伝統的木造架構試験体を用いたある制震構造システムの動的加力実験

その1 一方向水平加力実験結果について

DYNAMIC LOADING TESTS OF A STRUCTURAL CONTROLLED SYSTEM
USING TRADITIONAL TIMBER STRUCTURE

Part 1 On the results of one way lateral loading tests

石垣 秀典^{*1}, 石丸 辰治^{*2}, 秦 一平^{*3}, 宮島 洋平^{*4}, 吉田 明義^{*5}

Hidenori ISHIGAKI, Shinji ISHIMARU, Ippei HATA,

Youhei MIYAJIMA and Akiyoshi YOSHIDA

This paper presents a response control system for Japanese traditional timber structures and its performance evaluation method. The system is composed by devices to increase lateral stiffness and energy absorption ability. The former system is strained wire ropes so as to increase rocking resistance forces of the columns of the structure. The latter system is the device called as "umbrella shaped damper system". The results for full scale dynamic tests show higher performance of both stiffness and energy absorption than those of the original structures. In order to easily judge the performance a complex voight model is proposed, which are consists of hysteresis effect of the timber frame, viscous damping and hysteretic damping of the damper system. The model is verified by comparing with results of time history analysis.

Keywords: Traditional timber structure, Damping device, Dynamic loading test, Amplifier mechanism,
Column rocking resistance

伝統的木造架構, 制震装置, 動的加力実験, 増幅機構, 傾斜復元力

1. 序

日本古来の伝統的木造建築物を構成する組物、貫、土壁などの構造特性を解明するための研究はこれまでに精力的に行われており、坂¹⁾や河合²⁾による古代木造建築物が有する柱の傾斜復元力の研究、藤田³⁾らによる組物の履歴特性に関する研究など各種の構造要素に関する実験が行われている。一方で、それらの要素の集合体である木造架構としての総合的な特性を把握するための静的加力実験や振動台実験も林⁴⁾や鈴木⁵⁾により実施されており、架構全体としての復元力特性や地震時応答性状などの貴重なデータが蓄積されつつある。

それらの研究の成果から、伝統木造架構が通常の構造物よりも大きな減衰性能を有している事は明らかであるが、木材という非常に構造特性にばらつきが多く、かつ経年的変化の大きな材料を用いて構築されているため、現存する建物のそれらを定量的に評価する事は非常に困難であり、対(地)震性能を把握する上で不確定な要素を多分に持ち合わせていることは言うまでもない。

そのような伝統的木造建築物の耐震性能を明確に向上させるためには、現行法規のルートに従い壁倍率の基準を満たす耐力壁を設ける方法、あるいは粘(弾)性ダンパーなどのエネルギー吸収装置を設置する方法を選択する事になる。前者においては、既存の壁の耐力

を向上させるような場合には問題が少ないであろうが、耐力壁を新たに設けなければならない場合には、意匠や機能上の制約を受けて非常に適用が難しくなるだろう。後者に関しては、開口部を活かしたまま、床下や柱梁仕口部分に設置する事により効果を発揮できるような装置もあるが、その装置が粘(弾)性系の場合には、その性能を評価するための基準が定められていないため、開発者が独自に実施した実験の結果を用いて応答解析を実施し、その安全性を証明する事になってしまう。そのため、実施事例が少ないのが現状であると思われるが、その一例としては岩佐らの粘弾性仕口ダンパー¹²⁾、石丸らのトグル制震装置¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾などが挙げられる。履歴系のダンパーに関しては、耐力壁の形式で設置する場合には壁倍率の算定法が適用可能である事から前者の方法に分類され、今後の装置開発の状況次第では普及する事も予想される。

一方、研究分野における動向としては、現代構法による木造住宅や単位フレームを用いた制震構造実験の事例は多いものの、伝統的な木造架構を用いて制震構造物としての特性を調べた実験としては、鈴木⁶⁾が実施した一連の実験^{8)~11)}くらいであろう。

そこで、本論では粘性系ダンパーによる制震構造システムを、伝統的構法により建てられた実大木造架構に適用して、これまでに事例の少ないアクチュエーターによる動的加力実験を行い、その性能

^{*1} 日本大学理工学部建築学科 助手・工修

^{*2} 日本大学理工学部建築学科 教授・工博

^{*3} 日本大学理工学部理工学研究所 工修

^{*4} i2S2(アイツーエスツー) 工修

^{*5} 魚津社寺工務店 工修

Research Assoc., Dept. of Architecture, College of Sci. and Tech., Nihon University, M. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, College of Sci. and Tech., Nihon University, Dr. Eng.

Research Institute of Sci. and Tech., Nihon University, M. Eng.

i2S2 Corporation, M. Eng.

Uotsu Syaji Corporation, M. Eng.

