

令和2年度

修士論文

伝統的木造建築物の制振技術の開発
—柱脚部に付加した粘弾性ダンパーによる制振—

指導教員 花里利一 教授

三重大学大学院工学研究科

建築学専攻

濱田航平

目次

- ・ 第 1 章 序論 P.1
 - ・ 1.1 研究背景
 - ・ 1.2 既往の研究
 - ・ 1.3 研究概要

- ・ 第 2 章 柱傾斜復元力に減衰を付加した制震工法技術の静的加力実験 P.10
 - ・ 2.1 はじめに
 - ・ 2.2 静的加力実験
 - 2.2.1 実験概要
 - 2.2.2 実験方法
 - 2.2.3 柱脚ダンパーの形状
 - 2.2.4 実験結果
 - ・ 2.3 木材材料強度試験
 - ・ 2.4 まとめ

- 第 3 章 個別要素法を用いた柱単体モデルにおける柱脚ダンパーの解析的研究 P.39
 - ・ 3.1 はじめに
 - ・ 3.2 柱傾斜復元力モデルの構築
 - 3.2.1 モデル構築の方法
 - 3.2.2 解析結果
 - ・ 3.3 柱脚ダンパーモデルの構築
 - 3.3.1 モデル構築の方法
 - 3.3.2 解析結果
 - ・ 3.4 時刻歴応答解析
 - 3.4.1 概要
 - 3.4.2 粘性係数
 - 3.4.3 入力波形

3.4.4 解析結果

・ 3.5 まとめ

第 4 章 伝統的軸組架構の動的実験の解析的研究・・・・・・・・・・ P53

・ 4.1 はじめに

・ 4.2 三次元モデルの構築

4.2.1 概要

4.2.2 モデル接合部の剛性

4.2.3 モデルの構築方法

・ 4.3 時刻歴応答解析

4.3.1 概要

4.3.2 入力波形

4.3.3 解析結果

・ 4.4 まとめ

第 5 章 柱傾斜復元力に減衰を付加した制震工法技術の動的加力実験
計画・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P70

・ 5.1 はじめに

・ 5.2 動的加力実験

5.2.1 実験概要

5.2.2 実験方法

5.2.3 試験スケジュール

5.2.4 加振スケジュール

・ 5.3 今後の流れ

第 6 章 結論・・・・・・・・・・・・・・・・ P78

・ 6.1 本論文のまとめ

・ 6.2 今後の課題

参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・ P80

付録

・粘弾性体要素試験・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P82

・日本建築学会論文・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P93

謝辞・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P95

第 1 章

序論

1.1 研究の背景

我が国の伝統木造建築物は、日本の気候や風土に適応し発展してきた歴史がある。木材は重さに比較して曲げ強度や引張強度、弾性率に優れている一方、著しい異方性を有する材である。当時の大工らはこの力学的特徴を経験的に把握し現代まで伝統木造建築物を残してきた。

しかし、独特な構造力学特性を持つ伝統木造建築物は構造力学的には解析が進んでいるとは言えなかった。その結果、1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、数多くの伝統的木造建築物が被害を受けた。この地震での被害を契機に、文化庁では『文化財建造物等の地震時における安全確保に関する指針』¹⁾が通知され、寺院建築物における伝統木造軸組の構造力学特性と耐震性能²⁾や仕口タイプ粘弾性ダンパーの開発³⁾伝統工法を生かす木造耐震設計マニュアル⁴⁾など文化財建造物の力学的特性の解析や耐震補強設計、耐震診断が一般にも行われるようになった。また、木造建築に求められる耐震性能は現行法規のものとなり、伝統的木造建築物の振動特性、木材の材料特性、構造に関する研究が今日まで数多く行われ、その研究成果が日本の文化財建造物の保存・修復における耐震補強に役立っている。

社寺建築等の伝統的木造建築物に対する耐震補強では、室内が大空間であることや梁などの横架材が同レベルに配置されていないことから、水平構面の剛床補強といった方法は困難な場合が多い。さらに、歴史的な経緯や文化財として、わが国を代表する建築美術の一つとして評価されているため、保存という意匠的観点から耐力壁の増設や筋交いの設置のような鉛直構面に対する補強も困難とされている。よって、産学共同の研究として伝統木造建築物の優れた変形性能を生かしかつ意匠性に配慮した新たな耐震補強工法の開発が本研究の目的としている。

1.2 既往の研究

伝統木造建築物の意匠性を配慮した耐震補強工法開発を行うに際し、既往の研究の整理を行う。

1.2.1 柱傾斜復元力特性に関する研究

伝統建築物において、水平力に対する抵抗力として「屋根が重く柱が太い場合に生じる安定性」が挙げられる。この抵抗力は柱傾斜復元力と呼ばれ、伝統木造建築物の耐震要素の一つとされている。柱傾斜復元力を評価する方法として、坂式、河合式、文化庁式と三つが挙げられる。

(1) 坂による柱傾斜復元力

坂⁵⁾は社寺骨組みの力学的研究において、2本に柱に梁を載せた架構に鉛直荷重を作用させたときの変位量と水平力の関係を実験的に明らかにした。以下に計算式を示す。

$$\text{円柱} \quad y = H_0 \left\{ 1 - 0.04x + 0.99625e^{-0.2027x} - \frac{1.9963}{x+1} \right\}$$

$$\text{斗付角柱} \quad y = H_0 \left\{ 1 - 0.04651x + 1.859e^{-0.4045x} - \frac{2.85914}{x+1} \right\}$$

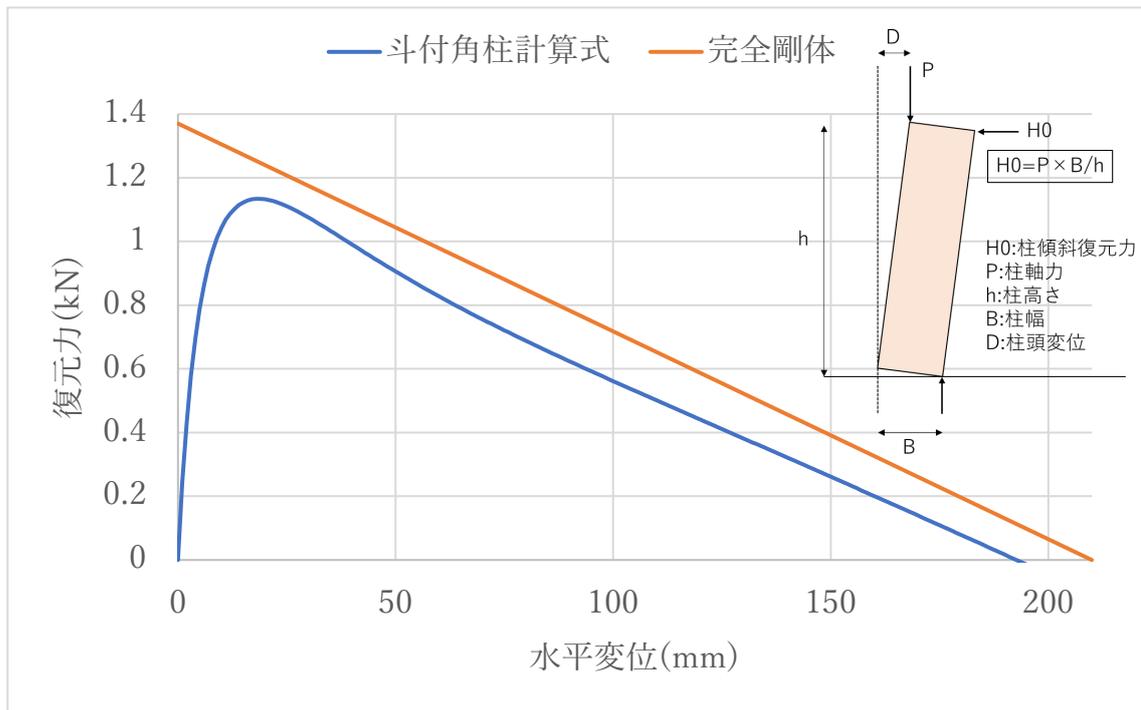
ここに, x : 水平変位量

H_0 : 完全剛体の復元力の式で、下式による。

$$H_0 = W \frac{(b_1 + b_2)}{2h}$$

ここに, W : 鉛直荷重, b_1 : 柱幅, b_2 : 大斗尻幅, h : 柱長さ

実験の結果より、柱が完全剛体である場合と比較して復元力が小さくなっていることが証明された。ここで図 1.2-1 に鉛直荷重 5.22kN を加えた斗付角柱(210mm 角, 長さ 800mm)の柱傾斜復元力と完全剛体である場合の復元力特性を示す。



(2)河合による柱傾斜復元力

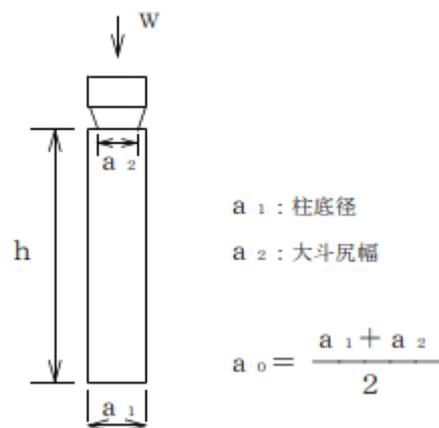
河合⁶⁾は、柱傾斜復元力は大変形経験後も最大復元力に近い値まで戻り、非線形弾性に近い復元力特性を有することを明らかにした。実験結果から得られた実験式を以下に示す。

$$y = H_0 \left\{ 1 - 0.1355x + 0.913e^{-7.45x} - \frac{0.087}{x+1} \right\}$$

(3)文化庁による柱傾斜復元力

文化庁⁷⁾は、仏堂等の長さに比べて比較的太い柱において、柱のロッキングに伴う抵抗が存在し、図 1.2-2 のような柱において柱のロッキング抵抗を考慮することを示した。

$$\frac{a_0}{h} \geq \frac{1}{15}$$



また、荷重変形関係を過去の実験に基づき近似曲線と表した。各変形範囲に対する剛性の与え方を以下に示す。

$$St_1 = \frac{20W}{h} \quad (0 \leq \delta < 0.025a_0)$$

$$St_2 = \frac{6W}{h} \quad (0.025a_0 \leq \delta < 0.05a_0)$$

$$St_3 = \frac{2W}{h} \quad (0.05a_0 \leq \delta < 0.1a_0)$$

$$St_4 = 0 \quad (0.1a_0 \leq \delta < 0.15a_0)$$

$$St_5 = -\frac{15W}{17h} \quad (0.15a_0 \leq \delta)$$

1.2.2 仕口部に関する研究

1.2.1 で挙げた柱傾斜復元力のほかに、水平力に対する抵抗力として「柱間に挿入された貫の強度によるもの」がある。貫は、柱を貫通させ楔で固めることにより、柱の曲げ耐力を建築に加わる水平力に対する抵抗要素とする働きを持っており様々な研究や耐震補強案が提案されてきた。

坂⁸⁾は2本に柱に梁を載せ柱間に貫を通した架構を組み立て、水平力を受ける場合、貫によってどのような抵抗力が生じるか、せん断実験を行い明らかにした。

貫の抵抗力は貫の挿入は貫丈の2倍以上必要とし、これ以下であると十分に発揮できないこと、貫穴を柱内部で拡大することは著しく貫の効力を減少させることを明らかにした。また、2本に柱に梁を載せ柱間の上下に2本の貫を通した架構実験では、貫の位置は無関係であること、それぞれの貫の耐力には加算性が成り立つことを示した。

藤田ら⁹⁾は略鎌系の継手を持つ貫について水平加力実験を行い、力学的特性を示した。略鎌系の継手の変形にはめり込みによる変形角と、貫の曲げ変形による変形角に加えて、継ぎ手が離れることによる変形がある。そして、同じ寸法の通し貫と比較して接合部の耐力及び剛性は60~70%であることを明らかにした。

岩佐ら³⁾は、木造建物では柱・梁仕口部は剛接合とならずに地震時に大変形が生じることから、この仕口隅角に一定の剛性と減衰性を与える仕口ダンパーを開発した。性能確認試験では減衰定数で23~43%の減衰性があることを示した。

1.2.3 壁体に関する研究

安田ら¹⁰⁾¹¹⁾は壁体に関する振動大実験を行った。静的加力実験において、静的剛性は土壁、小壁、板壁、通し貫の順に高く、変形が大きくなるにつれ減少すること、またHD金物で締めると剛性の低い構面ほど剛性が高くなる傾向を明らかにした。JR鷹取波を使用した地震波加振においては、土壁は1/55から1/60rad.程度でせん断破壊すること、HD金

物を締めた状態では約 840kgf/m の耐力を有すること、また、小壁は、最大耐力で土壁の約 1/2 であることを明らかにした。伝統木造において土壁が耐震要素として重要であることが確認できる。

岡本ら¹²⁾は伝統的木造建築物の特徴である特有の開放性、外観の維持の観点から不透明な壁による補強は制約されると考え、ガラスを用いた透明制振壁による耐震補強を開発した。透明制振壁の概要として、ガラス四周のガラスと枠との間に粘弾性体を取り組み、粘弾性体にせん断変形が生じた際にエネルギーを吸収する機構である。実験結果からは伝統的木造建物への適用の可能性、またカーテンウォール等への適用の可能性が示された。

1.3 研究目的

重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領⁷⁾では木造建築物の耐震要素として柱傾斜復元力、貫土壁、垂れ壁付き独立柱が挙げられる。既往の研究でまとめた通り、貫土壁、垂れ壁付き独立柱に関しては耐震補強技術が多く提案されてきた。しかし、柱傾斜復元力に注目した耐震補強技術はいまだない。

伝統軸組工法は優れた変形性能を有しており、大変形が可能となっている。一方で、減衰性は非常に小さいことが確認されており地震によるエネルギーを上手に消化できない。

本研究では伝統軸組工法の優れた変形性能を損なわずに柱柱脚に粘弾性ダンパーを付与することで減衰性を向上させることを目的としている。また、伝統木造建築物の文化的価値、意匠性を損なわないように、当研究室は産学協同として柱脚部に粘弾性体を付加した制震技術の開発を試みる。

本研究では、1本の角柱と柱脚部に形状の異なる粘弾性体ダンパーを付加した角柱を3本、計4本の試験体を用いて静的加力実験を行う。前者は三重大学構造実験室において柱傾斜復元力を再現できるかの有無を確認するためである。後者は柱傾斜復元力を再現できた際に加力時にダンパーが機能しているか、粘弾性体等に目立った破損がないかを主目的

としている。

次に、静的加力試験から得られた結果から、京都大学生存圏研究所で公開している wallstat ver.440b17¹³⁾を用いて粘弾性ダンパーのモデル化を試みる。wallstat は拡張個別要素法を基本理論としており、木造住宅の大変形や倒壊までの追従を可能としているため、粘弾性ダンパーの設計資料として期待できると考えている。wallstat でモデル化した粘弾性ダンパーと柱単体で動的解析を行い粘弾性体の減衰性を検証していく。

また、3次元モデルに粘弾性ダンパーモデルを組み込んだ際、ダンパーの有無によってどれだけ応答率が変わるかを検証する。

1.4 本論文の構成

第1章 序論

研究に至るまでの背景をまとめ、既往の研究について整理することで伝統木造建築物の耐震補強開発の意義を示し、本研究の目的と位置付けを明確に説明する。

第2章 柱傾斜復元力に減衰性を付加した制震工法技術の実験的研究

三重大学構造実験室において角柱(210mm角,長さ800mm)を用いた静的加力試験を行い、柱傾斜復元力の再現性を確認する。後に同寸法の粘弾性体を付加した形状の異なるダンパー3体の静的加力試験を行い、ダンパーが正常に機能を確認する。計測計画、実験中の観察記録、加力計画、実験結果についても述べる。計測計画については付録に記載している予備試験をもとに計画した。また、本章で試験体4本の材料特性についても明らかにする。

第3章 wallstat を用いた柱単体モデルにおける柱脚ダンパーの解析的研究

拡張個別要素法を基本理論とした wallstat を用いて第2章で行った実験を解析ソフト上でモデル化する。各部材、力学特性のモデル化の手法に触れ実験結果から得られた復元力特性の非線形モデルを提案する。そ

して実験結果と解析結果を比較して非線形モデルの妥当性を検証する。

第4章 伝統的軸組架構を用いた動的実験の解析的研究

第3章で作成した非線形モデルダンパーを伝統木造架構モデルに付加することで、三次元レベルでダンパーの効果を検討していく。

第5章 柱傾斜復元力に減衰性を付加した制震工法技術の動的実験計画 2020年度実施予定であった動的実験計画および研究の流れを示す

第6章 結論

本研究で得られた結果と今後の課題について述べる。

第 2 章

柱傾斜復元力に減衰を付加した制震工法技術の実験的研究

2.1 はじめに

本章では 2018 年 12 月に三重大学構造実験室で行った静的加力実験および、後日行った木材の材料強度試験についてまとめる。

2.2 静的加力試験

2.2.1 実験概要

本静的加力実験は柱単体（以後、「ダンパーなし試験体」と称する）の柱傾斜復元力の測定を実施した。また、粘弾性体を付加した形状の異なるダンパーモデル 3 体（以後、「ダンパーあり試験体」と称する）が想定する挙動を示すことを確認した。本静的加力実験は 2018 年 12 月に行った。表 2.2-1 に実験の試験概要と実験の目的を示す。

表 2.2-1 実験の試験概要と実験の目的

試験体名	試験概要	目的
柱単体	静的加力試験	柱傾斜復元力の計測
ダンパーあり試験体		
柱脚上部設置型	静的加力試験	ダンパーの機能試験
柱脚設置型		変形角~1/30rad.までの加力
柱脚下部設置型		

2.2.2 実験方法

試験体の実験装置設置時の状況を写真 2.2-1 に、ダンパーなし試験体の立-断面図を図 2.2-1 に、ダンパーあり試験体 3 体（以後、ダンパーあり試験体を区別する場合、「柱脚上部設置型」、「柱脚設置型」、「柱脚下部設置型」と称する。）の接合状況を写真 2.2-2~4 に、詳細図を図 2.2-2~4 に示す。

試験体は 210mm×210mm×800mm の未乾燥のヒノキ材角柱であり、試験体の 4 面に芯墨を打っておき、実験時の設置や加力中の偏心の有無を確認した。土台は鉄骨土台とし詳細図を図 2.2-5 に示す。H200×200×8×12 の上下フランジに鉄板をボルト留めし、既設 H400 鋼に取り付けた。

試験体の鉛直荷重として実験装置既設の L 型パンタフレームの重量約 5.22kN を用いた。その際、L 型パンタフレームの重心と試験体の重心が一致するよう鋼材を用いて調整した。当初、油圧ジャッキを用いてパンタ重量+導入軸力、とする予定であったが予備実験で三重大学構造実験室の設備では不可能と判断した。

本静的加力実験では、まず柱傾斜復元力特性を測定するために、水平加力ジャッキを用いてダンパーなし試験体で変形角 1/150、1/60、1/30rad. の 3 点、各変形 2 回ずつの正負交番繰り返し载荷を行った。表 2.2-2 に加力サイクルを図 2.2-6 に加力フレームを写真 2.2-5 に加力時の状況を示す。次に、ダンパーが想定する挙動を示すことを確認するため、ダンパーあり試験体をダンパーなし試験体と同様の繰り返し载荷を行った。

鉛直荷重、水平荷重の記録についてはデータロガーを使用した。導入軸力の問題およびデータロガーの分解能の影響により柱試験体の水平-荷重変形関係（以下、「復元力特性」と称す）の形状が平滑ではない。また、柱頭変位、柱脚変位、粘弾性体の加振、鉛直方向の変位はレーザー変位計を用いて計測した。レーザー変位計の設置状況を写真 2.2-6~7 に示す。

本静的加力実験では水平加力ジャッキでゆっくりと押し引きするため、具体的な減衰性能などは把握できない。具体的な減衰性の把握は付録 粘弾性体要素試験 に示す。



写真 2.2-1 試験体設置状況

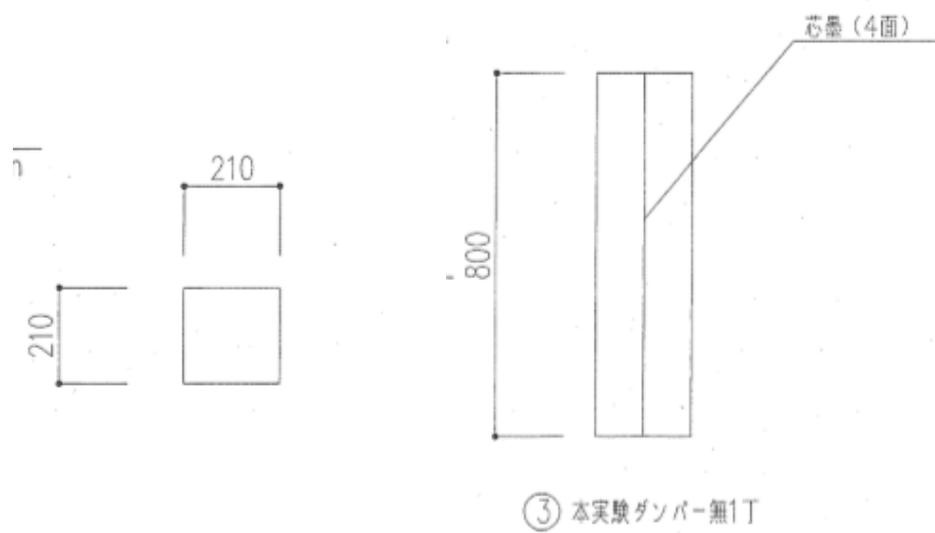


図 2.2-1 ダンパーなし試験体(左:断面図 右:立面図)



