

実大構造物のアクティブマスダンパーによる制震実験

その1 同定と地震波加振システム

山本雅史^{*}・^{***}・鈴木祥之・玉木利裕^{**}・加賀谷博昭^{**}・斐 起煥^{*}・
荒木時彦^{*}

^{*}京都大学大学院工学研究科

^{**}川崎重工業(株)

^{***}(株)竹中工務店

要 旨

本報は、京都大学宇治構内の鋼構造実大試験架構を用いたアクティブマスダンパーによる制震実験のための同定について、先ず述べる。微動計測、定常および自由振動実験による同定と地震加振での部分空間法による同定は、よい一致を得た。次に、試験架構に地震応答を発生させるために開発した地震波加振システムについて述べる。2台の加振機を用いる加振システムは、シミュレーション上での妥当性と試験架構の実加振での再現性能を確認した。

キーワード：制震、アクティブマスダンパー、実大実験、同定、部分空間法、地震波加振

1. はじめに

大地震時における建物の応答を抑制（制震）することは、建物の構造安全性のみならず居住者の安全確保、心理的不安の緩和、更には財産の保全にもつながる。また、社会的に重要な建物では地震中、地震後においても建物機能の維持が要求されており、制震、特に大地震にも有効な制震システムの開発は重要かつ緊急の課題である。

このような制震システムを実現するための装置として、アクティブ・マス・ダンパー（以下、AMD）に着目した。AMDは強風時もしくは中小地震時の居住性を改善する目的で、既に実建物に適用されており、操作性・信頼性の面で優れている。このため、本研究が目指している大地震時の制震を対象にすれば不可欠になる実験的研究も比較的容易に行うことができる。

本研究では、京都大学宇治構内に既設の鋼構造実大試験架構を用いてAMDによる制震の実験的研究を計画した。実大構造物であるために振動台実験を行うことができない。このため、2台のアクティブマス型の加振機（以下、CMM：Controllable Moving Mass）を同時制御することに

より実大構造物に地震応答を再現するシステム（以下、地震波加振システム）を開発し、AMDの制震実験をおこなった。このシステムを用いれば、地震を受ける構造物の非制震時と制震時の応答を実験的に得られるため、シミュレーション解析を介することなく、制御性能・効率が直接的に検証し得る。また、任意の地震に対する応答を再現することができるので、振動台実験同様に実大構造物の実験を行うことができる。

本論では、実大構造物を用いて行った一連のAMD制震実験のうち、実大構造物の各種同定実験結果と上記地震波加振システムについて述べる。

2. 試験体架構

制震実験用の実大構造物は、京都大学宇治構内に建設されている1×2スパンの5層鋼構造試験架構で、1層あたりの重量は約30tfである（Photo 1）。実験の対象となるのは長辺方向のみであり、短辺方向はブレースで補強されている。

本架構を用いた実験が日本学術振興会産学協同研究支援事業により行われている（井上，1996）。この時は、5階に設置したマス重量5tonfのCMM

(5t-CMM)を加振用に、R階に設置した 2t-CMMをAMDとして制震用に用いている。

今回の実験にあたり、新たに 4t-CMMを導入し、Fig. 1 のように再設置し、5t-CMMおよび 2t-CMMを加振用に、4t-CMMをAMDとして制震用に用いることにした。これら各CMMの諸元を Table 1 に示す。これらは全てACサーボモータによりボールねじを介して重りを直進駆動する方式である。4t-CMM (AMD) の機構を Fig. 2 に示す。試験

架構は全階にサーボ型加速度計が設置されており、制御または計測に用いることができる。

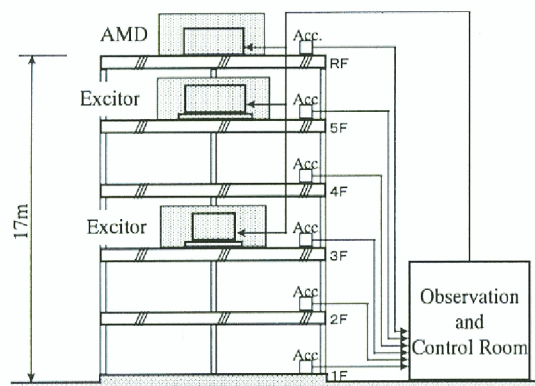


Fig. 1 Constitution of structural control experiment

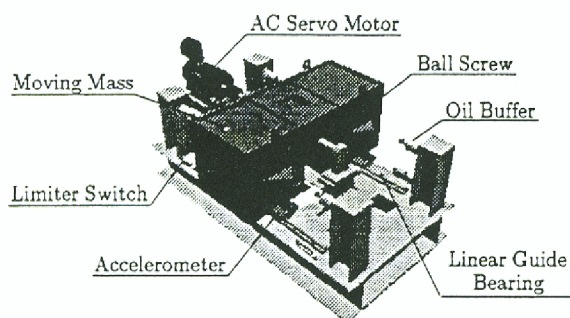


Fig. 2 Mechanical structure of AMD

Table 1 Specifications of CMM

	Mass weight	Maximum force	Maximum stroke
4t-CMM(RF)	4.0 tonf	5.0 tonf	± 25 cm
5t-CMM(5F)	5.0 tonf	2.2 tonf	± 100 cm
2t-CMM(2F)	2.0 tonf	1.6 tonf	± 50 cm

