

建築構造物の応答制御設計法に関する研究 (第1報：制震構造物の振動実験)

高橋 和雄* ・ 有馬 文昭**
宮崎 光生*** ・ 小森 清司****

Studies on Response Control Technologies for Building Structures (1 Vibration Tests of the Large Damping Structures)

by

Kazuo TAKAHASHI*, Fumiaki ARIMA**
Mistuo MIYAZAKI*** and Kiyoshi KOMORI****

The "STRUCTURAL RESPONSE CONTROL DESIGN" herein described is a new practical technology which realizes structures having artificial large damping by the "Viscous Damping Wall(in brief VDW)". The VDW is a wall-shaped viscous energy dissipator consisting of a pair of vertical steel plates filled with high viscous fluid.

This part reports the results of vibration tests in order to grasp the dynamic characteristics of a 4-story full scale steel model with/without VDWs. In the results, VDWs work as the response acceleration and displacement of the model is reduced to 1/2~1/3, if compare to non-attached ones. The 2nd. mode and higher ones completely disappeared in VDW model. It is necessary to consider increase of structural stiffness due to VDWs.

1. まえがき

制震構造とは、通常の構造体に特殊な要素を付加し地震動等に対する応答を制御・抑制しようとするものである。その第1の方法は、「Base Isolation : 免震構造」であり、振動モードを限定しエネルギー吸収を一箇所に集中させる方法である。第2の手法は、構造物に種々のエネルギー吸収装置を取付け、減衰性能を人為的に付与することによって応答の増幅作用を抑え込む方法であろう。これらの構造には、その手法によりアクティブな手法とパッシブな手法に分類され、海外及び国内においても、近年この種の研究が盛んに行わ

れている。^{1),2),3),4),5),6)}

制震構造には、装置の付加により装置の維持管理をも含んだ安全耐久性確保の考え方が必要である。故に従来の「耐震」設計とは質的に異なる一面を有し、現行の耐震設計の考え方を耐震構造にそのまま適用することは妥当ではなく、その特性や発生する課題を踏まえた新しい設計及び安全性確保の考え方を確立する必要がある。

本研究の対象は、耐震壁の形状を有する粘性減衰壁(制震壁[Viscos Damping Wall] : 略称 VDW)を建物内に設置し、上下階の層間速度差を利用して建物に粘

平成元年4月28日受理

*土木工学科(Department of Civil Engineering)

**住友建設(株)建築部(Building Department, Sumitomo Construction Co., Ltd., Shinjyuku-ku, Tokyo)
(長崎大学大学院生, 海洋生産科学研究所)

***住友建設(株)建築部(Building Department, Sumitomo Construction Co., Ltd., Shinjyuku-ku, Tokyo)

****構造工学科(Department of Structural Engineering)

性減衰を付与するもので、パッシブな手法に属する技術である。これまでの研究では、「制震壁」の基本的性能が明らかにされ、^{7),8),9)} また制震モデル建造物の実地震に対する地震応答抑制効果の検証が実施されている。^{10),11)} 本報は、モデル建造物の振動特性を把握する目的で実施した各種の振動実験に関するものであり、実験は建造物を制震壁付き構造(制震構造)及び制震壁無し構造(フレーム構造)の比較で行ったものである。

2. 制震構造の概要

本建屋は、鉄骨ラーメン構造4階建の検証用建物で、建設省建築研究所(茨城県つくば市)内に建設されたものである。Fig.1に敷地の地盤柱状図を、またFig.2〜3に建屋の平面図と断面図を示す。各階床はコンク

