

粘性制震壁を有する高層鉄骨造建物の振動特性評価

Vibration Characteristic of a High Rise Structure with Viscous Damping Walls

鈴木 亨 TORU SUZUKI

構造設計ディビジョン 川島 学 MANABU KAWASHIMA

粘性制震壁が取り付けられた高層鉄骨造建物において、その振動性状を把握し、建物内に設置された粘性制震壁の効果を検証するために、一連の振動測定を実施した。実施した計測は常時微動計測、人力加振、実地震動計測および台風時の計測である。粘性制震壁による付加減衰効果は応答振幅に依存し、応答振幅が大きいほど増加する。地震観測時には、 10cm/s^2 以下の小さな入力であったが、建物の応答振幅は常時微動時の100倍以上となり、明らかな粘性制震壁による付加減衰効果が認められた。

キーワード：高層建築物、粘性制震壁、常時微動、地震波、システム同定

Vibration measurement of a high-rise steel structure with viscous damping walls(VDW) were carried out to examine the vibration property of the structure. The series of measurements are consists of microtremor measurement, man-power excitation, seismic motion, and typhoon motion. The maximum input seismic motion was less than 10cm/s^2 , and the response displacement was more than 100 times of the microtremor input motion. An additional damping effect by VDW depending on the amplitude was clearly observed.

Key Words: High-rise Building, Viscous Damping Wall, Microtremor, Earthquake Ground Motion, System Identification

1. はじめに

近年、高層建築物では地震・強風時の振動対策として建物に減衰装置を取り付けることが多くなっている。減衰装置が取り付けられた建物の減衰性能については、解析等によって検討が行われているが、実建物においての検証データは十分とはいえない。

筆者らは、粘性制震壁が取り付けられた高層鉄骨造建物において、振動性状の把握ならびに建物内に設置された粘性制震壁の効果の検証をするために、以下に示す一連の振動計測を行なった。

- ・常時微動測定
- ・強制振動測定
- ・実地震動観測
- ・台風時振動測定

本報では、上記に示した一連の振動測定の結果について報告するとともに、粘性制震壁が設置された建物の振動特性を、振幅依存性に着目して検討した結果について

報告する。

2. 建物概要

対象建物の概要を表-1に示す。本建物は、千葉県内に建つ高層鉄骨造建物であり、対象建物には地震時の構造安全性および強風時等における居住性を確保するため

表-1 対象建物の概要

用途	学校(大学：実験室・研究室等)	
軒高	91.77m	
階数	地下1階，地上20階，塔屋1階	
基準階平面寸法	39.6m×26.4m (5～19階)	
構造形式	鉄骨造 粘性制震壁付きラーメン構造	
基礎形式	杭基礎	
設計固有周期 ^{*1} (1次周期)	短辺方向	2.22秒
	長辺方向	2.03秒
設計減衰定数 ^{*2}	短辺方向	24°C(標準):5.2%(内，構造減衰2.0%)
	長辺方向	24°C(標準):4.4%(内，構造減衰2.0%)

*1 LL満載状態

*2 吸収エネルギーの比より評価した値

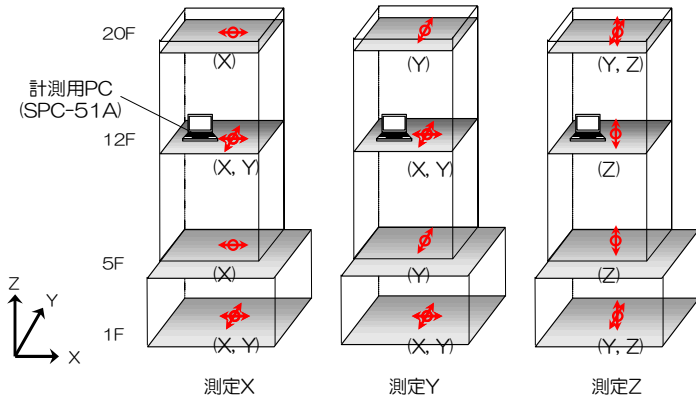


図-2 各階における計測方向成分

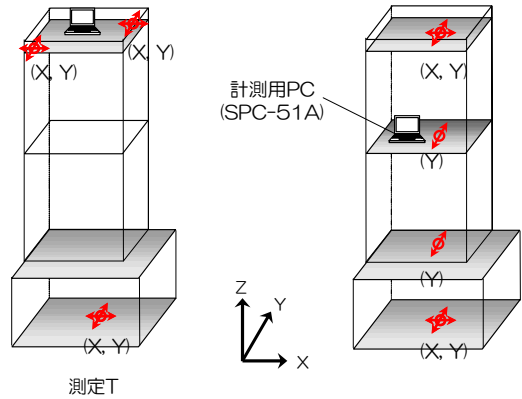


図-3 実地震動および台風時測定

に、粘性制震壁が1階から17階に設置されている。粘性制震壁は、建物の層間変形を壁形状の受け箱に挿入した鋼板に導き、箱内に充填した高粘性流体との間で発生する粘性抵抗でエネルギーを吸収する制震装置である(図-1)。

表中の設計固有周期は、立体フレームモデルの固有値解析より算定された弾性時のものである。また、設計減衰定数は、設計用地震動入力時の吸収エネルギーと全入力エネルギーとの比によって求めたものである。

