

建築構造物の応答制御設計法に関する研究

— その2 制震構造物の地震時挙動とその検討 —

STUDIES ON RESPONSE CONTROL TECHNOLOGIES FOR BUILDING STRUCTURES

— Part 2 Behavior and Analysis of the Model Structure

with Viscous Damping Walls during Earthquakes —

有馬文昭*・宮崎光生**・小森清司***・高橋和雄****

By Fumiaki ARIMA, Mitsuo MIYAZAKI, Kiyoshi KOMORI and Kazuo TAKAHASHI

This paper is concerned with a new aseismic design method for building structures named "Structural Response Control Design using Viscous Damping Walls (in brief VD-Wall)". The VD-Wall's design formulas obtained from a series of tests using high viscous fluid materials and the practical structure with VD-Walls has experienced some earthquakes. The response analyses for the practical structure, using inelastic time-history dynamic analysis, are executed and the results show good agreements with the observations.

Some remarks were derived from these results as follows ;

- 1) This energy dissipator "VD-Wall" can provide sufficient damping to structure and reduce the dynamic response of it.
- 2) The analytical method, presented on this paper, is a simple and sufficiently effective measure to estimate the dynamic response of the structure with VD-Walls.

This technology is considered to be practical.

1. はじめに

メキシコ地震の中高層ビルの悲惨な災害¹⁾は、地盤条件によっては予測しえない地震応答が生じ、大被害をもたらす可能性があることを教訓として残した。これらの不確定性を伴う地震動に対して建物の安全を確保するには、何らかの方法によって建物の非共振を導くか、あるいは地震応答を制御・抑制する技術が不可欠と考えられる。この『構造物の応答制御』に関する技術として、『制震壁』を用いた『制震構法』技術の実用化に取り組んでいる。

粘(弾)性物質を利用した減衰装置の減衰特性は、速度勾配にほぼ比例する安定した楕円形の履歴ループを呈し^{2), 3)}、構造物の振動制御に有効^{4), 5)}である。しかし、現実の粘(弾)性物質による減衰特性は、一般的

* 工修 住友建設(株)建築部建築開発課 〒160 東京都新宿区荒木町13-4

(長崎大学大学院学生 海洋生産科学研究科)

** 住友建設(株)建築部建築開発課 〒160 東京都新宿区荒木町13-4

*** 工博 長崎大学教授 〒852 長崎市文教町1-14 長崎大学工学部構造工学科

**** 工博 長崎大学助教授 〒852 長崎市文教町1-14 長崎大学工学部土木工学科

に温度依存性と振動数依存性を有する^{6),7),8)}ので、これらの特性を堅実に設計解析に反映させることが重要である。

本来、建物の耐震安全性は、地震等の体験を重ねることによって明らかになっていくのであろうし、現に幾度かの基準の設定・改定も大地震の洗礼を受けて実施されてきた。本研究の目的もここにある。本研究では、これまでの研究^{9),10)}で、基本的性能が明らかにされた粘性減衰装置『制震壁』を用いた制震モデル構造物を構築して、その地震応答観測記録をもとに応答解析との比較を行い、解析法の妥当性および本構法の応答抑制効果を検証したものである。制震壁の解析上の取り扱いでは、Kelvin-Voigtモデルを想定し、その減衰特性の速度に対する非線形性は小さいものとして等価な剛性比例型減衰

(すなわち、内部粘性減衰定数)として取り扱う場合と、この非線形性を考慮する2つの手法によって検討を行った。一方、剛性特性は減衰特性を有しない滑らかなTri-Linearな正負逆行型のばねとしてその非線形性を評価した。他方、これら2つの特性の振動数依存性は、構造物の持つ選択的共振特性を考慮して、振動系の1次固有振動数に対応する各特性値を採用することによって解析に反映させた。

解析は、構造物に制震壁が付与しない場合(以後;フレーム構造と呼ぶ)と、付与する場合(以後、制震構造と呼ぶ)の、それぞれの観測値との比較検討において行ったものである。

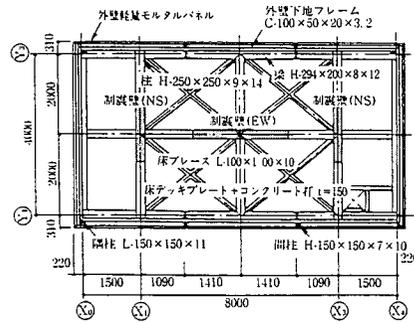


図-2 建屋平面図

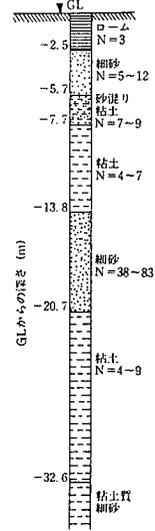


図-1 地盤柱状図

2. 地震観測概要

2-1 地震観測建屋概要

本地震観測建屋は、鉄骨ラーメン構造4階建の実験用建物で、その設置場所は茨城県つくば市(旧大穂町)立原1の建設省建築研究所の構内である。

建設地の地盤は、図-1に示すように、GL-2.5mまでは軟弱なローム層であり、GL-5m付近にN値10程度の細砂層(層厚約1m)がある。その下は、軟弱な粘土層が続くが、GL-14~20mに固く締まった細砂層がある。図-2~図-3

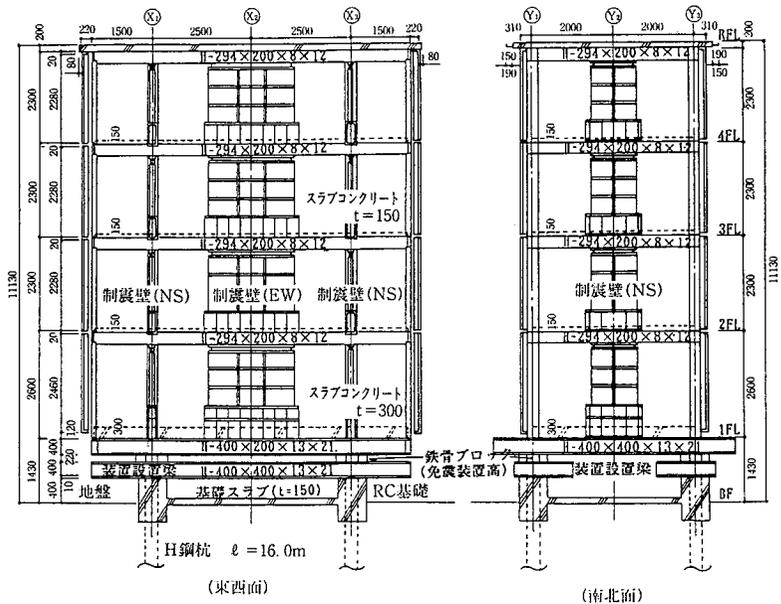


図-3 建屋断面図

に、それぞれ本建屋の基準階の平面図および断面図を示した。基礎形式は、前述のGL-14~20mの固く締まった細砂層を支持層とする鋼杭基礎(H-300×300:GL-16mまで打込み)であり、基礎梁は鉄筋コンクリートである。本建屋は、フレーム構造および制震壁による制震構造、ならびに免震装置の装着による免震構造の3構造となり得る可変構造形式であり、この時点では、免震装置に代り鉄骨ブロックにて、上部構造と基礎構造は結合されている。また、フレーム構造は、制震壁の固定を解除することによって形成されるものである。各階床はコンクリートスラブで、外壁は軽量モルタルパネル張りである。制震壁は、東西方向に1体、南北方向に2体、それぞれ建物の中央および対称な主架構内に各階同一位置に設置した。