写真 2.2-2 柱脚上部設置型

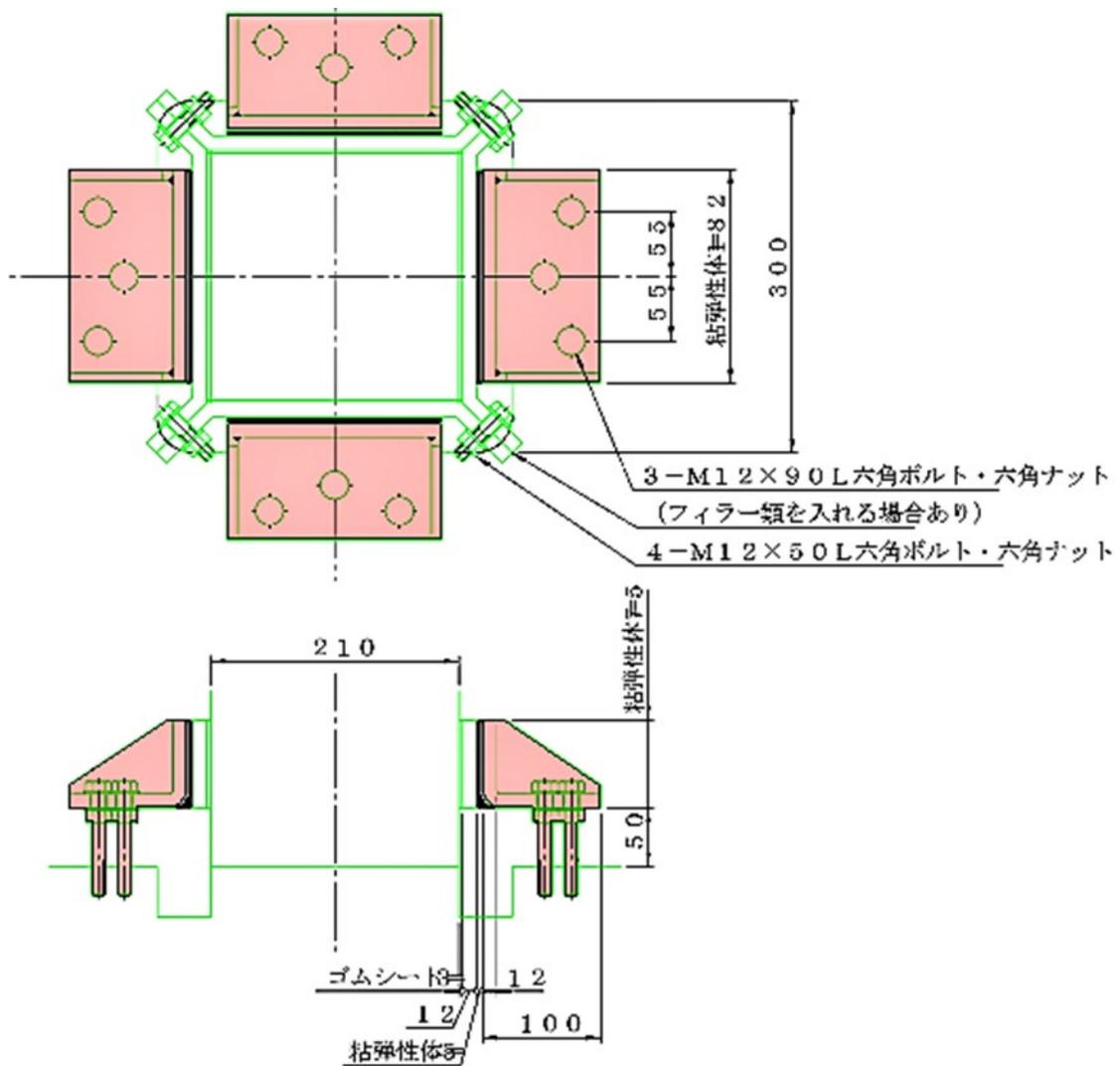


図 2.2-2 柱脚上部設置型



写真 2.2-3 柱脚設置型

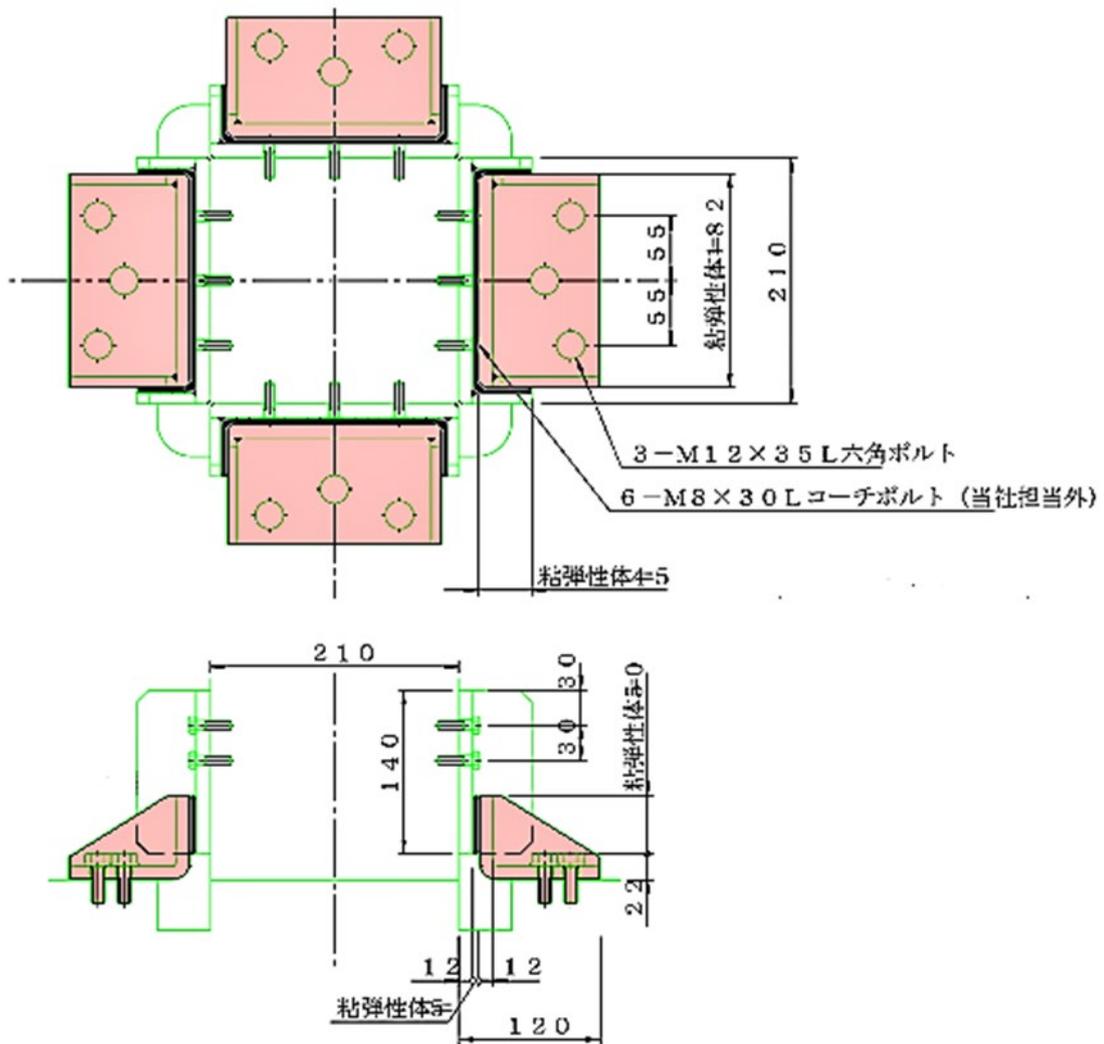


図 2.2-3 柱脚設置型



写真 2.2-4 柱脚下部設置型

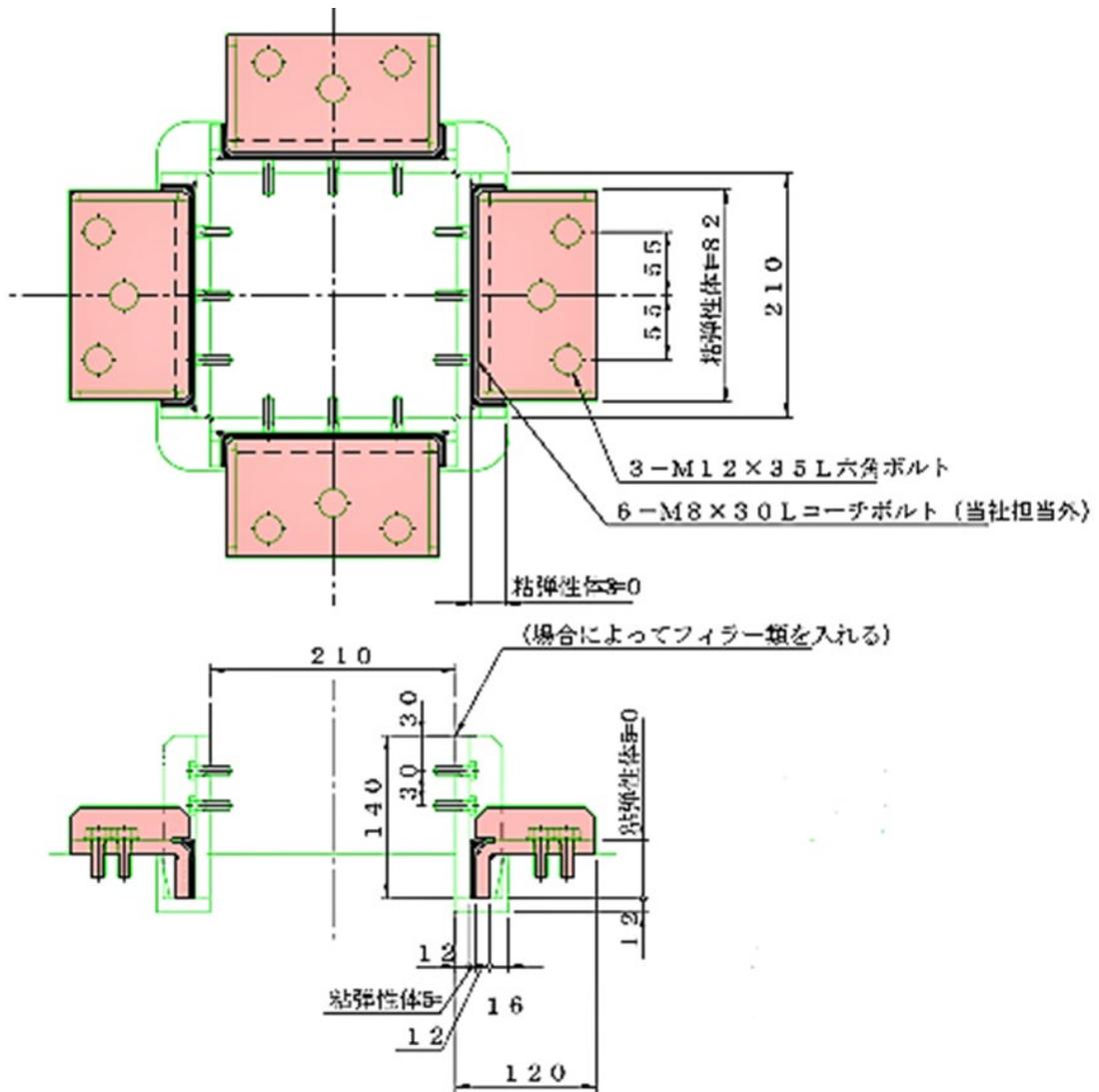


図 2.2-4 柱脚下部設置型

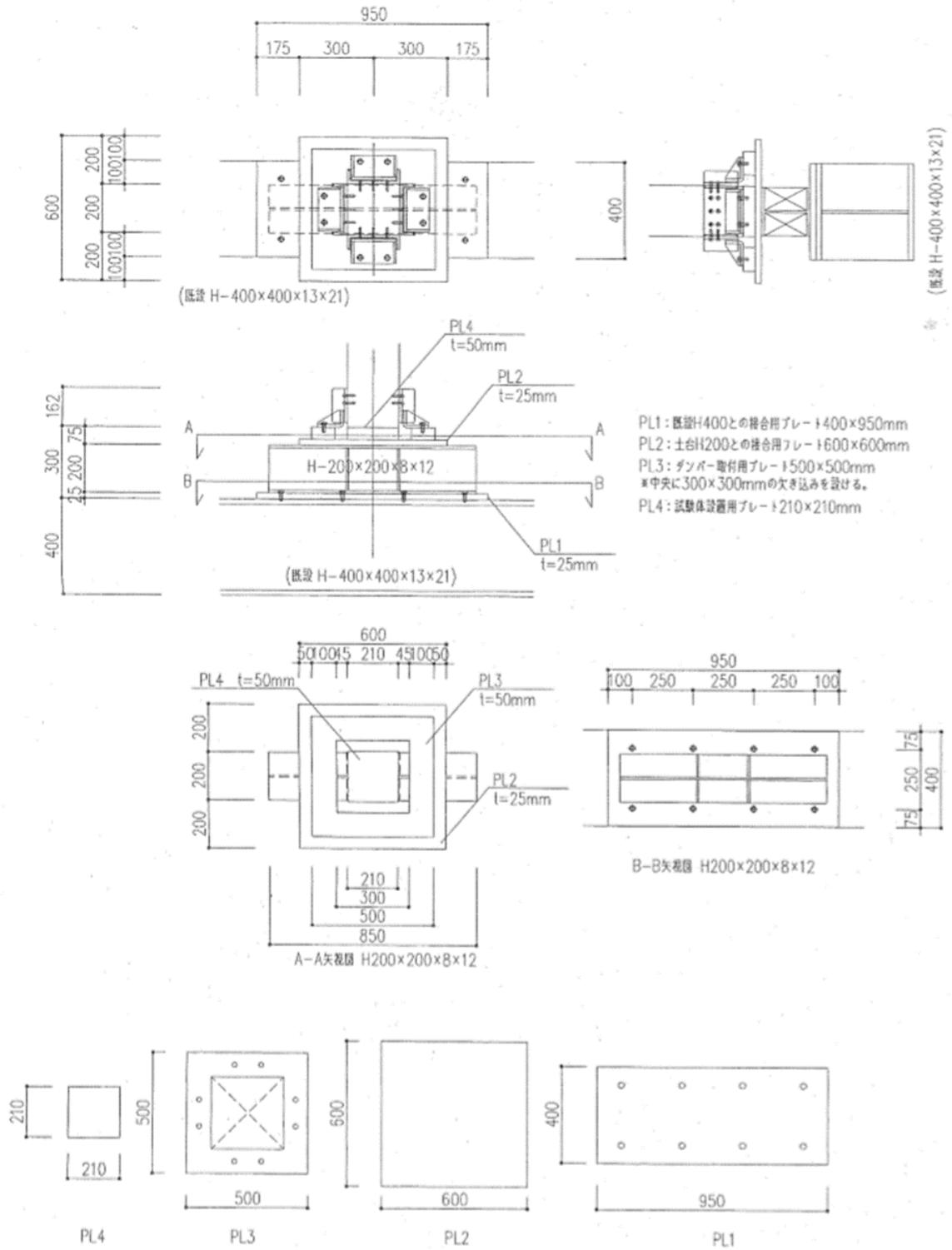


図 2.2-5 鉄骨土台詳細

表 2.2-2 加力サイクル

変形角(rad.)	1/150	1/60	1/30
柱頭変位(mm)	5.33	13.3	26.7

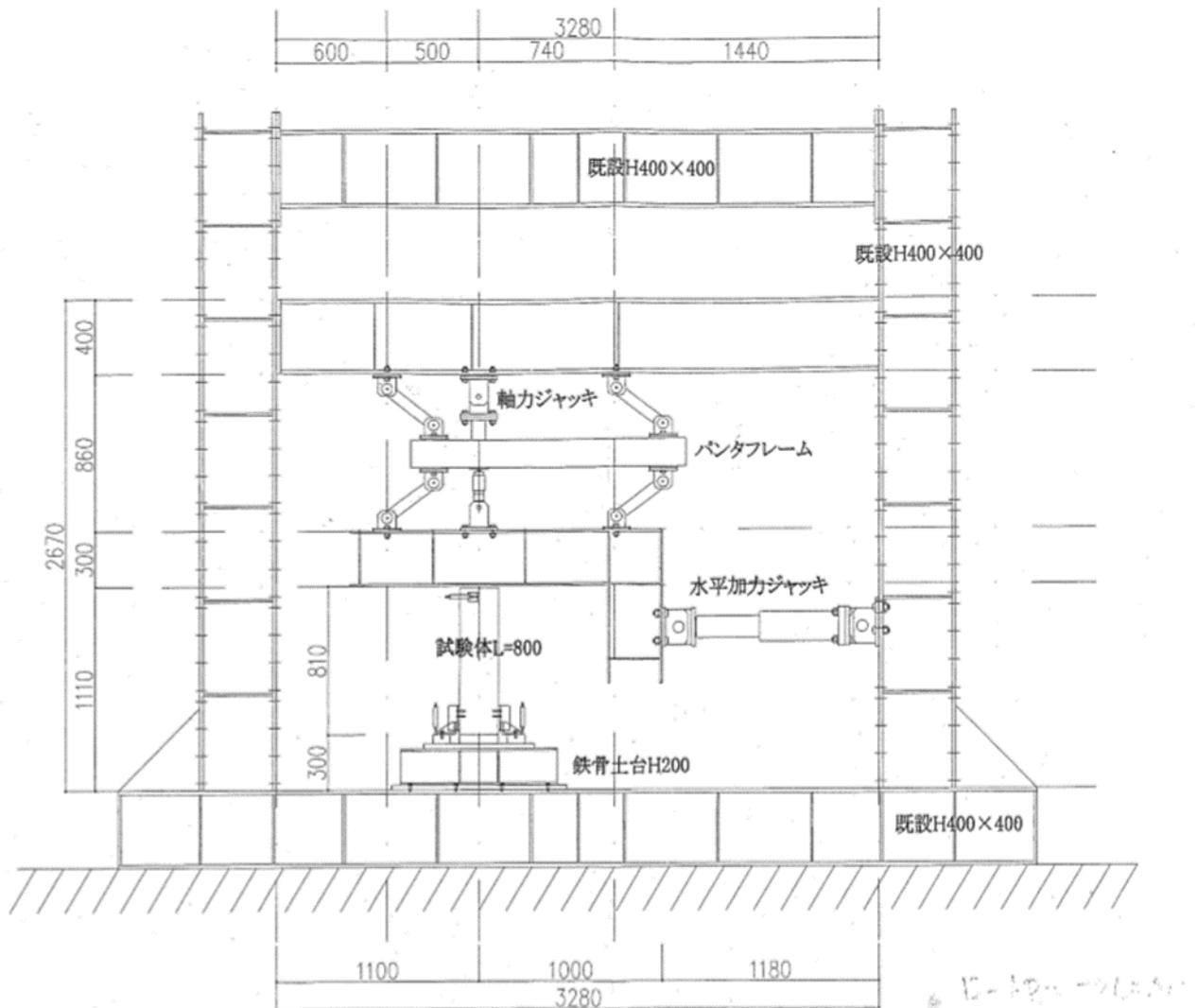


図 2.2-6 加力フレーム



写真 2.2-5 加力時の試験体状況

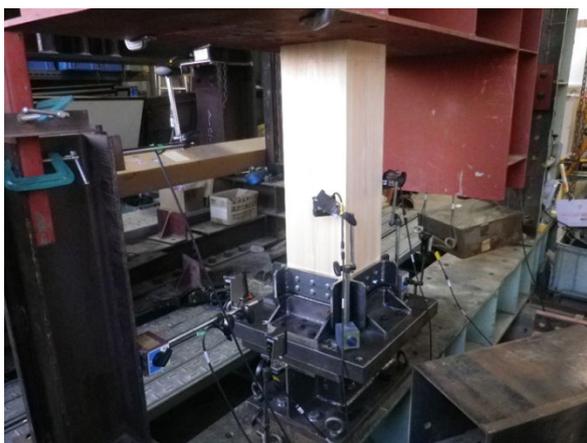


写真 2.2-6 レーザー変位計設置状況①



写真 2.2-7 レーザー変位計設置状況②

2.2.3 実験結果

(1) 試験体の破壊性状

静的加力試験前の各試験体性状と 2 回目 $1/30\text{rad}$ の試験が終了した後の各試験体性状を確認した。写真 2.2-8 にダンパーなし試験体を、写真 2.2-8~10 にダンパーあり試験体を示す。ダンパーなし試験体においては試験前後でひび割れ、圧縮破壊は見られなかった。柱脚上部設置型については、ひびわれが確認できたがこれは試験前から確認されていた。原因として、乾燥によるもの、もしくはボルト締固め時に生じたものと考えられる。柱脚設置型においては試験前後でひび割れ、圧縮破壊は見られなかった。柱脚下部設置型においては試験前後でひび割れ、圧縮破壊は見られなかった。



写真 2.2-8 試験時の様子(ダンパーなし試験体)



写真 2.2-9 試験時の様子(柱脚上部設置型)



写真 2.2-10 試験時の様子(柱脚設置型)



写真 2.2-11 試験時の様子(柱脚下部設置型)

(2)ダンパーなし試験体の復元力特性

本静的加力試験から得られた結果を以下に示す。図 2.2-7 に 1/150rad.(2 回目)を、図 2.2-8 に 1/60rad.(2 回目)を、図 2.2-9 に 1/30rad.(2 回目)を、図 2.1-10 に加力サイクル全体の復元力特性を示す。また、図 2.2-11 に坂⁵⁾による柱傾斜復元力式と 1/30rad.(2 回目)の復元力特性を比較した図を示す。

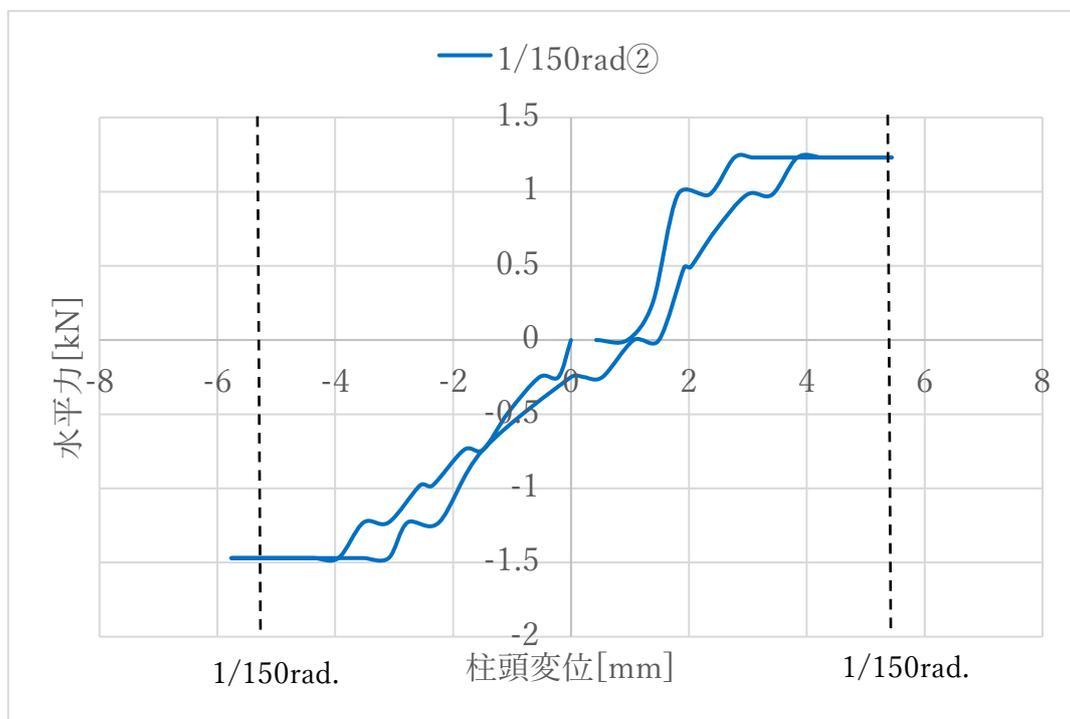


図 2.2-7 ダンパーなし復元力特性(1/150rad. 2 回目)

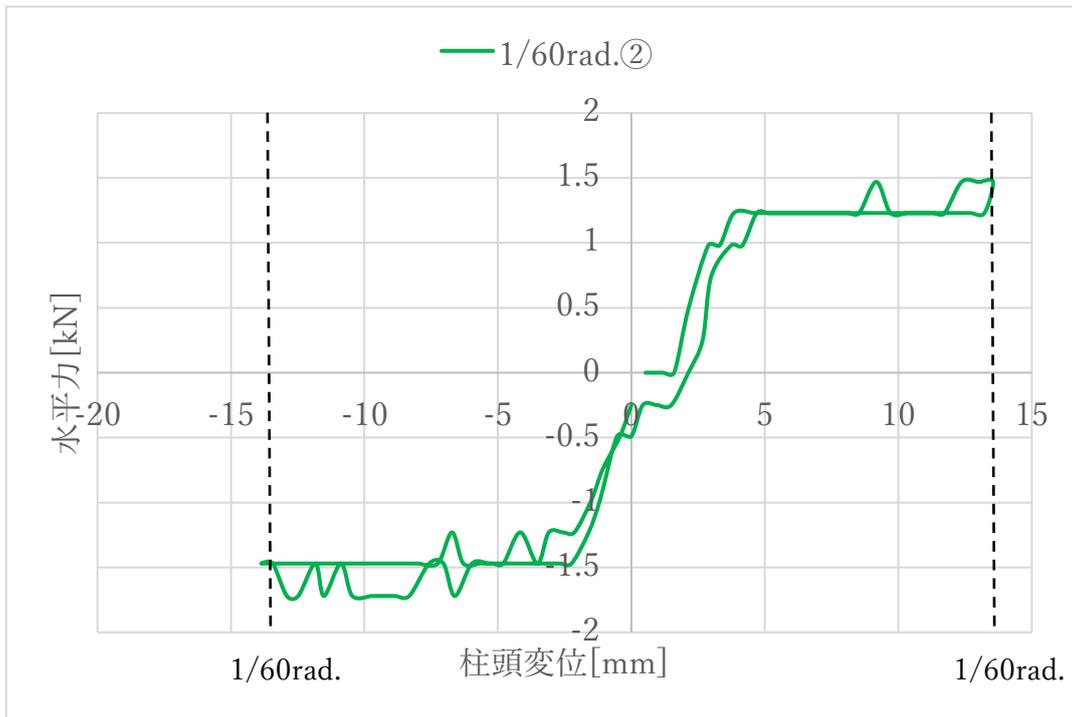


図 2.2-8 ダンパーなし復元力特性(1/60rad. 2 回目)

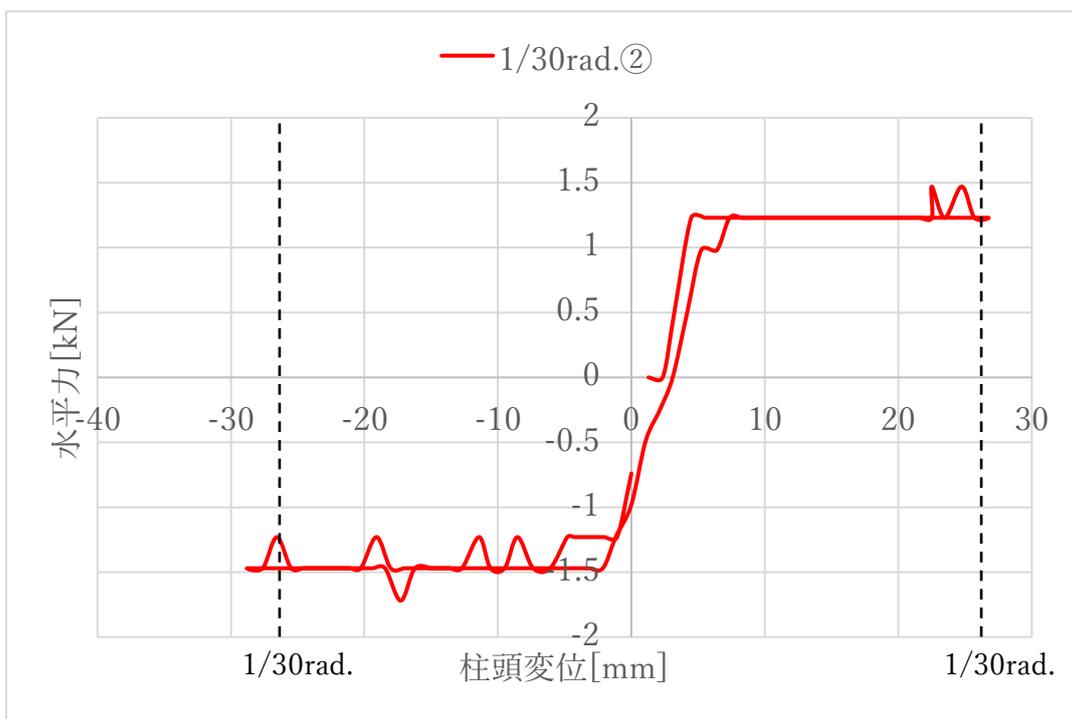


図 2.2-9 ダンパーなし復元力特性(1/30rad 2 回目)

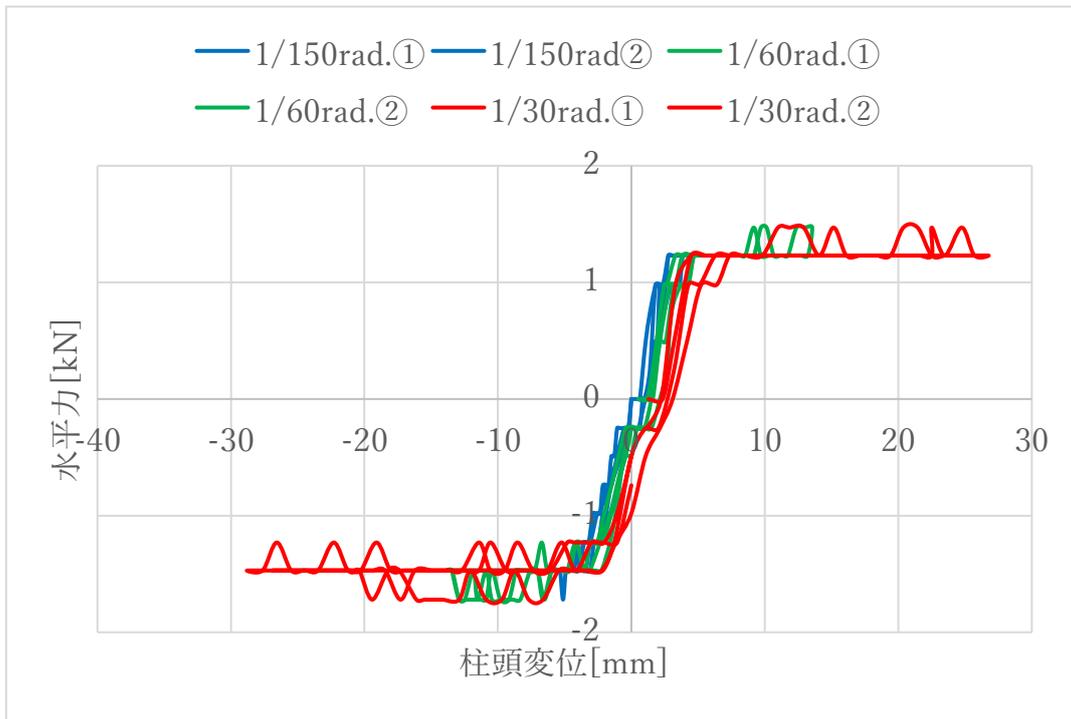


図 2.2-10 ダンパーなし復元力特性(加力サイクル全体)

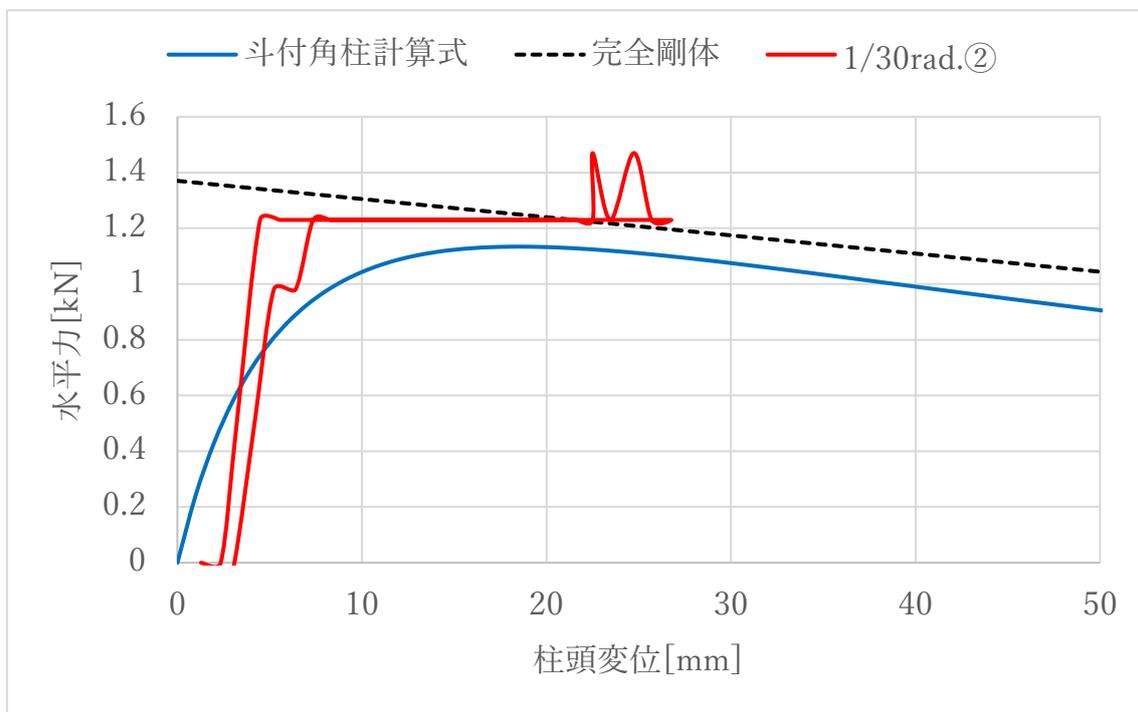


図 2.2-10 実験結果と柱傾斜復元力の比較

(3) 柱脚上部設置型ダンパーの復元力特性

本静的加力試験から得られた結果を以下に示す。図 2.2-12 に 1/150rad.(2 回目)を、図 2.2-13 に 1/60rad.(2 回目)を、図 2.2-14 に 1/30rad.(2 回目)を、図 2.2-15 に加力サイクル全体の復元力特性を示す。

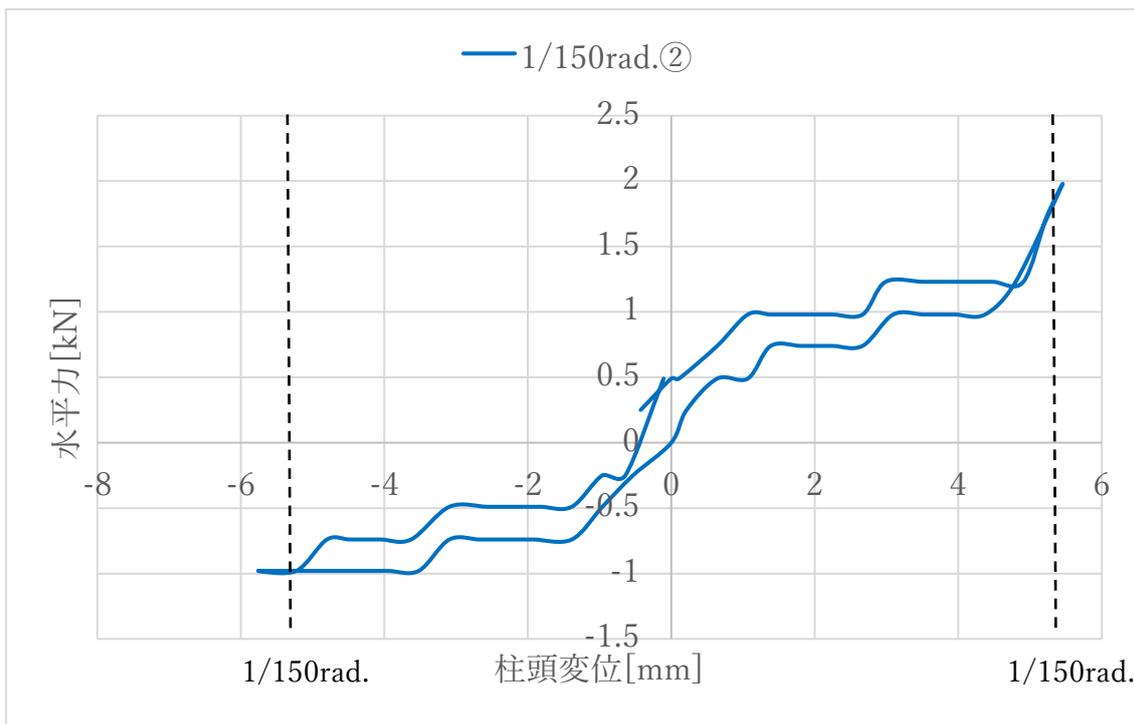


図 2.2-12 柱脚上部設置型の復元力特性(1/150rad. 2 回目)

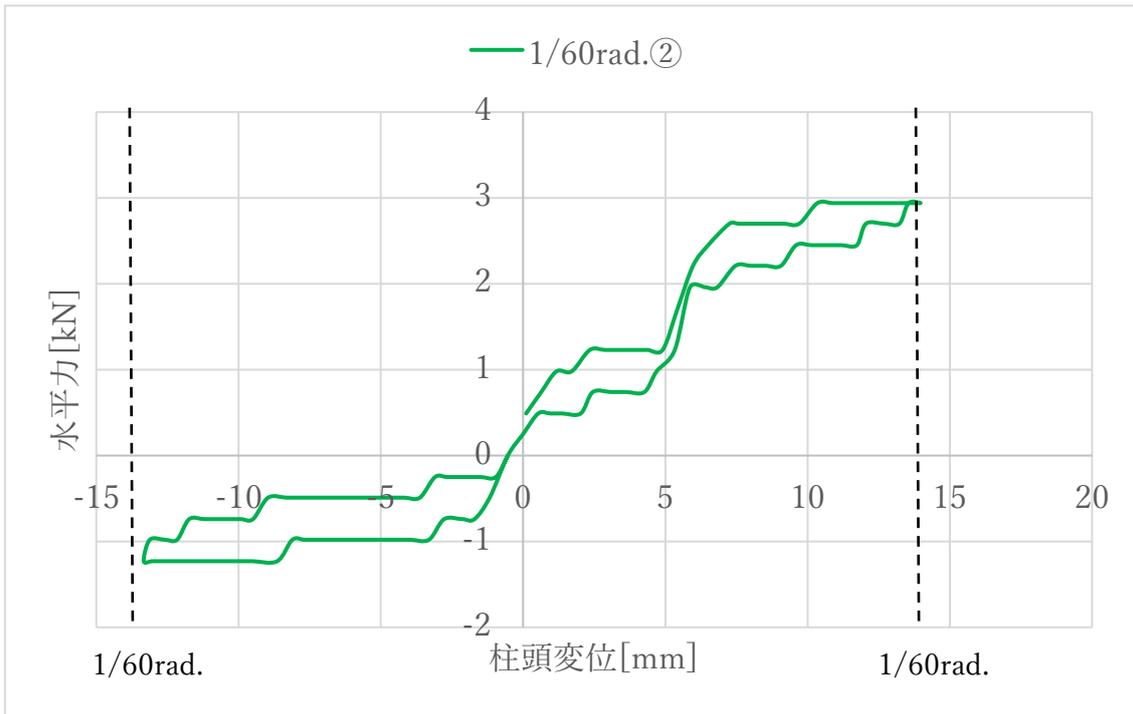


図 2.2-13 柱脚上部設置型の復元力特性(1/60rad. 2 回目)

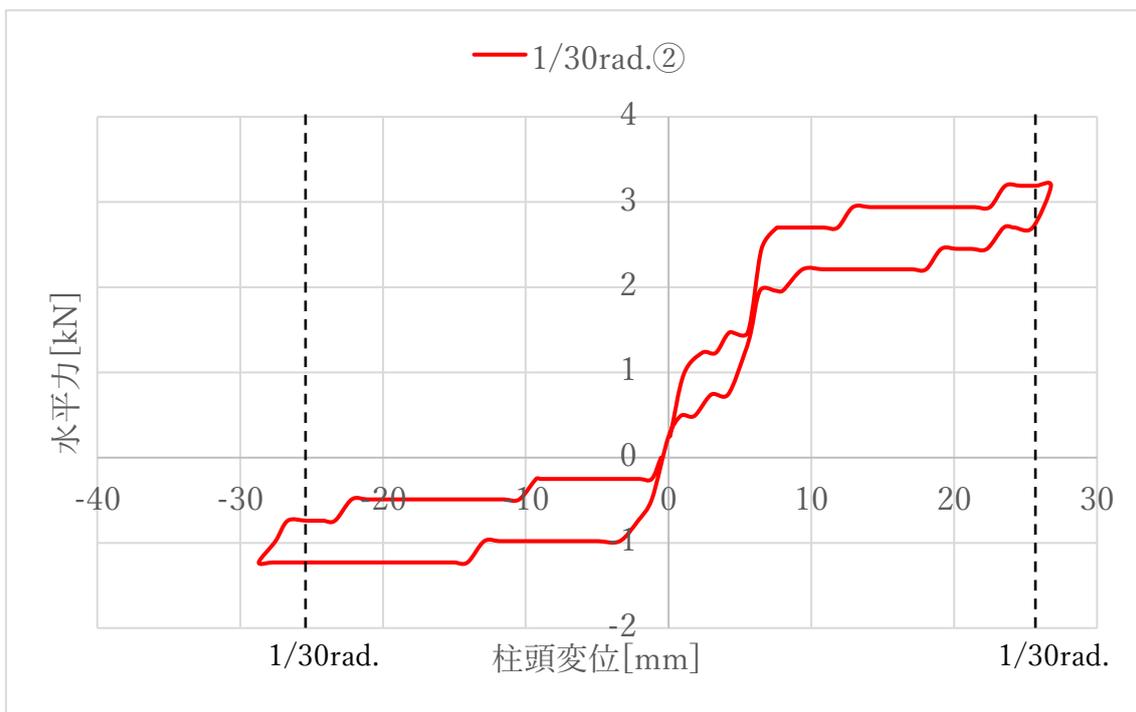


図 2.2-14 柱脚上部設置型の復元力特性(1/30rad. 2 回目)

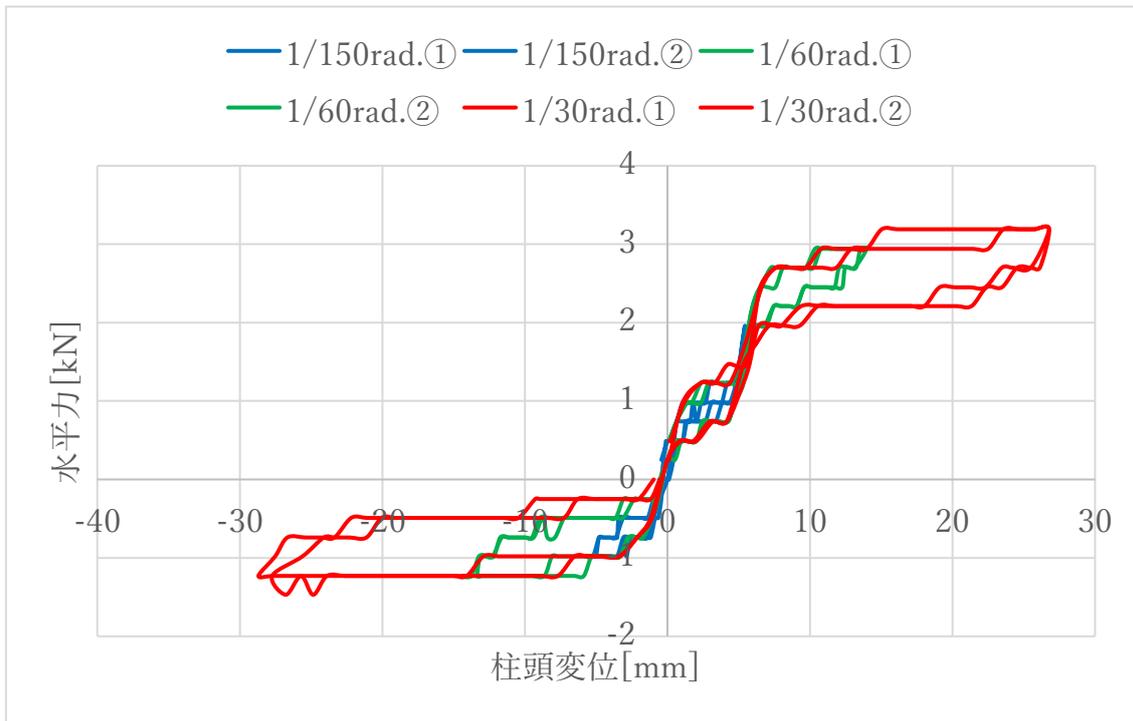


図 2.2-15 柱脚上部設置型の復元力特性(加力サイクル全体)

