

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フレーム試験体の動的加振試験
Title(English)	DYNAMIC VIBRATION TESTS FOR RESPONSE CONTROL FRAME SPECIMEN WITH AMPLIFICATION MECHANISM
著者(和文)	小川晋平, 岩崎雄一, 石井正人, 佐々木和彦, 佐藤大樹, 北村春幸, 佐藤利昭, 松田 頼 征, 吉江慶祐
Authors(English)	Shinpei OGAWA, IWASAKI Yuichi, Masato Ishii, Kazuhiko SASAKI, Daiki Sato, Haruyuki Kitamura, Toshiaki Sato, Yoriyuki MATSUDA, Keisuke Yoshie
出典(和文)	構造工学論文集, Vol. 63B, , pp. 285-293
Citation(English)	Journal of Structural Engineering, Vol. 63B, , pp. 285-293
発行日 / Pub. date	2017, 3
権利情報	日本建築学会

変形増幅機構を有する制振フレーム試験体の動的加振試験 DYNAMIC VIBRATION TESTS FOR RESPONSE CONTROL FRAME SPECIMEN WITH AMPLIFICATION MECHANISM

小川 晋平*, 岩崎 雄一^{*2}, 石井 正人^{*3}, 佐々木 和彦^{*2}, 佐藤 大樹^{*4}
北村 春幸^{*5}, 佐藤 利昭^{*6}, 松田 頼征^{*7}, 吉江 慶祐^{*3}
*Shinpei OGAWA, Yuichi IWASAKI, Masato ISHII, Kazuhiko SASAKI, Daiki SATO,
Haruyuki KITAMURA, Toshiaki SATO, Yoriyuki MATSUDA and Keisuke YOSHIE*

In our previous study, we proposed the new structural system which amplifies effective damper deformation, and showed the amplification of damper deformation and the high damping effect by the analysis for high-rise building. However, this study has yet to show the amplification effect of the effective deformation in the experiment. In this paper, the amplification of damper deformation in the proposed system are confirmed by the dynamic vibration tests. In addition, to investigate the influence of damper location, tests are conducted on 2 types of specimens varying in damper location.

Keywords : *Response control structure, Viscous wall damper, Effective deformation, Amplification mechanism, Dynamic vibration test*
制振構造, 粘性制震壁, 実効変形, 変形増幅機構, 動的加振試験

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震以降, 建物の高耐震化への社会的要求が高まり, ダンパーによって応答を制御する制振構造が急速に普及している⁸⁾。制振構造は架構を弾性に保ちながら, ダンパーにエネルギーを吸収させることから, ダンパーに生じる変形(以下, 実効変形)を極力大きくすることができれば, ダンパーの吸収するエネルギーが増大し, 高い応答低減効果を得ることができる。

このような観点から, 実効変形を十分に確保できるようにダンパーの種類選択や配置に関する検討が数多く行われている^{9)~11)}など。その他にも, ダンパー設置位置の層間変形に対して実効変形を増大させる効果的制振システムも考案され, トグル制震装置を代表例として幾つかのシステムが存在する^{12)~18)}。

筆者らは, 梁の中間にピン接合を設け, ピン間の梁の回転によりスパン中央に取付けた間柱型ダンパーの実効変形の増大を図る変形増幅機構(以下, 本機構)を提案した¹⁹⁾。本機構は柱の軸伸縮が実効変形の増大につながる点で前述したシステム^{12)~18)}と大きく異なる。さらに, ダンパーの変形効率を示す指標である実効変形比(層間変形に対する実効変形の比)が単スパンの本機構では部材を剛と

仮定することで, 梁スパンとピン間の梁長さの比で算出され, 建物の地震応答解析においては前述したように柱の軸伸縮により実効変形比がそれ以上であることを示した¹⁹⁾。しかし, 本研究の一連の検討では, 本機構の実効変形の増大を解析的に示してきたが¹⁹⁾, 実用化に向けて, 試験で実効変形の増大を実証する必要がある。

また, 本研究では, ダンパーの取付け位置をスパン中央に固定したものを対象にしてきたが, 本機構内でダンパー取付け位置を変化させた場合においても高い実効変形が得ることができれば, 平面計画上で高い利便性も確保でき, 設計上極めて有用であると思われる。

従って, 本論文の目的は, 動的加振試験を実施することによって, 本機構における実効変形がダンパー取付け位置の違いに関係なく増幅することを実証する。想定するダンパー取付け位置はスパン中央と梁端に寄せたものである。両極端な取付け位置を想定することで, 取付け位置が実効変形比に及ぼす影響を把握する。

以下に本論文の構成を述べる。2章では, 変形増幅機構概要と試験フレームの概要について示す。3章では, 計測計画と, 計測項目による各部材の回転角や実効変形比の算出方法について示す。4章では, 試験波の設定方法について示す。5章では, 試験結果より各

本論文は文献1)~7)に加筆修正を加えたものである。

* 東京理科大学理工学研究科 大学院生

*2 オイレス工業株式会社

*3 (株)日建設計 構造設計グループ 博士(工学)

*4 東京工業大学 未来産業技術研究所 准教授・博士(工学)

*5 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

*6 九州大学大学院人間環境学研究院 准教授・博士(工学)

*7 東京理科大学理工学部建築学科 助教・博士(工学)

Graduate Student, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science

Oiles Corporation

NIKKEN SEKKEI Ltd, Dr. Eng.

Assoc. Prof., FIRST, Tokyo Institute of Tech., Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Division of Human-Environmental Studies, Kyushu Univ., Dr. Eng.

Assistant Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

部材の回転角とダンパーの剛性、実効変形比の確認を行う。6章では、試験結果より得られた知見を示す。

2 試験概要

2.1 変形増幅機構概要

図1(a)に示す変形増幅機構は、制振部材を設置する梁の左右にピン接合を設けることで、層間変形にともないピン接合間の梁を強制的に回転させ、実効変形の増幅を図る機構である。層間変形 δ_d および、部材を剛と仮定した場合の実効変形 δ_A と実効変形比 α_e は幾何学的に下式で表わされる。

$$\delta_A = h\theta_A \quad (1)$$

$$\delta_d = h \cdot \theta_A \cdot \left[\frac{L}{L - (l_1 + l_2)} \right] \quad (2)$$

$$\alpha_e = \frac{\delta_d}{\delta_A} = \frac{L}{L - (l_1 + l_2)} \quad (3)$$

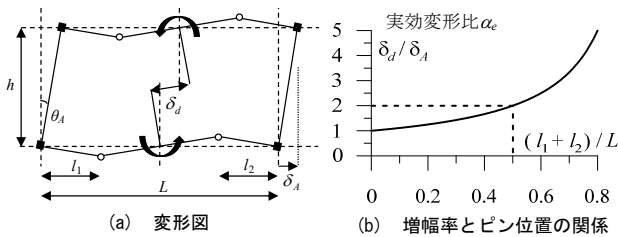


図1 変形増幅機構概要

ここで、 l_1 と l_2 は左右それぞれの柱図心から梁のピン位置までの距離、 θ_A は層間変形角、 h は階高、 L はスパン長さである。式(3)から得た実効変形比 α_e とピン位置 $(l_1+l_2)/L$ の関係を図1(b)に示す。 δ_d および α_e は、 l_1+l_2 と L の比率に依存し、ピン位置が制振部材に近づくほど α_e は増大する。

