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

TORSIONAL SEISMIC RESPONSE CONTROL BY VISCOELASTIC DAMPER FOR THREE-DIMENSIONAL WOOD-FRAME STRUCTURE WITH STIFFNESS ECCENTRICITY

山崎 義弘*, 笠井 和彦**, 坂田 弘安***, 大木 洋司****

Yoshihiro YAMAZAKI, Kazuhiko KASAI, Hiroyasu SAKATA
and Yoji OOKI

Shaking table tests for full-scale wood frame specimens with large stiffness eccentricity are conducted. Specimen is single story, and its plan dimension is 1.82m in X-direction and 2.73m in Y-direction. Stiffness of specimens are unbalanced in X direction, along which input motions are provided by the shaking table. The eccentricity ratio R_e , defined by Japan Building Standard Law is about 0.6 for the standard specimen. We test six specimens : one does not have any dampers and the others are provided with viscoelastic dampers in various arrangements. The performance of specimens is discussed by referring to story drift, damper deformation and dynamic properties.

Keywords : Three-dimensional wood-frame structure, Torsional response, Stiffness eccentricity,
Passive control system, Viscoelastic damper, Shaking table test

木質立体架構, 振れ応答, 剛性偏心, 制振構造, 粘弾性ダンパー, 振動台実験

1. はじめに

1. 1 研究の背景

1995年の阪神・淡路大震災では、狭小な土地に建つ間口の狭い都市型住宅や、1階に店舗やガレージを持つことで接道面が全面開口となった住宅において、地震時の振れ応答が主要因となり、倒壊あるいは大破等の被害を受けた例が多い^{1),2)}。耐力要素が損傷することでエネルギーを吸収する耐震構造の考え方では、開口部等の構造的弱点を保護し、振れ応答を効果的に抑制する手段は無いだろう。

筆者らは、地震時のエネルギー吸収能力を高めた制振壁の開発^{3),4)}や、性能検証の実験^{5),7)}を行い、木造住宅への制振技術の適用によって、効果的に応答変位を低減でき、架構の損傷を格段に抑えられることを示してきた。したがって、制振部材を適切な配置、取り付け方で設置した制振構造こそ、振れ応答の抑制に最も効果的であると考え、これまでの研究の応用として剛性偏心した建物を対象に定めた。

1. 2 既往の研究

剛性偏心が生じた木造戸建住宅に対する制振部材の適用例として、野口らは粘弾性ダンパーを用いた地震応答制御の有効性を、立体模型による振動台実験と地震応答解析を行なって検証した⁸⁾。しかし、耐力壁を弾性として扱っている点やダンパーの取り付け方法等、実際の木造住宅の地震時挙動を再現するために考慮しなければならない点が多い。曾田らは小型な圧効きオイルダンパーによる制振補強⁹⁾を提案したが、住宅1棟に対してダンパーが多数必要であり、振れを抑制することを前提としていない。腰原・阿川らは木質面材耐力壁構造の実大実験^{10),11)}を行い、弾性域から塑性域にかけての振れ挙動を理論的

に再現する応力集中度という指標を提案し、剛性偏心と耐力偏心に関する理論体系を確立させてきた。

筆者らは剛性だけでなく粘性の偏心も考慮した1層線形構造を対象として、4種の「振れの支配特性値」を定義し、これらと振れ応答との関連を論じた¹²⁾。この結果、剛性中心と粘性中心の相対的な位置関係の違いにより、振れ応答の傾向が大きく異なることを時刻歴解析より示した。また、その最大応答を簡易に予測する手法を提案した。この粘性偏心の影響を加味した応答予測法および設計法は、個別の時刻歴解析を除き、未だ存在しないのが現状である。

1. 3 研究の目的と論文の構成

本論では粘弾性ダンパーを付加した制振壁を用いることで、付加剛性と付加減衰による振れ応答の抑制効果を取り上げる。木質耐力壁に対する制振壁の特異性は、高いエネルギー吸収能力と線形性であり、これらの特性が、剛性偏心した木質立体架構においても有効に機能するために必要な設計法を抽出することが本論の大きな目的である。つまり、今後増加すると考えられる制振技術の健全な普及のためには、振れ応答を効果的に制御する制振設計法を周知・確立させる必要がある、本論はその基礎的研究と位置付けられる。

第2,3章では、既報^{3),5)}で提案した制振壁を様々な配置で設置した実大1層試験体の振動台実験を行い、弾性域から塑性域にかけての最大応答や各壁の消費エネルギーの分布を示す。第4章では非線形挙動を示す各壁を、等価な剛性・粘性を持つ線形モデルに置換する手法を示し、これらのバランスと並進・振れ応答の関連を考察する。なお、本論では水平構面は剛床仮定が成立するものとして扱う。

* 東京工業大学
日本学術振興会特別研究員 DC・修士(工学)

** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・Ph.D.

*** 東京工業大学建築物理研究センター 准教授・工博

**** 東京工業大学都市地震工学センター
特任助教・修士(工学)

JSPS Research Fellow, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.

Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.
Assoc. Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Assistant Prof., Center of Urban Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology,
M. Eng.

2. 実験計画概要

2. 1 試験体の設定

図1に示すように、試験体は短辺(x 方向)が1820 mm、長辺(y 方向)が2730 mm、階高が2730 mmの1層である。軸組は柱(スプルース集成材, 105×105mm)、土台(オウシュウアカマツ集成材, 105×105mm)、梁(105×180mm)で構成される。水平構面は剛床仮定が成立するものとし、床面の仕様を28mm厚の構造用合板貼り(CN75 釘@75mm)とした。振動台上に設置した鉄骨基礎梁の上に試験体の土台を固定し、ずれを防止した。後述するが、本試験では構面ごとのせん断力を計測するため、基礎梁および土台は構面ごとに切り離している。

耐力壁や制振壁は建物の四周に配置し、 x 方向の1構面は大きな開口を設けることで剛性を低下させ、この構面を「柔側」、反対の構面を「剛側」とし、それぞれの壁を「柔側壁」、「剛側壁」と呼ぶ。また、直交する2構面の壁を「直交壁」と呼ぶ。

y 方向正側に剛性中心が偏心した一軸偏心建物で、振動台により x 方向にのみ地震入力を与えた。質量には偏りがなく、過去の実験^{5)~7)}と同様の概念に基づき、12kNの錘を積載した。なお、軸組以外の質量は建物平面内に均等に分布していると仮定し、錘は床面に均した時と等しい回転慣性になるように5箇所に分散して配置した。

