日本建築学会構造系論文集 第74巻 第645号, 2011-2020, 2009年11月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 74 No. 645, 2011-2020, Nov., 2009

引張ブレースをもつ軽量鉄骨架構への粘弾性ダンパー適用に関する研究

A STUDY ON APPLICATON OF VISCOELASTIC DAMPERS TO LIGHT-GAGE STEEL FRAMES HAVING TENSION BRACES

大木洋司*, 笠井和彦**, 横山重和***, 和田　章****, 緑川光正*****
Yoji OOKI, Kazuhiko KASAI, Shigekazu YOKOYAMA, Akira WADA and Mitsumasa MIDORIKAWA

Passive control of light-gage steel frames is discussed. Disadvantage of the conventional frame having tension braces are explained and the viscoelastic damper is applied instead of the brace. The passive control frame is modeled as spring and damper connected in series. And it is important to increase the spring stiffness for the performance of the passive control. Procedure to decide the damper size is proposed and a frame having the viscoelatic damper is developed. The performance is validated through the dynamic loading test. Shaking table tests are also conducted to three specimens that have the damper and/or the tension brace. Response characteristics of specimens are evaluated using the seismic response spectrum and the time-history analysis.

Keywords: *Passive Control, Viscoelastic Damper, Light-Gage Steel House, Tension Brace, Dynamic Test*
制振, 粘弾性ダンパー, 軽量鉄骨造, 引張ブレース, 動的実験

1．はじめに

1．1　既往の研究

現在、木質系や鉄鋼系戸建住宅へのダンパーの適用が盛んに行われている。例えば木質系では、野島、樫原らは、仕口隅角部に粘弾性ダンパーを適用し、応答低減が可能なことを示した[1]。野口らは、偏心した木質建物に対する粘弾性ダンパーの有効性を実験により検証した[2]。曽田らは木質架構へ圧効きオイルダンパーを適用し、実験・解析によってその応答低減効果について考察した[3]。著者らも近年は振動台実験を中心に研究を進めている[4]。一方、鉄鋼系では、佐田は鋼材ダンパーを組み込んだ2階建て住宅の実験を行い、さらに内外装材までを含んだ数値解析モデルを用いて、詳細に実験を再現した[5]。小山、青木は、低降伏点鋼デバイス付きパネルの、実用的な累積損傷評価を行うまでに至っている[6]。

以上の研究成果は、戸建住宅のような小規模建築においても、制振構造に優位性があることを端的に示していると考えられる。しかしながら、そのような優れた制振架構の、具体的な設計方法ついては、ほとんど述べられていない。ここで言う設計とは、制振架構各部の剛性とダンパーの剛性のバランスにほかならない。本論文第2著者の一連の研究[7]により、中・高層建築物の制振構造において、主架構とダンパーの剛性バランスに着目することが、制振設計上有意義であることが示され、理論として確立されているが[8,12]、比較的短周期となる戸建住宅の領域では、このような研究は開始されたばかりである[9]。

本研究ではこれら成果を利用して、架構の制振設計を行い、実験によりその妥当性や、制振性能の検証を行うことを目的とする。主架構の対象として、鉄鋼系工業化住宅で一般に用いられる引張ブレースをもつ軽量鉄骨架構を用い、ダンパーにはイソブチレン・スチレン系粘弾性体[10,11]を採用した。

1．2　対象とする架構の基本性能とダンパー適用上の問題

図1は、軽量鉄骨を用いた鉄鋼系工業化住宅に見られる引張ブレース架構であり、小規模建築の一般的な耐震要素の形式のひとつである。この架構の下端を固定し、水平に繰返しせん断力 F を与えた場合の層間変形 u との関係は図2に示す通りで、引張ブレースが約21 kNで降伏に至り、スリップ型の復元力特性を示す。

よく知られている通り、引張ブレース架構は、荷重・変形関係の包絡線こそバイリニア型であるが、一定振幅で繰り返し載荷した場合、第1サイクルより後でのエネルギー吸収は著しく減少する。これはスリップ型復元力をもつ架構の欠点であり、本研究では、耐力要素である引張ブレースの代わりにダンパーを適用し、性能向上を目指す。なお、ダンパーの適用にあたり、架構の幅・高さ・奥行のサイズ、および架構に生ずる水平せん断力を元と同じ21 kNとする。これは、工業化住宅での耐震から制振への仕様変更を想定した場合、工場の製作システムの変更を極力小さくする、基礎構造の設計変更を無くする、といった配慮が必要であろうとの考えによる。

* 東京工業大学都市地震工学センター　特任助教
** 東京工業大学建築物理研究センター　教授・Ph. D.
*** 積水ハウス㈱技術研究所　課長・博士(工学)
**** 東京工業大学建築物理研究センター　教授・工博
***** 北海道大学大学院　教授・工博

Assistant Prof., Center for Urban Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.
Manager, Technology R&D Institute, Sekisui House, Ltd., Dr. Eng.
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Graduate School of Eng., Hokkaido University, Dr. Eng.

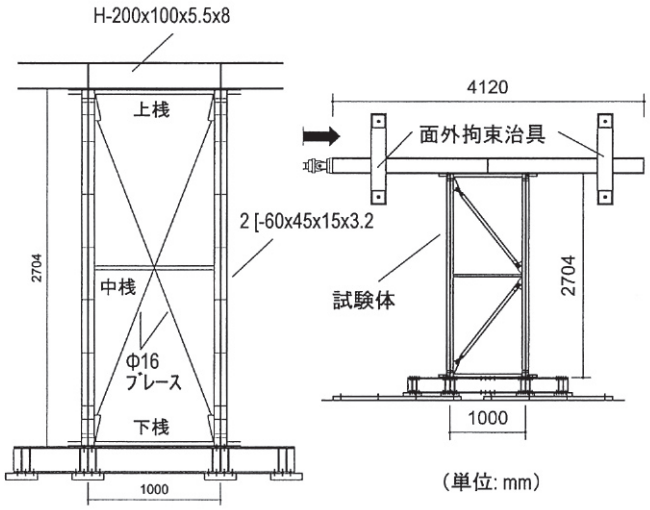


図 1　引張ブレース架構および加力装置

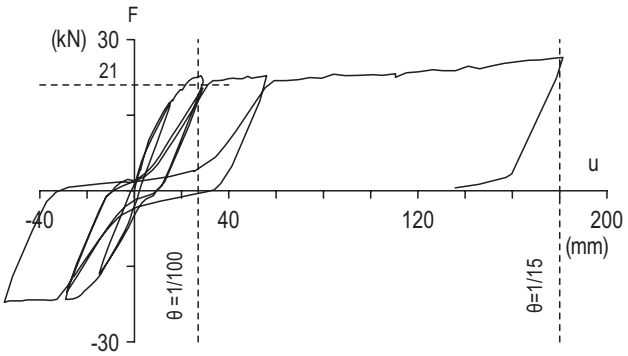


図 2　引張ブレース架構の荷重・変形履歴

2．架構へのダンパー適用

2．1　制振架構とダンパーの概要

図 3 に引張ブレースを粘弾性ダンパーに置き換えた形式の制振架構を示す。粘弾性ダンパーでは、粘弾性体が直径の異なる 2 本の鋼管の間に溶着されている。この粘弾性体はイソブチレン・スチレン系であり、図 4 に典型的な履歴ループを示す。当該材料は