評価方法に関するデータを蓄積する事を試みた。

使用した試験体は出三斗形式の組物、頭貫及び丸柱により構成される伝統的木造架構であり、その架構に剛性と減衰を付与する制震システムを採用して実験を行った。制震装置は、増幅機構を介してオイルダンパーを組み込んだアンブレラダンパー¹⁶⁾を用いており、床下に納まるようなレベルに設置した。剛性を付与する手段としては、張力を導入したワイヤーロープで柱の鉛直荷重を増やし、傾斜復元力を増加させる方法を採用している。

実験結果としては、水平方向剛性の増加は確認することができたが、オイルダンパーの効果が当初の計画ほど発揮されていない事が分かった。本論では、等価線形化手法を用いて木構造が有する履歴減衰とダンパーにより付与された粘性減衰を分離することにより、全体の減衰性能を評価する手法について提案を行ったものである。なお、実験は2003年7月～10月に実施している。

2. 実験概要

本節では実験に用いた試験体の形状、加力方法及び計測方法の概要について述べる。試験体は、基本となる木造架構(TYPE I)と制震装置を設置後の架構(TYPE II)の2種類がある。

2.1 試験体概要

図1に基本となるTYPE I 試験体の形状を示す。試験体は、礎石、丸柱、組物、頭貫、大引および桁梁で構成された立体架構を製作した。試験体寸法は4構面とも同じであり、方斗、巻斗及び梓肘木はベイヒバ、それ以外は全てベイマツである。代表的な部材の断面寸法を表1に示す。高周波水分計(HM520: ケット科学研究所)により各部材ごとに3箇所含水率を計測した結果は、ベイヒバが14.9%～16.5%、ベイマツが14.8%～19.6%であった。また、部材質量から算出した比重は、ベイヒバが0.40～0.45、ベイマツが0.41～0.52であった。丸柱は、反力床上に固定した礎石の上に、ダボは設けずに設置してある。組物は、出三斗形式で、頭貫の上にダボを設けて接合した。加力用のアクチュエーターは桁梁上部に鉄骨梁を架けて連結しており、屋根荷重に相当する100kNの鋼板をその鉄骨梁上部に固定して載せてある。木造軸組を含めた全体の重量は135kNになる。TYPE I 試験体では木造架構の動特性について検討を行う。

表1 部材断面

部 位	断面(幅×成)mm
柱	360φ
大 引	120×240
頭 貫	150×240
桁 梁	210×300

図1 TYPE I 試験体の形状図と加力装置概要(単位:mm)

図2 試験体平面図(頂部鉄骨梁レベル)と加力装置概要

次に制震装置を設置したTYPE II 試験体の概要を図3に示す。本実験においては、開口部を塞ぐことなく制震装置を配置できるように、大引の下端にH型鋼梁（H-150×100×6×8）を設置し、柱に巻き付けた厚さ9mmの鋼板と連結する事により装置固定用の平面フレームを構成した。また、柱の傾斜復元力をワイヤーロープにより増加させる手法の検証を行うために、頭貫と上部鉄骨梁との間を厚さ9mmの鋼板で連結して、ロープの張力を上部鉄骨梁まで伝達できるようにしてある。その鋼板は、頭貫に貫通ボルト（12-M20）で固定するとともに、桁梁に貫通スリットを設けて上部鉄骨梁と連結している。ワイヤーロープは頭貫位置の鋼板と基礎鉄骨との間に設置して張力を導入する事とし、皿ばねの変形量によってその張力を管理している。エネルギー吸収装置であるアンブレラダンパーは、大引下端の鉄骨梁と基礎との相対変位に対してダンパーが作用するように鋼製基礎を立ち上げて取り付けられている。TYPE II 試験体では、鋼材が架構の剛性に与える影響とワイヤーロープによる傾斜復元力の変化、および制震装置設置後の架構の動特性について調べる。

図3 TYPE II 試験体の形状図

2.2 制震装置の概要

本節では、TYPE II 試験体に取り付けた制震装置について述べる。本実験で用いた装置は、アンブレラダンパー¹⁶⁾と呼称される増幅機構¹⁸⁾を介してオイルダンパーを組み込んだものである。実験で用いた装置の形状図を図4に示す。アンブレラダンパーは、図中のAC間への入力変位が増幅されてBD間のオイルダンパーに伝達されるように製作されたものである。図5には、アンブレラダンパーに入力される変位とオイルダンパー間に発生する変位との関係を示すが、本装置の設計倍率は微小変形時において4.14倍で動作するように製作している。なお、理論計算では幾何学的非線形性の影響により、図5中の実線（設計値）のように倍率が非線形となるが、これまで

の実験結果ではピン部分のガタ等の影響により、ほぼ微小変形時の倍率で線形動作するとして扱っても大差ない事が確認されている¹⁹⁾。組み込んだオイルダンパーの特性やアンブレラダンパーの基本原理は文献 16 を参照されたい。

図4 アンブレラダンパーの形状図

図5 アンブレラダンパーの入力変位とオイルダンパー間変位

2.3 計測の概要

試験体の水平変位は、反力床から立ち上げた鉄骨フレームにレーザ変位計を設置して、桁梁、頭貫、大引の高さ位置での変位量を測定した。その際、加力方向 2 構面の変位をそれぞれ計測し、平均値を算出した結果を本論文では報告している。アクチュエータの荷重は装置内部に設けられたロードセルにより計測しているが、以降で述べる加力荷重は、加力時に発生する試験体の慣性力を考慮して、次式により算出した荷重を用いている。

