粘弾性ダンパーの設置による建物の高減衰化と耐震設計

ROLE OF INCREASED DAMPING WITH VISCOELASTIC DAMPERS IN SEISMIC DESIGN OF BUILDINGS

曾田 五月也*, 高橋 雄 司**
Satsuya SODA and Yuji TAKAHASHI

The first part of this paper outlines mechanical properties of a viscoelastic damper (VED) which are temperature- and frequency-dependent. The second part deals with an analytical method for quantifying damping capacity of a building with the VEDs which are represented by generalized Maxwell models. It has been shown that the damping effect depends on the stiffness of members to support the damper, and that there is an optimum amount of the damper to provide the structure with the maximum damping factor. The third part is to present the availability of the VEDs to assure the ultimate stability of buildings for even quite intense ground motions.

Keywords: viscoelastic damper, seismic design, high damping, earthquake response

粘弾性ダンパー、耐震設計、高減衰、地震応答

1 はじめに

粘弾性ダンパー (VED: Viscoelastic Damper) は、そのひずみ振幅の大小によらず振動エネルギーの吸収能力が高いことから、建築物の耐震設計・耐震補強用として検討され^{1)~5)}、一部では実用化されている⁶⁾。その場合に、粘弾性ダンパーの力学特性には温度依存性がある^{1),3),7)~9)}ので、その設置環境下で予想される温度変化の範囲で、制振効果を十分に発揮できるような設置容量を決めなければならない。

本論では、はじめに、振動数、温度に依存する粘弾性ダンパーの力学特性を定量化した例を示す。次いで、この粘弾性ダンパーを設置した1質点系弾性および弾塑性モデルの減衰定数を陽な形に定式化し、設定する温度変化のもとにおける、最適な設置容量の決め方を示す。このようにして決められた容量のダンパーを設置した1質点系の、模擬地震動に対する応答スペクトルにより、耐震設計におけるダンパーの基本的な役割を検証する。最後に、多質点弾塑性モデルの地震応答解析により、多層建物における損傷集中の防止に対して粘弾性ダンパーが極めて有効であることを明らかにする。

2 粘弾性ダンパーの概要

2.1 基本機構

粘弾性ダンパーの基本機構は図1の通りである。平行な平板に挟まれた粘弾性体がせん断変形 y を受ける場合、その荷重 p は、せん断面積 S とせん断隙間 d の比 S/d (以下、形状係数と呼ぶ) にほぼ比例することが確認されている⁷⁾。したがって、 S/d は建物へのダンパーの設置容量を示す指標となる。

図1 粘弾性ダンパーの基本機構

2.2 粘弾性ダンパーの履歴特性

粘弾性材料がせん断歪みを受けるときに、図2(a)のように、振幅の大小によらず力学特性がほぼ一定のものは、ダンパーとしての力学モデルの構築を比較的容易かつ正確に行うことができる^{1),3),7)~10)}。以下では、このように工学的な判断により線形とみなせる粘弾性ダンパーを用いた検討結果のみを記す。

図2 粘弾性ダンパーの履歴ループの例

* 早稲田大学理工学部建築学科 教授・工博

** 早稲田大学大学院理工学研究科 大学院生・工修

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Engineering, Waseda University, Dr. Eng.
Graduate Student, Graduate School of Science and Engineering, Waseda University, M. Eng.

2.3 力学モデル

粘弾性ダンパーの力学特性を加力実験により同定する手法の一つとして、調和波加力（HL 法）がある。この方法では、振幅の異なる履歴ループ相互の相似性と楕円との整合性により線形性の有無を判断する⁷⁾（図2）。線形性が確認された粘弾性ダンパーに関しては、他の方法として、広帯域のランダム波による加力（RL 法）^{9)~10)}を実施し、その力学特性の振動数、温度への依存性を容易に定量化できる。