図-4に、東西方向に設置した制震壁の形状・寸法を、また、その仕様を表-1に示した。南北方向に設置した制震壁は、1体当たりの有効せん断面積が、東西方向の約1/2のものである。なお、東西方向に使用した制震壁は、文献11のNo.5試験体に、南北方向はNo.6試験体に対応する。

2-2 地震観測システム

地震の観測点を図-5に示した。観測は加速度30成分、変位4成分、および風向・風速2成分の計36成分の観測信号を、10秒間の遅延回路を介してデジタル集録する方式であり、内部に時刻補正ユニット付時計を

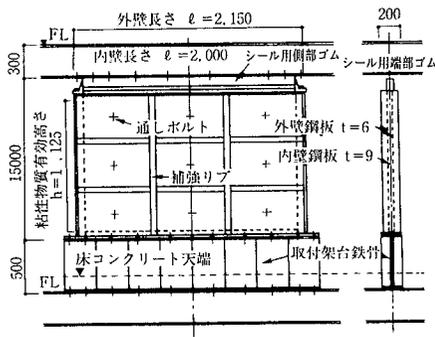


図-4 制震壁の形状・寸法(東西方向)

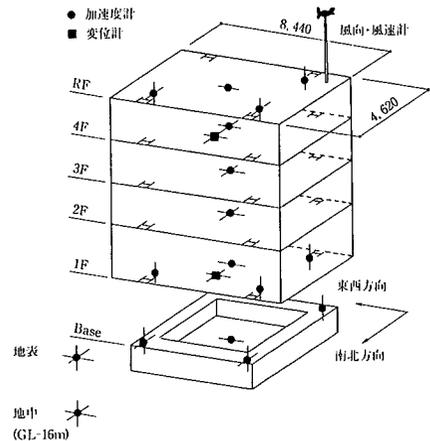


図-5 観測点概要

表-1 制震壁の仕様

方向	東西	南北
粘性物質の粘度 [poise] (30°C)	97,000	97,000
内壁鋼板厚 [cm]	0.9	0.9
外壁鋼板厚 [cm]	0.6	0.6
鋼板隙間間隔 [cm]	1.0	1.0
有効せん断面積 [cm ²]	23,750 × 2 (両面) × 1 (1体)	11,250 × 2 (両面) × 2 (2体)
取付ボルト	F10T-M20 20本	F10T-M20 12本× 2

表-2 観測装置の仕様

装置	仕様
加速度計	せん断構造圧電式加速度型, 0.05~2000gal, 0.05~100Hz
変位計	インダクタンス型, ±30mm
風向・風速計	風高: 交流シンクロ式, 0~540° 風速: 光電式, 0~60m/s
制御部	起動停止制御 : 起動加速度以下になって30秒後 サンプリング周期: 100Hz AD変換 : 12ビット 遅延時間 : 10秒 振動数範囲 : 0.02~30Hz
収録部	記録方式 : 1600bp, rE テープ : 1200feet MT 記録時間 : 約30分起動分

組み込んだ自動観測となっている。

この観測では、地中(G L-16m)の加速度計(東西、南北、上下方向のいずれか)が1gal以上の加速度を感じたとき自動観測記録を行う。また、風速の設定(設定値可変)によっても、自動観測記録が可能である。

その他に、各階制震壁の粘性物質と1階および4階の建屋室内の温度を測定する。この記録は打点式温度記録計により3時間毎に行う。観測装置の主な仕様を表-2に示した。

2-3 地震観測記録

本地震観測は、昭和62年11月に開始され、同63年1月末までは、観測建屋を「制震構造」として観測を行い、その後同63年3月末までの2ヶ月間は制震壁の固定を解除し、「フレーム構造」として観測を行った。その間、「制震構造」として4波、「フレーム構造」として2波の主な地震波が記録された。なお、昭和63年4月以降は再び「制震構造」として地震観測を継続している。表-3

表-3 観測地震波情報

構造形式		制震構造				フレーム構造	
名称記号		SMV-1	SMV-2	SMV-3	SMV-4	SMF-1	SMF-2
発生日時		S62.12.17 11:08	S63.1.26 5:20	S63.1.26 15:59	S63.1.30 6:19	S63.2.21 10:55	S63.3.18 5:34
震源		千葉東方沖 N 35°21' E140°29'	福島県沖 N 37°17' E141°41'	福島県沖 N 36°31' E140°40'	鹿島灘 N 36°42' E140°48'	茨城県西部 N 36°00' E140°07'	東京都東部 N 35°40' E139°39'
規模		M6.7	M5.6	M4.5	M4.9	M4.1	M6.0
深さ(km)		58	48	86	60	71	99
震央距離(km)		90	193	69	91	13	64
最大加速度 (gal)	東西方向	84.5	6.1	6.1	9.9	10.3	25.4
	南北方向	90.9	6.9	8.4	11.8	14.0	29.9

は、昭和63年3月末までに記録された6波の地震波についての情報を整理したものである。表中の名称記号は、「制震構造」を略号SMVで、「フレーム構造」を略号SMFで表わしており、略号の後の数字は地震発生順序である。

3. 解析手法

表-4 解析モデルと要素の諸元

3-1 連成振動系のモデル化

表-4に本解析における解析モデルと各要素の諸元を示した。高次の振動性状をより精度よく評価するために上部構造は曲げせん断型フレームモデルとした。基本的な解析上の条件を以下に示す。

