

道路橋の免震設計（その2）

株式会社長大・耐震技術部／東京都市大学 吉川研究室

本資料は、「道路橋の免震設計（その1）」の続編であり、免震支承の力学的特性や免震設計の原理的な事項を解説した“その1”で述べた長周期化と履歴減衰効果が実際の免震設計の中でどう考慮されながら免震設計が行われているかについて解説したものである。

本資料では、参考文献は、“その1”からの連番としており、橋梁の免震支承として実績が多い積層ゴム系免震支承を対象としている。“その1”でも記したが、積層ゴム系支承は、大きく次の3種類に分類することができるが、“積層ゴム支承”と表記した場合は1)を、“積層ゴム系支承”と表記した場合は1)と2)および3)を表している。

- 1) 天然ゴム系積層ゴム支承（NRB：Natural Rubber Bearing）
- 2) 鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB：Lead Rubber Bearing）
- 3) 高減衰積層ゴム支承（HDR：High Damping Rubber Bearing）

本資料では、道路橋示方書 V 耐震設計編⁴⁾に従って免震設計される免震橋を対象に、免震設計の考え方について実例を用いて紹介するものである。

『道路橋の免震設計（その1）』…公開済み

1. 免震構造とは
 - 1-1. 免震構造の歴史
 - 1-2. 免震構造と制震構造
 - 1-3. ゴムの性質
 - 1-4. 積層ゴム支承の原理
 - 1-5. 積層ゴム支承の非線形特性と等価線形化モデル
 - 1-6. 免震支承の非線形特性とモデル化
2. 免震設計の原理
 - 2-1. 1自由度系を用いた動的荷重に対する設計原理
 - 2-2. 地震応答スペクトルを用いた免震設計の原理

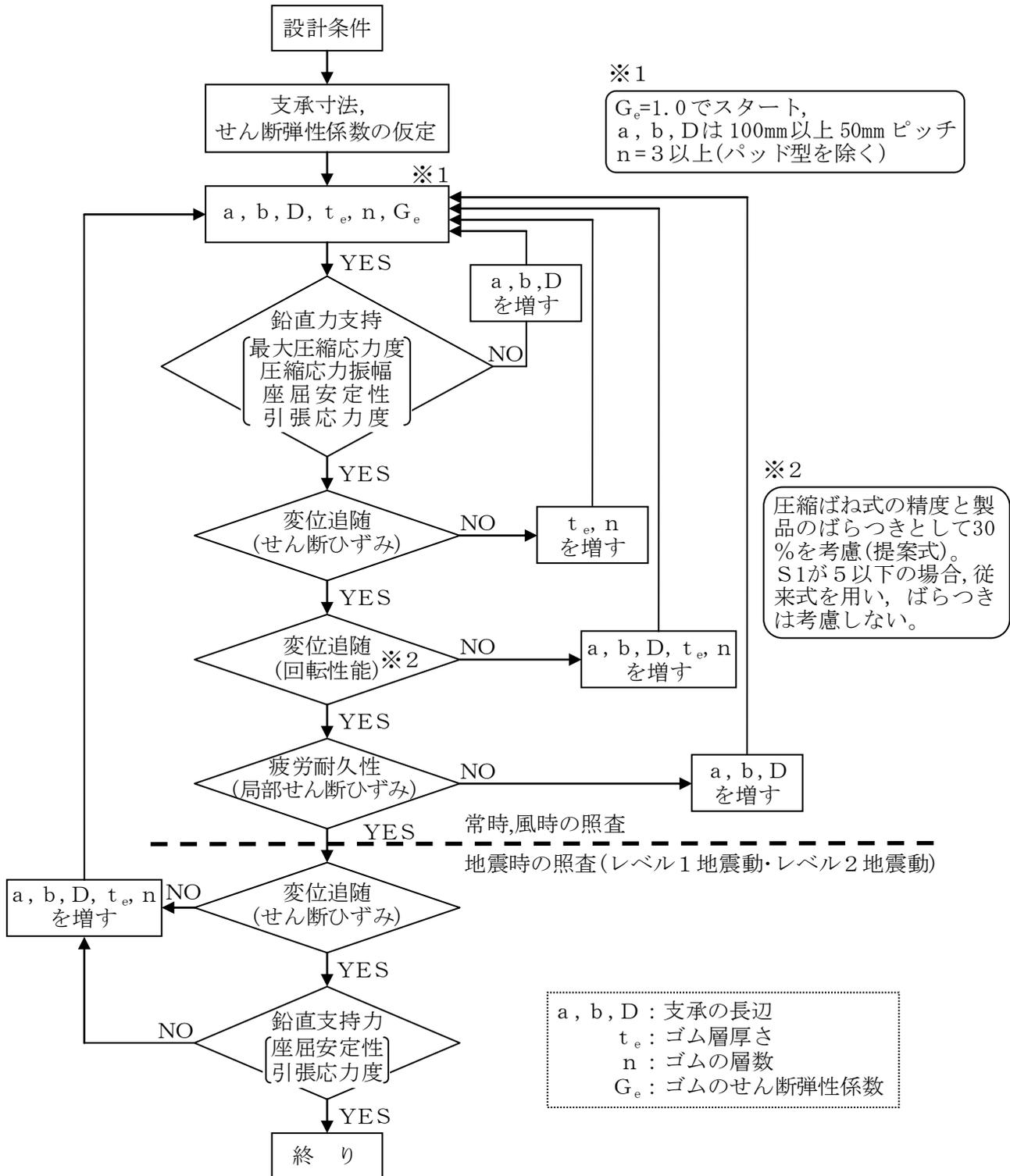
『道路橋の免震設計（その2）』

3. 免震設計
 - 3-1. 免震設計の流れ
 - 3-2. 直列ばねシステムと並列ばねシステム
 - 3-3. 等価線形化法による免震支承の設計
 - 3-4. 積層ゴム系免震支承の等価剛性と等価減衰定数
 - 3-5. 支持する上部構造重量－支承－橋脚－基礎構造～地盤系
4. 免震橋の動的照査例（軟弱な地盤と鋼製橋脚への免震設計の適用性の検討例）

3. 免震設計

3-1. 免震設計の流れ

図 3-1 は、積層ゴム系支承の設計手順²⁴⁾を示したものである。積層ゴム系支承の設計は、せん断ひずみの大きさに応じて変化する積層ゴム系免震支承の非線形モデルおよび



注記: ※2 の提案式と従来式は文献 15) の pp.147-149 に記述されており本資料の式(1-9)~式(1-12)が相当する。

図 3-1 積層ゴム系支承の設計手順²⁴⁾

等価剛性と等価減衰定数を除けば積層ゴム支承と鉛プラグ入り積層ゴム支承および高減衰積層ゴム支承とも共通の式を用いて行われる。

鉛プラグ入り積層ゴム支承は、ゴム部は天然ゴム、鉛プラグは純度 99.99%以上の鉛地金が用いられ、鉛プラグの面積比 $\kappa = A_p/A_e$ (A_p : 鉛プラグの面積, A_e : ゴム支承本体の側面の被覆ゴムを除く有効圧縮面積) は 3~10%の範囲で用いられている。^{15),25)}高減衰積層ゴム支承は、高減衰積層ゴム支承 (HDR:High Damping Rubber Bearing) と、その後開発された高減衰積層ゴム支承よりも高い減衰性能を有する超高減衰積層ゴム支承 (HDR-S:High Damping Rubber Bearing-Super) があるが、本資料ではこれらを区別することなく高減衰積層ゴム支承と呼んでいる。

図 3-2 は、積層ゴム系免震支承を用いた免震橋の免震設計の流れ²⁵⁾を示したものである。積層ゴム系免震支承を用いた免震設計は、免震支承の寸法(諸元)を決定(仮定)する部分と、決定(仮定)された免震支承の動的特性(非線形モデルあるいは等価剛性と等価減衰定数)をモデル化する部分および、モデル化された免震支承を橋梁全体系モデルに組み入れて地震応答を求め、免震支承が所要の性能を確保すること(免震支承に生じた地震応答が許容値以内に収まること)を確認することからなる。

図 3-2 には、免震支承に生じた地震応答が許容値以内に収まることを確認するという行為が 2 回現れている。図の上部(赤枠で囲まれた範囲)に示された免震支承の照査は、免震支承の諸元を決めるための設計作業に相当する。免震支承の設計作業の終了後、橋梁全体系を対象とした非線形動的解析を用いた免震橋の耐震性能照査が行われ、ここで照査を満足しない場合は、免震支承の諸元の仮定に戻る。図中、「 $0.9 \times$ 設計変位 \leq 免震支承に生じた最大応答変位 $\leq 1.1 \times$ 設計変位」とあるが、積層ゴム系免震支承は、変位の大きさによって剛性や履歴減衰効果などの力学的特性が変化するため、非線形動的解析によって求められた最大応答変位と免震支承の非線形モデル作成時に用いた免震支承の設計変位との差が $\pm 10\%$ より大きい場合には、免震支承の非線形モデルを修正した動的解析を繰り返し行わなければならない^{4),15),25)}ことを表している。

「事例集：性能照査型耐震設計」の主旨からすると、積層ゴム系支承の設計手順に関しても、具体的な数値を示してその計算手順を示すべきであるが、図 3-1 に示した積層ゴム系支承の設計については、文献 15)や文献 25)および文献 26)を参照されたい。文献 25)は、積層ゴム系支承だけでなく各種の免・制震装置を対象としたマニュアルであり、免・制震装置の設計式や性能確認試験が 1 冊にまとめられており、橋梁分野で実用化されている免・制震装置の静的特性と動的特性および設計法を知ることができる。特に、文献 25)は、慣習にとらわれずに(免・制震装置の供給メーカーの言いなりにならず)、性能に基づいた免震設計や制震設計はこうあるべきという姿勢を前面に出しており、一読に値する。

文献 26)は、1995 年兵庫県南部地震で甚大な被害を生じた道路橋の耐震設計が、地震時保有耐力法による(塑性域を考慮した)耐震設計に移行したことを踏まえて、実際の

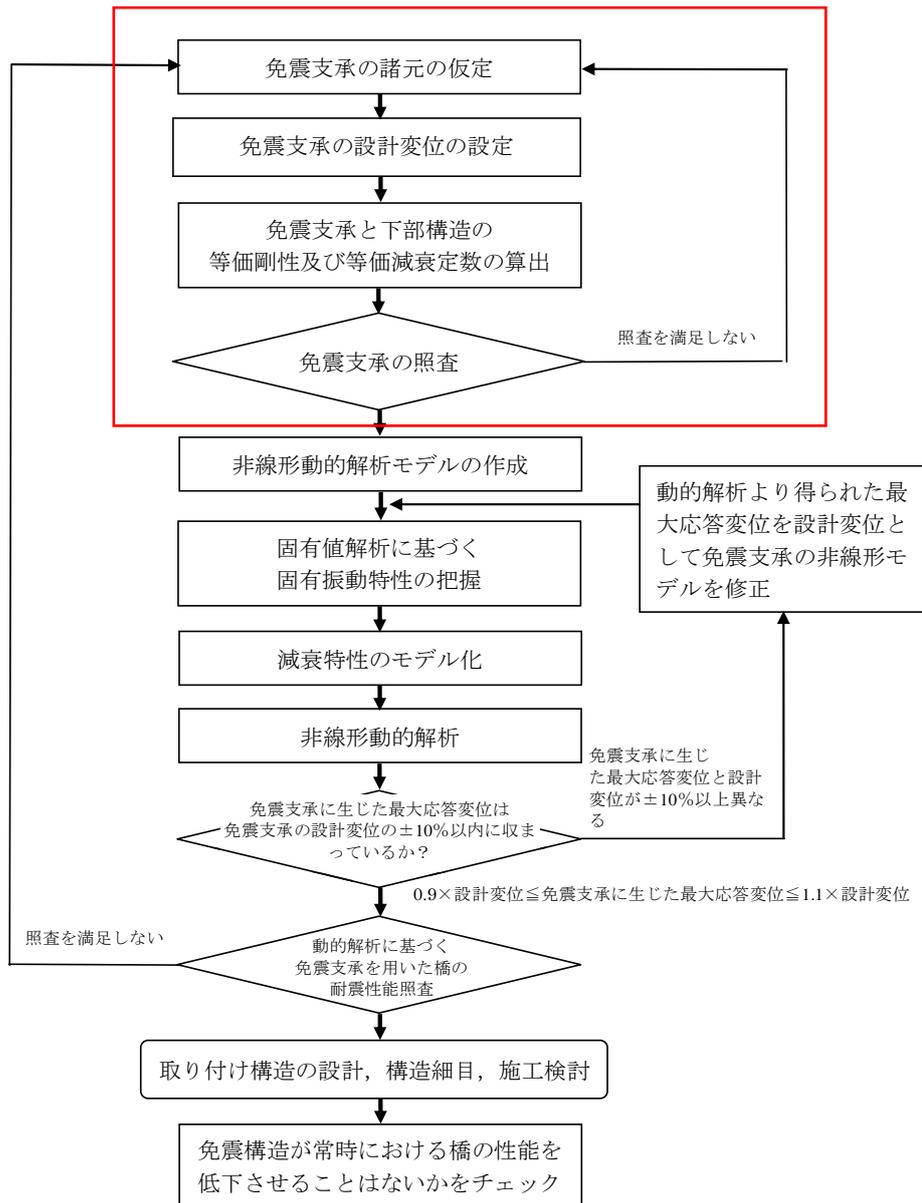


図 3-2 積層ゴム系の免震支承を用いた免震橋の地震時の設計の流れ²⁵⁾

道路橋を対象に、初心者でもその設計計算の手順を追跡できるようにしたものである。ここで同じ内容をトレースしても、文献 26)よりも、有意義な情報を提供することはできない。本資料では文献 15)や文献 25)および文献 26)では、詳しく記述されていない、積層ゴム系免震支承の動的特性（等価剛性と等価減衰定数）を橋梁全体系モデルの中にどう組み入れて免震支承の設計が行われているか、言葉を変えると、免震支承の剛性変化と履歴減衰効果を免震設計の中にどう取り込んでいるかを示す。具体的には、図 3-2 の赤枠で囲んだ範囲について示す。