線形粘弾性ダンパーの履歴ループは、図3のように傾いた楕円で近似されるので、その動的な特性を(1)式のように複素弾性率 $\gamma(i\omega)$ で代表するのが便利である。同式中の $Y(i\omega)$ 、 $P(i\omega)$ はそれぞれ変形 $y(t)$ と荷重 $p(t)$ のフーリエ変換である。複素弾性率 γ の実部 γ' （貯蔵弾性率）は、図3の履歴ループの等価剛性に等しく、 γ' と虚部 γ'' （損失弾性率）との比を用いて(2)式で定義される損失正接 $\tan \delta$ はダンパーのエネルギー吸収効率の指標である。

$$\frac{P(i\omega)}{Y(i\omega)} = \gamma(i\omega) = \gamma'(f) + i\gamma''(f) \quad (1)$$

$$\tan \delta(f) = \frac{\gamma''(f)}{\gamma'(f)} \quad (2)$$

$$\lambda_T = \left(\frac{80}{T + 60} \right)^{7.13} \quad (3)$$

図3 粘弾性ダンパーの履歴ループ

図4中に細かく変動する線で示してあるのは、実験（RL法）により求めた γ' と $\tan \delta$ であり、それらの振動数 f および温度 T に対する依存性をみることができる。このダンパーでは、剛性 γ' は温度、振動数に依存するが、 $\tan \delta$ はそれらの変化に対してほぼ一定の値をとっている。別資料11)において、 $\tan \delta$ の値を1.0程度以上にするのがダンパー開発の目安と記したが、本ダンパーではその値が約0.85~0.9であり、ほぼ目標に近い特性であると考えられる。

図4 複素弾性率

図4に示される特性を有するダンパーは、図5のように線形ばねとダッシュポットとを組み合わせた力学モデル（一般化マックスウェルモデル）により振動数依存性を考慮できる。また、図5中の各要素の定数には温度の変化に応じて別途(3)式に定める温度補正係数 λ_T を乗じることで、実際の力学性状を良く模擬できる^{9), 10)}。同式は図4の実験結果に基づいて決めたものである⁹⁾。図4には、図5の解析モデルによる結果（実線）を併せて示し、実験・解析の対応の良いことを確認してある。なお、一般化マックスウェルモデルを含む構造システムの効率的な地震応答解析のためには、文献12)の手法を拡張した手法が有効であることを文献8)に示してあるので参照されたい。

図5 ダンパーの力学モデル(M3モデル)

2.4 建築構造物への設置方法

粘弾性ダンパーの建築構造物への設置方法は種々可能であるが、図6(a)、(b)のようにブレース、図6(c)のように壁、あるいは図6(d)のように間柱などの取付け部材を介して構造物の層間に設置されるのが一般的である。取付け部材の変形により、ダンパーのエネルギー吸収効率が低下することへの配慮が必要になる場合もある。

図6 粘弾性ダンパーの設置方法の例

3 粘弾性ダンパーによる制振効果の定量化

3.1 粘弾性ダンパー付き1質点モデルの運動方程式

ダンパーを設置する1層の構造系を図7のように複素減衰1質点系としてモデル化する^{11), 12)}。ここではフレーム本体の減衰を無視している。取付け部材の剛性 K_B 、ダンパーの等価剛性 K_D それぞれのフレームの剛性 K_F に対する比を(4)、(5)式のように α 、 β とおく。 k' 、 k'' をそれぞれ(6)、(7)式とすると、図7のモデルの運動方程式は(8)式の通りとなる。 k' 、 k'' はそれぞれ、ダンパーによって付加される剛性比および減衰比である。

図7 粘弾性ダンパー付き1質点系モデル

$$\alpha = \frac{K_B}{K_F} \quad (4)$$

$$\beta = \frac{K_D}{K_F} = \frac{\left(\frac{S}{d}\right) \times \gamma'}{K_F} \quad (5)$$

$$k' = \frac{\alpha\beta(\alpha + \beta + \beta \tan^2 \delta)}{(\alpha + \beta)^2 + (\beta \tan \delta)^2} \quad (6)$$

$$k'' = \frac{\alpha^2 \beta \tan \delta}{(\alpha + \beta)^2 + (\beta \tan \delta)^2} \quad (7)$$

$$M\ddot{x} + (1 + k' + k''i)K_F x = -M\ddot{z} \quad (8)$$

$$h = \frac{k''}{2(1 + k')} \quad (9)$$

$$\left(\frac{f_y}{f_f}\right) = \sqrt{1 + k'} \quad (10)$$

3.2 減衰定数と固有振動数比

(8)式より、系の減衰定数と固有振動数比(フレームのみの固有振動数に対する比)は、それぞれ(9)式、(10)式となる。図8の縦軸は減衰定数(a)および固有振動数比(b)であり、それぞれを取付け材の剛性比 α とダンパー剛性比 β をパラメーターとして示す。同図では、図4の特性を有するダンパーを想定して $\tan \delta = 0.85$ とした。同図より、ダンパーの制振効果は、取付け部材の剛性比 α の影響を強く受けること、ダンパー剛性比 β の増加に対して固有振動数比は単調増加であるのに対して、減衰定数は極大値を有することがわかる。