＜加力荷重の算定＞

$$\text{加力荷重} = \text{ロードセルの荷重} - \text{試験体の質量} \times \text{加速度} \quad (1)$$

ここで、試験体の質量は柱高さの半分より上部の値(13.1ton)を、加速度値は加力用鉄骨梁に設置した 2 ヶ所の加速度計の平均値を採用した。

2.4 加力方法

試験体の加力方法は、図 2 に示したように頂部加力用鉄骨梁に設置したアクチュエータ（最大荷重 400kN、最大速度 1m/sec、最大ストローク±200mm）を用いて、変位制御により行った。加振振動数に関しては、試験体の地震時の実効的な振動数に近いと想定される 0.5 および 1.0Hz による加振を重点的に実施しており、比較のために 0.1Hz による加振も実施している。本制震システムは、木造架構に等価粘性減衰定数で 20%～25% を付与する計画で設計しており、最大速度 50cm/sec 相当の入力地震動に対しての最大応答層間変形角が 1/75 程度、最大応答速度が 40cm/sec 程度を想定している。そのため、加振時の最大変位振幅もそれらの値を実現できるように設定している。なお、制震システムを設置する前の試験体 TYPE I においても同様の加振スケジュールで行なう予定であったが、0.5Hz の加振で大斗に割れが生じたため、0.1、0.2、および 0.3Hz の正弦波による加振結果について報告する。

3. 実験結果

3.1 TYPE I 実験結果

本節では、木造架構のみの TYPE I 試験体の実験結果について述べる。図 6 および図 7 に、振動数 0.1Hz と 0.3Hz で振幅 0～100mm の正弦波加振時における架構頂部変位と荷重の関係を示す。図の上部には柱高さ(4192mm)から算出した層間変形角値も併せて示して

ある。両図とも木材同士の摩擦を含んだ S 字逆行型の履歴特性を有している事が分かる。既往の研究¹²⁾では、柱の傾斜復元力特性のみによる場合、最大耐力点が明確に表れる結果となっているが、本実験結果では緩やかであるが抵抗力が上昇する結果となっている。また、図 6 と図 7 を比較すると若干ではあるが履歴性状が異なっているように思われる。そこで、加振振動数 0.1、0.2 および 0.3Hz の実験結果から、等価剛性及び等価粘性減衰定数を算出した結果を図 8、図 9 に示す。

図6 荷重－架構頂部変位の関係 図7 荷重－架構頂部変位の関係

図8 等価剛性の算出結果

図9 等価減衰の算出結果

結果から、加振速度が速いほど等価剛性が低下する傾向にあることが分かる。その影響により、粘性減衰定数の値が大きくなるものと思われる。等価剛性が低下する原因については、今回の計測範囲では明確にする事はできない。なお、頭貫－桁梁間の相対変形量は、最大で 5mm 程度という非常に小さな値であった。

3.2 TYPE II 実験結果(鋼材の影響と傾斜復元力特性の変化)

本節では、ダンパーを取り付ける前の TYPE II 試験体により、鉄骨梁の影響とワイヤーロープ緊張による傾斜復元力特性の変化について報告する。まず、鋼材の影響に関してワイヤーロープとダンパーを設置する前の試験体を用いて、加振振動数 0.1Hz で振幅 0～70mm の加力実験を行った結果を図 10 に示す。図 6 の結果と比較する事により、約 30%程度剛性が増加している事が分かった。その増加分の剛性を調べる為に、図 10 の振幅 60mm の履歴から図 6 における同振幅の履歴を差し引いた結果を図 11 に示す。結果は、若干の履歴面積を有しているものの、近似直線を求めると 0.077kN/mm という値になった。

図10 荷重－架構頂部変位の関係

図11 鉄骨部材による剛性

次に、ワイヤーロープに張力導入を行った試験体に関する実験結果について述べる。柱の傾斜復元力を増加させるためのワイヤーロープ（構造用ストランドロープ 7×7 ST1470 ϕ 18mm）は、頭貫に固定した鋼板と基礎との間に柱1箇所あたり2本取り付け、合計100kNの鉛直荷重を柱に付与する。ワイヤーロープはターンバックルにより張力導入を行い、皿ばねの変形量でその導入量を管理する事にした。図12と図13に振幅0~70mmで加振振動数0.1Hzおよび1.0Hzの実験結果の荷重-頂部変位の関係を示す。

図12 荷重-架構頂部変位の関係 図13 荷重-架構頂部変位の関係

図6と図12を比較する事により、最大荷重が約3.8倍に増大している事が分かった。この時のワイヤーロープ1本あたりの張力変動量は、最大振幅時で20%程度であり、50kNの張力に対して最大60kNまで増加する結果が得られた。また、図6と比較して履歴面積も若干増加している事が分かるが、これはワイヤーロープの張力が桁梁上部の鉄骨を介して柱に伝達されるようなシステムとしているため、組物や接合部の摩擦が増加した事が原因であると考えられる。同様に、図12と図13を比較すると加振速度が早くなると履歴面積が増加している事が分かる。この傾向を把握するために、等価剛性と等価粘性減衰定数を算出した結果を図14及び図15に示す。

図14 等価剛性の算出結果

図15 等価減衰の算出結果

図14からは、TYPE I でみられていた等価剛性の振動数依存性が無くなっており、図8と比較して剛性の値が3~4倍に上がっている事が分かる。また、図15の等価粘性減衰定数は、図9の結果と比較して値は小さくなっている。その要因は等価剛性が大きく増加したためと思われるが、履歴面積そのものはむしろ大きくなっている事が履歴図から読み取れる。

