

6. エネルギー吸収材料のモデル化と制震・免震構造の応答解析への適用

本章では、免震・制震構造の基本概念、免震・制震デバイスの解説、全体系の挙動と設計の考え方という順で解説をする。

6-1 免震・制震構造とは

ここでは、簡単な1自由度系の例を元に、免震・制震構造の原理を考える。一般に、荷重を受ける構造系の安全性は、

$$(\text{部材の耐力}) > (\text{荷重}) \quad (1)$$

あるいは

$$(\text{保有性能}) > (\text{要求性能}) \quad (2)$$

の関係で定まる。まず、最初に静的な場合を考えよう。簡単なばねで考えればわかるように、部材反力と静的な外力の間には、

$$kx = f \quad (3)$$

の関係がある。したがって、外力値が定まればそれにあわせて部材を設計すれば良い。しかし、動的な外力を受ける構造系は、荷重が構造系に依存するという特性を有する。この点が、耐震・耐風設計など、動的な設計を困難にしている本質的な難しさであると思う。例として、簡単な弾性1自由度系で考えよう。地震動 z を受ける場合の運動方程式は、

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{z} \quad (4)$$

と表される。この関係を書きなおすと、

$$kx = -m\ddot{z} + m\ddot{x} + c\dot{x} \quad (5)$$

と表される。したがって、部材反力に対応する荷重は

$$f = -m\ddot{z} - m\ddot{x} - c\dot{x} \quad (6)$$

で表される。一般に減衰は小さいから、 $f \approx -m(\ddot{z} + \ddot{x})$ が地震荷重を表すことになる。

この関係を図に示したのが図 6.1 である。すなわち、地震加速度と構造物の応答加速度が加わったものが慣性力となるのである。したがって、構造系を決定しない限り本質的に荷重も定まらないのが耐震設計である。

簡単な例として、調和地震動を受ける場合を考えよう。運動方程式の両辺を質量 m で割ると、

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = -\ddot{z} \quad (7)$$

となる。ここに、 ζ が減衰比 (減衰定数)、 ω_0 が固有円振動数である。複素数表示を用いれば、

$$\ddot{z} = \ddot{Z}e^{i\omega t} \quad (8)$$

とおくと、応答は

$$x = Xe^{i\omega t} \quad (9)$$

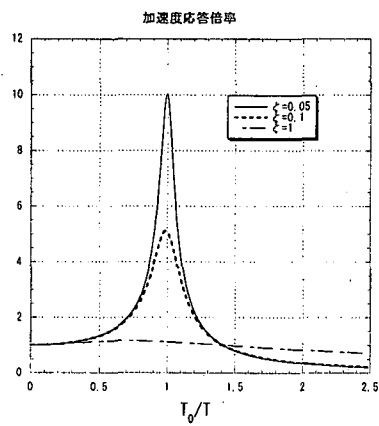
で与えられる。したがって、

$$\frac{X}{\ddot{Z}} = \frac{1}{-\omega^2 + 2i\zeta\omega_0\omega + \omega_0^2} \quad (10)$$

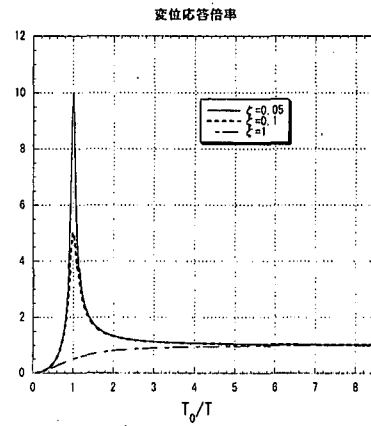
となる。



図 6.1. 地震応答と地震荷重

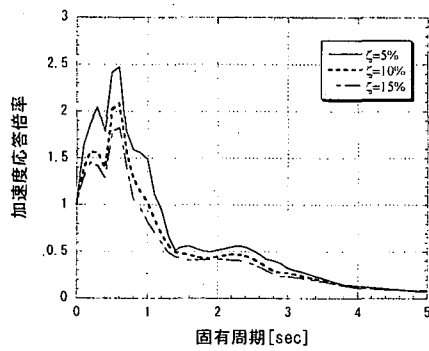


(a) 加速度応答倍率

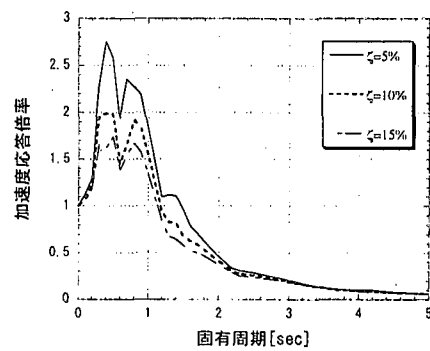


(b) 変位応答倍率

図 6.2 調和応答と固有周期の関係



(a) エルセントロ NS 成分



(b) 兵庫県南部地震
神戸海洋気象台 NS 成分

図 6.3 加速度応答スペクトル (最大地動加速度で正規化)

これを地動変位 Z を基準として書きなおすと、

$$\frac{X}{Z} = \frac{-\omega^2}{-\omega^2 + 2i\zeta\omega_0\omega + \omega_0^2} \quad (11)$$

となる。

また、絶対加速度応答は

$$\frac{\ddot{X} + \ddot{Z}}{\ddot{Z}} = \frac{2i\zeta\omega + \omega_0^2}{-\omega^2 + 2i\zeta\omega_0\omega + \omega_0^2} \quad (12)$$