図8 減衰定数(a)および振動数比(b)[$\tan \delta = 0.85$]

(9)式の h を極大化する β を最適ダンパー剛性比 β_{opt} として求めると(11)式となる。その場合のモデルの減衰定数(図8(a)中の■印)と固有振動数比(同(b)中の●印)は(12)式、(13)式ようになる。図9には、 β_{opt} 、 h_{max} と α との関係を示す。本論で用いるダンパーでは、構造系の減衰定数を最大で20%程度に設定できる事になる。

$$\beta_{opt} = \frac{1}{\sqrt{(1+\alpha)(1+\tan^2 \delta)}} \alpha \quad (11)$$

$$h_{max} = \frac{\alpha \tan \delta}{2\{\alpha + 2 + 2\sqrt{(1+\alpha)(1+\tan^2 \delta)}\}} \quad (12)$$

$$\left(\frac{f_v}{f_r}\right)_{opt} = \sqrt{1 + \frac{(1 + \alpha / \beta_{opt}) + \tan^2 \delta}{(1 + \alpha / \beta_{opt})^2 + \tan^2 \delta}} \alpha \quad (13)$$

図9 最適ダンパー剛性比(a)と最大減衰定数(b)

ところで、図7の系の変位応答倍率 $|H_d|$ および加速度応答倍率 $|H_a|$ の共振点の高さ $|H_d|_p$ 、 $|H_a|_p$ は、(8)式と(9)式を基にして、(14)式のように求められる¹³⁾。同式より $|H_d|_p$ および $|H_a|_p$ は共に、 $h=h_{max}$ 、すなわち、 $\beta=\beta_{opt}$ のときに最小となることが示されるので、 β_{opt} を最適剛性比と呼ぶことにした。

$$|H_d|_p = |H_a|_p = \sqrt{\left(\frac{1+k'}{k''}\right)^2 + 1} = \sqrt{\left(\frac{1}{2h}\right)^2 + 1} \quad (14)$$

3.3 温度依存性を考慮した設置容量の定式化

前述の通り、粘弾性ダンパーを構造系に設置する場合には、その系の減衰定数を極大化するダンパーの剛性比 β_{opt} が存在するが、ダンパーの力学特性には温度依存性があるために、さらにそれも考慮してダンパーの設置容量を決める定式化が必要である。本検討で用いるダンパーは、図4のように、剛性 γ' は温度 T によって変化するが、損失正接 $\tan \delta$ は温度、振動数によらずほぼ一定であるという都合の良い性質を有している。このような粘弾性ダンパーを構造物に設置した場合、温度によって系全体の減衰定数と固有振動数は変化するが、(9)式、(10)式においては、 $\tan \delta$ は一定で剛性比 β が変化するだけであり、それらの変化は図8に示した曲線上の移動だけである。このことを利用して、以下では(15)式のように最低温度 T_2 における剛性の最高温度 T_1 におけるそれに対する比を X とおき、設置するダンパーの容量の決め方として、考慮する温度範囲における最小減衰定数 h_{min} を最大化する方法を示す。

$$X = \frac{\beta_{T_2}}{\beta_{T_1}} = \frac{\gamma'_{T_2}}{\gamma'_{T_1}} \quad (15)$$

h_{min} が最大になるのは、図10(a)のように、 $h_{min}=h_{T_1}=h_{T_2}$ となる場合である。この条件を満たす β_{T_1} は、(16)式の場合である。(16)式は、 $\beta=\beta_{T_1}$ と $\beta=X\beta_{T_1}$ をそれぞれ(9)式に代入し、両者が等しくなる($h_{T_1}=h_{T_2}$)ことから導かれる。(5)式を考慮すると、設置すべきダンパーの形状係数は(17)式となる。このような方法で決めた容量のダンパーを設置した場合、温度 T_1 と T_2 における h_{min} は(18)式により求められる。また、任意の温度 T における固有振動数比は(19)式により求めることができる。