図1 試験体のセットアップ

2. 2 実験に用いた耐力壁と制振壁の仕様

各通りの壁立面図を図2に示す。耐力壁は9mm厚の構造用合板を釘(N50)で接合したもので、柔側壁(X1)には垂れ壁(以下、合板垂れ壁)を、剛側壁(X2)と直交壁(Y1,Y2)には全面壁(以下、合板全面壁)を用いた。制振壁はアクリル系粘弾性体¹³⁾を付加したもので、柔側壁(X1)には開口を設けた方杖型制振壁を、剛側壁(X2)と直交壁(Y1,Y2)にはK型制振壁を用いた。方杖型制振壁⁵⁾には改良を加え、柱の内法に柱と同断面の添え柱(スプルース集成材, 105×105mm)をインシアネート系接着剤で接着し、さらに柱の表裏から鋼板(2.3mm厚)をビスと接着剤で接合し、柱の曲げ剛性を高めた。事前に行った柱の曲げ試験から、柱1本(105×105mm)の約16倍の曲げ剛性を有することを確認した。

振動台実験に先立ち行なった耐力壁の静的荷重実験と、制振壁の動的荷重実験^{3),5)}の結果を図3に示す。動的荷重の加振振動数の設定法は文献^{3),4)}に示した通り、振幅に応じて変化させた。例えば、変形角が1/240, 1/120, 1/30 rad.の時、それぞれ2.6, 1.8, 0.9 Hzとした。合板垂れ壁はほぼ弾性に近い柱の曲げ抵抗と合板を接合している釘のせん断抵抗による直列系であることから、合板全面壁に比べて弾性的な

挙動である。方杖型制振壁とK型制振壁は粘弾性ダンパーを付加したことにより、小変形時から楕円型の履歴形状となる。さらに大変形時にも木質構造に特有なスリップ性状はほとんど見られない。後述するが、図3(d)では実験で得たせん断力を0.7倍にして示している。

また、各壁の壁倍率として合板垂れ壁 = 0.4, 合板全面壁 = 3.3, 方杖型制振壁 = 1.6, K型制振壁 = 5を得た。ここで言う壁倍率とは、1/120 rad.時の耐力を基準耐力(=1.96 kN)と壁長で除した値である(付録1)。K型制振壁に関しては合板全面壁に比べて剛性と耐力が非常に高かったため、本試験ではK型制振壁に付加する粘弾性ダンパーの量を、通常の0.7倍にした。これは、筆者らの予測法³⁾より、1/240 rad.時の耐力が合板全面壁と等しくなるダンパー量に相当する。本制振壁の剛性はダンパー剛性に大きく依存するため、ダンパー量を0.7倍にした時の履歴は、図3(d)と同等程度であると考えられる。

図2 各通りの壁立面図

図3 耐力壁と制振壁の単体実験結果

(注) K型制振壁は実験で得たせん断力 F の0.7倍を示している

図4 試験体一覧

2. 3 試験体パラメータと設計意図

試験体の一覧を図4に示し、以下にそれぞれの設計意図を述べる。

- ・No.1：全ての構面が耐力壁で構成された非制振試験体である。図3の実験結果より算出した $1/200 \text{ rad}$ 時の割線剛性を用いて計算した結果、剛性偏心の指標である偏心率 $R_{ex} = 0.56$ であった。木造軸組構法住宅の設計では $R_{ex} \leq 0.3$ が要求されており、非常に大きな剛性偏心を有していると言える。質量中心(以下、重心、*center of mass*)と剛性中心(*center of stiffness*)が一致しないため、慣性力と復元力の合力によって偶力が生じ、慣性モーメントが発生する(図5(a))。
- ・No.2：方杖型制振壁を用い、建物の構造的弱点である開口部に剛性と粘性を付加した試験体である。重心と剛性を近付けることで前述の偶力の発生を抑え、さらに柔側壁の粘性力によって慣性モーメントを減衰させることで、振れを効果的に抑制するものである(図5(b))。
- ・No.3：No.2の剛側壁をK型制振壁にした試験体である。
- ・No.4：直交壁をK型制振壁にすることで、振れを利用して減衰定数の増加を狙った試験体である(図5(c))。
- ・No.5：剛側壁をK型制振壁にした試験体である。慣性力と復元力、さらに粘性力により大きな偶力が発生し(図5(d))、振れを抑えるというよりは、建物の並進変位を低減させる目的である。
- ・No.6：剛側壁と直交壁をK型制振壁にした試験体である。

2. 4 計測計画

図6に示すように、試験体各部の変位および各壁の変形は、計測用鉄骨フレームから試験体までの相対変位を計測し、剛床仮定に基づき

幾何学的に求めた。なお、試験体の応答変位、加速度から剛床仮定が妥当であることを確認している。各壁のせん断力は、基礎梁下部に設置したせん断型ロードセルで計測されるせん断力と、土台上に設置した加速度計で計測される試験体下部の慣性力の差から求めた。この測定方法により、 x 方向の各壁のせん断力之和、試験体上部の慣性力から求まる層せん断力と良好な精度で一致していることを確認した。

また、これらの他に、ダンパー変形、粘弾性体温度、柱頭・柱脚の浮き上がり、引き寄せ金物の軸力等を計測した。粘弾性体の温度は、各加振前に $20 \pm 0.3^\circ\text{C}$ に収まるように管理した。

図6 試験体各部の変位とせん断力の計測

2. 5 加振スケジュール

加振スケジュールを表1に示す。地震波は主要動の継続時間や卓越周期が異なる 1995JMA Kobe NS 波と 1952Taft EW 波を採用した。まず、最大加速度を $0.1g$ に基準化した神戸波(以下、 $0.1g$ 神戸波と称し、他も同様に表記する)を入力し、次いで $0.2g$ 神戸波、 $0.2g$ Taft 波、 $0.6g$ 神戸波を入力した。その後、再度 $0.2g$ 神戸波 ($0.2g$ 神戸波(2)) を入力後、柱脚の引き寄せ金物の締め直しを行い、 $0.83g$ 神戸波(原波)を入力した。試験体 No.2, No.3, No.6 は、その後 $1g$ 神戸波加振も行った。各加振後には土台上の加速度記録から求めた変位応答スペクトル S_d 、擬似加速度応答スペクトル S_{pa} が目標波のスペクトルに良好な精度で一致したことを確認した。各地震入力の間には最大加速度を $0.05g$ に基準化したホワイトノイズ加振(以下、WN と称す)を行い、後述する伝達関数を用いた動的特性評価を行った。

表1 加振スケジュール

加振No.	加振波	最大加速度
1	JMA Kobe NS	$0.1g$
2	JMA Kobe NS	$0.2g$
3	Taft EW	$0.2g$
4	JMA Kobe NS	$0.6g$
5	JMA Kobe NS	$0.2g$
6	JMA Kobe NS	$0.83g$ (原波)
7	JMA Kobe NS	$1g$