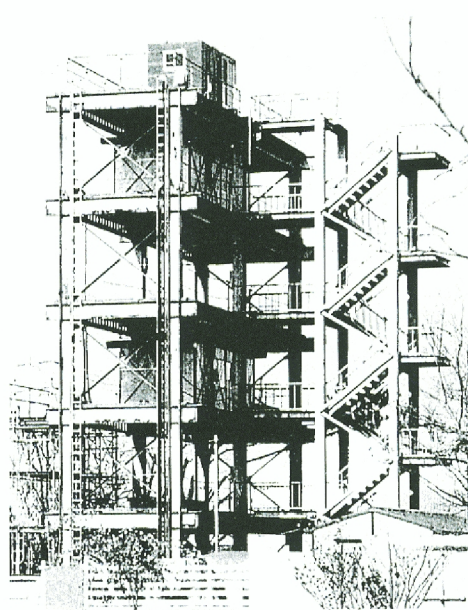


Photo 1 Full-scale frame for experimental study

3. 試験体の同定

建築構造物の地震応答制御を行うには、その構造物の振動特性を把握する必要がある、同定の精度が一般に応答制御の効果を左右する。本研究では、先ず、制震実験を開始する前に各種同定実験を行い、試験架構の振動特性を解析的に明らかにしている。ここでは、「微動計測」と「正弦波定常加振」および「自由振動」実験による同定結果、さらに地震波加振による「部分空間法」を用いた構造物推定の結果を述べる。

3.1 微動計測

速度型微動計を用いて常時微動観測を行った。サンプリング周波数は 100Hz である。この観測結果の 3 分間のデータを用いて、地盤（1 階）の微動に対する屋上階および 3 階の伝達関数を求めた。結果を Fig. 3a および Fig. 3b にそれぞれ示す。減衰が小さいために各次の固有振動数がはっきりと現れている。

これらの結果から得られた各次の固有振動数を Table 2 にまとめて示す。

Table 2 Natural frequencies of test frame obtained by microtremor

Mode	1st	2nd	3rd	4th	5th
Frequency (Hz)	1.69	5.28	8.77	13.2	17.9

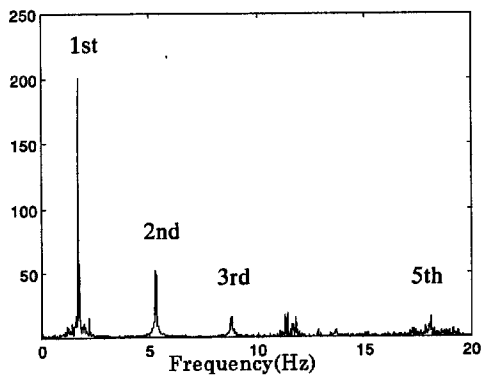


Fig. 3a Transfer function obtained by microtremor observation (RF/1F)

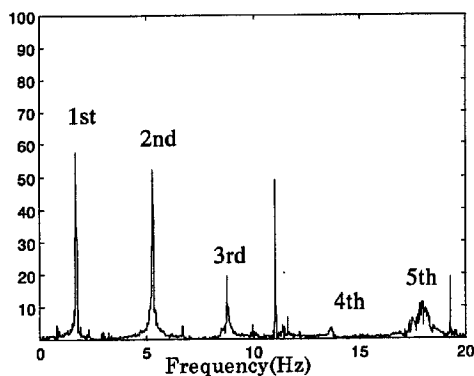


Fig. 3b Transfer function obtained by microtremor observation (3F/1F)

3.2 正弦波加振

各次固有振動数付近で、加振振動数を少しずつ変えながら正弦波加振を行い、各定常状態での各階の加速度応答を観測した。加振は、2次固有振動数以外は5階の5t-CMM、2次固有振動数は3階の2t-CMMを用いており、試験架構の最大加速度が 100cm/s^2 程度になるよう加振力を設定している。また、加振に用いたCMM以外は固定している。観測されたデータに基づいて、加振力に対する応答の振幅および位相差を求めてプロットを行う。同定する振動数は全CMMを固定したときのものを対象とするために、加振力として加振用CMMのストローク加速度にマス質量を乗じた値を採用している。これにより、得られる振動数は微動観測の結果と直接比較することができる。

結果の一部を Fig. 4a から Fig. 4c に示す。図中には実線で1質点を仮定してフィッティングした曲線を併せて示した。このフィッティングにより得られた各次の固有振動数および減衰を Table 3 に示す。

Table 3 Natural frequencies and damping ratios of test frame obtained by sinusoidal excitations

	1st mode	2nd mode	3rd mode	4th mode	5th mode
Frequency	1.66Hz	5.18Hz	8.72Hz	13.6Hz	17.8Hz
Damping	0.50%	0.30%	0.70%	0.60%	1.00%

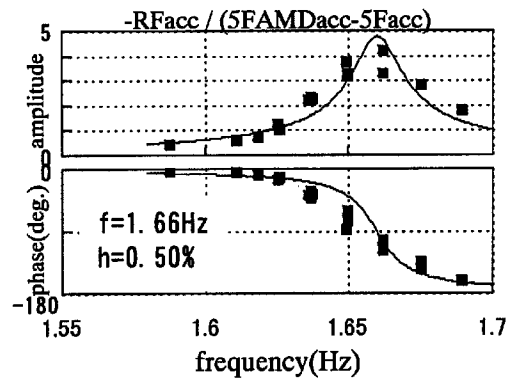


Fig. 4b Frequency response of sinusoidal excitations (2nd mode)

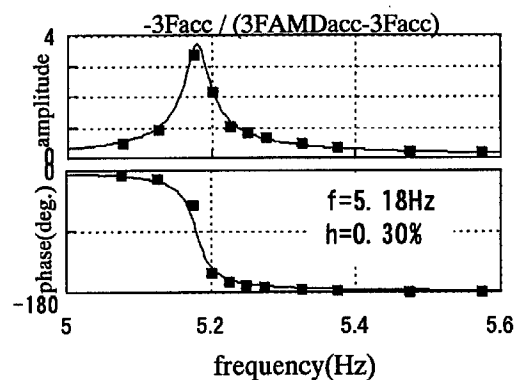


Fig. 4a Frequency response of sinusoidal excitations (1st mode)