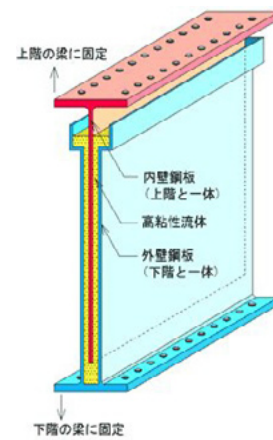


図-1 粘性制震壁

3. 測定概要

(1) 常時微動測定

常時微動測定で対象とした測定項目の一覧を表-2に示す。同表に示すように、[測定 X]、[測定 Y]、[測定 Z]、[測定 T] の4測定を行い、1測定当たり30分の合計120分の測定(サンプリング周波数:100Hz)を実施した。各測定における、各階位置での計測する方向成分を図-2に、センサーの設置状況を写真-1に示す。[測定 X]、[測定 Y]、[測定 Z]は、建物1階から20階までに4箇所の計測点を設け、高さ方向の振動分布を把握するための測定である。対象建物への入力動となる1階、基壇型の切り替え部であり剛性差が大きい5階、基本振動モードでの振幅が最も大きい20階、さらに中間に位置する12階において測定を行なった。[測定 T]は、20階の2点においてX、Y方向の振動を同時に測定し、建物のねじれモードを抽出するための測定である。

表-2 常時微動計測の項目

	測定対象	測定時間	測定位置	評価対象
測定X	長辺(X)方向 並進モード	30分	1階、5階、12階、20階 (X7-Y3, No.4EV側 EPS内)	固有周期 減衰定数 モード形
測定Y	短辺(Y)方向 並進モード	30分		
測定Z	上下(Z)方向 並進モード	30分		
測定T	ねじれモード	30分	20階(隅角部2点) 1階(X7-Y3, No.4EV側 EPS内)	

(2) 人力加振実験

常時微動よりも大きな振幅域での振動を励起するために、人力加振実験を実施した。加振は、20階のホール中心付近で、複数人(約30名)が体重移動を繰り返すことによって行った。加振状況を写真-2に示す[測



写真-1 センサーの設置状況



写真-2 人力加振の状況

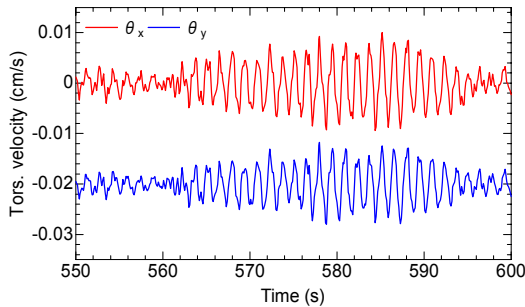


図-8 ねじれ角速度

定 X], [測定 Y] によって推定された 1 次固有周期と同調させ体重移動することによって, X, Y 各方向の 1 次モードを励振した。

(3) 実地震動観測および台風時測定

本測定は, 東北地方太平洋沖地震の余震ならびに台風が接近したときなどの強風時の揺れの観測を目的としたものである。振動センサー設置位置を図-3 に示す。振動センサーの設置位置は, 常時微動測定と同様に 1 階, 5 階, 12 階, 20 階とした。Y 方向の振動はすべての階で測定しているが, センサー個数の制限より, X 方向は 1 階と 20 階のみでの測定とした。

また, 5 階 X7 通り Y3-Y4 間 EPS 内に設置された Y 方向粘性制震壁の内鋼板と外鋼板にひずみ式変位計 (CDP-25, 500 μ/mm) 取り付けることによって, 粘性制震壁の水平変位を記録することとした (図-4)。

4. 計測結果

(1) 常時微動測定

X 方向並進モード (測定 X) および Y 方向並進モード (測定 Y) の測定時の, 各階で測定された速度波形を図-5, 6 に示す。振動振幅は, 上層になるに従い大きく増幅している。図-5 の X 方向の波形には, 測定開始から 390 秒程度の箇所にスパイク状の部分が見られるが, これは小地震による振動を検知したものと考えられる。