* は試験体 No.2, No.3, No.6 で行なった
(注) 各加振前後に最大加速度 $0.05g$ のホワイトノイズ(WN)を入力

3. 実験結果

3. 1 各壁のせん断力-変形関係

まずは、正方向の各変位、部材力、合力の定義を図7に示す。変位は重心の並進変位を u_x 、回転を θ と表す。また、本論では剛床仮定が

図5 代表的な試験体の設計意図

成立するものとし、柔側壁・剛側壁の変位量 u_{x1}, u_{x2} が、それぞれ $u_{x1} = u_x + \theta(L_y/2), u_{x2} = u_x - \theta(L_y/2)$ となる。

2.4 節で述べたように、図 7(b)に示す各壁の反力($F_{x1}, F_{x2}, F_{y1}, F_{y2}$)を個別に計測した。また、図 7(c)に示すように、外力として x 方向慣性力 $m(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g)$ 、慣性モーメント $I\ddot{\theta}$ が生じる。ここに、 m, I = 試験体上部の質量、回転慣性、 $\ddot{u}_g$ = 地動加速度である。これらに釣り合う合力を、以下のように定義する。

$$F_x = F_{x1} + F_{x2}, \quad m(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g) = F_x \quad (1a,b)$$

$$M = M^{(x)} + M^{(y)}, \quad I\ddot{\theta} = M$$

$$M^{(x)} = (F_{x1} - F_{x2})(L_y/2), \quad M^{(y)} = (F_{y1} - F_{y2})(L_x/2) \quad (2a-d)$$

ここに、 $F_x = x$ 方向層せん断力、 M = 慣性モーメント、 $M^{(x)}, M^{(y)} = x$ 方向・ y 方向の壁による抵抗モーメントである。

0.2g 神戸波、0.6g 神戸波、0.2g 神戸波(2)そして 0.83g 神戸波入力時における各壁のせん断力-変形関係を、図 8 に示す。各加振について、左側に柔側壁と剛側壁、右側に直交壁の履歴を示している。ただし、直交壁(2)に関しては変形に(-1)を乗じている。

図 7 正方向の各変位、部材力、合力の定義

図 8 各壁のせん断力-変形関係

No.1 は、0.2g 神戸波では柔側壁、剛側壁、直交壁ともに線形的な挙動であるが、0.6g 神戸波では柔側壁、剛側壁の剛性が劣化した。0.83g 神戸波では、柔側壁、剛側壁の剛性劣化が進行し、さらに直交壁の最大変形も $1/120\text{rad}$ に達したことで、履歴にスリップ性状が表れている。

No.2 と No.3 は、柔側壁を方柱型制振壁にし、剛性と粘性を付加したため、柔側壁の履歴の傾きが No.1 に比べて大きく上昇し、かつ太い楕円型の形状となった。また、柔側壁と剛側壁の変形差が No.1 に比べてかなり縮まり、直交壁の変形も小さくなった。No.2 は 0.83g 神戸波で剛側壁の変形角が $1/120\text{rad}$ に達し、若干の剛性劣化が生じた。

No.4 は直交壁が楕円型の履歴であるが、柔側壁や剛側壁と比較すると、変形はかなり小さい。これは、試験体平面の辺長比が $x:y=2:3$ であり、回転によって直交壁に生じる変形が小さいためである。

No.5 は剛側壁が非常に太い楕円型の履歴になり、多くのエネルギーを消費した。2.2 節で述べたように、K 型制振壁は $1/240\text{rad}$ 時に合板全面壁と等しい耐力値となるようにダンパー量を設定していたが、本試験での合板全面壁の剛性と耐力が図 3 で示した静的載荷実験よりも高かったため、小変形時には K 型制振壁の方が剛性が低くなった。

3. 2 システムの全体応答

図 9 に 0.2g 神戸波入力時におけるシステムの全体応答として、 F_x-u_x 関係、 $M-\theta$ 関係、 $M^{(x)}-\theta$ 関係と $M^{(y)}-\theta$ 関係を示す。 F_x-u_x 関係の傾きは並進剛性を表し、 $M-\theta$ 関係の傾きは振れ剛性を表す。また、全試験体とも、ある θ に対して $M^{(x)}$ と $M^{(y)}$ が異符号となるような挙動を示した。このような現象が生じる条件は、付録 2 で証明した。非制振の No.1 でも、小変形時から F_x-u_x 関係、 $M^{(x)}-\theta$ 関係や $M^{(y)}-\theta$ 関係は丸みを帯び、エネルギーを消費した。これに対し、No.2 と No.3 は柔側壁への剛性付加が、並進剛性と振れ剛性の上昇、さらに剛性中心を重心に近付けたことにより、 u_x, θ がともに減少した。No.4, No.5, No.6 は No.1 に比べて並進剛性がやや低下したが、それぞれ F_x-u_x 関係が太い楕円となり、多くのエネルギーを消費した。これらの試験体は、並進の剛性低下と減衰付加が生じた結果、No.1 に比べて u_x は同程度となり、 F_x はやや低下した。No.4 は直交壁の制振化のみで、並進の減衰性能が高まったことが分かる。また、直交壁を制振化した No.4, No.6 は、 $M^{(x)}-\theta$ 関係と $M^{(y)}-\theta$ 関係が太い楕円となり、多くのエネルギーを消費した。

3. 3 最大応答変位

次に、0.1g 神戸波、0.2g 神戸波、0.6g 神戸波、および 0.83g 神戸波入力時の、柔側壁・剛側壁の最大応答変位 $u_{x1,\max}$, $u_{x2,\max}$ を図 10 にまとめた。横軸は試験体 No. を表し、0.83g 神戸波入力時に重心の変位が小さかった順に No.3, No.2, No.5, No.6, No.4, No.1 と並べ替えた。また、縦軸は対数軸で表している。

全加振を通して、No.2 と No.3 は他の試験体に比べて変位が低減され、振れも小さくなった。No.4 は全加振を通して No.1 とほぼ同程度の変位であった。No.5, No.6 は、小加振時には No.1 と同程度の変位であるが、0.83g 神戸波加振時には柔側・剛側ともに変位がやや低減されたが、No.2, No.3 ほどの大きな効果はなかった。

次に、0.2g 神戸波の 1 回目と 2 回目の結果を図 11 に示す。全試験体とも、2 回目は既に 0.6g 神戸波を経験したことで架構が非線形化し、変位が大きくなった。しかし、No.2 や No.3 は上述した振れ応答の抑制により木質架構の損傷が抑えられ、2 回目の加振での変位上昇が非常に少ないことが分かる。図 12 は 0.2g 神戸波と 0.2gTaft 波の変位応答スペクトル S_d の比較である。これより、両加振の応答量に大差はないと言える。図 12 には、後述する等価線形化による固有値解析(4.2 節)より得た 1 次固有周期と減衰定数を用い、時刻歴解析から得た応答推定値も併せて示した。木質住宅のような短周期構造物は、変位が周期の 2 乗に比例する傾向にあり、No.2 と No.3 は短周期化により変位が著しく低減された。No.4, No.5, No.6 は No.1 に比べて長周期化しているが、付加減衰により変位の上昇が抑えられている。

