フレームモデルによる 2 層木質制振架構の地震応答解析 SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF 2-STORY WOODEN STRUCTURE WITH PASSIVE CONTROL SYSTEM USING FRAME MODEL

松田 和 浩*, 笠井 和 彦**, 坂田 弘 安***

Kazuhiro MATSUDA, Kazuhiko KASAI and Hiroyasu SAKATA

This paper proposes an accurate, member-by-member analytical model for two-story timber structures having energy dissipation walls and/or plywood shear walls. Various member joints are modeled by using nonlinear spring elements whose properties derived from numerous test results. The analyses were found to reproduce both local and global responses obtained from shaking table tests of a variety of two-story timber frames. Moreover, unsteady behavior of slip-hysteretic structure, energy absorption performance and deformation state of energy dissipation wall arranged in 2nd floor are discussed.

Keywords: *Frame Analysis, 2-Story Wooden Frame, Passive Control Scheme, Slip Response, Rocking Deformation*

フレーム解析, 2 層木質架構, パッシブ制振, スリップ型履歴特性, ロッキング変形

1. はじめに

1. 1 背景

木質住宅を比較的簡易に高耐震化する手段の一つとして、木質住宅に制振技術を適用するための研究が数多くなされるようになった。スリップ型の復元力特性を持つ木質構造では、変形すると剛性が低下し損傷が顕著に現れるが、制振構造の場合はダンパーがエネルギーを吸収することで変形後も安定的な挙動を示すため、東日本大震災のように複数回にわたる大規模余震に対しても有効と考えられる。筆者らは数多くの実験を行うことで、木質制振壁の有効性を確認してきた^{1)~4)}。また、木質制振建物の設計手法⁵⁾、制振化による振れ挙動の抑制⁶⁾など、様々な検討を行っている。その一環として、文献 7 では多数の実験結果に基づき、詳細な 1 層木質制振架構のフレームモデルを作成した。本論文はその続報として位置づけている。

制振壁では、設置したダンパーと周辺部材の剛性バランスが悪い場合、周辺部材が変形することでダンパー変形が減少し、エネルギー吸収効率が低下する。すなわちダンパーと周辺部材の剛性バランスを適確に設定することが重要となるが⁸⁾、そのような細部の検討を行う際に実験研究ではコスト面・労力面で検討に限界が生じる。特に 2 層の検討をする場合、実験の規模も大きく、計測の点数や設置法の制約から細部の挙動まで追うことは困難となる。一方、解析ではそれらの制約が最小化され、人工的・材料的ばらつきの影響も無しに論を進めることが可能である。質量や剛性のバランス、壁の配置や設置法など、2 層架構に特有の問題は多く、その検討に向けて 2 層のフレームモデル解析で実際の挙動を再現できる必要がある。

文献 7 で言及したように、木質構造におけるフレーム解析の研究例は比較的あり、また実務設計でもフレーム解析で検討を行う例もしばしば見られる。一方、モデルの作成法やその設定根拠に始まり、実験結果との比較を通して全体・局所応答に至るまでの詳細な検証を包括的に示した例は存在しない。そのような観点で、文献 7 の 1 層モデルに引き続き 2 層モデルの解析例を示すことは重要である。

1. 2 本論文の目的と構成

以上より本論文の目的は、第一に文献 7 で示した制振壁・合板壁による精密な 1 層木質制振架構のフレームモデルが 2 層木質制振架構にも拡張できることを確認すること。第二に実験では把握困難な 2 層木質架構特有の問題について、筆者らが提案した制振壁を例に、フレームモデルを用いて解析的に検討を行うことである。特に 2 階に設置した制振壁は 1 階の制振壁よりダンパーのエネルギー吸収効率が低下することを実験により確認しているが³⁾、その理由については不明瞭な点が多く、それについても明らかにする。

2 章では文献 7 で示した 1 層のフレームモデルを 2 層のフレームモデルに拡張する手法を示す。3 章では過去に行った 2 層木質架構の振動台実験^{3), 4)}の試験体モデルを作成し、振動台実験との比較を通して解析モデルの精度検証を全体応答・局所応答の両面で行う。解析モデルを用いた検討として、4 章ではスリップ型の復元力特性が全体応答へ及ぼす影響について検討を行い、1, 2 層の質量比・剛性比が変形モードに及ぼす影響についても言及する。5 章では制振壁の配置や設置方法を変化させた場合の挙動の変化について言及し、本制振壁においてロッキング変形の抑制が重要であることを示す。

* 東京工業大学建物物理研究センター 助教・博士(工学)