となる。

この関係を絶対値で図に示したものが、振動数応答曲線や共振曲線といわれるものである。図 6.2 では、横軸を構造物の固有周期 T_0 を加振周期 T で正規化して表した。この図からわかるように、地震力を低減する方法は 3 つある。

1. 構造物を剛にすること。
2. 構造物を柔にすること。
3. 構造物に減衰を付加すること。

である。1 は、図の左端にあたり、応答倍率が 1 に近くなる場合である。この場合、構造物は地盤と剛結された形になるので、地盤の加速度がそのまま構造物の応答加速度となる。したがって、構造物が十分に剛であれば、地動加速度がそのまま入力加速度となるのである。その場合、当然であるが、変位応答は 0 に近づく。これは、震度法に基づいたいわゆる「耐震」的な考え方と考えて良いだろう。一方、構造物が柔である場合、すなわち、 T_0 が大きい場合を見てみると、 T_0 が大きくなるにつれて応答加速度が 0 に近づく。この場合は、地盤と構造物の縁が切れて宙に浮かんだ感じになり、地盤がゆれても構造物は全く影響を受けない状態となる。この状態が、理想的な「免震」であると考えられる。そのとき、変位は、地動変位と等しくなる。また、3 は、特別な装置や構造体の履歴吸収エネルギーなど何らかの形で減衰付加・エネルギー吸収を図ることを意図したものであり、「制震」の基本的考え方と考えられる。また、図 6.3 では、いくつかの地震の加速度応答スペクトルを示した。ばらつきは大きいですが、基本的に、振動数応答曲線での議論が成り立つことがおわかりいただけと思う。

もちろん、実際の設計では減衰を付加しない免震はあり得ないし、履歴吸収エネルギーを期待しない耐震設計は今ではナンセンスであることは誰もが知っていることである。したがって、これのどれが優れているということではなく、具体的な場面に応じて、これら 3 者の特性を理解した上で、うまく混在あるいは共同させて優れた構造形態を実現することが重要である。

関東大地震以来、実際の震害の経験や実験・実測結果の蓄積、また、解析技術が進歩する中で、地震応答の正体が徐々に明らかとなり、許容応力度法を前提とした震度法から、より現実に近い変位・エネルギー吸収能力を積極的に取り入れる形の耐震設計（保有耐力法）に移行してきたのが耐震設計の歴史である。この図で考えると、以前は、図の左端だけで耐震設計を考えていたのである。剛構造が対象であれば、図 6.1 で示したフィードバックでの倍率が常に 1 であり、荷重は構造系に依存しないから、許容応力度法の考えでも設計が可能であったのである。しかし、長大・高層の柔軟構造物が登場してその前提が崩れる一方、動力学が進み、免震・制震という考えが導入されてくることで、図の全面を相手にした動力的な設計が可能となってきたのが現

代である。もちろん、図の一部を利用した設計より、図の全面のどこでも、場合場合で適したところで設計するほうが優れた設計が実現可能であるのは明らかである。ただし、その代償として、旧来の簡単な設計照査法ではなく、動力学的な影響を十分に考慮できる設計法に基づいて設計することが求められる。特に、免震・制震構造では、構造特性を上手く使って地震荷重を制御しているのであるから、図 6.1 のフィードバックループを積極的に利用していることになる。したがって、構造系を変更する度に地震応答を確かめ、またそれに基づいて構造系をチェックするという繰り返しが設計の際には求められることになるのである。照査の基本が動的解析であることもこのことから了解されよう。

ここでは、基本原理が理解しやすい 1 自由度系で考えた。この原理は、多自由度系である現実の構造物についても何ら変わることは無い。1 自由度系との原理的な相違は、変形あるいは損傷の分散・局所化が多自由度系では生じることである。このことは、1 自由度系では空間座標が無いが多自由度系では空間座標が生じることから考えても、本質的な問題ではあるが、やはり、上述の 3 原則に変わりはないのである。

また、多自由度系を考えるときには、全体の固有周期は全体系を解かないと求まらないことにも注意が必要である。固有周期は、全体システムの属性であって、橋脚などある特定の部位だけを取り出してもわからないのである。つまり、ある部材を変更したら、全体系を解きなおして固有周期を求めて地震荷重を決定して、その部材を照査するということが本質的に求められるのである。したがって、設計は、許容応力的なアプローチと比べるとかなり煩雑となることは避けられ得ない。動力学的な問題についてもその特性や物理的原理を良く理解して、応力や静的な問題と同じように直観が働くセンスを涵養することが、創造的な、よりよい構造物を実現していくために重要となっていくであろう。

6-2 各種デバイスの基本特性・モデル化

免震デバイスに求められる最低限の基本性能は、

- ・鉛直荷重を保持すること
- ・水平方向に十分に柔軟であること

である。それに加えてエネルギー吸収能力があることが望ましい。免震デバイスは、一般に、支承として常時および地震時に上部構造を支える機能と、地震時に免震効果を発揮する機能が同時に求められる。したがって、本質的な難しさを抱えている部材である。一方、制震デバイスは

- ・十分な変形能力とエネルギー吸収能力

が要求性能として求められるが、鉛直力支持などを要求されることは無く、単目的の比較的思考しやすいデバイスであると思われる。典型的には、ゴムやすべり支承などの免震装置のエネルギー吸収能力を補ったり変位を制限する目的で、各種ダンパーなどの制震デバイスを併設する、などの応用例が見られる。

要求性能からわかるようにいずれのデバイスについても、大変形を許容するエネルギー吸収能力が高い材料が適している。したがって、通常、社会基盤施設に用いられる鋼やコンクリートとはかなり異なる特性を持った材料が用いられることが多い。よく用いられるのは、