2.2 試験フレームの概要

図2(a),(b)に壁型の粘性ダンパー（以下、粘性制震壁）をスパン中央に配置した中央フレーム、左側梁端に寄せた左寄せフレームをそれぞれ示す。フレームは1層1スパンフレームの上下梁の左右にピン接合を設け、上下に半層分の柱を取付けている。粘性制震壁はせん断隙間4mmのダブルタイプを用いる。試験フレーム上側の柱端を反力台にピン接合し、下側の柱の端を加振アームに接続してアクチュエータにより加振する。式(3)から、実効変形比は中央フレームと左寄せフレーム共に2を示す。

3 計測計画

3.1 計測項目

図3に中央フレーム、図4に左寄せフレームの各種計測位置と符号を示す。変位計測は、粘性制震壁のせん断変形量を計測するための相対変位の計測を除いて、試験フレーム周辺に設けた計測用フレームから計測される絶対変位である。層間変形角算出用の絶対変位 d_{c1-2} 、跳ね出し梁および中央梁の回転角算出用の絶対変位に、下梁 d_{g1-6} 、ダンパー変形用の計測値 d_{d1-2} とする。加振アームの歪から加

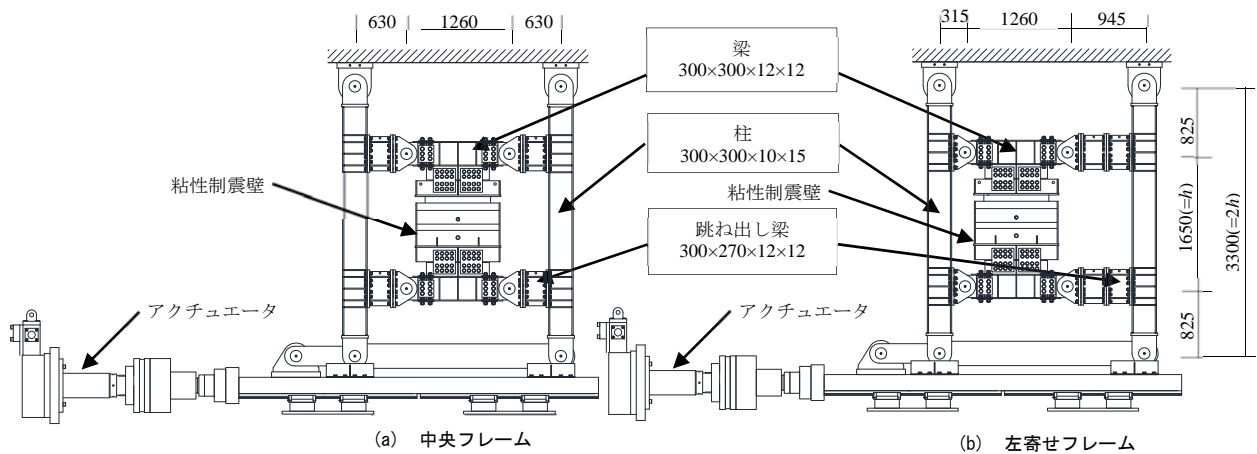


図2 試験フレーム概要 (mm)

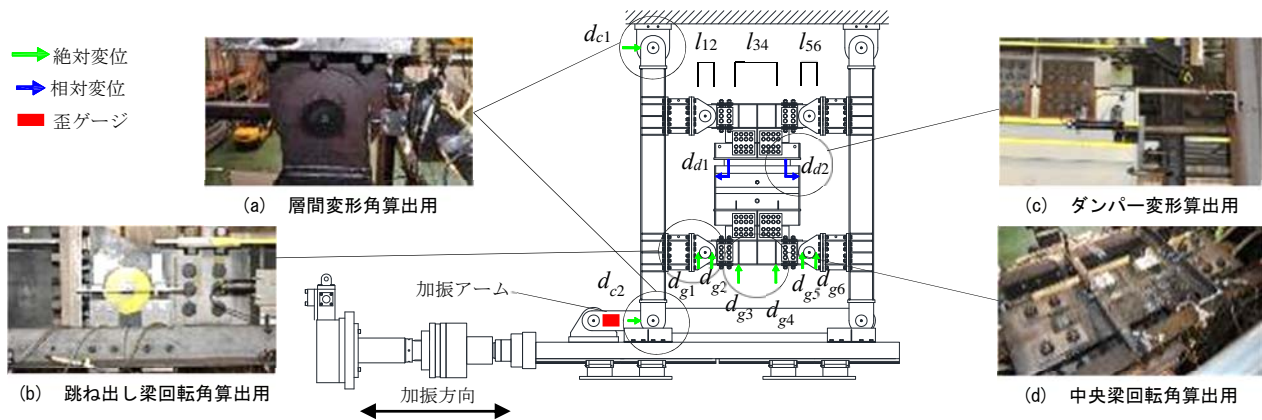


図3 中央フレームの各種計測位置と符号

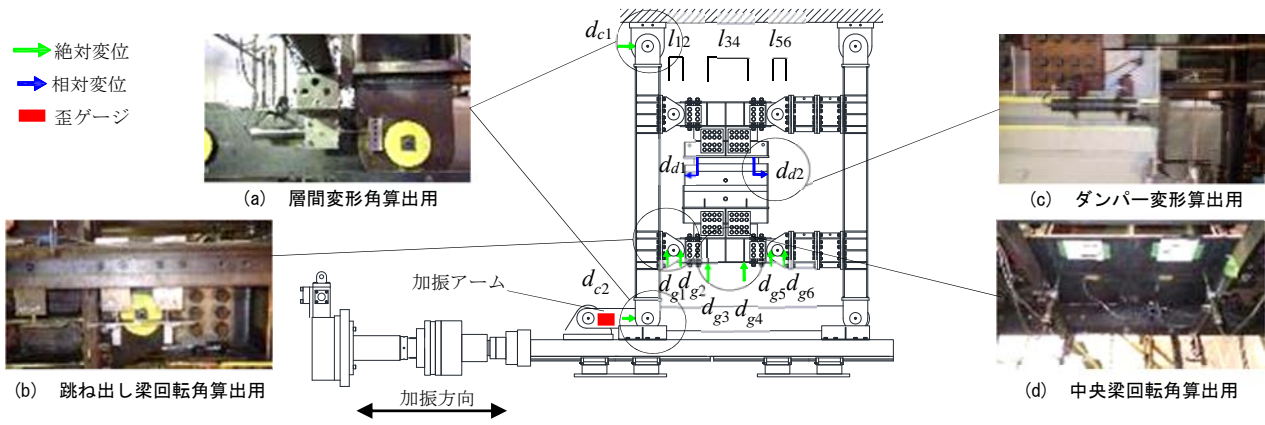


図4 左寄せフレームの各種計測位置と符号

振力を算出する。なお、絶対変位は図中の矢印の方向を正とし、相対変位と歪は引張を正とする。

3.2 各部材における回転角の算出方法

図5(a)に中央フレーム、(b)に左寄せフレームの部材を剛と仮定した場合の変形図と回転角の定義を示す。フレームの層間変形角 θ_A 、中央梁の回転角 θ_C 、右跳ね出し梁の回転角 θ_R 、左跳ね出し梁の回転角 θ_L とする。各部材の回転角は時計回りを正として、図3, 4に示した絶対変位を用いて式(4)~(7)で表される。

$$\theta_A = \frac{d_{c1} - d_{c2}}{2h}, \quad \theta_C = \frac{d_{g4} - d_{g3}}{l_{34}} \quad (4), (5)$$

$$\theta_R = \frac{d_{g6} - d_{g5}}{l_{56}}, \quad \theta_L = \frac{d_{g2} - d_{g1}}{l_{12}} \quad (6), (7)$$

