

## 道路橋の免震設計（その1）

株式会社長大・耐震技術部／東京都市大学 吉川研究室

わが国において、道路橋の支承に免震支承を採用した橋梁が最初に建設されたのが1991年である。そこで採用された免震支承は、鉛プラグ入り積層ゴム支承である。高減衰積層ゴム支承を用いた橋がわが国で最初に建設されたのが1992年である。何れも免震設計法の現場への適用性を検討するために国土交通省（旧建設省）のパイロット事業の一環として建設されたものである<sup>1)</sup>。それから約5年後に1997年兵庫県南部地震が起こり、道路橋に生じた甚大な被害を踏まえて、従来の橋脚や橋台の1箇所で橋軸方向に固定支承を採用し、その1箇所で橋軸方向の慣性力を負担する1点固定方式の連続橋から、複数の橋脚や橋台で地震時の慣性力を分担する地震時水平力分散構造方式の連続橋が多用されるようになった<sup>2)</sup>。橋梁の支承だけでなく、他の構造物や鎌倉高德院にある国宝長谷大仏<sup>3)</sup>、国立西洋美術館にある“考える人”や“地獄の門”のような文化財<sup>3)</sup>まで、免震構造や免震装置（免震デバイス）には、様々な提案があるが、本資料では、橋梁の免震支承として実績が多い積層ゴム系支承を対象とする。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。本資料では、“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<sup>4)</sup>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）』…本資料

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）』…後日公開予定

3. 免震支承の設計
  - 3-1. 常時荷重に対する設計
  - 3-2. 地震荷重に対する設計
4. 免震橋を対象とした動的照査例

## 1. 免震構造とは

### 1-1. 免震構造の歴史

免震構造 (base isolation) は、地震動のエネルギーが構造物に伝達する経路 (入力経路) を遮断 (isolate) することによって、地震の影響を免れようというものである。しかし、空中に浮かぶ構造物でない限り、地盤上に建設された構造物は地震動のエネルギーを完全に遮断することはできない。免震構造に関するアイデアの歴史は古く、濃尾地震 (1981.10.28) が発生した明治 24 年、現在の日本建築学会の学会誌である建築雑誌の 1891 年 12 月号 (Vol.5, No.60) に「地震の際大震動を受けざる構造」という河合浩蔵の演説の速記録が載っている<sup>5)</sup>。その構造は、①地盤上に丸太を数層に重ねて敷き並べ、その上にコンクリートを打って、さらにその上に建物を建てる、②地震動を遮断するために建物周辺に深い堀を作る、③建物内部の揺れやすい家財道具には地震力を伝えぬように滑車(キャスト)をつけるというものであった<sup>3)</sup>。アメリカではサンフランシスコ大地震 (1906.4.18) から 3 年後の 1909 年に、イギリス人医師 Calantarients が、建物とその基礎の間に細かい石を置いた滑石層を設けることによって、建物に伝わる地震動を絶縁する免震構造を提案し、特許が申請されている<sup>1),3)</sup>。このように、ゴム支承が出現するまでの免震構造のアイデアの多くは、構造物と地盤間の縁を切るという絶縁型の免震構造である<sup>1), 5)</sup>。

ゴム支承を用いて、構造物の長周期化を図り構造物の基本固有周期と地震動に含まれる卓越周期成分を共振させない、地震動の強い周期成分から構造物の固有周期をそらせるという免震構造が最初に建設されたのが 1969 年マケドニア旧ユーゴスラビア共和国のスコピエ市の小学校である。スイス人の設計によるこの小学校は、3 階建てコンクリート造建物で、大きな天然ゴムブロック (700×700×350mm) により支持されていた。後年実用化される積層ゴム支承のように薄いゴム層と鋼板からなる互層構造となっておらず、ゴムブロック単体であったため、支承部の水平方向と鉛直方向の剛性はともに柔らかく、その許容変位は水平方向に 200mm、鉛直方向に 155mm と大きかった。<sup>6), 7)</sup>

橋梁の支承として最初にゴム支承を用いたのは 1989 年オーストラリアのメルボン橋 (鉄道橋, Melbourne Railway Viaduct 橋) で、振動と騒音対策用に天然ゴム製パッド (単層, 1255×1255×25mm, 天然ゴム) が採用されている。ゴムパッドは、96 年後の調査によって、劣化はゴム表面より 5mm 程度にとどまっていたことが報告されている。<sup>6),8)</sup> 防振用の積層ゴム支承が、橋梁に使用されたのは 1956 年英国のペルハム橋 (Pelham Bridge, 600×400×180Hmm, 天然ゴム) である<sup>8)</sup>。

現在のように、薄いゴム層と鋼板からなる互層構造とし鉛直方向の剛性を硬くした積層ゴム支承は、1970 年代にフランスで実用化され<sup>5),6),7)</sup>、建築物に使用されたのが 1977 年フランスのラムベルスク小学校である<sup>6)</sup>。

積層ゴム支承としての剛性ととともに、高いエネルギー吸収性能を併せ持つ免震支承が採用されたのは、1981 年ニュージーランドのウィリアムクレイントンビル (William Clyayton Building) であり、積層ゴムの中心部に鉛棒を挿入した鉛プラグ入り積層ゴム支承 (600×

600×207mm, 鉛の直径 105mm, 天然ゴム) が用いられている<sup>6)</sup>。これは、鉛棒単体ではエネルギー吸収が得にくいために周囲の積層ゴムの拘束力を利用している。ニュージーランドは、免震構造の Leading Country であるが、これについては後述する。

ゴムに炭素(カーボン)を混入させて積層ゴム支承自体に高い減衰性能を持たせた高減衰積層ゴム支承を最初に用いた免震構造物は、1985年米国最初の免震建物であるフットヒル法律相談・下級裁判所(Foothill Communities Law and Justice Center)である<sup>6)</sup>。当該建物は、サン・アンドレアス断層からわずか20kmに位置しており、この断層の南の分岐断層は地震発生の可能性が非常に高いことで知られている。ゴムのせん断剛性は低ひずみ領域において高く、ひずみが増大するにつれて1/4~1/5に低減し、50%せん断ひずみ領域において最小値に達するもので、100%を超えるひずみ領域では、剛性は再び増加傾向を示すというものである。<sup>7)</sup>

## 1-2. 免震構造と制震構造

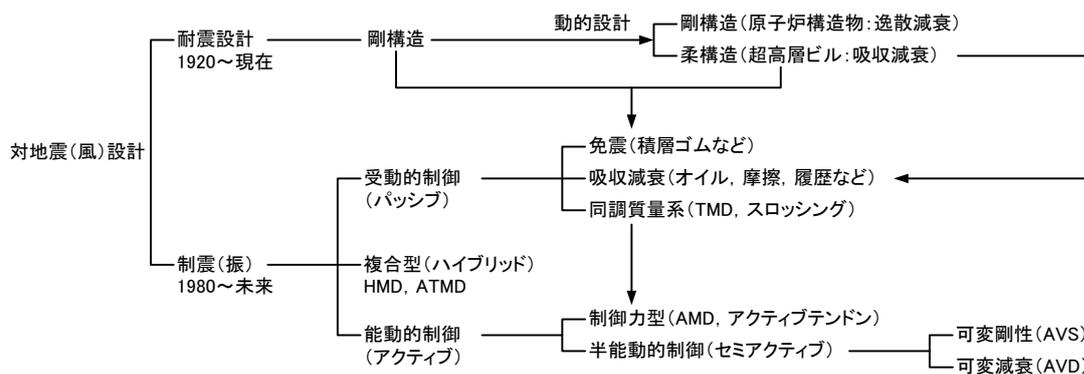


図 1-1 耐震構造と制震構造および免震構造の関係<sup>9)</sup>

図 1-1 は、制震構造を提唱した小堀によって整理された耐震構造と制震構造および免震構造の関連図である。小堀は、制震とは地震応答を制御するような性質または装置を構造物に与えることであり、その条件として次の 5 つをあげている。