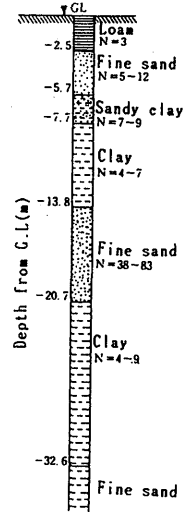


Fig. 1 Soil profile

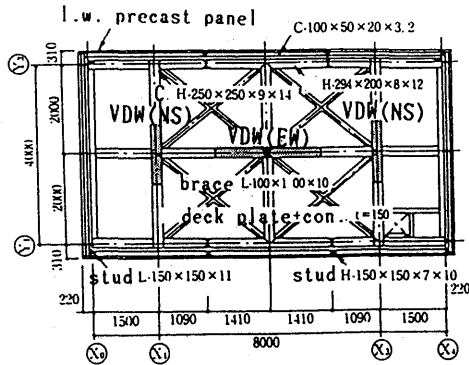


Fig. 2 Floor plan of model structure

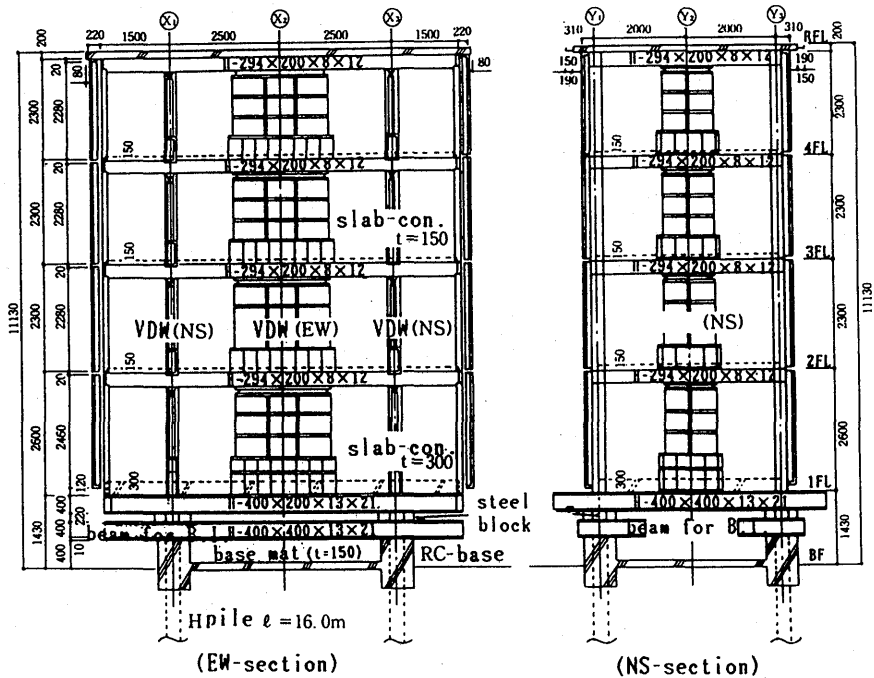


Fig. 3 Cross section of model structure

リートスラブで、外壁は軽量モルタルパネルで構造体にフレキシブルに設置されている。各階には制震壁が東西方向に1体、南北方向に2体設置されている。基礎形式は、GL-14~20mの固く締まった細砂層を支持層とする鋼抗基礎(H-300×300:GL-16m)で、基礎梁は鉄筋コンクリートである。

制震壁の一般的構造は Fig. 4 に示すものであるが、本建屋(東西方向)では、Fig. 5 に示すように実験用に工夫されたものである。南北方向の制震壁は、有効せん断面積がこの1/2となる。制震壁の仕様を Table 1 に示す。なお、使用した粘性物質は Poly-isobutylene である。

3. 常時微動測定

3.1 測定方法

制震構造建屋の微小応答歪み領域における振動特性を把握するために常時微動測定を実施した。測定は、東西、南北および上下の3方向について、時刻や気象条件等の影響を考慮して3回行った。各回の測定は、地盤と基礎、基礎と4階をそれぞれ組みとし、変位、速度及び加速度成分のデータを約5分間収録した。測定点を Fig. 6 に示す。

本測定に使用した主な機器は、次のものである。

- 1) 振動計(AVL-122E, 明石製作所製)
- 2) アナログデータレコーダ(MR-30, TEAC 製)

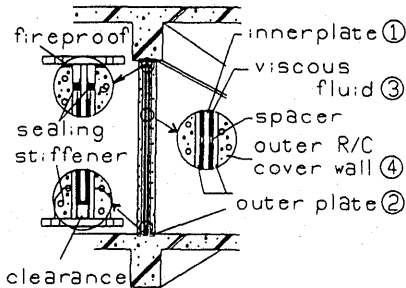


Fig. 4 Structure of VDW

Table 1 Dimensions of VDWs

| Direction | EW | NS |
|-------------------------------------|---------------|-------------------|
| Viscosity (poise) at 30°C | 97,000 | 97,000 |
| Thickness Inner p. (cm) | 0.9 | 0.9 |
| Thickness Outer p. (cm) | 0.6 | 0.6 |
| Gap dy (cm) | 1.0 | 1.0 |
| Effective Area A (cm ²) | 23,750 × 2 | 11,250 × 2 × 2 |

3.2 解析手法

収録された波形の解析処理の手順を以下に示す。

- 1) 測定データは、A/D変換後FFT解析によって処理した。ナイキスト振動数 $f_N = 25\text{Hz}$ とし、256個データの移動による5個の解析値を求めた。
- 2) 3回の測定による解析値(計15個)の平均化を行い、さらにHamming Window(2回)による平滑化を行った。
- 3) 地盤-基礎-4階間の伝達特性をみるために、それぞれのスペクトル値の比を算出し、フーリエスペクトル比とした。