3-2. 直列ばねシステムと並列ばねシステム

橋梁は、上部構造-支承構造-橋脚-基礎構造～地盤系から構成されるが、上部構造がフレキシブルな特殊橋梁や長大橋梁を除けば、一般的な橋梁の固有振動特性は、上部構造の質量と支承構造と橋脚および基礎構造～地盤系の剛性からなる1自由度系によってその概略を知ることができる。本節では、支承構造と橋脚および基礎構造～地盤系の剛性を1つのシステム（橋）としての剛性としてモデル化する際の基本となる直列ばねシステムと並列ばねシステムについて述べる。

図3-3は、3本のばねを直列に繋ぎ一方の端部を固定点、もう一方の自由端に質量を繋いだ1自由度系と、3本のばねを並列に並べ一方の端部を固定点、もう一方の自由端に

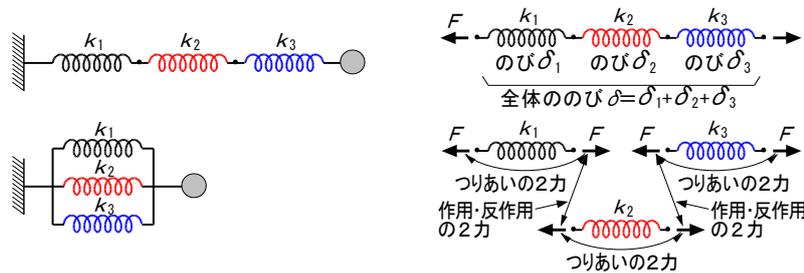


図3-3 直列ばねシステムと並列ばねシステムの1自由度系

質量を繋いだ1自由度系の例である。

3本のばねの剛性を k_1, k_2, k_3 とし、質量を m とする。3本のばねを直列に繋いだ系の質量点に荷重 F が作用したとき、3本のばねに生じる力は等しく F となる。しかし、3本のばねに生じる変形はばねの剛性によって決まるため異なる。今、各ばねに生じる変形を $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ とし、ばね全体の変形を δ とすると、3本ばねからなる直列システムの剛性 K は式(3-1)で表すことができる。

$$\begin{aligned}
 F &= K \cdot \delta, \delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\
 F &= k_1 \cdot \delta_1, F = k_2 \cdot \delta_2, F = k_3 \cdot \delta_3 \\
 \delta_1 &= \frac{F}{k_1}, \delta_2 = \frac{F}{k_2}, \delta_3 = \frac{F}{k_3} \\
 \delta &= \frac{F}{K} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = \frac{F}{k_1} + \frac{F}{k_2} + \frac{F}{k_3} \\
 \therefore \frac{1}{K} &= \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3}
 \end{aligned} \tag{3-1}$$

3本のばねを並列に並べた並列システムの剛性 K は、質量点に荷重 F が作用しときに質量点に生じる変形を δ とし、それぞれのばねに生じる力を f_1, f_2, f_3 とすると式(3-2)で表すことができる。

図3-3に示した直列ばねシステムと並列ばねシステムの固有周期は、式(3-3)に質量 m とシステムとしてのばねの剛性 K を代入すれば求めることができる。

$$\begin{aligned}
 F &= K \cdot \delta, F = f_1 + f_2 + f_3 \\
 f_1 &= k_1 \cdot \delta, f_2 = k_2 \cdot \delta, f_3 = k_3 \cdot \delta \\
 F &= K \cdot \delta = k_1 \cdot \delta + k_2 \cdot \delta + k_3 \cdot \delta = (k_1 + k_2 + k_3) \cdot \delta \\
 \therefore K &= k_1 + k_2 + k_3
 \end{aligned}
 \tag{3-2}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}
 \tag{3-3}$$

3-3. 等価線形化法による免震支承の設計

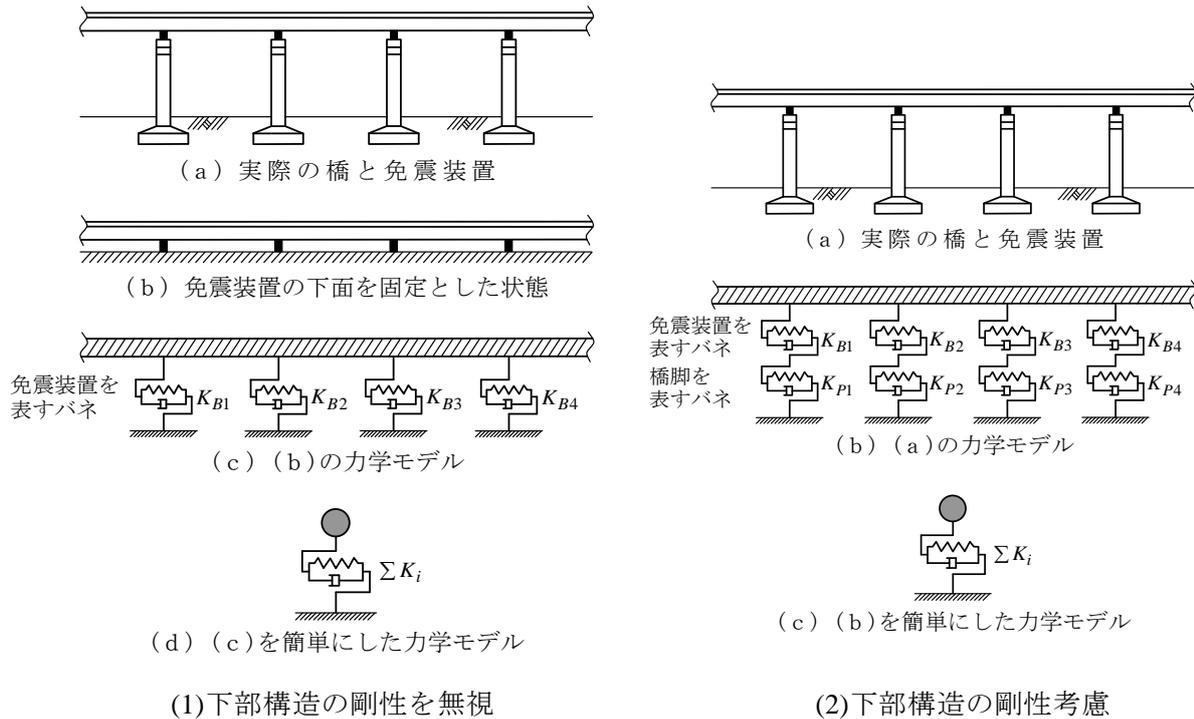


図 3-4 免震支承の地震時の諸元を決定するための簡易モデル²⁷⁾

図 3-4 は、免震支承の設計変位を仮定し、免震支承の動的特性（等価剛性と等価減衰定数）を求めて免震橋としての固有周期と減衰定数を算出し、加速度応答スペクトルから応答加速度を求め、その応答加速度によって生じる免震支承の応答変位が仮定した設計変位と等しいかを確認するため（図 3-2 の赤枠部分）のモデルを示したものである。両モデルとも、上部構造の質量が重く、下部構造（橋脚や基礎構造）の質量が相対的に軽いというトップヘビーな構造という橋梁の特性を踏まえたモデルである。厳密には、基礎構造の質量はその構造形式によっては、重いものもある。しかし、地盤に深く根入れされた基礎構造が地上にある上部構造や橋脚と同様に基礎構造自身の振動が卓越することは周辺地盤が完全液状化状態とならない限り起こりえないと考えられる。また、道路橋示方書 V 耐震設計編では、周辺地盤が完全液状化状態となるような地盤では、免震設計を行うことを許していない。以上のような理由から基礎構造の重量も図 3-4 では無視できると仮定している。

図 3-4 の(2)は、橋脚*i*位置では橋脚の剛性 K_{pi} と積層ゴム系支承の剛性 K_{Bi} からなる直

列システムとなることから橋脚*i*位置での直列ばねシステムとしての剛性 K_i は、式(3-4)で表すことができる。

$$\frac{1}{K_i} = \frac{1}{K_{Bi}} + \frac{1}{K_{pi}} \quad (3-4)$$

$$K_i = \frac{K_{Bi} \cdot K_{pi}}{K_{Bi} + K_{pi}}$$

図 3-4 の(1)も橋脚の剛性 $K_{pi} \rightarrow \infty$ とモデル化しているので、式(3-5)に示すように、図の(2)と同じ直列ばねシステムと考えることができる。

$$\frac{1}{K_i} = \frac{1}{K_{Bi}} + \lim_{K_{pi} \rightarrow \infty} \left[\frac{1}{K_{pi}} \right] = \frac{1}{K_{Bi}}, K_i = K_{Bi} \quad (3-5)$$

橋梁全体系としての水平方向剛性 $\sum K_i$ は、積層ゴム系支承-橋脚系というばね K_i が並列に配置されているので、式(3-2)よりその単純和によって得ることができる。

図 3-4 に示す上部構造の総重量を W_u 、その上部構造を支持する下部構造の総基数を N 、重力加速度を g とすると、図に示す 2 種類の力学モデルの固有周期は、式(3-2)から式(3-5)を用いて次のよう求めることができる。

下部構造の剛性無視 (下部構造の剛性 $=\infty$)

$$m_{ui} = \frac{K_{Bi}}{\sum_{i=1}^N K_{Bi}} \cdot \frac{W_u}{g} \quad (3-6)$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_{ui}}{K_{Bi}}}$$

下部構造の剛性考慮

$$m_{ui} = \frac{K_i}{\sum_{i=1}^N K_i} \cdot \frac{W_u}{g} \quad (3-7)$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_{ui}}{K_i}}$$

式(3-6)、式(3-7)は、橋脚位置毎に固有周期を求めたものであるが、橋梁としての固有周期は、式(3-8)より得られる。

$$m_u = \frac{W_u}{g} \quad (3-8)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_u}{\sum_{i=1}^N K_i}}$$

