

構造物内部に設置された減衰装置の性能評価

THE PERFORMANCE EVALUATION OF
DAMPING DEVICES INSTALLED IN A BUILDING STRUCTURE

西村 功 *

Isao NISHIMURA

This paper discusses a vibration control performance of damping devices installed in a building structure. The motivation of this study comes from the recognition that we often observe much smaller damping performance than is expected from the pre-analytical study in many application projects. Emphasis is placed on the stiffness increase of the structure that is equipped with those damping devices. The relationship between the damping and stiffness augmentation is analytically obtained and expressed in a closed form solution. Therefore, the performance in terms of damping factor is easily evaluated by means of real eigen-value analysis. Numerical simulation is also conducted to ascertain the validity of the proposed method for a relatively large structure under earthquake disturbances.

Keywords: Passive vibration control, Feedback Control, Stationary Random Process, Earthquake Response, Damping
パッシブ制御、フィードバック制御、定常不規則外乱、地震応答、減衰

1 序 論

本論文は建築構造物など一般的な構造物を対象として、その構造内部に設置されたエネルギー吸収部材の減衰効果について、客観的に評価するために必要な条件とは何かについて考察したものである。

制震構造の考え方が小堀鐸二によって提唱された後¹⁾、いわゆるパッシブ系の制震装置あるいは減衰装置と呼ばれる様々な工法が発明あるいは工夫されて^{2), 3)}、多くの建築構造物に設置されるようになった^{4), 5)}。現在は、このような減衰装置(本論文では、この語で統一する。)に地震時の入力エネルギーを吸収させて、柱梁骨組み構造を弾性状態に保つことを可能とする構造が研究の対象となりつつある。特に、建物構造物の性能を正しく評価するという観点からは、「高性能な減衰装置の条件とは何か」という問いに対し答えることは、避けて通ることのできない社会的要請でもある。

本論文では、制御系の理論展開を建築構造計画に応用し、減衰装置を単なる構造部材としてではなく、入力装置としてフィードバックを受け持つ要素として扱う。この結果、減衰装置を接続した際の剛性の増大と減衰率の増大が互いに関連しており、剛性の増大が評価できれば減衰装置の性能を正しく評価できることを示した。さらに、構造系と減衰装置の動特性を個別に評価した上で全体系の振動解析モデルが構成できることを示し、地震応答解析によって前記の評価方法の妥当性を例示した。以上が本論文の要旨である。

2 研究の背景

振動制御の手法が建築の耐震構造の分野に応用され始めたのは、それほど古い話ではない。例えば、建築物に動吸振器を設置したり、建築物の棟間に減衰装置を設置したりすることは、初期の先駆的な

試みを除けば、主として最近20年間の出来事である。初期の試みの中には、建築物の層間速度に正比例する減衰力を発生する減衰装置で、剛床仮定の基に地震応答解析を行い、せん断力応答を大きく削減した設計もあった。油圧を用いた減衰装置を建物に設置した例や、粘性流体を用いた耐震壁、鋼材の弾塑性性状を利用した減衰装置など、様々な手法や工法が次々と考案されてきた。

これらの減衰装置は、実験室における振動実験などで性能が確認されてから、実施建物に応用されることが殆どであった⁶⁾。ところが、こうした実施建物の竣工後に行われた加振器による振動特性実験で、解析どおりの減衰付と効果が観測されることは少なかった⁷⁾。特に、対象とする建築構造物が巨大になればなるほど解析と実測結果が遊離し、観測される減衰効果は極めて少ないことが次第に知られるようになってきた⁸⁾。実験室における振動台実験では大きな成果を上げた減衰装置も、大型の超高層建物などに実際に用いられると解析どおりの減衰効果が得られない。この認識は、担当した技術者の経験として蓄積されつつある。現在、大型の建築構造物に作用する地震エネルギーを極めて矮小な減衰装置では集中的に処理できないとする見方と、これが可能であるとする考え方が技術者の間に混在している。そのため、解析モデルの作り方如何で減衰装置の性能を高くもできれば低くもできるという極めて不健全な状況が、多くの良識的な構造技術者を倫理的に悩ませているのが現状である。

本論文は、以上の背景を踏まえ、減衰装置の性能を客観的に評価するために必要な条件は何であるかを考察する。特に、減衰装置を組み込むことによる建物剛性の増大が、減衰効果と1対1に対応していることを示し、これを評価することにより減衰装置の性能が正しく推定できることを示した。

3 1質点モデルによる装置接続剛性の影響

層間に設置された減衰装置のモデル化に際し、図1に示す Maxwell モデルの使用されることが多い。このとき、装置接続剛性 k_d が装置の限界を決定する主たる要因であることは良く知られている。ここでは、建物全体をマクロの Maxwell モデルと考え、次の運動方程式を得る。ここで、 $f(t)$ は外乱である。

$$\begin{cases} m\ddot{x} + kx + k_d(x - y) = mf(t) & (1) \\ k_d(x - y) - c_d\dot{y} = 0 & (2) \end{cases}$$

減衰係数 c_d には系の減衰効果を最も高めることのできる最適な値の存在することが知られており、様々な手法によって導くことができる。定常不規則外乱としてホワイトノイズを仮定したときの変位応答の2乗平均期待値が、最も小さくなる減衰係数の値を以って最適値と定義した場合は、式(3)、(4)にて与えられる⁹⁾。

$$c_{opt} = 2m\omega_o\eta_{opt} \quad (3)$$

$$\eta_{opt} = \frac{1}{2}\beta \quad (4)$$

ここで、

$$\beta = \frac{k_d}{k} \quad \omega_o = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \omega_\infty = \sqrt{\frac{k + k_d}{m}} \quad (5)$$