3.3 測定結果

最も良く振動特性を把握できる変位成分についての結果を示す。

Fig. 7~9 に東西方向, Fig. 10~12 に南北方向のフーリエスペクトルをそれぞれ示す。地盤においては、低振動数の脈動が観察されるが、自由地盤の1次固有振動数は2.1~2.8Hz, 2次の固有振動数は7.4~8.1Hz程度となる。この結果は、地盤を非線形剛性をもつせん断系モデルの固有値解析結果とほぼ一致する。解析結果を Fig. 13 に示す。

一方、地盤-基礎-建屋の連成系の1次固有振動数は東西方向で3.1(Hz), 南北方向で2.8(Hz)と判断されるが、4階のデータにおいては高次のモードは検出されていない。

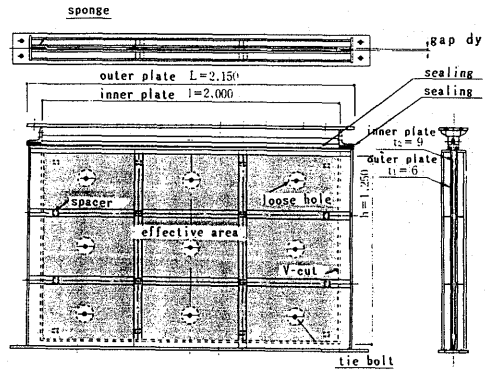


Fig. 5 Experimental VDW for model structure [EW]

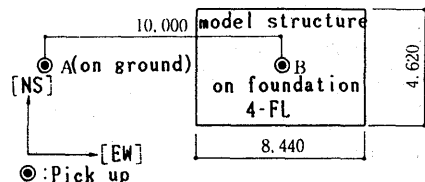


Fig. 6 Measurement points

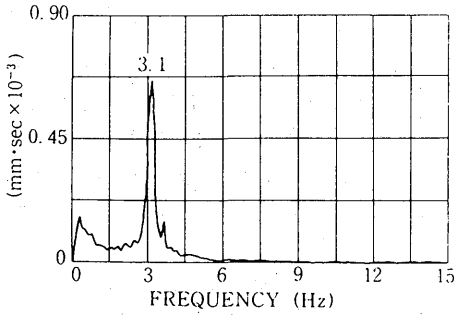


Fig. 7 Fourier spectrum at 4-FL [EW]

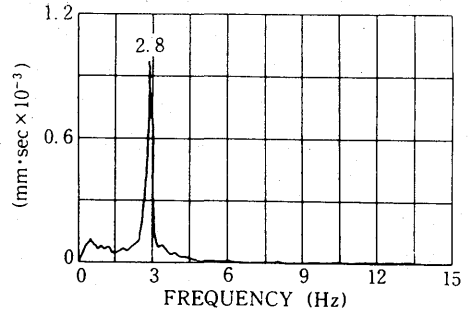


Fig. 10 Fourier spectrum at 4-FL [NS]

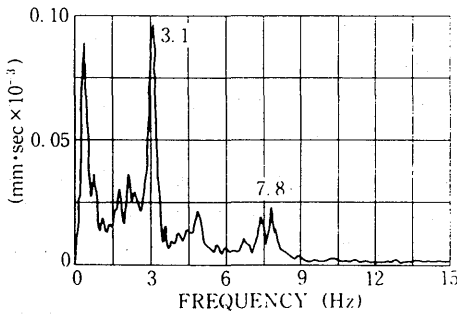


Fig. 8 Fourier spectrum on Base [EW]

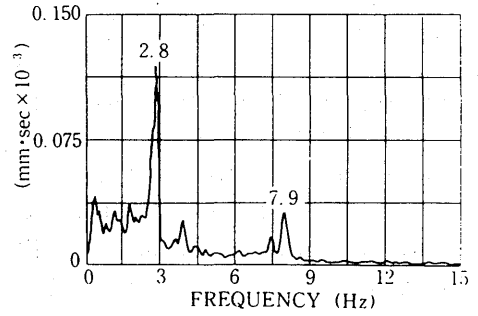


Fig. 11 Fourier spectrum on Base [NS]

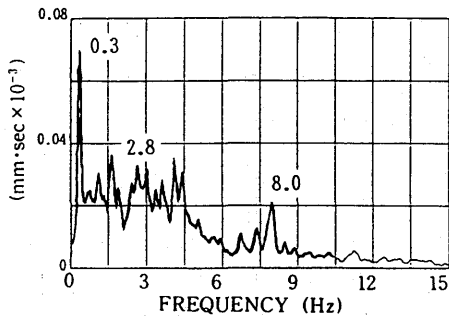


Fig. 9 Fourier spectrum on G.L [EW]