ここで、 l_{ij} : d_{gi} と d_{gj} の間の長さ(図3, 4)

なお、部材を剛と仮定した場合、 θ_C 、 θ_R 、 θ_L と θ_A は一致する。

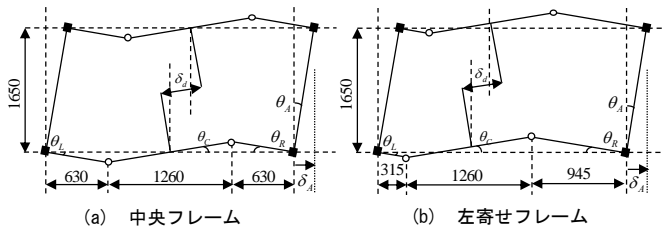


図5 幾何学的変形図および回転角の定義(mm)

3.3 実効変形比の算出方法

層間変形 δ_A は、図3, 4(a)に示した左柱の上下に設置した水平方向の変位計から式(8)で表される。

$$\delta_A = (d_{c2} - d_{c1})/2 \quad (8)$$

ダンパーの実効変形 δ_d は、図3, 4(c)に示したダンパーの左右に設置した水平方向の変位計から式(9)で表される。

$$\delta_d = (d_{d1} + d_{d2})/2 \quad (9)$$

試験においても、層間変形 δ_A に対する実効変形 δ_d の比を実効変形比 α_e とする。

3.4 ダンパーに働く荷重の算出方法

本試験フレームは図2からも分かるように、ピンで接続された不安定構造である。試験の最初に、フレームのみでは架構としての剛性をほぼ発揮しないことを確認するためにダンパーを取り外した状

態での加振試験(以降、架構試験)を行った。図6に架構試験の図を示す。後述する様々な振動数と振幅での正弦波加振試験の結果、加振力(加振アームの歪値)が極めて小さいことを確認している。よって、本報ではフレームに入力される加振力 F をダンパーに発生する力 F_d と扱うこととする。

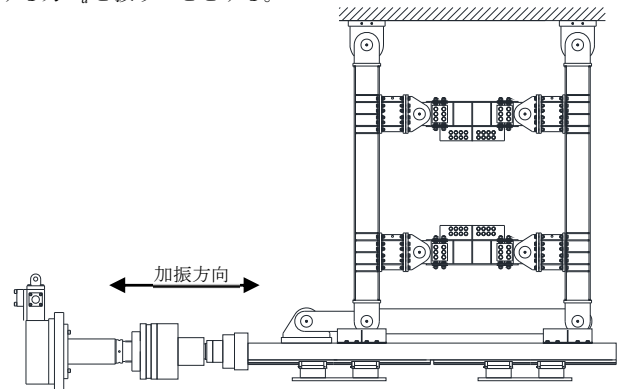


図6 中央フレームにおける架構試験

4 試験波の設定方法

動的加振試験ではあらゆる波に対しても、ダンパー変形が増幅することを確認することを目的に、正弦波と地震応答波を用いる。試験で用いる地震応答波は立体骨組の地震応答解析で得られた層間変形の振幅をもとに作成されたものである。

4.1 地震応答解析概要

試験で用いる地震応答波は建物の特性によって異なる応答性状を反映させるため、固有周期の異なる超高層建物と中低層建物の2種類の立体骨組モデルを用いて地震応答解析を実施し、その応答層間変形時刻歴波形を用いる。前者は建物高さ $H=121.5$ mの30層鋼構造建物、後者は建物高さ $H=21.3$ mの5層鋼構造建物とする^{20), 21)}。図7に各建物の平面図と軸組図、表1に柱・梁の部材断面、図8に検討建物の層剛性をそれぞれ示す。図8中の縦軸は各層の高さ ϵ を建物高さ H で除した値である。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。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_1 は、30層建物において4.99s、5層建物において1.11sである。主架構は弾性とし、構造減衰は T_1 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震壁は、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9)。粘性制震壁の粘性抵抗力 F_d は、図10のようなダッシュポット velocity V_d の指数乗に比例した関係にある。粘性制震壁の粘性係数 C_d には、下式を採用する²²⁾。

$$C_{d1} = 41.2e^{-0.043t}(S/d) \quad (\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}) \quad (0 \leq V_d/d < 1) \quad (10a)$$

$$C_{d2} = 41.2e^{-0.043t}(S/d^{0.59}) \quad (\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}) \quad (1 \leq V_d/d < 10) \quad (10b)$$

$$C_{d3} = 63.7e^{-0.043t}(S/d^{0.4}) \quad (\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}) \quad (10 \leq V_d/d) \quad (10c)$$

上式で、 t : 温度、 d : 粘性制震壁のせん断断間、 S : せん断面積である。本検討では $t = 20^\circ\text{C}$ 、 $d = 0.004\text{ m}$ とする。ここで、解析モデルと試験フレームとで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 を設定する必要がある。従って、解析モデルのせん断面積 S は試験フレームのせん断面積に階高およびスパン長さの比率を乗じて設定した。表2に、試験フレームの C_d および解析モデルに用いる $C_{d1} \sim C_{d3}$ の算定結果をまとめる。

地震粘性制震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11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8)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。応答波の選定の対象とする層について考える。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する。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する。

応答解析に用いる入力地震動は告示波とし、位相特性には1968年十勝沖地震のEW成分(Hachinohe)を用いる。以降では、これをART HACHIと呼ぶ。図12に入力地震動の時刻歴波形を、図13(a)(b)に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。

30層建物では16~20層の中間層である18F、5層建物では4Fを地震応答波として採用した。図14に試験で用いた地震応答波の層間変形応答を示す。

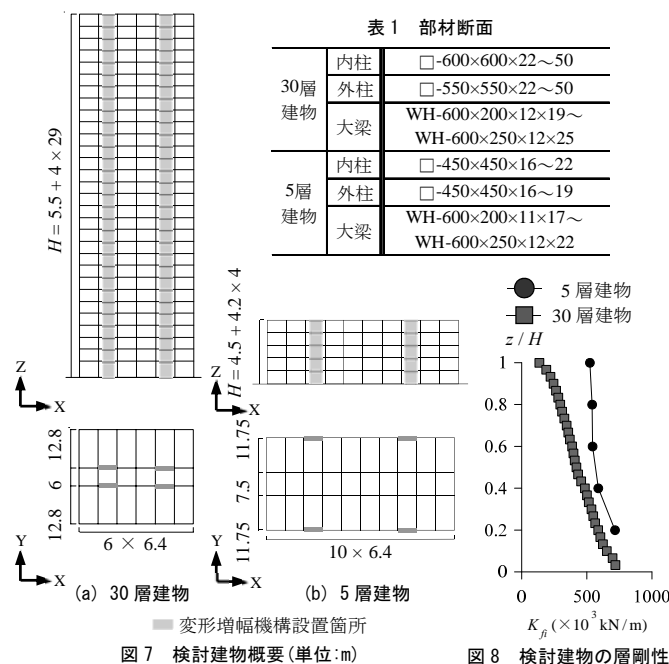


図7 検討建物概要(単位:m)