- ① 地震動のエネルギー伝達経路の遮断≡究極の免震構造
- ② 地震動の周波数成分のうちその強度が大きい周波数成分の周期と構造物の地震応答に寄与する固有振動モードの周期帯域を離す (isolate : 遊離)。
- ③ 非線形特性を与えて非定常非共振系とする (地震動に含まれる強度が大きいある周波数成分とその固有周期が近い構造物が共振して構造物の地震応答が増大しても、構造物が非線形化しその剛性が変化した結果固有周期も移動するため振動が共振状態に成長することはない)。
- ④ 制御力を付加する (地震応答が成長する方向とは逆方向に力を作用させる)。
- ⑤ エネルギー吸収機構を利用する。

前述したように、究極の免震構造は①であるがこれは非現実的である。免震構造として実

用化されているのは、②と③および⑤である。これと図 1-1 より、制震構造を専門とする技術者の観点に立てば、免震構造は、パッシブ型の制震構造に分類されることがわかる。本資料における免震構造と制震構造は、橋梁分野で一般的に用いられている次の定義に従っている。

免震構造は、アイソレーターを用いて橋の固有周期を適度に長くするとともに、ダンパーで減衰性能の増大を図って地震応答の低減を図る構造とし、制震構造はダンパー等を用いて橋の減衰性能の増大を図って地震応答の低減を図る構造とする。

表 1-1 は、本資料で定義した免震構造と制震構造が、上述した制震構造の条件②から⑤の機能・効果のうち、どのような機能・効果をもっているかを整理したものである。

表 1-1 免震構造と制震構造の定義

免震構造・制震構造		機能・効果			
		長周期化	非共振系	エネルギー吸収	制御力付加
免震構造	アイソレーター(積層ゴム支承やすべり支承)とダンパーを独立させた構造	○	△ <sup>1)</sup>	○	—
	アイソレータとダンパーを一体とした構造(免震支承)	○	○	○	—
制震構造	パッシブ ダンパー, マスダンパー等を使用	—	△ <sup>2)</sup>	○	
	セミ・アクティブ アクティブ・マス・ダンパー, 可変ダンパー, アクチュエータ等を使用	—	○	△ <sup>3)</sup>	○

1)すべり支承を用いた場合, 2)摩擦ダンパーや摩擦ダンパーを用いた場合, 3)可変減衰型を用いた場合

### 1-3. ゴムの性質<sup>10), 11), 12), 13),14)</sup>

“ゴムはよく伸びる”と認識されているが、これはゴムに関する2つの性質を表している。表 1-2 は、各種材料の縦弾性係数(縦弾性係数, ヤング率)を比較したものである。ゴムのヤング率は、他の材料に比較して極端に小さいため、小さな力で大きな変形を生じる材料であることがわかる。

表 1-2 工業材料の縦弾性係数<sup>6)</sup>

物質	弾性係数 (MPa)	物質	弾性係数 (MPa)
<b>天然ゴム</b>	<b>0.3~1.5</b>	ガラス	~6×10 <sup>4</sup>
ポリエチレン	100~900	アルミニウム	~7×10 <sup>4</sup>
ポリスチレン	~3000	スチール	~2×10 <sup>6</sup>

もう1つの性質は、破断に達するまでに到達する変形が大きく、その変形は元に戻るといふものである。ゴムのこのような性質は、ゴム弾性といわれている。ゴム弾性のような性質を示すのは、エントロピーにあると考えられている。エントロピーは、考えている体系の複雑さの目安である。<sup>12)</sup>ゴム弾性の起因がエントロピー弾性であることは、高分子物

理学や統計力学分野に進む者が必ず学ばなければならないテーマであり、現在も古くて新しいテーマだそうである。<sup>13)</sup>工学分野の学習を目的とした本資料では、文献 12)の説明を借りて、フックの法則とは異なるエントロピーによるゴムの弾性を感じていただくにとどめる。

[文献 12)の 41 頁の文章を抜粋したものである。]

ゴム風船の材料であるゴムの弾性の起因は分子間力だろうか？ゴムは簡単に数倍に伸びるが、分子間距離がそんなに伸びてはもはやゴムという物質ではいられず、原子がばらばらになった気体になるはずだ。金は薄い箔にするといくらでも広がるが復元力は生じない。原子の配列が大幅に変わるからだ。しかしゴムは数倍にも伸びて、なお復元力を持っている。

ゴムのもう 1 つの重要な性質は、粘弾性体である。図 1-2 は、正弦波的に変化する応力やひずみを理想弾性体と理想粘性体および粘弾性体に与えた時の応力とひずみの関係を示したものである。

理想弾性体は、応力とひずみの間には遅れ（位相差）がなく、変形によるエネルギー損失がないことになる。

理想粘性体は、ひずみは応力より位相が  $90^\circ$  遅れ（最大遅れ）る。このような系では内部にエネルギーを蓄積することができず、外から与えられたエネルギーは、すべて熱として散逸（消費）される。

粘弾性体に動的ひずみを与えたとき、応答として現れる応力は、ひずみに対し振動数は同じであるが位相が  $\delta$  進んでいる。これは、与えられたエネルギーをそのまま外に出さないからである。振動で加えられたエネルギーの一部が吸収され、熱に変換されて散逸されている。式(1-1)に示すように、この位相差  $\delta$  を調べることで、振動によるエネルギーをどの程度、材料の中で消費するかを定量的に評価できる。<sup>10), 14)</sup>

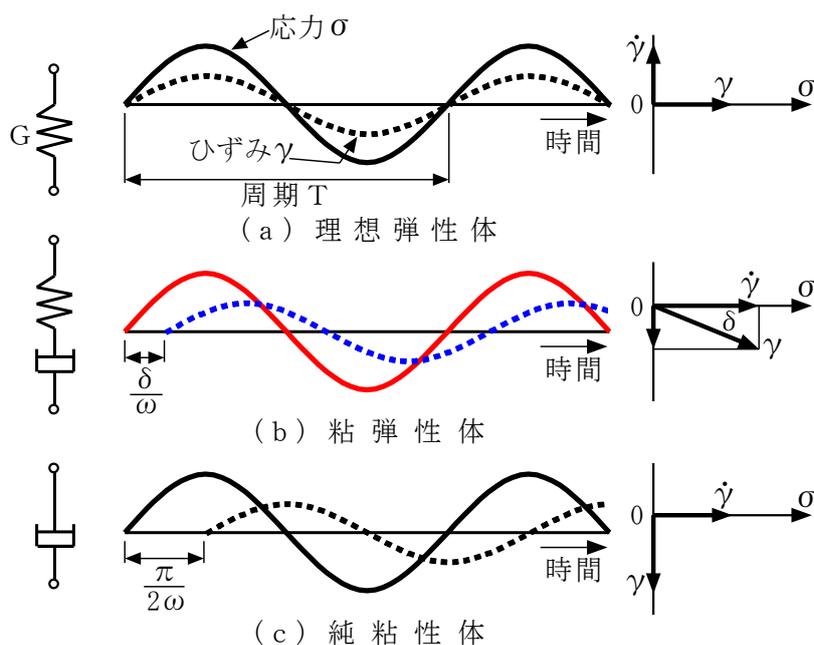


図 1-2 理想弾性体・粘弾性体・粘性体の応力・ひずみ・ひずみ速度の関係<sup>14)</sup>

$$\tan\delta \Rightarrow \begin{cases} 0: \text{理想弾性体} \\ 0 < \delta < \frac{\pi}{2}: \text{粘弾性体} \\ \frac{\pi}{2}: \text{理想粘性体} \end{cases} \quad (1-1)$$