Z 方向並進モード (測定 Z) 測定時の速度波形を,

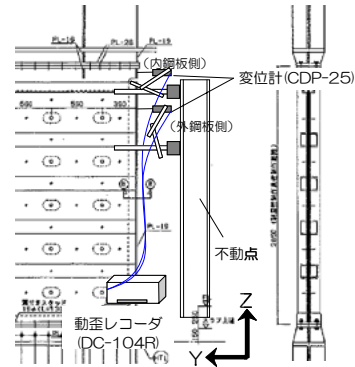


図-4 粘性制震壁への変位計取り付け状況

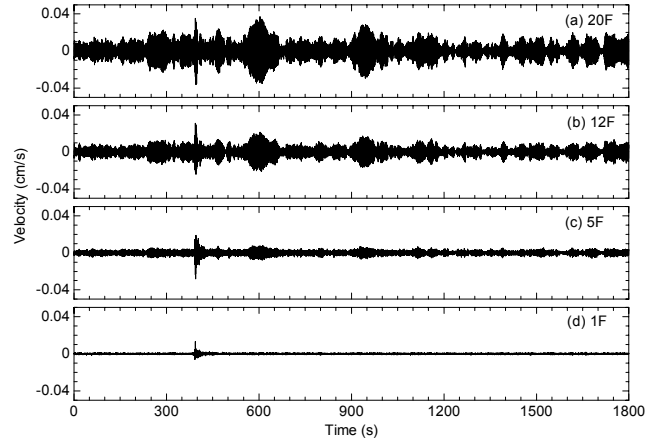


図-5 X 方向並進モードの速度波形

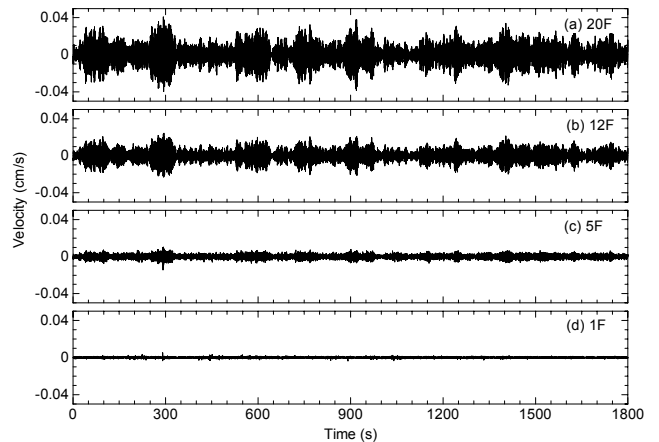


図-6 Y 方向並進モードの速度波形

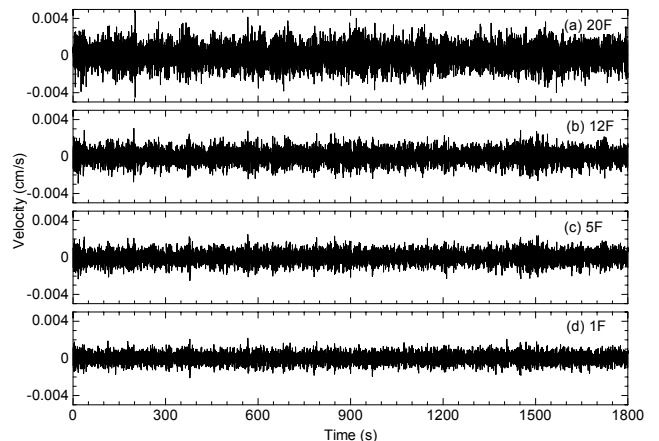


図-7 Z 方向並進モードの速度波形

図-7 に示す。最上階での最大速度振幅は、水平並進方向と比べておよそ 1/10 である。また、上下動では建物内での増幅が小さいことが確認できる。

図-8 は、ねじれモード（測定 T）の測定時に、20 階の隅角部において測定した速度波形より評価した、ねじれ角速度波形である。ねじれ角速度は、2 点で測定された速度波形の差を、センサー間の距離で除すことによって求めた。ここに図示している結果は、10m(=1,000cm) を乗ずることによって有次元化して示している。なお、図中の凡例 θ_x 、 θ_y は、下添え字方向の波形より評価した角速度であることを意味する。両者はほぼ一致しており、主要なねじれモードでは、20 階床は剛体的な挙動をしていることが確認できる。

(2) 人力加振

図-9, 10 に収録された速度波形を示す。振幅の大きさは、常時微動時の振幅と比べて 1 オーダー大きく、Y 方向においては、常時微動時の振幅と比較して約 10 倍であり、数値積分により算出した建物 20 階での最大変位は 0.9mm であった。

Y 方向の加振実験では、加振による振幅の増加～加振後の減衰振動のフェイズが明瞭に観察されているが、X 方向の加振実験では、波形の包絡線形状に山谷が見られているのが認められる。山谷が生じている時間帯においても、人力加振は継続して行なわれており、X 方向の振動のみを有効に励振できていない。図-11 に 20 階における波形の Fourier スペクトルを示す。Y 方向のスペクトルは単峰であり、単一のモードが刺激されているが、X 方向のスペクトルは双峰となっており、振動数を読み取ると、ふたつのピークはおおむね、X 方向(0.65Hz)およびねじれモード(0.70Hz)の基本振動に対応していることが分かる。ここから、X 方向の加振時には、近接するねじれモードを同時に励振しており、うなりの現象が生じていることが示唆される。

Y 方向の加振結果より、20 階波形に cosine 型のフィルタを乗じて逆変換することによって 1 次モード成分のみを抽出し、自由振動波形に対してフィッティングした結果を示したものを図-12 に示す。同図より、同図より算出された固有振動数は 0.58Hz、減衰定数は 2.01% であった。ここでの減衰定数の値は、鉄骨造建物の耐震設計における減衰定数の慣用値とほぼ等しい値となっている。