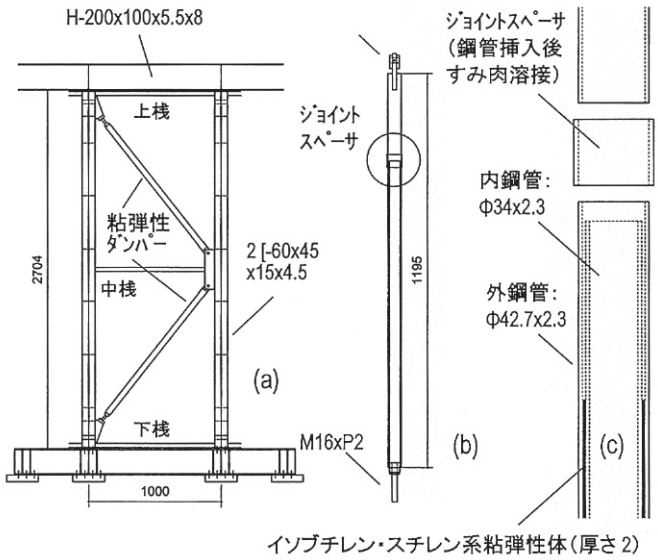


図 3　(a) 粘弾性制振架構, (b) ダンパー, (c) ダンパー拡大図

小振幅で楕円、大振幅でバイリニア型の履歴を示す特徴をもち、これにより、ダンパーに支持部材への過大な力の伝達を緩和し、なおかつエネルギー吸収を大きくする効果がある。著者らはこの材料の構成則を開発し、ある温度、振動数での正弦波入力歪に対して，ダンパーの貯蔵剛性 K'_d、損失係数 η の評価式を提案している [10, 11]。

ただし、引張ブレースを単純にダンパーへ置き換えたわけではなく、柱材の厚さを 3.2 mm から 4.5 mm へと変更し、各部材接合部剛性を高めるなどをした。これら補強に関する説明を次節にて行う。

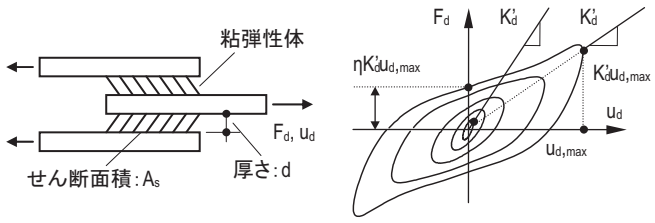


図 4　イソブチレン・スチレン系粘弾性ダンパーの典型的な履歴

2．2　制振架構の簡易モデル

笠井らは柱、梁、ダンパーなどの部材からなる制振架構を、2 種類の静的加力下での荷重・変形曲線を用いて、単純な水平バネ系へ精度良く変換する方法を提案している [12]。この手法を利用し、制振架構の性能を調整する。

前述の 2 種類の静的加力は、ダンパー以外の部材が弾性である架構に対して、図 5 に示す通り、ダンパー解除（No Damper）およびダンパー固定（Rigid Damper）の状態で行う（以下、状態 N, R 実験）。これらはそれぞれ、制振架構でのダンパー力が 0、ダンパー変形が 0 となる場合に相当し、粘弾性ダンパーを想定すると、図 6 に示す通りである。それぞれの荷重・変形関係から得られる弾性剛性 $K_f = F_N/u_N$ と $K_b = F_R/u_R$ を用い（図 5）、水平バネ系へと置換する [12]（図 7）。

対象となる架構は、引張ブレース、あるいはダンパー無しではほとんど水平力を支持することはできないため、状態 N 実験から得られる特性 $K_f \approx 0$ であり、すなわち、本制振架構を模擬するモデルは、ダンパーと剛性 K_b が直列に連なる簡易なものとなる。剛性 K_b は制振架構各部の剛性の寄与によるもので、以後、支持材剛性と呼ぶ。支持材剛性 K_b を求めるために、ダンパー部分を固定した状態 R 実験を行う。層間変形がダンパー変形へ効率よく変換されるためには、K_b を高めることが効果的なことも図 7 から明らかであり、実験により、その補強箇所を明らかにすることで制振性能向上を行う。

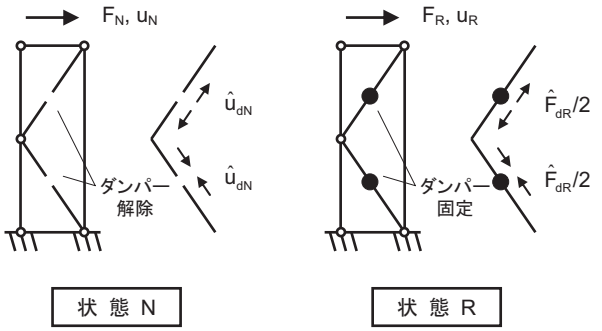


図 5　状態 N, R 実験

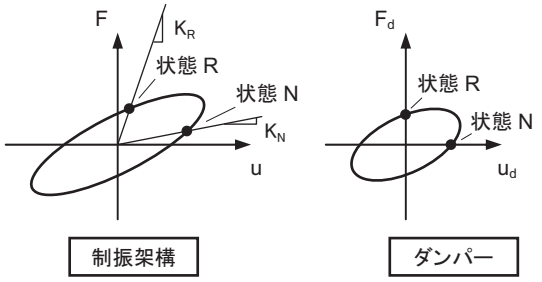


図 6　状態 N, R と制振架構・ダンパー履歴の対応

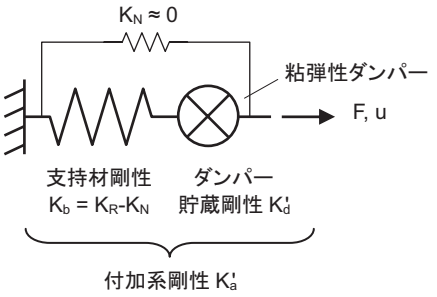


図 7　状態 N, R 実験から得られる水平バネ系

２．３　状態 R を再現する実験

ダンパー変形 0 の状態 R に極力近い状態を再現するため、まず、図 1 の引張ブレース架構にダンパー接合部を取り付け、ダンパーの代わりにダンパー外鋼管と同じ部材（図 3(c)）を剛接した。その上で架構を加力装置（図 1）に取り付けて、層間変形角 θ = 1/400, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100 を与えて繰返し載荷を行った。

本架構の変形状態を分析するため、後述する 3 章の図 11(b)と同じ変形計測を行い、層間変形 u への各部分の変形寄与を評価した。u_1 ～u_4 はそれぞれ、柱脚接合部（浮上がり）、ブレース鋼管、ブレース鋼管接合部、柱、以上の部分の変形の寄与である。

$$u = u_1 + u_2 + u_3 + u_4 \quad \text{（変形の適合条件）} \tag{1}$$
$$u = (\mathrm{D2}-\mathrm{D4}) \tag{2a}$$
$$u_1 = (\mathrm{D7}-\mathrm{D6}) \cdot 2700/940 \tag{2b}$$
$$u_2 = 2L_bF/(EA_b\cos^2\alpha) \tag{2c}$$
$$u_3 = \{-(\mathrm{D8}+\mathrm{D9})+(\mathrm{D10}+\mathrm{D11})\}/\cos\alpha \tag{2d}$$
$$u_4 = 3H^3F/(4EA_cW^2) \tag{2e}$$

ここに L_b = ブレース鋼管 1 本の長さ、A_b = ブレース鋼管断面積、E = ヤング係数、α = ブレース鋼管が水平面となす角、H = 架構高さ（2700 mm）、A_c = 柱断面積、W = 架構内法寸法（940 mm）、である。式(1), (2)は、各部材の材軸方向力による変形のみが層間変形に寄与することを仮定している。

図 8 に層間変形角 θ = 1/400, 1/200, 1/100 での層せん断力 F・層間変形 u 関係について、実験結果（式(2a)）と評価式（式(2b)～式(2e)の和）の比較を示す。両者は良い一致を示しており、式(1), (2)による変形の適合条件は満たされている。