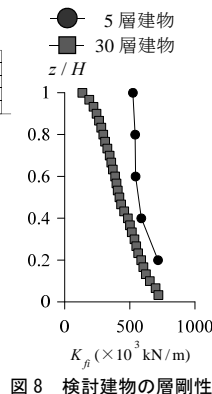


図8 検討建物の層剛性

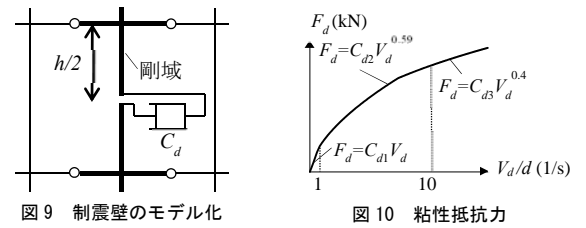


図9 制震壁のモデル化

図10 粘性抵抗力

表2 算定した粘性係数

	せん断面積(m ²)	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)
記号	S	C_{d1}	C_{d2}	C_{d3}
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

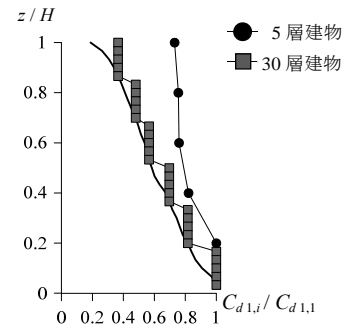


図11 粘性係数の分布

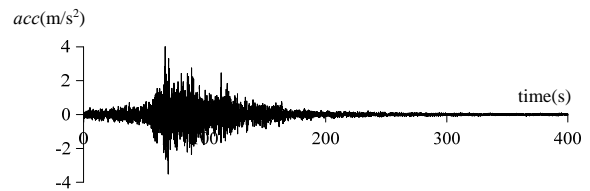


図12 入力地震動の時刻歴波形

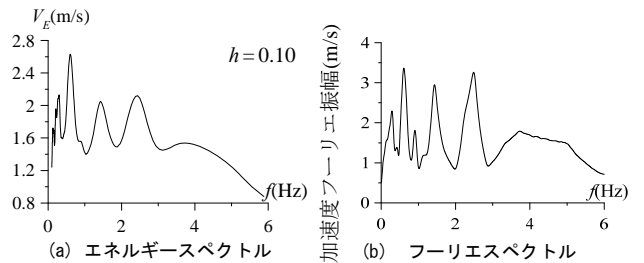
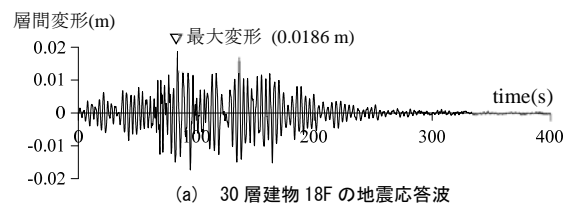
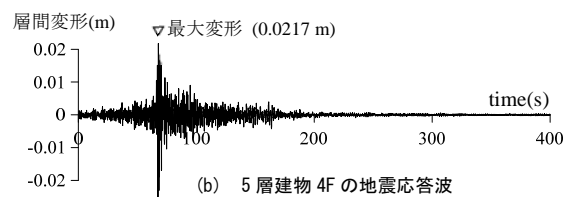


図13 入力地震動のスペクトル



(a) 30層建物18Fの地震応答波



(b) 5層建物4Fの地震応答波

図14 試験で基となる地震応答波

4.2 試験で基となる応答波の特性分析

本節では、試験で用いる地震応答波の特性を分析する。図 15 に試験での入力波のフーリエスペクトルを示す。図 15 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、地震応答波の卓越振動数を表している。図 15 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 13 (b) 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。

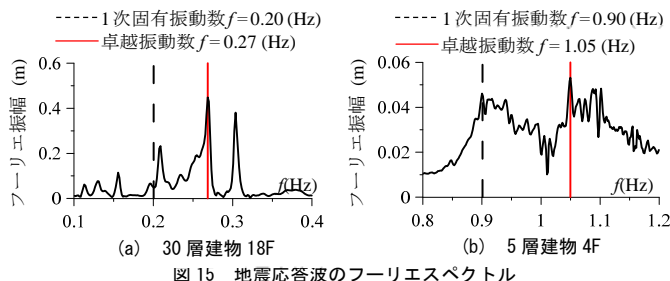


図 15 地震応答波のフーリエスペクトル

4.3 加振試験概要

加振は表 3 に示すように、層間変形 δ_d の最大振幅で制御した正弦波載荷と 4.1 節で前述した地震応答波載荷の 2 種類を実施する。地震応答波加振試験は層間変形 δ_d の最大振幅に対して 3.3, 8.3, 11, 16.5, 23.6 mm の 5 通りの試験波を用いる。ここで、各試験波は、図 14(a), (b) の地震応答波と各最大変形で除し、任意の層間変形 δ_d の最大振幅を乗じたものとする。ただし、試験機の制約から、5 層建物 4F の地震応答波では最大振幅 23.6mm の加振は実施していない。正弦波の振幅は、地震応答波加振試験との対比のため同様に、層間変形 δ_d の最大振幅に関して 3.3, 8.3, 11, 16.5, 23.6 mm の 5 通り、振動数に関して 0.1, 0.25, 0.5, 1.0 Hz の 4 通りを用いて、4 サイクルずつの加振を行った。ここで、試験フレームにおいて層間変形 δ_d の最大振幅 3.3 mm は 1/500 rad, 23.6 mm は 1/70 rad の層間変形角に相当する。

表 3 加振試験のパラメータ

正弦波(4サイクルずつ)		地震応答波			
振動数(Hz)	δ_d の最大振幅(mm)	応答場所	δ_d の最大振幅(mm)	応答場所	δ_d の最大振幅(mm)
0.1, 0.25, 0.5, 1.0Hz の4種	3.3	30層建物 18F	3.3	5層建物 4F	3.3
	8.3		8.3		8.3
	11		11		11
	16.5		16.5		16.5
	23.6		23.6		

5. 試験結果

5.1 各部材の回転角による検討

本節では、図 5 のように部材を剛と仮定した場合での変形が生じているかを確認するために、下梁を対象にピン接合を設けた跳ね出し梁の回転角を確認する。3.2 節で述べたように、剛体を仮定した場合、中央梁及び左右の跳ね出し梁の回転角 θ_C , θ_L , θ_R と層間変形角 θ_A は一致する。ここでは、振動数 1.0Hz, 0.25Hz における層間変形の最大振幅 3.3mm, 8.3mm, 16.5mm の正弦波加振試験を対象に各部材の回転角の検討を行う。まず、図 16~18 に振動数 1.0Hz での θ_A , θ_C , θ_R , θ_L の時刻歴波形による比較を δ_d の最大振幅 3.3mm, 8.3mm, 16.5mm の順に示す。図 16~18 より中央梁の回転角 θ_C と層間変形角 θ_A は小振幅ほど差異が生じ、左寄せフレームでは位相差が生じてい

ることが確認されるが両者は概ね対応し、部材を剛と仮定した場合に近い変形が生じていると言える。

次に、振動数 0.25Hz について同様に分析する。図 19~21 に振動数 0.25Hz での θ_A , θ_C , θ_R , θ_L の時刻歴波形による比較を δ_d の最大振幅 3.3mm, 8.3mm, 16.5mm の順に示す。図 19~21 より、中央梁の回転角 θ_C と層間変形角 θ_A は、振動数 1.0Hz のときと同様に、小振幅での両者の回転角の差異と左寄せフレームでの位相差が確認されるが、部材を剛と仮定した場合に近い変形が生じていると言える。