図10には、 $\alpha=3.0$ 、 $T_1=40^\circ\text{C}$ 、 $T_2=10^\circ\text{C}$ として β の値を決定した場合の結果を示す。ここでも、図4の実験結果に基づき、 $\tan \delta = 0.85$ 、 $X=13.0$ としている。図10より、 40°C から 10°C の範囲で温度が変化する場合に、減衰定数 h は8.4%(最小値)から12.4%(最大値)の間の値をとることがわかる。一方、 10°C においては、固有振動数比が1.7程度となり、高振動数成分の入力に対して敏感になることが予想される。

図10 粘弾性体の温度変化による減衰定数(a)と振動数比(b)の変化

$$\beta_{T_1} = \frac{1}{\sqrt{(1+\alpha)(1+\tan^2 \delta)}} \alpha = \frac{\beta_{opt}}{\sqrt{X}} \quad (16) \quad \left(\frac{S}{d}\right) = \frac{\beta_{T_1}}{\gamma'_{T_1}} K_F \quad (17)$$

$$h_{min} = \frac{\alpha \tan \delta}{2\{\alpha + 2 + (\sqrt{X} + \frac{1}{\sqrt{X}})\sqrt{(1+\alpha)(1+\tan^2 \delta)}\}} \quad (18)$$

$$\left(\frac{f_v}{f_r}\right)_T = \sqrt{1 + \frac{(1 + \alpha / \beta_T) + \tan^2 \delta}{(1 + \alpha / \beta_T)^2 + \tan^2 \delta}} \alpha \quad (19)$$

3.4 地震応答スペクトルによる粘弾性ダンパーの設置効果の検討

3.4.1 解析の概要

入力地震動は、日本建築センターの各種評定で多用されるレベル2 模擬地震動（図 11、最大速度 53.4cm/s、最大加速度 355.7cm/s²）を 1.5 倍したものとした。ダンパーを設置しないモデルの減衰定数は 2%とし、ダンパー取付け部材の剛性はフレームの弾性剛性の 3 倍（ $\alpha=3.0$ ）、 $T_1=40^\circ\text{C}$ 、 $T_2=10^\circ\text{C}$ 、 $\tan \delta=0.85$ 、 $X=13.0$ とした。設置するダンパーの剛性比 β_{40} は、(16)式から 0.317 とした。つまり、設置するダンパーの 40℃における剛性は、フレームの弾性剛性の 3 割程度である。なお、ダンパーの力学モデルは図 5 の M3 モデルである。

図 11 レベル 2 模擬地震動の時刻歴波形

3.4.2 弾性応答スペクトル

図 12 には、 $T_1=40^\circ\text{C}$ 、 $T_2=10^\circ\text{C}$ 、および、減衰定数が最大となる 23.5℃における変位および加速度応答スペクトルを示す。温度に関わらず、ダンパーを設置することで応答スペクトルが平滑化され、両応答とも固有周期の僅かの違いによる変動が小さくなることがわかる。このことは、不確実性が強く予測の難しい地震動入力に対し、ダンパーを設置して系の減衰性を高めることにより、建物の応答の安定性が高められることを意味する。

本検討で用いるダンパーの 10℃における剛性 γ'_{10} は、40℃の剛性 γ'_{40} の約 13 倍である（ $X=13.0$ ）が、図 12 からは応答の変化はそれほど大きなものではなく、いずれの温度においても十分な制振効果が確保されると判断できる。仮に高さ $H(\text{m})$ の鉄骨造建物であるとして、建物の周期を $T=0.03H(\text{s})$ 、弾性限界変形を $\delta_y=H/200(\text{cm})$ と近似すると、建物の固有周期と弾性限界変形との関係は $\delta_y=50T/3(\text{cm})$ となり、その関係を図 12(a)中に太線で記入してある。ダンパー付きのモデルの応答が何れも太線を下回ることから、大地震動の入力に対しても、粘弾性ダンパーの設置により主構造を弾性範囲に留める設計が可能であると判断できる。また、特に、短周期の建物の絶対加速度応答を大幅に低減して、1G 程度には抑え得ることも判明した。

図 12 弾性モデルの応答スペクトル（ $\alpha=3.0$ ）

3.4.3 弾塑性応答スペクトル

前項の弾性応答スペクトル解析と同じ容量のダンパーを設置した弾塑性建物モデルの応答スペクトルを検討する。鉄筋コンクリート（以下 RC）造建物を想定し、その復元力特性を図 13 の修正 Takeda モデルとする。ただし、降伏後の戻り剛性を決める指数 κ を常に 0.4