減衰装置を設置する前の構造物の角振動数 ω_o は装置の減衰係数 c_d がゼロであった場合の系の振動数であり、減衰係数が無限大に大きい場合の構造物の角振動数は ω_∞ である。両者は式(5)で与えられる。このとき、式(3)の値を設定した Maxwell モデルにおける減衰効果を等価な1質点モデルで評価することができる。等価減衰係数 c_{eq} は式(6)にて、減衰率 η_{eq} は式(7)で与えられる⁹⁾。

$$c_{eq} = 2m\omega_{eq}\eta_{eq} \quad (6)$$

$$\eta_{eq} = \frac{k_d}{2k + k_d} \sqrt{\frac{k}{2(2k + k_d)}} \quad (7)$$

従って、Maxwell モデルと等価な1質点系のバネ定数 k_{eq} と角振動数 ω_{eq} は、それぞれ式(8)と(9)にて与えられる⁹⁾ (図1参照)。

$$k_{eq} = m\omega_{eq}^2 \quad (8)$$

$$\omega_{eq} = \sqrt{\frac{\omega_o^2 + \omega_\infty^2}{2}} \quad (9)$$

本論文で取り上げようとしている減衰装置の性能評価とは、外乱のスペクトルや非正常性に依存することなく、「構造計画上、減衰装置の設置によって減衰効果をどこまで高めることができるのか？」を論じる点にある。もし、減衰係数 c_{opt} を設定した Maxwell モデルの地震応答と、減衰率 η_{eq} を持つ1質点モデルの地震応答が、ほぼ等価であることが示されれば、地震外乱の影響を排除して議論を進めることが可能となる。そこで、 c_{opt} として式(3)を設定した Maxwell モデルにおける地震応答スペクトルと、式(6)、(8)を減衰係数とバネ定数を持つ等価な1質点モデルの地震応答スペクトルを

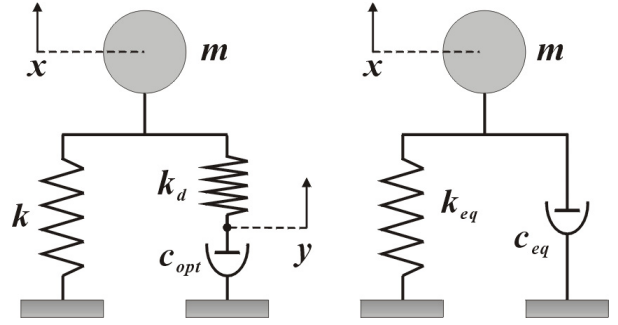


図1 建築構造物の Maxwell モデルと等価1質点モデル

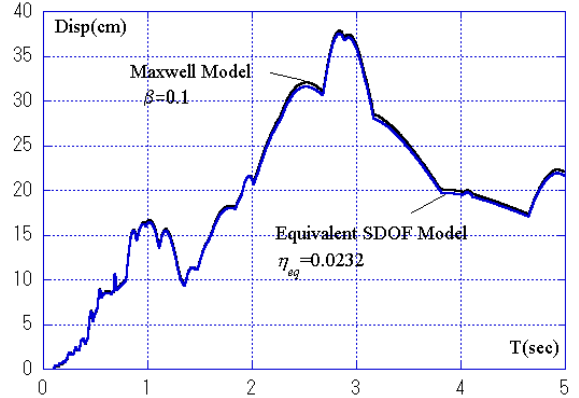


図2 変位応答スペクトルの比較(EI Centro NS 341gal)

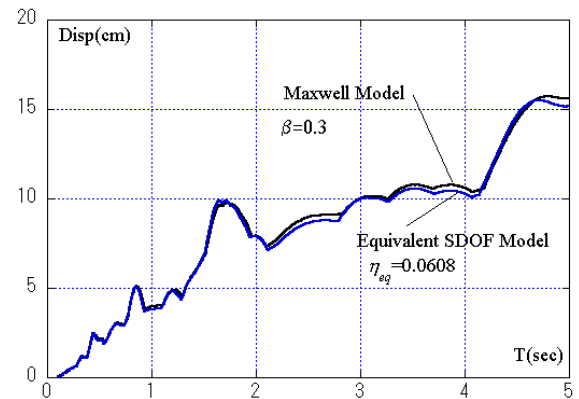


図3 変位応答スペクトルの比較(Taft EW 176gal)

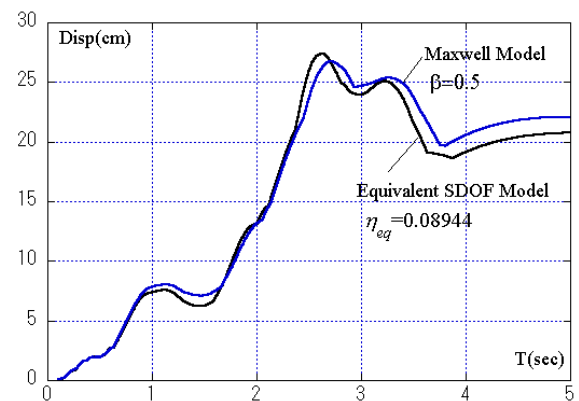


図4 変位応答スペクトルの比較(Hachinohe NS 225gal)

数値解析的に比較検討した。結果を図2～4に示す。外乱としてはEl Centro(NS)341gal、Taft(EW)176gal、Hachinohe(NS)225galを用い、変位応答のスペクトルを示す。式(7)からは、等価減衰率 η_{eq} は装置の接続剛性 k_d と建物剛性 k の比率 β にのみ、依存することがわかる。事実、図2～4を見ると両者は良い一致を示し、式(7)による評価は妥当であることがわかる。本論文では、代表的な3例の地震外乱に対しての数値解析結果を示すに留めるが、筆者はその他の地震動に対しても両者の一致を確認している。

結局、減衰係数を無限大とした場合における系の振動数と減衰係数を零とした場合の振動数が判れば、最適減衰係数を推定することができ、1質点系に置換した場合の等価減衰率も求めることができる。これが、1質点系 Maxwell モデルにおける結果である。最近の研究によれば、セミアクティブ型減衰装置で最もエネルギー吸収効率を高めた場合は、装置接続剛性 k_d が丁度2倍の最適線形ダンパと全く同じ付加減衰効果の得られることが示されている^{11,12)}。また、能動型ブレースの場合でさえも、接続剛性 k_d の値は制御効果と密接な関係のあることが判明している⁹⁾。

