。加振試験期間中には、様子を伺いにお見えになるなど過分なお心遣いをいただいたこと感謝申し上げます。

北海道大学大学院工学研究院の越川武晃助教，事務の桐本絵美氏，一緒に学んできた同期，構造制御学研究室の修士，学部生の皆様には研究遂行の上で大変お世話になりました。心より感謝申し上げます。また，ここまであらゆる側面でサポートして頂いた家族に感謝申し上げます。

解析には PEER Center により開発された OpenSees を使用させていただきました。本研究で使用した入力地震波の一部には，国立研究開発法人防災科学技術研究所の K-NET，KiK-net の強震記録を使用させていただきました。記して謝意を表します。本研究の一部は，JSPS 科学研究費（基盤研究（A），No.19H00788，研究代表者：菊地優）のもとで実施された成果となります。また，日本学術振興会特別研究員（DC2）に採択されて実施したものであり，文部省科学研究費補助金（特別研究員）の支援を受けて実施しました。ここに記して関係各位に感謝の意を表します。

2025 年 1 月 15 日

射場 淳

目 次

論文要旨	i
関連発表論文リスト	iii
謝辞	vi
目次	viii
第 1 章 序論	
1.1 背景と目的	- 2 -
1.2 提案システム	- 5 -
1.3 既往の研究	- 7 -
1.4 まとめ	- 37 -
第 1 章の参考文献	- 40 -
第 2 章 硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた免震構造	
2.1 概要	- 48 -
2.2 理論	- 49 -
2.3 加振試験	- 56 -
2.4 時刻歴応答解析	- 76 -
2.5 まとめ	- 86 -
第 2 章の参考文献	- 88 -
第 3 章 硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた免震構造	
3.1 概要	- 90 -
3.2 理論	- 91 -
3.3 加振試験	- 106 -
3.4 時刻歴応答解析	- 128 -
3.5 まとめ	- 155 -
第 3 章の参考文献	- 156 -
第 4 章 地震応答解析による建物モデルを用いた提案システムの有効性の確認	
4.1 概要	- 158 -
4.2 解析モデル	- 159 -

4.3 解析結果	- 165 -
4.4 まとめ	- 207 -
第 4 章の参考文献	- 208 -
第 5 章 結論	
5.1 研究成果の要約.....	- 210 -
5.2 今後の課題と展望.....	- 212 -
第 5 章の参考文献	- 215 -
付録 A 高調波による影響の確認.....	- 216 -
付録 B 大型試験体詳細設計図面	- 217 -
付録 C 小型試験体詳細設計図面	- 229 -

第 1 章

序論

1.1 背景と目的

1.2 提案システム

1.3 既往の研究

1.4 まとめ

1.1 背景と目的

免震構造とは建物基礎部に設置する免震装置により地震の揺れを遮断し、建物内部の揺れ（加速度）を劇的に低減する構造である。構造躯体の損傷防止に加え、什器・家具の転倒による人的被害を低減し、美術品や精密機器の損傷を回避できる。図 1.1^{1.1)} は国内における免震建物の普及状況である。免震構造は 1995 年阪神淡路大震災を契機に急増し、2004 年新潟県中越地震では地震後の事業継続の観点からも有効であるとの認識が広まった。2011 年に未曾有の被害をもたらした東日本大震災では免震構造の防災拠点が振動被害を免れ建物機能を維持したことで、被災者の救護活動が継続できた。それ以降、防災拠点建物の免震化が一気に進むなど、SDG s のレジリエンス強化の観点からも免震構造に対する社会の期待は高まっている。

これまでの 30 年余りの日本の免震構造の歴史に目を向けると、固有周期の長周期化への強い志向が存在する。長周期化するほど建物の応答加速度は低減できるが、一方で、応答変位は増大してしまうことに留意すべきである。長周期化の実現には低剛性の免震装置を使用すれば良く、従来は低剛性を安定的に実現できる装置開発に主眼が置かれてきた。一方で、長周期地震動の存在が近年注目されるようになった。2003 年 9 月 26 日に発生した十勝沖地震は、北海道襟裳岬島南東沖 80 km の震源から 200 km 離れた苫小牧にある石油タンクに被害を及ぼし、火災が発生した^{1.2)}。これは震源から伝播してきた長周期成分の地震動が、石油タンクの重油液面のスロッシング現象を励起し、これに伴い発生した火花が重油に引火することで発生した火災であった。他にも 2024 年 1 月 1 日に発生した石川県能登半島地震では、長周期地震動として最も大きい「階級 4」が観測される^{1.3)} など長周期地震動が注目を浴びた。このような長周期地震動が長周期構造物である免震建物に入力されることは、共振現象を引き起こし、免震装置の損傷や擁壁への衝突などの極限事象（図 1.2）を誘発する恐れがある^{1.4)}。実際に、2016 年熊本地震では内陸直下型地震に特有の長周期パルス性地震動によって、設計想定範囲を超えた免震建物を確認され、免震層に設置されたけがき記録から片振幅 46 cm、両振幅 90 cm の応答が確認された^{1.5, 1.6)}。この状況を踏まえると、上述の極限事象が現実として引き起こる可能性は十分に考えられ、対応が急務となっている。また、熊本地震ではフリングステップを伴うパルス性地震動が注目された。森井ら^{1.7)} は、パルス性地震動を特性化した正弦波パルスと Ricker wavelet を用い、1 質点系のモデルの応答からパルス性の地震動に対して免震建物の減衰増大による応答低減効果があり見込めないことを示している。加えて、最近の地震観測記録や地震動予測研究によると、南海トラフ沿いの巨大地震のような海溝型地震では継続時間の長い地震動が予測されている。このような、長時間地震動の地震波が免震建物に入力されると多数回繰り返し変形によって免震装置の性能が劣化し、設計想定以上の変形が免震層で生じる可能性が指摘されている^{1.2)}。さらに、免震層の過大変形抑制対策に対する多量のダンパー増設による解決策^{1.8)} は、減衰過多により免震構造本来の長所である加速度低減効果を損なわせてしまう。このように、免震層の擁壁衝突の回避と応答加速度の低減の両立は現有の技術では対処困難な課題である。

この状況に鑑み、本論文の目的は、「多様な地震動入力に対して所定のクリアランス範囲内に応答変位を抑えつつ、従来の免震建物と同等な応答加速度低減効果を有する次世代の高機能免震構造を提案し、その有効性を検証すること」である。本論文では、次世代の高機能免震構造として、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた SQT (Seismic isolation with Quasi-zero stiffness and Tuned inerter damper) モデルを提案する。また、SQT モデルにおける「慣性質量ダンパー」を「慣性質量」とした、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた SQI (Seismic isolation with Quasi-zero stiffness and Inerter) モデルを分析することで SQT モデルのロバスト性の向上の足掛かりとする。SQI モデルは第 2 章で、SQT モデルは第 3 章で扱い、これらの検証は一質点系のモデルを対象に「理論」、「加振試験」、「解析」の 3 つの観点から行う。「理論」では、提案システムにおける定常加振時の周波数応答特性を近似解法を用いて代数方程式の形で一般化することで、基本特性の把握を可能とする。また、SQT モデルにおいては周波数応答曲線を基に慣性質量ダンパーの設計式を導出することで設計の見通しを図る。「加振試験」では、提案システムを 1 質点系の試験体として具現化し、理論式によって得られた周波数応答曲線と加振試験によるスイープ加振によって得られた周波数応答曲線を照合する。これにより、理論式と加振結果の整合性が確認出来れば、理論式を用いた特性把握の妥当性が確認できる。加えて、非定常応答評価のために地震波加振を実施し、従来の免震建物モデルと SQT モデルを比較することで SQT モデルの優位性の確認を行う。「解析」では、加振試験による地震波加振の時刻歴応答波形結果と時刻歴応答解析結果を比較することで時刻歴応答解析の妥当性を確認する。解析的に SQT モデルの応答予測ができることにより、応答予測手段の拡張を図る。最後に、第 4 章で SQT モデルを中層および高層の多質点建物モデルとして再現し、地震波加振による時刻歴応答解析を行うことで、SQT モデルの有効性を確認する。

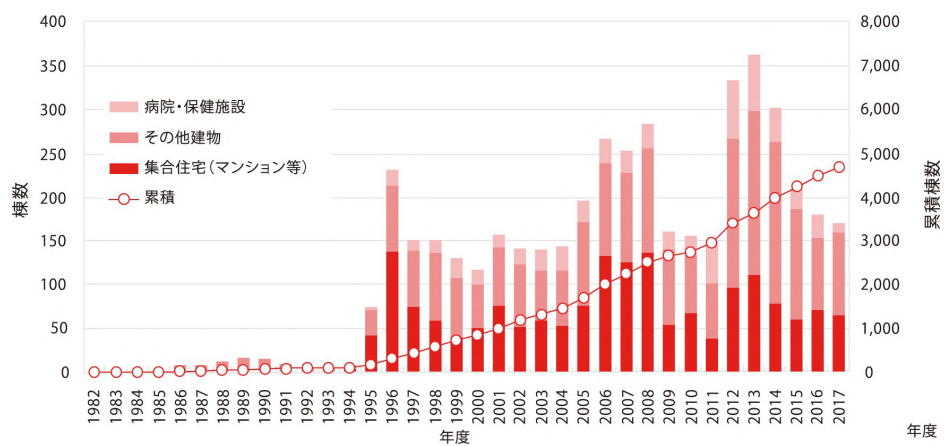


図 1.1 全国に広がる免震建物
[Bridgestone ホームページ ^{1.1)} より引用]

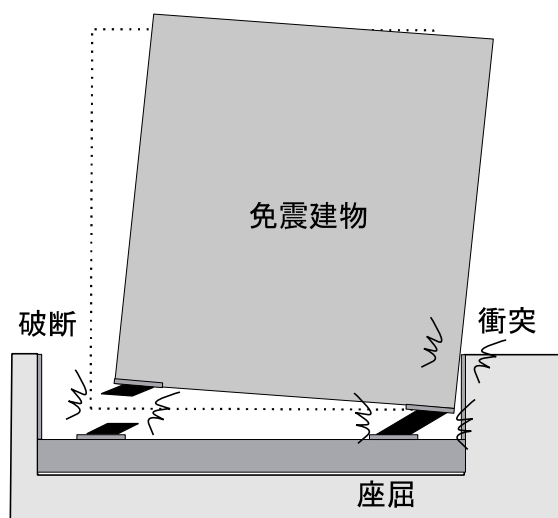


図 1.2 免震建物で想定される極限事象

1.2 提案システム

提案システムでは、これまでの「長周期化+高減衰付加」では極限事象に対処できない現状を踏まえ、従来の免震建物に2つの要素を組み合わせた構造とした(図1.3)。一つは、硬化型復元力特性を有した機構である。先に記した通り、熊本地震のようなパルス地震動には、速度依存によるダンパーでは十分なエネルギー吸収が見込めない。そのため、変位抑制には速度に応じてではなく、所定の変位に応じて復元力を発揮させる機構が有効であると考えた。また、単に変位抑制するのではなく、中小地震時には従来の免震建物として機能させ、擁壁衝突を引き起こす長周期の巨大地震時には復元力を発揮することで免震層の変位を抑え込む機構が適切と判断した。これは変位抑制が必要な状況下のみで復元力を発揮する機構を採用することで、免震構造が本来有する応答加速度低減効果を有効に活用する意図がある。以上の条件を踏まえて、変位抑制には応答変位に依存して復元力を発揮させる硬化型の復元力特性が有効であるという着想を得た。硬化型復元力特性は、その荷重変位関係が変位の3乗に依存した機構とすることで免震層の水平変位増加に伴い、装置の接線剛性を増大させ変位を抑え込む。一方で、剛性が増大することにより固有周期は低下し、応答加速度の増大が懸念される。また、非線形現象に伴い応答が劣化する恐れがある。そこで、SQTモデルでは、硬化型復元力特性に加えて慣性質量ダンパーを組み合わせる。慣性質量ダンパーは慣性質量に直列にばねとダッシュポットを並列に繋いだ要素を結合させることで、対象物の振動制御を行う機構である。このような応答制御手法は Tuned Mass Damper (TMD) と類似しており、慣性質量ダンパーによる慣性に伴う仮想質量とばね剛性の比で決まるチューニングによって任意の振動数の応答低減が期待できる。慣性質量ダンパーを硬化型復元力特性と組み合わせることによって、硬化型復元力特性により発生する非線形現象を回避し、振動制御対象構造物の短周期化を防ぐ。なお、慣性質量ダンパーに関連した研究として慣性質量と粘性減衰要素を並列に配置し、そこに直列にばね要素を繋ぎ制御対象物と地盤間に挿入して、特定の振動数の変位伝達率を低減させる手法がある^{1.9~1.13)}。他の研究に、慣性質量により発生する仮想質量によりモード制御を行い、刺激係数を0にする応答制御が挙げられる^{1.14, 1.15)}。一質点系を対象に慣性質量を組み込む場合は、周期伸長、入力低減が期待できるが、減衰低減も伴うように、その応答特性を変動させる。第2章で扱う SQI モデルは、慣性質量を免震層間に備えることによる周期伸長効果に着目して用いた手法であり、硬化型復元力特性による系の短周期化を防ぐことを意図したモデルである。また、慣性質量に関する用語に関して、呼称はそれぞれ研究者によって異なっており他に、「慣性接続要素」、「ダイナミック・マス」、「擬似質量」という言葉が定義されており、国際的には「inertor」の名称が一般的に用いられている。本論文では既往の研究を除き「慣性質量」として統一する。TMD の用語については他に「Dynamic vibration absorber (DVA)」や「同調質量ダンパー」、「質量ダンパー」等の呼称が用いられている。本研究では TMD で統一する。

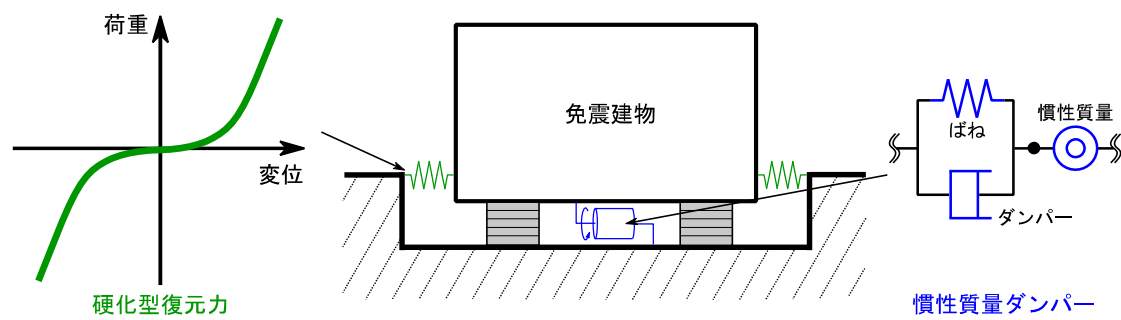


図 1.3 硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた免震システム
(SQT モデル)

1.3 既往の研究

1.3.1 擁壁衝突に関する既往の研究

これまで観測された主要地震において建物間や高速道路橋の衝突は広く報告されており、このような衝突を扱った研究がなされてきた^{1.16, 1.17)}。幸いなことに免震建物の擁壁衝突に関しては、国内では筆者の認知する範囲で報告されていない。一方で、国外に目を向けると1994年にアメリカ合衆国カリフォルニア州ロサンゼルス市ノースリッジ地方で発生したノースリッジ地震において免震建物の衝突事例^{1.18)}が存在する。この事例は施工不具合に基づく軽微なものであり、免震層のクリアランス不足が原因による衝突事例は国外においても確認できていない。しかし、大振幅地震動や近年懸念されている長周期地震動、2016年の熊本地震の例を念頭に置くと、今後の免震建物の擁壁衝突の可能性は十分に考えられる。本項目では、国内および国外における擁壁衝突に関する既往の研究についてまとめる。

長周期パルス地震動によって免震建物が共振し、擁壁衝突する可能性が指摘されているが、森井ら^{1.7)}は、免震建物において擁壁衝突を引き起こす可能性のある地震動の特性について言及している。森井らは、指向性パルスとフリングステップを伴うパルス性地震動を正弦波パルスと Ricker wavelet として特性化し、一質点系および多質点系モデル、建物モデル応答特性を分析した。一質点系の検討では、パルス性の地震動に対して、減衰増大による応答低減効果が見込めない事が述べられている(図 1.4)。

田中ら^{1.19)}は免震建物のデータベースを作成しており、国内の免震建物において、確保される免震クリアランス幅の分布について言及している。調査の結果、免震クリアランスについては、50 cm 以上 60 cm 未満の物件は年々減少しており、近年では大きく 50 cm 以上 60 cm 未満および 60 cm 以上 70 cm 未満の免震クリアランスに分類されている(図 1.5)。用途として病院はクリアランスを大きく確保する傾向がある。建物の一次固有周期の分布に関しては、レベル 2 地震動に対して 2~5 s 程度である。本論文では、上記の免震クリアランスおよび固有周期を参考に免震クリアランスを 60 cm として設定し、固有周期はおおよそ 3~4 s 程度の免震建物を想定する。

三輪田らは^{1.20)}は、図 1.6 に示す解体予定の実大免震建物を用いた擁壁衝突実験とシミュレーション解析を実施し、擁壁とその背後地盤の復元力特性と上部構造の衝突時挙動を明らかにしている。実験に用いられた免震建物は、実際に使用されていた東京都清瀬市の大林組技術研究所の免震オフィスである。衝突実験により、免震建物の見かけ上の固有周期の減少や、上部構造の最大層間変形および最大加速度の増大、ロッキング振動の励起が確認された。衝突時の挙動は擁壁部の水平剛性と減衰を考慮することでシミュレーションすることが可能で、質点系モデルと立体モデルの差は小さいことが示されている。犬伏ら^{1.21, 1.22)}は、免震建物の擁壁衝突時における簡易評価法において、擁壁部の多質点系モデルを一質点に集約させる方法を提案している(図 1.7, 図 1.8)。縮約モデルと多質点系モデルの擁壁部の水平抵抗を比較することで、その手法の妥当性を示した。また、縮小試験体を用いて擁壁衝突実験を実施し、実験と数値解析を比較することで数値解析の妥当性を確認した後、シミ

ュレーション解析から実大免震建物の擁壁衝突に伴う上部構造の損傷評価を行っている。10 階建ての RC 免震建物を対象とした実大モデルの擁壁衝突解析では、低層部の損傷が確認できている。上部構造の耐力を上げると低層部の損傷は低減できるものの、上部構造の履歴減衰が減少するため、上部構造の耐力を確保しつつエネルギー吸収能力を持たせることが重要であることが示された。福井ら^{1.23, 1.24)}は、免震構造の擁壁衝突による応答評価を実験と解析の観点から実施している。振動台実験では、3 階建ての免震試験体を衝突面がゴムで再現された擁壁に衝突させ、衝突直前の速度による違いが建物部の床応答特性や層せん断力に与える影響をまとめている（図 1.9）。上記の検証から、最大層せん断力は衝突直前の速度と概ね線形であり、擁壁として想定したゴムの硬度による違いは大きな影響を与えないことが示されている。一方で、床応答加速度に対しては、ゴムの硬度と比例の関係にあることも確認された。時刻歴応答解析の観点からは、解析モデルにおいて擁壁をばね要素で再現した場合、実験結果と比較して上部構造の応答をおおむね再現できていることを示している。また、時刻歴応答解析により 1FL 床に加わる力積が上部構造の変形に影響を与えるという仮定の基で、力積と上部構造の関係についてまとめている。衝突ばねを用いずとも、1FL 床部分に力積を加えた時刻歴応答解析から衝突時の応答をおおむね再現できおり、最大床応答加速度、層せん断力に対しても精度よく追跡できていることが示された。佐藤ら^{1.25)}は、擁壁衝突に対して免震建物をせん断モデルを用いてモデル化して、エネルギー保存則に基づいた擁壁衝突時の最大応答変位の予測を行っている。これにより、擁壁衝突による免震建物の最大応答変位を簡易に予測する手法を提案している（図 1.10）。

国外においても擁壁衝突に関する研究は解析および実験として多くなされている。解析や数値計算による構造物の衝突に関する研究は大きく *Stereomechanical approach* と *Contact element approach* に大別される^{1.26)}。*Stereomechanics* と呼称される古典的な衝突理論においては、図 1.11 に示すような質量 m_1 、 m_2 の剛体の初速度 v_1, v_2 と最終速度 v'_1, v'_2 の状態によって算出できる。衝突後の速度 v'_1, v'_2 は次の(1.1)、(1.2)式によって表現できる。

$$v'_1 = v_1 - (1 + e) \frac{m_2(v_1 - v_2)}{m_1 + m_2} \quad (1.1)$$

$$v'_2 = v_2 + (1 + e) \frac{m_1(v_1 - v_2)}{m_1 + m_2} \quad (1.2)$$

$$e = \frac{(v'_2 - v'_1)}{v_1 - v_2} \quad (1.3)$$

ここに、 e は反発係数である。この手法を用いて、Papadrakakis *et al.*^{1.16)} は隣接する建物間の衝突応答を、DesRoches *et al.*^{1.27)} は隣接する橋梁の数値解析モデルヒンジにおける衝突を求める際に適用しておいる。(1.1)、(1.2)式による衝突理論は、衝突の継続時間や過渡応力、衝突に伴う接触点の変形等を考慮できていない点で衝突現象を詳細に再現できない。一方で、*Contact element approach* は、隣接する二つの構造物間にばね要素とダッシュポットの組み合わせを考慮することで、構造物間の衝突に伴う衝撃力を再現する。*Contact element approach*

として主に Linear spring element, Kelvin-Voigt element, Hertz contact element, Hertz damped element が挙げられる。Linear spring element の荷重変位関係を図 1.12 に示す。図に示すように、衝突する前の任意の Gap 区間は荷重は生じず、衝突後は線形の剛性をもつ。Linear spring element は物体間の衝突をモデル化するために用いられる最も簡易的な接続要素である。Maison *et al.*^{1.17)} は Linear spring element を用いて建物間の衝突において多自由度運動方程式と解法を示した。8, 15 階建ての建物間の衝突に伴う地震動解析を行うことで、建物間隔と相対質量、衝突位置特性の影響を評価している。これらの結果から、擁壁衝突を想定しない場合と比較して、衝突をモデル化した場合、より厳しい建物に生じる荷重条件が想定されることが示された。次に、ばね要素と平行にダンパーを配置した Kelvin-Voigt element の荷重変位関係を図 1.13 に示す。この要素は、Linear spring element では再現されていない衝突間のエネルギー損失を考慮されている。(1.4), (1.5)式から、減衰係数 c_k が反発係数 e に依存していることが分かる。

$$c_k = 2\xi \sqrt{k_k \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (1.4)$$

$$\xi = -\frac{\ln e}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}} \quad (1.5)$$

このような減衰を考慮した衝突のモデル化は Wolf *et al.*^{1.28)} や Jankowski *et al.*^{1.29)} が行っている。Kelvin-Voigt element では、衝突時において衝撃力に初期値が発生しており、加えて負の衝突力が発生している。Komodromos *et al.*^{1.30)} は、このような問題点を改善するために修正 Kelvin-Voigt element を提案した (図 1.14)。このモデルでは、衝突する物体が離れることを考慮し、衝突力の符号が反転しようとした際には衝突ばねとダッシュポットが取り除かれる修正を施してある。衝突現象を再現するために非線形ばねを用いた検討も行われている。Goldsmith^{1.31)} は図 1.15 に示す Hertz contact 法を提案しており、非線形ばねの剛性は(1.6), (1.7)式として表現される。

$$K_h = \frac{4}{3\pi} \left(\frac{1}{\lambda_1 + \lambda_2} \right) \sqrt{\frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2}} \quad (1.6)$$

$$K_h = \frac{4}{3\pi} \left(\frac{1}{\lambda_1 + \lambda_2} \right) \sqrt{R_1} \quad (1.7)$$

ここに、 R_1, R_2 は衝突を考慮した球体の半径であり、 λ_i は材料特性となる。 λ_i は次の(1.8)式によって表される。

$$\lambda_i = \frac{1 - \nu_i^2}{\pi E_i} \quad (1.8)$$

ここに、 E_i と ν_i はそれぞれ弾性率とポアソン比である。球体以外に適応する場合は等価な半球体にみたとて、衝突力は(1.9)式として表現される。

$$F_c = K_h \delta^n \quad (1.9)$$

ここに、 δ は相対めり込み変位であり、 n は非線形特性により一般的に $2/3$ の値で用いられる。Hertz モデルはこれまで実験的に証明された衝突パラメータの多くを正確に予測できることで正当化されてきたものの、衝突によるエネルギー損失を考慮できていなかった。エネルギーを損失を考慮するため、Hertz damped モデル (図 1. 16) が Hunt^{1.32)}、Lankarani^{1.33)}、Marhefka^{1.34)}、Muthukumar^{1.35)} によって提案された。衝突力は(1.10)式として表現される。

$$F_c = K_h \delta^{\frac{3}{2}} + C_h \dot{\delta} \quad (1.10)$$

ここに、 C_h は減衰係数、 $\dot{\delta}$ はめり込み速度である。減衰係数は二つの物体が離れた後による引張り力が生じないように(1.11)式が用いられる。

$$C_h = \xi \delta^{\frac{3}{2}} \quad (1.11)$$

ここに、 ξ は減衰定数である。Ye *et al.*^{1.36)}は理論式によって構造工学に適した ξ の導出を行い(1.12)式を提案し、シミュレーション解析から式の妥当性を示した。

$$\xi = \frac{8 K_h (1 - e)}{5 e \dot{\delta}_0} \quad (1.12)$$

ここに、 $\dot{\delta}_0$ は初期めり込み速度である。Jankowski *et al.*^{1.29)}は反発係数 e の値の範囲は、鋼材、コンクリート、木材、セラミックといった材料によって異なることを示した。また反発係数は衝突直前の速度によって異なり、衝突直前の速度が大きいほど反発係数の値は小さくなることが示唆されている。Masroor *et al.*^{1.37)} は上記の *Stereomechanics* や Hertz damped モデルを踏まえつつ、図 1. 17 に示すような新しい擁壁のモデルの提案を行っている。このモデルは2つの要素を直列に繋ぐことで成り立っている。一つは、接触点の局所変形をシミュレーションする Hertz damped モデルである。もう一つは、擁壁を片持ち柱でモデル化した際の一次モードを示す一自由度系によって構成されている。加振試験を実施し、提案したモデルが加振結果を良好に再現できていることを確認している。なお、Muthukumar^{1.38)}は Hertz damped モデルが構造解析ソフト OpenSees^{1.39)} 等で一般的でないことから、バイリニアのスプリングモデルが代替できることを示している。

1.3.2 硬化型復元力特性に関する既往の研究

本研究の提案システムで扱う硬化型復元力特性は、変位の 3 乗に依存した復元力特性を有し、強非線形系を示すものとする。提案システムでは免震層に硬化型復元力特性を有する装置を設置することで免震層の過大な変形を抑え込むことを想定する。なお、復元力特性に関しては、反対に変位に応じて接線剛性が減少する「軟化型復元力」も存在するが、本研究では接線剛性が増大する「硬化型復元力」を扱うものとする。国外では、硬化型復元力特性は Quasi-Zero Stiffness (QZS) や High-Static-Low-Dynamic Stiffness (HSLDS) と呼称されて

いるが、筆者の受ける印象では、近年 QZS の呼称が一般的に使用されている。以下、本論文中では海外における硬化型復元力特性に関する論文について言及する際には QZS に統一する。図 1.18 は QZS に関する防振技術のレビュー論文である。ここ 20 年余りで発表論文数および引用数は急激に増加しており^{1.40)}、近年 QZS に対する関心の高まりが見て取れる。実際に Minus K Technology^{1.41), 1.42)} により図 1.19 に示すような硬化型復元力特性を利用した防振装置の開発も行われている。

ここで、ばね 2 本を用いた簡単な機構から変位の 3 乗に依存した復元力が生じる硬化型復元力特性の例を紹介する。図 1.20 は幾何学的非線形により変位の 3 乗に依存する復元力が生じる例^{1.43)} である。同図より、節点に荷重 $F_{k_q}(x)$ を作用させ、変位 x 生じた際のばねのなす角を θ としたとき、 $\cos \theta$ は(1.13)式となる。

$$\cos \theta = \frac{x}{\sqrt{l^2 + x^2}} \quad (1.13)$$

ばね部に初期伸び Δx が生じている場合の荷重 $F_{k_q}(x)$ は(1.14)式となる。

$$F_{k_q}(x) = 2k_q \left(\sqrt{l^2 + x^2} - l + \Delta x \right) \cos \theta \quad (1.14)$$

(1.13)式を(1.14)式に代入して(1.15)式を得る。

$$\begin{aligned} F_{k_q}(x) &= 2k_q \left(\sqrt{l^2 + x^2} - l \right) \frac{x}{\sqrt{l^2 + x^2}} + 2k_q \Delta x \frac{x}{\sqrt{l^2 + x^2}} \\ &= 2k_q x \left\{ 1 - \left(1 + \frac{x^2}{l^2} \right)^{-\frac{1}{2}} \right\} + \frac{2k_q \Delta x}{l} x \left(1 + \frac{x^2}{l^2} \right)^{-\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (1.15)$$

(1.15)式をテイラー展開により(1.16)式を得る。

$$F_{k_q}(x) \cong \frac{(l - \Delta x)k_q}{l^3} x^3 + 2 \frac{\Delta x}{l} x \quad (1.16)$$

$\Delta x = 0$ の時は(1.16)式は(1.17)式となる。

$$F_{k_q}(x) \cong \frac{k_q}{l^2} x^3 \quad (1.17)$$

これより、ばねを 2 本用いた簡単な機構から幾何学的非線形により変位の 3 乗に依存した復元力が生じる硬化型復元力特性が再現できることが分かる。

国内の研究に関しては、本論文で扱うような変位の 3 乗に依存した硬化型復元力特性を有する機構を建築分野に應用して検討した例は少ない。強非線形系の解析に限れば、渡辺による調査^{1.44)} では、建築分野において戦前から 2016 年までの直近で日本建築学会構造系論文集に掲載された論文は 21 編と非常に少ない。これより、国内における硬化型復元力特性に関する既往の研究は、広義に変位に応じて剛性が増大する機構を有した変位抑制に関する研究も含めて取り上げる。国内における硬化型復元力特性を扱った黎明期の研究として小堀ら^{1.45)} の論文が挙げられる。小堀らは、従来の線形微小理論を打破すべく、新しい耐震

構造法を提案し理論的裏付けを行っている。ここで提案される耐震手法は、小振幅領域では pretension wire が剛性を担い、大振幅領域では twisted wire による効果を発揮させる復元力特性を有した機構を用いており、その復元力特性は振幅の 3 乗に比例させた硬化型復元力特性であった(図 1.21)。萩原ら^{1.46~1.48)}は、1 自由度モデルを用いて幾何学的非線形を利用した弾塑性挙動を表現し、振動特性の把握を行っている。図 1.22 に示すような幾何学的非線形の定常振動問題として、1 自由度モデルの運動方程式から数値解析によるシミュレーションによる時刻応答と理論背景を対比することで分析している。有尾ら^{1.49, 1.50)}は、2-bar truss 構造を用いて、非線形力学系のモデルとして最も研究されている Duffing 方程式の非線形挙動解析を行っている(図 1.23)。

機構の剛性を増大させる免震層における変位抑制に関する論文を以下にまとめる。伊藤ら^{1.51)}は、図 1.24 に示す過大变位抑制積層ゴムの開発を行っている。過大变位抑制積層ゴムは免震層が所定の水平変位に到達すると積層ゴムがせん断の一部を負担して水平剛性を増加させることが可能となる。さらに、吉田ら^{1.52)}はこれらを発展させ、図 1.25 に示す積層ゴムと弾性すべり支承を組み合わせた過大变位抑制免震支承(EDS)の開発を行っている。他にも、免震層の変位抑制フェールセーフ機構として渡瀬ら^{1.53)}はタイバーを用いた免震層変位抑制を提案しており、免震層の上下階の鉄骨を繋いだ鋼棒に免震層の層間変形に伴って軸力が入り、徐々に水平抵抗力を高める機構となっている。仲村ら^{1.54~1.56)}は、巨大地震に対する免震フェイルセーフ制動装置として、図 1.26 に示す制動装置を開発している。装置は、制動する領域を±50 cm 以上としており、制動領域に免震層の応答が達すると、はじめにシリンダー内の皿バネユニットが衝撃を吸収しつつ、それ以上の応答変位が生じることで低降伏点鋼が塑性変形する。このように、機構の剛性を増大させることで変位抑制を行う手法が研究されている一方で、擁壁に緩衝装置を設けることで変位を抑え込む研究も広がりを見せている。大住ら^{1.57, 1.58)}は、図 1.27 に示した免震フェンダーシステムによって擁壁の剛性を低減させることで衝突による衝撃を緩和する研究を行っている。同様に、小槻ら^{1.59)}は免震層の擁壁にゴムチップ衝突緩衝材を設けた過大变形抑制機構(図 1.28)を提案している。以上のように、近年では過大变位が生じた場合の変位抑制機構に関する研究が盛んに行われており、具体的なデバイスとしての提案も多い。しかしながら、これらの研究の多くが変位を抑制することに重きを置いており、制動に伴う応答加速度の増加については、許容する傾向がある。

続いて、海外における QZS に関する論文を紹介する。QZS に関しては、エンジニアである Georg Duffing によって提唱された(1.18)式に示す Duffing 方程式^{1.60)}を基に検討した例が多いことから、その中で主に代表的な例を取り上げていく。

$$\ddot{x} + \delta \dot{x} + \alpha x + \beta x^3 = \gamma \cos(\omega t) \quad (1.18)$$

Molyneux^{1.61)}は三つのばねを用いたモデル(Three-spring model)による防振機構を提唱した。Molyneux が図 1.29 として示した Three-spring model はこれまでの QZS に関する多くの研究において基礎モデルとして扱われている。Three-spring model は二つの傾いた圧縮ばね

AB, AC と垂直なばね AD によって構成される。AA'軸に沿った荷重と剛性はそれぞれ次の (1.19), (1.20)式によって表現できる。

$$\frac{W}{ka} = (\sec\alpha - \sec\theta) \sin\theta + \frac{q}{a} \left(s - \frac{a}{2} \tan\theta \right) \quad (1.19)$$

$$-\frac{1}{k} \cdot \frac{dW}{dx} = 2(1 - \sec\alpha \cos^3\theta) + q \quad (1.20)$$

ここに、 W は A から A'点に加えられた荷重、 k が AB, AC のばね剛性、 qk が DE のばね剛性である。図 1. 29 から(1.20)式が A'B と A''B のなす角 θ によって 3 次の曲線を描いていることが確認できる。このように、3 つのばねを用いて幾何学的に 3 次の復元力特性を発揮できる機構を示した。また、これらの原理を応用して同図 Fig.6 に示すような具体的なデバイスも論文内で紹介している。Platus^{1.62)}は、“Negative-stiffness-mechanism”と称した硬化型復元力特性を有する 1 自由度系のモデルを用いて、実験からその伝達率を求めた (図 1. 30)。Ravindra *et al.*^{1.63)} は質量、非線形のばね、減衰によって構成される一質点系に調和加振を入力した際の運動方程式を立式し、そこから式によって伝達関数を表している (図 1. 31)。Carrella^{1.64~1.66)}は QZS について多くの知見を残した。Carrella *et al.*^{1.64)}は一質点モデルを対象に Molyneux が示したような三つのばねを用いた硬化型復元力機構の復元力が変位の 3 乗に近似した場合の誤差を定量化した。これを基に、斜めに配置されたばねの角度が約 48~57°の間で動的剛性が最も高くなることを示した。また、図 1. 32 に示すシステムの荷重変位関係が変位の 3 乗に依存する荷重が生じることを示している。また、Carrella *et al.*^{1.65)}は図 1. 32 で示されたシステムの伝達関数を近似解法により得ており、線形システムとの比較を行っている (図 1. 33)。QZS システムの伝達関数では、特定の振動数で応答が急減する Jump down と呼称される振動数に加え、最大伝達率を式によって表現している。Miyamoto *et al.*^{1.67)}は、QZS を免震建物に適用させ、QZS における剛性による変位抑制への影響を確認し、最大値に着目した評価式を求めて検証している。また、実物スケールの免震システムを用いた加振試験を実施することで QZS の有効性を検証している (図 1. 34)。

本研究と同様に、硬化型復元力特性と他の要素を組み合わせたシステムが考案されている (例えば 1.68, 1.69)。この中でも特に、TMD を硬化型復元力特性と併用させた研究がある。Li *et al.*^{1.70)}は、硬化型復元力特性と TMD を併用させた防振システムを提案した (図 1. 35)。静的解析から硬化型復元力特性を備えたシステムの剛性が 0 となるパラメーター範囲を導き、動的解析から提案システムの周波数応答曲線を求めている。提案システムと TMD の周波数応答曲線を比較することで提案システムの優位性を確認しており、低周波領域での防振において有効であることを示した。Xing *et al.*^{1.71)}も硬化型復元力特性と TMD を併用させた防振システムを扱っており、周波数応答曲線を求め、数値解析により応答特性の把握を行っている。また、振動振幅、エネルギーの観点からの分析も行っており、TMD のチューニングについても言及している。硬化型復元力特性と TMD を併用させたシステムが提案されている一方で、主系に対してダッシュポットと硬化型復元力特性を並列に繋ぎそこに付加質点

を添えた Nonlinear energy sinks (NESs)^{1.72)} と呼ばれる機構が考案されている。NESs は、従来の TMD では応答低減が見込める周波数領域が限られている点を改善し、より広範囲な周波数領域において応答低減が見込める。図 1.37 は NESs の例であるが一言に NESs と言っても現在多くのタイプの NESs が研究されていることが分かる^{例えば 1.73)}。また、NESs を建物に適用した例も散見される^{例えば 1.74, 1.75)}。

ここまでの既往の文献から、硬化型復元力特性を用いて応答制御を行う研究がなされてきたことが分かる。しかし、硬化型復元力特性を備えることは、非線形現象を伴い、応答が劣化する様子も確認できる。これを踏まえて、硬化型復元力特性と他の要素を組み合わせることで、その欠点を補うほか、更なるロバスト性の確立を実現しようとする研究が行われている。本論文の提案システムにおいても同様に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせることで、応答性状の改善を図る。

1.3.3 慣性質量に関する既往の研究

運動方程式において、相対変位に依存する剛性項や相対速度に依存する減衰項を調整することで構造物の応答を制御する手法は一般的に行われてきた。建築の耐震設計における例としては、前者では壁量や柱梁寸法を操作することで、後者は粘性系のオイルダンパー等を建物の層間部に挿入することで実現されている。他方で、相対加速度に依存する質量項を慣性に伴う仮想質量を用いて操作する制御法が存在する。Smith^{1.76)}は2つの節点間の相対加速度に比例する慣性力を発揮する機構を Inerter と呼称し、その概念を紹介した。また、Inerter は、図 1.38 に示すようにラックからピニオンを介してギアにより回転を増幅させフライホイールを駆動させることで実現可能であることも示している。そのほかにも、従来の TMD では、ばねマスの移動量を制限するために大きな質量が必要になる問題点を Inerter により改善できることを示唆した。2 節点間の相対加速度に依存した慣性力を発揮する機構として、川股^{1.77, 1.78)}は、液体を用いた「質量ポンプ (Mass pump) (図 1.39)」を構造物に組み込むことで固有周期の調節、振動応答の絶対値の低減、共振時応答倍率の低下を可能としている。また、山本^{1.79)}は構造物に振り子を取り付けることで振り子とテコの作用を応用した球形タングの免震装置を考案している (図 1.40)。

慣性質量を具現化した機構として上述したものほかに、ボールねじ機構^{1.80~1.82)}によるものも多く研究されている。ここで、図 1.41 に示すボールねじ機構を例に、慣性質量装置によって相対加速度に依存した荷重が生じるメカニズムを説明する。トルク T と慣性モーメント I の関係は(1.21)式を満たす。

$$T = I\ddot{\theta} \quad (1.21)$$

なお、慣性モーメントはフライホイールを簡単のため円柱と見なすと(1.22)式となる。

$$I = \frac{m_r D^2}{8} \quad (1.22)$$

図中のリード L_d は1リードでフライホイールが1回転し、角加速度 $\ddot{\theta}$ は軸方向加速度 $\ddot{x}$ が $2\pi/L_d$ 倍される。角加速度 $\ddot{\theta}$ は軸方向加速度 $\ddot{x}$ を用いて(1.23)式となる。

$$\ddot{\theta} = \frac{2\pi}{L_d} \ddot{x} \quad (1.23)$$

増幅された角加速度 $\ddot{\theta}$ が回転慣性質量のフライホイール質量部分に作用することによって回転慣性モーメントが生じ、直線運動に再変換される過程でさらに $2\pi/L_d$ 倍されて軸方向慣性力 Q_i が生じる。トルク T が作用した時の軸方向慣性力 Q_i は(1.22), (1.23)式より、回転慣性質量による仮想質量 m_r' を用いて整理すると(1.24)式となる。

$$\begin{aligned} Q_i &= \frac{2\pi}{L_d} T \\ &= \frac{\pi^2 D^2}{2L_d^2} m_r \ddot{x} \\ &= m_r' \ddot{x} \end{aligned} \quad (1.24)$$

(1.24)式より、仮想質量 m_r' はフライホイール形状や質量、ボールねじのリードに依存して数百から数千倍の値を得ることが可能である^{1.81)}。現在では、一基あたり数百から数千tの質量効果を有するダンパーが実用化されている^{1.83~1.85)}。

ここで、古橋ら^{1.14)}や中南ら^{1.80)}が示したように、図1.42に示す1質点系振動モデルにおいて慣性質量の有無による応答性状の違いについて試みる。慣性質量を考慮しない場合に、1質点系振動モデルに入力地動加速度 $\ddot{y}$ が入力された場合の運動方程式を考慮すると(1.25)式となる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{y} \quad (1.25)$$

ここに、 m は質量、 c は減衰、 k は剛性、 x , $\dot{x}$, $\ddot{x}$ はそれぞれ着目する振動系の変位、速度、加速度である。両辺を m で除して(1.26)式となる。

$$\ddot{x} + 2h_0\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = -\ddot{y} \quad (1.26)$$

ここに、

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad h_0 = \frac{c}{2\omega_0 m}$$

一方で、図1.42において、慣性質量を考慮した1質点系振動モデルに入力地動加速度 $\ddot{y}$ が入力された場合の運動方程式を考慮すると(1.27)式となる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx + m_r'\ddot{x} = -m\ddot{y} \quad (1.27)$$

ここに、 m_r' は慣性質量による仮想質量である。ただし、慣性質量による実質量は m に対して十分小さいとする。両辺を $m + m_r'$ で除して(1.28)式となる。

$$\ddot{x} + 2h_1\omega_1\dot{x} + \omega_1^2x = -\frac{m}{m + m_r'}\ddot{y} \quad (1.28)$$

ここに、

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{k}{m + m_r'}}, \quad h_1 = \frac{c}{2\omega_1(m + m_r')}$$

(1.26)式と(1.28)式を比較することで以下のことが分かる。

1. 固有円振動数が ω_0 から ω_1 となる。したがって、固有周期は $T_0 = 2\pi\sqrt{m/k}$ から $T_1 = 2\pi\sqrt{(m + m_r')/k}$ となり、慣性質量を備えることで固有周期が $\sqrt{1 + m_r'/m}$ 倍されて長周期化する。
2. 減衰定数が h_0 から h_1 となる。したがって、減衰定数が $\sqrt{m/(m + m_r')}$ 倍されて減少する。
3. 慣性質量の実質量は十分小さい仮定の下、入力加速度による影響を受けないため、入力加速度は $m/(m + m_r')$ 倍されて減少する。

このように、慣性質量を用いることで、系の固有周期の伸長や入力地震動の見かけ上の低減、減衰低減など、運動方程式における剛性項や減衰項の操作することでは得られない効果を持つ。さらに、磯田ら^{1.86)}の文献を参考に図 1.42 の加速度伝達関数は(1.29)式となる。

$$H(\omega) = \frac{-\xi^2}{1 - (1 + \gamma)\xi^2 + 2h_0i\xi} \quad (1.29)$$

ここに、 γ は m_r'/m 、 ξ は ω/ω_0 である。(1.29)式を図 1.43 に描画する。同図の内容は古橋ら^{1.14)}や中南ら^{1.80)}が示したように、仮想質量比 γ が増大するにつれて、共振点は低振動数側にシフトし低減している。また、共振点より高振動数側で反共振点を確認できる。しかし、反共振点より高振動数側では仮想質量比 γ が大きいほど応答倍率が大きくなることもわかる。仮想質量比 γ が 1.0 の場合は、振動数比が 10.0 の加振に対して入力加速度の半分の応答加速度が下げ止まりとして生じることが確認できる。(1.27)式の運動方程式より、左辺に絶対加速度 $\ddot{x} + \ddot{y}$ で整理すると(1.30)式を得る。

$$\ddot{x} + \ddot{y} = -2h_1\omega_1\dot{x} - \omega_1^2x + \frac{m_r'}{m + m_r'}\ddot{y} \quad (1.30)$$

同式より、慣性質量を備えることで、地動加速度が $m_r'/(m + m_r')$ 倍された項が絶対加速度として生じる。高振動数側の加振に対して仮想質量に依存する項が加速度の下げ止まりとして生じることが分かる。

慣性質量を用いて具体的に建築構造物の応答を制御しようとする研究は主に次の 2 つに分類される。一つは、慣性質量により発生する仮想質量によりモード制御を行う応答制御が挙げられる。もう一つは、慣性質量と粘性減衰要素を並列に配置し、そこに直列にばね要素を繋ぎ制御対象物と地盤間に挿入して、特定の振動数の変位伝達率を低減させる応答制御である。なお、本論文では、慣性質量と粘性減衰要素を並列に配置し、そこに直列にばね要素を繋いだ機構を「慣性質量ダンパー」と呼称するが、以下で紹介する既往の研究では各論文で使用されている呼称で記す。

前者のモード制御を行う応答制御を行う研究に関して、古橋ら^{1.14)}は、慣性接続要素を用いて高次モードの刺激係数を 0 にするなど地震動に対する応答制御を可能としている(図 1.

44)。慣性質量ダンパーにおけるモード制御に関する研究として、五十子ら^{1.15)}は、古橋ら^{1.14)}が慣性接続要素によって見かけの質量分布が各層の剛性分布に比例するように配置することで非制御時の固有モードを変化させることなく固有値のみを変化させる手法を同調マスダンパー制振システムにおいても検討した。

後者の特定の振動数の変位伝達率を低減させる応答制御を行う研究に関して、新垣ら^{1.87, 1.88)}は建築用減衰装置としてボールねじを用いた機構の性能確認試験を実施することで、慣性質量と粘性減衰要素を並列に配置した機構の基礎的な検討を実施した(図 1.45)。このような機構に建物に取り付ける際の支持剛性を調整し付加振動系を形成することで TMD と類似する振動制御が行える。斉藤ら^{1.13)}は、慣性接続要素とダッシュポットを並列結合した図 1.46 (a)に示す粘性マスダンパーを考え、そこに直列に支持部材である線形ばねを取り付け図 1.46 (b)に示す付加系とした。付加系と主架構の並列結合により構成される図 1.46 (c)をシステムとして考え、その最適応答制御を理論的に導き出した。図 1.46 (c)のシステムは、TMD と類似した特性を持つため、このシステムを最適化する研究においても TMD と関連がみられる。ところで、斉藤らが行った最適化手法は、図 1.46 (c)のシステムは TMD と同様に、主架構部分に減衰を伴わない構成となっており、Den Hartog^{1.89)}による定点理論のように、定点を通る特性を利用している。一方で、図 1.48 に示すような TMD の主架構部において減衰を考慮したシステムでは TMD のように定点が存在しない。そのため、定点理論とは異なる最適設計手法が考えられており、これを提示した研究では、Nishihara *et al.*^{1.90)}などが挙げられる。同様に、主架構に減衰を考慮した場合において、慣性質量ダンパー部の構成を変えたシステムにおける最適化のパラメーターを模索した例として Islam *et al.*^{1.91)}の研究が挙げられる。ここまでの、慣性質量ダンパーは TMD との関連がみられるが、異なる点として慣性質量ダンパーは付加質量が実質量でなく仮想質量である点である。TMD を採用した例として台湾にある台北 101 は 660 トンの付加質量を備えた建物である。TMD の場合では制御構造物が巨大になればなるほど付加質量も大きくなり、コストは上がり、建物の中に大きなスペースを設ける必要が生じる^{1.92)}。一方で、慣性質量ダンパーは、それ自体の質量は小さくなくても慣性により巨大な質量効果が得られる。また、挿入した対象物の相対運動に依存した効果を発揮できることも大きな違いである。Lazar *et al.*^{1.93)}はこの利点を活用して、多質点系モデルにおいて層間部に慣性質量ダンパーを挿入して応答を制御した場合を TMD による応答制御と比較することで、その有効性を確認している(図 1.49)。

1.3.4 硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた既往の研究

筆者らは本論文に至るまでに、従来の免震システムに硬化型復元力特性と慣性質量を備えた機構を変位抑制型免震構造と称して研究を行ってきた。ここでは、変位抑制型免震構造に関する既往の研究についてまとめる。

筆者ら^{1.94, 1.95)}は、変位抑制型免震構造を実際の免震クリアランスのスケールでおよそ 1/10,

建物想定部の質量およそ 30 kg の小型試験体を用いて、実験的に応答特性の把握と有効性の確認を行った。研究のフローは次の 3 ステップとした。第一ステップとして、変位抑制型免震構造の定常応答を周波数応答曲線により評価した。第二ステップでは、過渡応答を評価するために、特性の異なる入力地震動を用いて変位抑制の観点から提案システムのロバスト性の評価を行った。第三ステップは、変位抑制型免震構造の応答評価手法の拡張を図るため、時刻歴応答解析を行い、加振試験結果と比較することで解析の整合性の確認を行った。図 1.50 に 50×100 cm の振動台上で具現化した小型試験体と加振試験によって得られた周波数応答曲線を示す。周波数応答曲線は時々刻々と入力振動数が変化するスイープ加振によって求めており、帰納的に跳躍現象といった非線形現象の再現も行った。図に示す S モデルは従来の免震建物を想定したモデルであり、N が S モデルに硬化型復元力装置を備えたモデル、NR が変位抑制型免震構造である。周波数応答曲線ではスイープ加振の加振振動数の変化方向（振動数が上がる場合は添え字 H，下がる場合は L）によって、1つのモデルにつき2つの応答曲線が得られている。地震波加振による過渡応答評価では、変位抑制型免震構造が従来の免震建物システムでは過大応答変位を誘発する恐れのある長周期パルス地震動に対して、変位抑制の観点から効果的であることが分かった。また、変位抑制型免震構造に対する時刻歴応答解析の妥当性を示した。

小型試験体を用いた振動台試験につづいて、得られた知見を基に、実大の免震クリアランスのスケールを再現した大型試験体を作製し、加振試験により定量的な検討を進めた^{1.96,1.97)}。また、実大の変位スケールでの加振試験を得ることで、時刻歴応答解析結果と比較し、解析の適用範囲の拡張を図った。研究のフローは小型試験体を用いた振動台試験と同様に 3 ステップとなっている。図 1.51 に、700×700 cm の振動台上で具現化した大型試験体と加振試験によって得られた周波数応答曲線を示す。大型試験体を用いた振動台試験により以下の知見を得た。硬化型復元力特性を免震建物に用いることは、従来の免震建物では共振を引き起こし免震層の過大変形を誘発させる長周期パルス地震動に対して、制御対象物の固有周期を変動させることによって共振現象を回避して応答増大を回避できる。慣性質量を併用させることで応答加速度の増大も低減可能である。実大の免震クリアランスのスケールでの変位抑制型免震構造に対して時刻歴応答解析の精度は高く、解析による応答評価が可能である。

ここまでの研究では、主に変位抑制型免震構造の応答特性に着目した内容であり、システムとしての最適なパラメーターについての議論はなされていなかった。そこで、変位抑制型免震構造に対する時刻歴応答解析の妥当性があることを利用し、解析から最適な設計条件を導き出した^{1.98)}。図 1.52 は、縦軸に免震層より上部の質量に対する慣性質量による仮想質量比を、横軸に硬化型復元力の剛性をパラメータとした変位抑制型免震構造の応答分布である。12 波の特性の異なる地震波を入力倍率 0.5, 1.0, 1.5 の 3 パターンで変位抑制型免震構造に入力した場合のパレート解を抽出し、その時の仮想質量比と硬化型復元力の剛性の値の格子の上にプロットしている。加えて、仮想質量比と硬化型復元力の剛性の値に応じて、

応答変位と応答加速度のクライテリアを同時に満たす領域には格子線上に色塗り表示をしている。同図から、3つの入力倍率によって示される色塗り領域が重なる条件かつパレート解が重なる条件を満たす硬化型復元力剛性と慣性質量のパラメーターを読み取った。以上の結果から、硬化型復元力装置では、一般的な免震クリアランスである 60 cm に対して、その半分の位置で免震層の線形剛性による復元力と硬化型復元力が一致する値が、慣性質量は仮想質量比が 30% の値が最適な条件であることが分かった。

ここまでの研究成果によって、変位抑制型免震構造の周波数応答曲線を提示し、かつ地震波加振に対する性能評価を行っている。しかし、周波数応答曲線については、加振試験または高度な数値計算に基づいてその概形を求めているため、依然として基本特性の把握は容易ではなかった。加えて、DCS の性能評価としては、硬化型復元力特性と慣性質量が最適化された状態での加振試験による検討はなされていなかった。そこで、1 質点振動系の変位抑制型免震構造に調和地動が作用したときの周波数応答曲線を近似解法を用いて代数方程式の形で表して一般化を行った^{1.99)}。これにより、変位抑制型免震構造の設計の見通しの改善を図った。さらに、実大変位スケールの変位抑制型免震構造を作製し、振動台試験を実施した。理論式によって得られた周波数応答曲線を加振試験結果と照合することで理論式の妥当性について検証した。また、最適化した変位抑制型免震構造に地震波による加振試験を実施し性能評価を行った。

渡辺^{1.44)}ら^{1.100)}は変位抑制型免震構造にさらに TMD を備えたモデル(論文内では<NR-r>)を対象に解析から検討を行った(図 1.53)。非線形の共振曲線を求める解析手法には幾つか考案されている。平均法^{1.101)}は、線形系の解を母解とし、かつその解が振幅と位相が十分にゆっくりと変化する時間関数であるとみなす時に、1 周期の間で平均化処理を施す手法である。他にもガラーキン法に立脚した調和バランス法^{1.101)}も存在する。渡辺^{1.44)}は、シューティング法と汎用ソフト AUTO^{1.102, 1.103, 1.104)}を用いた接続法を組み合わせた解析手法により硬化型復元力特性を備えた免震建物の挙動を明らかにした。シューティング法により探索空間内の安定周期解を求め、求めた安定周期解を出発点として接続法を用いて振動数比を変化させ、連続する周期解を探索することで共振曲線を求めている。この解析手法により、複雑な応答特性を示す提案システムを正確に、かつ短時間で周波数応答曲線を得ることを示した。また、定常波、パルス波、地震波入力に対する応答を評価して、<NR-r>モデルの有効性を確認している。

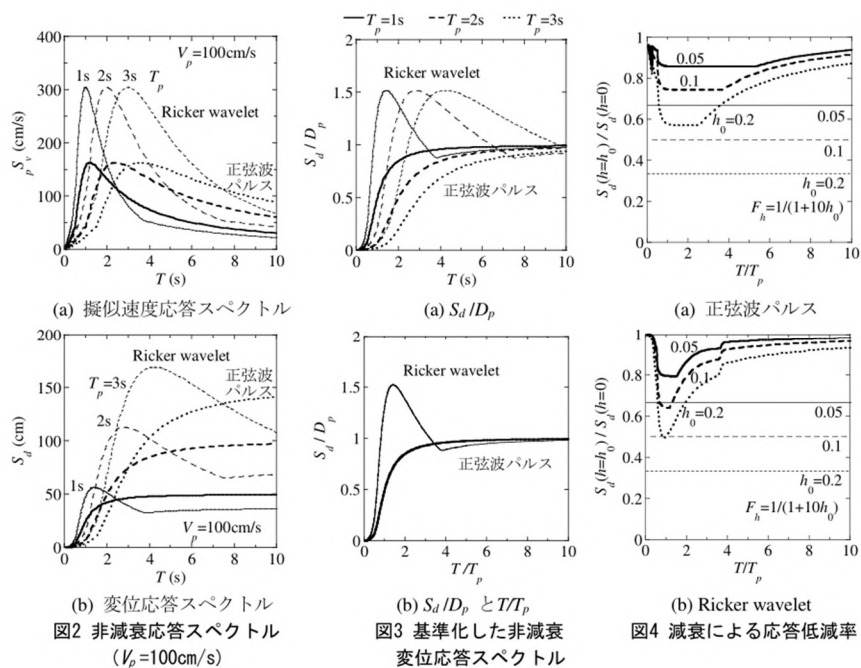


図 1.4 一質点系を対象としたパルス性地震動に対する応答

[森井ら^{1.7)}より引用]

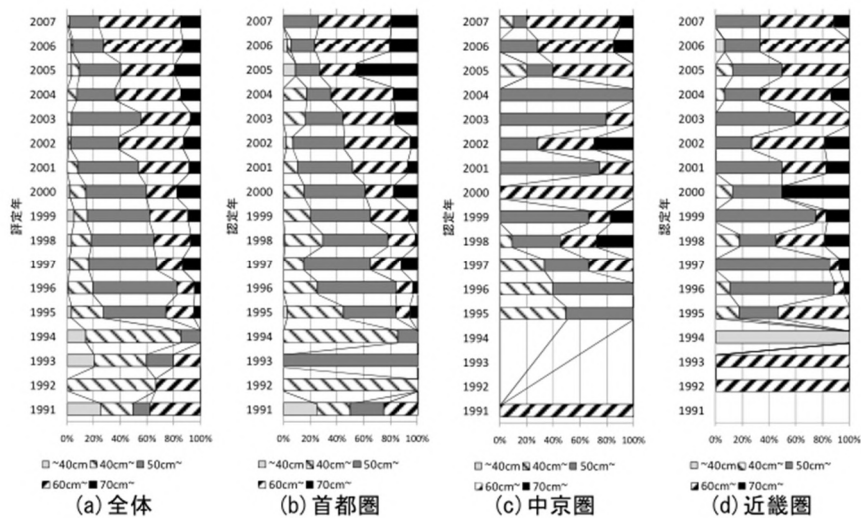


図 1.5 確保された免震クリアランスの推移

[田中ら^{1.19)}より引用]



図 1.6 免震建物外観と衝突対象とした南面擁壁

[三輪田ら^{1.20)}より引用]

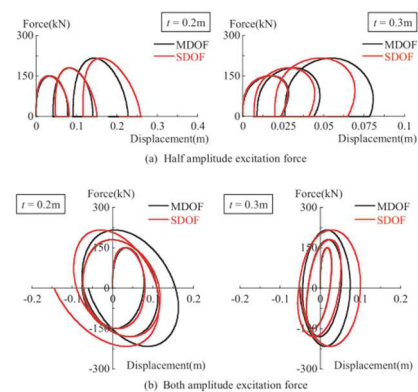
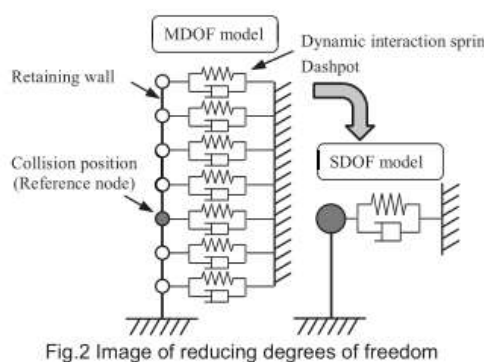


図 1.7 自由度系の縮約イメージと縮約モデルの妥当性の確認

[犬伏ら^{1.21)}より引用]

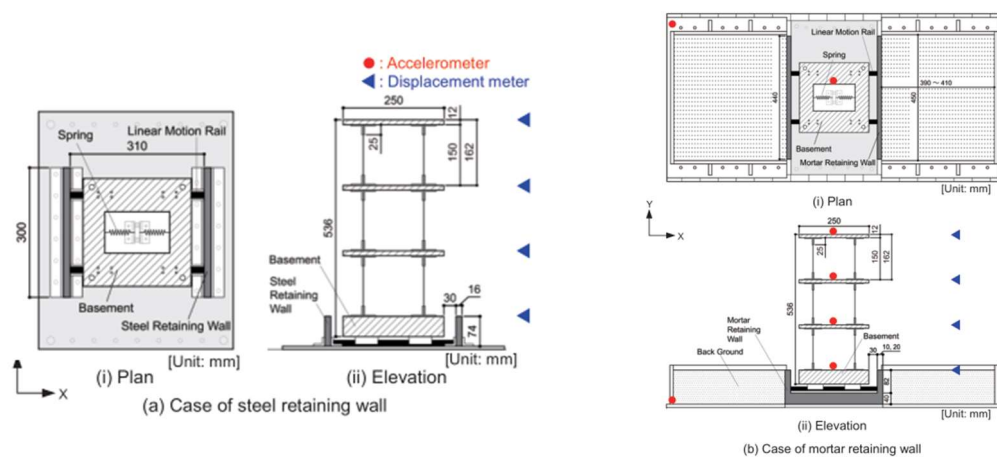
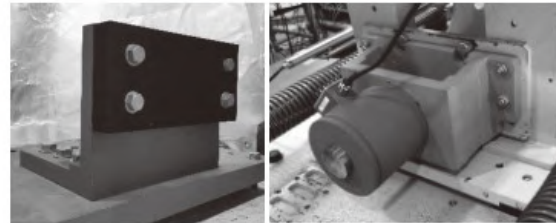
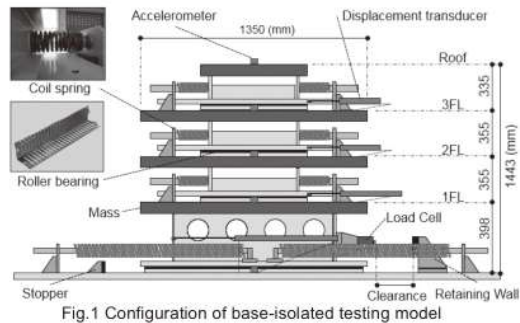


図 1.8 擁壁衝突実験で使した免震建物模型

[犬伏ら^{1.22)}より引用]



(a) Retaining Wall (b) Load Cell
Fig.2 Photo of Devices at colliding position

図 1.9 試験体の構成と衝突部の装置
[福井ら^{1.23)}より引用]

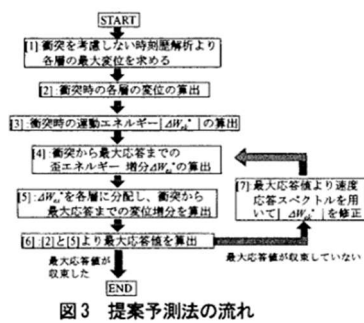
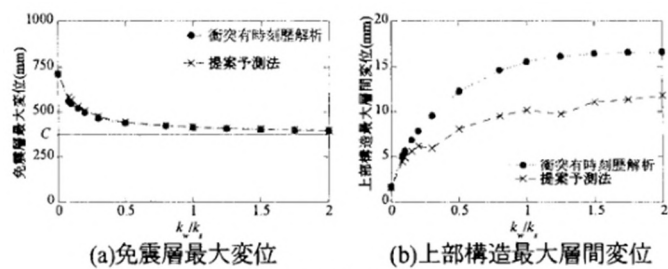


図3 提案予測法の流れ



(a)免震層最大変位 (b)上部構造最大層間変位
図6 地震応答解析結果(葺合波)

図 1.10 免震建物の擁壁衝突に関する簡易予測法
[佐藤ら^{1.25)}より引用]

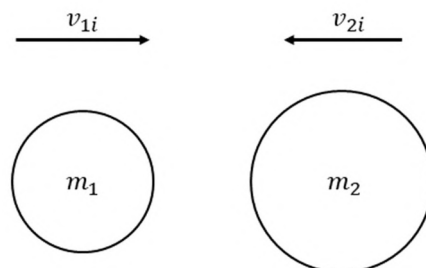


図 1.11 Classical theory of impact

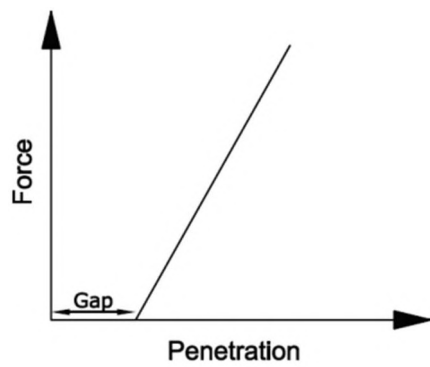


図 1.12 Linear spring element
[Masroor *et al.*^{1.26)} より引用]

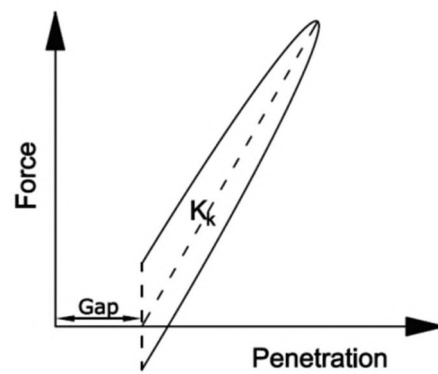


図 1.13 Kelvin-Voigt element
[Masroor *et al.*^{1.26)} より引用]

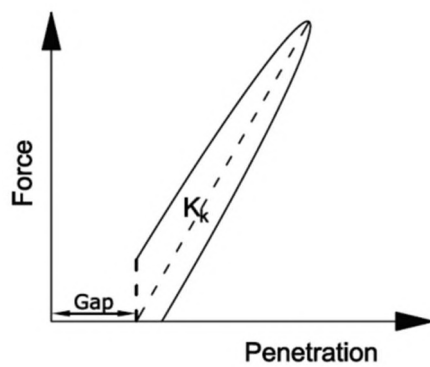


図 1.14 Modified Kelvin-Voigt element
[Masroor *et al.*^{1.26)} より引用]

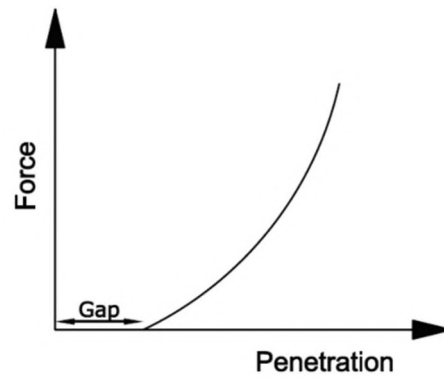


図 1.15 Hertz element
[Masroor *et al.*^{1.26)} より引用]

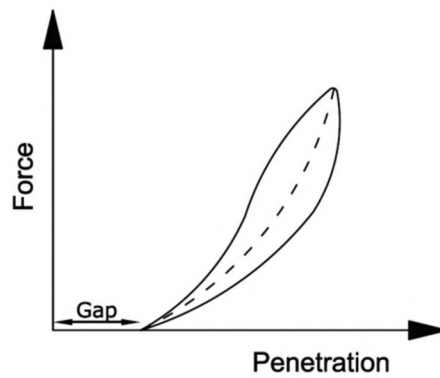


図 1.16 Hertz Damped element
[Masroor *et al.*^{1.26)} より引用]

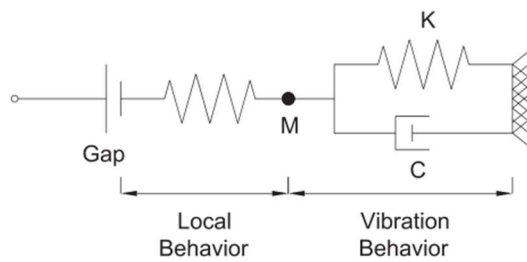


Figure 5. Schematic of new impact element.



Figure 6. Shake table test setup for moat wall impact testing.

図 1. 17 Masroor *et al.* による提案モデルと加振試験
[Masroor *et al.*^{1.37)} より引用]

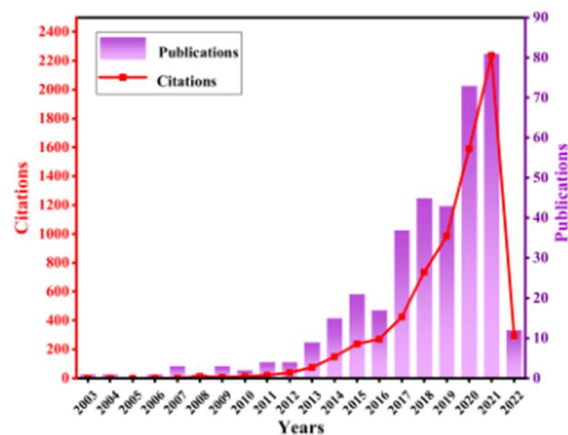
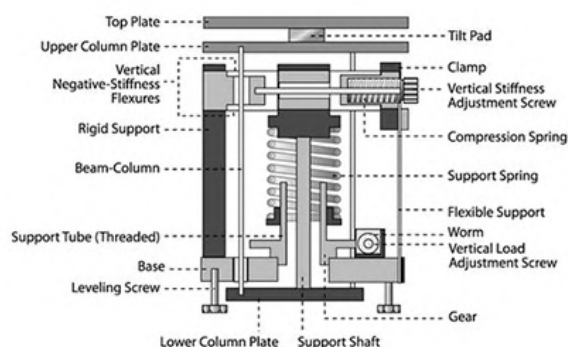


図 1. 18 Web of Science による QZS の論文に関する 20 年の傾向
[Ma *et al.*^{1.40)} より引用]



[Figure 3]



図 1. 19 Minus K Technology が開発する硬化型復元力特性を用いた防振装置
[Minus K Technology^{1.41, 1.42)} より引用]

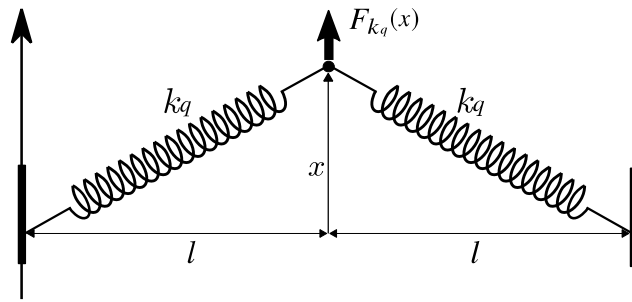


図 1.20 幾何学的非線形により変位の 3 乗に依存する復元力が生じる例

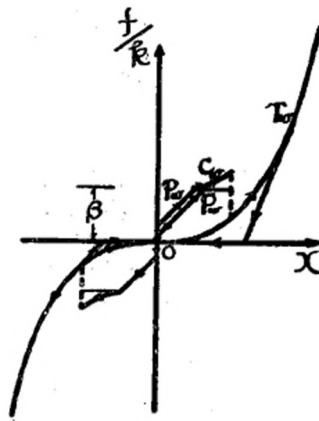
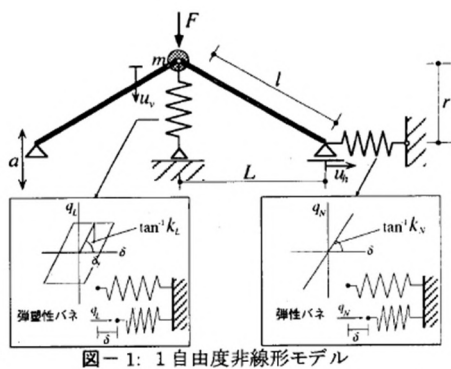
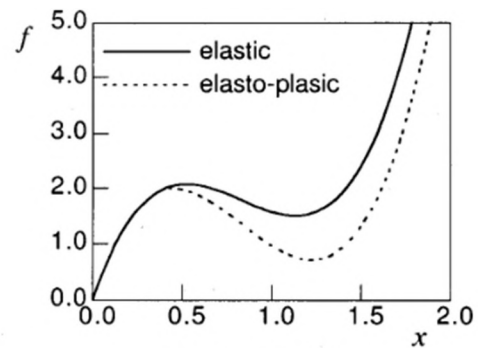


図 1.21 提案された耐震構造法の復元力特性
[小堀ら^{1.45)}より引用]



図一 1: 1 自由度非線形モデル



図一 3: 釣合曲線

図 1.22 幾何学的非線形を利用した非線形システム
[萩原ら^{1.46)}より引用]

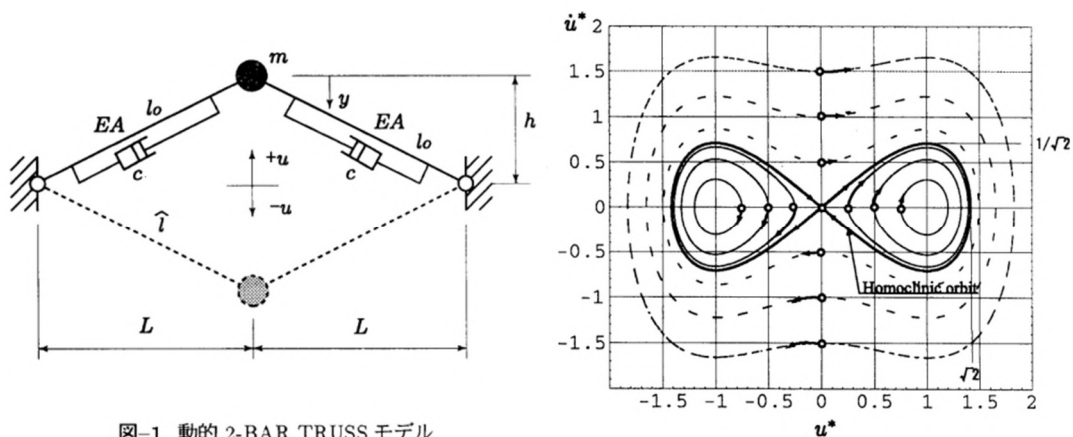
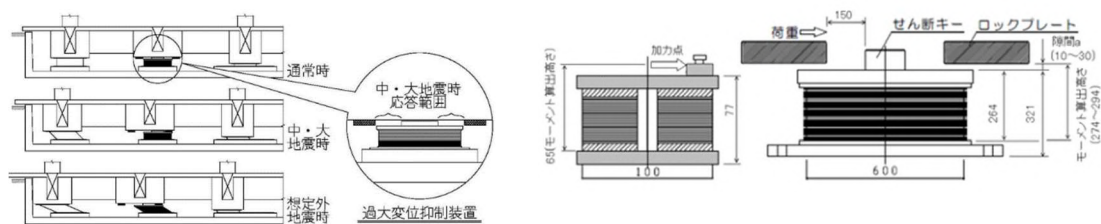


図 1.23 2-BAR TRUSS を扱った非線形解析
[有尾ら^{1.49)}より引用]



[伊藤ら^{1.51)}より引用]

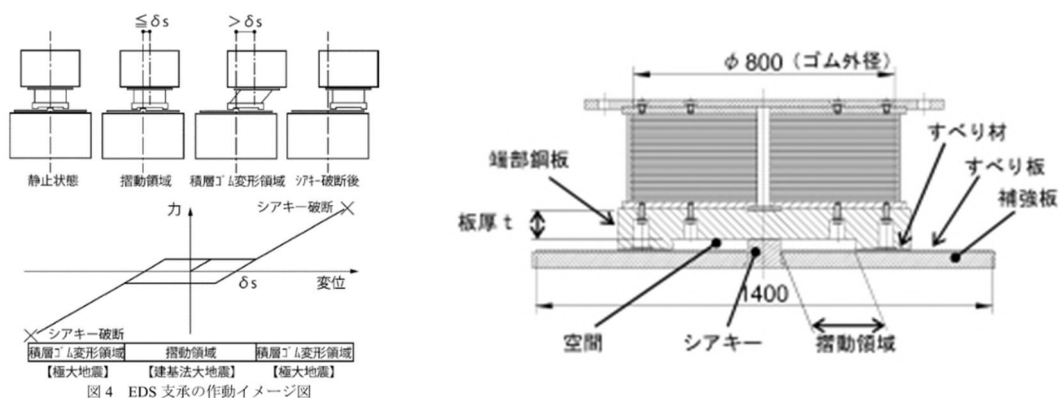


図 1.25 積層ゴムと弾性すべり支承を組み合わせた過大変位抑制免震支承
[吉田ら^{1.52)}より引用]

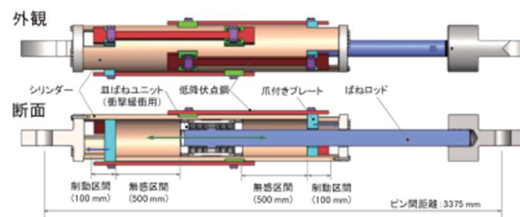


図2 フェイルセーフ制動装置

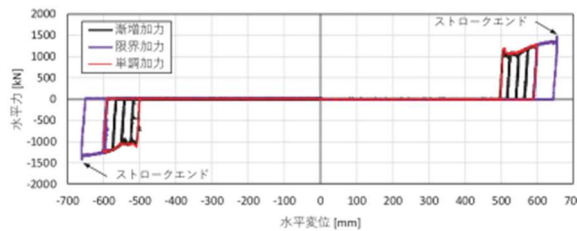


図8 加力試験におけるフェイルセーフ制動装置の復元力特性

図 1.26 巨大地震に対する免震フェイルセーフ制動装置

[仲村ら^{1.54})より引用]

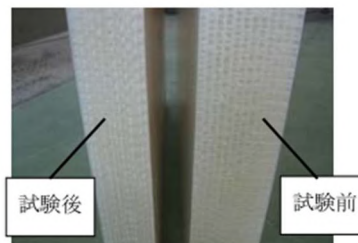
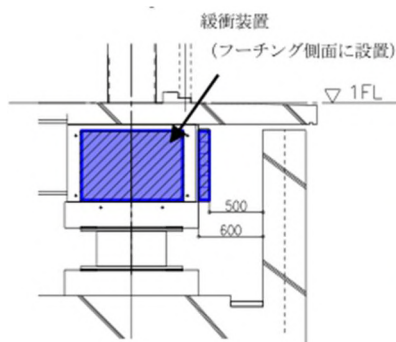


図3 PP製ハニカム材

図 1.27 緩衝装置を含めた免震建物衝突設計手法

[大住ら^{1.57})より引用]

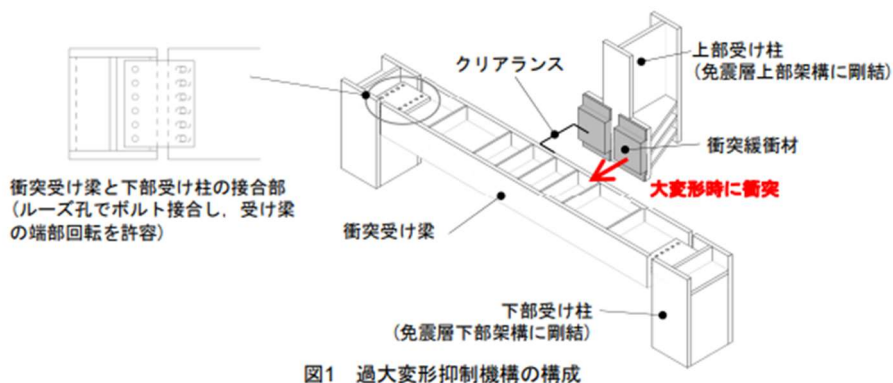


図1 過大変形抑制機構の構成

図 1.28 ゴムチップ衝突緩衝材を用いた過大変形抑制機構

[小槻ら^{1.59})より引用]

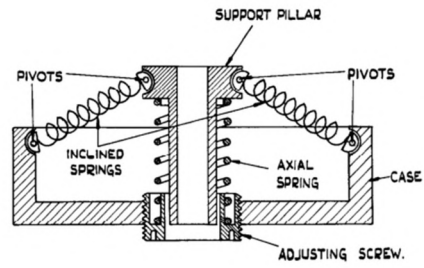
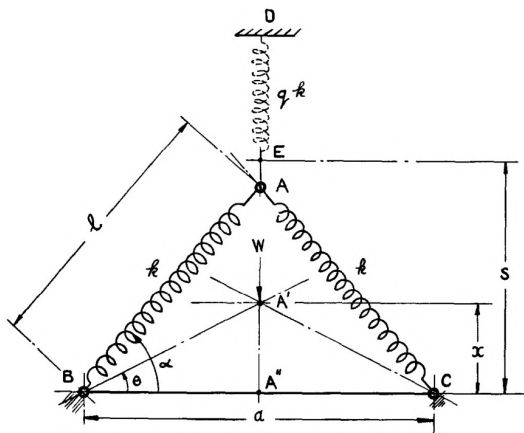


FIG. 6. GENERAL PURPOSE SUPPORT FOR VIBRATION ISOLATION.

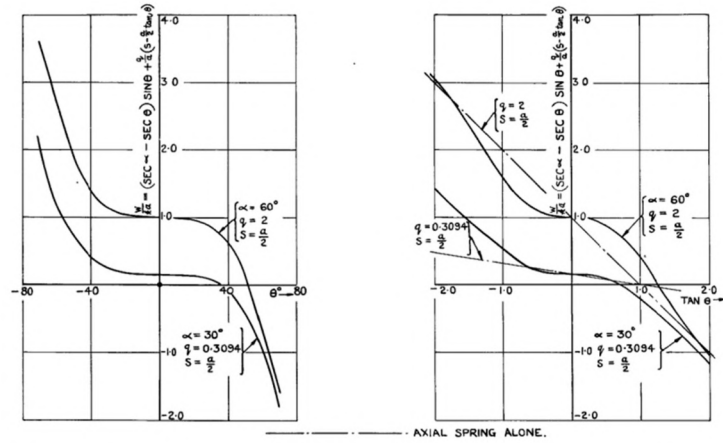


FIG. 3. LOAD FUNCTION—INCLINED SPRINGS WITH OPTIMUM AXIAL SPRING.

図 1.29 Three-spring model を扱った研究
[Molyneux^{1.61})より引用]

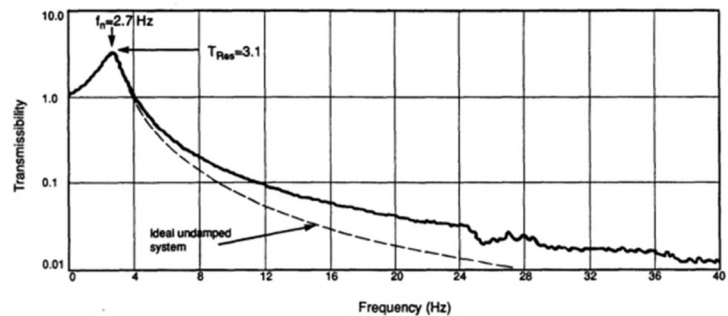
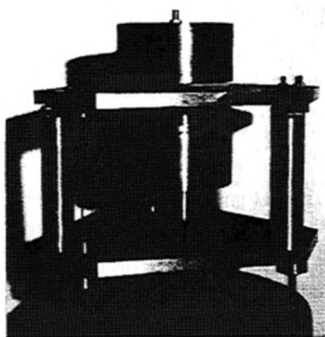


図 1.30 Negative-stiffness-mechanism を扱った研究
[Platus^{1.62})より引用]

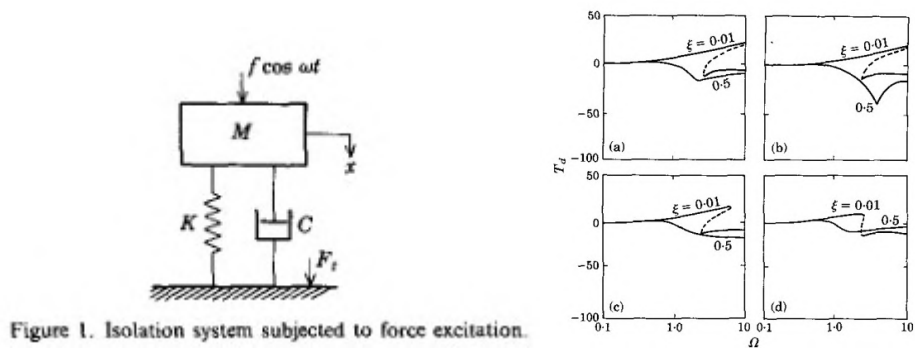


図 1.31 調和加振に対する非線形の防振システムの性能評価

[Ravindra *et al.*^{1.63})より引用]

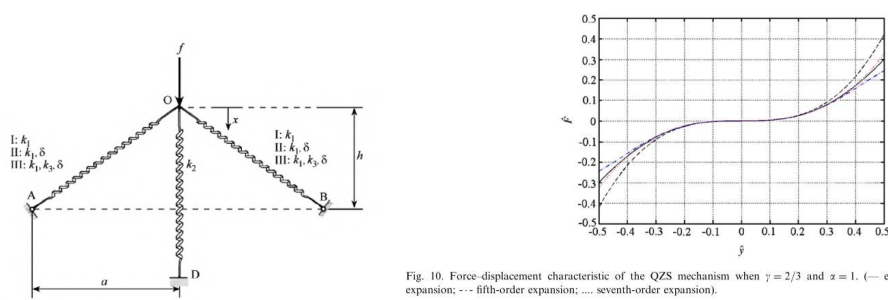


図 1.32 3つのばねを用いた系の荷重変位関係

[Carrella *et al.*^{1.64})より引用]

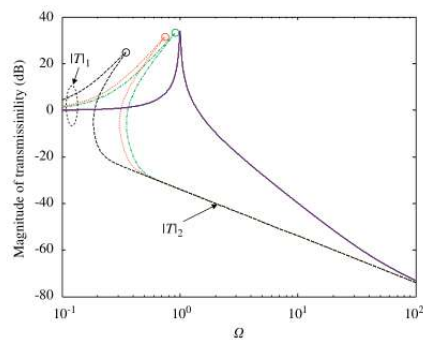


図 1.33 QZS システムと線形システムの伝達関数の比較

[Carrella *et al.*^{1.65})より引用]

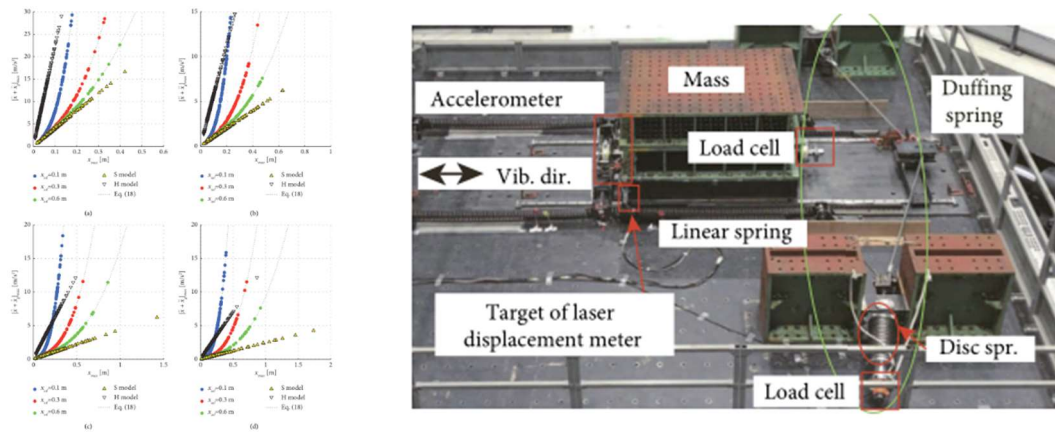


図 1.34 Duffing spring を使った免震システムの研究
[Miyamoto *et al.*^{1.67)}より引用]

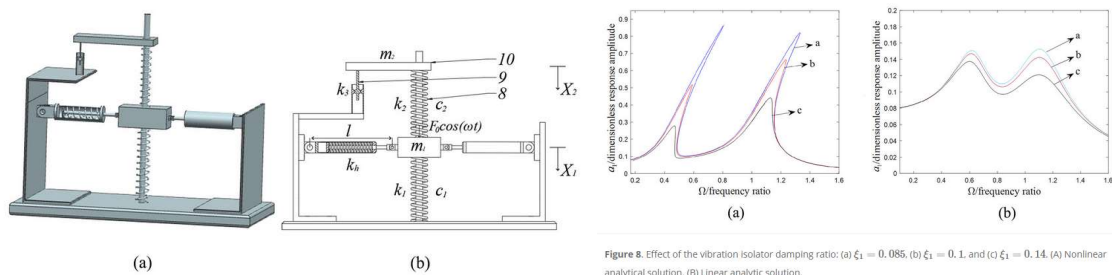


図 1.35 硬化型復元力特性と TMD を組み合わせた防振装置に関する研究
[Li *et al.*^{1.70)}より引用]

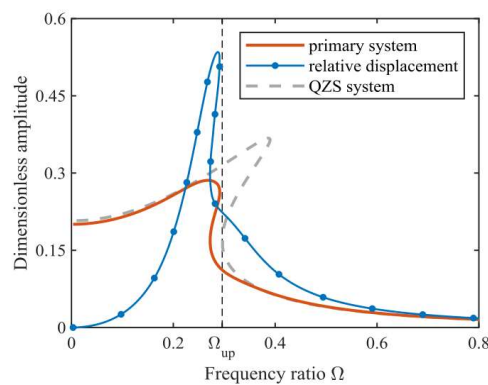


Fig. 5. The analytical steady-state amplitude-frequency response curves for the CVI system with DVA tuned to Ω_{up} ($f = 0.01$, $\mu = 0.1$, $\tilde{t} = 1.5$, $\nu = 1$, $\xi_1 = 0.035$, $\xi_2 = 0.25$, $\beta = \Omega_{up} = 0.2959$). Orange solid lines: primary system of CVI system, blue solid lines with dot markers: relative displacement between primary system and DVA, gray dashed line: QZS system.