3. 4 最大応答加速度

本節では、0.2g 神戸波、0.83g 神戸波入力時の最大応答加速度(絶対加速度)として Case1, Case2 の 2 種ケースの応答を示す。Case1 では並進加速度 $(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g) = \max$ となる時刻での $(\ddot{u}_x + \ddot{u}_g)_{\max}$ と $\ddot{\theta}_{\max 1}$ を、Case2 では角加速度 $\ddot{\theta} = \max$ となる時刻での $\ddot{\theta}_{\max 2}$ を表 2 に示した。

全体的に、各試験体の振れの大小は応答変位の傾向と類似している。また、 $\ddot{\theta}_{\max 1}$ と $\ddot{\theta}_{\max 2}$ は必ずしも等しくなく、重心の並進加速度が最大となるのとは異なる時刻で、大きな角加速度が生じる。特に、0.83g 神戸波入力時のような塑性域では、 $\ddot{\theta}_{\max 1}$ に比べて $\ddot{\theta}_{\max 2}$ が非常に大きくなった。No.1 は 8.79 rad/s^2 となり、これを直交壁での y 方向並進加速度に換算すると、 800 cm/s^2 となる。振動台による x 方向への入力

図 9 0.2g 神戸波入力時におけるシステムの全体応答

図 10 神戸波入力時の最大応答変位の比較

図 11 0.2g 神戸波加振における 1 回目と 2 回目の応答変位比較

図 12 神戸波と Taft 波の変位応答スペクトル S_d

表 2 重心の最大応答加速度

試験体	0.2g神戸			0.83g神戸		
	Case1		Case2	Case1		Case2
	$(\ddot{u}_x + \ddot{u}_y)_{\max}$	$\ddot{\theta}_{\max1}$	$\ddot{\theta}_{\max2}$	$(\ddot{u}_x + \ddot{u}_y)_{\max}$	$\ddot{\theta}_{\max1}$	$\ddot{\theta}_{\max2}$
No.1	384	0.70	1.14	1509	2.76	8.79
No.2	258	0.09	0.68	1271	-0.58	3.65
No.3	246	0.17	0.30	1083	0.64	0.91
No.4	358	0.92	1.12	1385	2.26	7.36
No.5	336	0.50	0.56	1235	0.21	4.02
No.6	326	0.73	0.86	1290	1.19	4.13

Case1: 重心加速度 $(\ddot{u}_x + \ddot{u}_y) = \max$ のとき, Case2: 重心角加速度 $\ddot{\theta} = \max$ のとき
 $(\ddot{u}_x + \ddot{u}_y)_{\max}$: 重心の最大加速度 cm/s^2
 $\ddot{\theta}_{\max1}, \ddot{\theta}_{\max2}$: 重心の最大角加速度 rad./s^2 (それぞれ Case1, Case2 を表す)

加速度の最大値がおおよそ 821 cm/s^2 であることを考慮すれば、非常に大きな加速度が直交壁にも加わることが分かる。Case2 のような大きな角加速度が直交壁の損傷をもたらすため、注意が必要である。また、No.2 の $\ddot{\theta}_{\max1} < 0$ となり、剛側壁に最も大きな加速度が生じた。

3. 5 各壁の消費エネルギー

本節は各壁が消費したエネルギー量の検討を行うが、その前に、後述する固有値解析より算出した 1 次固有周期 T_1 と入力エネルギーの速度換算値 V_e の関係を図 13 に示す。ここで、入力エネルギーは各壁のせん断力-変形関係の履歴面積の総和から求めた。周知のように、木質住宅が属する短周期領域では T_1 と V_e が概ね比例関係にある。本論で対象としたような非比例減衰系においても、上記傾向が見られた。したがって、1 次モードの短周期化は、応答変位とともに系への入力エネルギーを減らす効果がある。

次に、0.2g 神戸波と 0.83g 神戸波入力時の、入力エネルギーに対する、各壁が消費したエネルギーの割合を図 14 に示す。ここで、耐力壁の消費エネルギーは釘の塑性変形や木材のめり込み等の損傷と考

図 13 試験体の 1 次固有周期と入力エネルギーの速度換算値

図 14 各壁が消費したエネルギーの割合 (波括弧は制振壁による消費エネルギーの分担である)

えることができる。一方、方杖型制振壁は壁全体の消費エネルギーに対するダンパーの消費エネルギーが 60~80% であり、K 型制振壁では 80~90% であったことを別途確認している。ゆえに、制振壁の消費エネルギーは、その大部分が粘弾性ダンパーにより熱エネルギーに変換され、ダンパー構面の他の要素におよぶ損傷を抑えたと解釈できる。

0.2g 神戸波入力では、No.1 は柔側耐力壁に約 40% の消費エネルギーが集中した。No.2 の柔側制振壁と No.5 の剛側制振壁は、それぞれ約 60, 70% を、No.4 は直交制振壁であるにも関わらず、約 50% のエネルギーを消費した。No.3 は柔側制振壁と剛側制振壁でほぼ 100% を消費した。これに対し、0.83g 神戸波入力では、耐力壁の損傷に伴う履歴吸収エネルギーが増加する。No.4 は柔側耐力壁と剛側耐力壁の損傷を防ぐことができず、制振壁で消費したエネルギーの割合が減少した。

4. 並進・振れ応答と剛性・粘性のバランスに関する考察

前章の実験結果より、試験体の最大応答量とその分布は、各壁の剛性と粘性の量やバランスによって大きく異なることが分かった。本章では、本来非線形である各壁の剛性と粘性を線形として扱う手法を示し、システムの応答との関連を考察する。

4. 1 伝達関数を用いた固有周期と減衰定数の評価

加振時に得られた加速度記録から伝達関数を求め、試験体の固有周期と減衰定数を評価した結果を示す。試験体の土台上で計測した加速度記録を入力、屋根面上の重心位置で計測した加速度記録を出力とし、それぞれのフーリエスペクトルの比から伝達関数を求める。ここで得た伝達関数に、比例減衰系を仮定した線形 2 自由度系の理論伝達関数を最小二乗法によりカーブフィットさせることで、試験体の 1 次・2 次固有周期 T_1, T_2 、および減衰定数 h_1, h_2 を得た(付録 3)。ここで、全試験体で 1 次モードは x 方向並進が卓越し、2 次モードは回転が卓越したモードであった。また、 T_2 は 0.1 秒程度であり、図 12 から 2 次モードの変位応答への影響が極めて少ないと考えられる。したがって、以下では全て 1 次モードの結果について言及する。

0.1g 神戸波、0.2g 神戸波、0.6g 神戸波、0.83g 神戸波と、これらの前後に行った WN 加振で得た T_1 と h_1 を表 3、表 4 に示す。表中の神戸波加