図 3-5 は、図 3-2 に示した赤枠で囲まれた範囲の作業をより具体的に示したものである。

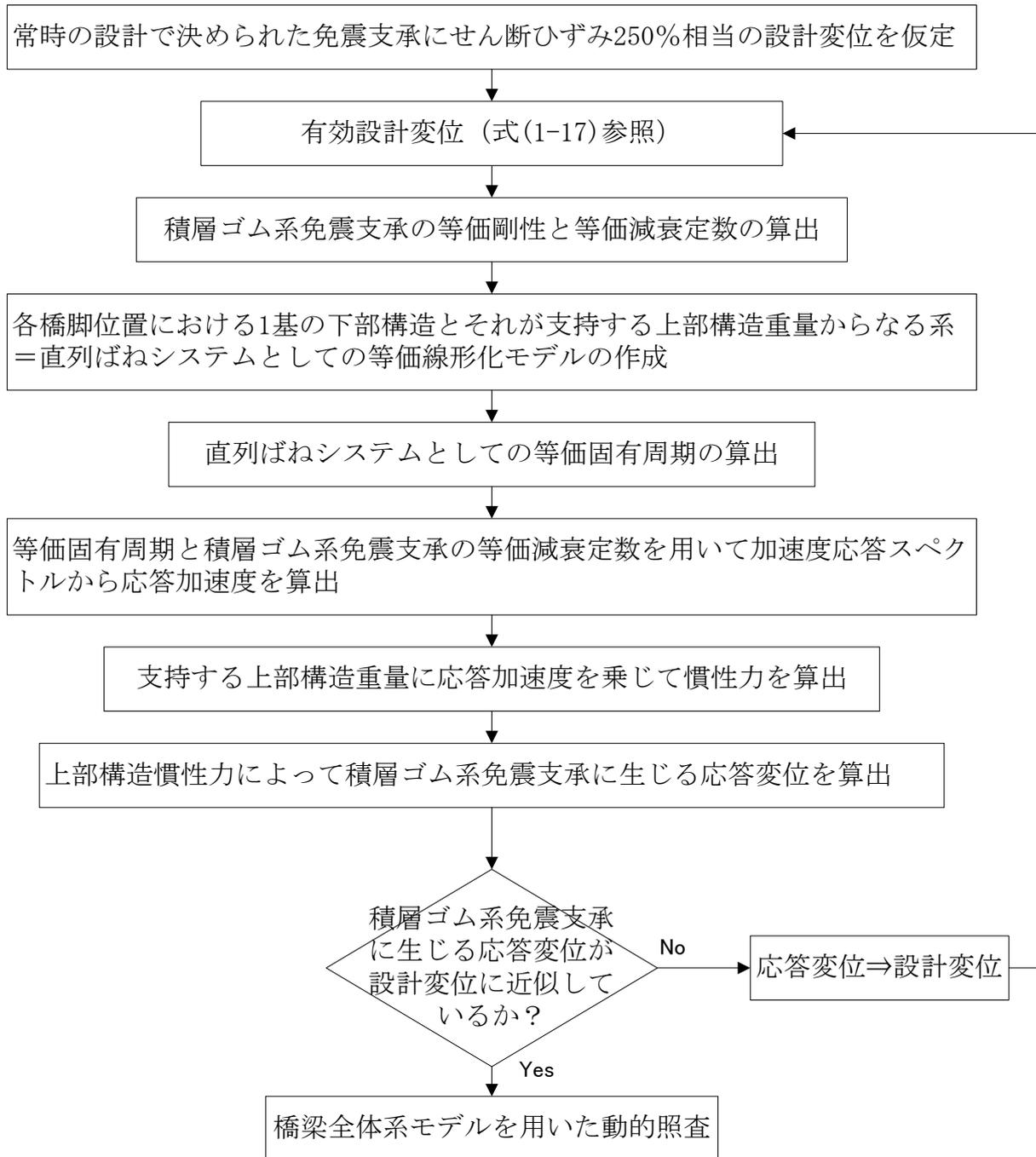


図 3-5 等価線形化法による免震支承の設計の流れ

図中、減衰効果として積層ゴム系免震支承による履歴減衰効果だけを考慮しているのは次の理由による。

- 1) 免震設計では、免震支承に確実にエネルギー吸収を図るために免震支承を支持する橋脚や基礎構造に大きな塑性化（主たる塑性化）を許容していないため、橋としての減衰は、免震支承による履歴減衰効果が卓越する。
- 2) 図 3-2 に示すように、免震設計では、免震橋としての耐震性能の照査は、橋梁全体系

を対象とした動的解析によらなければならない。そのため、図 3-5 に示す等価線形化法は、厳密な解法である動的解析法に対して簡易法に相当する。実務設計法としては、簡易法で得られる免震支承の諸元（免震支承の設計成果）は、安全側の諸元が得られる方がよい。安全側に設計された免震支承の諸元を用いた動的解析結果から、免震支承に過度の余裕があると判断された場合は、動的解析結果を用いた最適化を行えばよい。

等価線形化法では、橋脚位置毎に免震支承の設計を行えばよい。理由は 2)と同様に、橋梁全体系を対象とした動的解析を行うので、この段階で厳密性を求めても設計作業のメリットがほとんど期待できないからである。

標準加速度応答スペクトルを $SA(T, h=5\%)$ 、橋脚 i に設置される免震支承の等価減衰定数を h_{Bi} とすると、免震支承に生じる最大応答変位 $u_{B\max i}$ は、式(1-17)と式(3-4)～式(3-7)を用いて次のように得られる。

$$u_{Bei} = 0.7 \cdot u_{B\max i} \text{ (仮定値)} \quad (3-9)$$

$$K_{Bi} = f_k \left(\frac{u_{Bei}}{\sum t_{ei}} \right) \Rightarrow K_i, m_{ui} \Rightarrow T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_{ui}}{K_i}} \quad (3-10)$$

$$h_{Bi} = f_h \left(\frac{u_{Bei}}{\sum t_{ei}} \right) \quad (3-11)$$

$$SA(T_i, h_{Bi}) = SA(T_i, h=0.05) \cdot \left[\frac{1.5}{40h_{Bi} + 1} + 0.5 \right] \quad (3-12)$$

$$u_{B\max i} = \frac{SA(T_i, h_{Bi})}{g} \cdot \frac{W_{ui}}{K_{Bi}} \quad (3-13)$$

3-4. 積層ゴム系免震支承の等価剛性と等価減衰定数

前述したように、免震支承の設計作業の中で、鉛プラグ入り積層ゴム支承および高減衰積層ゴム支承の違いが生じるのは、図 3-2 のフロー中に示した積層ゴム系免震支承の非線形モデルのパラメータ算出式および等価剛性と等価減衰定数である。

積層ゴム系免震支承に限らず、現在実用化されている免・制震装置の多くが、ひずみ依存性や速度依存性を有しており、各種依存性を設計計算の中で容易に扱えるようにと実験式が採用されている。実験式の係数や書式等は、実験データがより充実した場合や、新しい製品が開発された場合などに見直されることがあるので、免・制震装置を用いる設計者は、自分が用いようとしている免・制震装置の設計式が最新のものであることと、その適用範囲を常に確認する必要がある。よって、本節に示した表 3-1 から表 3-8 の係数は、将来変更になる可能性があることに注意していただきたい。

(1) 積層ゴム支承の等価剛性と等価減衰定数

1-5 節と図 1-7 に示したように積層ゴム支承も水平方向の正負交番載荷荷重に対してその荷重-変位関係は、完全な線形弾性体として挙動するのではなく、わずかながら履歴曲線を描くが、その履歴面積は鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承のよう

に大きくないことから、等価剛性はせん断ひずみに依存しない線形のばねとしてモデル化される。積層ゴム系支承の水平方向剛性は、式(1-7)にせん断弾性係数を代入し、鉛直方向剛性は式(1-8)により算出することができる。等価減衰定数は、式(1-14)によって求められた等価減衰定数の頻度分布（図 1-9 参照）より、水平方向の等価減衰定数としてせん断ひずみに依存しない一定値 3% が用いられている。¹⁵⁾

(2)鉛プラグ入り積層ゴム支承の非線形力学特性^{15), 25)}

鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性は、図 1-13 と図 1-14 に示したようにバイリニアモデルでモデル化される。¹⁶⁾鉛プラグ入り積層ゴム支承の緩速変形時の水平方向剛性は、鉛のせん断剛性が応力緩和により地震時のせん断剛性より小さくなる。現在までの実験からは、温度変化のような緩速変形に対して多少抵抗するが、コンクリートのクリープや乾燥収縮のような持続的な変位に対してはほとんど抵抗しないという結果が得られている。このため、温度変化によって生じる水平抵抗力を算出する場合には、表 3-3 に示す常時の係数を用い、コンクリートのクリープ、乾燥収縮のような長期の持続的な荷重に対しては、鉛プラグの剛性は無視して積層ゴム支承だけのせん断弾性を用いることとしている。^{15), 25)}

図 3-6 は、鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性をバイリニアモデルで表したものである。

$$\left. \begin{aligned}
 K_1 &= 6.5K_2 \\
 K_2 &= \frac{(F - Q_d)}{u_B} \\
 Q_d &= q_0(\gamma_{uB}) \cdot A_p \\
 q_0(\gamma_{uB}) &= a_0 + a_1 \cdot \gamma_{uB} \\
 F &= G_e \cdot A_e \cdot \gamma_{uB} + A_p \cdot q_e(\gamma_{uB}) \\
 q_e(\gamma_{uB}) &= b_0 + b_1 \cdot \gamma_{uB} + b_2 \cdot \gamma_{uB}^2 + b_3 \cdot \gamma_{uB}^3
 \end{aligned} \right\} \quad (3-14)$$

ここに、 K_1 ：鉛プラグ入り積層ゴム支承の一次剛性 (N/mm)， K_2 ：鉛プラグ入り積層ゴ

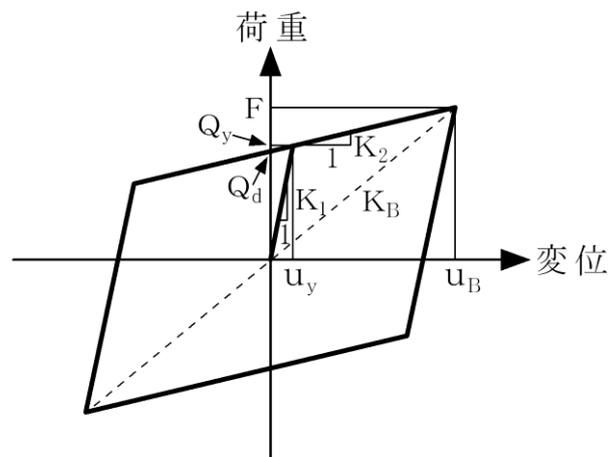


図 3-6 バイリニアモデルで表された鉛プラグ入り積層ゴム支承の動的特性^{15),25)}

ム支承の二次剛性(N/mm), Q_d :鉛プラグ入り積層ゴム支承の降伏荷重(N), $q_0(\gamma_{uB})$:降伏荷重の算定に用いる鉛プラグのせん断応力度(N/mm^2)で係数 $a_i, i=0,1$ は表 3-1 による。 γ_{uB} :鉛プラグ入り積層ゴム支承の設計変位 u_B に相当する設計せん断ひずみ, A_p :鉛プラグの面積(mm^2), u_B :鉛プラグ入り積層ゴム支承の設計変位(mm), F :設計せん断ひずみ γ_{uB} における水平力(N), G_e :ゴムのせん断弾性係数(N/mm^2), A_e :側面の被覆ゴムを除く有効圧縮面積(mm^2), $q_e(\gamma_{uB})$:等価せん断弾性係数の算定に用いる鉛プラグのせん断応力度(N/mm^2)で係数 $b_i, i=0,1,2,3$ は表 3-2 による。

表 3-1 鉛プラグ入り積層ゴム支承の $q_0(\gamma_{uB})$ の算定に用いる係数(N/mm^2)^(15),25)

適用条件	a_0	a_1
$\gamma_{uB} \leq 0.35$	—	23.82
$\gamma_{uB} > 0.35$	8.337	—

表 3-2 鉛プラグ入り積層ゴム支承の $q_e(\gamma_{uB})$ の算定に用いる係数(N/mm^2)^(15),25)

適用条件		b_0	b_1	b_2	b_3
地震時	$\gamma_{uB} \leq 0.35$	—	29.7	—	—
	$0.35 < \gamma_{uB} \leq 0.50$	10.395	—	—	—
	$0.50 < \gamma_{uB} \leq 2.00$	15.9814	-12.5604	2.7752	—
	$2.00 < \gamma_{uB}$	1.9614	—	—	—

温度変化の影響による緩速変形時の鉛プラグ入り積層ゴム支承の水平方向剛性は、式(3-15)によって算出される。クリープ、乾燥収縮のような持続的な変位に対する鉛プラグ入り積層ゴム支承の水平方向剛性は式(3-15)において $q_s(\gamma_s)=0$ とにおいて算出する。

$$\left. \begin{aligned}
 F_s &= K_{Bs} \cdot u_s \\
 K_{Bs} &= \frac{G_s(\gamma_s) \cdot A_R}{\sum t_e} \\
 G_s(\gamma_s) &= G_e + q_s(\gamma_s) \frac{\kappa}{\gamma_s} \\
 q_s(\gamma_s) &= a_0 + a_1 \cdot \gamma_s + a_2 \cdot \gamma_s^2 + a_3 \cdot \gamma_s^3 \\
 \kappa &= \frac{A_p}{A_e} \\
 \gamma_s &= \frac{u_s}{\sum t_e}
 \end{aligned} \right\} \quad (3-15)$$

ここに、 F_s :緩速変形による鉛プラグ入り積層ゴム支承の水平せん断抵抗力(N), K_{Bs} :緩速変形時の鉛プラグ入り積層ゴム支承の等価剛性(N/mm), u_s :緩速変形時の鉛プラグ入り積層ゴム支承の設計変位(mm), $G_s(\gamma_s)$:緩速変形時の鉛プラグ入り積層ゴムの等価せん断弾性係数(N/mm^2), A_R :ゴム支承の支圧面積で鉛プラグの断面積を控除した内部補強鋼板の面積(mm^2), A_p :鉛プラグの面積(mm^2), A_e :側面の被覆ゴムを除く有

効圧縮面積 (mm^2), G_e : ゴムのせん断弾性係数 (N/mm^2), Σt_e : 鉛プラグ入り積層ゴム支承の総ゴム厚 (mm), γ_s : 緩速変形時の鉛プラグ入り積層ゴム支承のせん断ひずみ, $q_s(\gamma_s)$: 等価せん断弾性係数の算定に用いる鉛プラグのせん断応力度 (N/mm^2) で係数 $a_i, i=0,1,2,3$ は表 3-3 による。

表 3-3 鉛プラグ入り積層ゴム支承の $q_s(\gamma_s)$ の算定に用いる係数 (N/mm^2)^{15), 25)}

適用条件		a_0	a_1	a_2	a_3
常 時	$\gamma_s \leq 0.10$	—	23.395	—	—
	$0.10 < \gamma_s \leq 0.70$	3.2462	-11.6	27.891	-25.635