3.3 TYPE II 実験結果(アンブレラダンパー設置後の特性)

次に、アンブレラダンパーを加力方向に4基設置し、ワイヤーロープに前項と同様の張力（100kN/本）を導入して行った実験結果について述べる。まずアンブレラダンパー単体の静的引張試験の結果を図16に示す。本装置は回転部分が多く存在しており、それらによる摩擦が3.3kNで、内臓された皿ばねによる剛性がほぼ設計値通りの0.4kN/mmである事が実験結果より分かった。なお、設置した4基とも同様な値を示す結果となっている。

次に、装置を設置した後の架構全体の剛性を把握する為に、加振振動数0.017Hz、振幅70mmで加力実験を行った結果の履歴図を図17に示す。この履歴は、粘性ダンパーが減衰力をほとんど発揮しない加振速度である事から、装置により付与された摩擦力と木造架構の有する摩擦力をあわせると、約9.2kNに達するという事が分かる。この履歴から求めた等価粘性減衰定数は11.5%である。そして、加振振動数0.1、0.5及び1.0Hzで、振幅0~60mmの正弦波による動的加力実験を行った結果の履歴図を図18~20に示す。

図16 引張試験結果

図17 荷重-架構頂部変位

図18 荷重-架構頂部変位

図19 荷重-架構頂部変位

図17と比較して、どの結果も履歴面積が増加しており、オイルダンパーの効果が発揮されている事が分かる。また、等価剛性と等価粘性減衰定数を算出した結果を図21および図22に示す。等価粘性減衰は、振幅40mm以上の領域では3ケースともほぼ同等な値を示しており、オイルダンパーを設置したにも関わらず、加振速度の増加に対しても減衰定数が増加しない結果となっている。その理由は、ダンパー設置位置によるものと思われるが、詳細は次節のシミュレーション解析にて検討を行う。

図20 荷重-架構頂部変位

図21 等価剛性の算出結果

図22 等価粘性減衰の算出結果

本節の最後にアンブレラダンパーの作動状況について述べるが、加振振動数1.0Hzで振幅60mmの正弦波加振時におけるアンブレラダンパーの増幅倍率は約3.0倍であり、設計値を大きく下まわった。この理由としては、アンブレラダンパー構成部材の剛性が不足している事、あるいは回転部分のガタの影響などが挙げられる。詳

細な検討は単体実験を行う事により解明する予定である。

4. シミュレーション解析と減衰性能評価

本節では、試験体のエネルギー吸収性能に着目した解析モデルを等価線形化手法により作成し、試験体の有する減衰性能について評価を行い、粘性減衰の効果があまり発揮されない理由について考察する。試験体は、木組の摩擦など複雑な要素を多く含んでいる事は、実験結果から明らかであるが、詳細な解析モデルを構築するためには、より多くの実験が必要であると考えられるため、ここでは試験体の有する履歴減衰および粘性減衰の分量に着目し、各減衰量の振幅および振動数依存性を評価可能なモデルを構築する。

4.1 解析モデルの構築

解析モデルは、図 23 に示すような 1 質点 2 自由度のモデルとし、木造架構部分の復元力特性を表すばね K_H とダンパー部分の特性を表すばね K_M 、 K_D およびダッシュポット C_D から構成される Maxwell 要素が並列に設置されたモデルとした。ここで、 K_M はダンパー設置用鋼製基礎と柱の曲げ剛性を模擬したばね要素である。

図23 解析モデル

図24 ばね K_M の算出方法

ここで、ダンパー部分への入力変位 x_D は、鋼製基礎および柱が弾性変形する影響とダンパー設置高さによる幾何学的な影響の両者により決定され、そのダンパー部分のモデルを木造架構部分のモデルと並列に結合した解析モデルとして評価するためには、以下に述べるような方法により各要素の特性値を換算する必要がある。

その換算式は、図 24 に示す各記号と図中の力の釣りを考慮することにより、(2)式のように表せる。

$$F = \frac{K_B \cdot K_C}{K_B + K_C} \cdot \frac{h^2}{H^2} \cdot x = K_M x \quad (2)$$

図 24 は、ダンパー部分が負担する水平荷重 F が架構頂部からダンパーへと伝達される状況を模式的に描いた図であり、 H は柱の高さ(4192mm)、 h がダンパー設置高さ(1100mm)、 K_B は鋼製基礎の水平剛性、 K_C が柱の弾性変形を表したばねである。 K_C は単純支持梁の剛性から算出しており、ばね K_B と直列に結合することにより、図 23 のばね K_M を求めている。(2)式から、ダンパー設置位置に設けられたばね要素を、変位 x に対する効果として換算する場合には、その剛性に高さの比率の自乗を乗ずる必要のある事が分かる。図 23 におけるアンブレラダンパーのばね要素 K_D と減衰要素 C_D についても同様であり、設置高さの係数を乗じて換算を行なうことにより、木造架構部分と並列なモデルを構成することができよう。

