

建築構造力学（6）

第 11 回 パッシブ型制震構造のモデル化

11.1 多自由度系振動解析モデルの復習と減衰マトリクス

多自由度系の地震応答解析モデルについて考察した第 6 回の講義では、減衰マトリクスについては考察しなかった。しかし、多自由度系の振動方程式を考察すれば、1 質点系の振動方程式の場合と同様に減衰マトリクスについても同じ考え方が成立すると予想するのは当然のことである。ところが、建築構造物の耐震設計において減衰装置（オイルダンパーなど）が実用化されるのは、最近 30 年ぐらいのことである。それ以前は、減衰マトリクスを考察する理由は、多自由度系でも 1 質点系と同じように減衰を考慮しないと自然現象を再現できないからであった。では、減衰という現象はどのようなマトリクスで表現すればよいのであろうか？ 最初に 2 質点系のモデルを例に取り上げて、減衰マトリクスについて考察してみる。

・ 2 質点系モデルの概要

2 階建ての柱梁骨組みモデルを図 1 に示す。この骨組みモデルの運動方程式を計算すると式(1)となる。R 階と 2 階床の重量が集中していると仮定した。図 1 に示す運動方程式を書き下すと、式(1)を求めることができる。このモデルでは、減衰効果は全く存在しないと仮定している。

$$\begin{pmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_1 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k & -k \\ -k & 2k \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_2 \\ x_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (1)$$

ここで、式(1)に速度ベクトルに比例する減衰力が作用すると仮定すると、式(2)を得る。しかし、式(2)がモード分解できるか否かは、別の問題である。結論から言うと、質量マトリクスに比例する場合と、剛性マトリクスに比例する場合はモードベクトルが実数の範囲で分解することができる。前者と外部粘性減衰、後者を内部粘性減衰と呼ぶことがある。つまり、剛性マトリクスに比例する減衰マトリクスを仮定することは、解析的に容易だからであって、物理現象をモデル化したわけでは無いのである。

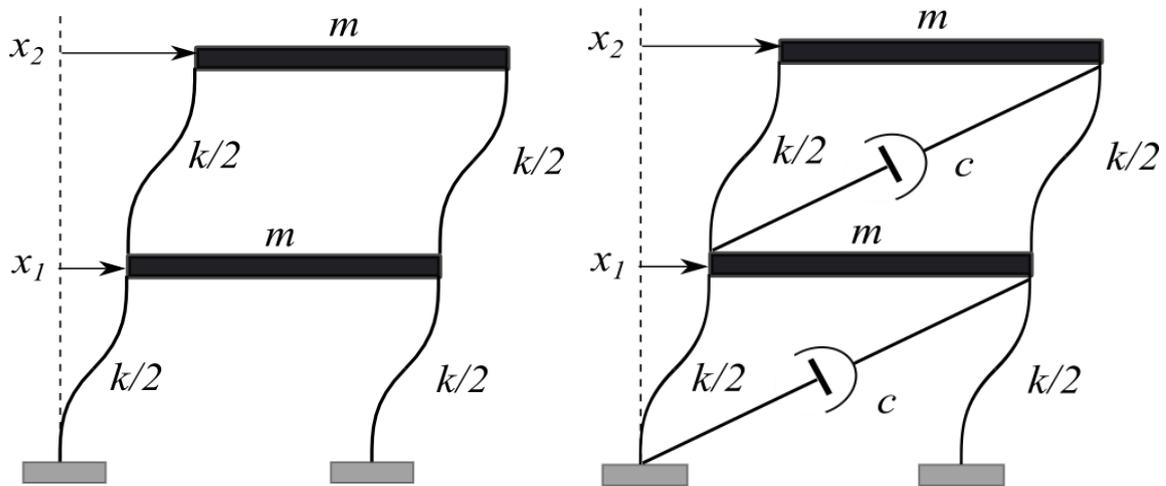


図1 2層建物の振動モデルと減衰装置モデル

$$\begin{pmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_1 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c & -c \\ -c & 2c \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{x}_2 \\ \dot{x}_1 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k & -k \\ -k & 2k \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_2 \\ x_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (2)$$