式(3-14)は、鉛プラグ入り積層ゴム支承を非線形動的解析によって照査する時に用いられ、鉛プラグ入り積層ゴム支承の諸元を決めるための設計計算では、式(1-17)で定義した有効設計変位 u_{Be} に相当する等価剛性と等価減衰定数を用いて設計計算が行われる。なお、文献 25)では、鉛プラグ入り積層ゴム支承の諸元を決めるための設計計算でも設計変位 u_B に相当する等価剛性 (図 3-6 参照) と等価減衰定数を用いることが提案されている。これは、免震橋を対象とした振動実験を動的解析でシミュレーションする際に、免震支承を有効設計変位に相当する等価剛性と等価減衰定数でモデル化した場合よりも、設計変位に相当する等価剛性と等価減衰定数でモデル化した方が、振動実験に対する再現性が高かったからである。¹⁷⁾ここでは、道路橋示方書 V 耐震設計編⁴⁾や道路橋支承便覧¹⁵⁾で採用されている有効設計変位に相当する等価剛性 (図 1-14 参照) と等価減衰定数を以下に示す。

$$\left. \begin{aligned}
 K_B(\gamma_{uBe}) &= \frac{G_e(\gamma_{uBe}) \cdot A_e}{\Sigma t_e} \\
 h_B(\gamma_{uBe}) &= \frac{2Q_d \left\{ u_{Be} + \frac{Q_d}{K_2 - K_1} \right\}}{\pi \cdot u_{Be} (Q_d + u_{Be} \cdot K_2)} \\
 G_e(\gamma_{uBe}) &= G_e + q_e(\gamma_{uBe}) \frac{k}{\gamma_{uBe}} \\
 q_e(\gamma_{uBe}) &= b_0 + b_1 \cdot \gamma_{uBe} + b_2 \cdot \gamma_{uBe}^2 + b_3 \cdot \gamma_{uBe}^3
 \end{aligned} \right\} \quad (3-16)$$

ここに、 $K_B(\gamma_{uBe})$: 有効設計せん断ひずみ γ_{uBe} における鉛プラグ入り積層ゴム支承の等価剛性 (N/mm), $h_B(\gamma_{uBe})$: 有効設計せん断ひずみ γ_{uBe} における鉛プラグ入り積層ゴム支承の等価減衰定数, A_e : ゴム支承本体の側面の被覆ゴムを除く有効圧縮面積 (mm^2), Σt_e : ゴム総厚 (mm), $G_e(\gamma_{uBe})$: 鉛プラグ入り積層ゴム支承の等価せん断弾性係数 (N/mm^2), G_e : ゴムのせん断弾性係数 (N/mm^2), $q_e(\gamma_{uBe})$: 等価せん断弾性係数の算定に用いる鉛プラグのせん断応力度 (N/mm^2) で係数 $b_i, i=0,1,2,3$ は表 3-2 による。 κ : ゴムの面積 A_e に対する鉛プラグの面積 A_p の比, A_p : 鉛プラグの面積 (mm^2), γ_{uBe} : 鉛プラ

グ入り積層ゴム支承の有効設計変位 u_{Be} (設計変位 u_B の 70% の値) に相当する有効設計せん断ひずみ, Q_d : 鉛プラグ入り積層ゴムの降伏荷重 (N), K_1, K_2 : 鉛プラグ入り積層ゴムの一次剛性と二次剛性 (N/mm), u_{Be} : 鉛プラグ入り積層ゴムの有効設計変位で式(1-17)により算出する。

(3)高減衰積層ゴムの非線形力学特性^{15), 25)}

高減衰積層ゴムの鉛プラグ入り積層ゴムの同様に, その動的特性はバイリニアモデルでモデル化される。¹⁶⁾図 3-7 は, 高減衰積層ゴムの動的特性をバイリニアモデルで表したものである。

$$\left. \begin{aligned}
 K_1 &= \frac{G_1(\gamma_{uB}) \cdot A_e}{\sum t_e} \\
 K_2 &= \frac{G_2(\gamma_{uB}) \cdot A_e}{\sum t_e} \\
 Q_d &= \tau_d(\gamma_{uB}) \cdot A_e \\
 Q_y &= \tau_y(\gamma_{uB}) \cdot A_e \\
 G_1(\gamma_{uB}) &= a_0 + a_1 \cdot \gamma_{uB} + a_2 \cdot \gamma_{uB}^2 + \dots + a_i \cdot \gamma_{uB}^i \\
 G_2(\gamma_{uB}) &= b_0 + b_1 \cdot \gamma_{uB} + b_2 \cdot \gamma_{uB}^2 + \dots + b_i \cdot \gamma_{uB}^i \\
 \tau_d(\gamma_{uB}) &= \gamma_{uB} [G_e(\gamma_{uB}) - G_2(\gamma_{uB})] \\
 G_e(\gamma_{uB}) &= c_0 + c_1 \cdot \gamma_{uB} + c_2 \cdot \gamma_{uB}^2 + \dots + c_i \cdot \gamma_{uB}^i \\
 \tau_y(\gamma_{uB}) &= \frac{G_1(\gamma_{uB})}{G_1(\gamma_{uB}) - G_2(\gamma_{uB})} \cdot \tau_d(\gamma_{uB})
 \end{aligned} \right\} \quad (3-17)$$

ここに, K_1 : 高減衰積層ゴムの一次剛性 (N/mm), K_2 : 高減衰積層ゴムの二次剛性 (N/mm), Q_d : 高減衰積層ゴムの降伏荷重 (N), Q_y : 高減衰積層ゴムの降伏力 (N), $G_1(\gamma_{uB})$: 一次剛性に相当する高減衰積層ゴムのせん断弾性係数 (N/mm^2) で係数 a_i は表 3-4 による。 $G_2(\gamma_{uB})$: 二次剛性に相当する高減衰積層ゴムのせん断弾性係数 (N/mm^2) で係数 b_i は表 3-5 による。 $\tau_d(u_B)$: 設計せん断ひずみ時に相当するバイ

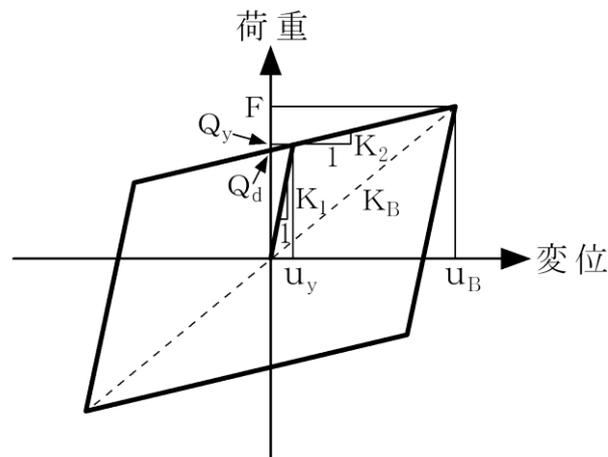


図 3-7 バイリニアモデルで表された高減衰積層ゴムの動的特性^{15), 25)}

リニアモデルにおけるせん断ひずみが零の場合の高減衰積層ゴム支承のせん断応力度 (N/mm^2), $G_e(\gamma_{uB})$: 設計せん断ひずみ時の高減衰積層ゴム支承のせん断弾性係数 (N/mm^2) で係数 c_i は表 3-6 による。 $\tau_y(u_B)$: 設計せん断ひずみ時に相当するバイリニアモデルにおける高減衰積層ゴム支承の降伏応力度 (N/mm^2), γ_{uB} : 高減衰積層ゴム支承の設計変位 u_B に相当する設計せん断ひずみ。

表 3-4 高減衰積層ゴム支承の $G_1(\gamma_{uB})$ の算定に用いる係数^{15),25)}

タイプ		a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
HDR	G8	13.606	-14.281	8.7294	-2.1797	0.20376	
	G10	17.373	-18.491	11.387	-2.8785	0.27479	
	G12	21.202	-22.842	14.156	-3.6142	0.35088	
HDR-S	G8	23.59	-35.79	28.26	-10.85	2.050	-0.1490
	G10	27.08	-41.40	33.58	-13.05	2.478	-0.1800
	G12	35.13	-54.83	43.51	-16.44	3.019	-0.2114

表 3-5 高減衰積層ゴム支承の $G_2(\gamma_{uB})$ の算定に用いる係数^{15),25)}

タイプ		b_0	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5
HDR	G8	1.5104	-1.5854	0.96921	-0.24207	0.022640	
	G10	1.9295	-2.0548	1.2660	-0.32021	0.030587	
	G12	2.3548	-2.5389	1.5744	-0.40224	0.039077	
HDR-S	G8	2.246	-3.407	2.692	-1.033	0.1951	-0.01420
	G10	2.581	-3.944	3.200	-1.244	0.2360	-0.01710
	G12	3.345	-5.221	4.144	-1.565	0.2872	-0.02010

表 3-6 高減衰積層ゴム支承の $G_e(\gamma_{uB})$ の算定に用いる係数^{15),25)}

タイプ		c_0	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
HDR	G8	2.3686	-2.7376	1.7359	-0.47343	0.048822	
	G10	2.9607	-3.4220	2.1699	-0.59179	0.061028	
	G12	3.5528	-4.1064	2.6039	-0.71015	0.073234	
HDR-S	G8	3.477	-5.200	3.993	-1.493	0.2686	-0.01804
	G10	3.961	-5.980	4.740	-1.813	0.3320	-0.02267
	G12	5.128	-7.971	6.227	-2.331	0.4162	-0.02762

クリープ, 乾燥収縮, 温度変化の影響によって生じる緩速変形時の高減衰積層ゴム支承の水平方向剛性は式(3-27)によって算出される。

$$\left. \begin{aligned}
 F_s &= K_{Bs} \cdot u_s \\
 K_{Bs} &= \frac{G_s(\gamma_s) \cdot A_e}{\sum t_e} \\
 \gamma_s &= \frac{u_s}{\sum t_e} \\
 G_s(\gamma_s) &= a_0 + a_1 \cdot \gamma_s + a_2 \cdot \gamma_s^2
 \end{aligned} \right\} \quad (3-18)$$

ここに, F_s : 緩速変形による高減衰積層ゴム支承の水平せん断抵抗力 (N), K_{Bs} : 緩速

変形時の高減衰積層ゴム支承の等価剛性 (N/mm), u_s : 緩速変形時の高減衰積層ゴム支承の設計変位 (mm), $G_s(\gamma_s)$: 緩速変形時の高減衰積層ゴムの等価せん断弾性係数 (N/mm^2) で係数 a_i は表 3-7 による。 A_e : ゴム支承本体の側面被覆ゴムを除く有効支圧面積 (mm^2), $\sum t_e$: 高減衰積層ゴム支承の総ゴム厚 (mm), γ_s : 緩速変形時の高減衰積層ゴム支承のせん断ひずみ, u_s : 緩速変形時の高減衰積層ゴム支承の設計変位 (mm) である。

表 3-7 高減衰積層ゴム支承の $G_s(\gamma_s)$ の算定に用いる係数^{15),25)}

タイプ		a_0	a_1	a_2
HDR	G8	1.3484	-1.7338	1.0392
	G10	1.4000	-1.5939	1.0038
	G12	1.4516	-1.4539	0.96841
HDR-S	G8	2.300	-4.328	3.125
	G10	2.505	-4.637	3.367
	G12	3.224	-6.355	4.522

式(3-18)は、高減衰積層ゴム支承を非線形動的解析によって照査する時に用いられ、高減衰積層ゴム支承の諸元を決めるための設計計算では、式(1-17)で定義した有効設計変位 u_{Be} に相当する等価剛性と等価減衰定数を用いて設計計算が行われる。なお、文献 25) では、高減衰積層ゴム支承の諸元を決めるための設計計算でも設計変位 u_B に相当する等価剛性 (図 3-7 参照) と等価減衰定数を用いることが提案されているが、これは、前述した鉛プラグ入り積層ゴム支承と同じ理由による。

道路橋示方書 V 耐震設計編⁴⁾や道路橋支承便覧¹⁵⁾で採用されている有効設計変位に相当する等価剛性 (図 1-14 参照) と等価減衰定数を以下に示す。

$$\left. \begin{aligned} K_B(\gamma_{uBe}) &= \frac{G_e(\gamma_{uBe}) \cdot A_e}{\sum t_e} \\ G_e(\gamma_{uBe}) &= c_0 + c_1 \cdot \gamma_{uBe} + c_2 \cdot \gamma_{uBe}^2 + \dots + c_i \cdot \gamma_{uBe}^i \\ h_B(\gamma_{uBe}) &= d_0 + d_1 \cdot \gamma_{uBe} + d_2 \cdot \gamma_{uBe}^2 + \dots + d_i \cdot \gamma_{uBe}^i \end{aligned} \right\} \quad (3-19)$$

ここに、 K_B : 有効設計せん断ひずみ γ_{uBe} における高減衰積層ゴム支承の等価剛性 (N/mm), A_e : 側面の被覆ゴムを除く有効支圧面積 (mm^2), $\sum t_e$: 高減衰積層ゴム支承の総ゴム厚 (mm), $G_e(\gamma_{uBe})$: 有効設計せん断ひずみ γ_{uBe} における高減衰積層ゴム支承の等価せん断弾性係数 (N/mm^2) で係数 c_i は表 3-6 による。 h_B : 有効設計せん断ひずみ γ_{uBe} における高減衰積層ゴム支承の等価減衰定数で係数 d_i は表 3-8 による。