ここに、 $\tan\delta$ ：力学的損失正接（mechanical loss tangent）である。

図 1-3 は金属製ばねとゴム製ブロックにそれぞれ 2 方向から引張力を与えたときの変形と引張力を取り除いた時の変形を模式的に示したものである。ばねもゴムも縦方向に引張力を作用させた時は、簡単に伸ばすことができ、力を除くと载荷前の状態に戻ることがわかる。横方向に引張力を与えた場合は、金属製ばねの変形はわずか（たわむがほとんど伸びない）であるが、ゴム製ブロックは、縦方向と同様に簡単に伸び、力を除くと载荷前の状態に戻ることがわかる。荷重の载荷方向によっては、ゴムもばねも同じように弾性変形をするものの、ゴムは力の方向を問わずにどのような方向から力を加えてもその力に応じて伸びたり縮んだりする弾性変形をすることがわかる。<sup>10)</sup>

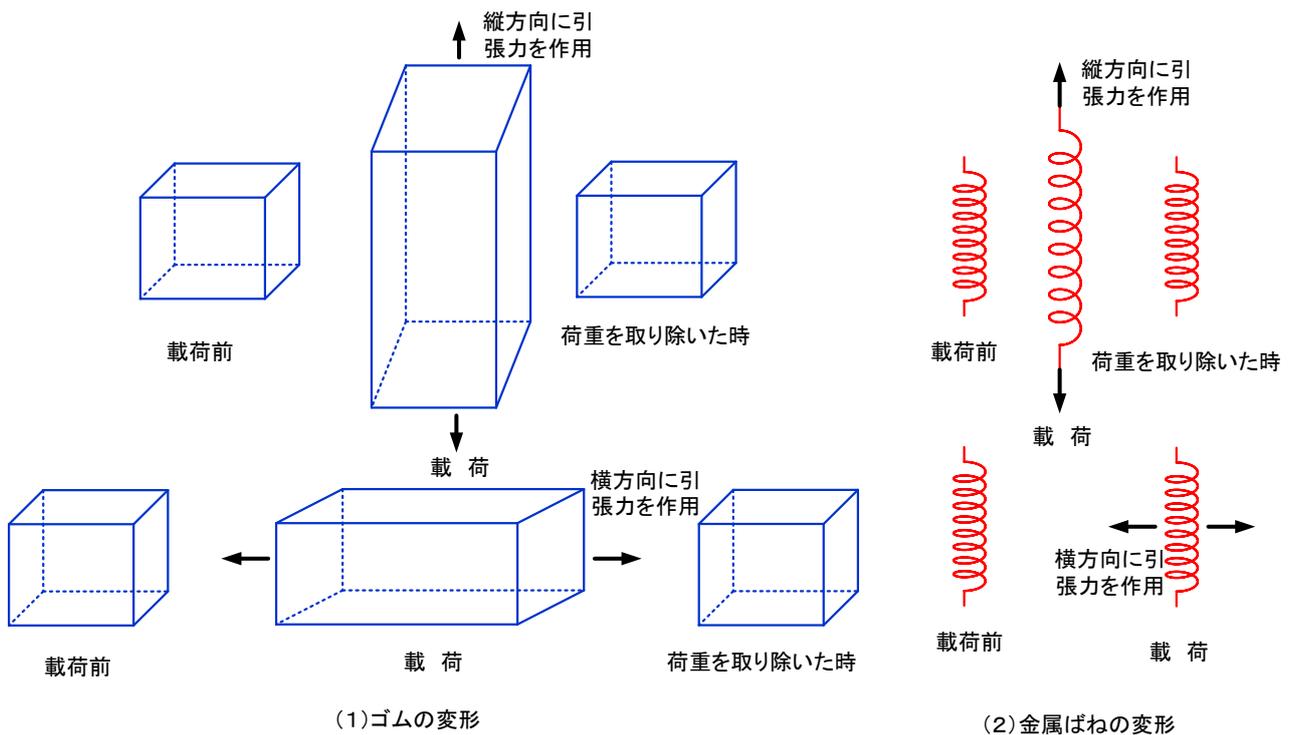


図 1-3 ゴム製ブロックの伸びと金属製ばねの伸びの違い<sup>10)</sup>

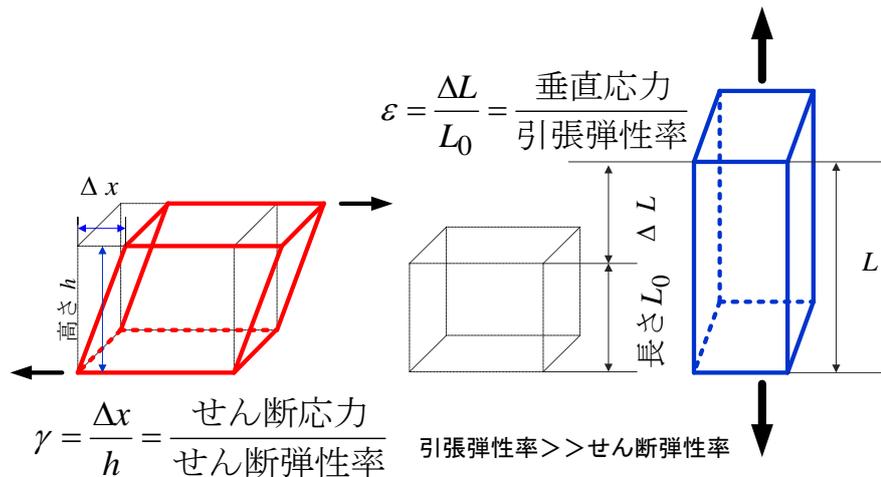


図 1-4 ゴム材料の引張変形とせん断変形<sup>10)</sup>

図 1-4 は、ゴム材料に与える力を引張力とした場合と水平力とした場合の変形の様子を示したものである。ゴムのポアソン比 $\nu$ は、0.5 に極めて近い。これより、ゴムのせん断弾性係数 $G$ と引張弾性係数 $E$ は、式(1-2)で関係付けられ、せん断弾性係数 $G$ は、引張弾性係数 $E$ の約 1/3 倍であることがわかる。

$$E = 2(1 + \nu) \cdot G \doteq 3G \tag{1-2}$$

ポアソン比が 0.5 であるということは、ゴムが変形に対して体積が不変であることを表しており、相当に大きな変形に対してもこの関係が成立することが実証的に確認されている。<sup>6)</sup>

#### 1-4. 積層ゴム支承の原理と力学モデル

図 1-5 に示すように、積層ゴム支承は、ゴム板と鋼板を数層交互に接着させたサンドイッチ構造（積層構造）である。積層ゴム支承は、この構造により鉛直方向には重い上部構造重量を支えることができる十分な硬さと、水平方向には地震時の上部構造の動きを緩やかな往復運動に変えられる柔らかさを持っている。

ゴム単体としては、非常に軟らかい圧縮弾性を示すが、ゴム板の上下面を鋼板に接着させた状態で圧縮すると、ゴムの逃げは接着されていない側面へのはみ出しのみに制限されるため圧縮弾性が増大する。したがってさらに多数枚の鋼板をゴムブロック内に平行に挿入、接着させるとゴムの側面へのはみ出しは非常に小さくなり、これに圧縮力を加えると鋼板間に挟まれた内部のゴムは静水圧状態（物体が水中にある時は、静水圧を $p(p < 0)$ とすると、3 方向から作用する直応力度は、 $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = p$ である。）になる。ゴムの体積弾性係数 $K_V$ はかなり高く（ $K_V = E/3(1 - 2\nu), \nu \rightarrow 0.5, K_V \rightarrow \infty$ ）、この結果積層ゴム支承は、鉛直方向の圧縮荷重に対して大きな圧縮弾性係数を示す。