振の括弧内の値は、後述する固有値解析より得た値である。3.3 節で述べたように、No.2 と No.3 は短周期になり、減衰も付加された。神戸波入力の前後の WN 加振の結果から、 T_1 、 h_1 ともにほぼ変化がなく、各要素が神戸波加振後も健全な状態に保たれたことが分かる。No.2 は 0.83g 神戸波入力時に T_1 の伸び、 h_1 の上昇が見られるが、これは粘弾性体の温度上昇による軟化が原因であると考えられる。No.1, No.4, No.5, No.6 は 0.6g, 0.83g 神戸波で T_1 の伸びや h_1 の上昇が著しく、大きく損傷した。ゆえに、最も変形が大きい柔側壁の制振化により振れ応答を抑制しなければ、架構を無損傷に保つことはできないと言える。

表 3, 表 4 の T_1 、 h_1 と、伝達関数より求める刺激関数を用いて実験の最大変位を予測した結果、全加振・試験体で平均的に 2 割程度小さくなることを別途確認した。また、並進応答に対する振れ応答の割合も実験結果と異なっていた。次節では、より精度の高い等価線形化手法を提案し、これに基づく検討を行う。

表 3 伝達関数より算出した試験体の 1 次固有周期 T_1
(括弧内は 4.3 節の固有値解析結果)

入力波	WN	神戸波					WN
Max acc. (g)	0.05	0.1	0.2	0.6	0.83	0.05	
試験体 No.	1	0.27	0.28 (0.31)	0.30 (0.33)	0.38 (0.46)	0.50 (0.56)	0.42
	2	0.23	0.24 (0.25)	0.23 (0.25)	0.26 (0.29)	0.32 (0.32)	0.24
	3	0.25	0.24 (0.27)	0.24 (0.28)	0.25 (0.33)	0.26 (0.32)	0.27
	4	0.30	0.31 (0.32)	0.32 (0.36)	0.41 (0.45)	0.50 (0.56)	0.44
	5	0.28	0.29 (0.34)	0.30 (0.35)	0.35 (0.41)	0.40 (0.46)	0.31
	6	0.32	0.33 (0.38)	0.35 (0.38)	0.40 (0.47)	0.44 (0.50)	0.36

表 4 伝達関数より算出した試験体の 1 次減衰定数 h_1
(括弧内は 4.3 節の固有値解析結果)

入力波	WN	神戸波					WN
Max acc. (g)	0.05	0.1	0.2	0.6	0.83	0.05	
試験体 No.	1	2.2	5.6 (6.7)	4.8 (10.7)	14.7 (17.1)	12.7 (15.5)	15.0
	2	5.6	7.5 (7.9)	9.3 (13.2)	14.9 (21.6)	24.6 (21.9)	6.3
	3	14.0	16.7 (14.0)	16.6 (24.6)	18.5 (33.9)	20.6 (32.0)	14.1
	4	8.6	8.8 (10.4)	10.9 (13.8)	19.5 (18.7)	12.4 (17.5)	16.0
	5	12.2	13.4 (15.7)	12.7 (22.3)	20.6 (23.1)	24.6 (23.6)	12.6
	6	12.7	14.7 (12.0)	16.2 (17.0)	17.2 (24.0)	18.0 (24.4)	15.1

4. 2 線形構造への近似手法とその精度

スリップ型履歴を有する木質耐力壁と粘弾性ダンパーを持つ制振壁を、統一的に Kelvin モデルに置換する手法を以下に示す。図 8 で示した各壁のせん断力-変形関係は、木質耐力壁・制振壁を問わず、変形の増大に伴い少なからず剛性が低下した。そこで、壁の剛性は各加振の最大変形時の割線剛性で定義する(図 15)。また、壁のせん断力-速度関係の傾きを最小二乗法で求め、これを粘性係数とした¹⁴⁾(図 16)。なお、各壁の速度は変形の微分より得た。図 15, 図 16 は 0.83g 神戸波入力時における壁の剛性、粘性係数の評価例であり、(a)は No.1 の合板垂れ壁、(b)は No.2 の方杖型制振壁の履歴である。制振壁はスリップ性状がほとんど見られず、線形的な挙動であることが分かる。

本手法の精度を検証するため、図 17 に示す平面解析モデルにより時刻歴解析を行った。このモデルは第 2.3 章の振動台実験を再現するもので、剛床を表す平板に質量を 4 分割して配置し、各壁を表す Kelvin モデルを接続したものである。試験体の回転慣性を考慮し、重心(図心)から後述する r_m (式(3c))離れた位置に質量を配置した。

解析結果の例を図 18 に示す。入力力は 0.2g, 0.83g 神戸波であり、試験体 No.1 を対象とした。図 18 (a)は柔側耐力壁と剛側耐力壁の履歴

図 15 壁の剛性の評価 (例: 0.83g 神戸波入力)
(a) No.1 合板垂れ壁、(b) No.2 方杖型制振壁

図 16 壁の粘性係数の評価 (例: 0.83g 神戸波入力)
(a) No.1 合板垂れ壁、(b) No.2 方杖型制振壁

を実験結果と比較している。線形に置換した解析モデルでも実験の最大変形を概ね捉えている。図 18 (b)は重心変位 u_x の時刻歴を示している。各壁の最大変形時の割線剛性を用いたため、最大変形を経験するまでは解析の周期が短めとなるが、最大変形を経験後は解析と実験の周期が類似している。紙面の都合上割愛するが、制振壁は線形性が強いので、実験結果の予測精度も良好であった。全試験体・加振で精度を調べた結果、20%以内の誤差で最大変位を予測できた。

このように、強い非線形性を有する木質構造においても、最大変形を高精度で予測可能な等価線形構造への近似が可能であることが分かった。また、上述の手法で求める各壁の剛性と粘性係数を用い、実固有値解析により得た T_1 と h_1 を、表 3, 表 4 の括弧内に示した。これらは後述する式(5), 付録 4 の式(A3)より求まる。ただし、WN 加振では応答変位が小さかったため評価していない。伝達関数より得られる評価値に比べて、 T_1 は長めに、 h_1 は大きめになる傾向がある。