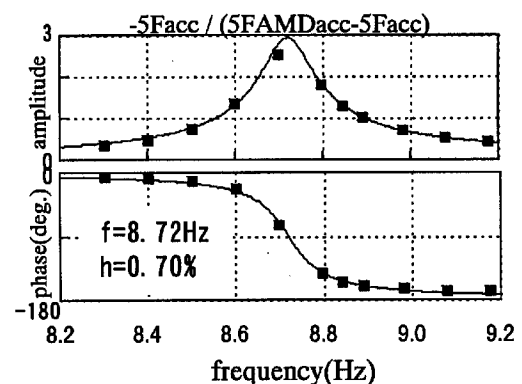


Fig. 4c Frequency response of sinusoidal excitations (3rd mode)

3.3 自由振動

各次の固有振動数で $60\text{cm/s}^2 \sim 100\text{cm/s}^2$ 程度に定常加振した後、加振装置を急停止させることによって実大鋼構造架構の自由振動実験を行った。結果の一部を Fig. 5a から Fig. 5c に示す。この自由振動波形から、振動数および減衰を求めた。求めた結果による自由振動波形の包絡線を Fig. 5 中に併せて示し、その値を Table 4 に示す。

Table 4 Natural frequencies and damping ratios of test frame obtained by free vibration tests

Mode	1st	2nd	3rd	4th	5th
Frequency	1.67Hz	5.22Hz	8.75Hz	14.5Hz	17.8Hz
Damping	0.50%	0.31%	0.80%	0.90%	1.00%

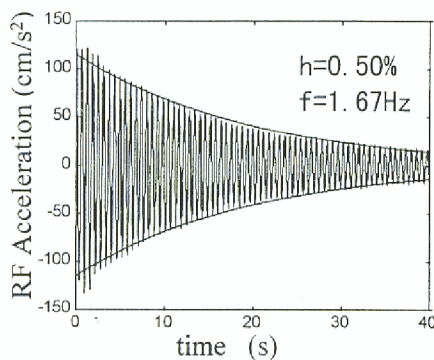


Fig. 5a Free vibration of test frame (1st mode)

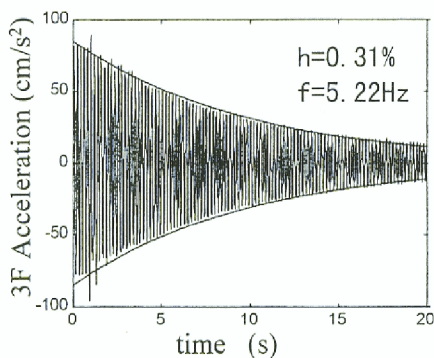


Fig. 5b Free vibration of test frame (2nd mode)

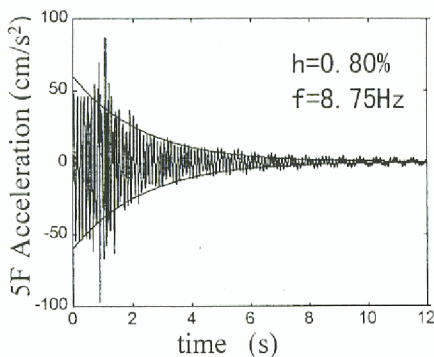


Fig. 5c Free vibration of test frame (3rd mode)

3.4 試験架構のモデル化

以上では、各次の固有振動数および減衰が得られた。しかし、実際、解析を行うためには数式で表現される必要がある。通常、建築構造物では質量マトリクス、減衰マトリクスおよび剛性マトリクスを用いて運動方程式が表現されるため、これらを求める。その際に用いる固有振動数および減衰は 3.2 節の結果 (Table 3) を用いる。これは、「微動観測では制震実験時と振幅レベルが異なる」、また、「自由振動実験結果は CMM 停止時に衝撃力が作用し若干減衰を大きめに評価する」と考えられるためである。しかしながら、3.1 節から 3.3 節の各実験結果は、ほぼ一致しており、いずれの結果を用いても応答解析上実質的な差は出ないと思われる。

モデルとして各スラブに質量を集中させた 5 点系のモデルを考える。まず、架構を部材レベルで積算し質量マトリクス M_0 および剛性マトリクス K_0 を作成し、固有値解析によりモードマトリクス Ψ を求める。 M_0 の精度は高いと考え、質量マトリクスの真値 M として用いる。

$$M = M_0 \quad (1)$$

剛性マトリクス K および減衰マトリクス C は測定した各次の固有振動数および減衰定数に基づき、

$$K = M \Psi \text{diag}(\omega)^2 \Psi^{-1} \quad (2)$$

$$C = 2M \Psi \text{diag}(h) \text{diag}(\omega) \Psi^{-1} \quad (3)$$

として求める。ここで、 ω, h はそれぞれ Ψ に対応する順に固有円振動数、減衰定数を要素にもつベクトルである。また、 $\text{diag}(\cdot)$ はベクトルを対角マトリクスに変換する関数、 $(\cdot)^{-1}$ は逆行列を表す。

このようにして得た解析モデルは各次の固有振動数および減衰が実験結果と完全に一致する。しかし、モードマトリクスは Ψ であり、実験結果を反映していない。この精度を確認するために、解析モデルのモード形状と正弦波加振試験で得られたモード形状とを刺激係数を掛けた形で Fig. 6 に比較して示す。各次のモードは、1 次、2 次はほぼ一致、3 次、4 次も相応に一致することがわかる。なお、実験結果の 5 次モードの値が不自然に大きいのは、実験結果に対する刺激係数算出時にも M を用いているためである。

この解析モデルは後述する地震波加振の結果を検証する際にも用いており、実験結果を非常によく模擬することが確認 (Fig. 11 および Fig. 12 の 3 段目と 4 段目の比較) されている。