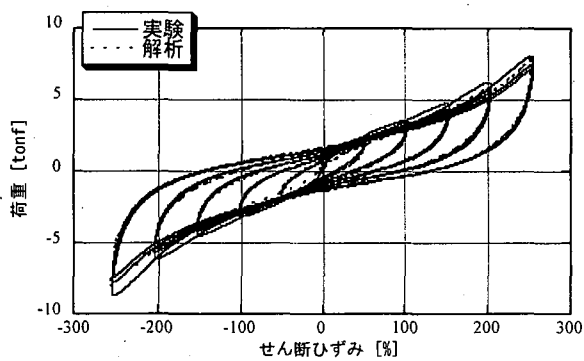


図 6.4.高減衰ゴム支承の荷重変位関係

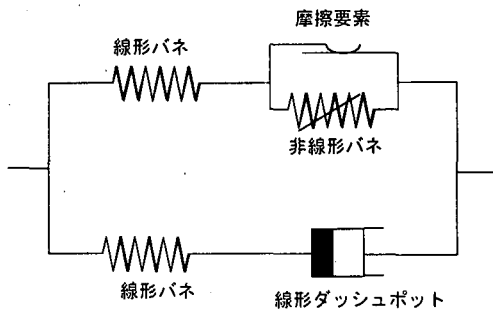
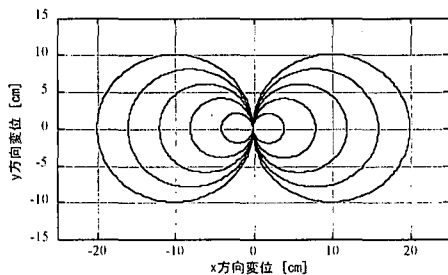
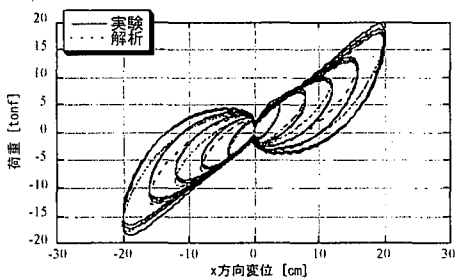


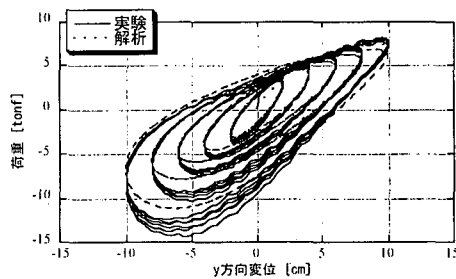
図 6.5.高減衰ゴムのレオロジーモデル



(a)変位経路



(b) x 方向の荷重変位関係



(c) y 方向の荷重変位関係

図 6.6. 水平 2 方向に連成した場合の高減衰ゴム支承の挙動

1. ゴム・ポリマー系 (天然ゴム・高減衰ゴム・粘弾性体など)
2. 金属系 (軟鋼・極軟鋼・鉛など)
3. 摩擦利用系 (テフロン板など)

である。以下、これらのそれぞれについて、その力学的特性とモデル化について解説する。

1) ゴム・ポリマー系材料を用いたデバイス

現在の免震設計では、保有耐力法では等価線形化法によって免震支承の性能を決定、動的解析においてはバイリニアモデルを使用するのが流れである。製品化されている免震支承については、その等価剛性・等価減衰とも算定法が設計指針などで与えられている。また、天然ゴムを用いた積層ゴム支承や、鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性については、例えば文献[1]に詳しいので、ここでは、高減衰ゴム支承の特性を中心に紹介する。

高減衰ゴムは、処女載荷時において、やや大きな反力を示すが、2サイクル目以降は安定した反力特性をしめす。したがって、出荷時に予備載荷を行うなどして、この2サイクル目以降の反力特性を期待して免震設計を行うのが一般的である。図6.4に、典型的な荷重変位関係を示した。一見して、大振幅時のハードニングや、徐荷時の剛性低下などの複雑な挙動を示すことがわかりただけだと思う。これらに対しても、実務設計においては、等価剛性・等価減衰を考慮することで対応可能である。

しかしながら、より精緻な応答予測を行うことを考えると、微小振幅領域から大振幅領域までの履歴特性を再現するモデルが重要となる。そこで、複雑な履歴特性を再現できる高減衰ゴム支承のモデルはこれまでも数多く提案されている。その中でも、ここでは、微小振幅域から大振幅域まで載荷実験結果を忠実に再現し、かつパラメータ数が比較的少ない履歴モデルを紹介する[2]。このモデルは、金属の塑性モデルを拡張したもので、粘性、ハードニング、剛性低下などの複雑な影響を統一的に、かつ比較的少ないパラメータ (10 個) で表せるものである。また、微分方程式型で履歴特性が与えられるため、数値計算への適用が容易である。

$$F = F_1 + F_2, \quad (12)$$

$$\dot{F}_1 = \frac{F_y}{Y} \left\{ \dot{U} - \left| \dot{U} \left(\frac{F-S}{F_y} \right)^n \right. \right\}, \quad (13)$$

$$F_2 = \eta \dot{U}_d = k U_s, \quad (14)$$

ただし、

$$U = U_s + U_d, \quad (15)$$

$$F_y = F_{y0} \left\{ 1 + \gamma \left(\frac{X}{Y} \right)^p \right\}, \quad (16)$$

$$\frac{S}{F_y} = \left(\alpha_0 - \beta \left| \frac{X_{\max}}{Y} \right|^q \right) \left(\frac{U}{Y} - \frac{F}{F_y} \right). \quad (17)$$

