

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	変形増幅機構を有する制振構造システムの地震応答波加振試験
Title	
著者(和文)	後上和也, 渋谷政斗, 佐藤利昭, 岩崎雄一, 北村春幸, 佐藤大樹, 石井正人, 佐々木和彦, 吉江慶祐
Authors	Toshiaki Sato, IWASAKI Yuichi, Haruyuki Kitamura, Daiki Sato, Masato Ishii, Kazuhiko Sasaki, Keisuke Yoshie
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , ,
Citation(English)	, , ,
発行日 / Pub. date	2015, 3
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf: <a href="http://ci.nii.ac.jp/naid/110009947865">http://ci.nii.ac.jp/naid/110009947865</a>

変形増幅機構を有する制振構造システムの地震応答波加振試験

構造—振動

正会員○後上和也\*<sup>1</sup> 同 渋谷政斗\*<sup>1</sup> 同 佐藤利昭\*<sup>1</sup>  
同 岩崎雄一\*<sup>2</sup> 同 北村春幸\*<sup>1</sup> 同 佐藤大樹\*<sup>3</sup>  
同 石井正人\*<sup>4</sup> 同 佐々木和彦\*<sup>2</sup> 同 吉江慶祐\*<sup>4</sup>

制振構造 実効変形 粘性制振壁  
動的加振試験 変形増幅機構

1. はじめに

間柱型の制振装置は、それが取り付く梁の曲げ変形により機能が損なわれる<sup>1)</sup>。著者らは、この問題について、粘性制振壁を対象に梁の中間にピン接合を設けた架構（以下、提案システムと呼ぶ）を考案し、その有効性を調べてきた<sup>2)</sup>。提案システムは、図1に示すようにピン間の梁を幾何学的に回転させることで、ダンパーに有効な変形（以下、実効変形と呼ぶ）を増幅するものである。これまでの検討では、実効変形の低下要因の分析方法を提示すると共に、立体骨組による地震応答解析に基づき、提案システムがピンを用いない従来のシステムに比べ、高い制振効果が得られることを示した<sup>3)</sup>。また、実構造物への適用性を検証するため、図2に示す1スパンの試験フレームに対する正弦波による加振試験を行い、振動数、振幅に関する定性的な傾向を確認した<sup>4)</sup>。

本報はこれらの続報で、地震応答時においても正弦波加振で得られた知見が適用できることを、ダンパーの粘性抵抗力と変形の関係、および実効変形比を基に検証したものである。試験には既報と同一のフレームを用い<sup>4)</sup>、当該フレームが架構の一部を想定したものであることから、入力波には地震応答解析で得られた層間変位応答を採用した。以降では、入力波を選定した上で、それを用いた試験結果について述べる。

2. 加振試験に用いる入力波の選定

入力波は、建物の特性によって異なる応答性状を反映するため、ここでは地震応答解析に用いる立体骨組に、固有周期の異なる超高層建物と中低層建物の2つを用いる。本章では、地震応答解析に用いる超高層建物、中低層建物および粘性制振壁の設定について述べ、地震応答解析の結果から加振試験で用いる入力波を選定する。

2.1 地震応答解析概要

地震応答解析に用いる建物は、超高層建物として高さ121.5mの30層鋼構建造物を、中低層建物として高さ21.3mの5層鋼構建造物とする。図3に各建物の平面図と軸組図、表1に柱・梁の部材断面、図4に検討建物の層剛性をそれぞれ示す。図4中の基準化階とは、各建物層数を全層数で除した値である。提案システムにより梁の中間にピン接合を設けた場合の主架構の1次固有周期 $T_{11}$ は、30層建物において4.99s、5層建物において1.11sである。解析はX方向を対象とし、剛床を仮定した立体骨組を用いる。主架構は弾性とし、構造減衰は $T_{11}$ に対し減衰定数 $h=2\%$ の剛性比例型とする。

検討建物に設置する粘性制振壁は、2つのピン間の梁を剛体としており、その中央から階高の半分まで剛域を伸ばし、階中央部の剛域端同士をダッシュポットで繋いでモデル化する