Assist. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

** 東京工業大学建物物理研究センター 教授・Ph. D.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.

*** 東京工業大学建物物理研究センター 教授・工博

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

2. 2層木質架構フレームモデル

2. 1 フレームモデル作成法の概要

筆者らは文献7で図1に示すようなK型ブレースによる制振壁・構造用合板耐力壁のフレームモデルを作成し、モデルの妥当性を示した。フレームモデルは柱や横架材等の部材の一般部を弾性梁要素とし、スリップ型復元力特性を有する非線形バネでそれぞれを接合することにより構成した。各壁の柱・横架材接合部は表1のような仕様としており、それらをモデル化した各非線形バネは要素実験の結果を元に、正負の繰り返し挙動を含めて挙動を忠実に再現できるように作成した。ダンパー部には分数微分による粘弾性要素^{付録1)}、もしくは摩擦ダンパー用に完全弾塑性要素を用いた。なお、本解析では地震応答解析ソフト『PC-ANSR』を用いた。

2層木質架構にも基本的に1層と同様のモデルを適用した。ただし1層架構と異なる部分として、2階の柱脚に設置した引き寄せ金物のボルト長さが長くなり、かつ直下の1階柱から反力をとることが挙げられる。本モデルでは柱脚金物と引き寄せボルトをそれぞれ別のバネとしてモデル化しているため、柱の軸力変動によるボルト軸力変動だけでなく、接合部の回転に伴うボルト軸力変動や、それによる接合部の負担するモーメント抵抗も再現を可能としている。

図1 制振壁・合板壁のフレームモデル概要⁷⁾

表1 柱・横架材接合部一覧

短ほぞ(全柱・横架材接合部共通)			SC2	HD
FC5x2	FC5x1	FC3x2		

そのため、2層架構へも容易に対応することができ、図2のようにボルトの軸バネの変更を行うのみで、モデル化を行うことが可能である。

2. 2 引き寄せボルトの復元力特性の設定方法

引き寄せボルトの軸バネには、ボルトの軸伸びによる変形と金物の変形の影響を含めて1つの非線形バネにモデル化している。制振壁に用いた引き寄せ金物(例えば付録2, 図A-1(c))は、金物自身の変形が極めて小さいことを実験により確認しているため、2階柱脚用のボルト軸バネでも、ボルトの軸剛性のみが変化すると考えた。ボルトの弾性時の軸伸びはボルトの締め付け長さ L_B ・断面積 A_B ・ヤング係数 E_B で求まる軸剛性($E_B A_B / L_B$)で概ね評価できることがボルト単体の要素試験からわかっている¹¹⁾。塑性化後も同様の割合で変化すると仮定し、図3(a)に示すようにボルト軸バネの特性を設定した。なお、本論文で扱った解析では、ボルトの軸力は常に55kN以下であったことを確認している。

合板壁に用いた引き寄せ金物(表1, HD)は、図4に示す変形状態のようにボルトの軸伸びに対して金物自身の変形がかなり大きい。ボルト反力用にも同じ金物を用いており、かつ2階引き寄せボルトの締め付け長さが1階の場合の約2倍であったことから、図3(b)に示す1階用ボルト軸バネの $N_B - \delta_B$ 関係に対し、柔性を2倍にすることで2階のボルト軸バネの復元力特性を設定した。

図4 HD金物の変形状態

図2 2階の引き寄せボルト周辺のモデル化例

図3 ボルト軸バネの復元力特性の設定 実線: 実験 破線: モデル

3. 2層振動台実験との比較

3. 1 モデルの概要

2層木質制振架構の地震応答解析精度を確認するため、図5に示す振動台実験^{3), 4)}の試験体をフレームモデルに置換して解析を行い、実験結果との比較を行う。試験体各階の四隅の独立柱は鉛直荷重を負担させるために設置したもので、柱頭柱脚を短ぼこ+かすがいの仕様としている。すなわち、接合部で曲げモーメントをほとんど負担せず、四隅独立柱の層せん断力への寄与は極めて小さい。そこで壁要素を配置した中央構面のみをモデル化する。モデル名は各文字が壁の種類を表しており、Wが構造用合板耐力壁(Wood Panel)、Vが粘弾性ダンパーを有する制振壁(Viscoelastic)、Fが摩擦ダンパーを有する制振壁(Friction)、-は耐力要素が無いこと、/より前が2階の架構で後が1階の架構を意味する。また、Wの前に数値がある場合はWに対する剛性・耐力の比を示しており、その剛性・耐力になることを目標に試験体の釘配置を調整している。調整には文献13, 14による理論を用いており、釘配列2次モーメント I_x, I_y がそれぞれ係数倍の数値となるように釘配置を定めた。