(3) 実地震動観測

2011 年 9 月 10 日～11 月 3 日にかけて、計測器を存置し地震動計測を行った。期間中に記録された地震動の一

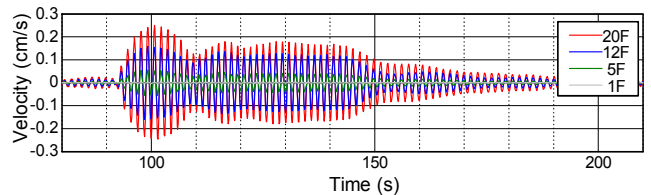


図-9 X 方向人力加振の速度波形

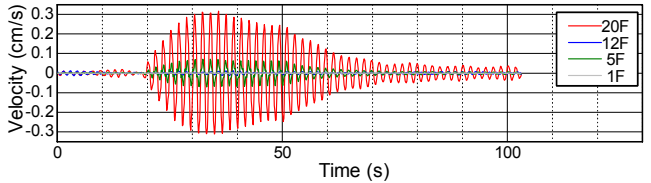


図-10 Y 方向人力加振の速度波形

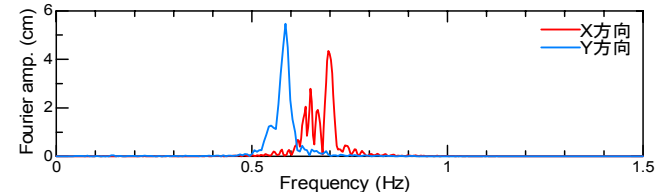


図-11 人力加振時の 20 階速度波形のスペクトル

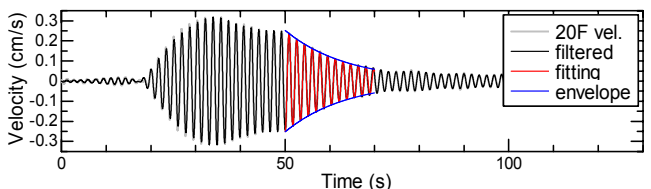


図-12 非線形フィッティングの結果

表-3 記録された実地震動

地震	年	月	日	M _{JMA}	震源深さ (km)	震央位置		最大加速度 (cm/s ²)			
						北緯	東経	1F		20F	
								X	Y	X	Y
Eq.1	11	9	10	4.8	53	36.4	140.7	2.8	3.3	5.2	4
Eq.2	11	9	11	4.3	73	35.6	140	4.7	5.3	6.7	5.7
Eq.3	11	9	15	6.3	51	36.3	141.5	5.1	4.7	18.5	12
Eq.4	11	9	16	4.4	4	37	140.6	0.8	0.7	1.5	2
Eq.5	11	9	29	5.4	9	37.1	140.9	1.3	1.2	3.6	2.8
Eq.6	11	10	1	4.5	24	35.5	141	1.4	1.9	2	2.6
Eq.7	11	10	10	5.6	47	37.5	141.5	2.5	2.3	3.8	2.9
Eq.8	11	11	3	4.9	62	35.9	140.1	8.8	9.5	23.7	17.3

覧を表-3 に示す。最大マグニチュードは 9 月 15 日の地震(Eq.3)の 6.3 で、震源は茨城県沖である。最大加速度を記録した Eq.8 のマグニチュードは 4.9 と小さいが、茨城県南部を震源としており震源距離が近い。

Eq.3 および Eq.8 の観測波形を図-13, 14 に示す。Eq.3 では、1 階で 5gal 程度であった最大加速度が建物内で増幅し、最上階の X (長辺) 方向においては 18.5gal となっている。1 階の加速度は、収録開始から 100 秒間程度でほぼ収束しているが、上層階の加速度はそれ以後も比較的大きな振幅となっている。これは、関東地方の深部地盤構造によって生成されたやや長周期の地動成分が、基本モードに約 2 秒の固有周期を有する本建物を励振し続けているためと推定される。加速度波形を 2 回数値積分して求めた絶対変位は、最上階で 1cm 程度の変位となった。

Eq.8 は、Eq.3 と比較して継続時間が短く、40 秒間程度で 1 階の加速度が収束している。さらに、上層階の加速度の収束も早く、Eq.3 の際とは異なった応答性状を示した。これは、Eq.8 の入力地震動が短周期成分を主とするものであり、比較的長周期の本建物を励振していないことが原因と思われる。なお、最上階で絶対変位は 0.4cm 程度の振幅であり、最大加速度が小さな Eq.3 の際の最大変位と比べて半分以下となっている。

Eq.3 における 5 階 Y 方向粘性制震壁の変位波形を図-15 に示す。内構板の最大変位は 0.3mm 程度であるのに対して、外構板の変位は内構板と比べて有意に小さい。また、拡大図に示した外構板、内鋼板の波形を仔細に観察すると、両者の間には時間軸においてずれが見られ、内構板の変位が極大となるときに外鋼板の変位がほぼゼロとなる傾向にある。これは、両者の間に約 90 度の位相差があることを表しており、ここから粘性制震壁が速度に依存した粘性減衰力を発揮しているといえる。

(4) 台風時測定

2011 年 9 月 21 日に台風 15 号が関東地方を直撃した際の粘性制震壁変位を図-16 に示す。なお、対象建物に最も近いアメダス観測点である船橋（薬円台）での最大瞬間風速は 35.4m/s、最大の 10 分間平均風速は 20.9m/s で、いずれも 19:30 前後の時間帯であった。