ここに、 F は復元力 U は変位であり、 F_y の式がハードニングを、 S の式が剛性低下をそれぞれ表したものである。図6.4に1軸載荷における実験結果とモデルの整合性を比較したものを示した。戻り勾配やハードニングを含めて、高い精度で履歴ループを再現できていることがわかる。また、図6.5にモデルのレオロジー表現を示した。骨格曲線を表す非線形ばねと繰り返し履歴特性を表す摩擦要素を並列につなぐことで弾塑性特性を表し (F_1)、それと並列に付け加えた Maxwell 要素 F_2 で速度依存性を表現するようにしたものである。このモデルは、このように、骨格曲線、履歴特性、速度依存性をそれぞれ別の要素で表しているため、実験結果と整合した形でモデルパラメータを設定しやすいという利点を有している。また、多軸履歴関係への拡張が、古典粘弾塑性理論[3]に基づいて容易に可能であることも大きな利点の一つである。詳細な理論展開は文献[2]に詳しい。図6.6は、2方向免震を想定して2方向の履歴特性を連成させた場合である。

また、高減衰ゴムの応用例として、衝突エネルギーを吸収する緩衝材についても、研究が進められており、ゴム材の鉛直剛性を近似的に表す、実験に基づいたモデルが示されている[4]。

2) 金属系材料を用いたデバイス

金属の塑性を利用したダンパーは多く、特に、軟鋼は、通常使用されているものであることから安価で使いやすいものである。通常、せん断タイプか曲げタイプとして用いられることが多いが、ひずみ分布に対応した形態とすることで、有効に働かせることが出来る。図6.7に、よく用いられる形態を示した。曲げ棒型ならびに三角形型のダンパーは曲げによって、また、リング型ダンパーとパネル型ダンパーは併進をそれぞれ、伸びやせん断に変換することで、有効に働かせようとするものである。

近年、降伏点を低下させた極軟鋼（極低降伏点鋼、単に低降伏点鋼とも呼ぶ）材が登場し、建築構造のエネルギー吸収材として利用されつつある。また、土木構造に対しても研究・開発が進められているところである[5,6,7]。図6.8には、鋼製橋梁を対象として可能な取り付け法の1例を示した。図に示した通り、極軟鋼材を、相対変位がとりやすい桁と橋脚天端を結ぶダンパー材として用いたり、橋脚とフーチングを結ぶエネルギー吸収型アンカーボルトとして用いるなどの応用があり得る。さらに、ひずみが大きいフランジ材としての利用も検討されている。また、ブレース材として用いる検討も建築を中心に盛んに行われている。

極軟鋼は、図6.9に示すとおり、通常の鋼材に比べて3分の1程度の降伏強度と高い変形能力を有している。疲労特性は、通常鋼並である[6]。明確な降伏棚が無く、降伏後ハードニングしていくような特性を示している。その構成モデルは、図6.10に挙げたような形であらわされる。具体的には、降伏初期においては等方硬化でモデル化し、降伏が進むにつれて徐々に移動硬化に移行し、ひずみ15%で完全に移動硬化となる硬化モデルで表すことが出来る。図6.11に示したのは、曲げ棒型のダンパー部材の実験と有限要素解析の比較である。本構成則を用いることで高い精度の再現が、大変形においても実現可能である。実用的には、2-3パーセント程度以下のひずみで考える場合には、等方硬化として扱っても問題は無いと思われる。