2層モデルの例を図6に示す。中央構面は壁が市松状配置となっており、実験時に計測した各部材の重量を階高中央で各階に分離した架構重量と、各階の天井に設置したおもりの重量に相当するものとして、2階梁に1.713ton、1階梁に1.917ton、計3.63tonをそれぞれ3箇所に分けて配置した。1, 2階の質量比は0.894となり、必要壁量算定の際に仮定する単位面積あたりの重量によれば、重い屋根を有する総2階の建物とほぼ同等である。減衰は文献7の1層モデルにおいて初期剛性比例型で0.5%となるように各部材に与えており、2層モデルでも同じ減衰係数を各部材に与えた。なお、2層モデルでも微小変位における1次の減衰定数がほぼ0.5%となることを確認している。対象とする加振はJMA神戸波NS方向を最大加速度0.6gに基準化したもので、解析には振動台実験で計測された土台の加速度を用いた。ただし、-V-/V-/V架構と-F-/F-/F架構は架構の耐力が高いため、JMA神戸波原波(0.83g)を入力した。解析時間は10秒、時間刻みは0.001秒である。

3. 2 全体応答およびダンパー挙動の比較

振動台実験とフレームモデルによる地震応答解析の全体応答の比較として、図7に層間変形の時刻歴、層せん断力 Q -層間変形 Δu 関係およびダンパーの荷重-変形関係の比較を示す。

-1.6W-/W-/W架構では最大変形は概ね一致しているが、1階の正側で包絡線が一致していない部分がある。これは負側で生じた大きな損傷が正側に及ぼす影響を解析で考慮していないためである。各階に制振壁を配置した架構では解析と実験が良く一致している。合板壁と制振壁を併設した架構ではダンパー変位が若干低いものの、その他については解析と実験が1, 2階とも良く合っており、最大変形の誤差は15%以下であった。

一方、-1.2W-/W-/W架構では1階の合板壁で、-1.6W-/V-/V架構と-1.6W-/F-/F架構では2階の合板壁で、剛性・耐力が解析と実験で若干異なっていた。同じ仕様でそれらが一致する架構もあることから、異なる原因は実験時の木材自身や施工によるばらつきの影響と考え、図7では当該階の合板壁の釘量(釘のせん断力-すべり関係における剛性・耐力)を試行錯誤的に最大で2割まで増減させた結果を示している。釘量調整の結果、実験と解析は良く一致し、-1.6W-/F-/F

図5 比較対象とする振動台実験³⁾

図6 フレームモデルの例

架構では残留変位も再現できる結果となった。しかし、釘量の調整前は解析と実験の結果に大きな差が見られ、これについては4.1節で詳述する。

3. 3 局所応答の比較

振動台実験では柱横架材接合部の回転角・引き抜け変形および引き寄せ金物のボルト軸力を計測しているため、それらの実験結果と解析結果の比較を行う。架構はほぼ左右対称の形状であるため、紙面の都合上-V-/V-/V架構と-1.6W-/W-/W架構の左半分についてのみの比較を図8に示す。

柱頭柱脚接合部の回転角は層間変形角にある程度追従するため、精度が高いことがわかる。-V-/V-/V架構の1階中柱の柱頭では1階の壁用の金物が左側に、2階引き寄せ金物の反力金物が右側に取り付けられており、両側に金物が付いているため、回転への抵抗が強く生じる回転角も小さいが、そのような傾向も一致している。

図 7 JMA 神戸 0.6g 入力時の 2 層木質架構の振動台実験^{3), 4)} とフレーム解析の比較 (— 実験 --- 解析)

図8 JMA 神戸 0.6g 入力時の2層木質架構の振動台実験^{3), 4)}とフレーム解析の局所応答の比較

柱頭柱脚接合部の引き抜けは文献7と同様、引張力がほとんど生じない接合部において、回転により誘発される引き抜けを再現することができないため精度が良くない。ただし、それ以外は全体的に概ね良く合っているといえる。なお、-V-/V-V 架構の2階中柱の柱頭では、実験中の金物設置ミスのため引き抜けが大きくなっているが、それも良く再現できている。

引き寄せボルトの軸力は-V-/V-V 架構の2階で若干精度が劣るが、それ以外は実験と解析が良く一致している。柱の引張力により生じるボルト軸力だけでなく、接合部の回転により生じるボルト軸力も概ね再現できている。このように、全体応答だけでなく局所応答も含め、作成したフレームモデルは実験を精度良く再現できていることが確認できる。

4. スリップ型復元力特性が全体応答に及ぼす影響

4. 1 -1.2W-/W-W 架構の解析精度検証

3.2 節で述べたように、-1.2W-/W-W、-1.6W-/V-V、-1.6W-/F-F 架構で釘量の調整を行う前は、各階の $Q-\Delta u$ 関係における剛性・耐力が実験と解析で概ね一致しているにもかかわらず、実験と解析の応答変位が大幅に異なっていた。-1.2W-/W-W 架構を例にその挙動について説明する。1 階のみ合板壁の釘量を元の 1.00 倍から 1.15 倍まで 0.05 倍ずつ変化させた場合の全体挙動の変化を図 9 に示す。釘量を 1.00 倍から 1.15 倍に変化させても 1 階の時刻歴挙動の変化は少ないが、2 階は大きく変化しており、特に加振後半の挙動が変化することにより実験結果と解析結果がほぼ一致する結果となっていることがわかる。