4. 3 1 層偏心建物の動的特性

前節のような手法で線形構造への置換が概ね妥当であったため、筆者らが文献 12)で示した線形理論に基づく 1 層偏心建物の動的特性を導出する。ここでは重要な式のみを示しておく。まず、変位ベクトル $\mathbf{u}$ を次のように定義する。

$$\mathbf{u} = \{ u_x \quad \Delta u_x \}$$

$$\Delta u_x = r_m \theta, \quad r_m = \sqrt{I/m} \quad (3a-c)$$

Δu_x は重心から回転半径 r_m 離れた点の、重心に対する x 方向相対変位であり、3.1 節で定義した Δu_{x1} , Δu_{x2} との関係は、

$$\Delta u_{x1} = \Delta u_{x2} = \Delta u_x \{ (L_y/2)/r_m \} \quad (4)$$

減衰項を無視した実固有値問題を解くことで、1 次モードの固有円振動数 ω_1 、固有ベクトル ϕ_1 、刺激係数 β_1 は次式のように得られる¹²⁾。

図 18 線形に置換した解析と実験結果の比較 (No.1 の例)
(a) 柔側耐力壁と剛側耐力壁の履歴 (b) 重心変位 u_x の時刻歴

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2} \omega_x^2 \left[1 + \left(\frac{\omega_\theta}{\omega_x} \right)^2 - \sqrt{\left\{ 1 + \left(\frac{\omega_\theta}{\omega_x} \right)^2 \right\}^2 - 4 \left\{ \left(\frac{\omega_\theta}{\omega_x} \right)^2 - \bar{e}_y^2 \right\}} \right] \quad (5)$$

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 - (\omega_1/\omega_x)^2 / \bar{e}_y \end{Bmatrix} \quad (6)$$

$$\beta_1 = \phi_{11} / (\phi_{11}^2 + \phi_{21}^2) \quad (7)$$

式(5)中の $\bar{e}_y$, ω_θ/ω_x は文献 12) で定義した 4 種の振れの支配特性値のうち、剛性に関する 2 種パラメータである。それぞれの物理的な意味は、 $\bar{e}_y$ = 剛性偏心の大きさ、 ω_θ/ω_x = 並進の円振動数と振れの円振動数の比であり、各壁の剛性の大きさと位置や、質量分布より求まる。式(5)より、 ω_θ/ω_x が小さく、 $\bar{e}_y$ が大きいほど ω_1 は低下し、応答変位の増加に繋がる。すなわち、振れ剛性の低下や剛性偏心の増加は、固有ベクトルの振れ成分 ϕ_{21} だけでなく、建物全体の変位を増大させるため、木質住宅の振れ応答を制御する必要性は極めて高いと言える。

4. 4 各試験体の剛性・粘性のバランス

等価線形化によって得た各試験体の剛性・粘性のバランスを図 19 に示す。剛性・粘性の大きさを、それぞれ黒と白の長方形の長さで表した。粘性の大きさは、粘性係数 c と式(5)の ω_1 を用い、壁単体の等価

減衰定数 $h_{eq} = c\omega_1/(2k) = 0.2$ のときに剛性と等しい長さとした¹⁴⁾。ただし、 $c\omega_1$ は一般に損失剛性を表すが、本論では単に粘性と呼ぶ。また、剛性中心、粘性中心の位置と、式(6)より求まる 1 次モード形も併せて示した。モード形は全ての試験体で重心変位 = 1 に基準化し、柔側壁と剛側壁の変位を図中に示した。つまり、並進応答に対する振れ応答の比を各試験体で比較している。対象とした入力地震動は概ね弾性域と言える 0.2g 神戸波と、塑性域である 0.83g 神戸波の 2 波とした。

柔側壁に剛性を付加した (No.2, No.3) は剛性中心が重心に近くなり、No.1 に比べてモード形の振れが小さい。No.5 は剛性中心が比較的重心に近く、同様に振れが小さくなった。ゆえに、まずは剛性中心を重心に近付けることが、振れの抑制に繋がる。No.4, No.6 は直交壁の剛性が低く、モード形の振れがやや大きくなった。直交壁の剛性を高めることも振れ応答を抑制することは知られているが、その影響の度合いは辺長比に依存する。付録 2 に示す手法を用いて、直交壁の剛性が振れ剛性に寄与する割合を計算した¹²⁾。例えば、0.2g 神戸波の No.1 の剛性バランスを用いると、本論の試験体のように辺長比 $x:y = 2:3$ の場合、振れ剛性に対する直交壁の寄与分は 52% であるのに対し、 $x:y = 3:2$ とすると、84% となる。ゆえに、本論の試験体では振れ剛性に対する直交壁の寄与分が少なく、直交壁への剛性付加が振れ応答の抑制に対して効果を発揮しにくいと言える。

また、図 19 に示す各試験体の剛性・粘性バランスと、表 4 に示す固有値解析で得た h_1 の関連を分析してみる。上述のように、各壁の粘性を表す白い長方形が、剛性を表す黒の長方形と等しい長さの時、壁単体での $h_{eq} = 0.2$ となる。これより、No.1 の全ての壁から分かるように、耐力壁は弾性域 (0.2g 神戸波) で小さい h_{eq} を、塑性域 (0.83g 神戸波) ではやや大きめの h_{eq} を持つ。ただし、0.2g 神戸波での応答変位は No.1 に比べて No.2 は半分程度であり (図 10)、No.1, No.2 の剛側壁は同種 (合板全面壁) でありながら、No.2 の剛側壁の方が h_{eq} は小さい。

K 型制振壁 (No.3, No.5, No.6 の剛側壁、No.4, No.6 の直交壁) は、単体で 25% 以上の h_{eq} を有している。しかし、No.4, No.5, No.6 では、最も変形が大きい柔側壁の h_{eq} が低いため、0.2g 神戸波での h_1 は K 型制振壁の h_{eq} から大きく低下する (表 4)。0.83g 神戸波では耐力壁の損傷により壁単体の h_{eq} が増加するため、 h_1 も増加した。一方、方杖型制振壁 (No.2, No.3 の柔側壁) は、単体で 20% 程度の h_{eq} である。No.3 は剛側の K 型制振壁との組み合わせにより、0.2g 神戸波では他の試験体に

図 19 剛性・粘性のバランスと 1 次モード形 (制振壁は $\square$ で囲んで示した)

比べ最も高い h_1 となった(表 4)。No.2 は上述したように 0.2g 神戸波での剛側壁・直交壁の h_{eq} が特に低いため、 $h_1 = 13.2\%$ であった(表 4)。ただし、このときの No.2 の応答変位は、No.1 では 0.1g 神戸波の変位にほぼ等しく、等しい応答変位で両者の h_1 を比較すれば、No.1 は $h_1 = 6.7\%$ であり、No.2 は No.1 の約 2 倍の h_1 になったと言える。このように、方杖型制振壁は、K 型制振壁に比べて半分程度という比較的小さい粘性でも h_1 を高めることができた。これは、モード形より明らかなように、変形が大きい壁への粘性付加がもたらしたと考えられる。

以上より、壁単体の h_{eq} だけが重要なのではなく、モード形を見て変形が大きい箇所に高減衰の制振壁を与えることが、システムの h_1 の上昇に大きく寄与することを、図 19、表 4 は表している。