図 1.36 硬化型復元力特性と TMD を組み合わせた防振装置の周波数応答曲線
[Xing *et al.*^{1.71)}より引用]

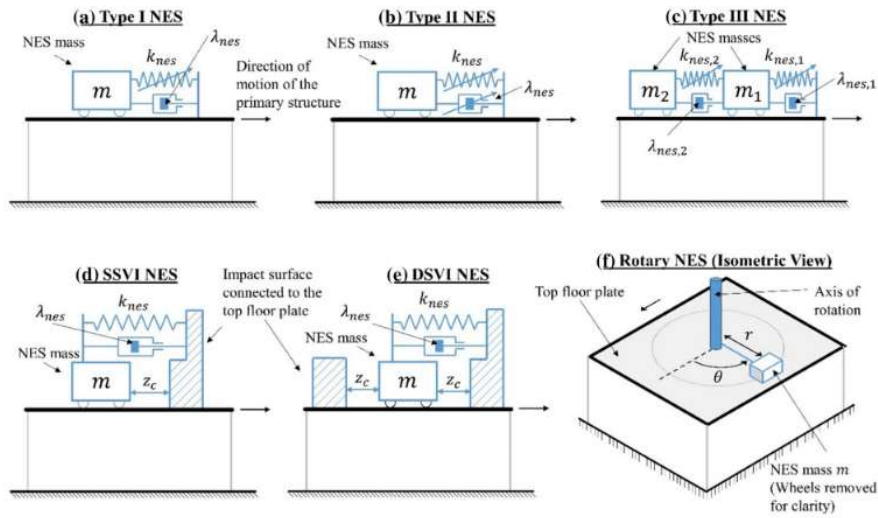


Fig. 3 Schematic illustrations of different types of NESs coupled to a single-story primary structure

図 1.37 NESs の例

[Saeed *et al.*^{1.72})より引用]

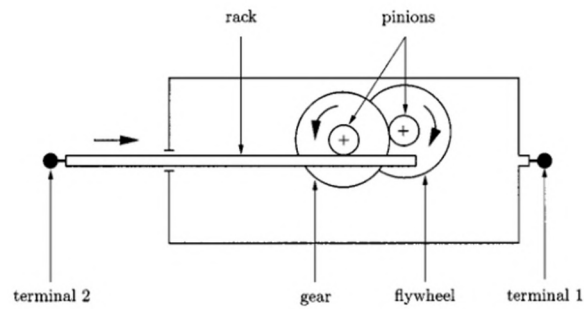


図 1.38 2 節点間の相対加速度が節点に加えられた力に比例する例

[Smith^{1.76})より引用]

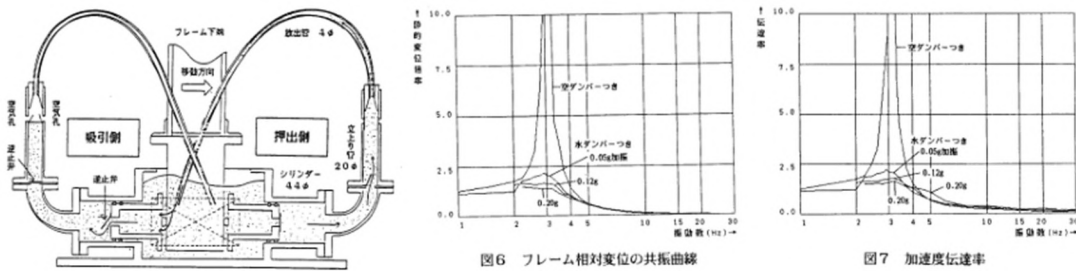


図 1.39 質量ポンプを用いた慣性質量効果

[川股ら^{1.77})より引用]

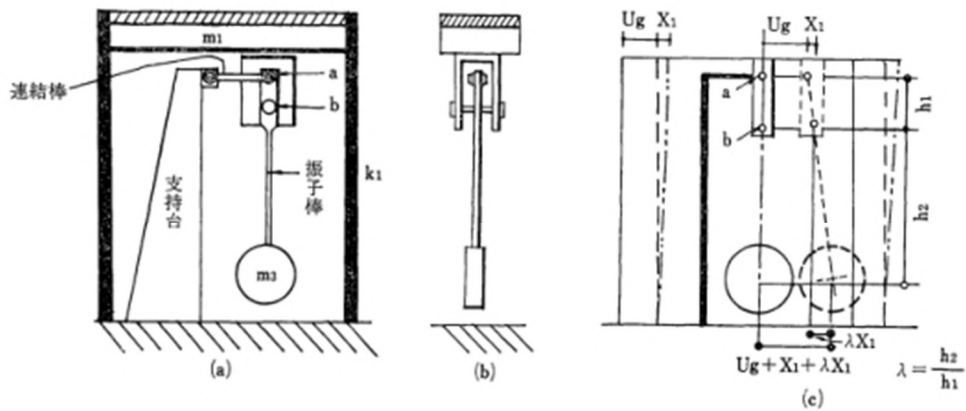


図 1 基本原理説明図

図 1.40 振子でこの作用を応用した球形タンクの免震装置
[山本ら^{1.79)}より引用]

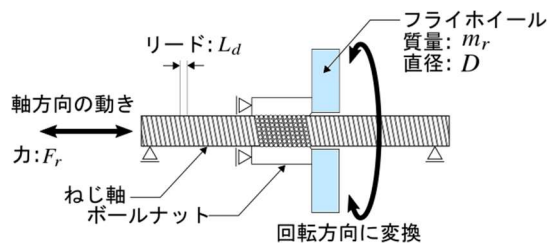


図 1.41 ボールねじ機構の慣性質量の例

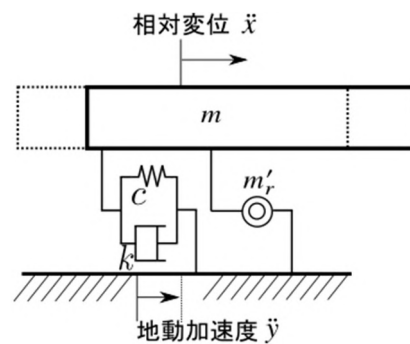


図 1.42 慣性質量を備えた 1 質点系モデル

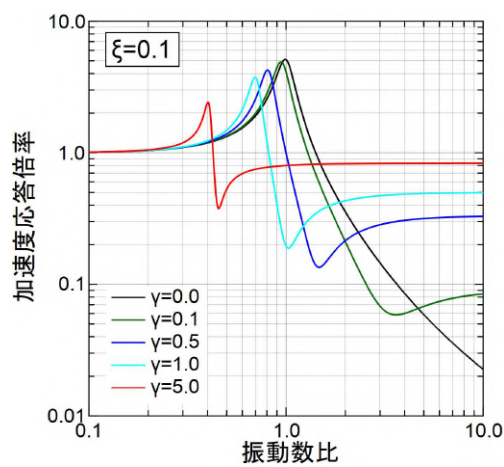


図 1.43 慣性質量を備えた 1 質点系モデルの加速度応答倍率

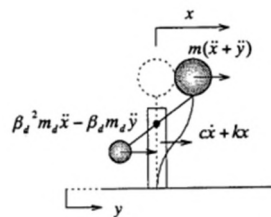


図 3 補助質量付挺子機構

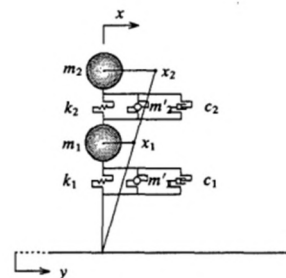


図 9 慣性接続要素を有する 2 質点振動系

図 1.44 慣性質量によるモード分離に関する研究

[古橋ら^{1.14})より引用]

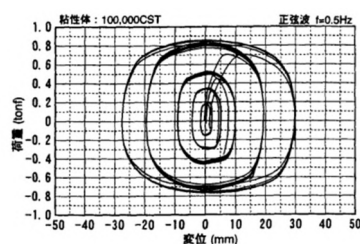
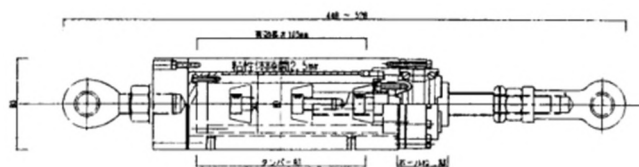


図 1.45 ボールねじを用いた制震装置の開発

[新垣ら^{1.87})より引用]

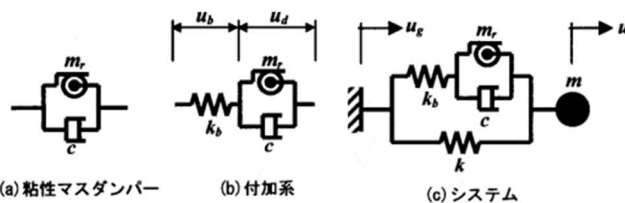


図 6 粘性マスダンパーとそれを含む付加系およびシステム

図 1.46 慣性接続要素付き粘性ダンパーの最適応答制御

[斉藤ら^{1.13})より引用]

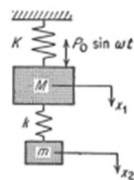


FIG. 3.6. The addition of a small k - m system to a large machine K - M prevents vibration of that machine in spite of the alternating force $P_0 \sin \omega t$.

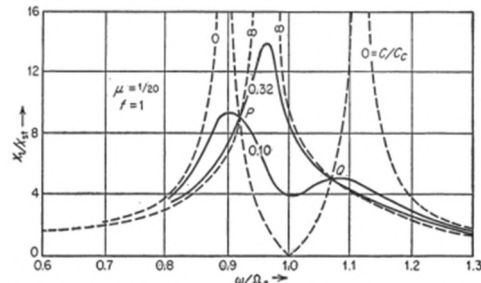


FIG. 3.12. Amplitudes of the main mass of Fig. 3.6 for various values of absorber damping. The absorber is twenty times as small as the main machine and is tuned to the same frequency. All curves pass through the fixed points P and Q .

図 1.47 Damped Vibration Absorber の定点理論

[Den Hartog^{1.89})より引用]

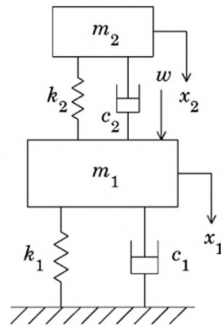


Fig. 1 Dynamic vibration absorber attached to single-degree-of-freedom system

図 1.48 Dynamic Vibration Absorbers

[Nishihara *et al.*^{1.90}) より引用]

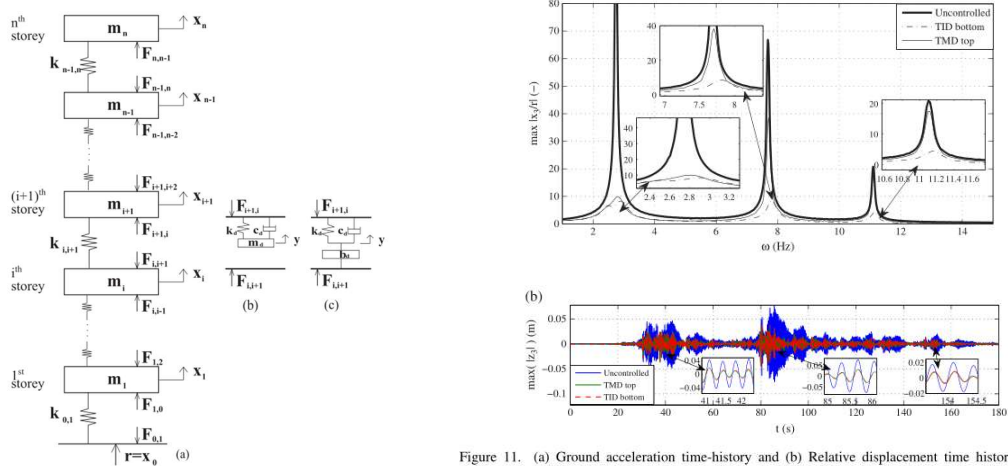


Figure 11. (a) Ground acceleration time-history and (b) Relative displacement time history with 2% structural damping.

図 1.49 多質点系の層間部に慣性質量ダンパーを挿入した応答制御

[Lazar *et al.*^{1.91}) より引用]

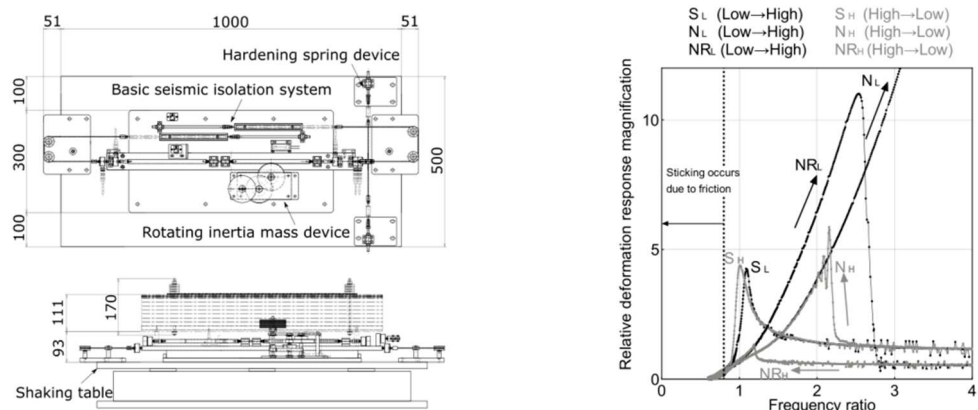


図 1.50 小型試験体を用いた変位抑制型免震構造に関する研究

[射場ら^{1.95}) より引用]

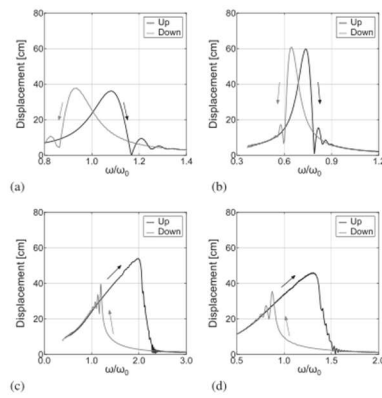


Fig. 13 Frequency response curves of the test structure:
(a) S model; (b) R model; (c) N model and (d) NR model

図 1.51 大型試験体を用いた変位抑制型免震構造に関する研究
[射場ら^{1.97})より引用]

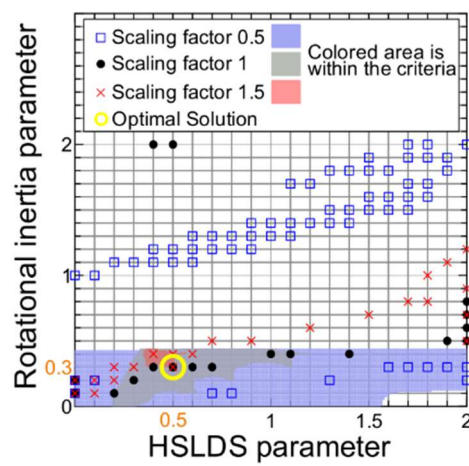


図 1.52 変位抑制型免震構造の最適設計条件の探索
[射場ら^{1.98})より引用]

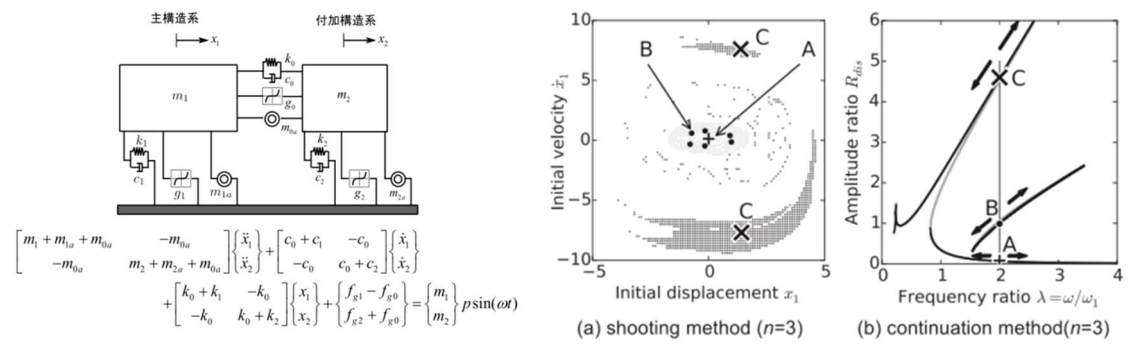


図 1.53 シューティング法と接続法を用いた解析的研究
[渡辺ら^{1.44)}より引用]

1.4 まとめ

本章では、研究の背景と目的、本論文における提案システム、提案システムに関連した既往の研究について述べた。はじめに、現在広く認知されるようになってきた免震建物が、熊本地震といった長周期パルス地震動を経験することによって、潜在的に持つ問題点が指摘されるようになった背景を説明した。本研究では、応答変位・応答加速度の低減を両立させた次世代の高機能免震構造の提案と、その有効性の検証を目的として掲げた。提案システムとして、従来の免震に硬化型復元力特性を有した要素と慣性質量ダンパーを組み合わせたシステムとして SQT モデルを紹介した。以下では、提案システムに関する既往の研究について整理し、本研究の位置付けを述べる。

免震建物は積層ゴム等の免震装置を用いて、水平方向には低い剛性により大きく変形することができ、鉛直方向には高い剛性をもって建物を支持する。耐震構造は建物を強固に補強することで、地震に対して耐える一方で、免震構造は免震装置により地震のエネルギーを吸収することで応答加速度の低減を図る。しかし、その代わりに免震層での応答変位については、与えられた免震クリアランス範囲内で許容する設計となる。免震技術が発展し普及する中、長周期かつパルス性の特性を有した地震動が熊本地震で観測され、実際の免震建物が設計想定範囲を超える応答を示した事例が確認された。免震建物が長周期構造物であることから、長周期地震動に対しては共振現象により、免震層での過大变位を誘発してしまう恐れがある。また、パルス地震動に対しては変位抑制のために免震層に設けられたダッシュポットによる履歴吸収エネルギーが十分に担保できないことが示唆されている。国内において免震建物と擁壁との衝突は著者の知る限り存在しない。しかし、一般的な免震建物の免震クリアランスが 60 cm である調査結果に対して、片振幅 46 cm の応答を示した事例が確認されている現状から、免震建物における免震層の過大变形による極限事象は差し迫った問題である。このような問題は現有技術では対処困難であり、新たに具体的な対策案が検討されているほか、免震建物と擁壁衝突を評価する手法の検討がなされている。国内では、実大の免震建物を使用した衝突現象を再現した例や簡易予測手法が提案されている。国外では、1994 年ノースリッジ地震で観測された免震建物の衝突事例を皮切りに免震建物を対象とした衝突現象に関する研究が進められてきた。その中で、*Contact element approach* による隣接する 2 つの構造物間にばね要素とダッシュポットの組み合わせで構造物間の衝突に伴う衝撃力を再現する手法が発展してきた。本論文では、免震建物の衝突現象を再現する手法として近年使われている *Hertz Damped element* を第 4 章で検討する時刻歴応答解析の建物モデルに組み込むことで衝突現象を評価する。

擁壁衝突を評価する研究事例が存在する側面、免震層の過大变形を抑制するために多くの研究がなされている。変位制御を扱う研究では、免震層が一定の変形に達した際に装置の剛性を上げて復元力を発揮させるものや、擁壁に緩衝材を設置することで擁壁側の剛性を低減させる手法がある。本研究で想定する硬化型復元力特性は前者のアプローチに近い手法であるが、応答変位に応じて装置の剛性が増大する点が特徴的である。なお、硬化型復元

力特性を有する系では非線形現象が発生する可能性があるため、周波数応答特性を把握することがシステムのロバスト性を向上する上で重要な要素となる。そこで、その復元力特性を変位の 3 次の項に依存する特性で想定することにより、Duffing 方程式に準ずる理論的な式展開を可能にし、周波数応答曲線を得る。本研究においても硬化型復元力特性を変位の 3 次の項に依存するように想定することで、理論的に周波数応答曲線を得て、提案システムの基本特性の把握をできるようにしつつ、設計の見通しを図る。

ここまでで、単に応答変位を抑制するだけでは変位と加速度のトレードオフの関係より、従来の免震建物の利点である応答加速度の低減効果が見込めない。このことを考慮して、本研究における提案システムは慣性質量要素との併用を考えた。慣性質量は 2 節点間の相対加速度に依存した荷重を生じさせることが可能な機構である。既往の研究から、一質点系に取り付けた際の応答制御に与える影響では、系の長周期化および入力加速度の見かけ上の低減が期待できる反面、減衰については低減する。また、慣性質量と並列にダッシュポットをつけ、そこに直列にばねを取り付けることで、TMD のように任意の振動数の応答を低減させることが可能な慣性質量ダンパーが研究されている。本論文では、前者の慣性質量を組み合わせた SQI モデルと後者の慣性質量ダンパーを組み合わせた提案システム SQT モデルを扱う。提案システムである SQT モデルでは、任意の振動数の応答を低減させる効果を利用して、硬化型復元力特性に伴う跳躍現象を防ぎ、応答変位抑制と応答加速度抑制の両立を図る。慣性質量ダンパーに関する既往の研究では、最適設計式が提案されている。本研究におけるシステムにおいては、硬化型復元力特性を有する要素との併用のため、既往の研究による最適設計とは異なる手法による最適設計式を提案する。

著者らによる硬化型復元力と慣性質量の組み合わせた既往の研究では、硬化型復元力特性によって長周期パルス地震動に対しては振動制御対象物の固有周期を変動させることで、共振現象を防ぎ、応答の増大を回避できることを明らかにした。慣性質量を併用させることは応答加速度の低減に効果的であることを明らかにした。また、硬化型復元力と慣性質量を組み合わせたシステムに対しては、時刻歴応答解析の妥当性を示している。解析による最適なパラメータの探索により硬化型復元力の剛性と慣性質量の最適なパラメータを得た。シューティング法と接続法を組み合わせた解析手法により、硬化型復元力特性を備えた系のより正確な周波数応答曲線が得られている。しかし、上述の知見からは周波数応答曲線の概形を求めているが、求めるための手段は加振試験または高度な数値計算に基づいており、基本特性の把握は未だ容易ではなく一般化されるに至っていない。また、硬化型復元力要素を備えた系では、特定の周波数で応答が急激に増減する跳躍現象が認められる。跳躍現象は応答特性が急激に変化する可能性があるため、応答制御を行う上で跳躍現象が発生する振動数を特定することが重要であり、この振動数を定式化することが現状の課題である。加えて、提案システムの性能評価としては、硬化型復元力と慣性質量が最適化された状態での加振試験による検討はなされていない。以上を踏まえて、本研究では、免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量を備えた SQI モデルを理論、加振試験、解析の観点から検討する。ここで

得られた知見を基に，さらにロバスト性を向上させた SQT モデルにおいて同様に理論，加振試験，解析の観点から検討する。

第 1 章の参考文献

- 1.1 Bridgestone, 免震 Web, <https://www.bridgestone.co.jp/sc/menshin-web/study/02/index.html>, (2024.9.5 参照).
- 1.2 日本建築学会：免震技術の課題と新たな取り組み，2013 年度日本建築学会大会，パネルディスカッション資料，2013.8.
- 1.3 気象庁：「令和 6 年能登半島地震」について（第 4 報），2024.1.2.
- 1.4 日本建築学会：東日本大震災から 10 年－建築振動分野の課題と展望－，2020.12.4
- 1.5 日本建築学会：大振幅地震動に対する免震構造の設計，2020.11.
- 1.6 Morita K, Takayama M. Behavior of Seismically Isolated Buildings during the 2016 Kumamoto Earthquakes. *Proc. of 2017 NZSEE Conference*. Wellington. New Zealand. 2017.
- 1.7 森井雄史，杉野未奈，林康裕：断層近傍のパルス性地震動に対する建物応答と建物被害，日本地震工学論文集，19 巻 6 号，pp.6_139-6_151，2019.
- 1.8 土木学会，日本建築学会：海溝型巨大地震による長周期地震動と土木・建築構造の耐震性向上に関する共同提言，2006.
- 1.9 Ikago K, Saito K, Inoue N. Seismic control of single-degree-of-freedom structure using tuned viscous mass damper. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 2012; 41:453–474.
- 1.10 Pietrosanti D, Angelis MD, Basili M. Optimal design and performance evaluation of systems with Tuned Mass Damper Inerter (TMDI). *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 2017; 46:1367–1388.
- 1.11 Xu T, Li Y, Lai T, Zheng J. A simplified design method of tuned inerter damper for damped civil structures: Theory, validation, and application. *Structural Control and Health Monitoring* 2021; 28.
- 1.12 Islam NU, Jangid RS. Optimum Parameters of Tuned Inerter Damper for Damped Structures. *Journal of Sound and Vibration* 2022; 537:117218.
- 1.13 齊藤賢二，栗田哲，井上範夫：慣性接続要素を利用した線形粘性ダンパーによる一質点構造の最適応答制御と Kelvin モデル化手法に関する考察，構造工学論文集，第 53B 巻，pp.53-66，2007.
- 1.14 古橋剛，石丸辰治：慣性接続要素によるモード分離 慣性接続要素による応答制御に関する研究 その 1，日本建築学会構造系論文集，第 69 巻，第 576 号，pp.55–62，2004.
- 1.15 五十子幸樹，杉村義文，齊藤賢二，井上範夫：同調粘性マスダンパー付き多質点系せん断型構造物のモード応答特性－付加質量分布が主系剛性分布に比例する場合の検討－，日本建築学会構造系論文集，Vol.79, No.697，pp.367–374，2014.
- 1.16 Papadrakakis M, Mouzakis H, Plevris N, Bitzarakis S. A Lagrange Multiplier, Solution Method for Pounding of Buildings during Earthquakes. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 1991; 20:981–998.
- 1.17 Maison BF, Kasai K. Dynamics of pounding when two buildings collide. *Earthquake*

Engineering Structural Dynamics 1992; 21:771–786.

- 1.18 Nagarajaiah S, Sun X. Base-Isolated FCC Building: Impact Response in Northridge Earthquake. *Journal of Structural Engineering* 2001; 127.
- 1.19 田中佑治, 福和伸夫, 飛田潤, 護雅史: 国内免震建物のデータベース構築と現状分析, 日本建築学会技術報告集, 第 17 巻, 第 35 号, pp.79–84, 2011.
- 1.20 三輪田吾郎, 小巻潤平, 佐藤浩太郎, 佐野剛志, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林康裕: 実大免震建物の擁壁衝突実験とそのシミュレーション解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 663 号, pp.899–908, 2011.
- 1.21 犬伏徹志, 荏本孝久: 免震建物の擁壁衝突時における擁壁水平抵抗簡易評価法の 1 質点系への集約, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 783 号, pp.717–726, 2021.
- 1.22 犬伏徹志, 堀籠拓実, 宮本裕司: 免震建物の擁壁衝突時における上部構造の損傷評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 88 巻, 第 804 号, pp.190–200, 2023.
- 1.23 福井弘久, 藤谷秀雄, 向井洋一, 伊藤麻衣, Mosqueda G.: 免震構造の擁壁衝突時の上部構造の応答評価と力積を用いた解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 84 巻, 第 766 号, pp.1553–1543, 2019.
- 1.24 福井弘久, 藤谷秀雄, 向井洋一, 伊藤麻衣, 橋本将汰, Mosqueda G.: 振動台実験による免震試験体の擁壁衝突時の挙動, 構造工学論文集, 第 64B 巻, pp.279–286, 2018.
- 1.25 佐藤浩太郎, 小巻潤平, 三輪田吾郎, 佐野剛志, 勝俣英雄, 多幾山法子, 林康裕: 擁壁に衝突する免震建物の簡易応答予測法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.483–484, 2011.
- 1.26 Masroor A, Mosqueda G. Seismic Response of Base Isolated Buildings Considering Pounding to Moat Walls. *Technical report MCEER-13-0003* 2013.
- 1.27 DesRoches R, Fenves GL. New Design and Analysis Procedures for Intermediate Hinges in Multiple-frame Bridges. *Earthquake Engineering Research Center, University of California* 1997; 97.
- 1.28 Wolf JP, Skrikerud PE. Mutual Pounding of Adjacent Structures during Earthquakes. *Nuclear Engineering and Design* 1980; 57:253–275.
- 1.29 Jankowski R, Wilde K, Fujino Y. Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 1998; 27:487–502.
- 1.30 Komodromos P, Polycarpou PC, Papaloizou L, Phocas MC. Response of seismically isolated buildings considering poundings. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 2007; 36:1605–1622.
- 1.31 Goldsmith W. Impact: The Theory and Physical Behavior of Colliding Solids. New York. Dover Publication 2001.
- 1.32 Hunt K, Crossley E. Coefficient of restitution interpreted as damping in vibroimpact. *Journal of Applied Mechanics* 1975; 42:440–445.

- 1.33 Lankarani HM, Nikravesh P. A Contact Force Model with Hysteresis Damping for Impact Analysis of Multibody Systems. *Journal of Mechanical Design* 1990; 112:369-376.
- 1.34 Marhefka DW, Orin DE. A Compliant Contact Model with Nonlinear Damping for Simulation of Robotic Systems. *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics - Part A: Systems and Humans* 1999; 29:566-572.
- 1.35 Muthukumar S, DesRoches R. A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 2006; 35:811-828.
- 1.36 Ye K, Li L, Zhu H. A note on the Hertz contact model with nonlinear damping for pounding simulation. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 2009; 38:1135-1142.
- 1.37 Masroor A, Mosqueda G. Impact model for simulation of base isolated buildings impacting flexible moat walls. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 2013; 42:357-376.
- 1.38 Muthukumar SA. Contact Element Approach with Hysteresis Damping for the Analysis and Design of Pounding in Bridges. PhD. Georgia Institute of Technology 2003.
- 1.39 OpenSees : <https://opensees.berkeley.edu/index.php> (2024.11.7 参照) .
- 1.40 Ma Z, Zhou R, Yang Q. Recent Advances in Quasi-Zero Stiffness Vibration Isolation Systems: an Overview and Future Possibilities, *Machines* 2022; 10:813.
- 1.41 Minus K Technology. Mechanical Passive Vibration Isolation No Air or Electricity Needed. https://www.minusk.com/content/technology/how-it-works_passive_vibration_isolator.html (2024.11.10 参照).
- 1.42 Vibration Isolation | Famous Minus K Wine Glass Demo Described. <https://www.youtube.com/watch?v=evAx-1rv4lQ&t=31s> (2024.11.10 参照).
- 1.43 松葉育雄：力学系カオス，森北出版株式会社，pp.11-12，2011.
- 1.44 渡辺宏一：硬化型復元力特性を用いた振動制御に関する解析的研究，千葉大学審査学位論文，2016.
- 1.45 小堀鐸二，南井良一郎：地震による構造物の非線型振動について：その 2 構造物力学特性の人為的非線型化過程，日本建築学会論文集，No.52，pp.41-48，1956.
- 1.46 萩原伸幸，大森博司，松井徹哉：幾何学的非線形性を考慮した弾塑性系の動的挙動と安定性，日本建築学会構造系論文集，No.488，pp.77-86，1996.
- 1.47 萩原伸幸：自由振動解を用いた非線形系のエネルギー応答推定に関する基礎的研究：周期外乱に対する Duffing 系のエネルギー応答，日本建築学会構造系論文集，No.587，pp.93-100，2005.
- 1.48 萩原伸幸：自由振動解を用いた非線形系のエネルギー応答推定に関する基礎的研究：分数調波振動の影響と地震波によるエネルギー応答，日本建築学会構造系論文集，No.618，pp.105-111，2007.
- 1.49 有尾一郎，佐藤誠，藤谷義信：2-BAR TRUSS 構造における鞍状不動点近傍の分岐挙動解析，日本建築学会構造系論文集，No.532，pp.65-70，2000.

- 1.50 有尾一郎, 佐藤誠, 藤谷義信: 2-BAR TRUSS 構造における DUFFING 振動のカオス挙動解析, 日本建築学会構造系論文集, No.538, pp.73–78, 2000.
- 1.51 伊藤敦, 吉澤幹夫, 田代靖彦, 吉田聡, 加藤直樹, 福田滋夫, 谷川友秀: 過大変位抑制積層ゴムの開発 (その 1–4), 日本建築学会学術講演梗概集 (近畿), pp.429–436, 2014.
- 1.52 吉田聡, 田代靖彦, 伊藤敦, 加藤直樹, 福田滋夫, 吉澤幹夫: 積層ゴムと弾性すべり支承を組み合わせた過大変位抑制免震支承の開発 (その 1–3), 日本建築学会学術講演梗概集 (中国), pp.927–932, 2017.
- 1.53 渡瀬利則, 伊東和宏, 細川慎也, 田畑卓, 境茂樹: 免震層変位抑制フェールセーフ機構の開発と実用 (その 1–3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.241–246, 2019.
- 1.54 仲村崇仁, 加藤貴司, 金子修平, 邢超, 菊地優: 巨大地震に対する免震フェイルセーフ制動装置の開発, 日本建築学会技術報告集, 70 号, pp.1154–1159, 2022.
- 1.55 仲村崇仁, 加藤貴司, 仲野健一, 金子修平, 邢超, 菊地 優: 巨大地震を想定した免震フェイルセーフ制動装置の開発 (その 1–3), 日本建築学会学術講演梗概集 (北海道), pp.737–742, 2022.
- 1.56 仲村崇仁, 加藤貴司, 金子修平, 中村美咲, 洞宏一, 邢超: 巨大地震を想定した免震フェイルセーフ制動装置の開発 (その 4–6), 日本建築学会学術講演梗概集 (近畿), pp.653–658, 2023.
- 1.57 大住和正, 安井雅明, 福本義之, 熊谷由章, 中嶋拓, 佐野剛志: 緩衝装置を含めた免震建物衝突設計手法の検討 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp.493–496, 2015.
- 1.58 大住和正, 安井雅明, 寺井亮, 岡田郁夫, 中嶋拓, 三輪田吾郎: 緩衝装置を含めた免震建物衝突設計手法の検討 (その 3, 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.547–550, 2016.
- 1.59 小槻祥江, 村瀬充, 濱智貴, 山本将大, 竹ノ内浩祐, 安達大悟: ゴムチップ衝突緩衝材を用いた免震層の過大変形抑制機構, 第 16 回日本地震工学シンポジウム, 2023.
- 1.60 Kovacic I, Brennan MJ. The Duffing Equation: Nonlinear Oscillators and their Behavior. *John Wiley & Sons* 2011.
- 1.61 Molyneux WG. Supports for Vibration Isolation. Her Majesty's Stationery Office: London. UK. 1957.
- 1.62 Platus DL. Negative-Stiffness-Mechanism Vibration Isolation Systems, Proceedings of the SPIE's International Symposium on Vibration Control in Microelectronics. *Optics and Metrology* 1991: 44–54.
- 1.63 Ravindra B, Mallik AK. Performance of non-linear vibration isolators under harmonic excitation. *Journal of Sound and Vibration* 1994; 170:325–337.
- 1.64 Carrella A, Brennan MJ, Waters TP. Static Analysis of a Passive Vibration Isolator with Quasi-

- zero-Stiffness Characteristic. *Journal of Sound and Vibration* 2007; 301:678–689.
- 1.65 Carrella A, Brennan MJ, Kovacic I, Waters TP. On the force transmissibility of a vibration isolator with quasi-zero-stiffness. *Journal of Sound and Vibration* 2009; 322:707–717.
 - 1.66 Carrella A. Passive Vibration Isolators with High-Static-Low-Dynamic-Stiffness. PhD thesis. ISVR. University of Southampton 2008.
 - 1.67 Miyamoto K, Iba J, Watanabe K, Ishii K, Kikuchi M. Development of Nonlinear Geometric Seismic Isolation with a Duffing Spring. *Structural Control and Health Monitoring*. Wiley Online and Hindawi 2023; 2023:1–24.
 - 1.68 Liu CR, Yu KP. A High-Static–Low-Dynamic-Stiffness Vibration Isolator with the Auxiliary System. *Nonlinear Dynamics* 2018; 94:1549–1567.
 - 1.69 Liu CR, Yu KP, Liao BP, Hu RP. Enhanced Vibration Isolation Performance of Quasi-Zero-Stiffness Isolator by Introducing Tunable Nonlinear Inerter. *Commun Nonlinear Sci Numer Simul* 2021; 95:105654.
 - 1.70 Li SH, Liu N, Ding H. Research on a nonlinear quasi-zero stiffness vibration isolator with a vibration absorber. *Science Progress* 2020.
 - 1.71 Xing ZY, Yang XD. A combined vibration isolation system with quasi-zero stiffness and dynamic vibration absorber. *International Journal of Mechanical Sciences* 2023; 256:108508.
 - 1.72 Saeed AS, Nasar RA, AL-Shudeifat MA. A review on nonlinear energy sinks: designs, analysis and applications of impact and rotary types. *Nonlinear Dynamics* 2023; 111:1–37.
 - 1.73 Wang J, Wang B, Zhang C, Liu Z. Effectiveness and robustness of an asymmetric nonlinear energy sink-inerter for dynamic response mitigation. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 2020; 50:1628–1650.
 - 1.74 McFarlanda DM, Bergmana LA, Vakakis AF. Experimental study of non-linear energy pumping occurring at a single fast frequency. *International Journal of Non-Linear Mechanics* 2005; 40:891–899.
 - 1.75 Nucera F, McFarland DM, Bergman LA, Vakakis AF. Application of broadband nonlinear targeted energy transfers for seismic mitigation of a shear frame: computational results. *Journal of Sound and Vibration* 2010; 329:2973–2994.
 - 1.76 Smith MC. Synthesis of mechanical networks: the inerter. *IEEE Transactions on automatic control* 2002; 47:10.
 - 1.77 川股重也, 半谷裕彦, 米田護, 金沢京子: 制振機構に関する研究 (その 1–3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), pp.857–862, 1973.
 - 1.78 川股重也, 大沼正昭: 慣性ポンプダンパーによる構造物の振動制御 (その 7, 8), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), pp.669–670, 1989.
 - 1.79 山本鎮男, 永井雄一, 河田勲治: 振り子とてこの作用を応用した球形のタンクの免震装置, 圧力技術, Vol.13, No.5, pp.235–243, 1975.

- 1.80 中南滋樹, 鈴木亨, 木田英範, 古橋剛, 田中久也: 慣性質量要素を有する粘性減衰装置の開発, 三井住友建設技術研究所報告, Vol.3, pp.157–164, 2005.
- 1.81 Sugimura Y, Goto W, Tanizawa H, Saito K, Ninomiya T. Response control effect of steel building structure using tuned viscous mass damper. In: *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering* 2012:24–28.
- 1.82 中南滋樹, 木田英範, 五十子幸樹, 井上範夫: 軸力制限機構付きマスダンパーの免震構造への適用とその有効性, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 670 号, pp.2077–2086, 2011.
- 1.83 木田英範, 中南滋樹, 斉藤賢二, 五十子幸樹, 井上範夫: 実大加振実験に基づく同調粘性マスダンパーの解析モデルに関する検証, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.137–146, 2010.
- 1.84 木田英範, 渡邊義仁, 中南滋樹, 田中久也, 杉村義文, 斉藤賢二, 五十子幸樹, 井上範夫: 軸力制限機構付き同調粘性マスダンパーの実大加振実験とその解析的検証, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.665, pp.1271–1280, 2011.
- 1.85 杉村義文, 後藤航, 谷沢弘容, 永作智也, 斎藤堅二郎, 二宮利文, 斉藤賢二: 同調粘性マスダンパーを適用した超高層鉄骨造建物の応答制御効果, 日本建築学会技術報告集, 第 18 巻 39 号, pp.441–446, 2012.
- 1.86 磯田和彦, 半澤徹也, 田村和夫: 回転慣性質量ダンパーを組合せた応答低減機構による 1 質点系振動モデルの応答特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻 第 642 号, No.642, pp.1469–1476, 2009.
- 1.87 新垣忠志, 黒田英二, 有馬文昭, 井上豊, 馬場 研介: ボールネジを用いた制震装置の開発: その 1 制震チューブ・制震ディスクの性能試験, 日本建築学会技術報告集, No.8, pp.239–244, 1999.
- 1.88 新垣忠志, 黒田英二, 有馬文昭, 井上豊, 馬場 研介: ボールネジを用いた制震装置の開発: その 2 制震チューブの減衰性能とその評価法, 日本建築学会技術報告集, No.9, pp.265–270, 1999.
- 1.89 Den Hartog JP. *Mechanical Vibrations*. 4th ed. Dover. New York. 1985.
- 1.90 Nishihara O, Asami T. Closed-Form Solutions to the Exact Optimizations of Dynamic Vibration Absorbers (Minimizations of the Maximum Amplitude Magnification Factors). *Journal of Vibration and Acoustics* 2002; 124:576–582.
- 1.91 Islam NU, Jangid RS. Optimum Parameters of Tuned Inerter Damper for Damped Structures. *Journal of Sound and Vibration* 2022; 537.
- 1.92 Wagg DJ. A review of the mechanical inerter: historical context, physical realisations and nonlinear applications. *Nonlinear dynamics* 2021; 104:13–34.
- 1.93 Lazar IF, Neild SA, Wagg DJ. Using an inerter-based device for structural vibration suppression. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 2014; 43:1129–1147.

- 1.94 射場淳, 渡辺宏一, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大変位抑制型免震構造に関する基礎的研究 (その 1-3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造II, pp.741-746, 2020.
- 1.95 射場淳, 渡辺宏一, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた変位抑制型免震構造に関する基礎的研究, 構造工学論文集, 第 67B 巻, pp.539-548, 2021.
- 1.96 射場淳, 渡辺宏一, 宮本皓, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大変位抑制型免震構造に関する基礎的研究 (その 4-6), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 構造II, pp.539-544, 2021.
- 1.97 射場淳, 渡辺宏一, 宮本皓, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた実大変位スケールの変位抑制型免震構造に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 88 巻, 第 805 号, pp.426-436, 2023.
- 1.98 射場淳, 渡辺宏一, 宮本皓, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた過大変位抑制型免震構造に関する基礎的研究 (その 7, 8), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), 構造II, pp.677-680, 2022.
- 1.99 射場淳, 渡辺宏一, 宮本皓, 石井建, 菊地優: 硬化型復元力と慣性質量を組み合わせた変位抑制型免震構造, 日本建築学会構造系論文集, 第 89 巻, 第 821 号, pp.708-718, 2024.
- 1.100 渡辺宏一, 中井正一: 強非線形系要素と大質量比の仮想質量要素を組み合わせた振動制御に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, pp.675-683, 2016.
- 1.101 日本機械学会編: 非線形系のダイナミクス—非線形現象の解析入門—, コンピュータダイナミクスシリーズ 2, コロナ社, pp.23-72, 2007.
- 1.102 Doedel EJ. Auto Software for Continuation and Bifurcation Problems in Ordinary Differential Equations". Concordia University. Montreal. 2011, <http://indy.cs.concordia.ca/auto> (2024.11.11 参照) .
- 1.103 Doedel EJ. Lecture Notes on Numerical Analysis of Nonlinear Equations. In Krauskopf B., Osinga H.M. and Galan-Vioque J. (Eds.), Numerical Continuation Methods for Dynamical Systems: Path following and boundary value problems, Springer 2007:1-49.
- 1.104 Doedel EJ. Lecture Notes on Numerical Analysis of Nonlinear Equations. https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-1-4020-6356-5_1 (2024.11.11 参照) .

第 2 章

硬化型復元力特性と慣性質量を 組み合わせた免震構造

2.1 概要

2.2 理論

2.3 加振試験

2.4 時刻歴応答解析

2.5 まとめ

2.1 概要

本章では、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた SQI モデルについて、理論・加振試験・解析の観点から検討する。SQI モデルは、強非線形要素である硬化型復元力特性を備えることにより、跳躍現象といった非線形現象が発生することが予想される。跳躍現象は特定の振動数において応答が急増・減する現象であり、モデルのロバスト性を考慮すると応答制御を行う上で各入力周波数に対する応答を把握することは重要である。そこで、はじめに、SQI モデルの各入力周波数に対する応答特性を把握するため、理論により周波数応答曲線を求める。SQI モデルの定常波加振に対する運動方程式を立式し、そこから近似解法を用いて周波数応答曲線を代数方程式の形で示す。さらに、求めた代数方程式の判別式の条件から、SQI モデルにおける跳躍現象が発生する振動数比を導き出す。これにより、SQI モデルの基本特性を理論式により表現できることを確認する。続いて、免震クリアランスを実大スケールで再現した SQI モデルの試験体を作製し、大型振動台を用いた加振試験を実施する。加振試験では、理論により求められた周波数応答曲線と加振試験により求められた周波数応答曲線を比較することで、理論式の妥当性を確認する。また、地震波加振を行い、SQI モデルの非定常加振に対する応答特性についても検討する。最後に、加振試験で使用した試験体を解析モデルとして再現し、時刻歴応答解析を行う。解析結果と加振試験結果を比較することで時刻歴応答解析の妥当性を確認し、理論・実験・解析の3つの観点から SQI モデルを総合的に評価する。

2.2 理論

本節では、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた SQI モデルの基本特性を理論の観点から分析する。基本特性の把握は主に周波数応答曲線を対象に行い、SQI モデルで生じる跳躍現象といった非線形現象の発生する振動数を求める。また、硬化型復元力特性を備えたモデルの周波数応答曲線において、振幅の最大値の軌跡を表す背骨曲線を式として提示する。

2.2.1 周波数応答曲線

図 2.1 に従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた 1 質点の SQI モデルを示す。建物想定部の質量を m 、免震層における免震装置の水平線形剛性を k 、ダッシュポットによる減衰を c 、免震クリアランスを x_{cl} 、硬化型復元力特性における剛性を k_q 、慣性質量を m_r とする。また、 x は相対変位、 $\dot{x}$ は相対速度、 $\ddot{x}$ は相対加速度、 $\ddot{x}_g$ は地動加速度とする。SQI モデルに対して調和地動加速度 $\ddot{x}_g \cos(\omega t)$ が作用した時の運動方程式は(2.1)式となる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx + k_q x^3 + m_r \ddot{x} = -m\ddot{x}_g \cos(\omega t) \quad (2.1)$$

ここで、 $\omega_s^2 = k/m$ 、 $F = m\ddot{x}_g$ として、新たな時間のパラメータを $\tau := \omega_s t$ と置く。(2.1)式、の時間軸をスケール変換することで(2.2)式となる。

$$m\omega_s^2 x'' + c\omega_s x' + kx_1 + k_q x_1^3 + m_r x'' = -F \cos\left(\omega \frac{\tau}{\omega_s}\right) \quad (2.2)$$

「'」は無次元化した時間 τ に関する微分である。(2.2)式の両辺を $m\omega_s^2 x_{cl}$ で除して無次元化すると式(2.3)式となる。

$$(1 + \gamma)\hat{x}'' + 2\zeta\hat{x}' + \hat{x} + \kappa\hat{x}^3 = -\hat{F} \cos(\Omega\tau) \quad (2.3)$$

ここに、

$$\Omega = \frac{\omega}{\omega_s}, \quad \kappa = \frac{k_q x_{cl}^2}{k}, \quad \gamma = \frac{m_r}{m}, \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega_s},$$

$$\hat{F} = \frac{F}{kx_{cl}}, \quad \hat{x} = \frac{x}{x_{cl}}, \quad \hat{x}' = \frac{\dot{x}}{\omega_s x_{cl}}, \quad \hat{x}'' = \frac{\ddot{x}}{\omega_s^2 x_{cl}}$$

(2.3)式を Harmonic Balance 法^{2.1)} (以下、HB 法)を用いて解く。HB 法は、調和加振と同じ振動数の定常応答変位を三角関数で表現し、変位から微積の関係より速度、加速度を得る。ここで得られた変位、速度、加速度を対象とする運動方程式に代入し、 $\sin$ と $\cos$ の係数が常に 0 を満たすことを利用して連立方程式を得る手法である。

(2.3)式より、解を(2.4)式のようにフーリエ級数として仮定する。

$$\hat{x} = \hat{x}_0 + \sum_{n=1}^N \{\hat{x}_{2n-1} \cos(n\Omega\tau) + \hat{x}_{2n} \sin(n\Omega\tau)\} \quad (2.4)$$

(2.4)式を 1 次のフーリエ級数として近似すると、無次元化された変位 $\hat{x}$ 、速度 $\hat{x}'$ 、加速度 $\hat{x}''$ 、 $\hat{x}^3$ はそれぞれ次の(2.5)～(2.8)式となる。

$$\hat{x} = \hat{X}_1 \cos(\Omega\tau) + \hat{X}_2 \sin(\Omega\tau) \quad (2.5)$$

$$\hat{x}' = -\Omega\hat{X}_1 \sin(\Omega\tau) + \Omega\hat{X}_2 \cos(\Omega\tau) \quad (2.6)$$

$$\hat{x}'' = -\Omega^2\hat{X}_1 \cos(\Omega\tau) - \Omega^2\hat{X}_2 \sin(\Omega\tau) \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} \hat{x}^3 &= \hat{X}_1^3 \cos^3(\Omega\tau) + 3\hat{X}_1^2\hat{X}_2 \cos^2(\Omega\tau) \sin(\Omega\tau) + 3\hat{X}_1\hat{X}_2^2 \cos(\Omega\tau) \sin^2(\Omega\tau) \\ &\quad + \hat{X}_2^3 \sin^3(\Omega\tau) \\ &= \frac{3}{4}(\hat{X}_1^3 + \hat{X}_1\hat{X}_2^2) \cos(\Omega\tau) + \frac{3}{4}(\hat{X}_2^3 + \hat{X}_1^2\hat{X}_2) \sin(\Omega\tau) \\ &\quad + \frac{1}{4}(\hat{X}_1^3 - 3\hat{X}_1\hat{X}_2^2) \cos(3\Omega\tau) - \frac{1}{4}(\hat{X}_2^3 - 3\hat{X}_1^2\hat{X}_2) \sin(3\Omega\tau) \end{aligned} \quad (2.8)$$

(2.8)式において高調波の影響を無視 (付録 A) して, (2.5)~(2.8)式を(2.3)式へ代入し, $\cos(\Omega\tau)$ および $\sin(\Omega\tau)$ について整理すると(2.9)式となる。

$$\begin{aligned} &\left\{ -(1+\gamma)\Omega^2\hat{X}_1 + 2\zeta\Omega\hat{X}_2 + \hat{X}_1 + \frac{3}{4}\kappa(\hat{X}_1^3 + \hat{X}_1\hat{X}_2^2) + \hat{F} \right\} \cos(\Omega\tau) \\ &\quad + \left\{ -(1+\gamma)\Omega^2\hat{X}_2 - 2\zeta\Omega\hat{X}_1 + \hat{X}_2 + \frac{3}{4}\kappa(\hat{X}_2^3 + \hat{X}_2\hat{X}_1^2) \right\} \sin(\Omega\tau) = 0 \end{aligned} \quad (2.9)$$

(2.9)式は恒等式のため, これを満たすためには, $\sin(\Omega\tau)$ と $\cos(\Omega\tau)$ の係数が常に 0 を満たす必要がある。これより, (2.9)式から(2.10), (2.11)式を得る。

$$-(1+\gamma)\Omega^2\hat{X}_1 + 2\zeta\Omega\hat{X}_2 + \hat{X}_1 + \frac{3}{4}\kappa(\hat{X}_1^3 + \hat{X}_1\hat{X}_2^2) + \hat{F} = 0 \quad (2.10)$$

$$-(1+\gamma)\Omega^2\hat{X}_2 - 2\zeta\Omega\hat{X}_1 + \hat{X}_2 + \frac{3}{4}\kappa(\hat{X}_2^3 + \hat{X}_2\hat{X}_1^2) = 0 \quad (2.11)$$

(2.10), (2.11)式より $\hat{X}_1, \hat{X}_2$ を極座標へ変換する。

$$\hat{X}_1 = \hat{d} \cos \theta, \quad \hat{X}_2 = \hat{d} \sin \theta \quad (2.12)$$

ここに, $\hat{d}$ は振幅比とする。(2.12)式を(2.10), (2.11)式に代入して(2.13), (2.14)式を得る。

$$-(1+\gamma)\Omega^2\hat{d} \cos \theta + 2\zeta\Omega\hat{d} \sin \theta + \hat{d} \cos \theta + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}^3 \cos \theta + \hat{F} = 0 \quad (2.13)$$

$$-(1+\gamma)\Omega^2\hat{d} \sin \theta - 2\zeta\Omega\hat{d} \cos \theta + \hat{d} \sin \theta + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}^3 \sin \theta = 0 \quad (2.14)$$

(2.13)式 $\times \sin \theta$ - (2.14)式 $\times \cos \theta$ より(2.15)式となる。

$$\sin \theta = \frac{-2\zeta\Omega\hat{d}}{\hat{F}} \quad (2.15)$$

(2.13)式 $\times \cos \theta$ + (2.14)式 $\times \sin \theta$ より(2.16)式となる

$$\cos \theta = \frac{\{(1+\gamma)\Omega^2 - 1\}\hat{d} - \frac{3}{4}\kappa\hat{d}^3}{\hat{F}} \quad (2.16)$$

$\sin^2 \theta + \cos^2 \theta = 1$ の関係から, (2.15), (2.16)式より(2.17)式を得る。

$$\{-2\zeta\Omega\hat{d}\}^2 + \left[\{(1+\gamma)\Omega^2 - 1\}\hat{d} - \frac{3}{4}\kappa\hat{d}^3 \right]^2 = \hat{F}^2 \quad (2.17)$$

(2.17)式を振幅比 $\hat{d}$ を基準に整理することで建物想定部の $\hat{d}$ と Ω の関係式(2.18)式が得られる。

$$\frac{9}{16}\kappa^2\hat{d}^6 + \frac{3}{2}\kappa\{1 - (1+\gamma)\Omega^2\}\hat{d}^4 + \{[1 - (1+\gamma)\Omega^2]^2 + 4\zeta^2\Omega^2\}\hat{d}^2 - \hat{F}^2 = 0 \quad (2.18)$$

(2.18)式は κ , γ , ζ , $\hat{F}$ を定数とみなすと, 各振動数比 Ω の $\hat{d}^2$ に関する3次方程式となっていることがわかる。特定の振動数比 Ω_p を(2.18)式に代入し, $\hat{d}^2$ に関する3次方程式を解くことで最大3つの変位に関する応答値を導くことができる。つまり, (2.18)式における振動数比 Ω を変数として解くことにより変位に関する周波数応答曲線が得られる。本論文では, (2.18)式を解くにあたって, 3次方程式の解の公式であるカルダノの公式を用いる。

同式において, 2章で扱うモデルケースを表2.1に定義する。S (Standard structure model) モデルは, 従来の免震建物を想定したモデル。I (Inerter model) モデルは, Sモデルに慣性質量のみを備えたモデル。Q (Quasi-zero stiffness model) モデルは, Sモデルに硬化型復元力特性のみを備えたモデル。SQI モデルは, Sモデルに硬化型復元力特性と慣性質量の両方を備えたモデルである。

2.2.2 背骨曲線

(2.18)式から背骨曲線 (Backbone curve)を求める。背骨曲線とは, 減衰 ζ や入力倍率 $\hat{F}$ に依存せず, 周波数応答曲線の極大振幅 (Q, SQI モデルにおける最大振幅) を通る曲線のことである。また, 背骨曲線は振幅に対応する固有振動数の推移として解釈できる。(2.18)式において $\zeta=0$, $\hat{F}=0$ として式を整理すると SQI モデルの背骨曲線に関する(2.19)式を得る。

$$\Omega^2 = \frac{1}{1+\gamma} + \frac{3\kappa}{4(1+\gamma)}\hat{d}^2 \quad (2.19)$$

2.2.3 跳躍現象の発生する振動数比

硬化型復元力特性を備えた Q, SQI モデルでは, 特定の振動数比において $\hat{d}$ が急激に増減する跳躍現象が発生する。跳躍現象において, 応答が急増する現象は Jump up, 応答が急減する現象は Jump down と呼称される。復元力特性が硬化型の場合, Jump up が発生する振動数比は Jump down が発生する振動数比より高振動数比側で生じ, 跳躍現象が発生する振動数比の間に位置する振動数比においては, (2.18)式は一つの振動数比 Ω に対して最大3つの実数解をもつ。Jump up と Jump down の振動数比を(2.18)式の $\hat{d}$ に関する3次方程式の解の判別式 D が0となる重解条件を用いて求める。(2.18)式の判別式 D は(2.20)式となる。

$$D = \frac{1}{256}(C_1\Omega^{10} + C_2\Omega^8 + C_3\Omega^6 + C_4\Omega^4 + C_5\Omega^2 + C_6) \quad (2.20)$$

ここに,

$$C_1 = 2304\alpha^4\kappa^2\zeta^2$$

$$C_2 = 18432\alpha^2\kappa^2\zeta^4 - 9216\alpha^3\kappa^2\zeta^2$$

$$C_3 = 36864\kappa^2\zeta^6 - 36864\alpha\kappa^2\zeta^4 + 13824\alpha^2\kappa^2\zeta^2 - 432\alpha^3\kappa^2\hat{F}^2$$

$$C_4 = 18432\kappa^2\zeta^4 + (-15552\alpha\kappa^3\hat{F}^2 - 9216\alpha\kappa^2)\zeta^2 + 1296\alpha^2\kappa^3\hat{F}^2$$

$$C_5 = (15552\kappa^3\hat{F}^2 + 2304\kappa^2)\zeta^2 - 1296\alpha\kappa^3\hat{F}^2$$

$$C_6 = (2187\kappa + 432)\kappa^3\hat{F}^2$$

$$\alpha = 1 + \gamma$$

$D > 0$ のとき, (2.18)式は相異なる実数解を 3 つもち, $D < 0$ のときは, 実数解を 1 つもつ。
 $D = 0$ のときは重解をもち, Q, SQI モデルにおける跳躍現象が発生する振動数比が求められる。

2.2.4 数値解析

図 2.2 に S, I, Q, SQI モデルの周波数応答特性を示す。同図内の Q, SQI モデルの周波数応答曲線には, (2.20)式を振動数比 Ω^2 の 5 次方程式とみなして, 判別式 $D = 0$ の条件を数値計算である DKA (Durand-Kerner-Aberth method) 法^{2.2)}により求めた振動数比の一例を示す。求めた 2 つの正の実数解のうち, 低振動数比側の解を点線で, 高振動数比側の解を破線で示す。減衰定数 ζ は図 2.2 (a), (h)を除き 15 %で, 入力倍率 $\hat{F}$ は図 2.2 (d), (g)を除き 0.5 で統一する。

図 2.2 (a)の S モデルは, 横軸振動数比 Ω は入力振動数を S モデルの固有振動数で除しているため, 振動数比 1.0 において応答のピークが確認でき, 減衰の増大に伴い共振振幅は低減している。図 2.2 (b)の I モデルでは, 仮想質量比 $\gamma = 0.0$ の周波数応答曲線が図 2.2 (a)の $\zeta = 0.15$ の曲線と対応する。 γ が増大するに伴い, 周波数応答曲線の共振振幅は低振動数比側にシフトして増大している。図 2.2 (c)の Q モデルは, 硬化型復元力特性に関するパラメータ κ を変動させた場合の周波数応答曲線の比較である。 $\kappa = 0.0$ の周波数応答曲線が図 2.2 (a)の $\zeta = 0.15$ の曲線と対応する。 κ が増大すると, 周波数応答曲線は高振動数比側に曲がり, 着目する周波数応答曲線のうち最も応答の大きな値 (以降, 極大点) は減少している。周波数応答曲線が曲がることで一つの振動数比に対して最大 3 つの解が存在する振動数比領域が確認でき, その領域は κ が大きいほど広範囲に存在する。図中 $\kappa = 20.0$ のとき (図中赤線)に着目すると, 振動数比 2.0 の手前で Jump up, 2.6 付近で Jump down が生じている。これは, 判別式 $D = 0$ の条件より求めた振動数比と, Jump up と Jump down の振動数比と一致している。図 2.2 (d)に Q モデル($\kappa = 5.0$)の $\hat{F}$ に対する周波数応答曲線の比較を示す。 $\hat{F} = 0.5$ の青線は図 2.2 (c)の $\kappa = 5.0$ の青線と対応する。 $\hat{F}$ が増大すると, 極大振幅は増大しつつ高振動数比側にシフトしており, 一つの振動数比に対して複数の応答を示す領域が拡大している。また, 同図中に(2.19)式において $\kappa = 5.0$, $\gamma = 0.0$ のときの背骨曲線を示す。(2.19)式

の背骨曲線上に(2.18)式の周波数応答曲線の極大振幅が存在することが確認できる。図 2. 2 (e), (f)の SQI モデルは、I と Q モデルの場合と同様に、 κ の増大に伴い周波数応答曲線は高振動数比側に曲がり極大振幅は減少し、 γ の増大に伴い共振振幅は低振動数比側にシフトして増大している。S モデルと ζ の条件が等しい場合、免震クリアランスを超える $\hat{F}$ に対しては SQI モデルは γ と κ の組み合わせによっては極大振幅を免震層クリアランス範囲内に抑えられている。また、Q モデル同様に、 $D = 0$ の条件より求めた振動数比が跳躍現象の振動数比と一致している。図 2. 2 (g)に SQI モデル ($\kappa = 5.0$, $\gamma = 1.0$) の $\hat{F}$ に対する周波数応答曲線の比較を示す。同図中には、(2.19)式において $\kappa = 5.0$, $\gamma = 1.0$ のときの背骨曲線を示す。こちら、Q モデルと同様の特性を有している。図 2. 2 (h)に SQI モデル($\kappa = 5.0$, $\gamma = 1.0$)の ζ に対する周波数応答曲線の比較を示す。 ζ の増大に伴い、極大振幅は減少するが、減少幅は小さくなっている。Q モデルの周波数応答曲線では、Jump up の振動数比は減衰によってあまり変動がないことが知られている^{1.66)}。SQI モデルにおいて減衰をパラメータにした検証では、Q モデル同様に Jump up の振動数比が減衰に依存していないことが確認できる。

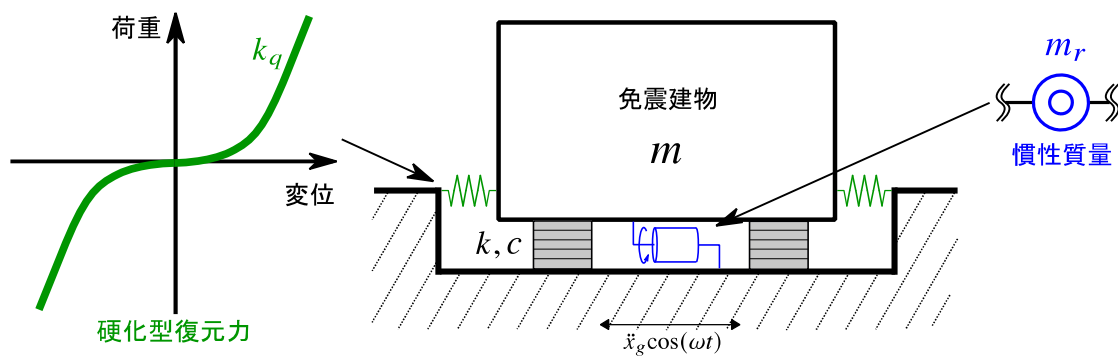
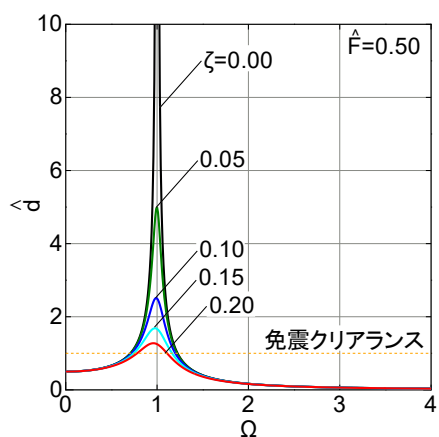


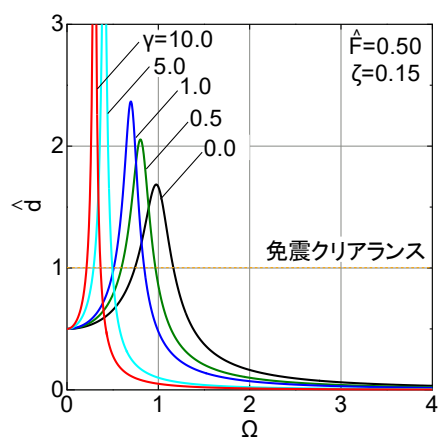
図 2.1 SQI モデル

表 2.1 モデル定義

	S モデル	I モデル	Q モデル	SQI モデル
γ	0	>0	0	>0
κ	0	0	>0	>0

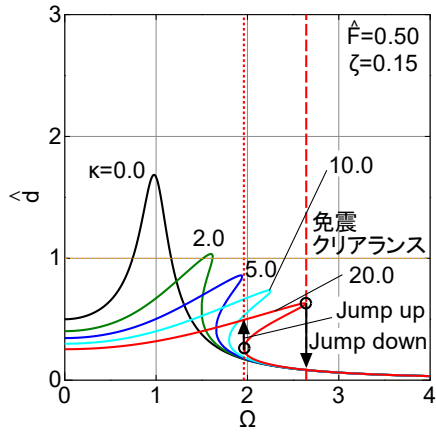


(a) S モデル パラメーター： ζ

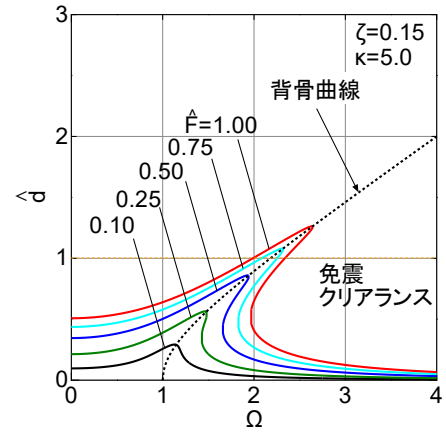


(b) I モデル パラメーター： γ

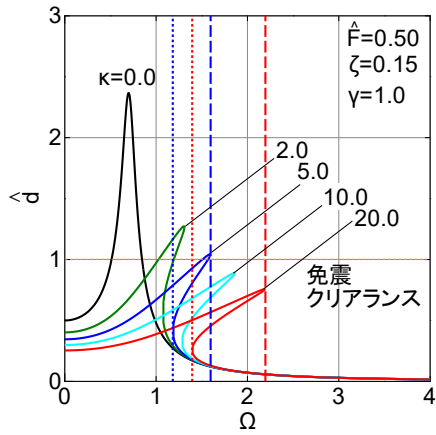
図 2.2 周波数応答曲線



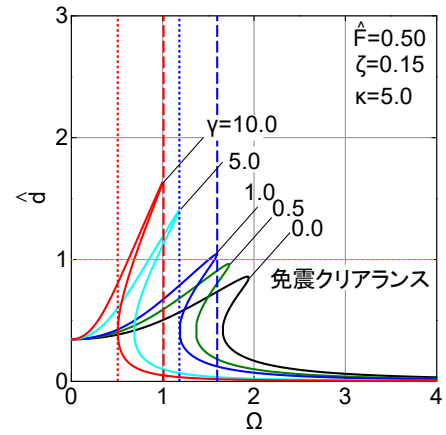
(c) Q モデル パラメーター： κ



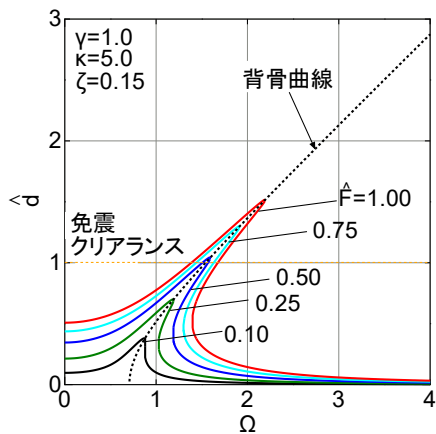
(d) Q モデル パラメーター： $\hat{F}$



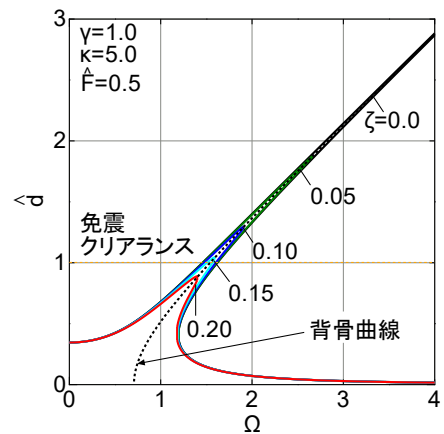
(e) SQI モデル パラメーター： κ



(f) SQI モデル パラメーター： γ



(g) SQI モデル パラメーター： $\hat{F}$



(h) SQI モデル パラメーター： ζ

図 2.2 周波数応答曲線 続き

2.3 加振試験

本節では、免震クリアランスを実大スケールで再現した SQI モデルの試験体を作製し、大型振動台を用いて加振試験を実施する。加振試験の目的は、理論により求められた周波数応答曲線と加振試験により求められた周波数応答曲線と比較することで、理論式の妥当性を確認することである。加えて、地震波加振を行い、SQI モデルの非定常加振に対する応答特性についても言及する。

2.3.1 試験体

2.3.1.1 試験体全体像

SQI モデルを実大変位スケールの試験体として具現化した。試験体の設計平面図を図 2.3 に、具現化した試験体全体像の写真を図 2.4 (a), (b)に示す。試験体は 1 質点の振動系として、基部は振動台にボルトで固定し、建物想定部（図 2.3 の水色部 Mass）はリニアガイド上を 1 方向のみに移動する。建物想定部の可動領域は免震データベース^{1,19)}を参照し、一般的な免震クリアランスである ± 60 cm 程度として、その先にストッパーを設けている。

試験体において、従来の免震建物モデル（表 2.1 の S モデル）に関する諸元を表 2.2 に示す。建物想定部質量は、主に鉄プレートを重ね合わせることで調整可能とした。線形剛性は線形ばねを 2 本用いて、建物想定部の可動方向両側から引張り、振動台側に固定した試験体基部と連結することで実現した。試験体の固有周期は、建物想定部の質量と線形ばねによる剛性から算出した値として、S モデル換算で 3.50 s を目安に線形ばねの剛性を決定した。減衰定数は、建物想定部を自由振動させ、その応答振幅を用いた対数減衰率^{2,5)}により算出した。試験体を S モデルに設定し、建物想定部を手動で振幅約 60 cm 地点まで動かし、そこから自由振動させた。このときの建物想定部で計測した時刻歴応答変位波形を図 2.5 に示す。振幅比 d_0 は、同図中の各単位波形の正負最大振幅 y_1, y_2, y_1', y_2' を用いた(2.21)式から決定し、(2.22)式の関係式から図 2.5 の応答波形による減衰定数 ζ を算出した。

$$d_0 = \frac{|y_1| + |y_1'|}{|y_2| + |y_2'|} \quad (2.21)$$

$$\zeta = \frac{\ln d_0}{2\pi \sqrt{1.0 + \left(\frac{\ln d_0}{2\pi}\right)^2}} \quad (2.22)$$

同様の計測を 3 回実施し、その平均によって ζ を決定した。表 2.3 に 3 回の計測結果をまとめる。

2.3.1.2 硬化型復元力装置

図 2.6 に硬化型復元力装置を示す。本試験体では、線形ばねを 4 本組み合わせることにより、変位の 3 乗に依存した復元力を近似的に発揮できるような装置を作製した。図 2.6(a)

と対応する，ばね 1 の剛性は 10.2 N/cm，ばね 2 の剛性は 10.2 N/cm，ばね 3 の剛性は 20.4 N/cm，ばね 4 の剛性は 30.6 N/cm である。建物想定部の応答変位が ± 10 cm 以内は，いずれの硬化型復元力ばねも作用しない。ばね 1 は建物想定部が ± 10 cm 以上の応答変位で，ばね 2 は ± 20 cm 以上で，ばね 3 は ± 30 cm 以上で，ばね 4 は ± 40 cm 以上で復元力を発揮する。これにより，応答変位が増大するにつれて装置全体での剛性が上昇する。4 本の線形ばねは，それを固定するプレートと建物想定部から伸びた「手」が，決められた変位で干渉すると引きばねとして作動する。固定プレートは「手」との衝突時の衝撃を吸収するためにウレタン素材を取り付けており，固定プレートの基部はリニアガイドを介して試験体の振動台側の躯体に取り付けている。図 2.7 (a)は図 2.6 の構造において建物想定部が 30 cm 動いた状態を簡略化した概念図である。なお，本加振試験で用いた硬化型復元力装置のばねは，引きばねとして作用するが，このモデル図は 1 本の引きばねを 2 本の押しばねとして描いている。10 cm 動いた時点から，ばね 1 による復元力が，20 cm 動いた時点でばね 2 による復元力が建物想定部に図の左方向に作用しており，30 cm 地点からばね 3 が作用し始める。同様に，建物想定部が 40 cm 以上動くことで，ばね 4 による復元力も作用することになる。また，建物想定部が図中左側の負方向に移動した場合は，それぞれのばねが図中右側に復元力を生じさせる。図 2.7 (b)は，図 2.6 の構造に即した概念図であり，図 2.3 (a)の断面 A-A'において，試験体が応答変位 0.0 cm の平衡状態から，20 cm 移動したときの様子である。この場合，10 cm 動いた時点からばね 1 による復元力が建物想定部に「手」を介して図の左方向に作用している。同様に，試験体が 40 cm 以上動くことで，ばね 4 による復元力も作用することになる。また，図 2.3 (a)の断面 A-A'の反対側では試験体が 20 cm 以上移動することで，ばね 2 による復元力が，試験体が 30 cm 以上移動することで，ばね 3 による復元力が作用する。

(2.23)式に試験体で用いた硬化型復元力装置による荷重変位関係の設計式を示す。

$$F_{kq} = 1.1333 \times 10^{-2} x^3 \quad (2.23)$$

ここに， F_{kq} [N]は硬化型復元力装置による荷重であり， x [cm]は応答変位である。(2.23)式は文献^{2.6)}を参考に，試験体の変位クリアランスの半分となる 30 cm で，S モデルに備えた線形ばねによる復元力と硬化型復元力が一致するような荷重変位関係である。試験体を Q モデルに設定して，スイープ加振を行い，最大応答変位が計測された 1 往復分の荷重変位関係を抽出した。図 2.8 に測定した荷重変位関係を(2.23)式と重ね合わせて比較する。同図より，試験体の硬化型復元力装置による復元力特性が，(2.23)式を良好に再現できており，変位の 3 乗により近似できることが確認できる。

2.3.1.3 慣性質量装置

図 2.9 に慣性質量装置を示す。本試験体の慣性質量装置は，試験体の水平方向の動きを慣性質量装置におけるフライホイールの回転方運動に変換する。これにより，地盤と試験体の

相対加速度に依存した慣性質量効果が得られる。直線運動を回転運動に変換する機構として、ラックアンドピニオン形式を採用した。ラックアンドピニオンにより建物想定部の直線の動きをフライホイール部の回転方向に変換しつつ、歯数の異なるギアを組み合わせることによって回転の倍率を変換できるようにした。フライホイール部は 3 種類の組み合わせがあり、鉄①（厚さ：0.1 cm, 重さ： 2.50×10^{-1} kg）と鉄②（厚さ：0.3 cm, 質量： 7.40×10^{-1} kg）とアルミ（厚さ：0.1 cm, 質量： 8.50×10^{-2} kg）によって仮想質量を調整可能とした。設計で用いた式を(2.24)式に示す。

$$F_r = \frac{\pi^2 D_f^2}{2L_d^2} M_r \ddot{x} \quad (2.24)$$

ここに、 F_r [N]は慣性質量による荷重、 D_f [cm]はフライホイール直径、 L_d [cm]はフライホイールが 1 回転するときのラックの変位量、 M_r [kg]はフライホイール質量、 $\ddot{x}$ [cm/s²]は相対加速度である。本試験体の慣性質量装置の D_f は 20 cm, L_d は 2.4π cm である。慣性質量による仮想質量 m_r は、慣性質量で生じる荷重と建物想定部の相対加速度の関係から求めた。このとき、試験体を I モデルに設定して、正弦波による繰返し加振を行い、1 往復分の荷重相対加速度関係を抽出した。図 2. 10 (a)にフライホイール部を鉄②0.3 cm の円盤 3 枚で設定したときの荷重相対加速度関係を示す。また、この関係から最小二乗法により求めた近似直線は(2.25)式となり、同図に示す。

$$F_r = 83\ddot{x} \quad (2.25)$$

鉄②のフライホイール枚数を 0～4 枚まで変化させ、図 2. 10 (a)と同様に各フライホイール枚数に対する仮想質量を求めた。図 2. 10 (b)に仮想質量と慣性質量装置のフライホイール枚数の関係について、設計式(2.24)式と試験計測値より求めた回帰値を比較して示す。なお、(2.24)式のフライホイール枚数 0 枚のプロットは回帰値を用いた。同図から、試験体として具現化した慣性質量による仮想質量が(2.24)式による値とほぼ同じ値で再現できていることが確認できる。ここで、図 2. 10 (b)の回帰値を基に、(2.26)式を慣性質量の仮想質量とフライホイール枚数の関係式とする。

$$m_r = 34.10(0.25N_1 + 0.74N_2 + 0.085N_3) + 7.60 \quad (2.26)$$

上式において、 m_r [kg]は仮想質量、 N_1, N_2, N_3 はそれぞれ、鉄①、②、アルミのフライホイール枚数である。文献^{2.6)}を参考に、加振試験では鉄①を 1 枚と鉄②を 3 枚、アルミを 2 枚のフライホイールを使用し、仮想質量が 98 kg 生じるように設定した。

2.3.2 試験方法

表 2. 4 に加振プログラムをまとめ、図 2. 11 (a)にスイープ加振の一例と、図 2. 11 (b)に加振で用いる地震波の入力倍率 1.0 のときの変位、速度、加速度を表す 3 方向対数表示応答スペクトルを示す。なお、3 方向対数表示応答スペクトルにおいて El Centro NS, Hachinohe NS, Taft EW は L2 相当を記載する。

加振試験から S, I, Q, SQI モデルの各入力周波数に対する応答を計測するために、スイープ加振を実施した。入力波は等加速度加振として、加振時間は加振振幅と振動台の油量限界を基準に 10 分間とした。入力加速度は、S, I モデルに対しては建物想定部の可動限界により決定し、Q, SQI モデルは振動台の加振限界により決定した。Q, SQI モデルの非線形モデルの応答は、加振振動数の変化方向によって応答が異なるヒステリシス特性が確認される。そのため、周波数応答曲線の導出には加振振動数が低振動数から高振動数に変化する加振 (Sweep up) と高振動数から低振動数へ変化する加振 (Sweep down) の 2 パターンを実施した。

地震波加振の入力波は基準 3 波として El Centro NS (以下, El Centro), Hachinohe NS (以下, Hachinohe), Taft EW (以下, Taft) に加え、長周期長時間地震動の基整促波 OS1, CH1, KA1, SZ1^{2,6)}、短周期パルス性地震動 JMA Kobe NS (以下, Kobe), 長周期パルス性地震動 KMM004 EW (熊本地震^{1,6)}, 以下, KMM), 告示波 Art Kobe NS (以下, Art Kobe), Art Hachinohe EW (以下, Art Hachinohe), Art Random 01 (以下, Art Random) など特性の異なる 12 波の地震動を選別した (以下, これらの地震波 12 波を本論文では基本セットとして検討に用いる)。入力倍率は 1.0 を基準として (El Centro, Hachinohe, Taft はそれぞれ 1.49, 1.47, 1.41 を基準), 試験体の可動限界に達した場合は倍率を調整した。なお, 本節において表 2.4 による地震波加振②より上記の 12 波の入力地震動のうち, El Centro, Kobe, CH1, KMM の特性の異なる地震波 4 波を代表させて SQI の応答特性の分析を行い, さらに地震波加振③より長周期地震動である CH1, KMM の応答を詳細に分析する。

加振試験は清水建設技術研究所先端地震防災研究棟に設置されている最大加速度 2.7 G (水平), 最大変位 ± 80 cm (水平) の大型振動台「E-Beetle^{2,8)}」を用いて実施した (図 2.12)。試験体の変位はレーザー変位計で、加速度は振動台上と試験体にそれぞれ設置したインダクタンス式加速度計で、線形ばね、および慣性質量の荷重、硬化型復元力は各装置に取り付けたロードセルで測定した。サンプリング周波数は 100 Hz である。

2.3.3 加振結果－理論式とスイープ加振結果による周波数応答曲線の比較

スイープ加振によって得られた周波数応答曲線を、前節で求めた(2.18)式による周波数応答曲線と比較する。(2.18)式の各パラメータは、試験体の諸元を参考に、硬化型復元力特性に関するパラメータ κ を 4.0、建物想定部質量に対する慣性質量の仮想質量比 γ を 0.29、減衰定数 ζ を 0.05、免震層クリアランス x_{cl} を 60 cm とする。図 2.13 に(2.18)式と、スイープ加振により求めた周波数応答曲線を重ね描く。横軸の Ω は加振振動数 ω を S モデルの固有円振動数 ω_s で除して、振動数比 1.0 で共振振幅が生じるように基準化する。S, I, Q, SQI モデルの入力加速度を統一するために、S, I モデルは線形モデルの仮定の基に、応答変位を 1.57 倍 (0.3 / 0.19) にして示す。

図 2.13 (a), (b)の試験結果から、加振振動数の変化方向によって応答の差が確認できる。

両図共に、Sweep up の共振振幅の振動数比と Sweep down の共振振幅の振動数比の中間に、(2.18)式の共振振幅振動数比が位置する。これは、スイープ波の掃引速度が十分に低速でなかったことと、試験体摺動部で発生する摩擦の影響が原因である^{2,9)}。また、加振波はログスイープ波を使用しており、低振動数比側の加振になるにつれて掃引速度が速くなる。これにより、加振試験において最も固有振動数の低い I モデルでは、十分な定常応答を示す前に加振振動数が変化してしまい、他のモデルと比較して(2.18)式と試験結果の差が顕著になっている。図 2.13 (c), (d)では、加振試験結果が(2.18)式より応答が小さいが、これは試験体の硬化型復元力装置が線形ばねを用いて変位の 3 次に依存した復元力特性を再現したことによる。試験結果による曲線の概形は(2.18)式による周波数応答特性曲線を概ね良好に再現できている。Q モデルを例に、Sweep up では振動数比 2.0 付近で応答が急激に落ち、Sweep down では 1.3 付近で急激に大きくなる跳躍現象が確認できる。加振試験で確認できた跳躍現象が発生する振動数比は、(2.18)式により周波数応答曲線とも整合性が確認できた。また、S, I モデルにおける共振振幅が免震クリアランス 60 cm を超える入力に対して、Q, SQI モデルの極大振幅はクリアランス範囲内に抑えることができていた。

2.3.4 加振結果－地震波加振

図 2.14 から図 2.25 に表 2.4 で示した地震波加振①の各地震波の S, I, Q, SQI モデルの時刻歴応答変位および応答加速度を示す。図 2.26 に表 2.4 で示した地震波加振②の各地震波の S, I, Q, SQI モデルの最大応答変位および最大応答加速度を示す。なお、S, I モデルは線形モデルの仮定の基に入力倍率が 1.0 となるように応答を CH1 は 1.42 倍 ($1.0 / 0.7$)、KMM は 2.5 倍 ($1.0 / 0.4$) にして示す。応答加速度については加振試験の都合上発生する高周波成分を含み、過大評価している可能性がある。そのため、加速度応答評価については次節の時刻歴応答解析の観点からも分析する。

最大応答変位では、CH1 に対して S モデルが、KMM に対しては S, I モデルが免震クリアランスである 60 cm を超える応答を示した。なお、CH1 と KMM に関しては、S モデルは試験体の可動限界に達していたため、最大応答変位は過小評価されている可能性がある。一方で、Q, SQI モデルはどの地震波に対しても最大応答変位を免震クリアランス範囲内に抑えられていた。

最大応答加速度では、El Centro および Kobe に関して、SQI モデルは S モデルより最大応答加速度は大きいもののあまり差はなく、 100 cm/s^2 範囲内であった。ここで、慣性質量を備えたモデルの応答加速度（絶対加速度）は、慣性質量により低減した入力に対する応答と、慣性質量から直接伝達される地動加速度の和で観測される^{2,9)}。そのため、I モデルおよび SQI モデルの応答加速度が S モデルの応答よりも大きな要因は、慣性質量から直接伝達される地動加速度による影響が考えられる。S モデルにおける可動限界に達した CH1, KMM では、試験体のストッパーとの衝突に伴う応答加速度の増大が確認された。CH1 について

は、SQI モデルの最大応答加速度は I モデルと同程度の結果となった。KMM については、I モデルが最大応答加速度を最も抑えられていた。しかし、図 2.26 (a)の結果から、I モデルは KMM に対して免震クリアランスを超える最大応答変位を示している。このことを踏まえると、図 2.26 (b)の CH1 の I モデルの応答加速度は擁壁との衝突に伴い増加が見込まれる。なお、図 2.26 (b)の CH1 の S モデルの応答は 2330 cm/s^2 、Q モデルの応答は 1290 cm/s^2 および KMM の S モデルの応答は 9250 cm/s^2 であり、ストッパーとの衝突に伴う応答加速度の増加により図中縦軸の表記範囲を超える応答値を示した。

地震波加振に対して Q, SQI モデルの最大応答を比較すると、最大応答変位では大きな差はなかった。しかし、最大応答加速度では、慣性質量の有無によって差は顕著であり、特に CH1 では SQI モデルに対して Q モデルは 2 倍以上の最大応答加速度を示した。

Q, SQI モデルを対象に、図 2.26 の S モデルにおいて可動限界に達した地震波 CH1, KMM の入力倍率による応答の違いを確認する。図 2.27, 図 2.28 に表 2.4 で示した地震波加振③による Q, SQI モデルの時刻歴応答変位波形を示す。図 2.27 (a)の CH1 加振に対する Q モデルの時刻歴応答変位波形では、入力倍率 0.8 の最大応答は 190 s 付近で確認できるが、入力倍率 0.9 の最大応答は 176 s 付近で確認でき、入力倍率 0.8 の最大応答より小さい。Q モデルでは、応答変位に応じて硬化型復元力装置の接線剛性が変動するため、モデルの固有振動数も変動する。CH1 の 160～190 s における入力振動数の変化と、入力倍率 0.8 のときの Q モデルの応答変位に対応した固有周期が一致して、共振したと考えられる。一方で、図 2.27 (b)の SQI モデルでは Q モデルの応答波形と比較して、入力倍率による応答の違いは殆ど確認されない。硬化型復元力装置を単体で使用するよりも、慣性質量装置と併用することで、入力倍率のばらつきに対して応答は安定した。図 2.28 (a), (b)から、長周期パルス地震動の KMM に対して Q, SQI モデルは共に入力倍率に依存せず最大応答変位を $\pm 60 \text{ cm}$ 範囲内に抑えられている。特に SQI モデルの最大応答変位に着目すると、入力倍率による最大応答変位の差は 5 cm ほどであり小さい。免震システムが応答変位を犠牲に応答加速度を低減させることを考慮すると、入力倍率に依らず最大応答変位が免震クリアランス手前で高止まりすることは免震クリアランスを最大限活用できていることを示唆する。

さらに詳細な分析を行うため、図 2.28 (b)の SQI モデルの応答波形に対してヒルベルト変換を行い、各応答波形において包絡線と瞬間周期を求めた。なお、瞬間周期は移動平均により連続する 0.01 s ごとの瞬間周期 50 個をならした値を用いた。図 2.29 に入力倍率 0.4, 1.0 のケースを代表させ応答波形と包絡線を合わせて示し、図 2.30 には各入力倍率の応答波形における瞬間周期を示す。図 2.29 (a)の包絡線は 25 s 手前から徐々に増大し 33.4 s でピークを迎え、その後は減少している。同図 (b)では、30.0 s 手前まで増大したのち、31.0 s で一度減少し、33.2 s でピークを迎えている。ピークの時刻および図 2.29 (b)の 31.0 s を図 2.29 内で点線として示し、対応する時刻を図 2.30 にも同様に示す。図 2.30 では、図 2.29 (a), (b)で確認できた包絡線のピークにおける時刻と概ね対応する時刻において、各入力倍率において瞬間周期がおおよそ 2.5 s 付近まで低減している。また、図 2.29 (b)の 31.0 s で確認された

包絡線の減少は図 2.30 の同時刻における瞬間周期の長周期化と概ね対応している。このように、地震波加振においても SQI モデルは応答変位に応じたシステムの固有周期の変動が確認できる。パルス地震動は特定の周期による加振であるため、SQI モデルのように応答変位によってシステムの固有周期を変動させることで、入力波との共振を回避し、応答変位を抑制することが可能である。

2.3.5 応答加速度について

本加振試験において計測した建物想定部の応答加速度は、硬化型復元力装置や慣性質量装置内のがたつきによる影響を受けていた。そのため、試験結果の最大応答加速度は過大評価している可能性がある。一方で、時刻歴応答解析では、加振試験の都合上発生する高周波成分を除去した結果を得られる。これより、SQI モデルの地震波加振に対する応答加速度を時刻歴応答解析の観点からも評価を行う。

硬化型復元力装置では、装置内の線形ばねが指定された変位に応じて作用することで、硬化型復元力特性を再現した。線形ばねの固定プレートは、ウレタン素材を介して「手」と干渉するが、干渉に伴う衝撃によって加速度が生じ、系全体の絶対応答加速度に影響する。図 2.31 は Q モデルに KMM による加振を実施した際の時刻歴応答波形である。図中赤線は、試験体の速度が負、かつ応答変位が -10 、 -20 cm のときの時刻である。硬化型復元力装置の設計では、赤線の時刻において、試験体の「手」とウレタン素材が干渉する。図 2.31 (b) から、赤線の時刻よりやや遅れて瞬間的な応答加速度波形の乱れが確認でき、「手」とウレタン素材との干渉によるものと確認できる。

慣性質量装置では、ラックアンドピニオン形式を採用しているため、ラックアンドピニオンおよびピニオンとギア、ギア同士の歯の噛み合わせにおいて、バックラッシュが生じる。特にラックアンドピニオンのバックラッシュに関しては、装置を振動台に設置する精度に依存する。ここで、I モデルの加振振動数比 Ω に対する、絶対加速度応答倍率 $|H(\Omega)|^{2.9}$ を見てみる(図 2.32)。図 2.32 から、共振点より高振動数比側で反共振点の確認でき、反共振点より高振動数比側では仮想質量比 γ が大きいほど応答加速度が大きい。硬化型復元力装置や回転慣性質量装置において、加振試験の都合上発生する高振動数成分は任意のフィルタによって平滑化できる。一方で、加振結果にフィルタ処理を施すことは、モデルの応答特性にも影響を及ぼす可能性が高い。特に、回転慣性質量装置を備えた I, SQI モデルでは、図 2.32 に示すような特性を考量する必要があるため、ローパスフィルタ処理は好ましくないと判断した。

以上より、SQI モデルの地震波加振に対する応答加速度は、時刻歴応答解析を用いて評価を行う。はじめに、試験体を基に解析モデルを作成する。次に、時刻歴応答変位波形を基準に、試験結果と時刻歴応答解析結果を比較して解析モデルの妥当性を確認する。解析モデルが妥当であることを確認し、時刻歴応答解析により応答加速度を得る。