4 多自由度系内部に1台の装置が組み込まれた系

装置接続剛性 k_d の評価が重要であることは以上の通りであるが、従来の研究では接続剛性 k_d の値が必ずしも正確に評価されてきたわけではない。本節では、この理由を考察する。

従来、装置の接続剛性とは、オイルの圧縮剛性や取り付けられた筋交いの軸剛性であると考えられてきた。しかし、建物構造物のように巨大で複雑な構造系の中に存在する特定の2点（装置を接続した2点）の動きが、装置内部の剛性のみで決定するとは考え難い。なぜなら、減衰装置が接続される2点は互いに近傍にあり、建物構造全体からすれば極めて限定的な局所的事情と考えられるからである。仮に、建物全体系の中に1つの減衰装置が設置されたとして、系全体の振動エネルギーに占める装置部材の負担エネルギーの割合を推定すれば、その割合は建物規模との相対的な関係によって変化すると考えられる。つまり、大型の構造物に設置された装置の接続剛性と小型の構造物に設置された装置の接続剛性では、両者の間に大きな違いが存在する。言い換えるならば、構造物の規模がモデルに反映されていない場合は、装置の接続剛性が正確に評価されたとは言えないのである。

勿論、装置の接続剛性には、オイルの圧縮性や筋交いの軸剛性などを勘案した装置内部剛性を考慮することが不可欠である。しかしながら、装置が一体どのような構造物に接続されているかを考慮することなく、減衰装置の評価を正しく行うことは不可能なのである。装置接続剛性とは、「装置を接続することによる建物剛性の増加」と理解すべきものである。

本節では、多自由度系の振動モデルに減衰装置を一台だけ設置した場合を想定し、1次モードに対する接続剛性を正確に把握する方法を検討する。接続剛性が求めれば、前節の方法により減衰装置の性能を正しく評価できる。しかしながら、多自由度系の場合は、簡単に接続剛性の絶対値を評価できない。なぜなら、装置を接続したときに起きる建物剛性の増大はスカラー量ではなく剛性マトリクスとなるからである。そこで、次のような置換を行なう。

一例として、減衰装置を設置する前の柱梁骨組を図5に、さらに、

減衰装置の内部剛性 k_n で緊結した状態の柱梁骨組を図7に示す。結論から先に記せば、図5と図7の構造系の固有値解析を先に行い1次モードの角振動数 ω_o と ω_∞ を求める。この結果から建物剛性の増大率 β （装置接続剛性の建物剛性に対する割合）を次式で推定できる。

$$\beta = \frac{\omega_\infty^2 - \omega_o^2}{\omega_o^2} \quad (10)$$

また、この骨組における減衰付与効果は次式で予測できる。これは、式(7)の拡張である。

$$\eta_{eq} = \frac{\beta}{2 + \beta} \sqrt{\frac{1}{2(2 + \beta)}} \quad (11)$$

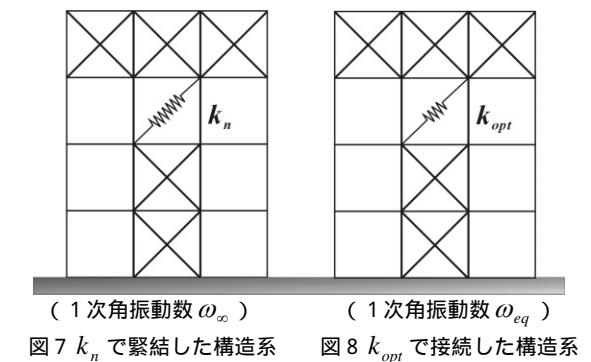
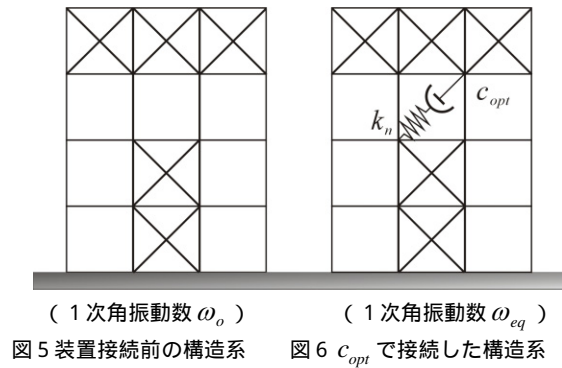
多自由度系の主要モードに対しても、前節の結果が当てはまるならば、最適な減衰装置が設定された構造系（図6）における1次の角振動数 ω_{eq} は、次式に等しくなければならない。

$$\omega_{eq} = \sqrt{\frac{\omega_o^2 + \omega_\infty^2}{2}} \quad (12)$$

このとき、最適な減衰係数 c_{opt} は、次式でほぼ近似できる。

$$c_{opt} \omega_o = 2k_{opt} \quad (13)$$

ただし、 k_{opt} は最適な等価接続剛性であり、構造系の1次角振動数が ω_{eq} となるブレースの剛性（図8）として定義される。1質点系の場合は k_{opt} は k_d の半分であり、式(13)は式(3)の拡張である。この方法によれば、極めて簡単に減衰装置の性能を等価1質点系の減衰率 η_{eq} によって把握することができる。



建物剛性の増大に関する前記の結果は、以下に述べる制御系のフィードバック理論によって説明できる。まず、図9には装置設置前の骨組みモデルを示す。各階の水平変位を x_i ($i=1,2,3,4$) とし、減衰装置の変形を y とする。各階に作用する水平力を f_i ($i=1,2,3,4$) とし、減衰装置からの制御力を u とする。外力それぞれに単位荷重を作用させながら、順次骨組みの変位と制御装置の変位を計算し、内力である制御力 u も同様に処理すると、図9に示すように各階の変位が計算できる。

最後に、柔性マトリクスが式(14)で与えられる。ここでは、 x ならびに f はベクトル量であり、 y と u はスカラー量である。

$$\begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_F & D_{FU} \\ D_{UF} & D_U \end{bmatrix} \begin{bmatrix} f \\ u \end{bmatrix} \quad (14)$$