次に、減衰性能の評価方法について述べる。まず、本制震システムが有する減衰特性は、以下に示す 3 種類の減衰要素が複合されたものであると仮定した。

- ① 木造架構が有する履歴(摩擦)減衰
- ② アンブレラダンパーが有する履歴(摩擦)減衰

③ アンブレラダンパー(オイルダンパー)が有する粘性減衰

そして、①と②の減衰特性をそれぞれ等価線形化法による複素剛性で表現し、③の粘性減衰と累加することで全体の減衰特性を表すことを試みた。まず、本節で用いた等価線形化の方法¹⁷⁾について説明する。まず①と②の摩擦による履歴をバイリニア型の履歴で置換し、その履歴をフーリエ級数の第 1 項で表現する事により、ばねの初期剛性に対して複素数 $C \cdot iS$ を乗じた形式で等価線形化を行なう方法である。この時の係数 C 、 S は、置換したバイリニア型履歴のバイリニア係数 p と最大振幅を設定して定まる塑性率 μ により、(3)式を用いて算出可能であり、解析時の最大振幅の値によって塑性率をその都度変更する事で、実験のシミュレーション解析を行なう事が可能である。

$$\left. \begin{aligned} C &= \frac{1}{\pi} (1-p) \left(\theta' - \frac{1}{2} \sin 2\theta' \right) + p \\ S &= -\frac{1}{\pi} (1-p) \sin^2 \theta' \\ \theta' &= \cos^{-1} \left(1 - \frac{2}{\mu} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

以上のような等価線形化を K_H と K_D のそれぞれに対して適用すれば、図 23 に示した解析モデルの定常状態における振動方程式は、(4)式のように表せる。

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{x} + \{K_H(C_1 - iS_1) + K_M\} x - K_M x_D &= 0 \\ K_M(x - x_D) &= C_D \dot{x}_D + K_D(C_2 - iS_2)x_D \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中、木造架構の複素剛性に関する係数を C_1 および S_1 、アンブレラダンパー部分に関する係数を C_2 および S_2 として表記している。そして、(4)式において円振動数 ω による定常振動状態を想定すれば、粘性減衰を含めた形での複素剛性は(5)式のように求められる。(5)式中の第 1 項は、木造架構部分の履歴減衰を、第 2 項がダンパー部分の減衰特性を表している。また、実験における最大変位 $x_{\max}$ に対する復元力 F は(6)式で算出できる。

$$K_{eq} = K_H(C_1 - iS_1) + \frac{K_M K_D C_2 + iK_M(\omega C_D - K_D S_2)}{K_M + K_D C_2 + i(\omega C_D - K_D S_2)} \quad (5)$$

$$F = |K_{eq}| \cos(\omega t + \phi) x_{\max} \quad (6)$$

$$\text{ここで、} \phi = \tan^{-1} \frac{\Im(K_{eq})}{\Re(K_{eq})}$$

$\Re(K_{eq})$, $\Im(K_{eq})$ は K_{eq} の実部と虚部を表す

以上が減衰性能の評価手法に関する手順であるが、まず木造架構の復元力特性 K_H をバイリニア型履歴でモデル化することが必要である。そこで、基本となる TYPE I 試験体の復元力特性について、柱の傾斜復元力特性と大引および頭貫接合部のめり込み抵抗を考慮した簡易平面骨組モデル(図 25)を用いて漸増解析を行ってみた。

図25 簡易骨組モデル

図26 傾斜復元力特性²³⁾ K_F

図 25 の骨組は、柱脚ピン支持の柱、端部に(7)式に示すめり込み抵抗の評価式²²⁾¹⁹⁾から算出した弾性回転ばね K_{R1} および K_{R2} を端部に有する頭貫および大引で構成されている。柱の復元力特性 K_F は、図 26 に示す傾斜復元力特性²³⁾をばね要素で定義した。傾斜復元力特性を算出する際の軸力 W は、柱高さの半分より上部の架構の重量 130kN より求め、柱幅 a は大斗尻との平均柱幅として 285mm の値を、柱高さ H は 4192mm を用いている。部材の剛性は、ヤング係数を 9.8kN/mm^2 として表 1 に示す部材断面寸法より算出した。(7)式のめり込み抵抗は、各部材が柱に接する木口面積を基にして算出しており、その採用した木口の寸法を図 27 に示す。計算の結果、 K_{R1} は $6,082\text{kN}\cdot\text{cm/rad}$ 、 K_{R2} は $5,826\text{kN}\cdot\text{cm/rad}$ のような値となる。また、解析結果を図 6 の実験結果とともに図 28 に示す。

$$M = K_{R1,2}\theta = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{\perp}}{Z_o} \theta \left\{ \frac{1}{3} + \frac{2Z_o}{3x_p} \left(1 - e^{-\frac{3y_1}{2Z_o}} \right) \right\} \quad (7)$$

ここで、 $C_y = 1 + \frac{2Z_o}{3ny_p} \left(2 - e^{-\frac{3ny_1}{2Z_o}} - e^{-\frac{3ny_2}{2Z_o}} \right)$
 $E_{\perp}$: 繊維直交方向のヤング係数 $\frac{E}{50} = 19600\text{N/cm}^2$
 Z_o : 部材厚 29.7cm(頭貫)、31cm(大引)
 n : 樹種による係数 7
 x_1, y_1, y_2 は 0 とした

頭貫: $x_p=24\text{cm}$, $y_p=2\text{cm}$
 大引: $x_p=24\text{cm}$, $y_p=2\text{cm}$

図 27 木口寸法

図 28 解析結果

図 28 の結果は、解析結果が実験結果より最大耐力で約 10% 大きく評価される結果となったが、骨格曲線の形状は良く表現できているものと思われる。また、層間変形角 1/200 近傍でも同程度の誤差となっている。