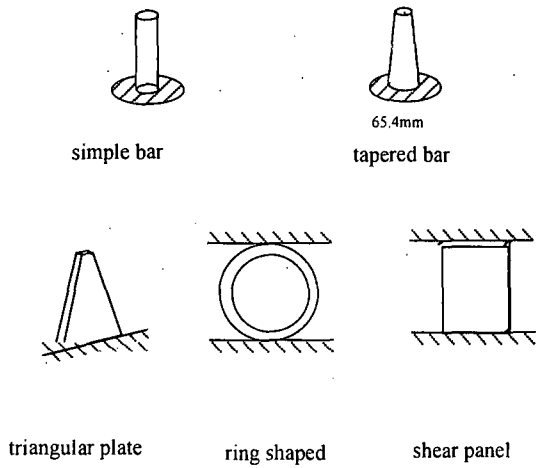


図 6.7. 鋼製ダンパーの例

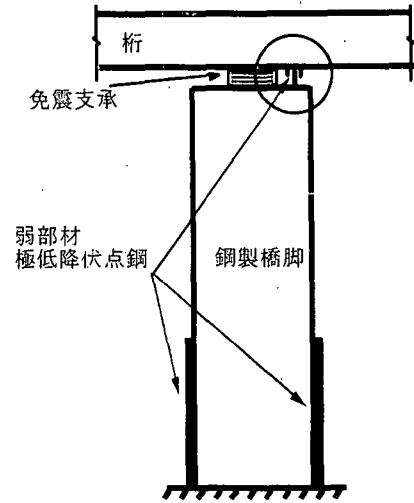


図 6.8. 鋼製橋梁における極軟鋼の応用例

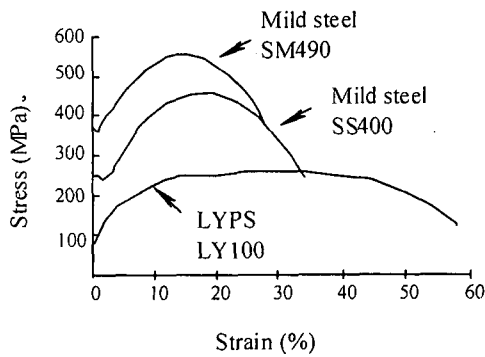


図 6.9. 極軟鋼の応力ひずみ関係

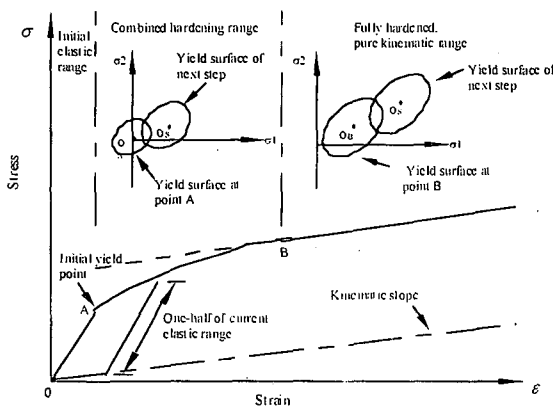


図 6.10. 極軟鋼の構成則

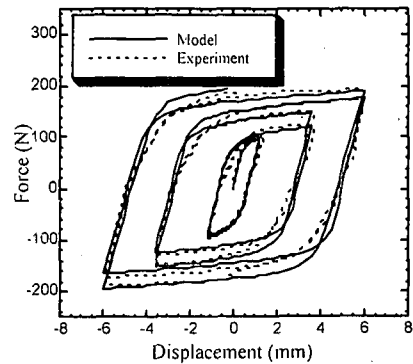


図 6.11. 極軟鋼ダンパーの履歴特性

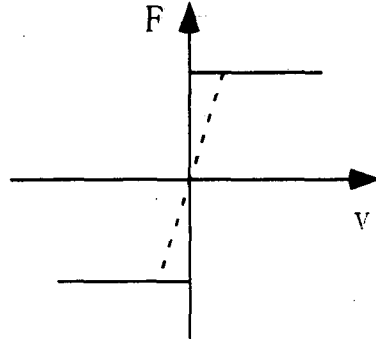


図 6.12. クーロン摩擦モデル

3) 摩擦要素のモデル化

摩擦力は接触圧に比例するクーロン摩擦力としてモデル化されることが多い。具体的には、

$$F = \mu N \quad (18)$$

である。また、 μ の値は、静止状態に働く静摩擦力と動的な状態で働く動摩擦力で異なり、同じ面圧では静摩擦力の方が大きい材料が一般的である。橋梁の動的解析においては、簡易に静摩擦係数と動摩擦係数を等しいと仮定することが多い。その場合でも、摩擦力は完全剛塑性の性質を表すこととなり、相対速度 0 の時に不連続的に力の大きさ・向きが変化することになるため、精密な解析では静止条件や滑動条件から場合分けをして解析を進める必要がある。このように、クーロン摩擦に基づくモデルを用いる場合には、数値計算上の困難が生じるので、図 6.12 の点線に示すように微少な線形領域を仮想的に入れて完全弾塑性要素として計算することでこの困難を避けることが行われている[8,9]。また、文献[8]においては、完全剛塑性の摩擦モデルと、図の点線のように完全弾塑性近似した場合の精度の比較が行われており、完全弾塑性近似が実用的に十分な精度を有していることが示されている。

免震構造への応用が期待されているテフロン板とステンレス板の摩擦を利用したすべり支承では、摩擦係数に対してすべり速度の依存性が顕著であるため、速度に依存しないクーロン摩擦型の定式は適しない。したがって、精緻な動的解析を行う場合には、

$$F = \mu mg \frac{1 - e^{-\alpha i}}{1 + e^{-\alpha i}} \quad (19)$$

$$\mu = \mu_{\max} - (\mu_{\max} - \mu_{\min}) e^{-\alpha i} \quad (20)$$

のように速度に依存して増加する摩擦力モデルが用いられる[10]。また、この関係を Bouc-Wen の微分方程式型にあらわし、さらに 2 方向免震を想定して拡張したものとして Constantinou らの方法がある[11]。すなわち、

$$F_x = \mu_x N Z_x \quad (21)$$

$$F_y = \mu_y N Z_y \quad (22)$$

$$\begin{Bmatrix} \dot{Z}_x \\ \dot{Z}_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A \\ A \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_x \\ \dot{U}_y \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} Z_x^2 (\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}_x Z_x) + \beta) & Z_x Z_y (\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}_y Z_y) + \beta) \\ Z_x Z_y (\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}_x Z_x) + \beta) & Z_y^2 (\gamma \operatorname{sgn}(\dot{U}_y Z_y) + \beta) \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_x \\ \dot{U}_y \end{Bmatrix} \quad (23)$$

とするものである。実験による検証結果を見ると[12]、このモデルで、高い精度での再現が可能で

ある。また、Bouc-Wen のパラメータ値として、

$$A/(\beta+\gamma)=1 \quad (24)$$

とすることが、運動の方向と摩擦力の方向が一致するために必要であることを指摘している。上述の関係式を満たすパラメータ値のうち、特に、 $A=1, \beta=0.1, \gamma=0.9$ が推奨されている。

摩擦デバイスは、ゴム支承など復元力を与えるデバイスや、鋼棒ダンパーなど減衰力を与えるデバイスと併用する例も多い。単独で用いられる場合には、復元力として球面を利用して振り子の原理を取り入れた、摩擦振り子型支承が実用化されている。これらについては、テキスト1に詳しい。

なお、摩擦を積極的に利用する場合には、摩擦係数が環境条件等によってばらつきやすいことに注意を要する。摩擦係数が想定より小さければ、所定の減衰が得られない可能性があり、また、摩擦係数が想定より大きければ過強度 (over strength) をもたらして、橋脚・基礎など他の部材の慣性力負担を増大させる虞がある。設計にあたっては、ばらつきの影響をを十分に見込んでおくべきであろう。