表 3-8 高減衰積層ゴム支承の $h_B(\gamma_{uB})$ の算定に用いる係数^{15),25)}

タイプ		d_0	d_1	d_2	d_3
HDR	G8	0.21615	-0.047991	0.0045171	
	G10	0.20844	-0.041555	0.0020510	
	G12	0.20220	-0.035411	-0.0004006	
HDR-S	G8	0.2120	0.01670	-0.02740	0.003700
	G10	0.2091	0.01611	-0.02704	0.003519
	G12	0.2086	0.01067	-0.02430	0.003025

3-5. 支持する上部構造重量—支承—橋脚—基礎構造～地盤系

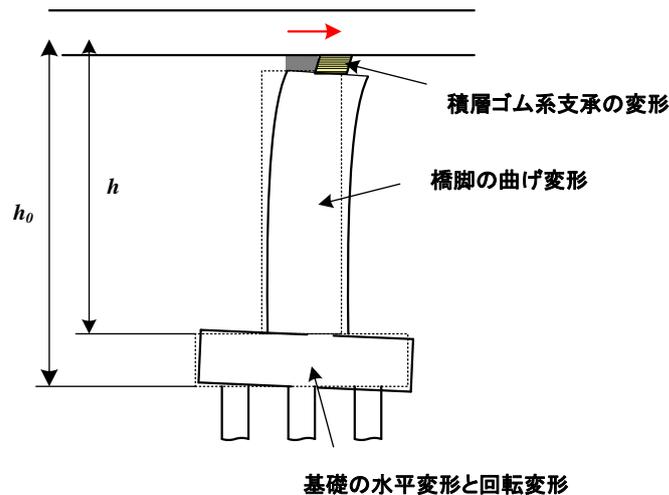


図 3-8 支持する上部構造重量—積層ゴム系支承—橋脚—基礎構造～地盤系

図 3-4 に示した簡易モデルには、基礎構造～地盤系の剛性の影響が考慮されていなかったが、本節では、図 3-8 に示す構造系を対象に、系としての水平方向剛性（直列システム）の求め方を示す。

図 3-8 に示す系の水平方向剛性 K は、積層ゴム系支承の等価剛性 K_B と橋脚の曲げ剛性 K_p および基礎構造～地盤系の水平方向剛性 K_F から構成される直列システムとして求めることができる。ここで注意しなければならないのは、水平方向剛性は、上部構造慣性力作用位置に作用する水平力 P によって各構造要素に生じる変形に起因する上部構造慣性力作用位置における水平変位 δ の比によって定義されるということである。図 3-8 に示す系の上部構造慣性力作用位置に水平力 P が作用したときに、上部構造慣性力作用位置に生じる変位 δ は、次式によって得られる。

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_B + \delta_p + \delta_F \\ \delta_F &= \delta_F^S + \delta_F^\theta \\ \delta_F^\theta &= \theta_F \cdot h_0\end{aligned}\tag{3-20}$$

ここで、 δ_B : 積層ゴム系支承の変形により上部構造慣性力の作用位置に生じる水平変位、 δ_p : 橋脚の変形により上部構造慣性力の作用位置に生じる水平変位、 δ_F : 基礎構造の

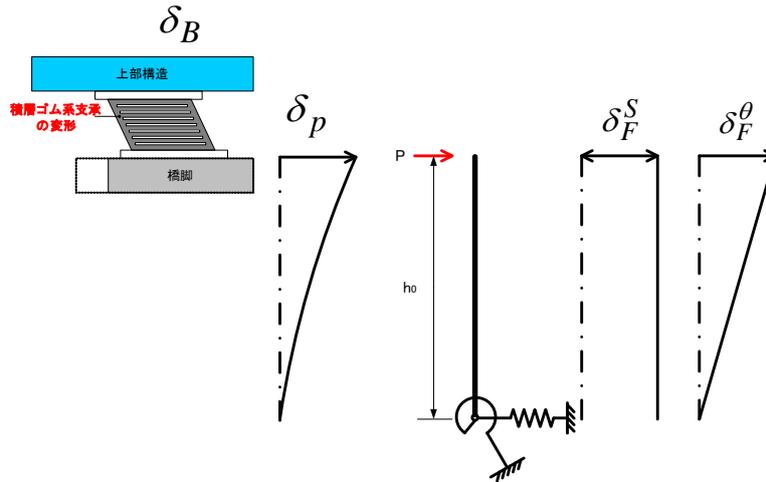


図 3-9 各構造要素の変形によって上部構造慣性力作用位置に生じる水平変位の構成

変形により上部構造慣性力の作用位置に生じる水平変位， δ_F^S ：基礎構造の水平変位， δ_F^θ ：基礎構造に生じる回転角 θ_f により上部構造慣性力の作用位置に生じる水平変位， h_0 ：フーチング底面から上部構造慣性力作用位置までの高さである。式(3-20)を図で表現すると図 3-9 のようになる。

図 3-9 より，各構造要素の水平方向剛性を求める。

積層ゴム系支承の水平方向剛性 K_B は， δ_B として設計変位 u_B を与え式(1-17)から有効設計変位 u_{Be} を求め，積層ゴム支承は式(1-7)（ただし， $G(\gamma)=G=const$ ），鉛プラグ入り積層ゴム支承は式(3-16)，高減衰積層ゴム支承は式(3-19)より求められる。

橋脚が降伏を超える領域を対象とするのならば，本来，橋脚の水平方向剛性 K_p は，橋脚に生じる応答塑性率に応じた等価剛性を用いるべきであるが，直列システムの系としての剛性は系を構成する軟らかい剛性の影響が大きいことと，図 3-8 の系において一般的な橋梁であれば， $K_B \ll K_p, K_B \ll K_F$ というように積層ゴム系支承の剛性が他の構造要素による剛性に比較して圧倒的に軟らかいことから，橋脚の地震応答の状態にかかわらず橋脚の荷重—変位関係の降伏点 δ_y と降伏荷重 P_y の比として得られる降伏剛性 $K_y = P_y/\delta_y$ を用いてよい。参考までに，橋脚が弾性域に留まる場合の橋脚の水平方向剛性の算出を式(3-21)に示す。

$$\begin{aligned}
 P &= K_p \cdot \delta_p \\
 \delta_p &= \frac{PH^3}{3EI} \\
 \therefore K_p &= \frac{3EI}{H^3}
 \end{aligned} \tag{3-21}$$

ここで， H ：橋脚躯体高さ， I ：断面 2 次モーメント， E ：橋脚を構成する材料の弾性係数である。

基礎構造～地盤系の水平方向剛性 K_F は，図 3-10 に示すように，基礎構造～地盤間の

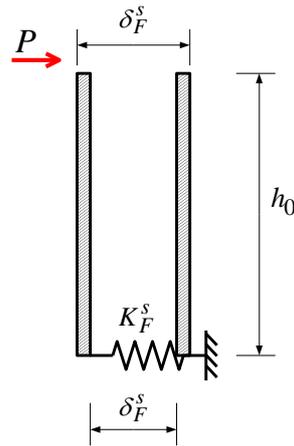
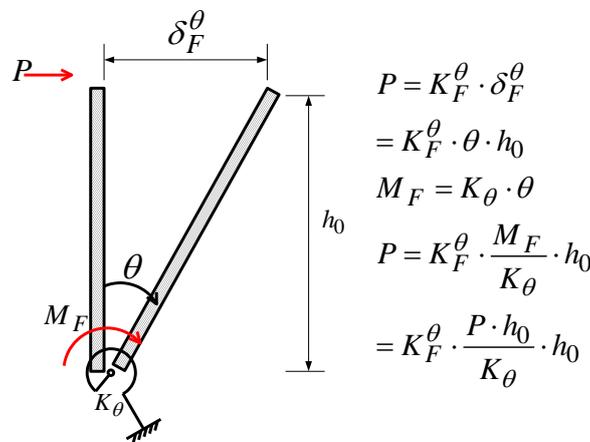
(1)水平方向の基礎構造—地盤間ばね K_F^s (2)基礎構造に生じる回転運動と上部構造慣性力作用位置の水平方向運動変換： K_F^θ

図 3-10 基礎構造～地盤間ばねの定義

水平方向ばね K_F^s と回転ばね K_F^θ から構成され、次式によって与えられる。

$$K_F = K_F^s + K_F^\theta \quad (3-22)$$

回転ばね K_F^θ は、フーチング底面位置に生じる回転運動を上部構造慣性力作用位置の水平方向運動に換算したもので、図 3-10 のように求められる。図より、基礎構造～地盤間の回転ばね K_θ は、式(3-23)に示すように上部構造慣性力作用位置の水平方向剛性 K_F^θ に換算される。

$$K_F^\theta = \frac{K_\theta}{h_0^2} \quad (3-23)$$

図 3-8 に示す系の水平方向剛性は、式(3-4)と同様に、式(3-24)のように表すことができる。

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_F} = \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_F^s} + \frac{1}{\frac{K_\theta}{h_0^2}} = \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_F^s} + \frac{h_0^2}{K_\theta} \quad (3-24)$$

図 3-11 に示すような金属製の固定支承を用いる場合は、式 (3-24) において $K_B = \infty$ として $1/K_B = 0$ となるので、式(3-25)が得られる。

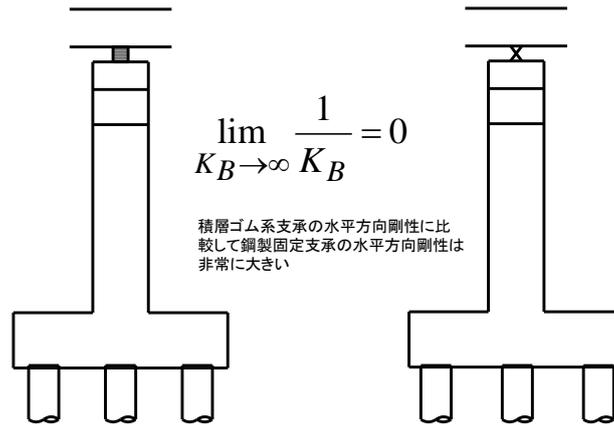


図 3-11 積層ゴム系支承と鋼製固定支承の水平方向剛性の関係

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_F^s} + \frac{h_0^2}{K_\theta} \quad (3-25)$$

橋梁の基礎構造には、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎等様々な形式の基礎構造がある。しかし、図 3-9 に示すように、フーチング底面位置で基礎構造～地盤間ばねが水平方向と回転方向がお互いに影響を及ぼし合わない非連成の水平方向ばねと回転方向ばねだけ（剛性マトリックスの対角要素だけ）から構成されるのは直接基礎だけである。本節の最後は、フーチング底面位置で非対角項（水平方向と回転方向の連成ばね）を有するばねが与えられた場合に、それらのばねを、非対角項が存在しない等価なばね（ばね作用位置におけるばね）に変換する方法を示す。

図 3-12 に示すフーチング底面で定義される基礎構造～地盤間ばねは、水平方向と回転方向のばね K_{HH} , K_{MM} だけでなくフーチング底面位置の水平力 H_0 によって生じる回転角 θ_0 に対応するばね K_{HM} や曲げモーメント M_0 によって生じる水平変位 u_0 に対応するばね K_{MH} が存在する。そのため、式(3-24)や式(3-25)に基礎構造～地盤間ばねの影響を見込むためには、図に示すような剛性マトリックスの非対角項が 0 となるばね作用位置 h_s を求める必要がある。

$$\begin{Bmatrix} H_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HM} \\ K_{MH} & K_{MM} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ \theta_0 \end{Bmatrix} \quad (3-26)$$

$$\mathbf{F}_0 = \mathbf{K}_0 \mathbf{u}_0$$

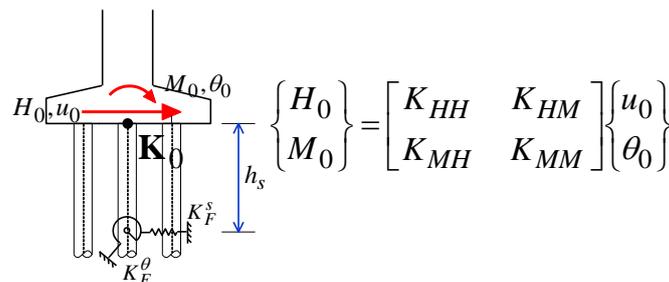


図 3-12 ばね取り付け位置の変換則（ばね作用位置とそこにおけるばねの算出）

$$\begin{aligned}
H_s &= H_0 \\
M_s &= M_0 + H_0 h_s \\
\begin{Bmatrix} H_s \\ M_s \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ h_s & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} H_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} \\
\mathbf{F}_s &= \mathbf{T}_1 \mathbf{F}_0
\end{aligned} \tag{3-27}$$

$$\begin{aligned}
u_0 &= u_s + \theta_s h_s \\
\theta_0 &= \theta_s \\
\begin{Bmatrix} u_0 \\ \theta_0 \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} 1 & h_s \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ \theta_s \end{Bmatrix} \\
\mathbf{u}_0 &= \mathbf{T}_2 \mathbf{u}_s
\end{aligned} \tag{3-28}$$

$$\begin{aligned}
\mathbf{F}_s &= \mathbf{T}_1 \mathbf{F}_0 = \mathbf{T}_1 \mathbf{K}_0 \mathbf{U}_0 = \mathbf{T}_1 \mathbf{K}_0 \mathbf{T}_2 \mathbf{u}_s = \mathbf{K}_s \mathbf{u}_s \\
\mathbf{K}_s &= \mathbf{T}_1 \mathbf{K}_0 \mathbf{T}_2 = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ h_s & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HM} \\ K_{MH} & K_{MM} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & h_s \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \\
&= \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HH} h_s + K_{HM} \\ K_{HH} h_s + K_{MH} & K_{HH} h_s^2 + 2h_s K_{HM} + K_{MM} \end{bmatrix}
\end{aligned} \tag{3-29}$$