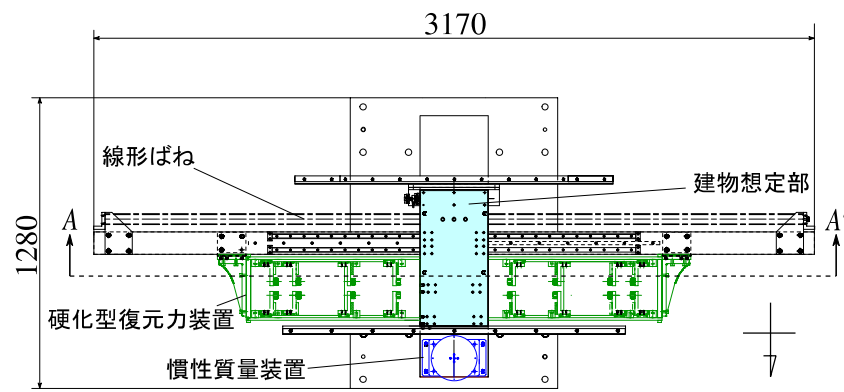
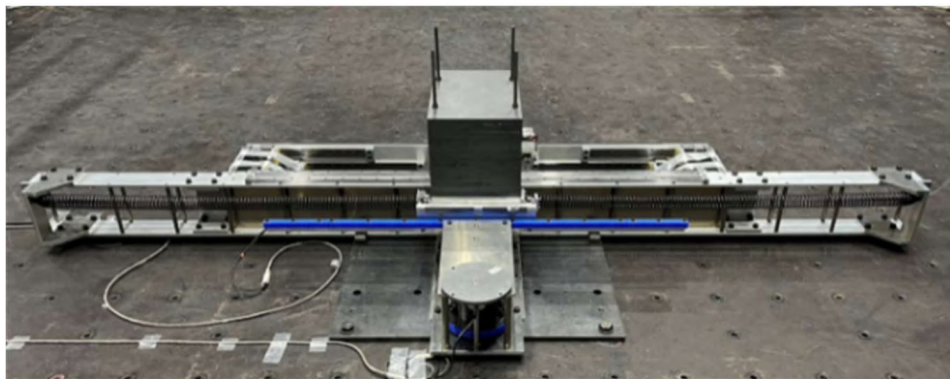
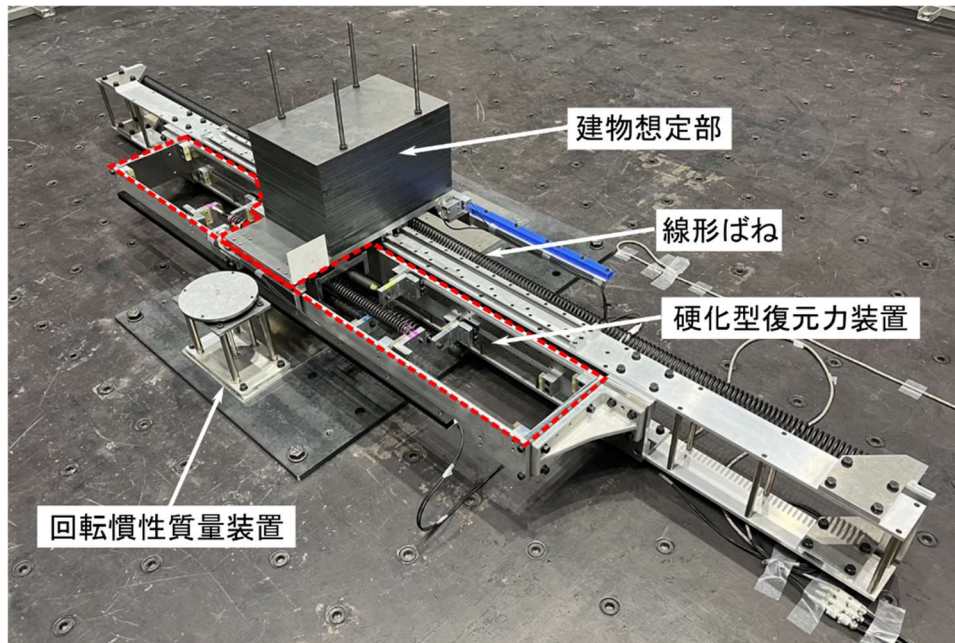


図 2.3 SQI モデルの試験体平面図 (寸法単位 mm)



(a) 北側方面からの全体像



(b) 北西面側からの全体像

図 2.4 SQI モデルの試験体

表 2.2 S モデルの試験体諸元

項目	値
免震クリアランス x_{cl}	± 60 cm
質量 m	3.33×10^2 kg
線形剛性 k	10.2 N/cm
S モデルの固有周期	3.59 s
減衰定数 ζ	4.90 %

表 2.3 S モデルの自由振動時の振幅と減衰定数

	y1	y2	y1'	y2'	ζ
1 st	-56 cm	-42 cm	48 cm	35 cm	4.86 %
2 nd	-54 cm	-40 cm	46 cm	33 cm	4.97 %
3 rd	-55 cm	-41 cm	47 cm	34 cm	4.87 %

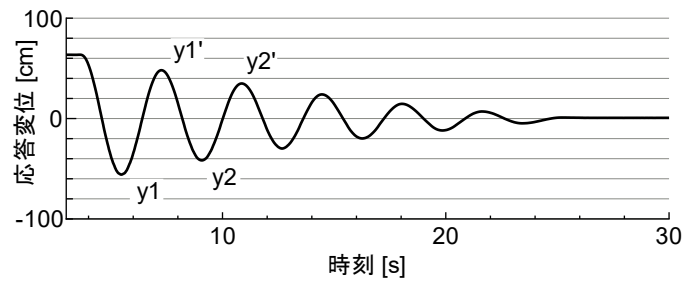


図 2.5 S モデルの自由振動時の時刻歴応答変位波形

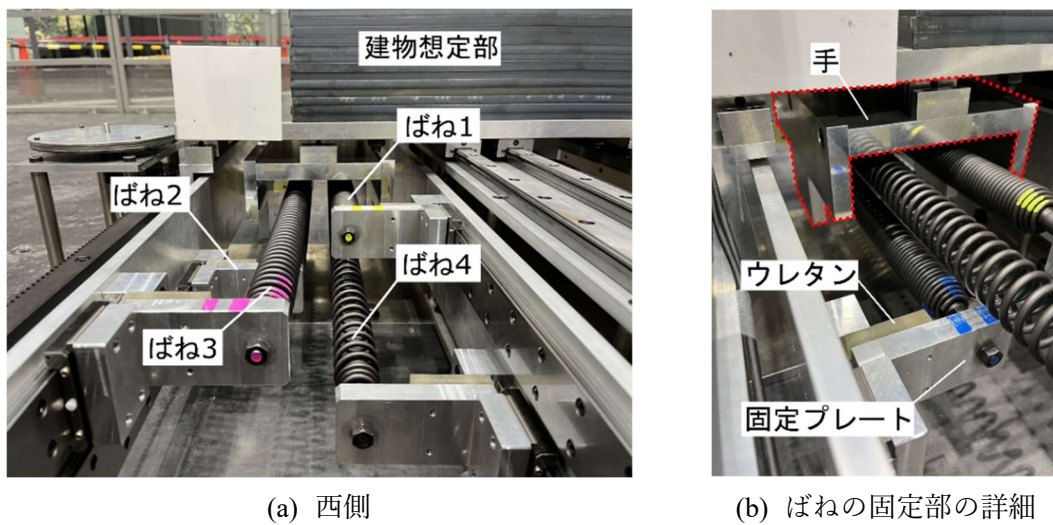
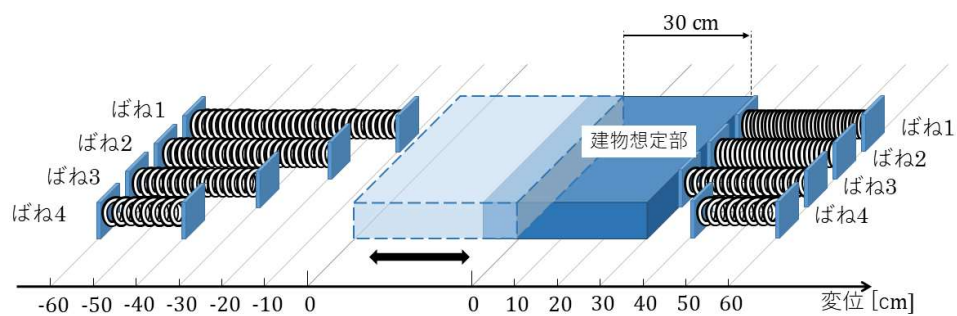
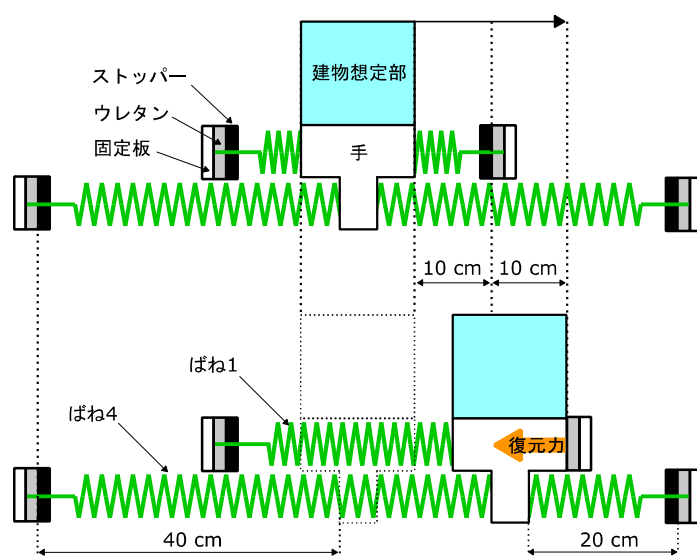


図 2.6 試験体の硬化型復元力装置



(a) 概念図



(b) 硬化型復元力装置のメカニズム

図 2.7 試験体の硬化型復元力装置の概念図

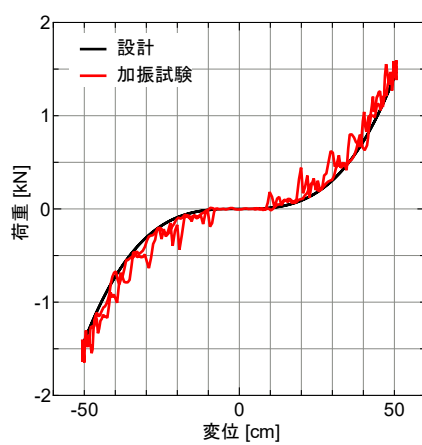


図 2.8 硬化型復元力装置における設計式と試験体で測定した荷重変位関係の比較

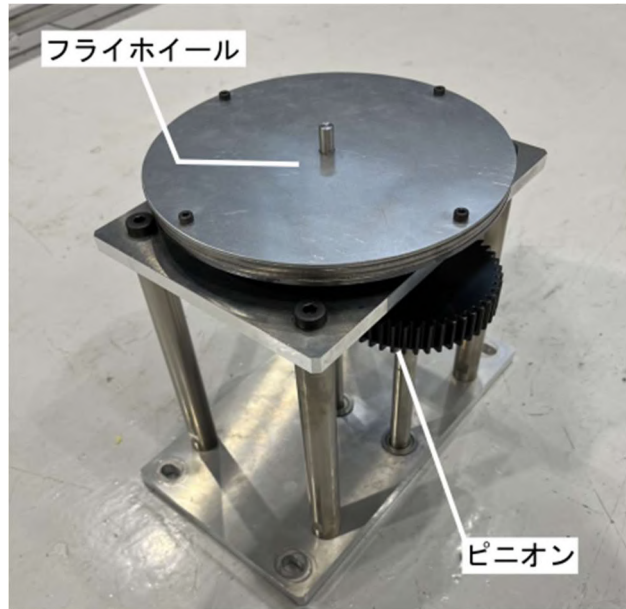
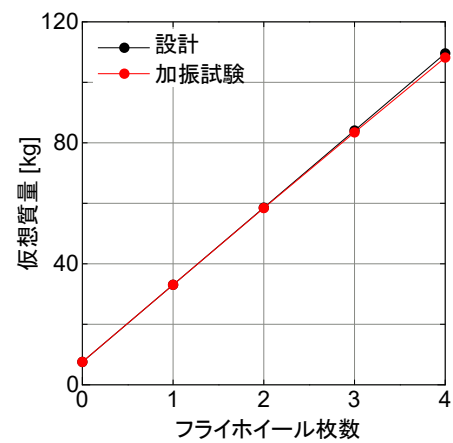
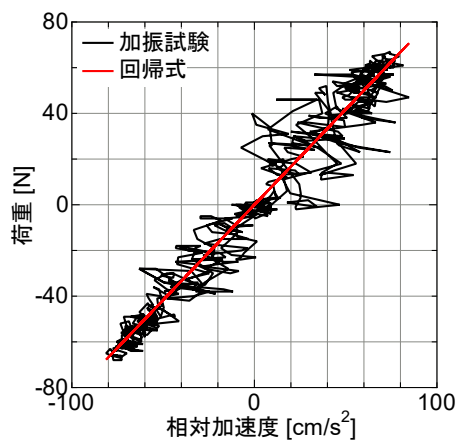


図 2.9 試験体の回転慣性装置

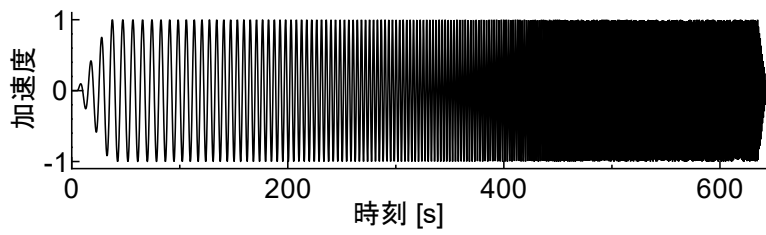


(a) 試験体で測定した荷重相対加速度関係と回帰式の比較 (b) 慣性質量とフライホイール枚数の関係における設計式と回帰式の比較

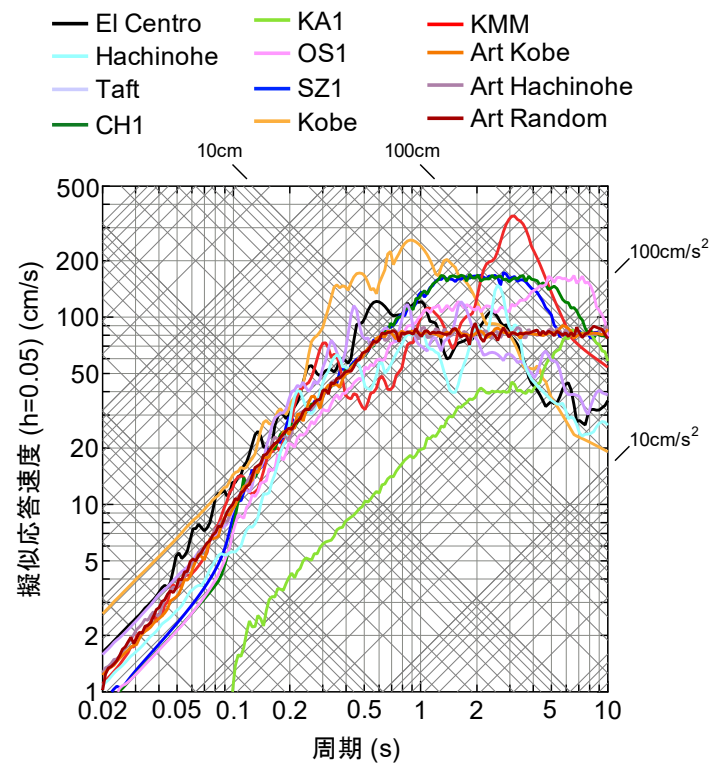
図 2.10 回転慣性質量装置における設計式と試験体で測定した荷重変位関係の比較

表 2.4 加振メニュー

項目	モデル	入力加速度 および入力倍率	入力波	
スイープ加振	S, I	19 cm/s ²	0.1⇔1.2 Hz	
	Q, SQI	30 cm/s ²		
地震波加振①	S, I, Q, SQI	1.49 (L2)	El Centro	
		1.47 (L2)	Hachinohe	
		1.41	Taft	
		0.7	CH1 ^{2.6)} , SZ1 ^{2.6)}	
		0.4	KMM004 EW ^{1.6)}	
		1.0	KA1 ^{2.6)} , OS1 ^{2.6)} , Art Kobe, Art Hachinohe, Art Random	
地震波加振②	S, I,	1.49 (L2)	El Centro	
	Q, SQI	1.0	Kobe	
	S, I	0.7	CH1	
		0.4	KMM	
	Q	0.9	CH1	
	SQI	1.0		
	Q, SQI		KMM004 EW	
	地震波加振③	Q	0.6, 0.7, 0.8, 0.9	CH1
SQI		0.6, 0.7, 0.8, 1.0		
Q, SQI		0.4, 0.6, 0.8, 1.0	KMM004 EW	



(a) スイープ加振の例



(b) トリパタイト応答スペクトル

図 2.11 入力波

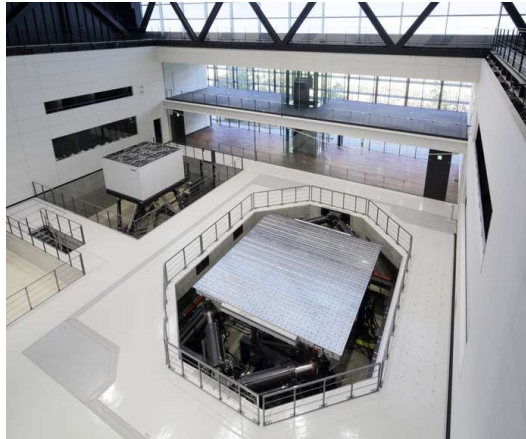
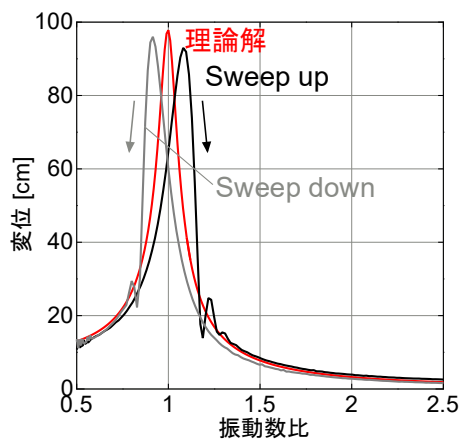
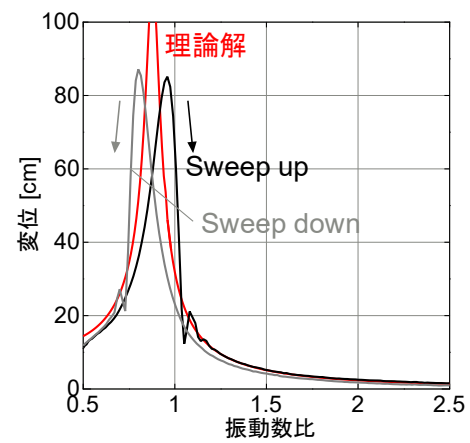


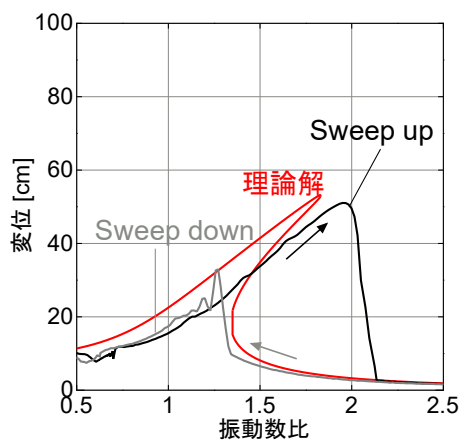
図 2.12 三次元大型振動台 E-Beetle
[金子ら^{2.8)}より引用]



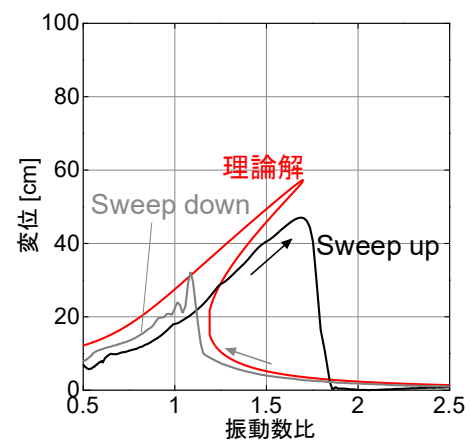
(a) S モデル



(b) I モデル



(c) Q モデル



(d) SQI モデル

図 2.13 周波数応答曲線における理論式と加振結果の比較

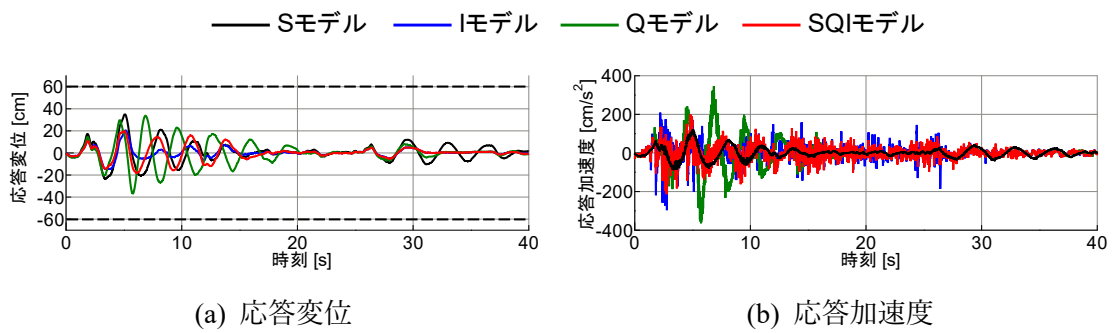


図 2.14 El Centro

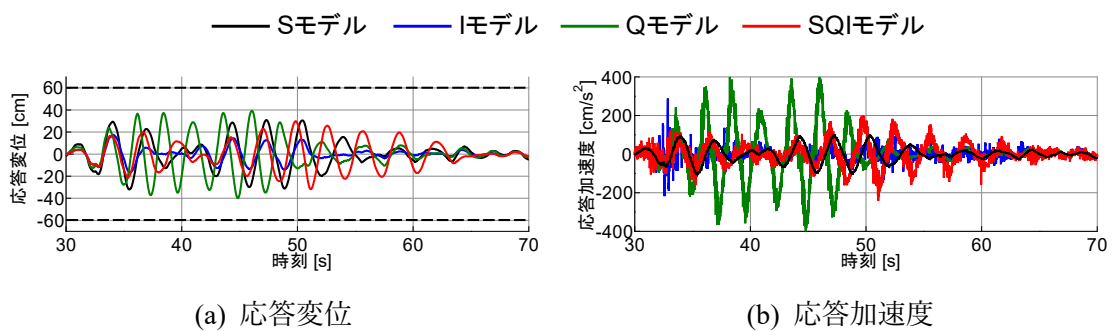


図 2.15 Hachinohe

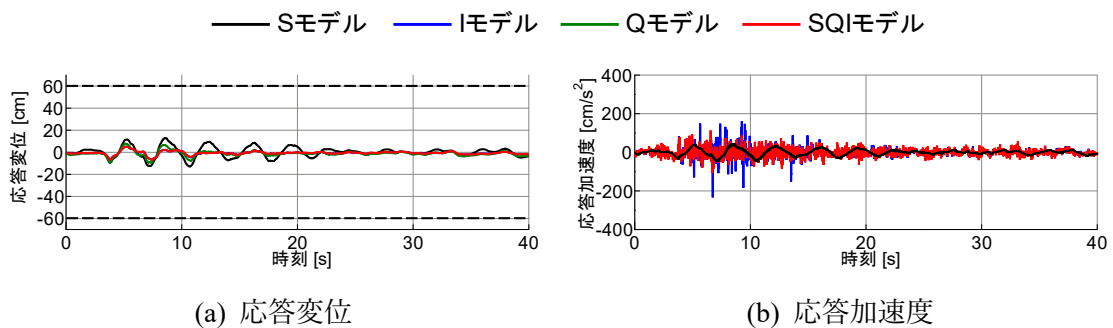


図 2.16 Taft

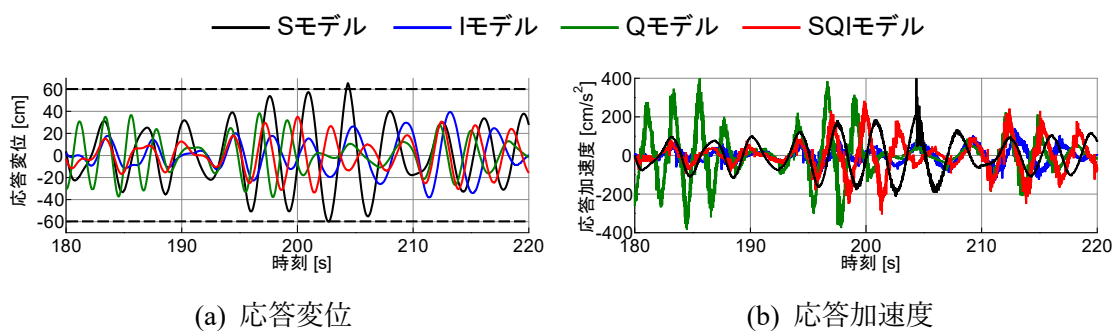


図 2.17 CH1

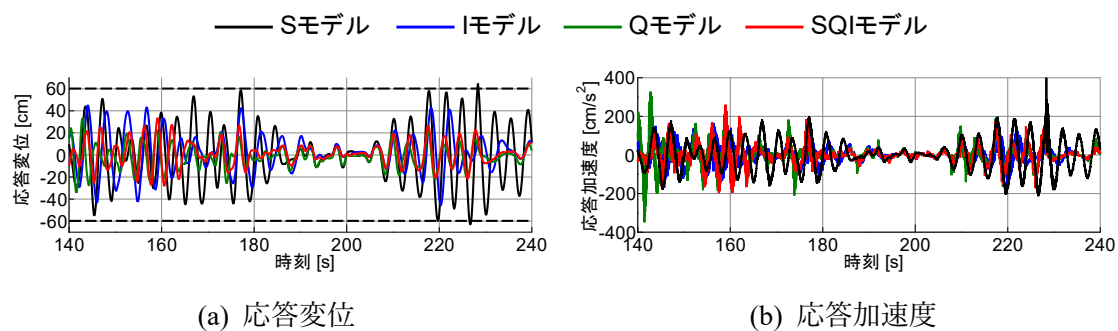


図 2.18 OS1

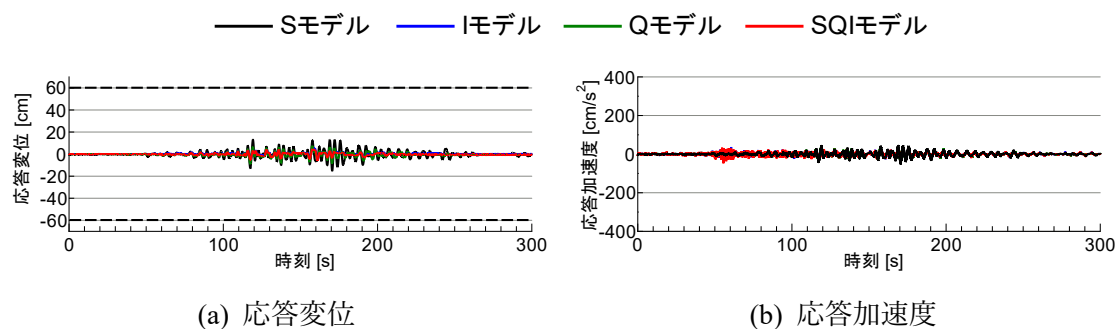


図 2.19 KA1

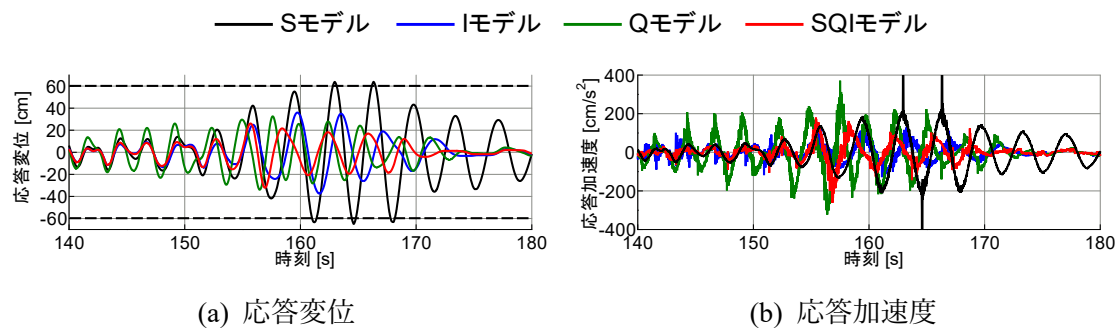


図 2.20 SZ1

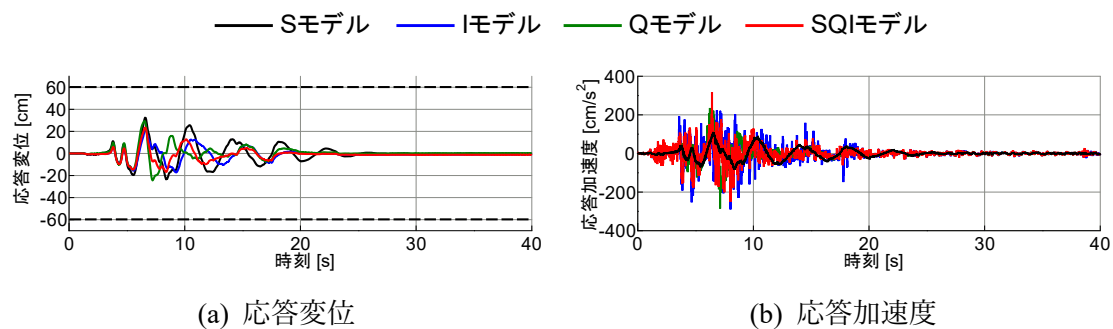


図 2.21 Kobe

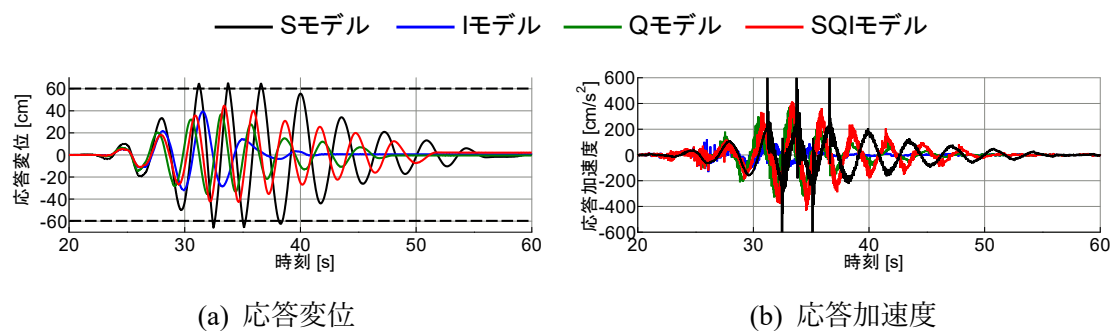


図 2.22 KMM

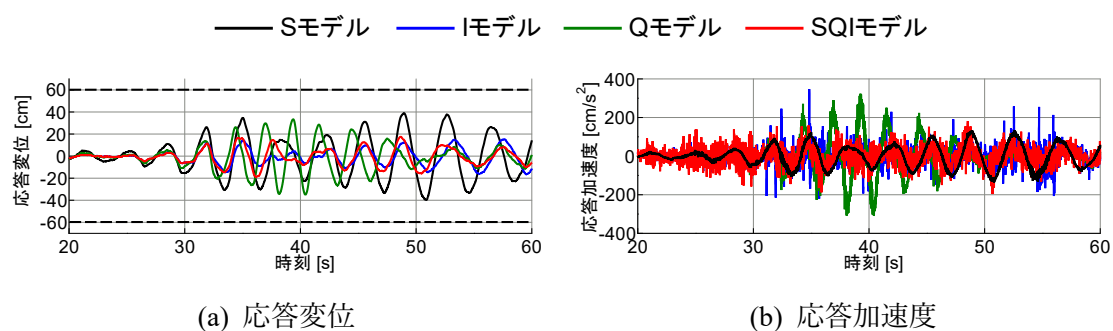


図 2.23 Art Hachinohe

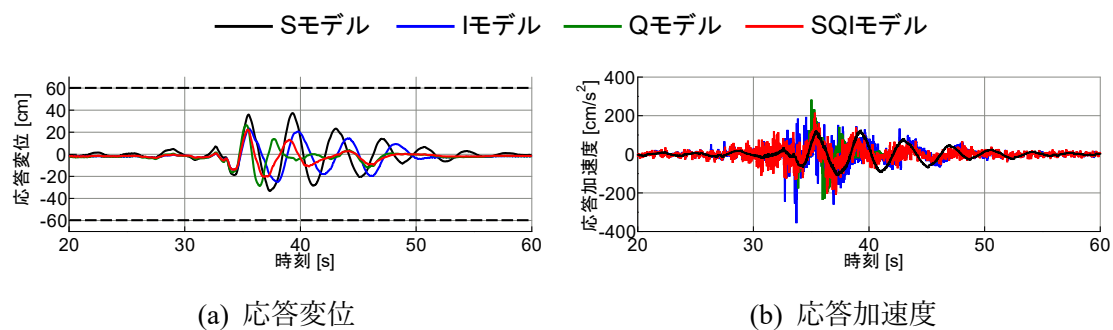


図 2.24 Art Kobe

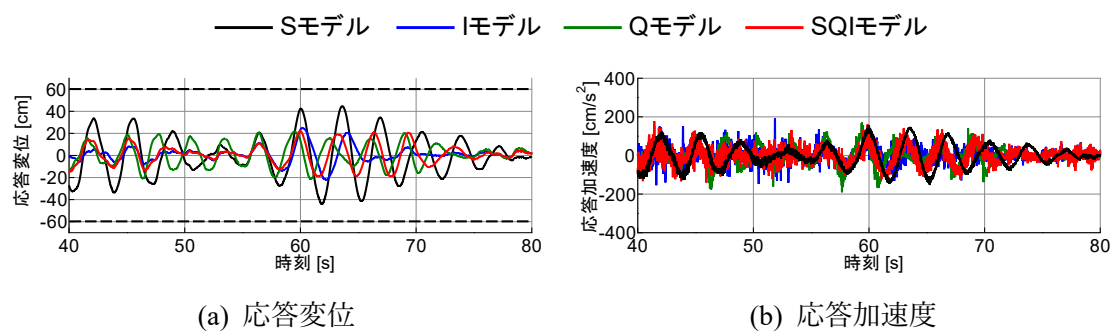
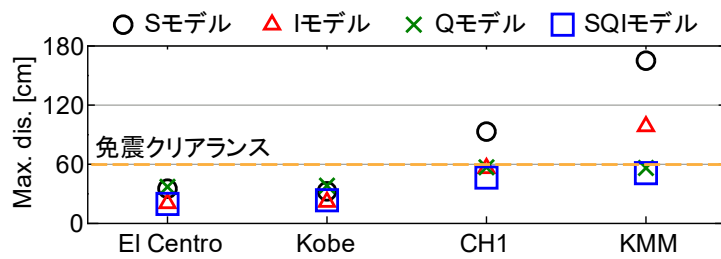
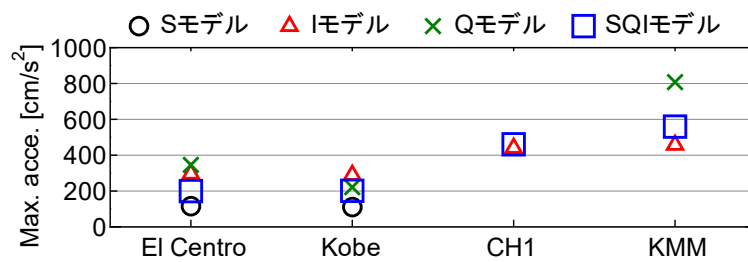


図 2.25 Art Random

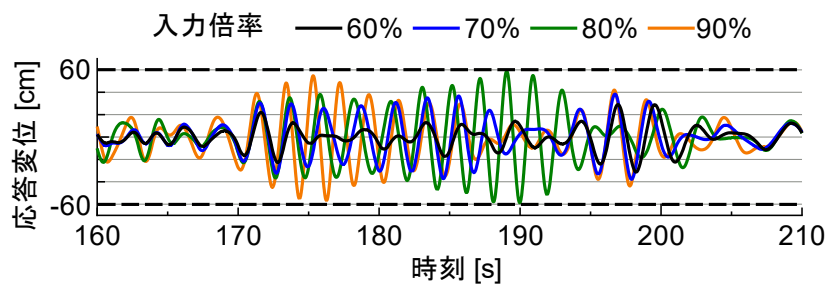


(a) 最大応答変位

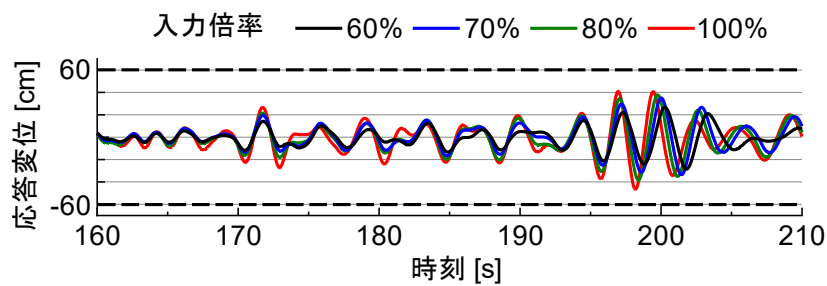


(b) 最大応答加速度

図 2.26 地震波加振に対する各モデルの最大応答値

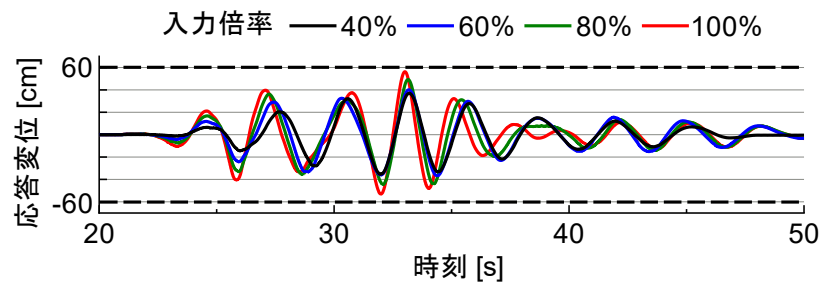


(a) Q モデル

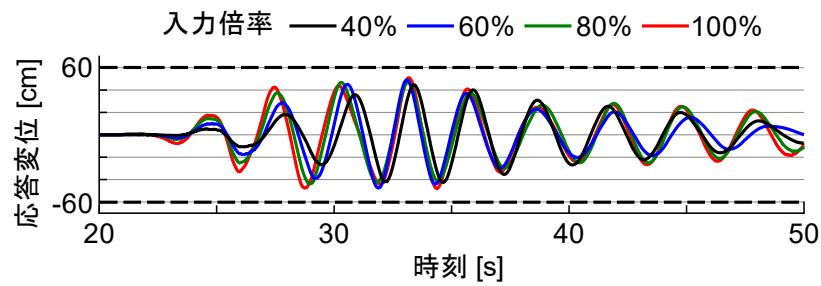


(b) SQI モデル

図 2.27 CH1 の異なる入力倍率に対する時刻歴応答変位波形の比較

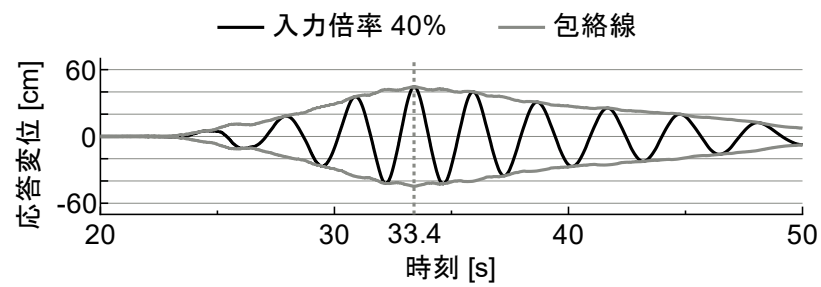


(a) Q モデル

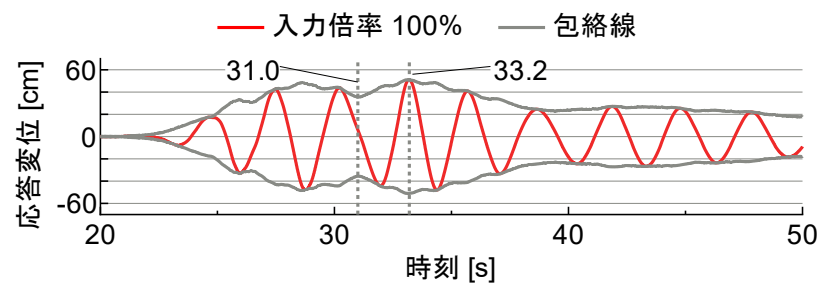


(b) SQI モデル

図 2.28 KMM の異なる入力倍率に対する時刻歴応答変位波形の比較



(a) 入力倍率 40%



(b) 入力倍率 100%

図 2.29 KMM の時刻歴応答変位波形の包絡線

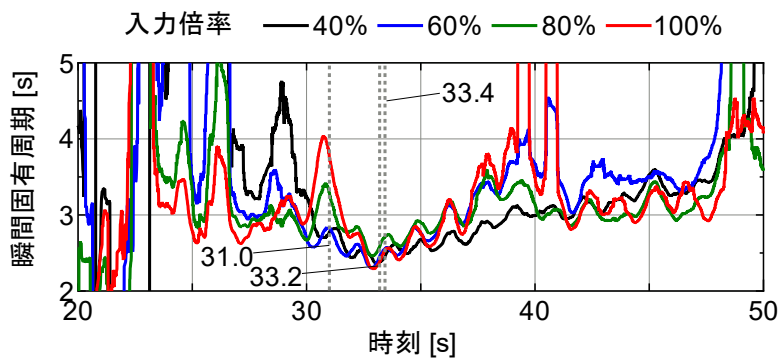
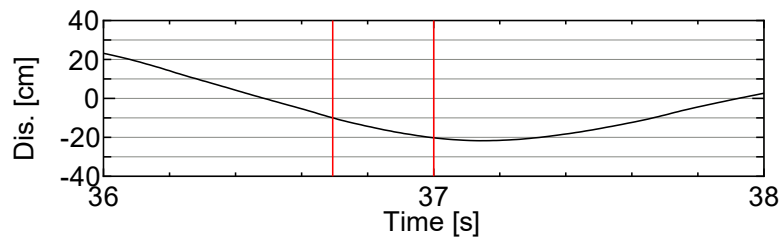
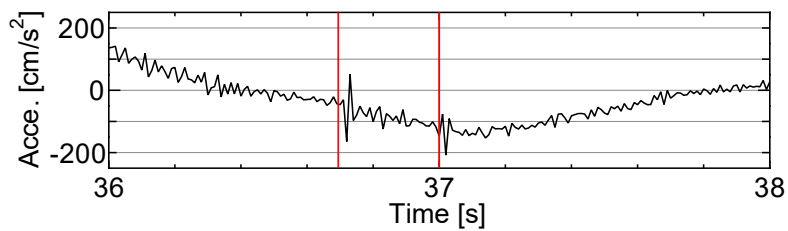


図 2.30 KMM の異なる入力倍率に対する時刻歴瞬間固有周期の比較



(a) 時刻歴応答変位波形



(b) 時刻歴応答加速度波形

図 2.31 KMM 加振に対する Q モデルの時刻歴応答波形

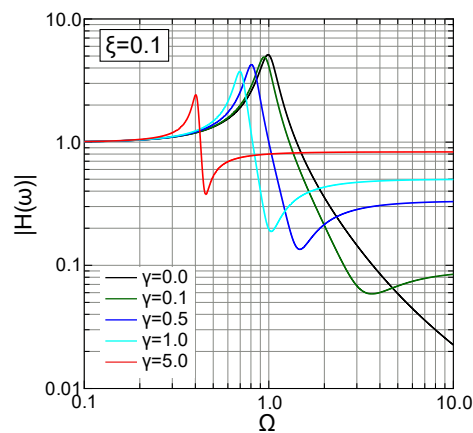


図 2.32 異なる慣性質量に対する絶対加速度応答倍率

2.4 時刻歴応答解析

本節では、前節の加振試験で得られた地震波加振に対する時刻歴応答変位波形を対象に時刻歴応答解析結果と比較することで、時刻歴応答解析の妥当性を確認する。時刻歴応答解析の妥当性を確認したのち、前節の加振試験における地震波加振に対する応答加速度の評価時刻歴応答解析の観点から評価する。

2.4.1 解析モデル

前節の加振試験で使用した試験体を 1 質点の解析モデルとして構築する。解析モデルを図 2.33 に、その諸元を表 2.5 に示す。

解析モデルの建物想定部質量は計測した値を、線形ばねのばね定数はカタログ値を用いた。線形ばね部に位置する粘性減衰は波形の合わせこみから決定した。建物想定部と振動台を繋ぐレール部で発生する摩擦力は試験体に静的に加力して測定した値を反映させており、荷重と変位関係が矩形で表わされるバイリニアモデルで組み込んだ。その他の摩擦要素は波形の合わせこみから決定した。

硬化型復元力装置の荷重変位関係を図 2.34 に示す。硬化型復元力装置は装置内で使用する線形ばねを設置する際にばねの自重を支えるための初期張力を加える必要がある。そのため、初期張力に応じた荷重が各ばねの荷重に上乘せされる。解析モデルの硬化型復元力特性では初期張力に伴う荷重も考慮してモデル化しており、この荷重を 42.7 N として設定した。この値は時刻歴応答変位波形の合わせこみから試行錯誤により求めた値である。

解析に用いた入力波形は、加振試験で測定した振動台加速度を用いた。解析環境として OpenSees^{1,39)} を用いて解析を行い、解析時間刻みは 100 Hz とする。

2.4.2 加振試験結果と解析結果の比較

図 2.35～図 2.46 に加振試験と解析の時刻歴応答変位波形を比較して示す。全地震波において解析結果が加振試験結果を良好に再現できていることが確認できる。なお、S モデルの CH1, OS1, SZ1, KMM において一部加振試験と解析結果に差がみられるが、これは加振試験では可動限界を超えて擁壁に衝突していることが原因である。

以上より、時刻歴応答解析の妥当性を確認した。

2.4.3 時刻歴応答解析による応答加速度評価

図 2.47 に表 2.4 の地震波加振②で示した 4 波の入力倍率 1.0 (El Centro は 1.49) において S, I, Q, SQI モデルを対象とした加振試験による最大応答変位と最大応答加速度を示す。最大応答変位については図 2.26 で示した試験結果と対応がとれる。最大応答加速度については図 2.26 で示した試験結果と比較して全体的に解析結果が小さいものの、SQI モデルに

関してはおおむね一致した。解析モデルには擁壁の設定をしていないため、S モデルの CH1、KMM の最大応答加速度が図中 1000 cm/s^2 範囲内に確認できる。時刻歴応答解析による結果においても El Centro と Kobe では、SQI モデルと S モデルの最大応答加速度は 100 cm/s^2 内の差であり、応答値は試験結果と近い。CH1、KMM における解析結果は、SQI モデルと S モデルの最大応答加速度の差は 100 cm/s^2 範囲内であった。

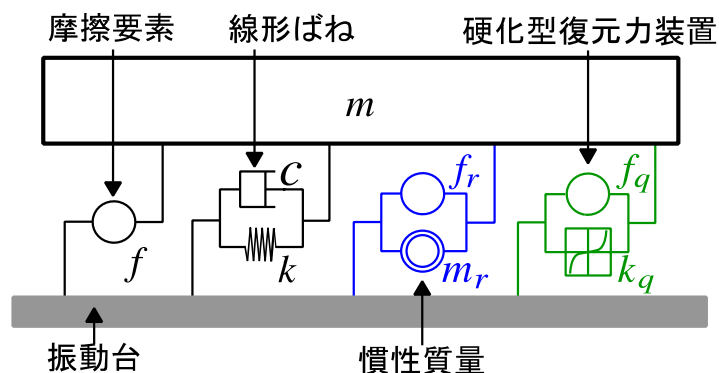
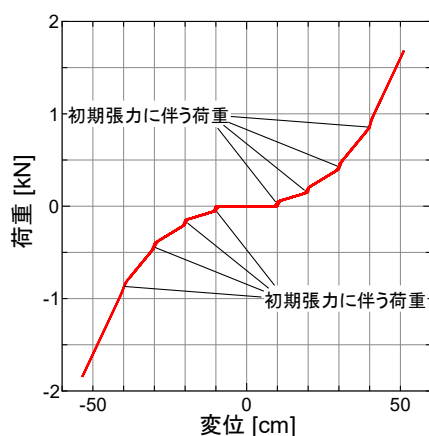


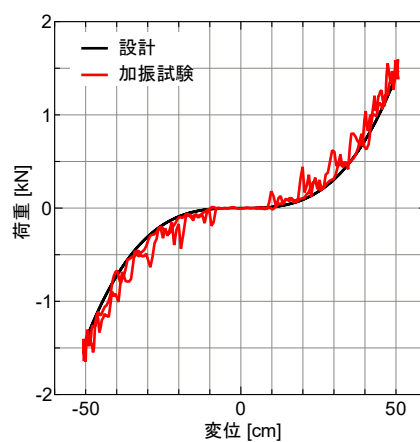
図 2.33 解析モデル

表 2.5 解析モデル諸元

項目	値
質量	333 kg
線形ばねの剛性	10.2 N/cm
慣性質量による仮想質量	96.53 kg
S モデルの粘性減衰	4 %
I モデルの粘性減衰	4 %
Q モデルの粘性減衰	4.3 %
SQI モデルの粘性減衰	4.3 %
S モデルの摩擦	10 N
I モデルの摩擦	30 N
Q モデルの摩擦	25 N
SQI モデルの摩擦	30 N



(a) 解析モデル



(b) 加振試験と解析モデルの比較

図 2.34 解析モデルの硬化型復元力特性

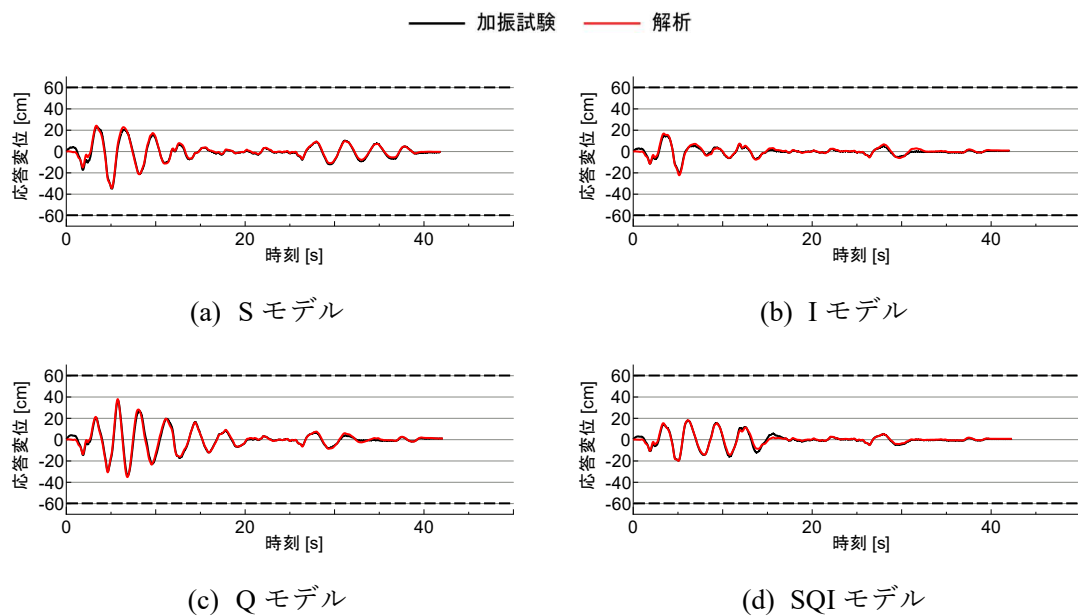


図 2.35 El Centro

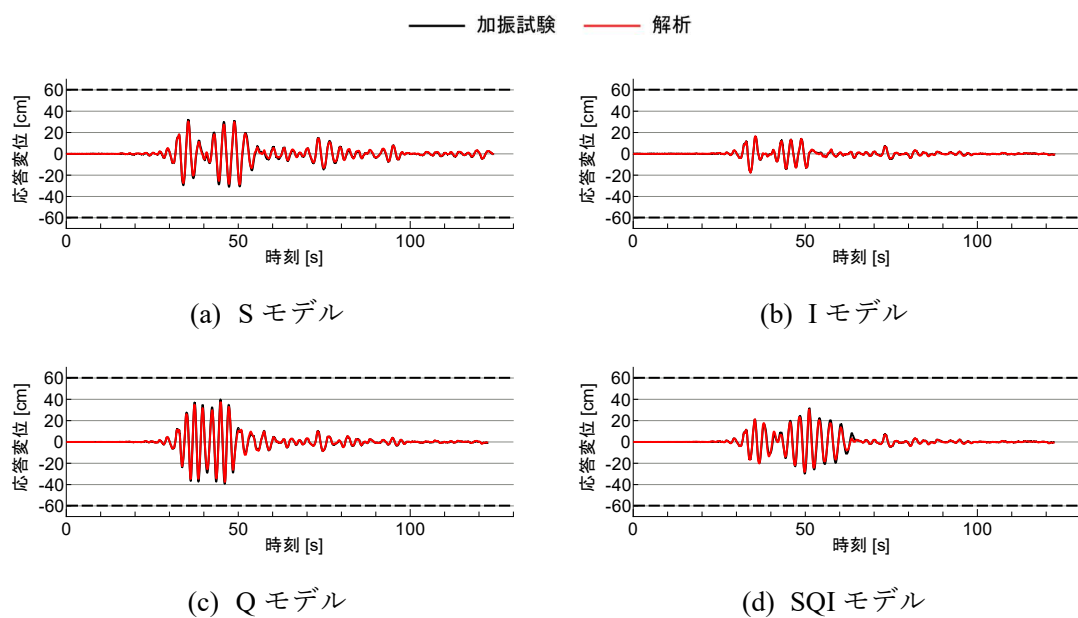


図 2.36 Hachinohe

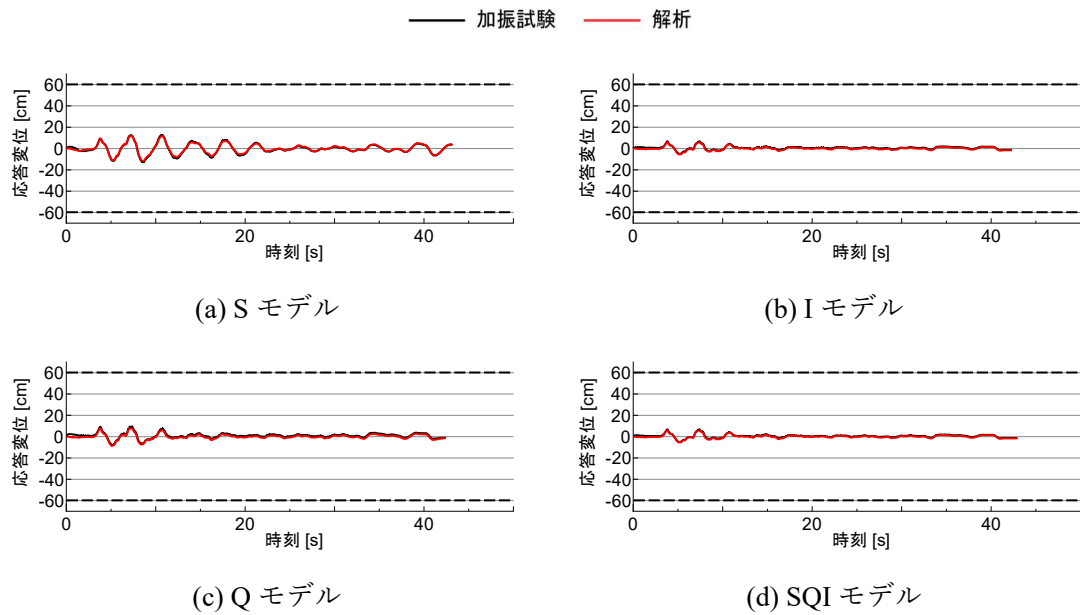


図 2.37 Taft

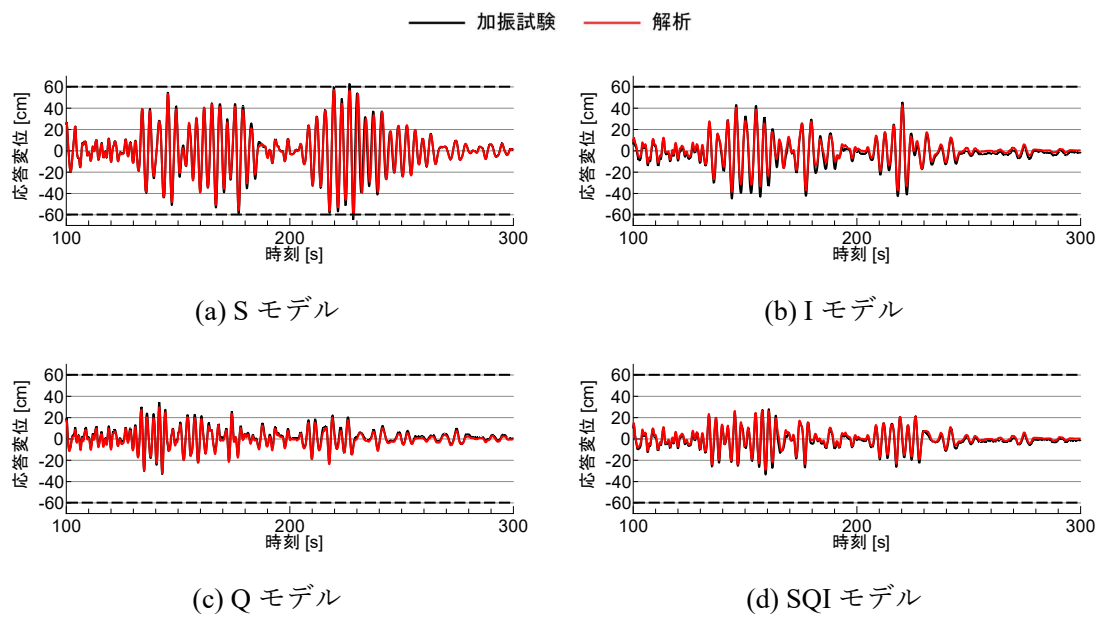


図 2.38 OS1

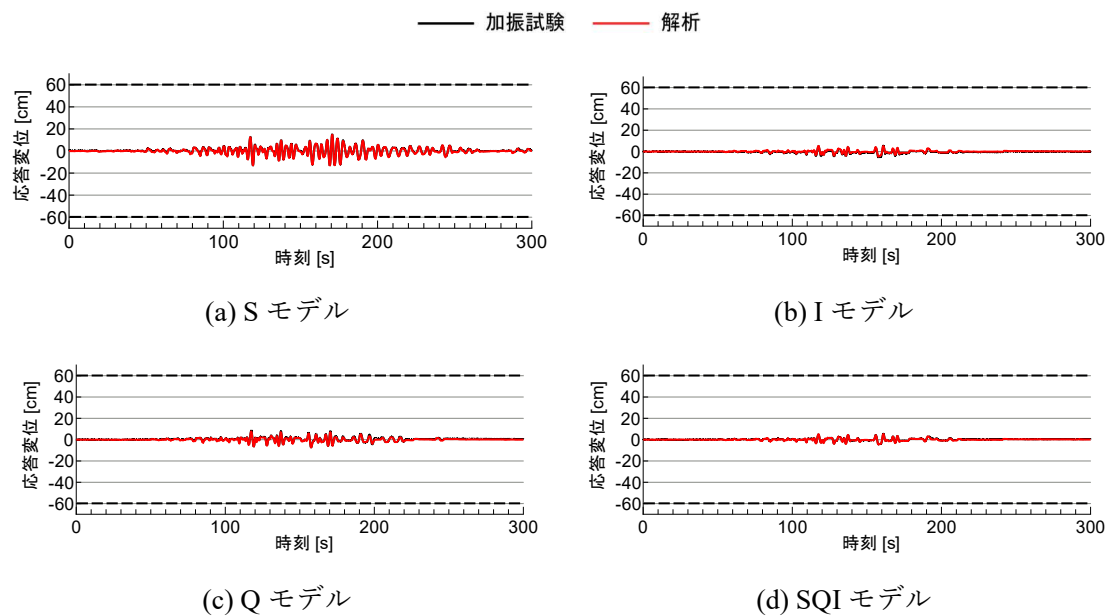


図 2.39 KA1

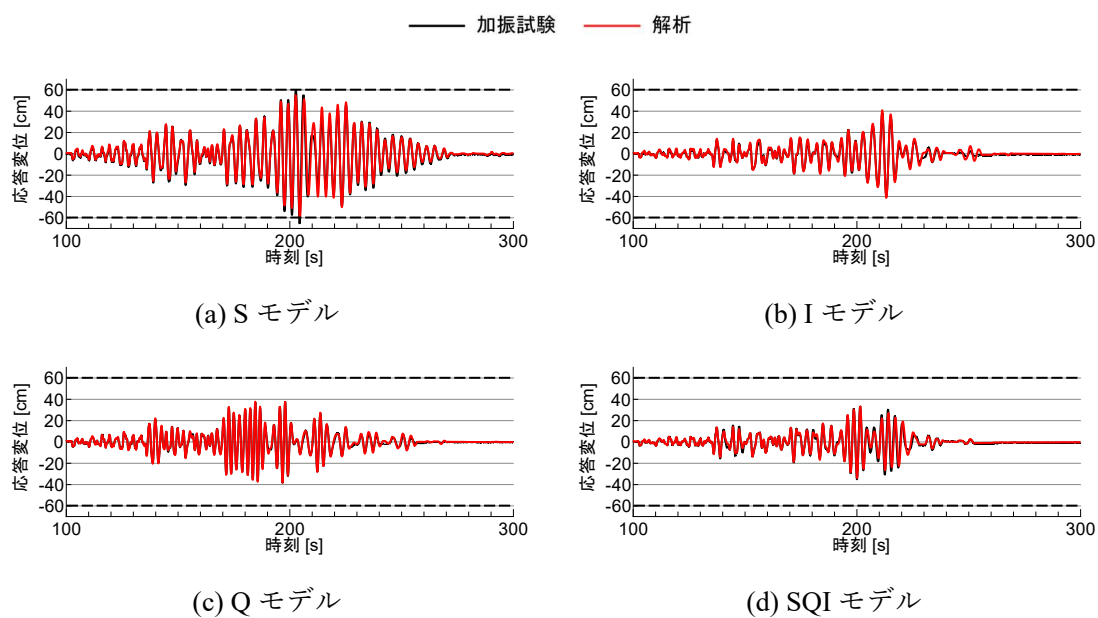


図 2.40 CH1

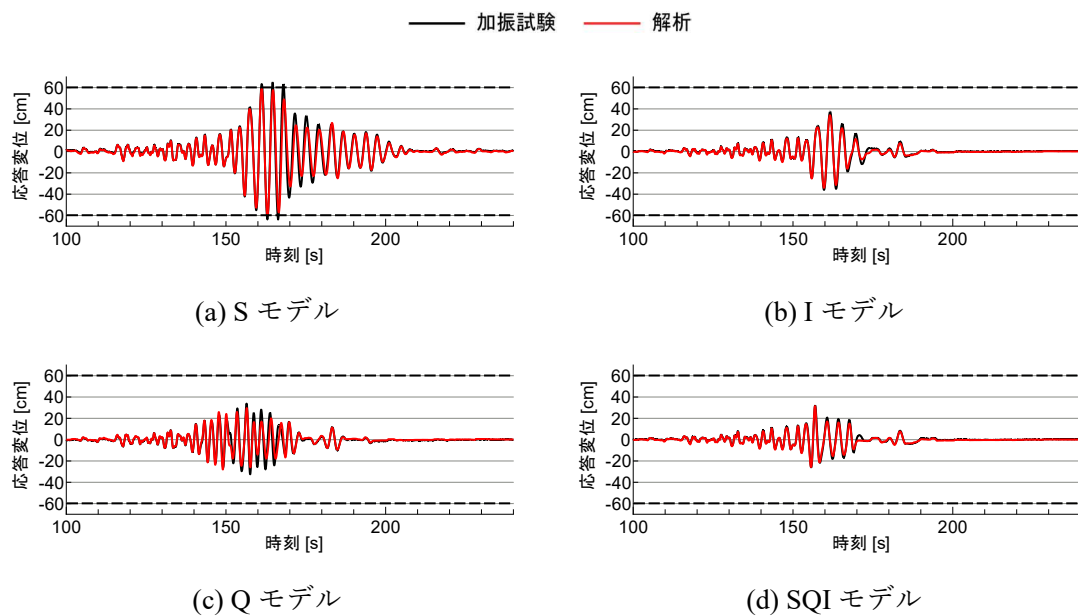


図 2.41 SZ1

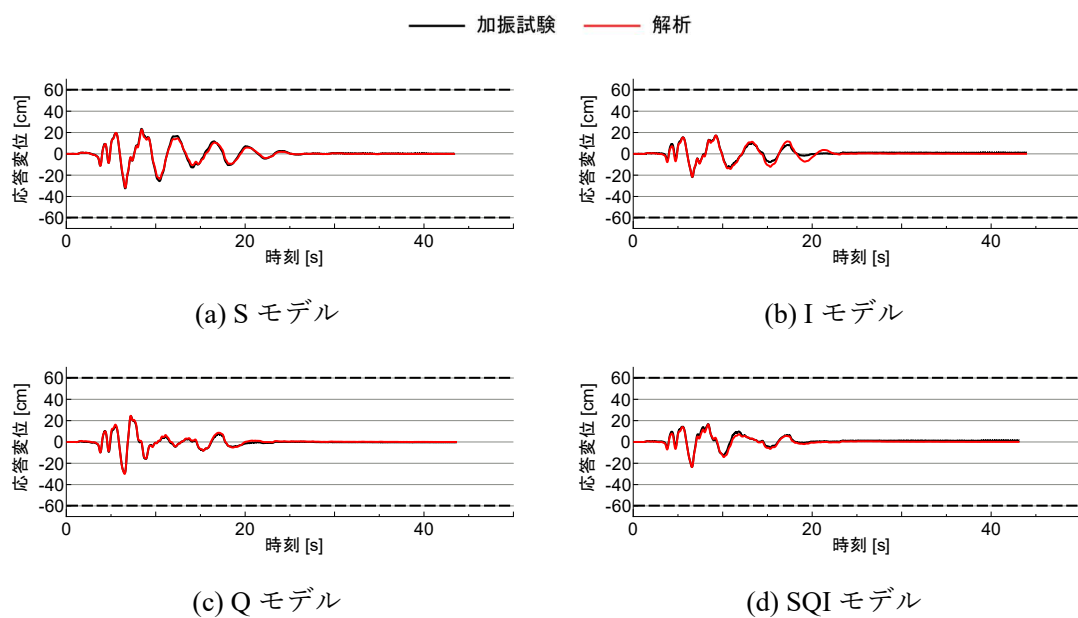


図 2.42 Kobe

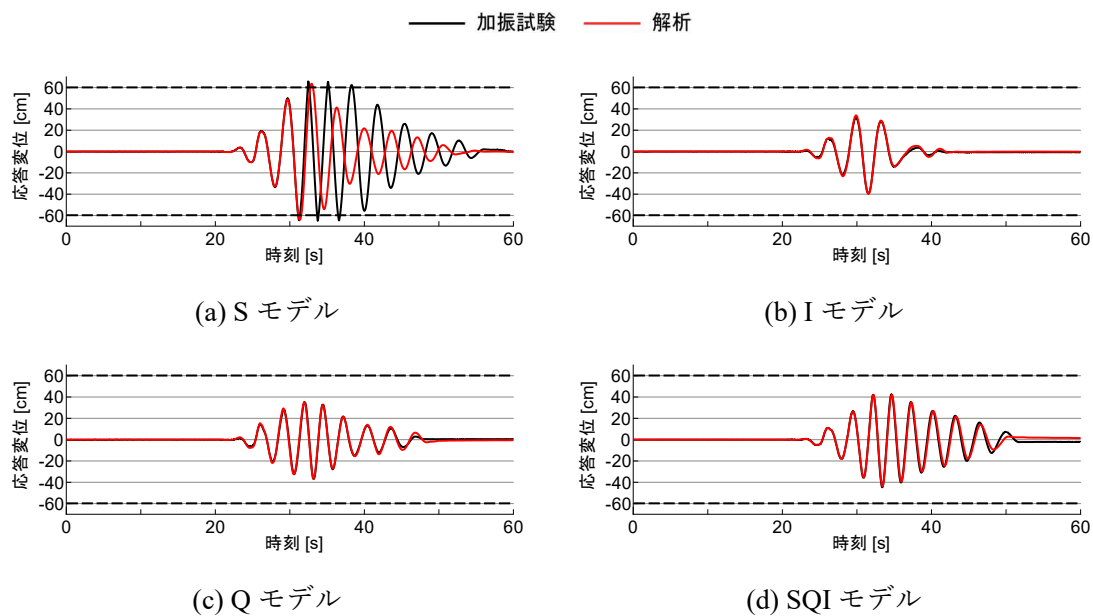


図 2.43 KMM

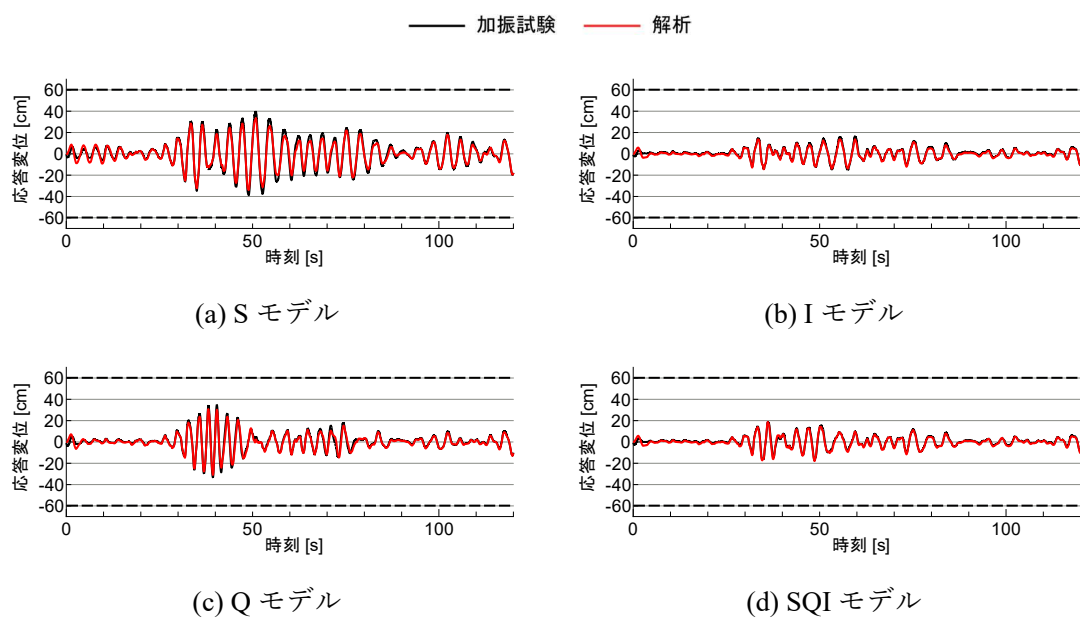


図 2.44 Art Hachinohe

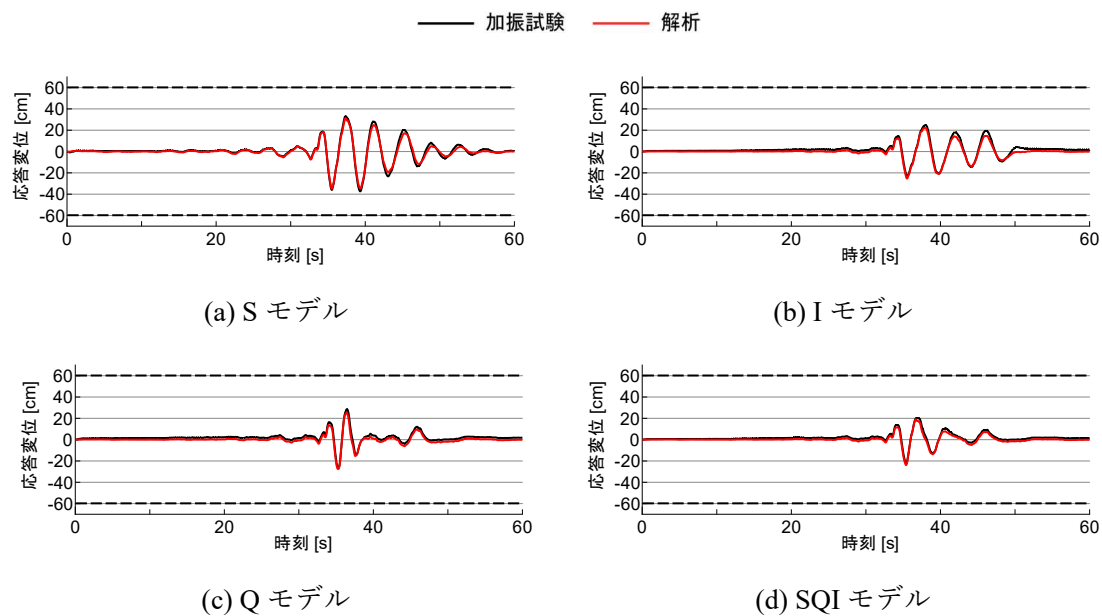


図 2.45 Art Kobe

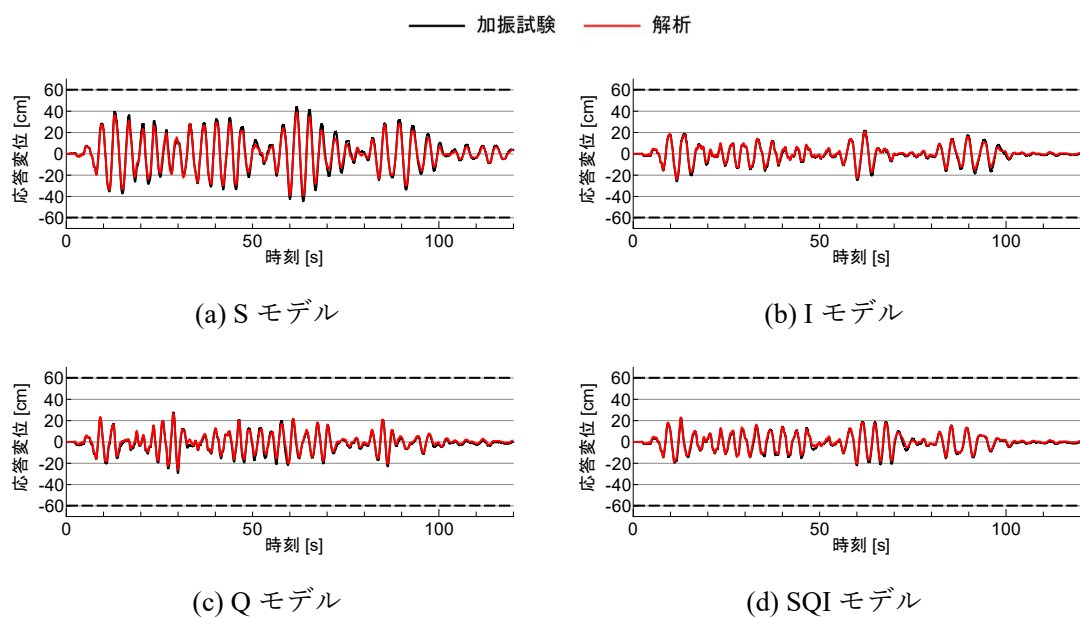
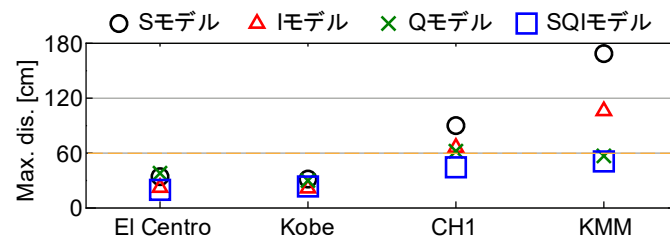
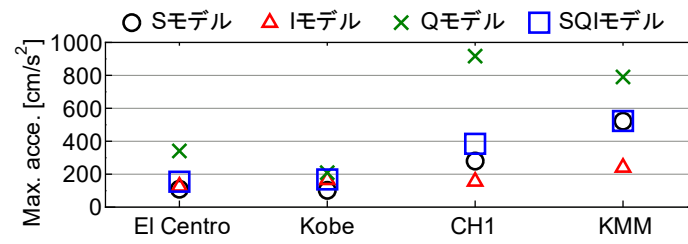


図 2.46 Art Random



(a) 最大応答変位



(b) 最大応答加速度

図 2.47 時刻歴応答解析による地震波加振に対する最大応答

2.5 まとめ

本章は、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた SQI モデルを理論・加振試験・解析の観点から検討した。得られた知見を以下にまとめる。

理論では、SQI モデルの基本特性を把握するために周波数応答曲線を求めた。周波数応答曲線は定常加振を想定し、近似解法を用いて代数方程式の形で示した。また、求めた代数方程式の判別式を用いて、SQI モデルにおける跳躍現象が発生する振動数比を導き出した。そのほかに、SQI モデルにおいて減衰や入力倍率に依存せず、周波数応答曲線の極大振幅を通る曲線である背骨曲線を式として示した。従来の免震建物モデル、慣性質量および硬化型復元力特性を単体で備えたモデル、SQI モデルの周波数応答曲線を比較して示した。周波数応答曲線から、慣性質量は増加するにつれて、周波数応答曲線の共振振幅は低振動数比側にシフトして増大することを確認した。硬化型復元力特性を備えることで硬化型復元力特性の剛性が増加するにつれて、周波数応答曲線は高振動数比側に曲がり極大振幅は減少することを確認した。また、定常加振の入力が増大するにつれて、極大振幅は増大しつつ高振動数比側にシフトしており、一つの振動数比に対して複数の応答を示す領域が拡大することを確認した。SQI モデルでは、慣性質量および硬化型復元力特性をそれぞれ単体で備えた場合と同様な傾向を有することが明らかとなった。

加振試験では、理論式の妥当性を確認するためにスイープ加振を行い、加えて過渡応答による評価を行うために地震波加振を実施した。試験体の応答変位のスケールは実際の免震建物の平均的な免震クリアランス規模を確保し、大型振動台により加振試験を実施した。スイープ加振により加振試験から周波数応答曲線を求め、理論式により求めた周波数応答曲線と比較することで、理論式の妥当性を確認した。地震波加振では特性の異なる地震波を用いて SQT モデルと従来の免震建物を想定したモデルとの最大応答変位・加速度の比較を行った。加振結果より、硬化型復元力特性と慣性質量を併用することは応答の安定性を向上させることを確認した。硬化型復元力特性を備えたモデルを対象にパルス性の地震動による加振に対して、応答波形の瞬間固有周期を分析した。これより、特定の振動数の加振には応答変位に応じて装置の剛性を増大させることでモデルの固有周期を変動させ、入力波との共振を回避し、応答変位を抑制することを明らかにした。

解析では、時刻歴応答解析の妥当性を確認するために、地震波加振に対する時刻歴応答変位波形を対象に加振試験結果との比較を行った。これより、時刻歴応答解析結果と加振結果を比較することで、時刻歴応答解析の妥当性を明らかにした。

以上より、SQI モデルを理論・加振試験・解析の観点から検討してきた。これらの検討を通して、SQI モデルにはいくつかの課題点が存在する。加振試験から、地震波加振を実施し SQI モデルと従来の免震建物モデルの最大応答変位を比較することで SQI モデルの変位抑制効果が確認できた。しかし、周波数応答曲線では、入力周波数が低振動数から高振動数へ変化するスイープ加振では応答変位が徐々に上昇することを確認している。また、SQI モデルの硬化型復元力剛性と慣性質量の建物想定部に対する仮想質量比の最適パラメータは

既往の論文によるパラメトリックスタディーによる検討から決定している。そのため、設計の見通しが悪い。加えて、慣性質量を免震層に剛接合することにより、外乱の高振動成分を建物上部に直接伝達することを理論により確認している。これらの課題点を解決すべく、第 3 章では従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた SQT モデルについて検討する。

第 2 章の参考文献

- 2.1 Hayashi C. Nonlinear Oscillations in Physical Systems. Princeton University Press 1985.
- 2.2 一松信：数値解析，朝倉書店，1982.
- 2.3 Carrella A. Passive Vibration Isolators with High-Static-Low-Dynamic-Stiffness. PhD thesis. ISVR. University of Southampton 2008.
- 2.4 田中佑治，福和伸夫，飛田潤，護雅史：国内免震建物のデータベース構築と現状分析，日本建築学会技術報告集，第 17 巻，第 35 号，pp.79-84，2011.
- 2.5 柴田明德：最新耐震構造解析第 2 版，森北出版株式会社，2003.
- 2.6 国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策について
https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_fr_000080.html,
(2024.10.18 参照).
- 2.7 Morita K, Takayama M. Behavior of Seismically Isolated Buildings during the 2016 Kumamoto Earthquakes. Proc. of 2017 NZSEE Conference. Wellington. New Zealand. 2017.
- 2.8 金子美香，熊谷仁志，岡田敬一：三次元大型振動台と三次元大振幅振動台の開発，日本地震工学会論文集，第 16 巻，第 9 号，pp.100-117，2016.
- 2.9 射場淳，渡辺宏一，宮本皓，石井建，菊地優：硬化型復元力と回転慣性質量を組み合わせた実大変位スケールの変位抑制型免震構造に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 88 巻，第 805 号，pp.426-436，2023.
- 2.10 OpenSees： <https://opensees.berkeley.edu/index.php>, (2024.11.7 参照) .