以上より、図 7 における支持材剛性 K_b（補強前）を、層せん断力 F、層間変形 u から評価する。

$$K_b = F/u = F/(u_1 + u_2 + u_3 + u_4) \tag{3}$$

実験を行った層間変形角 θ = 1/400, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100 の場合について、式(3)から K_b を求めたところ、順に 2.18, 2.05, 1.89, 1.73, 1.47 kN/mm であった。各層間変形での変形・荷重のピークをつなぎ合わせた包絡線を線形近似し、補強前の K_b = 1.65 kN/mm を得た。

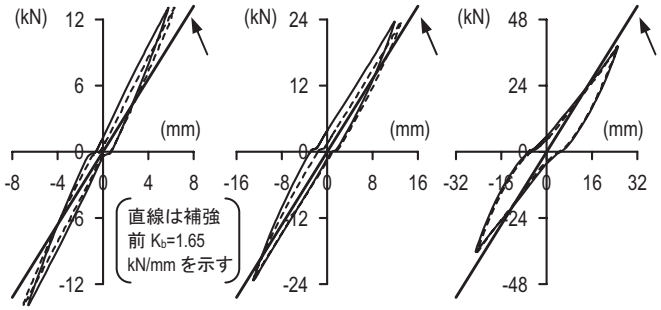


図 8　状態 R 実験の結果（左から層間変形角 1/400, 1/200, 1/100）

状態 R での架構水平剛性 K_b についてさらに分析する。図 9 は、各層間変形角での載荷について、層間変形に占める各部材・接合部変形の割合を、式(1)に基づいて評価した結果である。これによれば、最も変形が大きい、つまり剛性が低いのは、柱脚と基礎の接合部で、層間変形のほぼ 40 %を占める。また、ダンパー接合部は片側がピン接合であり、その変形にはピンのガタも含まれていることから、剛性改善のためにはそれを極力小さくする配慮も必要である。さらに、柱の伸縮の寄与も約 20 %であり、断面積を増やすことで剛性改善ができる。以上が、本ブレース架構にダンパーを適用し、制振性能を高める上での重要な要因と言える。

以上の検討より、架構各部の補強を行った（図 10）。すなわち、柱脚には厚さ 12 mm の鋼板を座金のようにして固定用ボルトを

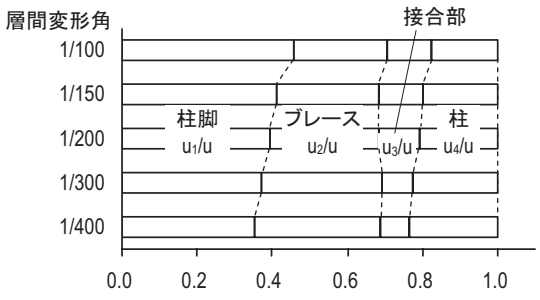
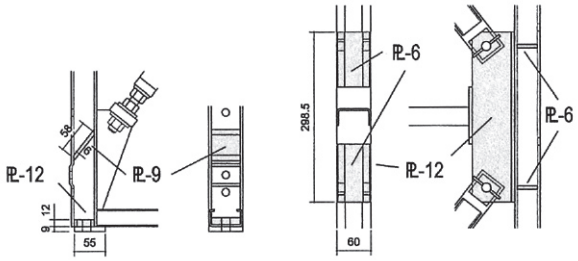


図 9　層間変形に占める各部材の変形の割合



(a) 柱脚周辺の補強　　(b) ダンパー接合部周辺の補強

図 10　柱脚・接合部周辺の補強

差し込んだ。これは、もともと周辺の板厚が薄いことから生じる局所的な変形を抑えるためであり、接合部周りのスチフナ（厚さ 9〜12 mm）も、同様の目的で溶接されている。また、柱の板厚も同じチャンネル材を成形できる最大限として、4.5 mm を採用した（図 3）。補強の結果、支持材剛性は 1.56 倍となり $K_b = 2.57$ kN/mmm を得た。

２．４　ダンパーの決定

目標性能は、従来ブレース架構とほぼ同じ力 $F = 21$ kN を層間変形角 1/150 で与える、として、粘弾性ダンパーのせん断面積 A_s の決定方法について述べる。粘弾性ダンパーと支持材剛性が直列する系の貯蔵剛性 K'_a（図 7）は以下のように与えられる [8]。

$$\text{付加系剛性：} \quad K'_a = \frac{\{(1+\eta_d^2)K'_d + K_b\}K'_d K_b}{(K'_d + K_b)^2 + (\eta_d K'_d)^2} \tag{3a}$$

$$\text{目標：} \quad K'_a = F/(H/150) = 1.17 \text{ kN/mm} \tag{3b}$$

ここに H = 制振架構の高さ（2700 mm）、η_d = ダンパー損失係数、K'_d = ダンパー貯蔵剛性、K_b = 支持材剛性（2.57 kN/mm）である（すべて水平方向の特性）。

以降の計算は、「く」の字に配置された粘弾性ダンパー2 本が直列接合されているとみなす。今、$\eta_d = 0.9$ を初期値として式(3a)に与え、K'_d の 2 次方程式を解くと $K'_d = 1.61$ kN/mm。ゆえにダンパー水平変形 $u_d = F/K'_d = 13.0$ mm，さらにダンパーが水平となす角の余弦 $\cos\alpha = 0.62$ を用いて、ダンパー軸方向変形 $= 13.0\times\cos\alpha = 8.06$ mm である。ここで粘弾性体厚 $d = 2$ mm（図 3）より、ダンパー1 本のせん断歪 $\gamma_d = (8.06/2)/d = 2.02$ である。これより 3.2 Hz, 20 ℃ の条件とあわせ（後述の表 1 を利用）、評価式 [11] よりダンパー貯蔵剛性率 $G'_d = 20.7\times10^{-5}$ kN/mm^2, $\eta_d = 1.03$ が得られる。仮定した η_d にさらに近づくまで一連の計算を繰り返し、収斂させる。

収斂した η_d ，K_b を式(3a)に与え K'_d について解くと $K'_d = 1.64$ kN/mm である。ダンパー水平方向貯蔵剛性 K'_d と材軸方向貯蔵剛性 $\hat{K}'_d$ の関係は式(4)の通りで、粘弾性体厚さ $d = 2$ mm より、ダンパー1 本のせん断面積 A_s が得られる（式(5)）。

$$\hat{K}'_d = K'_d / \cos^2\alpha \quad = 4.27 \text{ kN/mm} \tag{4}$$

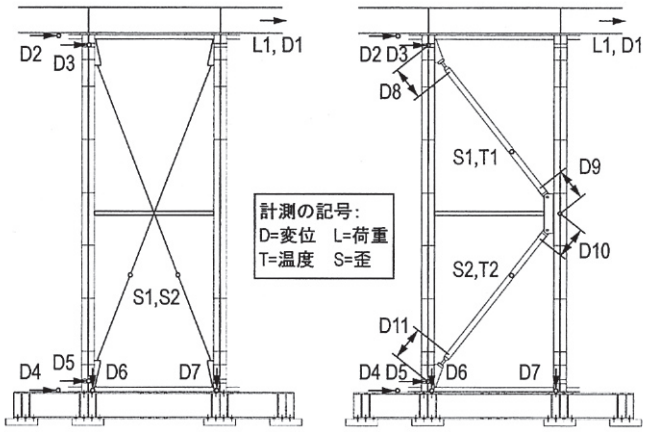
$$A_s = 2\hat{K}'_d \cdot d / G_d = 59000 \text{ mm}^2 \tag{5}$$

３．制振架構の動的載荷実験

３．１　実験の概要

提案した制振架構に対して動的に層間変形を与える実験を行う。従来ブレース架構を試験体 B（図 1）、ブレース型粘弾性ダンパーを適用した制振架構を試験体 V とする（図 3）。