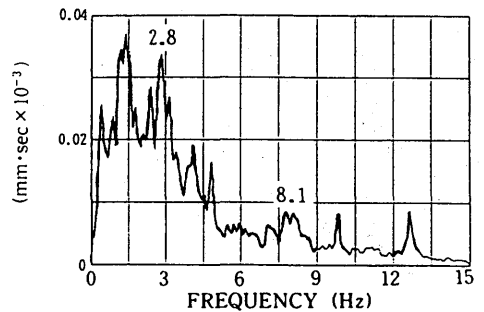


Fig. 12 Fourier spectrum on G.L [NS]

Fig. 14, 15 にそれぞれ東西・南北方向における基礎と4階のスペクトル比を示す。このスペクトル比のピーク値は、東西方向で3.4~3.6(Hz)、南北方向で3.0~3.3(Hz)となり、フーリエスペクトルのピークに比べ0.3(Hz)程度高く検出され、この建屋の伝達特性を表わしているものと考え、連成系を考える場合、地盤-基礎系は建屋の周期を伸ばす方向に作用していることが判る。

Fig. 16, 17 に基礎および4階の上下方向のフーリエスペクトルを示す。ピーク値は3(Hz)前後に表われて

いるが、建屋の水平方向の1次固有振動数において、上下動が連成しているものと考えられる。

東西・南北方向4階の結果より、建屋の微小歪み領域における減衰定数をハーフ・パワー法より求めた結果、東西方向で3.56(%)、南北方向で2.79(%)となり、制震壁は当歪み領域では減衰の付与は小さいものと思われる。以上のまとめを Table 2 に示す。

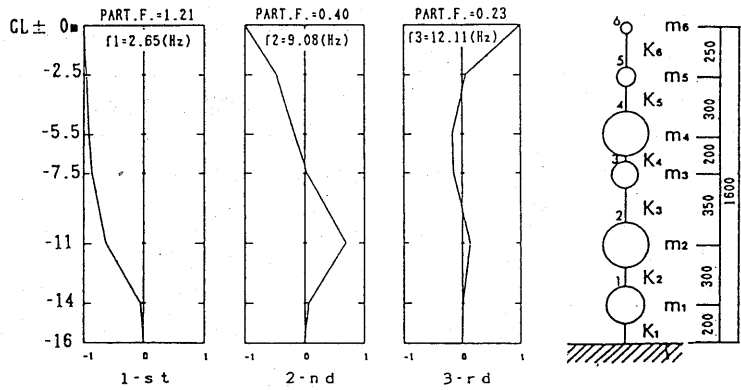


Fig. 13 Eigen value and mode of ground by analysis

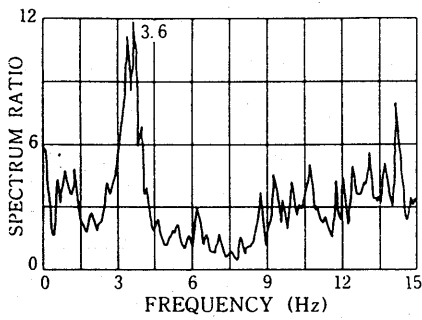


Fig. 14 Transfer function between foundation and 4-FL [EW]

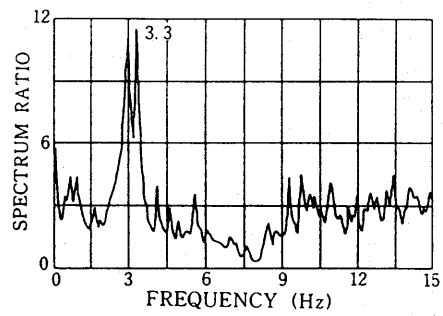


Fig. 15 Transfer function between foundation and 4-FL [NS]

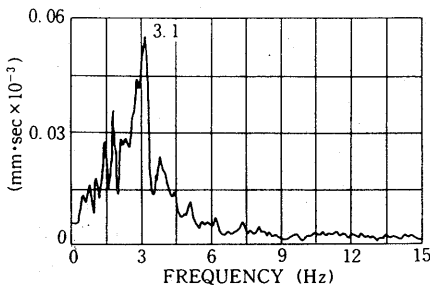


Fig. 16 Fourier spectrum at 4-FL [UD]

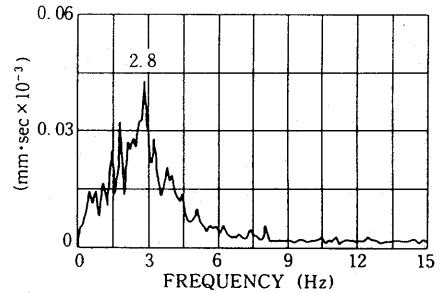


Fig. 17 Fourier spectrum on Base [UD]