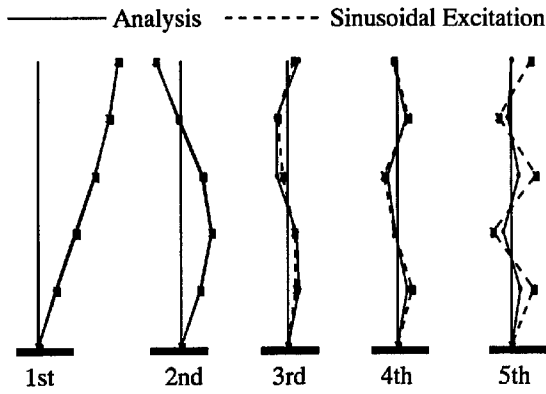


Fig. 6 Comparison of mode shapes

3.5 部分空間法による同定

上述の古典的な同定法に加え、入出力データを基に状態空間を直接同定する部分空間法(Overschee and Moo, 1994)の適用も行い、その精度を検証した。

まず、入力データ u_k 、出力データ y_k を用いて、以下のような離散時間状態空間モデルを考える(片山, 1994)。

$$\begin{aligned} x_{k+1} &= Ax_k + Bu_k + w_k \\ y_k &= Cx_k + v_k \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 $A \in R^{n \times n}$ 、 $B \in R^{n \times m}$ および $C \in R^{p \times n}$ で、 $x_k \in R^n$ は状態ベクトルを表す。また、 w_k および v_k は平均値 0 の白色雑音である。いま、 x_k の線形最小分散推定値を $\hat{x}_k$ とすれば、

$$\hat{x}_{k+1} = A\hat{x}_k + Bu_k + \Gamma e_k \quad (5)$$

ここで、カルマンゲインを K として $\Gamma = KA$ である。 $e_k = y_k - C\hat{x}_k$ はイノベーション過程と呼ばれる平均値 0 の白色雑音であり、式(5)と共に再記すれば、

$$\begin{aligned} \hat{x}_{k+1} &= A\hat{x}_k + Bu_k + \Gamma e_k \\ y_k &= C\hat{x}_k + e_k \end{aligned} \quad (6)$$

となり、(4)式と入出力の伝達関数が等しいモデル(イノベーション表現)が得られる。

式(6)のモデルに対する同定、すなわち、 A 、 B 、 C 、 Γ の推定を行う。検討に用いた入出力データは後述する地震波加振時のデータであり、AMD は固定した状態で測定されたデータを用いる。入力 は 2 台の加振機(加振用 CMM のストローク加速度 $\times$ マス質量)、出力は各階の絶対加速度である。

地震波形は El Centro 1940 NS 波の最大値を 25cm/s^2 に正規化したものと JMA Kobe 1995 NS 波の最大値を 30cm/s^2 に正規化したものを用いた。

計算は、MATLAB の System Identification Toolbox (Ljung, 1996) を使用した。結果は、どちらの地震波に対しても最適次数は 10 次となり、5 質点系の構造物の次数と対応する。El Centro 波加振の結果から同定されたモデルの、入力に対する各階加速度の周波数応答を Fig. 7 に示す。また、推定された A の固有値から求めた固有振動数・減衰定数を Table 5 に示す。これらの結果は入力地震波の違いに影響されておらず、また、3.1 節から 3.4 節で求めた結果とよく一致していることから、本手法による同定結果は本試験架構のように非常に減衰の小さい構造物にも有効に適用できることがわかる。

次に、El Centro 波加振実験により得られたモデルを用いて、JMA Kobe 波加振実験のシミュレーションを行い実験結果と比較した。また、その逆のケースも行い、それぞれ、モデルのクロス評価を行った。結果を Fig. 8 に示すが、それぞれ、非常によく一致している。

Table 5 Natural frequencies and damping ratios of the test frame obtained by subspace algorithm

Mode	1st	2nd	3rd	4th	5th
Frequency(Hz) by El Centro	1.68	5.24	8.83	13.6	18.3
Frequency(Hz) by JMA Kobe	1.68	5.25	8.85	13.6	18.3
Damping(%) by El Centro	0.49	0.35	0.69	1.24	1.19
Damping(%) by JMA Kobe	0.49	0.22	0.72	1.70	0.89

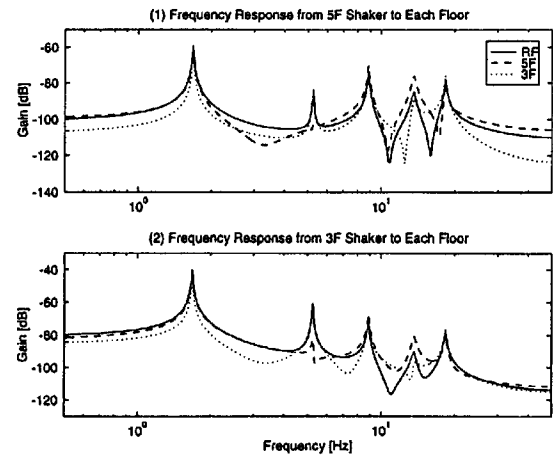


Fig. 7 Frequency response curves from excitor to floors

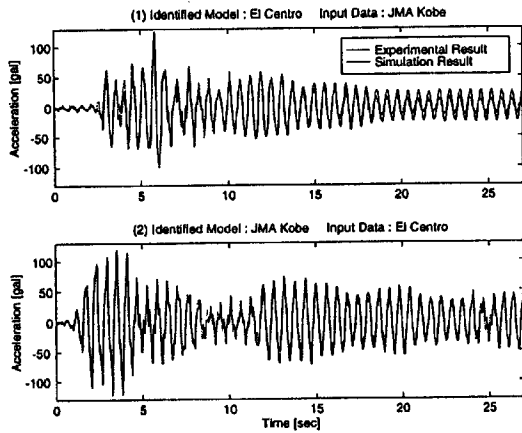


Fig. 8 Cross validation results for RF accelerations

3.6 同定に関する考察

各種実験結果により同定された固有振動数を Table 6 にまとめる。この表から、各同定結果はお互いに一致しており、それぞれの信頼性が高いことが分かる。特に、微動計測の結果がその他の結果とほぼ一致していることから、本実験架構は振幅依存性が極めて小さいことが分かる。