以上挙げた各デバイスに加えて、アクティブ制御型のデバイスが研究されている。しかしながら、アクティブな制震力に地震時の安全性確保を期待することについては、その信頼性やメンテナンス上の問題があり、未だ実現するに至っていない。その中で、可変型のチェックバルブを用いたり、電気・磁気に応じて粘性が変化する流体 (Electro-Rheological: ER, Magneto-Rheological: MR) を用いた可変減衰型デバイスは、小さいエネルギーで構造系を変化させることが可能であり、実現性の高いものとして、近年、研究が進められている[13,14]。これらのデバイスは、制御外力を導入する制震方式であるアクティブ制御と、上述のパッシブ制御の中間的位置付けとして、セミアクティブ制御と呼ばれている。

6-3 システム挙動と最適化・トレードオフ

それでは、免震・制震を用いて減衰を付加すれば、必ず耐震性能は向上するのであろうか？ 図 6.2, 図 6.3 に示したとおり、もし、1 自由度系ならば、イエスである。また、極単純な 1 自由度系とみなして良い構造物であればそれは正しいであろう。しかし、一般の多自由度をなす構造系については、必ず耐震性能が向上するわけではない。局所的にダンパー設置位置の応答は必ず低減するが、全体系の応答分布も変化し、他の部材で応答が増加することがあるためである。

最初に、図 6.13 に示した線形の 2 質点系を考えよう。下の質点 m_p が下部構造、上の質点 m_e が上部構造を仮想的に表したものだと考えれば良い。下の質点のばね $m_p \omega_p^2$ とダッシュポットは下部構造の反力特性を表し、上の質点のばねとダッシュポットは支承の特性を表す。一般に、ゴムのせん断弾性係数を変えたりダンパーを併設することで、支承部分の特性は比較的容易に変化させることが可能である。そこで、システム挙動を最善のものとする、と言う観点から支承の特性を最適化することを試みよう。以下の計算では、上部構造/下部構造の質量比は 5 として一定とした。図 6.14 は、支承の剛性を一定に保ち、減衰を変化させた時の上部構造および下部構造の応答の変化である。縦軸は、それぞれの最大応答値を固定支承の場合を想定した 1 質点系の応答スベクトル値で除したものである。

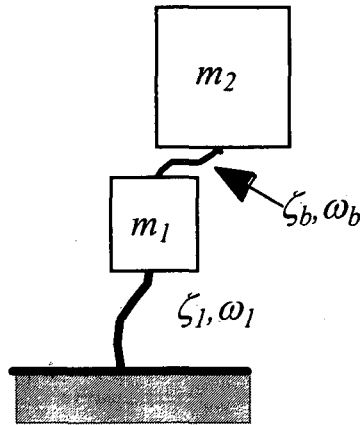
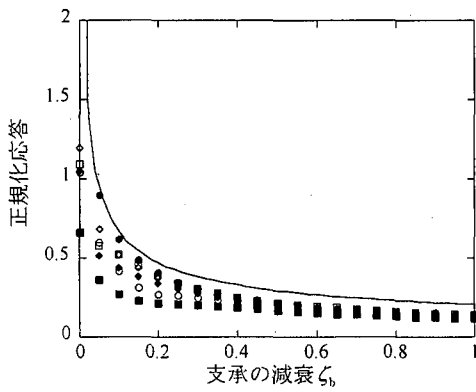
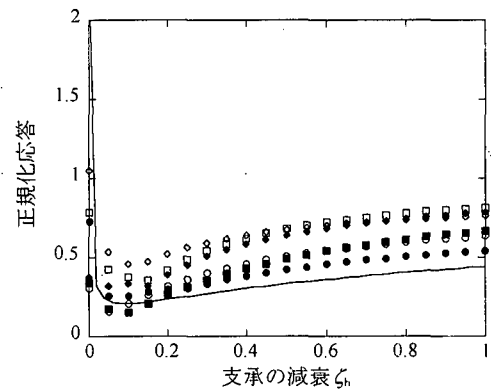


図 6.13. 免震橋の 2 自由度モデル

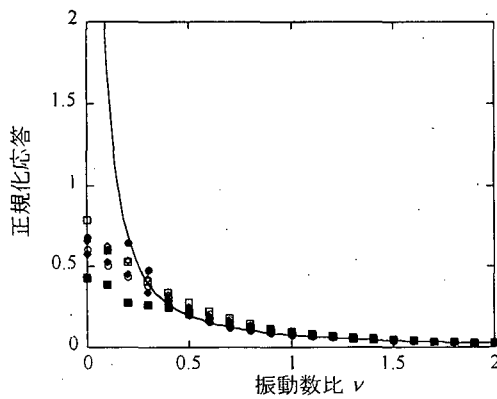


(a) 上部構造の応答

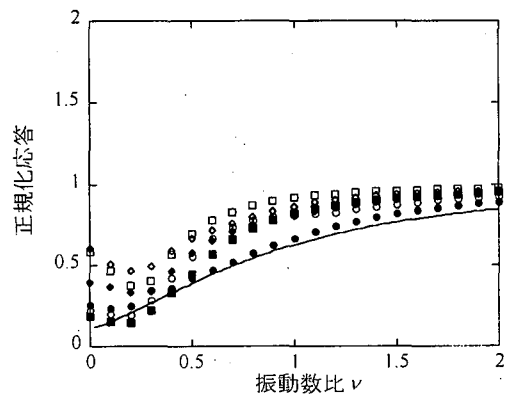


(b) 下部構造の応答

図 6.14. 減衰の変化の影響 (固定支承の場合で正規化)