Table 2 Dynamic properties of VDWed Model (Microtremor)

| Direction | Mode | VDWed Structure | | | Ground |
|---------------------------------------|------|-----------------|---------|---------|------------|
| | | EW | NS | UD | Horizontal |
| Natural Freq. of Fourier Spectra (Hz) | 1-st | 3.1 | 2.8 | 2.8~3.1 | 2.1~2.8 |
| | 2-nd | 7.4~7.8 | | | 7.4~8.1 |
| Natural Freq. of Spectrum Ratio (Hz) | 1-st | 3.4~3.6 | 3.0~3.3 | | |
| | 2-nd | | | | |
| Damping Ratio by H. Power Method (%) | 1-st | 3.56 | 2.79 | | |

4. 起振機による強制振動実験

4. 1 実験概要

実験は、基礎完成時(以後 [K-1] と呼ぶ)および建屋完成時(以後 [K-2] と呼ぶ)に東西, 南北方向について, 次の実験を行った。

- 1) 起振機による正弦波強制振動 (steady - state)
- 2) Rum Down による減速過程の追跡調査

[K-2] において, 比較する構造形式はフレーム構造および制震構造である。

強制振動実験の実験ケースを Table 3 に, また Fig.

18, 19 にそれぞれ [K-1] と [K-2] の起振機位置および測定点を示す。実験に使用した起振機およびピックアップの諸元は Table 3 中に示した。

4. 2 基礎完成時の結果

本実験より得られた共振振動数 (f) と減衰定数 (h) の一覧を Table 4 に示す。

1) 共振振動数

Fig. 20 と Fig. 23 にそれぞれ東西・南北方向加振(起振モーメント400kg・cm)時の加速度共振曲線を示す。また Fig. 21, 22 には, 測定点-2 と-6 に対応する位相

Table 3 Case of forced vibration test

| Case of Experiment | Foundation | | Structure | | | |
|-------------------------|----------------------------|----|------------------------------|----|-----------------------|----|
| | Model | | FRAME | | VDW | |
| Exciting Direction | EW | NS | EW | NS | EW | NS |
| Exciting Moment (kg・cm) | 100 or 400 | | 500 or 1,000 | | 500 or 3,000 or 5,000 | |
| Component | Disp. or Acc. | | Acc. | | | |
| Exciting Freq. | Low→High or High→Low | | | | | |
| Exciter | EX-400DL Max = 400kg・cm | | BCS-D-75 Max = 7,000kg・cm | | | |
| Pick up | AVL-122E | | PV-20C | | | |

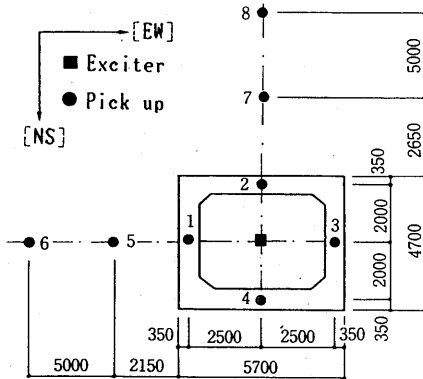


Fig. 18 Arrangement of observation points [K-1]

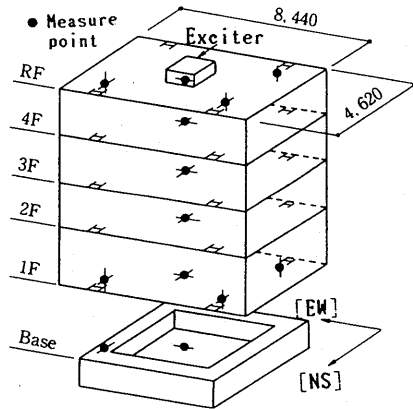


Fig. 19 Arrangement of observation points

Table 4 Dynamic properties of Case [K-1] (Forced & Free Vib.)

| Case of Test | | Forced Vibration | | Free Vib. by Run Down | |
|--------------|-------|------------------|-----------|-----------------------|-----------|
| Direc. | Prop. | On Base-Mat | On Ground | On Base-Mat | On Ground |
| EW | f | 8.0~8.3 | 8.1~8.8 | 8.0 | 8.1~8.4 |
| | h | 7.5 | — | 8.2 | — |
| NS | f | 7.9~8.2 | 8.1~8.7 | 7.8 | 8.2~8.6 |
| | h | 9.2 | — | 12.3 | — |
| UD | f | 10.3~11.0 | 10.3~10.7 | 10.8 | 11.1 |
| | h | 7.2 | — | 7.3 | — |

f : Frequency (Hz), h : Damping Ratio (%)