第 3 章

硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを 組み合わせた免震構造

3.1 概要

3.2 理論

3.3 加振試験

3.4 時刻歴応答解析

3.5 まとめ

3.1 概要

本章では、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた SQT モデルについて、理論・加振試験・解析の観点から検討する。第 2 章では、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた SQI モデルを扱った。SQI モデルでは、長周期パルス地震動に対して硬化型復元力特性による変位抑制効果が確認でき、さらに慣性質量を併用させることにより地震波加振に対して応答の安定化が確認できた。しかし、SQI モデルは硬化型復元力特性を備えることによって跳躍現象といった非線形現象が発生する可能性があり、スワイプ波のような特定の入力条件により応答性状が悪化する場合がある。また、最適な設計条件は現状でバレート解を応用したパラメトリックスタディーによって求めたものであり、設計の見通しが悪い。加えて、応答加速度についての周波数応答曲線により、慣性質量を免震層に剛接合することによって外乱の高振動成分が建物上部に直接伝達することを確認している。本章で扱う SQT モデルでは、SQI モデルで残されている上述の課題点を、硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせることによって改善を試みる。前章と同様に、はじめに、SQT モデルの基本特性を把握するために、定常加振状態における運動方程式から周波数応答曲線を表す代数方程式を導く。SQT モデルで使用する慣性質量ダンパーは、特定の振動数領域における応答の低減効果が期待できるが、設計するにあたり、そのチューニング振動数を決める必要がある。そこで、代数方程式の形で表される周波数応答曲線をもとに SQT モデルにおける慣性質量ダンパーのチューニング振動数を決定する設計式を提案する。数値計算により従来の免震建物モデル、従来の免震に硬化型復元力特性を備えたモデルおよび SQT モデルの周波数応答曲線を重ね描き比較することで、SQT モデルの変位抑制効果と SQT モデルにおける慣性質量ダンパーの設計式の有効性を評価する。続いて、SQT モデルを縮小試験体として具現化し、小型振動台を用いた加振試験を実施する。加振試験の目的は、加振試験により得られた周波数応答曲線と理論式による周波数応答曲線を比較することで理論式の妥当性を証明することである。加えて、様々な特性を有する複数の地震波による加振を行い、SQT モデルの有効性を加振試験により把握することである。最後に、縮小試験体を基に作成した解析モデルを用いて時刻歴応答解析を実施し、時刻歴応答解析の妥当性を確認する。加振試験では縮小試験体を用いた検討であったため、入力地震動において源波を用いた検討ができていない。このことを考慮して、一質点系を対象に源波およびその入力倍率を変えた地震動を用いて SQT モデルの有効性の確認を行う。

3.2 理論

本節では、周波数応答曲線を対象に理論により SQT モデルの応答特性について検討する。前章で扱った SQI モデルの検討では、硬化型復元力装置を備えた系の周波数応答特性および地震波加振から以下の利点と欠点が明らかとなった。利点としては、パルス性の地震動入力に対して系の固有周期を変動させることで共振による応答増大を回避できることが挙げられる。一方で欠点として、硬化型復元力特性を備えることによってスweep波のような時々刻々と変化するような入力波に対しては、入力振動数と系の固有振動数が一致しながら変化していき応答が増大していく。この結果、跳躍現象といった応答性状が極端に変化する条件が存在することになる。そこで、跳躍現象の発生を抑えるため、慣性質量ダンパーの、特定の振動数で付加質量を同調させ、そのチューニングした振動数の応答を低減させる特性を利用する。入力振動数と系の固有振動数が一致して応答が増大する領域に慣性質量ダンパーをチューニングさせることにより、硬化型復元力特性を備えることで発生する非線形現象による応答増大の阻止を図る。SQI モデルの欠点としてはほかに、慣性質量を免震層に直に挿入していることで外乱の高振動成分が建物の上部構造でそのまま伝達されることが挙げられる。慣性質量ダンパーでは慣性質量に直列にばね要素を介することで上記の問題が緩和できることが期待できる。

3.2.1 周波数応答曲線

図 3.1 に従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた 1 質点の SQT モデルを示す。建物想定部の質量を m 、免震装置の水平線形剛性を k 、ダッシュポットによる減衰を c 、免震クリアランスを x_{cl} 、硬化型復元力特性における剛性を k_q とする。慣性質量ダンパーは線形剛性 k_r と慣性質量の減衰 c_r を並列に配置し、そこに慣性質量 m_r を直列に連結したものを免震層に挿入する。また、 x は相対変位、 $\dot{x}$ は相対速度、 $\ddot{x}$ は相対加速度、 $\ddot{x}_g$ は地動加速度であり、添え字「1」は上部構造、「2」は慣性質量ダンパー内の質量 0 である仮想節点の情報とする。SQT モデルに対して調和地動加速度 $\ddot{x}_g \cos(\omega t)$ が作用した時の運動方程式は(3.1)、(3.2)式となる。

$$m\ddot{x}_1 + c\dot{x}_1 + kx_1 + k_q x_1^3 + k_r(x_1 - x_2) + c_r(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) = -m\ddot{x}_g \cos(\omega t) \quad (3.1)$$

$$m_r\ddot{x}_2 - k_r(x_1 - x_2) - c_r(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) = 0 \quad (3.2)$$

ここで、 $\omega_s^2 = k/m$ 、 $F = m\ddot{x}_g$ として、新たな時間のパラメータを $\tau := \omega_s t$ と置くと(3.1)、(3.2)式は(3.3)、(3.4)式となる。

$$m\omega_s^2 x_1'' + c\omega_s x_1' + kx_1 + k_q x_1^3 + k_r(x_1 - x_2) + c_r\omega_s(x_1' - x_2') = -F \cos\left(\omega \frac{\tau}{\omega_s}\right) \quad (3.3)$$

$$m_r\omega_s^2 x_2'' - k_r(x_1 - x_2) - c_r\omega_s(x_1' - x_2') = 0 \quad (3.4)$$

「'」は無次元化した時間 τ に関する微分である。(3.3)、(3.4)式の両辺を $m\omega_s^2 x_{cl}$ で除して無次元化すると(3.5)、(3.6)式となる。

$$\hat{x}_1'' + 2\zeta\hat{x}_1' + \hat{x}_1 + \kappa\hat{x}_1^3 + G(\hat{x}_1 - \hat{x}_2) + 2\zeta_r(\hat{x}_1' - \hat{x}_2') = -\hat{F} \cos(\Omega\tau) \quad (3.5)$$

$$\gamma \hat{x}_2'' - G(\hat{x}_1 - \hat{x}_2) - 2\zeta_r(\hat{x}_1' - \hat{x}_2') = 0 \quad (3.6)$$

ここに,

$$\Omega = \frac{\omega}{\omega_s}, \quad \kappa = \frac{k_q x_{cl}^2}{k}, \quad \gamma = \frac{m_r}{m}, \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega_s}, \quad \zeta_r = \frac{c_r}{2m\omega_s}, \quad G = \frac{k_r}{k}, \quad \hat{F} = \frac{F}{kx_{cl}}$$

$$\hat{x}_1'' = \frac{\ddot{x}_1}{\omega_s^2 x_{cl}}, \quad \hat{x}_1' = \frac{\dot{x}_1}{\omega_s x_{cl}}, \quad \hat{x}_1 = \frac{x_1}{x_{cl}}, \quad \hat{x}_2'' = \frac{\ddot{x}_2}{\omega_s^2 x_{cl}}, \quad \hat{x}_2' = \frac{\dot{x}_2}{\omega_s x_{cl}}, \quad \hat{x}_2 = \frac{x_2}{x_{cl}}$$

(3.5), (3.6)式は HB 法から解を 1 次までのフーリエ級数として仮定すると, 変位 $\hat{x}$, 速度 $\hat{x}'$, 加速度 $\hat{x}''$, $\hat{x}^3$ は次の(3.7)~(3.14)式となる。

$$\hat{x}_1 = \hat{X}_1 \cos(\Omega\tau) + \hat{X}_2 \sin(\Omega\tau) \quad (3.7)$$

$$\hat{x}_1' = -\Omega \hat{X}_1 \sin(\Omega\tau) + \Omega \hat{X}_2 \cos(\Omega\tau) \quad (3.8)$$

$$\hat{x}_1'' = -\Omega^2 \hat{X}_1 \cos(\Omega\tau) - \Omega^2 \hat{X}_2 \sin(\Omega\tau) \quad (3.9)$$

$$\begin{aligned} \hat{x}_1^3 &= \hat{X}_1^3 \cos^3(\Omega\tau) + 3\hat{X}_1^2 \hat{X}_2 \cos^2(\Omega\tau) \sin(\Omega\tau) + 3\hat{X}_1 \hat{X}_2^2 \cos(\Omega\tau) \sin^2(\Omega\tau) \\ &\quad + \hat{X}_2^3 \sin^3(\Omega\tau) \\ &= \frac{3}{4}(\hat{X}_1^3 + \hat{X}_1 \hat{X}_2^2) \cos(\Omega\tau) + \frac{3}{4}(\hat{X}_2^3 + \hat{X}_1^2 \hat{X}_2) \sin(\Omega\tau) \\ &\quad + \frac{1}{4}(\hat{X}_1^3 - 3\hat{X}_1 \hat{X}_2^2) \cos(3\Omega\tau) - \frac{1}{4}(\hat{X}_2^3 - 3\hat{X}_1^2 \hat{X}_2) \sin(3\Omega\tau) \end{aligned} \quad (3.10)$$

$$\hat{x}_2 = \hat{X}_3 \cos(\Omega\tau) + \hat{X}_4 \sin(\Omega\tau) \quad (3.11)$$

$$\hat{x}_2' = -\Omega \hat{X}_3 \sin(\Omega\tau) + \Omega \hat{X}_4 \cos(\Omega\tau) \quad (3.12)$$

$$\hat{x}_2'' = -\Omega^2 \hat{X}_3 \cos(\Omega\tau) - \Omega^2 \hat{X}_4 \sin(\Omega\tau) \quad (3.13)$$

$$\begin{aligned} \hat{x}_2^3 &= \hat{X}_3^3 \cos^3(\Omega\tau) + 3\hat{X}_3^2 \hat{X}_4 \cos^2(\Omega\tau) \sin(\Omega\tau) + 3\hat{X}_3 \hat{X}_4^2 \cos(\Omega\tau) \sin^2(\Omega\tau) \\ &\quad + \hat{X}_4^3 \sin^3(\Omega\tau) \\ &= \frac{3}{4}(\hat{X}_3^3 + \hat{X}_3 \hat{X}_4^2) \cos(\Omega\tau) + \frac{3}{4}(\hat{X}_4^3 + \hat{X}_3^2 \hat{X}_4) \sin(\Omega\tau) \\ &\quad + \frac{1}{4}(\hat{X}_3^3 - 3\hat{X}_3 \hat{X}_4^2) \cos(3\Omega\tau) - \frac{1}{4}(\hat{X}_4^3 - 3\hat{X}_3^2 \hat{X}_4) \sin(3\Omega\tau) \end{aligned} \quad (3.14)$$

(3.10), (3.14)式において高調波の影響を無視 (付録 A) して, (3.7)~(3.14)式を(3.5)式へ代入し, $\cos(\Omega\tau)$ および $\sin(\Omega\tau)$ について整理すると(3.15)式となる。

$$\begin{aligned} &\left\{ -\Omega^2 \hat{X}_1 + 2\zeta \Omega \hat{X}_2 + \hat{X}_1 + \frac{3}{4} \kappa (\hat{X}_1^3 + \hat{X}_1 \hat{X}_2^2) \right\} \cos(\Omega\tau) \\ &\quad + \left\{ +G(\hat{X}_1 - \hat{X}_3) + 2\zeta_r \Omega (\hat{X}_2 - \hat{X}_4) + \hat{F} \right\} \sin(\Omega\tau) \\ &\quad + \left\{ -\Omega^2 \hat{X}_2 - 2\zeta \Omega \hat{X}_1 + \hat{X}_2 + \frac{3}{4} \kappa (\hat{X}_2^3 + \hat{X}_2 \hat{X}_1^2) \right\} \sin(\Omega\tau) \\ &\quad + \left\{ +G(\hat{X}_2 - \hat{X}_4) - 2\zeta_r \Omega (\hat{X}_1 - \hat{X}_3) \right\} \cos(\Omega\tau) = 0 \end{aligned} \quad (3.15)$$

(3.15)式は恒等式であるため, $\sin$ と $\cos$ の係数が常に 0 を満たす。これより, (3.15)式から (3.16), (3.17)式を得る。

$$\begin{aligned}
& -\Omega^2 \hat{X}_1 + 2\zeta\Omega \hat{X}_2 + \hat{X}_1 + \frac{3}{4}\kappa(\hat{X}_1^3 + \hat{X}_1 \hat{X}_2^2) \\
& + G(\hat{X}_1 - \hat{X}_3) + 2\zeta_r\Omega(\hat{X}_2 - \hat{X}_4) + \hat{F} = 0
\end{aligned} \tag{3.16}$$

$$-\Omega^2 \hat{X}_2 - 2\zeta\Omega \hat{X}_1 + \hat{X}_2 + \frac{3}{4}\kappa(\hat{X}_2^3 + \hat{X}_2 \hat{X}_1^2) + G(\hat{X}_2 - \hat{X}_4) - 2\zeta_r\Omega(\hat{X}_1 - \hat{X}_3) = 0 \tag{3.17}$$

(3.18)式より $\hat{X}_1, \hat{X}_2, \hat{X}_3, \hat{X}_4$ を極座標へ変換する。

$$\hat{X}_1 = \hat{d}_1 \cos \theta_1, \quad \hat{X}_2 = \hat{d}_1 \sin \theta_1, \quad \hat{X}_3 = \hat{d}_2 \cos \theta_2, \quad \hat{X}_4 = \hat{d}_2 \sin \theta_2 \tag{3.18}$$

ここに、 $\hat{d}$ は振幅比とする。(3.18)式を(3.16), (3.17)式に代入して(3.19), (3.20)式を得る。

$$\begin{aligned}
& -\Omega^2 \hat{d}_1 \cos \theta_1 + 2\zeta\Omega \hat{d}_1 \sin \theta_1 + \hat{d}_1 \cos \theta_1 + \frac{3}{4}\kappa \hat{d}_1^3 \cos \theta_1 \\
& + G(\hat{d}_1 \cos \theta_1 - \hat{d}_2 \cos \theta_2) + 2\zeta_r\Omega(\hat{d}_1 \sin \theta_1 - \hat{d}_2 \sin \theta_2) + \hat{F} = 0
\end{aligned} \tag{3.19}$$

$$\begin{aligned}
& -\Omega^2 \hat{d}_1 \sin \theta_1 - 2\zeta\Omega \hat{d}_1 \cos \theta_1 + \hat{d}_1 \sin \theta_1 + \frac{3}{4}\kappa \hat{d}_1^3 \sin \theta_1 \\
& + G(\hat{d}_1 \sin \theta_1 - \hat{d}_2 \sin \theta_2) - 2\zeta_r\Omega(\hat{d}_1 \cos \theta_1 - \hat{d}_2 \cos \theta_2) = 0
\end{aligned} \tag{3.20}$$

(3.19)式 $\times \sin \theta_1$ - (3.20)式 $\times \cos \theta_1$ より (3.21), (3.22)式となる。

$$\sin \theta_1 = \frac{-2(\zeta + \zeta_r)\Omega \hat{d}_1 - G \hat{d}_2 \sin(\theta_2 - \theta_1) + 2\zeta_r\Omega \hat{d}_2 \cos(\theta_2 - \theta_1)}{\hat{F}} \tag{3.21}$$

(3.19)式 $\times \cos \theta_1$ + (3.20)式 $\times \sin \theta_1$ より

$$\cos \theta_1 = \frac{-(1 - \Omega^2)\hat{d}_1 - \frac{3}{4}\kappa \hat{d}_1^3 - G \hat{d}_1 + G \hat{d}_2 \cos(\theta_2 - \theta_1) + 2\zeta_r\Omega \hat{d}_2 \sin(\theta_2 - \theta_1)}{\hat{F}} \tag{3.22}$$

一方で、(3.7)~(3.14)式を(3.6)式へ代入し、 $\cos(\Omega\tau)$ および $\sin(\Omega\tau)$ について整理すると(3.23)式となる。

$$\begin{aligned}
& \{-\gamma\Omega^2 \hat{X}_3 - G(\hat{X}_1 - \hat{X}_3) - 2\zeta_r\Omega(\hat{X}_2 - \hat{X}_4)\} \cos(\Omega\tau) \\
& + \{-\gamma\Omega^2 \hat{X}_4 - G(\hat{X}_2 - \hat{X}_4) + 2\zeta_r\Omega(\hat{X}_1 - \hat{X}_3)\} \sin(\Omega\tau) = 0
\end{aligned} \tag{3.23}$$

(3.23)式は恒等式であるため、 $\sin$ と $\cos$ の係数が常に 0 を満たす。これより、(3.23)式から(3.24), (3.25)式を得る。

$$-\gamma\Omega^2 \hat{X}_3 - G(\hat{X}_1 - \hat{X}_3) - 2\zeta_r\Omega(\hat{X}_2 - \hat{X}_4) = 0 \tag{3.24}$$

$$-\gamma\Omega^2 \hat{X}_4 - G(\hat{X}_2 - \hat{X}_4) + 2\zeta_r\Omega(\hat{X}_1 - \hat{X}_3) = 0 \tag{3.25}$$

(3.18)式より(3.24), (3.25)式は(3.26), (3.27)式となる。

$$-\gamma\Omega^2 \hat{d}_2 \cos \theta_2 - G(\hat{d}_1 \cos \theta_1 - \hat{d}_2 \cos \theta_2) - 2\zeta_r\Omega(\hat{d}_1 \sin \theta_1 - \hat{d}_2 \sin \theta_2) = 0 \tag{3.26}$$

$$-\gamma\Omega^2 \hat{d}_2 \sin \theta_2 - G(\hat{d}_1 \sin \theta_1 - \hat{d}_2 \sin \theta_2) + 2\zeta_r\Omega(\hat{d}_1 \cos \theta_1 - \hat{d}_2 \cos \theta_2) = 0 \tag{3.27}$$

(3.26)式 $\times \sin \theta_2$ - (3.27)式 $\times \cos \theta_2$ より(3.28)式となる。

$$-G \hat{d}_1 \sin(\theta_2 - \theta_1) - 2\zeta_r\Omega \hat{d}_1 \cos(\theta_2 - \theta_1) + 2\zeta_r\Omega \hat{d}_2 = 0 \tag{3.28}$$

(3.26)式×cos θ_2 +(3.27)式×sin θ_2 より(3.29)式となる。

$$-\gamma\Omega^2\hat{d}_2 - G\hat{d}_1\cos(\theta_2 - \theta_1) + G\hat{d}_2 + 2\zeta_r\Omega\hat{d}_1\sin(\theta_2 - \theta_1) = 0 \quad (3.29)$$

(3.28)式を(3.29)式に代入し、sin($\theta_2 - \theta_1$)を消去すると(3.30)式となる。

$$\cos(\theta_2 - \theta_1) = \frac{4\zeta_r^2\Omega^2 + G^2 - G\gamma\Omega^2}{4\zeta_r^2\Omega^2 + G^2} \cdot \frac{\hat{d}_2}{\hat{d}_1} \quad (3.30)$$

(3.30)式を(3.28)式に代入すると(3.31)式となる。

$$\sin(\theta_2 - \theta_1) = \frac{2\zeta_r\gamma\Omega^3}{4\zeta_r^2\Omega^2 + G^2} \cdot \frac{\hat{d}_2}{\hat{d}_1} \quad (3.31)$$

sin²($\theta_2 - \theta_1$) + cos²($\theta_2 - \theta_1$) = 1の関係から、(3.30)、(3.31)式より(3.32)式を得る。

$$\hat{d}_2 = \frac{\left(4\frac{\zeta_r^2\Omega^2}{G} + G\right)\left(\frac{G}{\Omega}\right)}{\sqrt{\left(\frac{G}{\Omega}\right)^2\left(4\frac{\zeta_r^2\Omega^2}{G} + G - \gamma\Omega^2\right)^2 + 4\zeta_r^2\gamma^2\Omega^4}} \hat{d}_1 \quad (3.32)$$

(3.32)式を(3.30)、(3.31)式へ代入すると(3.33)、(3.34)式を得る。

$$\cos(\theta_2 - \theta_1) = \frac{\left(\frac{G}{\Omega}\right)\left(4\frac{\zeta_r^2\Omega^2}{G} + G - \gamma\Omega^2\right)}{\sqrt{\left(\frac{G}{\Omega}\right)^2\left(4\frac{\zeta_r^2\Omega^2}{G} + G - \gamma\Omega^2\right)^2 + 4\zeta_r^2\gamma^2\Omega^4}} \quad (3.33)$$

$$\sin(\theta_2 - \theta_1) = \frac{2\zeta_r\gamma\Omega^2}{\sqrt{\left(\frac{G}{\Omega}\right)^2\left(4\frac{\zeta_r^2\Omega^2}{G} + G - \gamma\Omega^2\right)^2 + 4\zeta_r^2\gamma^2\Omega^4}} \quad (3.34)$$

ここで、(3.21)、(3.22)、(3.32)、(3.33)、(3.34)式より(3.35)式が求まる。

$$\begin{aligned} & \{2(\zeta + \zeta_r)\Omega\hat{d}_1 + Gs\hat{d}_1 - 2\zeta_r\Omega t\hat{d}_1\}^2 \\ & + \left\{(G - \Omega^2)\hat{d}_1 + \hat{d}_1 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_1^3 - Gt\hat{d}_1 - 2\zeta_r\Omega s\hat{d}_1\right\}^2 = \hat{F}^2 \end{aligned} \quad (3.35)$$

ここに、

$$s = \frac{G\gamma^2\Omega^3}{2\zeta_r}Q, \quad t = G^2Q, \quad Q = \frac{4\zeta_r^2 + \gamma^2\Omega^2}{4\zeta_r^2G^2 + \gamma^4\Omega^6}$$

(3.35)式を $\hat{d}_1$ を基準に整理することで上部構造の $\hat{d}_1$ と Ω の関係式(3.36)式が得られる。

$$\begin{aligned} & \frac{9}{16}\kappa^2\hat{d}_1^6 + \frac{3}{2}\kappa\{1 + G(1 - t) - \Omega^2 - 2\zeta_r s\Omega\}\hat{d}_1^4 \\ & + [\{1 + G(1 - t) - \Omega^2 - 2\zeta_r s\Omega\}^2 + \{2(\zeta + \zeta_r)\Omega + Gs - 2\zeta_r\Omega t\}^2]\hat{d}_1^2 - \hat{F}^2 = 0 \end{aligned} \quad (3.36)$$

(3.36)式は特定の振動数比 Ω_p において $\hat{d}_1^2$ の3次方程式と見なすことができる。第2章と同様に、本章では3次方程式を解くにあたって、3次方程式解の公式であるカルダノの公式を使用して周波数応答曲線を求める。

Ω_p における最大応答加速度を最大入力加速度で除した応答加速度倍率 $|\hat{a}_1|$ を求める。

(3.18), (3.21), (3.22), (3.32)式より(3.7)式は(3.37)式となる。また、加速度 $\hat{x}_1''$ は(3.37)式の二階微分より(3.38)式となる。

$$\hat{x}_1 = \hat{d}_1 \sin(\Omega\tau + \alpha) \quad (3.37)$$

$$\hat{x}_1'' = -\Omega^2 \hat{d}_1 \sin(\Omega\tau + \alpha) \quad (3.38)$$

ただし、

$$\sin \alpha = \cos \theta_1 = -\frac{G(1-t) - \Omega^2 + 1 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_1^2 - 2\zeta_r\Omega s}{\hat{F}}\hat{d}_1 \quad (3.39)$$

$$\cos \alpha = \sin \theta_1 = -\frac{2(\zeta + \zeta_r)\Omega + Gs - 2\zeta_r\Omega t}{\hat{F}}\hat{d}_1 \quad (3.40)$$

応答絶対加速度は(3.41)式となり、 Ω をパラメータとしたときの最大応答絶対加速度は(3.42)式となる。

$$\begin{aligned} \ddot{x}_1 + \ddot{x}_g &= -\omega_s^2 x_{cl} \Omega^2 \hat{d}_1 \sin(\Omega\tau + \alpha) + \ddot{x}_g \cos(\Omega\tau) \\ &= \sqrt{(\omega_s^2 x_{cl} \Omega^2 \hat{d}_1)^2 - 2\ddot{x}_g \omega_s^2 x_{cl} \Omega^2 \hat{d}_1 \sin \alpha + \ddot{x}_g^2} \sin(\Omega\tau + \alpha) \end{aligned} \quad (3.41)$$

$$|\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g|_{\max} = \sqrt{(\omega_s^2 x_{cl} \Omega^2 \hat{d}_1)^2 - 2\ddot{x}_g \omega_s^2 x_{cl} \Omega^2 \hat{d}_1 \sin \alpha + \ddot{x}_g^2} \quad (3.42)$$

入力加速度の最大値 $|\ddot{x}_g|_{\max}$ は $|\ddot{x}_g|_{\max} = |\ddot{x}_g|$ であるため、応答絶対加速度の最大値を入力加速度の最大値で除した応答加速度倍率 $|\hat{a}_1|$ は(3.43)式となる。

$$|\hat{a}_1| = \frac{|\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g|_{\max}}{|\ddot{x}_g|_{\max}} = \frac{1}{\hat{F}} \sqrt{(\Omega^2 \hat{d}_1)^2 - 2\hat{F}\Omega^2 \hat{d}_1 \sin \alpha + \hat{F}^2} \quad (3.43)$$

本節では、従来の免震建物を S モデル、S モデルに硬化型復元力特性を備えた Q モデル、SQT モデルの 3 つのモデルを対象に検討する。

3.2.2 SQT モデルにおける慣性質量ダンパーのチューニング振動数比 Ω_{TID}

慣性質量ダンパーは TMD と同様に、特定の振動数で付加（仮想）質量を同調させることで、そのチューニングした振動数の応答を低減させることができる。そのため、SQT モデルの応答特性に沿った慣性質量ダンパーのチューニング振動数を決める設計手法が必要となる。本項では、SQT モデルにおける慣性質量ダンパーのチューニング振動数 Ω_{TID} を決める設計式を提案する。

SQT モデルの慣性質量ダンパーのチューニング振動数に関する設計式を提案する上で、建物の応答には変位と加速度にトレードオフの関係があることに着目した。免震建物は耐震建物に対して免震層で応答変位を免震クリアランス範囲内で許容することで応答加速度の低減を実現した。これは、トレードオフの関係からすると、応答変位を増大させることで応答加速度の低減化を図っている。視点を変えると、与えられた免震クリアランスを限界まで有効に活用することは、その免震建物において応答加速度の低減効果を最大限引き出せ

と考えられる。このような観点から、SQT モデルの周波数応答曲線から慣性質量ダンパーのチューニング振動数 Ω_{TID} を決定する。

はじめに Q モデルの跳躍現象が生じる振動数比 Ω_{jd} (Jump down が発生する振動数比), Ω_{ju} (Jump up が発生する振動数比) を閉じた式で表す。跳躍現象が生じる振動数比で囲まれた領域では複数の応答解が生じる。この領域において、慣性質量ダンパーにより上部に生じる解を下部の応答解に抑えることで応答の改善を図る。実際には、SQT モデルの周波数応答曲線は入力大きさによってその形状が異なるため、入力大きさが慣性質量ダンパーのチューニング振動数を決める一つのパラメーターとなる。入力のパラメーターを一意的に決定するために、Jump up により応答変位が増幅した後の変位と免震クリアランスが一致する条件を考慮する。この条件によって SQT モデルが慣性質量ダンパーを用いることで応答の改善が図れる最大入力パラメータ $\hat{F}_{max}$ を求める。得られた $\hat{F}_{max}$ を Ω_{ju} に代入することで SQT モデルにおける慣性質量ダンパーのチューニング振動数 Ω_{TID} を求める。提案式によって設計することにより、SQT モデルが免震クリアランスを最大限活用しつつ擁壁衝突は避けられ、応答加速度の低減も図れることが期待できる。

Q モデルの跳躍現象が生じる振動数比 Ω_{jd} , Ω_{ju} を文献^{1.66)}を参考に導出する。(3.36)式において Q モデルの振幅比 $\hat{d}_1$ と振動数比 Ω の関係式は(3.44)式となる。

$$\frac{9}{16}\kappa^2\hat{d}_1^6 + \frac{3}{2}(1 - \Omega^2)\kappa\hat{d}_1^4 + [(1 - \Omega^2)^2 + 4\zeta^2\Omega^2]\hat{d}_1^2 - \hat{F}^2 = 0 \quad (3.44)$$

(3.44)式において、 $\kappa = 5.0, \zeta = 0.15, \hat{F} = 0.5$ のときの周波数応答曲線および Ω_{jd} , Ω_{ju} を図 3.2 に示す。ここで、(3.44)式を Ω について整理すると(3.45)式となる。

$$\Omega^4 - 2\left(1 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_1^2 - 2\zeta^2\right)\Omega^2 + \left(1 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_1^2\right)^2 - \frac{\hat{F}^2}{\hat{d}_1^2} = 0 \quad (3.45)$$

(3.45)式は Ω^2 に関する 2 次方程式と見なして Ω について解く。このとき、 Ω の正の実数解は(3.46), (3.47)式となる。

$$\Omega_1 = \sqrt{1 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_1^2 - 2\zeta^2 - \frac{1}{\hat{d}_1}\sqrt{\hat{F}^2 - 4\zeta^2\hat{d}_1^2\left(1 - \zeta^2 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_1^2\right)}} \quad (3.46)$$

$$\Omega_2 = \sqrt{1 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_1^2 - 2\zeta^2 + \frac{1}{\hat{d}_1}\sqrt{\hat{F}^2 - 4\zeta^2\hat{d}_1^2\left(1 - \zeta^2 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_1^2\right)}} \quad (3.47)$$

(3.45)式において Ω が実数解を持つ判別式 D の条件は(3.48)式となる。

$$D = \frac{\hat{F}^2}{\hat{d}_1^2} - 4\zeta^2\left(1 - \zeta^2 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_1^2\right) \geq 0 \quad (3.48)$$

図 3.3 より、Jump down が発生する振動数比は $|\hat{d}_1| = |\hat{d}_{1max}|$ の条件と考えられる。これより、 $|\hat{d}_1| = |\hat{d}_{1max}|$ のとき、(3.46), (3.47)式が等しいことから(3.49)式が導きだせる。また、この条件は判別式 D の(3.48)式の等号成立条件でもある。

$$\frac{\hat{F}^2}{\hat{d}_1^2} - 4\zeta^2 \left(1 - \zeta^2 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_1^2\right) = 0 \quad (3.49)$$

(3.49)式を $\hat{d}_1^2$ で整理すると(3.50)式となる。

$$3\kappa\zeta^2\hat{d}_1^4 + 4\zeta^2(1 - \zeta^2)\hat{d}_1^2 - \hat{F}^2 = 0 \quad (3.50)$$

(3.50)式を $\hat{d}_1^2$ の二次方程式と見なして解くと(3.51)式を得る。

$$\hat{d}_1^2 = \frac{-2(1 - \zeta^2) \pm 2\sqrt{(1 - \zeta^2)^2 + \frac{3}{4}\frac{\hat{F}^2}{\zeta^2}}}{3\kappa} \quad (3.51)$$

ここで、 $1 \gg \zeta^2$ とすることで $\hat{d}_{1max}$ が(3.52)式として求まる。

$$\hat{d}_{1max} = \sqrt{\frac{2}{3\kappa} \left(\sqrt{\frac{3\hat{F}^2\kappa}{4\zeta^2} + 1} - 1 \right)} \quad (3.52)$$

Jump down が発生する振動数比 Ω_{jd} は(3.46)式または(3.47)式に(3.52)式を代入することで求めることができ、その時の Ω_{jd} は(3.53)式となる。

$$\begin{aligned} \Omega_{jd} &= \sqrt{1 + \frac{3}{4}\kappa \cdot \frac{2}{3\kappa} \left(\sqrt{\frac{3\hat{F}^2\kappa}{4\zeta^2} + 1} - 1 \right) - 2\zeta^2} \\ &= \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{3\hat{F}^2\kappa}{4\zeta^2} + 1} + 1 \right) - 2\zeta^2} \end{aligned} \quad (3.53)$$

次に、Jump up が発生する振動数比 Ω_{ju} を求める。Q モデルにおいて $\kappa > 0$ のため、Jump up は振動数比 Ω_2 ($\Omega_2 > \Omega_1$) で発生する。また、Jump up の発生する振動数比 Ω_2 においては ζ による影響が小さいため^{1.66)}、 $\frac{d\Omega_2}{d\hat{d}_1}\Big|_{\zeta=0} = 0$ の条件により Ω_{ju} における振幅 $\hat{d}_{1up}$ が求まる (図 3.

4)。

$$\frac{d\Omega_2}{d\hat{d}_1}\Big|_{\zeta=0} = \frac{3\kappa\hat{d}_1^3 - 2\hat{F}}{2\hat{d}_1\sqrt{\hat{d}_1(3\kappa\hat{d}_1^3 + 4\hat{d}_1 + 4\hat{F})}} = 0 \quad (3.54)$$

(3.54)式より、Jump up が発生するときの $\hat{d}_{1up}$ は(3.55)式となる。

$$\hat{d}_{1up} = \left(\frac{2\hat{F}}{3\kappa}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.55)$$

また、このときの振動数比 Ω_{ju} は(3.55)式を(3.47)式に代入し(3.56)式となる。

$$\begin{aligned}
\Omega_{Ju} &= \sqrt{1 + \frac{3}{4}\kappa\hat{d}_{1up}^2 + \frac{\hat{F}}{\hat{d}_{1up}}} \\
&= \sqrt{1 + \frac{3}{4}\kappa\left(\frac{2\hat{F}}{3\kappa}\right)^{\frac{2}{3}} + \hat{F}\left(\frac{3\kappa}{2\hat{F}}\right)^{\frac{1}{3}}} \\
&= \sqrt{1 + \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{4}{3}}\kappa^{\frac{1}{3}}\hat{F}^{\frac{2}{3}}}
\end{aligned} \tag{3.56}$$

以上より、 Ω_{Jd}, Ω_{Ju} が求められた。続いて、SQT モデルが慣性質量ダンパーを用いることで応答の改善が図れる最大の入力パラメータ $\hat{F}_{max}$ を求める。

図 3.5 に Q モデルにおいて、入力に関するパラメータ $\hat{F}$ による周波数応答特性の比較を示す。図 3.5 における他のパラメータは $\kappa = 5.0$, $\zeta = 0.15$ とする。 $\hat{F}$ が増大するにつれて周波数応答曲線の最大値（以下、極大点）も増大している。また、一つの振動数比に対して複数解が生じる領域が生じ、その領域幅も増大している。ここで、 Ω_{Jd}, Ω_{Ju} によって領域 A, B, C と区分する。領域 A, C では解を 1 つ、領域 B では解を 3 つ、各領域の境界で解を 2 つもつ。領域 B において、上の解は **resonance branch**、下の解は **non-resonance branch**、真ん中に位置する解は **unstable branch** と呼ばれる^{3.2)}。**unstable branch** は、解としては存在するものの摂動により再現することが困難であるため、実際の現象として再現されないことを考慮し、本研究では検討対象外とする。

SQT モデルでは慣性質量ダンパーを用いることで領域 B の **resonance branch**（図 3.5 中 N1）の応答を下の **non-resonance branch**（図 3.5 中 N2）の応答に抑える。この場合、SQT モデルの最大応答変位は図 3.5 中の $\hat{d}_{1max2}$ となる。そのため、 $\hat{d}_{1max2} < 1$ のとき、SQT モデルの応答変位は免震クリアランス範囲内に抑えられることとなる。ここで、 Ω_{Ju} において $\hat{d}_1 = 1$ の条件を考える。つまり、振動数比 Ω_{Ju} において応答変位 $\hat{d}_{1up}$ が **Jump up** により $\hat{d}_{1max2}$ に飛び移り、飛び移った先の応答変位 $\hat{d}_{1max2}$ が免震層クリアランスと一致する（このケースが SQT モデルの性能限界）条件である。(3.44)式に(3.56)式と $\hat{d}_1 = 1$ を代入すると(3.57)式となる。

$$\begin{aligned}
\frac{9}{16}\kappa^2 + \frac{3}{2}\left(1 - 1 - \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{4}{3}}\kappa^{\frac{1}{3}}\hat{F}^{\frac{2}{3}}\right)\kappa + \left\{1 - 1 - \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{4}{3}}\kappa^{\frac{1}{3}}\hat{F}^{\frac{2}{3}}\right\}^2 \\
+ 4\zeta^2\left(1 + \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{4}{3}}\kappa^{\frac{1}{3}}\hat{F}^{\frac{2}{3}}\right) - \hat{F}^2 = 0
\end{aligned} \tag{3.57}$$

(3.57)式を $\hat{F}^{\frac{2}{3}}$ で整理することで(3.58)式を得る。

$$\left(\hat{F}_3^2\right)^3 - \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{8}{3}} \kappa^{\frac{2}{3}} \left(\hat{F}_3^2\right)^2 + \left[\left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{7}{3}} \kappa^{\frac{4}{3}} - 4\zeta^2 \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{4}{3}} \kappa^{\frac{1}{3}} \right] \hat{F}_3^2 - 4\zeta^2 - \frac{9}{16} \kappa^2 = 0 \quad (3.58)$$

(3.58)式は $\hat{F}_3^2$ に関する3次方程式となっており、これを解いて得られた解の内、最も小さな解が $\hat{F}_{max}$ となる。 $\hat{F}_{max}$ を(3.56)式に代入することで求められる振動数比をSQTモデルにおける慣性質量ダンパーのチューニング振動数 Ω_{TID} とする。変位と加速度はトレードオフの関係にあるので、振動数 Ω_{TID} でチューニングすることはSQTモデルが免震クリアランス範囲内で応答変位を最大限許容することとなり、応答加速度を最大限低減できると想定される。チューニング振動数 Ω_{TID} は(3.59)式となる。

$$\Omega_{TID} = \sqrt{1 + \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{4}{3}} \kappa^{\frac{1}{3}} \hat{F}_{max}^2} \quad (3.59)$$

また、図3.5の領域Bが生じる最小の入力 $\hat{F}_{min}$ の条件を調べる。 $\Omega_{Ju} = \Omega_{Jd}$ となるときの、領域Bが生じる臨界条件から(3.60)式となる。

$$\sqrt{1 + \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{4}{3}} \kappa^{\frac{1}{3}} \hat{F}^2} = \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\frac{3\hat{F}^2 \kappa}{4\zeta^2} + 1} + 1 \right) - 2\zeta^2} \quad (3.60)$$

(3.60)式を $\hat{F}$ に関して整理して(3.61)式を得る。

$$\frac{3\kappa}{16\zeta^2} \left(\hat{F}_3^2\right)^3 - \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{8}{3}} \kappa^{\frac{2}{3}} \left(\hat{F}_3^2\right)^2 - (1 + 4\zeta^2) \left(\frac{3}{2}\right)^{\frac{4}{3}} \kappa^{\frac{1}{3}} \hat{F}_3^2 - 4\zeta^4 - 2\zeta^2 = 0 \quad (3.61)$$

$\hat{F}_3^2$ に関する3次方程式を解くことにより、領域Bが生じる最小の入力パラメータ $\hat{F}_{min}$ が求められる。

SQTモデルにおける慣性質量ダンパーのチューニング振動数の決定方法をまとめると以下の通りとなる。免震層の線形剛性による復元力と硬化型復元力が一致する変位 x_e とすると(3.62)式が成立する。

$$kx_e = k_q x_e^3 \quad (3.62)$$

(3.62)式を整理して(3.63)式となる。

$$\frac{k_q}{k} = \frac{1}{x_e^2} \quad (3.63)$$

(3.63)式より、硬化型剛性 κ は(3.64)式となる。

$$\kappa = \frac{k_q x_{cl}^2}{k} = \left(\frac{x_{cl}}{x_e}\right)^2 = \frac{1}{X_e^2} \quad (3.64)$$

ここに、 X_e を免震層クリアランスに対する建物想定部の線形剛性による復元力と硬化型復元力が一致する変位とする。(3.64)式より求めた κ 、任意の ζ を(3.58)式に代入して $\hat{F}_{max}$ を求め

る。 κ , ζ および求めた $\hat{F}_{max}$ を(3.59)式に代入することで SQT モデルにおける慣性質量ダンパーのチューニング振動数 Ω_{TID} を得ることができる。

3.2.3 数値解析

数値解析は免震層の粘性減衰，硬化型復元力特性および慣性質量ダンパーに関する諸元，入力に関する値をパラメータにして検討した。本節で検討するパラメータを表 3.1 に示す。

免震建物における免震層の粘性減衰は一般的におよそ 15～25%であるので，本節の検討では $\zeta = 0.15$ とした。SQT モデルの硬化型復元力と免震層の線形剛性による復元力は免震クリアランスの 2/3 で一致するように設定した。したがって，硬化型復元力特性の剛性は(3.64)式により $\kappa = 2.25$ となる。 $\zeta = 0.15$ および $\kappa = 2.25$ を(3.58)式に代入することにより $\hat{F}_{max} = 0.52$ と求まる。このときの Jump up が生じる振動数 Ω_{up} および SQT モデルにおける慣性質量ダンパーのチューニング振動数 Ω_{TID} は(3.59)式より 1.56 となる。図 3.6 に $\hat{F} = 0.5$ として，それぞれの γ に対する ζ_r をパラメータとした場合の周波数応答曲線の比較を示す。なお，SQT モデルにおいて慣性質量ダンパーを備える目的は応答加速度の低減であるため，図 3.6 の縦軸を応答加速度倍率とした周波数応答曲線として評価する。

図 3.6 より，S モデルに対して Q モデルは周波数応答曲線の極大点が高振動数側に位置し，S モデルよりも大きい。図 3.6 (a)より，SQT モデルにおける $\gamma = 0.01$ においては ζ_r の値に依らず SQT モデルは Q モデルの周波数応答曲線とあまり差はない。また，慣性質量ダンパーのチューニング振動数においての応答低減効果はみられない。図 3.6 (b)では， ζ_r の値が小さくなるにつれて SQT モデルの極大点の減少が確認できる。図 3.6 (c)では，図 3.6 (b)と同様な傾向が確認できるが ζ_r の値による周波数応答曲線の変化は図 3.6 (b)と比べて大きい。 $\zeta_r = 0.01$ ではチューニング振動数より高振動数側の $\Omega = 1.7$ 付近に応答の山が確認できる。図 3.6 (d)，(e)，(f)の ζ_r の値が比較的小さな条件のときでは，チューニング振動数より高振動数側で応答の山が確認でき， γ に比例して曲線の最大値は高振動数へ推移して顕著になっている。また，図 3.6 (f)では，SQT モデルの $\Omega = 2.0$ より高振動数側の応答が S，Q モデルと比較して大きく，免震建物として振動低減効果が期待できる $\Omega = 2.0 - 3.0$ にかけての領域で応答が増大している。図 3.6 (a)～(f)より， γ が増大することによって $\Omega = 4.0$ などの高振動数比側の応答では応答加速度の下げ止まりが確認できる。

図 3.6 の結果から， $\gamma = 0.1$ のときの $\zeta_r = 0.01 - 0.1$ の条件下において特に応答加速度の低減効果が高いことが分かった。また， γ が増大することによって高振動数比側で確認できる応答加速度の下げ止まりの影響も小さい。図 3.7 では $\gamma = 0.1$ のときの $\zeta_r = 0.01 - 0.1$ の範囲内でさらに応答の比較を行った。同図より， $\zeta_r = 0.03$ において SQT モデルの極大点は S モデルよりも抑えられている。また， $\zeta_r = 0.03$ は $\zeta_r = 0.01$ のときと比較してチューニング振動数より高振動数比側の $\Omega = 1.7$ 付近での応答の増大を低減できている。本研究では，以降の

検討では $\gamma = 0.1$, $\zeta_r = 0.03$ とする。

続いて、図 3. 8 に入力 $\hat{F} = 0.25, 0.5, 0.75$ のときの S, Q, SQT モデルの周波数応答特性を比較して示す。なお、 $\hat{F} = 0.25$ は図 3. 5 の例では領域 B が生じない入力パラメータであり、 $\hat{F} = 0.75$ は SQT モデルの性能限界である $\hat{F}_{max} = 0.52$ よりも大きな入力パラメータである。

図 3. 8 (a)では、全てのモデルにおいて $|\hat{d}_1|$ が 1.0 を下回っているので、免震クリアランス範囲内に全モデルの応答変位を抑えられていることが確認できる。SQT モデルの応答変位は S モデルよりも 0.2 小さく応答加速度の極大点も S モデルと同程度である。図 3. 8 (b)では、S モデルの $|\hat{d}_1|$ がおよそ 1.7 程度であり、従来の免震建物では擁壁との衝突が発生していることが確認できる。このような $\hat{F}$ に対して、Q モデルはおよそ免震クリアランス程度の極大点を示しており、SQT モデルは免震クリアランス範囲内に極大点を抑えられている。一方で、応答加速度については、Q モデルの極大点は振動数比 $\Omega = 1.6$ で S モデルのおよそ 2 倍程度となっており大幅な増加となっている。SQT モデルは Q モデルの応答加速度が増大する振動数比において慣性質量ダンパーをチューニングすることで応答を低減できており、極大点は S モデルとおおよそ同程度である。図 3. 8 (c)では、S モデルの $|\hat{d}_1|$ は 2.0 を超えており、免震クリアランスの 2 倍以上の応答変位が生じていることとなる。Q モデルにおいても極大点が免震クリアランスを超えており、擁壁衝突を引き起こす。SQT モデルの対処可能な $\hat{F}_{max}$ は 0.52 であるが、極大点を免震クリアランス範囲内に抑えられている。応答加速度については図 3. 8 (b)と同じ傾向がみられ、SQT モデルの極大点は S モデルよりも 0.5 程度抑えられている。

以上より、提案システムである SQT モデルは従来の免震建物を想定した S モデルでは擁壁衝突を引き起こすような入力に対して擁壁衝突を回避できている。また、応答加速度の極大点は S モデルと同程度か、それ以下であることを確認した。

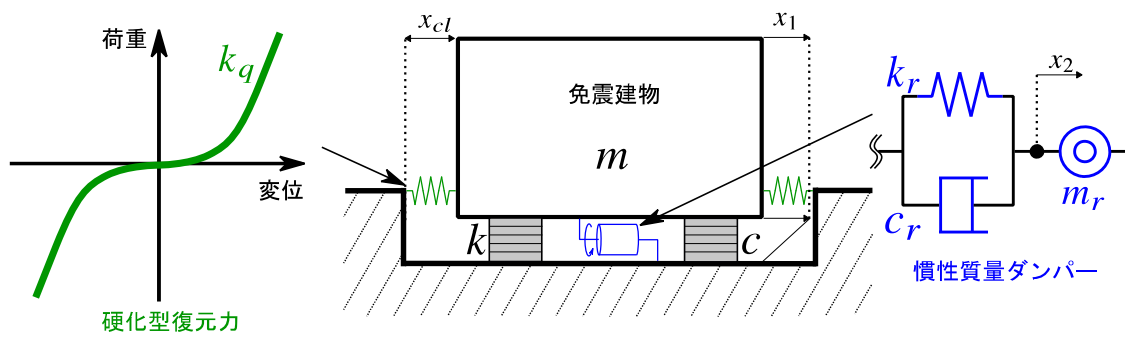


図 3.1 SQT モデル

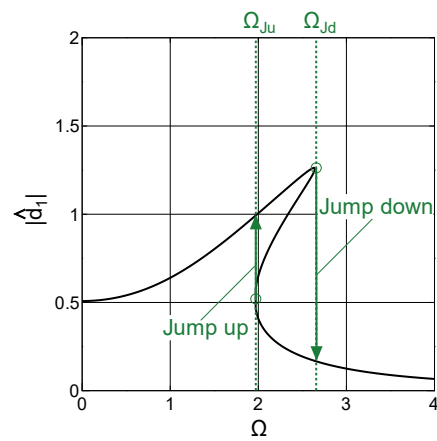


図 3.2 Q モデルの周波数応答曲線と跳躍現象が生じる振動数比 Ω_{Ju}, Ω_{Jd}

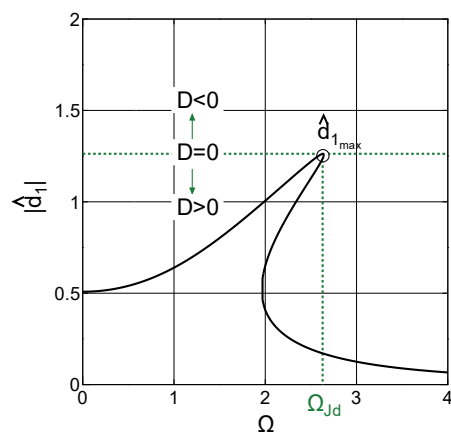


図 3.3 判別式による Jump down の発生条件

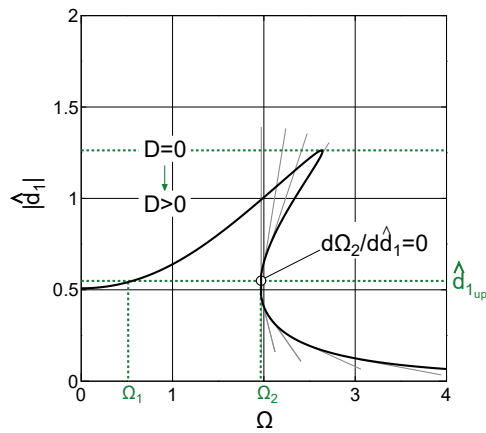


図 3.4 Jump up の発生条件

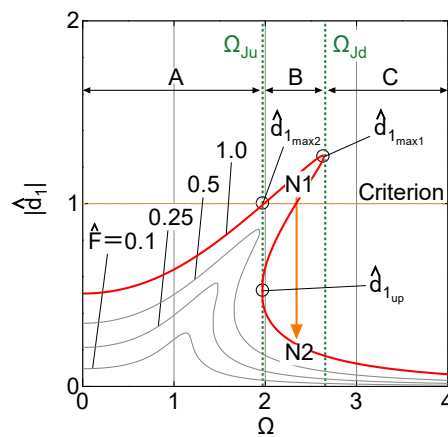


図 3.5 Q モデルの入力 $\hat{F}$ による周波数応答特性の比較

表 3.1 数値解析で用いた S, Q, SQT モデルのパラメータ

全モデルに共通のパラメータ	
免震層の粘性減衰	$\zeta = 0.15$
Q, SQT モデルのパラメータ	
硬化型復元力特性の剛性	$\kappa = 2.25$
SQT モデルにおける慣性質量ダンパーのパラメータ	
建物上部構造の質量に対する仮想質量比	$\gamma = 0.0 \sim 0.5$
免震層の線形剛性に対する慣性質量ダンパーの剛性	$G = (3.58), (3.59) \text{ 式より決定}$
慣性質量ダンパーの減衰	$\zeta_r = 0.0 \sim 1.0$
入力波のパラメータ	
S モデルの固有振動数に対する入力波の振動数比	$\Omega = 0.0 \sim 4.0$
入力倍率	$\hat{F} = 0.25, 0.5, 0.75$

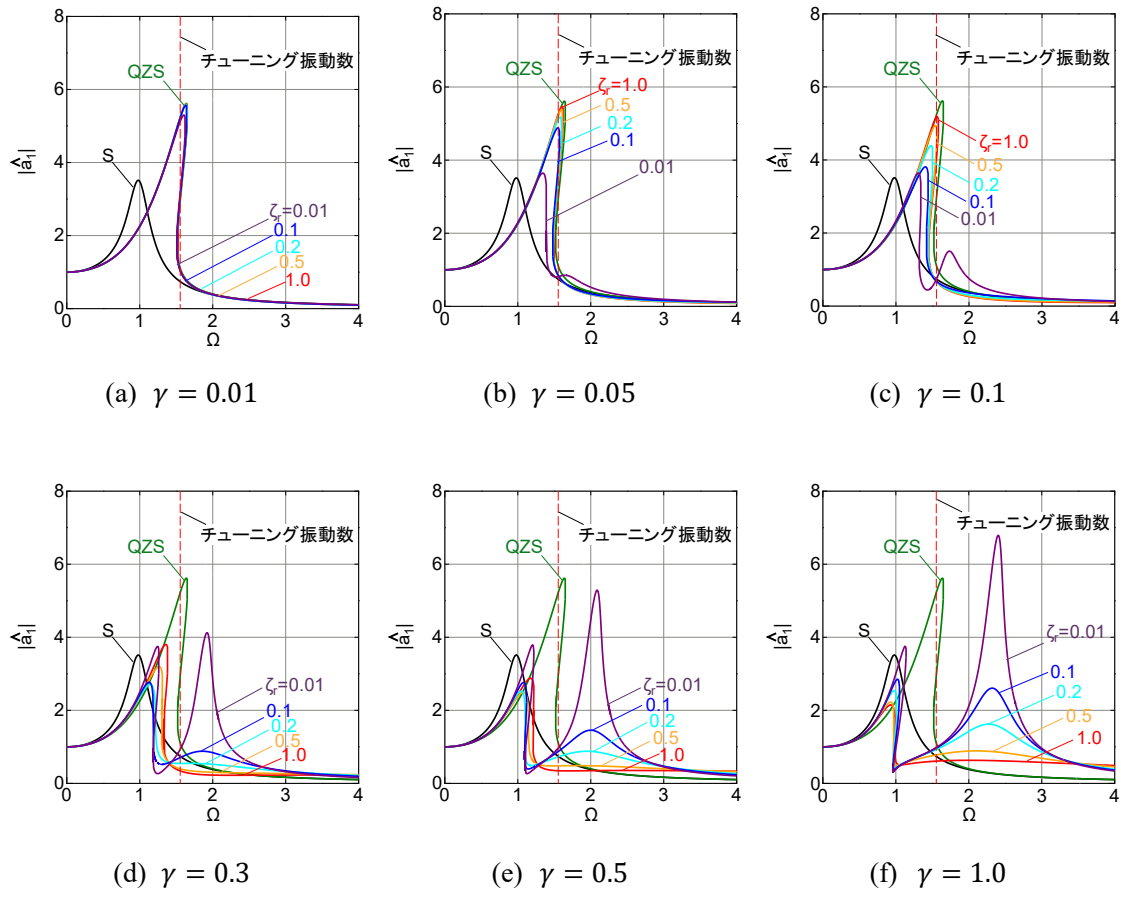


図 3.6 SQT モデルの ζ_r による応答比較 $\zeta_r = 0.01 - 1.0$

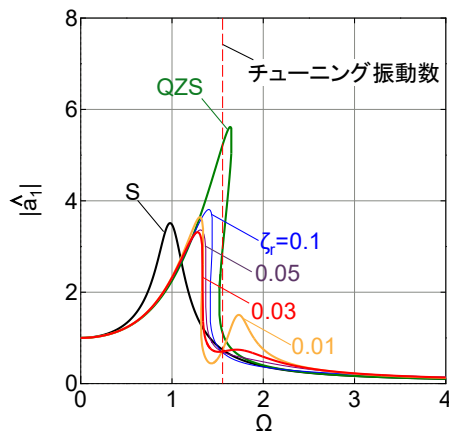
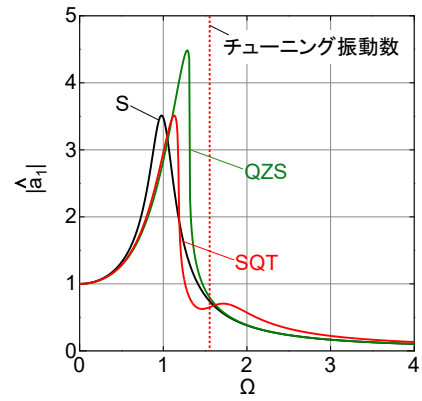
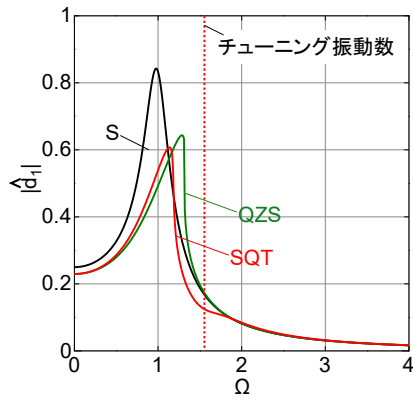
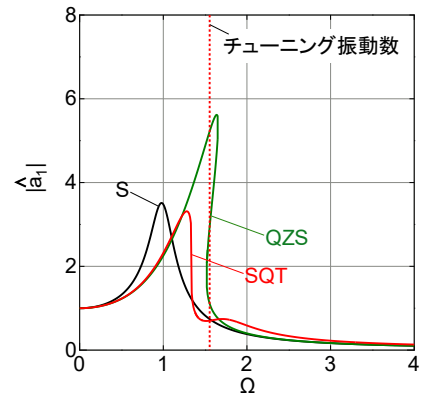
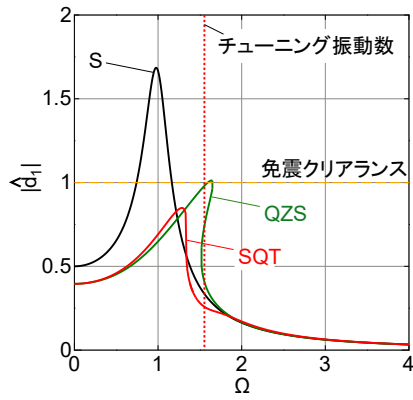


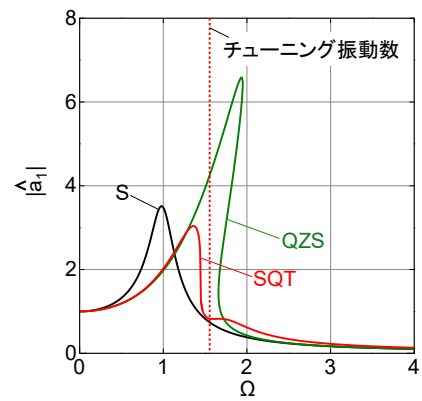
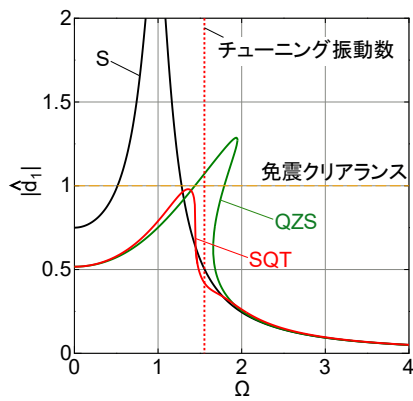
図 3.7 SQT モデルの ζ_r による応答比較 $\gamma = 0.1$, $\zeta_r = 0.01 - 0.1$



(a) $\hat{F} = 0.25$



(b) $\hat{F} = 0.50$



(c) $\hat{F} = 0.75$

図 3.8 $\hat{F}$ の違いによる S, Q, SQT モデルの周波数応答曲線の比較

3.3 加振試験

SQT モデルを縮小試験体として具現化し、小型振動台を用いて加振試験を実施した。加振試験の目的は以下の2つである。第一目的は、前節で扱った SQT モデルの理論式による周波数応答曲線を加振試験結果と照合し、理論式の妥当性を検証することである。これにより、SQT モデルの基本特性を式から把握することが可能となり、それに伴い前節で提案した慣性質量ダンパーの設計式も使用できることから設計の見通しの改善が図れる。第二目的は、振動台を用いた地震波加振を行うことで SQT モデルの有効性の確認である。地震波加振に対する応答評価は以下の基準で行う。最大応答変位に関して、SQT モデルが従来の免震では擁壁衝突を引き起こす入力地震動に対して、免震クリアランス範囲内に抑えられるかを評価する。また、最大応答加速度は従来の免震モデルである S モデルを基準に、S モデルに硬化型復元力特性のみを備えた Q モデルおよび SQT モデルの最大応答加速度と比較する。さらに、応答加速度の全時刻歴波形を対象に算出したフーリエスペクトルから、SQT モデルの慣性質量ダンパーがチューニング振動数領域における応答を改善できているか Q モデルのフーリエスペクトルと比較することで確認する。

3.3.1 試験体

3.3.1.1 試験体全体像

SQT モデルを $50 \times 100 \text{ cm}$ の小型振動台上に縮小試験体として具現化した。作製した SQT モデルの試験体設計図面を図 3.9 に、具現化した試験体全体像の写真を図 3.10 に示す。なお、試験体の詳細な設計図面は付録 C に示す。試験体は 1 質点の振動系として、基部は振動台にボルトで固定し、建物想定部（図 3.10 の水色部 Mass）はレール部を 1 方向のみに移動する。試験体摺動部は滑車を用いており、摺動部で発生する摩擦の影響を極力軽減した機構とした。試験体の免震クリアランスは $\pm 6 \text{ cm}$ として、 $\pm 9 \text{ cm}$ の位置に衝突部にゴムを用いたストッパーを設けている。

試験体において、S モデルに関する諸元を表 3.2 に示す。建物想定部の質量は、主に鉄プレートを重ね合わせることで、その枚数と大きさによる種類により調整可能とした。また、建物想定部の質量は試験体の固有周期により決定した。試験体の固有周期は建物想定部の質量と線形ばねによる剛性から算出した値で決定し、S モデル換算で 3.0 s を目安とした。振動台と建物想定部を結ぶ線形剛性は、線形ばねを 2 本用いて建物想定部の可動方向両側から引張り、振動台側に固定した試験体基部と連結することで実現した。減衰定数は、第 2 章と同様に、建物想定部を自由振動させ、その応答振幅を用いた対数減衰率^{3.3)}により算出した。試験体を S モデルに設定し、建物想定部を手動で振幅約 -9 cm 地点まで動かし、そこから自由振動させた。このときの建物想定部で計測した時刻歴応答変位波形の一例を図 3.11 に示す。振幅比 d_0 は、同図中の各単位波形の正負最大振幅 y_1, y_2, y_1', y_2' を用いた(2.21)式から決定し、(2.22)式の関係式から図 3.11 の応答波形による減衰定数 ζ を算出した。同様に計測を 5 回行い、その結果を表 3.3 にまとめる。なお、ここで求めた減衰定数は、試験体

摺動部で発生する摩擦と摺動部で使用されているボールベアリング内の粘性減衰の足し合わせによる値と考えられる。

3.3.1.2 硬化型復元力装置

SQT モデルにおける硬化型復元力装置を第 1 章の図 1.20 で示した幾何学的非線形により変位の 3 乗に依存した復元力が生じる例に基づいて、試験体の可動方向に対してばねの付いたワイヤーを垂直方向に張ることで再現した。このとき、ワイヤー部の重量が大きくなるとワイヤーに張力をかけて、たるみをなくす必要がある。そのため、硬化型復元力装置に使用する線形ばねは、ワイヤーと建物想定部の接触する領域外に配置することで、ワイヤー部の重量を極力抑える設計とした。3 つのばねを用いることで硬化型復元力特性が生じる例を基に作製した硬化型復元力装置を図 3.12 に示す。同図に示した建物想定部と硬化型復元力装置のワイヤーを連結する治具はベアリングを介することで、ワイヤーの軸方向の動きに対する摩擦を低減している。ばねは建物想定部が可動方向に移動してワイヤーが引張られることにより圧縮され、たわみに比例した復元力を生じさせる。硬化型復元力は、S モデルにおける線形剛性の復元力との復元力比が応答変位 4.0 cm でおよそ 1 となるように設計した。ここから、第 1 章のテイラー展開による近似を適用した場合の(1.17)式における l は 18.5 cm, ばね剛性 k_q は 31.3 N/cm として設計し、荷重変位関係においてばねに極力初期張力が生じないようにワイヤーのテンションを調整した。硬化型復元力装置の復元力 $F_{k_q}(x)$ は(3.65)式となる。

$$F_{k_q}(x) = 9.1454 \times 10^{-2} x^3 \quad (3.65)$$

ここに、 x [cm] は建物想定部の応答変位である。硬化型復元力装置の荷重変位関係は、試験体の S モデルに硬化型復元力装置を備え付け、手動で静的に ± 6 cm 動かすことで計測した。図 3.13 に静的加振により測定した荷重変位関係を、テイラー展開による近似を適用しない厳密解である(1.15)式、およびテイラー展開による近似によって求まる(3.65)式を重ね合わせて比較する。同図より、試験体の硬化型復元力装置による復元力特性が、(1.15)式と高い精度で一致していることが確認できる。一方で、試験体の硬化型復元力装置による復元力特性(3.65)式と比較すると、原点付近においては精度は高いものの ± 6 cm 付近においては(3.65)式による値の方が 2 N ほど大きい結果となった。試験体で計測された荷重変位関係から最小二乗法を用いて変位の 3 乗に依存する荷重の推定を行った。最小二乗法により得られた硬化型復元力装置の荷重変位関係の式は(3.66)式となる。

$$F_{k_q}(x) = 8.2222 \times 10^{-2} x^3 \quad (3.66)$$

3.3.1.3 慣性質量ダンパー装置

図 3.14 に慣性質量ダンパー装置を示す。慣性質量ダンパーはフライホイール等によって

発生する慣性質量(仮想質量)、線形ばね、およびダッシュポットにより構成される。本試験体における慣性質量ダンパーはラックアンドピニオン形式を採用することで、試験体の直線方向の動きをポリ塩化ビニル製のフライホイールの回転方向の動きに変換する。第 1 章で示した通り、フライホイール等の回転は設置対象物間の相対加速度に応じた慣性力、つまり回転慣性を生じさせることが可能である。回転慣性は質量効果を発揮することができ、リードやフライホイール径およびその実質量によって運動方程式における質量項を調整可能である。

慣性質量ダンパー装置における回転慣性機構は、主にフライホイール部、回転を増幅するためのギア、直線方向の動きを回転方向に変換するピニオンにより構成されており、振動台側に固定されている。回転慣性機構によるピニオンから反力を受けるラック（図 3. 14 の青の部品）は建物想定部にリニアガイドレールを介して取り付けられている。ラックの長軸方向の両端には線形ばねを取り付け、試験体可動方向の両側から引張られる構造となっている。これにより、建物想定部を基準にしてラックとの相対変位が生じると相対変位を 0 とするようにラックの両端に取り付けた線形ばねによる復元力が生じる。慣性質量ダンパーにおけるエネルギー散逸のための減衰は、ラックを接続させているリニアガイド上で発生する摩擦が大きいため、別途減衰装置による粘性減衰の付加は行っていない。

ここで、回転慣性によって生じる仮想質量を確認するために、ラック部と建物想定部に相対変位が生じないように固定した状態として、回転慣性で生じる荷重と建物想定部と振動台の相対加速度の関係を求めた。ここで求められた荷重相対加速度関係の傾きが仮想質量に相当する。図 3. 15 に回転慣性のフライホイールが 4 枚時に正弦波加振を行った場合の荷重相対加速度関係を示す。同図に、荷重相対加速度関係から最小二乗法により求めた近似直線を示し、近似直線の傾きから仮想質量を求めた。近似直線を(3.67)式に示す。

$$f_r = 3.63 \times 10^{-2} a \quad (3.67)$$

ここに、 f_r [N]は回転慣性による荷重、 a [cm/s²]は建物想定部と振動台の相対加速度である。図 3. 15 と同じ方法で、フライホイール枚数 0～10 枚までのフライホイール枚数ごとの仮想質量を求めた。図 3. 16 に仮想質量と回転慣性のフライホイール枚数の関係を示す。設計値は(3.68)式により求めた。

$$M_{rd} = 0.675N + 0.91 \quad (3.68)$$

ここに、 M_{rd} [kg]は設計式による仮想質量、 N はフライホイール枚数である。ただし、設計値のフライホイール枚数 0 枚は加振試験による測定値を用いている。図 3. 16 から設計値とおおむね近い値を試験体で再現できている。加振試験による測定値を直線近似した回帰式を(3.69)式に示す。

$$M_r = 0.71N + 0.91 \quad (3.69)$$

ここに、 M_r [kg]は加振試験による仮想質量である。以降の検討ではフライホイール枚数 4 枚に設定して加振試験を行う。

慣性質量ダンパー装置における線形ばねは 2 本の線形ばねを用い、2 本の線形ばね剛性の

合計はカタログ値で 0.34 N/cm となる。また、慣性質量ダンパーの粘性減衰は、慣性質量ダンパー装置のリニアガイド部における摩擦が大きかったため、別途装置による付加粘性装置は設けなかった。

3.3.2 加振方法

表 3.4 に加振プログラムをまとめる。

加振試験により S, Q, SQT モデルの周波数応答曲線を求めるために、スイープ加振を実施した。図 3.17 に加振試験で使用したスイープ加振の一例を示す。入力波は等加速度加振として、加振時間は 10 分間とした。入力加速度は、各モデルの建物想定部における可動限界および 8 cm/s^2 を最大とした。Q, SQT モデルの非線形モデルの応答は、加振振動数の変化方向によって応答が異なるヒステリシス特性が確認される。そのため、周波数応答曲線の導出には加振振動数が低振動数から高振動数に変化する加振 (Sweep up) と高振動数から低振動数へ変化する加振 (Sweep down) の 2 パターンを実施した。

加振試験で使用した入力地震波は第 2 章、図 2.11 で示した El Centro, Hachinohe, Taft, OS1, CH1, SZ1, Kobe, KMM, Art Kobe, Art Hachinohe, Art Random の 11 波を使用する。そのため、変位、速度、加速度を表す 3 方向対数表示応答スペクトルは本章では省略する。なお、KA1 は応答が十分に小さかったため検討から除外している。入力倍率は源波の 0.1 倍を基本として El Centro, Hachinohe, Taft はそれぞれ 0.149, 0.147, 0.282 を基準、試験体の建物想定部が可動限界に達した場合は入力倍率を調整し、可動範囲内に収まる入力倍率とした。

加振・計測に用いた機器は以下の通りである。振動台はパルスモーター制御式の 1 軸振動台である誠研舎 DUB-233C を使用した。図 3.18 に図面および写真を、表 3.5 に仕様を示す。計測には、データ収録ソフトウェア DCS-100A (図 3.19)、直流安定化電源 PMC35-1 (図 3.20)、計測装置 EDX-100A-4H (図 3.21)、応答変位を測定するための CMOS タイプマイクロレーザ測距センサ HG-C1400 (図 3.22)、各装置における荷重測定のための引張圧縮両用型小型ロードセル LUX-B-100N-ID, LUX-B-200N-ID (図 3.23)、応答加速度を測定するための小型低容量加速度センサー (変換器) AS-GB (図 3.24) を使用し、サンプリング周波数は 200 Hz とした。

3.3.3 加振結果

3.3.3.1 理論値と加振試験による周波数応答曲線の比較

スイープ加振によって得られた周波数応答曲線を、前節で求めた変位に関する周波数応答曲線の(3.36)式による理論値と比較する。

(3.36)式の各パラメータは試験体の諸元を参考に、硬化型復元力特性に関するパラメータ

κ を 2.0, 建物想定部質量に対する慣性質量の仮想質量比 γ を 0.11, 慣性質量ダンパーに関する剛性 G を 0.24, 入力に関するパラメータ $\hat{F}$ を 0.31, 免震層クリアランス x_{cl} を 6 cm とする。なお, $\kappa = 2.0$ は試験体の硬化型復元力装置の復元力特性を(3.66)式と見なすことによって求めた値となる。試験体で自由振動による対数減衰により計測した摺動部での減衰は 7~8 % であるが, この値には摩擦要素も含まれている。そのため, 減衰定数 ζ は摩擦要素を差し引いた粘性減衰のみを考慮して 6 % と推定した。慣性質量ダンパー内の減衰定数 ζ_r は 0.01 とした。

図 3.25 に, S モデルは入力加速度 4 cm/s^2 , Q, SQT モデルは入力加速度 8 cm/s^2 のスイープ加振により求めた周波数応答曲線と, (3.36)式により求めた周波数応答曲線を重ね描く。なお, 各モデルの入力加速度を統一するために, S モデルは線形モデルの仮定の基に応答変位を 2.0 倍にして示す。周波数応答曲線の横軸の振動数比 Ω は加振振動数 ω を S モデルの固有円振動数 ω_s で除して, 振動数比 1.0 で共振振幅が生じるように基準化している。

図 3.25 (a) S モデルの理論解は極大点が振動数比 1.0 で生じている。加振試験の Sweep up は振動数比 1.0 より高振動数比側に, Sweep down は低振動数比側に極大点が生じている。第 2 章で得られた周波数応答曲線と同様に, 加振振動数比の変化方向による周波数応答曲線の違いは, スイープ加振の掃引速度が十分に低速でないことと, 試験体の摺動部で発生する非線形要素である摩擦の影響が原因として考えられる。

図 3.25 (b) Q モデルの加振試験の Sweep up の曲線は極大点が試験体の可動限界を超え, ストッパーに衝突した。図中 Sweep up の曲線は, 加振が開始してからストッパーに衝突した地点までを描画している。Sweep up による周波数応答曲線は理論解による曲線の概形に近い。理論解では振動数比 2.0 より低振動数比側に極大点が存在するが, Sweep up では理論解より極大点は大きくなった。加振試験の Sweep down の曲線は, およそ振動数比 1.4 付近で跳躍現象である Jump up が発生している。Jump up による飛び移り後は, 過渡応答を伴いながら低振動数比にシフトするにつれて Sweep up の曲線と同じ経路を辿りながら同曲線に収束している。Jump up の発生する振動数比については, 理論解との対応が確認できる。また, その他の振動数領域においても加振試験と理論解との対応が確認できる。

図 3.25 (c) SQT モデルの Sweep up および Sweep down の曲線は大きな差はなく, 慣性質量ダンパーのチューニング振動数比において応答変位の低減が確認できる。また, チューニング振動数比においては曲線が谷になっており, その両側には曲線が山となっている。同様の傾向は理論解による周波数応答曲線でも確認できる。前節の図 3.6 より SQT モデルの慣性質量ダンパーの減衰 ζ_r をパラメータとして検討した例から, チューニング振動数比より高振動数比側で応答の山が確認できるケースは ζ_r が 0.10 より小さい場合に確認されている。これより, 試験体の慣性質量ダンパーの粘性減衰は 0.10 より小さな値が想定される。理論解は, 加振試験結果と比較して曲線の山では値が 1 cm 程度大きく, 谷では 1 cm 程度値が小さい。理論解と加振試験結果の差が生じた原因として, 試験体の慣性質量ダンパーには摺動部に摩擦抵抗の大きなリニアガイドレール機構を採用したことが挙げられる。理論式の減

衰には速度にのみ依存する減衰を考慮しているが、試験体の減衰には摩擦要素が減衰に大きく影響していることが考えられる。

3.3.3.2 スイープ加振に対する周波数応答曲線の応答評価

図 3.25 示した S, Q, SQT の各モデルのスイープ加振による周波数応答曲線を図 3.26 に重ね描く。

S モデルの極大点は免震クリアランスとして設定した 6 cm に対して、2 倍以上の応答を示した。Q モデルでは、Sweep up の加振では免震クリアランスを超えるが Sweep down ではおよそ免震クリアランス程度に極大点が存在する。SQT モデルは極大点を免震クリアランス範囲内に抑えられている。Q モデルと SQT モデルの周波数応答曲線を比較することで慣性質量ダンパーの応答低減効果が確認できる。また、慣性質量ダンパーの応答低減はチューニング振動数比だけでなく振動数比として 0.3 程度、低振動数比側に幅をもって作用していることが確認できる。以上より、SQT モデルは従来の免震建物では共振することで応答変位が増大する振動数比領域の応答変位を半分以下に抑えられることが分かった。また、硬化型復元力特性を備えることで、スイープ加振のような時々刻々と加振振動数が変化する入力に対して応答が増大するような特性に対しては、慣性質量ダンパーを併用させることで改善できることが加振試験からも確認できた。

3.3.3.3 地震波加振に対する応答評価

図 3.27 に S, Q, SQT モデルの各地震波の最大応答変位および最大応答加速度を示す。S モデルの KMM においては、他のモデルと入力倍率を統一するため、S モデルが線形モデルの仮定の基に応答を 1.67 (1.0/0.6) 倍にして表記する。図 3.28 から図 3.38 に S, Q, SQT モデルの各地震波の時刻歴応答波形を示す。なお、時刻歴応答波形は 40 s 間を示しており、全時刻歴応答波形が 40 s を超える地震波については最大応答変位が確認できた領域に絞って表示する。また、同図に慣性質量ダンパーのチューニング振動数における応答低減効果を確認するために Q, SQT モデルの応答加速度の全時刻歴波形を対象としたフーリエスペクトルを比較して示す。

図 3.27 (a)より、SQT モデルの最大応答変位は全ての地震波加振において S モデルの最大応答変位を下回る。また、図 3.27 (b)より、最大応答加速度においては SQT モデルが S モデルを大きく上回ることはなかった。最大応答加速度において最も差がみられたのが KMM であり、SQT モデルは S モデルより最大応答加速度は 20 cm/s^2 程大きい。しかし、S モデルは最大応答変位が免震クリアランスを大幅に超える応答を示していることを考慮すると、擁壁衝突に伴う衝撃力により S モデルの応答加速度は増大することが予想される。S, Q モデルの最大応答変位は CH1, SZ1, KMM において免震クリアランスとして設定した 6 cm を

超えているが、SQT モデルは免震クリアランス範囲内に最大応答変位を抑えられている。図 3.27 (b)では、Q モデルにおいて CH1, SZ1 に対する最大応答加速度が他の最大応答値と比較して顕著であり、同地震波に対する他のモデルの応答値と比較しても 3 倍以上の応答値である。Q モデルの CH1, SZ1 加振による最大応答変位・最大応答加速度は共に他のモデルと比較して最も大きい。変位抑制として硬化型復元力装置のみを従来の免震に備えることでは応答加速度のみならず応答変位も劣化する恐れがあることが分かる。S モデルの最大応答変位が免震クリアランスを超えた入力地震波は全て長周期の特性を有している。特に KMM では免震クリアランスを大きく超えており、応答値は 14.2 cm である。これは、KMM が長周期かつパルス地震動であることで、建物が共振し、一過性の加振により粘性減衰によるエネルギー散逸が十分になされなかったことが原因として考えられる。KMM の Q モデルの最大応答変位は免震クリアランスを超えているものの S モデルと比較して大きく低減できている。これは、第 2 章の加振試験結果とも対応する結果である。

以下は、図 3.28 から図 3.38 にかけての時刻歴応答波形とフーリエスペクトルの結果について言及する。図 3.28 (a) El Centro の時刻歴応答変位波形について、10 s 手前において S モデルの波形を基準に Q モデルでは波形が短周期化している。一方で、SQT モデルの波形の特徴としては、8 s 付近では Q モデルと同様に短周期化が確認できるものの、そこから 20 s にかけて S モデルと比較して振幅を抑えながらも S モデルに近い応答周期となっている。時刻歴応答加速度波形では、Q モデルと比較して S, SQT モデルの応答は同程度である。Hachinohe, OS1, Art Hachinohe は同様に、時刻歴応答波形において Q モデルの短周期化が確認でき、SQT モデルが S モデルの応答波形のピークを抑える傾向が確認できる。図 3.27 で S, Q モデルの最大応答変位が免震クリアランスを超えた CH1, SZ1, KMM について、時刻歴応答波形の観点から確認する。図 3.32 (a) の CH1 では、S モデルと Q モデルで最大応答変位を示す時刻が大きく異なる。S モデルの応答変位は、200 s 手前で増大しており、200 s 付近において 6 cm を超える応答を示している。Q モデルは S, SQT モデルと比較して 170 s から 200 s 手前にかけて応答変位の増大と応答周期の短周期化が顕著であるが、200 s 付近においては S モデルよりも応答変位を抑えられている。2 章で示したように、Q モデルでは応答変位に応じて系の固有周期を変動させることが可能であるため、S モデルで共振して応答変位が増大するような入力地震動に対しては応答変位が抑えられる。しかし、周波数応答曲線により、入力振動数が時々刻々と変化するような場合には応答が増大する可能性がある。実際に CH1 では Q モデルの応答変位の増大が確認できたことから、上記の現象が原因と考えられる。一方で、SQT モデルでは、S, Q モデルで応答変位が増大する時刻においては応答変位を抑えられている。また、フーリエスペクトルでは慣性質量ダンパーでチューニングした振動数比において SQT モデルは応答が大きく改善されていることが分かる。図 3.33 の SZ1 においても Q モデルの応答変位および応答加速度の劣化が顕著に現れている。同図(c)の SQT モデルは慣性質量ダンパーのチューニング振動数で大幅に応答改善出来ており、時刻歴の応答変位においても免震クリアランスとして定めた 6 cm 範囲内に応答を

抑えつつ、応答加速度は S モデルと同程度であった。図 3. 35 の KMM では、S モデルが免震クリアランスを大きく超える応答変位が生じているが硬化型復元力特性を備えた Q モデルでは 6 cm 程度に、SQT モデルでは 6 cm 以内に抑えられており、変位抑制効果が確認できた。SQT モデルの応答加速度は S モデルより抑えられており、応答加速度の観点からも SQT モデルの有効性が確認できた。

以上より、加振試験による地震波加振による検討から、SQI モデルにおける慣性質量を SQT モデルでは慣性質量ダンパーに変更した場合でも硬化型復元力特性による変位抑制効果を有していることが確認できた。また、地震波加振に対しても慣性質量ダンパーを硬化型復元力特性と組み合わせることが応答低減に大いに有効であることが確認できた。

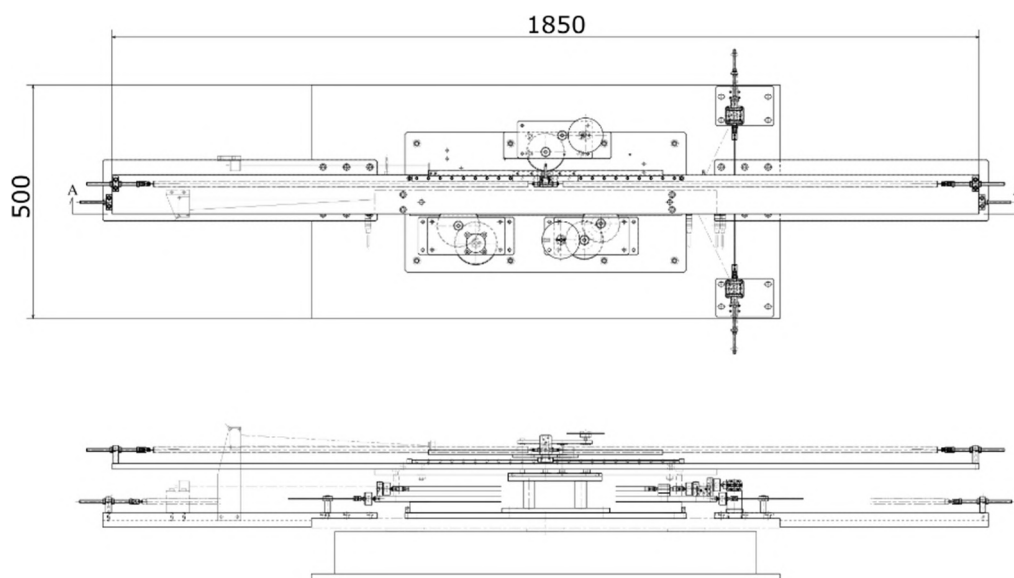


図 3.9 SQT モデル試験体図面（寸法単位 mm）

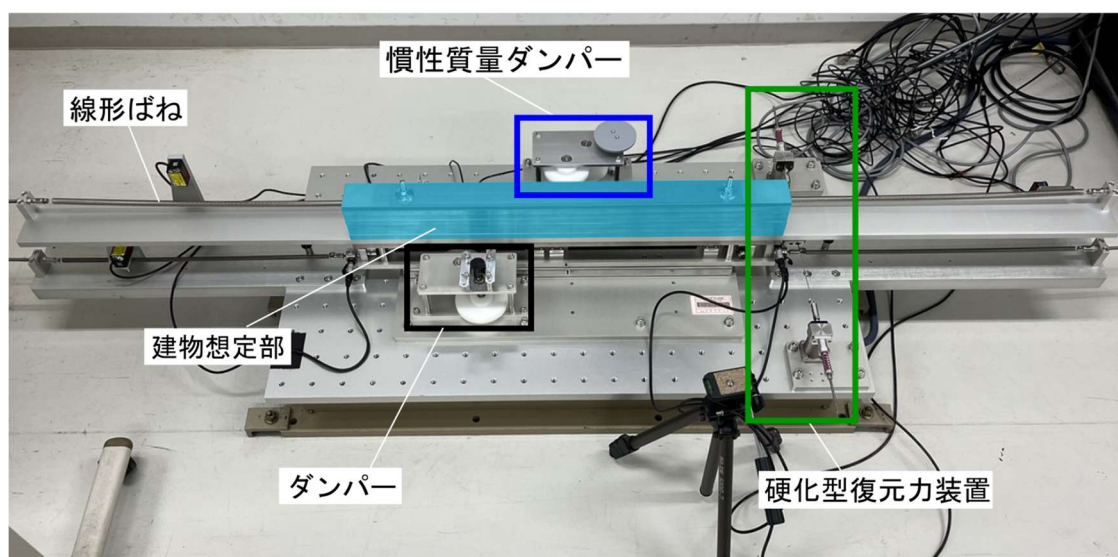


図 3.10 SQT モデル試験体写真

表 3.2 S モデルの試験体諸元

項目	値
免震クリアランス x_{cl}	$\pm 6 \text{ cm}$
質量 m	34.5 kg
線形剛性 k	1.48 N/cm
S モデルの固有周期	3.0 s
減衰定数 ζ	6%

表 3.3 S モデルの自由振動時の振幅と減衰定数

	y1	y2	y1'	y2'	ζ
1 st	80.55 cm	51.83 cm	-63.31 cm	-37.33 cm	0.08 %
2 nd	80.00 cm	51.64 cm	-62.95 cm	-37.34 cm	0.08 %
3 rd	80.53 cm	51.88 cm	-63.43 cm	-37.66 cm	0.08 %
4th	80.39 cm	52.0 cm	-63.69 cm	-38.11 cm	0.07 %
5th	80.43 cm	52.27 cm	-63.61 cm	-38.41 cm	0.07 %

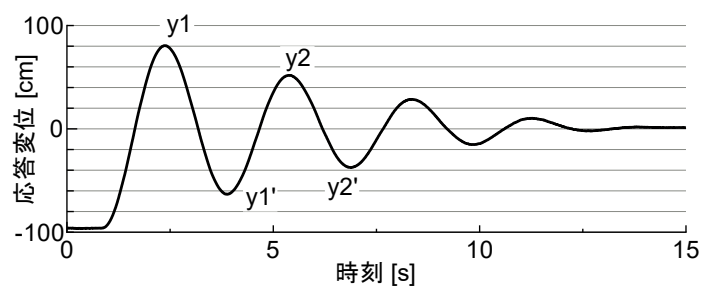


図 3.11 S モデルの自由振動

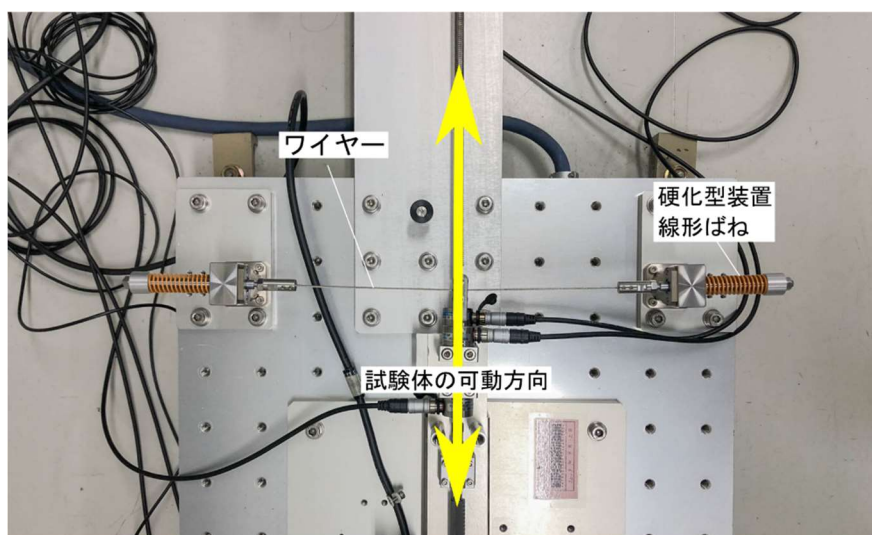


図 3.12 硬化型復元力装置

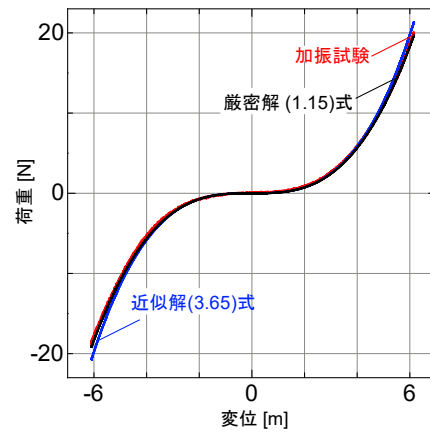


図 3. 13 硬化型復元力装置の荷重変位関係

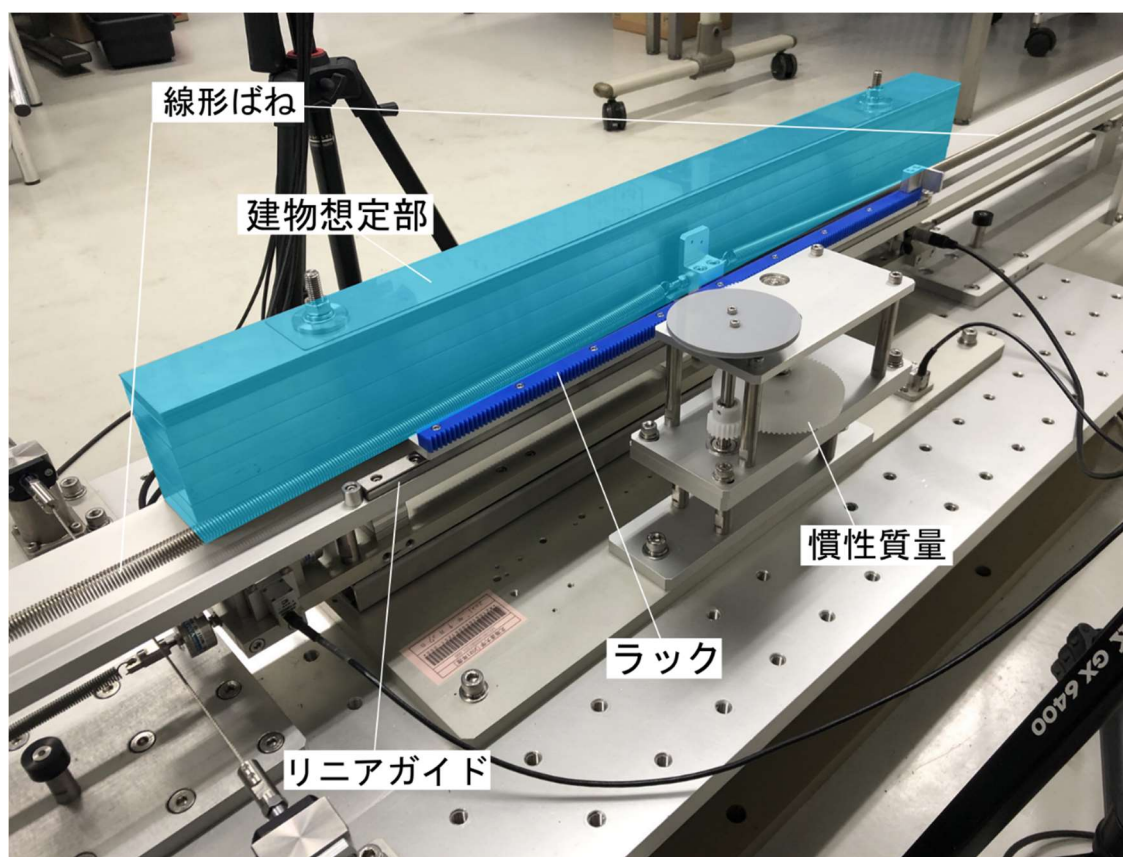


図 3. 14 慣性質量ダンパー装置

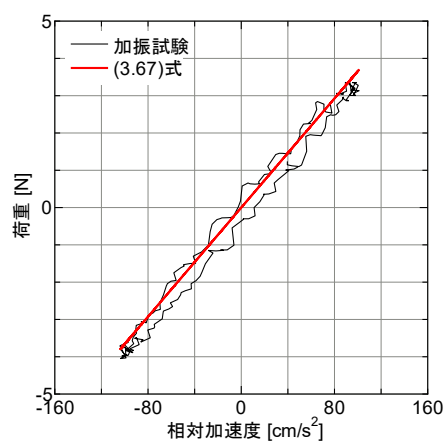


図 3.15 フライホイール 4 枚時の荷重相対加速度関係

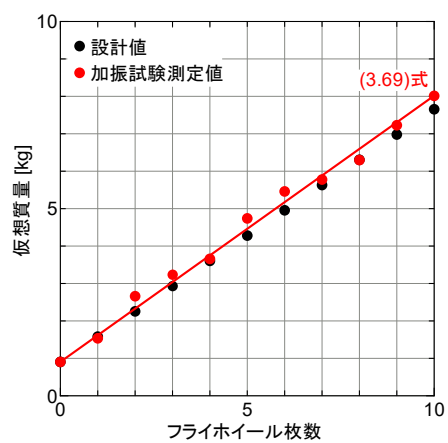


図 3.16 仮想質量とフライホイール枚数の関係

表 3.4 加振プログラム

項目	対象モデル	加速度 または 入力倍率	入力波
スイープ加振	S モデル	4 cm/s ²	0.20 ⇔ 0.13 Hz
	Q, SQT モデル	8 cm/s ²	
地震波加振	S, Q, SQT モデル	0.149 (L2)	El Centro
		0.147 (L2)	Hachinohe
		0.282 (L2)	Taft
		0.10	OS1, CH1, SZ1, Kobe, KMM
		ただし S モデルの KMM は 0.06	Art Kobe, Art Hachinohe, Art Radom

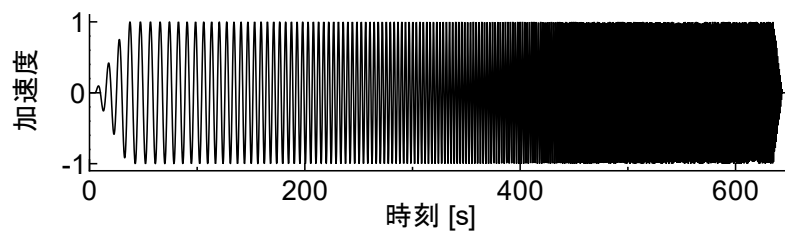
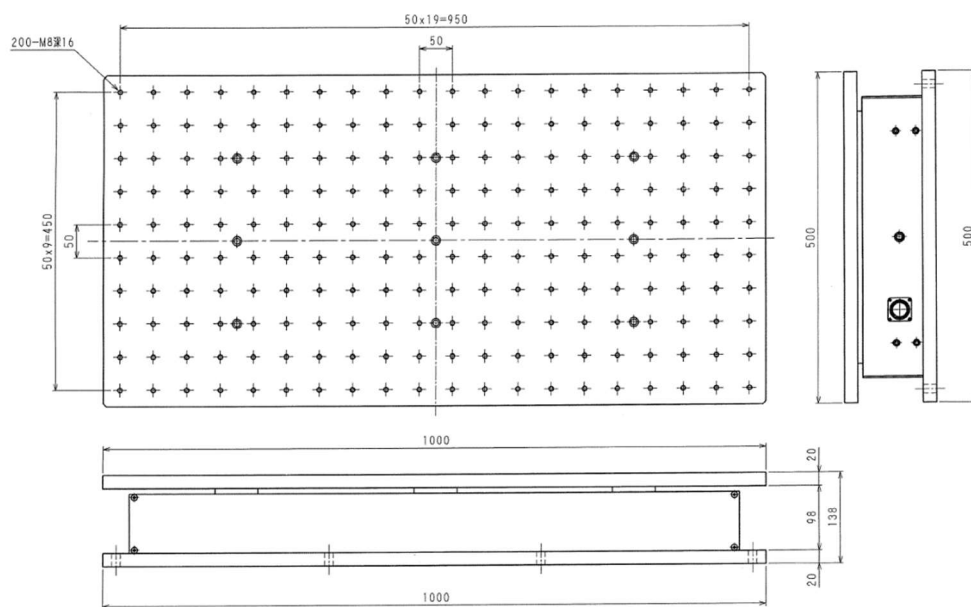
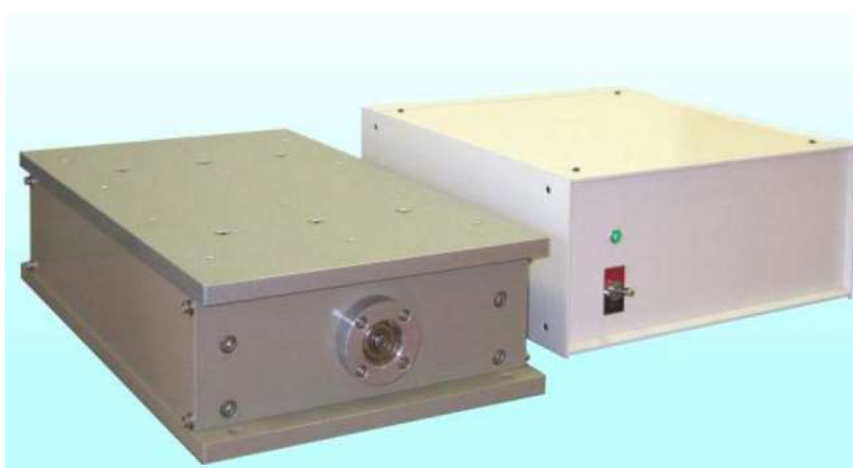


図 3.17 スイープ加振の例 (0.2→1.3 Hz)



(a) 図面



(b) 全体像写真

図 3.18 小型振動台 DUB-233C

表 3.5 小型振動台 DUB-233C 仕様

仕様	Model No.	DUB-233A	DUB-233B	DUB-233C
小型振動台	テーブル寸法	400 x 250 mm 高さ 107mm	700 x 400 mm 高さ 118mm	1000 x 500 mm 高さ 138mm
	積載能力	30kg	70kg	100kg
	加振変位	±40mm	±70mm	±100mm
	制御方式	パルスモーター制御式		
	加振能力	最大1000ガル		
コントローラ	電源部、制御部、ドライバ部から成ります。			
	外形寸法	300W x 130H x 300D mm		
	PCとの通信	RS232C		
	電力	AC100V, 500W		
DAユニット及びソフトウェア	波形制御ソフト「WaveController」添付	AC100V, 1000W (1kW)		
	地震波形出力	任意の地震波形を振幅、時間軸を変えて出力が可能。最大10倍速		
	基本波形出力	波形：サイン波、0.01～20.00Hz、振幅は振動台のストロークまで		
	ステップ制御	最大20000ステップ。ステップ毎にサイン波の周波数、振幅、回数を設定		

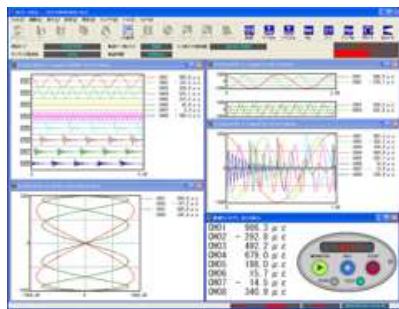


図 3.19 データ収録ソフトウェア DCS-100A



図 3.20 直流安定化電源 PMC35-1



図 3.21 計測装置 EDX-100A-4H



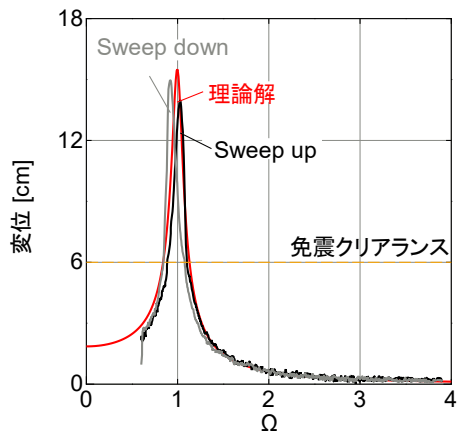
図 3.22 CMOS タイプマイクロレーザ測距センサ HG-C1400



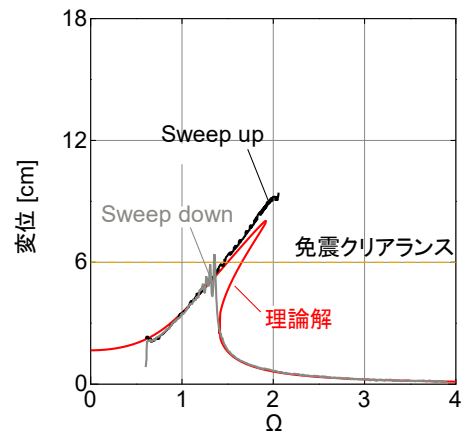
図 3.23 引張圧縮両用型小型ロードセル



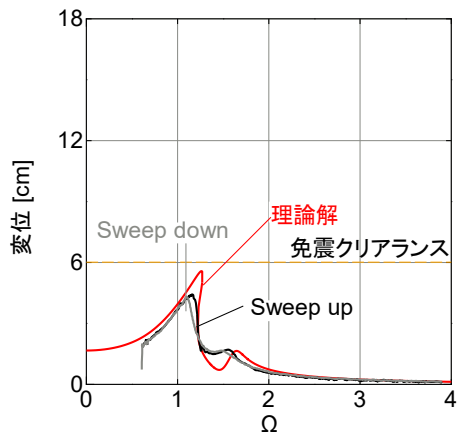
図 3.24 小型低容量加速度センサー



(a) S モデル (8 cm/s² 相当の入力)