式(14)の逆行列を求めることにより、剛性マトリクスが得られる。勿論、各階の変位を拘束することによって剛性マトリクスを先に求めても同様の結果が得られる。

$$\begin{bmatrix} f \\ u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_X & -K_{XY} \\ -K_{YX} & K_Y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} \quad (15)$$

以上の結果から、次の連立方程式が得られる。

$$\begin{cases} f = Kx + Hu \\ y = Tx + Lu \end{cases} \quad (16)$$

ここで、

$$\begin{aligned} K &= D_F^{-1} & H &= -D_F^{-1}D_{FU} \\ T &= K_Y^{-1}K_{YX} & L &= K_Y^{-1} \end{aligned} \quad (17)$$

以上の構造モデルに減衰装置の動特性を考慮して全体系のモデルを構成する。最も簡単な場合は装置が無い場合であり、このとき制御力 u は恒等的に零である。従って、全体系の剛性マトリクスは、式(16)より求まる。

$$\begin{cases} f = Kx \\ y = Tx \end{cases} \quad (18)$$

仮に、図7において減衰装置の内部剛性 k_n が無限大と仮定すれば、装置変形 y は恒等的に零となり、式(16)より次式を得る。

$$u = -L^{-1}Tx = -K_{YX}x \quad (19)$$

式(19)を式(16)に代入すると次式を得る。

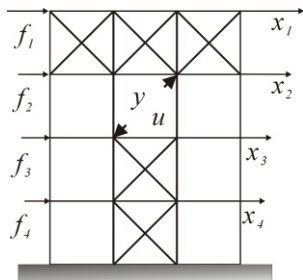


図9 内力による各階変位と装置変形（装置一台）

$$f = K(I + D_{FU}K_{YX})x \quad (20)$$

式(20)を変形すると式(21)となる。

$$\begin{cases} f = (K + K_D)x \\ K_D = KD_{FU}K_{YX} \end{cases} \quad (21)$$

式(21)から理解できるように、装置内部剛性 k_n が仮に無限大であったとしても、全体系としての建物剛性の増大 K_D には上限のあることが判る。式(21)で定義できる K_D は、1質点系における減衰装置の接続剛性 k_d を多自由度系に置換したときの接続剛性と考えられることができる。従来、減衰装置の接続剛性 k_d は、装置の内部剛性 k_n と等しいと考えられてきた。しかし、装置の内部剛性をどれほど大きくしても、多自由度系構造物との接続剛性 K_D は有界であり、減衰装置の性能には一定の限界が生じる。

以下、装置の内部剛性 k_n で緊結した場合の1次角振動数 ω_∞ の評価（図7参照）について述べる。この場合の装置特性は簡単に次式で表される。

$$u = -k_n y \quad (22)$$

式(22)を式(16)に代入して整理すると式(23)を得る。

$$K_D = \frac{k_n}{k_n + K_Y} KD_{FU}K_{YX} \quad (23)$$

$$M\ddot{x} + (K + K_D)x = 0 \quad (24)$$

最後に、式(24)による実固有値解析を行い、装置の内部剛性 k_n (有限の値) で緊結した状態における1次角振動数 ω_∞ を求めることができる。その後、式(10)によって1次モードに対する建物剛性の増大率 β 、式(11)によって1次モードに対する減衰率 η_{eq} を、それぞれ評価する。この方法によれば、複素固有値解析を用いることなく、容易に減衰効果を把握することができる。なお、式(23)の物理的な意味は、次節で詳しく検討する。

5 多自由度系内部に複数の装置が組み込まれた系

次に、図11に示すように複数台の減衰装置が建物内部に組み込まれた場合の評価方法について考える。この場合は、装置設置位置における制御力 u_i ($i=1,2,3$) と装置変位 y_i ($i=1,2,3$) はベクトル量となる。しかし、柔性マトリクスと剛性マトリクスの表現は式(14)、(15)と全く同じである。このとき、各減衰装置の内部剛性がそれぞれ次式にて与えられたとする。

$$k_{n,i} \quad (i=1,2,3) \quad (25)$$

このとき、式(22)の代わりに式(26)を用いると内部剛性は式(27)となる。

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} k_{n,1} & 0 & 0 \\ 0 & k_{n,2} & 0 \\ 0 & 0 & k_{n,3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix} \quad (26)$$

$$K_N = \begin{bmatrix} k_{n,1} & 0 & 0 \\ 0 & k_{n,2} & 0 \\ 0 & 0 & k_{n,3} \end{bmatrix} \quad (27)$$

このとき、装置接続剛性 K_D は式(23)の代わりに式(28)で与えられる。

$$K_D = KD_{FU} [I + K_Y K_N^{-1}]^{-1} K_{YX} \quad (28)$$

式(28)は式(23)の拡張であり、装置内部剛性と建物構造の両者を考慮した接続剛性である。如何なる減衰装置を工夫しようとも、接続剛性の値をこれ以上増大させることはできない。式(21)と比較すると、装置の内部剛性 K_N の他に装置の外部剛性とでも呼ぶべき K_Y が、接続剛性 K_D の値をさらに低下させていることが判る。

線形の減衰装置の場合は、式(24)によって固有値解析を行い、1次モードの ω_o と ω_∞ を求めることで、建物剛性の増大率 β を式(10)により求め、式(11)より減衰装置の等価減衰率を評価することができる。

式(28)からは多くのことが理解できる。従来、線形の減衰装置の場合、内部剛性 K_N は減衰装置の性能にとって大変重要であると考えられてきた。そのため、取り付け部分の緩みやシリンダー軸部の剛性が、建物全体の減衰効果に重大な影響を与えると信じられ、これらを改善する工夫が施されてきた。しかし、式(28)からは、装置の内部剛性 K_N と装置側からみた外部剛性 K_Y の比率こそが問題となることに気が付く。ここからは、局所的な条件が建物全体に与える影響には限りがあるという常識的な結果が得られる。