(4) 柱脚設置型ダンパーの復元力特性

本静的加力試験から得られた結果を以下に示す。図 2.2-16 に 1/150rad.(2 回目)を、図 2.2-17 に 1/60rad.(2 回目)を、図 2.2-18 に 1/30rad.(2 回目)を、図 2.2-19 に加力サイクル全体の復元力特性を示す。

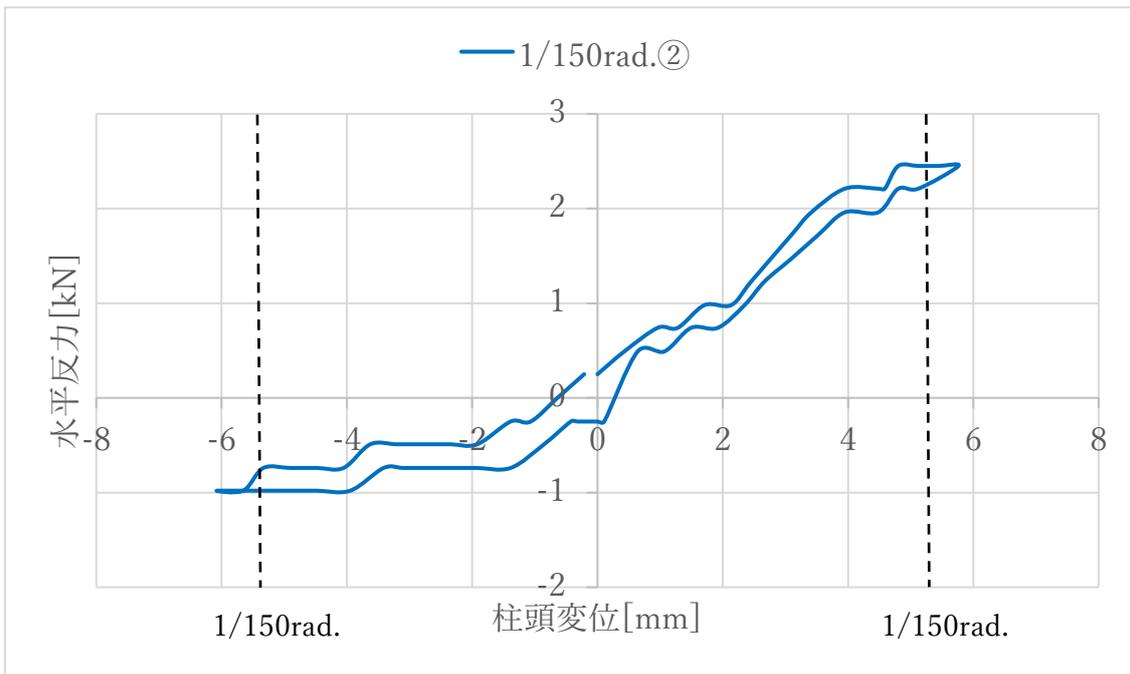


図 2.2-16 柱脚設置型の復元力特性(1/150rad. 2 回目)

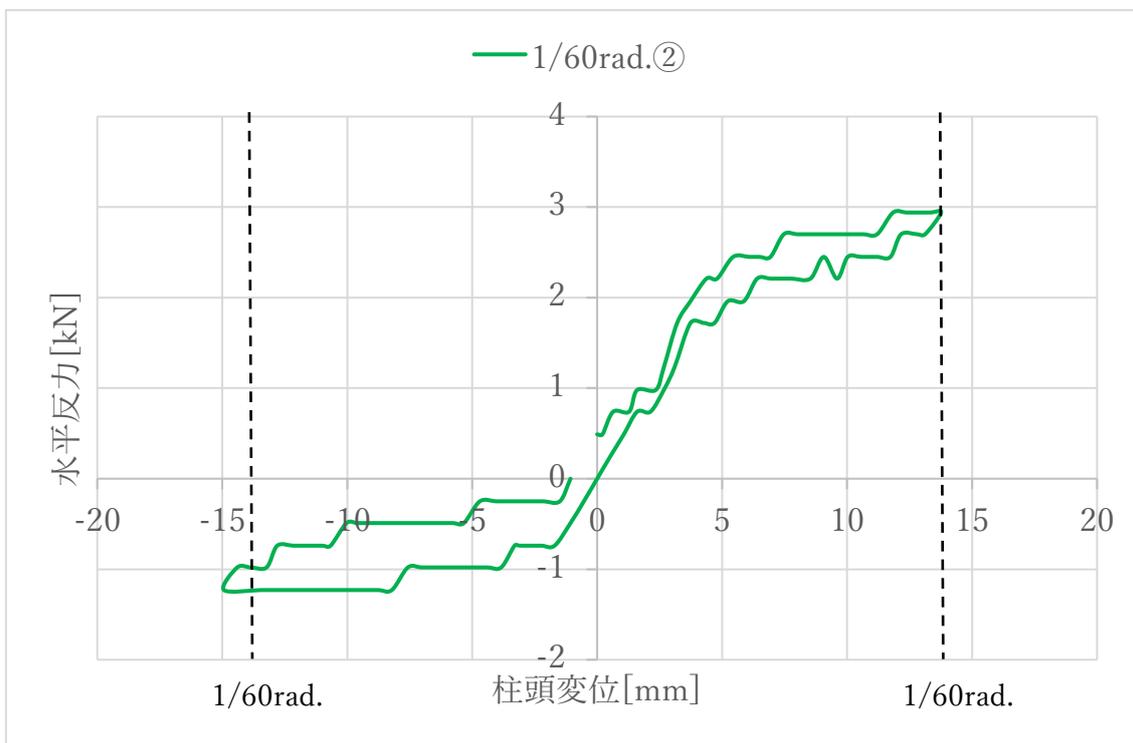


図 2.2-17 柱脚設置型の復元力特性(1/60rad. 2 回目)

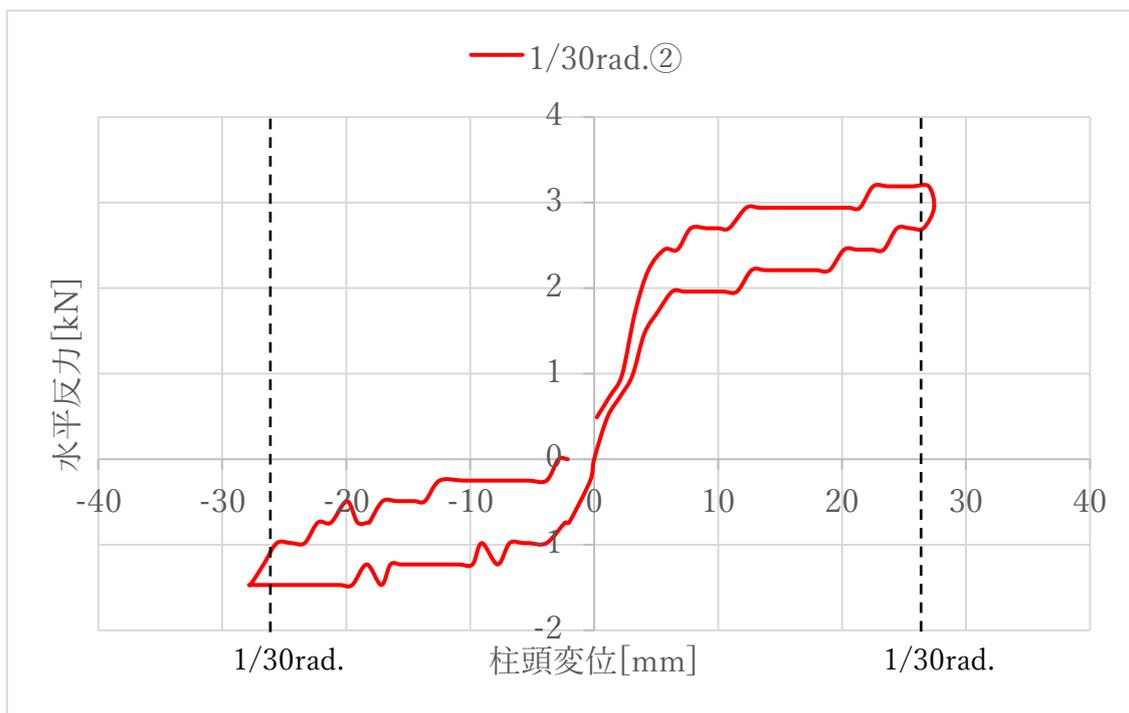


図 2.2-18 柱脚設置型の復元力特性(1/30rad. 2 回目)

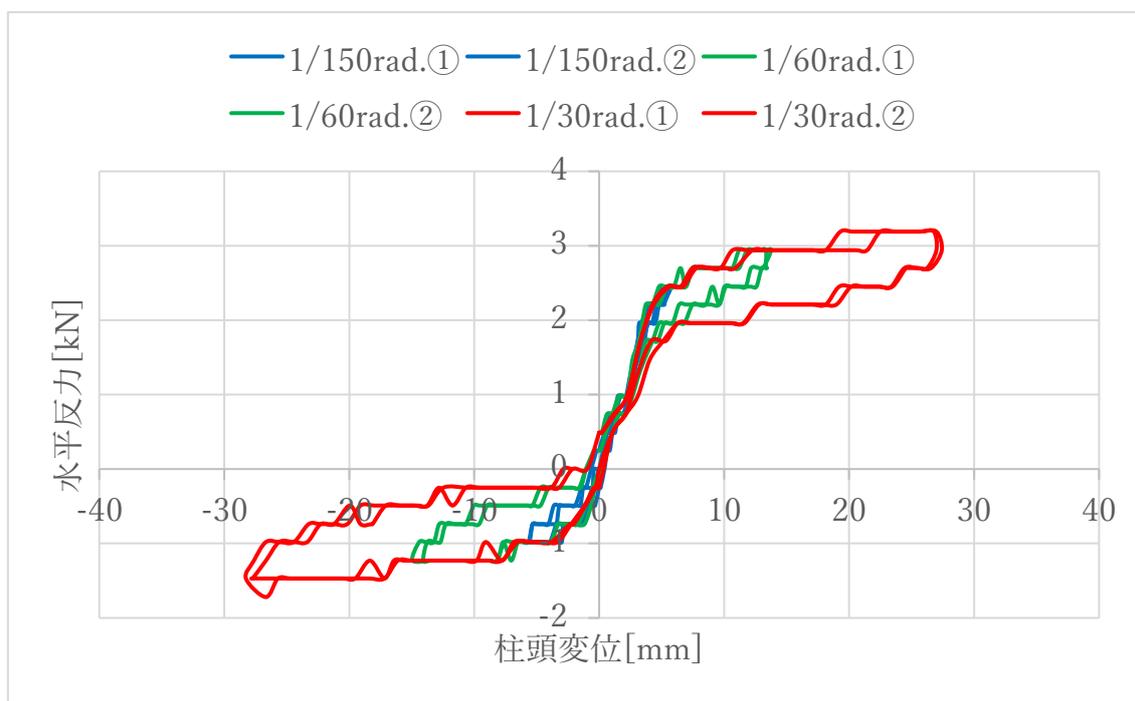


図 2.2-19 柱脚設置型の復元力特性(加力サイクル全体)

(5) 柱脚下部設置型ダンパーの復元力特性

本静的加力試験から得られた結果を以下に示す。図 2.2-20 に 1/150rad.(2 回目)を、図 2.2-21 に 1/60rad.(2 回目)を、図 2.2-22 に 1/30rad.(2 回目)を、図 2.2-23 に加力サイクル全体の復元力特性を示す。

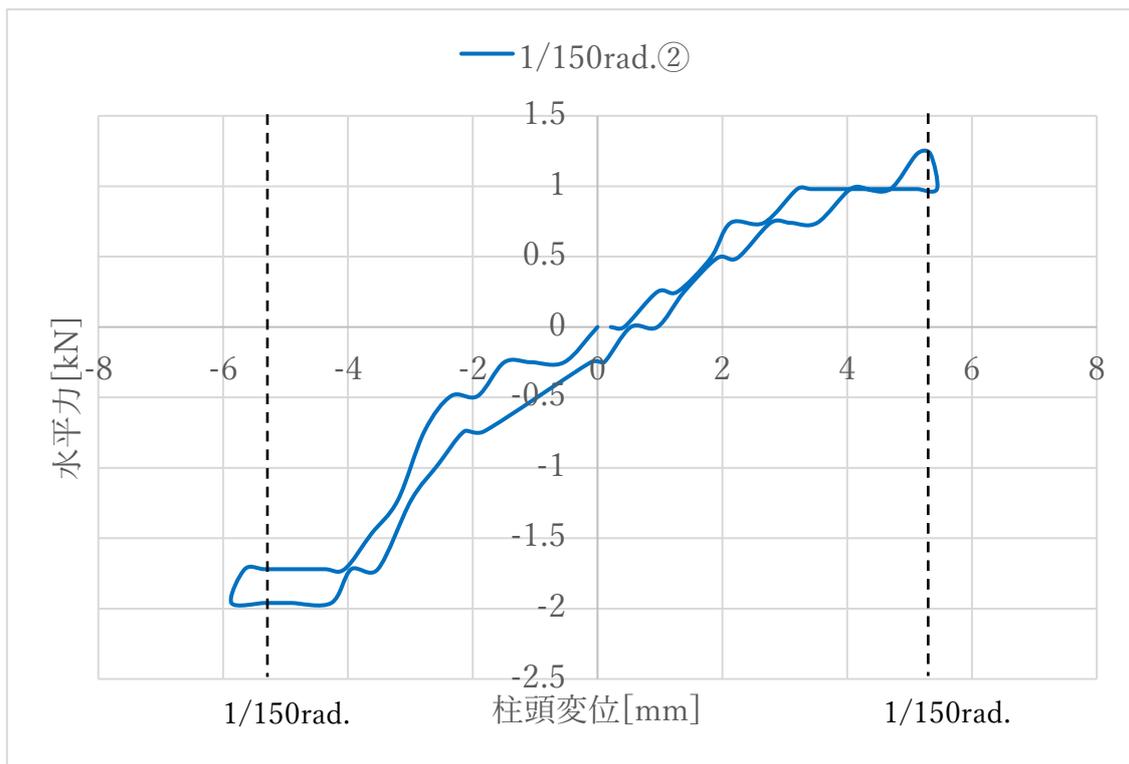


図 2.2-20 柱脚下部設置型の復元力特性(1/150rad. 2 回目)

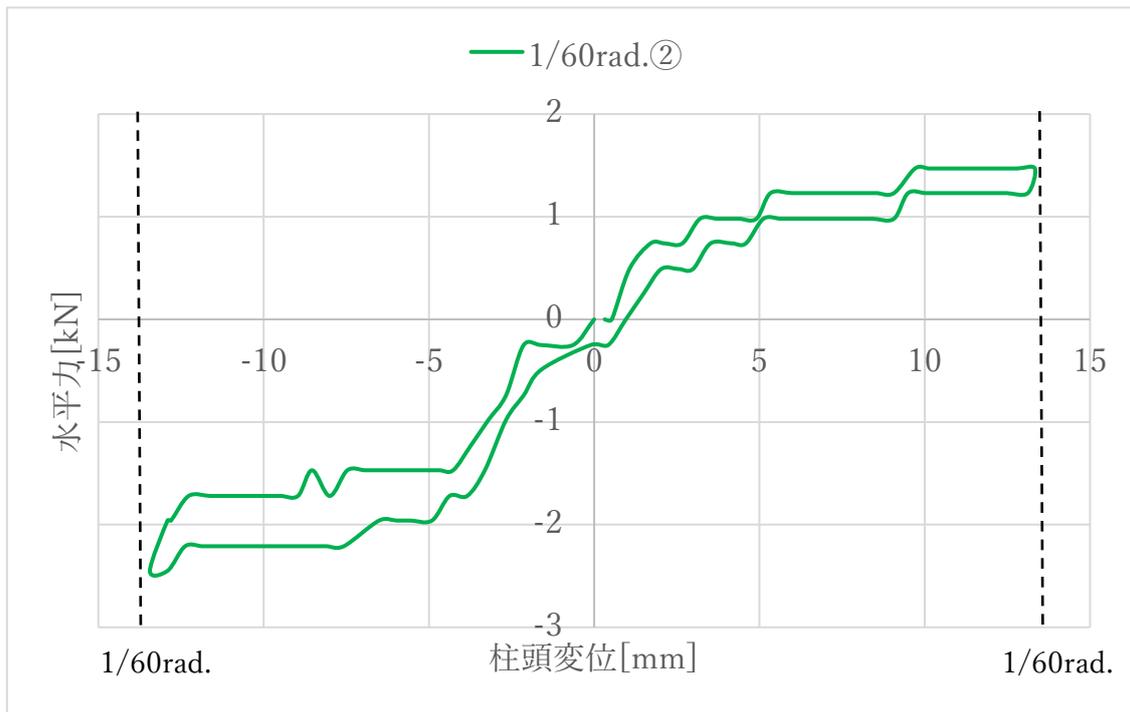


図 2.2-21 柱脚下部設置型の復元力特性(1/60rad. 2回目)

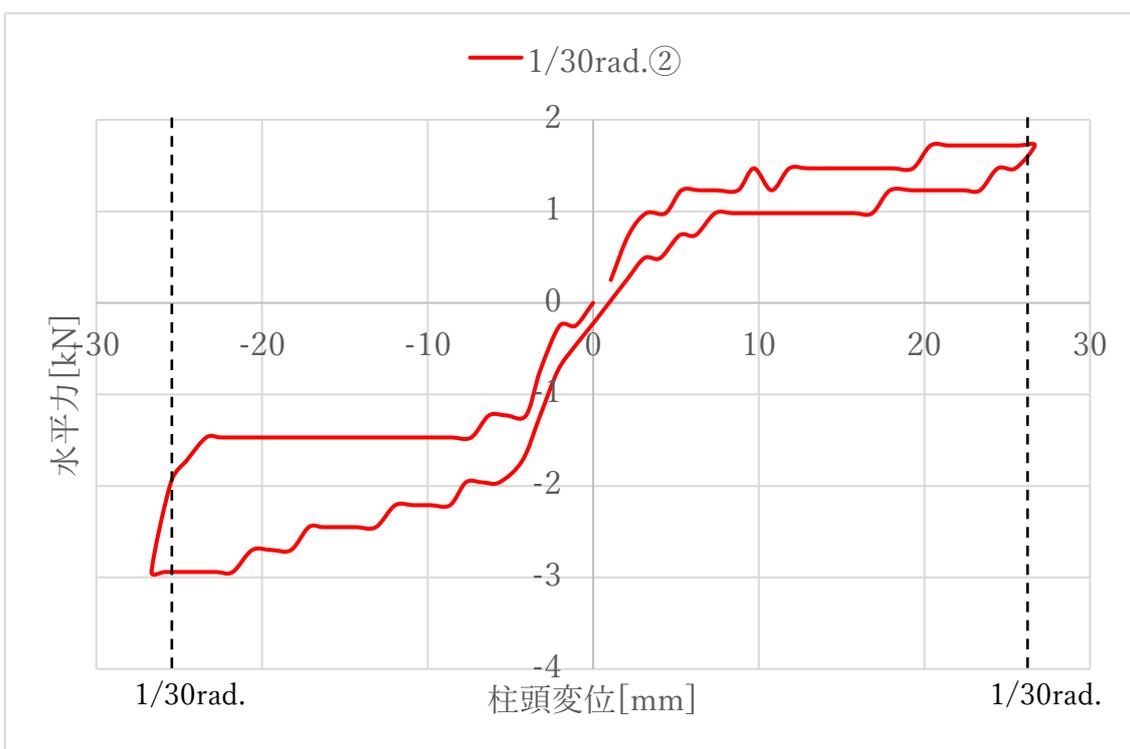


図 2.2-22 柱脚下部設置型の復元力特性(1/30rad. 2回目)

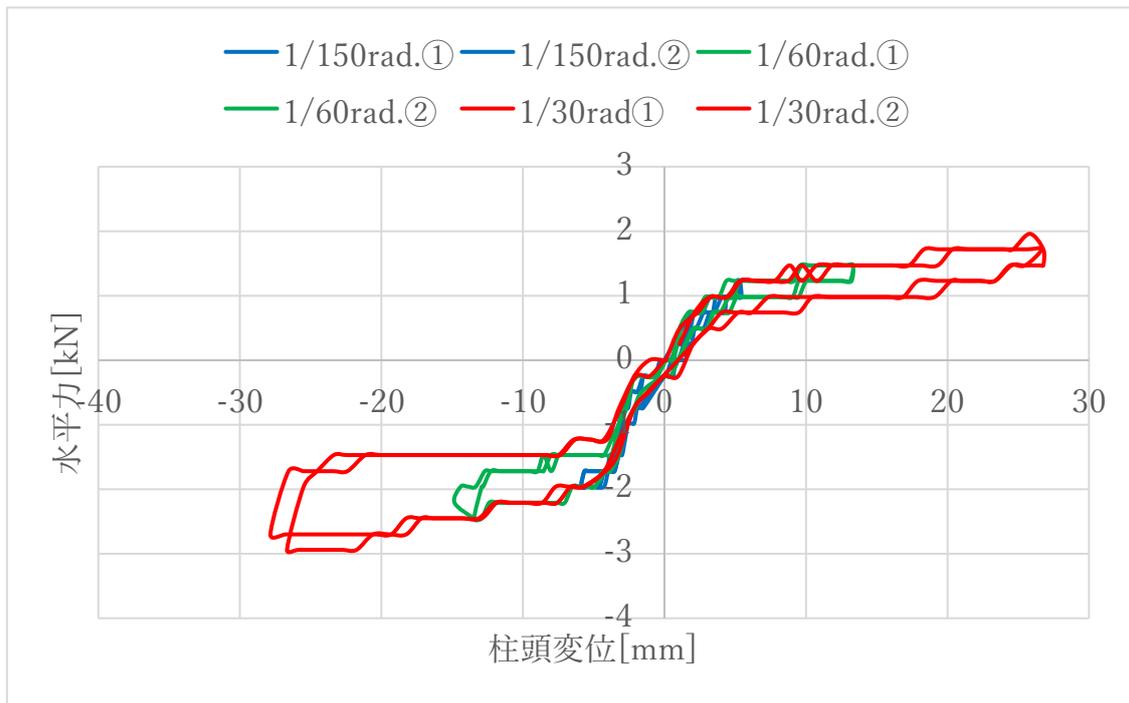


図 2.2-23 柱下部設置型の復元力特性(加力サイクル全体)

(6)ダンパーなし試験体とダンパーあり試験体の復元力特性の比較

図 2.2-24 にダンパーなし試験体の復元力特性と各ダンパーあり試験体の 1/30rad.(2 回目)時の復元力特性を比較して示す。

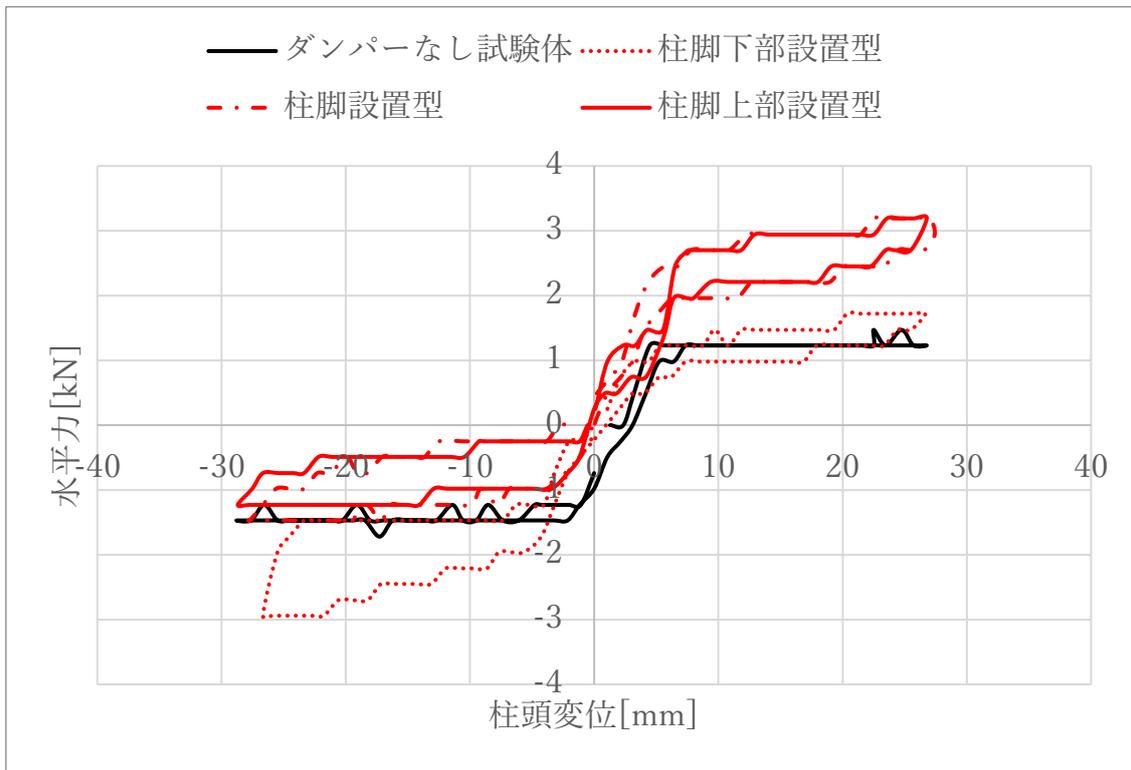


図 2.2-24 各試験体の復元力特性比較(1/30rad. 2 回目)

(7)粘弾性体の変形性状

本静的加力試験から得られたダンパーあり試験体の粘弾性体の変形性状についてまとめる。表 2.2-3¹⁴⁾に柱脚上部設置型を、表 2.2-4 に柱脚設置型を、表 2.2-5 に柱脚下部設置型の粘弾性体の変形量を示す。また、以上の結果から図 2.2-25 に示すような圧縮・引張を受けながらせん断変形していることが明らかになった。

表 2.2-3 柱脚上部設置型の粘弾性体変形量

(大村祐樹, 伝統的木造建築物の制振技術に関する研究開発— 柱脚部制振の基礎的研究—, p29)¹⁴⁾

ダンパー変位 (mm)		柱脚上部設置型			
		東側		西側	
		押	引	押	引
せん断 変形	1/150(rad)①	-0.23	0.37	0.08	-0.06
	1/150(rad)②	-0.17	0.37	0.08	-0.08
	1/60(rad)①	-0.26	1.00	0.51	-0.17
	1/60(rad)②	-0.31	0.86	0.51	-0.17
	1/30(rad)①	-0.48	1.68	1.23	-0.37
	1/30(rad)②	-0.51	1.71	1.09	-0.43
圧縮引張 変形	1/150(rad)①			-0.10	0.20
	1/150(rad)②			0.00	0.30
	1/60(rad)①			-0.40	0.80
	1/60(rad)②			-0.60	0.70
	1/30(rad)①			-1.30	1.20
	1/30(rad)②			-1.50	1.40

表 2.2-4 柱脚設置型の粘弾性体変形量

(大村祐樹, 伝統的木造建築物の制振技術に関する研究開発— 柱脚部制振の基礎的研究—, p29)¹⁴⁾

ダンパー変位 (mm)		柱脚設置型			
		東側		西側	
		押	引	押	引
せん断 変形	1/150(rad)①	-0.37	0.48	0.29	-0.03
	1/150(rad)②	-0.37	0.51	0.29	-0.03
	1/60(rad)①	-0.51	1.34	1.03	-0.31
	1/60(rad)②	-0.54	1.26	1.00	-0.29
	1/30(rad)①	-0.74	2.63	2.34	-0.48
	1/30(rad)②	-0.80	2.57	2.40	-0.48
圧縮引張 変形	1/150(rad)①	0.80	-0.30	-0.20	0.50
	1/150(rad)②	0.90	-0.30	-0.50	0.70
	1/60(rad)①	0.90	-0.50	-1.10	1.40
	1/60(rad)②	0.90	-0.60	-1.00	1.30
	1/30(rad)①	1.60	-1.00	-1.70	1.90
	1/30(rad)②	1.60	-1.00	-2.30	1.80

表 2.2-5 柱脚下部設置型の粘弾性体変形量

(大村祐樹, 伝統的木造建築物の制振技術に関する研究開発— 柱脚部制振の基礎的研究—, p28)¹⁴⁾

ダンパー変位 (mm)		柱脚下部設置型			
		東側		西側	
		押	引	押	引
せん断 変形	1/150(rad)①	-0.33	1.00	0.67	-0.33
	1/150(rad)②	-0.40	0.93	0.73	-0.33
	1/60(rad)①	-0.53	2.53	1.87	-0.40
	1/60(rad)②	-0.47	2.33	1.87	-0.40
	1/30(rad)①	-0.87	5.13	3.00	-0.87
	1/30(rad)②	-1.00	4.80	3.13	-0.80
圧縮引張 変形	1/150(rad)①	0.20			0.50
	1/150(rad)②	0.20			0.50
	1/60(rad)①	0.30			0.70
	1/60(rad)②	0.30			0.70
	1/30(rad)①	0.40			0.70
	1/30(rad)②	0.20			0.60

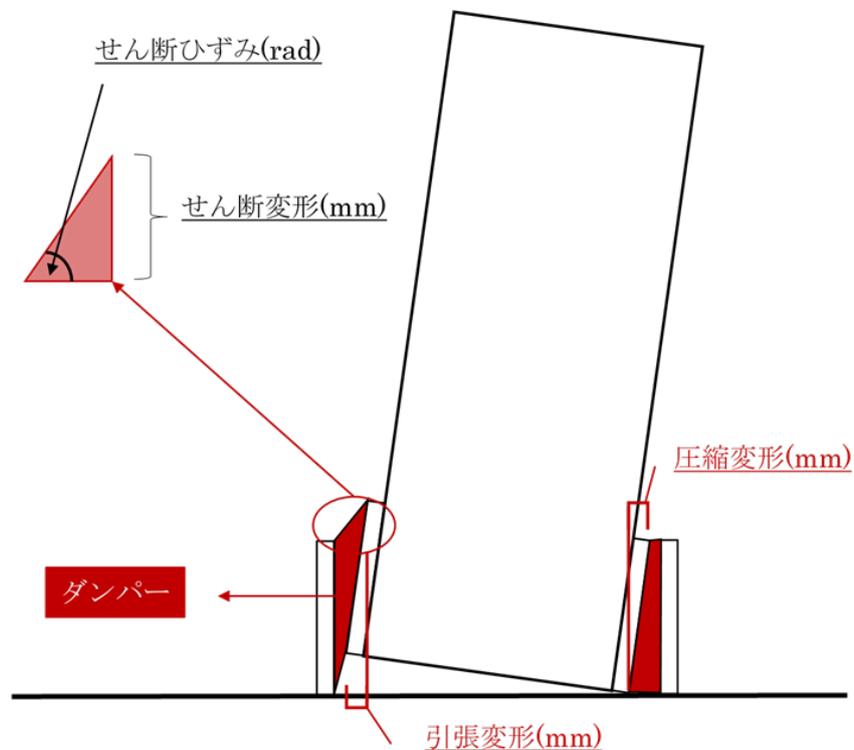


図 2.2-25 粘弾性体の変形性状

(8)まとめ

(2)~(6)のグラフの波形について、当初、本静的加力実験の予備実験では軸力を大きく与える予定であったが柱頭の変位が進むにつれて軸力が抜けていることが確認され、パンターフレームの重量のみを与える経緯があった。そのためデータロガーの分解能の性能が足らず、復元力特性の波形にカクツキが生じてしまった。

(2)より、ダンパーなし試験体の角柱 $210 \times 210 \times 800$,鉛直荷重 5.22kN において柱傾斜復元力の最大復元力を計算式により算出すると 1.1kN であり、実測値においては近似値を示している。また、初期剛性および柱幅 $10\sim 20\%$ の柱頭変位時に荷重が安定していることから柱傾斜復元力が成り立っていると考えらる。

(7)より、柱脚部にダンパーを入れることで最大荷重が上昇し、より大きな外力に対しても転倒することなく耐震性能を向上させることができる構造であることが分かり、想定した挙動の確認が取れた。

2.3 木材材料強度試験

表 2.3-1 に、静的加力試験で試験体に使用した木材の含水率および縦振動法によるヤング係数の測定結果をまとめる。なお、試験体の含水率の測定は静的加力試験が終わった直後に行った。図 2.3-1 に実験機材を示す