とする。モデルの周期は弾性剛性 K_F により決め、降伏耐力 Q_y は R_t を 2 種地盤用の振動特性係数、 D_s 値を 0.3、 F_{es} 値を 1.0 とし決まる必要保有水平耐力に等しくしてある。ひび割れ耐力 Q_c は Q_y の 1/3、降伏時剛性 K_{Fy} は K_F の 1/3 とする。

図 13 修正 Takeda モデルの包絡線(a)と履歴ループ(b)

変位および加速度の応答スペクトルを図 14 に示す。変位応答スペクトル中に d_y と標記された太線は、塑性率 μ が 1.0 に相当する降伏変位を表している。何れの温度においても変形を、特に短周期側で大幅に低減し、塑性率を 1.0 以下に抑えることが可能である。しかし、図 14(b)では、温度が低下した場合にダンパーの剛性、抵抗力の増加に対応して加速度応答が増加することが認められる。このような加速度応答の増加を抑えるために、ダンパーの取付け部に、過大な抵抗力に対する滑り機構を設けること⁹⁾や、非線形（粘弾塑性型）ダンパー^{10)~16)}を用いること、あるいは、粘弾性体の温度管理を行うことなどが挙げられるが、ここではそれらの検討は省略する。

図 14 弾塑性モデルの応答スペクトル（ $\alpha=3.0$ ）

4. 弾塑性系におけるダンパーの制振効果

4.1 弾塑性フレームに対する設置容量の決め方

粘弾性ダンパーを既存の建築物の耐震補強用に用いる場合^{3),4)}、あるいは新築であっても、大地震時の建物の塑性変形を許容する場合には、変形の進行に伴うフレームの等価剛性の低下と履歴減衰能力の上昇を考慮する必要がある。

各種の弾塑性建物モデルを統一的に扱うために、等価線形化法を用いると、その力学特性を、その初期剛性 K_F 、最大塑性率 μ に対応する剛性低下率 k_{Feq} および等価粘性減衰定数 h_{Feq} で代表させることができる。 k_{Feq} および h_{Feq} を用いることで、図 7 の系の運動方程式を(20)式のように表し、建物とダンパーを合わせた系全体の減衰定数 h は(21)式で表される。

$$M\ddot{x} + \{(k_{Feq} + k') + (2k_{Feq}h_{Feq} + k'')i\}K_Fx = -M\ddot{z} \quad (20)$$

$$h = \frac{2k_{Feq}h_{Feq} + k''}{2(k_{Feq} + k')} \quad (21)$$

3.3 節に示した弾性系の場合と同様に、温度範囲 T_1 から T_2 の最小減衰定数 h_{min} を最大化する。 h_{min} が最大になるのは、 $h_{min}=h_{T_1}=h_{T_2}$ となる場合であるから、 $\beta=\beta_{T_1}$ と $\beta=X\beta_{T_1}$ をそれぞれ(21)式に代入し、両者が等しくなる ($h_{T_1}=h_{T_2}$) ことから(22)式の β_{T_1} が導かれる。(22)式中の a 、 b 、 c は(23)～(25)式の通りである。(22)式には、 μ の関数である k_{Feq} と h_{Feq} が含まれることから、フレームの最大塑性率 μ によって β_{T_1} の値が異なることになる。なお、弾塑性系の場合にも、 α と β はそれぞれ(4)式、(5)式で与えられる。

$$\beta_{T_1} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - ac}}{a} \alpha \quad (22)$$

$$a = (1 + \tan^2 \delta)(2k_{Feq}h_{Feq} + k_{Feq} \tan \delta + \alpha \tan \delta)X \quad (23)$$

$$b = k_{Feq}h_{Feq}(1 + \tan^2 \delta)(X + 1) \quad (24)$$

$$c = k_{Feq}(2h_{Feq} - \tan \delta) \quad (25)$$

弾塑性建物モデルの一例として、3.4.3 項と同じ修正 Takeda モデルについて検討を行う。同モデルの剛性低下率 k_{Feq} と等価粘性減衰定数 h_{Feq} は、最大塑性率 μ の関数として(26)式および(27)式により表される。式中のパラメータ p 、 q 、 r はそれぞれ(28)～(30)式で定義されている。図 15 には、 $p=1/3$ 、 $q=1/3$ 、 $\kappa=0.4$ とした修正 Takeda モデルの k_{Feq} および h_{Feq} と μ の関係を示す。