ばね作用位置では、非対角項は0となるから、

$$\begin{aligned}
K_{HH} h_s + K_{HM} &= 0 \\
\therefore h_s &= \frac{-K_{HM}}{K_{HH}}
\end{aligned} \tag{3-30}$$

式(3-30)を式(3-29)に代入すると、

$$\begin{aligned}
\mathbf{K}_s &= \begin{bmatrix} K_{HH} & 0 \\ 0 & K_{MM} - \frac{K_{HM}^2}{K_{HH}} \end{bmatrix} \\
\therefore K_F^s &= K_{HH}, K_F^\theta = K_{MM} - \frac{K_{HM}^2}{K_{HH}}
\end{aligned} \tag{3-31}$$

が得られる。

4. 免震橋の動的照査例（軟弱な地盤と鋼製橋脚への免震設計の適用性の検討例）

平成 24 年 3 月に道路橋示方書 V 耐震設計編・同解説は、平成 14 年版⁴⁾から改定されたもの²⁹⁾が発刊された。免震設計に関しては、大きな改定は行われていないため、次の 2 点については、その対応が設計者によって異なる³⁰⁾状況は変わっていない。

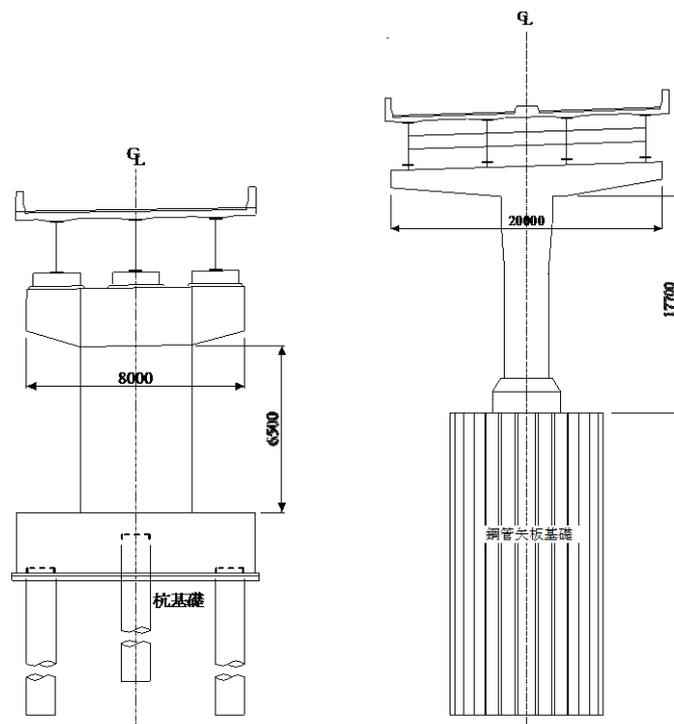
【周辺地盤が軟らかい地点への免震設計の採用】

免震橋を建設する地点の地盤が軟らかいと、地震動の長周期成分が卓越するとともに、地盤の固有周期も時々刻々と変化するため免震橋の周期と近くなることも考えられる。また、長周期の成分は一般には減衰しにくい特性があるため、免震設計を採用することにより、地盤と橋の共振を引き起こすことのないように十分注意する必要がある。地盤と橋の共振の可能性については、地震時の地盤の固有周期と橋の固有周期が近くないことを検討することにより評価できる。なお、地盤の固有周期としては、地震時に地盤に生じるひずみに相当する地盤の剛性を考慮した上で式(4.5.1)を目安にするとともに、必要に応じて表層地盤の固有振動特性の変化を検討するのがよい。²⁹⁾

(注記) 式(4.5.1)とは、地盤の基本固有周期の算出式のことである。

【鋼製橋脚への免震設計の採用】

鋼製橋脚を有する橋では、一般に固有周期が長くなり、免震設計の採用が合理的でない場合が多いため、鋼製橋脚を用いた橋に免震設計を採用する場合には、免震支承においてエネルギー吸収が確実にできることに留意した上で、許容塑性率を個別に設定する必要がある。²⁹⁾



(1)RC 橋脚－免震支承系

(2)鋼製橋脚－免震支承系

図 4-1 耐震設計上の地盤種別が III 種地盤となる地盤に建設される免震橋の一例

本章では、図 4-1 に示す耐震設計上の地盤種別が III 種地盤となる地点に建設される免震橋を対象に、地盤と免震橋の共振の可能性と鋼製橋脚上に設置された免震支承においてエネルギー吸収が確実に行われているかを検討した事例を示す。なお、上述したように、これら 2 点は、その対応が設計者によって異なることから、ここに示す方法は、あくまでも著者が考える検討方法の一つであり、設計者が異なれば検討方法も異なり、条件が異なれば検討方法も異なってくることを留意して読んでいただきたい。

図 4-2 は、ここで示す検討の大きな流れを示したものである。この流れに従って、図 4-1 に示す“支持する上部構造重量-免震支承-RC 橋脚-基礎構造～地盤間ばね系”と、“支持する上部構造重量-免震支承-鋼製橋脚-基礎構造～地盤間ばね系”に対する検討結果について説明する。なお、ここで用いる道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトル相当の標準加速度波形は、平成 14 年の道路橋示方書 V 耐震設計編⁴⁾のものである。

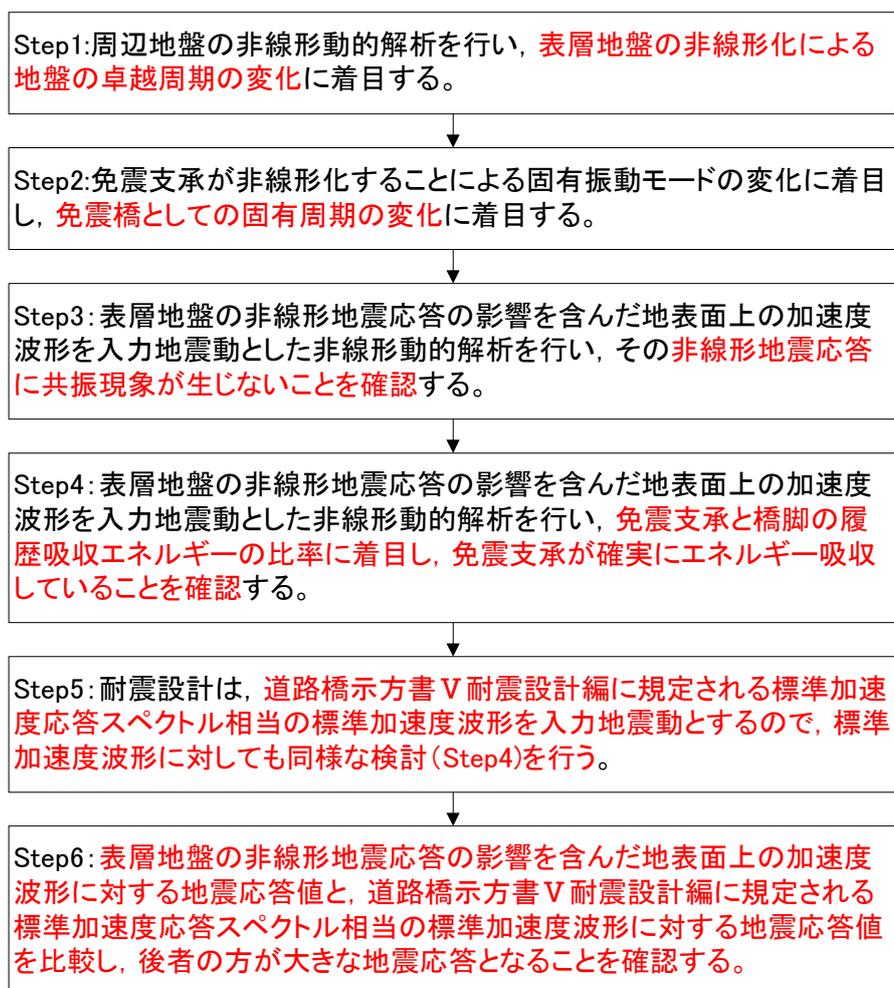


図 4-2 周辺地盤との共振の可能性と免震支承が確実にエネルギー吸収することの確認

Step1：周辺地盤の卓越周期が変化する範囲の把握

架橋地点の工学的基盤面から路頭基盤波（同じ加速度応答スペクトル特性を有する加速度波形 3 波）を入力（入射）して表層地盤の非線形動的解析を行い、各層に生じたせん断ひずみ（最大応答せん断ひずみの 3 波平均値）の大きさに応じて等価せん断剛性と等価減衰定数を地盤の動的変形特性から求め、表層地盤の等価線形化モデルを作成する。

表層地盤の非線形動的解析の初期モデル（地盤に生じるせん断ひずみが 10^{-6} と小さい領域でのせん断剛性＝初期剛性と減衰定数＝初期減衰を用いて作成した表層地盤のモデル）と等価線形化モデルの伝達関数を求め、伝達関数のピークのうち、最も周期が長い明確なピークを表層地盤の卓越周期とする。

初期モデルの伝達関数（地盤のせん断ひずみが 10^{-6} と小さい時の伝達関数）の卓越周期（初期剛性・初期減衰）と、等価線形化モデルの伝達関数（表層地盤が非線形化した時の伝達関数）の卓越周期（等価剛性・等価減衰）の範囲が、表層地盤が非線形地震応答中に時々刻々と変化する表層地盤の卓越周期が存在（推移）する範囲と予想される。注記）地盤に生じるせん断ひずみが 10^{-6} という大きさは、PS 検層実施の際に生じるひずみレベルに相当する。

Step2：免震橋の等価固有周期が変化する範囲の把握

免震支承は地震開始の早い段階から降伏し、主要動が作用している間は主に 2 次剛性域で振動すると予想されるので、免震支承が降伏に達するまでの免震橋としての固有振動特性を免震支承の剛性を初期剛性とした解析モデルから、免震支承が降伏後の免震橋としての固有振動特性を免震支承の剛性を 2 次剛性とした解析モデルから固有値解析によって求める。モード減衰定数は、初期剛性を用いた解析モデルは、免震支承の減衰定数を 0 とし、2 次剛性を用いた解析モデルは、免震支承の減衰定数を Step3 で実施する免震支承に生じたせん断ひずみの大きさに応じた等価減衰定数として与えて、ひずみエネルギー比例減衰法によって求める。

初期剛性、2 次剛性の固有値解析から得られた基本固有周期（等価固有周期）とモード減衰定数を式(2-2)に代入して共振曲線（正弦波状変位が基礎に作用する振動系の共振曲線、図 2-1 の(2)参照）を求める。

Step1 で得られた伝達関数と Step2 で得られた共振曲線の増幅率（縦軸）を、それぞれの最大値で正規化して、重ね書きすれば、周辺地盤の卓越周期が変化する範囲と免震橋の等価固有周期が変化する範囲を比較することができる。また、Step2 で得られる固有値解析結果から各構造要素のひずみエネルギーの比率を整理することによって、橋全体系への減衰特性に対する各構造要素の減衰がどの程度寄与するかを知ることができる。

図 4-3 は図 4-1 の(1)に示した RC 橋脚が建設される位置の表層地盤の卓越周期の変化と、免震橋の等価固有周期の変化を比較したものである。上述したように、表層地盤は、伝達関数の増幅率を最大値で正規化して明瞭なピーク（卓越周期）を際立たせている。同様に、免震橋は、共振曲線の増幅率を最大値で正規化して明瞭なピーク（等価周期）を