表 2.3-1 各試験体に使用した木材の材料強度

ダンパーなし	寸法:210×210×800			重量:17.06kg	含水率:24.6%
試験	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目
ヤング係数(t/cm ²)	105.3	108	105.7	107	109.3
周波数(Hz)	3002.9	3041.9	3007.8	3032.2	3061.5
ヤング係数の等級	E-110	E-110	E-110	E-110	E-110
柱脚上部設置型	寸法:210×210×800			重量:18.86kg	含水率:26.6%
試験	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目
ヤング係数(t/cm ²)	114.9	90.1	89.7	90.1	89.7
周波数(Hz)	2973.6	2666	2666.1	2666	2666.1
ヤング係数の等級	E-110	E-90	E-90	E-90	E-90
柱脚設置型	寸法:210×210×800			重量:18.39kg	含水率:24.3%
試験	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目
ヤング係数(t/cm ²)	111.3	111.3	111.8	111.4	111.3
周波数(Hz)	2968.7	2968.7	2973.6	2968.7	2968.7
ヤング係数の等級	E-110	E-110	E-110	E-110	E-110
柱脚下部設置型	寸法:210×210×800			重量:18.09kg	含水率:26.4%
試験	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目
ヤング係数(t/cm ²)	99.2	107	106.9	108.3	107.1
周波数(Hz)	2856.4	2934.5	2939.4	2968.7	2939.4
ヤング係数の等級	E-110	E-110	E-110	E-110	E-110



図 2.3-1 実験機材

2.4 まとめ

本章では、柱単体における柱傾斜復元力特性の測定と柱脚に粘弾性ダンパーを付加した静的加力試験において加力時の挙動や粘弾性体の変形性状を正確に把握することを目的として実施した。また、試験体に使用した木材の緒言を明らかにし、材料特性を示した。

次章以降、実施した静的加力試験の実験結果から、wallstat を用いた本実験のモデル構築を行う。

第3章

拡張個別要素法を用いた柱単体モデルにおける 柱脚ダンパーの解析的研究

3.1 はじめに

前章の静的加力試験や付録の粘弾性体要素試験を通じて、試験体の復元力特性や材料特性の把握を行った。本章では、これらの実験結果を考慮し、柱脚に粘弾性体を付与した柱単体モデルの非線形モデルを作成していく。また、解析モデルを作るにあたり京都大学生存圏研究所で公開している wallstat ver440b17¹³⁾を用いる。本ソフトは拡張個別要素法を用いており木造建物の大変形、倒壊までの追従が可能であるため、本プロジェクトにおいて有用であると考えている。また、wallstat を用いた解析事例の 1 例となればと思う。

3.2 柱傾斜復元力モデルの構築

3.2.1 モデル構築の方法

前章のダンパーなし試験体の静的加力試験結果から柱傾斜復元力のモデル化を行う。図 3.2-1 に wallstat における柱傾斜復元力のモデル化概要を、図 3.2-2 に柱傾斜復元力のパラメータファイルのフォーマットを、表 3.2-1 に前章のダンパーなし試験体のデータを示す。

wallstat_pro フォルダ内にある parm.csv ファイルの梁要素 1 と柱傾斜復元力バネにデータを入力する。表 3.2-2 に梁要素 1 に入力したデータを、表 3.2-3 に柱傾斜復元力に入力したデータを示す。

次に、同フォルダ内の studio_pro.exe において任意バネを用いてモデルの構築を以下の手順で行う。

- ①階高を 1 階建てとし、RF の高さを柱単体の高さ(0.8m)に指定する。
- ②階重量は柱単体が 0.16kN、鉛直荷重が 5.22kN なので、1F の階重量を 0.08kN (柱半分の重量)、RF を 5.3kN(柱半分の重量+鉛直荷重)に指定する。
- ③図 3.2-3 に示すように立面 X を開き任意バネを選択しモデルを構築する。
- ④モデル確認を選択し、model view においてモデル保存を行う。
- ⑤フォルダ内の calc_1.exe で計算を行い、結果が同フォルダ内の dataout.csv へ出力される。*calc_1 を用いると柱傾斜復元力の負勾配まで追従ができるため、今回は calc_1 を用いた。

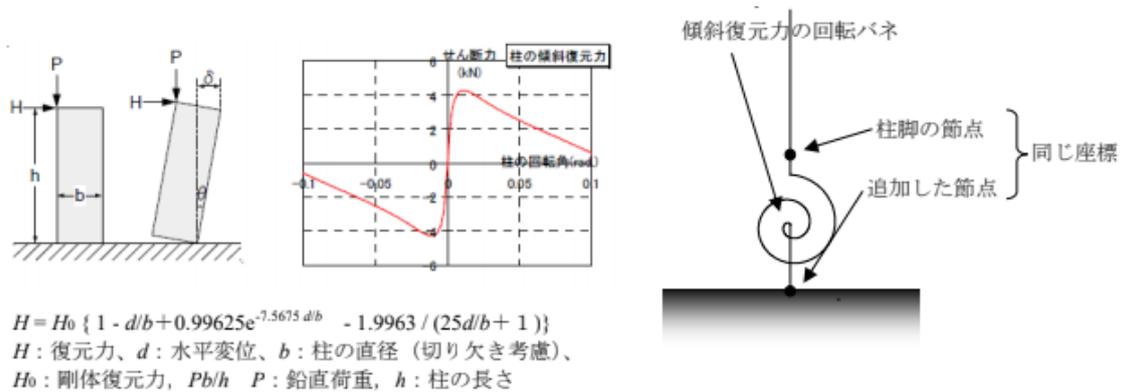


図 3.2-1 柱傾斜復元力のモデル化概要

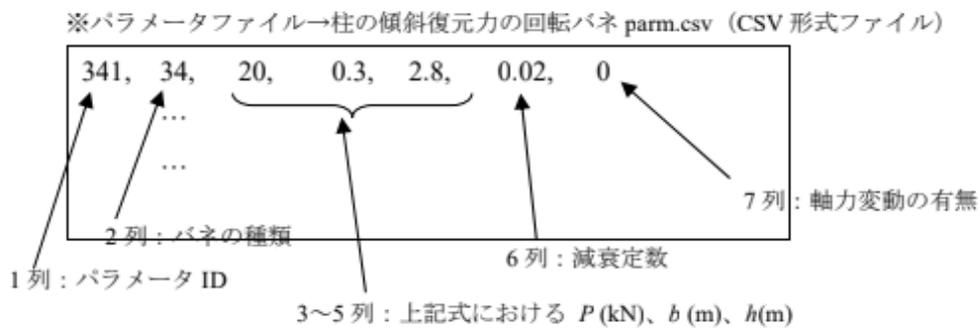


図 3.2-2 柱傾斜復元力のパラメータファイルのフォーマット

表 3.2-1 柱単体データ

柱	断面形状	[mm]	□-210×210
	高さ	[mm]	800
	重量	[kg]	17.08
	ヤング係数	[kN/cm ²]	1071
鉛直荷重		[kN]	5.22
		[N/mm ²]	0.12
復元力	計算値	[kN]	1.1

表 3.2-2 梁要素 1 入力データ

梁要素 1		$E[\text{kn/m}^2]$	$I_y[\text{m}^4]$	$I_z[\text{m}^4]$	$M_x[\text{kNm}]$	$M_y[\text{kNm}]$	$A[\text{m}^2]$
11	1	10710000	0.000162	0.000162	18.522	18.522	0.0441

表 3.3-3 柱傾斜復元力入力データ

傾斜復元力		$P[\text{kN}]$	$b[\text{m}]$	$h[\text{m}]$	減衰定数[%]	軸力変動
330	37	5.2	0.21	0.8	0.02	0

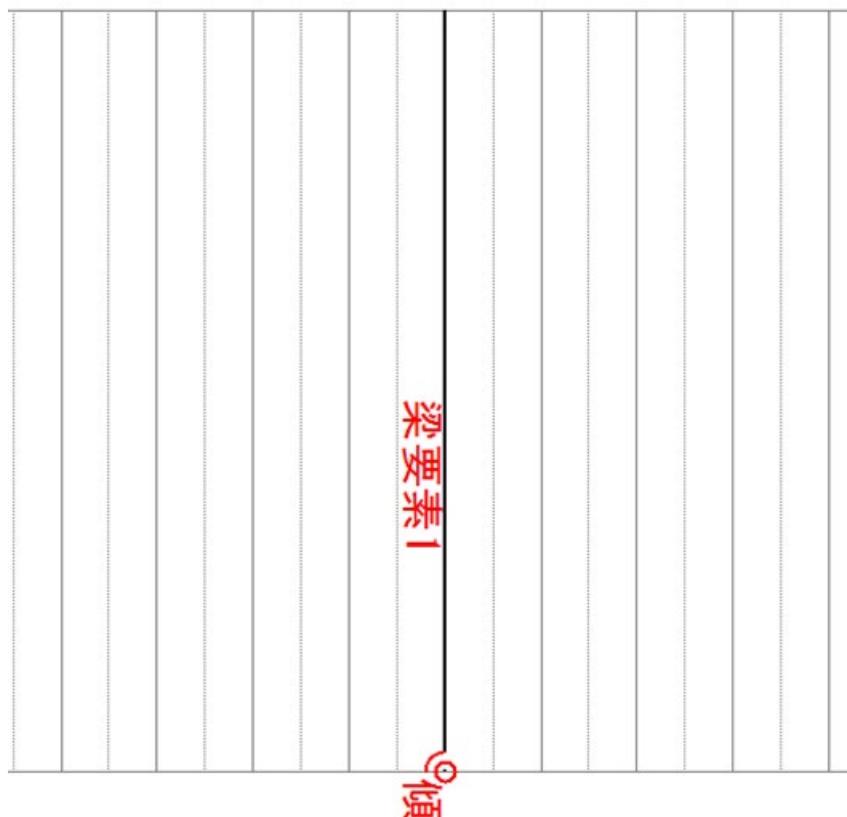


図 3.2-3 解析モデル(立面 X)

3.2.2 解析結果

前節で得られた解析結果をまとめる。図 3.2-3 に柱傾斜復元力の解析結果と前章のダンパーなし試験体の実験結果を比較して示す。

計算の処理方法が異なる二通りの解析を行い、どちらも第 2 章の実験結果に近い復元力特性を得られた。calc_1 で計算したモデルは復元力特性にカクツキがみられるが大変形まで追従が可能である。カクツキの原因は、柱傾斜復元力ばねを用いたときに発生することが確認された。また、wallstat_pro 上で計算したモデルはカクツキがみられないが傾斜復元力の負勾配まで柱頭変位が進むと水平力が低下せず上昇してしまうエラーが発生したことが確認された。

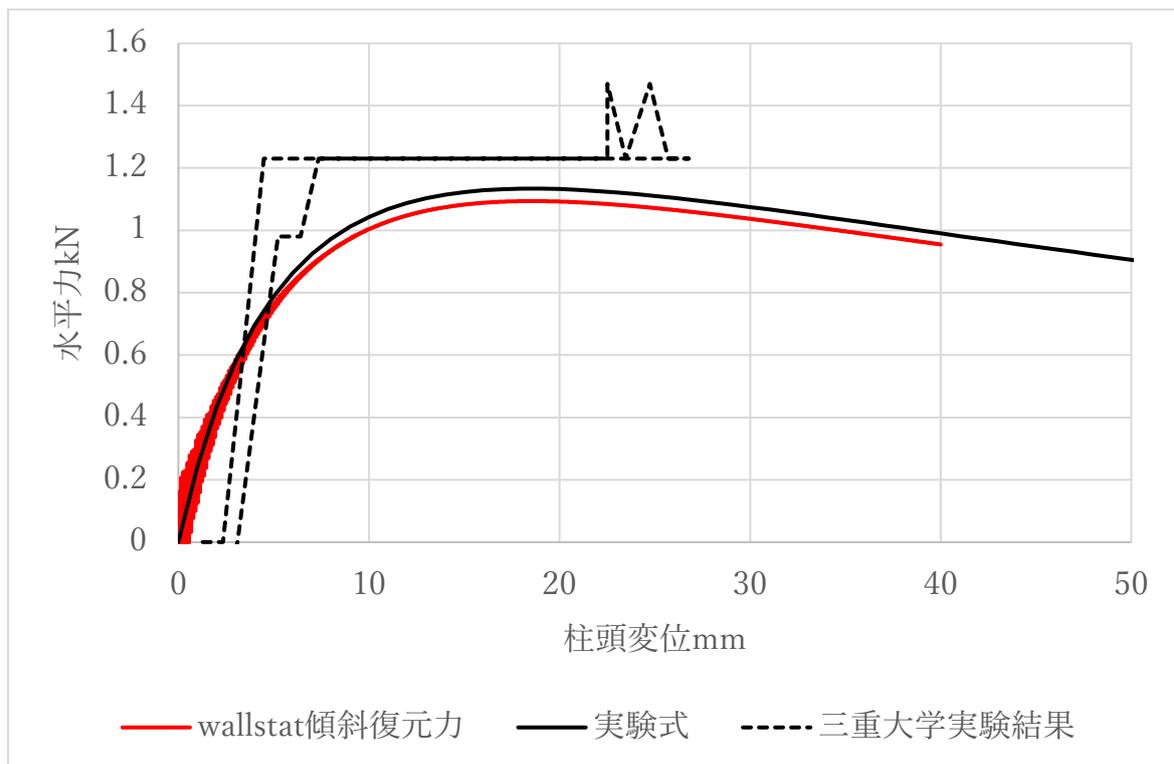


図 3.2-3 柱傾斜復元力解析結果

3.3 柱脚ダンパーモデルの構築

3.3.1 モデル構築の方法

前章のダンパーあり試験体の静的加力試験結果および付録要素試験の結果から粘弾性ダンパーのモデル化を行う。前節のモデルにせん断ばねおよび圧縮引張ばねを付与する。図 3.3-1 に wallstat におけるせん断ばねのモデル化概要を、図 3.3-2 にせん断ばねのパラメータファイルのフォーマットを、図 3.3-3 に圧縮引張ばねのモデル化概要を、図 3.3-4 に圧縮引張ばねのパラメータファイルのフォーマットを示す。また、以上のバネを用いて作成するモデルを図 3.3-5 に示す。

wallstat_pro フォルダ内にある parm.csv ファイルのせん断ばね 1 と引張ばね 1 にデータを入力する。柱傾斜復元力および梁要素 1 の値は前節と同様である。表 3.3-1 にせん断ばねに入力したデータを、表 3.3-2 に引張ばねに入力したデータを示す。なお、今回は wallstat 開発者である中川先生に減衰係数を入力できるようにプログラムを変更していただいた。

次に、同フォルダ内の studio_pro.exe において任意バネを用いてモデルの構築を以下の手順で行う。

- ①前節に作成したモデルを用いる
- ②図 3.3-6 に示すように立面 X を開き任意バネを選択しモデルを構築する
- ③図 3.3-7 に示すように立面 Y を開き剛棒でトラスを構築する
- ④以下、前節と同様である

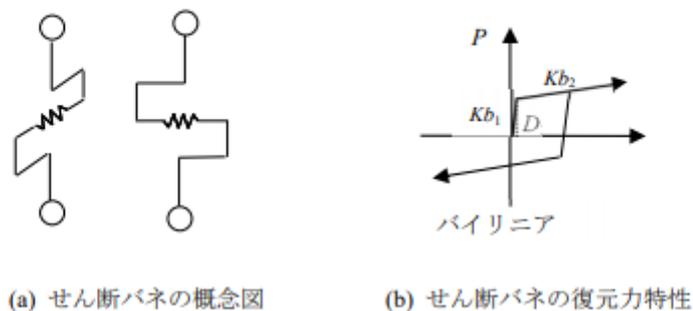


図 3.3-1 せん断ばねモデル化概要

(wallstat440b17/pro/パラメータ集_200714.pdf, p7)

※パラメータファイル→せん断ばねの設定 parm.csv (CSV形式ファイル)

211,	215,	367,	13,	-24
212,	215,	4000,	115,	-271,
213,	216	2200,	64,	-149,
...	...			
...	...			

1列: パラメータ ID 2列: バネの種類 3~4列: バネの1次~3次剛性 $K_{S1} \sim K_{S3}$ (kN/m) 5列: バネの骨格曲線の変曲点 D_1 (m)

図 3.3-2 せん断ばねのパラメータファイルのフォーマット

(wallstat440b17/pro/パラメータ集_200714.pdf, p7)

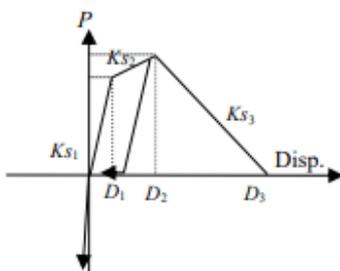


図 3.3-3 圧縮・引張ばねモデル化概要

(wallstat440b17/pro/パラメータ集_200714.pdf, p8)

※パラメータファイル→引張圧縮ばねの設定 parm.csv (CSV形式ファイル)

221,	220,	367,	13,	-24	0.003,	0.011	0.05	250000
222,	220,	4000,	115,	-271,	0.002,	0.015	0.05	250000
223,	220,	2200,	64,	-149,	0.002,	0.015	0.05	250000
...	...							
...	...							

1列: パラメータ ID 2列: バネの種類 3~5列: バネの1次~3次剛性 $K_{S1} \sim K_{S3}$ (kN/m) 6,7列: バネの骨格曲線の変曲点 $D_1 \sim D_3$ (m) 8列: 圧縮方向の剛性

図 3.3-4 圧縮・引張ばねのパラメータファイルのフォーマット

(wallstat440b17/pro/パラメータ集_200714.pdf, p8)

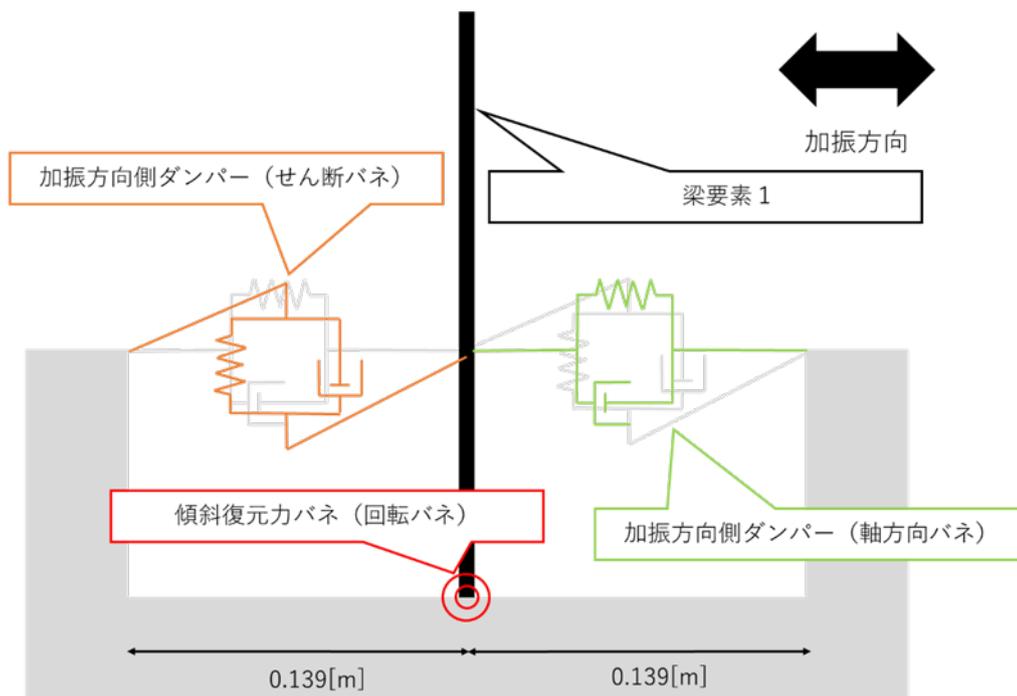


図 3.3-5 各バネの配置図

表 3.3-1 せん断ばね 1 入力データ

せん断ばね 1		Kb_1 [kN/m]	Kb_2 [kN/m]	D_1 [m]	減衰係数[kNs/m]
211	212	486	469.8	0.01	161.1

表 3.3-2 引張ばね 1 入力データ

引張ばね 1		Ks_1 [kN/m]	Ks_2 [kN/m]	Ks_3 [kN/m]	D_1 [m]
221	225	500	0.001	-1	0.007
D_2 [m]	D_3 [m]	圧縮剛性[kN/m]	減衰係数[kNs/m]		
0.4	5.6	200	322.2		

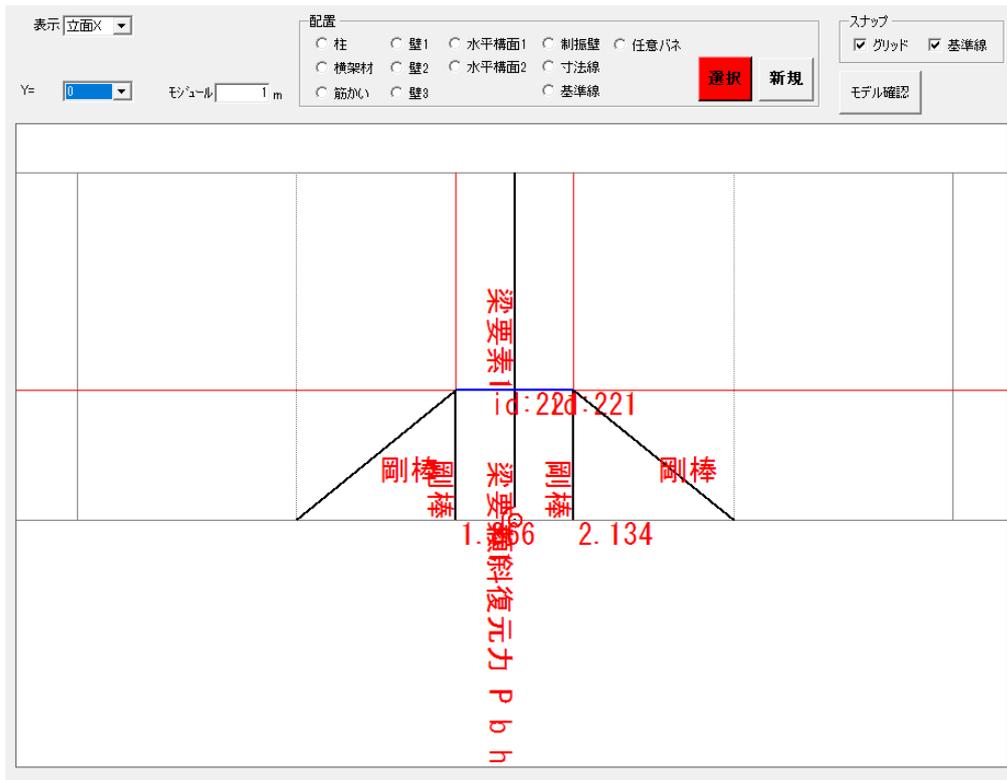


図 3.3-6 解析モデル(立面 X)

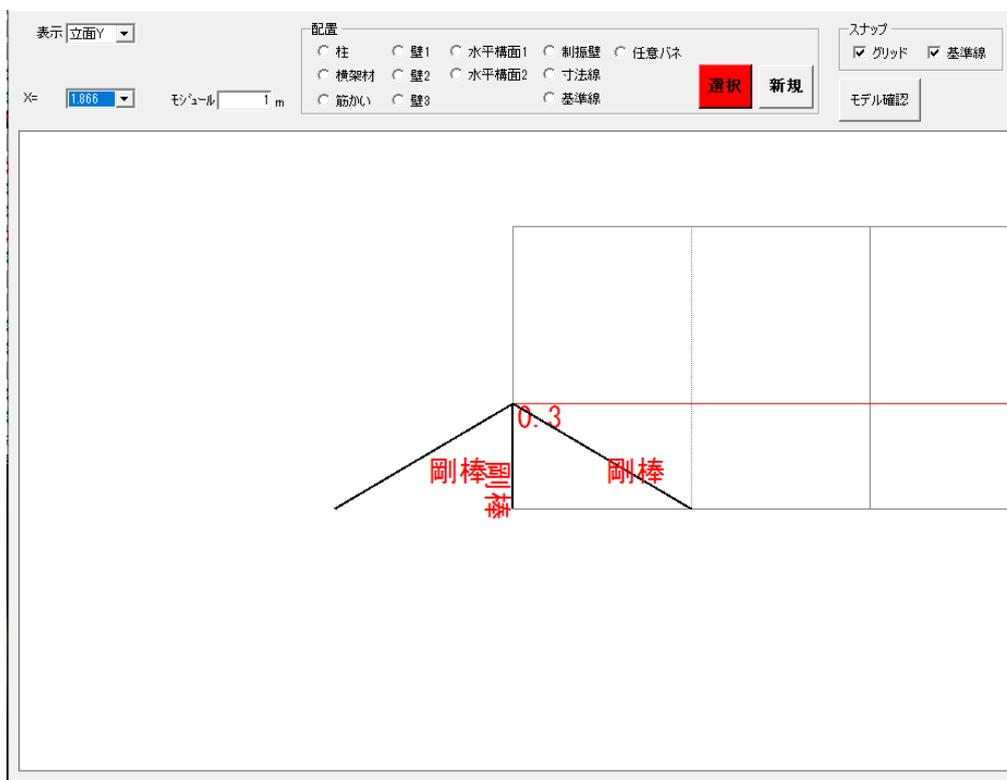


図 3.3-7 解析モデル(立面 Y)

3.3.2 解析結果

前節で得られた解析結果をまとめる。図 3.2-8 に wallstat で構築したダンパーの解析結果と前章のダンパーあり試験体の実験結果を比較して示す。

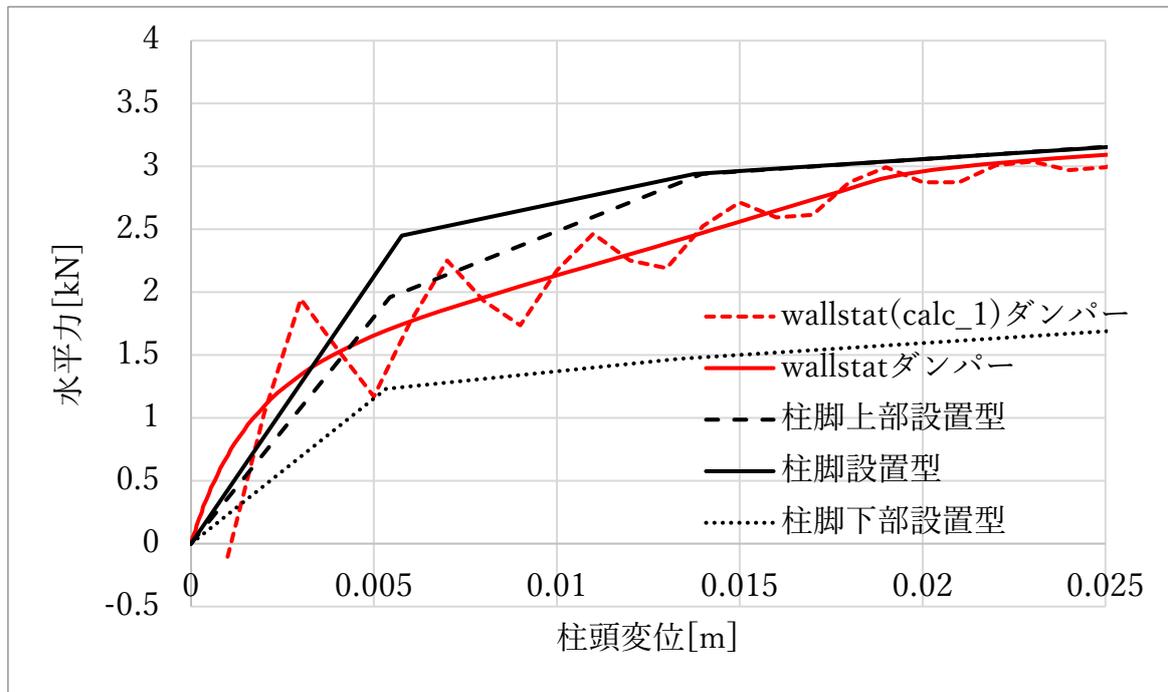


図 3.2-8 実験結果と解析結果の比較

3.4 時刻歴応答解析

3.4.1 概要

本章 3.2 および 3.3 で作成した柱傾斜復元力モデル(図 3.2-3)と柱脚ダンパー(図 3.3-6)において時刻歴応答解析を行い、柱頭部の最大応答変位を確認することで本研究の柱脚ダンパーの効果検討を行う。

3.4.2 粘性係数

粘性係数 C の値としては、粘弾性体要素試験の結果から圧縮・引張変形量が 0mm の状態（純せん断状態）の粘性係数を平均し、要素試験時の粘弾性体寸法と静的加力実験時の粘弾性体面積の比率から係数倍したものを、せん断ばねと圧縮引張ばねに入力した。

3.4.3 入力波形

図 3.4-1 に sin 波(0.2Hz)を、図 3.4-2 に sin 波(1Hz)を、図 3.4-3 に sin 波(2Hz)を示す。いずれも最大応答加速度は 500gal である。

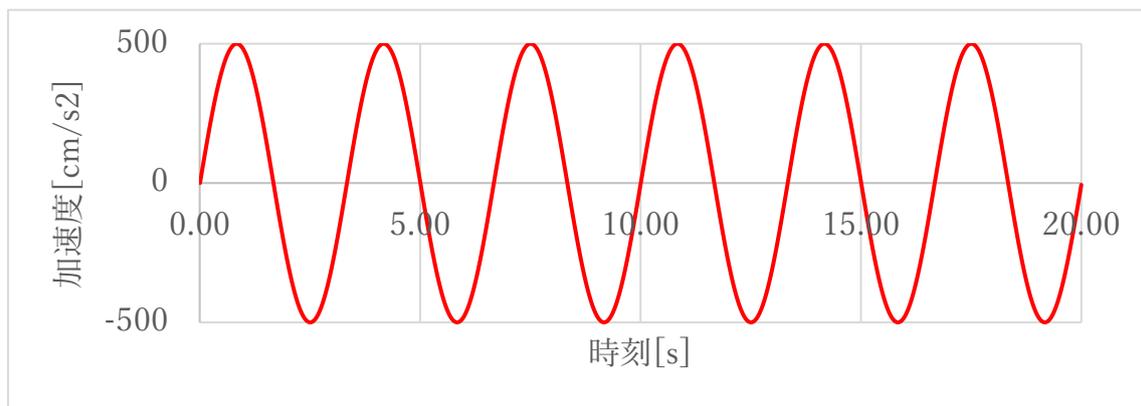


図 3.4-1 sin 波(0.2Hz)

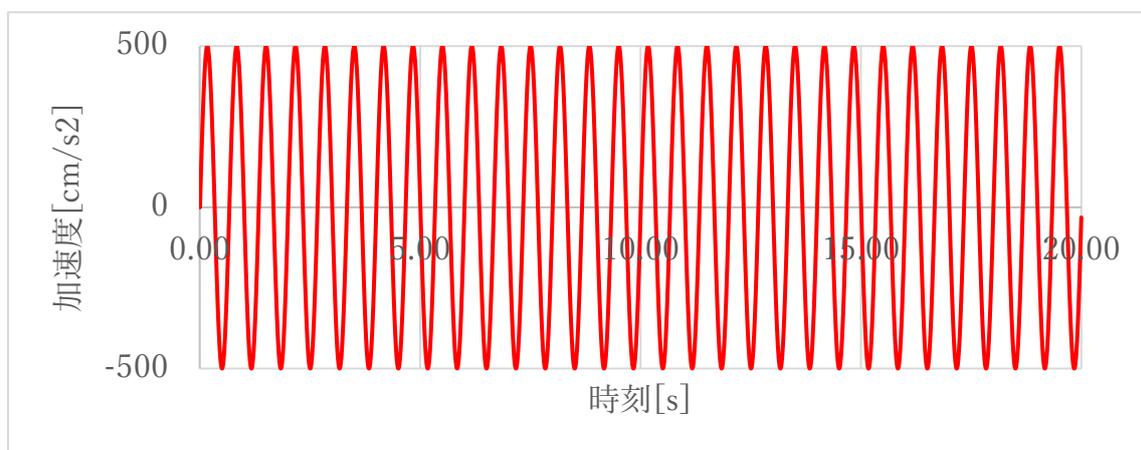


図 3.4-2 sin 波(1.0Hz)

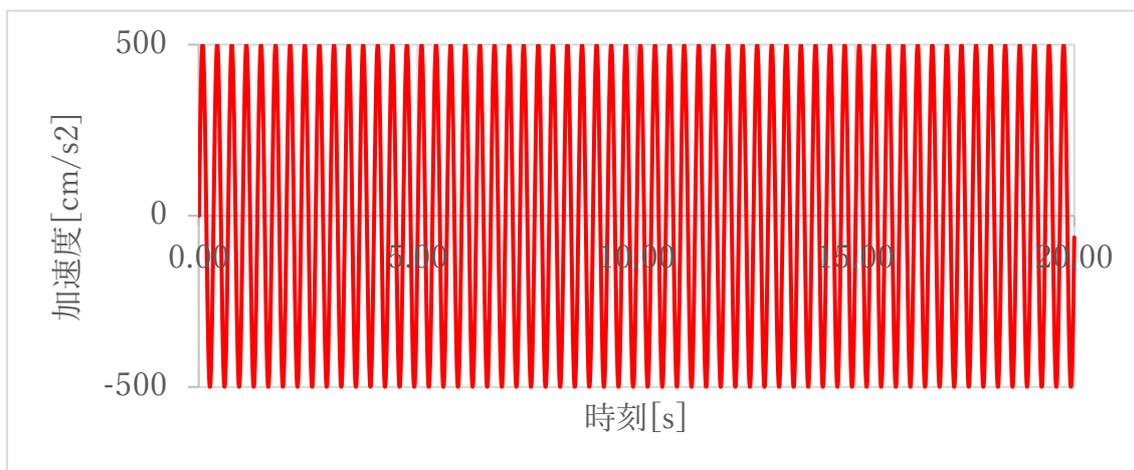


図 3.4-2 sin 波(2.0Hz)