図 11 に試験体の計測の詳細を示す。層せん断力はアクチュエータのロードセル L1、層間変形は D2–D4、ダンパー変形は D9 および D10、ダンパー力は鋼管部分に貼り付けた歪ゲージ S1, S2 より評価した。表 1 は載荷計画である。筆者らが行った木造制振架構の動的載荷実験 [13] にならい、各載荷の最大層間変形に応じて加振振動数を変化させた（表 1）。加振は振動数を一定にして、目標振幅を 3 回繰返した。振幅は層間変形角 1/400 から 1/50 まで行い、1/200 および 1/100 の後に履歴性状の変化の有無を、その 1/2 の振幅で確認した。



(a) 試験体 B（引張ﾌﾞﾚｰｽ）　(b) 試験体 V（粘弾性ﾀﾞﾝﾊﾟｰ）

図 11　計測の概要

表 1　載荷計画

載荷順序	1	2	3	4
層間変形角	1/400	1/300	1/200	1/400[(2)]
振幅 (mm)	6.8	9.0	13.5	6.8
振動数 (Hz)	3.2	3.2	3.2	3.2

載荷順序	5	6	7	8
層間変形角	1/150	1/100	1/200[(2)]	1/75
振幅 (mm)	18.0	27.0	13.5	36.1
振動数 (Hz)	3.2	2.7	2.2	1.9

３．２　動的載荷実験結果

図 12 に，試験体 B, V の層せん断力・層間変形の履歴を示す。

試験体 B は、層間変形角 1/200 では塑性化しておらず、その後の 2 回目の 1/400 の載荷ではほとんど変化がない。しかし、層間変形角 1/100 後はブレースが降伏して緩んでしまい、2 回目の 1/200 の履歴は 1 回目よりも剛性や最大せん断力が小さくなってしまう。また、層間変形角 1/100 や 1/75 では、変形が最初に更新される第 1 サイクルと第 2, 3 サイクルで履歴形状が顕著に変化する、典型的なスリップ型復元力特性の特徴が見られる。

これに対して試験体 V（粘弾性ダンパー）は、小変形から常にほぼ楕円の履歴を描いてエネルギー吸収に優れている。試験体 B にて見られた層間変形角 1/200 載荷 1 回目と 2 回目での履歴の変化はほとんどなく、架構に変形追従性があって、損傷が小さいこともわかる。最大せん断力は層間変形角 1/150 以降で約 21 kN を示し、概ね目標性能通りとなった。試験体 V で、正弦波加振の第 1 サイクルに荷重の上昇があるのは、粘弾性体の材料試験でも見られた傾向 [11] であり、制振架構はこの性状を考慮して、各部材・接合部に充分な耐力を与える必要がある。

図 12 の試験体 V には、実験結果と併せて、破線によって数値解析結果も示している。解析モデルは図 7 に示した、支持材剛性と粘弾性ダンパーの直列系である。支持材には架構自体のもつ減衰特性として剛性比例型の減衰を与えた。その減衰係数は、層間変形角 1/400 での支持材の荷重・変形履歴を参考にして決めたもので、以降の加振では一貫して同じ数値を用いた。実験と解析結果は非常によく一致しており、2 章で検討した図 7 のモデル化が妥当なことがわかる。

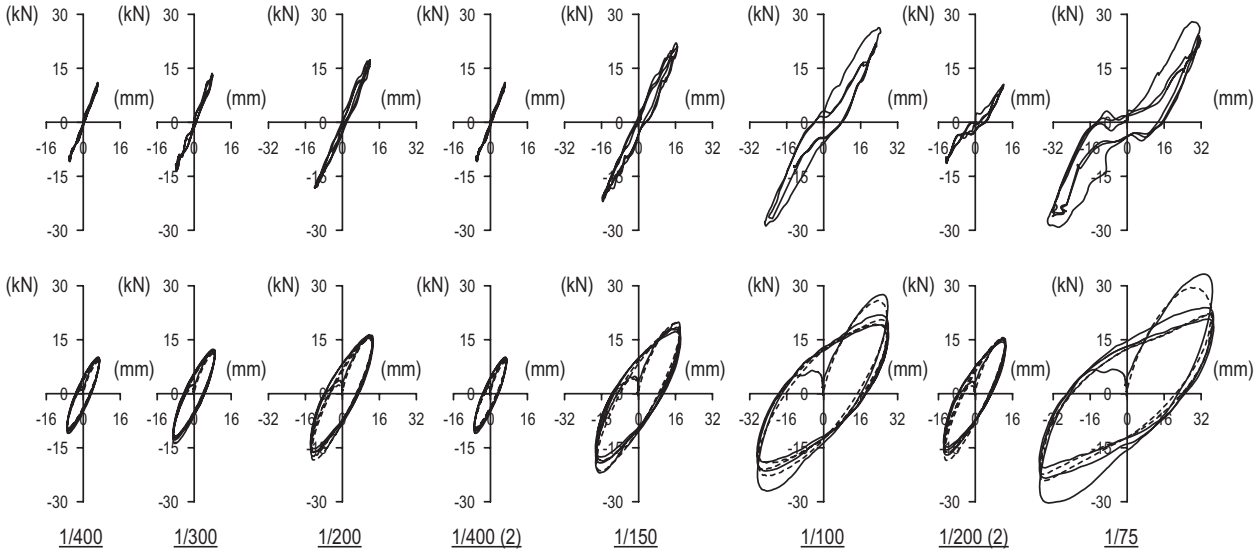


図 12　動的変位実験での層せん断力・層間変形（上段 = 試験体 B、下段 = 試験体 V、破線は解析結果）

図 13 には、試験体 B, V の振幅ごとの最大層せん断力、エネルギー吸収を示す。図中、加振の 1〜3 サイクルでの特性を 3 種に色分けして示してある。

振幅を増加させた場合のみに限れば、最大せん断力について、平均的には試験体 B, V はほぼ同等の性能である。一方、エネルギー吸収については、試験体 B は同じ振幅での第 2 サイクル加振以降、ほとんどエネルギー吸収ができないため、両者で大きな違いがある。また、大振幅後の性能維持、すなわち層間変形角 1/100 後、1/200 の 2 回目で試験体 B のせん断力が、1 回目の約半分となり、エネルギー吸収がほとんど失われるといった点も、両試験体の違いである。以上が、本実験結果の分析であり、これら 3 点が試験体の特性を特徴づけている。試験体の剛性については、最大せん断力とほぼ同じ傾向である。

試験体 V の性能は、鋼製のブレースを粘弾性ダンパーで単純に置換しただけでは達成できず、2 章で行った補強や設計の結果得られた性能である点が重要である。

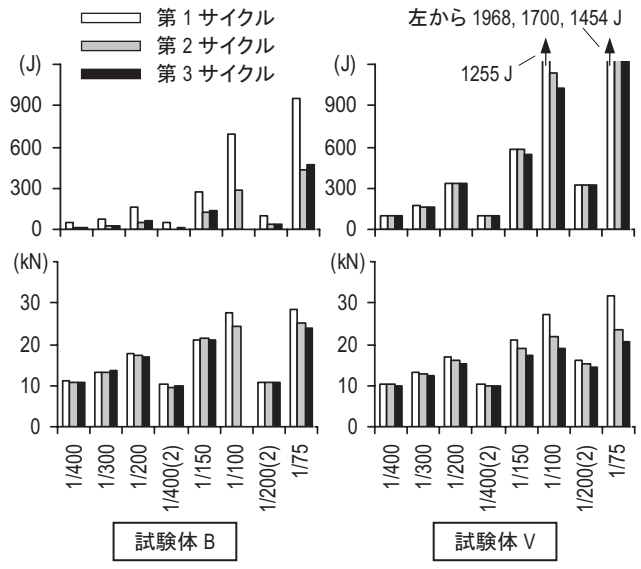


図 13　試験体 B, V のエネルギー吸収（上段）、最大せん断力（下段）

4 章以降ではこれらの架構を組み合わせて振動台実験を行い、これらの特性が地震応答性状に与える影響について検討する。

4.　振動台実験

4. 1　振動台試験体

動的載荷実験に用いたものと同じ架構を組み合わせて試験体を製作し、現実の建物内部に近い状態での地震応答を分析するため、振動台実験を行う。試験体は、標準的な 2 階建住宅（延床面積 100 m^2, 耐震等級 III）の設計例をもとに、1 階の平均的な一部分を抽出したものを想定した。