平面フレーム解析モデル		番号	質量 m (ts ² /cm)	方向	フレーム構造		制震構造		地盤ばね Kh (t/cm)	
RF	ms				梁要素の断面性能 A (cm ²)	せん断ばね K (t/cm)	付加剛性 Kw (t/cm)	付加減衰 hw (%)		
4F	m4	5	0.00489×4	東西 南北	195.4 144.8	30510 22600	4	23.8 17.1	28.4 27.5	23.8 29.2
3F	m3	4	0.00541×4	東西 南北	601.4 415.5	183150 126540	3	31.3 19.1	28.4 27.5	23.8 29.2
2F	m2	3	0.00545×4	東西 南北	1.7×10 ⁴ 1.7×10 ⁴	6.3×10 ⁹ 6.3×10 ⁹	2	36.1 20.1	28.4 27.5	20.8 29.0
1F	m1	2	0.00548×4	東西 南北	167.1 167.1	12100 6030	1	37.5 20.1	28.4 27.5	19.4 28.8
	m0	1	0.01380×4	東西 南北	200.0 200.0	30800 25000	B	550.0 475.0		
		0	0.00980×4	東西 南北	119.8 119.8	6750 20400				260 220

* 梁要素の性能は1フレーム内の値である。

1) 地盤の鉛直ばね(ロッキングばね)

杭のみの軸方向弾性ばね。

但し、杭長 $l = 13\text{m}$ と仮定。

2) 地盤の水平ばね(スウェイばね)

杭のせん断及び曲げ剛性+地盤の水平ばね

(杭は Pre-Boring 工法にて打設のため

周囲地盤の拘束を無視)

- 3) 柱・梁
復元力特性(Bi-Linear)
部材角 R=1/50で降伏
- 4) 減衰特性(歪エネルギー比例型減衰)
構造部材：h = 0.02
地 盤：h = 0.08(スウェイばね)
- 5) 地盤波入力位置・方向
基礎上：基礎スラブ上の加速度記録波形
方 向：〔東西〕及び〔南北〕
- 6) 解析法：直接積分法(Wilson θ法：θ = 1.4)

フレーム構造の解析にあっては各部材の減衰を各振動次数において一律2%の内部減衰定数として与えた。剛性は部材角R=1/50で降伏するBi-Linearなものを仮定した。

なお、モデル化のプロセスにあっては、上記平面フレームモデルと、別途立体フレームモデルにおいても、それぞれ固有値を求め、モデル化の妥当性を確認しながら作業を進めた。

3-2 制震壁のモデル化

制震壁が地震動等の外力の励起を受けた場合、制震壁内部に粘性物質による粘性抵抗力が発生し、構造物の動的応答を減衰ならしめる。この粘性抵抗力(Qw)をその物理的発生機構から捉えると、いわゆるニュートンの粘性法則による粘性抵抗力(これを「減衰力(Qd)」と呼ぶ)と、粘性物質の圧縮性に伴う剛性(これを「復元力(Qk)」と呼ぶ)の和によって評価される^{9),10)}。これらの特性は、それぞれ速度勾配(dv/dy)及び相対変位(x)に対する非線形性および振動数依存性を有している。

$$\begin{aligned} \text{〔粘性抵抗力〕} &= \text{〔減衰力〕} + \text{〔復元力〕} \\ Q_w &= Q_d + Q_k \end{aligned} \quad (1)$$

この特性を動的解析に考慮する場合、振動方程式は(2)式ようになる。

〔振動方程式〕

$$\text{〔慣性項〕} + \text{〔減衰項〕} + \text{〔復元項〕} = \text{〔外力〕}$$

$$M \ddot{x} + \{C \dot{x} + C_w \dot{x}^\alpha\} + \{Kx + k_w x^\beta\} = -M \ddot{x}_g \quad (2)$$

ここに、M：質量マトリックス、 \ddot{x} , \dot{x} , x：加速度，速度，変位ベクトル、C：架構の減衰マトリックス、Cw：制震壁による減衰マトリックス、K：架構の剛性マトリックス、Kw=kwx^β：制震壁による剛性マトリックス、α：速度勾配の非線形乗数、kw：制震壁の初期剛性、β：相対変位の非線形乗数、 \ddot{x}_g ：外部加速度

制震壁は、Kelvin-Voigtモデルによるモデル化を想定したものである。

図-6および図-7は、本構造物用の制震壁の減衰、および剛性特性の非線形性を実験式に基づいて示したもので、減衰特性は温度の低下に伴い振動数依存性が顕著になる傾向がある。一方、剛性特性の場合、振動数依存性はそれほど顕著ではな

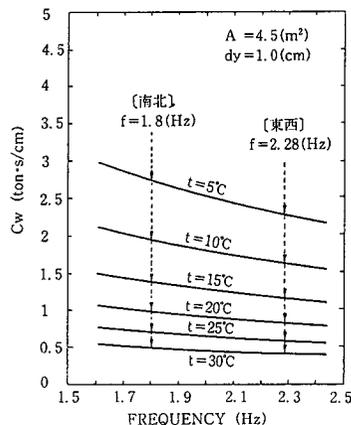


図-6 制震壁の減衰特性の非線形性

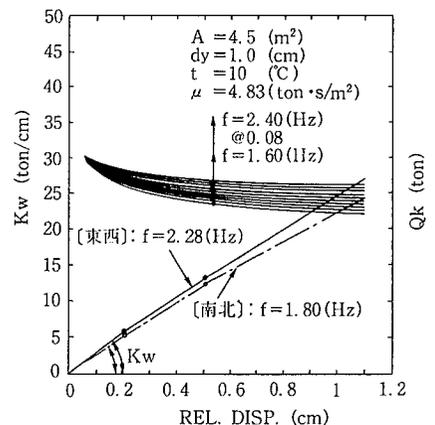


図-7 制震壁の剛性特性の非線形性

く、変位に対する非線形性は、ループの立ち上がりにおいて大きくなる。

そこで、減衰項および剛性項の振動数依存性は、構造物のもつ選択的共振特性を考慮して、上部構造物の1次固有振動数に対応する各特性値を採用することによって解析に反映させる。図中の破線で示した部分が本構造物の特性値を示す。

剛性特性の相対変位に対する非線形性は、図-7中に示した減衰性を有しない滑らかなTri-Linearの正負逆行型のばねとして解析に導入した。この結果、制震壁による付加剛性は、表-4に示した値となった。一方、減衰特性の評価において、速度勾配に対する非線形性乗数(α)の値は、比較的ニュートン流体($\alpha=1$)に近い特性を示しており、非線形性が小さいものとして、等価な内部粘性減衰として取り扱う場合と、この非線形性を考慮する2手法を用いた。後者の手法による解析は質量-せん断ばねモデル(串団子)によって行ったもので、表-4に各階のせん断ばね定数を示した。