曲線を示す。この結果より、東西・南北両方向共に 8 (Hz) 付近に共振点が観察される。これは、地盤上にお

いても同様であり、常時微動測定にほぼ一致する結果である。しかしながら、低次の共振点は検出されなかった。

起振力レベルによる共振振動数の相違は、起振力が小さい場合には振動数が若干高く検出される傾向にある。これは、周辺地盤の応答歪み度による剛性の違いによるものと考えられる。一方、共振曲線より求めた共振振動数と、減速過程のスペクトル解析によるものと比較すると概ね一致した結果であった。

2) 減衰定数

Table 3 中の (h) は、共振曲線および減速過程のフーリエスペクトルより $1/\sqrt{2}$ 法で求めた減衰定数を示したものである。減衰過程では若干大きく求められるが、これは起振機停止後の回転の影響を補正していないためである。

4. 3 建屋完成時の結果

本実験より得られた共振振動数 (f) と減衰定数 (h) の一覧を Table 5 にまとめて示す。

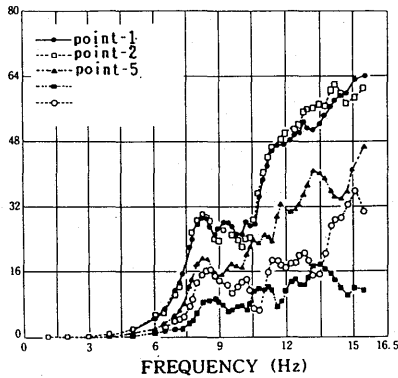


Fig. 20 Resonance curves at each point [Acc.: EW]

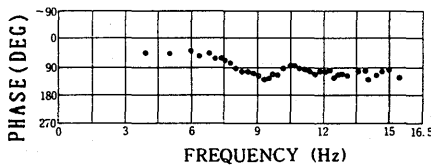


Fig. 21 Phase curve at point-2 [EW]

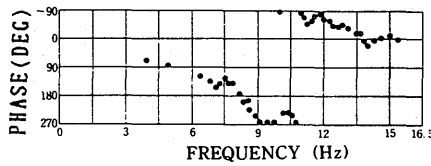


Fig. 22 Phase curve at point-6 [EW]

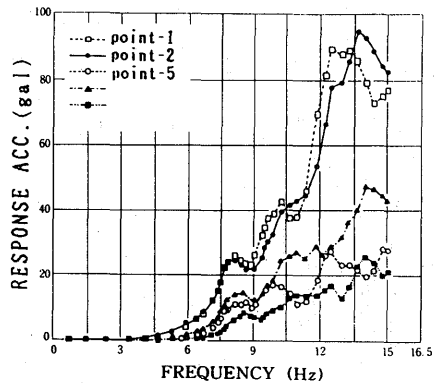


Fig. 23 Resonance curves at each point [Acc.: NS]

Table 5 Dynamic properties of Models [K-2] (Forced & Free Vib.)

| Case of Test | | | Forced Vibration | | Free Vib. by Run Down | |
|--------------|--------|-------|------------------|-----------------|-----------------------|-----------------|
| Model | Direc. | Prop. | Resonance (1st) | Resonance (2nd) | Resonance (1st) | Resonance (2nd) |
| FRAME | EW | f | 2.12~2.16 | 8.70~8.71 | 2.25 | 8.79 |
| | | h | 2.10~2.12 | — | 3.56 | — |
| | NS | f | 1.64~1.68 | 5.52~5.64 | 1.76 | 5.66 |
| | | h | 1.79~2.98 | — | 2.68 | — |
| VDW | EW | f | 2.48~2.74 | — | 2.73 | — |
| | | h | 7.86~9.50 | — | 6.00 | — |
| | NS | f | 2.41~2.55 | — | 2.64 | — |
| | | h | 6.66~7.88 | — | 4.28 | — |

f : Frequency (Hz), h : Damping Ratio (%)

1) 共振振動数

制震構造とフレーム構造における東西方向加振(起振モーメント500kg・cm)時のR階の加速度共振曲線と位相曲線を Fig. 24~26 に示す。また、南北方向加振時の結果を Fig. 27~29 に示す。応答は起振力によって無次元化したものである。

図中の振動数範囲では、フレーム構造では高次のモードまで観察される。1次共振点における制震構造の建屋剛性は、フレーム構造に対して東西方向で1.64倍、南北方向で2.30倍に相当(1質点系として算出)する。また、1次共振点での制震構造の応答は、フレーム構造に比べ1/2.99(東西)、1/2.11(南北)に低減されていることが検証される。一方、共振付近での位相遅れ(加振力に対する応答の遅れ角)の変化の度合も、制震構造にあっては緩い勾配となり減衰効果がみられる。この共振点における応答成分の比率は、Table 6 に示すように制震構造では、建物剛性の増加による影響でロッキングおよびスウェイ成分は大きくくなっているが、構造体の曲げせん断による応答成分は小さくなっ