水平方向のせん断変形に対しては、挿入された鋼板はゴムの水平方向の動きを拘束しな

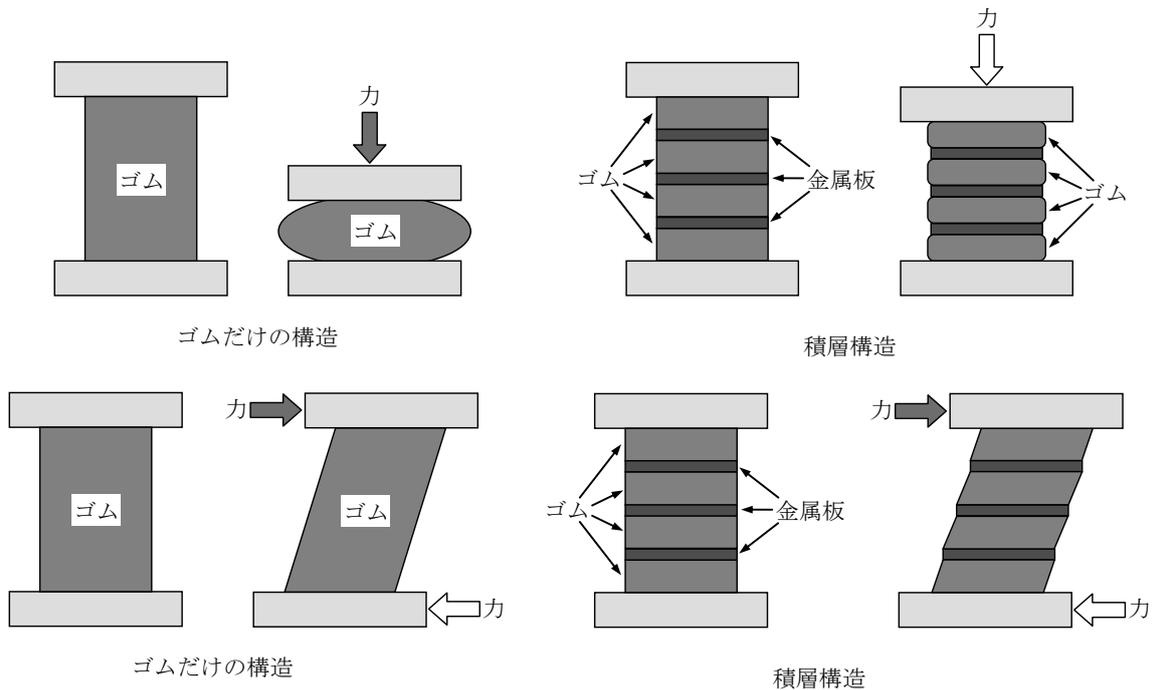


図 1-5 弾性率が高い鋼板と弾性率が低いゴムの特質を組合せた積層ゴム系支承<sup>10)</sup> 10) 11) ので、積層ゴム支承のせん断弾性係数はゴム自身の値とほとんど同じである。

以上のような原理で、積層ゴム支承の鉛直方向の圧縮弾性係数は水平方向のせん断弾性係数の 1000 倍以上も大きくなり、重い上部構造を支えても鉛直方向には数 mm 程度しか変形しないのに、地震時には上部構造が振動する水平方向の固有周期を長くするほど柔らかく支持することが可能となる。

積層ゴム支承は、形状の選択によって種々の特性を持つアイソレーターが製作可能であるが、形状の選択には、図 1-6 に示す 1 次形状係数  $S_1$  と 2 次形状係数  $S_2$  の検討が重要である。道路橋支承便覧<sup>15)</sup>における 1 次形状係数  $S_1$  と 2 次形状係数  $S_2$  を以下に示す。矩形断面は式(1-3)、円形断面は式(1-4)、2 次形状係数は式(1-6)で表す。

$$\left. \begin{array}{l} 0.5 \leq b/a \leq 2.0 \text{ のとき } S_1 = A_e / 2(a+b)t_e \\ 0.5 > b/a, b/a > 2.0 \text{ のとき } S_1 = \min(a,b) / 2t_e \\ \text{なお, } \min(a,b) \text{ とは } a, b \text{ のうち小さい値} \end{array} \right\} \quad (1-3)$$

$$S_1 = A_e / \pi \cdot D \cdot t_e \quad (1-4)$$

ここに、

$a$  : 橋軸方向の有効(鋼板)寸法 (mm)

$b$  : 橋軸直角方向の有効(鋼板)寸法 (mm)

$D$  : 円形の有効(鋼板)直径 (mm)

$t_e$  : ゴム一層の厚さ (mm)

$A_e$  : ゴム支承の有効寸法より求めた面積(mm<sup>2</sup>)

なお、ゴム支承の有効寸法より求めた面積は、鋼板に孔がある場合、孔の面

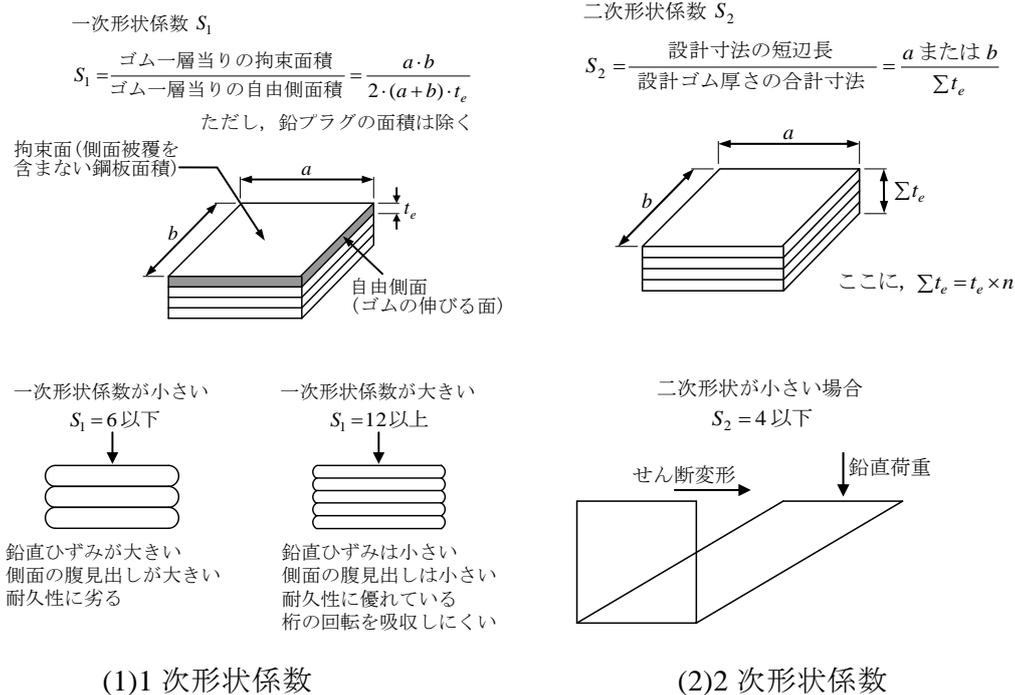


図 1-6 積層ゴム支承の重要な設計パラメータ形状係数の概念

積を控除する。

$$\left. \begin{aligned} A_e &= a \cdot b \\ A_e &= \frac{\pi \cdot D^2}{4} \end{aligned} \right\} \quad (1-5)$$

$$S_2 = \frac{\min(a, b) \text{ または } D}{\sum t_e} \quad (1-6)$$

ゴムの層厚さが薄くて層数が多いほど、水平方向剛性に対する鉛直方向剛性の比率が高くなることから、鉛直方向の高い剛性をもたらす指標として1次形状係数  $S_1$  (=ゴムの拘束加圧面積/ゴムの自由表面積、式(1-3)、式(1-4)参照) が用いられる。積層ゴムの偏平度を表す指標として2次形状係数  $S_2$  が用いられる。ゴムが円形断面の場合の2次形状係数は  $S_2 = \text{直径} / \text{積層ゴムの総厚さ}$ 、ゴムが矩形断面の場合は  $S_2 = \text{加力方向の辺の長さ} / \text{積層ゴムの総厚さ}$ 、または  $S_2 = \text{短辺の長さ} / \text{積層ゴムの総厚さ}$  である (式(1-6)参照)。