3.4.4 解析結果

得られた解析結果をまとめる。また図 3.4-4 に sin 波(0.2Hz)における時刻歴応答変位を、図 3.4-5 に sin 波(1Hz)における時刻歴応答変位を、図 3.4-6 に sin 波(2Hz)における時刻歴応答変位を示す。

wallstat_pro では既存の入力波以外を使用する場合、calc_1 を経由した計算を行わなくてはならない。もともと calc_1 で復元力特性にカクツキがみられた傾斜復元力ばねの傾向が、sin 波(0.2Hz)上で顕著に表れたと考える。

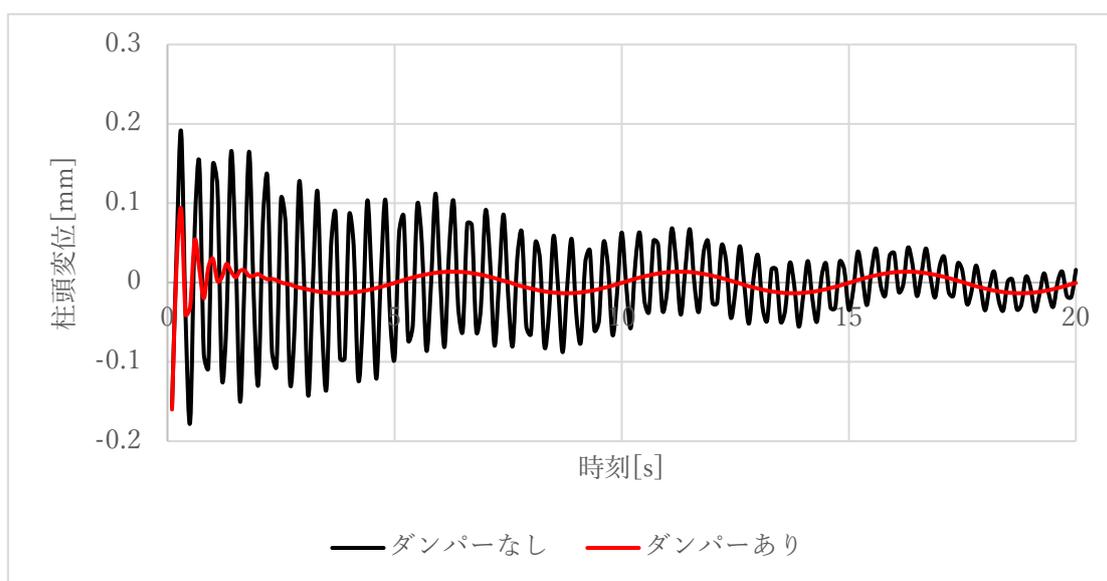


図 3.4-4 時刻歴応答変位図(0.2Hz)

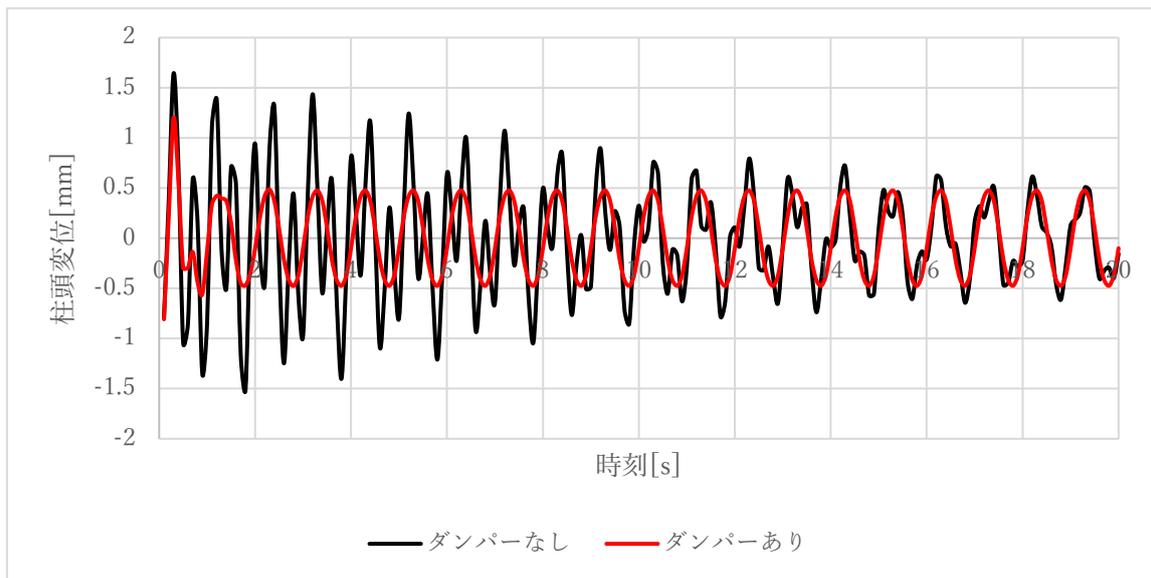


図 3.4-5 時刻歴応答変位図(1.0Hz)

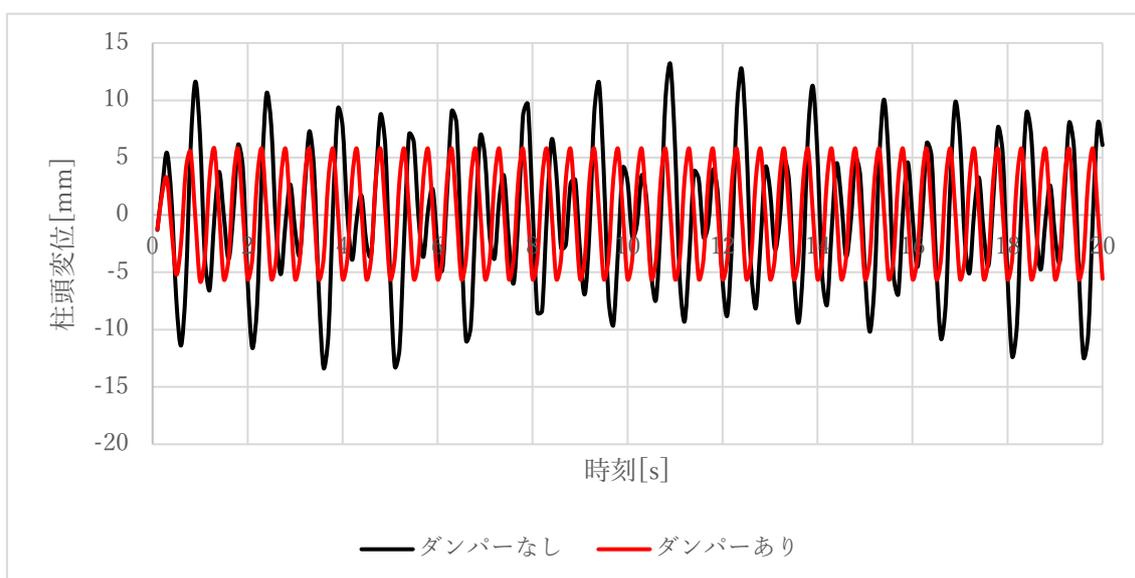


図 3.4-6 時刻歴応答変位図(2.0Hz)

3.5 まとめ

本章では、拡張個別要素法を用いた柱単体モデルにおける柱脚ダンパーの解析を行った。

3.2.2 の柱単体に傾斜復元力ばねを付与したモデルをプッシュオーバー解析した結果は、既往の研究から得られた式と非常によく一致しているといえる。

3.3.2 では柱単体に柱脚ダンパーを付与したモデルをプッシュオーバー解析した結果については、計算の処理方法が異なる二通りの解析を行い、どちらも第2章の実験結果に近い復元力特性を得られた。calc_1 で計算したモデルは復元力特性にカクツキがみられるが大変形まで追従が可能である。カクツキの原因は、柱傾斜復元力ばねを用いたときに発生することが確認された。また、wallstat_pro 上で計算したモデルはカクツキがみられないが傾斜復元力の負勾配まで柱頭変位が進むと水平力が低下せずに上昇してしまうエラーが発生したことが確認された。

3.4.4 では時刻歴応答解析を行った結果を示した。sin 波(2.0Hz)の結果以外、芳しくない結果となった。これらの原因になったことをまとめる。wallstat_pro では既存の入力波以外を使用する場合、calc_1 を経由した計算を行わなくてはならないため、もともと calc_1 で復元力特性にカクツキがみられた傾斜復元力ばねの傾向が、sin 波(0.2Hz)上で顕著に表れたと考える。

第4章

伝統的木造架構モデルにおける柱脚ダンパーの解析的研究

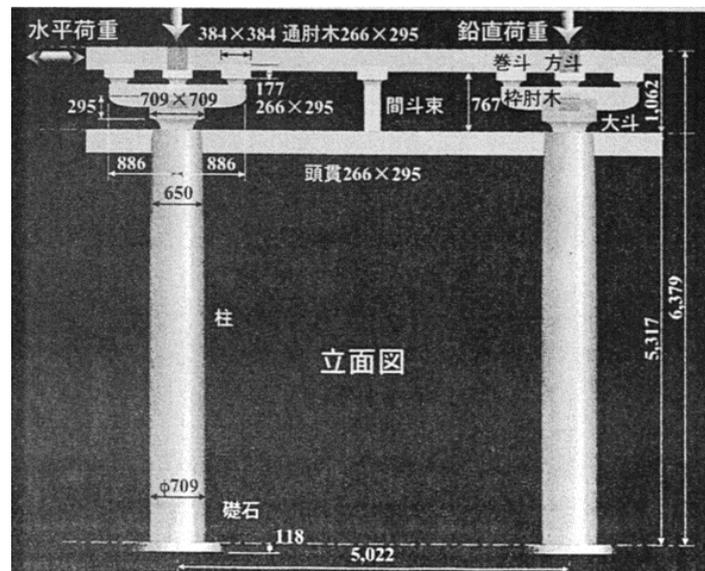
4.1 はじめに

本章では、本研究の柱脚ダンパーの効果検討を架構レベルで行うべく三次元架構モデルを用いた解析を行う。

4.2 三次元モデルの構築

4.2.1 概要

軽部ら¹⁵⁾¹⁶⁾が行った実大水平加力実験の架構試験体(伝統木造架構)を参考にした3次元架構モデルを作成する。図4.2-1に実大伝統木造架構の立面図を図4.2-2に実大伝統木造架構の平面図を示す。



$\Phi = 709[\text{mm}]$
 $h = 6379[\text{mm}]$

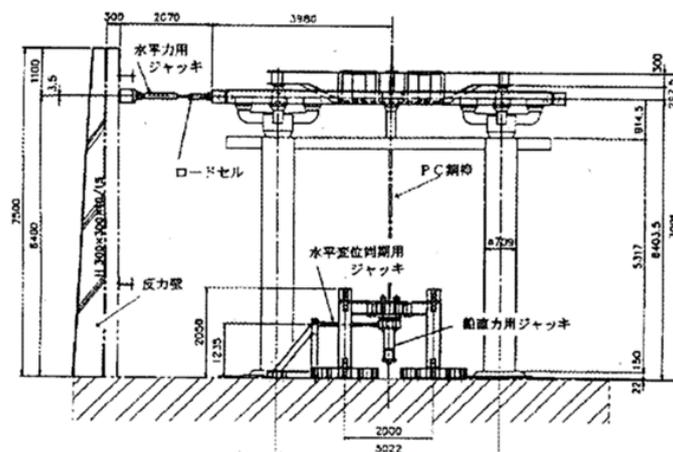


図 4.2-1 実大伝統木造架構(立面図)

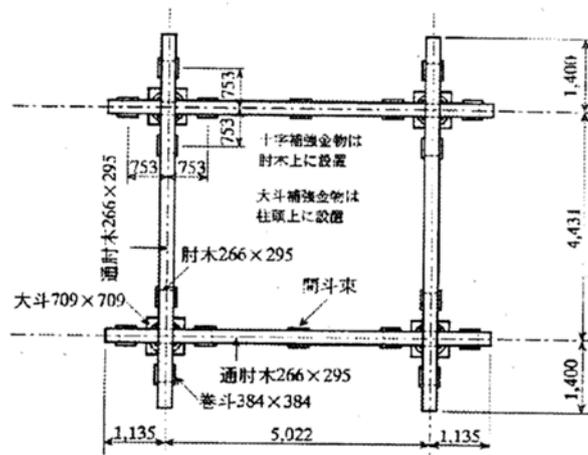


図 4.2-2 実大伝統木造架構(平面図)

4.2.2 モデル接合部の剛性

本モデルにおいて通し貫接合部および三角形変位めり込みが確認されており、各部分で剛性を求める必要がある。木造軸組工法の許容応力度設計¹⁷⁾を参考に導出する。以下に計算式を示す。

(1) 弾性域における三角形変位めり込み基準式

めり込み抵抗型のモーメント抵抗接合部は、以下の手順で求めることができる。

$$\sum M(\text{N} \cdot \text{cm}) = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{\perp} \theta}{Z_0} \left[\frac{2Z_0}{3x_p} \times \left(1 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} \right) + \frac{1}{3} \right]$$

降伏変形角

$$\theta_y = \frac{Z_0 F_m}{x_p E_{\perp} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}}$$

ここで、上式における諸変数は以下のとおり。

$$C_x = 1 + \frac{2Z_0}{3x_p} \left(2 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} - e^{-\frac{3x_2}{2Z_0}} \right), \quad C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p}$$

$$C_y = 1 + \frac{2Z_0}{3ny_p} \left(2 - e^{-\frac{3ny_1}{2Z_0}} - e^{-\frac{3ny_2}{2Z_0}} \right), \quad C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_p}$$

E_{\perp} : 全面横圧縮ヤング係数 ($E_{\perp} \doteq \frac{1}{50} E$ とする)

n：繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数(接合部の設計につかる樹種グループ(Jn)別に定める)

J1：べいまつ・くろまつ・あかまつ・からまつ・つが n=7

J2：べいひ・べいつが・ひば・ひのき・もみ n=6

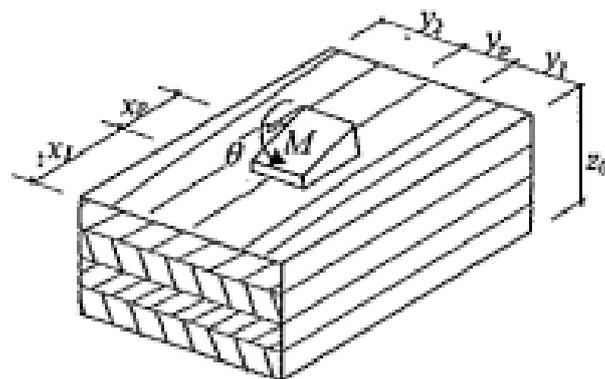
J3：とどまつ・えぞまつ・べにまつ・スプルス・すぎ・べいすぎ n=5

F_m ：縁端距離を無限大としたときのめり込み降伏応力度($F_m \doteq 2.4 \times$ 長期許容めり込み応力度)

x_1, x_2, x_p : 図 4.2.3 の寸法(cm)

x_1, x_2, y_p : 図 4.2.3 の寸法(cm)

x_1, x_2, z_p : 図 4.2.3 の寸法(cm)



C_r の計算の際は $x_2 = x_1$ とおく

図 4.2-3 三角形変位めり込み

(木造軸組工法住宅の許容応力度設計, p56-57, 2017)

(2) 通し貫接合部の回転剛性と降伏モーメントの計算式

図 4.2.4 に示すように、一方の材が他方の柱材を貫通して、接合部の両側に十分伸びている場合は、下式を適用できる。

回転剛性 K_0 :

$$K_0 (\text{N} \cdot \text{cm}/\text{rad}) = x_p^2 y_p E_{\perp} \left\{ \frac{x_p}{Z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + 0.5 C_{xm} \right\}$$

x_p : 図 4.2-4 の寸法 (cm)

y_p : 図 4.2-4 の寸法 (cm)

z_p : 図 4.2-4 の寸法 (cm)

降伏モーメント M_y :

$$M_y = \frac{K_{\theta} Z_0 F_m}{x_p E_{\perp} C_{xm} \sqrt{C_{ym}}}$$

E_{\perp} 、 n 、 F_m 、 C_{xm} 、 C_{ym} は(1)弾性域における三角形変位めり込み基準式と同じ

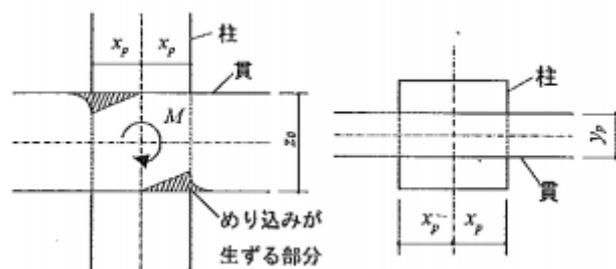


図 4.2-4 通し貫接合部

(木造軸組工法住宅の許容応力度設計, p56-57, 2017)

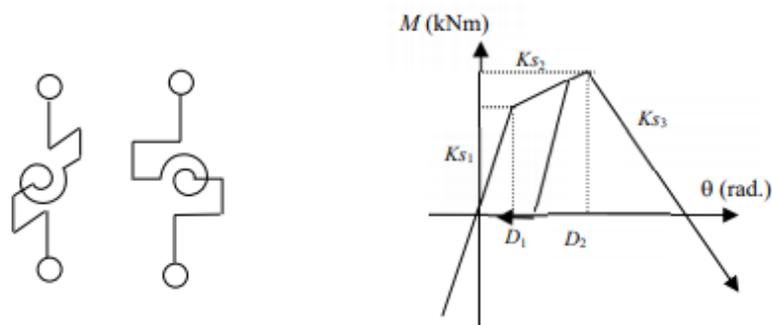
4.2.3 モデルの構築方法

(1) 伝統木造架構モデル(ダンパーなし)

伝統木造架構のモデル化を行う。図 4.2-5 に wallstat における接合部回転バネのモデル化概要を、図 4.2-6 に接合部回転バネのパラメータフォーマットを、表 4.2-7 に伝統木造架構の柱単体のデータを示す。

wallstat_pro フォルダ内にある parm.csv ファイルに数値を入力する。表 4.2-2 に梁要素 1,2 に入力したデータを、表 4.2-3 に柱傾斜復元力に入力したデータを、表 4.3-4 に接合部回転ばね 1,2 に入力したデータを、表 4.3-5 に引張ばねに入力したデータを、表 4.3-6 にせん断ばねに入力したデータを示す。

次に、同フォルダ内の studio_pro.exe において任意バネを用いてモデルを構築した。図 4.2-3 に平面図(2F)を、図 4.2-4 に平面図(RF)を、図 4.2-5 に立面 X を、図 4.2-6 に 3D モデルを示す。なお、1F の階重量は 35.2kN とした。



(a) 回転バネの概念図 (b) 回転バネの復元力特性

図 4.2-5 接合部回転バネのモデル化概要

301,	3,	367,	13,	-24	0.003,	0.011
302,	3,	4000,	115,	-271,	0.002,	0.015
303,	3,	2200,	64,	-149,	0.002,	0.015
...
...

1 列: パラメータ ID
 2 列: バネの種類
 3~5 列: バネの 1 次~3 次剛性 $K_{S1} \sim K_{S3}$ (kN/m)
 6, 7 列: バネの骨格曲線の変曲点 $D_1 \sim D_2$ (m)

図 4.2-6 接合部回転バネのパラメータファイルのフォーマット

(wallstat440b17/pro/パラメータ集_200714.pdf, p10)

表 4.2-1 伝統木造架構の柱単体のデータ

柱	断面形状		[mm]	Φ-709
	高さ		[mm]	5317
	ヤング係数		[kN/cm ²]	950
鉛直荷重			[kN]	245
			[N/mm ²]	0.62
復元力		計算値	[kN]	26.1

表 4.2-2 梁要素 1,2 入力データ

梁要素 1		E	ly	lz	Mx	My	A
11	1	9500000	0.021176	0.021176	3698.414	3698.414	0.5041
梁要素2		E	ly	lz	Mx	My	A
12	1	9500000	0.000608	0.000492	225.99	251.1	0.081

表 4.2-3 柱傾斜復元力入力データ

傾斜復元力		P	b	h	減衰定数	軸力変動
330	37	245	0.71	5.3	0.02	0

表 4.2-4 接合部回転バネ入力データ

通し貫接合部		Ks ₁	Ks ₂	Ks ₃	D ₁	D ₂
31	3	4557.2	4550	-0.1	0.01242	0.05
三角形変位めり込み		Ks ₁	Ks ₂	Ks ₃	D ₁	D ₂
32	3	1244.1	1244	-0.1	0.02	0.05

表 4.2-5 引張ばね入力データ

引張ばね 1		Ks_1	Ks_2	Ks_3	D_1	D_2	D_3	圧縮剛性	減衰係数
221	225	3700	0.001	-1	0.007	0.4	5.6	1480	2384.28

表 4.2-6 せん断ばね入力データ

せん断ばね 1	Kb_1	Kb_2	D_1	減衰係数
211	212	3596.4	3476.5	0.01

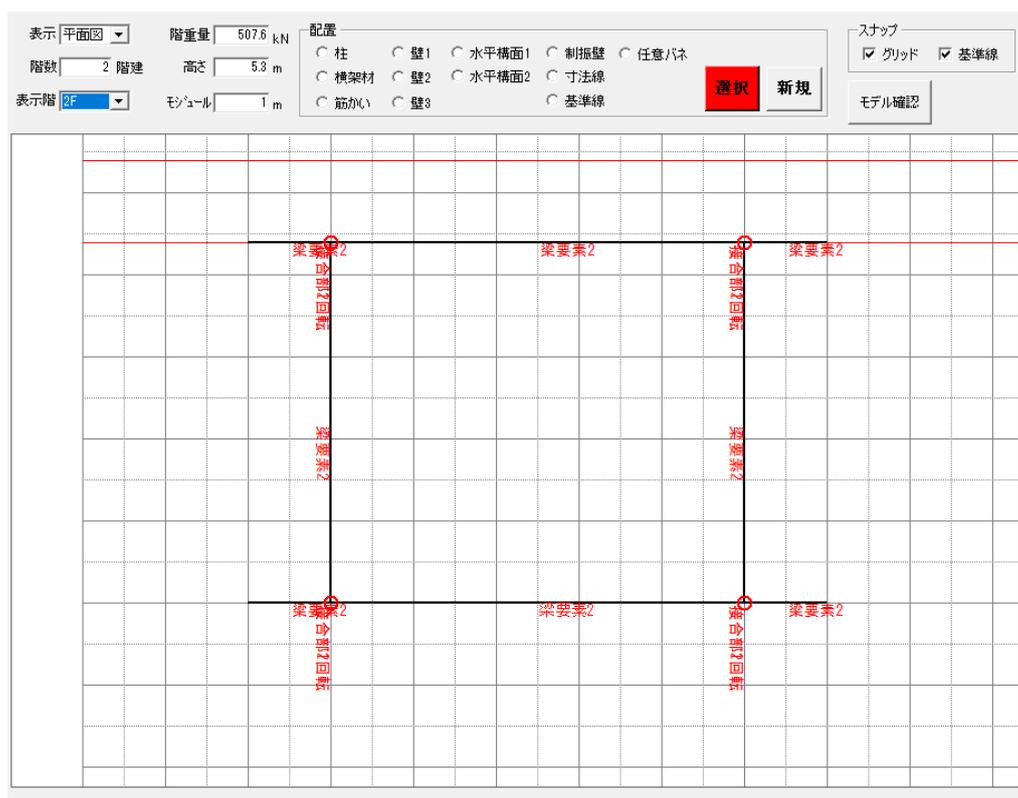


図 4.2-3 伝統木造架構モデル平面図(2f)

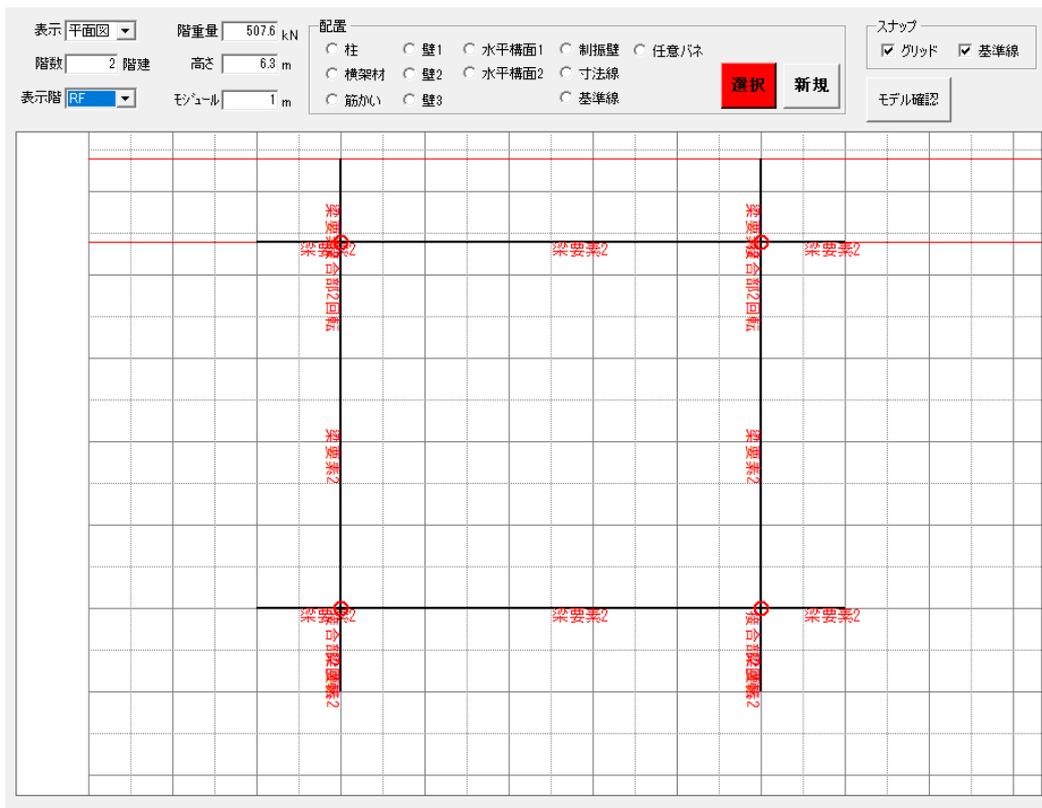


図 4.2-4 伝統木造架構モデル平面図(RF)

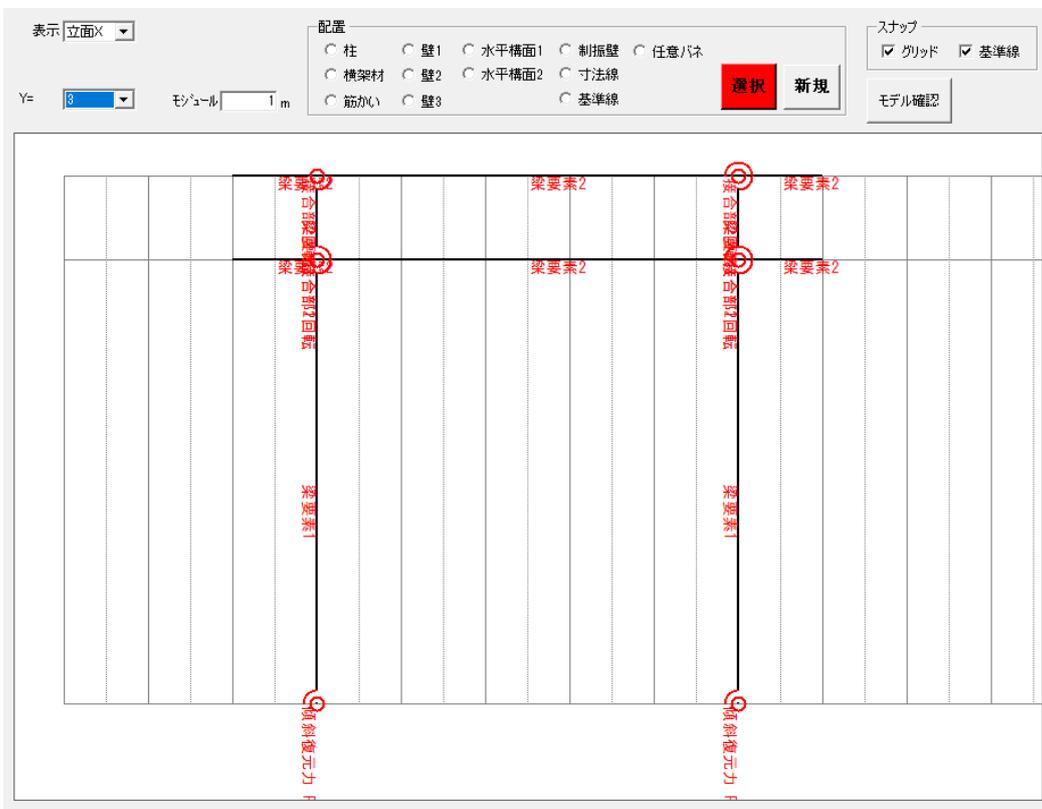


図 4.2-5 伝統木造架構モデル(立面 X)

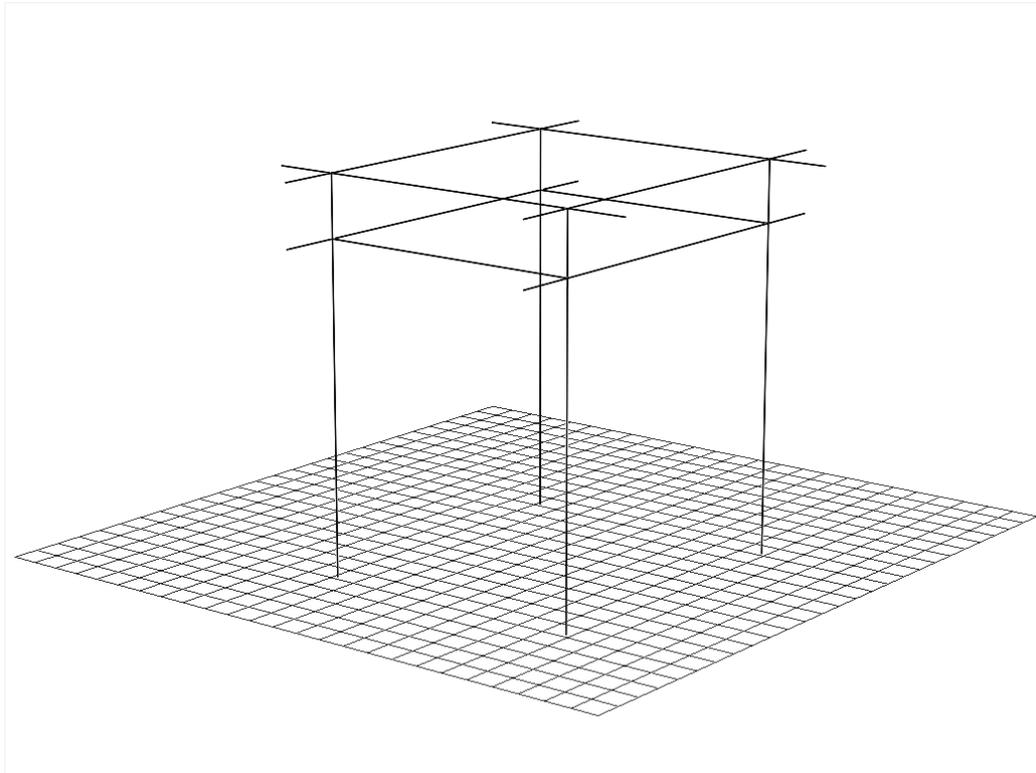


図 4.2-6 伝統木造架構モデル(3D モデル)

(2)伝統木造架構モデル(ダンパーあり)

(1)で作成したモデルにダンパーを付与する。studio_pro.exe において任意バネを用いてダンパーを構築した。図 4.2-7 に立面 X を、図 4.2-8 に 3D モデルを示す。