なお、入力地震波は、表-3で示した記録地震波よりSMV-1(千葉県東方沖地震)およびSMF-2(東京都東部地震)の2波とする。

4. 解析結果と考察

4-1 固有振動数

3-1における連成振動系モデルの固有値解析によって求めた固有振動数と、各種実験および最上階における地震応答波形のスペクトル解析結果との比較を表-5(東西方向)、表-6(南北方向)に示した。なお、立体フレーム解析においては、構造的に左右対称としねじれモードの検出は除いたものである。

解析値と実験値は比較的よい一致をみるが、地震波と実験値では連成振動系への入力レベルが大きくなる

表-5 固有振動数の比較(東西)

と系の固有振動数が下がる傾向にある。このレベルによる連成振動系の動的特性の相違は、地盤の塑性化と制震壁の剛性低下によるものと考えられる。図-8~図-11は、SMV-1およびSMF-2における東西・南北方向の地震波の応答スペクトルを示したものである。地震波(SMV-1)での卓越成分は、2.05Hz(東西)、2.05, 1.42Hz(南北)であり、比較的構造物の固有振動数に近いものであった。一方、地震波(SMF-2)の卓越成分は、3.81Hz(東西)、1.66, 5.37Hz(南北)であり、短周期成分が卓越し、構造物の2次振動に影響を及ぼすものと思われる。

制震構造	階数	地震応答波形解析結果				各種実験結果		固有値解析結果	
		発生日				強制振動 実験結果	自由振動 実験結果	立体フル- 解析モデル	平面フル- 解析モデル
		1987 12/17	1988 1/26-1	1988 1/26-2	1988 1/30				
制震構造	1	2.49	2.98	2.98	2.98	2.48~2.74 7.38~7.46	2.73		2.83
	2							7.92	
	3							11.42	
	4							18.44	
フレーム構造		1988.2/21		1988.3/18					
	1	2.34		2.29		2.12~2.16 7.32~7.38	2.25	2.17	2.34
	2							7.29	7.34
	3					8.70~8.71	8.79	9.97	10.10
4							15.66	15.84	

表-6 固有振動数の比較(南北)

図-12~図-15は、最上階と1階における記録地震波のフーリエスペクトル比を示したもので、上部構造体の振動特性を把握することができる。図中の値は、表-5、表-6内の地震波応答記録波形の解析値より、幾分高振動数域に検出される傾向にある。

制震構造	階数	地震応答波形解析結果				各種実験結果		固有値解析結果	
		発生日				強制振動 実験結果	自由振動 実験結果	立体フル- 解析モデル	平面フル- 解析モデル
		1987 12/17	1988 1/26-1	1988 1/26-2	1988 1/30				
制震構造	1	2.34	2.73	2.73	2.54	2.41~2.55 7.01~7.54	2.64		2.39
	2							6.51	
	3							9.08	
	4							14.35	
フレーム構造		1988.2/21		1988.3/18					
	1	1.94		1.71		1.64~1.68 5.52~5.62	1.76	1.66	1.76
	2					7.70	5.66	5.66	5.61
	3					10.84	10.79	7.64	7.39
4							10.19	10.28	