(a) 上部構造の応答



(b) 下部構造の応答

図 6.15 剛性を変化させたときの応答

(——— : 予測値, ● : エルセントロ ($\omega_1=4\pi$), ■ : エルセントロ ($\omega_1=2\pi$), ◆ : エルセントロ ($\omega_1=4\pi/3$),
○ : 神戸海洋気象台 ($\omega_1=4\pi$), □ : 神戸海洋気象台 ($\omega_1=2\pi$), ◇ : 神戸海洋気象台 ($\omega_1=4\pi/3$))

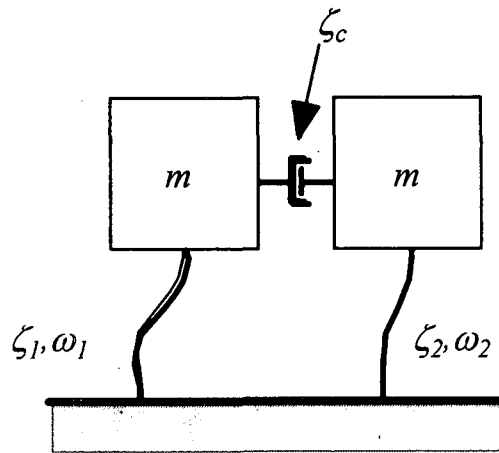


図 6.16. 桁間ダンパー設置橋のモデル図

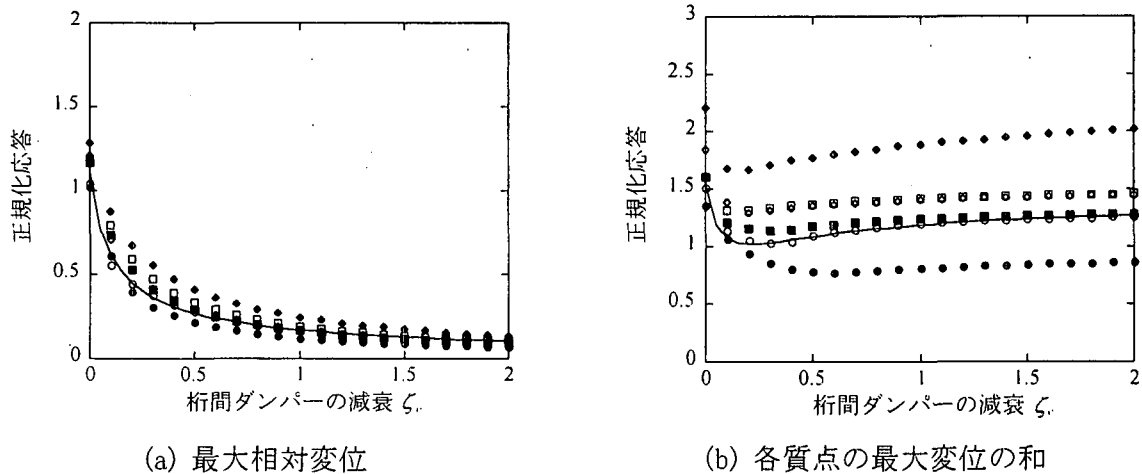


図 6.17. 桁間ダンパーの応答への影響

(——: 予測値, ●: エルセントロ ($\omega_1=4\pi$), ■: エルセントロ ($\omega_1=2\pi$), ◆: エルセントロ ($\omega_1=4\pi/3$),
○: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=4\pi$), □: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=2\pi$), ◇: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=4\pi/3$))

ここで、図中の各点は、下部構造の剛性および入力波を変化させた場合の数値シミュレーション結果である。これを見ると、上部構造については減衰を向上させることが常に応答低減につながるものの、下部構造に対しては、減衰値が小さい場合には応答低減、大きい場合には応答増加をもたらすことになる。これは、一見矛盾しているように思われるかもしれないが、減衰値が大きくなると上部構造慣性力の下部構造への伝達度合いが増加するため起こる現象である。また、図 6.15 は、減衰を一定として剛性を変化させた場合である。この場合については、上部構造に

対しては単調減少，下部構造に対しては単調増加をもたらしている．このように，支承の設計値を変動させることで多様な応答特性が実現可能である．このことを利用して，場合に応じて適切な値を設定することで，システム挙動を望ましい形に持つていくことが出来るのである．参考までに，図中に示した実線は，地震力を定常白色雑音過程と仮定した場合の応答予測解析値であり，シミュレーションで計算した多様な地震動や固有振動特性の平均的特性を表している．この応答予測解析結果を用いて，上部構造と下部構造の応答に適度な重みを付けることで，実際に最適設計値を算定する計算式を求めた例が文献[15]である．

もう一例，制震装置の例を挙げよう．図 6.16 は，桁間にダンパーを設置した例である．一種の緩衝材と考えても良い．図 6.17 に見るようにダンパーを大きくすると当然桁間相対変位は減少する．しかし，桁間相対変位が小さくなるとエネルギーも吸収されなくなるから，下部構造の応答は増大することになるのである．そのことを示したものが図である．したがって，この場合も，システム全体を考えるとある最適値が存在することとなる．

以上よりわかるように，多自由度系では局所的な減衰や剛性の付加によって，全体系のモード形が変わり，地震応答の局所的な分布が大きく変化する．そのため，減衰付加が，必ずしも全体系の応答低減に寄与しないことに留意する必要がある．もちろん，システムが非線型となれば，更に複雑な応答の分担や局所化が起こり得ることになるのである．