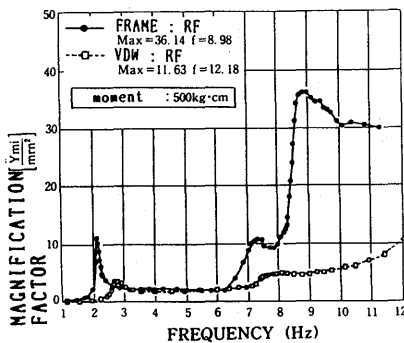


Fig. 24 Comparison of resonance curve between FRAME and VDW [Acc.: EW]

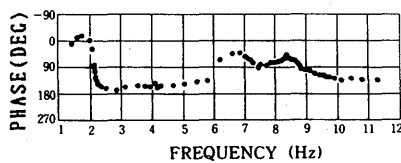


Fig. 25 Phase curve of FRAME [RF:EW]

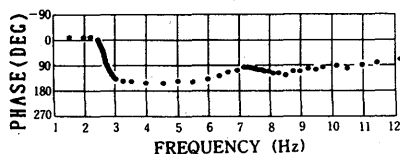


Fig. 26 Phase curve of VDW [RF:EW]

ているものと考えられる。

Fig. 30 に制震構造での東西方向加振時の1階における共振曲線を示す。7.5(Hz)付近にピークが観察されるが、地盤-抗-基礎系でスウェイ成分が卓越したモードであり前述の結果にほぼ一致するものである。共振振動の変化は、加振レベルの相違によるもので、特に制震構造では加振力が大きくなると共振振動数が下がる傾向が強く、制震壁の応答変化の増大による剛性低下の傾向と一致するものである。各種実験および解析¹¹⁾による固有振動数の比較を Table 7, 8 に示す。解析は平面フレームモデルと立体フレームモデルにて行ったものである。

2) 減衰定数

Table 5 の(ハ)は、共振曲線および Run Down 時のフーリエスペクトルより $1/\sqrt{2}$ 法で求めた減衰定数を示したものである。フレーム構造に比べ制震構造の

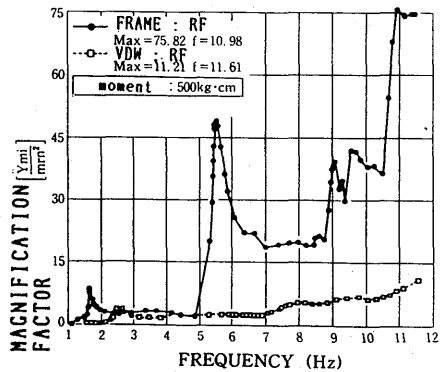


Fig. 27 Comparison of resonance curve between FRAME and VDW [Acc.: NS]

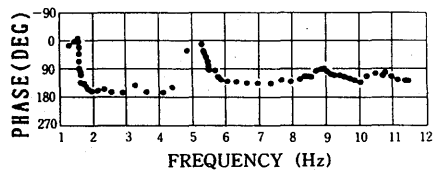


Fig. 28 Phase curve of FRAME [RF:NS]

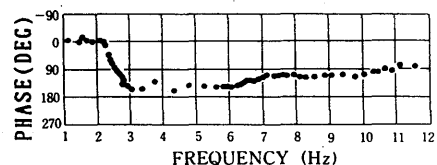


Fig. 29 Phase curve of VDW [RF:NS]

Table 6 Ratio of Response Component

| Model | Direc. | Rocking (%) | Sway (%) |
|-------|--------|-------------|----------|
| FRAME | EW | 20.6 | 8.6 |
| | NS | 14.0 | 4.0 |
| VDW | EW | 40.9 | 18.2 |
| | NS | 36.2 | 10.1 |

減衰性能は、東西方向で4倍程度、南北方向で3倍程度となる。また、制震構造では加振力レベルが大きくなるとより高い減衰性能を示すことが確認される。

以上のことより、本建屋は基礎の固定にやや問題が残るものの、制震壁による減衰の付加は、構造体が弾性域にあっても、応答の低減に寄与することが明らかとなった。

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・メンテナンスやコストを含めての経済性等の条件を満たす必要があろう。この観点から、Passiv Control に属する振動制御技術が、現段階では技術の実現化において、最短の位置にあるものと思われる。

本研究では、その1技術として制震壁を用いた制震構造物を提案し、その応答制御効果の検証と設計手法の確立を図ることを目的とするものである。本報で述べたように、制震モデル構造物の振動特性を実験的に明らかにすると共に、以下の事項が判明した。