振動台試験体は引張ブレース架構と制振架構の組合せの組み合わせからなる。この時、壁の長さが合計 2 m より計 42 kN が降伏せん断力となる（図 1,2）。ここでは降伏力 0.65W として試験体重量 W を計算し、W = 42/0.65 = 65 kN を得た。

図 14 に試験体を示す。加振方向に平行に、3 つの構面が構成されるが、試験体となる部分はこのうちの中央の構面である。この柱の本数は計 8 本とし、中央構面に 4 本、両側の構面に 2 本ずつ配置する。これに対して計 60 kN となる重量を、中央構面に 30 kN、両側構面に 15 kN ずつ分散する。試験体骨組み上半分の重量は 5 kN で、全重量 65 kN となる。さらに中央構面上部では、柱にかかる軸力が均等となるよう、重量は 15 kN ずつに分割して配置されている。

この時、中央構面の柱 1 本あたりの軸力は 30 kN/4 本 + 5 kN/8 本 = 8.1 kN となる。ちなみに，一般的な 2 階建住宅（述床 166 m^2）から算定された建物重量（1 階柱中央より上部の自重、および積載荷重）を 1 階柱本数で除した平均値 9.5 kN を得ており、これと比較しても現実的な値である。

図 15 に中央構面へ取り付ける 2 体の架構の組合せを示す。試験体は以下の 3 体である。試験体の呼称も、3.1 節の定義での B = ブレース架構、V = 粘弾性ダンパー制振架構の組み合わせによる。

- 引張ブレース架構 2 体（試験体 B–B）
- 粘弾性ダンパー制振架構 2 体（試験体 V–V）
- 引張ブレース＋粘弾性ダンパー架構（試験体 B–V）

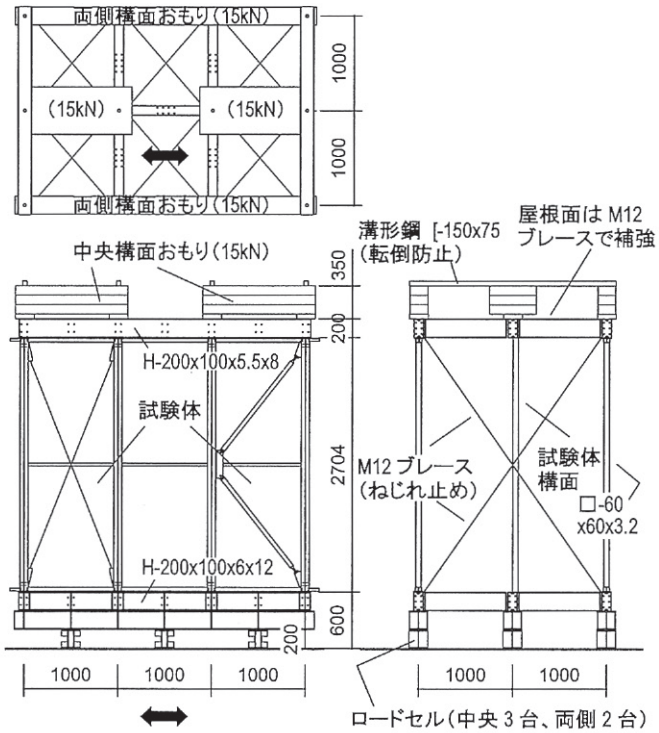
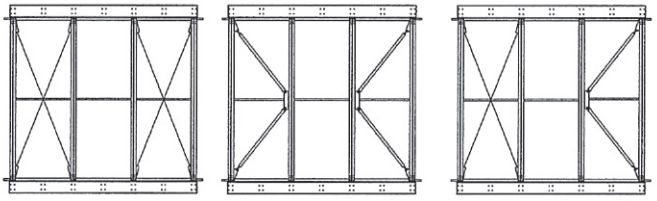


図 14　震動台試験体



(a) 試験体 B–B　(b) 試験体 V–V　(c) 試験体 B–V

図 15　試験体の組み合わせ

4．2　計測および加振計画

図 16 に計測の詳細を示す。層せん断力は試験体下部にロードセル（図 14）を配置し計測した。これと、加速度計記録と試験体質量から算定できる慣性力との比較により、つり合いをチェックした。層間変形は振動台上に設置されている鉄骨計測棟を基準にレーザー変位計と歪ゲージ型の変位計で相対変形を計測した。

入力地震波として、Hachinohe 波（NS, 1968）、JMA Kobe 波（NS, 1995）、Taft 波（EW, 1952）、を用い、0.2 g と 0.6 g に基準化して（600 cm/s^2 は使用した振動台の性能の限界による）用いた。Kobe 波を 0.2 → 0.6 → 0.2 cm/s^2 と繰り返すことで、同じ地震に対する大入力前後の挙動の変化を検討することができる。地震波の入力順を表 3 に示す。また、表 3 中、各加振の間に最大加速度 100 cm/s^2 のホワイトノイズを入力したのは、振動台上加速度を入力、試験体 2 階床レベルを出力とした伝達関数から固有振動数、減衰を得て試験体の損傷の有無を確認するためである。評価方法を一貫させるため、試験体の降伏の有無によらず伝達関数による方法を採用した。具体的には、伝達関数を一質点系の理論式を用いてフィッティングして求めている。フィッティングの対象となるデータは、振動数が、最終的に得られる固有振動数を中心に 0.5~1.5 倍の範囲とした。

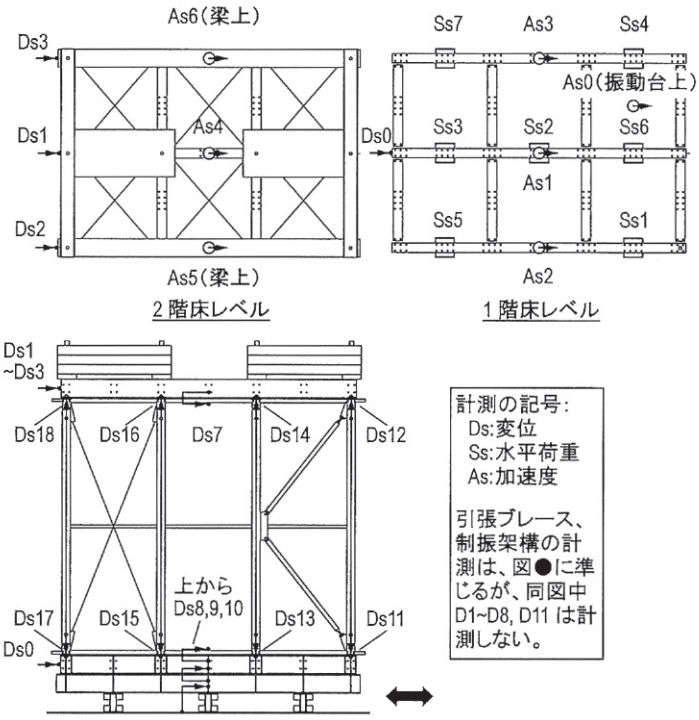


図 16　計測の概要

表 2　入力波

No.	入力	最大加速度 (cm/s^2)
1	ホワイトノイズ w1	
2	Hachinohe (NS, 1968)	200
3	ホワイトノイズ w2	
4	Taft (EW,1952)	200
5	ホワイトノイズ w3	
6	JMA Kobe (NS,1995)	200
7	ホワイトノイズ w4	
8	JMA Kobe (NS,1995)	**600**
9	ホワイトノイズ w5	
10	JMA Kobe (NS,1995)	200
11	ホワイトノイズ w6	
12	Taft (EW,1952)	**600**
13	ホワイトノイズ w7	