6-4 まとめ

ここでは，免震・制震構造の基本概念について，主に簡単な例を引きながら解説した．6-2 では，各種デバイスに用いられている材料の力学特性とそのモデル化について触れた．また，6-3 で示したような計算手法は，近年発展著しい，制震・免震装置の設計値を決定する方法として適切なものであろう．制震・免震装置はシステム全体の挙動を改善するためのものであって，それ自体の変形を抑える必要性は低いし，また，特性値を比較的自由に变化させることが出来るからである．特に，上で示したように，高減衰化が必ずしもシステム全体の応答低減をもたらさない場合を念頭に置くと，システム挙動への洞察が無くしては，有効な制震・免震装置の設計も困難となることが予想される．特に，既存建造物の補強を行う場合には，ある部位のみに着目して構造を強化すると，他の部位を相対的に弱点化する恐れがあるため，新規構造の設計にあたる場合よりもさらに深い，かつ高いレベルの洞察が求められよう．場合によっては，特定の部位を故意に弱くして損傷を集めるといふ，制震・損傷制御的考え方を入れていく必要がある．文献[16]では，その具体的例として，鋼製橋脚における制御断面の考え方や，極軟鋼の利用が挙げられている．

このように，制震・免震技術が進むにつれて，応答を制御したり，意図的に損傷を生じさせることが，可能となっていくものと考えられる．その際，逆に，どのような損傷が望ましいか，ということについての議論がより重要となっていくであろう．震災後補修コストの観点からその議論を行ったのが文献[17]である．さらに，どのような損傷が望ましいかが明らかになれば，より一層制震・免震構造の優位性が出てくるものと思われる．制震・免震構造は，より高度な耐震設計や性能表示形設計を実現するための主要な手段となると考えている．

最後に，図 6.1 の関係をもう一度思い出しておきたい．免震・制震構造は，構造系を変化させることで動的地震力の低減を図るものである．したがって，解析上の構造モデルと現実が乖離し

た場合、危険な状態が生じ得る。例えば、文献[18]では、微小地震時ではあるが、構造ディテールの摩擦が免震性能に影響を与え得る可能性が示唆されている。今後、免震・制震構造の有効性を高め、設計を合理化していくためには、実際の地震挙動、特に構造系としてのシステム挙動について深い洞察を持つこと、ならびに、現実を合理的に反映した応答予測手法を選択し、必要に応じて開発していくことが必要となるのである。なお、システム挙動と耐震設計の関わりについては文献[19]においても別の観点から議論しているので、参照されたい。

参考文献

- [1]川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と補強，技報堂出版，1998.
- [2]吉田純司・武貞聡・阿部雅人・藤野陽三：水平2方向加振に対応した積層ゴム支承のモデル化，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.741-744,1999.
- [3]Shames, I. H., and Cozzarelli, F. A.: Elastic and inelastic stress analysis, revised printing, Taylor & Francis, 1997.
- [4]川島一彦・庄司学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No.612，pp.129-142,1999.
- [5]阿部雅人・藤野陽三・Yi ZHENG・大野隆平：極軟鋼による高架橋の制震構造化，第10回日本地震工学シンポジウム，2851-2854, 1998.
- [6]阿部雅人，藤野陽三，Y.Zheng, K.Wilde：制震デバイスとしての極軟鋼の低サイクル疲労特性とそのモデル化，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.85-92, 1998.
- [7]阿部雅人・藤野陽三・賀川義昭：低降伏点鋼の履歴吸収エネルギーを基準とした損傷指標，鋼構造年次論文報告集，1999.
- [8]川島一彦：動的解析における摩擦力のモデル化に関する1考察，土木学会論文報告集，No.309，pp.151-154,1981.
- [9]Abe,M: Tuned mass dampers for structures with bilinear hysteresis, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.122, pp.797-800, 1996.
- [10]岡本晋・深沢泰晴・藤井俊二・尾崎大輔：すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性，土木学会論文集，No.513，pp.191-200,1995.
- [11]Tsopeles, P.C., Nagarajaiah, S., Constantinou, M.C. and Reinhorn, A.M.: 3D-BASIS-M: Nonlinear dynamic analysis of multiple building base isolated structures, *NCEER Report 91-0014*, 1991.
- [12]Mokha, A., Constantinou, M.C. and Reinhorn, A.M.: Verification of friction model of Teflon bearings under triaxial load, *Journal of Structural Engineering*, 119(1), pp.240-261, 1993.
- [13]川島一彦，運上茂樹：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御，土木学会論文集，No.501,pp.143-152,1994.
- [14]B.F. Spencer, Jr. S.J. Dyke, M.K. Sain, and J.D. Carlson, "Phenomenological Model of a Magnetorheological Damper," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 123, No. 3, pp. 1-9, 1996.
- [15]阿部雅人・藤野陽三：高架橋構造全体系の耐震性能の向上を考えたパッシブ制震装置の最適化，土木学会論文集，No.605,241-252,1998.
- [16]土木学会構造工学委員会振動制御小委員会：構造物の振動制御(4) 地震による橋梁の動的応答と設計・制御，構造工学技術シリーズ No.7,土木学会，1998
- [17]庄司学・藤野陽三・阿部雅人：高架道路橋システムにおける地震時損傷配分の最適化の試み，土木学会論

文集, No.563, pp.79-94, 1997.

[18]吉田純司・阿部雅人・藤野陽三:1995 年兵庫県南部地震における阪神高速湾岸線松の浜免震橋の地震時挙動と免震効果の検証, 土木学会論文集, No.626,pp.37-50, 1999.

[19]阿部雅人:構造システムとしての挙動を考慮した耐震設計, 実務者のための耐震設計入門, 土木学会, 1999.

(執筆者:阿部雅人)