また、弾塑性型減衰装置の場合は、装置内部剛性 K_N がエネルギーの吸収と共に低下するため、減衰装置の性能が劣化するように思われる。従来、減衰装置の内部剛性の低下は性能に直結すると考えられてきたため、弾塑性減衰装置の性能は低いと考えられてきた。しかしながら、建物側の外部接続剛性 K_Y によって上限が制限されているため、 K_N の影響を少なく抑えられる場合がある。例えば、間柱に弾塑性型減衰装置を接続した場合は、間柱の変形がかなり大きいため K_Y の値は小さくなり、結果として弾塑性型減衰装置の内部剛性の低下による性能低下は比較的少ない。これとは対照的に、ブレースタイプの弾塑性型減衰装置の場合は外部剛性 K_Y が装置内部剛性 K_N に比較して大きいため、弾塑性部材の塑性化に伴い装置内部剛性 K_N が低下して、性能の低下が避けられないと考えられる。これを避けるためには、 K_N が比較的大きな弾塑性ブレースを設定する必要があり、結果として、降伏荷重の調節が困難になる場合もある。しかも、この値は建物の規模によって影響を受けるのである。

さらに、式(28)には D_{FU} と K_{YX} の2つの項が現れる。この2つは、前者が減衰装置からの制御力によって建物変位がどれほど変化するかを表しているのに対し、後者は建物変位が生じたときに減衰装置の変位を拘束するために必要な装置反力を表している。従って、梘子の原理を用いて減衰効果を高めたとされている多くの減衰装置では、 D_{FU} を増大させる代わりに K_{YX} が減少しており、両者の積であらわされた式(28)は、何ら変化しないことがわかる。結局、梘子の原理を応用しても、建物剛性を増大させることはできず、減衰効果を高める効果は限られたものになる¹⁰⁾。

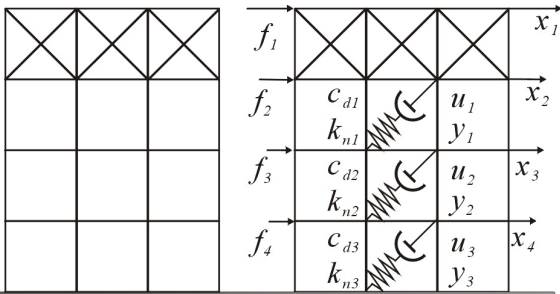
式(28)の K_N について考察すると、同じ減衰力を発生させることのできる減衰装置であれば、大型の一台を設置するのではなく、小型の数を分散配置させたほうが、効率の高いことが判る。それは、内部剛性を表す行列の次元が大きくなることで建物全体に与える剛性が大きくなると推定できるからである。このように、式(28)を用いれば、構造計画の極めて初期の段階から制震構造による減衰付と効果をほぼ正確に推定し、効果的な構造計画を実現できる。

また、ここで示した方法は耐震設計にも応用できる。例えば、ブレースの剛性や耐震壁の剛性なども、実験室で得られるものは内部剛性である。実務の設計では、ブレース剛性を低減して負担せん断力を低下させることが普通に行われているが、実はブレース剛性が無限大であっても、ブレースの負担せん断力には限度のあることがわかる。このように、耐震部材の剛性評価の際にも、ブレース変形を y 、ブレース反力を u としたフィードバック系を構成し、内部剛性 K_N と接続剛性 K_D を区別すれば客観的な評価ができる。過去に行われた多くの設計事例では、装置の内部剛性が装置接続剛性と等しく扱われてきたために、減衰効果が実際よりも高めに評価される傾向にあったことは否めないのである。

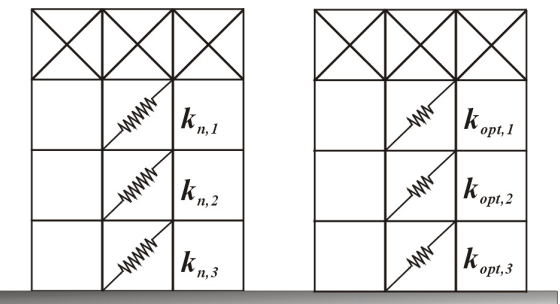
最後に、各減衰装置の最適減衰係数は、次式にて決定できる。これは、式(13)の拡張である。

$$c_{opt,i} \omega_o = 2k_{opt,i} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (29)$$

式(29)において、 $k_{opt,i}$ ($i = 1, 2, 3$) とは、図13に示す各装置の最適等価接続剛性である。最適等価接続剛性は、この値を各装置に設定した場合、全体系の1次固有角振動数 ω_{eq} が次式に等しくなる場



システム A (1次角振動数 ω_o) システム B ($\omega_o < \omega < \omega_\infty$)
図10 装置接続前の構造系 図11 減衰装置接続後の構造系



(1次角振動数 ω_∞) (1次角振動数 ω_{eq})
図12 k_n で緊結した構造系 図13 k_{opt} で接続した構造系

合として定義される。

$$\omega_{eq} = \sqrt{\frac{\omega_o^2 + \omega_\infty^2}{2}} \quad (30)$$

勿論、 $k_{opt,i}$ ($i=1,2,3$) の組み合わせは、一意的ではない。なぜなら装置が3台あり、自由度が多過ぎるからである。例えば、第1層と第2層の減衰係数を大きく設定し、第3層の減衰係数を調節することで、1次モードの振動数について、式(30)を満足させることができる。これは、恰も中間層免震構造に似た振動性状を示し、第3層で集中的に振動エネルギーを吸収することになる。また、第1層から第3層まで均等にエネルギー吸収が起きるように各層の $k_{opt,i}$ ($i=1,2,3$) を設定することも可能である。各層の層間変形に限界がある場合は妥当な選択である。

あるいは、2次、3次の振動モードにおいてもある程度の減衰効果を期待しながら、主要モードである1次モードの減衰効果を最大にするような、各装置の減衰係数の設定が可能である。この場合は、式(29)がそれぞれの振動モードについて成立するように最適等価接続剛性 $k_{opt,i}$ ($i=1,2,3$) を選択すればよい。

上記の議論は、応用分野における実施設計上の構造計画問題となるため、本論文ではこれ以上扱わないこととする。

6 数値解析モデル

接続剛性 K_D を求めることができれば、減衰装置の性能を1質点系の等価モデルに置換したときの等価減衰率 η_{eq} を求めることができ、減衰装置の性能を客観的に評価できることは、以上の通りである。では、多質点系における地震応答解析用モデルは、どのように構成すればよいのであろうか。本節では、前節で示した多自由度系解析モデルの構成方法について述べる。