また、地震波加振結果を用いた部分空間法による同定もよい結果が得られた。この手法は入力に同定対象振動数領域の成分を含んでいる必要があるが、このようなランダム加振に類する加振が行える場合には簡便で有力な同定手法である。

Table 6 Comparison of natural frequencies (Hz) obtained by various methods

Mode	1st	2nd	3rd	4th	5th
Microtremor	1.69	5.28	8.77	13.7	17.9
Sinusoidal excitation	1.66	5.18	8.72	13.6	17.8
Free vibration	1.67	5.22	8.75	14.5	17.8
Sub-space method by El Centro	1.68	5.24	8.83	13.6	18.3
Sub-space method by JMA Kobe	1.68	5.25	8.85	13.6	18.3

4. 地震波加振

4.1 地震波加振システム概要

先に述べたように本研究では2台のCMMを同時制御することにより地震時の建物挙動を再現す

ることを計画した。この地震波加振システムの設計方針を以下に示す。

- [1] 各階の相対加速度および層間変形角を地震時の応答と同じにすることを目標とする。
- [2] 架構の振動状態をフィードバックすると、AMD制御実験時に加振力が各ケースで異なる可能性があるため、オープンループで制御を行う。
- [3] AMDの制御により周期が多少ずれても同様に地震応答を再現できるようにする。
- [4] 各CMMが固定されている状態を基本状態と考え、CMMの重量を含んだ架構を加振すると考える。

4.2 地震波加振法の定式化

CMMで加振される構造物のモデルと地動をうける構造物のモデルをともに Fig. 9 に示す。これらのモデルに対する運動方程式はそれぞれ、CMMで加振される構造物の場合、

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F_1 + F_2 \quad (7)$$

となり、一方、地動入力をうける構造物の場合、

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F_0 \quad (8)$$

となる。ここで、 M, C, K はそれぞれ質量、減衰、剛性に関するマトリクスであり、 x は各層の地面からの相対変位を要素にもつベクトルである。特に、 M は設計方針[4]に基づき、

$$M = \text{diag}(m_5 + m_D, m_4 + m_{D1}, m_3, m_2 + m_{D2}, m_1) \quad (9)$$

である。ここで、式中の記号は Fig. 9 中の記号を用いている。また、式(7)、(8)中の外力項はそれぞれ、

$$F_1 = \{0 \ -m_{D1}\ddot{y}_1 \ 0 \ 0 \ 0\}^T \quad (10)$$

$$F_2 = \{0 \ 0 \ 0 \ -m_{D2}\ddot{y}_2 \ 0\}^T \quad (11)$$

および

$$F_0 = -M \{1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1\}^T \ddot{z} \quad (12)$$

となる。さて、任意の地震波形 $\ddot{z}$ が与えられたときに、式(7)と式(8)の x を等しくする(設計方針[1])ための $\ddot{y}_1$ および $\ddot{y}_2$ を求める(設計方針[2])必要がある。このための簡便かつ精度の高い手法を以下に述べる。本手法は式(7)と式(8)をモード毎に分解

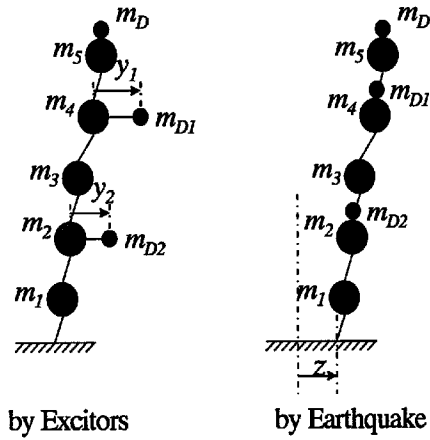


Fig. 9 Models of the frame

し、各モードでそれぞれの外力項を等しくするという考え方を基本にしている。

(1) Step 1: 地震波形のモード分解

まず、 $\ddot{z}$ を各次の固有振動数付近の成分に分解する。ここでは、Fig. 10 に示されるような重み関数をもつフィルタを通すことによりモード分解を行った。table 3 に示す通り本架構の減衰は極めて小さいため、固有振動数から外れる部分は応答に対して殆ど影響を与えない。従って、固有振動数のごく近傍のみを通過させるだけでもよいが、その場合、AMDの制御により振動数特性が変化すると不当に応答が小さくなる可能性がある。従って、

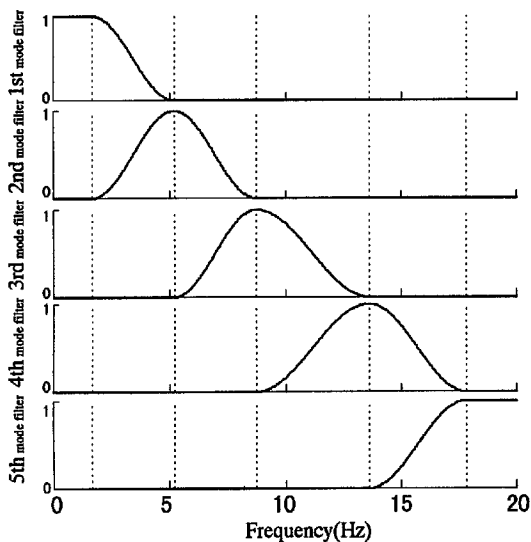


Fig. 10 Filter for each mode

設計方針[3]に基づき、幅を持ったフィルタを採用する。

(2) Step 2: 加振応答率の算出

簡単のため、5t-CMM のみで加振する場合、すなわち、 $F_2 = 0$ と考える。 i 次モードのモードベクトルを u とし、(4)式および(5)式の左から u^T をそれぞれかければ、直交するモードが消えて i 次モードの 1 自由度の運動方程式になる。このときの右边 (外力項) を比べれば、

$$u^T \{0 \ m_{D1} \ddot{y}_1 \ 0 \ 0 \ 0\}^T = u^T M \{1 \ 1 \ 1 \ 1\}^T \ddot{z} \quad (13)$$