図 9 1 層合板壁の釘量調整による層間変形時刻歴の変化

図 10 1 層合板壁の釘量調整による $Q-\Delta u$ 関係の変化

図 10 で時間毎に $Q-\Delta u$ 関係を見ると、2.5 秒までに 1 階が最大変形に到達している。1.00 倍のモデルでは実験よりも最大変形が大きく、その違いにより 2.5~7.5 秒における 1 階のスリップ時の剛性が実験と解析で異なっている。一方 1.15 倍のモデルでは、1 階の最大変形が実験と一致し、その後の 1 階のスリップ時の剛性も一致することにより、2 階の挙動も実験と一致したことを確認できる。このように、スリップ挙動が顕著となる架構では、最大変形が増大するにつれてスリップ時の剛性が徐々に変化する⁷⁾。その微妙な違いでその後の挙動が著しく変化するため、スリップ後の挙動を予測することが困難になるとともに、実際の建物応答もばらつきが大きくなることを示唆している。

4. 2 1 階と 2 階の質量・剛性バランス

前節で示したように、スリップ挙動を持つ架構では 1, 2 階の僅かな剛性バランスの変化により、変形モードが著しく変動することを確認した。このような関係は 1, 2 階の質量及び剛性バランスで変化することが容易に想像できる。そこで、前節と同様に -1.2W-/W-W 架構において、1 階の釘量を 0.5 倍から 1.5 倍まで 0.05 刻みで変化させたパラメトリック解析を行った。パラメトリック解析ではレベル 2 入力を想定した 6 つの地震動を入力した。それらは BCI-L2 波、TaftN111E、八戸 EW、東北大学 NS、El Centro NS、JMA 神戸 NS の位相特性を持つ模擬地震動¹⁴⁾で、減衰定数 2% 時の短周期の加速度一定領域で $S_{pa} = 1375\text{cm/s}^2$ 、5% 時で $S_{pa} = 1000\text{cm/s}^2$ 程度となるように設定したものである。なお、解析では質量比 $\alpha = 0.894$ である。

横軸を釘量比、縦軸を変形モード ϕ_2/ϕ_1 (ϕ_1, ϕ_2 は地面から 1, 2 階の相対変位)として解析結果を図 11 に示す。ここで -1.2W-/W-W 架構の場合、2 階の釘量 1.2 を 1 階の釘量 1.0×2 で除すため 0.6 となる。また、参考として 2 質点弾性系における 1, 2 階の質量比 $\alpha (= m_2/m_1)$ および剛性比 $\beta (= k_2/k_1)$ から求まる変形モードの弾性理論曲線^{付録 3)}も示している。弾性理論上は剛性比 β がある程度高ければ、 β の変化に伴い変形モード ϕ_2/ϕ_1 は比較的緩やかに変化することが見てとれる。一方、パラメトリック解析の結果では、 β の変化に伴い弾性理論値よりも急激に変形モードが変化しており、損傷集中階の移り変わりは弾性理論値よりも剛性比に敏感であることが確認できる。

壁量設計における必要壁量算定の際に仮定する単位面積あたりの重量^{例えば 15)}を考慮すると、必要壁量を最低限満たす場合、総 2 階の重い屋根で質量比 $\alpha = 0.86$ 、剛性比 $\beta = 0.64$ であり、図 11 の損傷階が変化する境界 ($\phi_2/\phi_1 = 2$) に位置する。2 階の面積が 1 階より小さ

図 11 1, 2 階の質量比 α ・剛性比 β の変化による変形モードの推移

い場合、もしくは軽い屋根の場合は更に2階が損傷する方向に向かうことが確認できているが、一般に戸建住宅は1階損傷集中型のモードになることを考えると、非構造材の影響で剛性比 β が変化しているものと推測される。実務で構造解析をする場合、非構造材の影響を無視することも多く、解析結果を議論する際はその点を把握しておく必要があるといえる。

5. 壁の配置・設置方法の違いが及ぼす影響

5. 1 検討内容およびモデルの作成方法

実験では壁の配置を市松状配置としたが、実際の建物では連層となることも多い。また、3章の解析モデルでは2階引き寄せボルトの反力を直下の柱からとったが、耐震補強を行う際や上下階で柱がずれる場合は1階の梁から反力をとるケースも考えられる。そこで、

図12 粘弾性ダンパー系の各モデルの荷重－変形関係
(図中のkおよび直線は最小二乗法で求めた剛性)

それらのケースにおける制振壁のエネルギー吸収性能について本フレームモデルを用いて検討を行う。以後、3章のモデルを試験体モデル、壁配置を連層にしたものは連層モデル、2階引き寄せボルトの反力を1階梁からとったものは梁反力モデルと称す。なお、梁反力モデルでは、ボルトの軸パネを梁に対して直に接続した。入力力はJMA神戸0.6gとした。