ここで、モードベクトルの要素は全て実数であると仮定すると、式(3)を得る。一回微分すると、速度ベクトルが式(4)で与えられる。さらに微分すると加速度ベクトルは式(5)となる。式(3), (4), (5)を式(2)に代入すると式(6)を得る。

$$\begin{pmatrix} x_2 \\ x_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_2 \\ u_1 \end{pmatrix} \exp(i\omega t) \quad (3)$$

$$\begin{pmatrix} \dot{x}_2 \\ \dot{x}_1 \end{pmatrix} = i\omega \begin{pmatrix} u_2 \\ u_1 \end{pmatrix} \exp(i\omega t) \quad (4)$$

$$\begin{pmatrix} \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_1 \end{pmatrix} = -\omega^2 \begin{pmatrix} u_2 \\ u_1 \end{pmatrix} \exp(i\omega t) \quad (5)$$

$$\begin{pmatrix} \omega^2 & 0 \\ 0 & \omega^2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 2h\omega_0\omega i & -2h\omega_0\omega i \\ -2h\omega_0\omega i & 4h\omega_0\omega i \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \omega_0^2 & -\omega_0^2 \\ -\omega_0^2 & 2\omega_0^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_2 \\ u_1 \end{pmatrix} \exp(i\omega t) = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (6)$$

例えば、2階建ての建物を想定し、床荷重を1000トンとする。総重量は2000トンである。一層の水平剛性 $k=1000\text{tf/cm} = 1000\text{KN/mm}$ と仮定する。このとき、 $\omega_0 = 33.0\text{rad/sec}$ である。従って、減衰率として $h = 0.20$ 、を実現しようとするれば、減衰係数 $C = 13.0\text{tf/kine}$ 、となる。この程度の減衰係数を有する減衰装置は、建物構造物のコストに比較すれば、低価格で入手可能である。しかも、減衰率が1%程度しかない建物構造物の減衰率を20%に拡大できれば応答は半分以下に激減する。

11.2 初期の減衰装置の考え方と

ここで述べた減衰マトリクスは、現象を述べたものであり因果律を満足するものではない。しかし、パッシブ型制震構造の技術開発が始まった黎明期には、9.1 節で述べたような減衰マトリクスを実現できるオイルダンパーを製作すれば、減衰率 20%あるいは 50%というような高い減衰定数をもつ構造物を容易に実現することができると思われていた。

実際に、10tf/kine から 50tf/kine 程度の減衰係数を有するオイルダンパーが製造されるようになった。また、層間に設置することを想定した減衰装置では、大地震が発生したときに柱梁骨組みが崩壊するような層間変形が発生しても 1/50 程度の変形角をこえることはまれである。従って、階高が 400cm 程度の事務所ビルでも、8 cm 程度の層間変形しか発生しない。オイルダンパーとしてのストロークも $\pm 15\text{cm}$ もあれば、十分であった。このような事情があったため、機械部品としてのオイルダンパーを用いた建物構造用のパッシブ型制震構造は瞬く間に普及していった。

一方、オイルを用いた粘性型のダンパーが減衰効果を発揮するのであれば、鋼材の塑性変形を利用して振動エネルギーを熱エネルギーに変換する装置の研究開発も、同時期に加速していった。低降伏点鋼と呼ばれる材料が開発され、様々な形状を有する弾塑性ダンパーと呼ばれる減衰装置が工夫され、実用化されていった。しかし、竣工後に行われた振動実験などによって計測された減衰率は極めて小さく、オイルダンパーなどの性能評価については、事前解析を行った時点と竣工後の計測では誤差とは言い難いほどの違いが報告されるようになった。減衰装置を設置することにより、地震応答を大きく低減した建物構造物の解析を行い、実際の地震が発生したときの地震応答が、解析したときの 2 倍あるいは 3 倍というレベルに達すると、想定以上の地震被害の発生が予想される。（第 1 回授業ノート、参考文献）