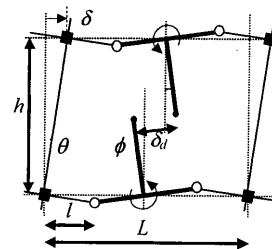


図1 提案システムの概要

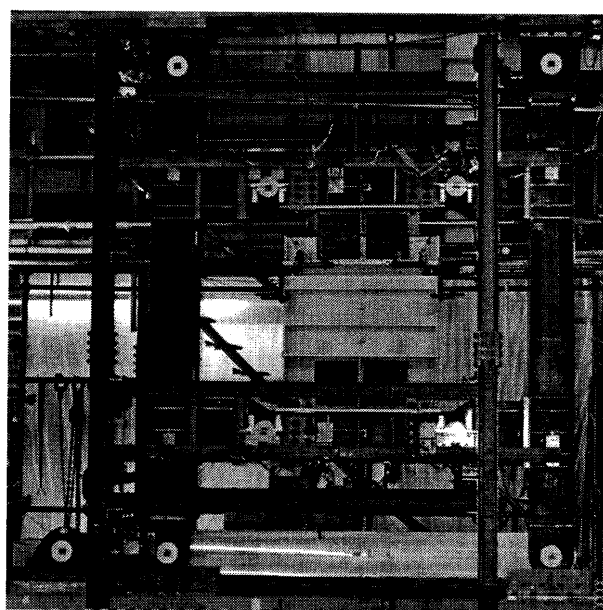


図2 試験状況

表1 部材断面

	内柱	外柱	大梁
30層建物	□-600×600×22~50	□-550×550×22~50	WH-600×200×12×19~ WH-600×250×12×25
	□-450×450×16~22	□-450×450×16~19	WH-600×200×11×17~ WH-600×250×12×22

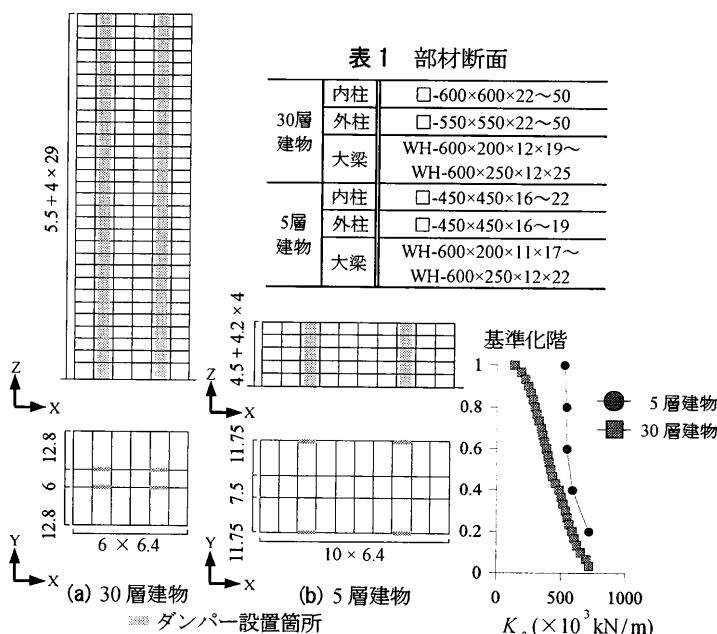


図3 検討建物概要(単位:m) 図4 検討建物の層剛性

る(図5)。制振壁の粘性抵抗力  $F_d$  は、図6のようなダッシュポットの速度  $V_d$  の指数乗に比例した関係にある。ここで、 $d$  : 制振壁のせん断隙間である。粘性制振壁の粘性係数  $C_d$  には、下式を採用した<sup>5)</sup>。

$$C_{d1} = 41.2e^{-0.043t} (S/d) \quad (\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}) \quad (1a)$$

$$C_{d2} = 41.2e^{-0.043t} (S/d^{0.59}) \quad (\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}) \quad (1b)$$

$$C_{d3} = 63.7e^{-0.043t} (S/d^{0.4}) \quad (\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}) \quad (1c)$$

上式で、 $t$  : 温度、 $S$  : せん断面積である。本検討では  $d=0.004$  m、 $t=20$  °Cとする。解析モデルと試験フレームは、階高やスパン長さが異なるため、解析モデルのせん断面積  $S$  を、試験フレームのせん断面積  $S$  に階高およびスパン長さの比率を乗じて設定し、(1a)~(1c)式から解析モデルの粘性係数  $C_d$  を算定する。表2に、試験フレームの  $C_d$  および解析モデルに用いる  $C_d$  の算定結果をまとめる。