まず、図14に示すような内部剛性 k_n を持つ油圧式減衰装置が接続された場合を考察する。ここでは、内部剛性とは減衰装置のオイルの圧縮剛性や取り付け筋交いの軸剛性を考慮した値と定義する。内部剛性と減衰係数を、それぞれ、 k_n と c_d で表すならば、減衰力 u と装置変形 y の関係は図14を参照して、次の伝達関数で表される。

$$u(s) = -\frac{c_d k_n s}{s c_d + k_n} y(s) = -k_n \left(1 - \frac{k_n}{s c_d + k_n} \right) y(s) \quad (31)$$

結局、式(31)をブロックダイアグラムで表すと図15となる。これが装置単体の動特性である。また、式(31)は次の微分方程式と等価である。下式では、 y が入力を、 u が出力を表す。 v と \dot{v} はいわゆる状態量である。

$$\begin{cases} \dot{v} + \omega_d v = \omega_d y \\ u = k_n v - k_n y \end{cases} \quad (32)$$

ここで、

$$\omega_d = \frac{k_n}{c_d} \quad (33)$$

一方、多数の減衰装置が設置されていても、それぞれの装置は独立であるから、次の対角行列で表現できる。ここでは、図11を参照して式(35)を定めた。

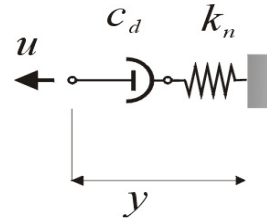


図14 装置単体のモデル

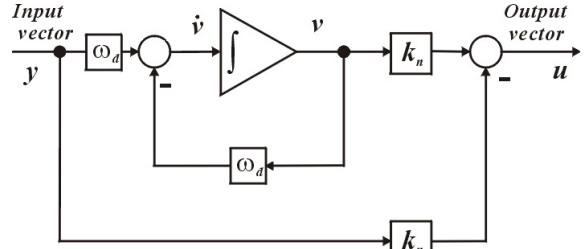


図15 装置単体の動特性

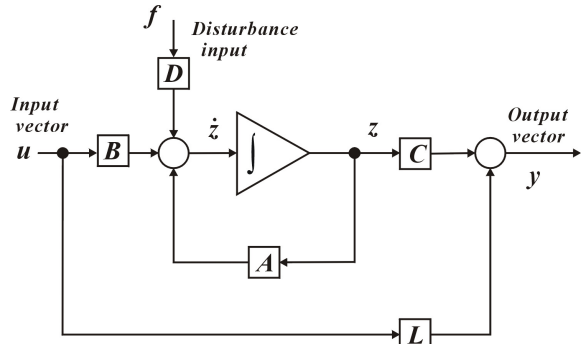


図16 システムAのブロックダイアグラム
(減衰装置接続前の構造系動特性、図10参照)

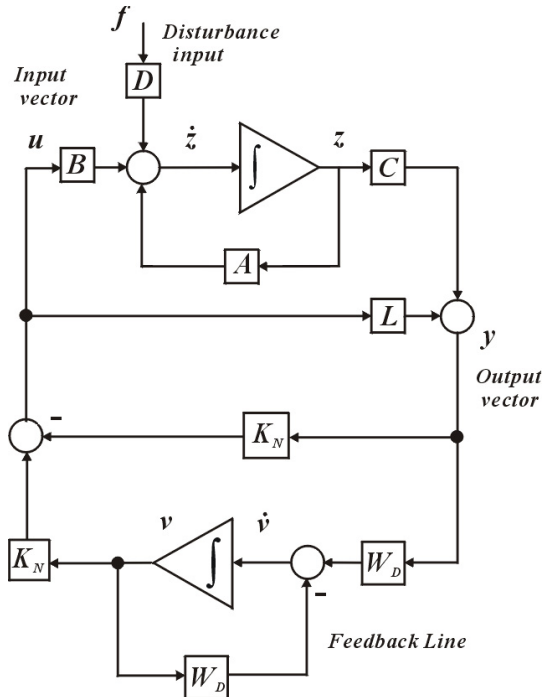


図17 システムBのブロックダイアグラム
(減衰装置接続後の全体系動特性、図11参照)

$$\begin{cases} \dot{v} = -W_D v + W_D y \\ u = K_N v - K_N y \end{cases} \quad (34)$$

ここで、

$$K_N = \begin{bmatrix} k_{n,1} & 0 & 0 \\ 0 & k_{n,2} & 0 \\ 0 & 0 & k_{n,3} \end{bmatrix} \quad W_D = \begin{bmatrix} \frac{k_{n,1}}{c_{d,1}} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{k_{n,2}}{c_{d,2}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{k_{n,3}}{c_{d,3}} \end{bmatrix} \quad (35)$$

地震外力が作用したときの全体系の運動方程式は式(36)で表される。

$$M\ddot{x} + Kx + Hu = -M\{1\}\ddot{x}_G \quad (36)$$

式(17)を参照して式(36)を書き換えると次式を得る。

$$\begin{cases} \dot{z} = Az + Bu + Df \\ y = Cz + Lu \end{cases} \quad (37)$$

$$y = Cz + Lu \quad (38)$$

ここで、次の置換を行った。

$$z = \begin{bmatrix} x \\ \dot{x} \end{bmatrix} \quad \dot{z} = \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \ddot{x} \end{bmatrix} \quad f = \ddot{x}_G \quad (39)$$

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & 0 \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ -M^{-1}H \end{bmatrix} \quad (40)$$

$$C = [T \quad 0] \quad D = \begin{bmatrix} 0 \\ -\{1\} \end{bmatrix} \quad (41)$$