5.2 ダンパーの粘性抵抗力和変形の関係による検討

試験で使用したダンパーは振動数と加振振幅によって性能が変化する。そこで、本節では中央フレームと左寄せフレームでダンパーが同等の性能を発揮することを確認する。図 22 に中央フレーム、図 23 に左寄せフレームにおける正弦波加振試験の F_d と δ_d の関係を示す。また、図 24 に地震応答波加振試験の F_d と δ_d の関係を示す。図 22~24 にはダンパー剛性 K_d とダンパーのエネルギー吸収量 E_d を加えて示す。図 22~24 に示すダンパーの剛性 K_d は、ダンパーの実効変形 δ_d - ダンパー粘性抵抗力 F_d の傾きを示し、式(11)の最小 2 乗法によって算出できる²³⁾。

$$K_d = \frac{n \sum \delta_d^{(i)} \cdot F_d^{(i)} - \sum \delta_d^{(i)} \sum F_d^{(i)}}{n \sum (\delta_d^{(i)})^2 - (\sum \delta_d^{(i)})^2} \quad (11)$$

ここで、 i はステップ数、 n は総数とする。

図 22~24 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。また、中央フレームと左寄せフレームのダンパー剛性 K_d は小振幅時に左寄せフレームの方が大きい傾向が確認されるが、中央フレームと左寄せフレームのダンパーのエネルギー吸収 E_d は概ね等しい値を示すことを確認した。図 25 (a) に中央フレーム、(b) に左寄せフレームにおける、ダンパー剛性 K_d と層間変形 δ_d の最大振幅(または、層間変形角 θ_A) の関係を示す。正弦波加振試験と地震応答波加振試験で概ね等しい振動数である正弦波の 0.25Hz と地震応答波の卓越振動数 0.27Hz, 正弦波の 1.0Hz と地震応答波の卓越振動数 1.05Hz を比較する。図 25 より、ダンパー剛性 K_d は、地震応答波と正弦波共に層間変形 δ_d の最大振幅が大きいくほど、小さくなる傾向が分かる。

5.3 正弦波加振試験の実効変形比

図 26(a) に中央フレーム、(b)に左寄せフレームにおける正弦波加振試験の実効変形比と層間変形 δ_d の最大振幅(または、層間変形角 θ_A) の関係を示す。ここで、実効変形比 α_e は正弦波の 3 波目における層間変形の最大変形時での値より算出した。図 26 から、中央フレームと左寄せフレームの実効変形比は共に部材を剛と仮定した場合(2 節: 図 1 (b)) の 2 に近い値であることが確認される。ダンパー取り付け位置に関係なく高い制振機能を発揮することが分かる。加えて、実効変形比は層間変形の最大振幅が大きいくほど増大する傾向も確認される。層間変形の最大振幅が大きいくほど実効変形に対するピン接合部のガタが相対的に小さくなるためと考えられる。さらに、振動数が高いほど α_e が小さくなる傾向が確認される。高振動数ほどダンパーの粘性抵抗力 F_d が大きくなり、柱や跳ね出し梁の変形が増大することで実効変形比が低下したと考えられる。

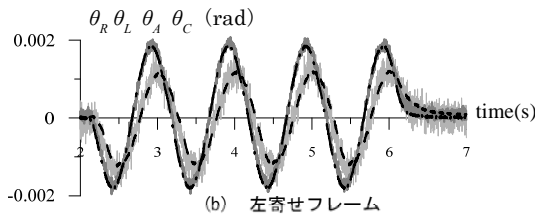
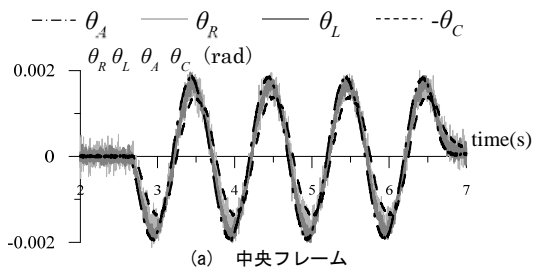


図 16 下梁における回転角の比較 (1.0Hz 3.3mm)

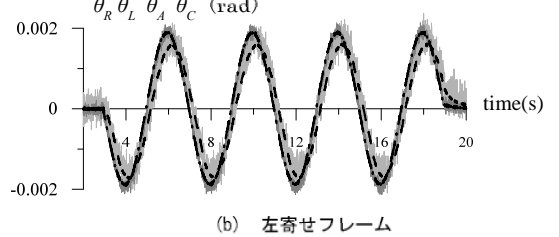
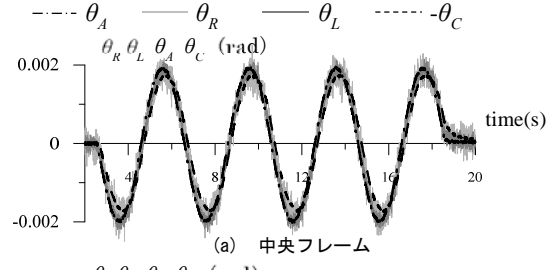


図 19 下梁における回転角の比較 (0.25Hz 3.3mm)

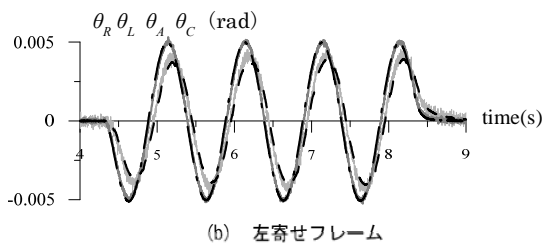
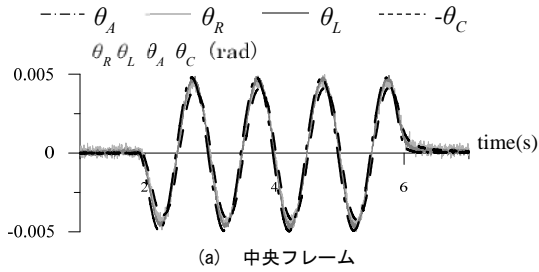


図 17 下梁における回転角の比較 (1.0Hz 8.3mm)

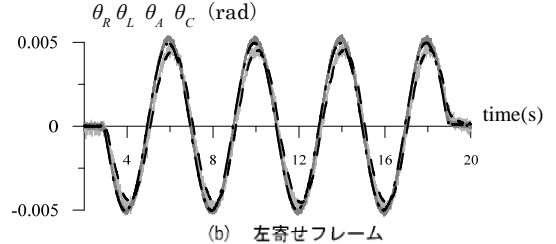
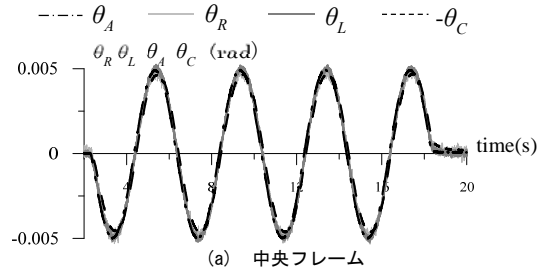


図 20 下梁における回転角の比較 (0.25Hz 8.3mm)

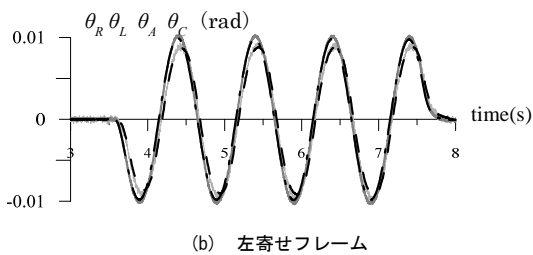
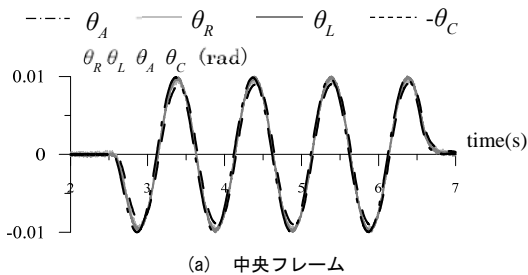