粘性制振壁の高さ方向の設定について述べる。第  $i$  層の粘性係数を  $C_d(i)$  とし、図7のように、粘性係数分布  $C_d(i)/C_d(1)$  を、主架構の層剛性分布(図4)と相似になるよう設定する。30層建物については、5層ごとの6段階分布とする。入力波の選定の対象とする層について考える。提案システムの実構造物への適用を考慮すると、基礎梁端部をピンとすることは難しいことから最下層は対象から除き、高次モードによる影響が生じやすい最上層も除外する。表2の粘性係数  $C_d$  を、30層建物の6~10層、11~15層、16~20層、21~25層に設定した建物を作成し、それぞれ表2の  $C_d$  を用いた5つの層の中間層である8、13、18、23層の応答に着目することとし、30-8モデル、30-13モデル、30-18モデル、30-23モデルと呼ぶ。5層建物においても、表2の粘性係数  $C_d$  を2層、3層、4層に設定した建物を作成し、同様に表2の  $C_d$  を用いた層の応答に着目することとし、それぞれ5-2モデル、5-3モデル、5-4モデルと呼ぶ。

応答解析に用いる入力地震動は告示波で、位相特性には1968年十勝沖地震のEW成分(Hachinohe)を用いた。以降では、これをART HACHIと呼ぶ。図8に入力地震動の時刻歴波形を、図9(a)~(c)に擬似速度応答スペクトル( $h=5\%$ )とエネルギースペクトル( $h=10\%$ )、およびフーリエスペクトルをまとめて示す。

## 2.2 入力波の選定

本節では、前節で設定した30層建物における4つのモデル、5層建物における3つのモデルの地震応答解析の結果から、それぞれダンパーが最も効率的にエネルギーを吸収したモデルの層間変位応答を加振試験の入力波として選定する。速度依存型のダンパーは、ダンパーに作用する速度に応じた粘性抵抗力を発揮し、それに応じてエネルギー吸収量  $W_d$  も変化する。そのため  $W_d$  ではなく、 $W_d$  をダンパーの最大速度  $V_{dmax}$ 、層の質量  $M$  で除した  $W_d/MV_{dmax}^2$  をエネルギー吸収効率とし、 $W_d/MV_{dmax}^2$  により、最も効率的にエネルギーを吸収したモデルを判断する。表3、4にそれぞれの数値と算定結果

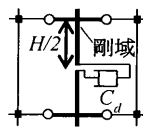


図5 制振壁のモデル化

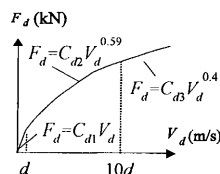


図6 粘性抵抗力

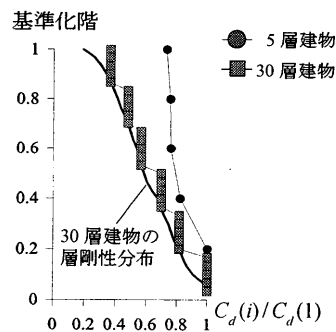


図7 粘性係数の分布

表2 算定した粘性係数

記号	せん断面積(m <sup>2</sup> )	1次粘性係数(kN·s/m)	2次粘性係数(kN·s/m)	3次粘性係数(kN·s/m)
試験フレーム	1.08	4707	489	265
30層建物	6.65	28982	3013	1632
5層建物	6.98	30431	3163	1713