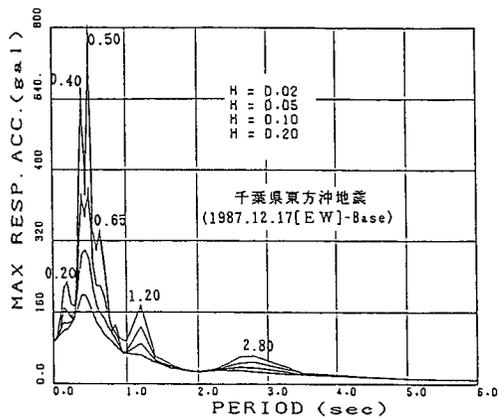


図-8 (a) 加速度応答スペクトル

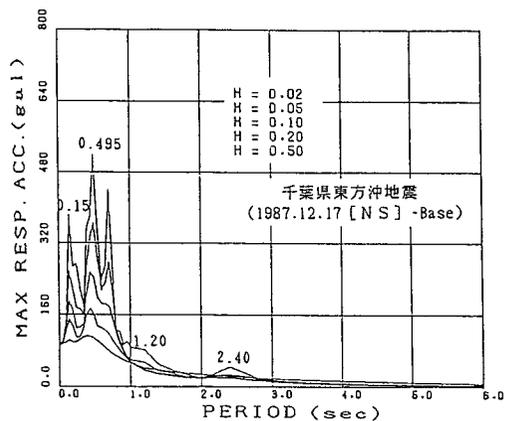


図-9 (a) 加速度応答スペクトル

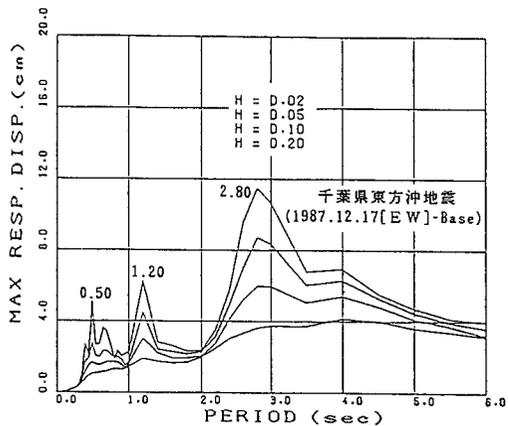


図-8 (b) 速度応答スペクトル

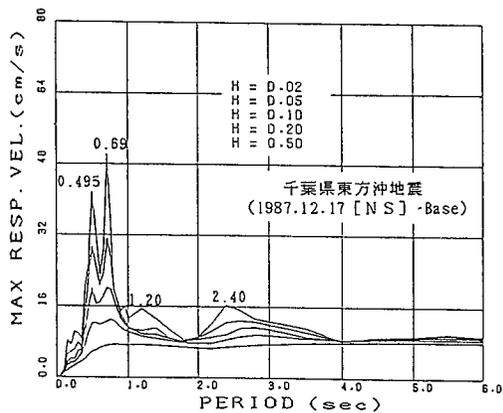


図-9 (b) 速度応答スペクトル

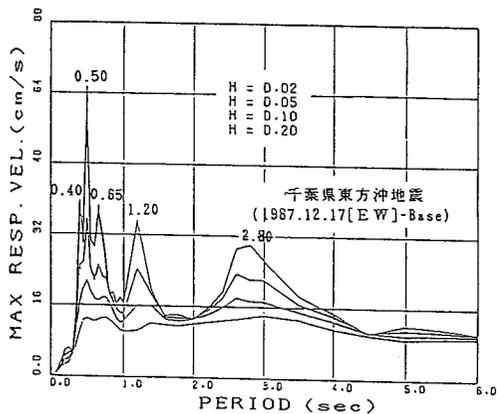


図-8 (c) 変位応答スペクトル

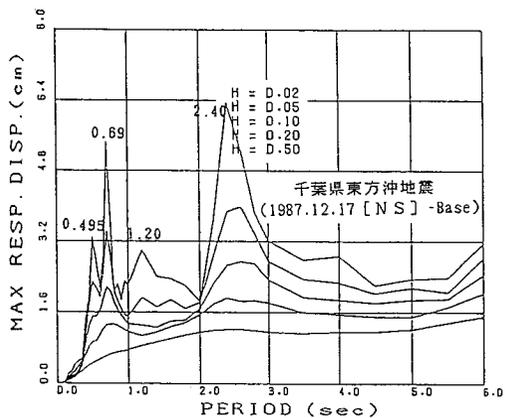


図-9 (c) 変位応答スペクトル

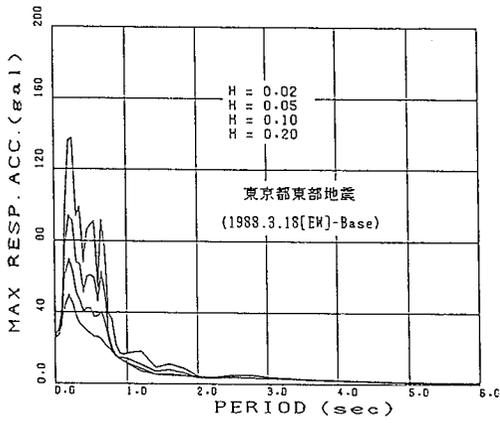


図-10 (a) 加速度応答スペクトル

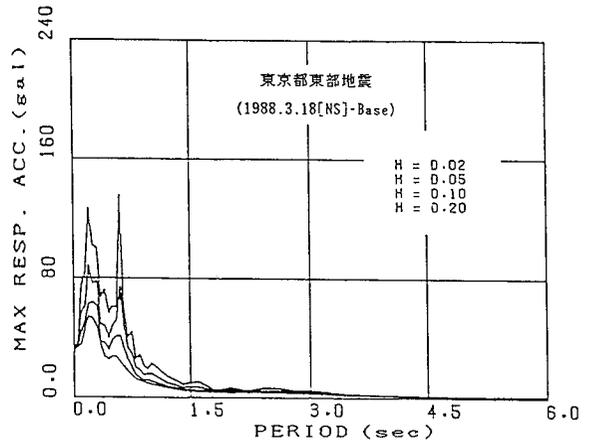


図-11 (a) 加速度応答スペクトル

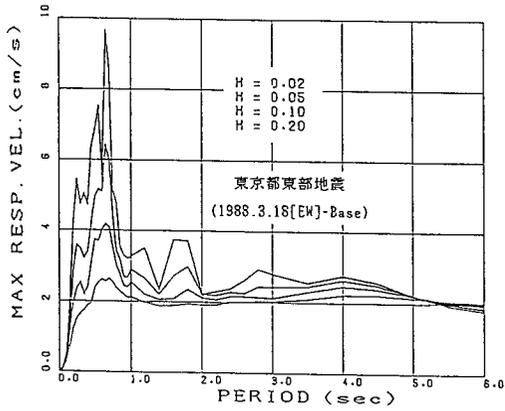


図-10 (b) 速度応答スペクトル

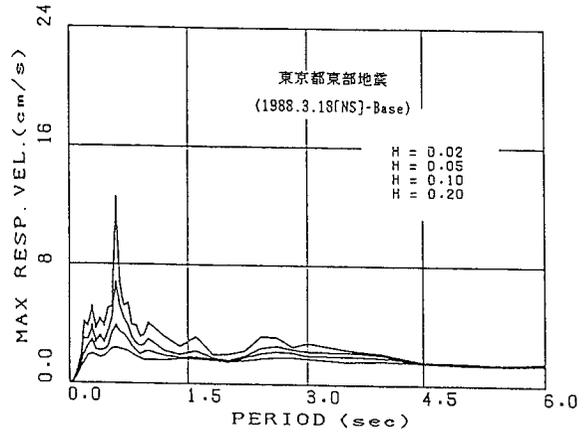


図-11 (b) 速度応答スペクトル

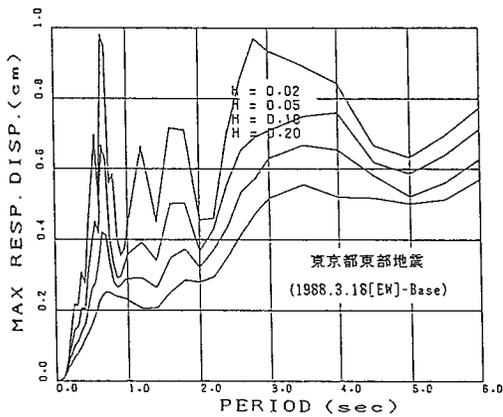


図-10 (c) 変位応答スペクトル

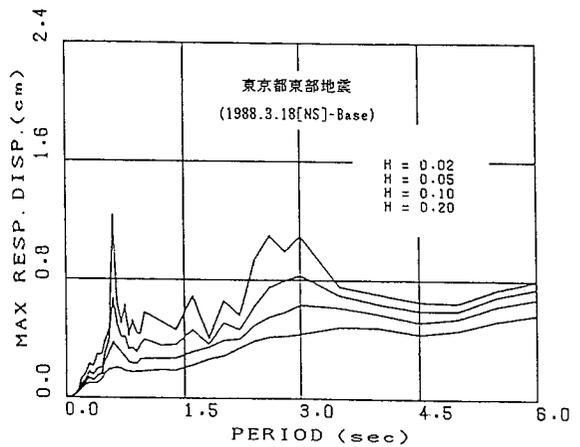


図-11 (c) 変位応答スペクトル

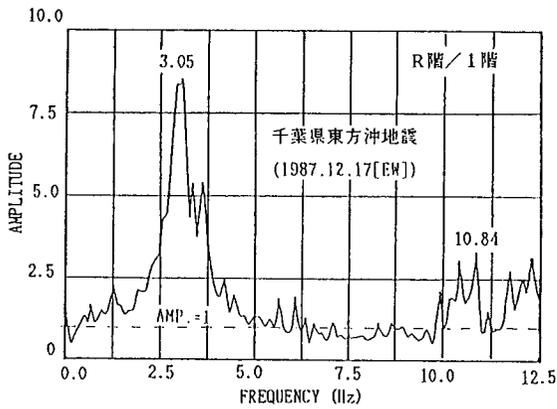


図-12 フーリエスペクトル比(東西・SMV-1)