5. 2 全体応答・局所応答の比較

粘弾性ダンパー系における各階の $Q-\Delta u$ 関係について、試験体モデルとの比較を図12に示す。試験体モデルに対し、連層モデルでは各階で剛性が20%程度低下し、最大応答変位は2階で約50%増加している。また、梁反力モデルでは各階で剛性が8%程度低下し、最大応答変位は2層で約25%の増加となり、両モデルとも試験体モデルより剛性が低下した。ここで、1階が最大層せん断力に達したときの柱の軸力分布および柱頭柱脚の柱・横架材間の相対変位を図13に示す。図13では引張力および引き抜け変位を正の値で示し、N図では柱の右側を正とする。なお、変形は1次モードが卓越しており、このとき2階でもほぼ最大層せん断力に達していた。

(b)連層モデルの場合、2階の壁の柱脚に生じる柱軸力が、ほぼ1階柱に引き継がれるため、直下の壁には軸力が集中する。このようなケースの対応として、壁倍率を用いた設計ではN値計算等により壁の配置を考慮して使用する金物を決定する。一方、制振壁では壁の仕様として金物の種類を決めているケースも多く、壁配置による接合部の設計法については検討の必要があるといえる。

一方、(c)梁反力モデルの場合、1階の左側中柱の柱頭で引張力が大きくなり、それに伴って引き抜け変位が増大していることがわかる。これは直上の柱に大きな引張力が生じるのに対し、柱とその直下の梁が引き寄せボルトおよび柱脚金物で強くとめつけられているため、梁が曲がり、相対的に弱い直下の柱頭部に変形が集中したためである。梁の曲げ剛性を強化する、もしくはより剛強の金物を直下の柱頭に配置することで上記問題は減少するが、基本的には直下の柱から反力をとる方が効率的である。

図13 粘弾性ダンパー系の1階最大耐力時における柱軸力分布(N図)と柱頭柱脚の柱・横架材間の相対変位

5. 3 局所変形の寄与割合

2層架構における変形状態および記号の定義を図14に示す。一般に壁試験で真のせん断変形角を求める際、柱脚部の柱引き抜けによるロッキング変形の寄与分を層間変形角 θ から引くことにより求める。ただし、基礎から反力をとる引き寄せ金物以外に、土台と柱を金物で固定する場合、土台の曲げによる浮き上がりも同様にロッキング変形を引き起こす要因となる。そこで、1階のロッキング変形 θ_{R1} の算定には式(1)を用いる。また、図14に示すように2階に配置した制振壁では1階のロッキング変形に加え、1階柱の軸変形、1階柱頭接合部の柱引き抜け、2階柱脚接合部の柱引き抜けが影響すると考えられる。すなわち、2階のロッキングによる変形角 θ_{R2} の算定には式(2)を用いることとした。

$$\theta_{R1} = \frac{(\delta_{S-L} - \delta_{S-R}) + (\delta_{Ba1-L} - \delta_{Ba1-R})}{L} \quad (1)$$

$$\theta_{R2} = \theta_{R1} + \frac{(\delta_{Co1-L} - \delta_{Co1-R}) + (\delta_{Ca1-L} - \delta_{Ca1-R}) + (\delta_{Ba2-L} - \delta_{Ba2-R})}{L} \quad (2)$$

ここに、式(1)右边分子の1番目の括弧が土台曲げの寄与、2番目が1階柱脚接合部の軸変形の寄与であり、式(2)右边分子の1番目の括弧が1階柱軸変形の寄与、2番目が1階柱頭接合部の軸変形の寄与、3番目が2階柱脚接合部の軸変形の寄与である。

本制振壁では、①ロッキング変形を表すバネ、②ダンパー変形を表すバネ、③その他局所変形を表すバネ、以上3つのバネの直列系でダンパー変位が決定すると考え、各バネの寄与の割合を求めた結果を表2に示す。①ロッキング変形の寄与は式(1)、(2)から、②ダンパー変形の寄与は幾何学的関係からダンパー変位を3倍した値の層間変形に対する割合とし、その他の寄与は①、②を1から引くことで求めた。

摩擦ダンパー系の場合、粘弾性ダンパー系の同じモデルと比べて全てのモデルでダンパー変位の割合が上昇している。これは摩擦ダンパーの場合、滑ることによりダンパー荷重が頭打ちとなり、粘弾性ダンパーよりも荷重が小さくなることで周辺部材の変形が抑えられたためである。

粘弾性ダンパー系の場合、1階は試験体モデルのダンパー変形の寄与が最も高い。試験体モデルの2階はダンパー変位の寄与が1階より低いものの、土台の曲げや1階柱脚の軸変形が2階のダンパー変形を増幅させる方向に寄与しているため、他のモデルの2階よりダンパー変形の寄与が大きい。このように、壁の市松状配置の有効