(b) Q モデル (8 cm/s² の入力)



(c) SQT モデル (8 cm/s² の入力)

図 3.25 周波数応答曲線による理論値と加振試験結果の比較

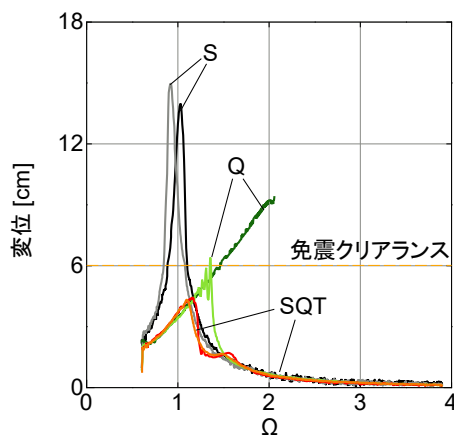
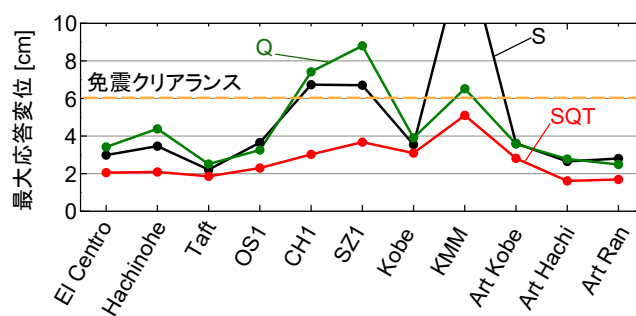
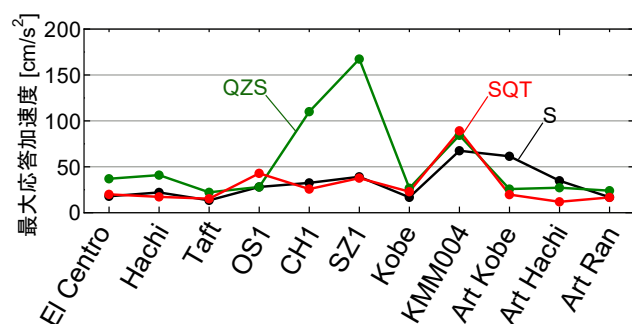


図 3.26 S, Q, SQT モデルの周波数応答曲線の比較

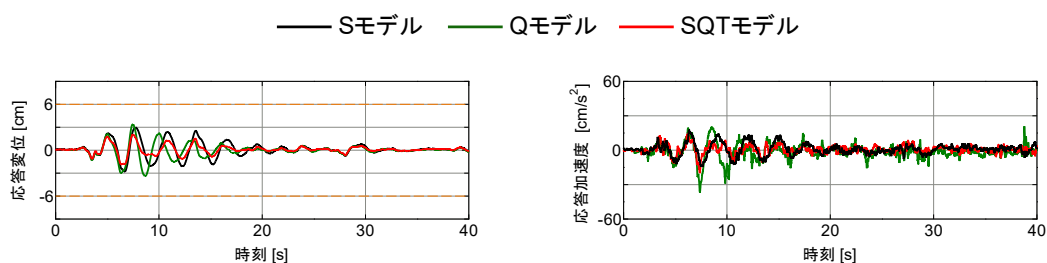


(a) 最大応答変位



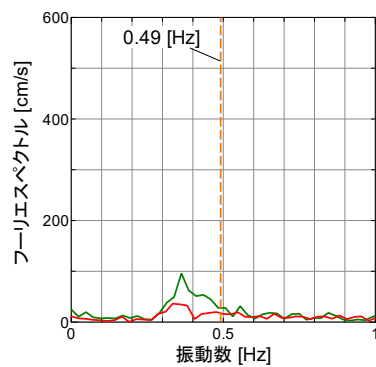
(b) 最大応答加速度

図 3.27 地震波加振に対する S, Q, SQT モデルの最大応答の比較



(a) 時刻歴応答変位

(b) 時刻歴応答加速度



(c) 時刻歴応答加速度を対象とした Q, SQT モデルのフーリエスペクトル

図 3.28 El Centro

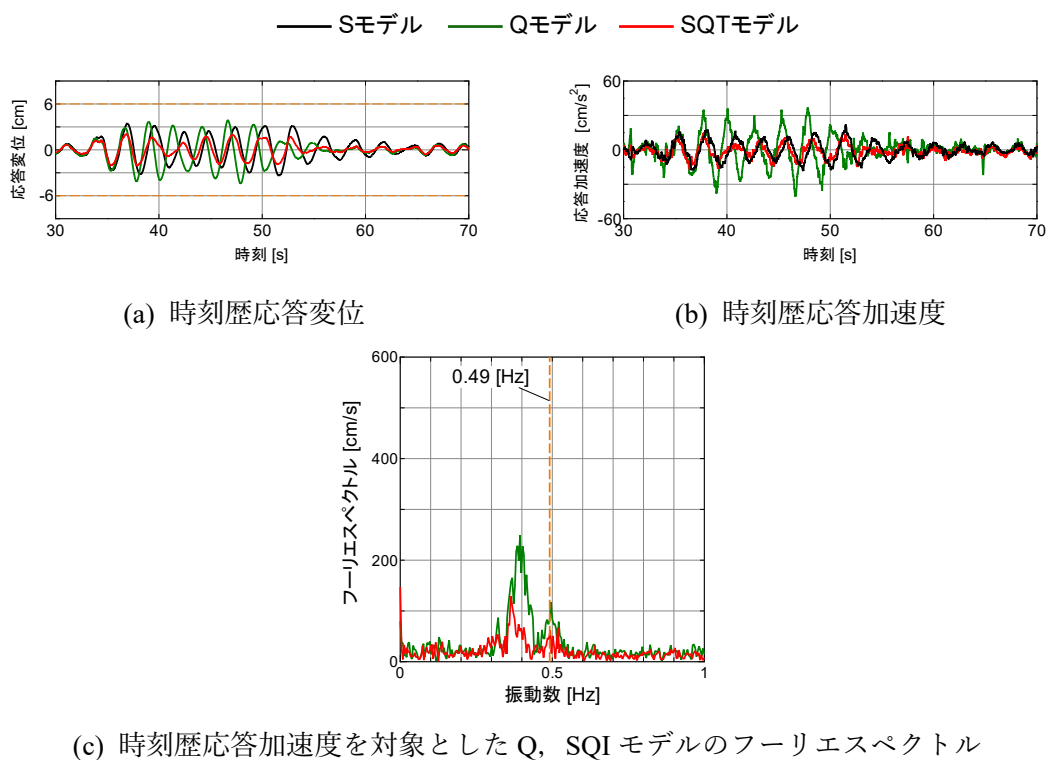


図 3. 29 Hachinohe

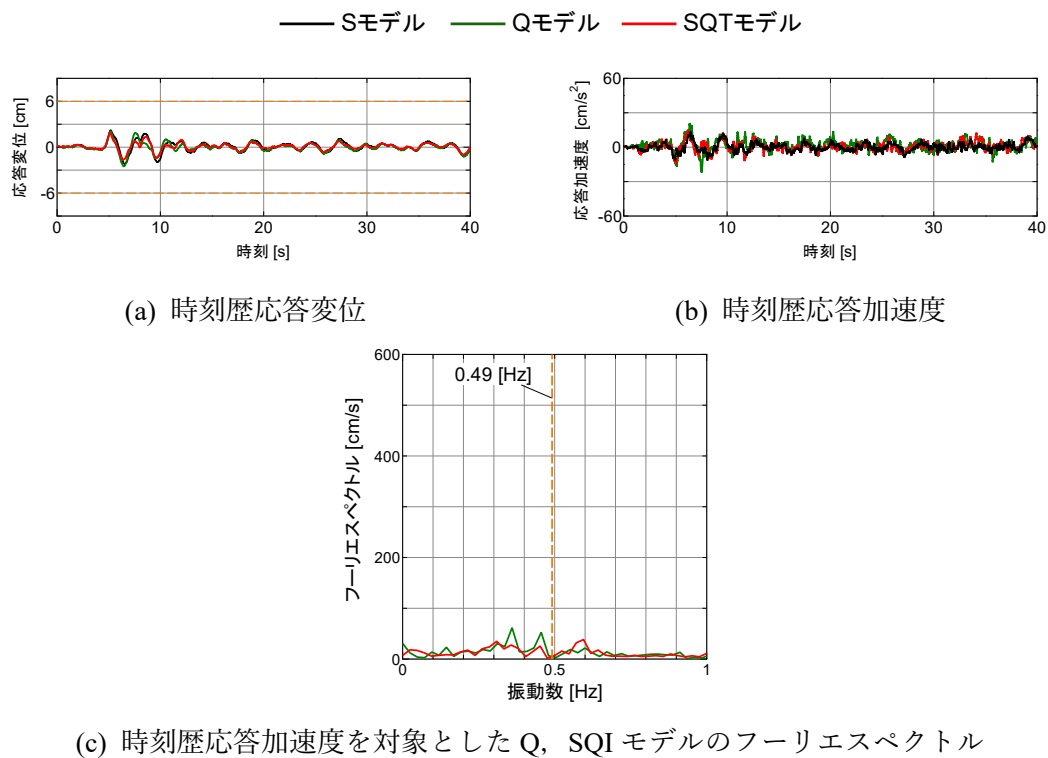
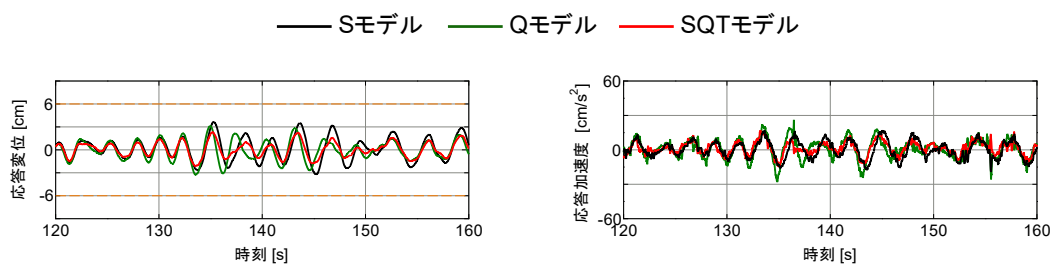
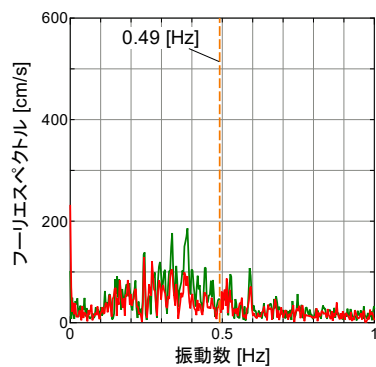


図 3. 30 Taft



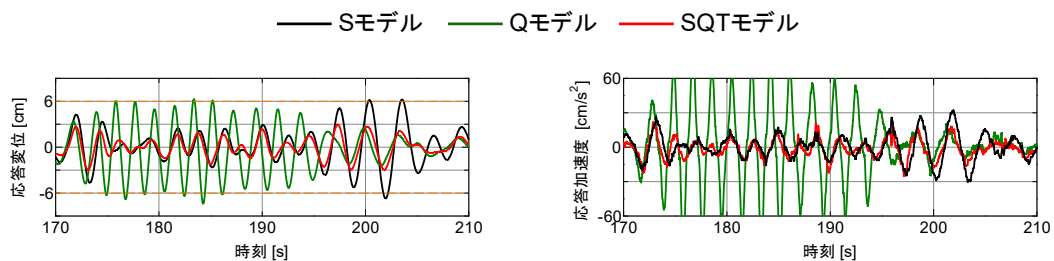
(a) 時刻歴応答変位

(b) 時刻歴応答加速度



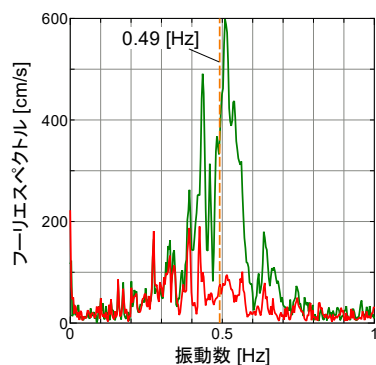
(c) 時刻歴応答加速度を対象とした Q, SQT モデルのフーリエスペクトル

図 3.31 OS1



(a) 時刻歴応答変位

(b) 時刻歴応答加速度



(c) 時刻歴応答加速度を対象とした Q, SQT モデルのフーリエスペクトル

図 3.32 CH1

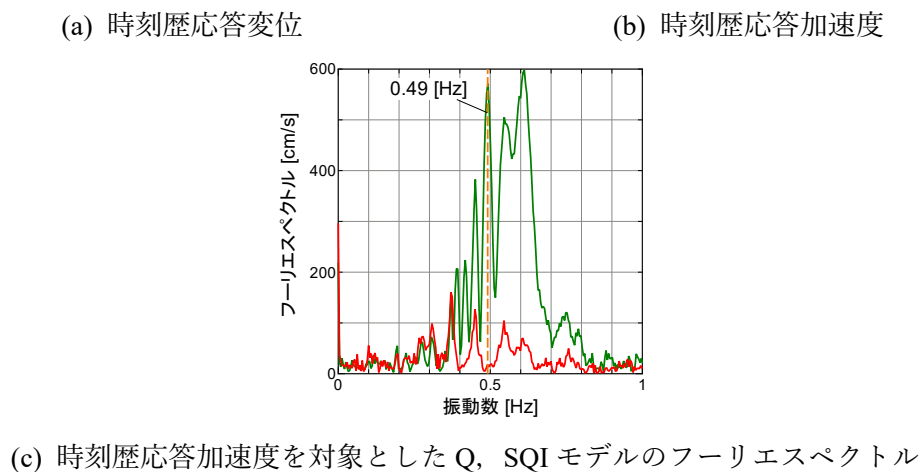
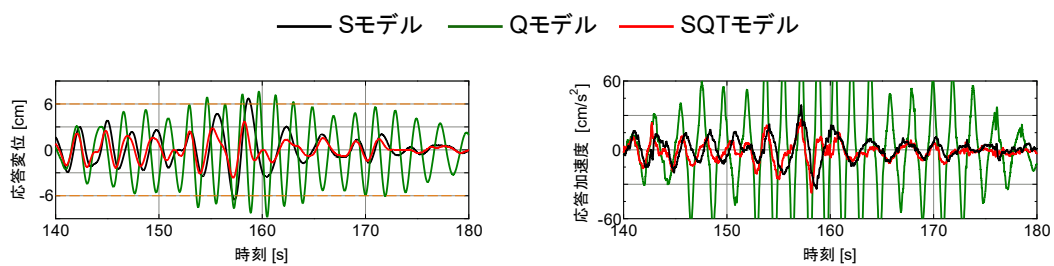


図 3.33 SZ1

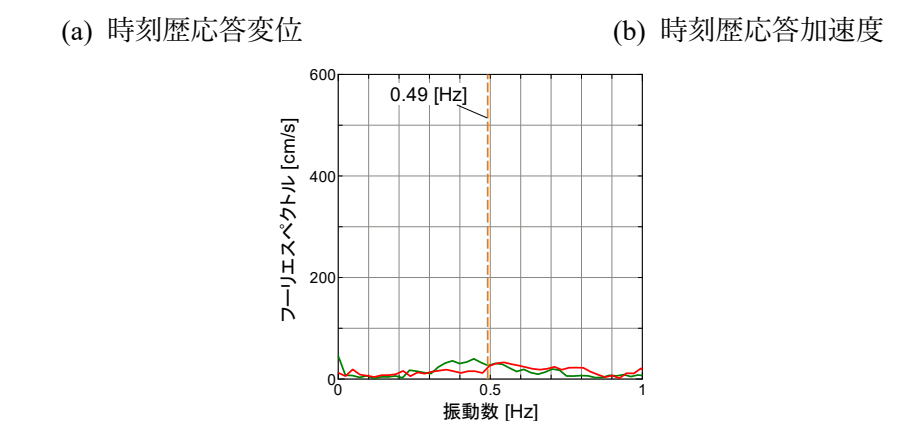
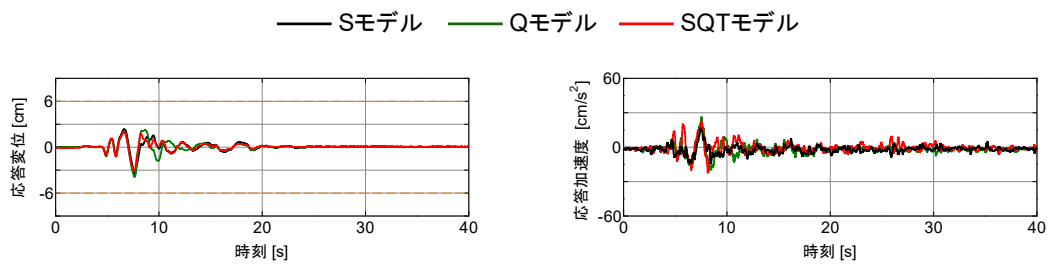
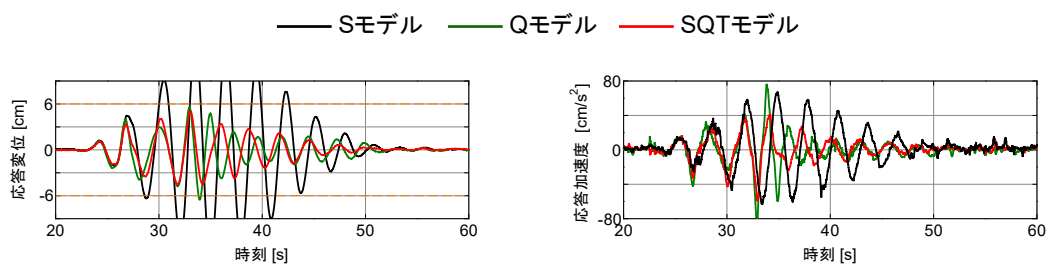
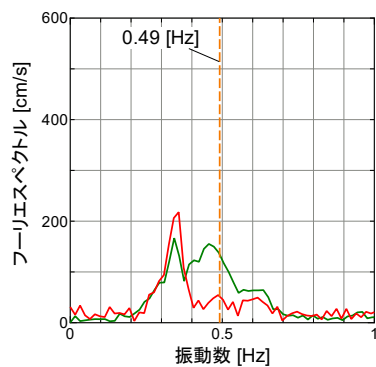


図 3.34 Kobe



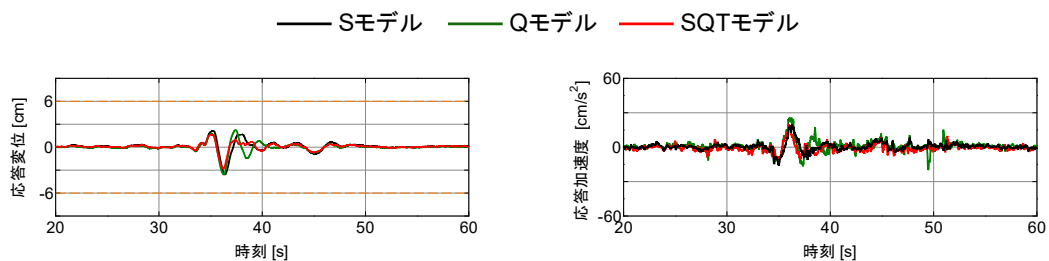
(a) 時刻歴応答変位

(b) 時刻歴応答加速度



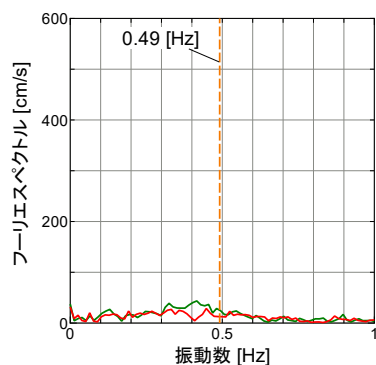
(c) 時刻歴応答加速度を対象とした Q, SQT モデルのフーリエスペクトル

図 3.35 KMM



(a) 時刻歴応答変位

(b) 時刻歴応答加速度



(c) 時刻歴応答加速度を対象とした Q, SQT モデルのフーリエスペクトル

図 3.36 Art Kobe

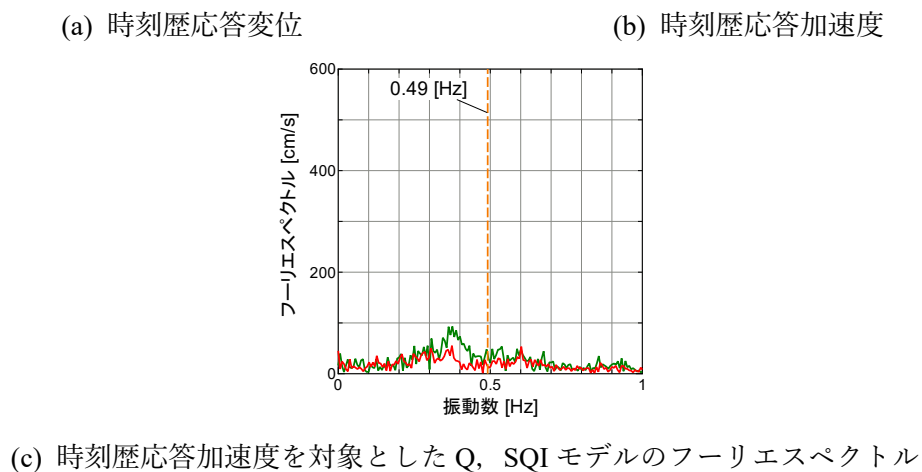
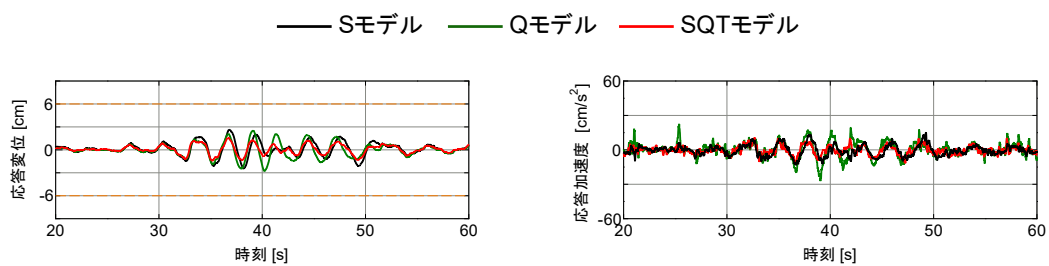


図 3.37 Art Hachinohe

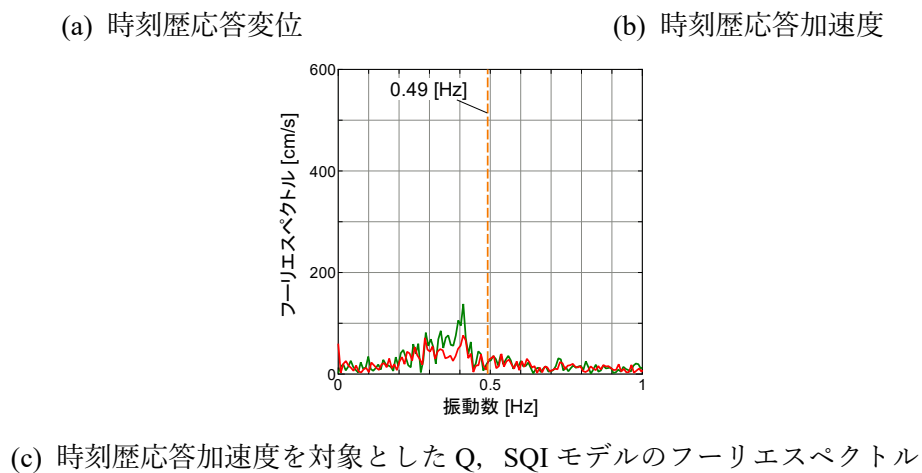
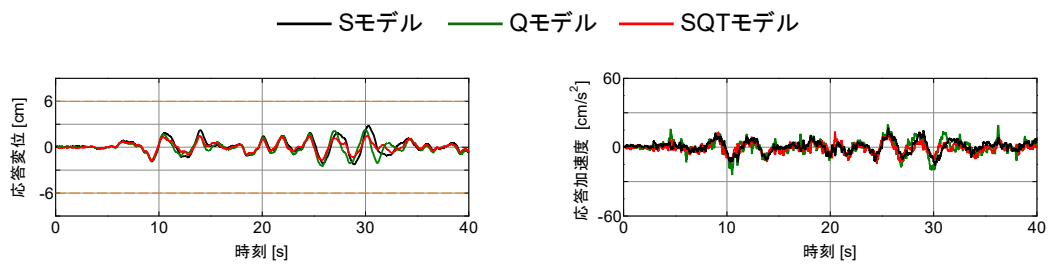


図 3.38 Art Random

3.4 時刻歴応答解析

本節では、前節の加振試験で得られた地震波加振に対する時刻歴応答変位波形を対象に時刻歴応答解析結果と比較することで、時刻歴応答解析の妥当性を確認する。時刻歴応答解析が加振試験を良好に再現できることを確認した後、一質点系の S, Q, SQT モデルに対して地震波の源波および入力倍率を変えて加振することで SQT モデルの有効性を確認する。

3.4.1 3章で扱った試験体を再現した解析モデルと解析条件

前節の加振試験で使用した試験体を解析モデルとして構築する。解析モデルのコンセプト図を図 3.39 に、その諸元を表 3.6 に示す。

解析モデルにおける建物想定部の質点下に位置する振動台質点に高剛性の変位制御ばねを取り付け、変位制御ばねの剛性と入力波変位の積に等しい外力を加えた。これにより、振動台の変位制御による加振を再現した。試験体の建物想定部の質量、振動台と建物想定部を結ぶ線形ばねのばね定数、慣性質量ダンパーのフライホイール実質量、慣性質量ダンパーに使用した線形ばねの剛性はカタログ値を用いた。試験体における硬化型復元力装置は幾何学的非線形を利用した機構を採用している。試験体の可動法に垂直にワイヤーを張るが、ワイヤーのテンションによって変位の 3 乗に依存する荷重に変位の 1 次依存する荷重が足し合わされる。これはワイヤー本体の自重に抵抗するためにテンションをかけるために生じる荷重である。解析モデルにはワイヤーにかかるテンションを考慮して変位の 1 次の項を考慮した剛性を足し合わせた。図 3.40 に硬化型復元力特性の荷重変位関係を対象に(3.66)式と解析モデルを比較して示す。同図より、(3.66)式と解析モデルの荷重変位関係に大きな差はない。慣性質量ダンパーによって発生する仮想質量は(3.68)式によりフライホイール 4 枚時の値を反映させた。解析モデル内の各摩擦力および粘性減衰は波形の合わせこみから決定した。なお、摩擦力は荷重と変位関係が矩形で表わされるバイリニアモデルで組み込んだ。解析に用いた入力波は、加振試験で測定した振動台の変位波形を用いた。解析環境として OpenSees を用いて解析を行い、解析時間刻みは 100 Hz とする。

3.4.2 加振試験結果と解析結果の比較

図 3.41～図 3.51 に加振試験と解析の時刻歴応答変位波形を比較して示す。

S, Q, SQT モデルで加振試験の地震波加振によって計測された時刻歴応答変位波形を図 3.39 に示した解析モデルを対象とした解析結果が良好に再現できていた。以上より、SQT モデルに対する時刻歴応答解析の妥当性を確認した。

3.4.3 源波を用いた一質点系 SQT モデルに対する地震応答解析

加振試験では縮小試験体を用いた検討であったため、入力地震動が源波を用いた検討で

はない。これより、一質点系の SQT モデルを解析モデル（図 3.1）を対象として、地震波の源波および入力倍率を変えた加振を実施することで SQT モデルの有効性の確認を行う。

解析モデルの諸元を表 3.7 に示す。比較対象モデルは S, Q, SQT モデルとする。免震固有周期は 3 s として、免震クリアランスは 60 cm, 免震システムにおける粘性減衰を 15 %とした。Q, SQT モデルの硬化型復元力は免震層クリアランス x_{cl} の 2/3 で免震層の線形剛性による復元力と硬化型復元力が一致するように設定した。慣性質量ダンパーにより生じる仮想質量は建物想定部の 10 %として、線形剛性は(3.58), (3.59)式より求め、粘性減衰は 3 %とした。

入力地震動は第 2 章の図 2.11 で示した El Centro, Hachinohe, Taft, OS1, CH1, KA1, SZ1, Kobe, KMM, Art Kobe, Art Hachinohe, Art Random の 12 波とする。入力倍率は 0.5, 1.0, 1.5 の 3 パターンを実施する（El Centro, Hachinohe, Taft は L2 相当として、それぞれ 1.49, 1.47, 2.82 を 1.0 倍として換算）。解析環境として OpenSees を用いて解析を行い、解析時間刻みは 100 Hz とする。

3.4.4 解析結果

図 3.52, 図 3.53, 図 3.54 にそれぞれ入力倍率 0.5, 1.0, 1.5 の最大応答変位および最大応答加速度の結果を示す。図 3.55～図 3.66 には、検討した 12 波の地震波加振の入力倍率 0.5, 1.0, 1.5 それぞれに対する時刻歴応答変位および加速度波形と応答加速度に対するフーリエスペクトルを示す。表 3.8～表 3.13 に各入力倍率の最大応答値を示す。なお、フーリエスペクトルの図中に赤鎖線で慣性質量ダンパーのチューニング振動数である 0.49 Hz を示す。

図 3.52 (a)から、最大応答変位では S モデルの KMM の加振を除いて S, Q, SQT モデルに有意な差はみられない。この傾向は図 3.55～図 3.66 の時刻歴応答波形においても同じであった。図 3.52 (b)の最大応答加速度においては KMM において S モデルと Q モデルでは 100 cm/s^2 以下の差がみられるが、他の加振結果では差は小さい。図 3.53 (a)では、S モデルの KMM において免震クリアランスを超える応答変位を示した。一方で、Q, SQT モデルは免震クリアランス範囲内に最大応答変位を抑えられている。同図 (b)最大応答加速度では、KMM において他のモデルと比較して S モデルが最も応答が小さいが、免震クリアランスを超える最大応答変位が生じていることを踏まえると、擁壁衝突による応答加速度の増大が考えられる。CH1 の加振により SQT モデルは Q モデルに対して 100 cm/s^2 ほどの応答を低減できている。図 3.59 (b)より Q モデルでは 170～180 s にかけて応答変位が他のモデルと比較して大きく、その差は S モデルと比較すると最大で 30 cm 程度である。同じ 170～180 s 時点での加速度波形に着目すると Q モデルの応答は他のモデルと比較して大きい。一方で、SQT モデルは S モデルとほぼ同様な応答波形となっており Q モデルと比較して応答を低減できている。図 3.54 では S モデルの SZ1, KMM において免震クリアランスを超える

応答変位を示し、Q, SQT モデルは免震クリアランス範囲内の応答変位を示した。SZ1, KMM のそれぞれの時刻歴応答変位波形について見てみる。図 3. 61 (c) の 155 s を過ぎた領域で S モデルが免震クリアランスを超える応答を示しているが、Q, SQT モデルの応答波形は短周期化しており、最大応答変位が S モデルよりも抑えられている。図 3. 63 (c) においても 27～28 s にかけて S モデルの応答変位が増大しているが、Q, SQT モデルの応答波形は短周期化している。応答波形の短周期から、Q, SQT モデルでは硬化型復元力特性による剛性が上昇していることが考えられる。図 3. 54 (b) では、Q モデルと SQT モデルの最大応答加速度の差が最も顕著に表れている。特に差の大きな El Centro, CH1 について時刻歴応答加速度波形とフーリエスペクトルを見てみる。図 3. 55 (c) から 5 s 付近において Q モデルの応答が SQT モデルと比較して大きい。同図 (f) では慣性質量ダンパーによるチューニング振動数において SQT モデルの応答が低減できていることがわかる。図 3. 59 (c) から 170～180 s にかけて Q モデルの応答が SQT モデルと比較して大きい。El Centro 同様にフーリエスペクトルから慣性質量ダンパーによるチューニング振動数において SQT モデルの応答が低減できていることがわかる。このように、慣性質量ダンパーによって硬化型復元力特性を備えることで応答加速度が増大することを抑制できていることを確認した。

以上より、1 質点系の SQT モデルは S モデルが擁壁衝突を起こすような源波の入力倍率 1.5 の長周期地震動にも免震クリアランス範囲内に抑えられることができた。また、最大応答加速度では、S モデルと比較してその差は最大でも 200 cm/s^2 以下であった。

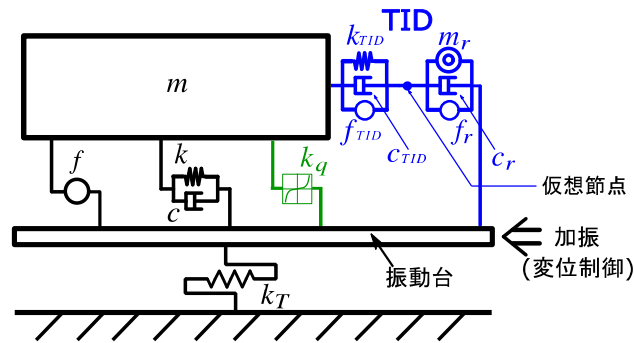


図 3.39 3 章加振試験で使した試験体を再現した解析モデル

表 3.6 3 章で扱った縮小試験体を再現した解析モデル諸元

項目	値
振動台剛性 k_T	$1.48 \times 10^5 \text{ N/cm}$
建物想定部質量 m	33.5 kg
線形ばねの剛性 k	1.48 N/cm
粘性減衰 c	$6.15 \times 10^{-2} \text{ N} \cdot \text{s/cm}$
硬化型復元力剛性 (3 次) k_q	$8.42 \times 10^{-2} \text{ N/cm}^3$
硬化型復元力剛性 (1 次)	$1.20 \times 10^{-1} \text{ N/cm}$
慣性質量ダンパーのフライホイール実質量 m_r	$3.30 \times 10^{-1} \text{ kg}$
慣性質量ダンパーのフライホイールによる仮想質量 m'_r	3.75 kg
慣性質量ダンパーの線形剛性 k_{TID}	$3.40 \times 10^{-1} \text{ N/cm}$
慣性質量ダンパーレール部の粘性減衰 c_{TID}	$6.00 \times 10^{-3} \text{ N} \cdot \text{s/cm}$
慣性質量ダンパーレール部の摩擦 f_{TID}	$2.00 \times 10^{-1} \text{ N}$
慣性質量内部の粘性減衰 c_r	$6.00 \times 10^{-3} \text{ N} \cdot \text{s/cm}$
慣性質量内部の摩擦 f_r	$1.00 \times 10^{-1} \text{ N}$

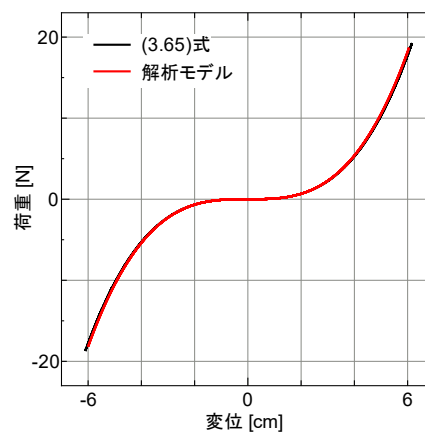


図 3.40 硬化型復元力特性の荷重変位関係を対象とした(3.65)式と解析モデルの比較

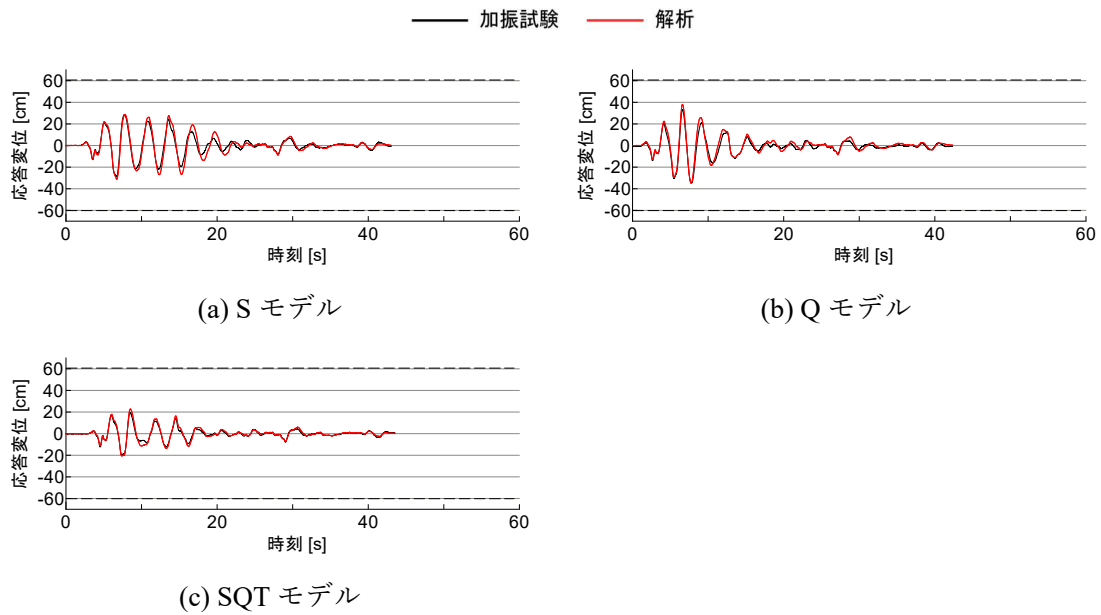


図 3. 41 El Centro

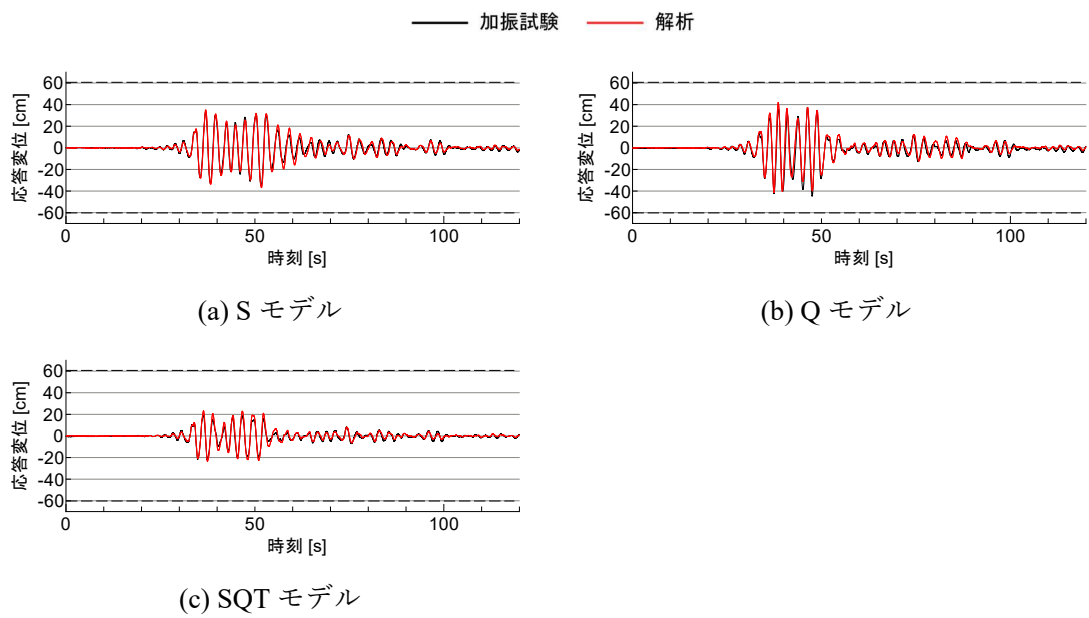


図 3. 42 Hachinohe

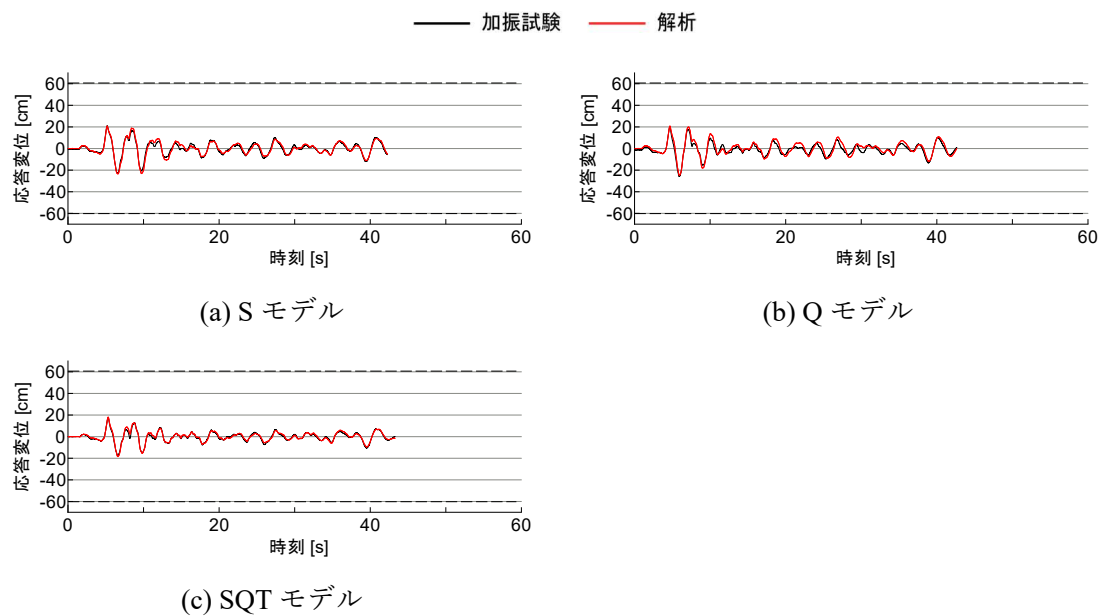


図 3.43 Taft

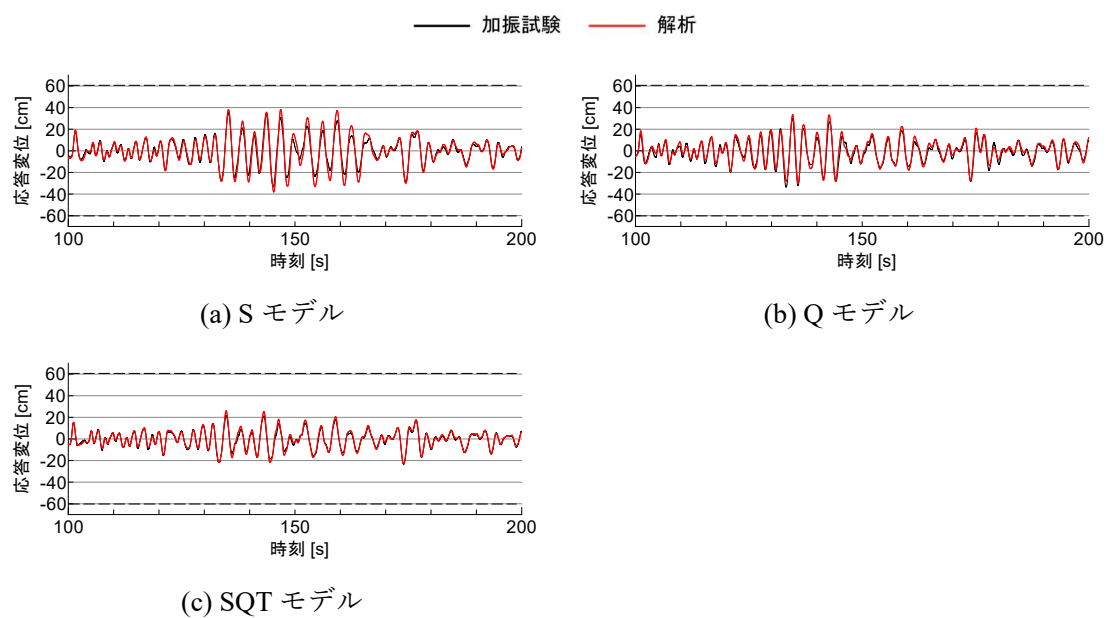


図 3.44 OS1

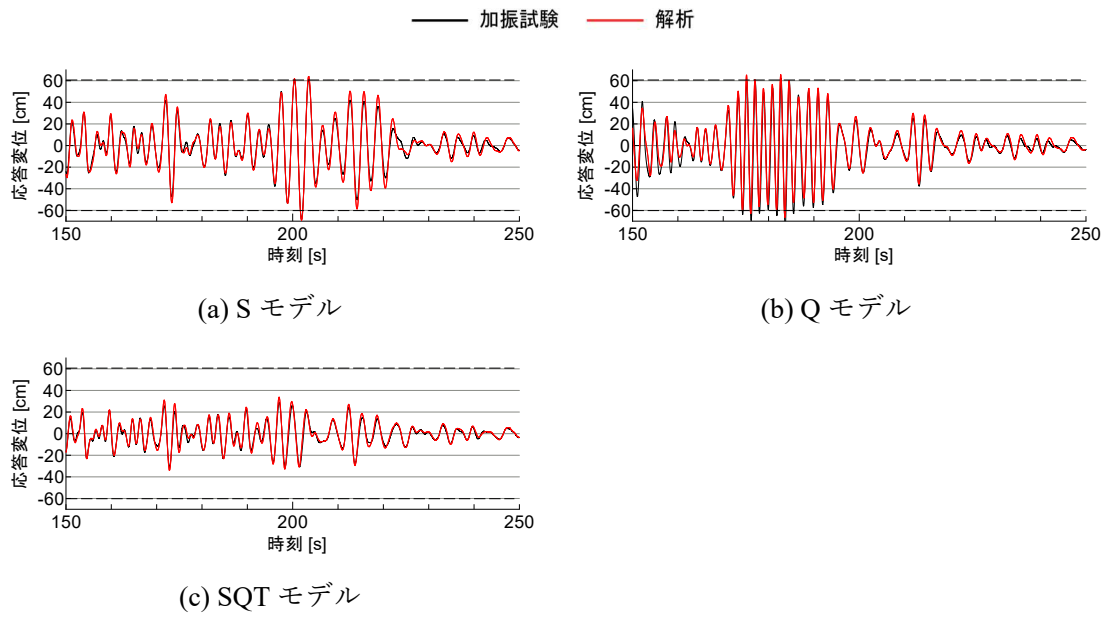


図 3.45 CH1

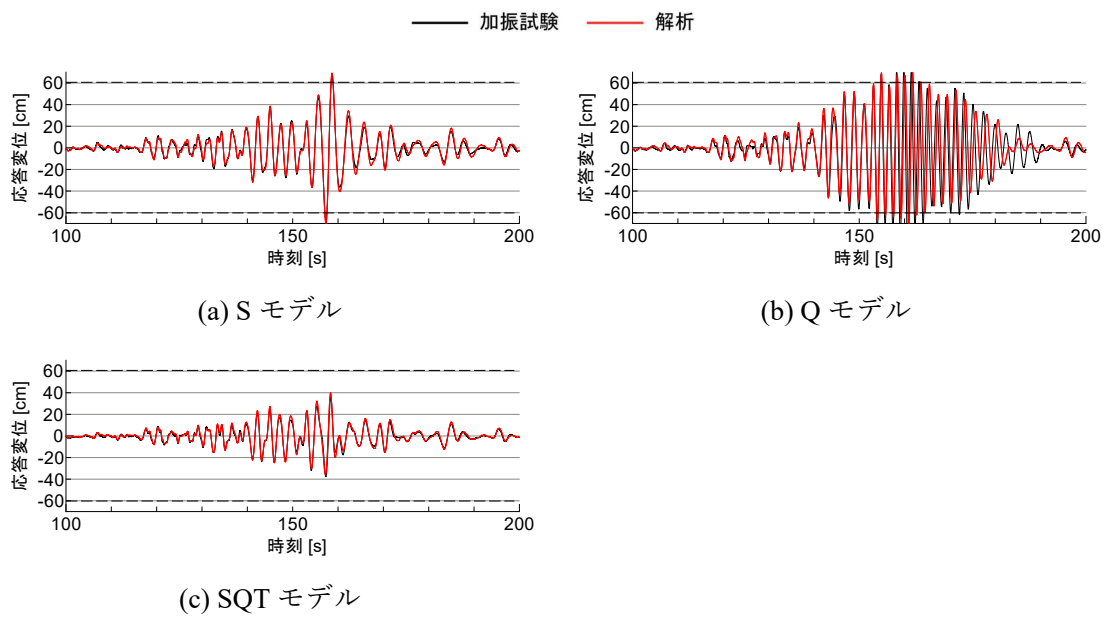


図 3.46 SZ1

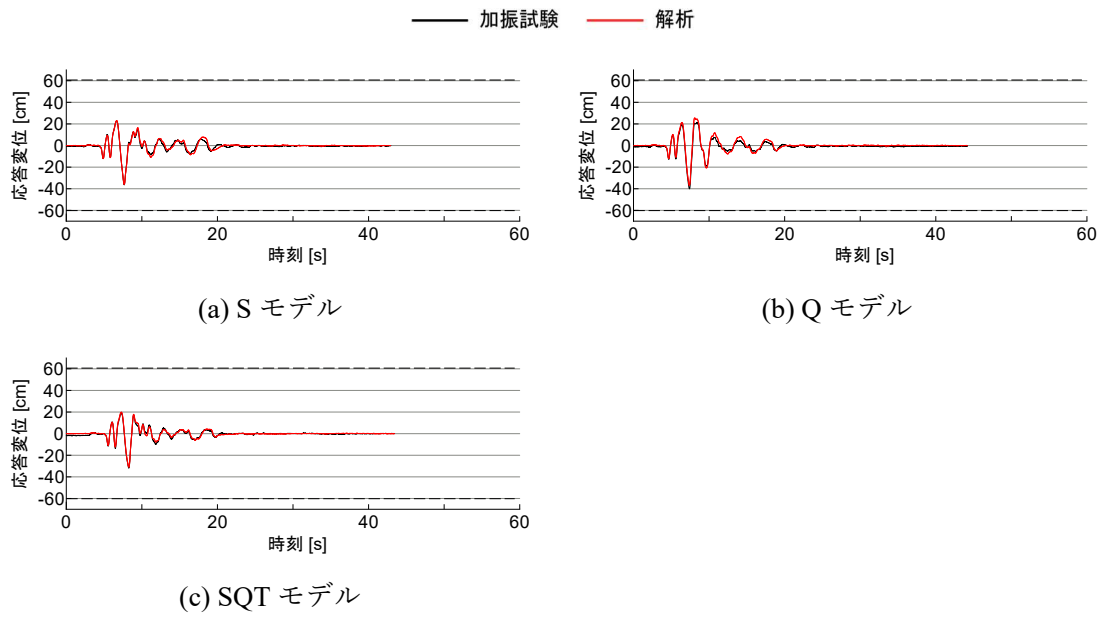


図 3.47 Kobe

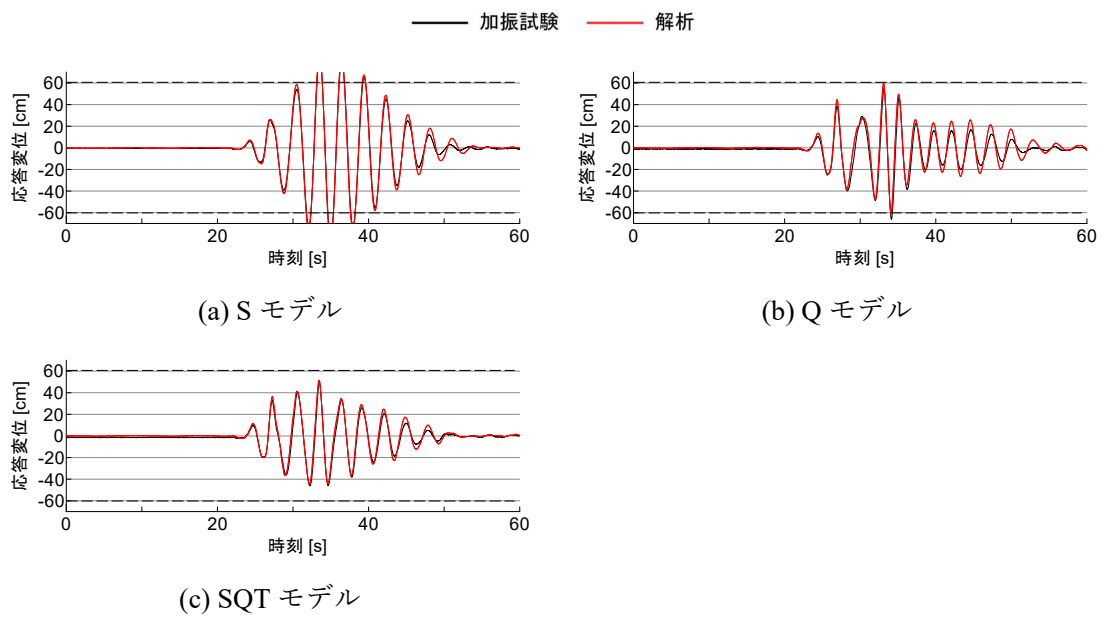


図 3.48 KMM

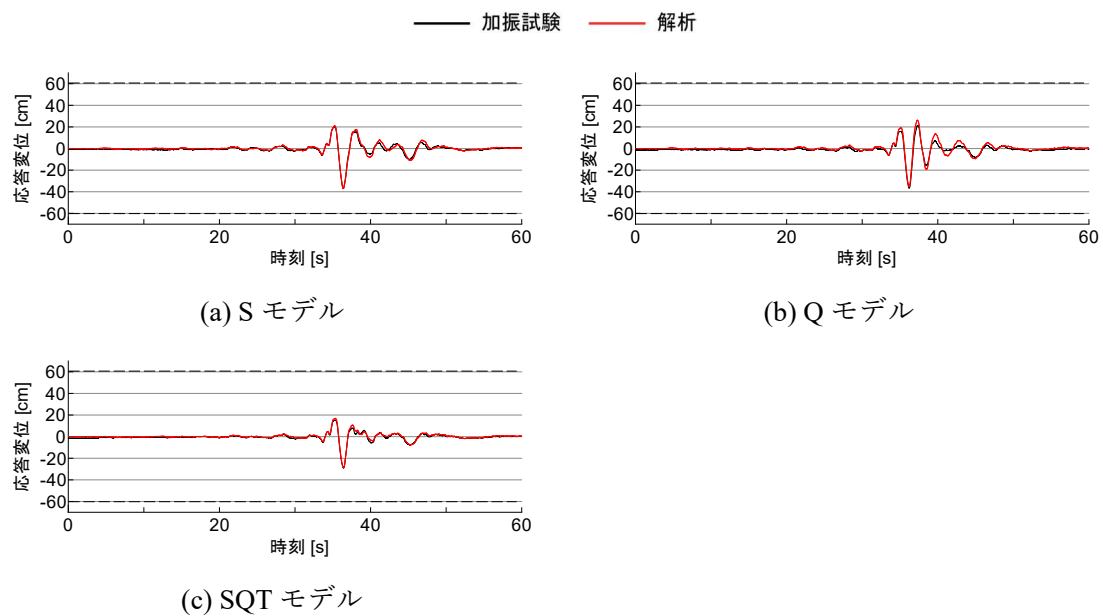


図 3. 49 Art Kobe

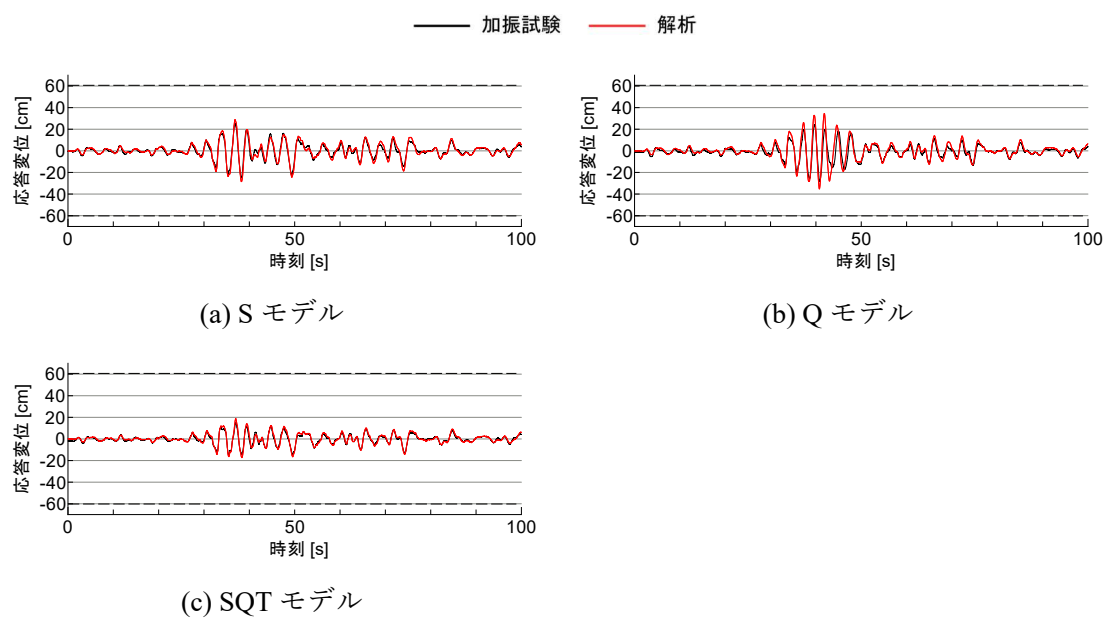


図 3. 50 Art Hachinohe

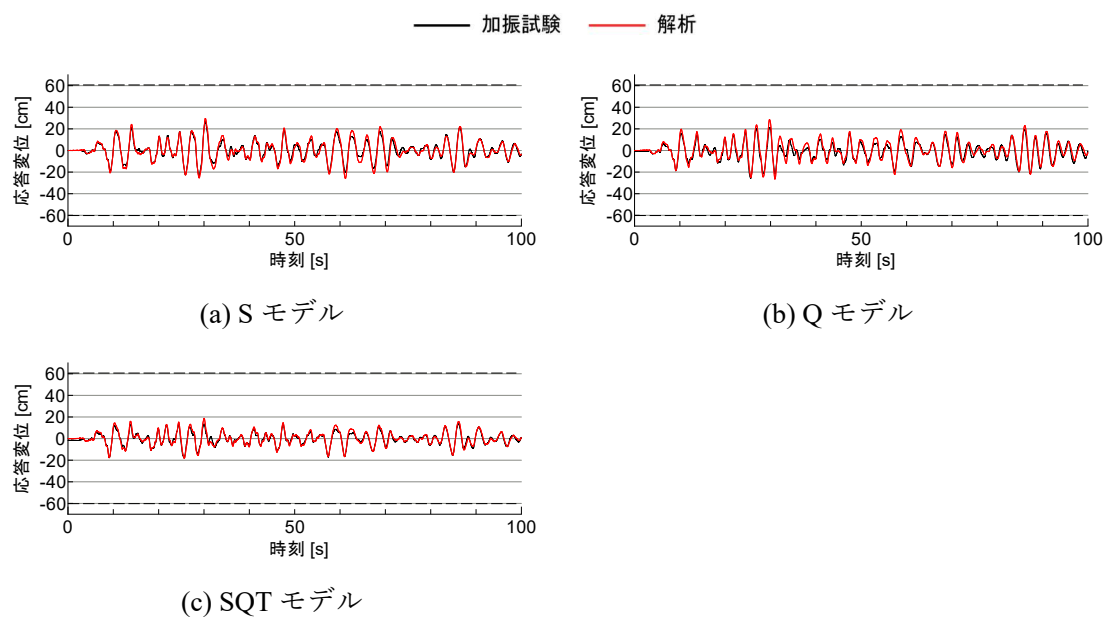


図 3.51 Art Random

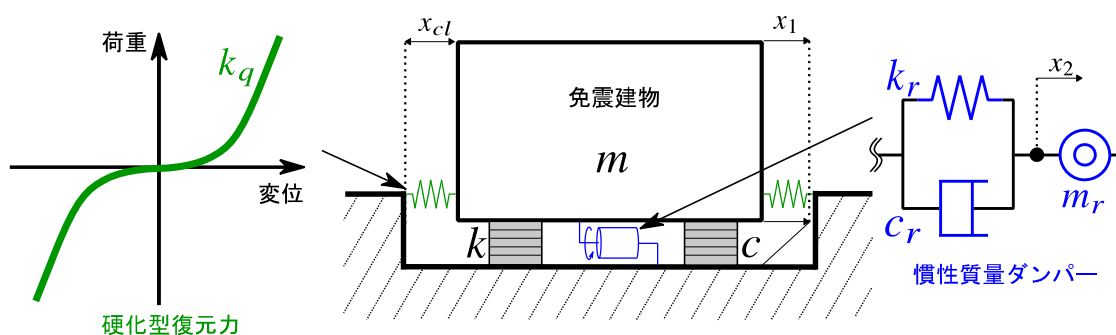
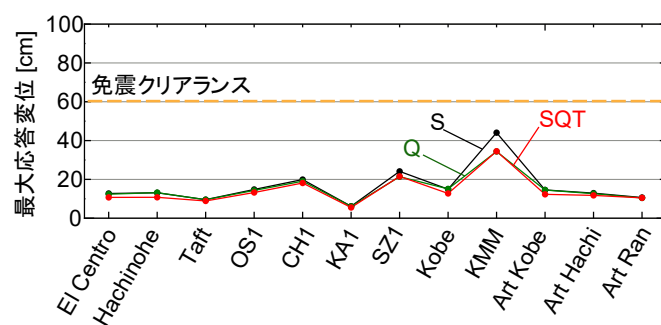
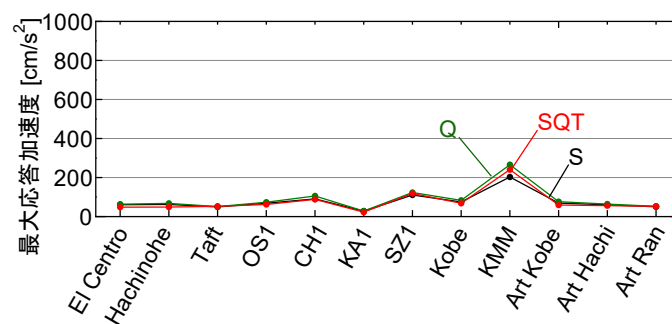


表 3.7 解析モデル諸元

項目	諸元
固有周期	3 s
免震層クリアランス x_{cl}	60 cm
建物想定部質量 m	1000 ton
免震層線形剛性 k	4390 kN/m
免震層粘性減衰 c	6290 kN·s/m ($\zeta = 15\%$)
硬化型復元力剛性 k_q	2740 N/m ³ ($\kappa = 2.25$)
慣性質量による仮想質量 m_r	100 ton ($\mu = 0.1$)
慣性質量線形剛性 k_r	988 kN/m ($G=0.225$)
慣性質量粘性減衰 c_r	126 kN·s/m ($\zeta_r = 3\%$)

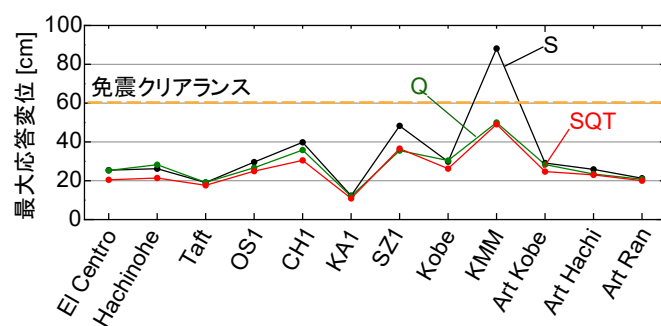


(a) 最大応答変位

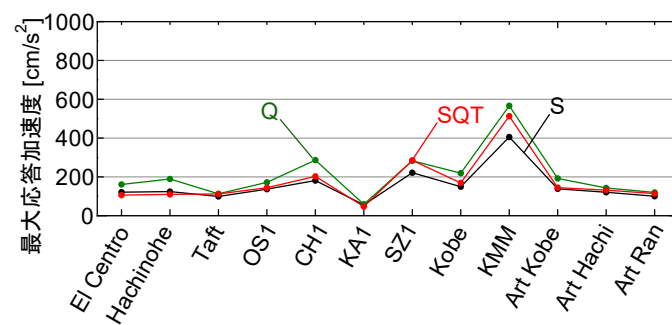


(b) 最大応答加速度

図 3.52 最大応答 入力倍率 0.5

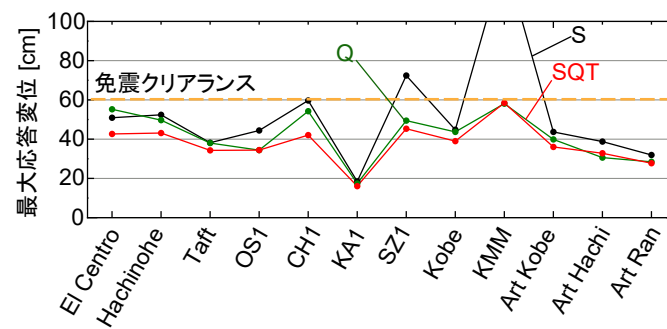


(a) 最大応答変位

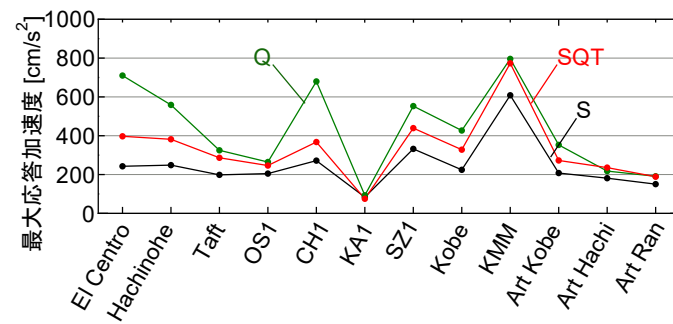


(b) 最大応答加速度

図 3.53 最大応答 入力倍率 1.0

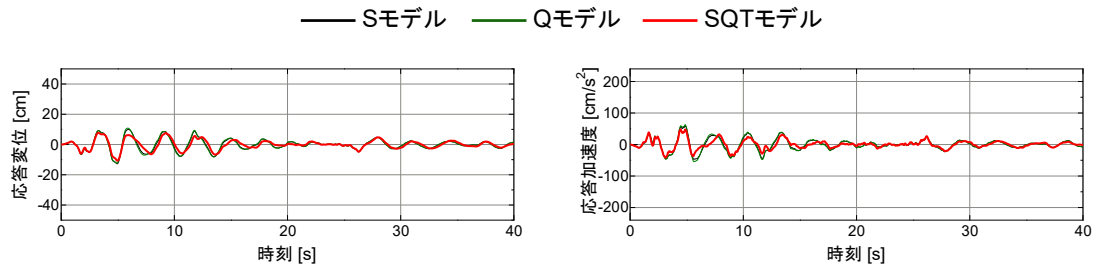


(a) 最大応答変位

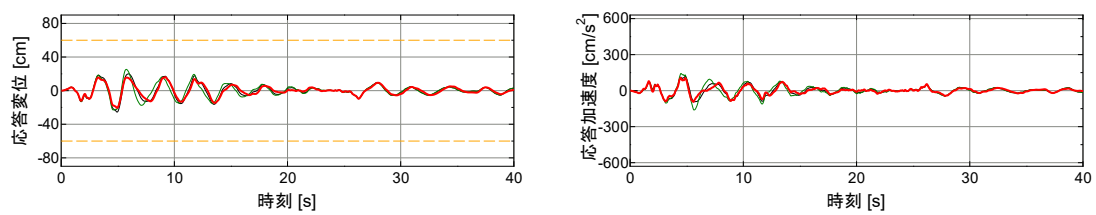


(b) 最大応答加速度

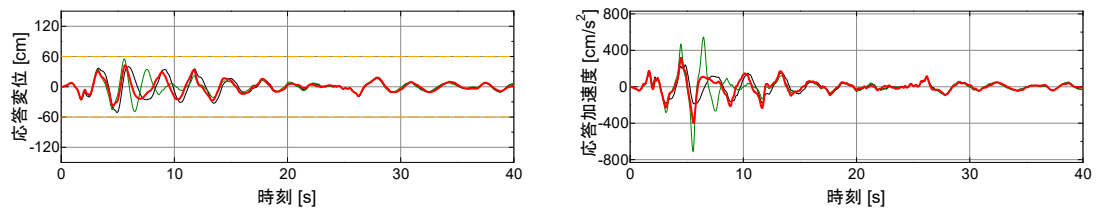
図 3.54 最大応答 入力倍率 1.5



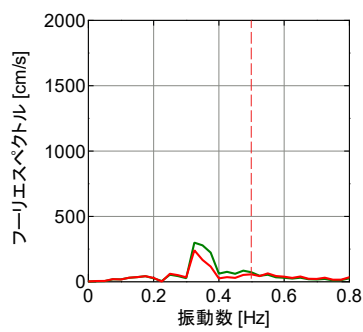
(a) 入力倍率 0.5



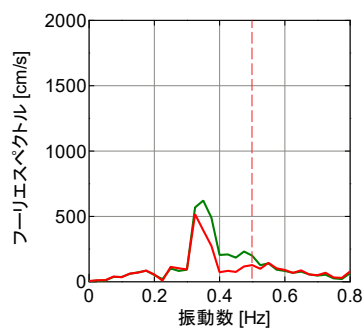
(b) 入力倍率 1.0



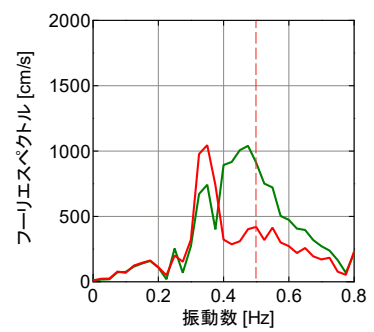
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

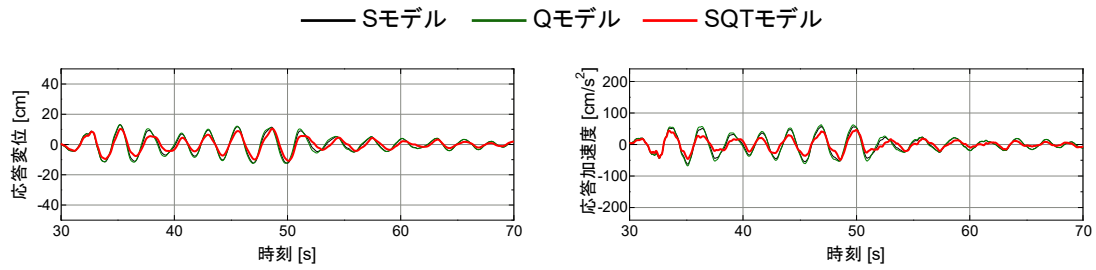


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

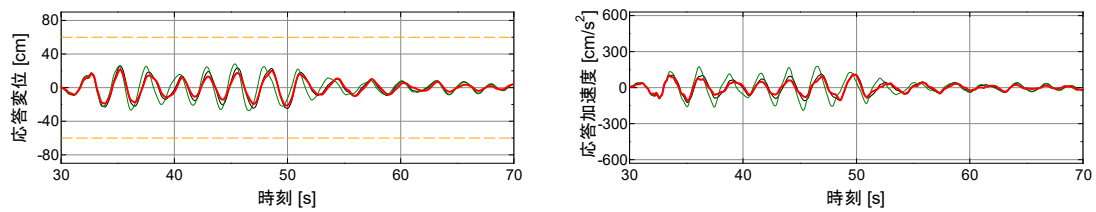


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

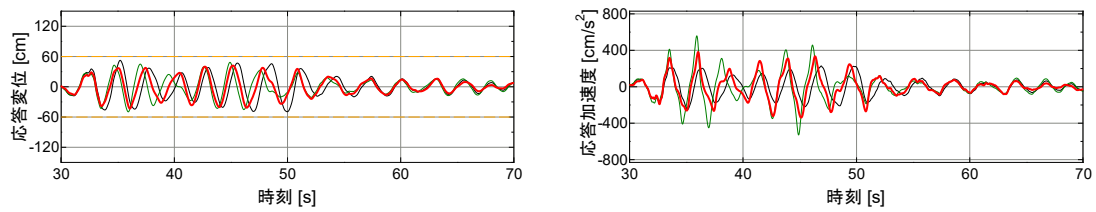
図 3.55 El Centro



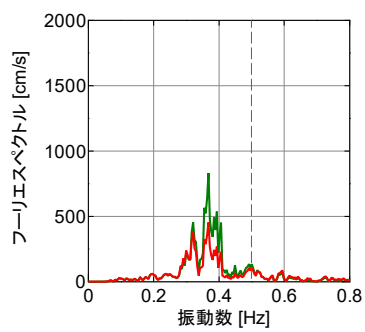
(a) 入力倍率 0.5



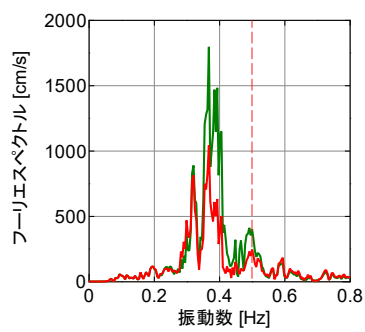
(b) 入力倍率 1.0



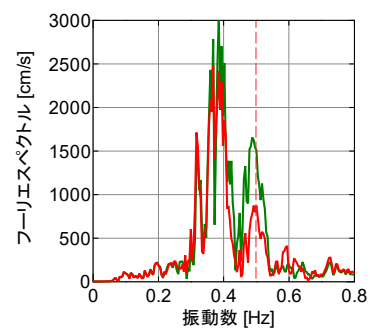
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

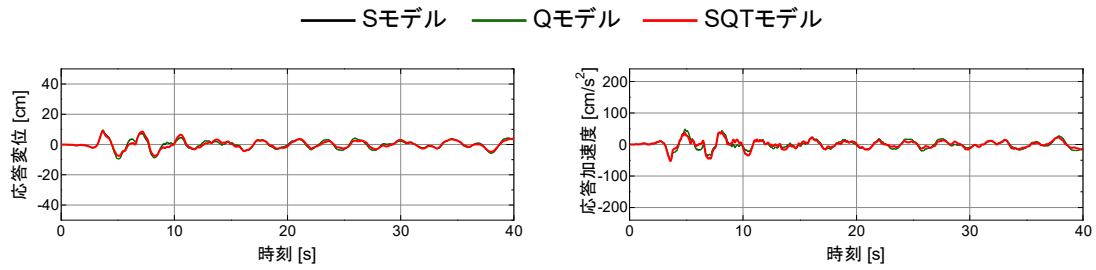


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

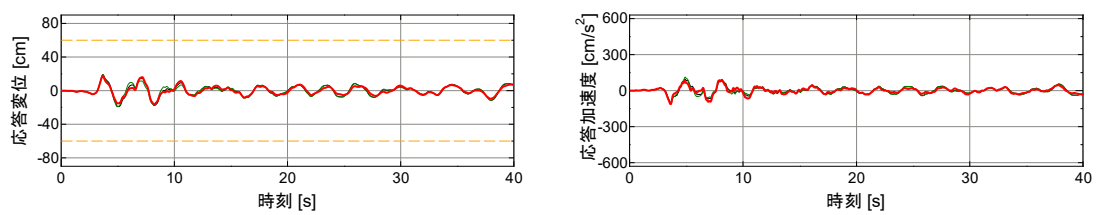


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

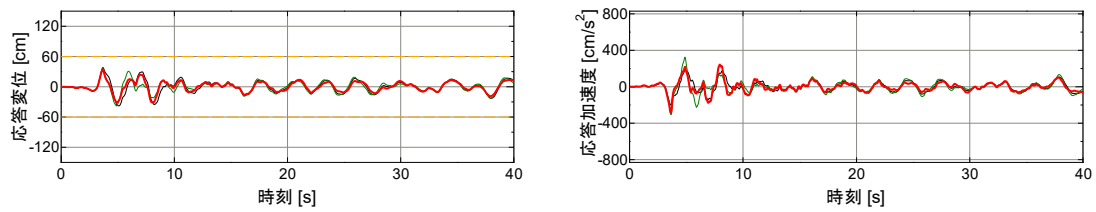
図 3.56 Hachinohe



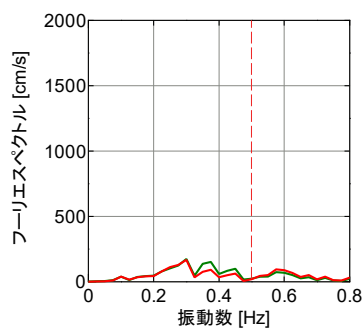
(a) 入力倍率 0.5



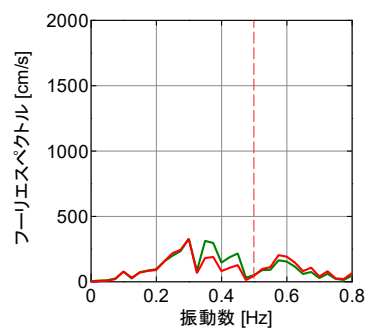
(b) 入力倍率 1.0



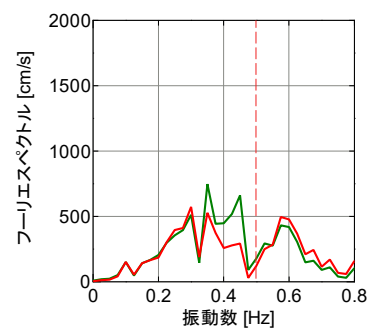
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

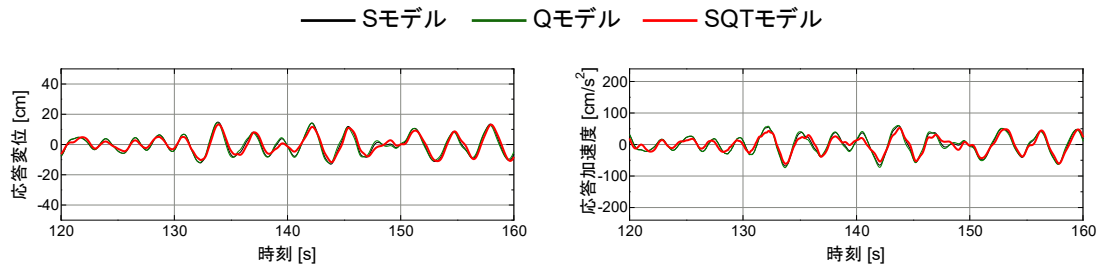


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

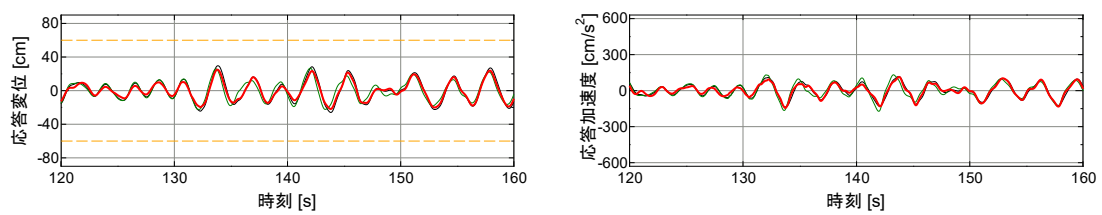


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

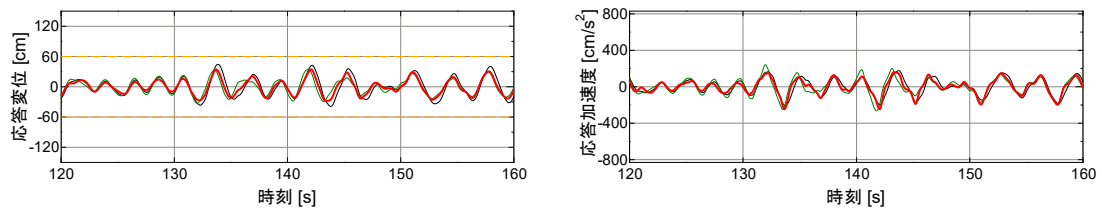
図 3.57 Taft



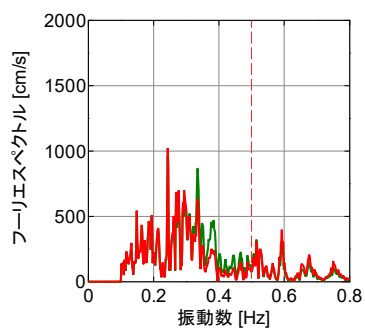
(a) 入力倍率 0.5



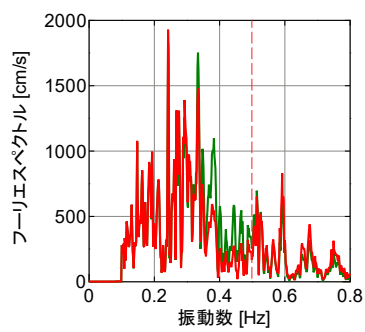
(b) 入力倍率 1.0



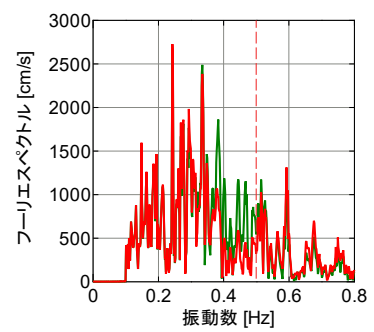
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

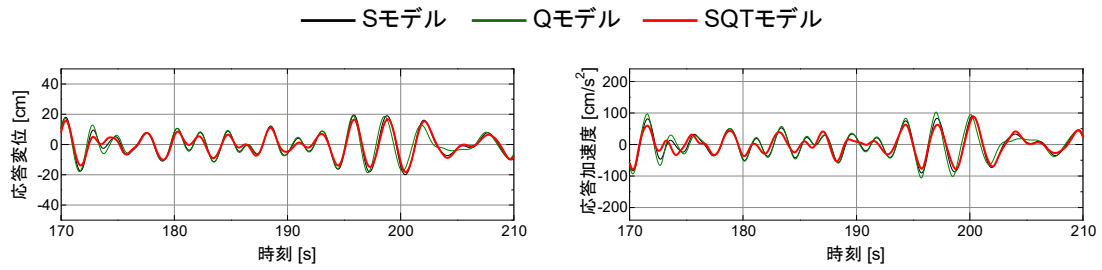


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

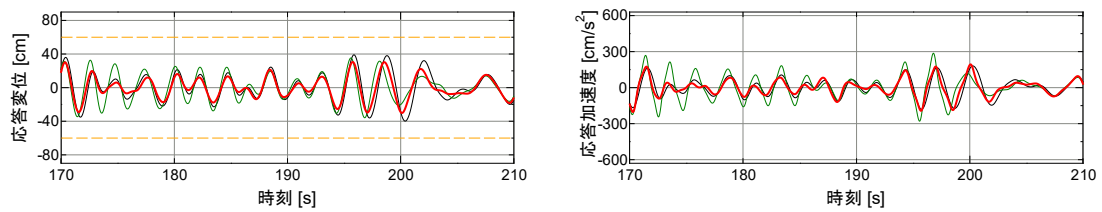


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

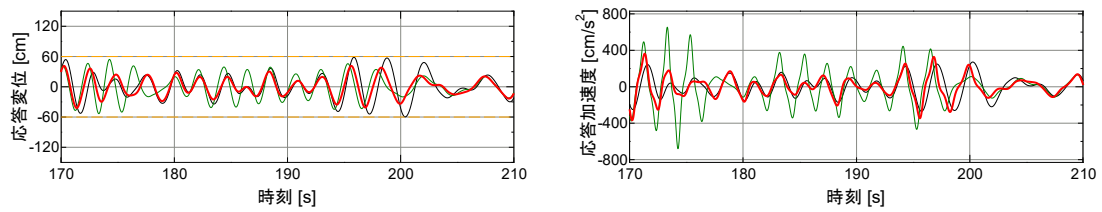
図 3. 58 OS1



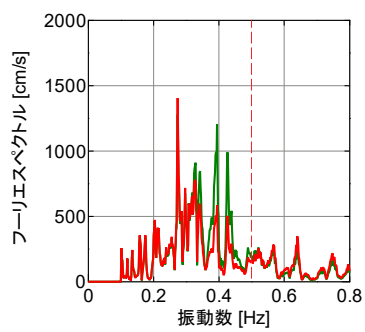
(a) 入力倍率 0.5



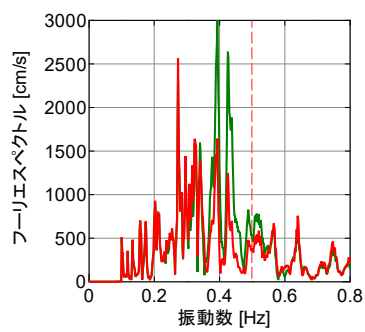
(b) 入力倍率 1.0



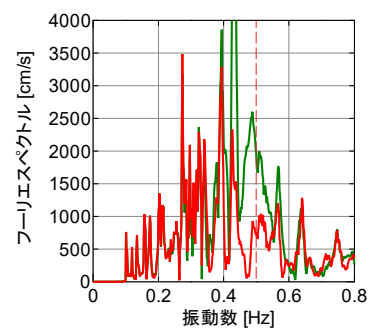
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

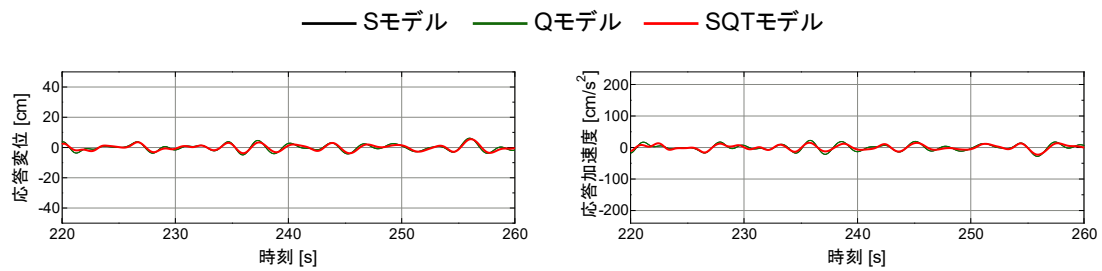


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

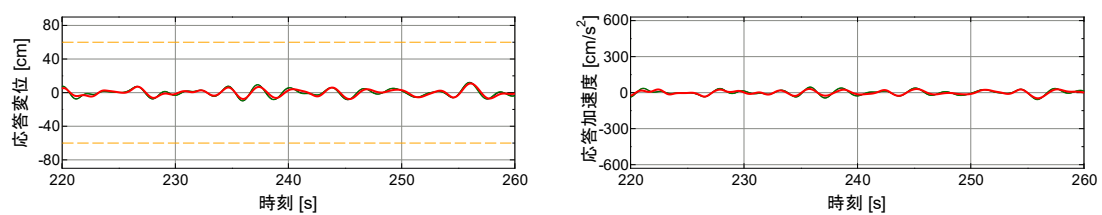


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

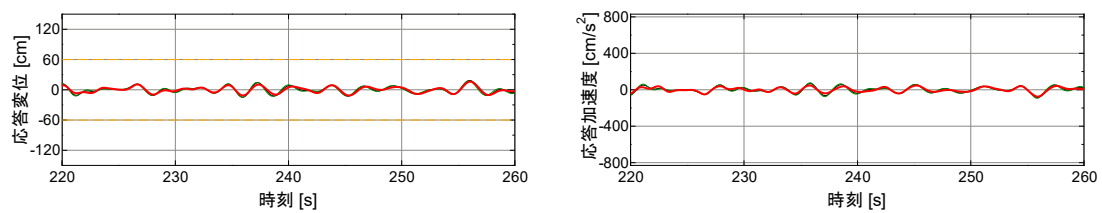
図 3.59 CH1



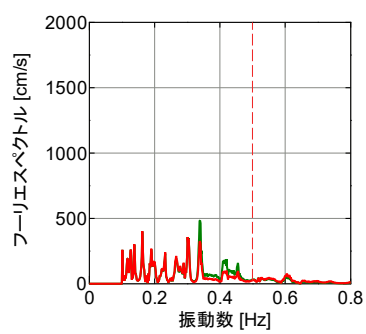
(a) 入力倍率 0.5



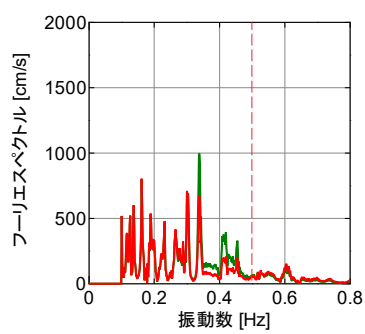
(b) 入力倍率 1.0



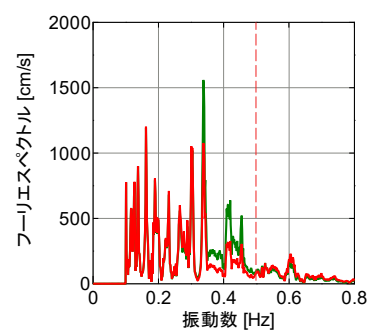
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