図 10 に示す構造系は減衰装置を含まない系であり、この系に地震外力が作用した場合の方程式は式(37)、(38)で表されることになる。この系をシステム A と定義したとき、システム A のブロックダイアグラムを図 16 に示す。システム A の内部に減衰装置を有する構造系が図 11 であり、これをシステム B と定義し、ブロックダイアグラムを図 17 に示す。つまり、システム A に減衰装置のフィードバックを施したものが、システム B となる。図 17 と式(34) ~ (41)を参照して、最終的に、状態方程式は次式となる。

$$\begin{bmatrix} \dot{z} \\ \dot{v} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_1 & A_2 \\ A_3 & A_4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} z \\ v \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} D \\ 0 \end{bmatrix} f \quad (42)$$

ここで、上記の各マトリクス要素は次式で与えられる。

$$A_1 = A - B[I + K_N K_Y^{-1}]^{-1} K_N C \quad (43)$$

$$A_2 = B[I + K_N K_Y^{-1}]^{-1} K_N \quad (44)$$

$$A_3 = W_D[I + K_N K_Y^{-1}]^{-1} C \quad (45)$$

$$A_4 = -W_D[I + K_N K_Y^{-1}]^{-1} \quad (46)$$

7 数値解析例

7.1 2層4スパン平面フレームの間柱に設置した場合

高さ 8m、4 スパンの鋼構造柱梁骨組み(図 18)の中央部分の間柱に同一の減衰装置を 2 台設置するものと仮定し、減衰効果を検討した。柱梁の断面性能を図 18 に併記し、剛性と柔性マトリクスは式(14)、(15)から算定した。また、各階の重量を 100ton と仮定した。減衰装置の内部剛性 k_n を変化させたときの 1 次固有周期の変化を図 19 に示す。同図からは、内部剛性 k_n は比較的低い値でも減衰性能を確保できることが理解できる。実際、内部剛性 k_n は 100KN/mm 程度あれば十分であり、このとき最適減衰係数 c_{opt} は 1.67KNsec/mm となる。また、等価減衰率 η_{eq} は 0.056 であり、等価角振動数 ω_{eq} は 26.8rad/sec となる。前節の方法によって地震応答を数値解析し、El Centro(NS)341gal 入力に対する上層の時刻歴変位応答を図 20 に示す。上層の刺激係数が 1.20 であることを考慮し、等価 1 質点系に El Centro(NS)409gal を入力した場合の変位応答を図 21 に示す。両者はほぼ一致し、前節のフィードバック系を考慮した数値解析モデルの妥当性と評価式(11)、(12)の有効性を示している。

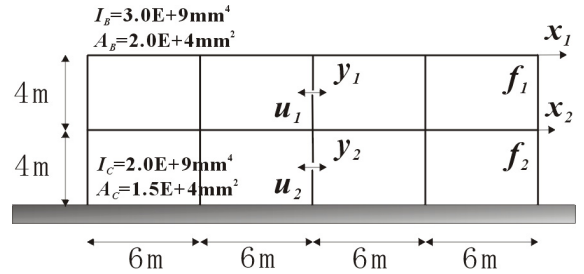


図 18 2層4スパン間柱モデル

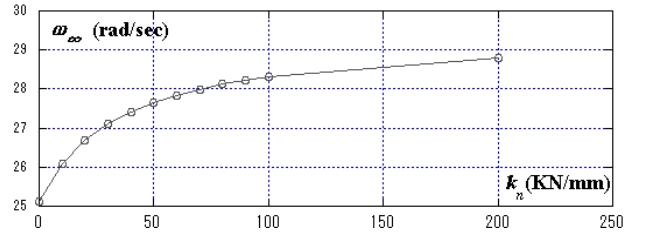


図 19 減衰装置内部剛性の変化と 1 次固有角振動数の変化

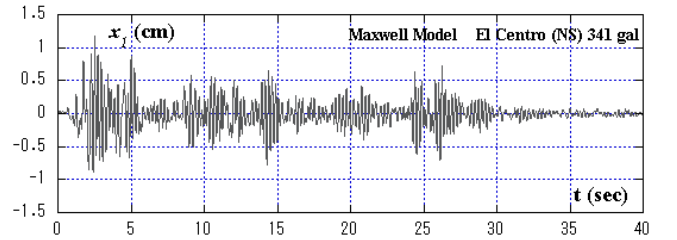


図 20 最適減衰を設定したモデルの上層 x_1 の変位時刻歴応答

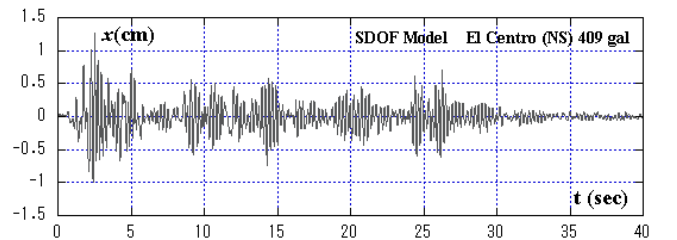


図 21 等価 1 質点系変位時刻歴応答 (El Centro NS 409gal)

7.2 30層平面フレームに設置した減衰装置

高さ80m、3スパンの鋼構造柱梁骨組み(図22)の全階にブレースを介して同一の減衰装置を設置した場合の減衰効果を検討した。柱梁の断面性能は、図22に併記した。各階の重量は100tonと仮定した。減衰装置の内部剛性 k_n を変化させたときの1次固有周期の変化を図23に示す。現実的なオイルの圧縮性や取り付けブレースの剛性を勘案すれば、現実的な k_n の値は300KN/mm程度が限界と考えられる⁷⁾。このとき、角振動数 ω_{eq} は2.90rad/sとなり、1次固有周期に対する接続剛性の増大率 β は0.24となる。また、式(12)より等価角振動数 ω_{eq} は2.75rad/sとなり、最適等価接続剛性 k_{opt} は100KN/mmとなる。この結果、全層に同じ減衰装置を設置したときの最適減衰係数 c_{opt} は、77.0 KNsec/mmとなる。

このとき、期待できる減衰率 η_{eq} を式(11)から推定すると、5.0%となる。高層建物において減衰装置を設置できる構面は全体の1/3程度であることを勘案すると、現実的に得られる等価減衰率は更に半減することが予想される。事実、油圧式の線形減衰装置を設置した高層建物の竣工後に行なわれた加振実験では、1次モードに対して2%前後の減衰率の増大が報告される事例が多いが、ここで示した数値解析結果は従来報告されている観測結果を裏付けるものである。