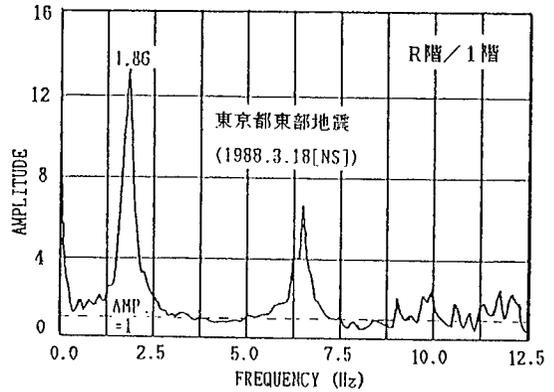


図-15 フーリエスペクトル比(南北・SMF-2)

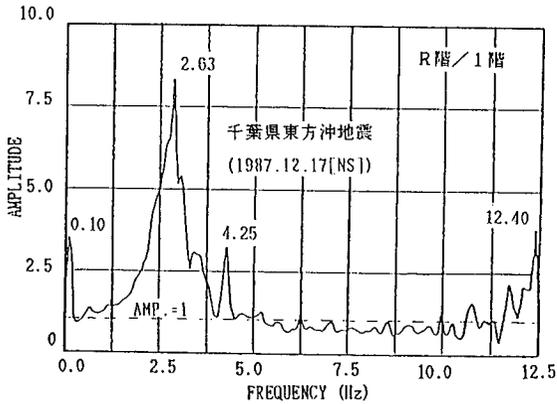


図-13 フーリエスペクトル比(南北・SMV-1)

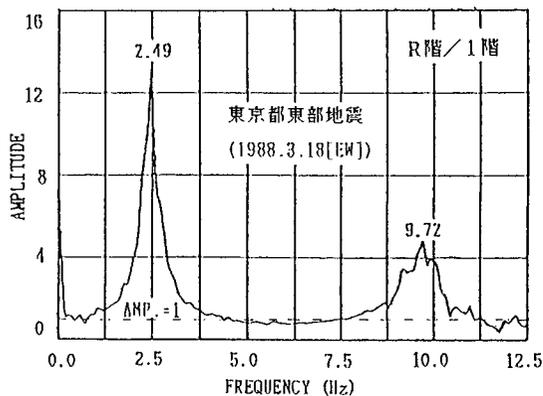


図-14 フーリエスペクトル比(東西・SMF-2)

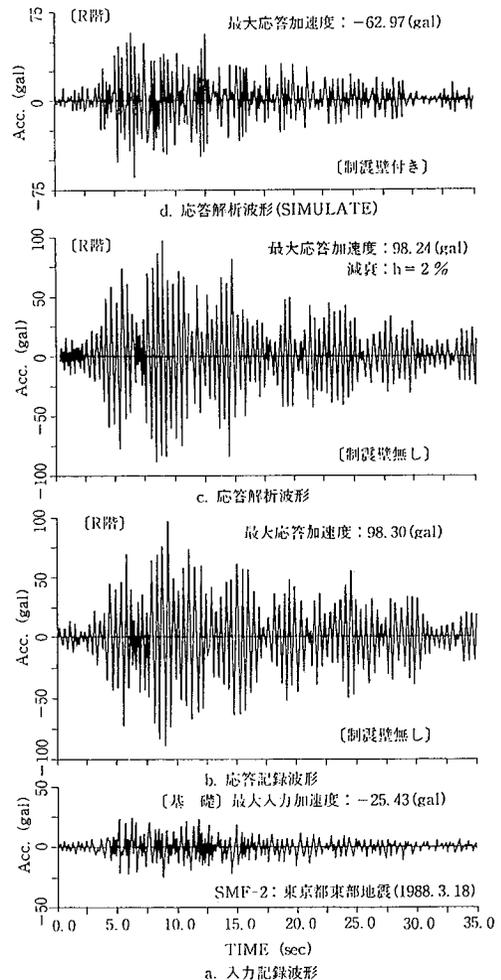


図-16 記録波形とシミュレーション解析(その1)
東京都東部地震 [東西]

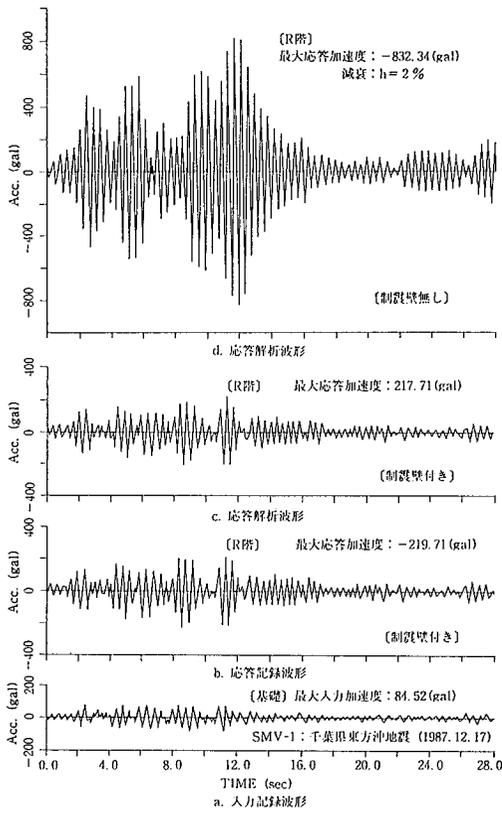


図-17 記録波形とシミュレーション解析(その2)
千葉県東方沖地震 [東西]

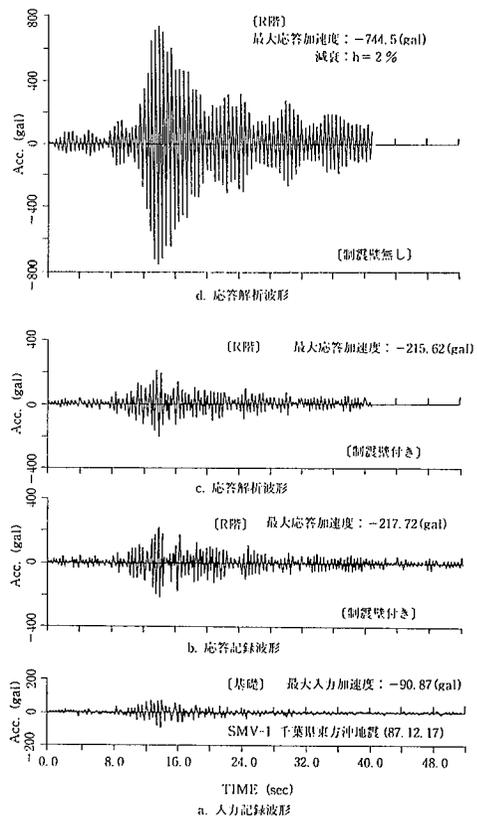


図-18 記録波形とシミュレーション解析(その3)
千葉県東方沖地震 [南北]