図 18 下梁における回転角の比較 (1.0Hz 16.5mm)

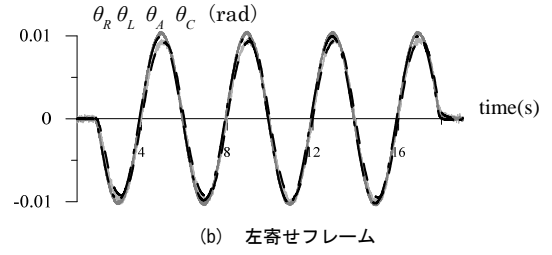
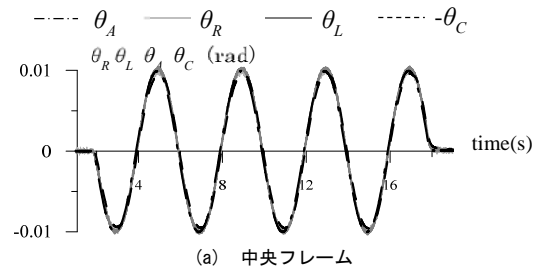


図 21 下梁における回転角の比較 (0.25Hz 16.5mm)

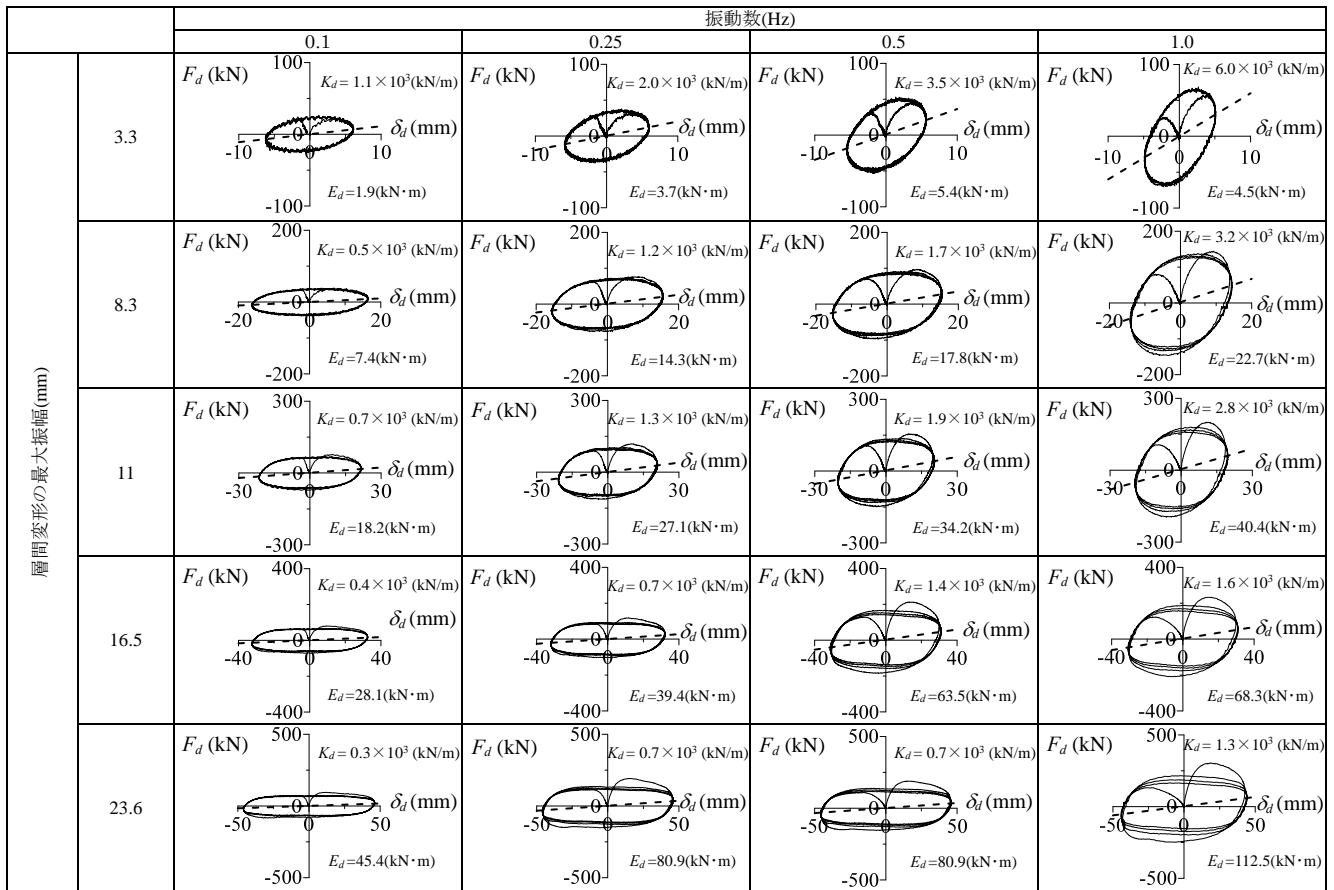


図 22 中央フレームにおける F_d と δ_d の関係

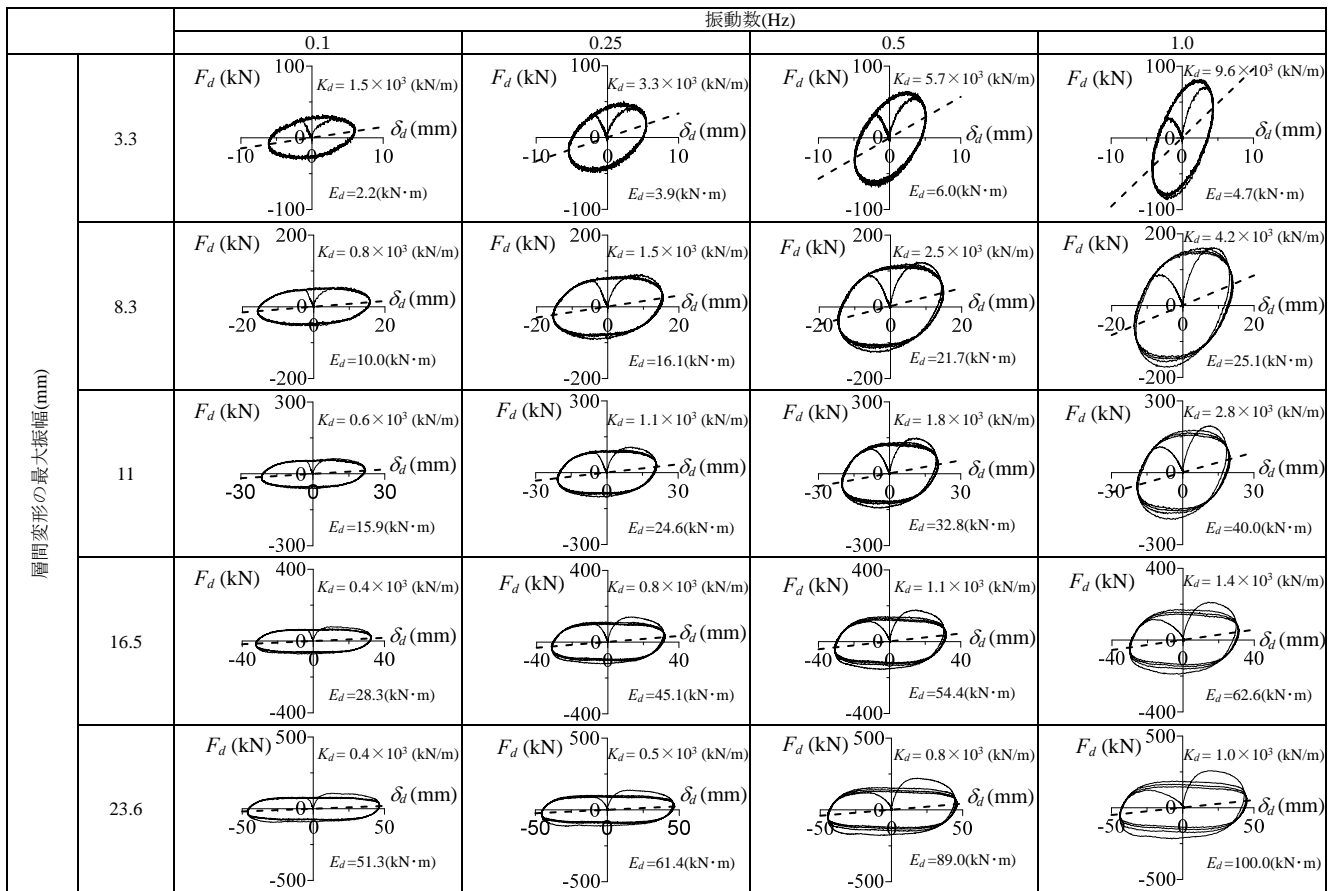


図 23 左寄せフレームにおける F_d と δ_d の関係

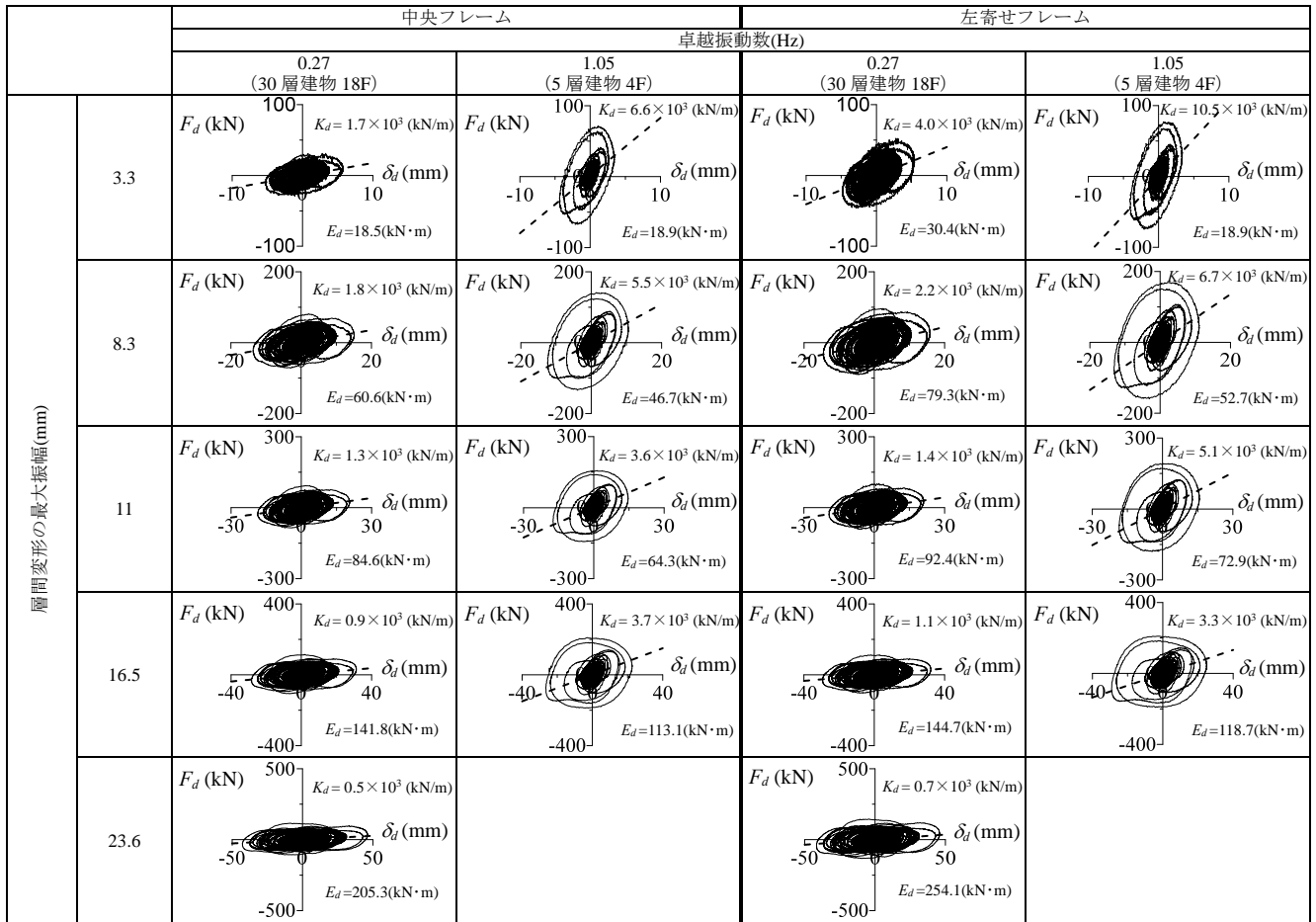


図24 地震応答波加振試験における F_d と δ_d の関係

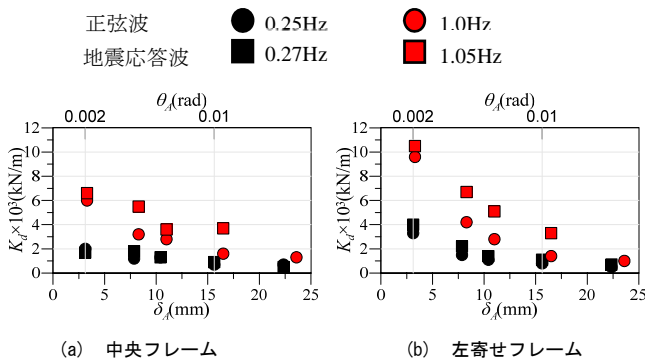