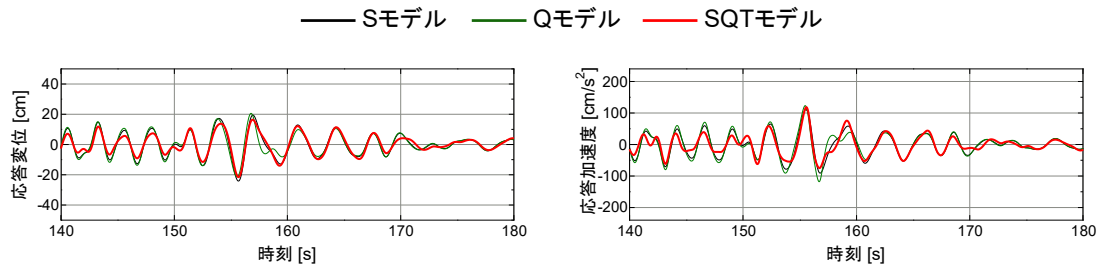


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

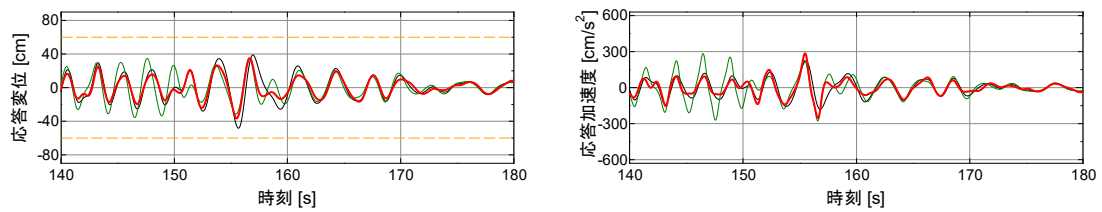


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

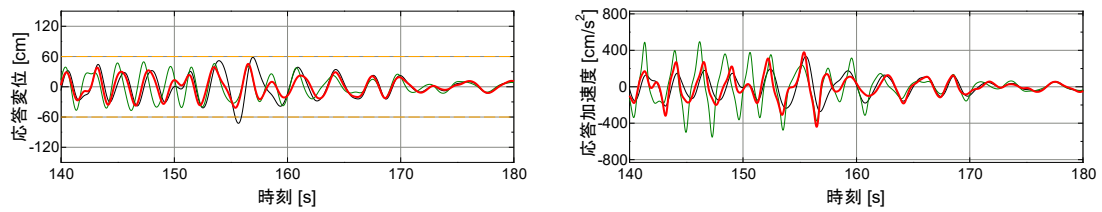
図 3.60 KA1



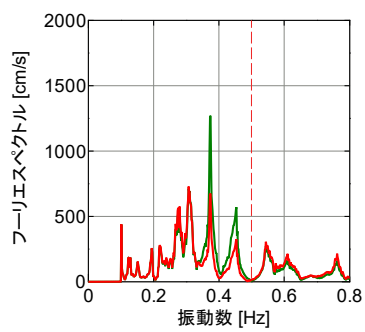
(a) 入力倍率 0.5



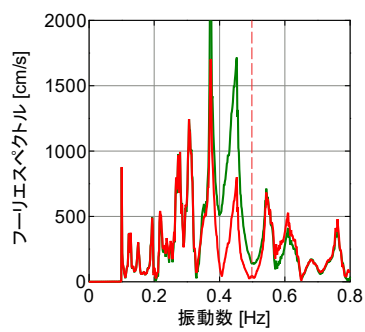
(b) 入力倍率 1.0



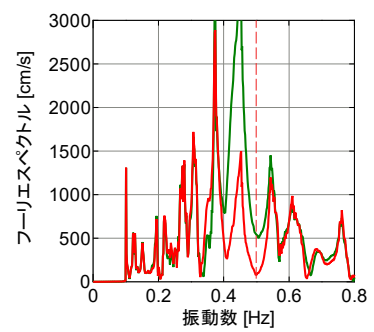
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

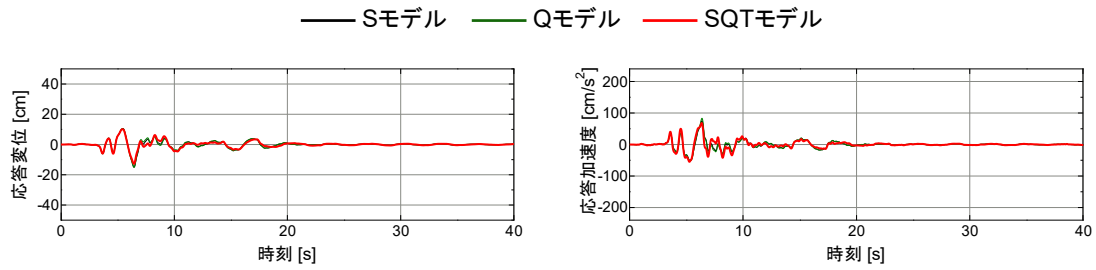


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

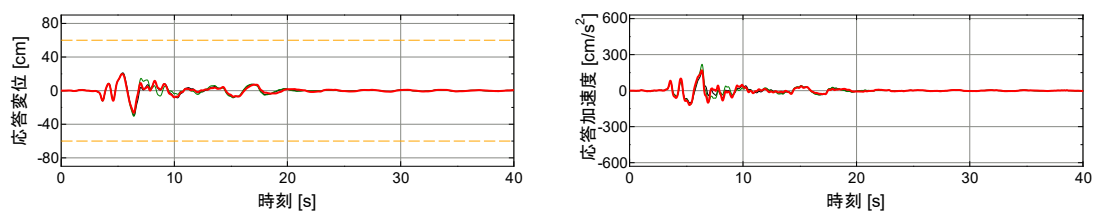


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

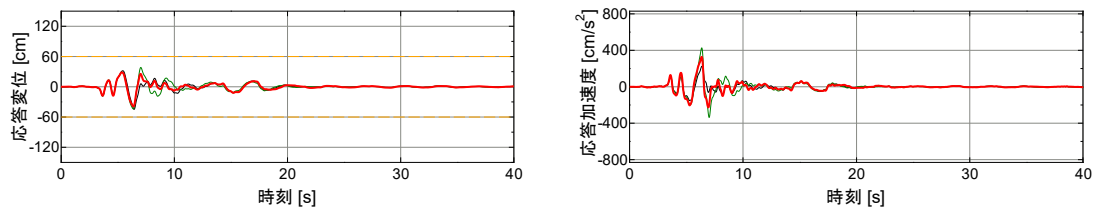
図 3.61 SZ1



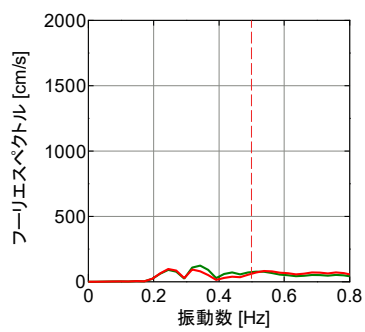
(a) 入力倍率 0.5



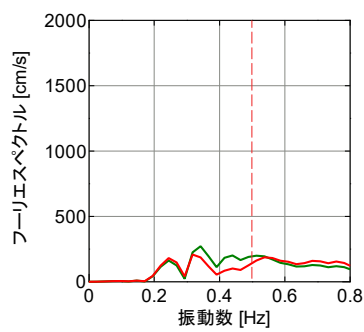
(b) 入力倍率 1.0



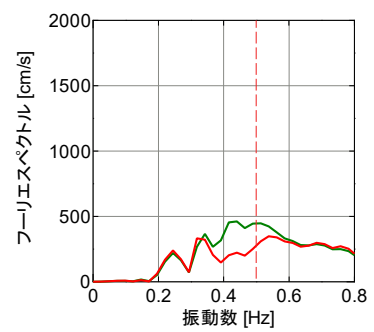
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

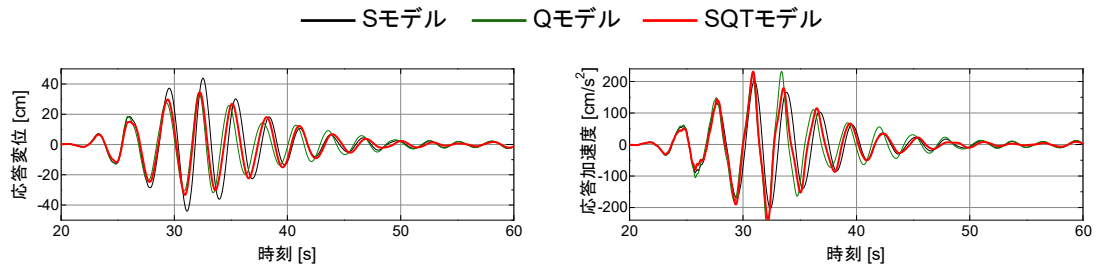


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

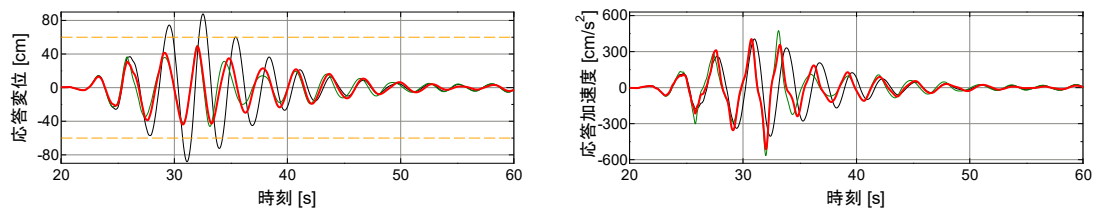


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

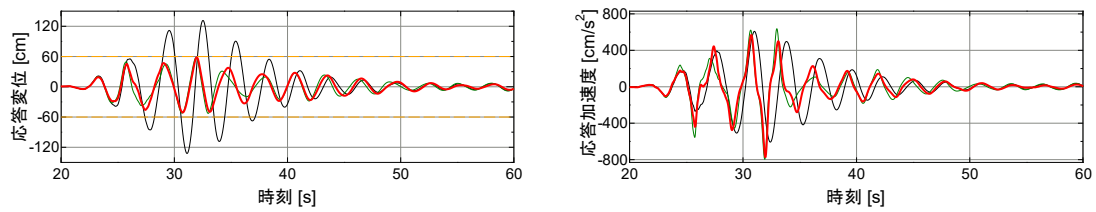
図 3. 62 Kobe



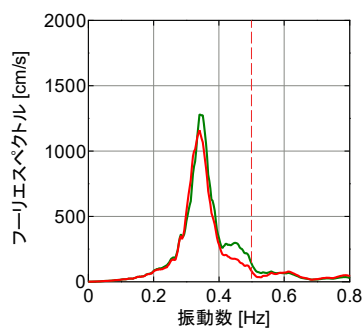
(a) 入力倍率 0.5



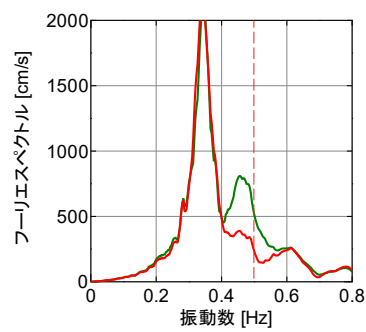
(b) 入力倍率 1.0



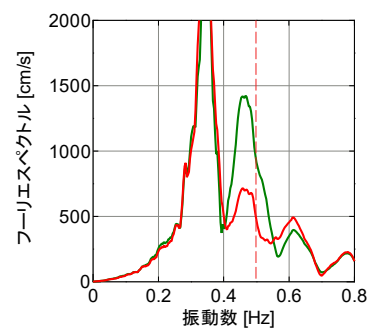
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

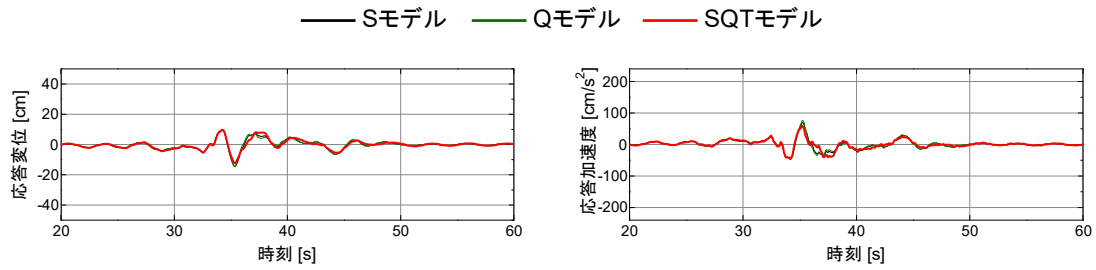


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

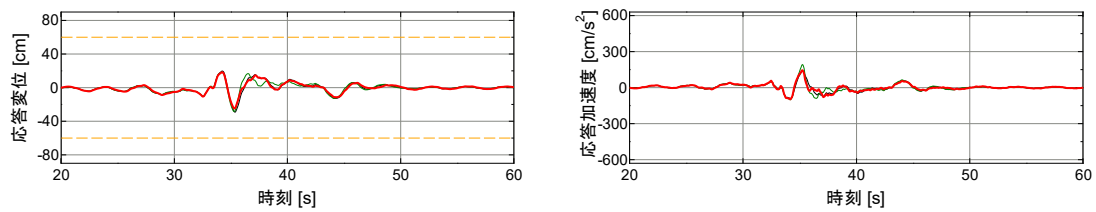


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

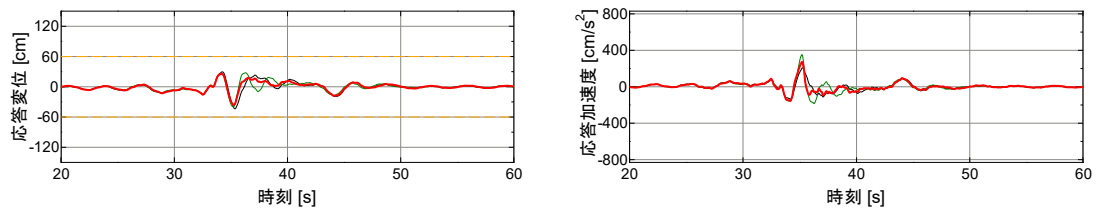
図 3.63 KMM



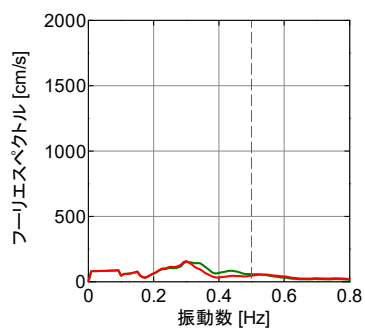
(a) 入力倍率 0.5



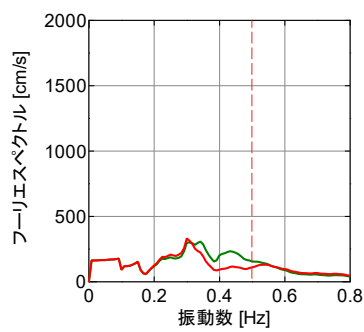
(b) 入力倍率 1.0



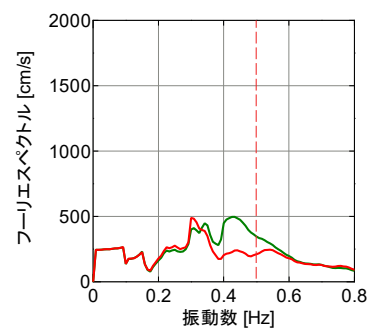
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

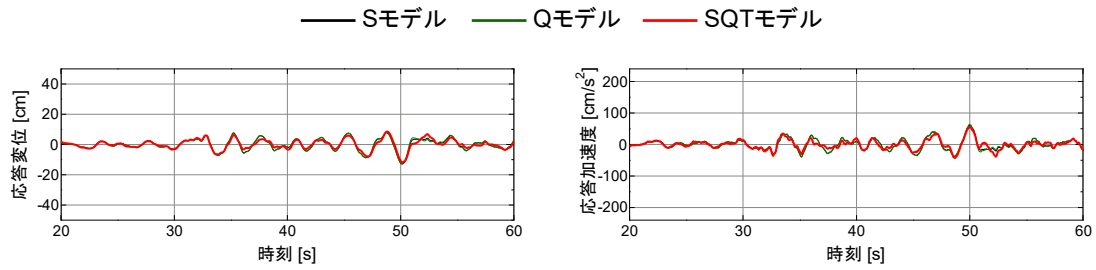


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

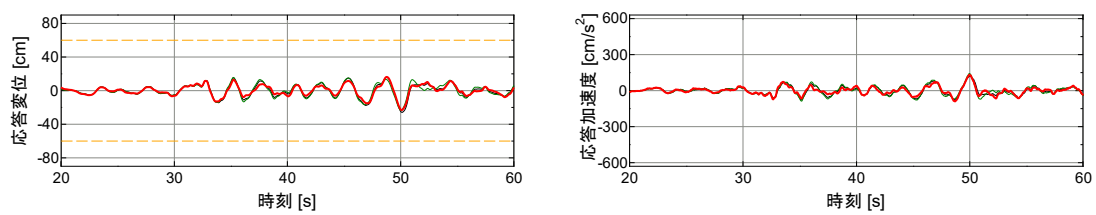


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

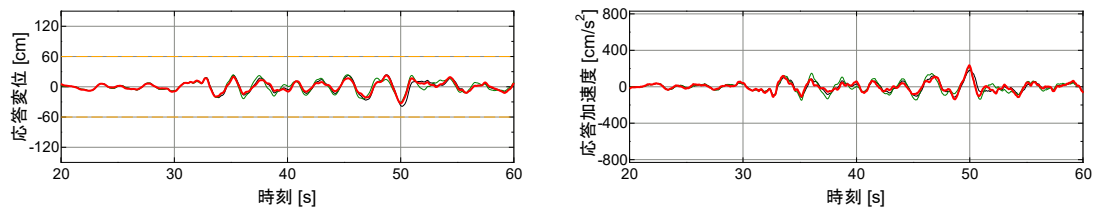
図 3. 64 Art Kobe



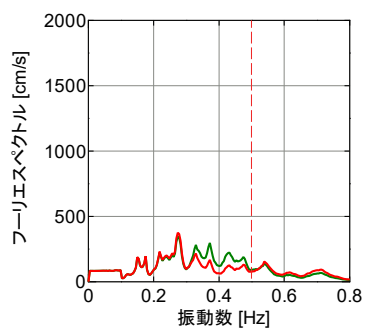
(a) 入力倍率 0.5



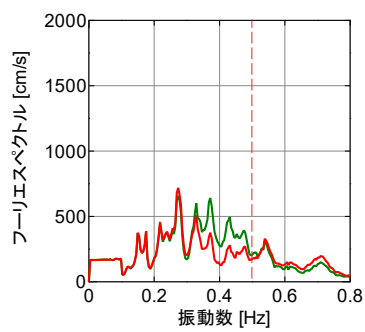
(b) 入力倍率 1.0



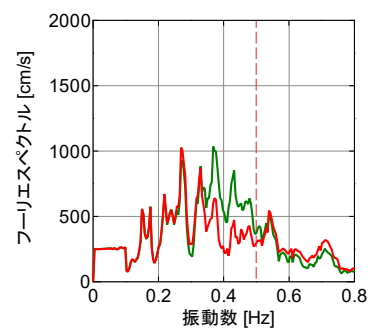
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5

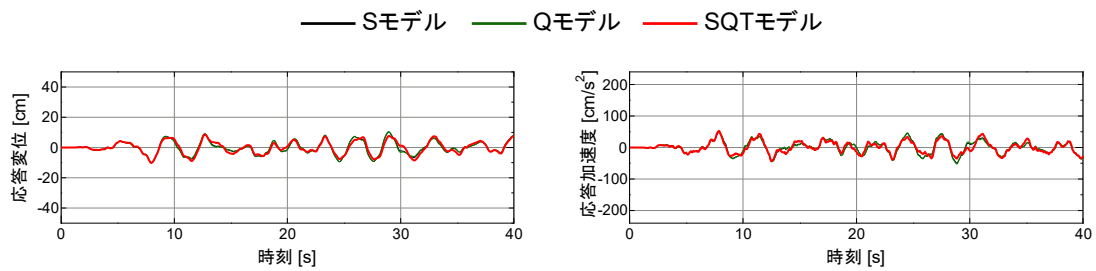


(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0

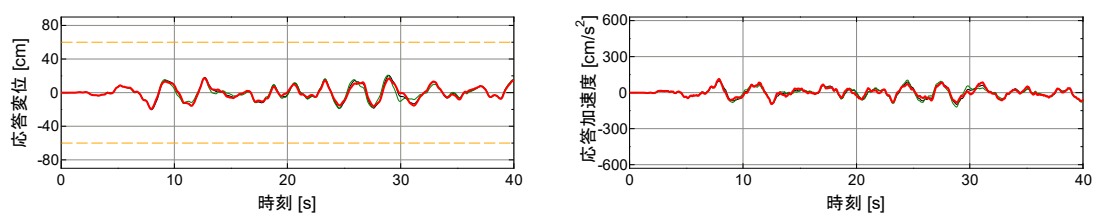


(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

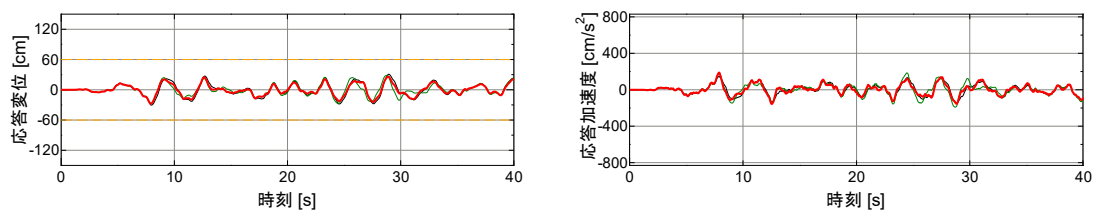
図 3.65 Art Hachinohe



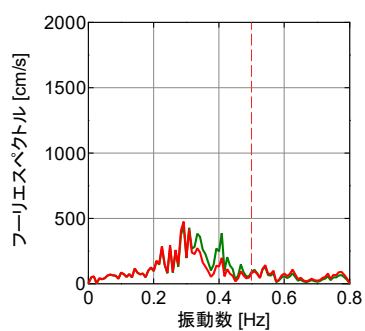
(a) 入力倍率 0.5



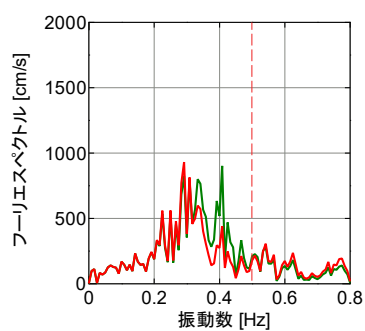
(b) 入力倍率 1.0



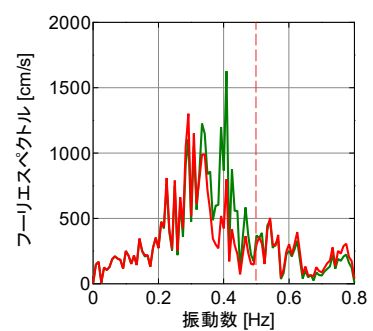
(c) 入力倍率 1.5



(d) フーリエスペクトル
入力倍率 0.5



(e) フーリエスペクトル
入力倍率 1.0



(f) フーリエスペクトル
入力倍率 1.5

図 3.66 Art Random

表 3.8 最大応答変位 入力倍率 0.5

	S モデル	Q モデル	SQT モデル
El Centro	13 cm	12 cm	11 cm
Taft	10 cm	10 cm	9 cm
Hachinohe	13 cm	13 cm	11 cm
CH1	20 cm	20 cm	18 cm
KA1	6 cm	6 cm	6 cm
OS1	15 cm	14 cm	13 cm
SZ1	24 cm	21 cm	22 cm
KMM	44 cm	34 cm	35 cm
Kobe	15 cm	15 cm	13 cm
Art Hachinohe	13 cm	13 cm	12 cm
Art Kobe	15 cm	15 cm	13 cm
Art Random	11 cm	10 cm	10 cm

表 3.9 最大応答加速度 入力倍率 0.5

	S モデル	Q モデル	SQT モデル
El Centro	61 cm/s ²	63 cm/s ²	48 cm/s ²
Taft	50 cm/s ²	51 cm/s ²	52 cm/s ²
Hachinohe	62 cm/s ²	68 cm/s ²	49 cm/s ²
CH1	91 cm/s ²	106 cm/s ²	88 cm/s ²
KA1	28 cm/s ²	28 cm/s ²	23 cm/s ²
OS1	68 cm/s ²	74 cm/s ²	62 cm/s ²
SZ1	111 cm/s ²	123 cm/s ²	112 cm/s ²
KMM	203 cm/s ²	266 cm/s ²	241 cm/s ²
Kobe	75 cm/s ²	83 cm/s ²	68 cm/s ²
Art Hachinohe	60 cm/s ²	64 cm/s ²	56 cm/s ²
Art Kobe	70 cm/s ²	76 cm/s ²	60 cm/s ²
Art Random	50 cm/s ²	52 cm/s ²	53 cm/s ²

表 3. 10 最大応答変位 入力倍率 1.0

	S モデル	Q モデル	SQT モデル
El Centro	25 cm	25 cm	20 cm
Taft	19 cm	20 cm	18 cm
Hachinohe	26 cm	28 cm	21 cm
CH1	40 cm	36 cm	31 cm
KA1	12 cm	12 cm	11 cm
OS1	30 cm	27 cm	25 cm
SZ1	48 cm	26 cm	37 cm
KMM	88 cm	50 cm	49 cm
Kobe	30 cm	30 cm	26 cm
Art Hachinohe	26 cm	23 cm	23 cm
Art Kobe	30 cm	28 cm	25 cm
Art Random	21 cm	21 cm	20 cm

表 3. 11 最大応答加速度 入力倍率 1.0

	S モデル	Q モデル	SQT モデル
El Centro	121 cm/s ²	161 cm/s ²	106 cm/s ²
Taft	99 cm/s ²	113 cm/s ²	112 cm/s ²
Hachinohe	124 cm/s ²	189 cm/s ²	101 cm/s ²
CH1	181 cm/s ²	287 cm/s ²	203 cm/s ²
KA1	56 cm/s ²	59 cm/s ²	47 cm/s ²
OS1	137 cm/s ²	172 cm/s ²	144 cm/s ²
SZ1	221 cm/s ²	283 cm/s ²	285 cm/s ²
KMM	406 cm/s ²	566 cm/s ²	513 cm/s ²
Kobe	150 cm/s ²	219 cm/s ²	169 cm/s ²
Art Hachinohe	121 cm/s ²	143 cm/s ²	131 cm/s ²
Art Kobe	138 cm/s ²	192 cm/s ²	145 cm/s ²
Art Random	100 cm/s ²	120 cm/s ²	114 cm/s ²

表 3. 12 最大応答変位 入力倍率 1.5

	S モデル	Q モデル	SQT モデル
El Centro	38 cm	42 cm	29 cm
Taft	29 cm	29 cm	26 cm
Hachinohe	39 cm	42 cm	32 cm
CH1	60 cm	54 cm	42 cm
KA1	18 cm	17 cm	16 cm
OS1	44 cm	34 cm	34 cm
SZ1	72 cm	49 cm	45 cm
KMM	132 cm	58 cm	58 cm
Kobe	45 cm	44 cm	39 cm
Art Hachinohe	39 cm	31 cm	33 cm
Art Kobe	44 cm	40 cm	36 cm
Art Random	32 cm	28 cm	28 cm

表 3. 13 最大応答加速度 入力倍率 1.5

	S モデル	Q モデル	SQT モデル
El Centro	182 cm/s ²	390 cm/s ²	198 cm/s ²
Taft	149 cm/s ²	205 cm/s ²	187 cm/s ²
Hachinohe	186 cm/s ²	386 cm/s ²	209 cm/s ²
CH1	272 cm/s ²	680 cm/s ²	367 cm/s ²
KA1	84 cm/s ²	93 cm/s ²	75 cm/s ²
OS1	205 cm/s ²	265 cm/s ²	246 cm/s ²
SZ1	332 cm/s ²	553 cm/s ²	439 cm/s ²
KMM	608 cm/s ²	796 cm/s ²	773 cm/s ²
Kobe	224 cm/s ²	427 cm/s ²	328 cm/s ²
Art Hachinohe	181 cm/s ²	218 cm/s ²	236 cm/s ²
Art Kobe	208 cm/s ²	353 cm/s ²	272 cm/s ²
Art Random	151 cm/s ²	191 cm/s ²	189 cm/s ²

3.5 まとめ

本章は、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた SQT モデルを理論・加振試験・解析の観点から検討した。第 2 章で扱った SQI モデルは従来の免震に硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせたモデルであったのに対して、SQT モデルは慣性質量の代わりに慣性質量ダンパーを採用することで SQI モデルの問題点の改善を図った。得られた知見を以下にまとめる。

理論では、SQT モデルの基本特性を把握するために周波数応答曲線を求めた。周波数応答曲線は第 2 章と同様に近似解法を用いることで代数方程式の形で示した。また、求められた周波数応答曲線を基に SQT モデルにおける慣性質量ダンパーの設計式の提案を行った。この設計式は 2 つの式によって構成される。一つは、SQT モデルが慣性質量ダンパーによって応答が改善できる最大の入力に関するパラメーターを求める式である。もう一つは、跳躍現象における Jump up が発生する振動数の式であり、先に求められた最大入力を代入することにより、慣性質量ダンパーのチューニング振動数が得られる。導出した周波数応答曲線を表す代数方程式と提案した慣性質量ダンパーの設計式から定常波加振時の SQT モデルの応答評価を行った。周波数応答曲線から、SQT モデルは従来の免震建物モデルでは擁壁衝突を引き起こすような入力に対して擁壁衝突を回避できていた。また、周波数応答曲線上の応答加速度の最大値は入力レベルに関わらず S モデルと同程度か、それ以下であることを確認した。

加振試験では、スweep加振と地震波加振を実施した。スweep加振により、周波数応答曲線を実験的に得て、その結果と理論式による周波数応答曲線を比較することで理論式の妥当性の確認を行った。地震波加振では SQT モデルの過渡応答による評価を行うために実施した。SQT モデルの試験体において、硬化型復元力特性を幾何学的非線形を利用することで装置として再現し、慣性質量ダンパーの慣性質量部はラックアンドピニオン形式により再現した。加振結果として、スweep加振結果が理論式の周波数応答曲線と概ね一致することが確認を確認し理論式の妥当性を明らかにした。地震波加振では特性の異なる複数の地震波を用いて従来の免震建物モデルと SQT モデルの応答変位・加速度の比較し提案モデルの有効性を確認した。フーリエスペクトルを用いることで硬化型復元力特性に慣性質量ダンパーを組み合わせることによる応答低減効果の確認を行った。地震波加振により、SQI モデルにおける慣性質量を SQT モデルでは慣性質量ダンパーに変更した場合でも硬化型復元力特性による変位抑制効果を有していることが確認できた。また、地震波加振に対しても慣性質量ダンパーを硬化型復元力特性と組み合わせることが、応答加速度に限らず応答変位においても低減効果に大いに有効であることが確認できた。

解析では、時刻歴応答解析の妥当性を確認するために、地震波加振に対する時刻歴応答変位波形を対象に加振試験結果との比較を行い、時刻歴応答解析による妥当性が確認した。最後に、一質点系の SQT モデルを実大スケールの解析モデルとして構築して応答評価を行いその有効性を明らかにした。

第 3 章の参考文献

- 3.1 Carrella A. Passive Vibration Isolators with High-Static-Low-Dynamic-Stiffness. PhD thesis. ISVR. University of Southampton 2008.
- 3.2 Ravindra B, Mallik AK. Performance of non-linear vibration isolators under harmonic excitation. *Journal of Sound and Vibration* 1994; 170:325–337.
- 3.3 柴田明德：最新耐震構造解析第 2 版，森北出版株式会社，2003

第 4 章

地震応答解析による建物モデルを用いた 提案システムの有効性の確認

4.1 概要

4.2 解析モデル

4.3 解析結果

4.4 まとめ

4.1 概要

本章は、提案システムである従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた SQT モデルを多質点の建物モデルとして構築し、地震応答解析を行うことでその有効性を確認する。検討する免震建物モデルは中層建物から高層建物を対象として免震層は鉛プラグ入積層ゴムを用いることで提案システムの適用範囲を確認する。また、対象モデルの免震層では、擁壁を再現することによって規定の免震クリアランスを超える応答変位が生じた場合に発生する擁壁衝突も再現できるようにする。入力に用いた地震波は前章と同様に、設計用地震動、短周期パルス、長周期パルス、長周期長時間地震動などを用いた。入力倍率は中小地震から巨大地震までの規模を想定して実施する。以上の解析条件から地震応答解析を実施し、得られた結果をまとめ、提案システム有効性の確認を行う。

4.2 解析モデル

対象とする解析モデルを図 4.1, 図 4.2 に, 各モデル特性を表 4.1 に示す。本章で使用する 5, 10, 15F モデルは, 日本コンクリート工学協会で示された片廊下式板状型集合住宅の免震建物^{4.1)}を参考に設計した。建物平面形状は, スパンは桁行が 650 cm の 6 スパン, 桁間方向が 1200 cm の 1 スパンであり, 階高は各階 300 cm としている。免震層は各モデル鉛プラグ入積層ゴム (LRB) を 14 基使用しており, 免震層の応答変位が 30 cm 生じた場合の等価 1 次固有周期は 3~3.5 s 程度になるように設計している。5, 10, 15F の各層質量と水平せん断剛性をそれぞれ表 4.2, 表 4.3, 表 4.4 に示す。上部構造の層水平せん断剛性は線形ばねとして再現している。SQT モデルでは免震層に硬化型復元力特性を用いることにより免震層の過大变形を抑制する。これに伴い, 上部構造の水平剛性が低いと層間変形角が増大するため, 上部構造の層水平せん断剛性は参考文献の諸元を 2 倍にして設計した。上部構造の減衰にはレーリー減衰を使用し, 瞬間剛性比例 3%とした。免震層に挿入する鉛プラグ入積層ゴム (LRB) の諸元を表 4.5 に示す。LRB の選定には Bridgestone の建築免震用積層ゴム製品一覧 2023 年 Vol.1^{4.2)}を参考にしており, ゴム材料は G4, ゴム総厚 20 cm として, 比較的良好に使用されるものを選んだ。ゴム外径は 5F モデルが $\phi 750$, 10F モデルが $\phi 900$, 15F モデルが $\phi 1100$ としており, 免震周期は高層になるほど長周期化している。SQT モデルとして使用する硬化型復元力剛性と慣性質量ダンパーの諸元を表 4.6 に示す。硬化型復元力剛性および慣性質量ダンパーの諸元を決定するにあたり, LRB14 基で構成される免震層の等価剛性 K_{eq} を求めた。 K_{eq} の導出例を以下に示す。免震層の変形 δ_0 時の LRB の復元力 Q_δ は(4.1)式として与えられる。

$$Q_\delta = K_d \cdot \delta_0 + Q_d \quad (4.1)$$

$$K_d = \frac{G_r \cdot A_r}{H} + \frac{\alpha_p \cdot A_p}{H} \quad (4.2)$$

$$Q_d = \sigma_{pb} \cdot A_p \quad (4.3)$$

ここに, K_d は二次剛性, Q_d は切片荷重, G_r はゴムのせん断弾性率, α_p は鉛プラグの見かけのせん断弾性率, A_r はゴム断面積, A_p は鉛プラグ断面積, H はゴム高さ, σ_{pb} は鉛プラグの降伏応力度である。本章における K_{eq} は $\delta_0 = 30\text{cm}$ 時の復元力と原点を結んだ直線の接線剛性として決定した。硬化型復元力剛性は, 5F モデルでは $\kappa = 2.25$, 10, 15F モデルでは $\kappa = 3.0$ とした。図 4.3 に 5F モデルを例に LRB14 基による復元力および等価剛性による復元力, 硬化型復元力の比較を示す。慣性質量ダンパーに関する諸元は(3.58), (3.59)式を用いて決定した。免震層の擁壁の諸元を表 4.7 に示す。免震クリアランスは各モデル統一して 60 cm としており, 擁壁のモデルには 1 章で紹介した Hertz damped モデルを用いた。各モデル係数として反発係数 e は Jankowski^{4.3)}を参考に, 指数 n および非線形衝突ばね剛性定数 k_h は Masroor and Mosqueda^{4.4)}を参考に決定した。

入力波には第 2 章の図 2.11 で示した El Centro, Hachinohe, Taft, OS1, CH1, KA1, SZ1, Kobe, KMM, Art Kobe, Art Hachinohe, Art Random の 12 波を用いる。各地震波の入力倍

率は、中小地震を想定して 0.5 倍を、原波である 1.0 倍を、さらに巨大地震を想定した 1.5 倍の 3 パターンで検討する。なお、El Centro, Hachinohe, Taft の 3 波はレベル 2 相当を入力倍率 1.0 倍として扱う。また、解析環境として OpenSees を用いて解析を行い、解析時間刻みは 100 Hz とする。

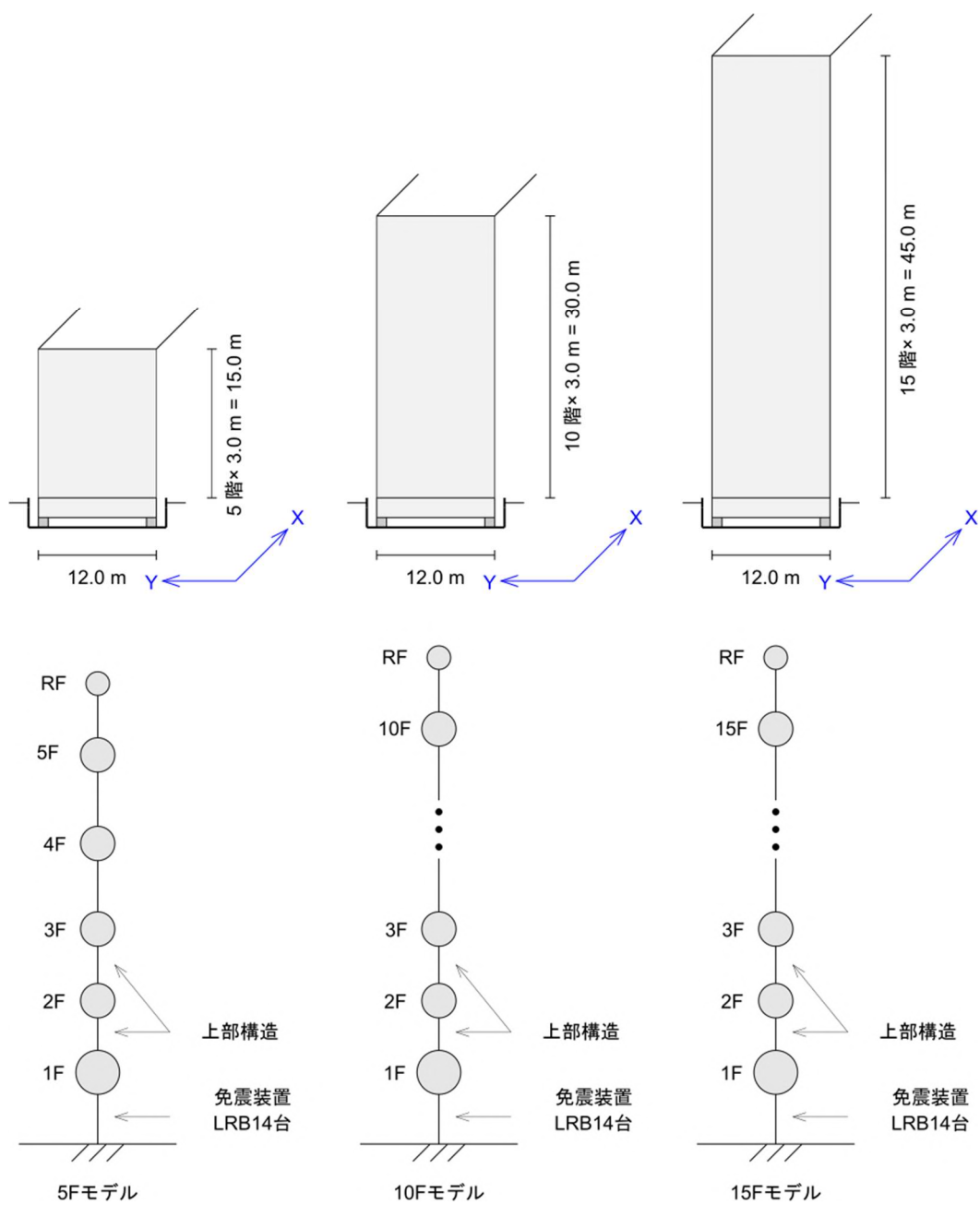


図 4.1 解析モデル

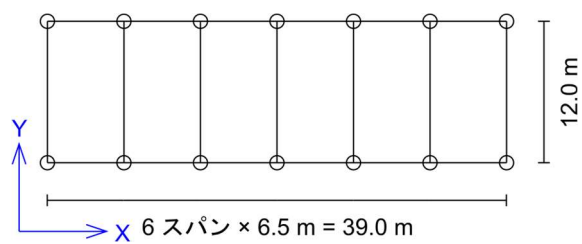


図 4.2 建物平面図

表 4.1 各モデル特性

	5F モデル	10F モデル	15F モデル
階数	5	10	15
30 cm 応答時の 1 次固有周期 [s]	3.0	3.33	3.51
上部構造 1 次固有周期 [s]	0.43	0.69	0.87

表 4.2 5F モデルの各層質量と水平せん断剛性

階	質量 [kg]	層水平せん断剛性 [N/m]
RF	6.591×10^5	
5	6.606×10^5	1.270864×10^9
4	6.623×10^5	1.292032×10^9
3	6.684×10^5	1.312612×10^9
2	6.701×10^5	1.504496×10^9
1	9.385×10^5	3.4098×10^9
計 4.259×10^6		

表 4.3 10F モデルの各層質量と水平せん断剛性

階	質量 [kg]	層水平せん断剛性 [N/m]
RF	6.853×10^5	
10	7.023×10^5	2.1454×10^9
9	7.023×10^5	1.86376×10^9
8	7.046×10^5	1.97470×10^9
7	7.114×10^5	1.99665×10^9
6	7.114×10^5	2.0326×10^9
5	7.114×10^5	2.0920×10^9
4	7.181×10^5	2.2424×10^9
3	7.204×10^5	2.3678×10^9
2	7.204×10^5	2.8362×10^9
1	1.0353×10^6	6.1218×10^9
計 8.1229×10^6		

表 4.4 15F モデルの各層質量と水平せん断剛性

階	質量 [kg]	層水平せん断剛性 [N/m]
RF	7.124×10^5	
15	7.451×10^5	2.5864×10^9
14	7.498×10^5	3.0356×10^9
13	7.525×10^5	3.0240×10^9
12	7.553×10^5	3.0892×10^9
11	7.600×10^5	3.0940×10^9
10	7.627×10^5	3.1206×10^9
9	7.702×10^5	3.1892×10^9
8	7.702×10^5	3.2334×10^9
7	7.729×10^5	3.2804×10^9
6	7.757×10^5	3.3866×10^9
5	7.757×10^5	3.3784×10^9
4	7.784×10^5	3.4648×10^9
3	7.812×10^5	3.6116×10^9
2	7.812×10^5	4.5436×10^9
1	1.1268×10^6	1.12156×10^{10}
計 1.2570×10^7		

表 4.5 LRB 諸元

項目	5F モデル	10F モデル	15F モデル
LRB 員数	14	14	14
型番	LH075G4	LH90G4	LH110G4
ゴム外径 [m]	0.75	0.9	1.1
鉛プラグ外径 [m]	0.15	0.21	0.22
ゴム一層の厚さ [m]	0.005	0.006	0.0074
ゴム層数	40	33	27
2 次剛性 K_d [N/m]	8.68×10^5	1.27×10^6	1.87×10^6
ゴムのせん断弾性率 G_r [N/m ²]	3.85×10^5	3.85×10^5	3.85×10^5
鉛プラグの降伏応力度 σ_{pb} [N/m ²]	7.967×10^6	7.967×10^6	7.967×10^6
鉛プラグの見かけのせん断弾性率 α_p [N/m ²]	5.83×10^5	5.83×10^5	5.83×10^5
初期剛性の降伏後剛性に対する倍率	13	13	13
長期軸力 [kN]	3980	7810	13700

表 4.6 硬化型復元力剛性と慣性質量ダンパー諸元

項目	5F モデル	10F モデル	15F モデル
硬化型復元力剛性 $[\text{N}/\text{m}^3]$	1.171×10^8	2.557×10^8	3.357×10^8
慣性質量ダンパー質量 $[\text{kg}]$	4.259×10^5	8.123×10^5	1.257×10^6
慣性質量ダンパー剛性 $[\text{N}/\text{m}]$	1.036×10^6	2.320×10^6	3.590×10^6
慣性質量ダンパー減衰 $[\text{N}/\text{m}\cdot\text{s}]$	8.932×10^5	1.579×10^6	2.250×10^6

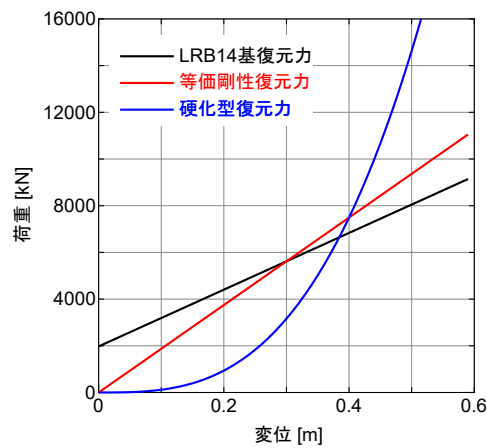


図 4.3 LRB14 基による復元力および等価剛性による復元力，硬化型復元力の比較
(5F モデルの例)

表 4.7 擁壁諸元

項目	諸元
指数 n	1.5
非線形衝突ばね剛性定数 k_h	1.576×10^6
反発係数 e	0.6
免震クリアランス $[\text{cm}]$	60

4.3 解析結果

図 4.4 から図 4.15 に 5F モデルを、図 4.16 から図 4.27 に 10F モデルを、図 4.28 から図 4.39 に 15F モデルの各階における最大応答変位および最大応答加速度、各層の層間変形角および最大層せん断力係数を入力倍率ごとに示す。なお、最大応答変位および最大層間変形角にはそれぞれ免震クリアランスである 60 cm および層間変形角 1/200 に破線を記す。

5F モデルの従来の免震建物を想定した S モデルにおいて、免震層の応答変位が 60 cm を超えたケースは SZ1 の入力倍率 1.5 と KMM の入力倍率 1.0, 1.5 の計 3 ケースであった。SZ1 と KMM が長周期地震動であることから S モデルでは共振現象による応答変位の増大が考えられる。これに対して、SQT モデルでは KMM の入力倍率 1.5 を除き、検討した全ての入力倍率と地震動に対して擁壁衝突を回避できていることから硬化型復元力特性による変位抑制効果を確認できる。擁壁衝突が起きたケースにおいては、擁壁衝突が起きていないケースと比較して最大応答加速度が大幅に増大することが確認できる。一方で、S モデルで擁壁衝突が発生した SZ1 と KMM を除き入力倍率 0.5 および 1.0 においては S, Q, SQT モデルの最大応答変位、最大応答加速度、最大層間変形角、最大層せん断力係数に有意な差はみられない。免震層の最大応答変位が最大でも 30 cm 程度であることを考慮すると、応答変位が免震クリアランスの半分以下の範囲では硬化型復元力特性の剛性が過度に増大しない。これにより硬化型復元力特性を備えていても最大応答変位に影響を与えるほどの復元力が硬化型復元力装置により発生しなかったと考えられる。Q, SQT モデルも S モデルと同程度の応答となっており、中小地震においては SQT モデルも S モデルと同じ応答特性を有すると考えられる。Q モデルと SQT モデルの最大応答変位・最大応答加速度、最大層間変形角、最大層せん断力係数は、どの地震波においても各層において SQT モデルが低減できている結果となった。これより、硬化型復元力特性を単体で使用するより、慣性質量ダンパーと併用して使用する方がより最大応答変位・最大応答加速度、最大層間変形角、最大層せん断力の低減に期待ができることが分かった。5F モデルの入力倍率 1.5 の CH1 においては、S モデルの最大応答変位が免震クリアランスである 60 cm 近くまで生じているが擁壁衝突を避けられていた。SQT モデルでは 50 cm より最大応答変位を抑えられているものの、応答加速度については S モデルよりも各層で 200 Gal 程度増大する結果となった。このケースが 5F モデルにおいて最も S モデルと SQT モデルの最大応答加速度の差が大きな例であった。

10F モデルの S モデルにおいて免震層の応答変位が 60 cm を超えたケースは、5F モデルと同様に SZ1 の入力倍率 1.5 と KMM の入力倍率 1.0, 1.5 の計 3 ケースであった。また同様に、KMM の入力倍率 1.5 を除いて、SQT モデルでは検討した全ての入力倍率と地震動に対して擁壁衝突を回避できていた。12 波とその入力倍率の違いによる影響は 5F モデルと基本的に同じ傾向がみられており、硬化型復元力特性による変位抑制効果と慣性質量ダンパーを併用させることによる応答加速度の低減効果が確認できた。

15F モデルの S モデルにおいて免震層の応答変位が 60 cm を超えたケースは、CH1, OS1, SZ1 の入力倍率 1.5 と KMM の入力倍率 1.0, 1.5 の計 5 ケースであり、5, 10F モデルより

も多くなっている。表 4. 1 から 15F モデルの免震層の応答変位が 30 cm 時の 1 次固有周期を 5, 10F モデルと比較して長周期化しているため、免震層での応答変位が共振により過大変形しやすいモデルであることが分かる。これにより、長周期地震動に対しては免震クリアランス範囲を超える応答を示す傾向があることが分かる。一方で、提案システムである SQT モデルでは、免震クリアランスを超える応答を示したケースは入力倍率 1.5 時の KMM に限られており、5, 10F モデルと同様の結果となった。この結果から、硬化型復元力特性を有することで設置対象建物が高層建物を対象とした場合でも変位抑制効果が確認できた。また、慣性質量ダンパーを併用させることによる応答加速度低減効果も確認できた。特に Hachinohe では Q モデルと SQT モデルを比較した際に、SQT モデルは最大応答変位では免震層で約 20 cm、最大応答加速度では各層で 100 Gal 程度を、最も差のある層では 200 Gal 程度の低減がなされている。

図 4. 40 に 5F モデルを、図 4. 41 に 10F モデルを、図 4. 42 に 15F モデルに関して、S モデルの最大応答変位および最大応答加速度を横軸に取り、S, Q, SQT モデルの最大応答変位および最大応答加速度を比較対象として縦軸に取った図を示す。最大応答変位に関しては、各地震波、各入力倍率において免震層部分の最大応答変位を抽出しプロットしており、最大応答加速度は、各地震波、各入力倍率において地動最大加速度である PGA を除く各層の最大応答加速度を抽出してプロットしている。

5F モデルの結果より、S モデルにおいて免震クリアランスを超える応答を示したケースは 3 ケースであり、SQT モデルでは 1 ケースである。図 4. 40 (b) では、S モデルの内、擁壁衝突を起こした 3 ケースで 1000～5000 Gal にかけて応答が生じており、SQT モデルでは大きく応答加速度を低減できていることが分かる。この内、KMM の入力倍率 1.5 では SQT モデルにおいても擁壁衝突を起こしているが、最大応答加速度の大幅な低減がみられる。図 4. 40 (c) は、図 4. 40 (b) の縦軸と横軸の最大を 1000 cm/s² とした図となる。図 4. 40 (c) より、一部 SQT モデルの最大応答加速度が S モデルよりも大きいプロットが確認できる。これらの入力地震波は CH1 および Kobe であり、入力倍率 1.5 倍の条件であった。入力倍率 1.0 倍以下の入力では S モデルと SQT モデル最大応答加速度の違いはあまりみられなかった。5F モデルの応答の傾向は 10F モデルでも同様であり、入力地震波 CH1 および Kobe の入力倍率 1.5 倍の条件では SQT モデルは S モデルの最大応答加速度より増大しているが、入力倍率 1.0 倍以下の入力では違いはあまりみられなかった。15F モデルにおいては S モデルにおいて免震クリアランスを超える応答を示したケースは 5 ケースであり、SQT モデルでは入力倍率 1.5 の KMM の 1 ケースである。5, 10F 同様に S モデルの内擁壁衝突を起こした 3 ケースで 1000～4000 Gal にかけて応答が生じており、SQT モデルでは大きく応答加速度を低減できていることが分かる。図 4. 42 (c) では、5, 10F よりも SQT モデルと S モデルの応答差は小さい傾向がみられた。

以上の結果より、SQT モデルの最大応答加速度については、一部の入力地震波の入力倍率 1.5 に対しては従来の免震建物モデルと比較して 2 倍以上の応答を示す例もみられた。

しかし、SQT モデルは入力倍率 1.0 以下の地震波に対しては免震クリアランス範囲内に最大応答変位を抑えられており、最大応答加速度は従来の免震建物モデルと同程度であった。SQT モデルは入力倍率 1.5 に対しても KMM 以外では 5, 10, 15F モデル全てにおいて免震クリアランス範囲内に応答を抑えられており、その変位抑制効果を確認することができた。仮に擁壁衝突を起こした場合でも従来の免震建物モデルと比較した場合、最大応答加速度の低減が可能であった。また、SQT モデルと従来の免震建物に硬化型復元力特性のみを備えたモデルと最大応答加速度を比較することで、慣性質量ダンパーによる応答低減が確認できた。