図 2 初期のオイルダンパーの代表的な形状

11.3 因果律に基づく減衰装置のモデル化

資料1は、最近の実測に基づくパッシブ型減衰装置を有する高層建物の減衰率の実測結果に基づく、性能評価の概要である。比較的、減衰性能をアップすることが確実にできる動吸振器 (TMD) と呼ばれている装置以外のオイルダンパーや履歴型ダンパーを有する建物の振動実験による計測結果も参照して、減衰性能のアップは平均的に見て、2%程度であることが報告されている。これらのデータは、比較的性能が発揮されているパッシブ型制震構造の場合であり、これよりも性能が低い適応事例も数多く存在する。

では、なぜ、簡単に 20%以上の減衰性能を有する建物モデルを数学モデルとして仮定することができるのに、実際に竣工した建物では率減衰が極めて低い性能しか得られないのであろうか？ 確実に言えるのは、解析モデルと物理モデルは、大きく異なる可能性である。巨大な質量を持つパッシブ型制震装置を多数設置した超高層ビルで、減衰率が5%を超える例は、ほとんど存在しない。

ここでは、通常用いられている振動モデルは、固有方程式が基本的には、2次方程式である。2次方程式では2つの根しかない。方程式の係数は2つ (3つあっても、比率は2つである) であるから、説明できる物理現象は2つしかないのである。

◇通常用いられる2階常微分方程式による振動モデルで説明できる物理現象

1. 固有周期は、振幅の大きさに依存せず、一定の値をとる。
2. 固有周期と減衰率は、独立して (ほとんど無関係) 設定することができる。

上記の第2項は、9.1節の減衰マトリクスは剛性マトリクスと独立して設定したことに対応している。しかし、実際には図1に示すような減衰装置を簡単に設置したモデルは、現実的ではない。なぜなら、減衰係数 C がもしも増大していくと、建物の水平剛性は大きくなっていくことが容易に予想されるからである。水平剛性が増大すれば、固有振動数は増大するはずである。しかし、図1に示す数学モデルで固有値解析を行った場合、減衰係数をどんなに大きくしても、固有振動数が高くなることは無い。むしろ、逆に低くなる場合さえある。これは、図1に示す減衰装置のモデルは、確かに上記の1、2の物理現象を説明することはできても、本来、当然満足すべき物理現象を矛盾することなく、説明できないことを意味している。

実際には、減衰係数 C の値を徐々に増大させたと、頭の中で考えてみる。確かに、減衰性能は、 $C=0$ の場合に比べれば、大きくなるかもしれない。さらに C の値を大きくしていくと、どこかで最も減衰性能が高い状態が現れる。もしも、 C の値をもっと増大させていくと、今度は振動数が増大していくかもしれないけれども、減衰性能 (減衰率) は下がり始めると予想できる。さらに、 C の値を増大させると、固有振動数はさらに高くなるが減衰率は、さらに低下していくであろう。こうして、 C の値が ∞ に大きくなったとしたら、固有振動数はある値に限りなく近づき、減衰率は限りなくゼロに近づく。

このように、減衰係数には建物構造物のように複雑な振動系の減衰性能を向上させようとする場合、最適な値が存在することを予想することができるのである。これは、物理的な観察に基づく、妥当な予想である。従って、数学モデルを作成する場合には、妥当な物理現象を説明できることは、必要条件なのである。そのうえで、今後予想される状態をもっと、正確に予測できるモデルを目指さなければならない。

11.4 最適な減衰係数の近似解

パッシブ型減衰装置には、最適な減衰係数が存在し、この値を知らなければ、パッシブ型減衰装置は上手に設計できないことが分かる。ところが、パッシブ型減衰装置でもう一つ重要な性能のあることが研究の結果、判明してきた。それは、パッシブ型減衰装置の軸剛性は、十分に大きくなければならないということである。

例を挙げると、図 3 の減衰装置のように軸剛性が十分に大きくないと、減衰係数が大きくなっても減衰装置に反力は発生しないので、大きな減衰力を発生させることはできないことが、最近の研究成果として分かってきたのである。