$$k_{Feq} = \begin{cases} 1 & (0 \leq \mu \leq pq) \\ \frac{pr}{\mu} & (pq \leq \mu \leq 1) \\ \frac{p}{\mu} & (1 \leq \mu) \end{cases} \quad (26)$$

$$h_{Feq} = \begin{cases} 0 & (0 \leq \mu \leq pq) \\ \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - r \left(\frac{pq}{\mu} \right)^{(1-\kappa)} \right\} & (pq \leq \mu \leq 1) \\ \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1}{q} \left(\frac{pq}{\mu} \right)^{(1-\kappa)} \right\} & (1 \leq \mu) \end{cases} \quad (27)$$

$$p = \frac{K_{Fy}}{K_F} \quad (28) \quad q = \frac{Q_c}{Q_y} \quad (29) \quad r = \frac{\{\mu(1-q) + q\} - pq}{1 - pq} \quad (30)$$

図 15 修正 Takeda モデル($p=1/3$ 、 $q=1/3$ 、 $\kappa=0.4$)の剛性低下率(a)と等価粘性減衰定数(b)

図 16 には、修正 Takeda モデル ($p=1/3$ 、 $q=1/3$ 、 $\kappa=0.4$) の、 $\mu \leq 1/9$ (弾性域)、 $\mu=1.0$ 、 2.0 、 3.0 の 4 つの場合に対するダンパー剛性比 β_{T_1} を示す。弾性域では $k_{Feq}=1$ かつ $h_{Feq}=0$ であるから、(22)式は(16)式に一致する、つまり、弾性モデルに対して最適化を行うことになる。また図 16 より、 μ が大きくなるほど β_{T_1} が小さくなる、すなわち、塑性変形が見込まれる場合には、弾性時に比べて設置容量を減らすべきであり、それにより、3.4.3 項で認められた加速度応答の増大を抑制できることが期待できる。

図 16 修正 Takeda モデル($p=1/3$ 、 $q=1/3$ 、 $\kappa=0.4$)に対するダンパー剛性比($\tan \delta=0.85$ 、 $X=13.0$)

弾塑性モデルの場合にも、粘弾性体の温度依存性への考慮は弾性の場合に準じて行うことができる。すなわち、はじめに、フレームの最大塑性率 μ を想定して k_{Feq} と h_{Feq} を求める。これらを(22)式に代入して β_{T_1} を求め、(17)式により形状係数 S/d を求めればよい。

4.2 多質点弾塑性モデルによる制振効果の検討

4.2.1 建物モデルおよび入力地震動

2 種地盤上に建つ、全層の階高が 3.2m の RC 造 10 層建物を対象とする。これを 10 質点直列せん断モデルとし、その各層の復元力特性は図 13 の修正 Takeda モデル ($\kappa=0.4$) とする。ベースシア係数を 0.3 ($D_s=0.3$ 、 $F_{cs}=Z=R_t=C_0=1.0$) とし、各層の降伏耐力 Q_y は A_i 分布により決まる各層必要保有水平耐力に等しく決定した。各層の弾性剛性 K_F は Q_y に比例させ、弾性 1 次固有周期が 0.64 秒となるように決めた。各層のひび割れ耐力 Q_c は Q_y の 1/3 とし ($q=1/3$)、降伏変位 d_y が階高の 1/200 に相当する 1.6cm になるように降伏時剛性 K_{Fy} を決めた ($p=1/2.93$)。以上の建物モデルの力学特性を表 1 に示す。ダンパーを設置しないフレームの減衰定数は瞬間剛性比例型で $h_1=2\%$ とした。各次の弾性固有周期と減衰定数を表 2 に記す。

表 1 弾塑性建物モデルの力学特性

階	M (tf・s ² /cm)	K _F (tf/cm)	K _{F2} (tf/cm)	K _{F3} (tf/cm)	Q _c (tf)	Q _y (tf)	d _c (cm)	d _y (cm)	K _y /K _F
10		1258.8				688.0			
9		2034.2				1111.8			
8		2690.6				1470.6			
7		3262.7				1783.3			
6		3763.9				2057.3			
5		4201.2				2296.3			
4		4578.6				2502.5			
3		4898.7				2677.5			
2		5163.5				2822.2			
1		5374.2				2937.4			
	1.0	K _F /3.89	0.00		Q _y /3.00		0.169	1.60	1/2.93