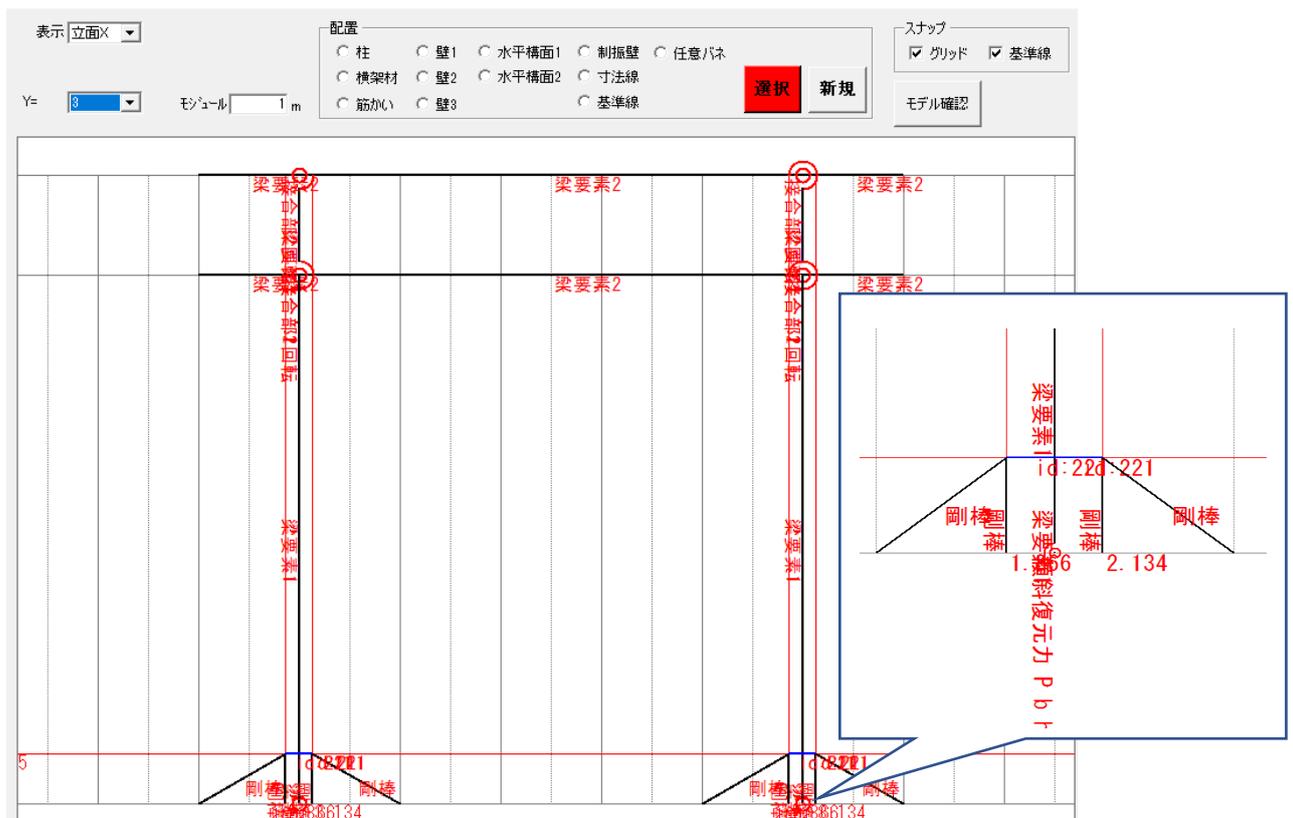


図 4.2-7 伝統木造架構ダンパー付与モデル(立面 X)

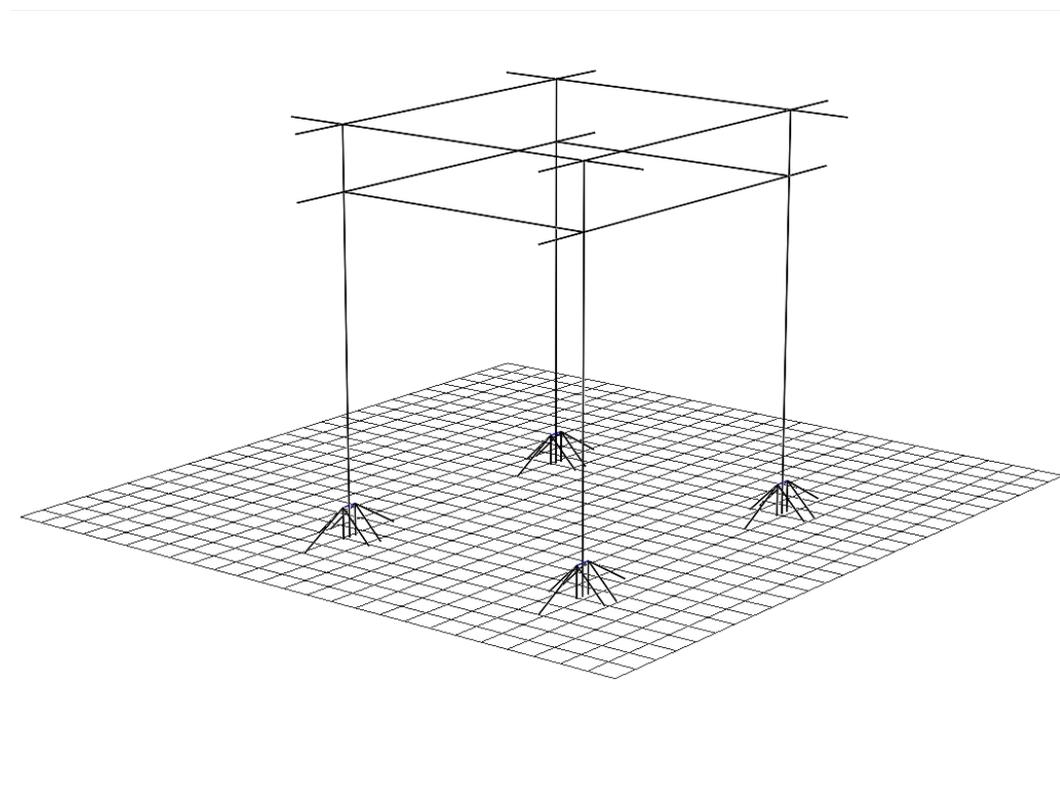


図 4.2-8 伝統木造架構ダンパー付与モデル(3D モデル)

4.2.4 解析結果

作成した架構モデル(柱脚ダンパーなし)の妥当性を検討する。図 4.2-9 に水平力-斗組上水平変位のグラフを示す。calc_1 を利用した柱傾斜復元力の解析は水平力が激しくぶれるため近似曲線を示した。また軽部らの実験結果との比較図を図 4.2-10 に示す。

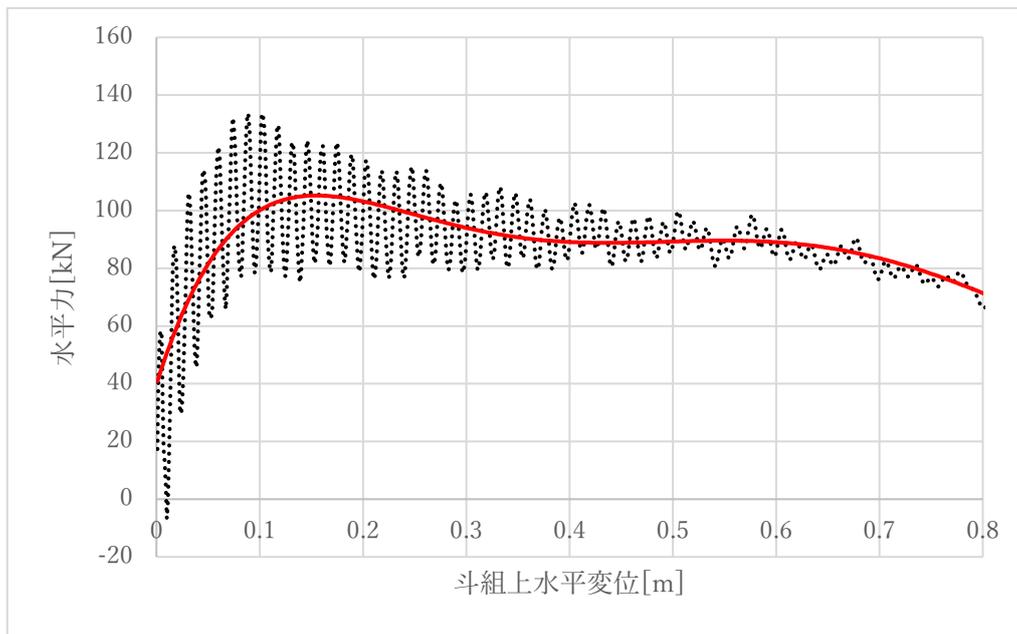


図 4.2-9 水平力-斗組上水平変位

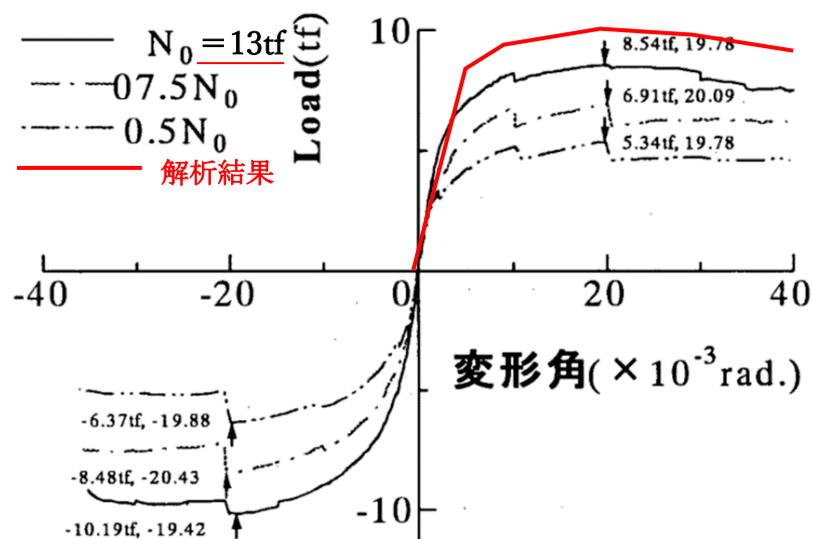


図 4.2-10 軽部らによる水平加力実験結果と解析結果の比較

4.3 時刻歴応答解析

4.3.1 概要

本章 4.2 で作成した伝統木造架構モデルと伝統木造架構モデル(ダンパーあり)において時刻歴応答解析を行い、本研究の柱脚ダンパーの効果を三次元架構モデルのレベルで検討する。

4.3.2 入力波形

図 4.3-1 に sin 波(0.2Hz)を、図 4.3-2 に sin 波(1.0Hz)を、図 4.3-3 に sin 波(2.0Hz)を、図 4.3-4 に wallstat に搭載されている極稀地震波(入力倍率 0.8,X 方向)の波形を示す。また、jma_神戸波(X 方向)を使用した。

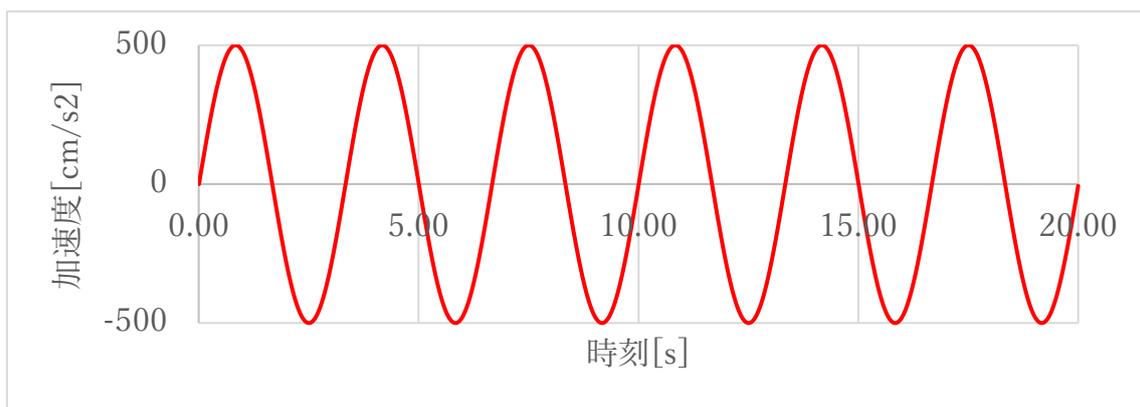


図 4.3-1 sin 波(0.2Hz)

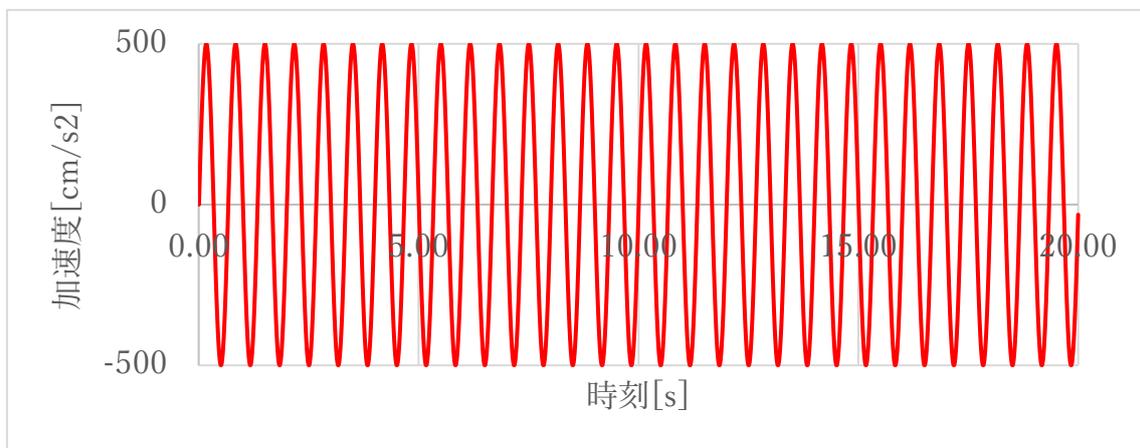


図 4.3-2 sin 波(1.0Hz)

得られた解析結果をまとめる。また図 4.3-5 に sin 波(0.2Hz)における時刻歴応答変位(斗組上変位)を、図 4.3-6 に sin 波(1.0Hz)における時刻歴応答変位(斗組上変位)を、図 4.3-7 に sin 波(2.0Hz)における時刻歴応答変位(斗組上変位)を、図 4.3-8 に極稀地震(2種地盤,入力倍率 0.8,X 方向,斗組上変位)における時刻歴応答変位を、図 4.3-9 時刻歴応答変位図(jma_神戸,X 方向,斗組上変位)を示す。

4.3.3 解析結果

図 4.3-4 極稀地震波(2種地盤,入力倍率 0.8,X 方向)

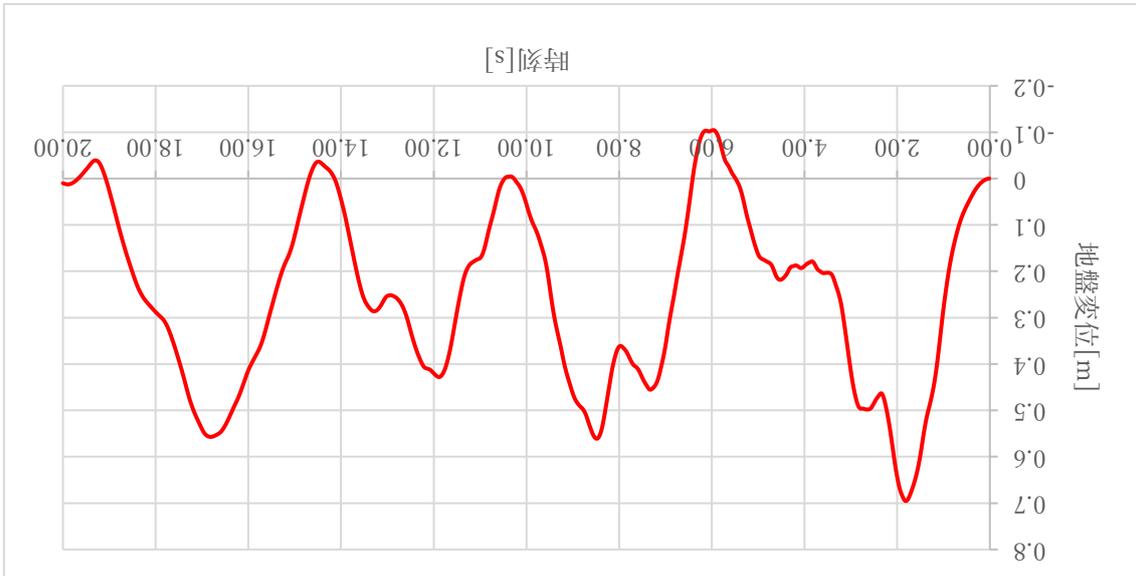
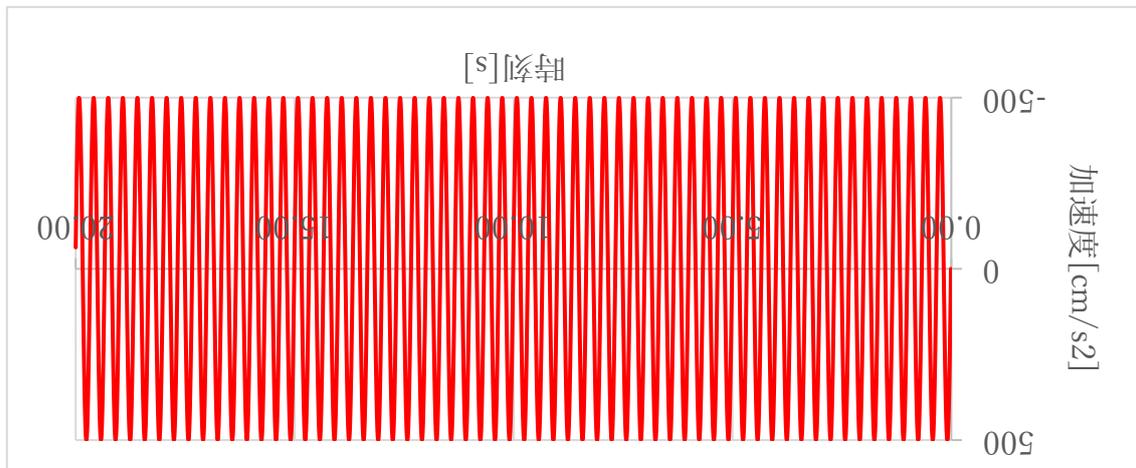


図 4.3-3 sin 波(2.0Hz)



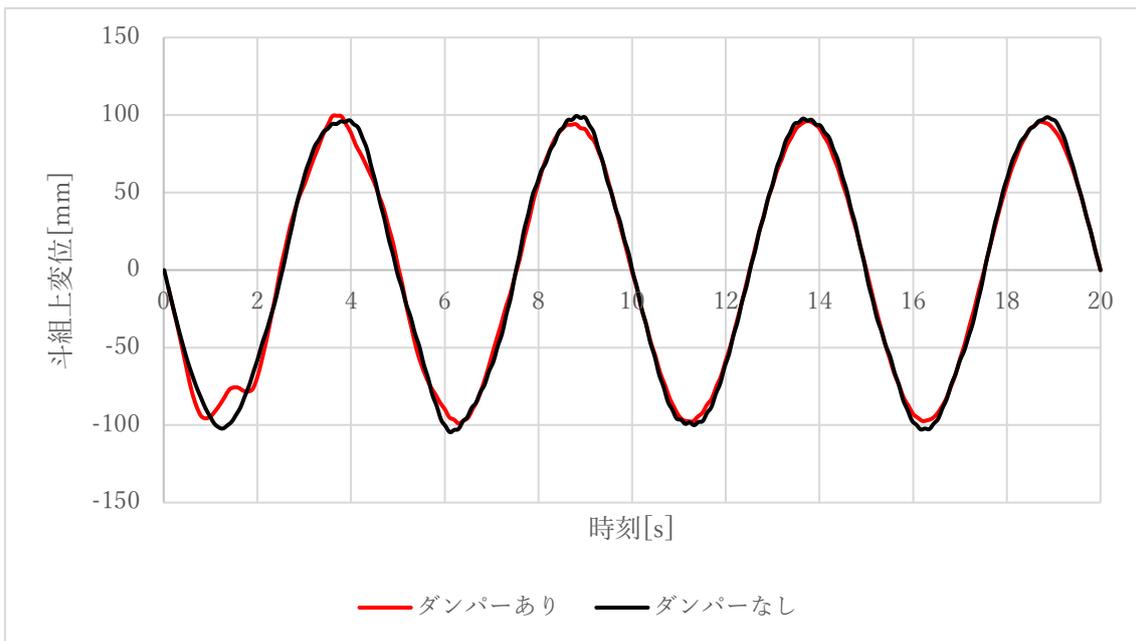


図 4.3-5 時刻歴応答変位図(0.2Hz,斗組上変位)

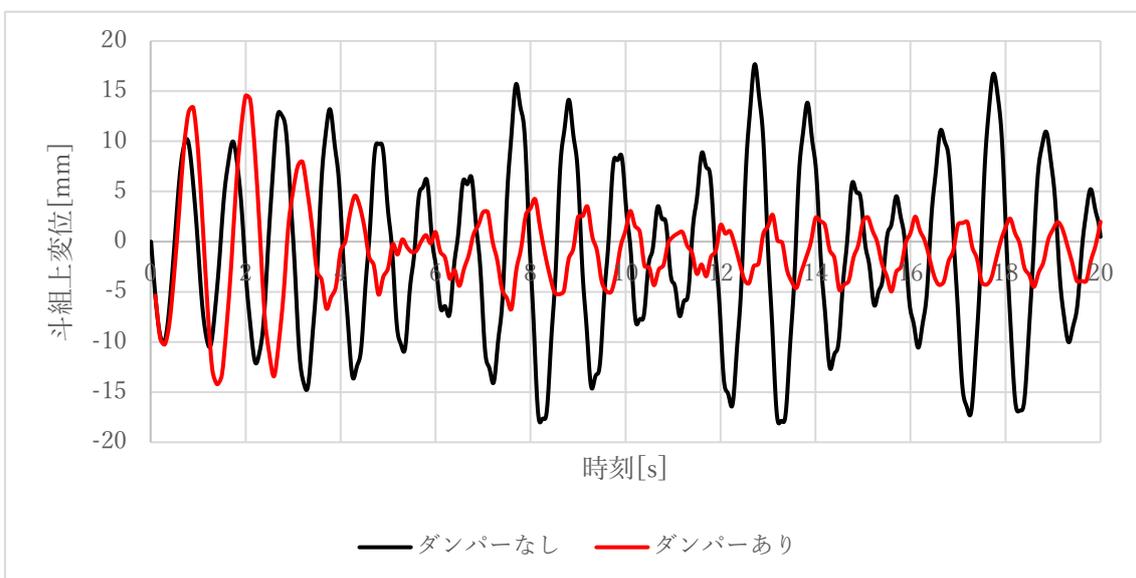


図 4.3-6 時刻歴応答変位図(1.0Hz,斗組上変位)

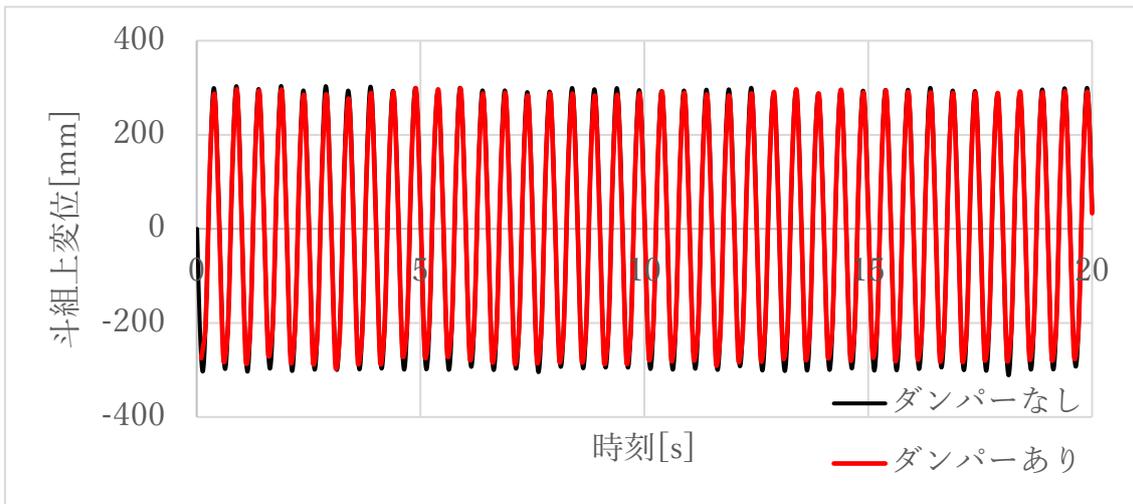


図 4.3-7 時刻歴応答変位図(2.0Hz,斗組上変位)

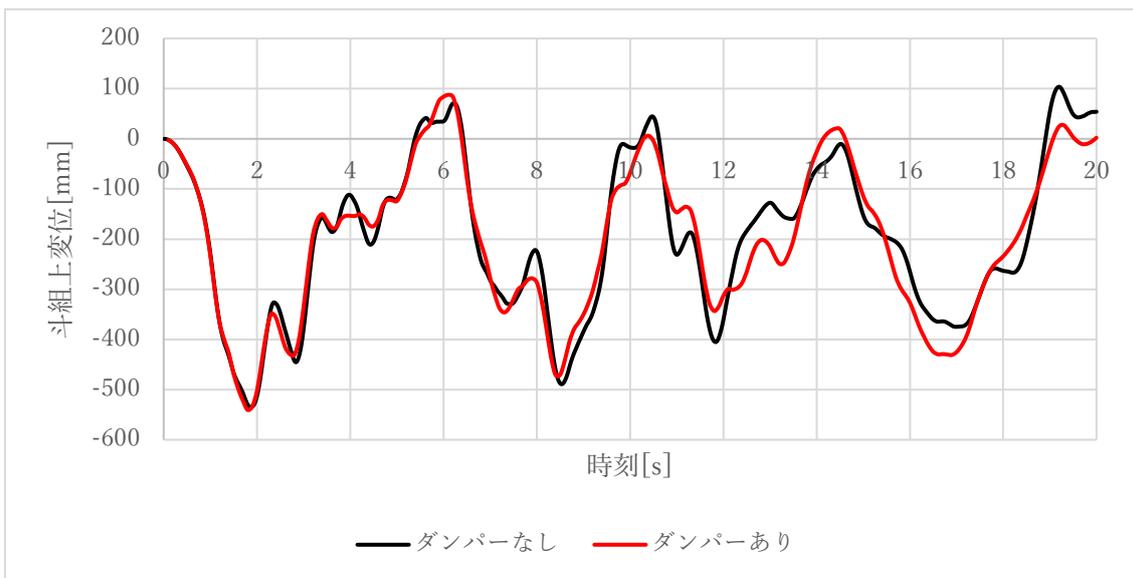


図 4.3-8 時刻歴応答変位図(極稀地震波,斗組上変位)

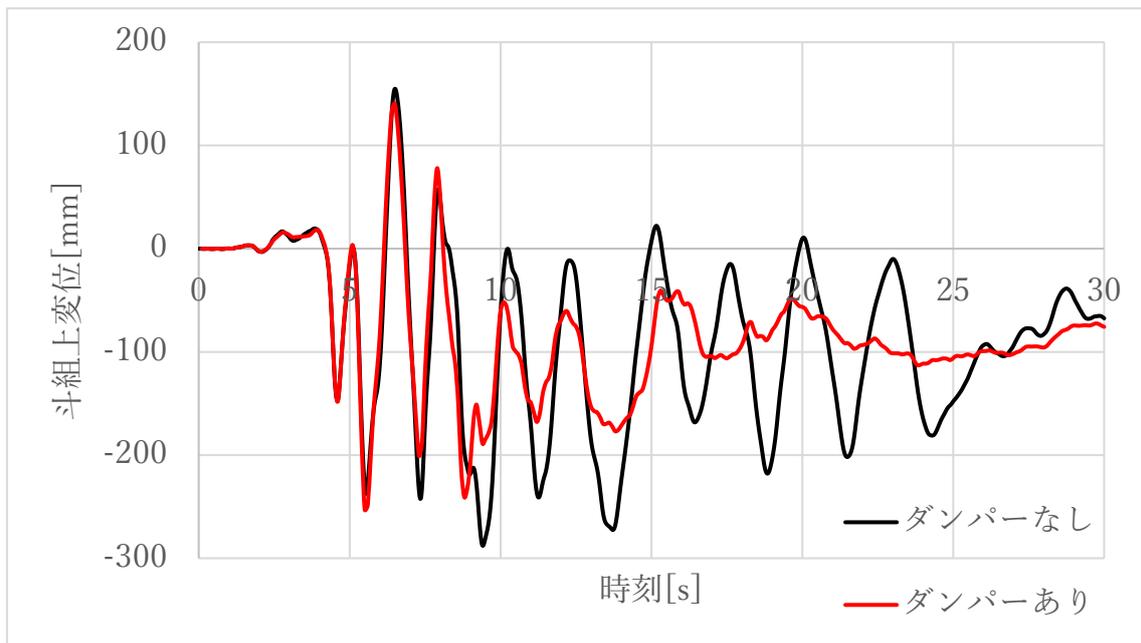


図 4.3-9 時刻歴応答変位図(jma_神戸,X 方向,斗組上変位)

4.4 まとめ

本章では wallstat 上で伝統木造架構モデルを作成し柱脚にダンパーを付与することで、ダンパーの有無により効果の検証を行った。

4.2.4 では伝統木造架構(ダンパーなし)のプッシュオーバー解析を行い既往の研究と比較した。実験結果より、初期剛性や負勾配の傾向がよく一致していることが確認できた。しかし、解析モデルは既往の研究に比べ最大荷重が増加した。これは軸力変動の有無によるもの、間斗束をモデル化していないことが考えられる。

4.3.3 時刻歴応答解析の結果は本来想定していたものより粘弾性ダンパーの効果を確認できなかった。これは、wallstat の計算が発散しないように本来のダンパーの設置位置と異なり高さ 0.5m に設置したこと、また、柱傾斜復元力ばねの不安定性および加振直交方向の粘弾性体要素を wallstat ではモデル化できなかったことが考えられる。

第5章

柱傾斜復元力に減衰を付加した
制震工法技術の動的加力実験計画

5.1 はじめに

2020年度実施だった動的加力試験は翌年の2021年度に延期となった。本章では動的加力試験の目的とその計画を示す。また、今後全体の計画を示す。

5.2 動的加力実験

5.2.1 実験概要

本動的加力試験は、木柱脚部に制振装置を設置することによる、水平剛性や抵抗力、減衰定数の増加傾向を把握し、ダンパー量を変数とした構成則のような関係式を設計資料として提案することを目的とする。図5.2-1に木柱単体の傾斜復元力を示しめす。制振装置には、軽量で経年劣化が少なく、メンテナンスが極力かからない粘弾性体ダンパーを用いる。

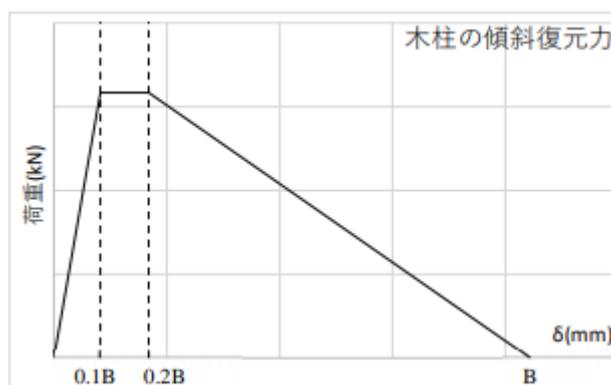


図 5.2-1 柱傾斜復元力

5.2.2 実験方法

試験体は $210 \times 210 \times 950\text{mm}$ の無節ヒノキ材を用いる。また、測定にはダンパー(無)試験体 2 体(+動作確認用 1 体)、ダンパー(有)試験体 3 体(+動作確認用 1 体)の計 7 体を用いる。図 5.2-2 に試験体一覧を示す。