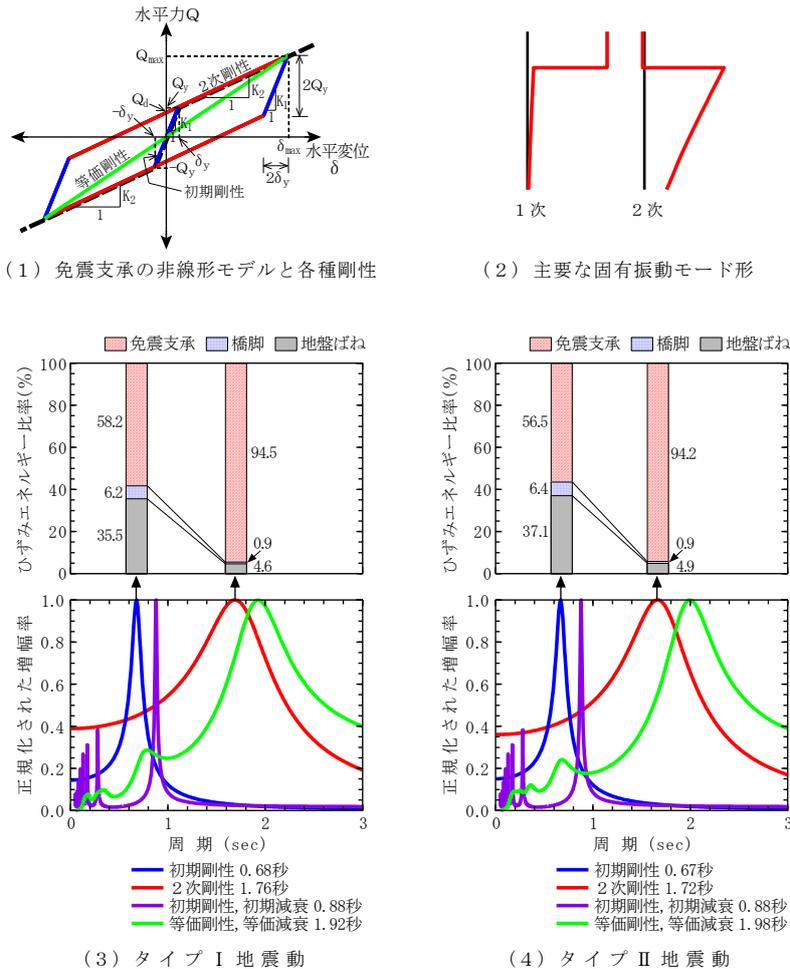


図 4-3 RC 橋脚が建設される地点の表層地盤の非線形化による地盤の卓越周期の変化と免震橋の等価固有周期の変化の比較
際だたせている。

図より、RC 橋脚が建設される表層地盤の卓越周期は 0.9 秒（初期剛性・初期減衰：紫）から 2.0 秒（等価剛性・等価減衰：緑）の間で、免震橋の等価固有周期は 0.7 秒（初期剛性：青）から 1.8 秒（2 次剛性：赤）の間で、それぞれ変化すると予想される。免震橋の等価固有周期が変化する範囲が、表層地盤の卓越周期が変化する範囲内にあることから、周辺地盤と免震橋は非線形地震応答中に共振する可能性があると言える。

図中、免震橋の初期剛性時の固有周期がタイプ I 地震動とタイプ II 地震動で異なるのは、それぞれの地震動に対する免震支承の設計変位が異なるために、同じ免震支承でありながら、免震支承の非線形力学モデル（バイリニアモデル）の骨格曲線がわずかに異なっているからである。これは、非線形性が強い免震支承の特色でもある。

図には、免震橋の固有振動特性から得られるひずみエネルギーの比率も整理してあるが、免震支承が降伏すると、橋梁全体系の減衰特性に対する免震支承の寄与の度合いが卓越していることがわかる。

Step3～Step6：免震橋としての耐震性能の照査

表層地盤の非線形動的解析から得られた地表面上の加速度波形と道路橋示方書V耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトルに適合する標準加速度波形を入力地震動として免震橋の非線形動的解析を行い次の点を確認する。

- ① 地震応答波形に、共振時に現れる振幅の発散現象が生じていないことを確認する。
- ② 免震支承に生じるせん断ひずみが、免震支承の許容せん断ひずみ（ハードニングの影響が顕著とならない領域：図 1-11 と図 1-12 参照）を超えていないことを確認する。
- ③ 橋脚に生じる応答変位が、許容値（許容塑性率，許容変位）を超えていないことを確認する。
- ④ 免震支承で確実にエネルギー吸収が図られていることを確認する。

注記) ②は免震支承に生じるせん断ひずみが許容せん断ひずみに達しているかどうかだけでなく、免震支承に生じた変位が、免震支承の非線形力学モデル（バイリニアモデル）を作成した時の設計変位の±10%以内に収まっているかもチェックしている。

図 4-4 は表層地盤の非線形動的解析から得られた地表面上の加速度波形を入力地震動とした非線形動的解析結果，図 4-5 は道路橋示方書V耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトルに適合する標準加速度波形を入力地震動とした動的解析結果を整理したものである。両図とも、上述した①から④の確認を行う必要がある。

図 4-4，図 4-5 とも、①地震応答波形に共振時に現れる振幅の発散現象が生じていないこと，②免震支承に生じるせん断ひずみが免震支承の許容せん断ひずみを超えていないこと，③橋脚に生じる応答塑性率が許容塑性率を超えていないこと，④免震支承で確実にエネルギー吸収が図られていることを確認することができる。

両図とも、免震支承としての降伏点を越えるまでは、免震支承と RC 橋脚でエネルギー吸収を分担（ここで対象としたケースでは橋脚も降伏に達していないので弾性ひずみエネルギー）していたものが、免震支承が降伏に達すると免震支承だけがエネルギー吸収を行っていることがわかる。

Step6 では、“表層地盤の非線形地震応答の影響を含んだ地表面上の加速度波形に対する地震応答値”と，“道路橋示方書V耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトル相当の標準加速度波形に対する地震応答値”を比較し、後者の方が大きな地震応答となることを確認することとしている。これは、図 4-6 に示すように、表層地盤を対象とした非線形動的解析が適切に行われれば、地表面上の加速度波形から求められる加速度応答スペクトルは、当該表層地盤の卓越周期周辺で標準加速度応答スペクトルを上回ることはあるが、固有周期に対する加速度応答スペクトルの変化は緩やかな標準加速度応答スペクトルの方が、時々刻々とその等価固有周期が変化する免震橋（非線形振動系）に対する地震動としてはより厳しい地震動となるからである。それでも、“表層地盤の非線形地震応答の影響を含んだ地表面上の加速度波形に対する地震応答値” > “道路橋示方書V耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトル相当の標準加速度波形対

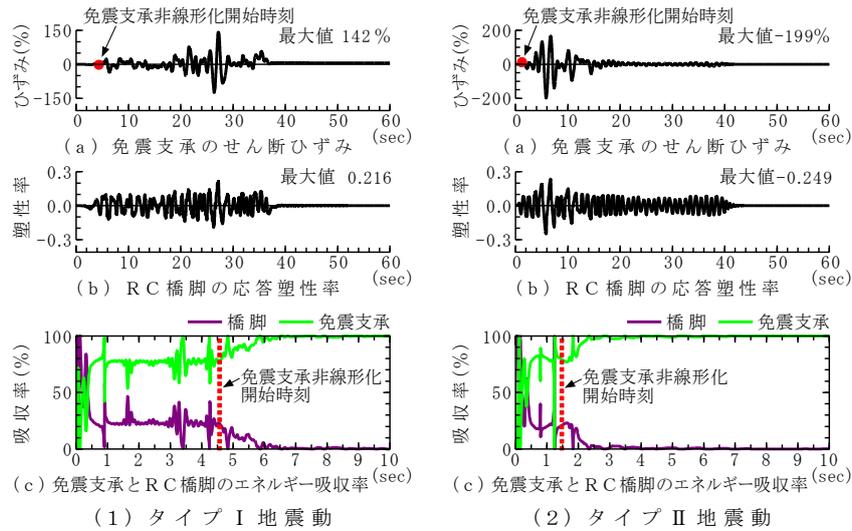


図 4-4 表層地盤の非線形地震応答の影響を含んだ地表面上加速度波形に対する免震橋の地震応答 (Step3・Step4)

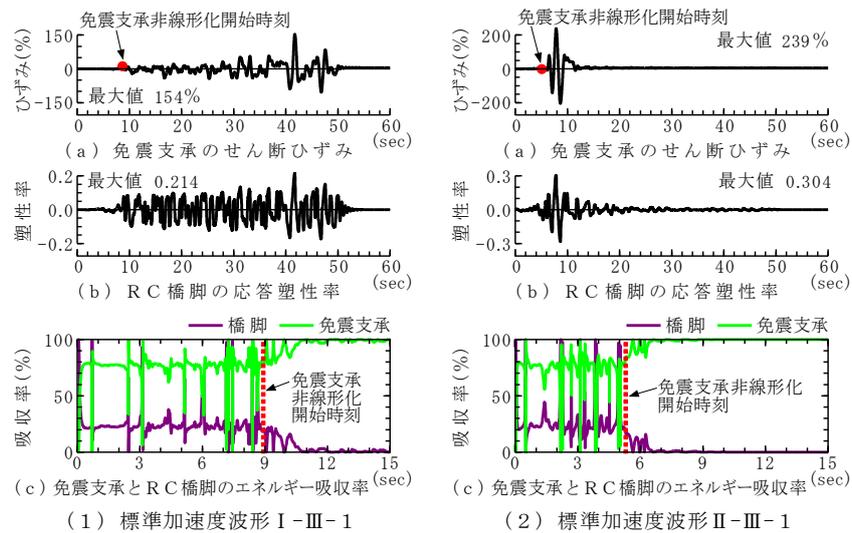


図 4-5 道路橋示方書V耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトルに相当する標準加速度波形に対する免震橋の地震応答 (Step5)

する地震応答値”となるのであれば、架橋地点の表層地盤の非線形地震応答が免震橋の地震応答に影響を与えている可能性があるため、検討結果を十分吟味して、その検討結果が妥当な結果であると判断されたら、“表層地盤の非線形地震応答の影響を含んだ地表面上の加速度波形に対する地震応答値”を用いて免震設計を行う必要がある。このように、公共構造物の耐震設計では、わからないことに関しては安全側の判断を下すというのが、技術者のあるべき姿だと著者は思っている。

図 4-7 から図 4-9 は、図 4-1 の(2)に示した耐震設計上の地盤種別が III 種地盤となる地点に建設される鋼製橋脚の事例である。

図 4-7 に着目すると、表層地盤の卓越周期が変化（推移）する範囲は周期 0.5 秒から

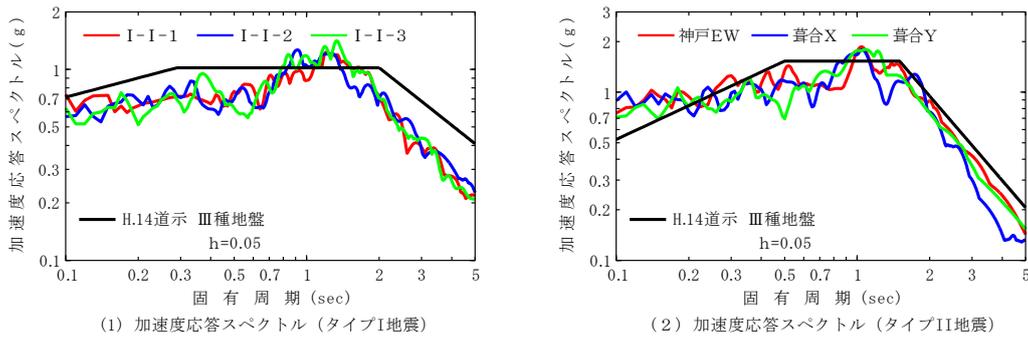


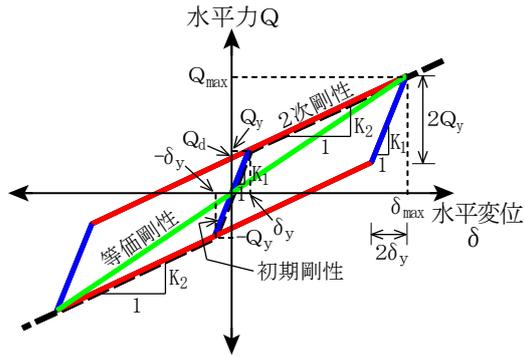
図 4-6 RC 橋脚が建設される地点を対象とした表層地盤の非線形動的解析より得られた地表面上の加速度波形から求めた加速度応答スペクトルと標準加速度応答スペクトルの比較

1.0 秒に対して、免震橋の等価固有周期が変化（推移）する範囲は周期 1.6 秒から 2.2 秒にあることから、非線形地震応答中の周辺地盤と免震橋の共振の可能性は低いことがわかる。免震橋の固有振動特性には、図 4-3 に示した RC 橋脚との違いが現れている。地震応答に寄与する主要な固有振動モードは RC 橋脚では 1 次と 2 次だけだったが、鋼製橋脚では 1 次から 4 次と多数の固有振動モードが地震応答に寄与している。固有振動モード形を見ると、鋼製橋脚では、橋脚躯体の 2 次の固有振動モードも地震応答に寄与することがわかる。その結果、ひずみエネルギーの比率は、免震支承が降伏した後も、免震支承のエネルギー吸収が際だつことはなく、免震支承と鋼製橋脚が分担してエネルギー吸収を行っていることがわかる。