次に、この結果にワイヤーロープの張力導入効果を考慮して、傾斜復元力特性を算出する際の軸力を 400kN 増加し、図 11 の鉄骨部材による剛性の増加分と張力導入されたロープが傾斜することによる水平荷重の増加分を考慮すれば、図 29 および図 30 のような荷重-変形関係が得られる。図 29 には加振振動数 0.1Hz の図 12 の結果を、図 30 には加振振動数 1.0Hz の図 13 の結果を併記してある。

図 29 解析結果 (振動数 0.1Hz) 図 30 解析結果 (振動数 1.0Hz)

図 29 においては、最大荷重で約 15%、層間変形角 1/200 近傍で約 30% 程度、解析結果のほうが大きな値となっている。図 30 にお

いては、最大荷重がほぼ同等、層間変形角 1/200 近傍で約 20% 程度解析結果のほうが大きな値となっている。この解析モデルを用いての評価としては、変形角 1/100 未満の領域では誤差が大きく、傾斜復元力の増加メカニズムの詳細な解明も含めて、モデルの再検討が必要であろう。また、図 29 および図 30 の実験結果では大きく履歴面積が異なっているが、本計測範囲ではその性状を明確にモデル化する事ができない。今後の課題として検討してゆく予定である。

ここでは、履歴面積から得られる減衰量と等価剛性を用いて、システム全体の履歴減衰と粘性減衰のバランスについて調べる事を主眼としているため、木造架構の復元力特性 K_H を次のように定めた。まず、図 29 の実験結果における切片荷重 5kN と振幅 60mm 時の解析により求められた荷重値とを結んだ勾配を、バイリニア型履歴の第 2 次剛性 0.5kN/mm として定めた。そして、第 1 次剛性は変位 28.5mm 時(図 26 における 0.1a に相当)に相当する荷重値と原点とを結んだ勾配 1.0kN/mm を採用した。降伏変位はその第 1 次剛性と第 2 次剛性の交点である 10mm と定めた。振幅 65mm におけるそのバイリニア型履歴と図 30 の実験結果を併せて図 31 に示す。

次に等価線形化の手順について説明する。シミュレーションの対象とする最大振幅を図 31 と同様に 65mm と決定すれば、設定塑性率は 6.5 となる。次に設定塑性率とバイリニア係数から、(2)式を用いて C_I および S_I がそれぞれ、0.55、-0.08 と求められる。その複素数を用いて設定振幅時の等価剛性を(5)式により求めた後、(6)式により履歴を描けば図 32 のように表すことができる。

図 31 実験結果と設定したバイリニア型履歴の比較

図 32 実験結果と等価線形化後の楕円型履歴の比較

同図から、実験結果の履歴を概ね表現できていることが分かる。以下に、(4)式中の K_H 以外の各要素のパラメーターの設定値を以下に示す。

< K_M > 鋼製基礎 2 台分の水平方向剛性 77.0kN/mm と柱 4 本分の曲げ剛性 6.1kN/mm に高さ方向の換算係数 $(1100/4192=0.069)$ を乗じて直列結合することにより、 0.39kN/mm の値を用いた。

< K_D > アンブレラダンパーの特性については、実験結果より 4 基分の履歴を初期剛性 132kN/mm 、バイリニア係数 0.012、降伏変位 0.1mm のバイリニア型履歴でモデル化し、高さ方向の係数を乗じることにより初期剛性を 9.1kN/mm 、降伏変位を 0.38mm に換算して用いた。

< C_D > アンブレラダンパー内に設置されたオイルダンパーの減衰係数は非線形な特性を有しており、ダンパー単体の試験結果から図 33 のようなモデル化が可能である。等価線形解析を行うにあ

図 33 オイルダンパー単体の特性

たつては、図 33 の減衰係数に設置高さの換算係数、アンブレラダンパーの増幅率(実験結果より、3.0 倍を採用)および加振時の最大速度を乗じて算出される最大減衰力を加振時最大速度で除した値を減衰係数として採用した。各加振条件を対象に算出された減衰係数を表 2 に示す。

表2 解析時のアンブレラダンパー減衰係数の設定値

振動数 (Hz)	0.0167	0.1			0.5			1.0		
振幅 (mm)	70	20	40	60	20	40	60	20	40	60
減衰係数 (kN・sec/mm)	0.064	0.108	0.216	0.324	0.219	0.134	0.106	0.134	0.091	0.077

4.2 解析結果および考察

以上のような解析モデルを用いて、(5)式による実験のシミュレーション解析を行った結果を図 34～図 43 に示す。結果から、等価的な剛性や履歴面積などが若干異なっているケースもあるが、簡略化したモデルとしては架構全体の動特性を概ね評価していると判断できそうである。なお、高振動数のケースや最大変位付近での誤差が大きい要因としては、オイルダンパーの減衰係数を最大減衰力を基準にして線形化したことが挙げられるであろう。