図25 ダンパー剛性 K_d と層間変形 δ_d の最大振幅の関係

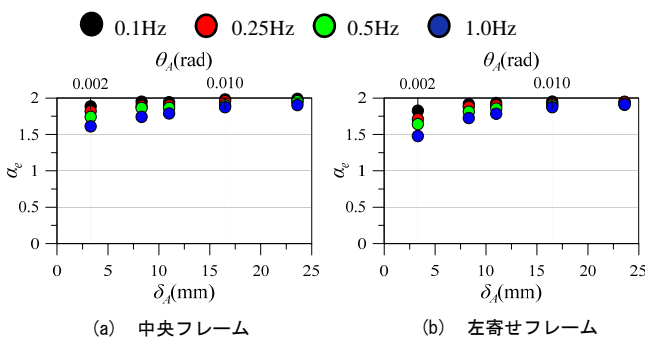


図26 正弦波加振試験の実効変形比

5.4 地震応答波加振試験の実効変形比

図27(a)に中央フレーム、(b)に左寄せフレームにおける地震応答波加振試験による実効変形比 α_e と層間変形の最大振幅の関係を示す。ここで、実効変形比は層間変形 δ_d の最大時での値である。また、正弦波加振での実効変形比と同様に、 δ_d の最大振幅（または、層間変形角 θ_A ）の関係を示す。図27より中央フレームと左寄せフレーム共に正弦波加振試験同様に実効変形比が2に近い値になることが確認でき、地震応答波加振においても高い制振機能を発揮することが分かる。また、正弦波加振の実効変形比と同様に、 δ_d の最大振幅が大きい場合と振動数が低い場合に実効変形比が大きくなる傾向が確認できる。