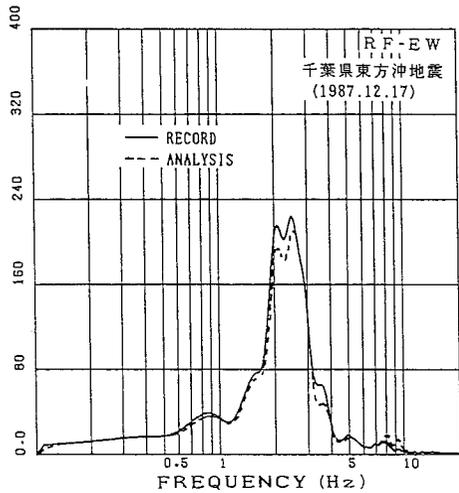


図-19 最上階の解析値・記録波の
フーリエスペクトル

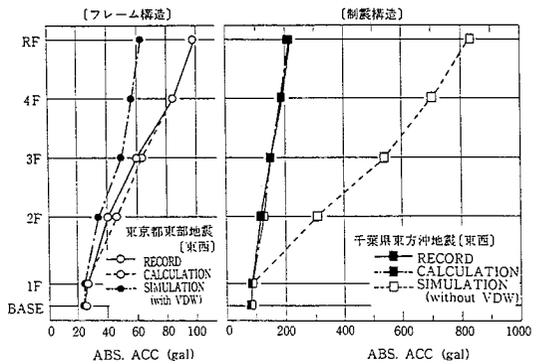


図-20 最大応答加速度値の比較

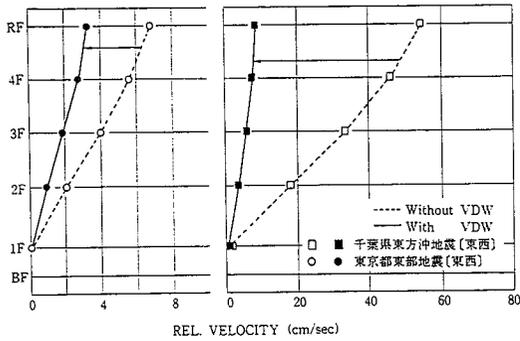


図-21 最大応答速度値の比較

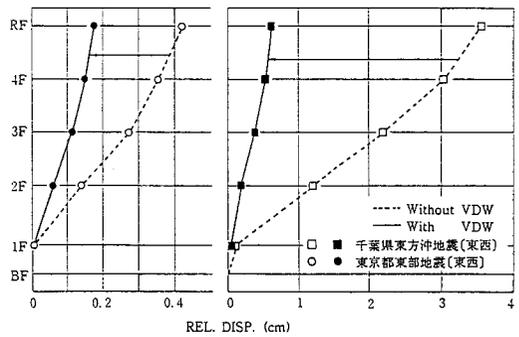


図-22 最大応答変位値の比較

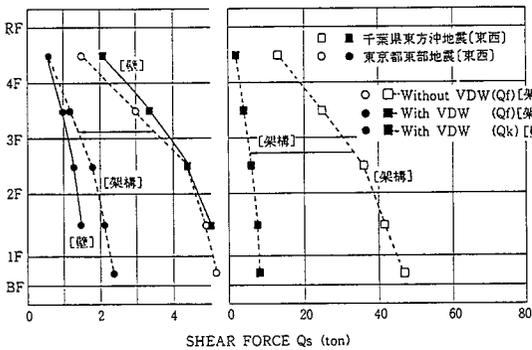


図-23 最大応答層せん断力の比較

表-7 内部粘性減衰定数の比較 (1次モード時)

構造形式	方向	強制振動 実験結果	応答解析 時の結果
フレーム	東西	2.1%	2.0%
制震	東西	8.0%	8.5%

4-2 地震応答解析

図-16～図-18にそれぞれSMF-2(東西方向)、SMV-1(東西, 南北方向)の基礎入力記録波形と最上階のフレーム構造および制震構造に対する記録波形、解析波形およびシミュレーション(異なる構造形式に対する応答解析)波形を比較して示した。図-19は、SMV-1(東西)に対する最上階の解析値、および記録波のフーリエスペクトルを検出したもので、解析結果は記録波と全周波数領域でほぼ一致していることが判る。図-20～図-22は、それぞれ観測値およびシミュレーションにおける加速度、速度および変位の最大応答値を比較したものである。また図-23は、層せん断力の最大値を制震壁および架構に分離して示したもので、制震構法が応答制御に有効であることが判る。この制震壁の減衰効果は、フレーム構造(非制震構造)の最大応答値と比較すると、

- 応答加速度：1/1.7, 1/4
- 応答速度：1/2, 1/7
- 応答変位：1/2.3, 1/6
- 応答せん断力：1/2.3, 1/5 (前：SMF-2, 後：SMV-1の解析結果)

となり、構造物の振動抑制と架構の負担せん断力の低減に有効であることが検証された。

このように、観測記録値と解析結果とは、概ねよい対応

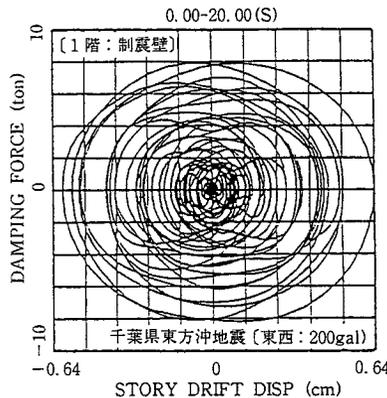


図-24 制震壁の減衰ループ

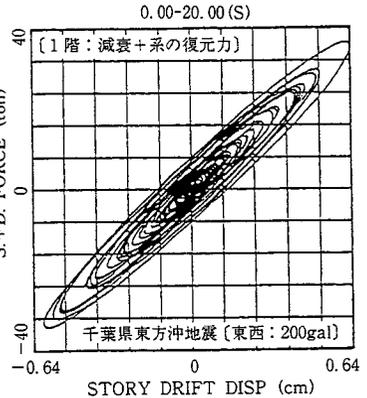


図-25 架構の復元力特性

を示しており、3-2における解析上の制震壁のモデル化によって、本構法建屋の応答性状を十分に評価できることが判明した。

制震壁による連成振動系への減衰効果を減衰定数として、実験値と比較したものが表-7である。解析による一次振動モード時の減衰定数とよい対応を示し、制震壁の減衰性能の評価が妥当であったものと思われる。一方、本解析による制震壁の減衰ループと、振動系全体(1階)としての復元力特性の様子を図-24および図-25に示した。ループは楕円形で、滑らかな減衰の様子が観察される。また、図-26は制震壁の吸収エネルギーの時刻歴を示したものである。応答変位の大きいところで吸収エネルギーも増大していることが観察される。