1次形状係数  $S_1$  が小さいほど、鉛直方向剛性は低くなって曲げ変形が大きくなり不安定現象を誘発しやすくなるため、水平方向変形能力の点で不利となる。1次形状係数  $S_1$  を小さくし過ぎると、鉛直方向に軟らかくなりすぎ、耐久性に劣る。逆に大きくし過ぎると耐久性には優れるが、桁の回転を吸収できなくなる。

2形状係数  $S_2$  が小さいほど積層ゴムは細長くなり、水平変形に占める曲げ変形の割合が大きくなり水平変形能力は低下する。2形状係数  $S_2$  が小さいと、ゴム支承の高さが高くなり、大変形時に座屈を生じやすい。

1次形状係数  $S_1$ 、2形状係数  $S_2$  はともに、ゴム支承の設計結果として得られるものであ

るが、以上のような理由から、実際の設計では、1次形状係数  $S_1$  は  $6 < S_1 < 11$  を目安（許容値や制限値とは異なる）としている。2次形状係数  $S_2$  は、道路橋支承便覧<sup>15)</sup>で  $S_2 = 4$  程度とされている。

形状や寸法の依存性が強いゴム支承も、設計計算の中では、水平方向のばねと鉛直方向のばねという力学モデルに置き換えられる。道路橋支承便覧で採用されている積層ゴムの水平方向のばね定数  $K_s$  を式(1-7)、鉛直方向のばね定数  $K_v$  を式(1-8)に示す。

$$K_s = \frac{G(\gamma) \cdot A_e}{\sum t_e} \quad (1-7)$$

ここに、

$G(\gamma)$  : ゴム支承に生じるせん断ひずみの大きさに応じたせん断弾性係数

$$K_v = \frac{E \cdot A_e}{\sum t_e} \quad (1-8)$$

ここに、

$E$  : 積層ゴムの縦弾性係数

道路橋支承便覧では、積層ゴムの縦弾性係数  $E$  を、1次形状係数  $S_1$  と辺長比  $b/a$  に応じて次のように与えている。式(1-9)は、1次形状係数  $S_1$  が5より大きい積層ゴム支承系の実験結果による式であり、1次形状係数  $S_1$  が5以下の場合には、式(1-10)～式(1-12)に示す服部・武井の理論式による。

$5 \leq S_1$  の場合

$$E = \alpha \cdot \beta \cdot S_1 \cdot G_0 \quad (1-9)$$

$\alpha$  : 支承の種類による係数（積層ゴム支承（NR, CR） : 35, 高減衰積層ゴム支承 : 45, 鉛プラグ入り積層ゴム（鉛プラグの面積比 4～8%） : 45

$\beta$  : 支承の平面形状による係数（矩形 :  $0.5 \leq b/a \leq 2$  のとき 1.0,  $0.5 > b/a, b/a > 2$  のとき 0.5, 円形 : 0.75)

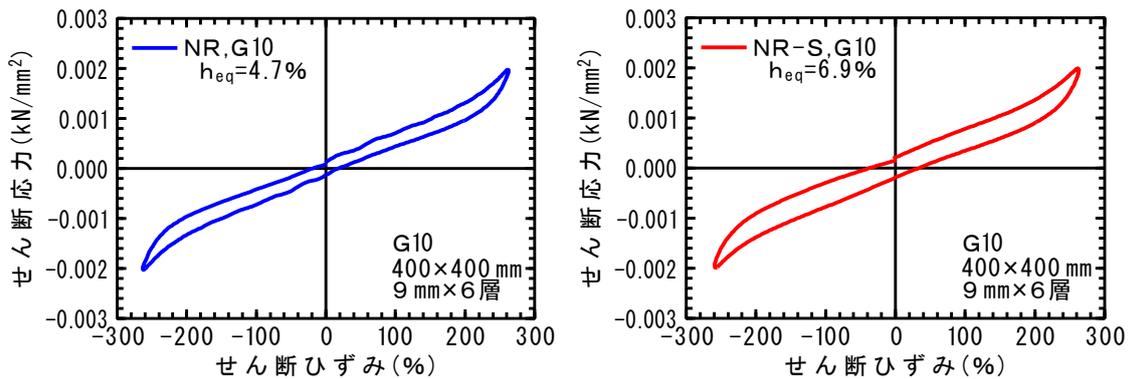
$S_1 < 5$  の場合

$$\text{矩形 } 0.5 \leq b/a \leq 2 \quad E = \left(3 + \frac{2}{3} \pi^2 S_1^2\right) G = (3 + 6.58 S_1^2) G \quad (1-10)$$

$$0.5 > b/a, b/a > 2.0 \quad E = \left(4 + \frac{1}{3} \pi^2 S_1^2\right) G = (4 + 3.29 S_1^2) G \quad (1-11)$$

$$\text{円形 } E = \left(3 + \frac{1}{2} \pi^2 S_1^2\right) G = (3 + 4.935 S_1^2) G \quad (1-12)$$

1-5. 積層ゴム支承の非線形特性と等価線形化モデル



(1)天然ゴム G10

(2)天然ゴム G10 の減衰を高めたもの

図 1-7 積層ゴム支承のせん断応力-せん断ひずみ関係 ((株)ブリヂストン提供)

図 1-7 は積層ゴム支承のせん断応力-せん断ひずみ関係を表したものである。せん断ひずみが 200%を超えたところから、せん断剛性 (=せん断応力/せん断ひずみ) が硬くなるひずみ硬化の影響がわずかにみられる。また、荷重-変形関係は、わずかに履歴曲線を描いており、小さいがエネルギー吸収を期待できることがわかる。前節で述べたように積層ゴム支承の形状や諸元が決定されれば、積層ゴム支承の水平方向剛性或鉛直方向剛性を定めることができる。式(1-7)に示すように、ゴムのせん断弾性係数は、せん断ひずみの大きさに応じて変化するが、図 1-7 に示すようにエネルギー吸収が小さい積層ゴム支承は、耐震設計で考慮している範囲(積層ゴム支承に生じるせん断ひずみ $\leq 250\%$ の領域)であれば、ゴムのせん断弾性係数は一定とみなすことができる。エネルギー吸収=減衰性能は、図 1-8 の(2)に示すように等価減衰定数  $h_B$  によってモデル化され、以後の耐震性能照査に用いられる。

後述する鉛プラグ入り積層ゴム支承と高減衰積層ゴム支承および積層ゴム支承という積層ゴム系支承の水平方向剛性と減衰性能は、支承の設計では等価剛性  $K_B$  と等価減衰定数  $h_B$  でモデル化されるので、ここでは、図 1-8 に示す等価剛性  $K_B$  (図の(1)は積層ゴム支承の場合) と等価減衰定数  $h_B$  について説明する。積層ゴム系支承を対象とした正負交番載荷実験結果があれば、等価剛性  $K_B$  と等価減衰定数  $h_B$  は、次式で得られる。

$$K_B = \frac{|F_{\max}^+| + |F_{\max}^-|}{|\delta_{\max}^+| + |\delta_{\max}^-|} \tag{1-13}$$

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} = \frac{\int F(\delta)d\delta}{2\pi \cdot \left[ \frac{K_{\max}^+ \cdot \delta_{\max}^+{}^2}{2} + \frac{K_{\max}^- \cdot \delta_{\max}^-{}^2}{2} \right]} \tag{1-14}$$

$$K_{\max}^+ = \frac{F_{\max}^+}{\delta_{\max}^+}, K_{\max}^- = \frac{F_{\max}^-}{\delta_{\max}^-}$$