表 2 弾塑性建物モデルの弾性固有周期と減衰定数

次数	T _r (s)	h(%)
1	0.64	2.0
2	0.25	5.1
3	0.16	8.2

ダンパーは各層の層間に設けるが、各層の取付け部材の剛性はフレーム各層の初期剛性の3倍 ($\alpha=3.0$) とする。設置するダンパーの剛性比は(22)式により β_{40} を決め、(17)式より形状係数 S/d を各層ごとに求めたものである。これを表3に示す。(22)式中の k_{Feq} および h_{Feq} はそれぞれ 1/5.86、0.147 とした。これは、後述の解析用入力地震動をレベル3としたときに、フレーム各層の最大塑性率が2程度になることを想定し、 $\mu=2.0$ を(26)式と(27)式に代入して求めたものである。 $\beta_{40}=0.092$ であることは、各層に設置するダンパーの40℃における剛性が、フレーム各層の初期剛性の1割弱程度であることを示している。

各層の塑性率を一律に設定することにより、剛性低下後の剛性分布も初期剛性分布と等しく、ダンパーの容量は各層の剛性、耐力、設計用せん断力の分布に等しいことになる。このような分布でダンパーの容量を決めることが、比較的短周期の中低層建物のせん断型モデルの応答低減には極めて有効であることを他の検討においても確認してある⁴⁾。しかしながら、長周期となる高層および超高層建物のモデルの場合には、高次モードの影響も考慮した定式化も必要かと思われる。今後の課題としたい。

表3 弾塑性建物モデルに設置したダンパーの緒元

階	α	γ_{40} ($\times 10^{-3} \text{ t/cm}^2$)	β_{40}	S/d (cm)
10	3.0	1.20	0.092	96456
9				155864
8				206160
7				249999
6				288407
5				321912
4				350828
3				375358
2				395644
1				411789

入力地震動は、日本建築センターの各種評定で多用される模擬地震動レベル1(最大速度 28.6cm/s、最大加速度 207.3cm/s²)、図11のレベル2(最大速度 53.4cm/s、最大加速度 355.7 cm/s²)、レベル3としてレベル2を1.5倍したもの(最大速度 80.1cm/s、最大加速度 533.6cm/s²)を用いた。

4.2.2 解析結果及び考察

図17、図18、図19にはそれぞれ、レベル1、2、3の地震動入力に対する各層の最大層間変形 d と質点の最大加速度 a を示す。各図において■はダンパー無し、○、△、□は温度40℃、23.5℃、10℃における応答である。

これらの図から、提案する方法により定めた容量のダンパーを設置したモデルは、各レベルの入力に対して加速度応答を過大にすることなく層間変形を抑制できることがわかる。特に、図19からは、レベル3のような大きな地震動の作用に対して、ダンパーが無い建物では特定層への変形集中が顕在化するが、ダンパーを設置した場合には各層の塑性率を1~2程度の間でほぼ一様におさめられることがわかる。

このように、変形の制御に粘弾性ダンパーが効果的であるのは、第一に各層の抵抗力が上がるためであり、第二に、ダンパーによるエネルギー吸収が行われるためである。第一の理由は、層間変形を抑えるのに有効である反面、上階への加速度の伝達を、非制振の場合に比して増加させるので、その最大値に留意する必要がある。即ち、粘弾性ダンパーを用いて耐震設計・耐震補強を行う場合、応答

加速度・層せん断力・転倒モーメントを過大にせずに層間変形を低減させることがポイントとなる。ここで提案した方法に基づいて設置容量を決めることにより、最上階の応答加速度を1~1.2G程度に抑えることが可能となりそうである。

本項で用いた建物モデルの剛性・耐力の分布は現行の耐震設計法に準じた良好なものである。そのようなモデルでも、特に大きな地震動に対しては層崩壊する可能性があるが、適切な容量の粘弾性ダンパーの設置は、そのような現象の発生を防ぐのに効果的である。