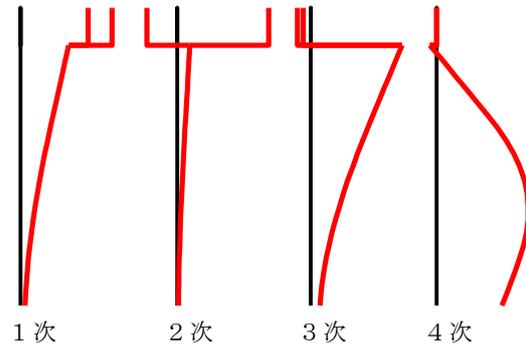
図 4-3 と図 4-7 における免震橋の固有振動特性の比較からいけば、ここで対象としたケースでは、RC 橋脚-免震支承系の方が鋼製橋脚-免震支承系よりも、免震支承を効率良く利用できていることがわかる。同様な傾向は、図 4-8 と図 4-9 に示す、免震橋を対象とした非線形地震応答にも現れている。レベル 2 地震動タイプ I 地震（図 4-8 の(1)と図 4-9 の(1)参照）に対する免震橋の非線形地震応答では、免震支承が降伏後は、免震支承だけでエネルギー吸収を行っていると言えるが、レベル 2 地震動タイプ II 地震（図 4-8 の(2)と図 4-9 の(2)参照）に対する免震橋の非線形地震応答では、免震支承が降伏後も、免震支承と鋼製橋脚が共同してエネルギー吸収を行っていることがわかる。言葉を換えると、免震支承と鋼製橋脚の非線形相互作用が際だつ複雑な非線形振動系となっていることがわかる。

以上のことから、ここ（鋼製橋脚）での免震支承の使用は、免震支承を効率的に用いることができていないということがわかる。ただし、設計としては、動的解析結果だけが全てではなく、様々な制約条件から当該構造は選択されており、与えられた設計案件としては、様々な制約条件からの要求に応えることができる最良の選択がなされていることを付記しておく。

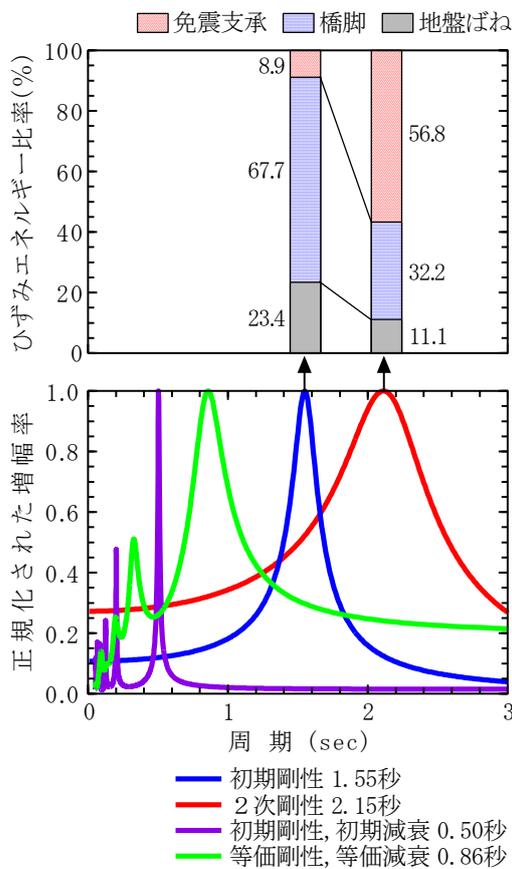
図 4-8 と図 4-9 に示すように、免震支承に生じているせん断ひずみは 200% よりも小さく、鋼製橋脚に生じた応答変位も許容変位（最大耐力に達する時の変位）よりも小さいことを確認している。ただし、本章の前半部で述べたように、鋼製橋脚に免震設計を採



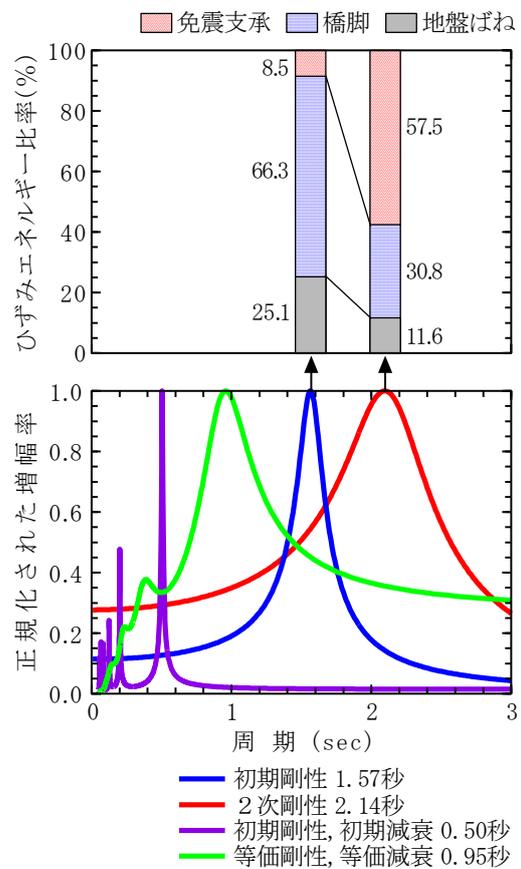
(1) 免震支承の非線形モデルと各種剛性



(2) 主要な固有振動モード形



(3) タイプ I 地震動



(4) タイプ II 地震動

図 4-7 鋼製橋脚が建設される地点の表層地盤の非線形化による地盤の卓越周期の変化と免震橋の等価固有周期の変化の比較

用する場合には、免震支承においてエネルギー吸収が確実にできることに留意した上で、許容塑性率を個別に設定する必要があると道路橋示方書V耐震設計編では規定されているが、本資料ではその点については記述していないことをお断りしておく。実際の設計では、鋼製橋脚の許容変位（最大耐力に達する時の変位）に対して安全を見込んだ許容変位よりも小さい変位に地震応答変位が留まるように設計を行う必要がある。

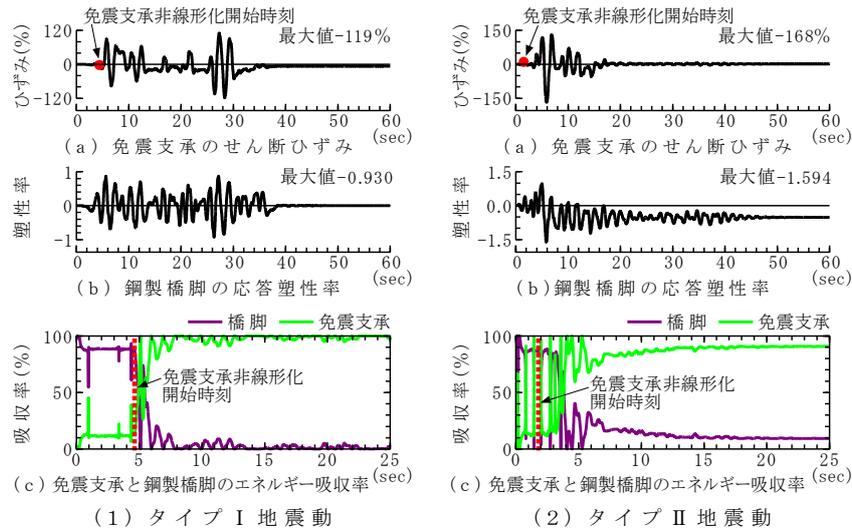


図 4-8 表層地盤の非線形地震応答の影響を含んだ地表面上加速度波形に対する免震橋の地震応答

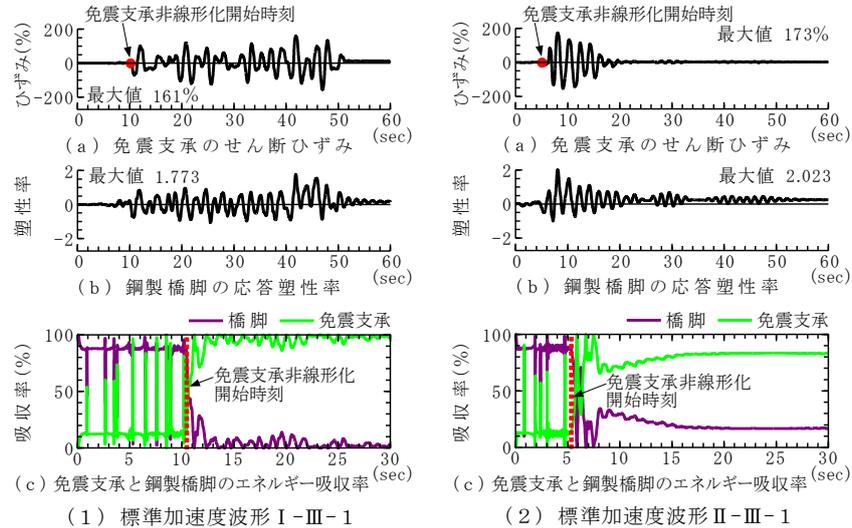


図 4-9 道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトルに相当する標準加速度波形に対する免震橋の地震応答

参考文献

- 1) 川島一彦: 免震設計の原理と橋梁に対する適用の経緯, 土木技術資料, Vol.35, No.1, pp.22-27, 1993.
- 2) (社)日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995.
- 3) 鈴木浩平著: 図解雑学・振動する世界(地球も心臓もゆれている), ナツメ社, pp.172-183, 2009.
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 2002.
- 5) 大橋雄二, 山口昭一: 1 免震・制振とは, 建築技術, No.429, pp.95-107, 1987.
- 6) (社)日本ゴム協会・免震用積層ゴム委員会編: 設計者のための免震用積層ゴムハンドブック, 理工図書, pp.1-14, 34-74, 2000.
- 7) ジェームス・M・ケリー著, 藤田隆史監訳: 免震構造と積層ゴムの基礎理論, 東京電

- 気大学出版局, pp.1-17, 2005.
- 8) (社)日本建築学会:免震構造設計指針, pp.311-319, 1989.
 - 9) 小堀鐸二著:[新版]制震構造—理論と実際—, 鹿島出版会, pp.8-32, 2004.
 - 10) 伊藤眞義著:東京理科大学・坊っちゃん選書, ゴムはなぜ伸びる? -500年前, コロンブスが伝えた「新」素材の衝撃, オーム社, pp.2-37, 86-107, 2007.
 - 11) 増淵雄一著:知りたいサイエンス!おもしろレオロジー-どろどろ, ぐにゃぐにゃ物質の科学, 技術評論社, 2010.
 - 12) 鹿兒島誠一著:自然現象と物理法則のあいだ-物理の本質は公式だけではわからない, 丸善, pp.33-45, 2011.
 - 13) 久保亮五著:ゴム弾性 [初版復刻版], 裳華房, pp.7-47, 113-132, 1996.
 - 14) 深掘美英著:設計のための高分子の力学-高分子鎖が織りなす力学の世界, 技報堂出版, pp.1-117, 2000.
 - 15) (社)日本道路協会:道路橋支承便覧, 2004.
 - 16) 川島一彦, 長谷川金二, 長島博之:免震支承をバイリニア型非線形モデルで表した場合の免震橋の地震応答特性, 土木技術資料, Vol.34, No.5, pp.46-53, 1992.
 - 17) 川島一彦, 長谷川金二, 長島博之, 池内武文:等価線形化法による免震橋の地震応答解析, 土木技術資料, Vol.33, No.10, pp.43-50, 1991.
 - 18) 加藤亨二, 近藤誠一, 川島一彦, 中山学:一定せん断変形状態における免震支承の鉛直引張実験~E-ディフェンス実験に向けての免震支承の事前要素実験~, 土木学会第65回年次学術講演会第I部門(CD-ROM), 2010.
 - 19) 中山学, 川島一彦, 矢部正明:E-ディフェンスを用いた免震支承の震動実験, 土木学会第65回年次学術講演会第I部門(CD-ROM), 2010.
 - 20) 日本道路公団名古屋建設局:名港西大橋工事誌, 1986.
 - 21) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明:技術展望首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集 No.801, I-73, pp.1-20, 2005.
 - 22) 前田邦夫:短いリンク支承を有する斜張橋の力学特性と実用性に関する研究, 東京大学学位請求論文, 1990.
 - 23) <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/> (強震観測網(K-NET, kik-net), 防災科学技術研究所)
 - 24) ゴム支承協会:道路橋支承便覧ゴム支承ガイドブック・支承部構造の設計<改訂のポイント>・品質管理と検査<検査方法と判定基準の手引き>, pp.2-8, 2005.
 - 25) 道路橋の免震構造研究委員会:道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案), pp.5-15~5-16, pp.6-4~6-39, (財)土木研究センター, 2011.
 - 26) (社)日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, pp.2-88-2-120, 1997.
 - 27) 建設省:道路橋の免震設計マニュアル(案), pp.77-80, 1992.
 - 28) 吉田巖, 世良耕作, 平原勲監修:建築・土木基礎の耐震設計と解析例, pp.387-401, 総合土木研究所, 2008.
 - 29) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, pp.150-157, 275-293, 2014.
 - 30) (財)土木研究センター:道路橋の免震構造研究委員会平成17・18年度報告書, pp.4-26-4-73, 2007.