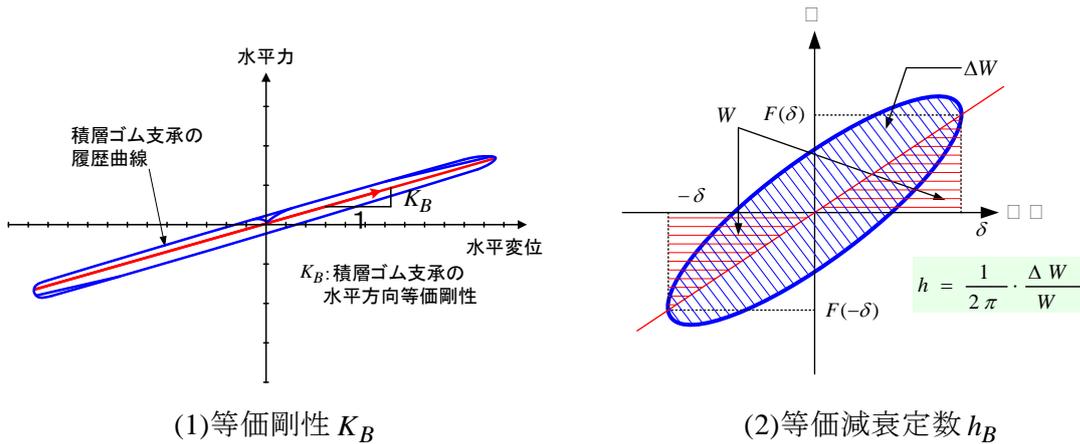


図 1-8 積層ゴム支承の等価線形化モデル

ここに、

$F_{\max}^+, \delta_{\max}^+$  : 履歴曲線の正側の最大水平力と最大水平変位

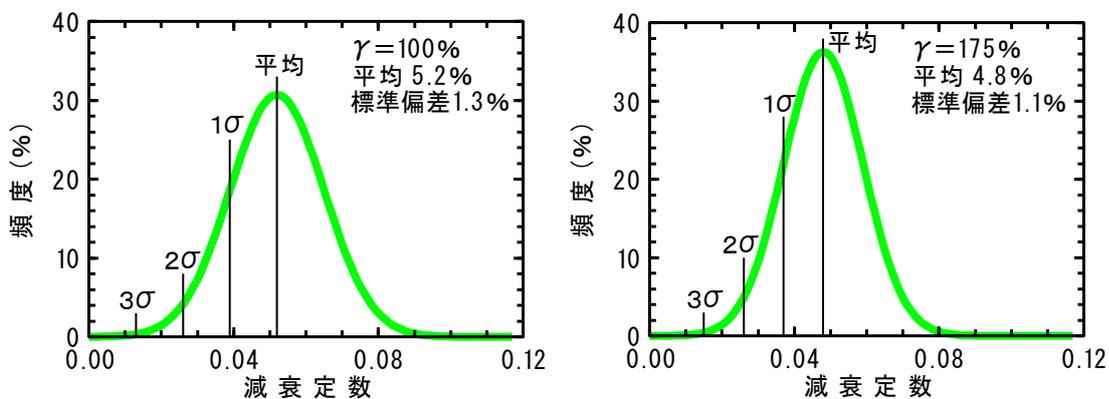
$F_{\max}^-, \delta_{\max}^-$  : 履歴曲線の負側の最大水平力と最大水平変位

$\Delta W (= \oint F(\delta) d\delta)$  : 免震支承が吸収するエネルギーの合計で、履歴曲線の 1 サイクルの面積

$W$  : 弾性ひずみエネルギー (ここでは、第 1 象限と第 3 象限の和で表現)

積層ゴム系支承を設計するときは、図 1-8 に示すような履歴曲線が得られていないので、積層ゴム支承はせん断弾性係数や等価減衰定数は一定値を用い、免震支承は後述するように、履歴曲線をバイリニアモデルに仮定して設計を行う<sup>15)</sup>。積層ゴム系支承を製作し、出荷時に品質確認試験を行い<sup>15)</sup>、実際に製作された積層ゴム系支承の等価剛性が設計値の±10%以内に収まっていることと、等価減衰定数が設計で想定したものよりも大きい(設計値以上)ことを確認し、この管理基準を満足しないものは出荷されないようにしている。

図 1-9 は、道路橋支承便覧参考資料-6 ゴム支承の特性値に示された積層ゴム支承の等価減衰定数  $h_B$  の平均値と標準偏差から正規分布を仮定して描いた頻度分布である。道路橋示



(1)せん断ひずみ 100%時    (2)せん断ひずみ 175%時

NRG10, 600×600×95mm,  $S_1=7.98$ ,  $S_2=6.32$ , 108 体

図 1-9 道路橋支承便覧に示された積層ゴム支承の等価減衰定数  $h_B$  の頻度分布<sup>15)</sup>

方書 V 耐震設計編では、積層ゴム支承の等価減衰定数として 4%程度以上の値が得られているとしているが、4%だと図 1-9 の平均値-標準偏差の値よりも大きいため、かなりの確率で、設計で想定した等価減衰定数  $h_B$  を下まわる積層ゴム支承が現れる可能性がある。道路橋支承便覧では、図のデータに基づいて積層ゴム支承の等価減衰定数  $h_B$  の下限値を 3%としている。このように、積層ゴム支承の等価減衰定数  $h_B$  はばらつくので、設計者は、耐震設計で積層ゴム支承に想定した等価減衰定数  $h_B$  の情報を施工業者に伝える必要がある。

等価減衰定数として 3%や 4%は、小さい。多くの構造物の耐震設計基準類が、設計地震動として減衰定数 5%の加速度応答スペクトルを採用していることを考えると、せめて、等価減衰定数として 5%は期待できる積層ゴム支承の出現が望まれる。積層ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造形式の橋梁では、後述するように橋軸方向の橋としての剛性は、積層ゴム支承と橋脚躯体および基礎構造-地盤間ばねからなる直列システムとしての剛性が発揮されるため、橋軸方向の基本固有振動モード（桁がほぼ剛体変位しその質量が橋軸方向に運動する Sway のモード）形では、積層ゴム支承の変形が卓越し、ひずみエネルギー比例減衰法<sup>4)</sup>によって評価されるモード減衰定数は、積層ゴム支承の等価減衰定数にほぼ等しい値が得られる。そのため、動的解析を用いた動的照査を行うと図 1-10 に示すように、設計地震動よりも大きな地震力が作用することになるからである。図 1-7 の(1)と(2)を比較すると、(2)の方が履歴曲線の面積が大きいことがわかる。積層ゴム支承のように水平方向剛性がひずみの大きさによって変化せず、従来の積層ゴム支承に比較してエネルギー吸収性能が高い積層ゴム支承の開発も行われている。

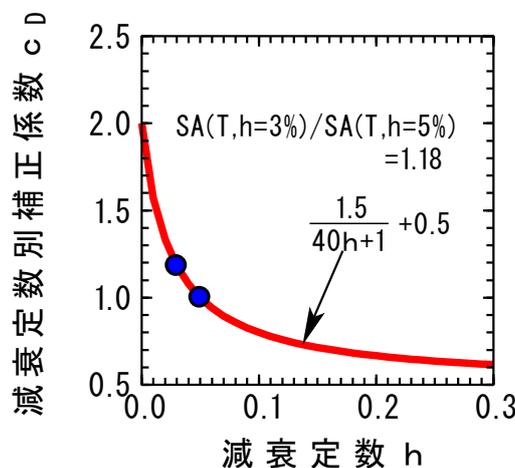
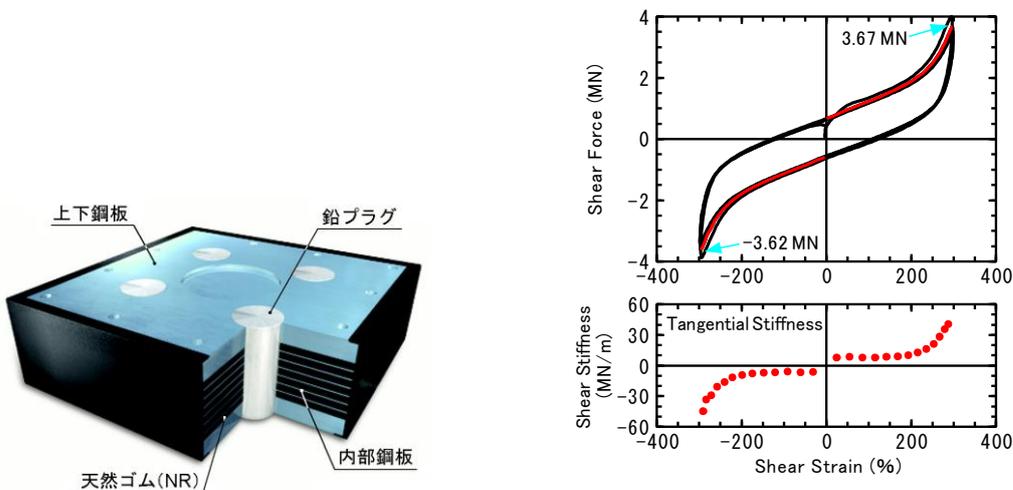