試験装置の諸元を図 5.2-3 に示す。

測定項目を以下に示す。

試験機荷重:水平荷重、鉛直荷重

水平変位(3 点):スライドテーブル 2 点、柱頭変位 1 点 計 3 点

鉛直変位(2 点):スライドテーブルから頂部プレートまでの距離 2 点

加速度計(1 点):スライドテーブル上に 1 点

試験体の曲げ変形

粘弾性体の温度、気温:試験室内温度、試験前後の粘弾性体の温度

試験体一覧 計7体

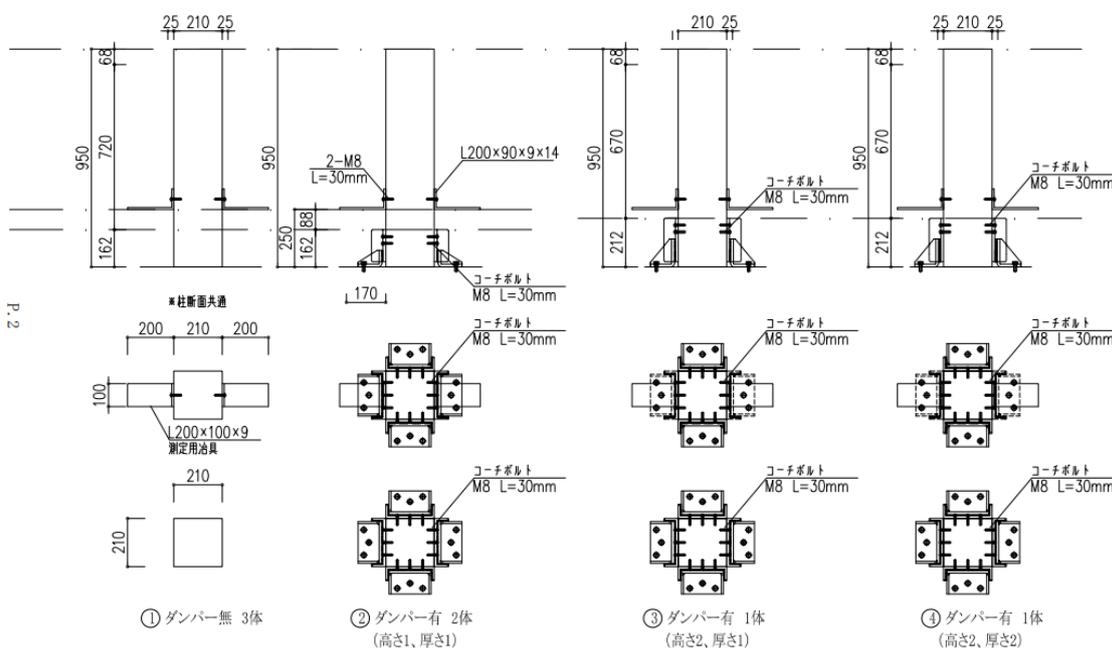
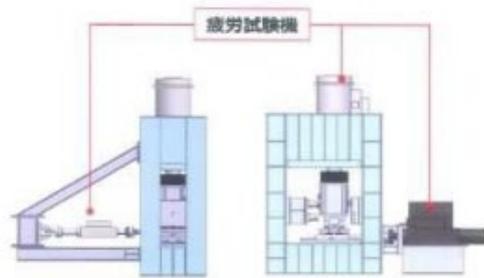
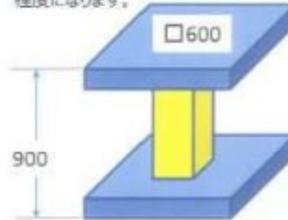


図 5.2-2 試験体一覧

1. 小型2軸装置(4号フレーム/水平二軸)



試験体と装置を締結するための取合いプレートを含んだ寸法として、最大600×600×900mmとします。この場合、鉛直ストロークの伸縮量は80mm程度になります。



装置	鉛直方向			水平方向		
	荷重 (kN)	ストローク (mm)	速度 [※] (mm/s)	荷重 (kN)	ストローク (mm)	速度 [※] (mm/s)
4号	2,000	±200	25 [50]	400	±250	1,000
				200	±200	250 [500]

※ カタログスペックにつき、諸条件によって80%程度になる場合があります。
【 】は油圧源を2台連動にした場合の速度。但し、鉛直 Or Y軸のどちらか一方のみ

株式会社コベルコ科研



図 5.2-3 実験装置

5.2.3 試験スケジュール

表 5.2-1 に 1 日目試験スケジュールを、表 5.2-2 に 2 日目試験スケジュールを示す。

表 5.2-1 1 日目試験スケジュール

1 日目	試験体名	加振方法	目的・詳細
①	ダンパーなし	正弦波1.0Hz	損傷の程度の確認
		正弦波2.0Hz	
②	ダンパーあり試験体	正弦波：損傷の大きかった周波数	3 体実施
③	ダンパーあり試験体	正弦波：損傷の大きかった周波数	直交方向を外したもの
			3 体実施

表 5.2-2 2 日目試験スケジュール

2 日目	試験体名	加振方法	目的・詳細
④	ダンパーあり試験体	正弦波：もう一方の周波数	直交方向を取り付けたもの
			3 体実施
⑤	ダンパーあり試験体	正弦波：損傷の大きかった周波数	変形角1/5rad
			1 体実施
⑥	各試験体		ヤング係数の測定

5.2.4 加振スケジュール

表 5.2-3 にダンパーなし試験体加振スケジュールを、表 5.2-4 にダンパーあり試験体加振スケジュールを、表 5.3-5 にダンパーあり試験体(加振直交方向のダンパーを取り外したもの)加振スケジュールを、表 5.3-6 にダンパーあり試験体(加振直交方向のダンパーを再取付)加振スケジュールを、表 5.3-7 にダンパーあり試験体(変形角 1/5)加振スケジュールを示す。

表 5.2-3 ①ダンパーなし試験体

Hz	振幅(柱頭変位mm)	cycle	波形	備考
1.0	3/600(4.8mm)	5	正弦波	No.1試験体
	5/600(7.9mm)	5	正弦波	
	12/600(19mm)	5	正弦波	約20分
	20/600(31.7mm)	5	正弦波	
	40/600(63.3mm)	5	正弦波	
2.0	3/600(4.8mm)	5	正弦波	No.2試験体
	5/600(7.9mm)	5	正弦波	
	12/600(19mm)	5	正弦波	約20分
	20/600(31.7mm)	5	正弦波	
	40/600(63.3mm)	5	正弦波	計40分

表 5.2-4 ②ダンパーあり試験体

Hz	振幅(柱頭変位mm)	cycle	波形	備考
1.0	3/600(4.8mm)	5	正弦波	3体
	or 5/600(7.9mm)	5	正弦波	試験時間
2.0	12/600(19mm)	5	正弦波	約20分×3=約60分
	20/600(31.7mm)	5	正弦波	合計時間
	40/600(63.3mm)	5	正弦波	約120分

表 5.2-5 ③ダンパーあり試験体(加振直交方向のダンパーを取り外したもの)

Hz	振幅(柱頭変位mm)	cycle	波形	備考
1.0	3/600(4.8mm)	5	正弦波	3体
or	5/600(7.9mm)	5	正弦波	試験時間
2.0	12/600(19mm)	5	正弦波	約20分×3=約60分
	20/600(31.7mm)	5	正弦波	合計時間
	40/600(63.3mm)	5	正弦波	約120分

表 5.2-6 ④ダンパーあり試験体(加振直交方向のダンパーを再取付)

Hz	振幅(柱頭変位mm)	cycle	波形	備考
1.0	3/600(4.8mm)	5	正弦波	3体
or	5/600(7.9mm)	5	正弦波	試験時間
2.0	12/600(19mm)	5	正弦波	約20分×3=約60分
	20/600(31.7mm)	5	正弦波	合計時間
	40/600(63.3mm)	5	正弦波	約120分

表 5.2-7 ⑤ダンパーあり試験体(変形角 1/5)

Hz	振幅(柱頭変位mm)	cycle	波形	備考
1.0		5	正弦波	1体(3体)
or		5	正弦波	試験時間
2.0	120/600	5	正弦波	約10分×3=約30分
		5	正弦波	合計時間
		5	正弦波	約60分(3体の場合)

5.3 今後の計画

伝統木造耐震補強研究開発プロジェクトのこれまでの流れ及び今後の流れを示す。

これまでの流れとして、本プロジェクトは2018年に発足し同年に静的加力試験を行った。2019年では粘弾性体の要素試験を行った。また、同年に柱脚ダンパーモデルの構築を行い、それをもとに実大木造架構モデルを用いた動的解析を行った。

今後の流れとして、本章で示した動的加力試験を行い、これらの結果から実採用物件に基づいた動的解析モデルを作成し行う。実験結果および解析結果より、耐震補強方法の提案を行う。最後に伝統的木造建築物に実施設計を行い地震観測による効果の検証を行う予定である。以下、図5.3-1に研究の流れを示す。

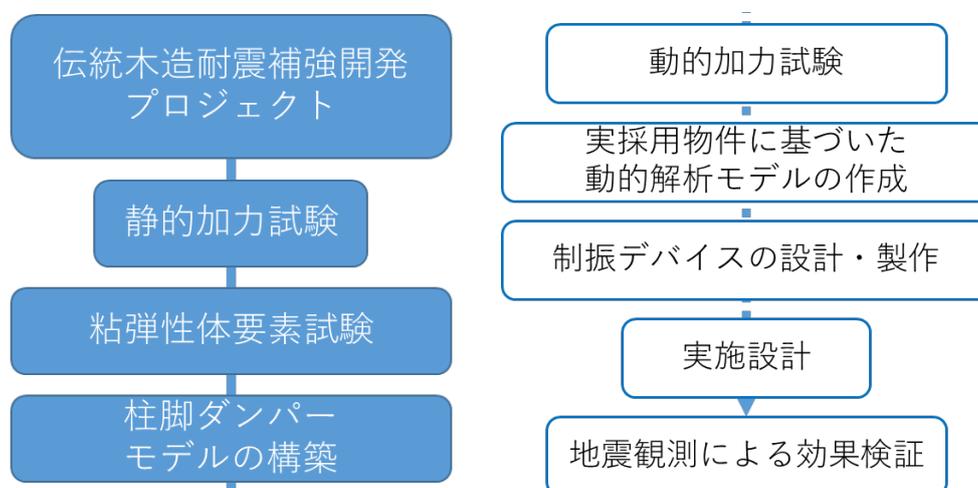


図 5.3-1 研究の流れ(左:現在まで 右:今後)

第 6 章

結論

6.1 本論文のまとめ

第1章では、研究に至るまでの背景をまとめ、既往の研究について整理することで伝統木造建築物の耐震補強開発の意義を示し、本研究の目的と位置付けを明確に説明した。

第2章では、柱単体における柱傾斜復元力特性の測定と柱脚に粘弾性ダンパーを付加した静的加力試験において加力時の挙動や粘弾性体の変形性状を正確に把握することを目的として実施した。また、試験体に使用した木材の緒言を明らかにし、材料特性を示した。

第3章では、個別要素法を用いた柱単体モデルにおける柱脚ダンパーの解析を行った。プッシュオーバー解析の結果として、ダンパーなしモデル、ダンパーありモデルともに第2章の結果と近い復元力特性を得られた。また、wallstatにおける柱傾斜復元力ばねの現在の問題点を明らかにした。

第4章では、柱脚ダンパーの効果検討を架構レベルで行うべく三次元架構モデルを用いた解析を行った。伝統木造架構(ダンパーなし)のプッシュオーバー解析を行い既往の研究と比較した。実験結果より、初期剛性や負勾配の傾向がよく一致していることが確認できた。また、時刻歴応答解析の結果は本来想定していたものより粘弾性ダンパーの効果を確認できなかったため、原因をまとめた。

第5章では、2021年度に行う動の実験計画についてまとめた。また、動の実験計画以降の本柱脚ダンパー開発研究プロジェクトが想定している今後の予定をまとめた。

6.2 今後の展望

本論文は個別要素法を用いた解析ソフト wallstat を使用して解析的研究を行った。wallstat でダンパーを詳細にモデル化するのは非常に困難であることがわかった。別解析ソフトで詳細にダンパーモデルを作成し非線形の復元力特性を抽出したのちに、wallstat の回転ばねに落とし込み大変形・倒壊に至るまでの解析を行うのが理想的だと考えた。

参考文献

- 1) 文化庁：『文化財建造物等の地震時における安全確保に関する指針』,庁保建第 41 号 文化庁文化財保護部長通知,1991.1
- 2) 前野将輝：寺院建築物における伝統木造軸組の構造力学特性と耐震性能,2007.3
- 3) 岩佐裕一,樫原健一:仕口タイプ 粘弾性ダンパーの開発 その 1.概要と性能確認試験,日本建築学会梗概集,1999.9
- 4) 木造軸組工法建物の耐震設計マニュアル編集委員会:伝統工法を生かす木造耐震設計マニュアル-限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計-
- 5) 坂静雄:社寺骨組みの力学的研究(第 1 部 柱の安定復元力),建築学会大会論文集,pp252-258,1941.4
- 6) 河合直人：古代木造建築の柱傾斜復元力に関する模型実験,日本建築学会大会学術講演梗概集(東北),pp.91-92,1991,9
- 7) 文化庁：重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領,2012.6
- 8) 坂静雄:社寺骨組みの力学的研究(第 2 部 貫の耐力),建築学会大会論文集,pp259-268,1941.4
- 9) 藤田香織,坂本功,大橋好光:伝統的木造建築における柱貫接合部の実験的研究(その 1),日本建築学会大会学術講演梗概集,1996.9
- 10)安田一男,橋本考,坂本功,他 3 名:伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その 1 概要と静的加力試験,日本建築学会大会学術講演梗概集,1997.9
- 11)藤田香織,坂本功,大橋好光,他 1 名:伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その 2 土壁の地震波加振,日本建築学会大会学術講演梗概集,1997.9
- 12)岡本真由美,山田哲,橋本康則,他 4 名:ガラスと粘弾性体を用いた透明制振壁(その 5 伝統木造建築物を対象とした実大性能実験),日本建築学会大会学術講演梗概集,2001.9
- 13) 中川貴文：「大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発」建築研究資料,第 128 号(2010 年 11 月)
- 14)大村祐樹: 伝統的木造建築物の制振技術に関する研究開発— 柱脚部制振の基礎的研究 —,2020.3
- 15)軽部正彦,林知行,原田真樹,他 2 名：古代伝統木造架構の実大水平加力実験

その2 実大架構実験と履歴性状,日本建築学会大会学術講演梗概集(九州),pp.269-270,1998.9

16)財団法人 文化財建造物保存技術協会:平城宮跡第一次大極殿,2000.12

17)国土交通省住宅局建築指導課,国土交通省住宅局木造住宅振興室:木造軸組工法住宅の許容応力度設計,p56-57,2017

付録

粘弾性体要素試験

付1 実験概要

第2章 2.2.3(7)で、粘弾性体が柱の変形に伴い①圧縮せん断変形②引張せん断変形③回転せん断変形、と設置場所により異なる挙動を示すことが静的毛力試験で確認された。そこで2面せん断試験体の粘弾性体に圧縮または引張変形を与えてせん断加振した時の性能から上記①②の挙動を推定できるようにする。

付1.2 試験機と試験体

表1に昭和電線所有50kN動的試験機使用を、表2に試験体使用を、図1に治具と試験体形状を示す。

表1 50kN 動的試験機仕様

加振能力		温度管理 方法	温度測定方法
荷重	振幅		
50kN	±100mm	室内空調	K型熱電対で加振開始時の気温と粘弾性体温度を測定

表2 試験体仕様

粘弾性体		数量
分類	形状	
昭和電線ジエン系SDM-1	50mm×50mm×厚さ5mm-2層	2体

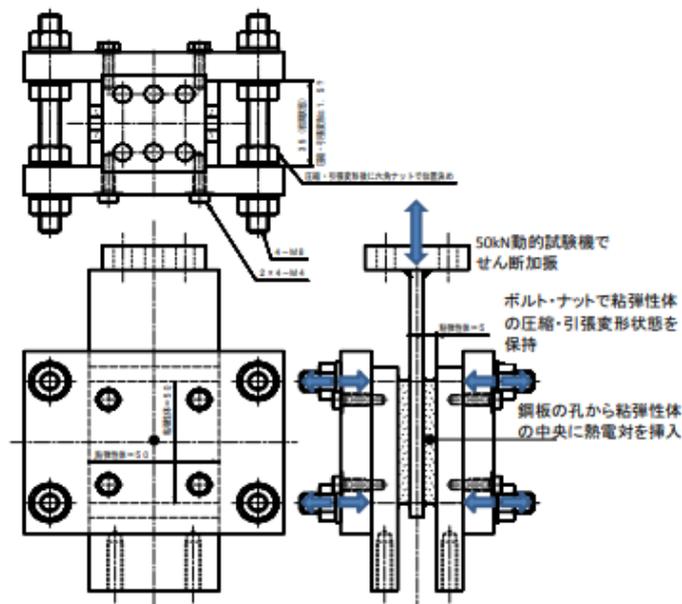


図1 試験治具と試験体

付 1.3 試験方法

1.3.1 試験体の圧縮・引張変形保持方法

写真1のとおり粘弾性体注型後の鋼板に穴加工をしてK型熱電体の先端を挿入して、加振開始時の温度を測定した。粘弾性体の圧縮・引張変形量は、柱の回転変形から想定される使用状態から一層あたり $\pm 1\text{mm}$ (粘弾性体厚さ5mmを4mmまたは6mm)、 $\pm 2\text{mm}$ (同3mmまたは7mm)、を管理した。この暑さ管理治具は設計値 $\pm 0.1\text{mm}$ 以内で加工されているが、写真3のとおり六角ナットを手作業で締めるので、必ずしも粘弾性体厚さ寸法の精度は治具精度そのものではないことに留意する。

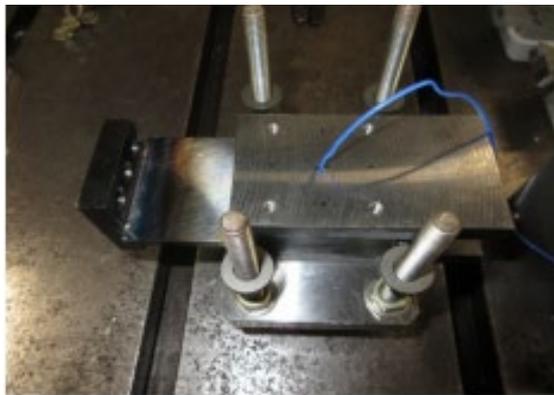


写真1 熱電対孔加工位置

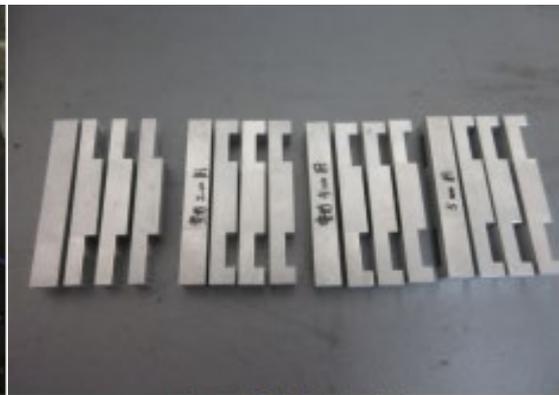


写真2 厚さ管理用治具

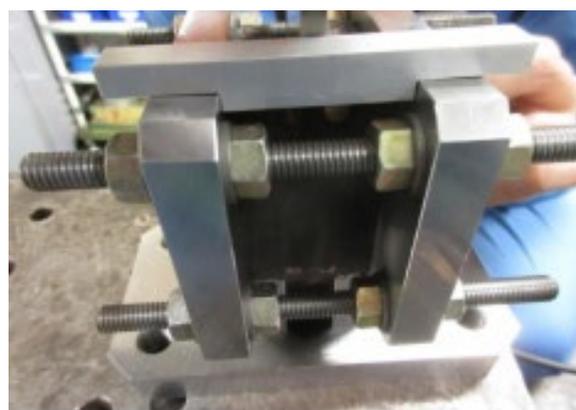


写真3 粘弾性体厚さ寸法調整作業

1.3.2 せん断加振条件

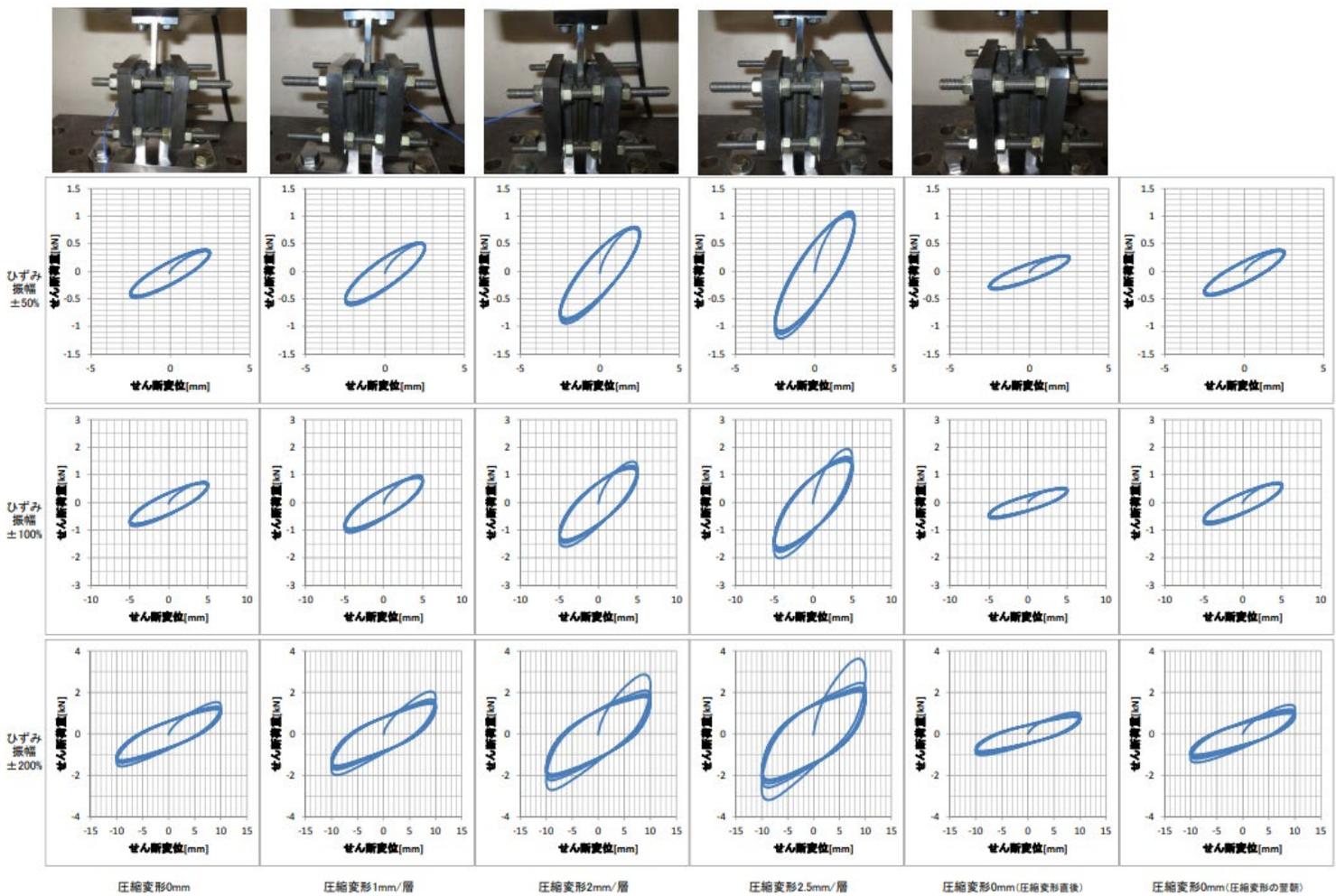
せん断加振条件を表3に示す。昭和電線材料検査条件 0.2Hz・ひずみ振幅±50%を基本に最大±200%として大変形時の剛性低下を起きにくくした。また各加振間のインターバルを3分以上として発熱の影響を抑えた。また圧縮・引張変形を与えた翌朝にも変形0mm時の状態で測定して、時間経過に伴う材料特性の回復傾向を評価した

表3 加振条件

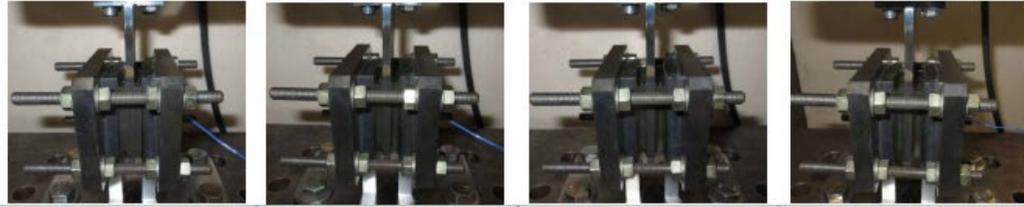
	試験条件			測定結果				
	圧縮・引張 変形	せん断変形 ひずみ 振幅		加振開始時		3サイクル目		
				試験室 気温	粘弾性体 温度	等価剛性 Keq	等価減衰係数 Ceq	減衰定数 heq
	[mm/層]	[mm]	[°C]	[°C]	[kN/mm]	[kN・s/mm]	[-]	
No.1	0	2.5	±50%	20.6	20.7	0.148	0.068	0.290
		5.0	±100%	20.6	20.6	0.129	0.062	0.302
		10.0	±200%	20.6	20.6	0.111	0.053	0.300
	1	2.5	±50%	22.0	20.9	0.188	0.092	0.307
		5.0	±100%	22.0	21.0	0.159	0.083	0.327
		10.0	±200%	22.1	20.9	0.132	0.069	0.328
	2	2.5	±50%	22.6	21.7	0.283	0.140	0.310
		5.0	±100%	22.6	21.7	0.218	0.122	0.352
		10.0	±200%	22.6	21.7	0.158	0.093	0.368
	2.5	2.5	±50%	23.4	22.0	0.359	0.183	0.321
		5.0	±100%	23.4	21.8	0.260	0.153	0.369
		10.0	±200%	23.4	21.8	0.174	0.113	0.407
	0	2.5	±50%	23.7	22.8	0.102	0.049	0.305
		5.0	±100%	22.8	22.7	0.088	0.044	0.314
		10.0	±200%	22.6	22.5	0.073	0.037	0.318
0 (翌朝)	2.5	±50%	20.4	20.5	0.140	0.066	0.294	
	5.0	±100%	20.3	20.2	0.121	0.059	0.305	
	10.0	±200%	20.5	20.2	0.092	0.046	0.311	
No.2	0	2.5	±50%	21.5	20.8	0.147	0.066	0.284
		5.0	±100%	21.5	20.8	0.129	0.060	0.294
		10.0	±200%	21.5	20.8	0.110	0.053	0.300
	-1	2.5	±50%	21.5	21.2	0.115	0.047	0.258
		5.0	±100%	21.5	21.2	0.105	0.044	0.262
		10.0	±200%	22.0	21.4	0.094	0.038	0.256
	-2	2.5	±50%	22.3	21.8	0.092	0.031	0.213
		5.0	±100%	22.0	21.7	0.087	0.030	0.215
		10.0	±200%	22.0	21.7	0.083	0.027	0.207
	-2.5	2.5	±50%	22.4	21.8	0.081	0.026	0.200
		5.0	±100%	22.2	21.8	0.078	0.025	0.203
		10.0	±200%	22.3	21.5	0.078	0.023	0.189
	0	2.5	±50%	22.5	21.8	0.129	0.060	0.293
		5.0	±100%	21.7	21.8	0.113	0.054	0.301
		10.0	±200%	21.7	21.8	0.097	0.047	0.304
0 (翌朝)	2.5	±50%	19.8	19.7	0.146	0.067	0.290	
	5.0	±100%	20.2	19.7	0.128	0.060	0.297	
	10.0	±200%	20.5	19.8	0.109	0.052	0.301	

付 1.4 試験結果
1.4.1 材料特性

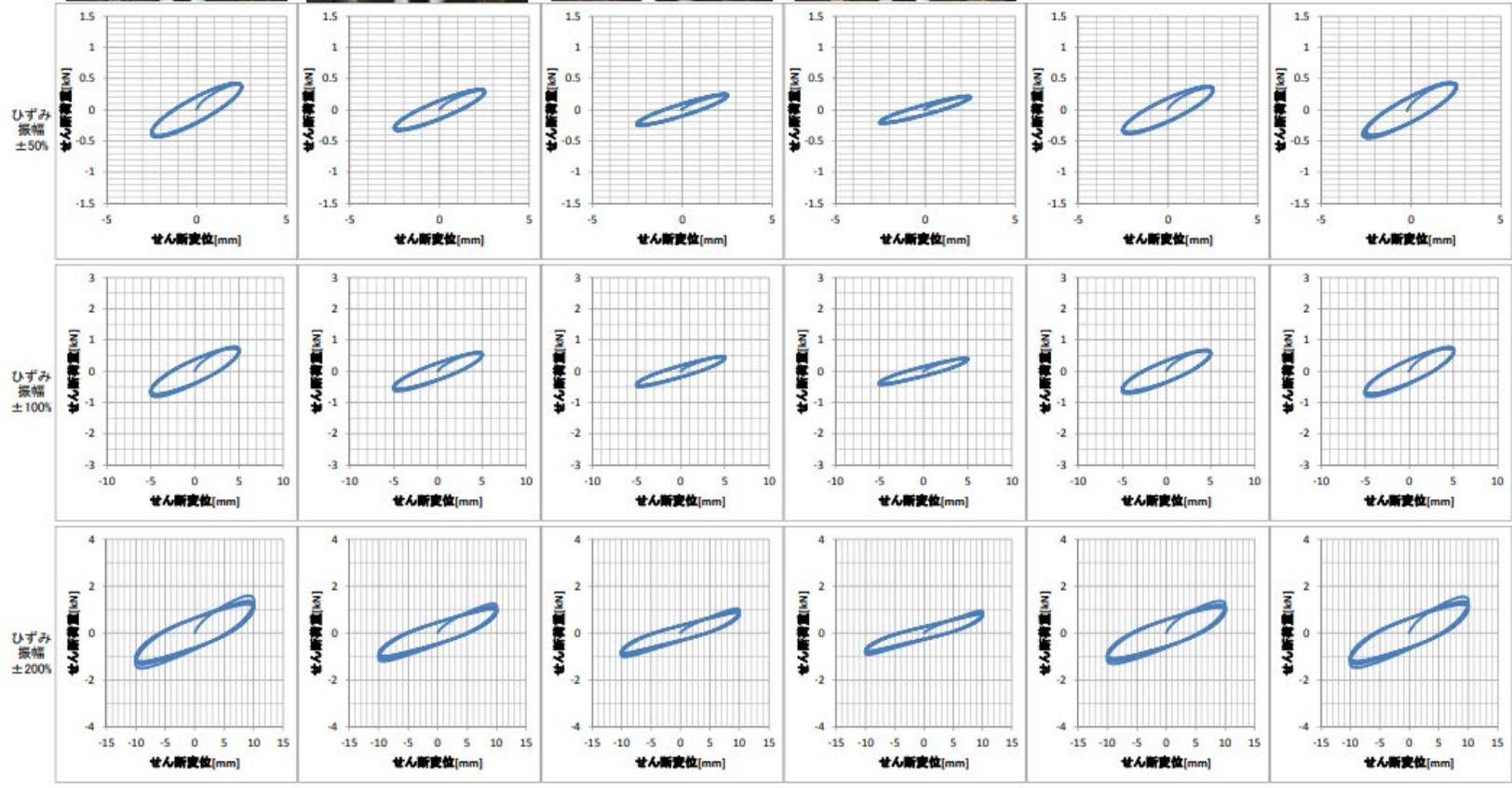
①及び②に履歴曲線を、③に履歴曲線 3 サイクル目測定値一覧を、④に変化率を以下に示す。



①履歴曲線



撮影せず



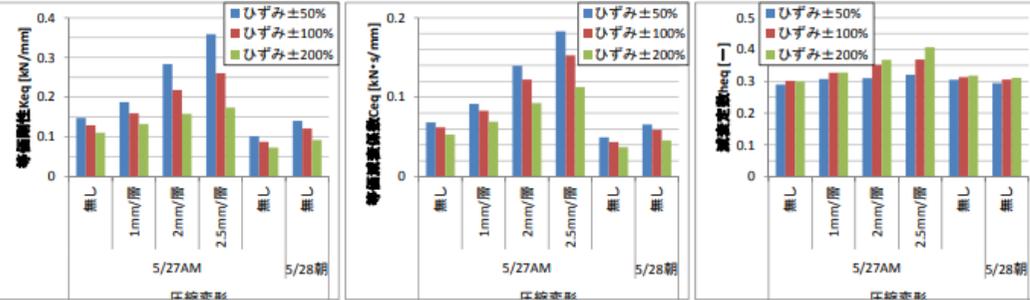
引張変形0mm 引張変形1mm/層 引張変形2mm/層 引張変形2.5mm/層 引張変形0mm(引張変形直後) 引張変形0mm(引張変形の翌朝)