詳しい減衰装置のモデル化や建物の振動モデルを構成する方法は、この授業の範囲を超えるので説明を省略するが、減衰係数の最適値に関する次のよう定性的な結論が得られている。

◇減衰装置の設計に関する知見

1. 減衰装置の最適減衰係数 C は、減衰装置の軸剛性 kd と建物の 1 次固有振動数 ω のみによって決定し、 $C = kd / \omega$ で、ほぼ推定することができる。
2. 減衰装置を有する建物の 1 次固有振動数に対する減衰率 h （減衰性能）は、減衰装置を設置することによる 1 次固有振動数の増大を元の 1 次固有振動数で除した値つまり、振動数の変動率 $\Delta \omega / \omega$ に比例しており、その値は、ほぼ減衰率 h に等しい。
3. 減衰装置の配置、減衰装置の総基数、減衰装置の減衰係数などは、建物に設置したときの制震性能に大きな影響を与えるが、どのような工夫を行っても減衰率を 25% を超えて増大させることは不可能である。
4. 粘性型の減衰装置でも、履歴型減衰装置でも上記の 3 条件は、同様に成立し、減衰装置単体をどのように工夫しても結果は変わらない。

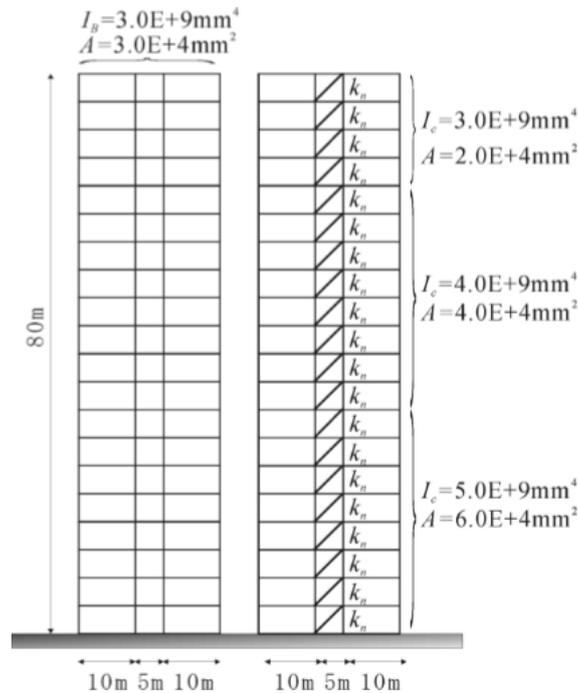


図 22 20 層建物骨組みモデルによる解析例

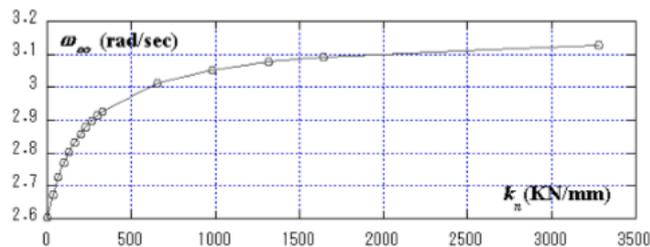


図 3 減衰装置の軸剛性と建物への配置

超高層ビルに連層で設置した減衰装置の単体の軸剛性 $k_n = 500 \text{ KN/mm}$ とすると、固有振動数は $\omega = 2.95 \text{ r/sec}$ となる。また、減衰装置を設置する前の固有振動数 $\omega = 2.60 \text{ r/sec}$ である。この中間の振動数 $\omega = 2.78 \text{ rad/sec}$ が減衰装置を設置したときの固有振動数となるように各ダンパーの減衰係数 C_d を調整すると最も高い減衰効果を得ることができる。その最適減衰係数 C_{opt} は、ほぼ k_n/ω で推定することができる。この場合は、 $500/2.6 = 200 \text{ KN sec/mm} = 200 \text{ tf/kine}$ である。