図14 2層架構の変形状態および記号の定義

性を確認できる。

連層モデルの1階左では、図13で示したように柱軸力が大きくなったことにより柱の引き抜けの割合が高く、ダンパー変形の寄与は全モデルで最も低い。2階ではロッキング変形の要因となる各寄与が全体的に大きく、それによりダンパー変形の寄与が著しく低下していることがわかる。

梁反力モデルでは壁配置を市松状としているため、2階は試験体モデルの2階と同様に、土台の曲げおよび1階柱脚軸変形の寄与が小さい。しかし、図13で示したように1階柱頭の軸変形による寄与が増大し、ダンパー変位が減少している。

その他の寄与としては、柱・横架材接合部のせん断変形、ブレースの軸変形、K型架構と軸組間を留めるビスのせん断変形などが影響するが、それらの和は全モデルで概ね等しく、かつ比較的小さい

表2 層間変形に対する各局所変形寄与の割合

各変形寄与の分類		粘弾性ダンパー系の制振壁									摩擦ダンパー系の制振壁								
		試験体モデル			連層モデル			梁反力モデル			試験体モデル			連層モデル			梁反力モデル		
		1階左	1階右	2階中	1階左	1階右	2階左	1階左	1階右	2階中	1階左	1階右	2階中	1階左	1階右	2階左	1階左	1階右	2階中
ロッキング変形の寄与	土台 曲げ変形	0.092	0.026	-0.010	0.118	0.033	0.090	0.096	0.036	-0.024	0.090	0.029	-0.009	0.060	0.012	-0.011	0.069	0.024	-0.017
	1階柱脚接合部軸変形	0.105	0.105	-0.041	0.238	0.153	0.182	0.139	0.166	-0.106	0.085	0.085	-0.030	0.136	0.066	0.141	0.090	0.091	-0.066
	1階柱 軸変形			0.050			0.074			0.006			0.031			0.039			0.011
	1階柱頭接合部軸変形			0.137			0.069			0.364			0.081			0.020			0.221
	2階柱脚接合部軸変形			0.136			0.103			0.166			0.083			0.040			0.126
真のせん断変形の寄与	ダンパー変形	0.630	0.603	0.553	0.497	0.561	0.363	0.612	0.549	0.453	0.695	0.659	0.745	0.797	0.859	0.677	0.803	0.757	0.658
	その他	0.172	0.266	0.176	0.146	0.252	0.119	0.152	0.249	0.141	0.130	0.228	0.099	0.007	0.063	0.094	0.037	0.129	0.066
合計		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

ことから、本制振壁ではロッキング変形の制御が重要であることを確認できる。一般に木質架構の実験では柱脚接合部の軸変形を計測することが多いが、2階の壁では2階柱脚接合部の軸変形以外に、上述した直下階の4つの変形寄与が複合的に影響することを確認できる。2階の壁のロッキング変形を検討する場合には、それらの影響も考慮に入れる必要があるといえる。

5. 4 各モデルのエネルギー吸収性能

上記3モデルにおける各制振壁のエネルギー吸収性能を、制振壁単体(1P)におけるエネルギー吸収性能と比較するために以下の検討を行った。5.2節の地震応答解析から得られた層間変形の時刻歴波形を、1Pの壁モデルの梁に強制変形を与えた。その時のダンパーのエネルギー吸収量を基準と考え、上記3モデル内に配置されたダンパーのエネルギー吸収量と比較した。検討の結果を表3に示す。

粘弾性ダンパー系の試験体モデルでは1階のダンパーが制振壁単体の場合に対して1.3倍ものエネルギーを吸収しているが、2階のダンパーはそれよりも性能が低い。しかし、それでも1Pの制振壁とほぼ同等の性能を発揮したことがわかる。連層モデルでは2階の制振壁の性能が一番低だけでなく、2階の影響を受けて直下の1階左もエネルギー吸収性能が大幅に低下している。梁反力モデルでは2階のエネルギー吸収性能が低く、1階制振壁は制振壁単体より性能が高いものの、試験体モデルと比べると低い。

摩擦ダンパー系の場合、ダンパーの滑り荷重は変化しないため架構の降伏荷重も変化せず、エネルギー吸収効率の違いは架構の弾性剛性に現れる。各モデル間のエネルギー吸収効率の大小関係は粘弾性ダンパー系とほぼ同じで、試験体モデルの1階が最も高く、連層モデルの2階が最も低い。図15からわかるように、エネルギー吸収効率の大小関係に応じて、基準となる1Pモデルから弾性剛性が変化している。

2階にK型ブレース制振壁を配置する場合、最も効率的な配置をした試験体モデルでも制振壁単体の場合と同程度の性能であったことから、ロッキング変形の増加に伴うエネルギー吸収効率の低下を考慮する必要があると考えられる。また、1階の制振壁においても上階の壁配置が影響することから、それを踏まえた接合部の設計、制振壁の設計手法が必要といえる。1Pモデルの性能は設計時に想定する性能と考えることもできるが、架構内に配置された場合、それとは明らかに挙動が変化するケースも確認できた。このような挙動の違いを一般的なせん断棒モデルでは再現することができないため、解析モデルを作成する際には注意を要するといえる。