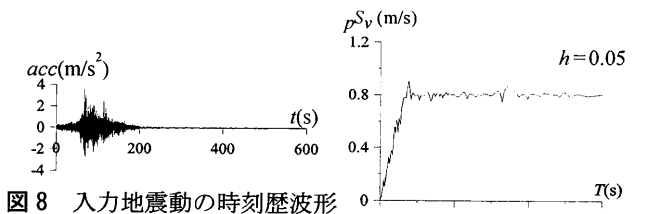


図8 入力地震動の時刻歴波形

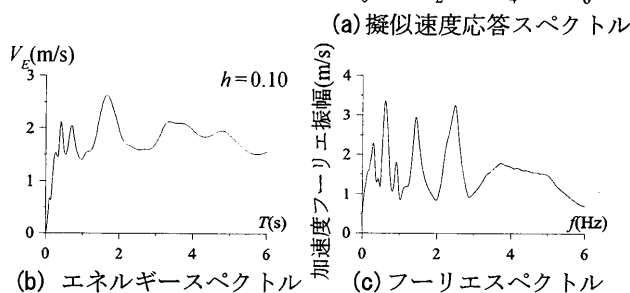


図9 入力地震動のスペクトル

表3 30層建物のエネルギー吸収効率

モデル名	$W_d(\text{kN}\cdot\text{m})$	$V_{dmax}(\text{m/s})$	$V_{dmax}^2(\text{m}^2/\text{s}^2)$	質量 $M(\text{kN}\cdot\text{m/s}^2)$	$W_d/MV_{dmax}^2$
30-23モデル	84.3	$3.26 \times 10^{-2}$	$1.07 \times 10^{-3}$	843	93.8
30-18モデル	199	$3.97 \times 10^{-2}$	$1.57 \times 10^{-3}$	858	147
30-13モデル	318	$5.22 \times 10^{-2}$	$2.72 \times 10^{-3}$	865	135
30-8モデル	425	$5.84 \times 10^{-2}$	$3.41 \times 10^{-3}$	882	141

表4 5層建物のエネルギー吸収効率

モデル名	$W_d(\text{kN}\cdot\text{m})$	$V_{dmax}(\text{m/s})$	$V_{dmax}^2(\text{m}^2/\text{s}^2)$	質量 $M(\text{kN}\cdot\text{m/s}^2)$	$W_d/MV_{dmax}^2$
5-4モデル	57.3	$8.13 \times 10^{-2}$	$6.61 \times 10^{-3}$	1408	6.15
5-3モデル	128	$1.44 \times 10^{-1}$	$2.06 \times 10^{-2}$	1410	4.40
5-2モデル	224	$2.31 \times 10^{-1}$	$5.32 \times 10^{-2}$	1414	2.98

をまとめる。表3、4より、30層建物では30-18モデル、5層建物では5-4モデルにおいて、 $W_d/MV_{dmax}^2$  が最大となっていることより、加振試験に用いる入力波は、30層建物では30-18モデル、5層建物では5-4モデルとする。図10に、選定した入力波を示す。

## 2.3 入力波の特性分析

本節では、前節で選定した入力波の特性を分析する。図11に入力波のフーリエスペクトルを示す。また、図12には入力

波が、建物の特性を反映していることを確認するため、入力地震動のフーリエスペクトルで除した結果を示す。図 11, 12 中の破線は、提案システムによりピン接合を設けた主架構の 1 次固有振動数を意味し、実線は、入力波の卓越振動数を表している。図 12 より、選定した層間変位応答には明瞭なピークが認められ、その卓越振動数は入力波の卓越振動数と概ね等しいと言え、主架構のみの 1 次固有振動数より僅かに大きいことが分かる。これはダンパーの付与による剛性効果と考えられ、入力波に検討建物の特性が含まれていることが確認できる。また図 11 には、建物の特性以外にも複数のピークが確認でき、それらが図 9 (c) に示した地震動のフーリエスペクトルと対応することが分かる。以上から、図 11 の選定した入力波には、建物と地震動の両特性が反映されており、地震応答を想定した加振試験に用いる入力波として適切であると判断する。

### 3. 加振試験概要と結果

#### 3.1 加振試験概要

正弦波による加振試験は、振動数に関して 0.1, 0.25, 0.5, 1.0 Hz の 4 通り、振幅に関して 6.6, 16.5, 22, 33, 47.1 mm の 5 通りを用いて、4 サイクルの加振を行った。6.6 mm は、1/500 rad, 47.1 mm は、1/70 rad の層間変形角に相当する。入力波の振幅は、正弦波加振試験との対比のため、正弦波と最大値が等しくなるように調整したものに、原波(図 10)の振幅を用いる。試験機の制約から、最大振幅を 47.1 mm とするのは 30-18 モデルの入力波のみとする。