4. 5 最大応答変位と等価線形化に基づくスペクトル解析

耐力壁は変形量に応じて剛性が劣化するが、制振壁は剛性劣化が極めて少ないため、塑性化により各壁の剛性バランスが変化する(図 19)。本節では、塑性化の進展により各試験体の最大応答変位の分布がどのように変化するのか分析するため、並進応答 $u_x = \max$ のときの、並進応答に対する振れ応答の比を $\Delta_1 (= \theta(L_y/2) / u_x)$ と表し、各試験体で比較をする。この Δ_1 は、並進に対する振れの相対的な大きさを表す無次元量である。また、2 次モード応答の寄与が小さく、さらに非比例減衰による複素モード化の影響が小さければ¹²⁾、式(6)の 1 次固有ベクトル形状が、試験体の最大応答変位分布に相似形になると考えられる。したがって、各壁の剛性と式(6)から、固有値解析に基づく Δ_1 の解析値が求まり、異なる 2 種の手法から Δ_1 を得ることができる。

実験および固有値解析による Δ_1 の比較を図 20 に示す。各試験体について左から 0.1g 神戸波、0.2g 神戸波、0.2gTaft 波、0.6g 神戸波、0.83g 神戸波の順に示した。まずは各試験体の塑性化に伴う Δ_1 の実験値の変化について述べる。

No.2 のような柔側壁へのダンパー付加は、弾性時に多少剛性中心が重心から離れていても、剛側耐力壁が塑性化により剛性劣化し、次第に剛性中心が重心に近づく。よって塑性域では Δ_1 が大きく低下する。逆に、No.5、No.6 のような剛側壁へのダンパー付加は、柔側耐力壁の塑性化により、剛性中心が重心からさらに離れるため、他の試験体のように Δ_1 が低下しない。また、0.83g 神戸波で No.1 は全ての壁の剛性が劣化した、No.4 では直交制振壁の剛性劣化が少ない。したがって、直交壁へのダンパー付加は、柔側耐力壁や剛側耐力壁の剛性劣化を防ぐことはできないが、振れ剛性に対する直交壁の寄与分を保持することができ、 Δ_1 が弾性時より大きく低下する。

次に、 Δ_1 の実験値と解析値を比較する。全体的に両者は良い対応を示したことが分かる。つまり、非比例減衰の程度にもよるが、最大応答変位の分布は、剛性配置でほぼ決定され、実固有値解析から求まる 1 次モード形によって推定できることを、図 20 は表している。

これより、最大応答を与える変位ベクトル $u_{\max}$ (式 3a)は、4.2 節の等価線形化で得た 1 次モードの動的特性を用い、次式より得られる。

$$u_{\max} = \beta_1 \phi_1 S_d(\omega_1, h_1) \quad (8)$$

並進応答と振れ応答の割合は、右辺の刺激関数 $\beta_1 \phi_1$ が決定し、これは剛性バランスが支配する。また、これら並進応答と振れ応答の絶対量は、変位スペクトル S_d が決定し、 ω_1 および h_1 により決まる。式(8)を用いて重心の最大変位 $u_{x,\max}$ の予測を行った結果を図 21 に示す。図 20 と同様に各地震波での精度を示しており、20%以内でばらつき

図 20 並進応答が最大のときの並進応答と振れ応答の比 Δ_1 (実験値と 1 次固有ベクトルから評価した解析値の比較)

図 21 線形応答スペクトルを用いた重心変位 u_x の予測精度

はあるものの、全試験体とも平均的に良好な精度で予測できている。

粘弾性ダンパーを用いた振れ応答制御法では、柔側壁や直交壁への高い付加剛性によって、式(8)右辺の $\beta_1 \phi_1$ における振れ成分を抑制し、並進のみに近付けることができる。同時に、短周期化と付加減衰により S_d を低減し、並進・振れ応答をともに減少させる。つまり、剛性と粘性という異なる要素をそれぞれ効果的に利用することで、局所的な応答と系全体の応答をともに減少させることができ^{15,16)}、剛性のみの補強よりも効果的に応答制御が可能となる。

また、本論の等価線形化手法により、非線形構造の応答変位の分布が推定可能となることも分かった。すなわち、「各壁の最大変形の計算」、「剛性の再評価」という収斂計算を行えば、線形構造を対象とした筆者らのスペクトル解析法¹²⁾への展開も可能と考えられる。

5. おわりに

剛性偏心した木質立体架構を対象とした、粘弾性ダンパーによる振れ応答制御法を提案し、その効果を実大振動台実験によって示した。また、試験体の動的特性値の評価や、各壁の等価線形化により得た剛性・粘性係数のバランスと振れ応答との関連を述べた。本論で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 方杖型制振壁による開口部の補強は、剛性偏心の矯正と短周期化、付加減衰により、並進応答と振れ応答をともに抑制できる。
- 2) 本論で提案した等価線形化に基づく固有値解析より得られる動的特性は、線形理論による伝達関数から得られる値に比べて T_1 は長めに、 h_1 は大きくなる傾向がある。これらに基づくスペクトル解析では、実験の最大変位を高精度で予測でき、非線形構造への適用が可能であることが分かった。
- 3) 並進応答と振れ応答の割合は、剛性バランスが支配し、実固有値解析から求まる 1 次モード形により推定できる。
- 4) 柔側壁へのダンパー付加は、剛側壁のみ塑性化により剛性劣化し、次第に剛性中心が重心に近づく。直交壁へのダンパー付加は、振れ剛性に対する直交壁の寄与分を保持することができる。よって、塑性域でのモード形が弾性時よりも並進のみに近づく。
- 5) 粘弾性ダンパーを用いた振れ応答制御法では、適切な壁への付加剛性によりモード形の振れ成分を抑制し、同時に、短周期化と付加減衰により並進・振れ応答をともに減少させることができる。

特に、変形が大きい柔側壁へのダンパー付加は、付加減衰により h_1 を高める効果が優れており、有効な手法である。

最後に、本論で対象とした構造は、水平構面の剛床を仮定したことを再度述べておく。剛床では振れが生じたときに剛側壁・直交壁もある程度有効に働くが、いわゆる柔床の場合、剛側壁・直交壁の制振化は効果が薄くなることが予想される。より一般的なモデルでも本論で得た知見が有効であるのか、検証する必要がある。