となる。いま、 i 次モード以外のモードに与える影響を小さくするためには、

$$\ddot{z} = \ddot{z}_i \quad (14)$$

とする必要がある。ここで、 $\ddot{z}_i$ は Step1 で求めた i 次モードの地震波である。 u の 2 番目の要素 (m_{D1} が取付いているところの要素) を u_4 とすれば、(13)、(14)式から、

$$\ddot{y}_1 = \frac{u^T M \{1 \ 1 \ 1 \ 1\}^T}{m_{D1} u_4} \ddot{z}_i \quad (15)$$

と求めることができる。また、同様に、2t-CMM のみで加振する場合、すなわち $F_1 = 0$ のときは、

$$\ddot{y}_2 = \frac{u^T M \{1 \ 1 \ 1 \ 1\}^T}{m_{D2} u_2} \ddot{z}_i \quad (16)$$

となる。ただし、 u_2 は m_{D2} が取付いているところの u の要素である。

(3) Step 3: 加振機を選択および加振波形の合成

式(15)および式(16)から明らかなように、2 台の加振用 CMM のいずれでも加振は可能である。しかし、 $\ddot{z}_i$ の係数の小さい方で加振した方が効率よく精度の高い加振が行えることが推察できる。このことから、本架構の加振については、2 次モードを 2t-CMM で、その他の 1,3,4,5 次モードを 5t-CMM で加振することとした。これら各モードの $\ddot{y}_1, \ddot{y}_2$ を求め、足し合わせることで、それぞれの CMM の加振波形が得られる。

(4) Step 4: CMM の動特性の考慮

得られた加振波形は絶対加速度ではなく、スト

ロック加速度である。従って、架構の状態をフィードバックせずにCMMを制御するためには、力制御ではなく速度制御（ストローク速度制御）を行う必要がある。このため、実際には $\ddot{y}_1, \ddot{y}_2$ を積分してストローク速度波形を算出して入力する。また、CMMの応答性能は非常に高いが、速度制御時には応答性が若干悪くなるため、これに対する補償も行っている。

4.3 シミュレーション解析

この手法の精度を確認するために、シミュレーション解析により、CMMで加振する場合と地動入力を受ける場合の応答の比較を行った。用いた波形はEl Centro 1940 NS波を最大値25cm/s²に正規化したものとJMA Kobe 1995 NS波の最大値を30cm/s²に正規化したものである。これらは共に以降の制震実験の標準波の1つであり、非制震時に試験架構に生じる最大加速度が100cm/s²~150cm/s²（架構に損傷を与える恐れのない振幅）になるよう大きさが調節されている。また、架構の解析モデルは3.4節で求めたものを用いている。

El Centro 波に対する結果をFig. 11の上2段に、JMA Kobe 波に対する結果をFig. 12の上2段に示す。

地震波によらず、R階、3階ともに応答加速度は非常によく一致しており、上記手法で充分地震応答が再現できることを示している。

4.4 加振結果およびその考察

次に、実際に架構の加振を行った。この結果をFig. 11およびFig. 12の3段目にそれぞれ示す。それぞれ、2段目（発生すべき応答）と3段目（発生した応答）の波形を比較すると、1次モードは非常によく再現されているが、高次モードの再現性が悪いように思われる。

このときのCMMの動きから架構の応答解析を行った結果をFig. 11およびFig. 12の4段目に示す。3段目と4段目は非常によく一致しており、架構モデルが妥当であることを示している。以上のことから、高次モードの再現性はCMMに原因があると考えられる。

これを検証するために、 $\ddot{y}_1, \ddot{y}_2$ の指令値と計測値の比較を振動数軸上で行った。その結果をFig. 13およびFig. 14に示す。計測値は指令値によく一致するものの、2t-CMMの架構の2次固有振動数付近で局所的に精度が悪くなっている。この局所的な差が応答再現性に大きく影響していると思われる。

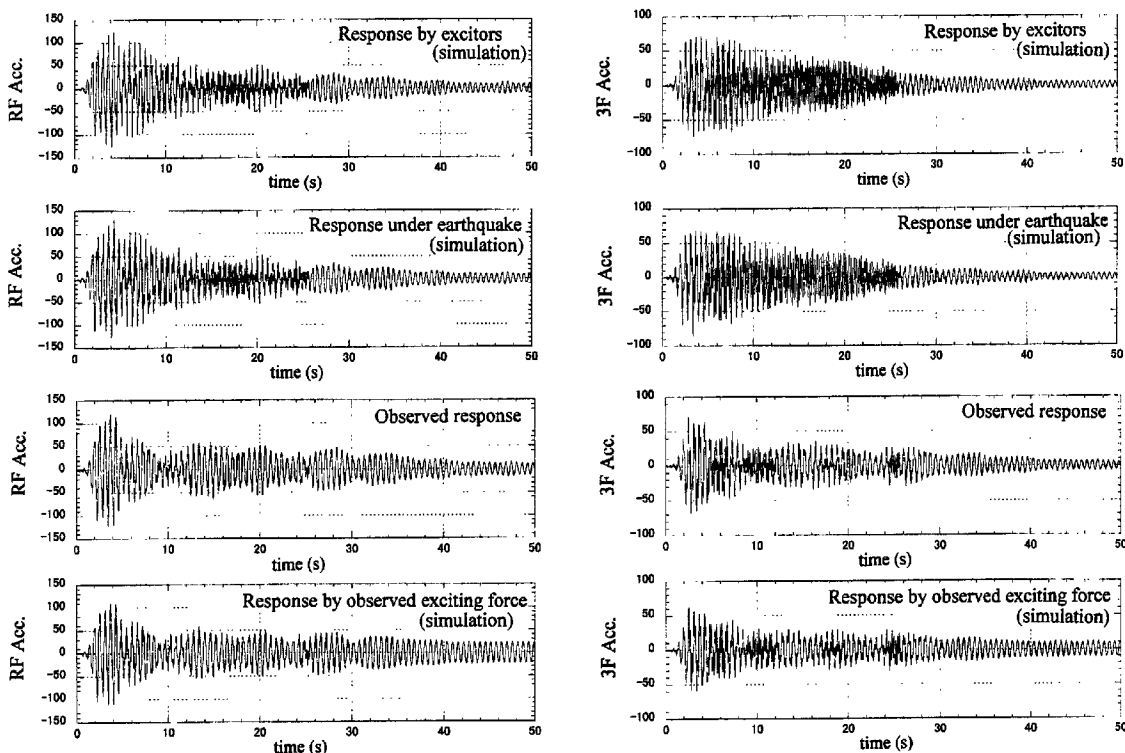


Fig. 11 Comparison of accelerations by earthquake generator system with accelerations by simulation analysis (El Centro NS 25cm/s²)