* ホワイトノイズは最大100cm/s^2

4．3　地震動入力時の結果

図 17 に、表 2 のホワイトノイズを除く No.6 以降の地震波入力での層せん断力・層間変形の履歴を示す。表 3 は、これら実験での最大応答の一覧である。

最初の地震波 3 波 0.2 g 入力では、いずれの試験体の応答変形も層間変形角 1/200 以下で弾性範囲であった。試験体 B–B, B–V, V–V の順に応答が小さくなり、制振構造としての性能を想定通り示した結果と言える。これらの応答を Kobe 波入力の応答スペクトル上に示し、さらに分析してみる。図 18 は Kobe 波入力時の振動台加速度から算定した応答スペクトルに、実験結果を重ね合わせたものである。それぞれの試験体の固有振動数、減衰定数は、ホワイトノイズ入力の場合と同じ、伝達関数のフィッティングにより得た。加速度応答に関しては、試験体 B–B が、スペクトルのピークにあることが違いを際立たせてはいるが、さほど固有振動数の違わない 3 種試験体に

とって、減衰の違いが応答に大きく影響することを示している。一方、変位応答については、いわゆる設計用スペクトルの加速度応答一定領域で変位が周期の 2 乗に比例するのと同様の傾向が見られ、周期が長いほど応答は顕著に増加する。それまでに数回の加振を経て、実験開始時よりもやや周期が伸びてしまった試験体 B–B は、その影響で他の試験体よりも変位は大きい。以上は、制振構造の応答低減効果における周期と減衰の影響を典型的に指し示しており、制振設計において念頭に置くべき重要な要因である。

その後の Kobe 波 0.6 g では、試験体 B–B が層間変形角 1/37 を記録し、残留変形も生じた。この時、粘弾性ダンパーの試験体 V–V と B–V では応答は半分以下で、それぞれ層間変形角 1/80, 1/70 である。ただしこの時、試験体 B–V のブレースは層間変形角が 1/100 を超えたために降伏している。

続く Kobe 波 0.2 g 入力 2 回目では、試験体 V–V, B–V ともに層間変形角は 1/200 以下に留まり、損傷した試験体 B–B は 1/50 を上回った。試験体 B–V は前述の通りブレースが緩んだために、Kobe 波 0.6 g より前に示した履歴よりも試験体の剛性は低下した。試験体 B–B が変位を抑制する機能を大きく損なった一方で、粘弾性制振架構は変形追従性にも配慮した設計としたため、2 回目の Kobe 波 0.2 g でも試験体 V–V の履歴は 1 回目と変わらず、試験体 B–V の履歴も剛性の低下が少ない。前述した、制振構造の周期と減衰の効果を期待する上で、変形追従性も不可欠な要素である。

この後、Taft 波 0.6 g を入力すると、試験体 B–B は経験した層間変形以下では剛性、エネルギー吸収共に極めて小さく、最大変形を更新する領域からようやく地震力に抵抗するので、さらに最大層間変形は増大した（層間変形角 1/30）。試験体 V–V は、その履歴の示す最大力、最大変形が、Kobe 波 0.6 g 入力時から 1.15 倍前後の増加に留まった。試験体 B–V は前述の通りブレース部が損傷したものの、層間変形は 1/60 に留まった。

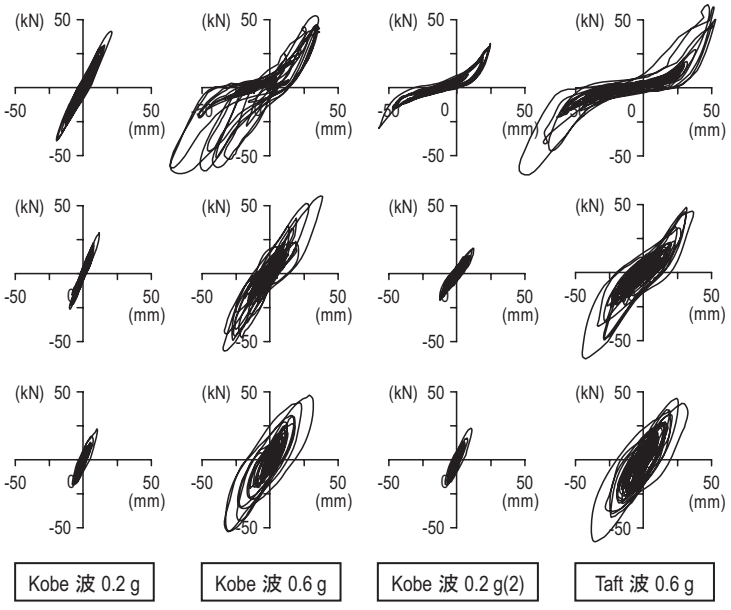


図 17　実験での層せん断力・層間変形（上段 = 試験体 B–B、中段 = 試験体 B–V、下段 = 試験体 V–V）

図 19 に、試験体 V–V の、Taft 波入力時の層せん断力・層間変形曲線と試験体の初期剛性 K_a' = 1.49 kN/mm を示す直線を示す。

剛性 K_a' の算定については図 7 に示した通り、本試験体の解析モデルは弾性バネと粘弾性ダンパーの直列結合体で表すことができ、その評価は式(3a)である。この時、式(3a)中の K_b = 2.57 kN/mm である一方、本研究で用いたイソブチレン・スチレン系粘弾性ダンパーの貯蔵剛性 K_d' は振動数と歪に依存するため、まず粘弾性体の歪は十分小さいとして 0.1 rad.に固定する。次に振動数を仮定して K_d' を得て、式(3a)からの K_a' と試験体質量より固有振動数を得る。これを、歪を固定したまま、仮定した振動数と得られる固有振動数の変化がほとんどなくなるまで繰り返すことで、最終的な系の固有振動数の近似解が得られ [14]、その時の K_a'が初期剛性に対応する。

図 19 中には最大変形時の変位･荷重の点にシンボルをつけてある。変形が極小さい時にはこれらの点が試験体試験体 V–V の初期剛性 K_a' = 1.49 kN/mm を示す直線上に乗っており、K_a' の評価が妥当なことがわかる。また一方で大変形では、実験の荷重がその直線を下回る領域に収まることから、粘弾性体の振幅依存性によって制振架構に生ずる最大せん断力を抑えられる効果を確認できる。引張ブレースを含む試験体でも最大せん断力は最大層間変形に比例して大きくなり続けることはないが、これは試験体の損傷による効果であるから、変形の増大は避けられない。

表 3　実験での最大応答一覧

試　験　体		B-B	B-V	V-V
Hachinohe 波 0.2g	層間変形 (mm)	14.1	12.8	10.9
	層せん断力 (kN)	32.7	29.6	24.6
	ダンパー歪 (%rad)	—	82.4	71.7
Taft波 0.2g	層間変形 (mm)	13.9	12.3	9.9
	層せん断力 (kN)	32.2	28.6	22.8
	ダンパー歪 (%rad)	—	78.1	69.6
Kobe波 0.2g	層間変形 (mm)	24.1	11.9	10.4
	層せん断力 (kN)	42.9	31.1	23.3
	ダンパー歪 (%rad)	—	75.3	68.8
Kobe波 0.6g	層間変形 (mm)	72.2	39.0	34.0
	層せん断力 (kN)	74.5	55.3	53.7
	ダンパー歪 (%rad)	—	339	290
Kobe波 0.2g (2)	層間変形 (mm)	45.0	12.8	11.0
	層せん断力 (kN)	32.9	19.8	23.1
	ダンパー歪 (%rad)	—	82.4	73.5
Taft波 0.6g	層間変形 (mm)	78.8	45.9	39.0
	層せん断力 (kN)	66.6	54.7	60.3
	ダンパー歪 (%rad)	—	416	337