謝辞

本論の振動台実験を行なうにあたり、東急建設株式会社技術研究所 豊嶋学氏、三輪晋也氏、(株)住宅構造研究所 金井建二氏、加治佐功氏には多大なご尽力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会他：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-4，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会
- 2) 村上雅英，田原賢，藤田宜紀，三澤文子：阪神・淡路大震災にみる在来木造都市型住宅の問題点，日本建築学会構造系論文集，第 481 号，pp.71-80，1996.3
- 3) 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架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.51-59，2005.12
- 4) 坂田弘安，笠井和彦，和田章，宮下健：合板パネルによるシアリンク制振架構を用いた木質架構の動的挙動に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，第 594 号，pp.65-73，2005.8
- 5) 坂田弘安，笠井和彦，和田章他 4 名：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
- 6) 笠井和彦，和田章，坂田弘安他 3 名：変位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 594 号，pp.101-110，2005.8
- 7) 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
- 8) 野口弘行，大浦和香子，吉田傑他 2 名：偏心を有する木質建物の粘弾性ダンパーによる地震応答制御 立体模型による振動台実験と応答構造の分析，日本建築学会構造系論文集，第 600 号，pp.123-130，2006.2
- 9) 例えば，赤名淳平，曾田五月也：既存木質構造の圧縮きオイルダンパーによる耐震補強 その 1 オイルダンパー単体の性能実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2 分冊，pp.105-106，2004
- 10) 腰原幹雄，阿川将樹，大橋好光他 2 名：偏心を有する木質面材耐力壁構造の静的挙動に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 558 号，pp.165-171，2002.8
- 11) 阿川将樹，腰原幹雄，佐藤孝浩他 2 名：偏心を有する木質面材耐力壁構造の動的性状に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 558 号，pp.157-164，2002.8
- 12) 笠井和彦，山下忠道，山崎義弘，T. IGUSA：振れ振動をとまなう 1 層高減衰構造のスペクトル応答予測法，日本建築学会構造系論文集，第 636 号，pp.225-234，2009.2
- 13) 笠井和彦，寺本道彦，大熊潔，所健：粘弾性体の温度・振動数・振幅依存性を考慮した構成則（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
- 14) 笠井和彦，大熊潔：振動数に依存する制振構造の等価周期・等価減衰の評価法とその精度，日本建築学会構造系論文集，第 580 号，pp.51-59，2004.6
- 15) 笠井和彦，元結正次郎，大木洋司：水平地震動を受ける空間構造への粘弾性ダンパーの適用と応答性状に関する一考察，日本建築学会構造系論文集，第 561 号，pp.125-135，2002.11
- 16) 笠井和彦，大原和之：速度依存制振構造の設計，2000 パッシブ制振構造シンポジウム論文集，東京工業大学建築物理研究センター，pp.293-307，2000.3

付録 1. 壁倍率の算定

壁倍率の算定には特定変形角時の耐力、降伏耐力、最大荷重の 2/3，および終局耐力と靱性から決まる最小値により決定されるが、本論では特定変形角 (1/120rad) 時の耐力のみを用いて壁倍率と称している。

付録 2. $M^{(x)}$ と $M^{(y)}$ の符号について

3.2 節で示した $M^{(x)}$ と $M^{(y)}$ は、ある θ に対して異符号となり、相殺するような挙動を示した。このような現象が生じる条件を示す。

図 A1 に示すように、柔側壁・剛側壁・直交壁の剛性をそれぞれ αk , k , βk 、試験体の x , y 方向の辺長を L , l とおく。4.4 節で述べたように、粘性力により応答変位の分布は変わらないと考え、系に剛性のみ考慮した 1 次モード形に比例する変位が生じたとき、柔側壁・剛側壁の反力 F_{x1} , F_{x2} は以下のように表される。

$$F_{x1} = \alpha k \{ \phi_{11} + \phi_{21}(L/2r_m) \} \quad , \quad F_{x2} = k \{ \phi_{11} - \phi_{21}(L/2r_m) \} \quad (A1)$$

上式と式(2c)から、 $M^{(x)}$ が求められる。式(7)より ϕ_{11} , $\phi_{21} > 0$ を仮定しており、 $M^{(x)} > 0$ であれば、 $M^{(y)}$ と $M^{(x)}$ は同符号となる。このような条件を α, β, γ を用いて表せば、

$$\frac{1+\gamma^2}{3} \left\{ 1 - \frac{3(1+\alpha+2\beta\gamma^2)}{(1+\alpha)(1+\gamma^2)} - \left(\frac{1-\alpha}{1+\alpha} \right)^2 \right\} + 1 > 0 \quad (A2)$$

式(A2)において、 $\gamma = 0.67, 1, 1.5$ とした時に α, β が満たす領域を図 A2 に示した。 $0 < \alpha < 1$ より、 α が 1 に近く、 β, γ が小さいほど、 $M^{(x)} > 0$ となりやすい。本論の試験体は $\gamma = 0.67$ であり、0.2g 神戸波入力時における各試験体の α, β を図 A2 に併せて示すと、全て $M^{(x)} < 0$ となることが分かる。

図 A1 対象とする構造モデル

図 A2 $M^{(x)} > 0$ となる領域

付録 3. 非比例減衰が固有周期と減衰定数に与える影響

本論では割愛したが、非比例減衰を考慮した理論伝達関数のカーブフィットによる評価も別途行っている。その結果、比例減衰を仮定した場合と比較して、 T_1 は 0.97 から 0.99 倍と微量ながら小さめに評価され、 h_1 は減衰が小さい時に 0.84 から 1.3 倍と多少ばらつく結果もあるものの、ある程度高減衰になると概ね等しい値となった。したがって、本論で対象とした構造モデルでは、固有周期と減衰定数が非比例減衰の影響によって大きく変動することは無いと考えられる。ただし、粘弾性ダンパーではなく、剛性をほとんど持たない粘性系ダンパーを用いた場合にはこの限りではなく、別途検証が必要であろう。

付録 4. システムの 1 次減衰定数と粘性配置の関係

文献(12)で述べたように、非比例減衰系においてもモード至エネルギー法の概念に基づき、1 次モードの減衰定数を次式より算出する。

$$h_1 = h_x \frac{\omega_x \phi_{11}^2 - 2\bar{c}_y \phi_{11} \phi_{21} + (h_0/h_x)(\omega_0/\omega_x) \phi_{21}^2}{\phi_{11}^2 + \phi_{21}^2} \quad (A3)$$

上式の $\bar{c}_y$, h_0/h_x は文献(12)で定義した 4 種の振れの支配特性値のうち、粘性に関する 2 種パラメータである。それぞれの物理的な意味は、 $\bar{c}_y$ = 粘性偏心の大きさ、 h_0/h_x = 振れに対する粘性抵抗の大きさであり、各壁の粘性の大きさと位置や、質量分布より求まる。また、式(A3)より h_1 を高めるための粘性配置法が分かる。本論のように、1 次モードの振れ成分 ϕ_{11} が大きい構造を対象とした場合、 h_0/h_x を高め、 $\bar{c}_y$ を低下 ($\bar{c}_y > 0$ のため) させることが必要となる。これらを物理的に解釈すれば、それぞれ建物外周部や直交方向に粘性要素を配置すること (試験体 No.4, No.6)、剛性中心とは逆側に粘性中心を寄せること (同 No.2) である。また、No.5 のような剛側壁を制振化する手法は、 h_x を高める一方で $\bar{c}_y$ も増加するため、 h_1 の上昇が鈍くなる。

(2009年11月10日原稿受理、2010年6月11日採用決定)