②履歴曲線

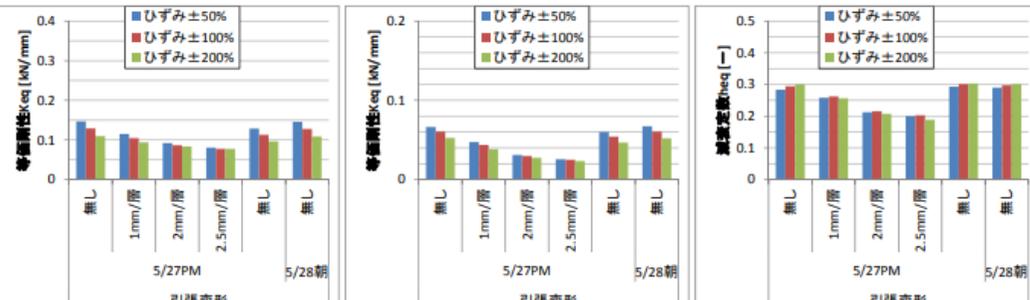
表③-1測定結果

試験条件	せん断変形		試験室		粘弾性体		測定結果		
	圧縮・引張変形 (mm/層)	ひずみ (mm)	試験室 気温 [°C]	試験室 湿度 [°C]	粘弾性体 温度 [°C]	等価剛性 Keq [kN/mm]	等価減衰係数 Ceq [kN·s/mm]	3サイクル目	
								減衰定数 heq [-]	減衰定数
No.1	0	2.5 ±50%	20.6	20.7	0.148	0.068	0.290		
		5.0 ±100%	20.6	20.6	0.129	0.062	0.302		
		10.0 ±200%	20.6	20.6	0.111	0.053	0.300		
	1	2.5 ±50%	22.0	20.9	0.188	0.092	0.307		
		5.0 ±100%	22.0	21.0	0.159	0.083	0.327		
		10.0 ±200%	22.1	20.9	0.132	0.069	0.328		
	2	2.5 ±50%	22.6	21.7	0.283	0.140	0.310		
		5.0 ±100%	22.6	21.7	0.218	0.122	0.352		
		10.0 ±200%	22.6	21.7	0.158	0.093	0.368		
	2.5	2.5 ±50%	23.4	22.0	0.359	0.183	0.321		
		5.0 ±100%	23.4	21.8	0.260	0.153	0.369		
		10.0 ±200%	23.4	21.8	0.174	0.113	0.407		
0	2.5 ±50%	23.7	22.8	0.102	0.049	0.305			
	5.0 ±100%	22.8	22.7	0.068	0.044	0.314			
	10.0 ±200%	22.6	22.5	0.073	0.037	0.318			
(翌朝)	2.5 ±50%	20.4	20.5	0.140	0.066	0.294			
	5.0 ±100%	20.3	20.2	0.121	0.059	0.305			
	10.0 ±200%	20.5	20.2	0.092	0.046	0.311			
No.2	0	2.5 ±50%	21.5	20.8	0.147	0.066	0.284		
		5.0 ±100%	21.5	20.8	0.129	0.060	0.294		
		10.0 ±200%	21.5	20.8	0.110	0.053	0.300		
	-1	2.5 ±50%	21.5	21.2	0.119	0.047	0.258		
		5.0 ±100%	21.5	21.2	0.105	0.044	0.262		
		10.0 ±200%	22.0	21.4	0.094	0.038	0.256		
	-2	2.5 ±50%	22.3	21.8	0.092	0.031	0.213		
		5.0 ±100%	22.0	21.7	0.087	0.030	0.215		
		10.0 ±200%	22.0	21.7	0.083	0.027	0.207		
	-2.5	2.5 ±50%	22.4	21.8	0.081	0.026	0.200		
		5.0 ±100%	22.2	21.8	0.078	0.025	0.203		
		10.0 ±200%	22.3	21.5	0.078	0.023	0.185		
0	2.5 ±50%	22.5	21.8	0.129	0.060	0.293			
	5.0 ±100%	21.7	21.8	0.113	0.054	0.301			
	10.0 ±200%	21.7	21.8	0.097	0.047	0.304			
0 (翌朝)	2.5 ±50%	19.8	19.7	0.146	0.067	0.290			
	5.0 ±100%	20.2	19.7	0.128	0.060	0.297			
	10.0 ±200%	20.5	19.5	0.109	0.052	0.301			

	試験室 気温 [°C]	粘弾性体 温度 [°C]
最小	19.8	19.7
平均	21.8	21.3
最大	23.7	22.8



グラフ③-1 試験体No.1圧縮せん断試験結果

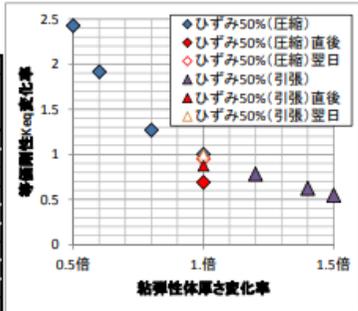


グラフ③-2 試験体No.2引張せん断試験結果

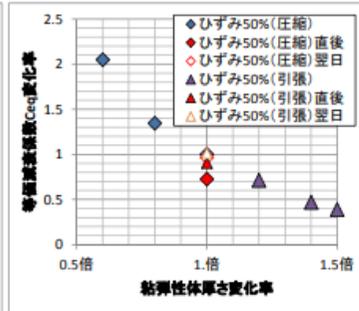
③履歴曲線3サイクル目測定値

表④-1 変化率

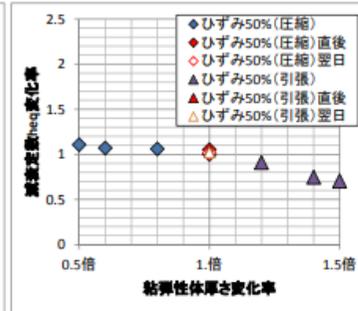
No.1	粘弾性体厚さ変化	せん断変形ひずみ振幅 [mm]	変化率		
			等価剛性 Keq	等価減衰係数 Ceq	減衰定数 heq
1.0倍	2.5 ±50%	5.0 ±100%	1	1	1
		10.0 ±200%	1	1	1
	5.0 ±100%	2.5 ±50%	1.27	1.34	1.06
		10.0 ±200%	1.23	1.34	1.08
	10.0 ±200%	2.5 ±50%	1.19	1.31	1.09
		5.0 ±100%	1.92	2.05	1.07
0.8倍	2.5 ±50%	2.43	2.68	1.11	
	5.0 ±100%	2.01	2.46	1.22	
	10.0 ±200%	1.57	2.13	1.36	
0.6倍	2.5 ±50%	0.69	0.73	1.05	
	5.0 ±100%	0.68	0.70	1.04	
	10.0 ±200%	0.66	0.70	1.06	
0.5倍	2.5 ±50%	0.95	0.96	1.02	
	5.0 ±100%	0.94	0.95	1.01	
	10.0 ±200%	0.83	0.86	1.04	
No.2	1.0倍	2.5 ±50%	1	1	1
		10.0 ±200%	1	1	1
	1.2倍	2.5 ±50%	0.78	0.71	0.91
		5.0 ±100%	0.81	0.72	0.89
	10.0 ±200%	2.5 ±50%	0.67	0.49	0.73
		5.0 ±100%	0.86	0.73	0.85
1.4倍	2.5 ±50%	0.62	0.47	0.75	
	5.0 ±100%	0.67	0.49	0.73	
	10.0 ±200%	0.76	0.52	0.69	
1.5倍	2.5 ±50%	0.55	0.39	0.71	
	5.0 ±100%	0.60	0.41	0.69	
	10.0 ±200%	0.71	0.44	0.63	
1.0倍	2.5 ±50%	0.88	0.90	1.03	
	5.0 ±100%	0.87	0.89	1.02	
	10.0 ±200%	0.88	0.89	1.01	
1.0倍(翌朝)	2.5 ±50%	0.99	1.01	1.02	
	5.0 ±100%	0.99	1.00	1.01	
	10.0 ±200%	0.99	0.99	1.00	



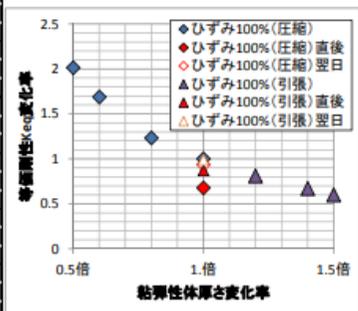
(a) 等価剛性Keq



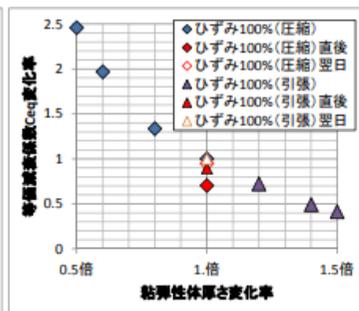
(b) 等価減衰係数Ceq
グラフ④-1 ひずみ振幅±50%時の変化率



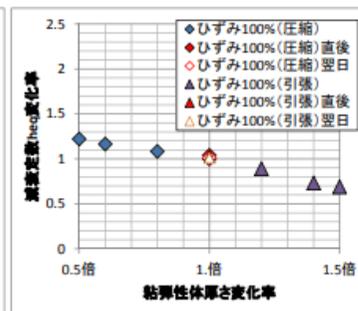
(c) 減衰定数heq



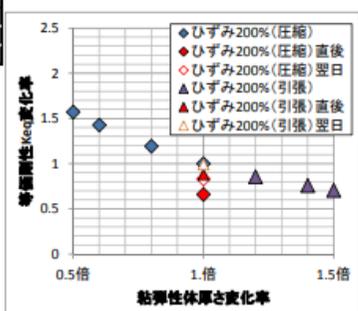
(a) 等価剛性Keq



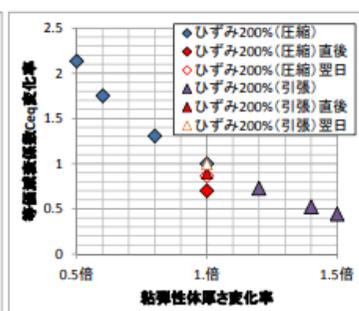
(b) 等価減衰係数Ceq
グラフ④-2 ひずみ振幅±100%時の変化率



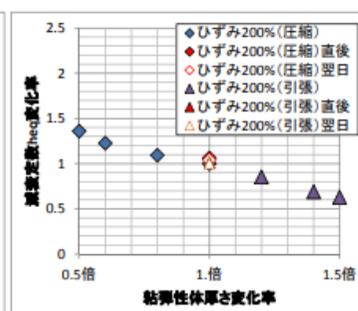
(c) 減衰定数heq



(a) 等価剛性Keq



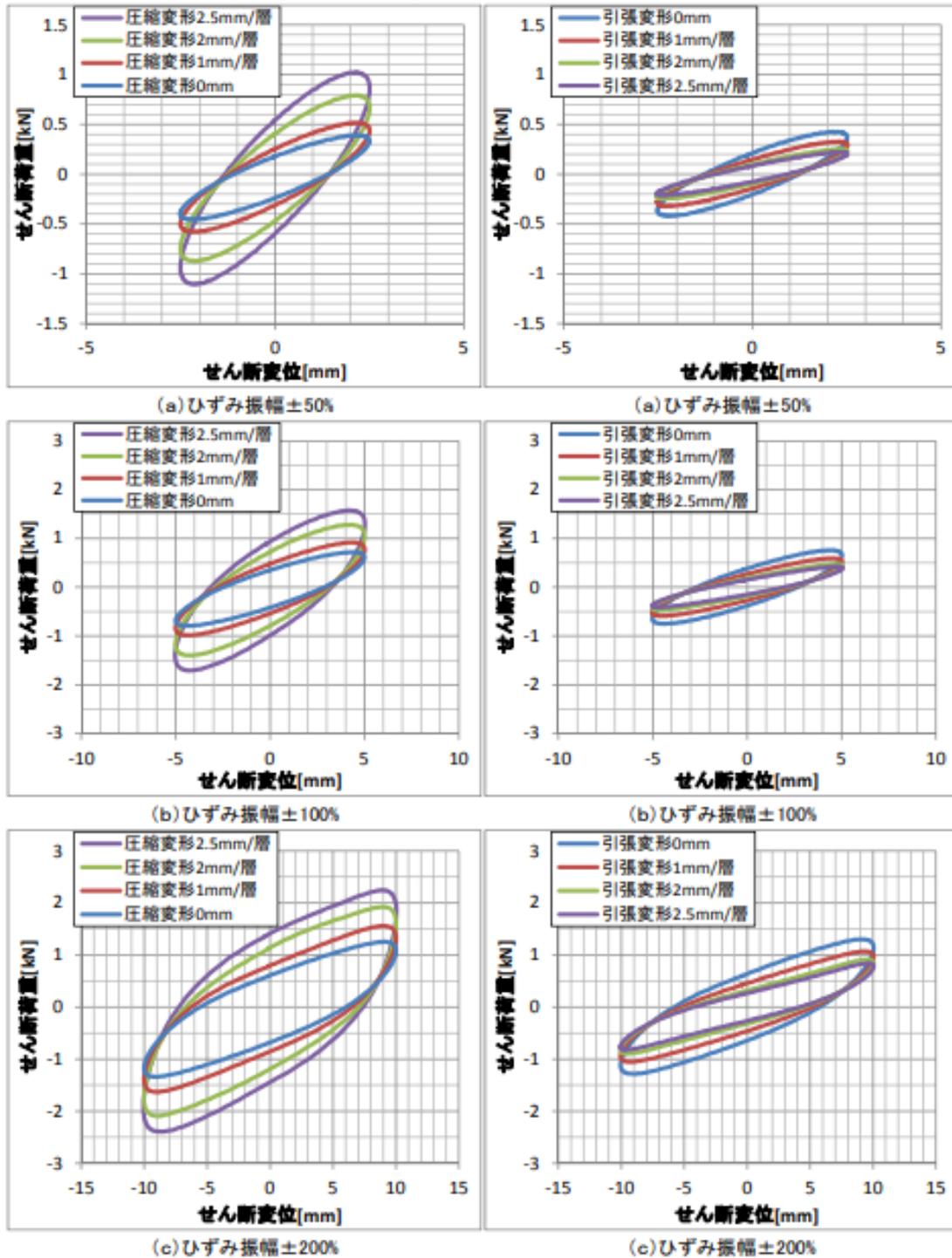
(b) 等価減衰係数Ceq
グラフ④-3 ひずみ振幅±200%時の変化率



(c) 減衰定数heq

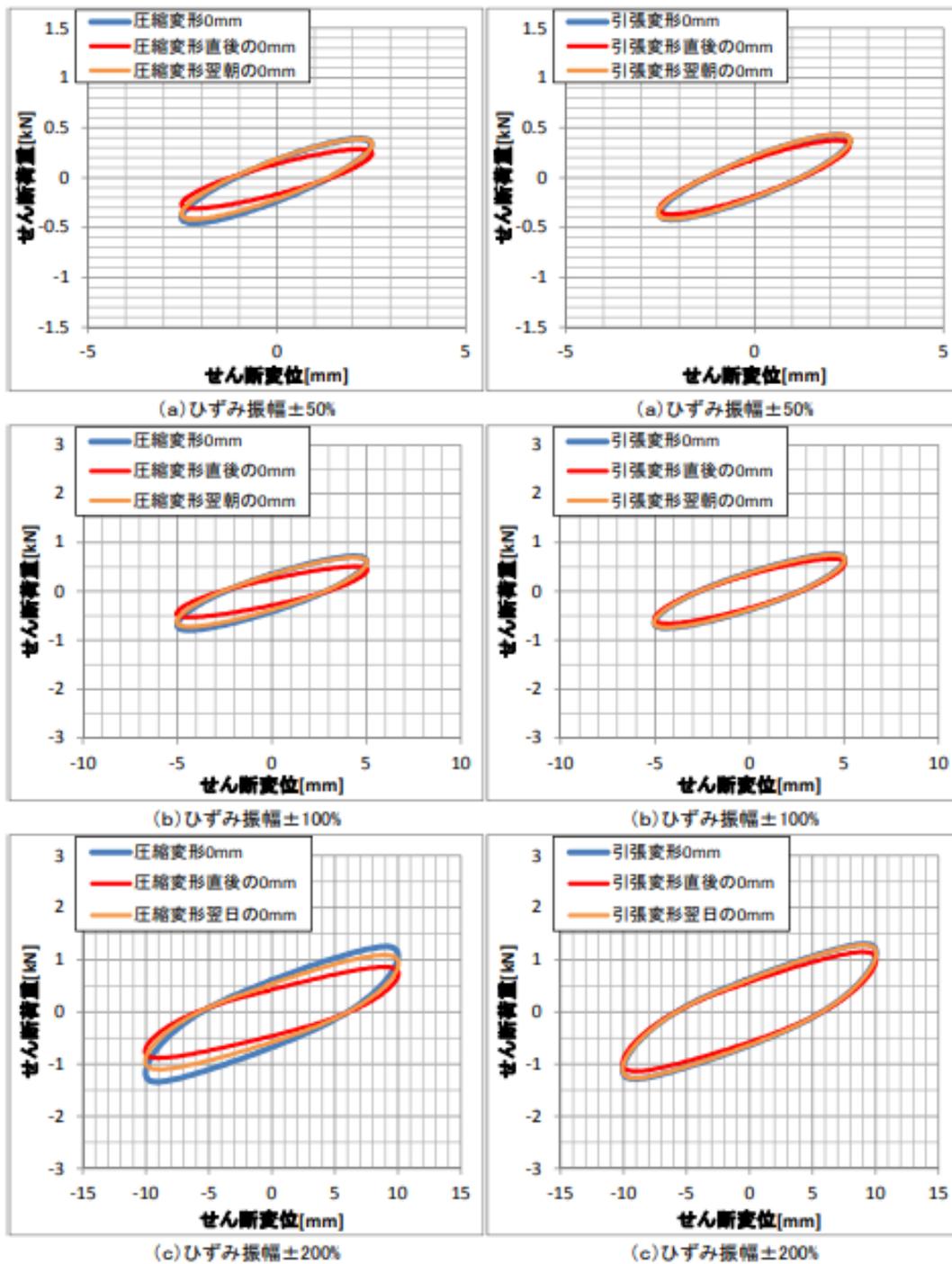
④変化率

3サイクル目の比較をグラフ1～グラフ4に示す。いずれも19~23°Cの温度範囲で測定され荷重と履歴曲線面積は圧縮時に増加、引張時に減少し、翌朝になると相応以上に回復した。



グラフ1 試験体No.1履歴曲線3サイクル目の比較
(圧縮変形の影響)

グラフ2 試験体No.2履歴曲線3サイクル目の比較
(引張変形の影響)



グラフ3 試験体No.1履歴曲線3サイクル目の比較
(圧縮変形後の回復)

グラフ4 試験体No.2履歴曲線3サイクル目の比較
(引張変形後の回復)

1.4.2 試験時及び試験後の外観

試験時の外観を写真4及び写真5に、全加振条件終了後の試験体外観を写真6に示す。圧縮変形時は粘弾性体が外側にはみ出し、中央の後半が加振直交方向に最大5mm移動したので、この状態でせん断加振を与えている。引張変形時は粘弾性体が内側にへこむ現象が認められた。全加振条件終了後の外観を写真6に示す。圧縮変形の方が外観に影響を与えていた。

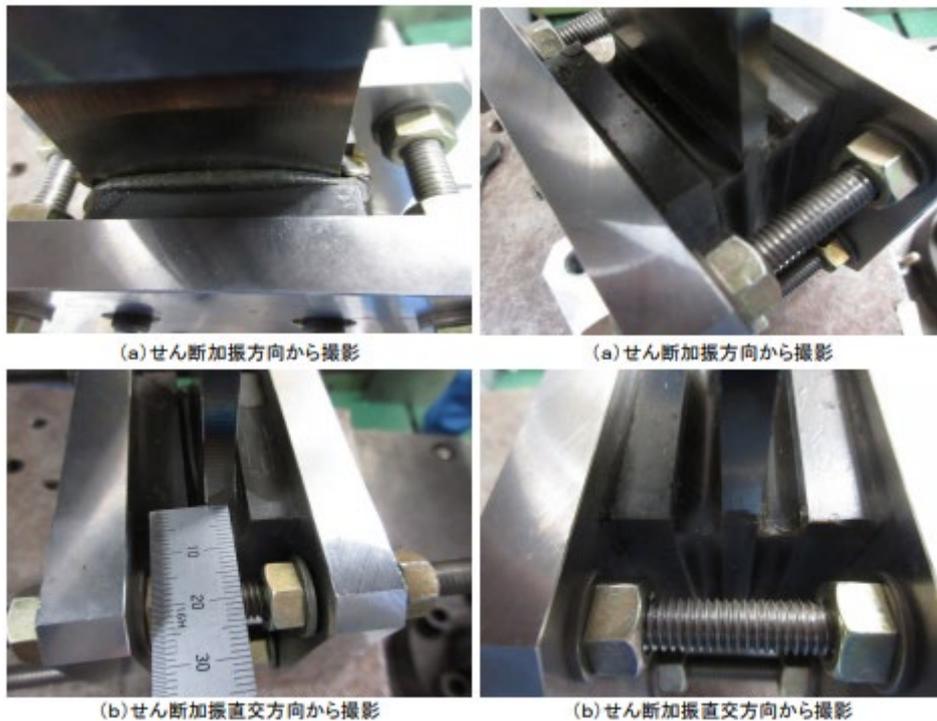


写真4 試験体外観①

写真5 試験体外観②

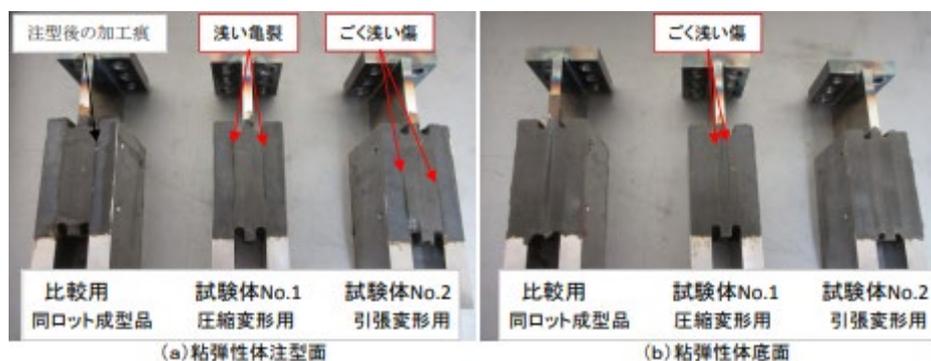


写真6-全加振終了後の試験体外観

伝統的木造建物の柱脚部制振に関する研究(その1 研究目的と静的加力実験)

正会員 ○濱田航平*1 同 花里利一*3 同 内田龍一郎*5
同 佐藤信夫*2 同 坂本功*4 同 三須基規*6

伝統木造軸組 粘弾性ダンパー 傾斜復元力

1はじめに

本研究では伝統的な木造建物の柱の傾斜復元力に対して減衰性能を与えることを目的として柱脚部の粘弾性ダンパーを配置した制振補強方法を提案する。

2柱脚にダンパーを付加した柱単体試験体の静的加力実験

2.1実験概要

本研究では、柱脚部にダンパーを配置した場合の剛性の変化や水平耐力の変化、ダンパーの挙動などを確認する目的で、柱単体試験体による静的加力実験を行った。図1に載荷装置を示す。試験体を鉄骨土台に設置して行った。一定の鉛直荷重として5.22kNを柱試験体を与えて、水平に取り付けた加力ジャッキで正負交番の加力実験を行った。載荷ルールは、変位制御により柱頭の変位角1/150, 1/60, 1/30の変位幅で正負2回繰り返し行った。変位測定には、レーザー変位計を用い柱頭、柱脚、粘弾性体の圧縮と引張、せん断変形を測定した。ダンパーなし試験体は鉄骨土台に設置し鉛直荷重を与えた。ダンパーあり試験体はダンパー土台と鉄骨土台をジョイントし鉛直荷重を与えた。

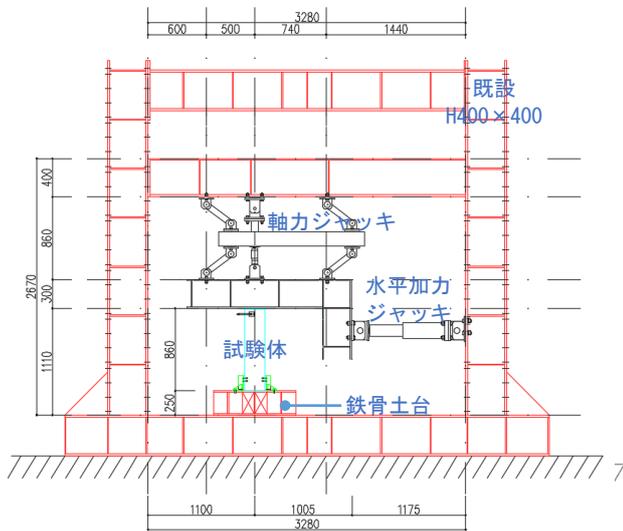


図1 実験概略図

3.2試験体概要

柱試験体は正方形断面(210×210mm)高さ800mm ヤング係数約1050kN/mm²未乾燥ヒノキ材を使用した。柱脚部に設置したダンパーは、柱の四面に配置し、粘弾性ダンパーの設置位置の高さが異なるタイプとした。図2(a)~(c)に粘弾性ダンパーの設置断面図を示す。

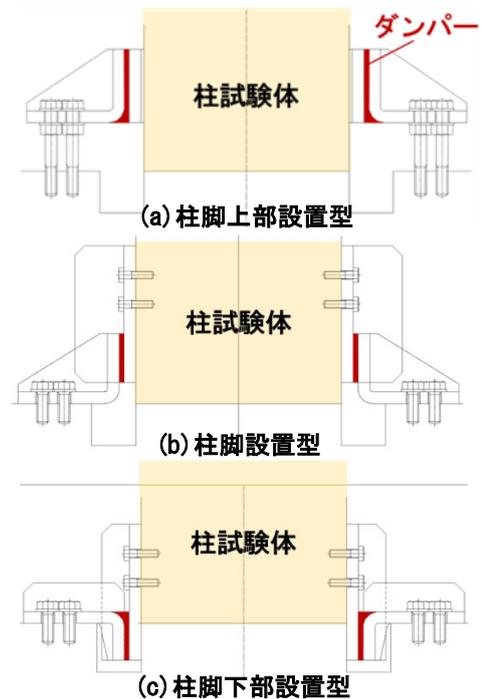


図2 粘弾性ダンパー断面図

3.3実験結果

図3に各試験体の柱頭変位と水平力関係を示す。なお、実験結果は片側加力時の上位包絡線で示している。

柱脚部にダンパーを入れることで最大荷重が上昇し、より大きな外力に対して転倒することなく最大荷重が上昇する効果があることが分かった。

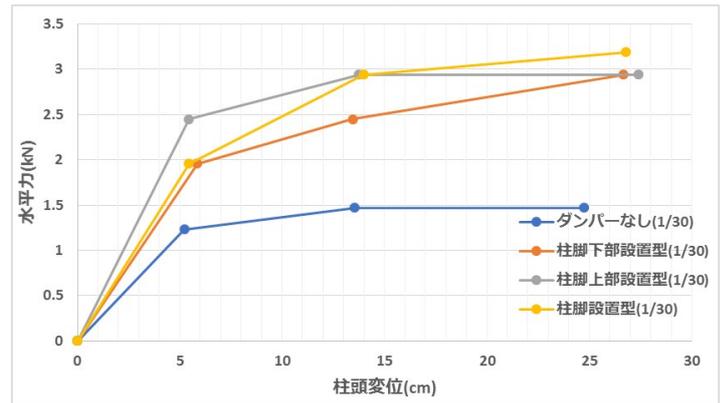


図3 実験結果

4粘弾性ダンパーの要素試験

4.1実験概要

3.3項の結果より、加力方向の粘弾性体が圧縮・引張変形を伴ってせん断変形をしていることがわかった。そのため、粘弾性体の厚さ方向に圧縮または引張変形を与え

た状態で、せん断加振を行った。せん断加振は50kN 動的試験機(荷重50kN、振幅±100mm)で行い、加振振動数は0.2Hz、加振回数は5回とした。表1に加振条件と内容を示す。図4に試験体と治具の形状を示す。

表1 加振条件と内容

厚さ変形量[mm] ± 圧縮:-;引張	せん断変形[mm]	備考
±0	2.5	基本性能の確認
	5.0	
	10.0	
±1	2.5	圧縮・引張変形が与える影響を確認
	5.0	
	10.0	
±2	2.5	圧縮・引張変形が与える影響を確認
	5.0	
	10.0	
±2.5	2.5	圧縮・引張変形が与える影響を確認
	5.0	
	10.0	

4.2 実験結果

図5～6に柱粘弾性体のせん断荷重とせん断変形の関係を示す。なお、図5は圧縮変形を、図6は引張変形を与えたものとなっている。表2に実験結果から算出した等価剛性 K_{eq} 、等価減衰係数 C_{eq} 、減衰定数 h_{eq} を示す。

圧縮変形を与えるほど、荷重および履歴曲線面積が増加することが確認できた。反対に、引張変形を与えると荷重と履歴曲線面積が減少することが分かった。圧縮引張変形後の基本性能を測定した結果、変形直後のモノは荷重が低下していたが、翌朝再度測定すると変形前の基本性能と概ね一致していることが分かった。これより時間経過に伴い材料特性が回復することが認められた。

5 結論

本論では以下を示した。

- 1) 柱脚部にダンパーを配置すると、水平抵抗能力が向上する傾向を示した。
- 2) 圧縮ひずみ、引張ひずみを受ける粘弾性体の性能について要素試験を行った。

[謝辞]

本研究をまとめるにあたり、元田治見エンジニアリングサービス 荻原幸夫氏、元三重大学院卒業大村祐樹氏には貴重な助言を頂きました。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 文化庁：文化財建造物等の地震時における安全確保に関する指針，庁保建第41号 文化庁文化財保護部長通知，1991. 1
- 2) 特頭2020-016844:伝統木造建物の柱脚部静振補強方法
- 3) 坂静雄：社寺骨組の力学的研究(第一部 柱の安定復元力)，建築学会大会論文集，pp. 252-258, 1941. 4
- 4) 大橋好光：伝統的構法を用いた木質構造の設計 各部工法 柱の傾斜復元力，pp. 129, 2003. 6

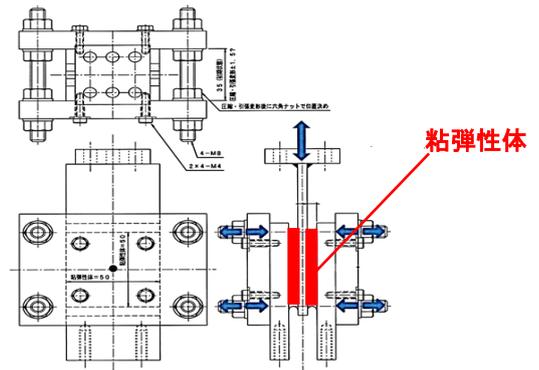


図4 試験体と治具

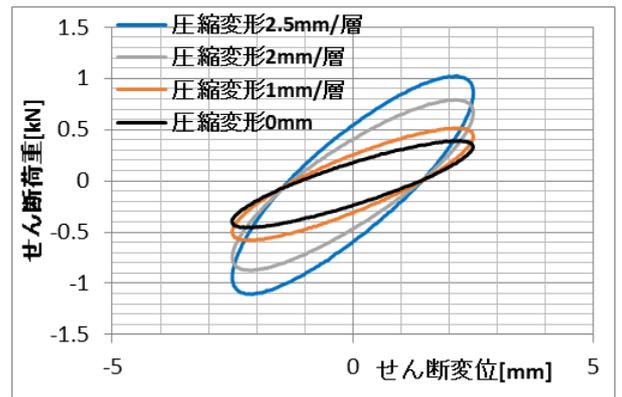


図5 履歴曲線(圧縮)

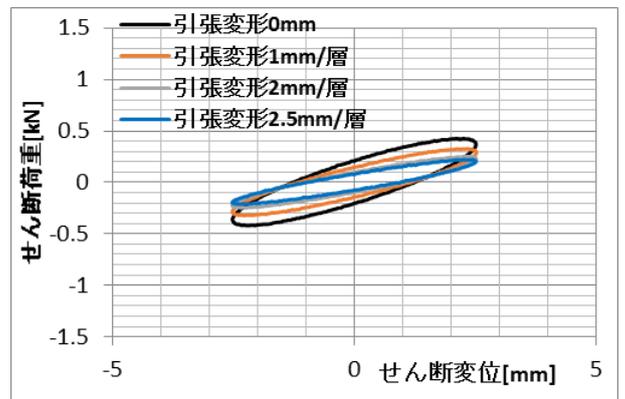


図6 履歴曲線(引張)

表2 材料特性算出結果(圧縮側)

厚さ変形	せん断変形[mm]	K_{eq}	Q_{eq}	h_{eq}
		[kN/mm]	[kN/s/mm]	[-]
0mm	2.5	0.148	0.068	0.290
	5.0	0.129	0.062	0.302
	10.0	0.111	0.053	0.300
1mm	2.5	0.188	0.092	0.307
	5.0	0.159	0.083	0.327
	10.0	0.132	0.069	0.328
2mm	2.5	0.283	0.140	0.310
	5.0	0.218	0.122	0.352
	10.0	0.158	0.093	0.368
2.5mm	2.5	0.359	0.183	0.321
	5.0	0.260	0.153	0.369
	10.0	0.174	0.113	0.407

* 1 三重大学工学研究科建築学専攻 博士前期課程 * 4 東京大学名誉教授 工博 * 1Graduate Student, Graduate School of Eng., Mie University * 4 The University of Tokyo Professor Emeritus
 * 2 松井建設 技術部 * 5 内田建築構造コンサルタント * 2 Matsui Construction Co.Ltd * 5 Uchida Building Construction Consultant
 * 3 三重大学工学研究科 教授・博士(工学) * 6 昭和電線ケーブルシステム * 3 *Professor, Mie University, Dr. Eng * 6 SWCC SHOWA CABLE SYSTEMS

謝辞

本研究をまとめるにあたり、数多くの方々にご指導、ご鞭撻を賜った。

三重大学建築学科花里利一教授には、3年間に渡り多大なるご指導と助言を頂きました。また、柱傾斜復元力に関する静的加力試験の実験という貴重な経験に携わる機会を下さり、厚く感謝の意を表します。

松井建設株式会社 佐藤信夫氏には解析に関する相談や筆者が必要とする資料を配布して下さり厚くお礼を申し上げます。

昭和電線ケーブルシステム株式会社 三須基規氏には本論文に粘弾性体要素試験の掲載許可を下さりお礼を申し上げます。

京都大学防災研究所中川貴文教授には本論文の根幹である wallstat を用いた解析において筆者の質問や相談を快く受けてくださった。本論文が完成に至る大きなご助力を頂いた。ここに改めて感謝の意を表します。