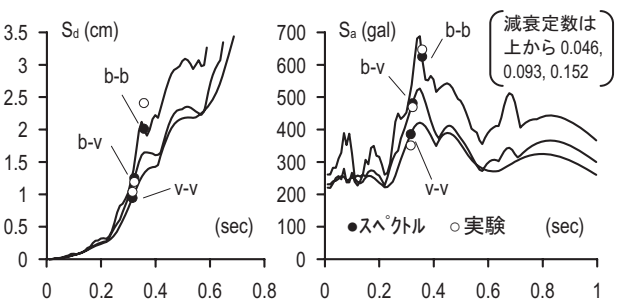


図 18　Kobe 波 0.2 g 入力時の応答スペクトルと試験体の応答

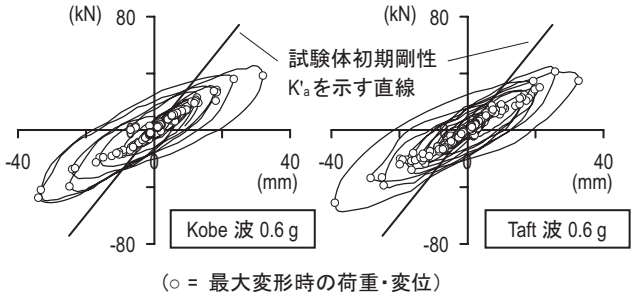


図 19　Kobe 波、Taft 波 0.6 g 入力時の試験体 V–V の荷重・変形

4．4　ホワイトノイズ入力時の結果

ホワイトノイズ入力時の固有振動数と減衰定数の変化を図 20 に示す。試験体の損傷の進行は、ホワイトノイズ入力時の固有振動数の変化からも読み取ることができる。最も振動数の低下が大きいのは引張ブレース架構による試験体 B–B で、最終的に初期の約 0.3 倍まで低下した。一方、引張ブレース架構と制振架構を組み合わせた試験体 B–V では、振動数の低下がほぼ 0.7 倍、制振架構を 2 体用いた試験体 V–V では 1 次固有振動数はほとんど変化しておらず、これらの結果は実際の損傷状況とよく対応している。

4.3 節で説明した計算法によって得た試験体剛性 K_a' と試験体質量 M から求まる試験体 V–V の固有振動数は 3.37 Hz であり、図 20 の結果とよく一致する。また試験体 B–B の初期の固有振動数からブレース架構 1 つあたりの剛性を逆算して、制振架構に並列な剛性として評価すると試験体 B–V の固有振動数は 3.49 Hz となり、これも、図 20 の結果とよく対応する。試験体 B–V の、Kobe 波 0.6 g 以降の固有振動数は、粘弾性制振架構 1 つの剛性と試験体質量で計算した固有振動数 2.3 Hz に徐々に近づく。

減衰定数については、実験開始前に、ダンパーの無い試験体 B–B が 0.02、試験体 B–V, V–V がそれぞれ 0.06、0.12 を示した。その後、試験体 B–V のみ、Kobe 波 0.6 g、Taft 波 0.6g を入力後に若干上昇する傾向が見られる。これは制振架構と組み合わされたブレース架構の剛性が低下した分、相対的に減衰定数が上昇したと考えられる。

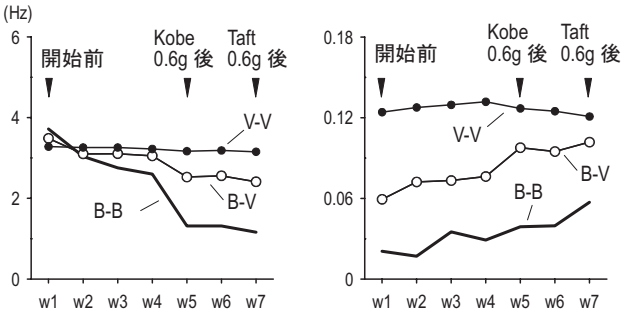


図 20　ホワイトノイズ加振での固有振動数と減衰

5．簡易モデルを用いた振動台実験の再現

5．1　モデル化

本章では 2 章にて作成した簡易モデルを用いて、振動台実験の再現を試みる。振動台試験体のうち、粘弾性ダンパー制振架構を表すモデルは、図 7 に示した構成である。このとき支持材剛性 K_b = 2.57 kN/mm であり、粘弾性ダンパー部分は、著者らが過去に提案したイソブチレン・スチレン系粘弾性体のモデルを用いる [10,11]。このとき、粘弾性体の厚さ d = 2 mm、せん断断面積 As = 59000 mm^2 は 2.4 節に示した通りである。

一方、引張ブレース架構は、状態 R 実験を実施できなかったため、同じ手順による簡易モデル化をせずに、初期剛性、初期剛性比例減衰定数を試験体 B–B の Kobe 波 0.2 g 入力の結果から得て、さらに降伏力、二次剛性を Kobe 波 0.6 g 入力の結果から得た（図 21、剛性等の具体的な数値も図中に示す）。この過程には、応答を極力実験結果と合わせる試行錯誤も含む。このモデルを試験体 B–V の場合にも用いた。引張ブレースを含むダンパー以外の部分の減衰定数は、実験開始前の減衰定数観測結果（図 20）を参考に、試験体 B–B の 1 次固有振動数 3.72 Hz で 3 %として、初期剛性比例型減衰としてモデル化した。試験体重量は 4.1 節に示した通り 65 kN とし、入力地震動は、各加振時の振動台上中央での加速度記録を用いた。

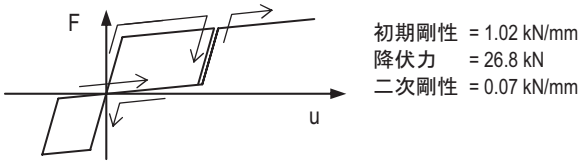


図 21　引張ブレース架構（図 11(a)）の復元力特性

5．2　解析結果と考察

図 21, 22 は、各試験体が最大応答を示す時間近傍での変位と層せん断力時刻歴、図 23 は各試験体の層せん断力・層間変形履歴である。入力地震動は Kobe 波 0.6 g 入力の場合である。

試験体 B–B の場合、実験では残留変形が生じたが、解析ではそれを再現することはできなかった。ただし、最大変形を示すまでの応答は比較的良く再現できている。粘弾性ダンパーを含む試験体 B–V, V–V の場合は、時刻歴波形の実験・解析間の対応はより良い。ただし、層せん断力・層間変形履歴を正確に再現し切れない部分もある。

表 4 は、解析での最大層間変形、最大層せん断力の最大値で、( ) 内は実験結果（表 3）との比である。これら最大応答の再現に関しては、制振架構試験体 V–V の精度が最も良好であった。図 7 によるモデル化が妥当であり、さらにブレース架構の複雑なスリップ履歴特性が、全体挙動を支配しなかったことも精度向上の一因と考えられる。非線形性が強い、つまり塑性化が進んだ領域での数値解析モデル化は一般に困難を伴う。それゆえ制振の適用によって塑性を抑えることが、数値解析の精度、ひいては設計の精度を高められる可能性がある。もちろん、この場合は、制振架構の解析モデルが充分な精度をもつ必要があることは、言うまでもない。

表 4　時刻歴解析による最大応答の再現精度（解析/実験）

試　験　体		B-B	B-V	V-V
Hachinohe 波 0.2g	層間変形 (mm)	1.14	0.91	0.85
	層せん断力 (kN)	1.01	0.85	0.93
Taft波 0.2g	層間変形 (mm)	0.80	0.80	0.88
	層せん断力 (kN)	0.69	0.79	1.00
Kobe波 0.2g	層間変形 (mm)	0.78	0.94	0.94
	層せん断力 (kN)	0.89	0.79	1.28
Kobe波 0.6g	層間変形 (mm)	0.90	0.80	1.03
	層せん断力 (kN)	0.87	0.92	0.96