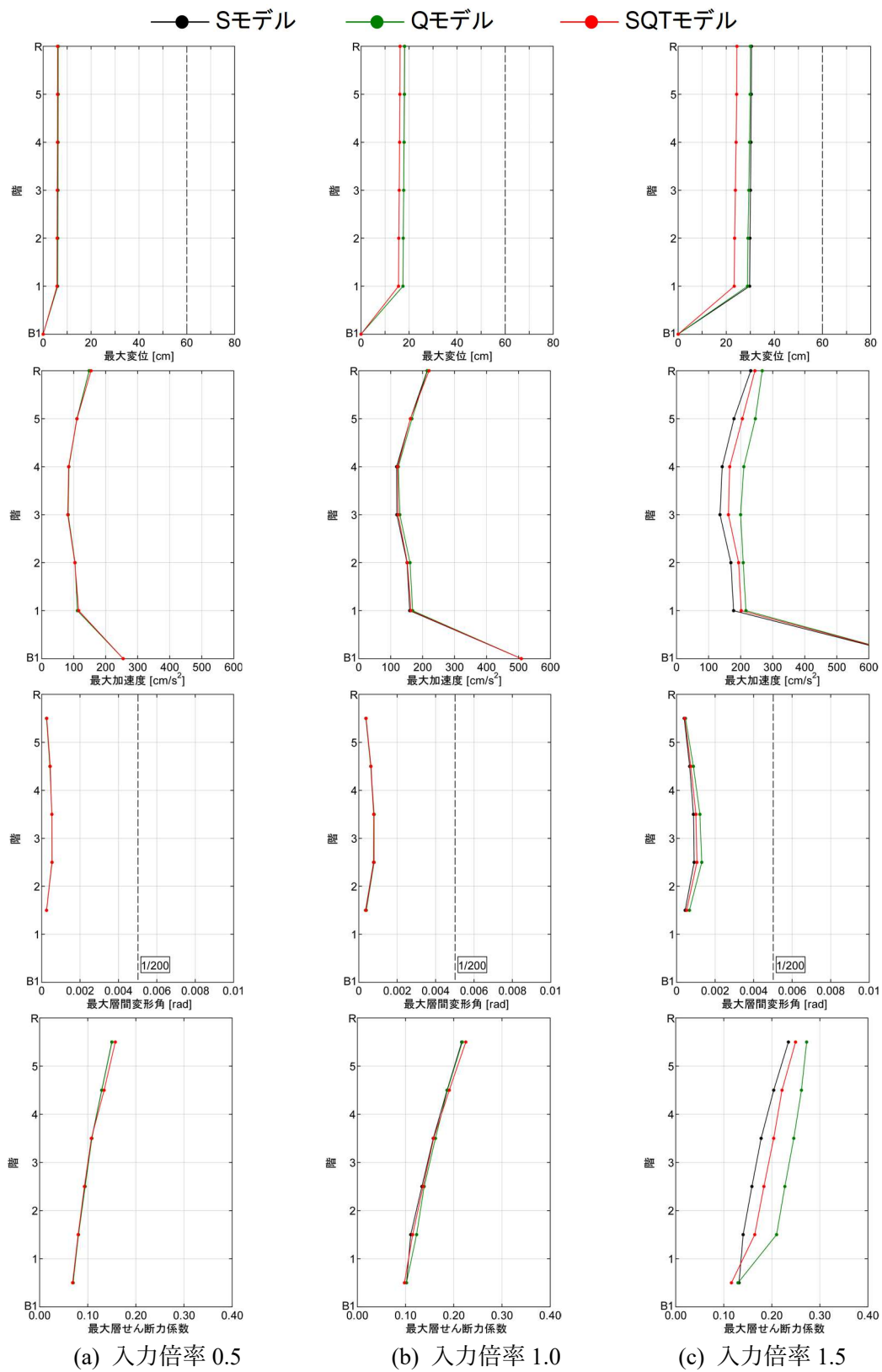


図 4.4 5F El Centro

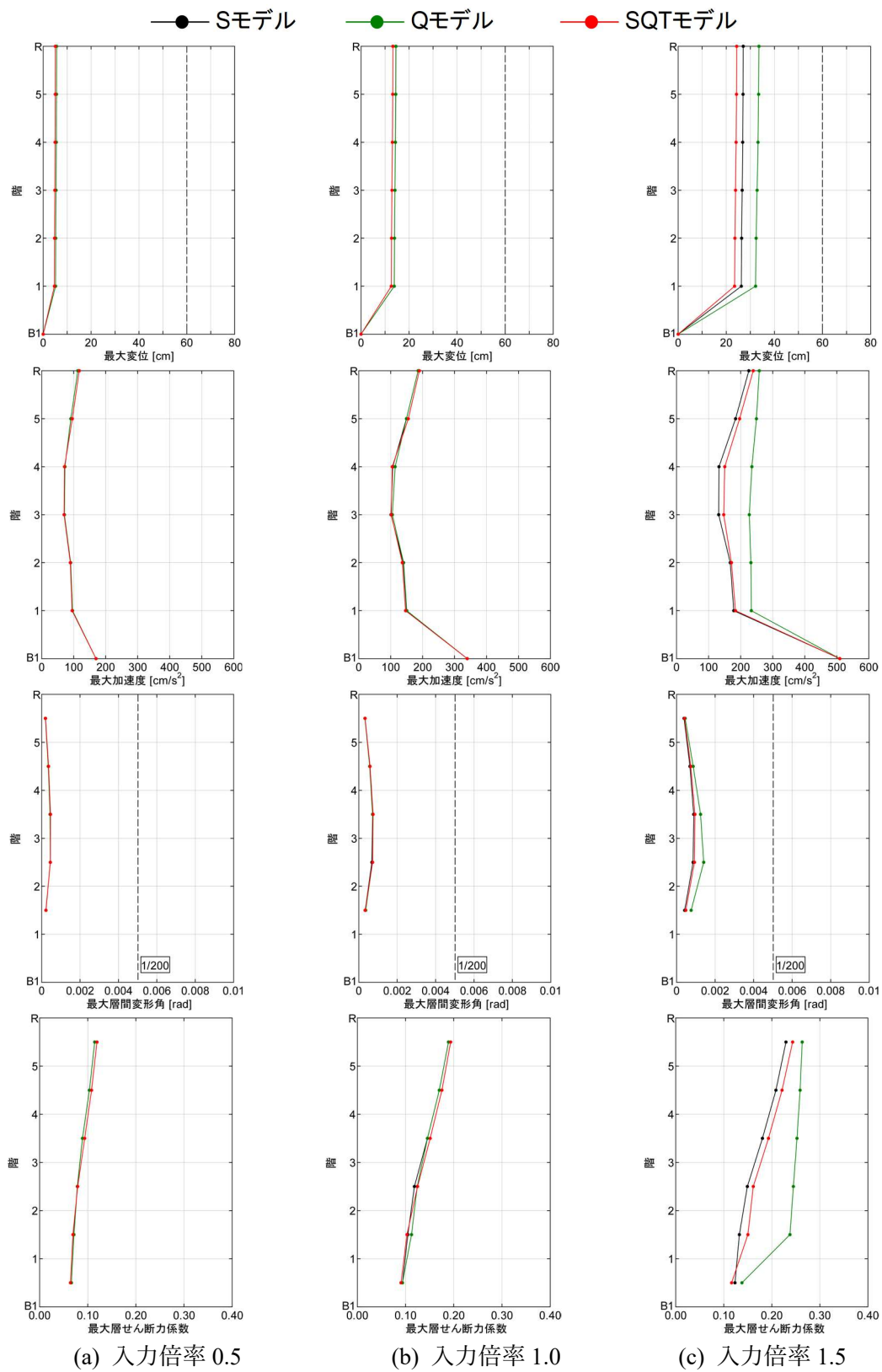


図 4.5 5F Hachinohe

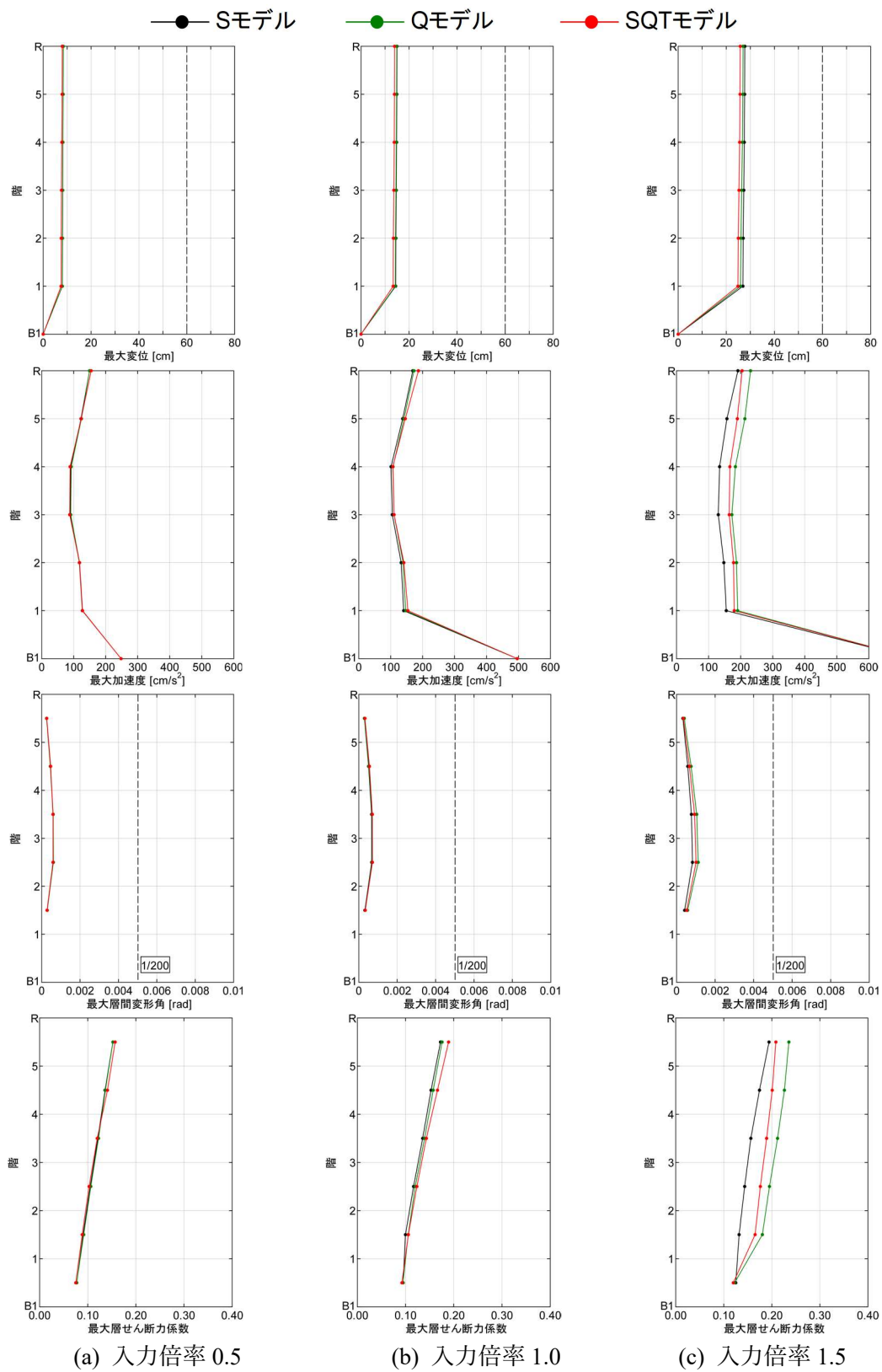


図 4.6 5F Taft

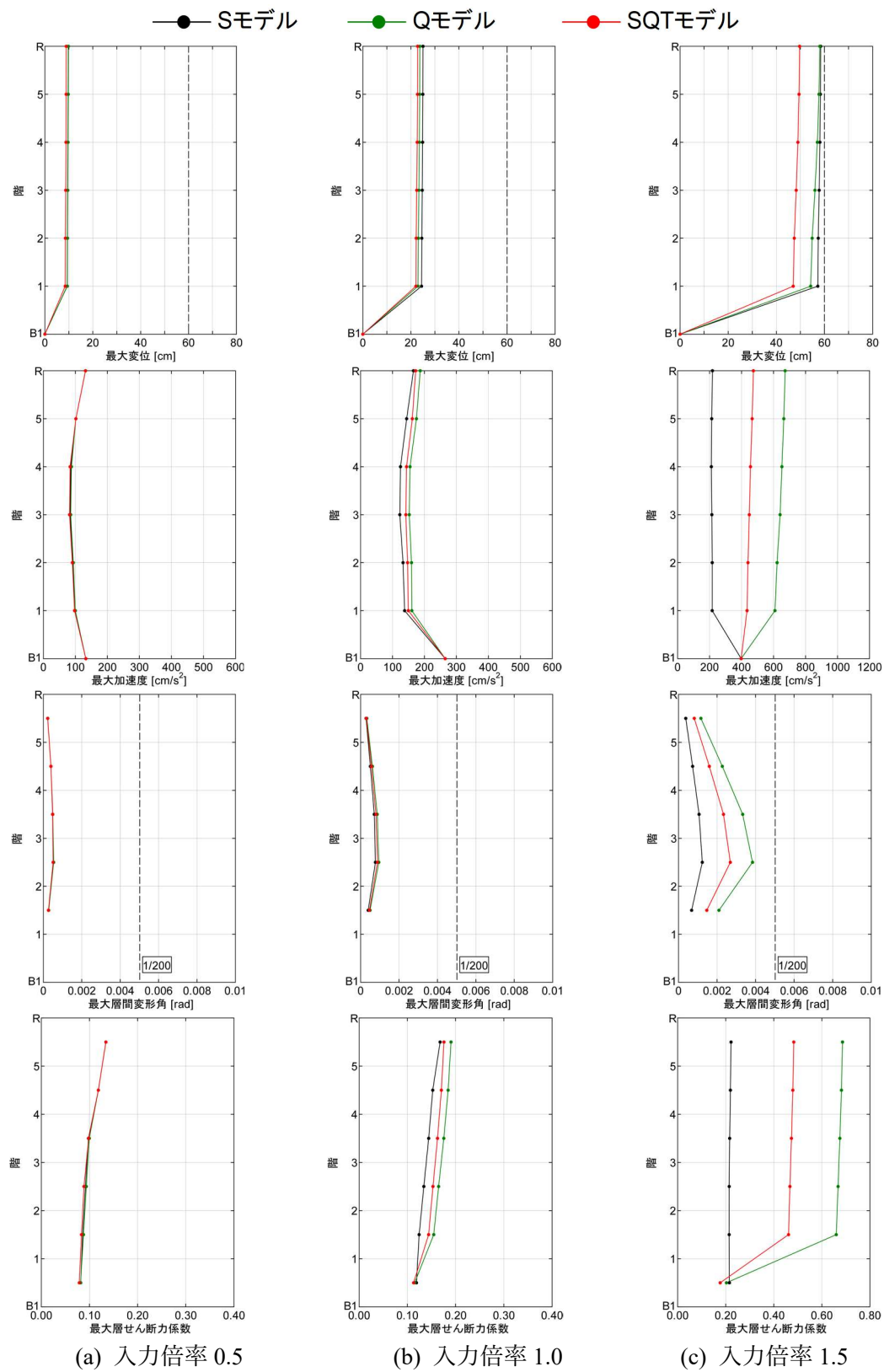


図 4.7 5F CH1

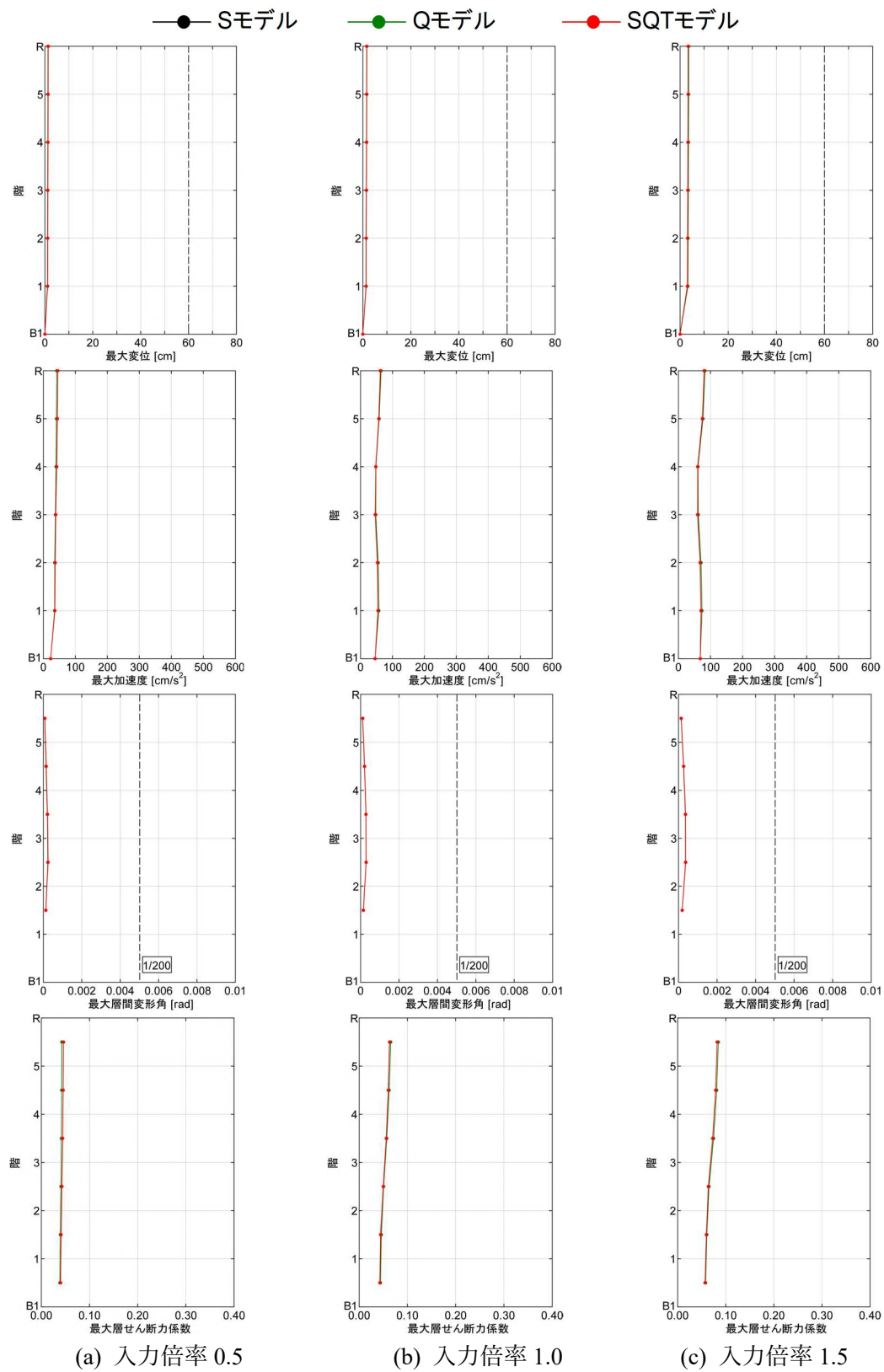


図 4.8 5F KA1

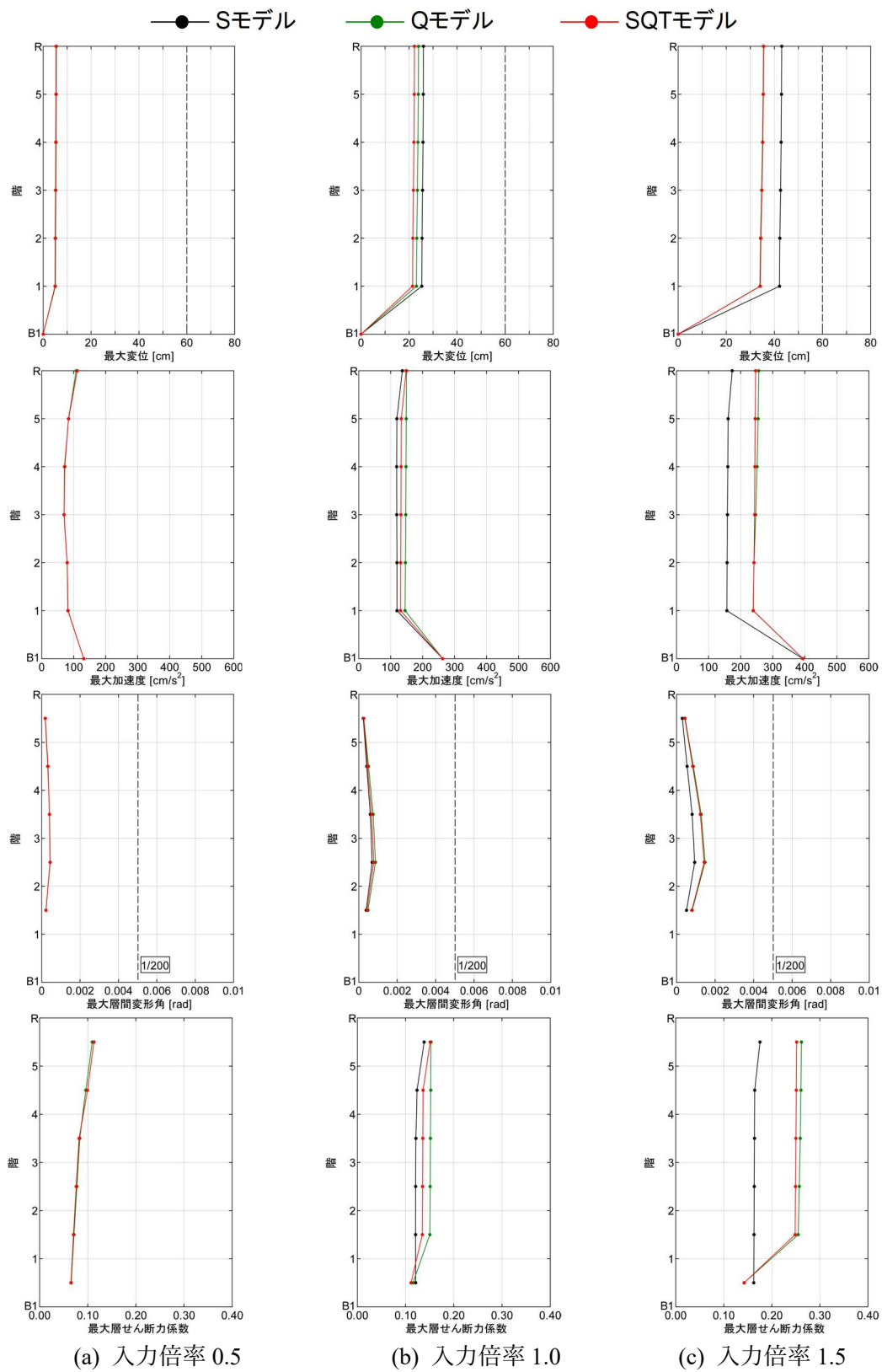


図 4.9 5F OS1

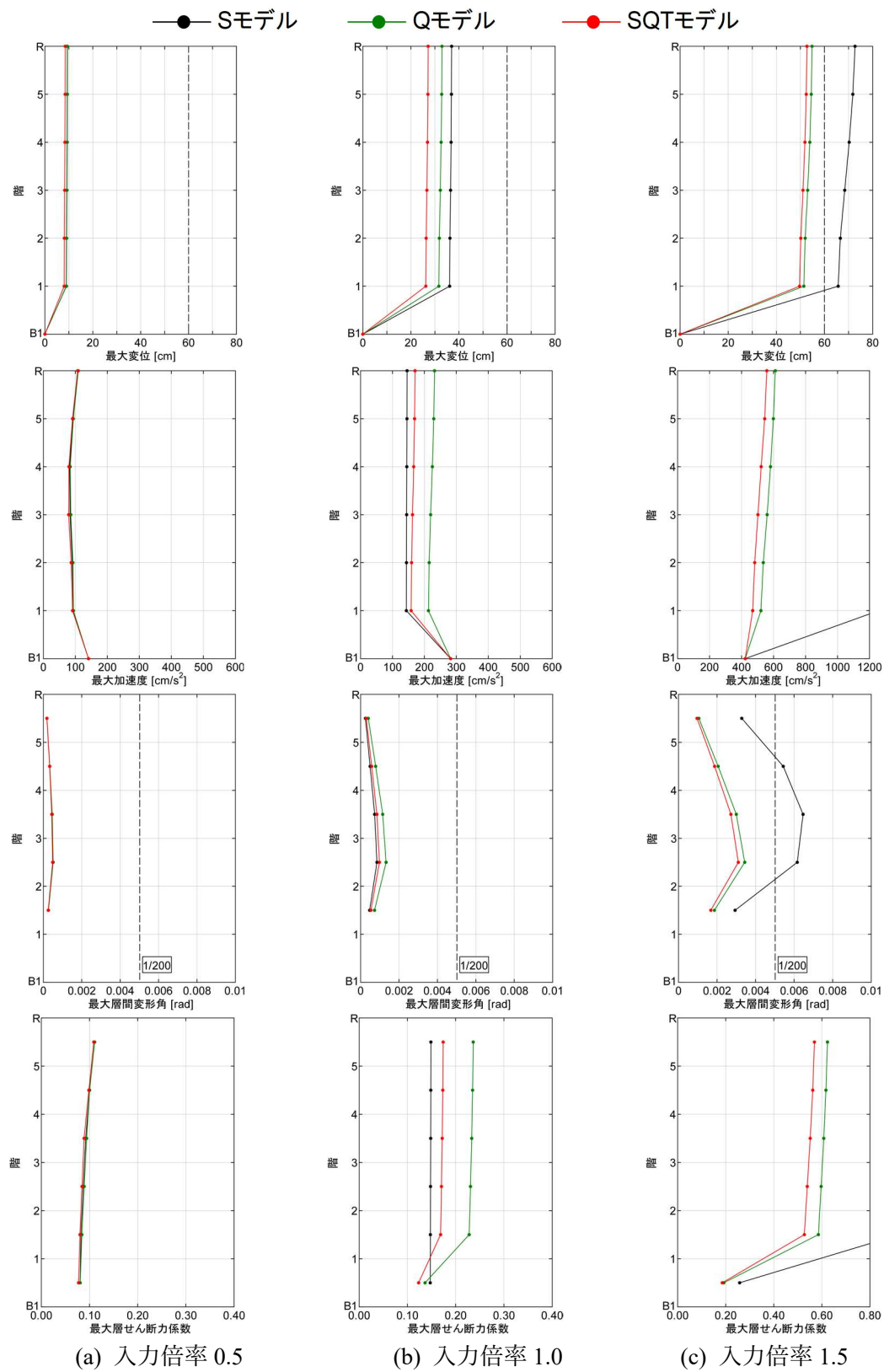


図 4.10 5F SZ1

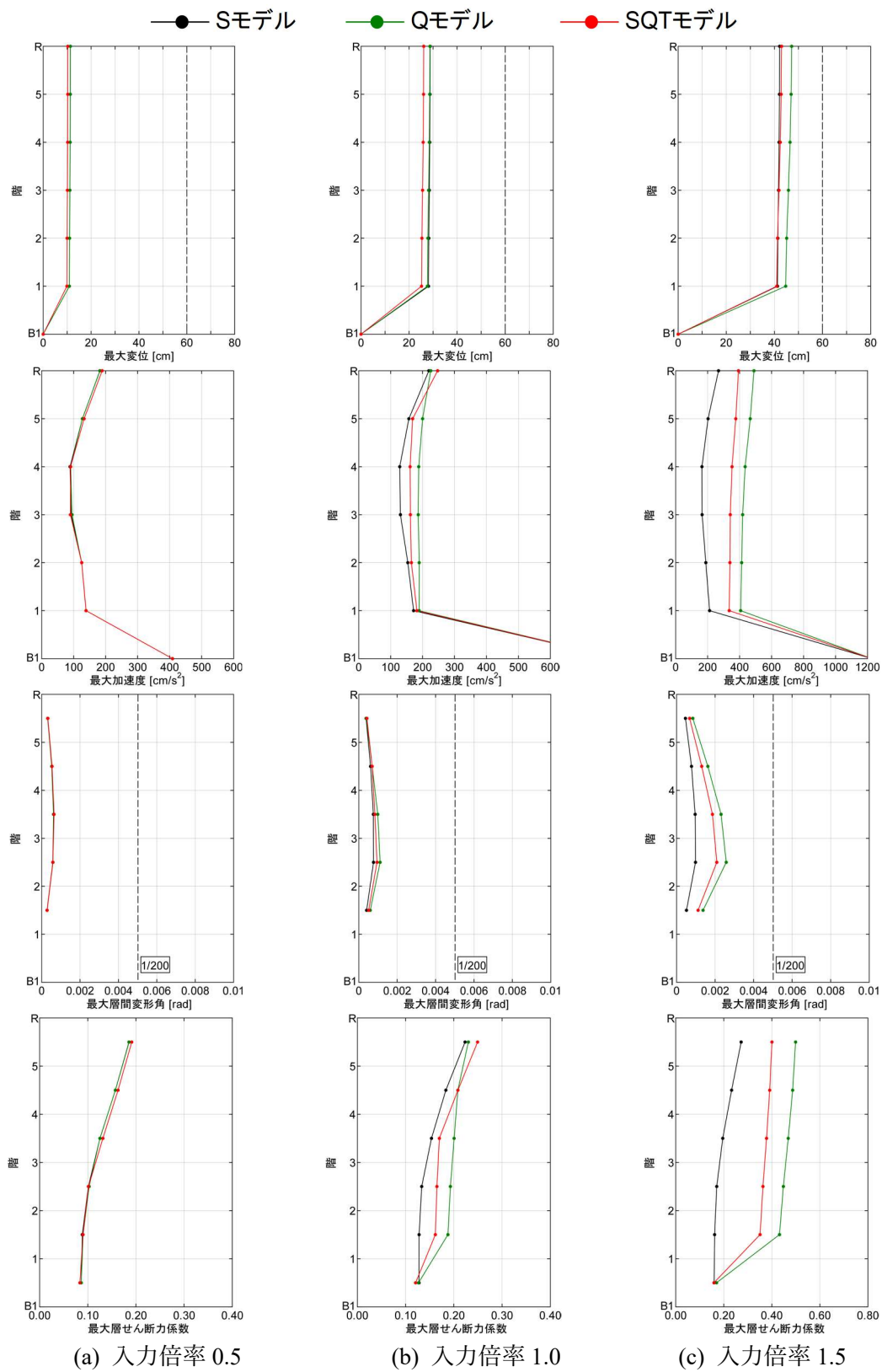


図 4.11 5F Kobe

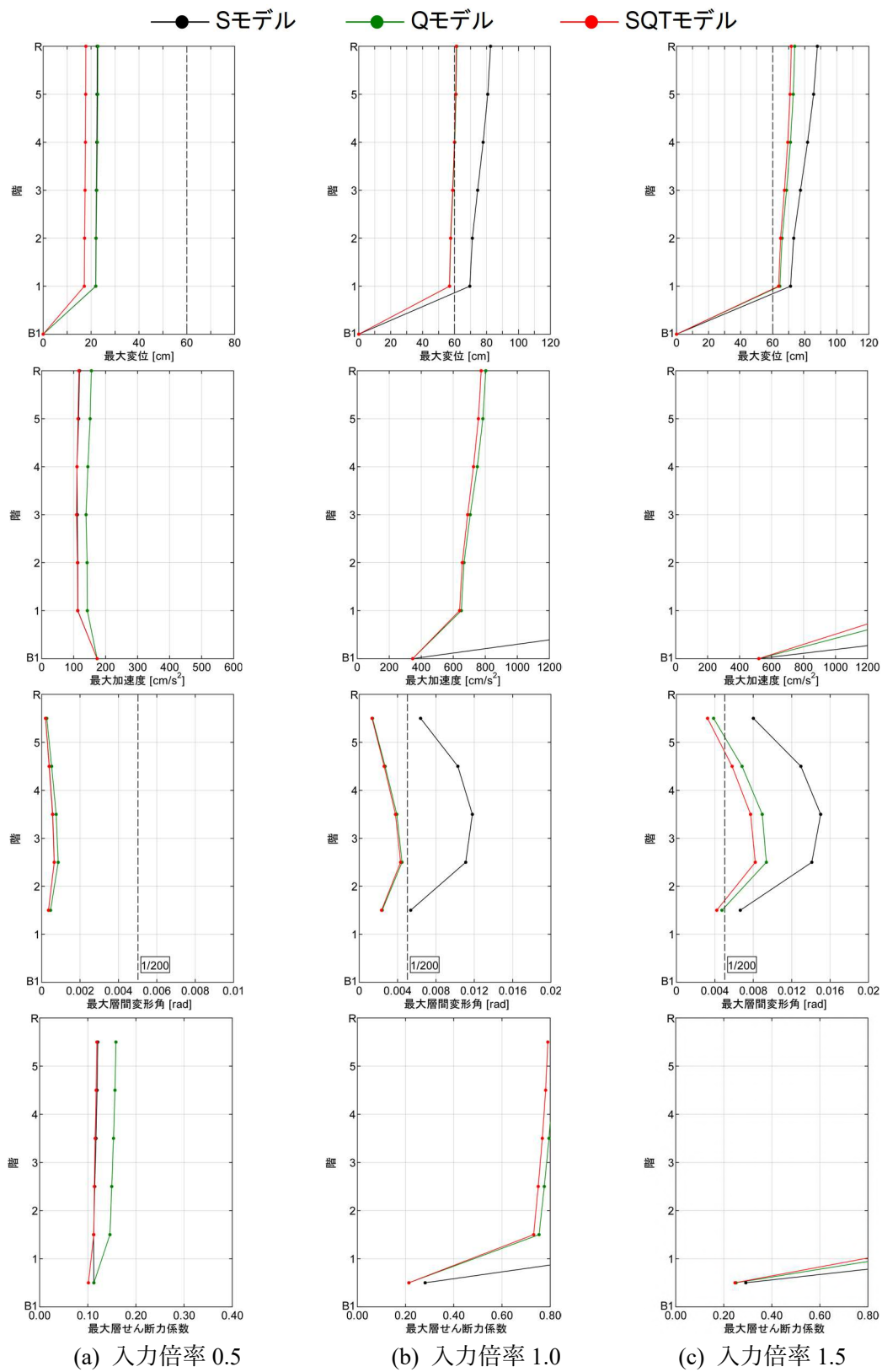


図 4.12 5F KMM

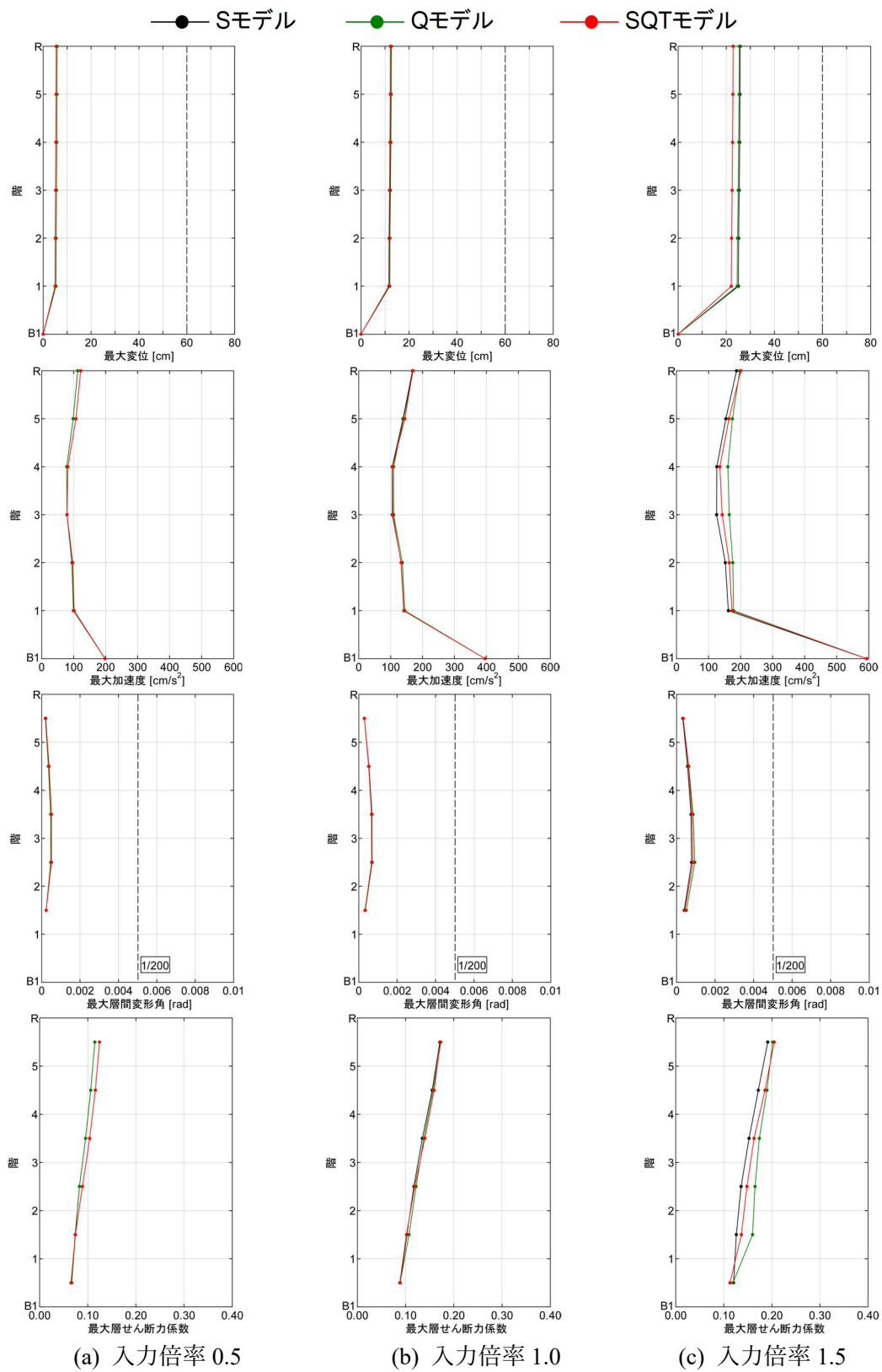


図 4. 13 5F Art Hachinohe

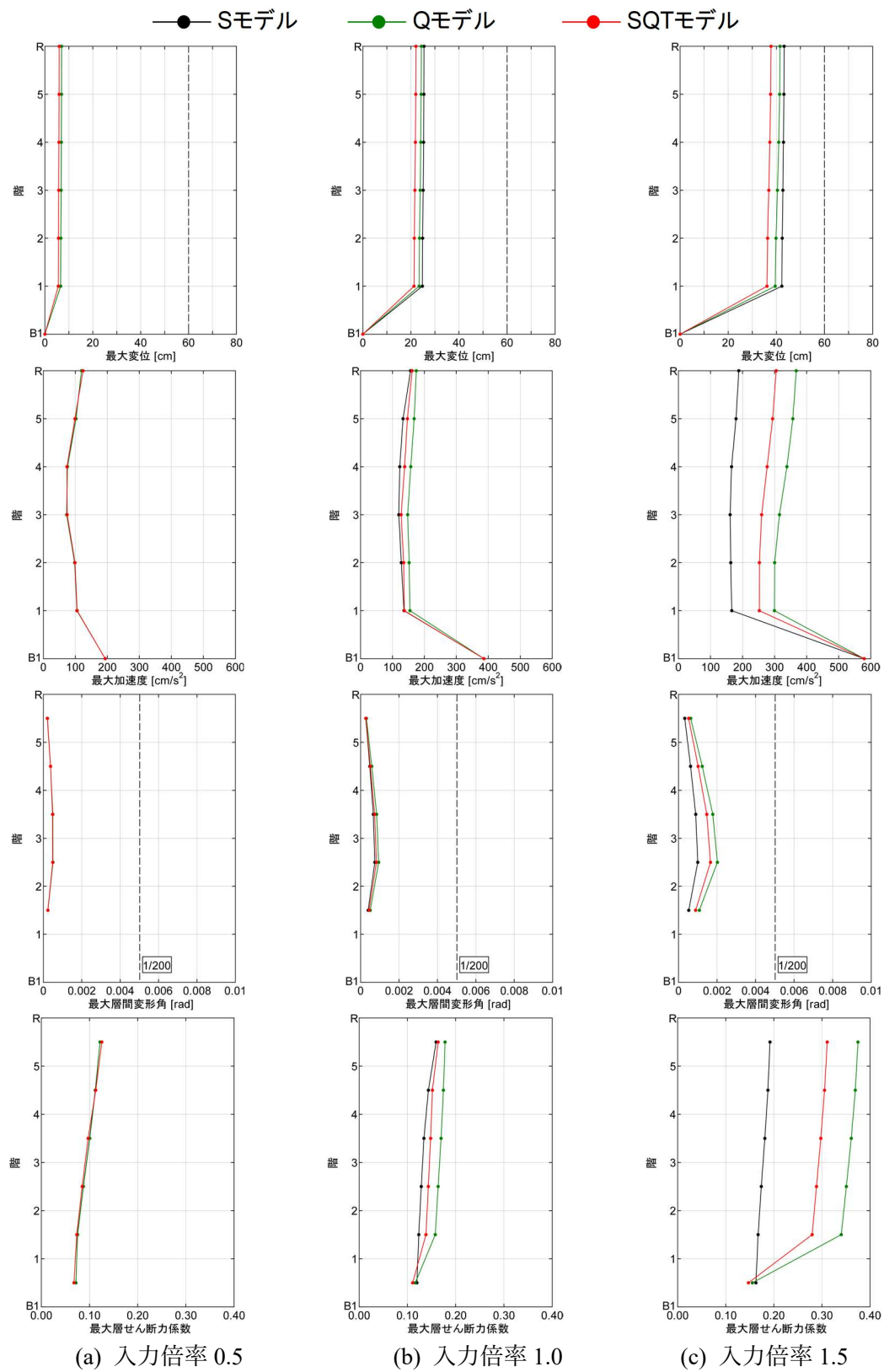


図 4.14 5F Art Kobe

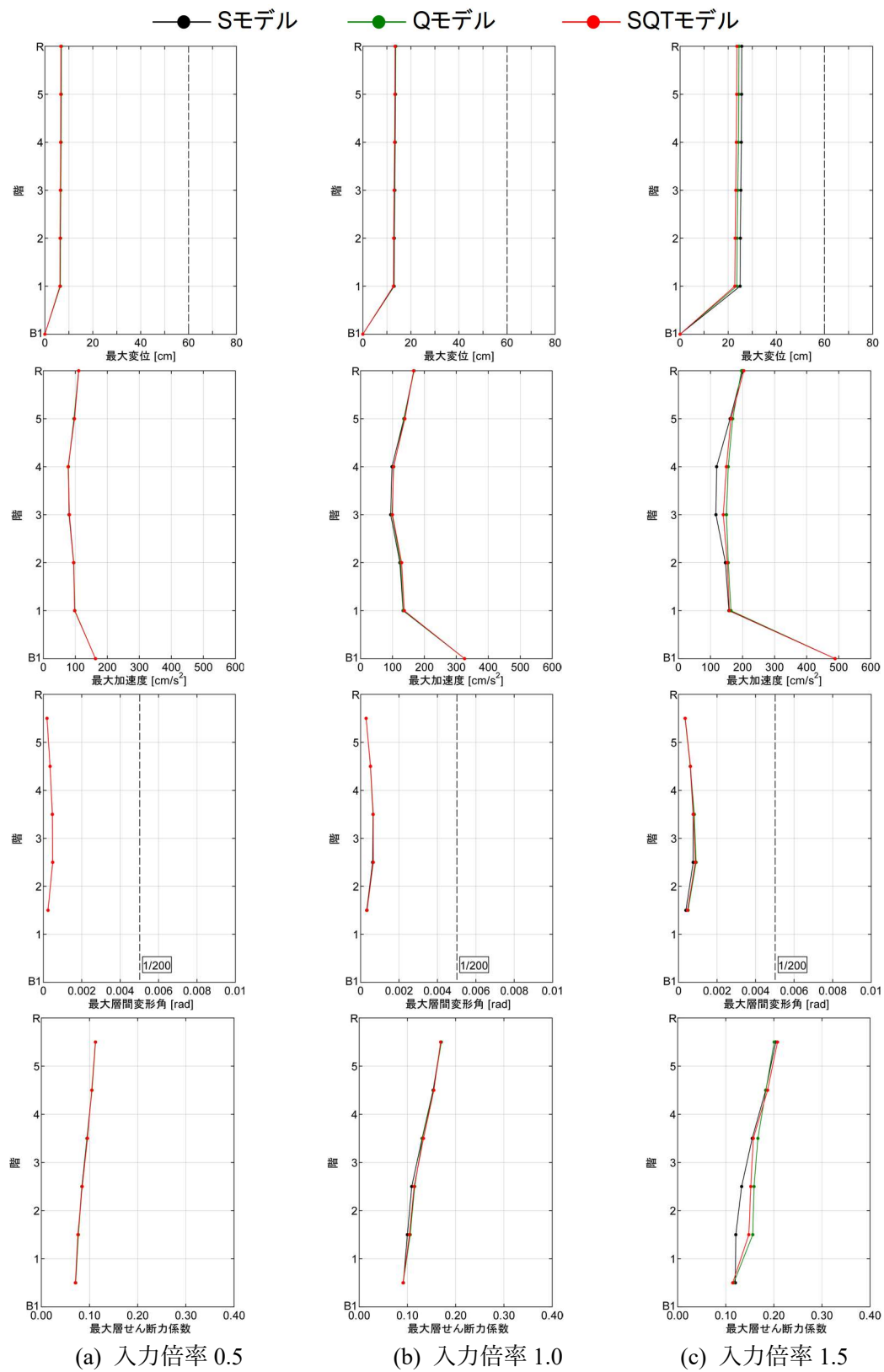


図 4.15 5F Art Random

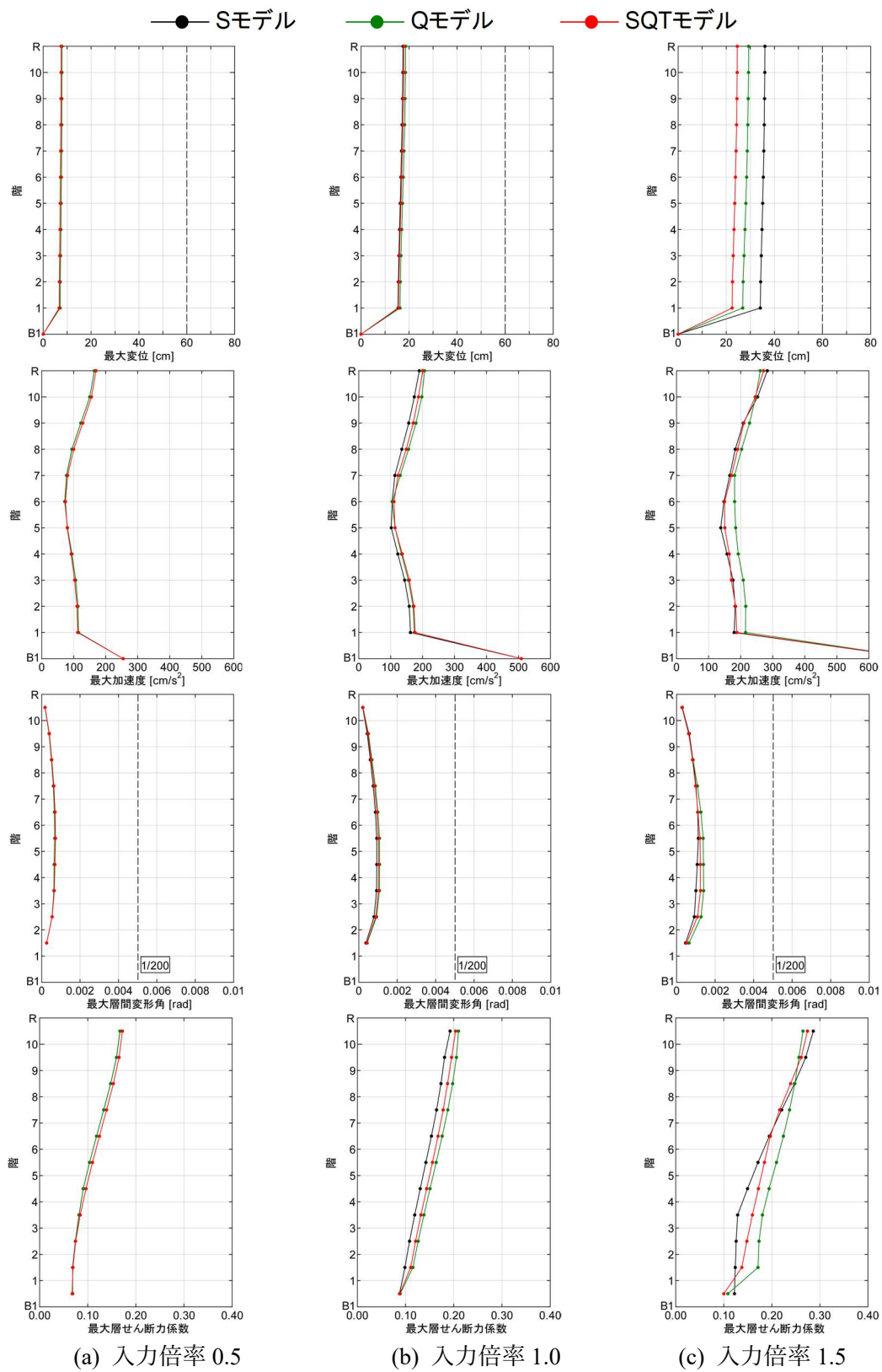


図 4.16 10F El Centro

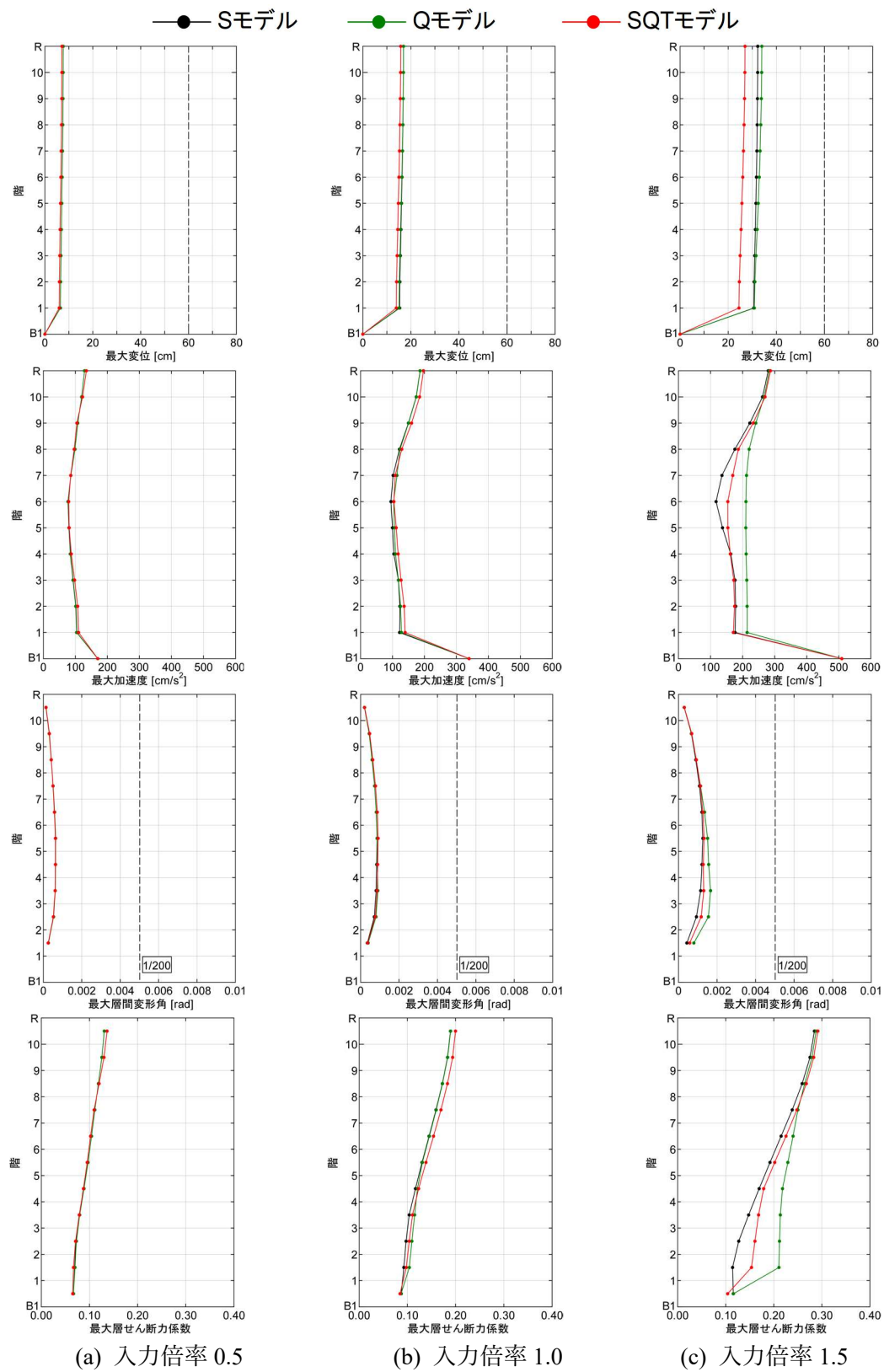


図 4.17 10F Hachinohe

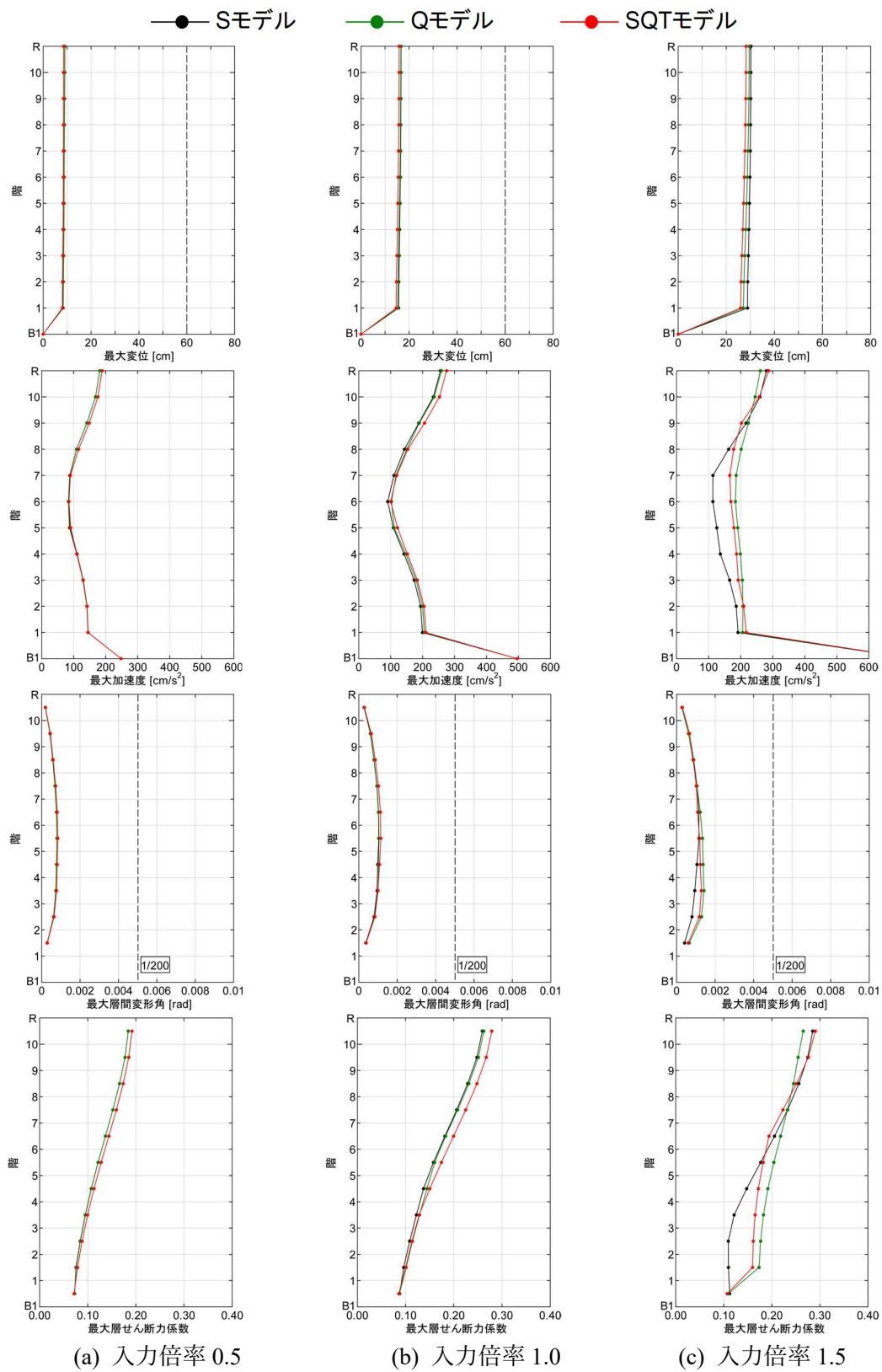


図 4.18 10F Taft

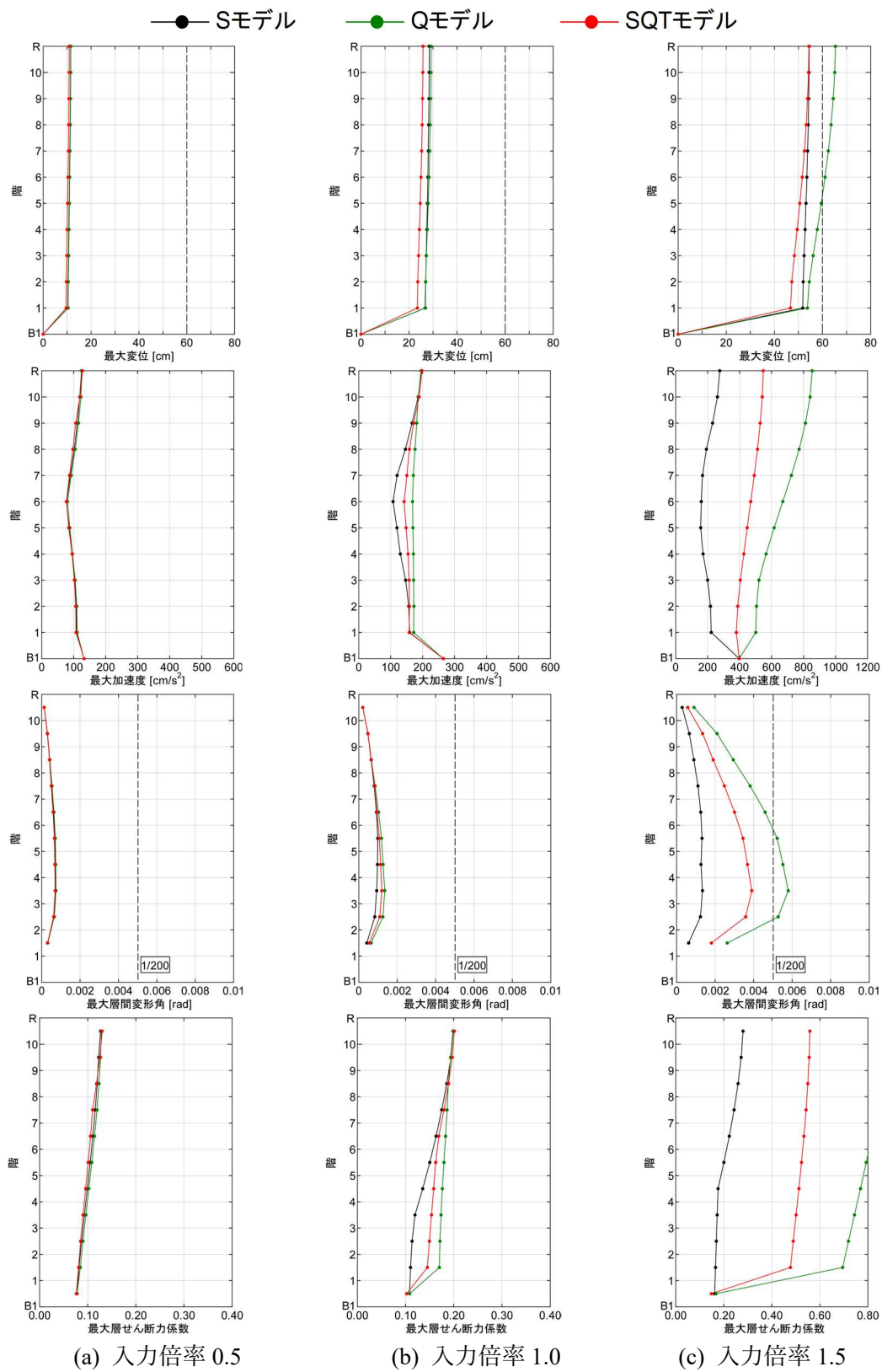


図 4.19 10F CH1

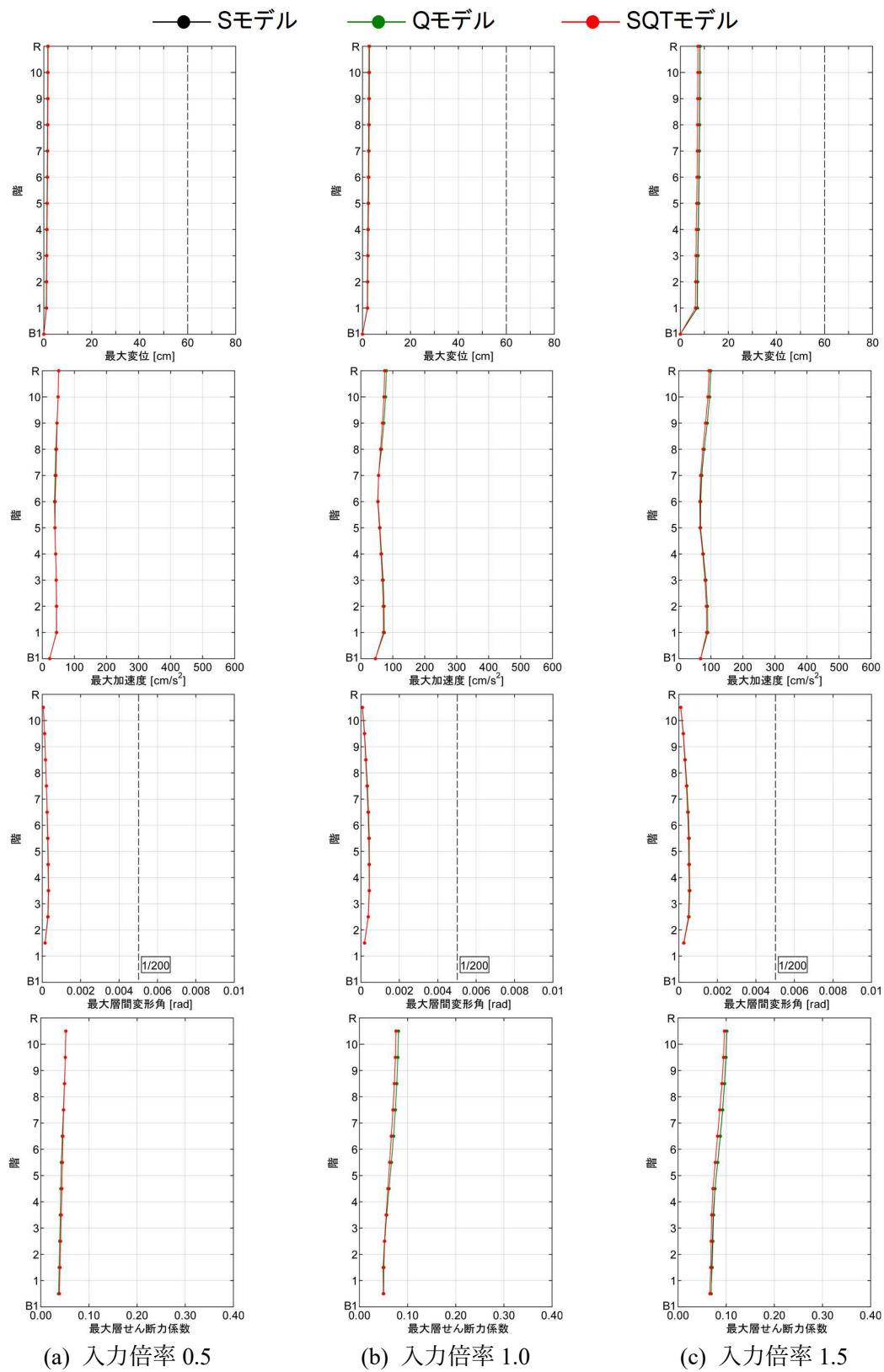


図 4.20 10F KA1

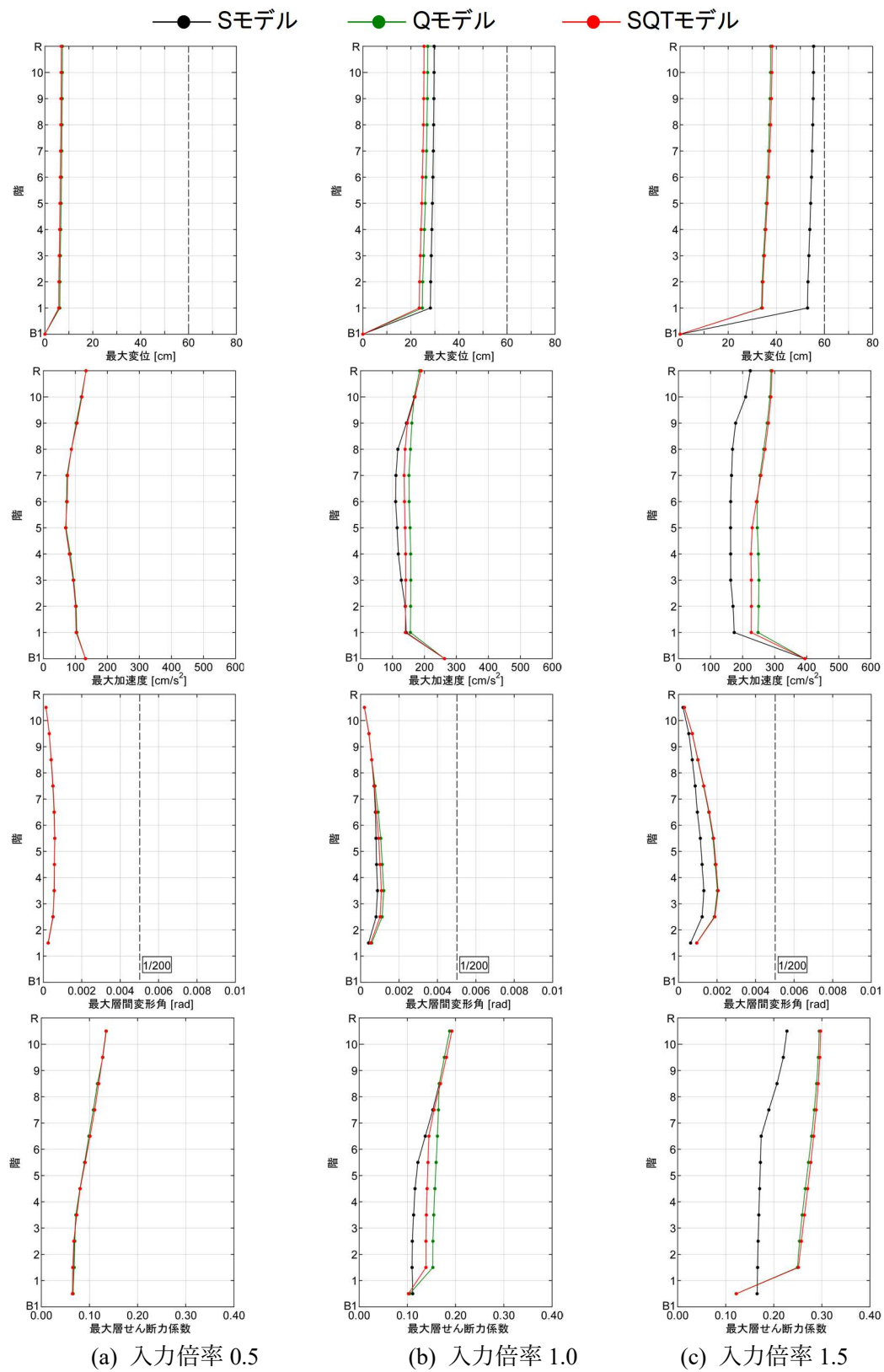


図 4.21 10F OS1

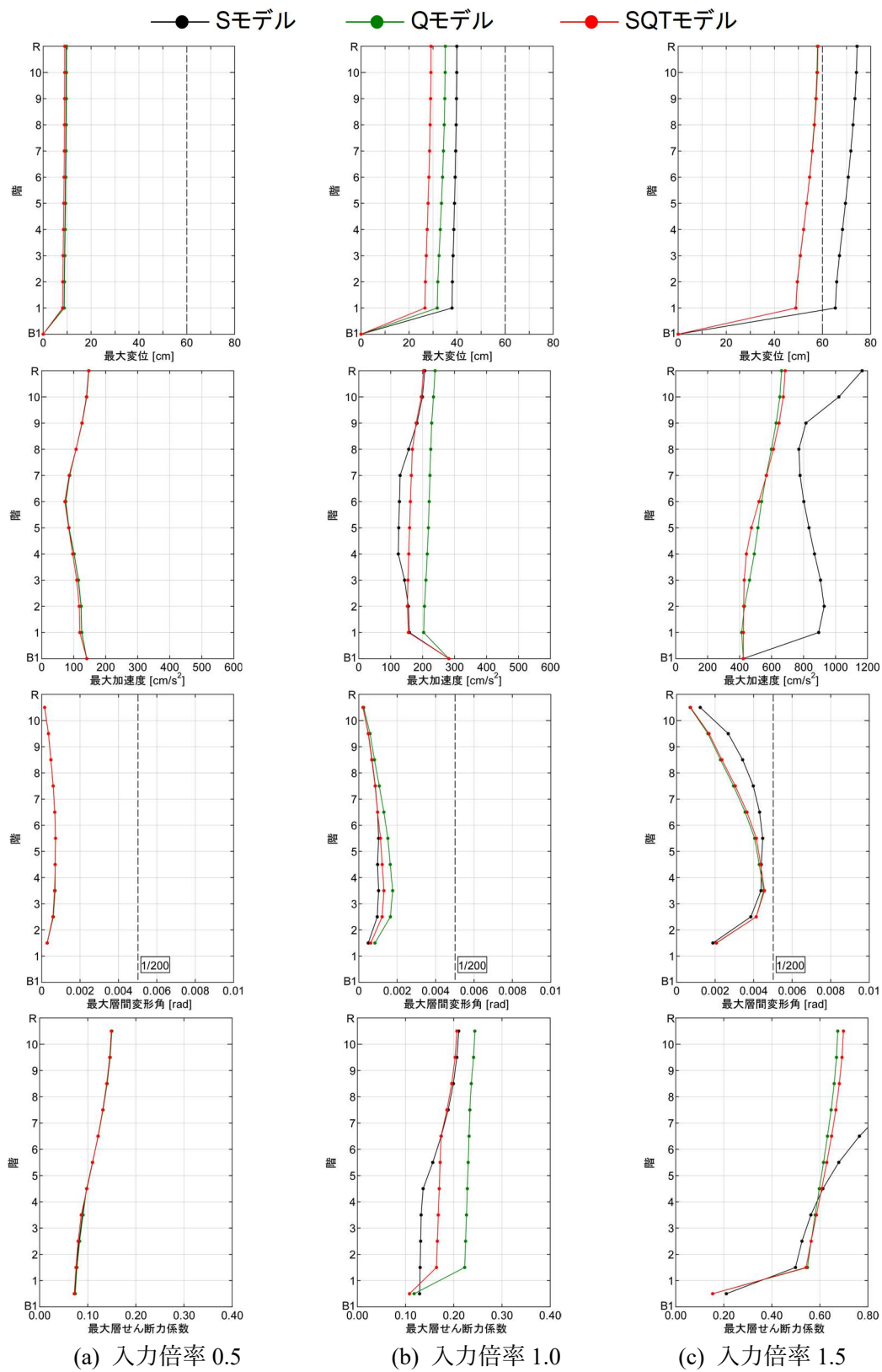


図 4.22 10F SZ1

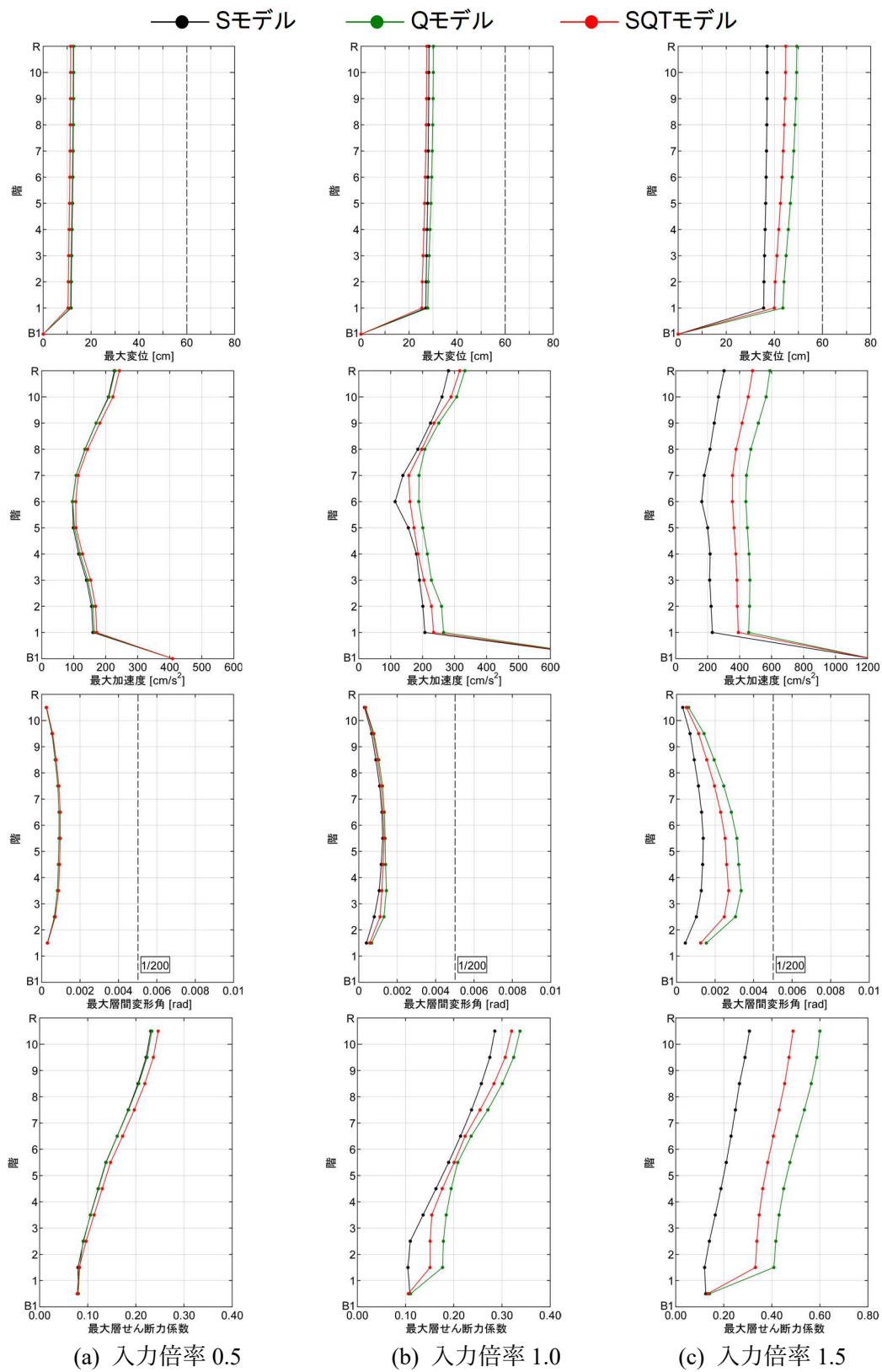


図 4.23 10F Kobe

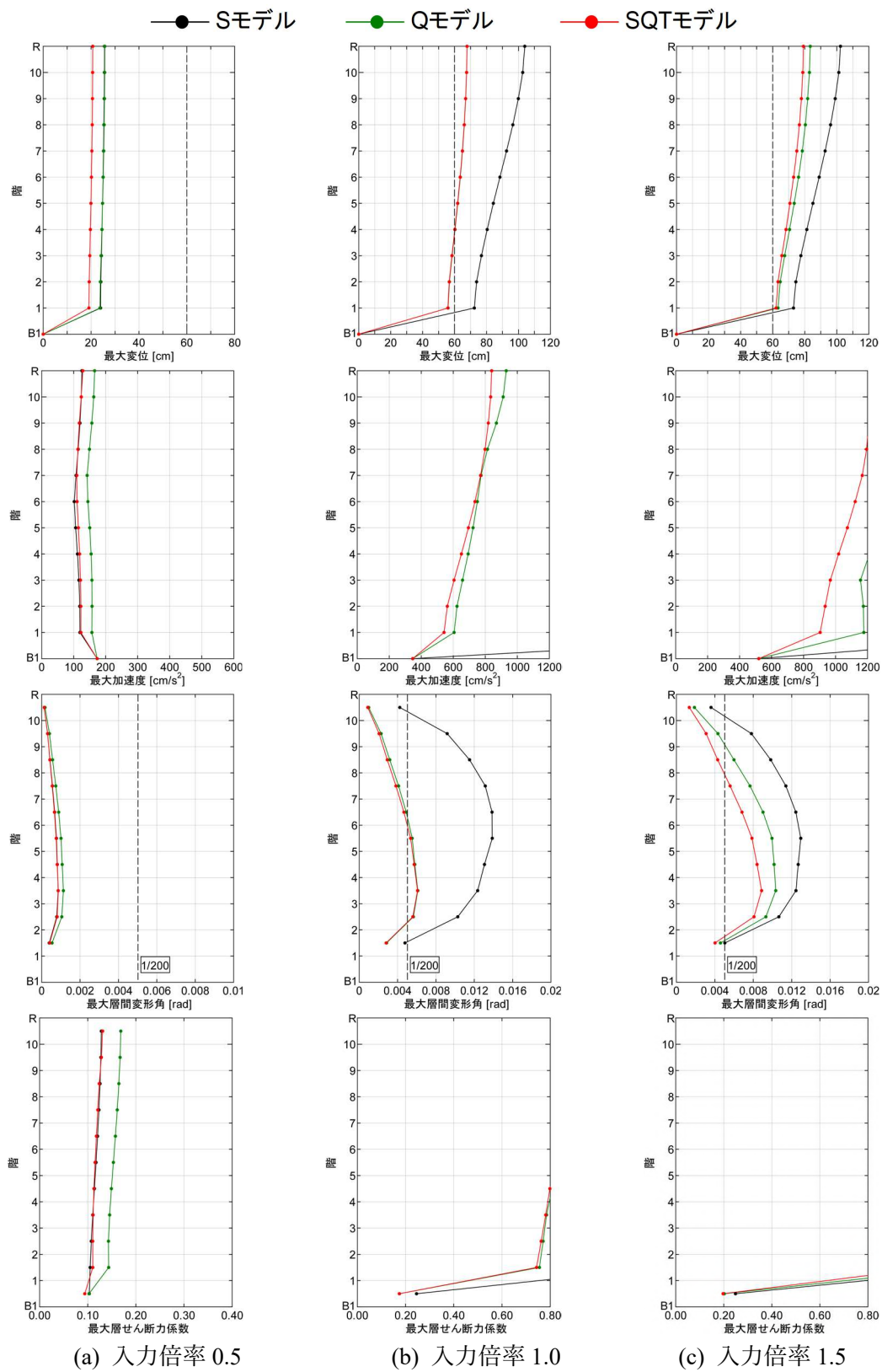


図 4.24 10F KMM

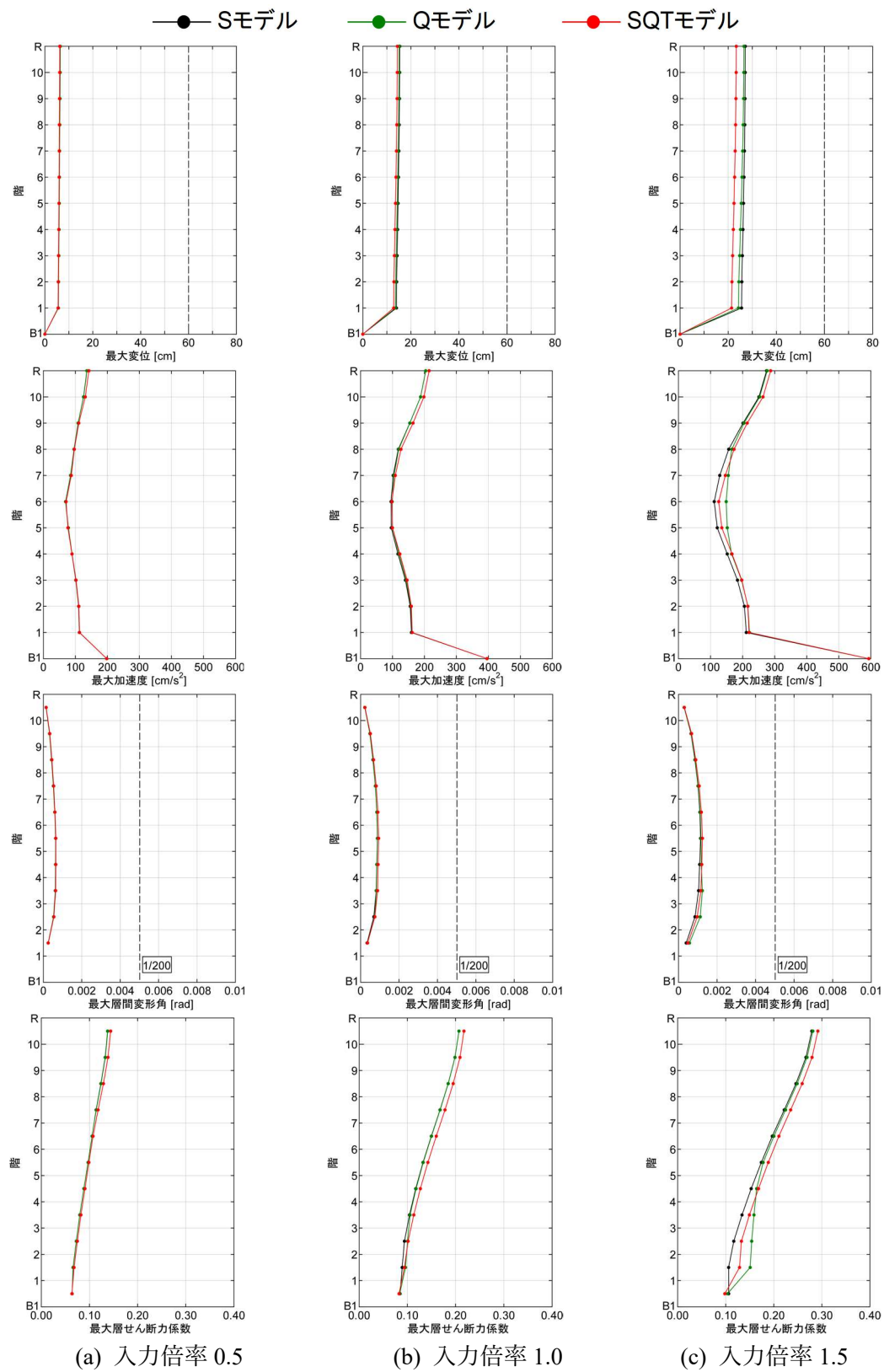


図 4.25 10F Art Hachinohe

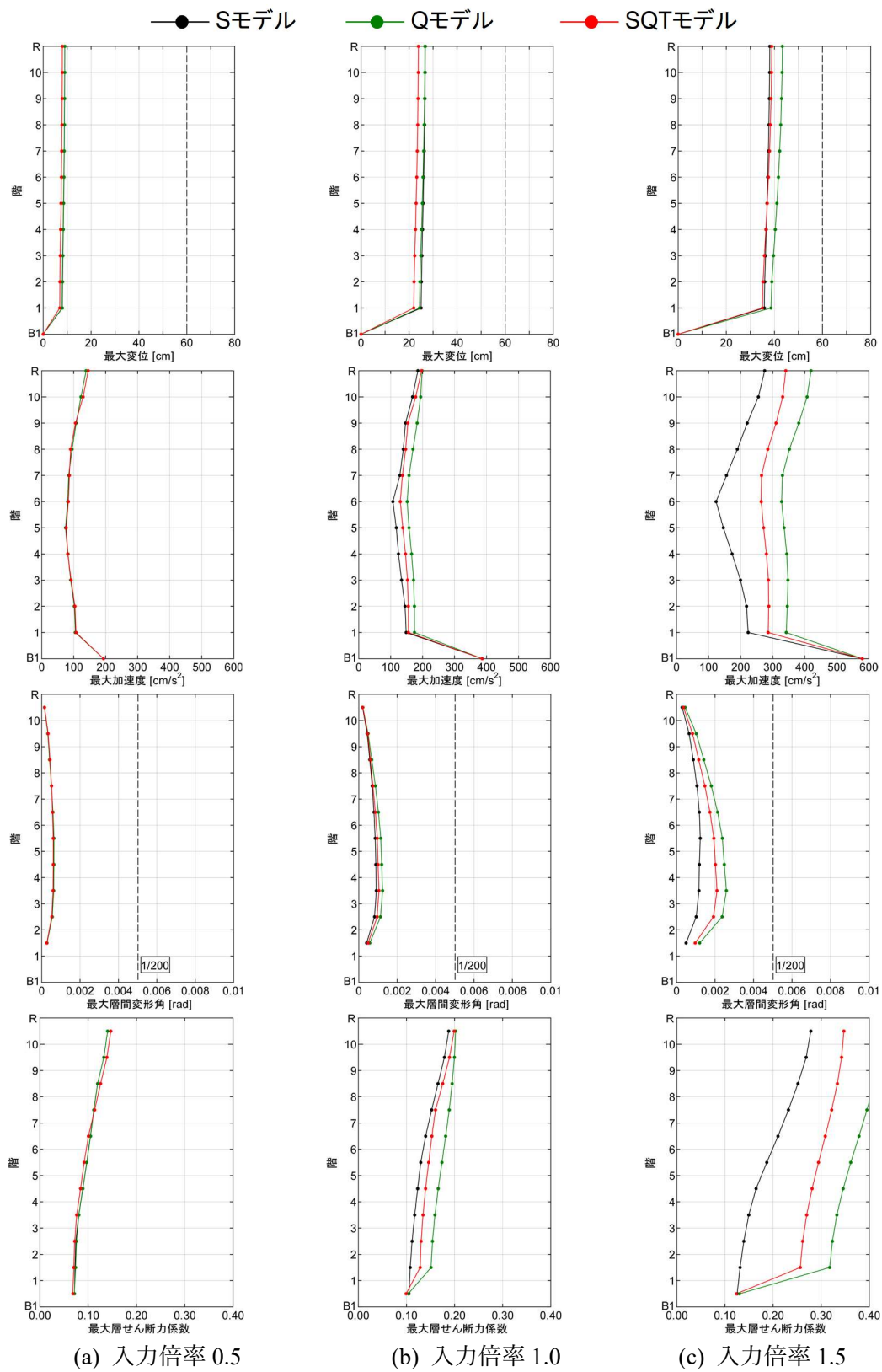


図 4. 26 10F Art Kobe

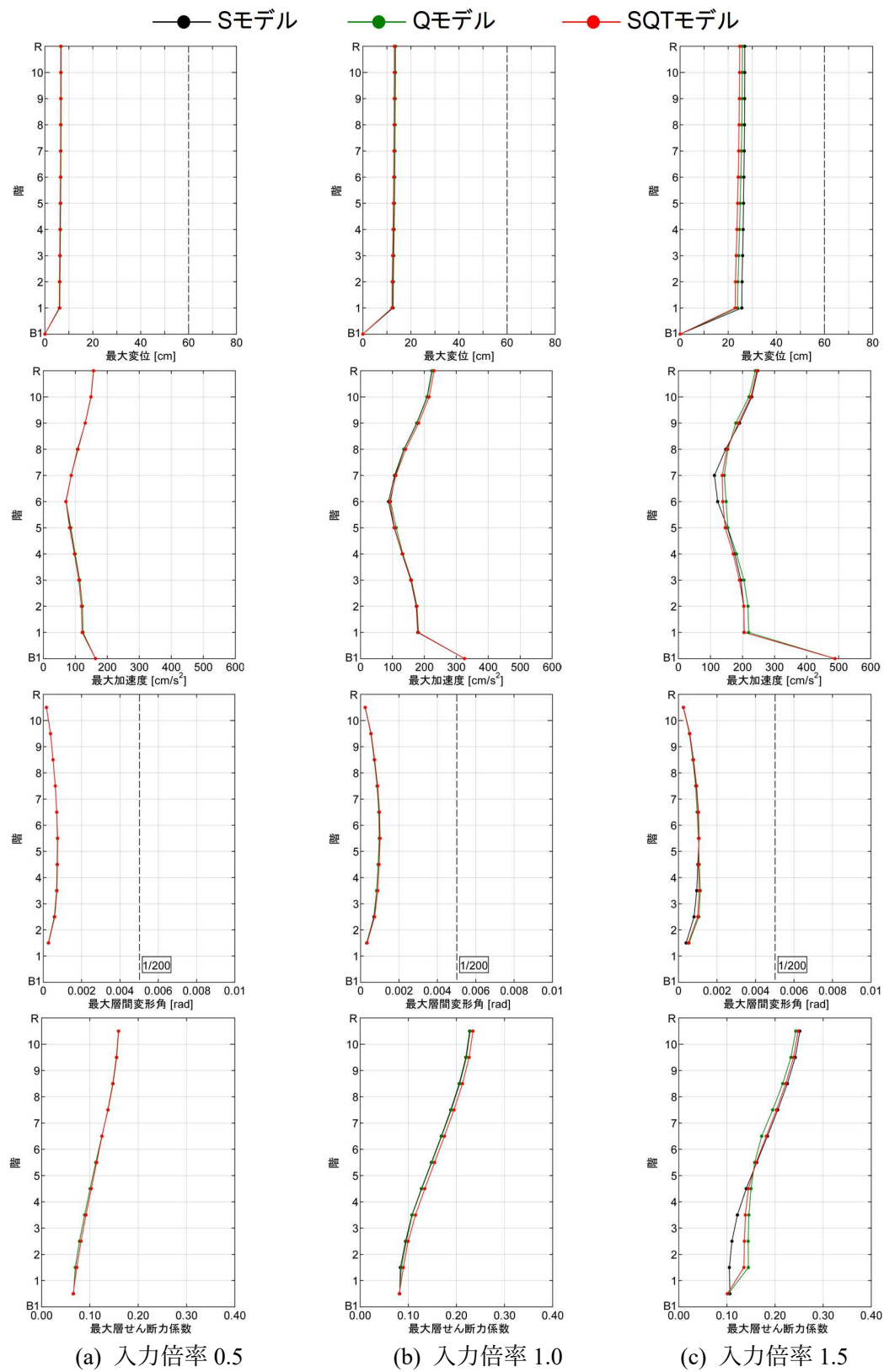


図 4.27 10F Art Random

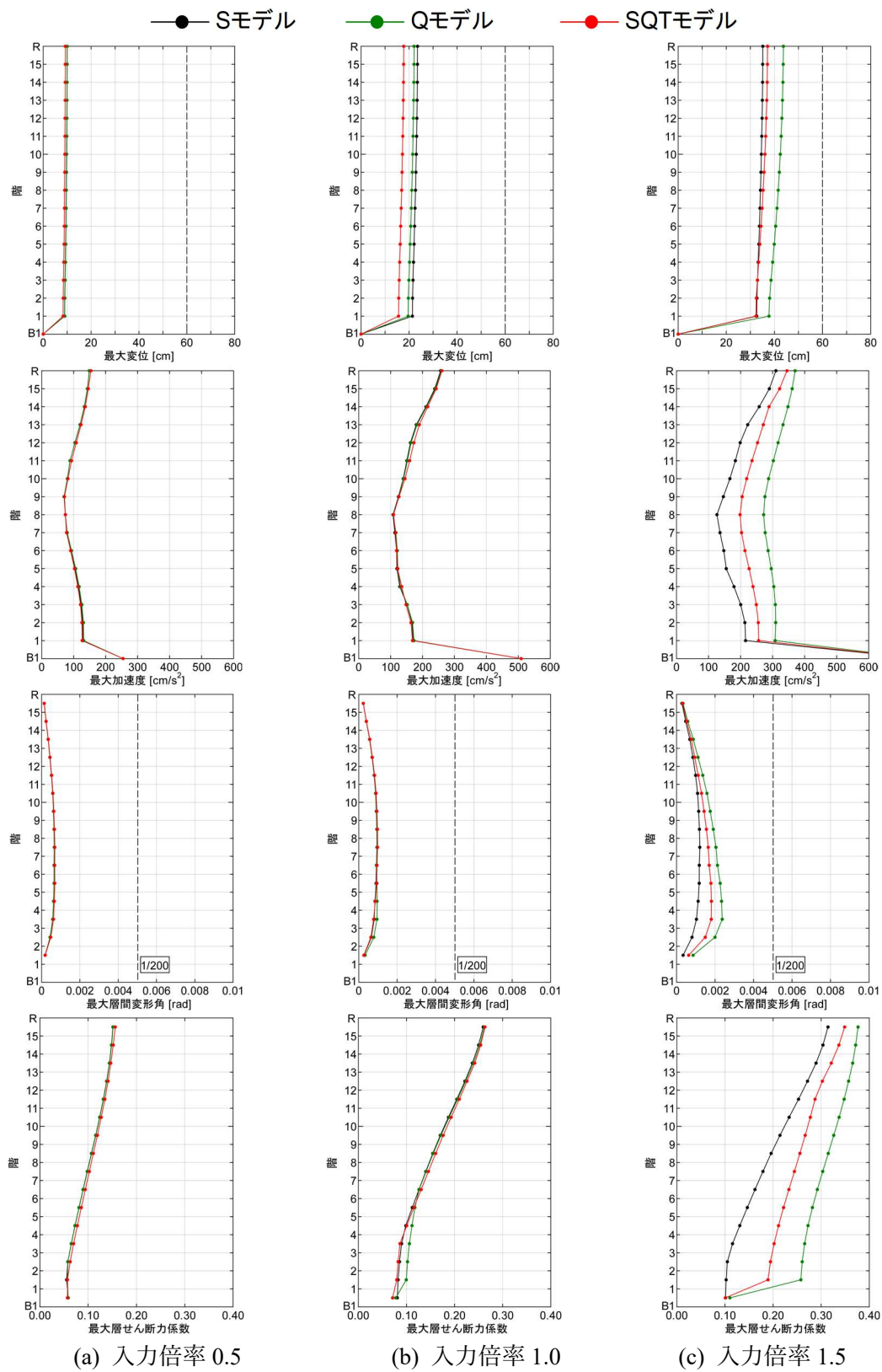


図 4.28 15F El Centro

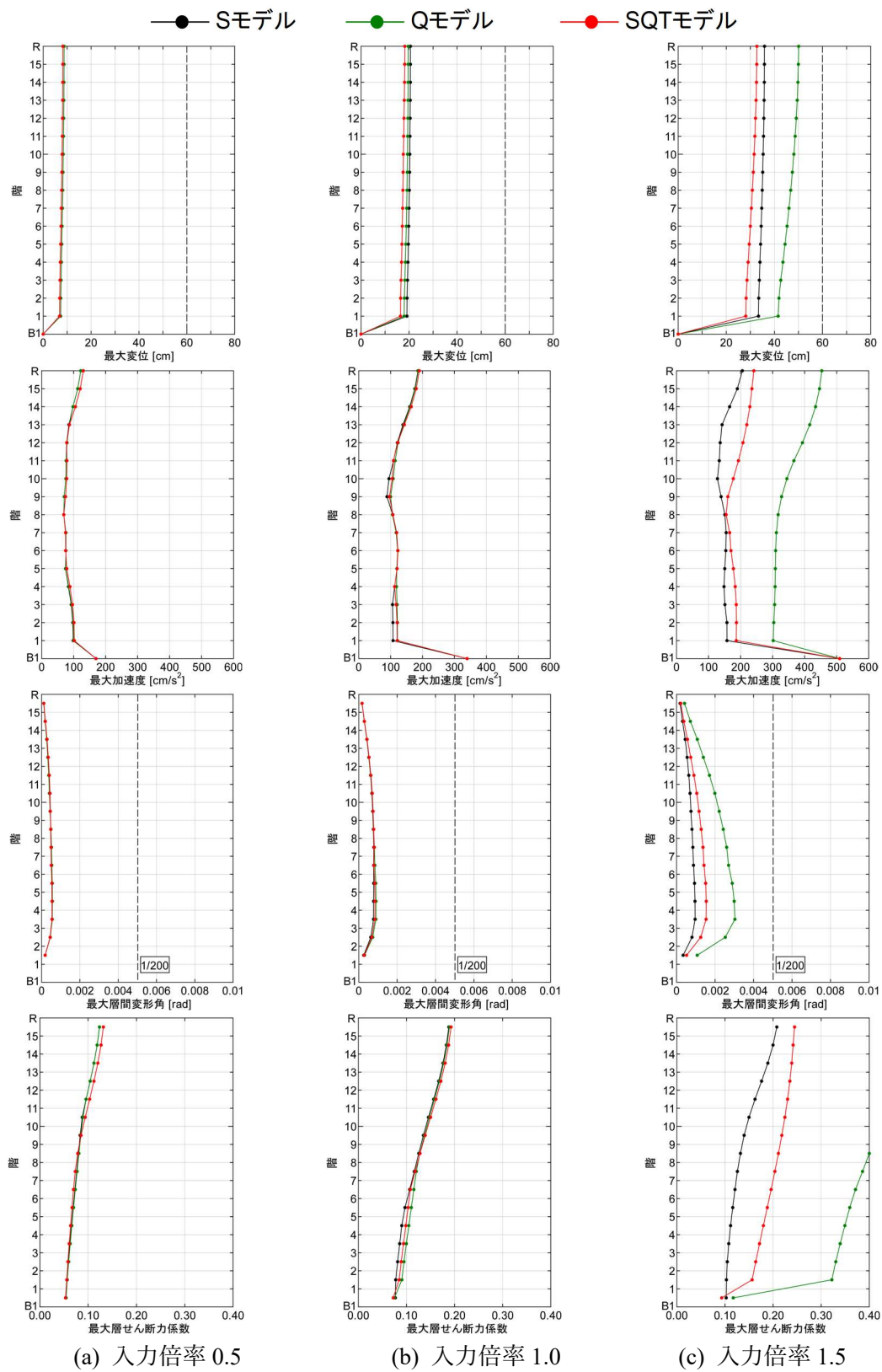


図 4.29 15F Hachinohe

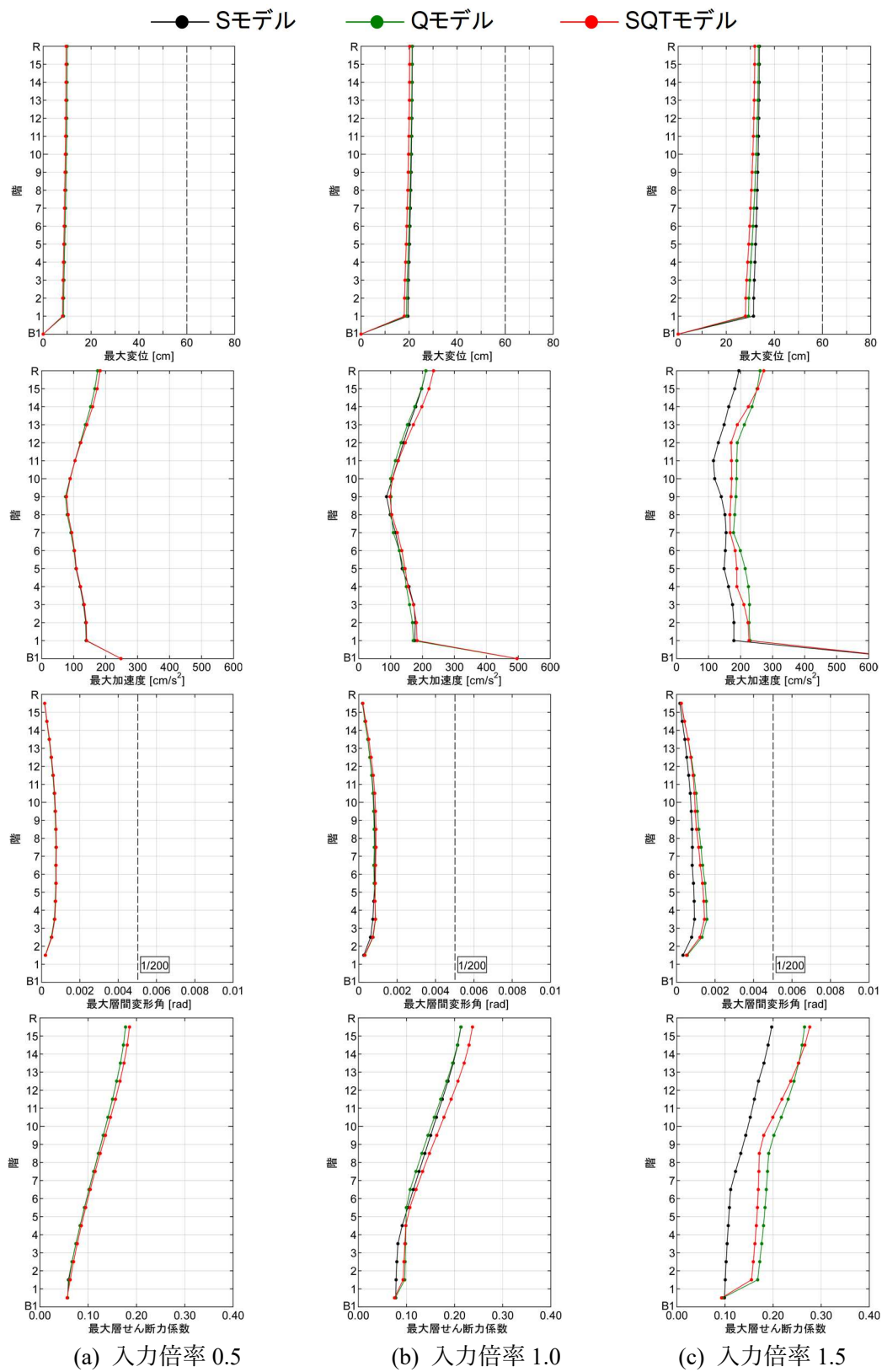


図 4.30 15F Taft

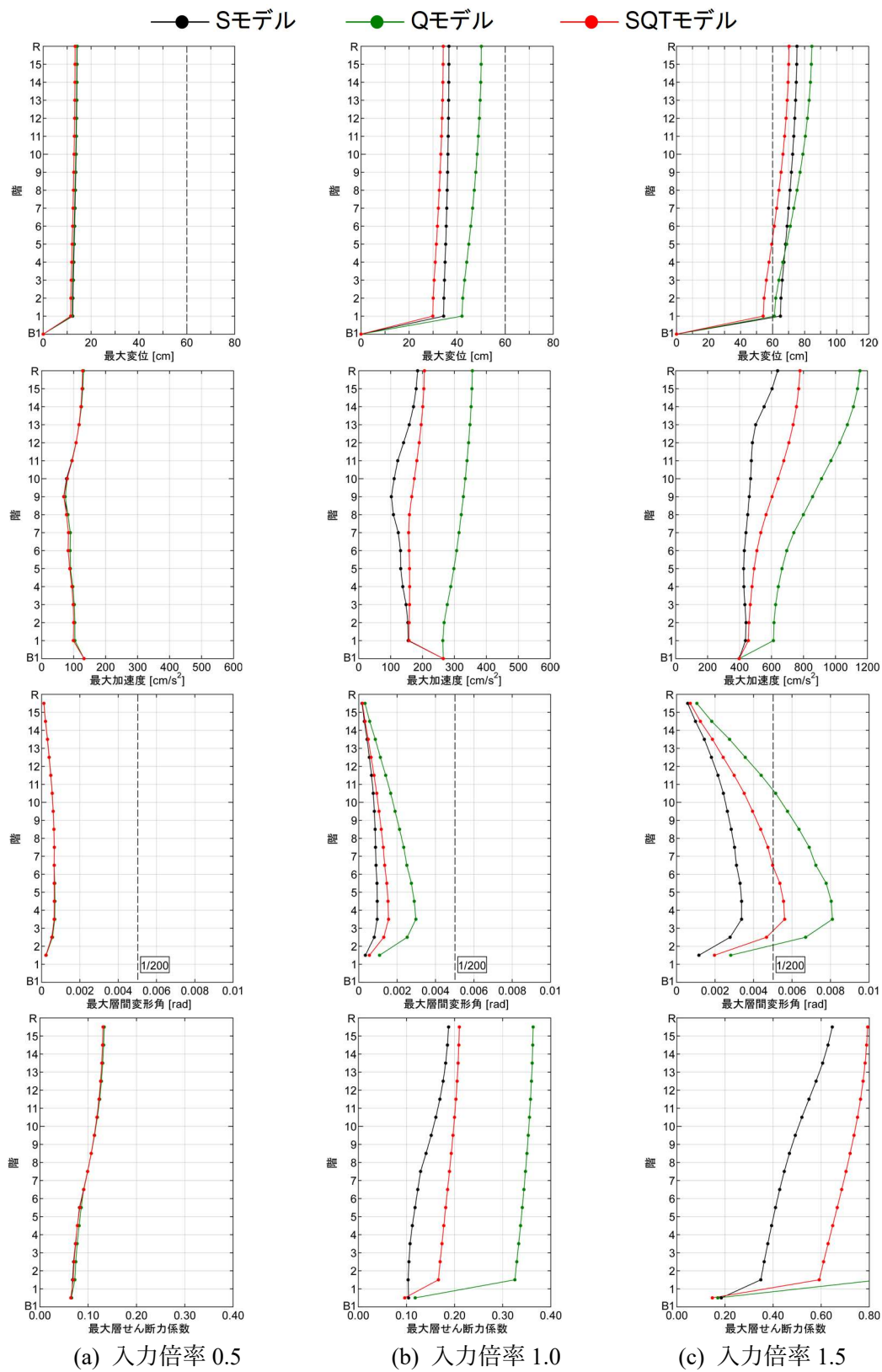


図 4.31 15F CH1

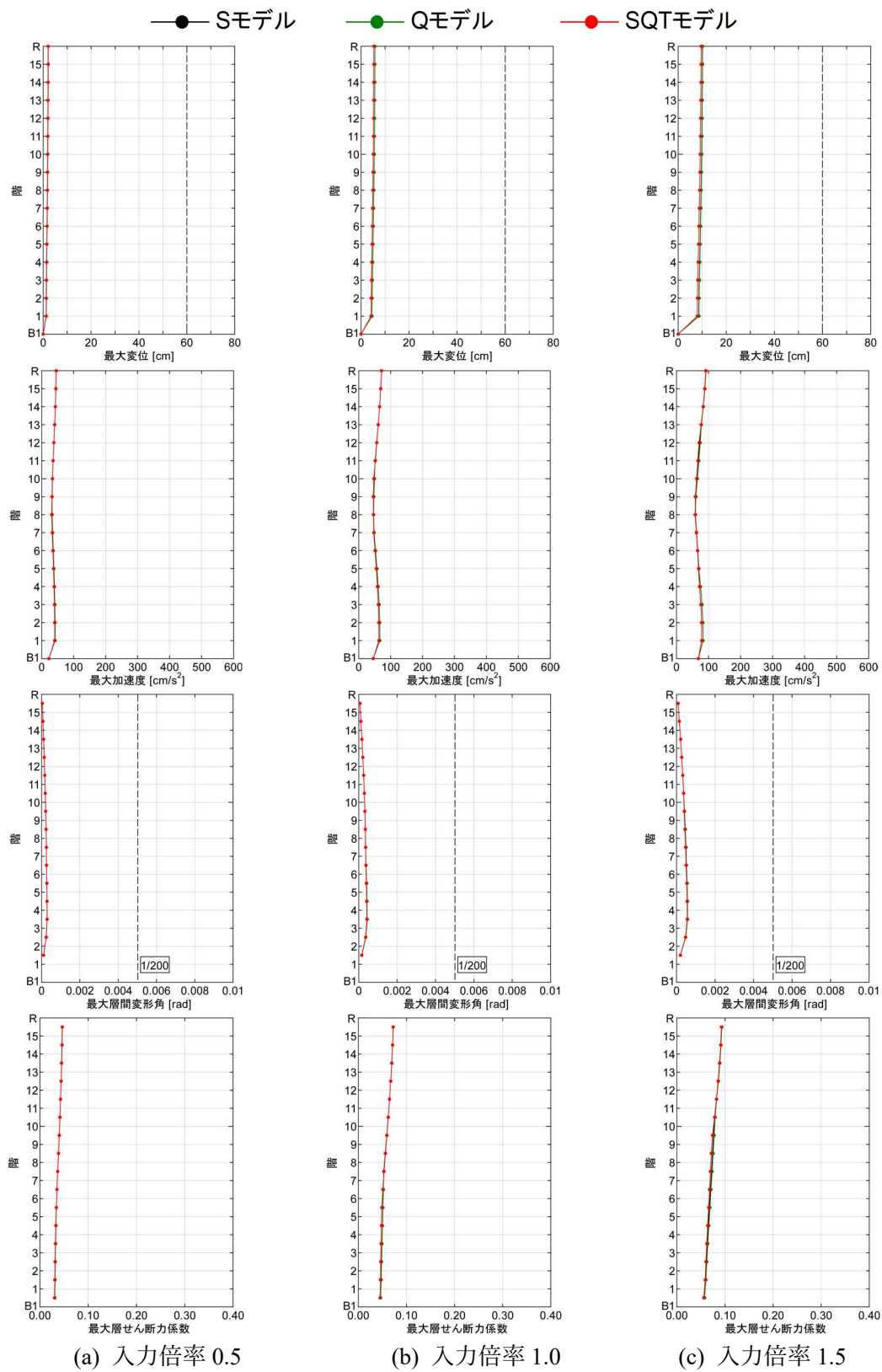


図 4.32 15F KA1

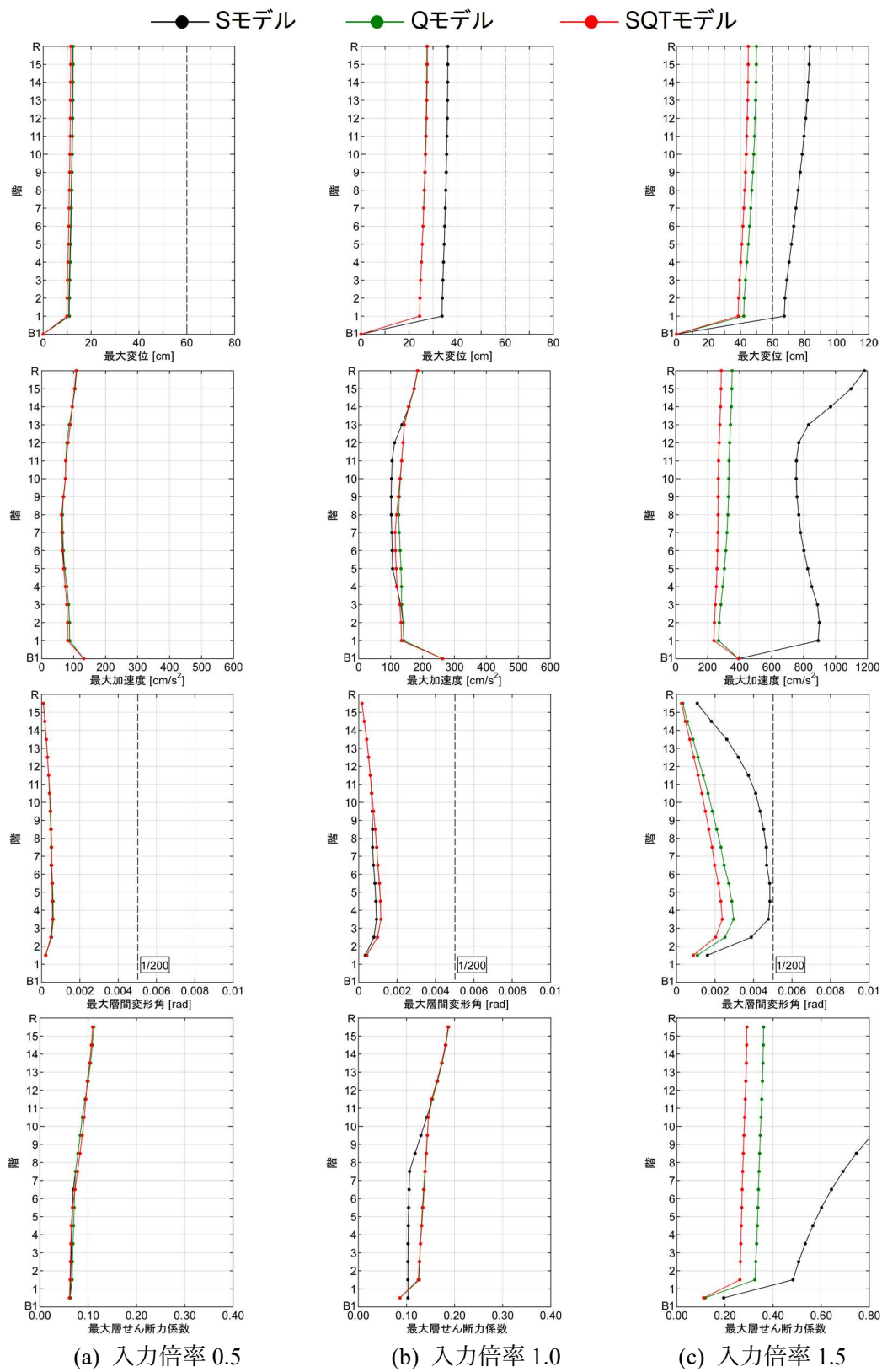


図 4.33 15F OS1

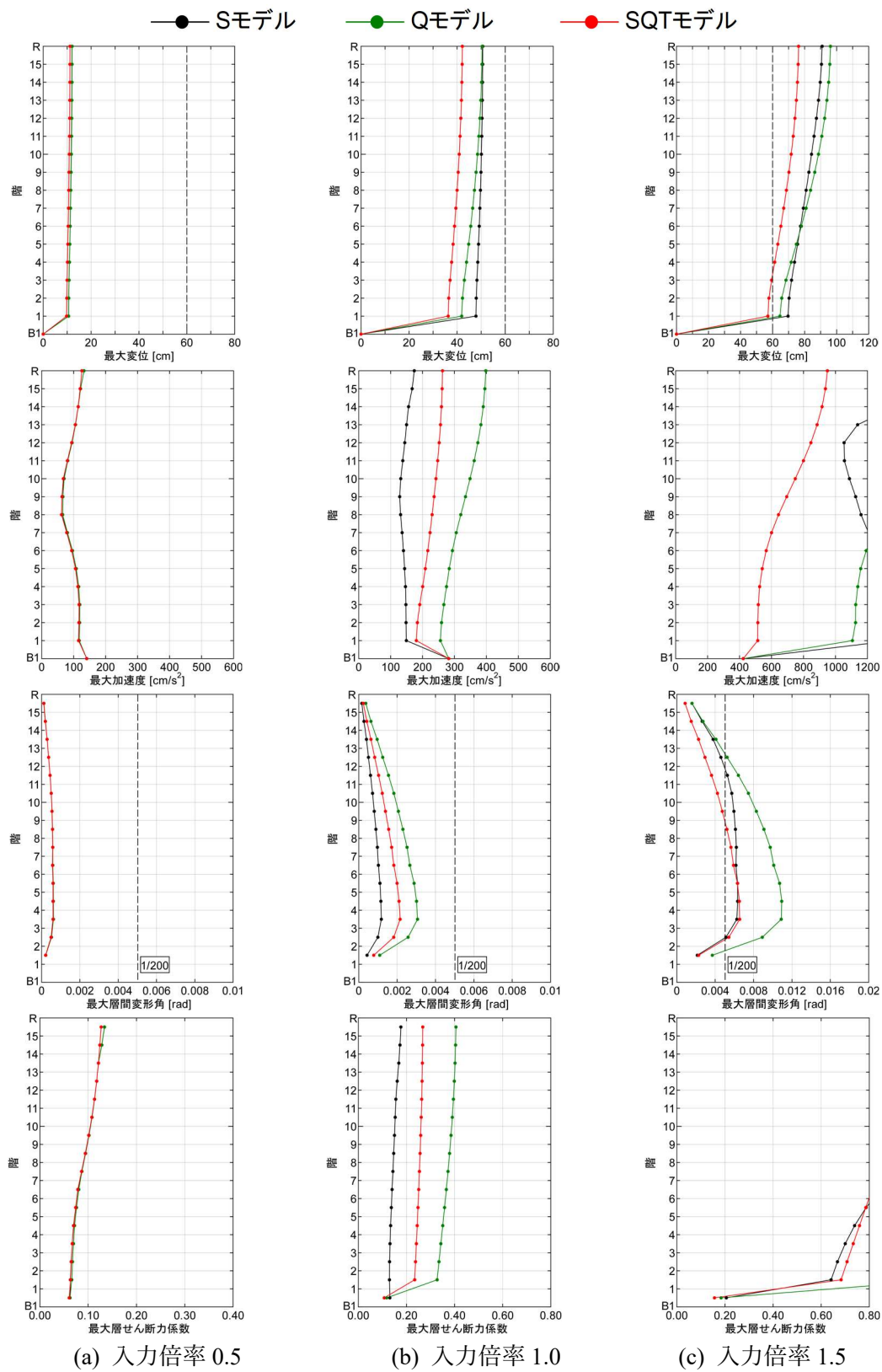


図 4.34 15F SZ1

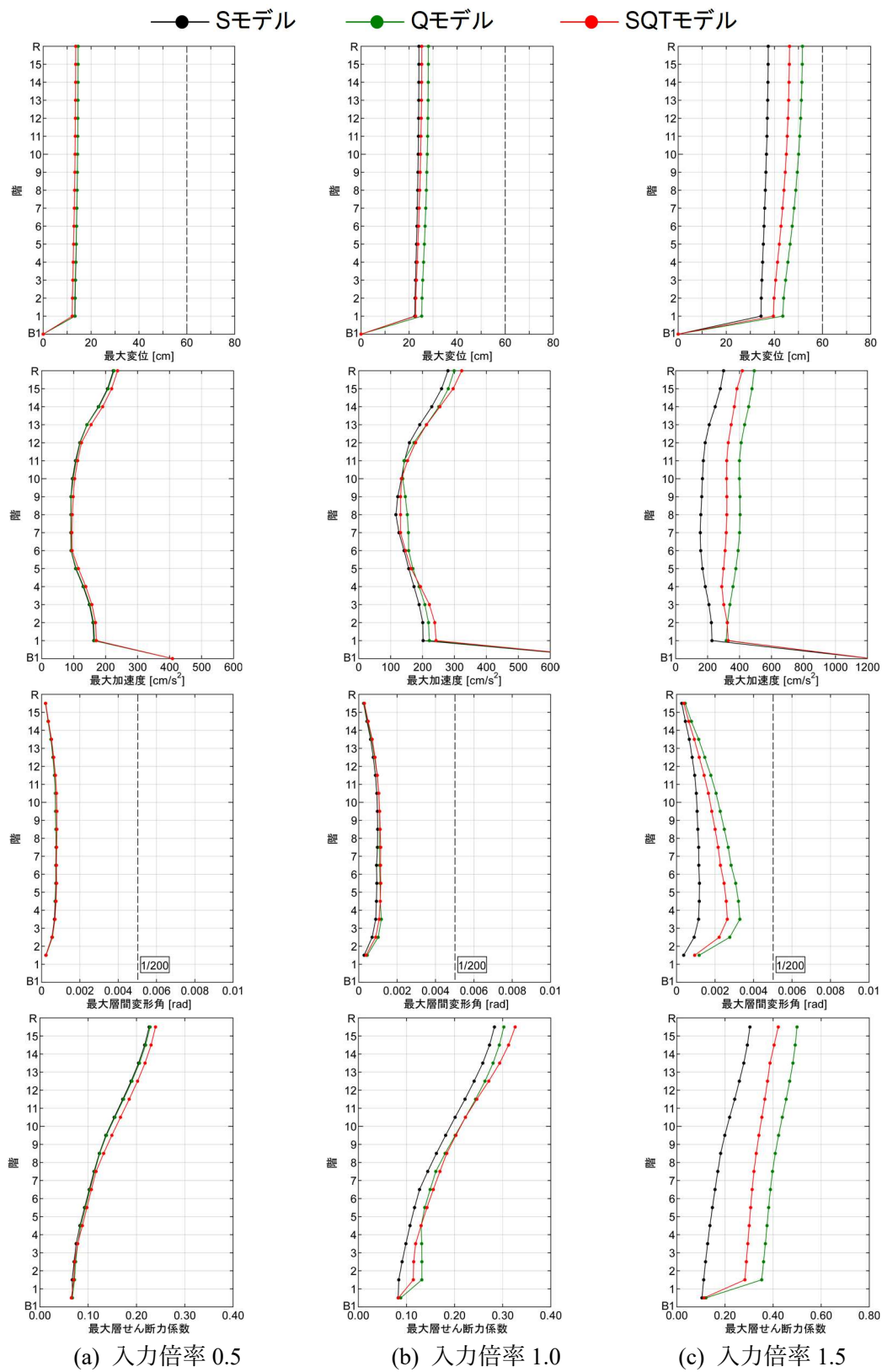


図 4.35 15F Kobe

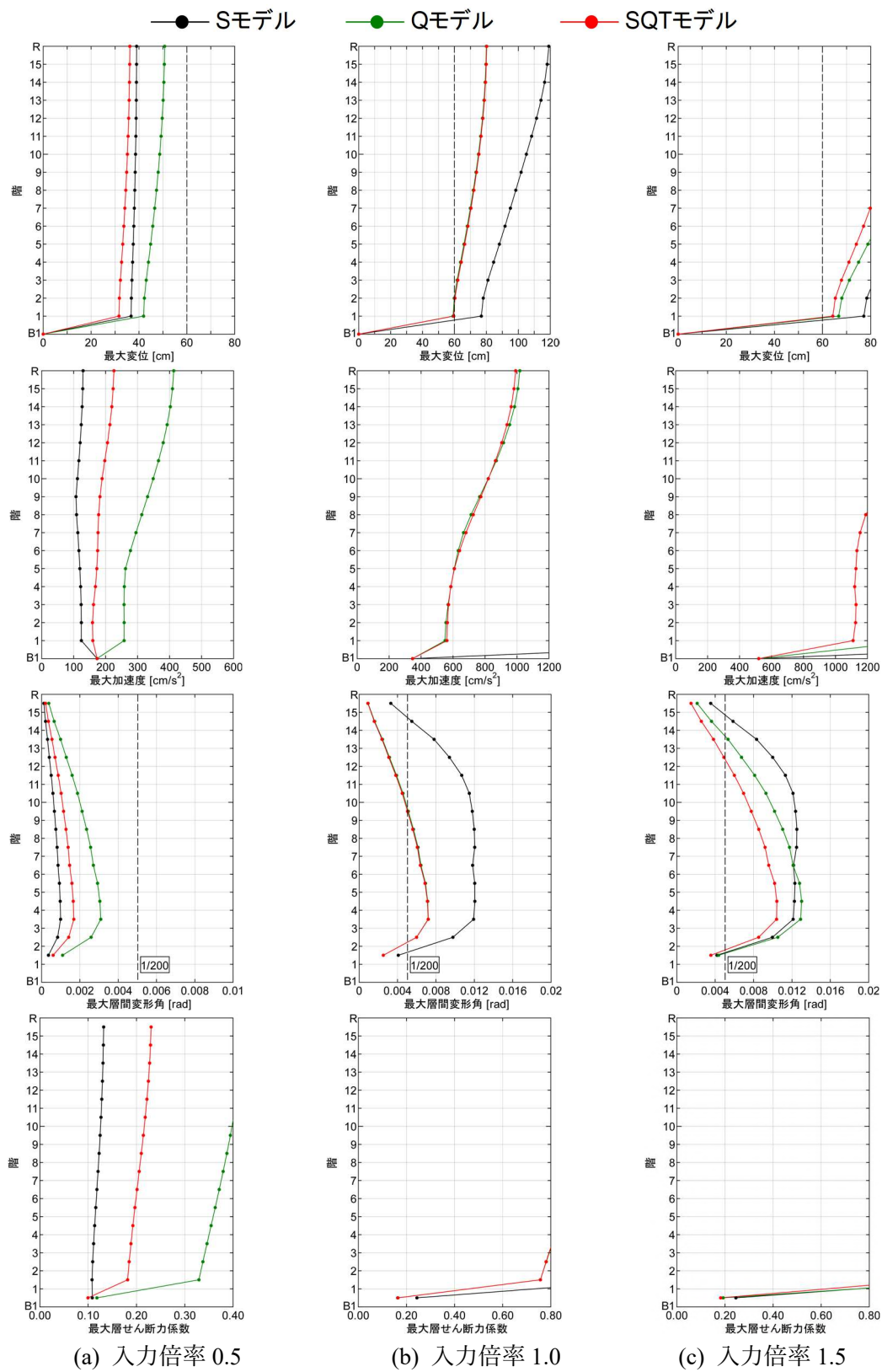


図 4.36 15F KMM

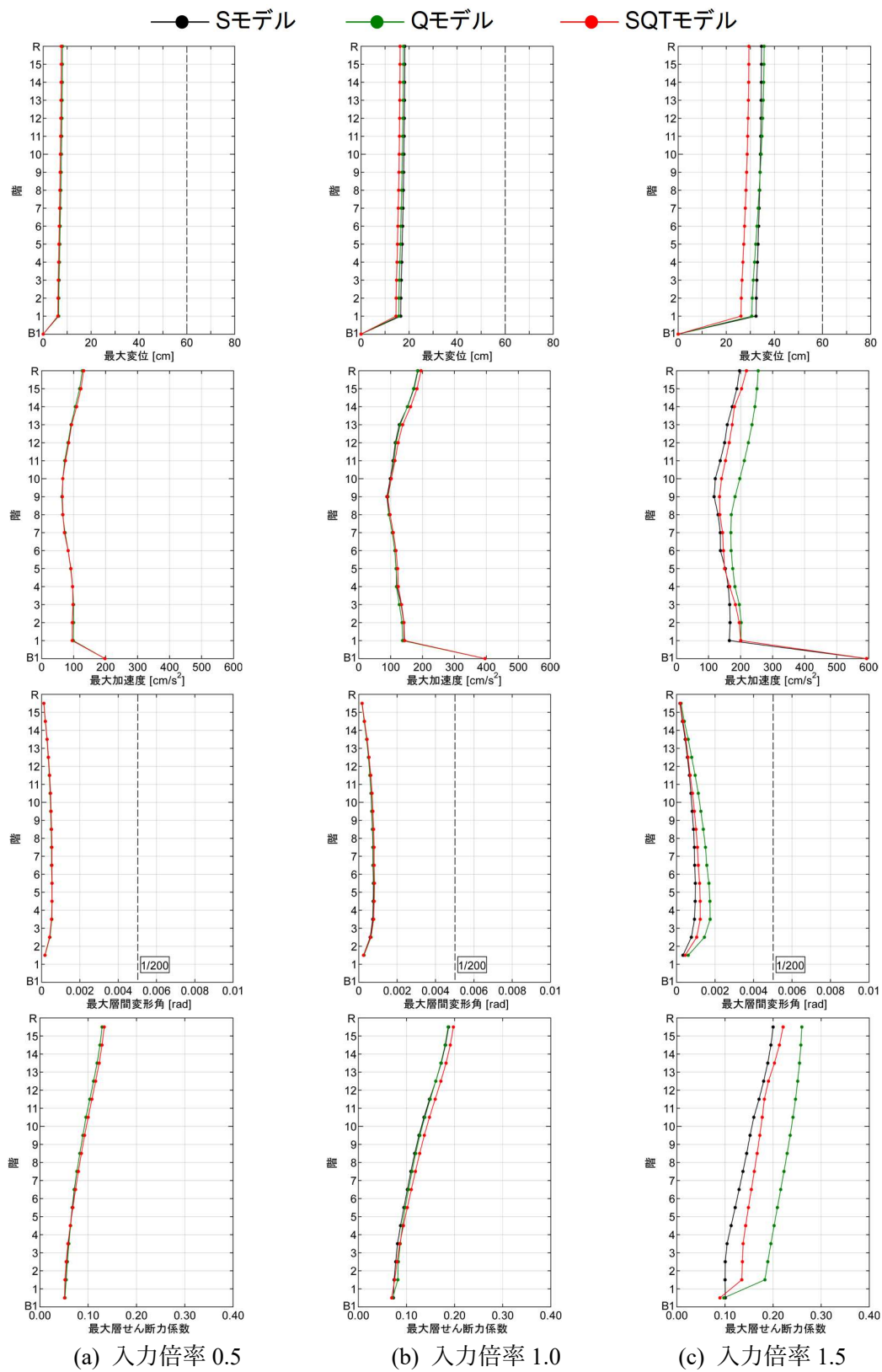


図 4.37 15F Art Hachinohe

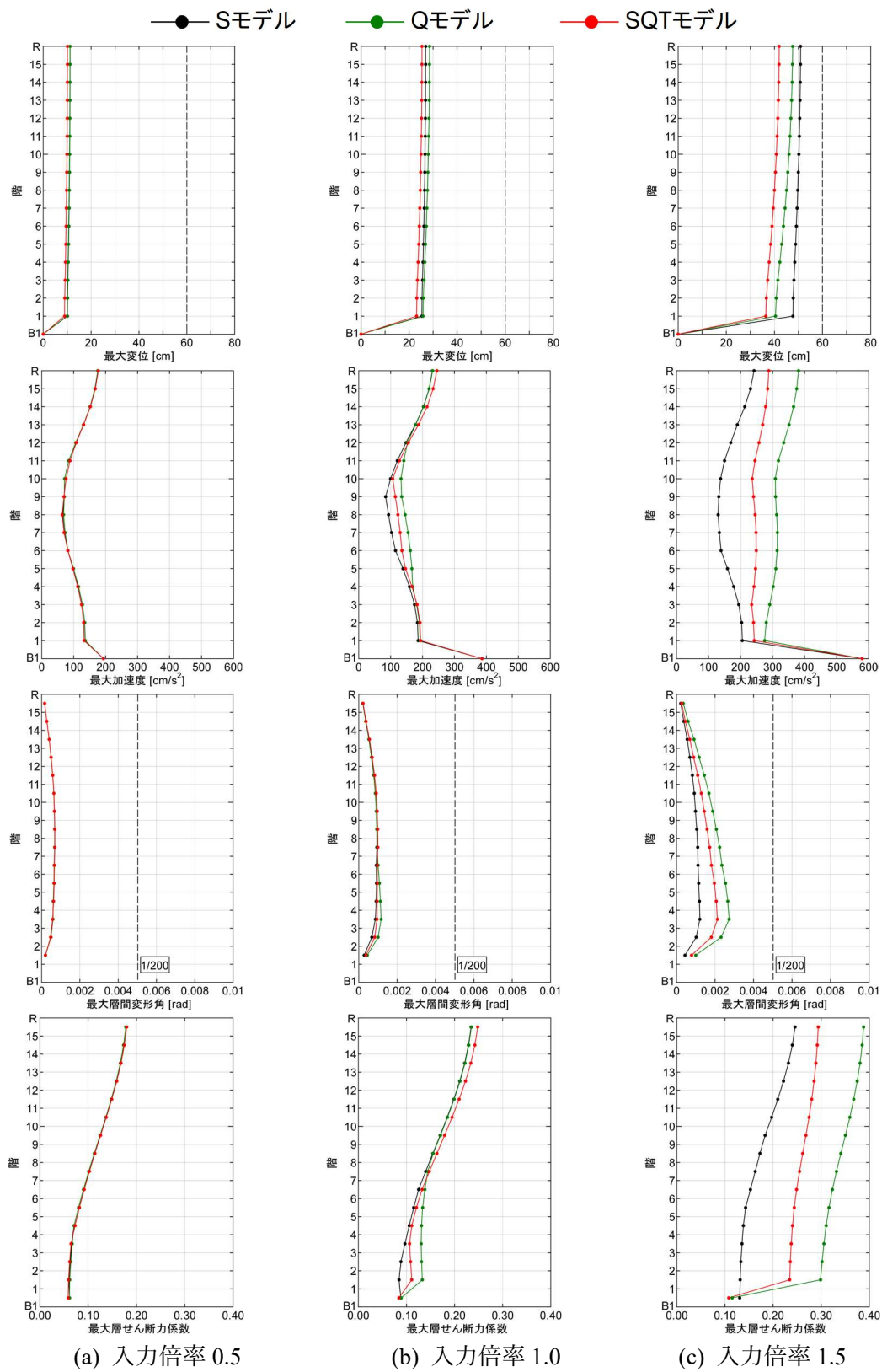


図 4.38 15F Art Kobe

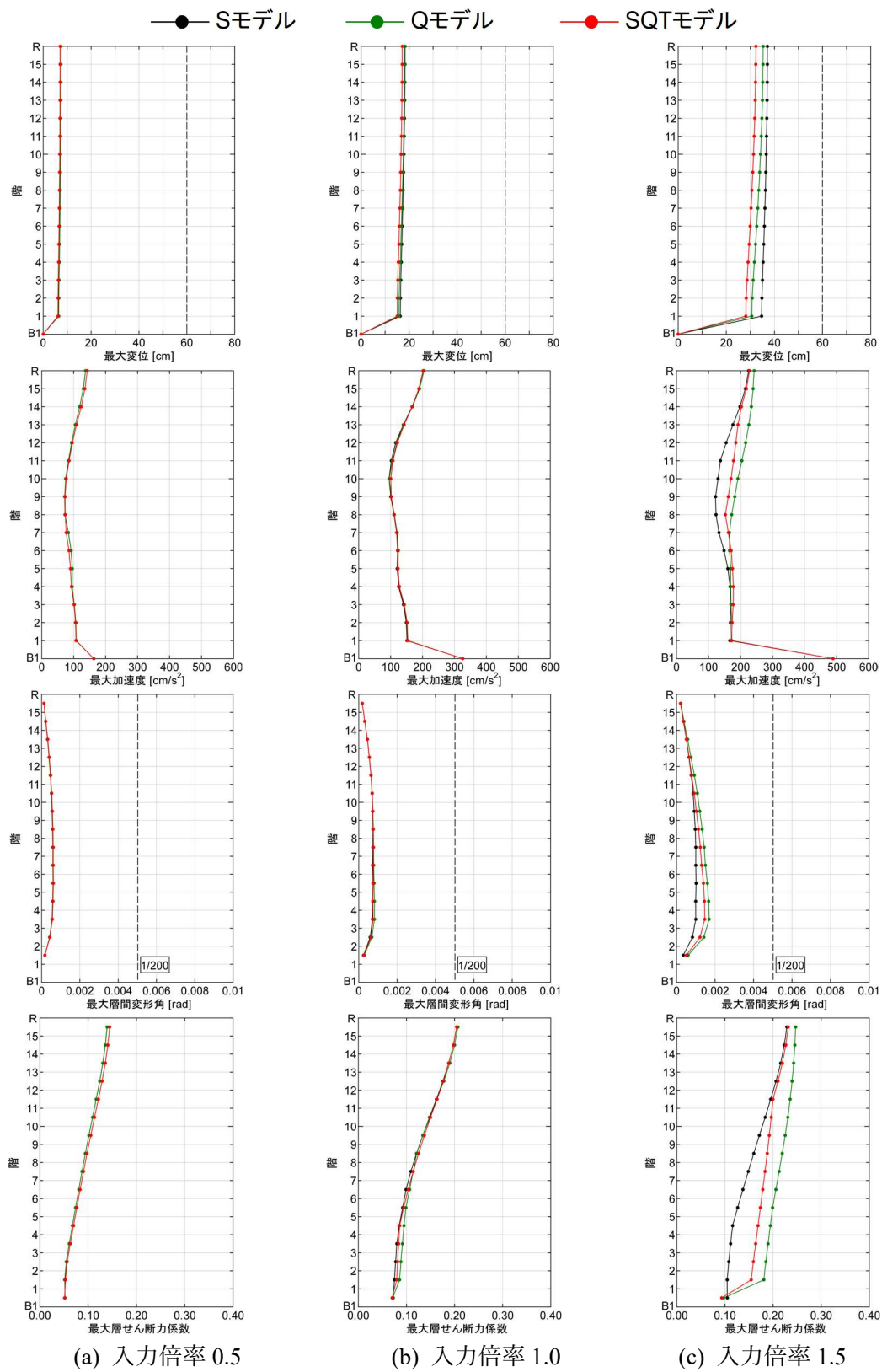
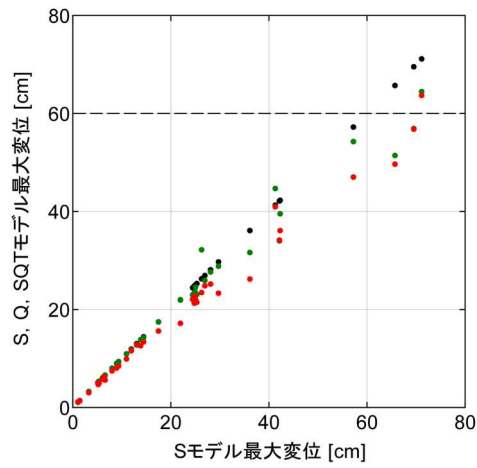
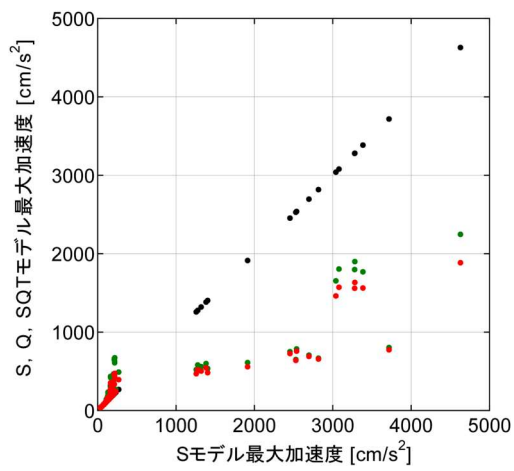