図17 レベル1相当に対する弾塑性モデルの最大応答

図18 レベル2相当に対する弾塑性モデルの最大応答

図19 レベル3相当に対する弾塑性モデルの最大応答

5. 結び

はじめに、粘弾性ダンパーを設置した系の減衰定数を定式化した。次いで、粘弾性ダンパーの設置容量の決め方として、粘弾性体の温度変化の範囲において、構造系の減衰定数を最大にする方法を示した。さらに、その方法により決められた容量のダンパーを設置したモデルの地震応答スペクトルにより、提案した方法で決めた容量のダンパーを設置することで、大地震動に対しても想定した温度範囲内で充分に応答を低減できることを示した。最後に、多層建物への応用例として、多質点弾塑性モデルの地震応答解析の結果を示した。これにより、提案した方法により適切な設置容量を決めることで、過大な地震動入力に対しても変位応答の安定性を確保できると共に、過大な加速度応答を防ぐことも可能であることを確認した。

本報告では、線形粘弾性ダンパーのみを対象としたが、非線形、特に粘弾塑性型のダンパー(図 2b 参照)は、建物の耐震性向上のためにはむしろ好ましいと考えられる場合もある^{14)~16)}ので、そのモデル化、地震応答性状に関する詳細な検討が必要である。

謝辞

本論文は早稲田大学理工学総合研究センターに設置されたプロジェクト研究「粘弾性ダンパーの開発と建築物の耐震設計・耐震補強への応用に関する研究(研究代表者: 曾田五月也)」における成果の一部をまとめたものである。関係各位より貴重な助言を数多く頂いたことに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) Kazuhiko KASAI and Yaomin FU "Seismic analysis and design using viscoelastic dampers" シンポジウム『耐震設計の1つの新しい方向』,東京,pp.113-140,1995.10
- 2) Fu,Y. and Kasai,K. "Comparative Study of Frames Using Viscoelastic and Viscous Dampers", Journal of Structural Engineering, ASCE, pp.513-522, 1998.5
- 3) T.T.Soong and G.F.Dargush "Passive energy dissipation systems in structural engineering" John Wiley & Sons,1997
- 4) 曾田五月也・高橋雄司「粘弾性ダンパーの耐震補強への応用について」コンクリート工学年次論文報告集,pp.191-196,1996.6
- 5) Satsuya SODA "Role of viscous damping in nonlinear vibration of buildings exposed to intense ground motion" Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 59,pp.247-264,1996
- 6) 森裕重ほか「粘弾性ダンパーを用いた CFT 造超高層住宅 (1)~(3)」日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.907-912,1997.9
- 7) 曾田五月也・和田純一・平田裕一・山中久幸「繰り返し加力実験にもとづく粘弾性ダンパーの力学モデルの構築」日本建築学会構造系論文集,pp.29-36,1994.3
- 8) 高橋雄司・曾田五月也「一般化マックスウェルモデルにより模擬される粘弾性ダンパーを有する構造物の応答解析方法」日本建築学会構造系論文集,pp.85-91,1998.9
- 9) 高橋雄司・曾田五月也「ランダム加力による粘弾性ダンパーの温度および振動数依存性の定量化」第 10 回日本地震工学シンポジウム講演論文集,pp.2833-2838,1998.11
- 10) 曾田五月也・高橋雄司「ランダム加力による粘弾性ダンパーの振動数依存性の定量化」日本建築学会構造系論文集,pp.43-49,1997.8
- 11) 曾田五月也「建築物の高減衰化による耐震性の向上について」早稲田大学理工総研シンポジウム,粘弾性ダンパーの開発と耐震設計・耐震補強への応用に関するシンポジウム,pp.61-62,1997.5
- 12) 畑田朋彦・小堀鐸二・石田雅利・丹羽直幹「Maxwell 型モデルを含む振動系の応答解析法(その 1) 定式化と数値シミュレーション」日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.645-646,1994.9
- 13) 曾田五月也・高橋雄司「粘弾性ダンパーによる建築構造物の耐震設計法」第 10 回日本地震工学シンポジウム講演論文集,pp.3027-3032,1998.11
- 14) 曾田五月也・榎原健一・谷垣正治「粘弾性/粘弾塑性ダンパーによる建築物の制振」日本機械学会 D&D'97 講演論文集,pp.153-156,1997.7
- 15) 金子美香・中村豊「振幅および振動数依存性を有する粘弾性ダンパーの力学モデルの構築」構造工学論文集 Vol.44B,pp.263-270,1998.3
- 16) 横川宏史・曾田五月也「HL 法による粘弾性ダンパーの履歴特性評価力学モデルの構築」早稲田大学理工総研シンポジウム,粘弾性ダンパーの開発と耐震設計・耐震補強への応用に関するシンポジウム,pp.17-20,1997.5

(1999年5月10日原稿受理, 1999年9月3日採用決定)