6. おわりに

文献7で作成した制振壁・合板壁による精密な1層木質制振架構のフレームモデルを2層木質制振架構にも適用できるよう拡張した。フレームモデルの地震応答解析と2層木質制振架構の振動台実験との比較を行うとともに、1,2階の質量比・剛性比との関係や、2階に配置した制振壁の挙動、およびそれが1階に及ぼす影響についても言及した。以下に要約する。

- ・文献7では1層木質制振架構の部材を個々にモデル化しており、柱脚部では接合部と引き寄せボルトを分けてモデル化している。そのため、2階の引き寄せボルトのパネを変更するのみで、2層のフレームモデルを作成した。そのモデルは架構の荷重-変形関係

表3 2層架構におけるダンパーのエネルギー吸収量と制振壁単体(1P)のダンパーのエネルギー吸収量の比較

		粘弾性ダンパー系の制振壁			摩擦ダンパー系の制振壁		
		試験体モデル	連層モデル	梁反力モデル	試験体モデル	連層モデル	梁反力モデル
2層モデル(エネルギー)	1階左	1349	1112	1433	203	549	372
	1階右	1318	1836	1356	194	1480	346
	2階	2247	2325	2002	1744	1559	1594
1Pモデル(エネルギー)	1階左	1030	1461	1181	137	980	380
	1階右	982	1430	1134	88	769	306
	2階	2195	3335	2541	1895	4188	2875
2層1P(比)	1階左	1.309	0.761	1.214	1.482	0.561	0.980
	1階右	1.342	1.284	1.195	2.220	1.925	1.130
	2階	1.024	0.697	0.788	0.920	0.372	0.555

(エネルギーの単位は kN・mm)

図15 1Pと2層架構のQ-Δu関係の比較 (1階では1Pモデル2個分の荷重を示している) — 1Pモデル - - 架構モデル

- といった全体応答だけでなく、ダンパーの荷重-変形関係や接合部挙動といった局所応答でも、2層木質制振架構の振動台実験^{3),4)}を精度良く再現できることを確認した。
- ・架構の荷重-変形関係でスリップ型の復元力特性が顕著に現れる場合、最大変形が増大するにつれてスリップ時の剛性が徐々に変化するため、スリップ後の挙動を予測することが困難になるとともに、実際の建物応答もばらつきが大きくなると考えられる。
 - ・1, 2階の制振壁配置を市松状にした振動台実験の試験体モデルでは、2階の制振壁のエネルギー吸収効率は1階の制振壁より低いものの、1Pの制振壁と同程度のエネルギー吸収性能を有していた。1, 2階の制振壁配置を連層にしたモデルでは、2階柱脚の軸力変動が直下の柱に伝わることで、1階壁の真のせん断変形角が小さくなり、2階の壁では更に低下した。2階の引き寄せ金物のボルト反力を1階の梁から取ったモデルでは、1階の梁が曲がることにより2階制振壁のエネルギー吸収効率が低下した。
 - ・2階壁の真のせん断変形を考える場合、2階柱脚の軸変形だけでなく、土台の曲げ、1階柱頭・柱脚の軸変形、1階柱の軸変形が複合的に影響する。
 - ・2階に本制振壁を配置する場合、ロッキング変形の増加に伴うエネルギー吸収効率の低下を考慮する必要があると考えられる。ま