図 1-10 減衰定数の大きさが地震応答に与える影響

### 1-6. 免震支承の非線形特性と等価線形化モデル

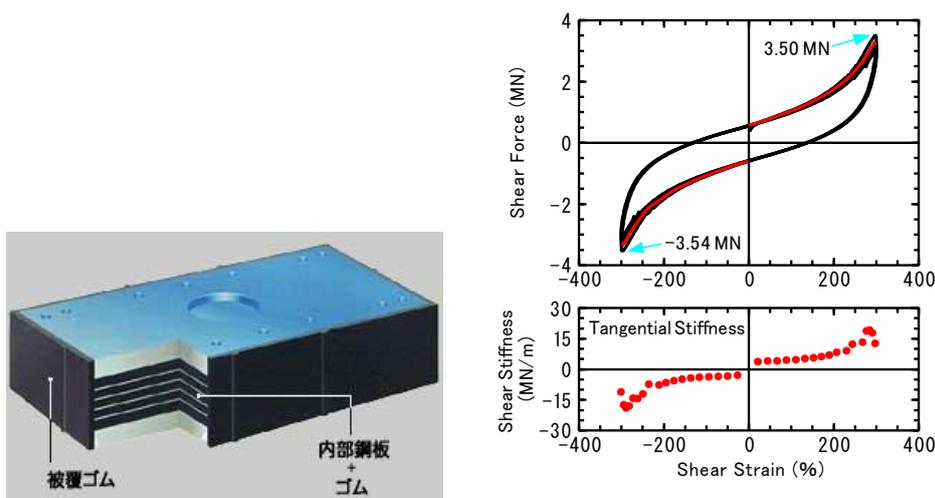
図 1-11 と図 1-12 は、積層ゴム系免震支承の正負交番載荷実験結果を整理したものである。図 1-11 は鉛プラグ入り積層ゴム支承，図 1-12 は高減衰積層ゴム支承である。図には、水平力-せん断ひずみ関係とともに、各载荷ステップ間のデータから求めた接線せん断剛性の変化も示してある。図より、せん断ひずみが 200%を超える付近からせん断剛性が硬くなる硬化型ばねの様相を呈していることがわかる。道路橋示方書では、免震支承の許容せん断ひずみを 250%と規定しているが、これは、図に示すように、免震支承に硬化型ばねとしての特性が顕著に現れない領域がせん断ひずみで約 200%~250%付近であることを考慮したものである。免震支承に硬化型ばねとしての特性が顕著に現れない領域というの



(1)鉛プラグ入り積層ゴム支承 (2)水平力-せん断ひずみ関係

G10, 950×1150mm, 26mm×3層鉛 155×4本 (7.74%) オイレス工業(株)提供

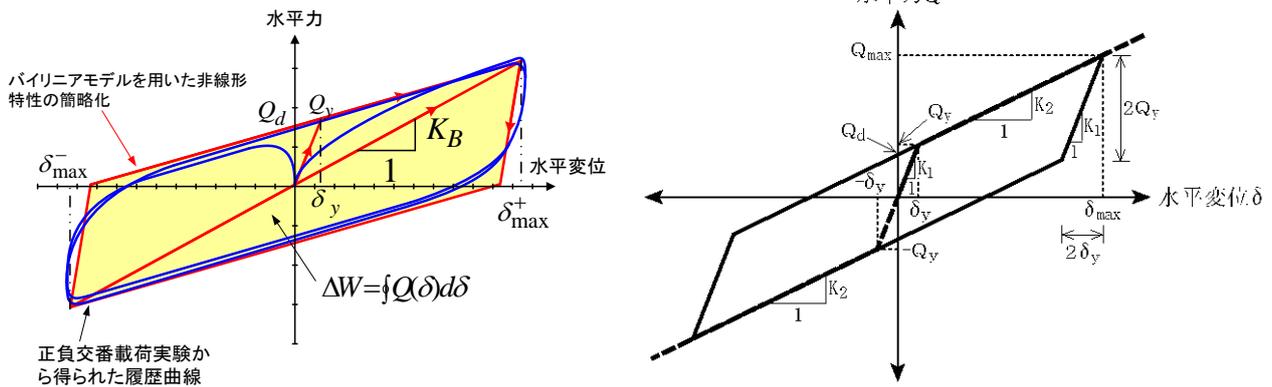
図 1-11 鉛プラグ入り積層ゴム支承の正負交番載荷実験結果の一例



(1)高減衰積層ゴム支承 (2)水平力-せん断ひずみ関係

G12, 1000×1000mm, 25mm×5層, (株)ブリヂストン提供

図 1-12 高減衰積層ゴム支承の正負交番載荷実験結果の一例



(1)正負交番载荷実験結果のモデル化 (概念) (2)免震支承の非線形モデル

図 1-13 免震支承の非線形特性のモデル化 (等価線形モデルとバイリニアモデル)

は、言葉を変えれば等価剛性と等価減衰定数に基づいた免震支承の設計が適用できる範囲と言い換えることができる。

履歴曲線の面積は、図 1-7 に示した積層ゴムよりも大きく、この面積の大きさが、免震支承としての減衰性能を表している。

道路橋の免震設計では、図 1-13 に示すように、図 1-11 や図 1-12 に示した免震支承の非線形特性 (剛性の変化とエネルギー吸収性能) を、バイリニアモデルで表し、図 1-14 に示すように免震支承の等価剛性  $K_B$  を式(1-15)、等価減衰定数  $h_B$  を式(1-16)で算出して免震支承の設計を行っている。

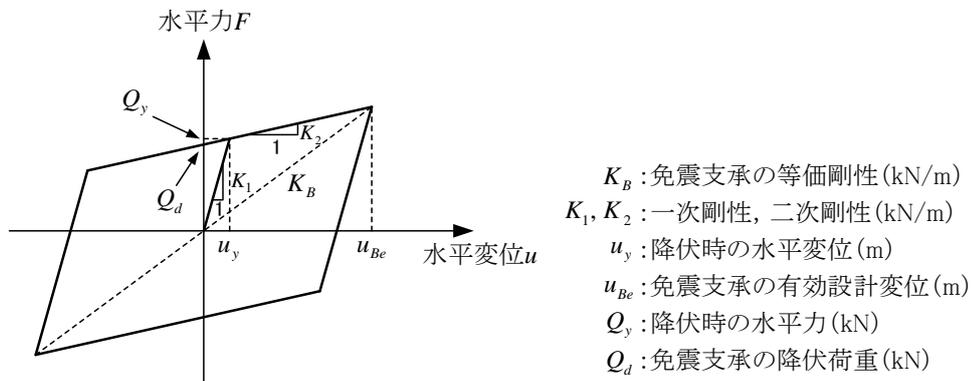


図 1-14 簡略化された免震支承の履歴特性

$$K_B = \frac{Q_d}{u_{Be}} + K_2 \tag{1-15}$$

$$h_B = \frac{2Q_d \{u_{Be} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Be} (Q_d + u_{Be} \cdot K_2)} \tag{1-16}$$