粘性制震壁の最大変位は正側（北側）に 0.6mm 程度であった。この変位量の中に含まれる準静的な成分には、振動を減衰させる効果は期待できない。図-17 に内鋼板の変位の Fourier スペクトルを示す。図より、振動数の低い領域において、波形のパワーが大きいことが分かる。0.5~0.6Hz に見られるピークは、建物の 1 次振動モードであり、これよりも低振動数域は準静的な成分が主であると考えられる。そこで、スペクトルに落ち込みが見られる 0.4Hz を境に、低振動数側と高振動数側に分離して波形を示したものが、図-18 である。波形の全体の傾向は、準静的な成分が支配的であることが分かる。建物の振動による変形量は、ここに示す結果では 0.12mm 程度であり、全記録でも 0.15mm を超えることはなかった。

5. 常時微動における振動特性の評価

スペクトル解析の手法¹⁾により、系の基本的な振動性状を周波数領域において確認する。入出力のフーリエ変換により周波数応答関数を推定した結果を、図-19~図-21 に示す。図中、上は絶対値(応答倍率)、中央は入力に対する出力の位相差を表し、下段はコヒーレンスの値である。建物 1 階の記録を入力、5 階、12 階、20 階

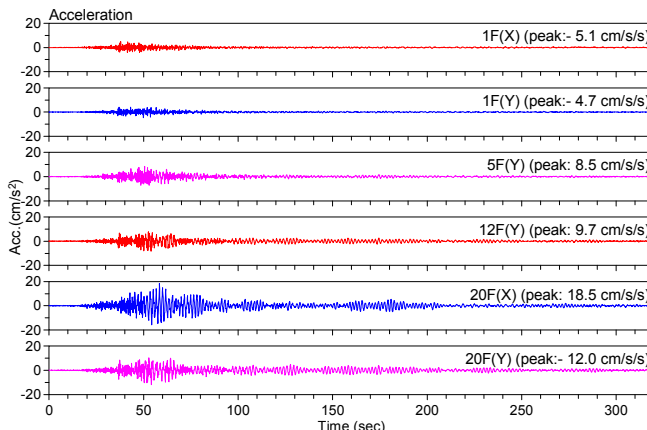


図-13 Eq.3 の加速度時刻歴波形

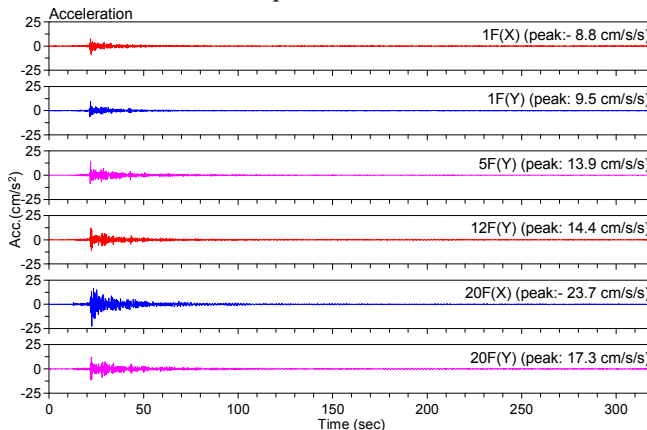


図-14 Eq.8 の加速度時刻歴波形

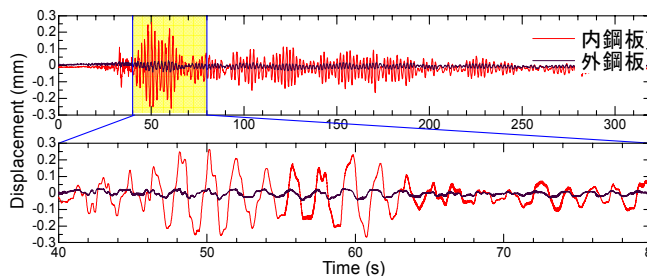


図-15 粘性制震壁の変位時刻歴

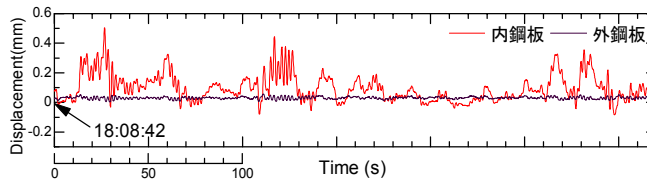


図-16 台風時粘性制震壁の変位時刻歴

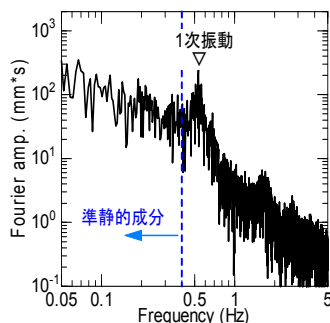


図-17 内鋼板のスペクトル

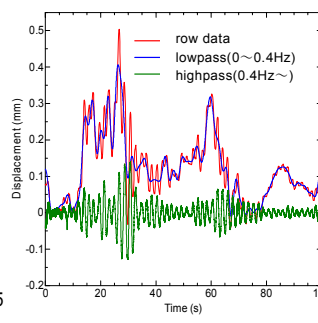


図-18 フィルタ処理後の変位