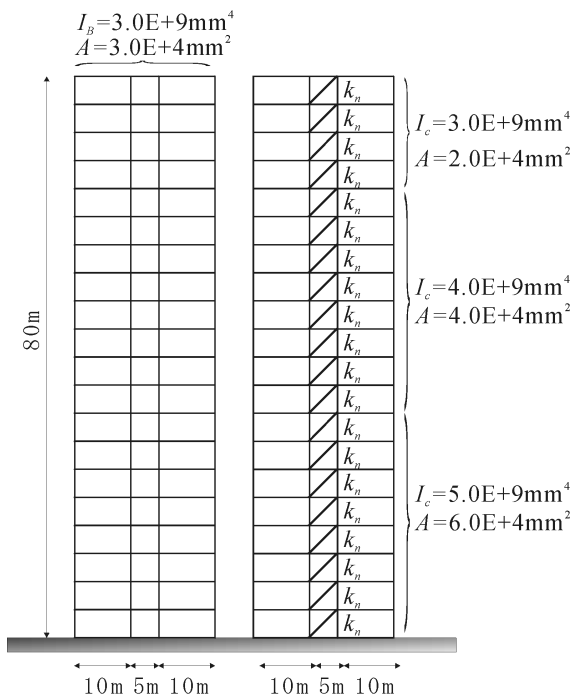


図22 20層建物骨組みモデルによる解析例

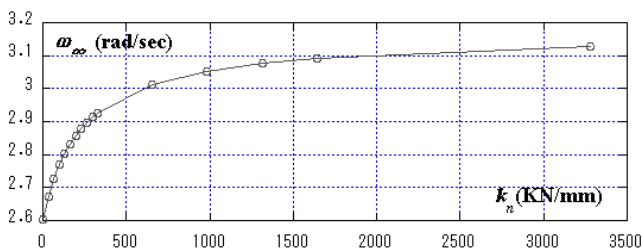


図23 内部剛性の変化と1次固有角振動数の変化

8 結 語

建築構造の動力学では、減衰と剛性の行列を独立にモデル化することが伝統的に行われてきたため、振動数の変化を伴うことなく減衰だけが著しく増大するモデルを現在も用いている。また、せん断剛性は水平剛性に等しいとする仮定も一般的に行われている。減衰装置を有する建物の性能評価を混乱させる背景には、このような様々な原因を挙げることができる。

本論文では、減衰装置を建物内部に設置することによる建物剛性の増大(装置接続剛性)と減衰率の増大は深く関係していること、装置接続剛性が簡単な方法によって推定できること、推定された装置接続剛性は建物規模により影響を受けること、などの重要な結果を得た。特に、装置接続剛性と主要モードの減衰率との対応が示され、線形の減衰装置に関する限り、その性能を等価1質点モデルの減衰率と読み替えて評価できることが、地震応答スペクトルの一致や多自由度モデルによる数値解析によって例示された。今後は、弾塑性ダンパやセミアクティブダンパなど、個別の減衰装置の動特性が全体系に対して与える影響について考察することが課題である。

近年、構造体の一部にエネルギー吸収部材を設置することで柱梁骨組みの地震時損傷を抑える応答制御型の設計が注目を浴びているが、実験室レベルで効果の大きい減衰装置であっても、大型の建築構造物に適用した場合には必ずしも期待通りの応答低減効果が得られない場合もあることに注意すべきである。構造物の大きさやエネルギー吸収部材の剛性は同時に勘案して構造計画がなされるべきであり、さもなければ応答低減効果を正しく評価することができない。振動制御装置を備えた構造物の設計で、建物の振動制御効果が不適切に評価された場合は、建物の大地震時における損傷被害を拡大しかねない危険性をはらんでおり、本論文はこの点に警鐘を発するものである。

参考文献

- [1]小堀鐸二、その他、他、“ダイナミックインテリジェントビルを試みる可変剛性を有するD.I.B.”、日本建築学会大会梗概集、構造B-1、pp.839~841、1986年
- [2]畑田朋彦、栗野治彦、倉田成人、他“高減衰構造の研究”、日本建築学会大会梗概集、構造1、Vol. B、pp.1007-1012、1992年
- [3]田上淳、栗野治彦、畑田朋彦、その他、“高減衰構造の実用化研究”、日本建築学会大会梗概集、構造1、pp.657-662、1993年
- [4]浅野清昭、伊藤嘉朗、“粘弾性体を利用した制振構法に関する研究”、日本建築学会大会梗概集、構造1、Vol. B、pp.1023-1026、1992年
- [5]横田治彦、岡田敬一、他“粘弾性ダンパーを設置した高層建物の振動特性(その1)から(その2)”、日本建築学会大会梗概集、構造1、Vol. B、pp.1019~1022、1992年
- [6]倉田成人、小堀鐸二、他“高減衰構造の実験的研究 3層試験体の振動実験”、構造工学論文集、38(B)、pp.235~244、1992年
- [7]石原和男、鈴木良秋、他、“高減衰オイルダンパによる高層建物の制震”、日本建築学会大会梗概集、構造B-2、pp.851-856、1996年
- [8]浅野清昭、伊藤嘉朗“粘弾性体を利用した制振構法に関する研究”、日本建築学会大会梗概集、構造1、pp.631~632、1993年
- [9]西村功、“非定常不規則外乱下における能動型ブレースのエネルギー吸収応答”、日本建築学会構造系論文集、第567号、pp.55~62、2003年5月
- [10]西山正三、他“減衰増幅装置を用いた構造物の応答制御に関する研究”、日本建築学会大会梗概集、構造1、pp.651-652、1993年
- [11]栗野治彦、山田俊一、小堀鐸二、“エネルギー吸収能力最大化を目的としたセミアクティブダンパの開発(その1)”、日本建築学会学術講演梗概集、構造B-2、pp.829~830、2000年
- [12]栗野治彦、“Maxwell型セミアクティブダンパの振動制御能力に関する基礎的考察”、日本建築学会構造系論文集、第564号、pp.63~70、2003年2月