市販されている層間設置型のオイルダンパーの場合、減衰係数は $20 \sim 40 \text{ tf/kine}$ 程度が普通であり、最適値からは 5 倍から 10 倍もずれているのである。パッシブ型減衰装置が十分な性能を発揮できなかった最も大きな理由の一つは、減衰係数の設定値があまりにも、最適値からかけ離れていたことである。

さらに、減衰装置の設置個数や配置位置と減衰係数の最適値は、無関係である。しかし、一般的には減衰装置を 2 台近接して設置すれば、減衰係数を半分にして周辺フレームへ作用する反力を低減させるような配慮が行われる。実際には、最適減衰係数には何も変化は無いので、1 台設置した場合も 2 台並列で設置した場合も、最適な減衰係数は建物の 1 次固有振動数のみに依存するので、同じダンパーを設置する方が良い性能が得られる。

11.5 さくらセンター14号館の減衰装置

本学 14 号館には非線形オイルダンパーが設置されており、その減衰効果は構造モニタリングという手法により地震時の加速度応答データを蓄積し、事前に行われた設計時の減衰効果と竣工後の実測による減衰効果を比較検討している。

図 4 には、さくらセンターに設置された減衰装置の構造概念図を示す。

この構造は、連結制震構造（ジョイントダンパーシステム）と呼ばれる構造で、鹿島建設の本社社屋に採用された事例が、建築構造物としては最も初期の適応事例である。しかし、オイルダンパーの軸剛性を極めて大きくしないと減衰性能が得られないという弱点があり、大型建物の場合には小型の減衰装置を設置しても高い減衰効果を得ることは困難であった。