次に、この解析モデルを用いて本試験体の減衰性能について、より詳しく検討を行ってみる。(5)式で表した複素剛性 K_{eq} から、等価粘性減衰定数 h_{eq} および等価円振動数 ω_{eq} を(8)、(9)式により算出し、その振動数依存性および振幅依存性について調べた結果を図 44 に示す。なお、式中の質量は 13.1ton の値を用いている。

$$h_{eq} = \frac{\Im(K_{eq})}{2 \times \Re(K_{eq})} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta(A^2 + B^2) + \alpha K_M A}{(1 + \alpha)A^2 + B^2 + \alpha C_2 K_D B} \quad (8)$$

ここで、 $A = \omega C_D - K_D S_2$, $B = K_M + C_2 K_D$

$$\alpha = \frac{K_M}{C_1 K_H}, \beta = \frac{-S_1}{C_1}$$

$$\omega_{eq} = \sqrt{\frac{K_{eq}}{M}} \quad (9)$$

図 44 の結果から、いずれの振幅においてもオイルダンパーに入力される速度が 30mm/sec に達する点(振幅 20mm 時→0.30Hz、振幅 40mm 時→0.15Hz、振幅 60mm 時→0.10Hz)を境にして、 h_{eq} の変化が大きくなっている様子が読み取れるが、その値は 0.1～1.0Hz の振動数領域で 0.13～0.16 の間を推移しており、加振速度が増加しているにもかかわらず、粘性減衰としての特性は顕著に表れていないことが分かる。図 22 と比較した場合、減衰定数の値は若干異なっているものの、加振振動数が増加しても値に変化が小さい性状が表れている。図中の振動数が 0 の時の減衰値により、履歴減衰による効果を把握することができるが、最大振幅が増加するほど履歴減衰の効果が低下していることが読み取れる。全体の減衰定数の値はほぼ一定であるので、言い換えれば履歴減衰の低下分を粘性減衰が補っているとも言えるだろう。それぞれの減衰の割合をより分かりやすく把握するために、(5)式の複素剛性を用いて、木造架構部分の履歴減衰、ダンパー部分の履歴(摩擦)減衰およびダンパー部分の粘性減衰の履歴ループを描いた図を図 45 に示す。図 45 は、最大振幅 60mm 時の振動数 1.0Hz における各履歴ループを描いた図であり、システム全体の履歴面積に対して、木造架構の履歴面積は約 38%、ダンパーの粘性減衰分が約 44%、そしてダンパーの履歴減衰分が約 18%の比率となっている。

次に粘性減衰の効果が顕著に表れない原因について考察してみる。(8)式中の β に関する項は、等価複素ばねの実数部に対する虚数部の比率になっていることから、木造架構部分の減衰量を表しており、システム全体の減衰性能はアンブレラダンパー部分の減衰量と累加する事で評価可能であると考えられる。そこで、アンブレラダンパー部分の粘性減衰特性を明確にするために $C_1=1.0$, $S_1=0.0$ の条件の

図34 0.0167Hz-70mm

図35 0.1Hz-20mm

図36 0.1Hz-40mm

図37 0.1Hz-60mm

図38 0.5Hz-20mm

図39 0.5Hz-40mm

図40 0.5Hz-60mm

図41 1.0Hz-20mm

図42 1.0Hz-40mm

図43 1.0Hz-60mm

図44 等価粘性減衰定数と等価振動数の変化

図45 履歴ループの比較(1.0Hz、60mm)

下で、 h_{eq} の極値に対する変数 A の値を $dh_{eq}/dA=0$ の条件により算出すると(10)式のようになり、その時の等価粘性減衰定数の最大値 h_{eq_max} の値は(11)式のように求められる。(11)式中の変数は、全て剛性に関するものであり、系全体の減衰性能の最大値は K_H, K_M および K_D のバランスによって決定される事が分かる²⁰⁾²¹⁾。図 46 および図 47 は、 C_2 および α をパラメーターに A_{opt} と h_{eq_max} を算出した図であり、本試験体での実験の場合 $C_2=0.014\sim0.018$ 、 $\alpha=0.52\sim0.70$ であり、より高い減衰性能を発揮するには α の値を大きくする工夫が必要であろう。

$$A_{opt} = \sqrt{\frac{B^2 + \alpha^2 C_2 K_D B}{(1 + \alpha)}} \quad (10)$$

$$h_{eq_max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\alpha K_M}{2B^2 + (\alpha + 1)\alpha C_2 K_D B} \sqrt{\frac{B^2 + \alpha^2 C_2 K_D B}{1 + \alpha}} \quad (11)$$

図46 $A_{opt}-C_2$ の関係 図47 $h_{eq_max}-C_2$ の関係

5. まとめ

制震装置を設置した実大の伝統木造架構試験体を用いて動的加力実験を行い、その動特性を抽出するとともに制震システムとしての減衰特性を明確にした。以下に本論の要約を記す。