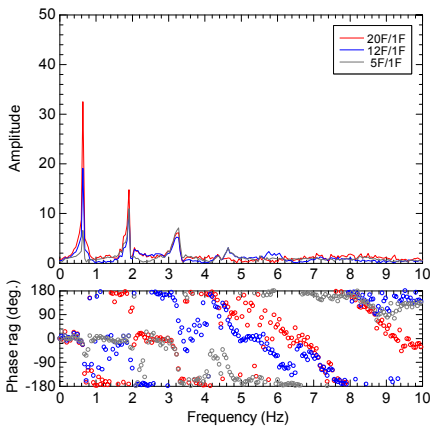


図-19 X方向並進モードの周波数応答関数

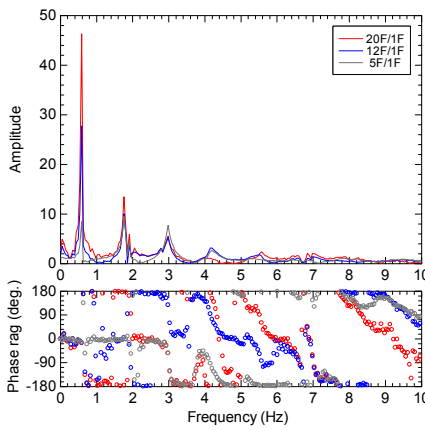


図-20 Y方向並進モードの周波数応答関数

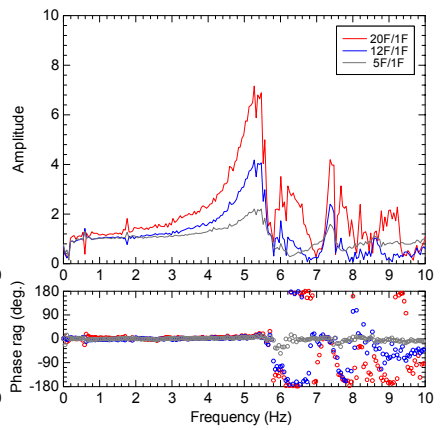


図-21 Z方向並進モードの周波数応答関数

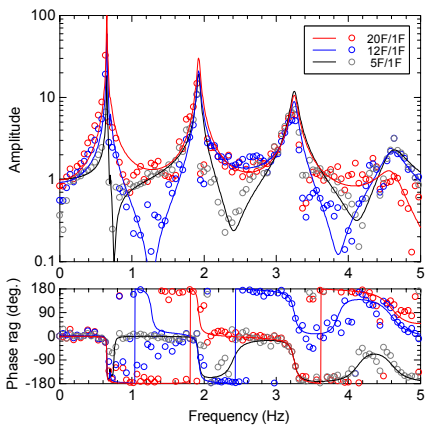


図-22 X方向システム同定結果

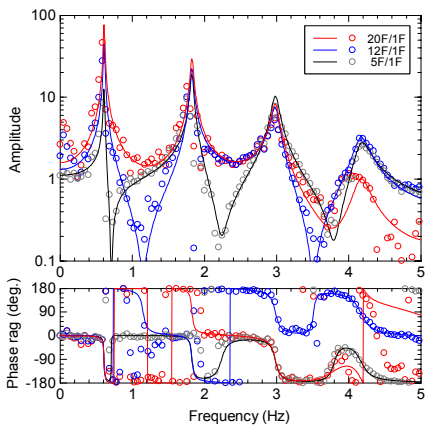


図-23 Y方向システム同定結果

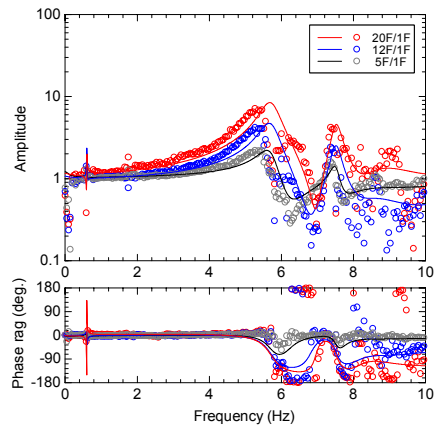


図-24 Z方向システム同定結果

の記録を出力として扱った。また、部分空間法によって得られた数理モデルより計算した、伝達関数の値（絶対値、位相差）を図-22～24に示す。なお、図中の○シンボルは、周波数応答関数の推定値である。ここでは、1階の記録を入力、5階、12階、20階の記録を出力とする「1入力・3出力」モデルを、次数を12として同定した結果を示している。

水平方向振動モードを対象とした図-22, 23では、絶対値、位相差ともに、同定されたモデルより計算した伝達関数が、スペクトル解析によって算出した周波数応答関数とよく一致している。これから、同定結果の妥当性を確認することができる。基本振動である0.6Hz程度の部分を観察すると、同定モデルより計算した伝達関数では、スペクトル解析の結果では過小評価した急峻なピークが捉えられている。このことから、同定モデルによる固有振動数の評価結果は、少なくともスペクトル解析の振動数刻み(約0.05Hz)以上の解像度であり、小数点以下2桁程度の精度を有しているものと考えられる。また、スペクトル解析とシステム同定の結果の対応関係から、X, Y水平振動モードについては、それぞれ低次より3個のモードが合理的に評価されているものと判断される。