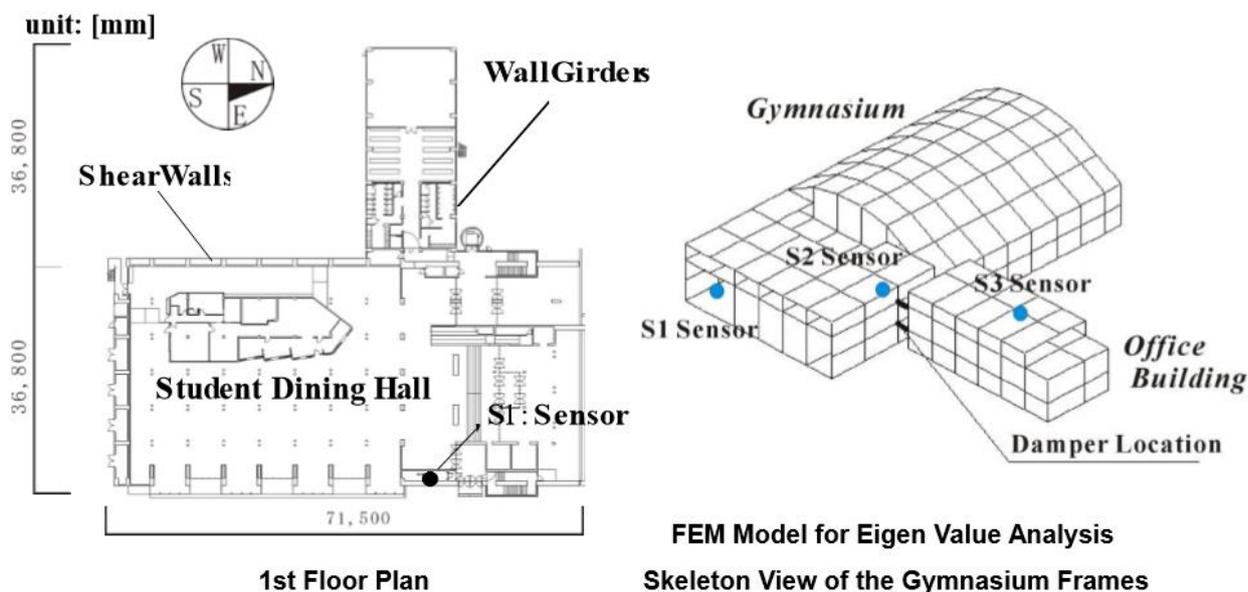


Figure 1.1 Sensor Locations and Damper Locations

図 4 さくらセンター14号館の構造概念図

都市大のさくらセンター14号館の連結制震構造が比較的高い減衰性能を発揮しているのは、建築構造物としてそれほど大型の構造体でないので、ダンパーに必要とされる軸剛性が比較的低くても十分性能を発揮することができたためである。また、最適な減衰係数は、パッシブ制震構造の理論的な解が求められており、黎明期に開発された減衰装置とは比較にならないほど、減衰係数が高めに設定されていたことも、理論通りの高い減衰性能を実現することのできた理由である。

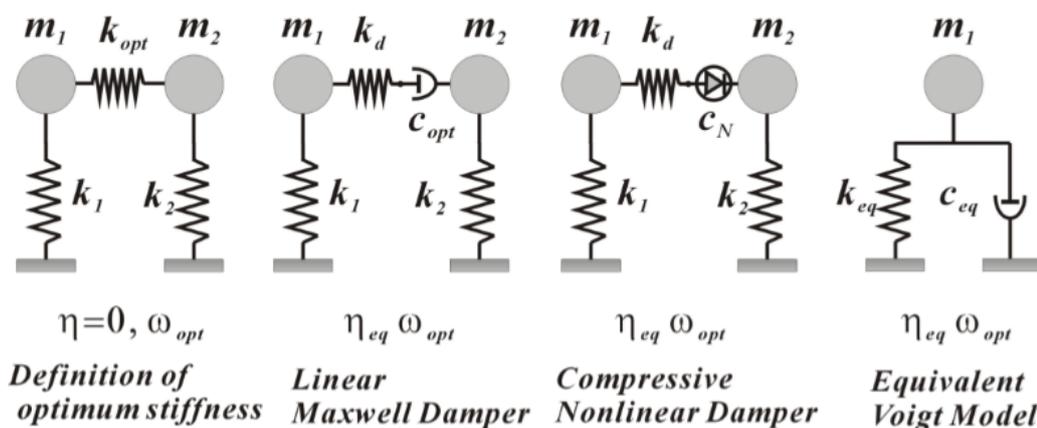


Figure 1.2 Mathematical model for the nonlinear damper devices in EW direction

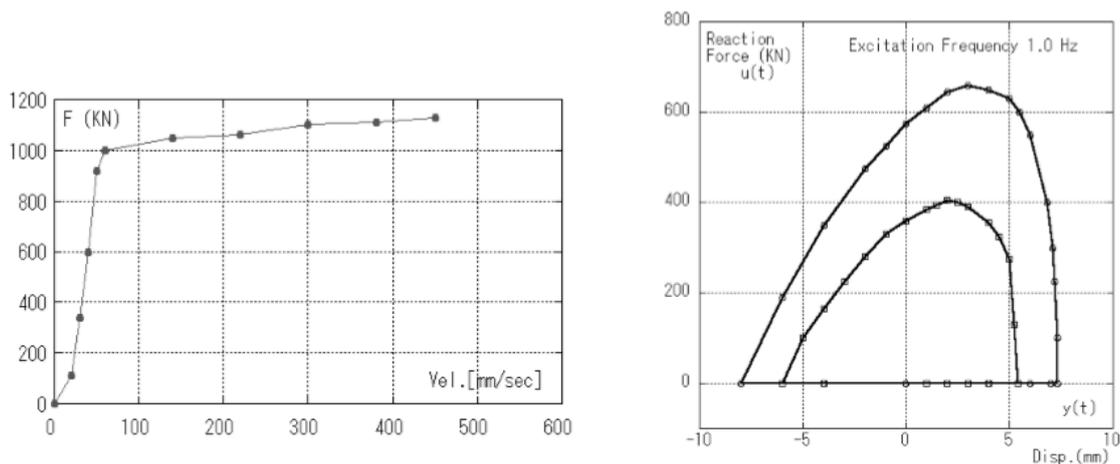


図 5 ジョイントダンパーシステムの概念図 (連結制震構造)