- 1) 制震壁を付加することにより、動的応答は1/2 ~ 1/3に低減される。

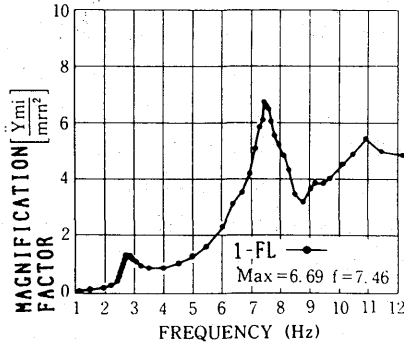


Fig. 30 Resonance curve at 1-FL [VDW:EW]

Table 7 Comparison of natural frequencies between experiments and analyses [EW]

unit: Hz

| | Spectrum of Earthquake | | Mode No. | Forced Vib. Test | Free Vib. Test | Analysis Model | |
|---------|------------------------|-------|----------|------------------|----------------|-------------------|-------------------|
| | Date | (1st) | | | | 3-dimension Frame | 2-dimension Frame |
| V. D. W | 87. 12. 17 | 2.49 | 1st | 2.48~2.74 | 2.73 | | 2.83 |
| | 88. 1. 26-1 | 2.98 | 2nd | | | | 7.92 |
| | 88. 1. 26-2 | 2.98 | 3rd | 11.42 | | | |
| | 88. 1. 30 | 2.98 | 4th | 18.44 | | | |
| FRAME | 88. 2. 21 | 2.34 | 1st | 2.12~2.16 | 2.25 | 2.17 | 2.34 |
| | 88. 3. 18 | 2.29 | 2nd | 7.32~7.38 | | 7.29 | 7.34 |
| | | | 3rd | 8.70~8.71 | 8.79 | 9.97 | 10.10 |
| | | | 4th | | | 15.66 | 15.84 |

Table 8 Comparison of natural frequencies between experiments and analyses [NS]

unit: Hz

| | Spectrum of Earthquake | | Mode No. | Forced Vib. Test | Free Vib. Test | Analysis Model | |
|---------|------------------------|-------|----------|------------------|----------------|-------------------|-------------------|
| | Date | (1st) | | | | 3-dimension Frame | 2-dimension Frame |
| V. D. W | 87. 12. 17 | 2.34 | 1st | 2.41~2.55 | 2.64 | | 2.39 |
| | 88. 1. 26-1 | 2.73 | 2nd | | | | 6.51 |
| | 88. 1. 26-2 | 2.73 | 3rd | 9.08 | | | |
| | 88. 1. 30 | 2.54 | 4th | 14.35 | | | |
| FRAME | 88. 2. 21 | 1.94 | 1st | 1.64~1.68 | 1.76 | 1.66 | 1.76 |
| | 88. 3. 18 | 1.71 | 2nd | 5.52~5.62 | 5.66 | 5.66 | 5.61 |
| | | | 3rd | 7.70 | | 7.64 | 7.39 |
| | | | 4th | 10.84 | 10.79 | 10.19 | 10.28 |

- 2) 2次またはそれ以上の高次の振動モードにおいて制震構造では、応答の増幅が著しく抑制される。
- 3) 制震構造では、制震壁の付加により建物の剛性の増加を考慮しなければならない。
- 4) これらの特性は、制震壁の基本的特性の示す傾向と一致するものである。

当制震構造における実証的研究は、今なお継続中であり、幾多の有為な資料も取得され、それらは参考文献10, 11において言及されている。しかしながら、不明な点もまだまだ多く存在し、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ものである。

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) James T. P. Yao "Concept of Structural Control", ASCE, Vol. 98, ST7, July, 1972
- 2) J. N. Yang, "Application of Optimal Control Theory to Civil Engineering Structures" ASCE, Vol. 101 EM6, Dec., 1975.
- 3) J. N. Yang and F. Giannopoulos, "Active Tendon Control of Structures" ASCE, Vol. 104, EM3, June, 1978 etc.
- 4) Mohanied Abdel-Rohman & Horst H. Leipholz, "Active Control of Flexible Structures" ASCE, Vol. 104, ST8, Aug, 1978
- 5) 小堀鐸二：「制震構造に関する一つの試み」, 日本建築学会論文報告41号, 1957年, 他多数
- 6) 井上豊, 他：「構造物の制震構造に関する一考察」日本建築学会学術講演梗概集, 1987年10月
- 7) 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, 3編)」, 日本建築学会学術講演梗概集, 1987年10月
- 8) 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
- 9) 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—その1」, 構造工学論文集, Vol. 35B, 1989年3月
- 10) 有馬, 宮崎他：「建築構造物の地震応答制御設計法への研究 (第4報～第6報)」, 日本建築学会学術梗概集, 1988年10月
- 11) 有馬, 宮崎, 小森, 高橋：「建築構造物の応答制御設計法に関する研究—その2」, 構造工学論文集, Vol. 35B, 1989年3月