表-4 振動特性の評価結果

(a) 水平X方向並進モード

	固有振動数(Hz)	固有周期(s)	減衰定数(%)
1次	0.65	1.53	0.58
2次	1.94	0.52	1.23
3次	3.23	0.31	1.46

(b) 水平Y方向並進モード

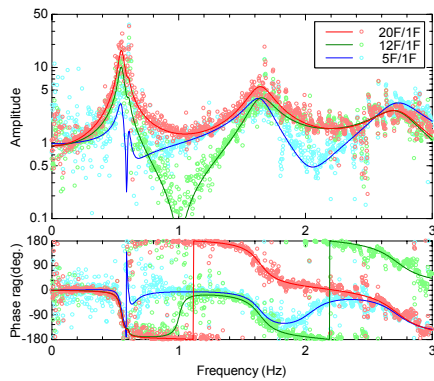
	固有振動数(Hz)	固有周期(s)	減衰定数(%)
1次	0.6	1.66	0.91
2次	1.81	0.55	1.39
3次	2.94	0.34	1.79

(c) 鉛直Z方向並進モード

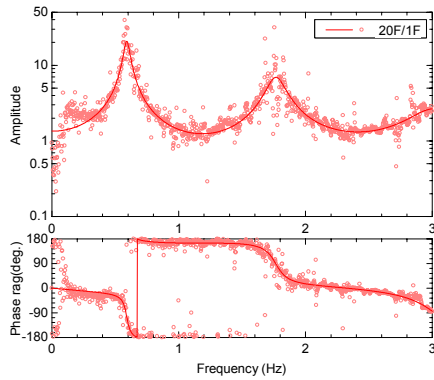
	固有振動数(Hz)	固有周期(s)	減衰定数(%)
1次	5.67	0.18	5.13

一方、鉛直方向振動モードを対象とした図-24では、全体の概形は似ているものの、5～6Hzのピーク形状が、同定された結果とスペクトル解析の結果でやや異なっている。これは、部分空間法による同定結果は基部（1階）を固定とした振動系を評価しているのに対し、現象はもっと複雑な振動系を構成している可能性が示唆される。

以上のように同定された数理モデル（状態空間モデル）より、固有振動数(周期)および減衰定数を計算した

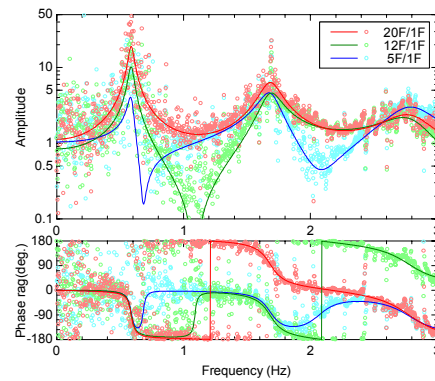


(a) Y 方向

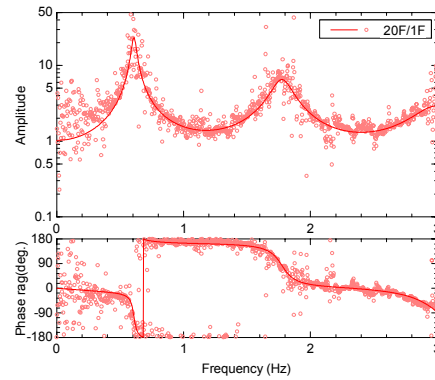


(b) X 方向

図-25 システム同定結果 (Eq.3)



(a) Y 方向



(b) X 方向

図-26 システム同定結果 (Eq.8)

結果を、表-4 に示す。

固有周期の同定結果は、建物概要に示した設計時の固有値解析の結果よりも 2~3 割短い。ここでは、積載荷重が設計値よりも小さいことや、微小振幅領域であるために 2 次部材が建物剛性へ寄与していることの影響が表れていると考えられる。

減衰定数の同定結果は、水平並進モードにおいて 1 次モードで大きくとも 1% 程度と評価された。これは、建物概要に示した、粘性制震壁が効果を発揮する地震時の値(4~5%程度)よりもかなり小さな値である。また、鉄骨造建物の構造減衰定数として慣用され、対象建物の耐震設計で用いられている値 2%と比較しても、小さな値である。常時微動レベルの微小な振幅域では、構造減衰の主たる要因である 2 次部材の摩擦が小さいこと、さらに、粘性制震壁が効果を発揮するだけの有効な変形が生じていないことが、このような小さな減衰定数が評価された原因であると思われる。

6. 実地震動における振動特性の評価

前節同様、実地震動 (Eq.3, Eq.8) について、部分空間法を用いたシステム同定^{2),3)}の結果を図-25, 26 に示す。また、評価された固有振動数および減衰定数の値を表-5 に示す。

表-5 地震時の振動特性の評価結果

	(a) X 方向					
	固有振動数(Hz)		固有周期(s)		減衰定数(%)	
	Eq.3	Eq.8	Eq.3	Eq.8	Eq.3	Eq.8
1次	0.59	0.61	1.69	1.64	4.12	3.18
2次	1.76	1.78	0.57	0.56	4.46	4.56
3次	3	3.01	0.33	0.33	4.8	5.84

	(b) Y 方向					
	固有振動数(Hz)		固有周期(s)		減衰定数(%)	
	Eq.3	Eq.8	Eq.3	Eq.8	Eq.3	Eq.8
1次	0.55	0.59	1.83	1.7	3.98	3.84
2次	1.64	1.68	0.61	0.59	5.97	4.85
3次	2.73	2.79	0.37	0.36	6.73	7.13