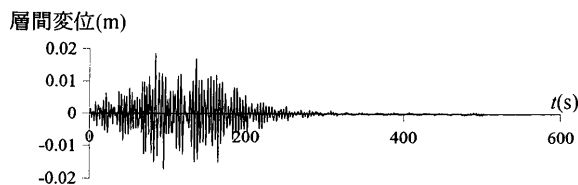
図 13 に試験フレームおよび計測位置を示す。本試験フレームは不安定構造物であり、フレームのみでは剛性を発揮しないため、フレームに入力される加振力  $F$  をダンパーの粘性抵抗  $F_d$  として扱うこととする。ダンパー変形  $\delta_d$  は、粘性制振壁に取付けた変位計 (A) の計測値の平均とし、層間変形  $\delta$  は、左柱上下に取付けた変位計 (B) の差を取り、左柱の長さ  $L$  と梁中央間の長さ  $l$  の比を用いて算出する。

#### 3.2 ダンパーの粘性抵抗と変形の関係による検討

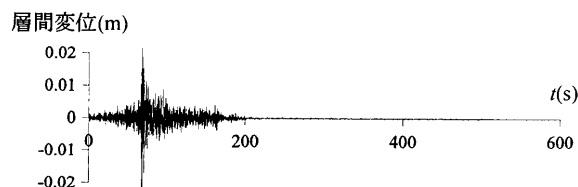
ダンパーの粘性抵抗  $F_d$  とダンパーの変形  $\delta_d$  の関係より振動数、振幅に関する傾向を確認する。図 14 に正弦波加振試験における  $F_d$  と  $\delta_d$  の関係、図 15 に本加振試験における  $F_d$  と  $\delta_d$  の関係を示す。正弦波の振動数は 0.25, 0.5, 1.0 Hz の 3 通り、入力波の卓越振動数は 0.27 (30-18 モデル), 1.05 (5-4 モデル) Hz の 2 通り、正弦波および入力波の振幅は 6.6, 16.5, 33 mm の 3 通りについて示す。図 14 より、振動数に関しては高振動数となるほど、振幅に関しては大振幅となるほど、ダンパーの速度が大きくなることで、 $F_d$  が大きくなる傾向が確認できる。図 15 より、高振動数、大振幅となるほど  $F_d$  が大きくなり、入力波においても正弦波と同様の傾向にあり、概ね等しい振動数である正弦波の 0.25 Hz と入力波の 0.27 Hz, 正弦波の 1.0 Hz と入力波の 1.05 Hz をそれぞれ比較すると、 $F_d$  が概ね等しくなっていることが確認できる。

#### 3.3 実効変形比による検討

本節では、最大加振変位での層間変形  $\delta_{max}$  に対するダンパ



(a) 30-18 モデル



(b) 5-4 モデル

図 10 選定した入力波

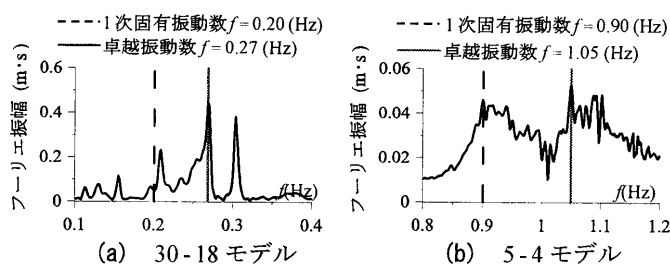


図 11 入力波のフーリエスペクトル

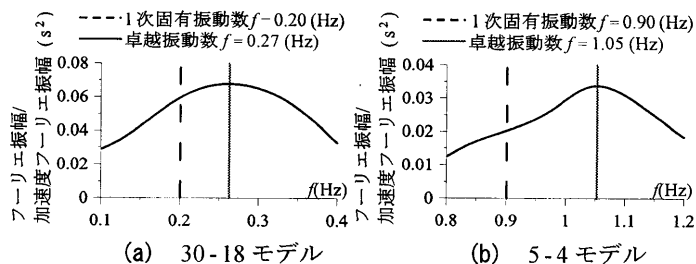


図 12 入力地震動のフーリエスペクトルで除した入力波のフーリエスペクトル

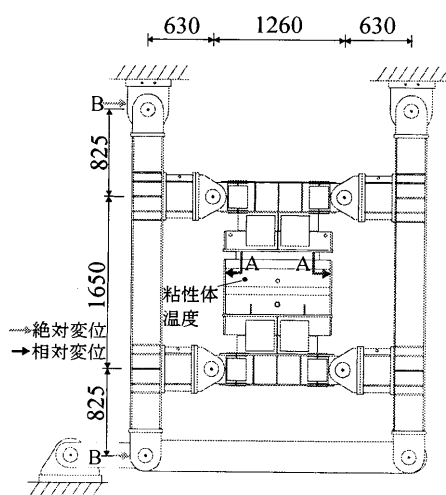


図 13 試験フレームおよび計測位置(単位:mm)