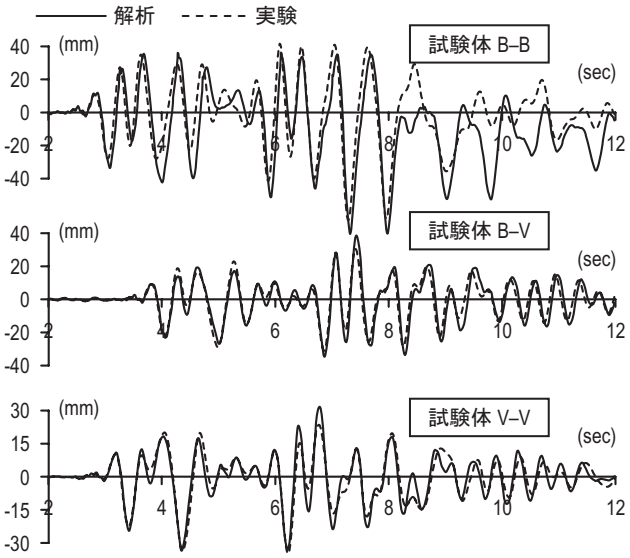


図 22　解析、実験での層間変形時刻歴（Kobe 波 0.6 g）

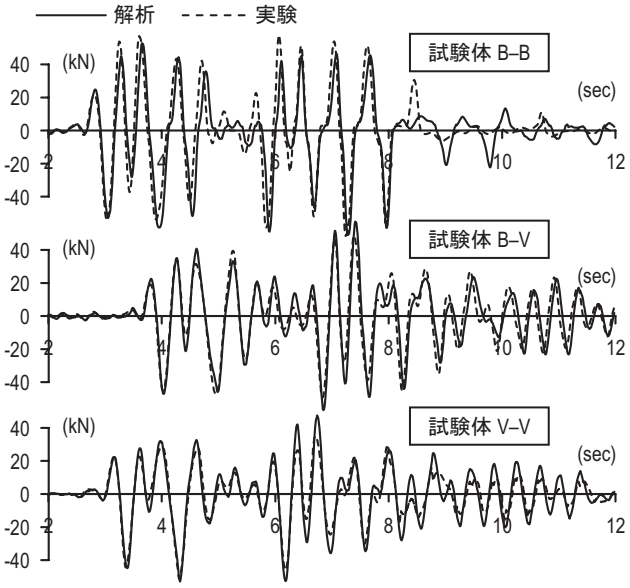


図 23　解析、実験での層せん断力時刻歴（Kobe 波 0.6 g）

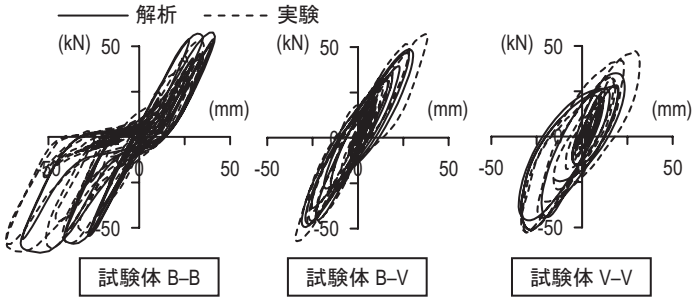


図 24　解析、実験での層せん断力・層間変形履歴（Kobe 波 0.6 g）

6．まとめ

・引張ブレースをもつ軽量鉄骨耐震架構の復元力特性上の弱点について示し、粘弾性ダンパーを用いた制振架構への変更を行った。それにあたっては、ダンパー固定の状態での荷重変形関係を用いて制振架構を水平バネ系に置換する手法を利用し、制振性能向上のために支持部材剛性を高めることが肝要であることを示した。

・粘弾性体にイソブチレン・スチレン系材料を用い、目標性能に対する粘弾性体の厚さ、せん断面積の決定法について述べた。この粘弾性ダンパー制振架構と引張ブレース架構に動的な層間変形を与える実験を行い、制振架構が想定通りの最大せん断力を示し、なおかつエネルギー吸収や変形追従性に優れることを示した。

・さらに粘弾性ダンパー制振架構、引張ブレース架構を組み合わせ 3 種の 1 層試験体を製作し、振動台実験を行い、地震応答性状について考察した。ここでも、制振架構は引張ブレース架構より優れた応答性状を示した。加速度入力を大、小、大とした場合にも、安定した性能であった。

・制振架構架構が弾性範囲にある場合の固有振動数、減衰定数の計算方法を示し、ホワイトノイズ入力時の実験結果とよく一致することを示した。Kobe 波 0.2 g 入力の場合は、算定した固有振動数、減衰定数と応答スペクトルから得られる変位、せん断力が実験値とよく対応した。

・振動台実験試験体を水平バネ系に置換し、時刻歴応答解析を行い、実験の再現精度について示した。制振架構試験体の精度は引張ブレース架構よりも優れ、モデル化は妥当と考えられる。架構の塑性化を抑えることが解析の精度向上の一因であり、これがひいては制振設計の精度を高める可能性があることを述べた。

参考文献

1) 野島千里, 樫原健一: 仕口タイプ粘弾性ダンパーの開発（その 4 QM タイプの性能評価と抵抗機構）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.91-92, 2005.9

2) 野口弘行, 大浦和香子, 小林正人: 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

3) 曽田五月也 他: 既存木質構造の圧効きオイルダンパーによる耐震補強（その 1～5）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.105-106, 2004.9

4) 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

5) Takahiro Sada: Proc. of SE'04 Osaka (International Symposium on Network and Center-Based Research for Smart Structures Technologies and Earthquake Engineering), pp.615-620, July, 2004

6) 小山雅人, 青木博文: 繰返し変形を受ける鋼部材の累積損傷評価指標に関する研究－極低降伏点鋼を用いた損傷集中型耐震部材の定振幅繰返し実験に基づく累積損傷評価および実用的損 s 表評価法の提案－, 日本建築学会構造系論文集, 第 562 号, pp.159-166, 2002.12

7) 例えば、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, No.595, pp.45-55, 2005.9

8) パッシブ制振構造設計・施工マニュアル（第 2 版）, （社）日本免震構造協会, 2005.9

9) 笠井和彦, 西原耕作 他: スリップ型復元力特性を持つ主架構と粘弾性要素からなる制振構造の設計法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.495-498, 2008.9

10) 笠井和彦, 大木洋司, 雨宮健吾, 木村勝彦: イソブチレン・スチレン系のブロック共重合体からなる粘弾性材料の構成則（その 1 : 小歪領域における温度・振動数依存のモデル化）, 日本建築学会構造系論文集, 第 569 号, pp.47-54, 2003.7

11) 大木洋司, 笠井和彦, 雨宮健吾, 木村勝彦: イソブチレン・スチレン系のブロック共重合体からなる粘弾性材料の構成則（その 2 大歪領域における

温度・振動数・振幅依存のモデル化），日本建築学会構造系論文集，第 617 号, pp.77-85, 2007.7
12) 笠井和彦，岩崎啓介: 様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法，日本建築学会構造系論文集，第605号, pp.37-46, 2006.7
13) 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機構を用いた木質制振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
14) 笠井和彦，大熊潔: Kelvin 体による線形粘弾性ダンパー簡易モデル化と精度に関する考察（その 1 ：弾性・弾塑性フレームをもつ一質点制振構造の場合）；日本建築学会構造系論文集，第 550 号, pp.71-78, 2001.12

（2009年 7 月10日原稿受理，2009年 8 月19日採用決定）