た、1 階の制振壁においても上階の壁配置が影響することから、それを踏まえた接合部の設計、制振壁の設計手法が必要になる。

参考文献

- 1) 笠井和彦, 坂田弘安, 和田章, 宮下健: K 型ブレースによるシアリンク制振機構を用いた木質架構の動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 598 号, pp. 51-60, 2005.12
- 2) 坂田弘安, 笠井和彦, 和田章, 緑川光正, 大木洋司, 中川徹, 松田和浩: 速度依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 615 号, pp.161-168, 2007.5
- 3) 坂田弘安, 笠井和彦, 大木洋司, 松田和浩: 在来軸組戸建木造住宅を対象とした 2 層木質制振架構の振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 631 号, pp. 1607-1615, 2008.9
- 4) 松田和浩, 笠井和彦, 坂田弘安, 大木洋司: 財産保持に優れた制振住宅に関する開発の経過報告 (その 21) 内外装材に着目した 2 層木質制振架構の振動台実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.799-800, 2007.9
- 5) 笠井和彦, 蒲武川: 多層スリップ型架構に粘弾性ダンパーを用いた制振構造の応答制御設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第 650 号, pp. 781-790, 2010.4
- 6) 山崎義弘, 笠井和彦, 坂田弘安, 大木洋司: 剛性偏心した木質立体架構の粘弾性ダンパーによる振れ応答制御, 日本建築学会構造系論文集, 第 655 号, pp. 1691-1700, 2010.9
- 7) 松田和浩, 笠井和彦, 坂田弘安: フレームモデルによる木質制振架構の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 661 号, pp. 609-618, 2011.3
- 8) (社)日本免震構造協会(JSSI): パッシブ制振構造設計・施工マニュアル(第 2 版), 2005.9
- 9) 笠井和彦, 寺本道彦, 大熊潔, 所健: 粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則, その 1 線形領域における温度・振動数依存のモデル化, 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, pp.77-86, 2001.5
- 10) 笠井和彦, 所健: 粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則, その 2 温度上昇および歪・歪速度がもたらす非線形性のモデル化, 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.55-63, 2002.11
- 11) 坂田弘安, 陶山高資, 松田和浩: 在来軸組住宅におけるビス・引寄せボルトを用いた接合部の履歴モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 645 号, pp. 2061-2067, 2009.11
- 12) 村上雅英, 稲山正弘: 任意の釘配列で打たれた面材壁の弾塑性挙動の予測式, 日本建築学会構造系論文集, 第 519 号, pp. 87-93, 1999.5
- 13) (財) 日本住宅・木材技術センター: 木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2008 年版), 2009.6
- 14) 笠井和彦, 伊藤浩資: 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第 595 号, pp.45-55, 2005.9
- 15) 日本建築学会: 木質構造基礎理論, 2010.12

付録 1: 分数微分を用いた粘弾性構成則

粘弾性制振壁では式(A1)～(A3)による粘弾性構成則のモデル^{9,10)}を用いた。

$$\tau(t) + aD^\alpha \tau(t) = G [\gamma(t) + bD^\alpha \gamma(t)] \quad (A1)$$

$$a = a_{ref} \lambda^\alpha, \quad b = b_{ref} \lambda^\alpha \quad (A2a,b)$$

$$\lambda = \exp[-p_1(\theta - \theta_{ref}) / (p_2 + \theta - \theta_{ref})] \quad (A3)$$

ここで、式(A1)の D^α は分数微分演算子、 α は分数微分の次数であり、これと a, b, G が振動数依存のパラメータとなる。また、式(A2)の a_{ref}, b_{ref} は基準温度 θ_{ref} ($= 20^\circ\text{C}$) でのパラメータ a, b の値であり、式(A3)のパラメータ p_1, p_2 により温度依存やエネルギー吸収による温度上昇と、それによる貯蔵剛性・損失剛性の低下を考慮することができる。詳細は文献 9, 10) を参照されたい。

付録 2: 対象とした制振壁の詳細

本論文では制振壁として文献 1) で提案した K 型ブレースによる制振壁を用いた。本制振壁の形状および特徴は以下の通りである。図 A-1(a) のように K 型ブレースと柱側面の鋼板を鉛直方向に切り離し、地震時にその間に鉛直方

向の相対変位が生じることを利用してダンパーを変形させる、いわゆるシアリンク機構である。図 A-1(b), (c) に示す鋼板 A および鋼板 B と鋼管はすみ肉溶接で接合している。本架構に使用する引き寄せ金物は、鋼板 B に角鋼管をすみ肉溶接した独自のものになっている。鋼板 C と引き寄せ金物を一体にすることにより、ダンパーに作用する力が引き寄せボルトおよび基礎に直接伝わり、一体化しない場合に生じる部材・木材間のすべりを除去している。本制振壁のディテールは、接合部の曲げ抵抗を抑え、ダンパーのエネルギー吸収能力をできるだけ発揮させることを考えている。各部材やビス本数は高めの安全率を設定しており、実用化の際には更なる軽量化が可能である。

図 A-1 制振壁構試験体

付録 3: 2 質点弾性系の変形モードの理論解

1, 2 階の質量・剛性をそれぞれ m_1, m_2 および k_1, k_2 とし、1, 2 階の質量比を $\alpha (= m_2 / m_1)$ 、剛性比を $\beta (= k_2 / k_1)$ とする。弾性系のモード解析から、1 次の変形モード ϕ_2 / ϕ_1 (ϕ_1, ϕ_2 は 1, 2 階の地面からの相対変位) は次式のように表すことができる。

$$\frac{\phi_2}{\phi_1} = 1 + \frac{1}{\beta} (1 - \omega_1^2 \frac{m_1}{k_1}) \quad (A4)$$

$$\frac{\omega_1^2}{k_1 / m_1} = \frac{\alpha\beta + \alpha + \beta - \sqrt{(\alpha\beta + \alpha + \beta)^2 - 4\alpha\beta}}{2\alpha} \quad (A5)$$

ここに、 ω_1 は 1 次固有円振動数である。

(2011年11月10日原稿受理, 2012年4月27日採用決定)