一の変形  $\delta_{max}$  の割合である実効変形比  $\delta_{max} / \delta_{max}$  について、振動数、振幅に関する傾向を確認する。正弦波の実効変形比  $\delta_{max} / \delta_{max}$  は、3 サイクル目の最大加振変位時のものとする。図 16 に、正弦波および入力波の全加振条件における振幅と

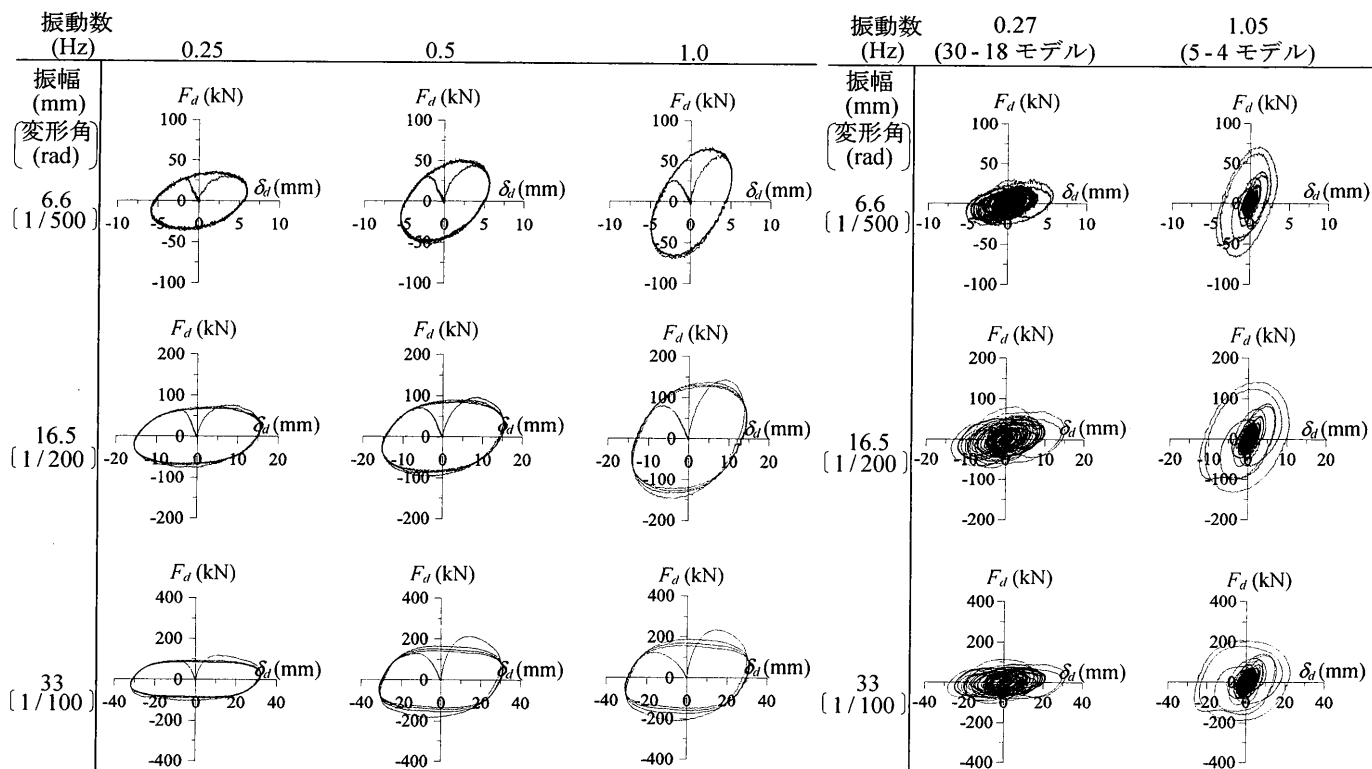


図 14 正弦波加振試験における  $F_d$  と  $\delta_d$  の関係

図 15 本加振試験における  $F_d$  と  $\delta_d$  の関係

実効変形比の関係を示す。はじめに、正弦波の傾向について述べる。振動数の違いに着目すると、高振動数ほど実効変形比が低下していることが分かる。これは、高振動数となるほどダンパーの粘性抵抗力  $F_d$  が大きくなり、柱や跳ねだし梁のせん断・曲げ変形が増大するためと考えられる。ダンパーの粘性抵抗力  $F_d$  の増大による前述した架構の変形によって、大振幅となるほど実効変形比が低下することが考えられるが、実効変形比は増大し、異なる振動数間の差異が小さくなっている。これは、振幅が大きいほど層間変形に占めるピン部分のガタが相対的に小さくなるためと考えられる。次に入力波の実効変形比を見ると、振動数と振幅に関して、正弦波と概ね同様の傾向にあることが確認できる。正弦波の 0.25 Hz と入力波の 0.27 Hz、正弦波の 1.0 Hz と入力波の 1.05 Hz についてそれぞれ比較すると、概ね等しい実効変形比となることがわかる。以上より、入力波と正弦波で同様の傾向が得られたことから、地震応答時においても正弦波加振による知見を適用できると考えられる。

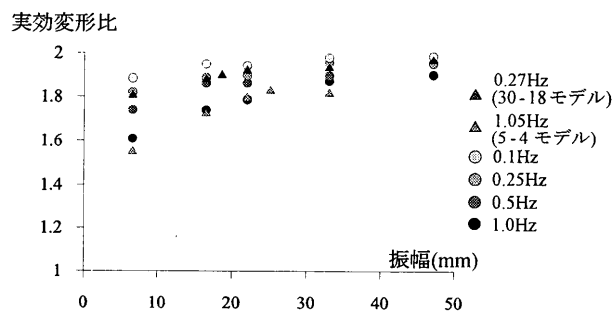


図 16 正弦波加振試験および本加振試験の実効変形比

#### 4. まとめ

本報では、粘性制振壁を設置した梁の中間にピン接合を設けた架構において、地震応答時においても正弦波加振で得られた知見が適用できることを、ダンパーの粘性抵抗力と変形の関係、実効変形比を基に検証した。限られた範囲における試験結果ではあるが、得られた知見を以下に示す。