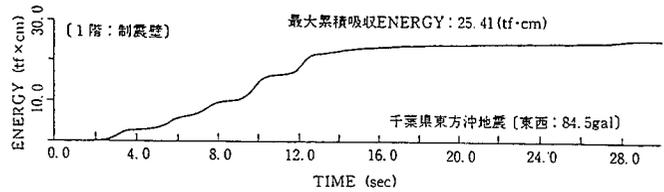


図-26 制震壁の吸収エネルギーの時刻歴

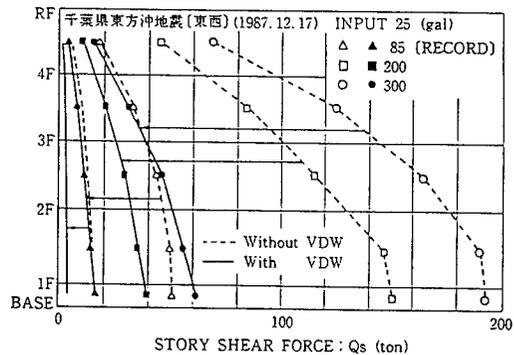


図-27 入力レベルと最大応答層せん断力

4-3 入力レベルと減衰

摩擦ダンパーや弾塑性ダンパーは、入力レベルによってはその減衰効果が低減する性質をもつ¹²⁾。これは、ダンパーの履歴ループ特性によるもので、ループ面積が変位振幅に依存しているために起こる現象である。本制震構法についても、この入力レベルによる減衰効果の相違を確認しておく。解析は、質量-せん断ばねモデル(串団子)によって、減衰項の速度(v)に対する非線形性を考慮した非線形応答解析を行う。入力には千葉県東方沖地震[東西: Base 84.5(gal)]を用い、そのレベルを25, 84.5, 200, 300(gal)とした。実地震波に対する応答は、前述の減衰特性の非線形性を無視した場合に比べ、2~3%増に収まり、両手法による解析上の相違は結果に大きく影響をもたらさないことが確認できた。これは、制震壁の減衰項の速度勾配乗数(α)が $0.87 \leq \alpha \leq 1.05$ (実験値)³⁾と、比較的ニュートン流体に近い性質とみられることから理解できる。

図-27は解析結果で、最大応答層せん断力を示したものである。入力レベルにかかわらず減衰性能が発揮され、一般に、入力レベルが大きくなると減衰効果が増大する傾向にある。

5. おわりに

「地震応答制御」技術が実用的であるためには、シンプルな機構・作動の確実性・メンテナンスの容易さやランニングコストを含めての経済性等の条件を満たす必要がある。この観点から、Passive Controlに属する振動制御技術が、現段階では、「地震応答制御」技術の実現化において、最短の距離に位置するものではないかと思われる。

本研究では、その1技術としての制震壁を用いた制震モデル構造物を構築し、その地震応答観測記録をもとに、制震構造物に対する解析手法の妥当性とその効果の検証を行った。その結果、以下の事項が判明した。

- 1) 制震壁の減衰特性および復元特性にみられる振動数依存性を、構造物の周期特性に対応する各特性値を採用することによって、解析に反映することは有効な手段である。
- 2) 制震壁の減衰特性は、速度に対する非線形性が小さいものとして等価な内部粘性減衰としての取り扱うことが可能である。
- 3) 制震壁の復元特性の変位に対する非線形性を、滑らかなTri-Linear な正負逆行型のせん断ばねとして

取り扱う手法は、解析上有効な手法である。

- 4) 本研究で採用した解析手法は、簡単でかつ有効的であり、十分に制震構造物の応答性状を評価できる方法であり、実用に供し得るものと判断される。
- 5) 本構法は、地震時の構造物の応答抑制と架構の負担せん断力の低減に有効であり、また入力レベルに拘らず減衰性能が発揮される構法である。

制震構法における実証的研究は、まさに始まったばかりであり、不明な点はまだまだ多く存在していると言えよう。制震壁の性能に於ける振動数依存性の問題、温度依存性の問題あるいは付加剛性の発生機構とその評価法等は、今後の実証データの蓄積とともになお詳細な検討を要する問題であろう。

謝 辞

本研究内容の計画立案、実施および結果の検討は、社団法人建築研究振興協会内に設けられた『制震・免震構造物地震観測研究委員会』（委員長：松島豊 筑波大学教授、幹事：山崎裕建設省建築研究所室長）において現在行われているものであり、本論文はその一部である。遂行において、各委員会の方々に御指導を頂いたことを記し、ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 渡部丹：「メキシコ地震災害調査(速報)」，(社)建築研究振興協会，1985年10月13日
- 2) 宮崎光生・有馬文昭他：「建築構造物の地震応答制御設計法への研究(第2編)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，p.881，昭和62年10月
- 3) 建設省建築研究所受託研究報告書「制震及び免震装置の特性調査」，1988年1月
- 4) 宮崎光生・有馬文昭他：「建築構造物の地震応答制御設計法への研究(第3編)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，p.883，昭和62年10月
- 5) M. Miyazaki & F. Arima et al: "Earthquake Response Control Design of Buildings Using Viscous Damping Walls", Proceeding of the First East Asian Conference on Structural Engineering & Construction, Vol.3 Jan.1986, Bangkok, Thailand.
- 6) 建設省建築研究所受託研究報告書「制震壁の粘性減衰特性調査」，1986年3月
- 7) 岡 小天：「レオロジー入門」，工業調査会，1982年
- 8) 「特集 精密分野に参入する新しい吸振・制震材料」，工業材料，第35巻，第7巻，pp.25~71，1987年
- 9) 宮崎光生・有馬文昭他：「制震構法の開発(その1)」，住友建設技術研究所所報，No.13，1986年
- 10) F. Arima et al: "A Study on Building with Large Damping Using Viscous Damping Walls", Proc. 9th. WCEE, 1988, Tokyo & Kyoto, Japan.
- 11) 有馬文昭・宮崎光生・小森清司・高橋和雄：「建築構造物の応答制御設計法に関する研究，一その1」，構造工学論文集，Vol.35B，1989年3月
- 12) 寺岡隆幸・慶伊道夫・北村春幸：「摩擦ダンパーの超高層建物への適用」，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，p.877，昭和62年10月