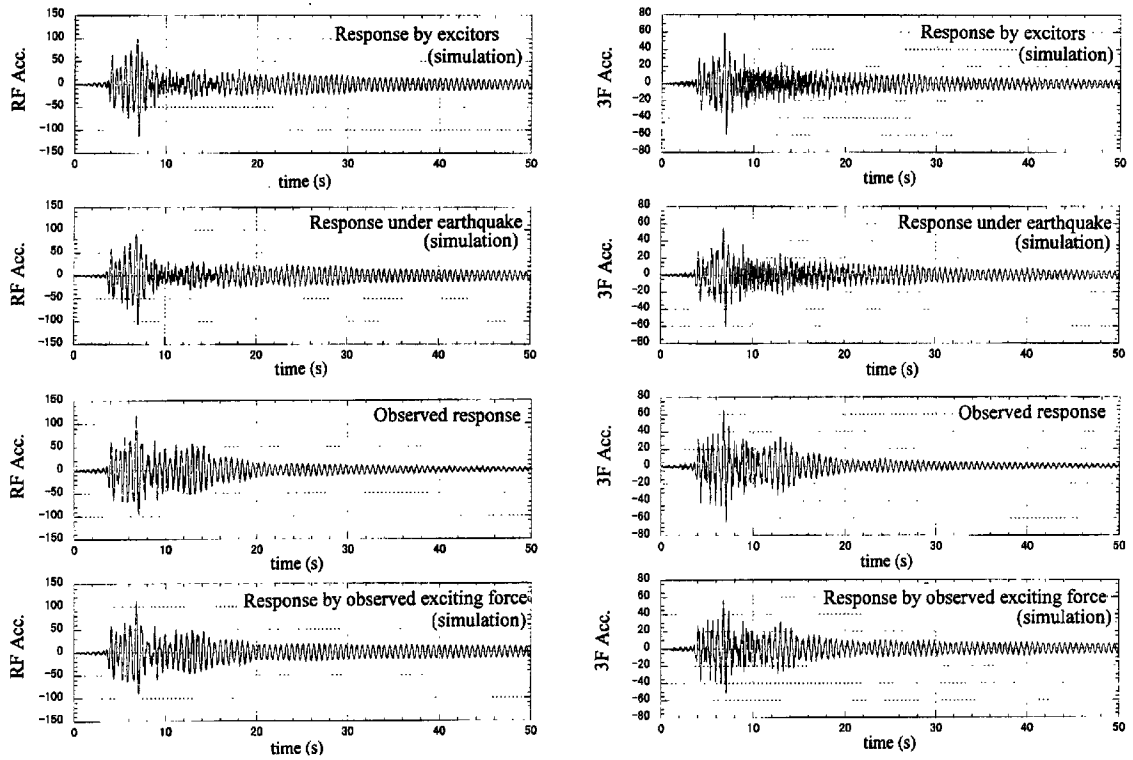


Fig. 12 Comparison of accelerations by earthquake generator system with accelerations by simulation analysis (JMA Kobe NS 30cm/s²)

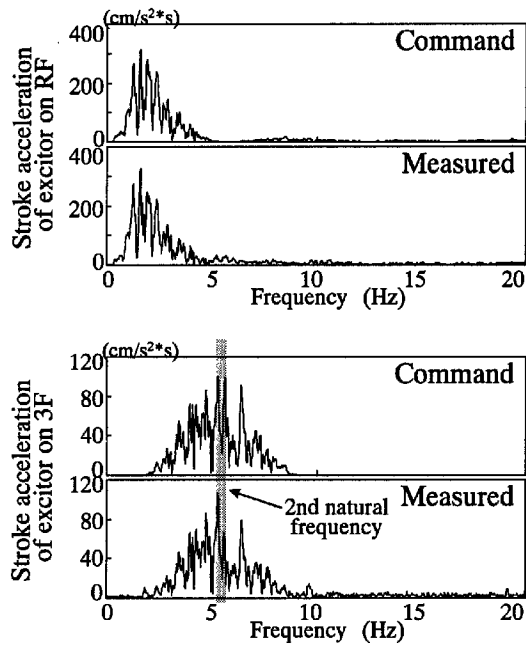


Fig. 13 Comparison between command input of stroke acceleration and observed stroke acceleration (El Centro NS 25cm/s²)

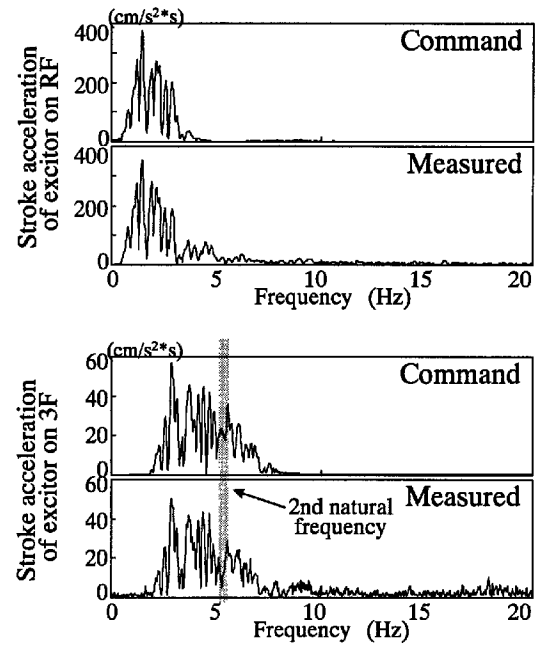


Fig. 14 Comparison between command input of stroke acceleration and observed stroke acceleration (JMA Kobe NS 30cm/s²)