- (1) 立体骨組による地震応答解析の結果より最も効率的にエネルギーを吸収した層の層間変位応答を加振試験の入力波として選定した。

- (2) 加振試験の結果より、地震応答時においても正弦波加振で得られた知見が適用できることを確認した。ダンパーの粘性抵抗力は、高振動数、大振幅となるほど増大し、実効変形比は、低振動数、大振幅となるほど増大した。

#### 謝辞

本研究は、株式会社日建設計、オイレス工業株式会社、東京理科大学北村研究室、東京工業大学佐藤研究室による共同研究の成果の一部である。

#### 参考文献

- 1) 倉本洋, 小平渉, 加藤清也, 松井智哉, 中村博志, 所健, 植松工, 笠井和彦, 和田章: 粘弾性ダンパー付き間柱を設置した鉄骨フレームの動的挙動, 日本建築学会構造系論文集, No.606, pp.97-104, 2006.8
- 2) 戸張涼太, 後上和也, 石井正人, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一, 北村春幸, 佐藤利昭, 吉江慶祐: 変形増幅機構を有する制振構造システムの提案 (その1), (その2), 日本建築学会関東支部研究報告集, 2014.2
- 3) 戸張涼太, 石井正人, 佐藤利昭, 北村春幸, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 変形増幅機構を有する粘性制振壁を設置した制振システムの提案, 日本建築学会構造系論文集, No.706, pp.1741-1750, 2014.12
- 4) 戸張涼太, 後上和也, 石井正人, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一, 北村春幸, 佐藤利昭, 吉江慶祐: 変形増幅機構を有する制振構造システムの提案 (その1), (その2), (その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2014.9
- 5) 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 (JSSI), 2005.9

\*1 東京理科大学 \*2 オイレス工業 (株) \*3 東京工業大学 \*4 (株) 日建設計