- ワイヤーロープを用いた傾斜復元力の増加システムは、その効果を確認する事はできたものの、その増加率を定式化するには至らなかった。今後も実験を継続して解明してゆく予定である。また、システムを設置後の実験で加振速度が増加するにしたがい、履歴面積が大きくなる傾向(図 15)が見られた。今回の解析では、その減衰を履歴減衰として扱ったが、より詳細な実験により減衰のメカニズムを解明する必要がある。
- 等価線形化法による解析を行うことにより、システム全体が有する履歴減衰と粘性減衰を分離し、その減衰量と振動数依存性を評価する手法を提案する事ができた。また、より大きな粘性減衰の効果を発揮させるためには、減衰力を伝達する部材(今回の試験体では柱部材)の剛性とシステム全体の剛性とのバランスが重要である事を明確に示すことができた。ただし、その精度を向上させるためには、オイルダンパーの減衰係数に関する等価線形化の手法に課題が残されている事も明らかとなった。
- 伝統構法により製作された試験体の動特性は実験により明らかとなったものの、木材同士の摩擦による減衰のメカニズムを表現できるモデル化を行うまでは至っていない。今回の解析では、それらの特性を等価剛性と等価粘性減衰という形式で近似して扱ったが、制震構造計画を実施するうえでは十分な精度を有した評価モデルを提案する事ができたと思われる。

謝辞 本研究は、平成 11 年度選定日本大学理工学部・学術フロンティア推進事業「環境・防災都市に関する研究」(研究代表者：大津岩夫、総括代表者：石丸辰治)および平成 15 年度日本大学理工学部学術助成金(奨励研究)の一部として行った

ものである。ここに謝意を表する。また、実験の補助やデータ整理を行ってくれた大学院生の大倉久礼君、二見泰史君および山中祐一君に感謝いたします。

参考文献

- 坂静雄：社骨組の力学的研究(第1部、柱の安定復元力)、建築学会大会論文集, pp.252-258, 昭和16年4月
- Naohito Kawai: Column Rocking Resistance in Japanese Traditional Timber Buildings, Procedure of the International Wood Engineering Conference, 1996
- 林知行, 軽部正彦, 原田真樹, 高橋好夫, 木村勉: 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その1 概要と斗組架構実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.267-268, 1998.9
- 軽部正彦, 林知行, 原田真樹, 高橋好夫, 木村勉: 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, pp.269-270, 1998.9
- 藤田香織, 木村正彦, 大橋好満, 坂本功: 静的水平加力実験に基づく伝統的木造建築の組物の履歴モデルと剛性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第543号, pp.121-127, 2001.5
- 鈴木祥之, 北原昭男, 須田達, 前野将輝, 西塔純人: 伝統木造軸組の実大振動実験による動特性, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1349-1354, 2002.11
- 鈴木祥之, 後藤正美, 大下達哉, 前野将輝: 伝統木造軸組の柱傾斜復元力特性に関する研究, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1361-1366, 2002.11
- 山本雅之, 東野雅彦, 木林長仁, 長瀬正, 佐分利和宏, 鈴木祥之: 粘性体制震壁を用いた伝統木造軸組の制震に関する振動実験, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1809-1814, 2002.11
- 岩佐裕一, 榎原健一, 鈴木祥之: 仕口ダンパーを用いた伝統木造軸組の耐震補強 -実大振動実験と応答解析-, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1815-1820, 2002.11
- 高田香織, 稲葉学, 西村勝尚, 関松太郎, 八木貞樹, 岡本真由美: 伝統木造軸組の実大振動実験 その18 高力ボルト摩擦接合滑りダンパーによる制震補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊 pp.187-188, 2001.9
- 稲葉学, 高田香織, 八木貞樹, 山中昌之, 橋本康則, 岡本真由美: 伝統木造軸組の実大振動実験 その19 両球面滑り支承による免震補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊 pp.189-190, 2001.9
- KONOIKE ENGINEERING TOPICS No.384, pp.1-3, (株)鴻池組, 2003.9
- 東義敬, 石丸辰治, 久保田雅春, 石垣秀典, 秦一平, 吉田明義, 西塚正, 西村陽介: 伝統的木造建築物の制震改修について その3 制震改修概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊 pp.425-426, 2001.9
- 石垣秀典, 石丸辰治, 秦一平, 西村陽介, 杉本直之: 張力導入型トグル制震装置の動的加力実験, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1739-1742, 2002.11
- 石垣秀典, 石丸辰治, 秦一平, 吉田明義: 伝統的木造建築物のある制震改修法について, 日本建築学会技術報告集, 第17号, pp.91-96, 2003.6
- 山中祐一, 石丸辰治, 石垣秀典, 秦一平, 藤田和典, 西塚正: アンブレラダンパーに関する研究 その1 実大動的加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊 pp.677-678, 2003.9
- 石丸辰治: 応答性能に基づく「対震設計」入門, 彰国社, 2004.3
- 久保田雅春, 秦一平, 石丸辰治, 新谷隆弘: 増幅機構を用いた制震構造システムに関する基礎的研究 その1 基本原理, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊 pp.869-870, 1997.9
- 伝統的構法を用いた木質構造設計資料, 2003 年日本建築学会大会 パネルディスカッション資料
- Y.Fu and K.Kasai: Comparative Study of Frames Using Viscoelastic and Viscous Dampers., Journal of Structural Engineering, ASCE, pp.513-522, 1998.5
- 曾田五月也, 高橋雄司: 粘弾性ダンパーの設置による建物の高減衰化と耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, 第528号, pp.67-73, 2000.2
- 稲山正弘: めり込み抵抗接合の設計, 建築技術, pp.106-111, 1995.11
- 密集市街地における防災地区の整備の促進に関する法律における既存木造建築物の耐震診断基準の解説, 日本建築防災協会, 1998.1

(2004年3月15日原稿受理, 2004年7月29日採用決定)