この差が生じた原因としては、架構の減衰が小さいためにこの振動数における架構の揺れによってCMMが影響を受けていることが考えられる。

この対策としては、CMMのマス重量を小さくして架構の揺れの影響を相対的に受けにくくする事が考えられる。ただし、本実験では地震応答を完全に再現する必要はないので、変更は行わない。

5. まとめ

実大鋼構造架構を用いてAMDによる地震応答の制御実験を行うために、試験架構の同定および地震波加振システムの開発を行った。各種実験結果を用いた同定の結果は、それぞれお互いよく一致し、同定結果の妥当性を示している。特に、入力と出力からシステムを同定する手法として部分空間法の適用を試み、地震波加振結果のデータを用いて多入力・多出力システムの同定を行った。結果として、古典的な手法と同様の振動数・減衰が得られ、クロス評価でもモデルの精度を確認した。

次に、地震波加振システムのCMMに対する入力信号の定式化を行い、シミュレーションによりその定式化の妥当性を検証した。更に、実際に加振実験を行ってその加振精度を確認した。実験結果では、1次モードの再現性は非常に高いものの、2次のモードの再現性は落ちることが分かった。これは、今回用いたCMMでは2次モードを加振する際に架構の振動の影響を大きく受けるためだと考えられる。これを改善するにはマス重量を小さくしCMMの振幅量が大きくなるようにすればよい。この加振システムはAMDの制御実験以外にも各種制振装置の実験に使えるため、振動台実験ができない試験体の実験に極めて有効である。

これらの同定結果および地震波加振システムを用いてAMDの制御実験を行った結果をその2（鈴木祥之・山本雅史他、1997）で述べる。

謝 辞

本研究の一部は、平成8年度文部省科学研究費補助金・基盤研究(B)(1)「建築構造物の制震システムに関する理論的・実験的研究」（課題番号08555141, 代表・京都大学防災研究所 鈴木祥之）によるものである。また、本研究で用いた地震波JMA Kobe NSは「気象庁87型電磁式強震計波形データ」によるものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 井上 豊（1996）：大地震を対象としたインテリジェント制震構造システムの開発，平成7年度日本学術振興会産学共同研究支援事業研究成果報告書。
- 片山 徹（1994）：システム同定入門，システム制御情報学会編，pp.56-61.
- 鈴木祥之・加賀谷博昭（1997）：地震応答に基づく建築構造物の同定－部分空間法の適用－，第41回システム制御情報学会研究発表講演会梗概集，pp.719-720.
- 鈴木祥之・玉木利裕・山本雅史・加賀谷博昭・裊起煥・荒木時彦（1997a）：鋼構造実大試験架構を用いたアクティブ制震実験システム，日本建築学会近畿支部研究発表会梗概集（投稿中）。
- 鈴木祥之・裊起煥・山本雅史・玉木利裕・加賀谷博昭・荒木時彦（1997b）：制震システムを用いた鋼構造実大試験架構の振動特性の同定，1997年日本建築学会大会学術講演梗概集（投稿中）。
- 鈴木祥之・裊起煥・山本雅史・玉木利裕・加賀谷博昭・荒木時彦（1997c）：鋼構造実大試験架構の同定とLQ・LQG制震実験，日本建築学会近畿支部研究発表会梗概集（投稿中）。
- 鈴木祥之・裊起煥・山本雅史・玉木利裕・加賀谷博昭・中山裕樹（1997d）：鋼構造実大試験架構を用いた制震実験システムとLQ・LQG制御，1997年日本建築学会大会学術講演梗概集（投稿中）。
- 鈴木祥之・山本雅史・玉木利裕・加賀谷博昭・裊起煥・荒木時彦（1997）：実大構造物のアクティブマスダンパーによる制震実験，その2 制御則と制震効果，京都大学防災研究所年報，第40号
- Ljung, L.: System Identification Toolbox - For Use with MATLAB, The Math-Works Inc.
- Overschee, P. V. and Moo, B. D.(1994): Subspace Algorithms for the Identification of Combined Deterministic Stochastic Systems, Automatica, Vol. 30, No. 1, pp. 75-93.
- Yamamoto, M. and Suzuki, Y.(1997): Full-Scale Structural Control with Earthquake Response Generator System and Pole Assignment Control Algorithm, Proceedings of the 7th International Conference of Computing in Civil and Building Engineering（投稿中）。

**Seismic Response Control Experiments of Full-Scale Structures By Active Mass Damper
Part 1: Identification and Seismic Response Generator System**

Masashi YAMAMOTO^{*,***}, Yoshiyuki SUZUKI, Toshihiro TAMAKI^{**},
Hiroaki KAGAYA^{**}, Gi-Hwan BAE^{*} and Tokihiko ARAKI^{*}

^{*} Graduate School of Engineering, Kyoto University

^{**} Kawasaki Heavy Industries, LTD

^{***} Takenaka Corporation

Synopsis

For seismic response control experiments of full-scale test frame at Uji Campus of Kyoto University, the dynamic characteristics of the test frame is identified from microtremor observation, harmonic steady-state vibration tests and free vibration tests. The identification based on a subspace algorithm was made. A seismic response generator system that generate seismic responses, as if under specified earthquakes, by using two exciters installed on the frame is described. The validity of this system was found by the fact that frame responses such as displacements and accelerations excited by the generator system agreed well with those obtained by simulations

Keywords: active mass damper; full-scale test; identification; subspace algorithm; seismic generator