地震時の固有振動数の値は、常時微動時の値より有意に小さく、応答振幅に対する依存性が見られる。これは主に、常時微動時に比べて、2 次部材等の建物剛性への寄与が小さくなっているためと思われる。また、減衰定数については、両振動方向の最低次(1 次)振動モードで 3~4%程度の値となっている。ここでの値は、建物概要に示した設計モデルの応答解析結果より求めた減衰定数(X 方向 4.4%, Y 方向 5.2%)よりやや小さい程度の値であり、鉄骨造建物についての慣用値 2%と比べて有意に大きい。入力地震動は 10cm/s² に満たない小地震時であったが、粘性制震壁は効果を発揮し、減衰性能を建物に付与していることが推定される。

表-6 固有振動数の比較

立体モード		設計周期(s)	常時微動測定		Eq.3観測波	
次数	名称	(LL半載)	周期(s)	実測/設計	周期(s)	実測/設計
1	Y並進①	2.12	1.66	0.78	1.83	0.86
2	X並進①	1.94	1.53	0.79	1.69	0.87
3	RZ ¹ ①	1.81	1.44	0.8	— ^{*2}	— ^{*2}
4	Y並進②	0.74	0.55	0.74	0.61	0.82
5	RZ②	0.69	0.52	0.75	— ^{*2}	— ^{*2}
6	X並進②	0.67	0.52	0.78	0.57	0.85
7	RZ③	0.48	0.36	0.75	— ^{*2}	— ^{*2}
8	Y並進③	0.46	0.34	0.74	0.37	0.8
9	X並進③	0.41	0.31	0.76	0.33	0.8

*1 RZはZ軸まわりの回転モード。

*2 実地震観測ではねじれモードが評価できない観測システムであった。

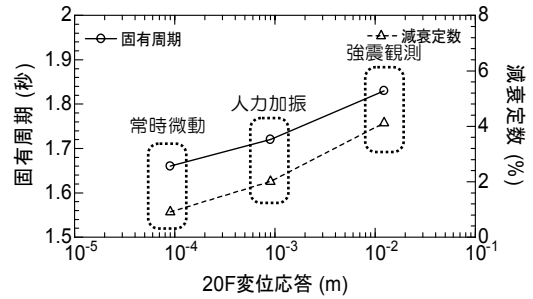


図-27 固有振動数と減衰定数の振幅依存性

7. 振動特性の振幅依存性

常時微動測定および実地震観測(Eq.3)で得られた波形より評価した固有周期の値を、表-6に示す。ここで、結果は固有周期の長い順に並び替えて示した。表中には、LL半載とした設計モデルより計算される固有周期の値を同時に示している。設計周期に比べ、実測データから評価した固有周期は短めの値となっている。常時微動、人力加振、実地震観測(Eq.3)の記録より算出したY方向の固有周期と減衰定数について、当該測定時の20階の最大変位応答値との関係を図-27に示す。図に示されるような固有周期が応答振幅の増大とともに伸長する傾向は、建物剛性への2次部材等の寄与が小さくなる現象と考えられる。

8. まとめ

粘性制震壁が取り付けられた高層鉄骨造建物において行なった一連の振動測定の結果に基づき、建物の基本的な振動性状の把握と、建物内に設置された粘性制震壁の効果を検証することを目的として行なった分析結果について述べた。分析対象としたデータは、常時微動測定、人力加振実験、実地震観測、台風時の揺れである。

それぞれの測定で得られた知見を以下にまとめる。

- ① 常時微動測定のデータより、供用時の微小な振幅域での立体振動性状を捉えた。常時微動時の固有周期は、建物剛性への二次部材の寄与などがあり、設計値よりも2~3割短かった。減衰定数は1%以下のごく小さな値であり、微小振幅時には粘性制震壁の減衰効果は見られなかった。
- ② 人力加振実験では、常時微動時と比較して約10倍の振幅で建物を励振し、建物短辺方向の実験で得られた自由振動波形から、固有周期および減衰定数を算出した。常時微動時と比較して、固有周期はやや長くなり、減衰定数はやや大きな2%程

度の値であった。

- ③ 2ヶ月間計測機器を建物内に存置して実地震観測を実施し、計8個の地震記録を得た。9月15日に発生した茨城県沖の地震時では、入力地震動が5cm/s²程度と小さいものであったが、最上階の変位振幅は常時微動時の100倍以上に至った。この地震時の減衰定数は約4%と算出され、これは鉄骨造建物についての慣用値(2%)や日本建築学会の示す標準値(1%~1.5%)より有意に大きく、粘性制震壁による付加減衰効果が表れているものと推定された。
- ④ 風速30m/s以上の暴風となった、台風15号が上陸した際の粘性制震壁の変位記録を得た。層間の最大変形は約0.6mmであり、建物全体では常時微動時の100倍程度の変位が生じていたと推測される。波形に見られる大きなトレンドは準静的な成分であり、振動減衰に寄与すると考えられる建物の振動周期帯の成分を分離すると、層間の最大変形は0.15mm以下であった。

参考文献

- 1) 片山 徹：システム同定—部分空間法からのアプローチ，朝倉書店，2004.2
- 2) 吉元 怜毅，三田 彰：多入力多出力モデルに基づく建築構造パラメタのオンライン同定，日本建築学会構造系論文集，No.574，pp.39-44，2003
- 3) 日本建築学会：建築物の減衰，pp.203-205，2000