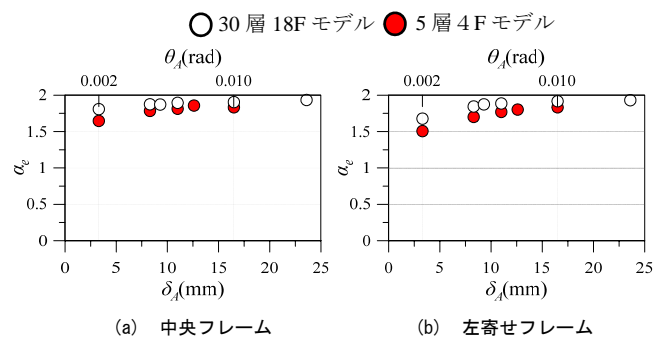


図27 地震応答波加振試験の実効変形比

6. まとめ

本論文では、変形増幅機構を有する制振フレームを用いた動的加振試験から、実効変形がダンパー取付け位置の違いに関係なく増幅することを実証した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 実効変形比は、加振振幅が小さい場合にはピン接合部のガタなどの影響により僅かに低下する。一方、加振振幅が大きい場合には、剛体を仮定した場合の値と概ね等しくなる。
- (2) 振動数が高いほど実効変形比が低下する。これは、ダンパーの荷重が大きいことで、柱や跳ね出し梁の変形が増大することが原因と考えられる。
- (3) 変形増幅機構を有する中央フレームと左寄せフレームの動的加振試験により、ダンパーの設置位置に関係なく、高い実効変形比を示し、高い制振効果を発揮した。
- (4) 加振振幅と振動数が実効変形比に及ぼす傾向は、正弦波加振試験と地震応答波加振試験とで概ね同様であった。

謝辞

本研究は、日建設計、オイレス工業、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制振研究会の成果の一部を用いたものです。

参考文献

- 1) 戸張涼太, 岩崎雄一, 石井正人, 後上和也, 佐藤利昭, 北村春幸, 宮崎充, 佐々木和彦, 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 変形増幅機構の概要とフレーム解析), 日本建築学会大会学術講演, pp.829-830, 2014.9
- 2) 岩崎雄一, 石井正人, 戸張涼太, 後上和也, 佐藤利昭, 北村春幸, 宮崎充, 佐々木和彦, 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 2 動的加振試験の計画), 日本建築学会大会学術講演, pp.831-832, 2014.9
- 3) 後上和也, 岩崎雄一, 石井正人, 戸張涼太, 佐藤利昭, 北村春幸, 宮崎充, 佐々木和彦, 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 3 変形増幅機構を有する制振構造システムの動的加振試験結果), 日本建築学会大会学術講演, pp.833-834, 2014.9
- 4) 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: 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, 日本建築学会関東支部研究報告, 2015.2
- 5) 岩崎雄一, 小川晋平, 佐々木和彦, 石井正人, 佐藤利昭, 佐藤大樹, 北村春幸, 後上和也: 変形増幅機構を有する制振フレーム試験体の動的加振試験(その 1 変形増幅機構の概要と動的加振試験の計画), 日本建築学会大会学術講演, 2016.8
- 6) 小川晋平, 岩崎雄一, 佐々木和彦, 石井正人, 佐藤利昭, 佐藤大樹, 北村春幸, 後上和也: 変形増幅機構を有する制振フレーム試験体の動的加振試験 (その 2 動的加振試験の結果と実効変形比の分析), 日本建築学会大会学術講演, 2016.8
- 7) 後上和也, 岩崎雄一, 石井正人, 小川晋平, 佐藤利昭, 佐藤大樹, 北村春幸, 佐々木和彦: 変形増幅機構を有する制振フレーム試験体の動的加振試験 (その 3 梁と取付け部材のモデル化の提案と検証), 日本建築学会大会学術講演, 2016.8
- 8) 日本建築学会: 長周期地震動と超高層建物の対応策-専門家として知っておきたいこと-, 2013.10
- 9) 戸張涼太, 佐藤大樹, 古谷慶, 北村春幸, 石井正人, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 骨組み特性値を用いた履歴形ダンパーを有する建物の制振性能評価, 日本建築学会構造系論文集, vol.59B, pp.321-327, 2013.3
- 10) 渡辺重仁, 添田幸平, 佐藤大樹, 北村春幸, 石井正人, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 粘性制振壁の配置位置及び設置タイプを考慮した超高層建物の性能評価, 日本建築学会技術報告集 第 19 巻第 42

号, pp.425-430, 2013.6

- 11) 古谷慶, 佐藤大樹, 北村春幸, 石井正人, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 履歴ダンパー付き弾性架構における吸収エネルギーに基づく制振性能評価手法, 日本建築学会技術報告集 第 20 巻第 44 号, pp.127-132, 2014
- 12) 久保田雅春, 石丸辰治, 秦一平: トグル制震装置の鉄骨架構におけるエネルギー吸収性能に関する振動実験, 第 2 回日本制震(振)シンポジウム, 2000.11
- 13) 新林実, 荒川玄: 増幅機構付き制震システムの動的加振実験(その 1 動的加振実験の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.443-444, 2005.07
- 14) 荒川玄, 新林実: 増幅機構付き制震システムの動的加振実験(その 2 解析モデルと検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.445-446, 2005.07
- 15) 杉村義文, 長江健治, 斉藤賢二, 中野滋樹, 豊田耕造, 有馬文昭: 増幅機構付き減衰装置の動的加振実験と高層建物への適用(その 1 動的加振実験の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.709-710, 2002.8
- 16) 宮崎政信, 長江健治, 斉藤賢二, 杉村義文, 豊田耕造, 余湖兼右: 増幅機構付き減衰装置の動的加振実験と高層建物への適用(その 2 振動解析モデルの精度が応答に与える影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.711-712, 2002.8
- 17) 豊田耕造, 杉村義文, 斉藤賢二, 松下剛史, 長江健治, 米満敏文: 増幅機構付き減衰装置の動的加振実験と高層建物への適用(その 3 実効変形に着目した解析モデルの検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.713-714, 2002.8
- 18) 長江健治, 杉村義文, 斉藤賢二, 横田和伸, 豊田耕造, 中野時衛: 増幅機構付き減衰装置の動的加振実験と高層建物への適用(その 4 高層建物への適用例), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.715-716, 2002.8
- 19) 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, 第 79 巻, 第 706 号, pp.1741-1750, 2014.12
- 20) 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 実効変形成分の分析法と変形増幅機構を有する制振構造システムの提案), 日本建築学会関東支部研究報告, 2014.2
- 21) 後上和也, 戸張涼太, 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 2 提案構造システムのピン位置およびダンパー周辺骨組の差異が制振性能に与える影響), 日本建築学会関東支部研究報告, 2014.2
- 22) 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
- 23) 佐藤大樹, 笠井和彦: 長時間ランダム振動時の粘弾性ダンパーの特性および正弦波による評価手法, 構造工学論文集, Vol.53B, pp.67-74, 2007.3