図 4.39 15F Art Random

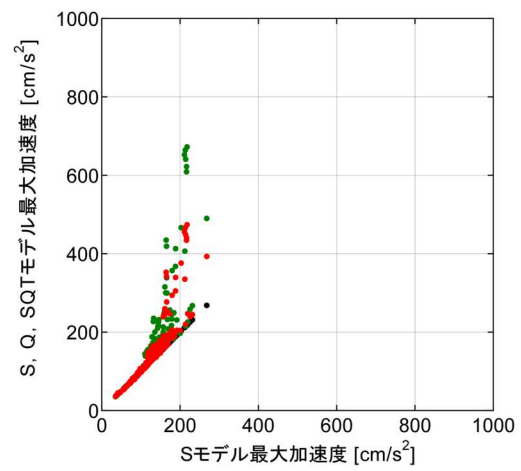
● Sモデル ● Qモデル ● SQTモデル



(a) 免震層の最大応答変位



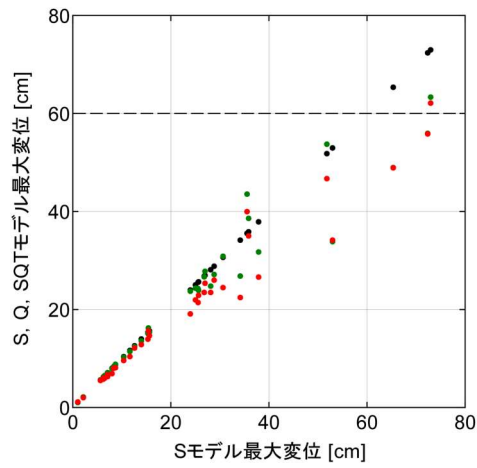
(b) PGA を除く最大応答加速度



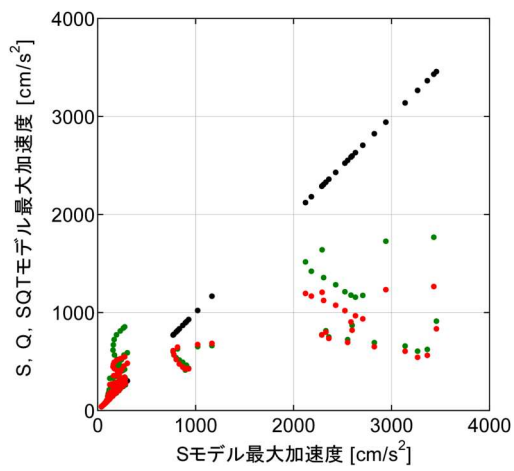
(c) ' (b) ' の軸スケール拡大

図 4. 40 5F モデルの S, Q, SQT モデルの最大応答値の比較

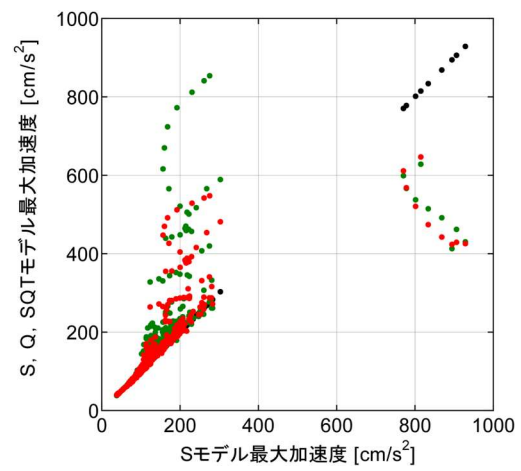
● Sモデル ● Qモデル ● SQTモデル



(a) 免震層の最大応答変位



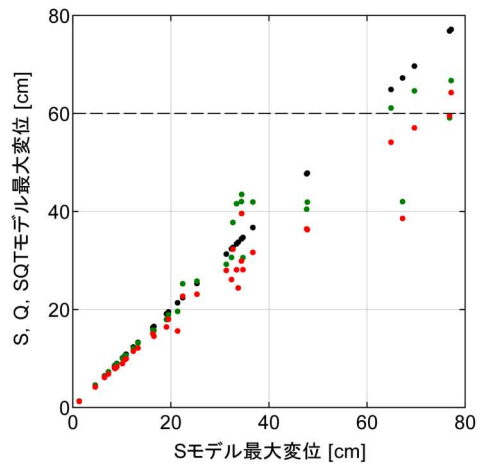
(b) PGA を除く最大応答加速度



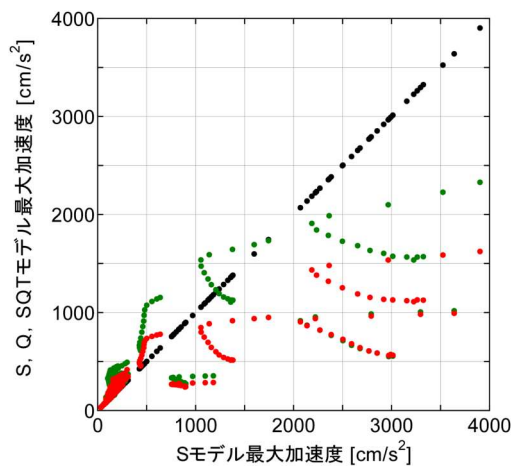
(c) '(b)'の軸スケール拡大

図 4.41 10F モデルの S, Q, SQT モデルの最大応答値の比較

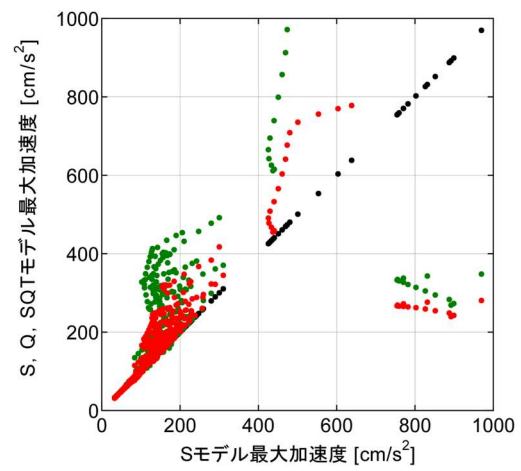
● Sモデル ● Qモデル ● SQTモデル



(a) 免震層の最大応答変位



(b) PGA を除く最大応答加速度



(c) 'b)'の軸スケール拡大

図 4.42 15F モデルの S, Q, SQT モデルの最大応答値の比較

4.4 まとめ

本章では、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた提案システムを 5、10、15F の建物モデルとして再現し地震応答解析を実施することで、その有効性の確認を行った。免震建物モデルは免震層を鉛プラグ入積層ゴムで構成しており、入力地震動は標準波に加えて長周期長時間地震動、長周期パルス地震動、短周期パルス地震動などを用いて性能評価を行った。解析により得られた知見を以下にまとめる。

1. 硬化型復元力特性を有した装置は、従来の免震建物では擁壁衝突を引き起こす長周期地震動に対して変位抑制効果がある。
2. 慣性質量ダンパーを硬化型復元力特性と併用させることで、硬化型復元力特性を単体で使用するよりも応答加速度の低減がさらに期待できる。
3. SQT モデルは、中小地震時には従来の免震建物として挙動し、擁壁衝突を引き起こすような巨大地震かつ長周期の地震動には擁壁衝突を回避することができる。
4. SQT モデルの上記の特性は、中層モデルから、高層モデルまで有している。
5. SQT モデルは源波に対して応答変位を免震クリアランス範囲内に抑えつつ、最大応答加速度は従来の免震建物と同程度である。

第 4 章の参考文献

- 4.1 社団法人 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の応答制御技術研究会
報告書・論文集，2002.
- 4.2 Bridgestone: 建築免震用積層ゴム製品一覧仕様一覧 2023 Vol.1, 2023.
- 4.3 Jankowski R, Wilde K, Fujino Y. Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge
during earthquakes. Earthquake Engineering Structural Dynamics 1998; 27: 487–502.
- 4.4 Masroor A, Mosqueda G. Assessing the collapse probability of base-isolated buildings
considering pounding to moat walls using the FEMA P695 methodology. Earthquake Spectra.
2015; 31:2069-2086.

第 5 章

結論

5.1 研究成果の要約

5.2 今後の課題と展望

5.1 研究成果の要約

本論文は、従来の免震建物が潜在的に有する弱点として免震層の過大変形に伴う擁壁衝突などの極限事象に着目し、この問題に対処すべく従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせたシステムを提案し、その有効性を確認した。以下に第1章から第4章までの要約を章ごとに記す。

第1章「序論」では、はじめに研究背景についてまとめた。免震建物が普及する中で巨大地震を経験することで、その有効性が確認されてきた。一方で、免震クリアランスを超える応答変位が生じ、免震層で免震建物と周りにめぐらされた擁壁との衝突が発生する可能性が示唆されている。熊本地震では設計想定範囲を超える応答変位を示した免震建物が確認されたことを皮切りに擁壁衝突等の極限事象が切迫した問題であることが認知されるようになった。本論文では、これらの問題に対して従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせたシステムを提案し、その有効性を確認することを目的として掲げた。本研究に関する既往の研究として、擁壁衝突、硬化型復元力特性、慣性質量および、筆者らが実施してきた硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた免震建物に関する研究をまとめた。免震建物の擁壁衝突に関する研究は国内外において加振試験による応答評価や解析手法の提案等が行われている。また、国内において擁壁衝突を回避するためのシステムの開発も盛んに行われている。変位の3乗に依存する復元力を発揮する硬化型復元力特性により応答改善を図る研究は国内の建築分野では少ないが、国外では近年広がりを見せている。2節点間の相対加速度に依存した慣性力を発揮する慣性質量に関する研究では、モード制御を行う手法と特定の振動数に仮想質量を同調させて応答を改善する手法の主に2つが見受けられる。筆者らが実施した硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた免震建物に関する研究では、硬化型復元力特性が長周期パルス地震動に対して変位抑制の観点で有効であることを確認した。加振試験結果を時刻歴応答解析が良好に再現できており、解析の妥当性を確認している。

第2章の「硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせた免震構造」では従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量を組み合わせたSQIモデルについて、理論・加振試験・解析の観点から検討した。理論では、1質点系のSQIモデルの周波数応答曲線を近似解法を用いることで求め、基本特性の把握を行った。周波数応答曲線から、従来の免震建物に慣性質量のみを備えた場合、慣性質量が増大することによって系の固有振動数が減少し最大応答変位は増大することを確認した。従来の免震建物に硬化型復元力装置のみを備えた場合、硬化型剛性が増大すると共振点は高振動数比側にシフトし、最大応答変位は減少することを確認した。また、一つの振動数比に対して複数の応答解をもつ振動数領域が存在することになることを確認した。SQIモデルは慣性質量と硬化型復元力装置のそれぞれを単体で備えた場合、両方の特性を持ち合わせることを示した。SQIモデルで発生する跳躍現象の振動数比をSQIモデルの周波数応答曲線をあらわす式の判別式から特定可能であることを示した。実大の免震クリアランスのスケールを再現した試験体を用いた加振結果より、得られた周波数

応答曲線を理論解と照らし合わせることで、理論式の妥当性を明らかにした。加振試験による地震波加振から、従来の免震建物モデルでは免震層に過大変形を生じさせる恐れのある長周期パルス地震動に対して、硬化型復元力特性を備えることで共振による応答変位の増大を回避できることを確認した。最後に地震波加振に対する加振試験結果と時刻歴応答解析結果を照らし合わせることで、時刻歴応答解析の妥当性を確認した。

第3章の「硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた免震構造」では、従来の免震建物に硬化型復元力特性と慣性質量ダンパーを組み合わせた SQT モデルを理論・加振試験・解析の観点から検討した。第2章で扱った SQI モデルは周波数応答曲線上では特定の入力条件により応答が増大する可能性があることの他に、設計に汎用性を持たせること等が課題であった。そのため提案システムである SQT モデルは、SQI モデルにおける慣性質量を慣性質量ダンパーとすることにより、上記の課題の改善を図ったモデルである。理論では、1 質点系の SQT モデルの周波数応答曲線を第2章と同手法を用いることにより求めた。また、SQT モデルにおける慣性質量ダンパーのチューニング振動数を決定する設計式を提案した。周波数応答曲線から、SQT モデルは入力小さな場合には従来の免震建物モデルと同様な曲線を描いた。従来の免震建物モデルが免震クリアランスを大きく超えた応答を示す入力では、SQT モデルの応答変位は免震クリアランス範囲内に抑えつつ、周波数応答曲線の最大応答加速度は従来の免震建物モデルより抑えられていた。加振試験では、SQT モデルを縮小試験体として再現し、振動台試験を実施した。理論と加振試験によって得られた周波数応答曲線を比較することで、理論式の妥当性を確認した。加振試験による地震波加振から、長周期パルス地震動に対する変位抑制効果を確認しつつ、慣性質量ダンパーによる応答加速度低減効果も確認した。また、慣性質量ダンパーが提案した設計式によるチューニング振動数において応答が改善されることも確認した。地震波加振に対する加振試験結果と時刻歴応答解析結果を比較することで、時刻歴応答解析の妥当性を確認した。一質点系の SQT モデルを対象に地震波加振に対して所定の範囲内に応答変位を抑えつつ、応答加速度の低減も可能であることを確認し、SQT モデルの有効性を明らかにした。

第4章「地震応答解析による建物モデルを用いた提案システムの有効性の確認」では、SQT モデルを中層および高層の多質点建物モデルとして再現し、地震応答解析から従来の免震建物モデルと応答を比較することで有効性の確認を行った。入力地震動は標準波に加えて長周期長時間地震動、長周期パルス地震動、短周期パルス地震動とした。解析結果から、従来の免震建物モデルでは擁壁衝突を引き起こすような長周期地震動に対して、硬化型復元力特性を備えるにより変位抑制され擁壁衝突を回避できることを確認した。さらに慣性質量ダンパーを硬化型復元力特性と組み合わせることで、硬化型復元力特性を単体で使用するよりも応答加速度の低減が確認できた。SQT モデルは中小地震時には従来の免震建物モデルと同様な応答性状を示し、従来の免震建物モデルが擁壁衝突を引き起こすような巨大地震かつ長周期地震動には擁壁衝突を回避することを確認した。上述の特性は中層モデルから高層モデルまで有していることを確認した。

5.2 今後の課題と展望

本研究の今後の展望として「慣性質量ダンパーの小型化」と「2 方向加振に対する応答評価」の 2 つが挙げられる。

5.2.1 慣性質量ダンパーの小型化

第 3 章で使用した慣性質量ダンパーは、慣性質量ダンパー内の仮想節点と建物想定部との相対変位が大きくなる可能性が考えられる。実際に加振試験では、建物想定部と仮想節点に相当するレール部の相対変位が地震動加振により免震クリアランスで想定した 6 cm の 2 倍以上の値が観測される例が存在した。本提案システムでは慣性質量ダンパーは地盤と建物想定部の間の免震層に挿入することを想定している。そのため、現状の装置では免震層で仮想節点部の可動範囲を考慮して免震クリアランス以上のスペースを確保する必要があると考えられる。このことは、免震層の設計を複雑化する恐れがあり、慣性質量ダンパーの小型化が求められる。解決策として宮本ら^{5.1)}が検討している慣性質量装置と回転バネを組み合わせた動吸収器が挙げられる。これは、TMD の稼働時においてストロークの確保が容易でない欠点に着目し、直線方向の TMD の稼働時のストロークを並進方向ではなく回転方向に確保する方法を検証した例である。論文では、回転ばねと慣性質量を組み合わせた Inerter mass damper (IMD) を提案している。回転ばね式 IMD が実現可能となれば SQT モデルで免震層に挿入する慣性質量ダンパーの小型化が容易となり、設計の自由度を高められると考えられる。

5.2.2 2 方向加振に対する応答評価

石井ら^{5.2)}は免震層に設置されるシリンダー型ダンパーなどのピン接合式の部材を例に、免震層が水平二方向に大きく変形した際に大回転することで生じる幾何学的非線形性について定量的な把握を行っている。図 5.1 は大回転を考慮したトラス構造物の荷重—変位関係の数値解析例である。同図から、微小変形では構造物の剛性が線形であるのに対して、大回転を考慮することで引張り側では剛性が高く、圧縮側では剛性が低くなっている。石井ら^{5.2)}は上記の幾何学的非線形性を仲村ら^{5.3)}が開発するフェイルセーフ制動装置に適用して検討している。検討により、幾何学的非線形性を考慮しない場合では同一モデルとして扱えた平面配置でも幾何学的非線形性を考慮することによって異なる制御力を示すことを明らかにしている。

本論文では硬化型復元力装置を第 2, 3 章の加振試験で試験体として具現化した。3 章で扱った幾何学的非線形を利用した硬化型復元力装置では、変位の 3 乗に依存した復元力が発揮できることを確認したが実際の免震建物に適用するには幾つかの課題点が存在する。一つは装置の設置スペースである。対象物の移動方向に垂直に張るワイヤー部の領域を確保するには免震クリアランスの数倍のスペースを免層に設ける必要がある。もう一つ課題点として、装置の剛性がワイヤーのテンションにより異なるため荷重変位関係の調整が難

しい点である。上記の課題点は免震層における設計を煩雑化させるだけでなく、諸性能を發揮させるのが困難となることが予想される。一方で、2 章で扱った線形ばねを複数用いて区分的に変位の 3 乗に依存した復元力を再現した装置では、コンパクトであり荷重変位関係の調整も容易である。現状では装置の両端をピン接合型にすることによって、二方向加振にも対応可能になることが期待できる。しかし、免震層が水平二方向に大きく変形した際に大回転することで生じる幾何学的非線形性が生じることが考えられる。今後の展望として硬化型復元力装置の台数や配置等を考慮した 2 方向加振に対する応答評価を検討する必要があると考える。

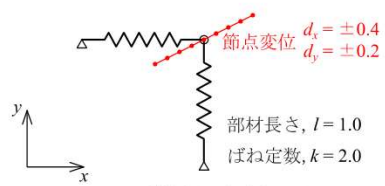


図 3 計算例の部材配置

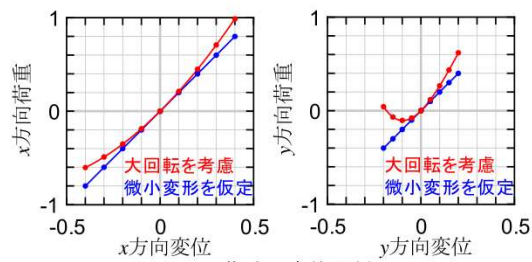


図 4 荷重－変位関係

図 5.1 大回転を考慮したトラス部材の荷重－変位関係の数値解析例
[石井ら^{5.2)}より引用]

第 5 章の参考文献

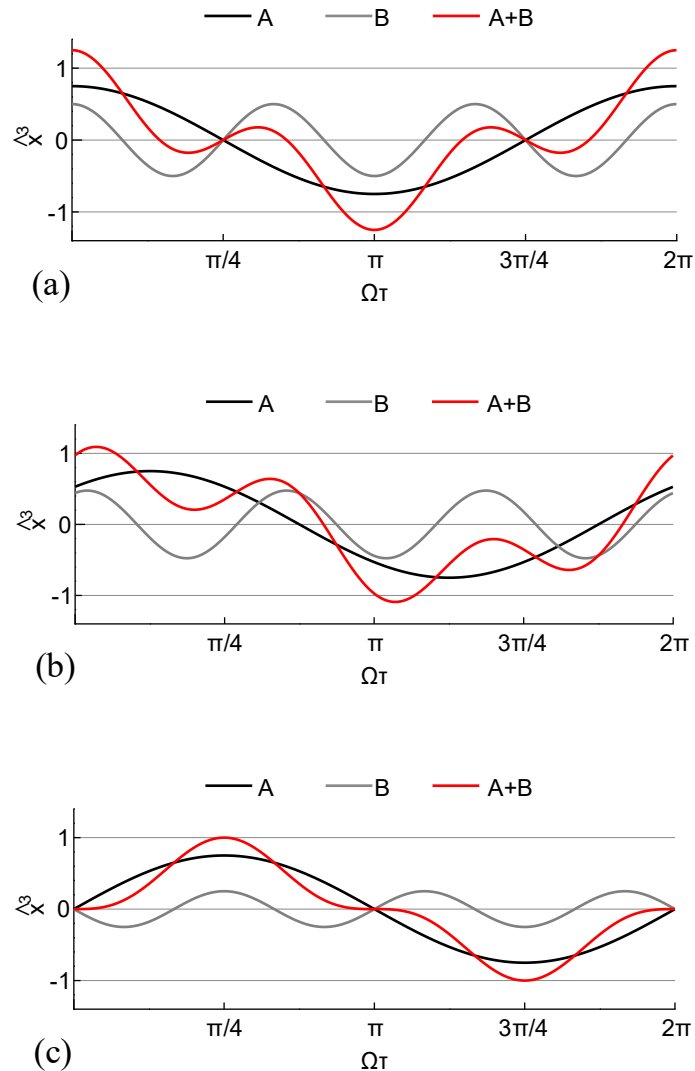
- 5.1 宮本皓，渡辺宏一，射場淳，石井建，菊地優：慣性質量装置と回転バネを組み合わせた動吸振器の提案，第 16 回日本地震工学シンポジウム，2023
- 5.2 石井建，石川茉里，菊地優，仲村崇仁，加藤貴司：ピン接合式一軸免震部材の配置角度を考慮した水平二方向地震応答解析（その 1, 2），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造II，pp.863-866，2024
- 5.3 仲村崇仁，加藤貴司，金子修平，邢超，菊地優：巨大地震に対する免震フェイルセーフ制動装置の開発，日本建築学会技術報告集，70 号，pp.1154-1159，2022

付録 A 高調波による影響の確認

(2.8)式における高調波による影響を確認する。(2.12)式を(2.8)式に代入すると(A.1)式になる。

$$\begin{aligned} \hat{x}^3 = & \frac{3}{4} \hat{d}^3 (\sin \theta \sin(\Omega\tau) + \cos \theta \cos(\Omega\tau)) \\ & + \frac{1}{4} \hat{d}^3 \{ \cos \theta (3 - \cos^2 \theta) \cos(3\Omega\tau) - \sin \theta (4 \sin^2 \theta - 3) \sin(3\Omega\tau) \} \end{aligned} \quad (A.1)$$

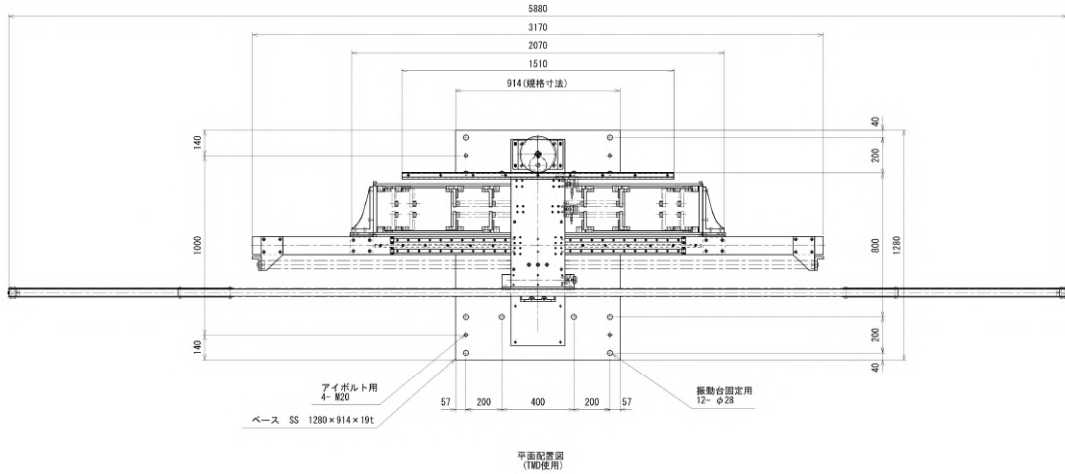
ここで, $\sin(\Omega\tau)$, $\cos(\Omega\tau)$ に関する項を A, 高調波成分である $\sin(3\Omega\tau)$, $\cos(3\Omega\tau)$ に関する項を B とする。付図 A1 に, (A.1)式において $\hat{d}=1.0$ のときの, A のみを考慮した場合, B のみの場合, A+B の場合の 3 パターンを比較して示す。



付図 A.1 高調波成分の影響による違い

付録 B 大型試験体詳細設計図面

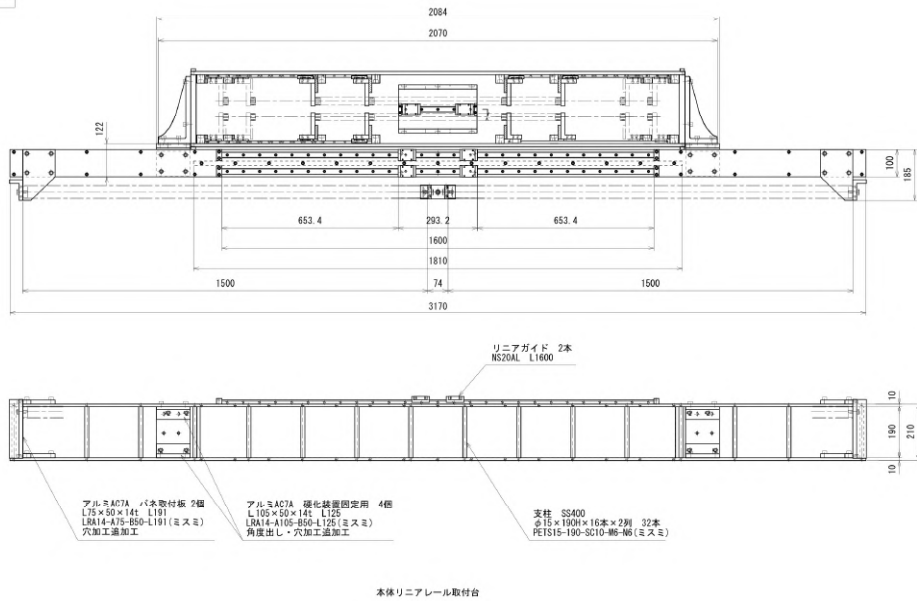
000-03
平面配置図
(170使用)
S:1/15



特記事項 : 試験体に用いるリニアガイドは、インナーシルも含めて、試験体に用いるリニアガイドは「微すきま」のものとする。

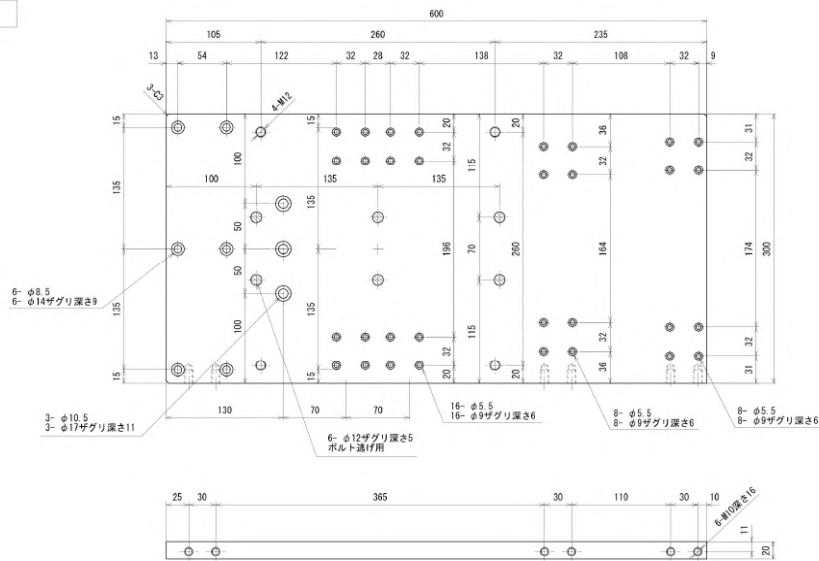
付図 B.1 平面配置図

000-05
本体リニアレール
取付台
S:1/10



付図 B.2 本体リニアレール 取付台

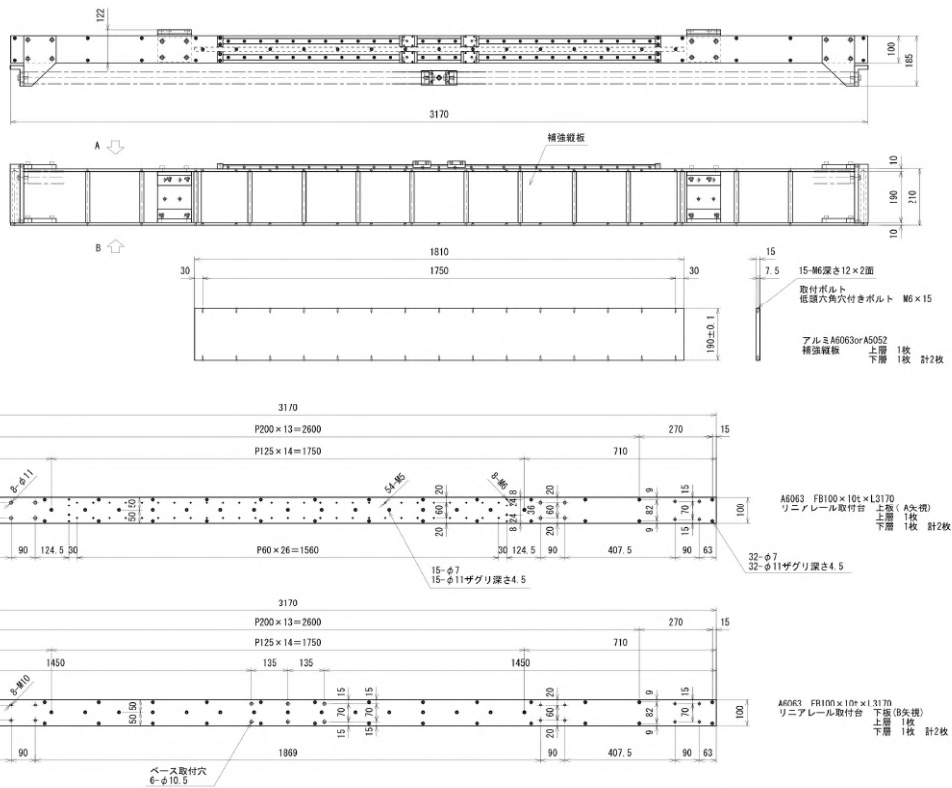
001-03
本体製作図 上板
S:1/3



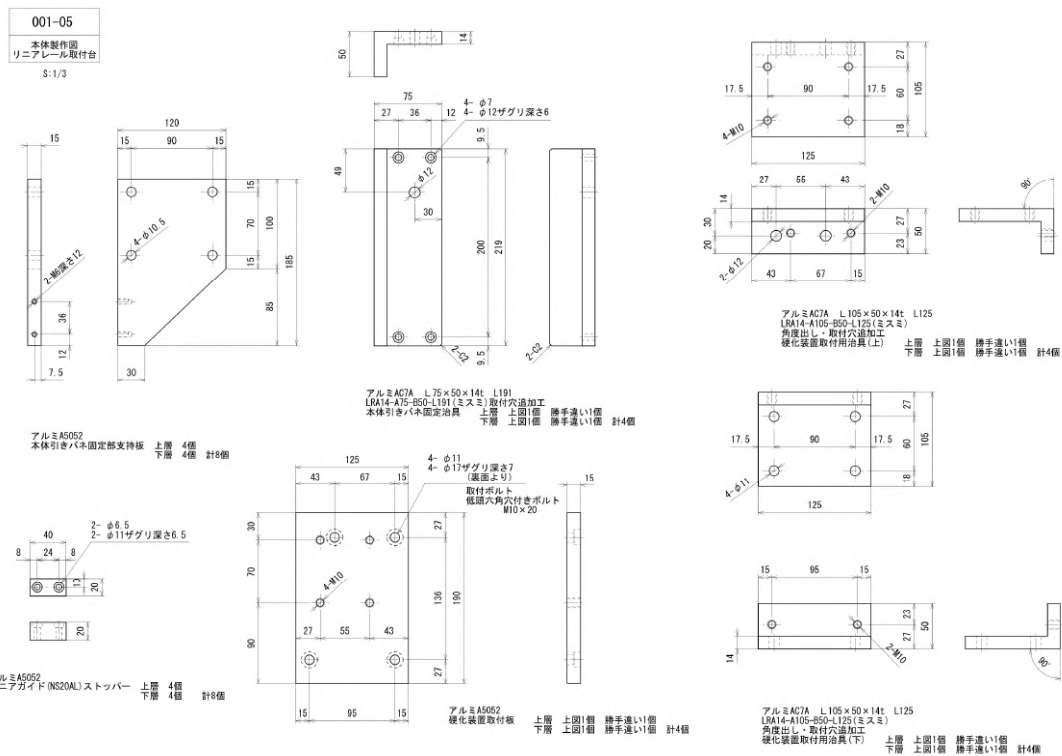
アルミ A5052
上板 上層 1枚
下層 1枚 計2枚

付図 B. 5 本体製作図 上板

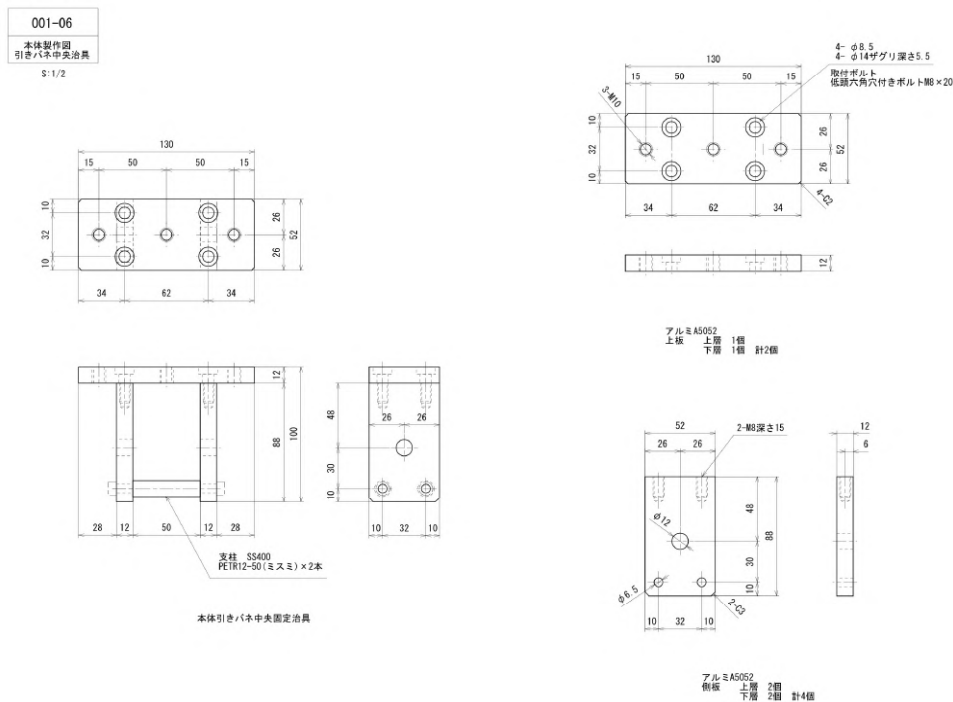
001-04
本体製作図 リニアレール取付台
S:1/10



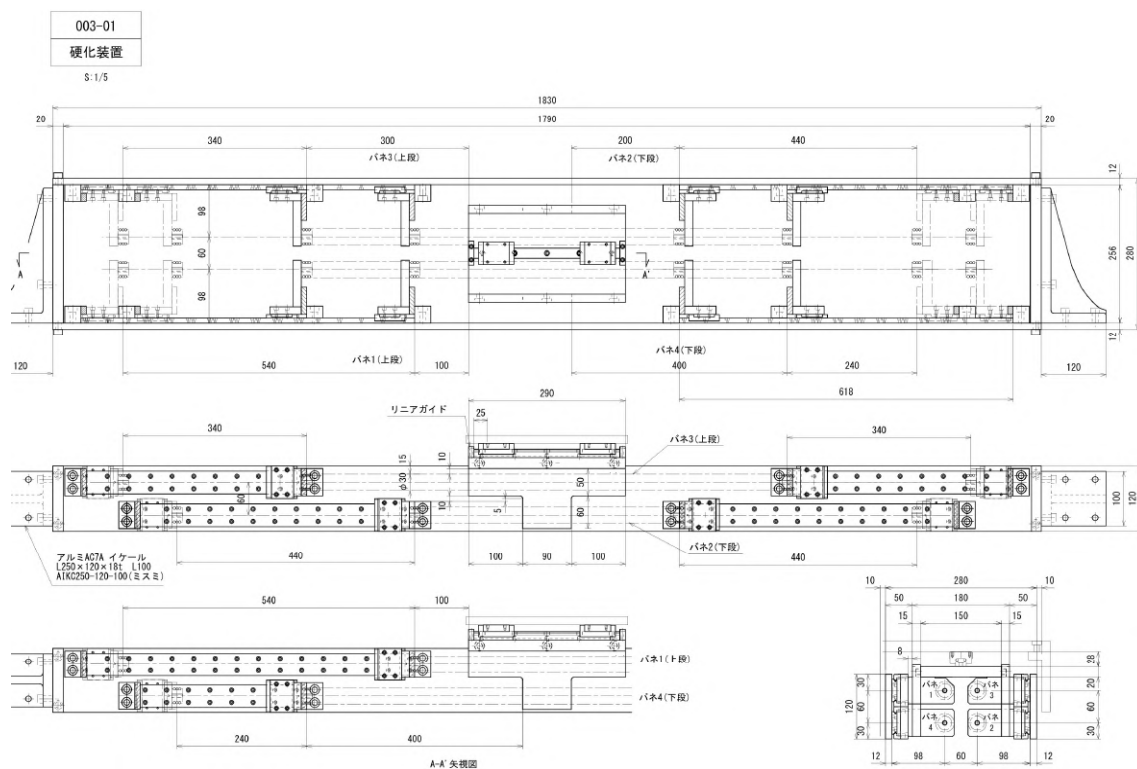
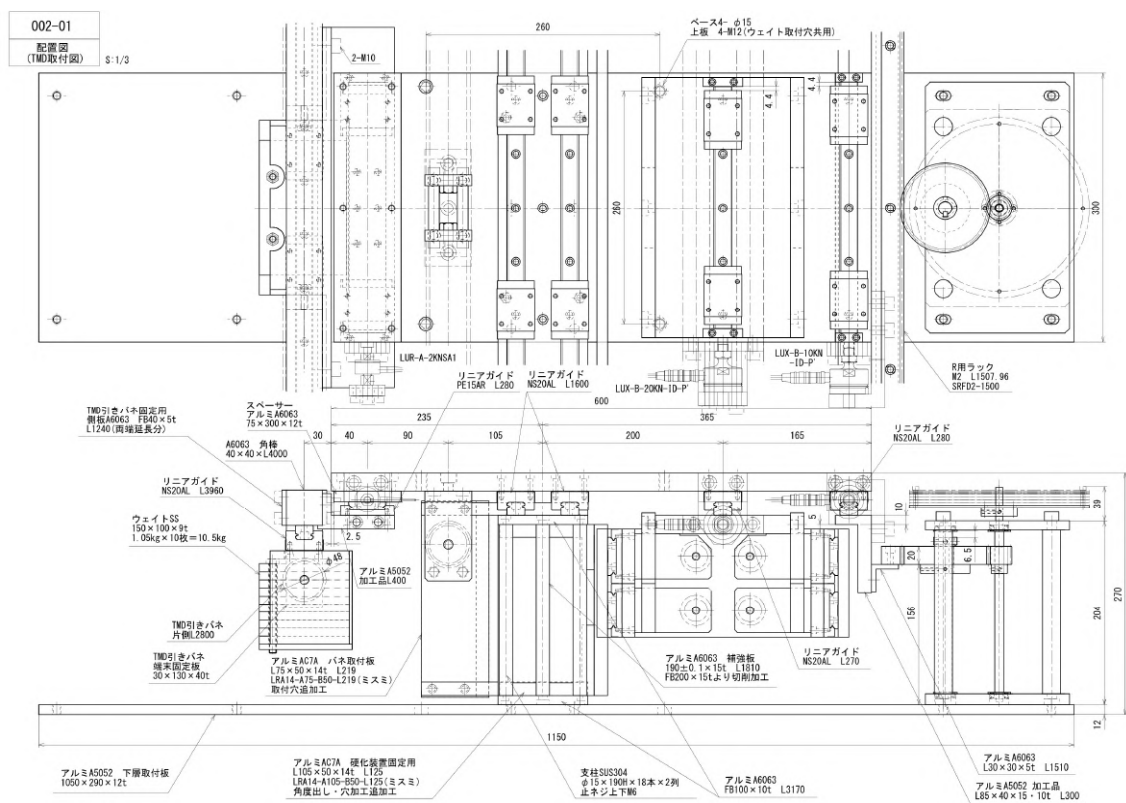
付図 B. 6 本体製作図 リニアレール取付台



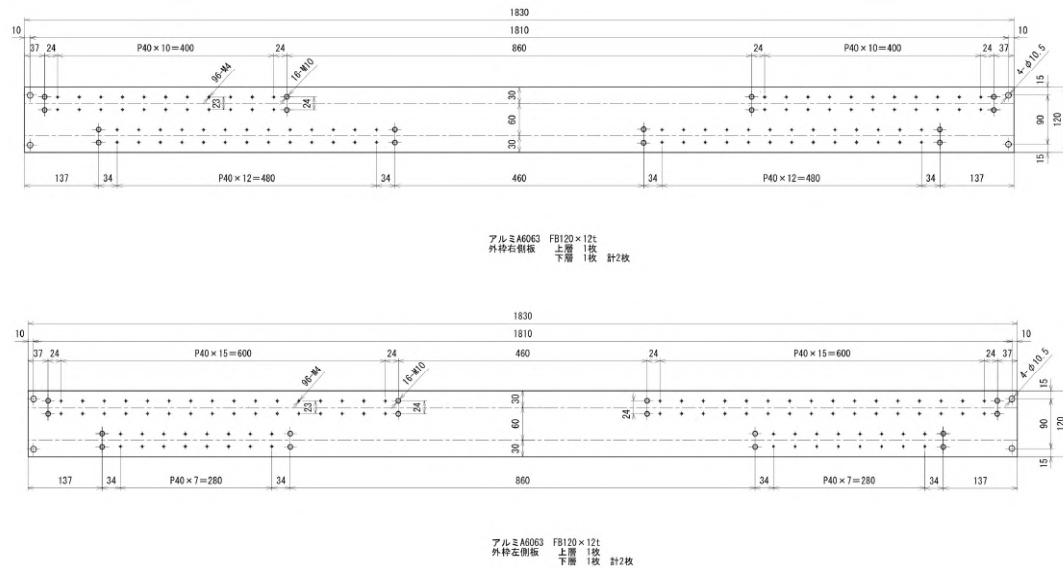
付図 B.7 本体製作図 リニアレール取付台



付図 B.8 本体製作図 引きバネ中央治具

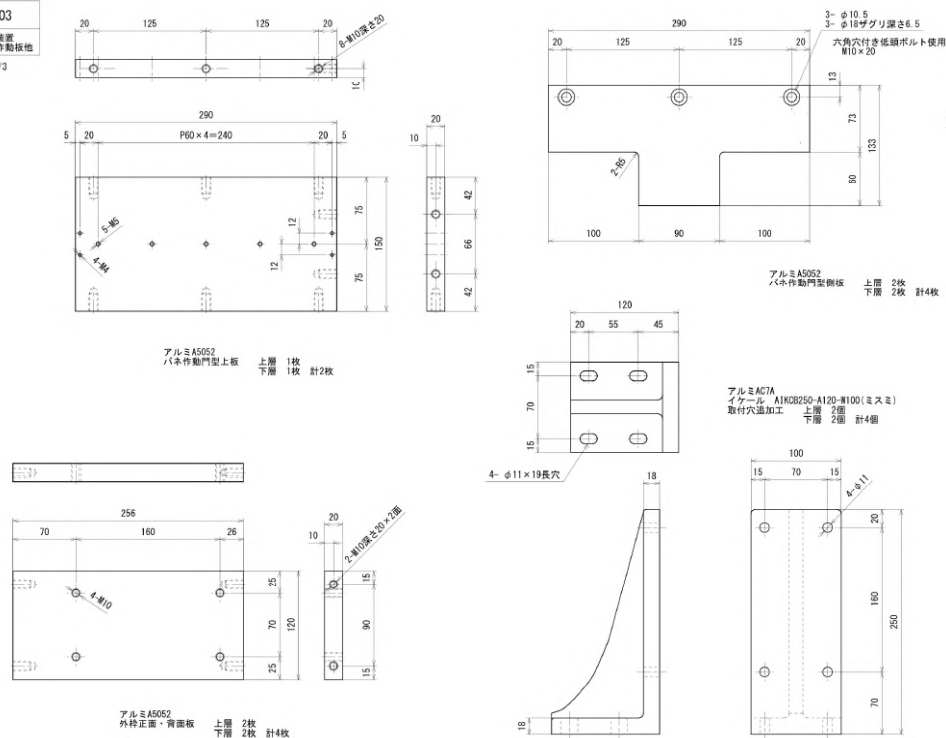


003-02
硬化装置 側板
S:1/5



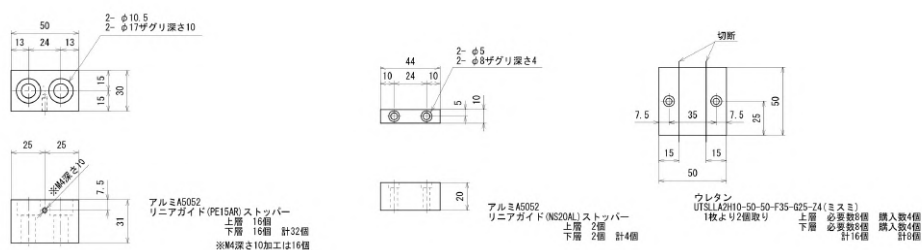
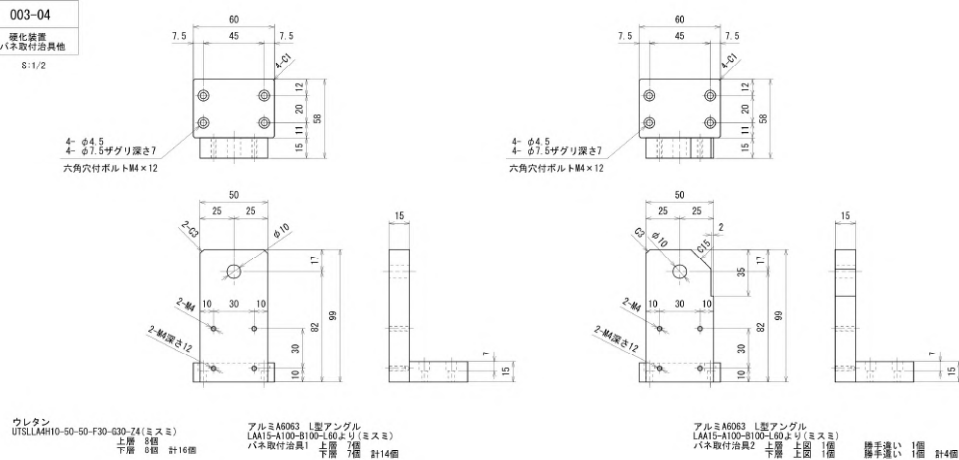
付図 B. 11 硬化装置 側板

003-03
硬化装置 門型バネ作動板他
S:1/3



付図 B. 12 硬化装置 門型バネ作動板他

003-04
硬化装置
パネ取付治具他
S:1/2

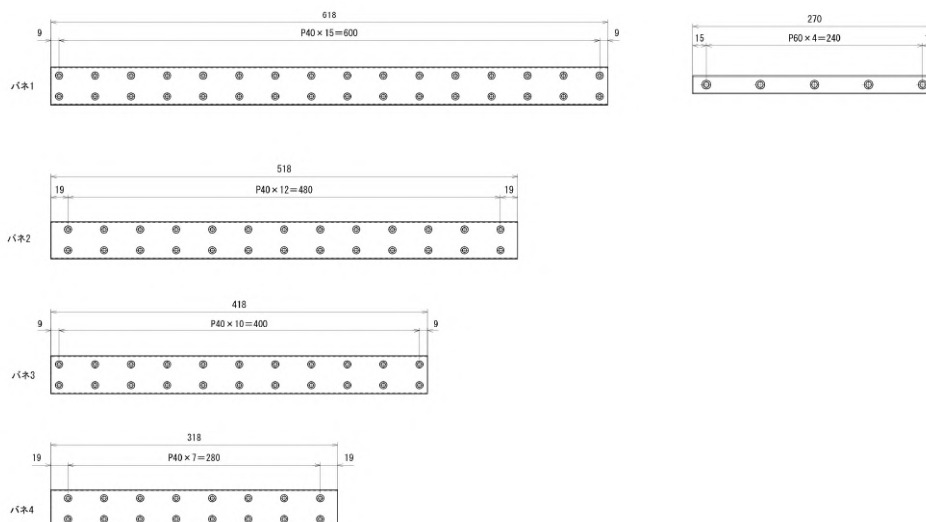


付図 B.13 硬化装置 バネ取付治具他

003-05
硬化装置
S: 1/3

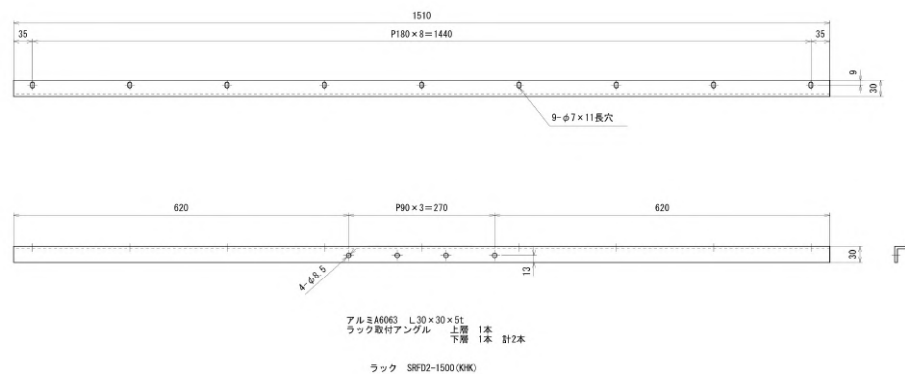
硬化装置 リニアガイド レール寸法
型式 PE15AR

型式 NS20AL



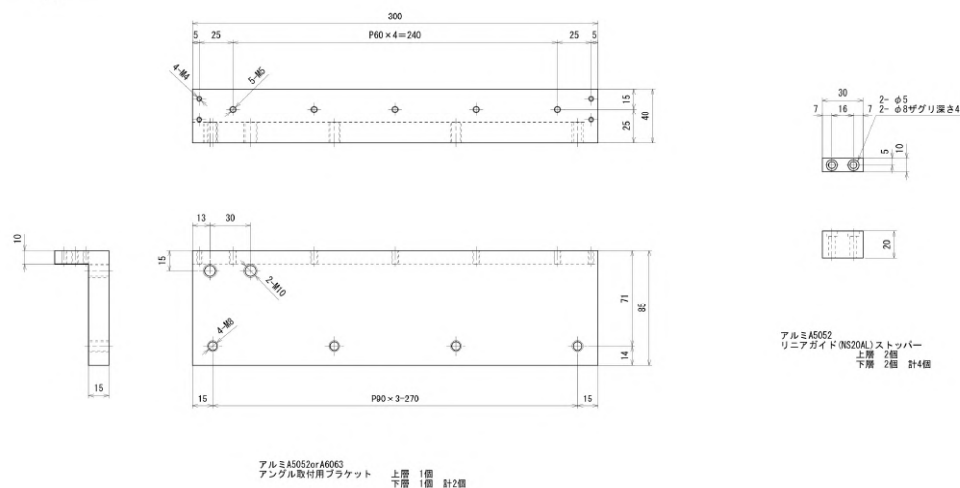
付図 B. 14 硬化装置

004-01
R 取付部品図1
S: 1/5



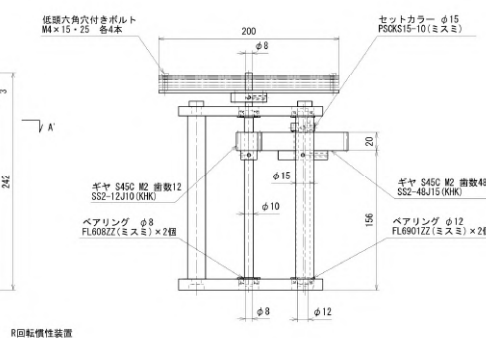
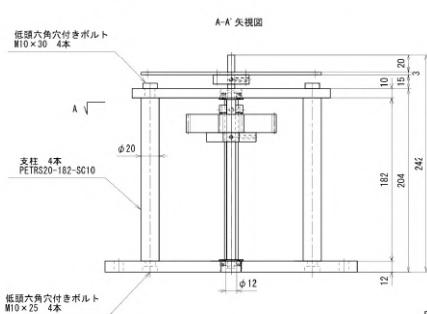
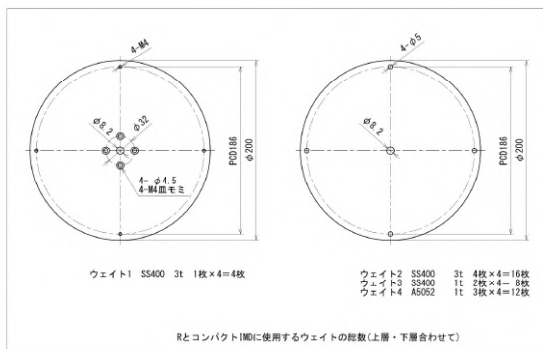
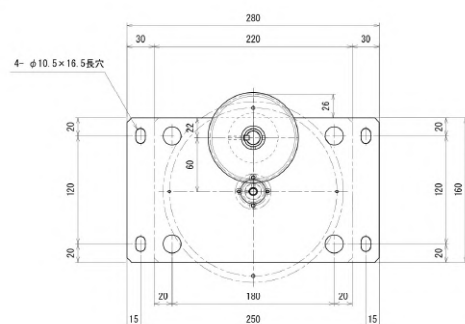
付図 B. 15 R 取付部品図 1

004-02
R 取付部品図2
S: 1/2



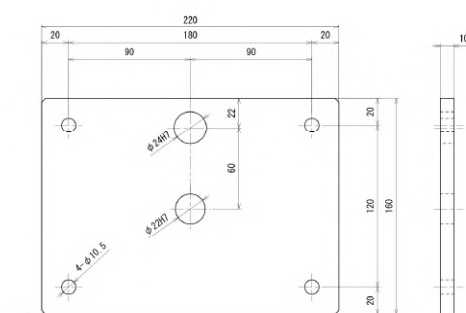
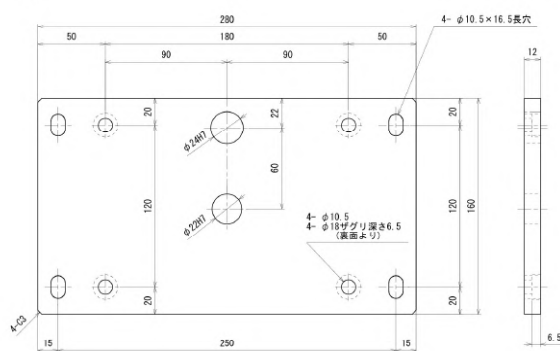
付図 B. 16 R 取付部品図 2

005-01
R
回転慣性装置
S-1/3



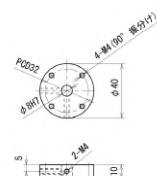
付図 B. 17 R 回転慣性装置

005-02
R
回転慣性装置部品図1
S-1/2



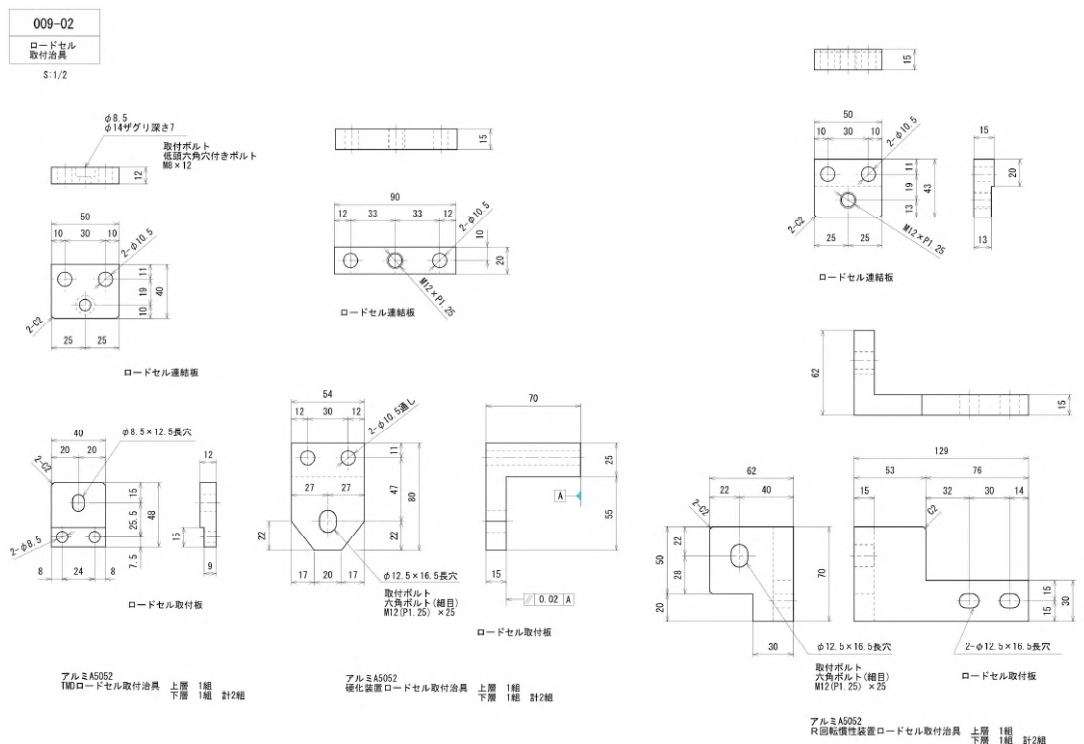
アルミ A5052
ベース板 上層 1個 下層 1個 計2個

アルミ A5052
天板 上層 1個 下層 1個 計2個



アルミ A5052
ウェイト用カラー 上層 1個 下層 1個 計2個

付図 B. 18 R 回転慣性装置部品図 1



付図 B. 21 ロードセル取付治具

付表 B. 1 免震実験試験体 部品表

名 称	部 品 名	型 式	メーカー名	数量	
清水建設機産品	リニアガイド	NS200270ALC2K01PCT	NSK	2	
		NS200280ALC2K17PCT	〃	2	
		NS201600ALC2K09PCT	〃	4	
		NS203960ALC2K01PCT	〃	2	
		PE150280ARK2T03PCT	〃	2	
		PE150318ARK1T01PCT	〃	4	
		PE150418ARK1T01PCT	〃	4	
		PE150518ARK1T01PCT	〃	4	
		PE150618ARK1T01PCT	〃	4	
		バネ1式	本体		
硬化装置					
R					
TMD					
ねじリバネ					
ロードセル		LUX-B-200N-1D-F (硬化装置)	共和電業	2	
		LUX-B-100N-1D-F (R)	〃	2	
		LUR-A-2KNSA1 (TMD)	〃	2	
電磁式回転検出器	MP-950	小野測器	2		
購入品	本体	アルミアングル	LRA14-A75-B50-L219	ミスミ	4
			LRA14-A105-B50-L125	〃	8
		アイボルト	QH1C20	〃	8
		支柱	PETG15 150 SC10 M6 M6	〃	64
			PETR12-50	〃	4
硬化装置	アルミアングル	LAM15-A100-B100-L60	ミスミ	16	
			A1K0250-A120-W100	〃	4
			UTSLLA4H10-F30-G30-24	〃	16
			UTSLLA4H10-F30-G30-24	〃	8

名 称	部 品 名	型 式	メーカー名	数量	
購入品	R	ラック	SRF02-1500	KHK	2
		ギヤ	SS2-12J10	〃	2
			SS2-4BJ15	〃	2
		ベアリング	FL60B2Z	ミスミ	4
			FL6901Z	〃	4
		セットカラー	PSXS15-10	〃	4
		平行キー	KE54-35	〃	2
			KE35-40	〃	2
		支柱	PETRS20-182-SC10	〃	8
		コンパクトTMD	ラック	PRF2-1000	KHK
ギヤ	SS2-15J12			〃	2
	SS2-25J12			〃	2
	PSA2-60J12			〃	4
	PSA2-100J15			〃	2
	PSA2-100			〃	2
ベアリング	FL6902Z			ミスミ	12
	FL6901Z			〃	4
	FL6902Z			〃	4
セットカラー	PSXS12-10			〃	8
	PSXS15-10	〃	6		
	SCSBR15-18	〃	4		
平行キー	KE54-40	〃	8		
	KE35-40	〃	2		
支柱	PETRS20-196-SC10	〃	8		

009

免震実験試験体

1/1

009

部品表

100-01

010

010

010

010

010

010

010

010

010

010

010

010

オオタ商事

付表 B.2 免震実験試験体 取付ボルト明細表

名 称	取 付 部 品	ボルト種類	ボルトサイズ及び付属品	数量	名 称	取 付 部 品	ボルト種類	ボルトサイズ及び付属品	数量				
(001-01)	ベアブレード	ベアブレード	吊下用	アイボルト	M20 (OH120 ミスミ) 目付	4	R	リアアール	アキバ付	六角穴付きボルト	M5×15	5	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		アキバ付用	アキバ	〃	M4×25	4	
(001-02)	下板	下板	ベアブレード	六角ボルト	M10×30	平ワ・シ付	4	(004-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M10×30	4
	上板	上板	ベアブレード	六角ボルト	M10×30	平ワ・シ付	4		〃	〃	六角穴付きボルト	M10×30	4
(001-04)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(005-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-05)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(006-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-06)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(007-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-07)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(008-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-08)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(009-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-09)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(010-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-10)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(011-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-11)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(012-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-12)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(013-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-13)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(014-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-14)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(015-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-15)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(016-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-16)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(017-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-17)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(018-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-18)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(019-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-19)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(020-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-20)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(021-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-21)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(022-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-22)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(023-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-23)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(024-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-24)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(025-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-25)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(026-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-26)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(027-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-27)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(028-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-28)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(029-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-29)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(030-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-30)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(031-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-31)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(032-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-32)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(033-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-33)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(034-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-34)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(035-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-35)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(036-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-36)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(037-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-37)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(038-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-38)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(039-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-39)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(040-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-40)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(041-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-41)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(042-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-42)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(043-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-43)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(044-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-44)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(045-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-45)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(046-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-46)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(047-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-47)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(048-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-48)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(049-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-49)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(050-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-50)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(051-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-51)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(052-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-52)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(053-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-53)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(054-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-54)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(055-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-55)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(056-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-56)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(057-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-57)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(058-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-58)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(059-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-59)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(060-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-60)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(061-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-61)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(062-01)	〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃		〃	〃	六角穴付きボルト	M5×20	4	
(001-62)	〃	〃	〃	〃	〃	〃	(063-01)	〃	〃	六角穴付きボルト			

001-000

S:1/5

ラックギヤM1
鋳鉄
REAMI, D=500-N

加速度計

ハネ出しベース板
アルミ
1850×63×12t

リニアガイド
SERVZ1D-S70

1850

570

500

45 50 45

140

800 (既存ノベ)

ラックギヤ取付板
アルミ140×32×6t

セットカラー(製作)
アルミK5092
φ22×8t

φ11酸化ビニール(PVC)
板厚1.0t
数量10枚

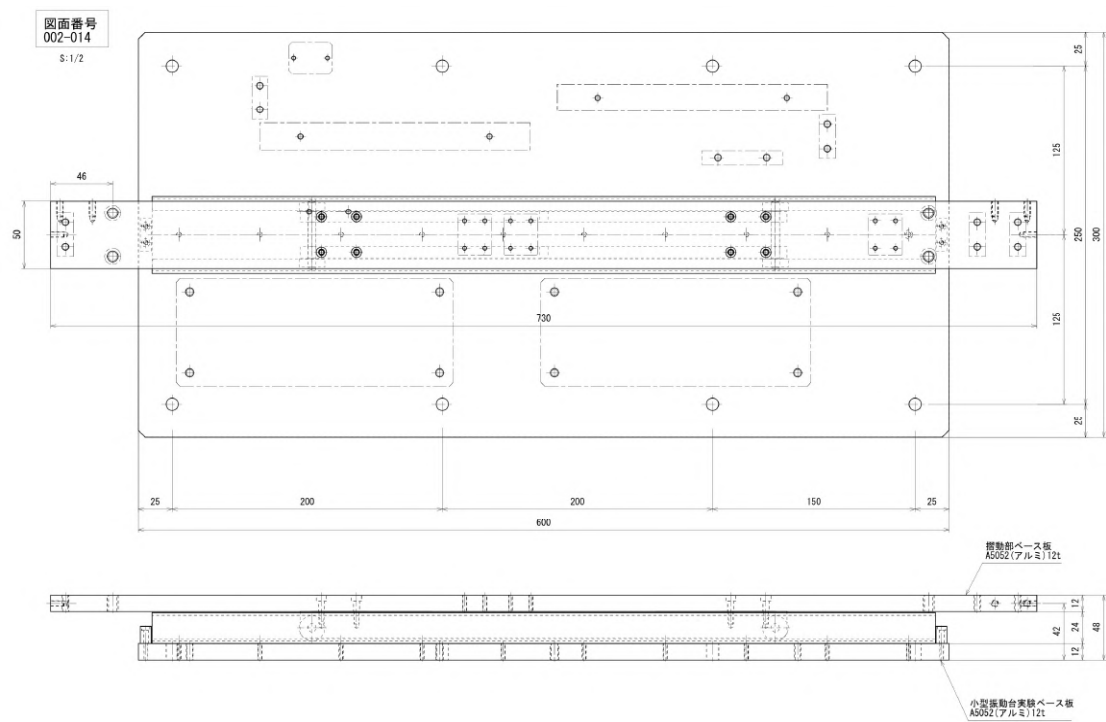
15
2-φ3.5
φ14.4

61
12
51
10
75.5
124
78
83

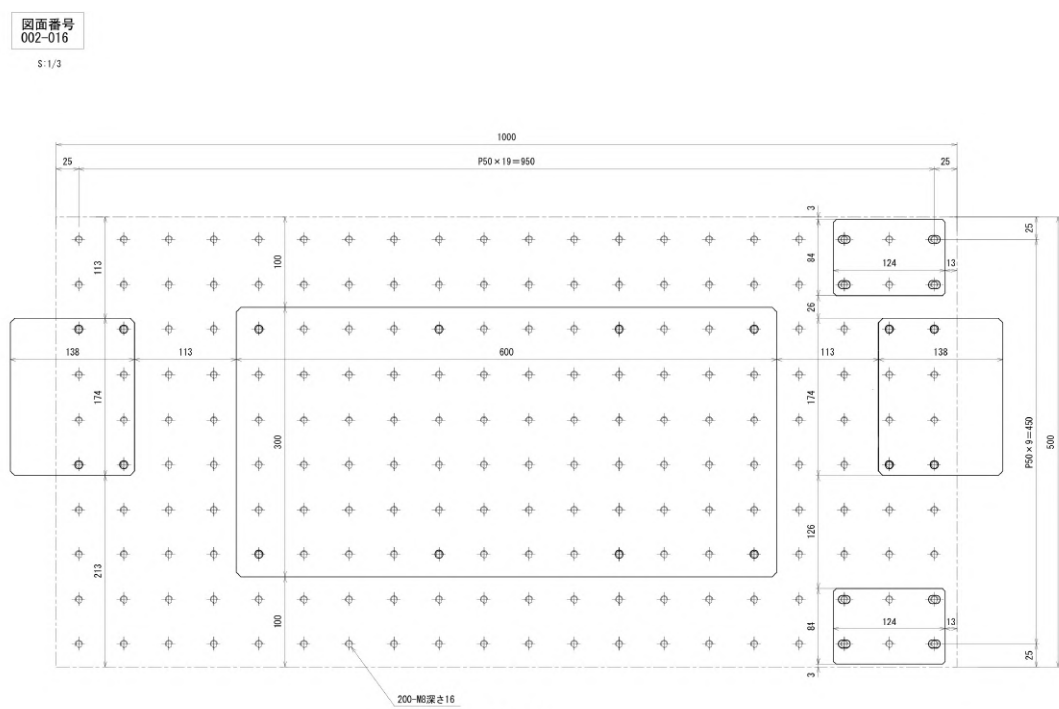
A-A' 矢視 新規リニアガイド配置図

[illegible]

- 229 -

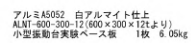


付図 C.3 摺動部配置図



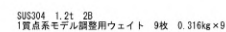
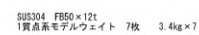
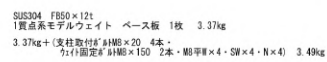
付図 C.4 ベース取付図

S: 1/2



図面番号
002-023

S:1/3



- 231 -

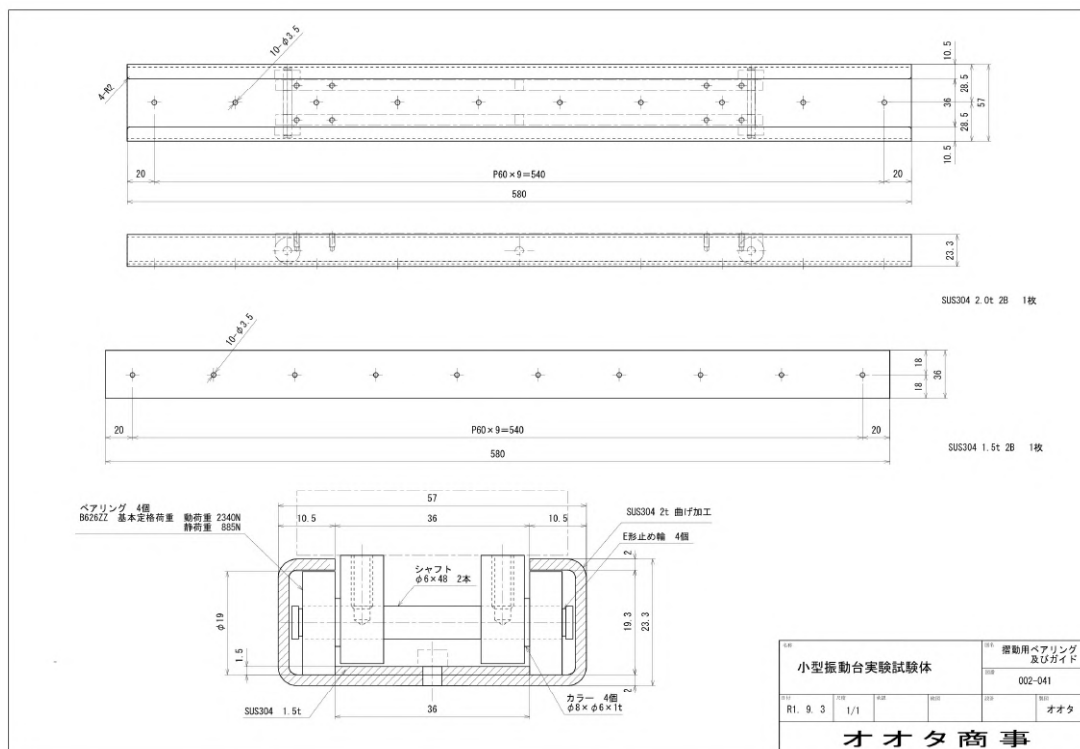
S:1/3



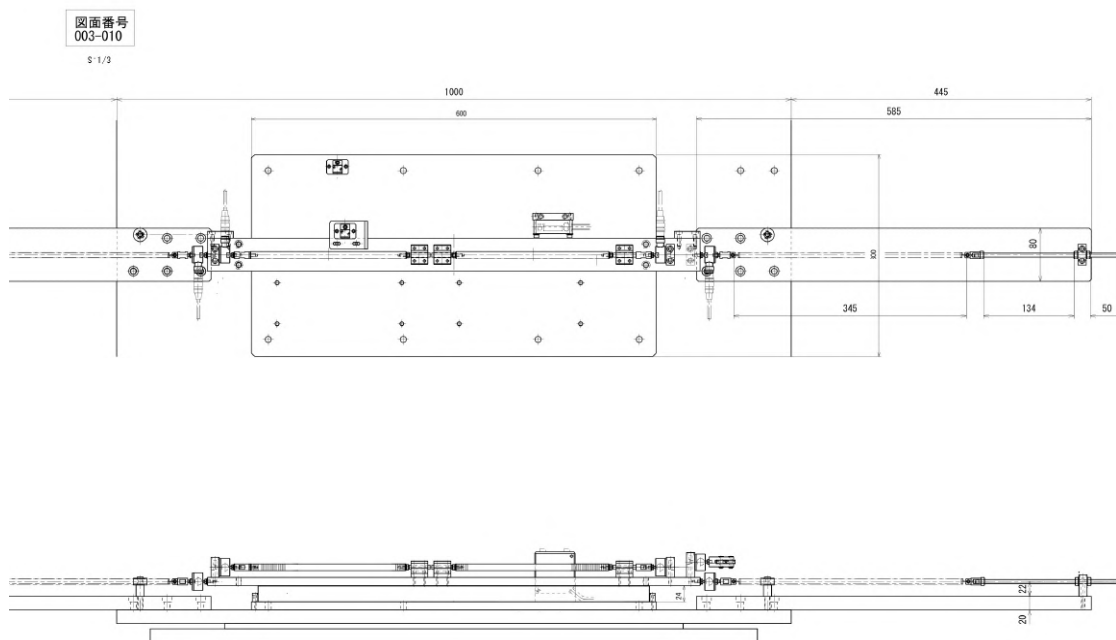
S:1/3



- 232 -



付図 C. 9 摺動部詳細

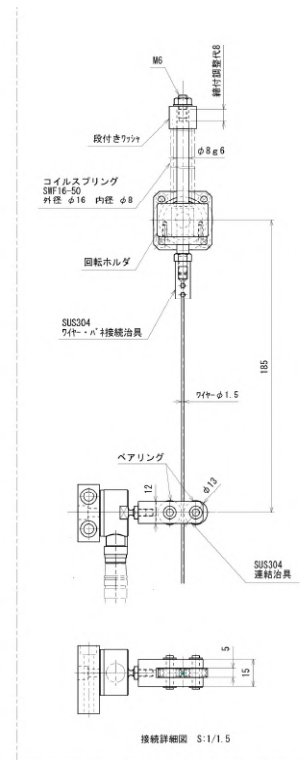
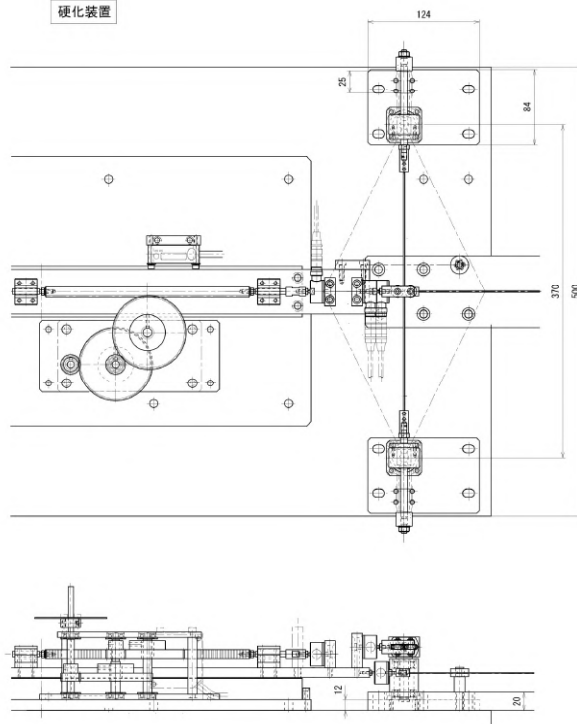


付図 C. 10 線形ばね取り付け板

図面番号
003-012

S:1/3

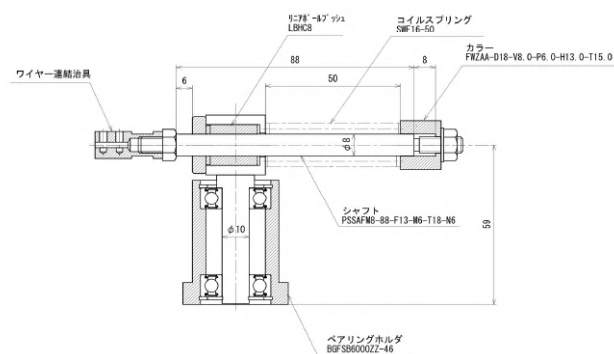
硬化装置



付図 C. 11 硬化装置

図面番号
003-023

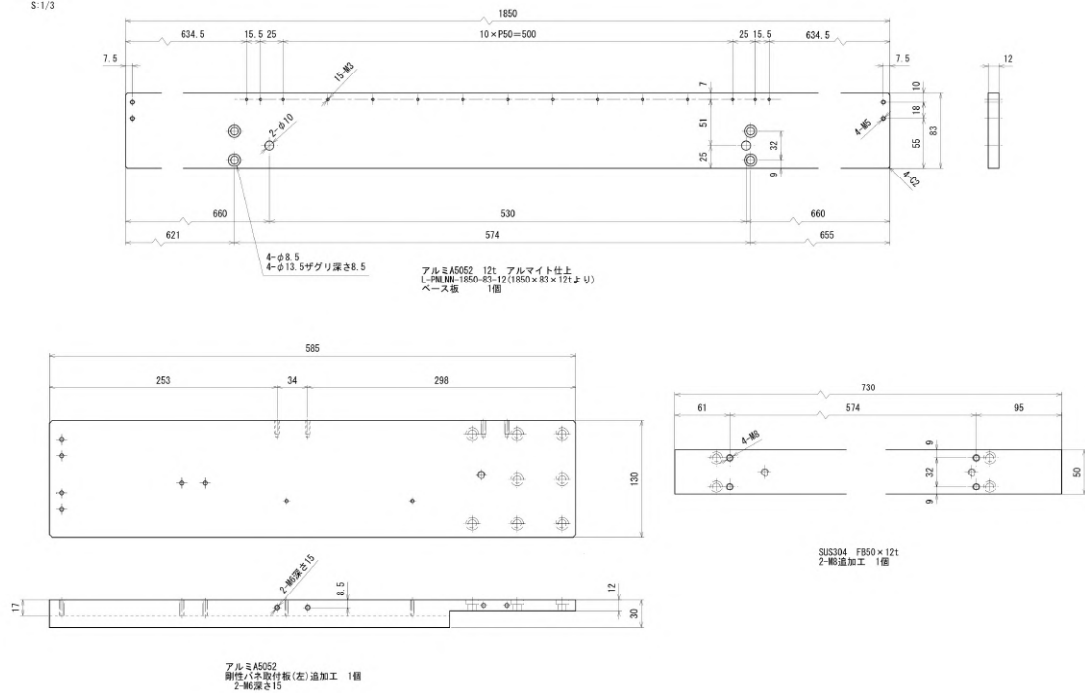
S:1/1



付図 C. 12 硬化装置詳細

S:1/3

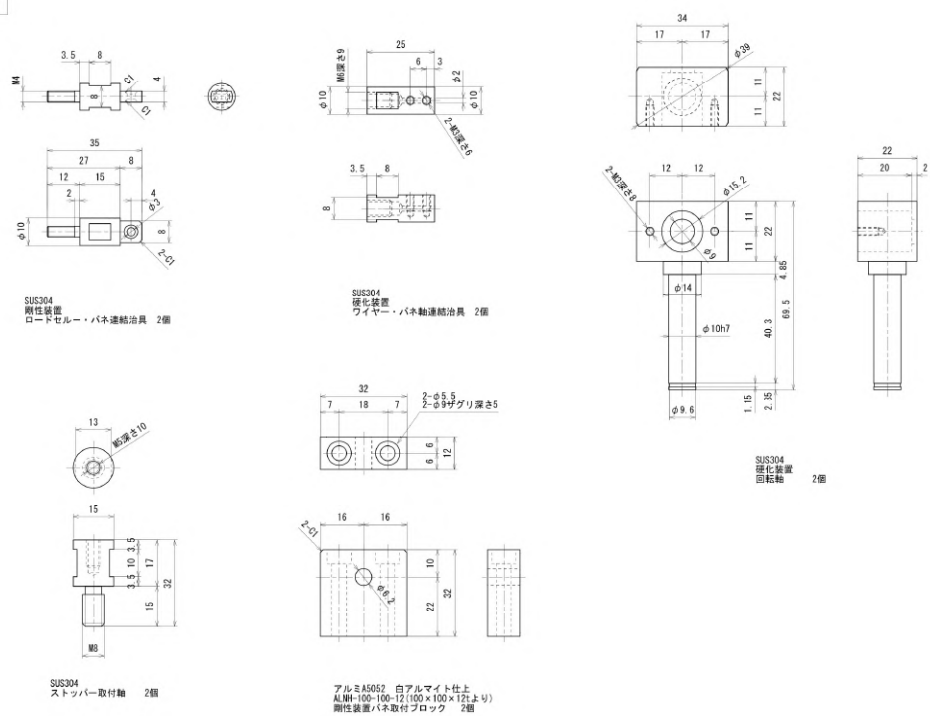
S:1/3



付図 C.13 慣性質量ダンパー用ベース板 剛性バネ取付板

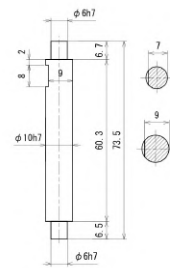
図面番号
003-022

S:1/1

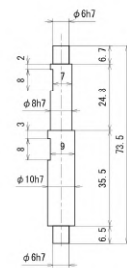


付図 C.14 治具

002-002
S.1/1



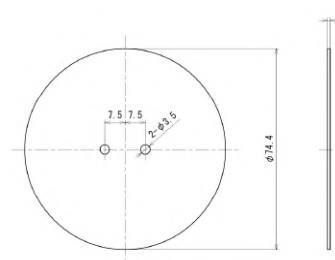
SUS304
回転慣性NO. 1軸 1本



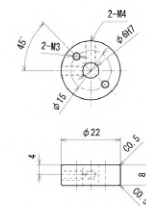
SUS304
回転慣性NO. 2軸 1本



SUS304
回転慣性NO. 3軸 1本



ポリ塩化ビニール (PVC) 1.0t
回転慣性質量円板 10枚



アルミ A5052 アルマイト仕上
ROK25-50 φ25×150
セットカラー 1個

付図 C. 19 慣性質量ダンパー 円盤他