ここに、

$K_B$  : 免震支承の等価剛性(kN/m)

$h_B$  : 免震支承の等価減衰定数

$Q_d$  : 図 1-14 に示す免震支承の降伏荷重(kN)

$u_{Be}$  : 免震支承の有効設計変位(m)

$K_1, K_2$  : 図 1-14 に示す免震支承の一次剛性, 二次剛性(kN/m)

式(1-16)は、図 1-14 に示すバイリニアモデルの等価減衰定数  $h_B$  の算出式であり、鉛プラグ入り積層ゴム支承はこの式で等価減衰定数  $h_B$  を求めているが、高減衰積層ゴム支承の場合は、 $h_B = h_B(\gamma_e)$  というように、有効設計変位相当の有効せん断ひずみ  $\gamma_e$  の関数として等価減衰定数  $h_B$  を求めている<sup>15)</sup>。

地震時に免震支承に生じる変位の時間的な変化は、地震動の特性によって変わるが、免震支承の等価剛性や等価減衰定数を定めるためには、免震支承に生じる最大変位に相当する値よりも、実効値(有効値)に相当する値の方が重要である。道路橋示方書 V 耐震設計編では、これを免震支承の有効設計変位  $u_{Be}$  と呼び、式(1-17)のように規定している。慣性力の非定常性を表わす補正係数  $c_B$  を 0.7 としたのは、橋の地震応答を等価線形化法で表わすためには、最大応答の 70% 程度の応答変位に相当する免震支承の等価剛性  $K_B$  および等価減衰定数  $h_B$  を用いることが適当なためである<sup>17)</sup>。

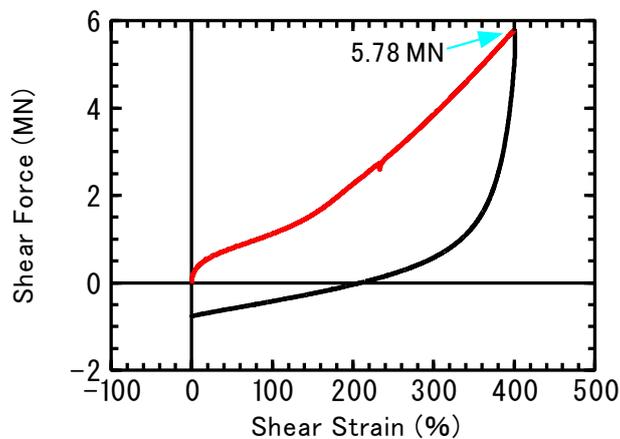
$$u_{Be} = c_B \cdot u_B \tag{1-17}$$

ここに、

$u_B$  : 免震支承に生じる設計変位(m)

$c_B$  : 慣性力の非定常性を表わす補正係数で積層ゴム系の免震支承の場合 0.7 とする

動的解析では、図 1-13 の(2)に示すバイリニアモデルを用いている<sup>16)</sup>。高減衰積層ゴム支承、鉛プラグ入り積層ゴム支承のバイリニアモデルの特性を表す  $Q_d, Q_y, K_1, K_2$  の具体的な算出式は、道路橋支承便覧<sup>15)</sup>に示されている。それぞれ、 $Q_d$  : 免震支承の降伏荷重、 $Q_y$  :



G12, 1000×1000mm, 39mm×4層, (株)ブリヂストン提供

図 1-15 超高減衰積層ゴム支承の破断実験の一例

免震支承の降伏力， $K_1$ ：免震支承の1次剛性， $K_2$ ：免震支承の2次剛性である。

図 1-15 は、高減衰積層ゴム支承の破断実験より得られた水平力-せん断ひずみ関係である。この実験では、破断を目指したが、試験機の制約からせん断ひずみ 400%までしか載荷できていない。このように、積層ゴム系支承の破断ひずみ（せん断ひずみ）は、道路橋示方書V耐震設計編に規定される 250%よりも大きいことがわかる。ただし、積層ゴム支承や積層ゴム系の免震支承の破断ひずみは、常に一定値となるわけではなく、ばらつくため、道路橋示方書V耐震設計編に規定される許容せん断ひずみと破断ひずみの間には、鋼材の許容引張応力度（例えば、基準降伏点応力度/許容引張応力度 $\approx 1.7$ ）のように、明確な安全率を提示できるようになってはならず、破断ひずみ $>$ 許容せん断ひずみというだけで、両者の間にどれだけの余裕量が必要かは規定されていない。

図 1-16 は、超高減衰積層ゴム支承（G10，400 $\times$ 400mm，15mm $\times$ 6層）の鉛直方向の載荷実験結果である。図より、積層ゴム系支承の鉛直方向の非線形特性は、圧縮域と引張域では、その挙動が異なることがわかる<sup>18)</sup>。

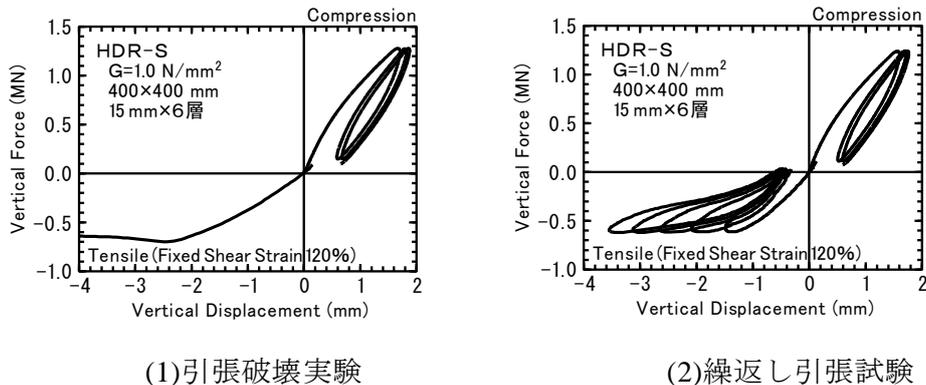
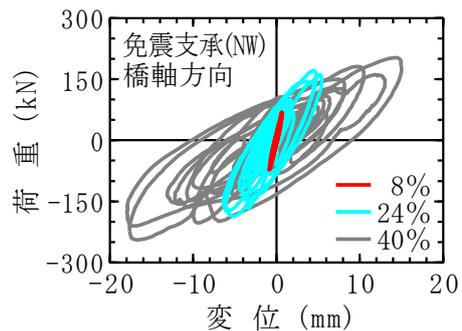


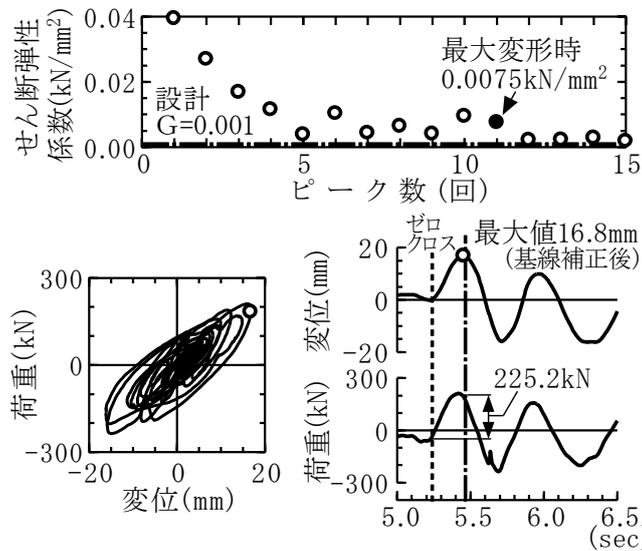
図 1-16 超高減衰積層ゴム支承（G10，400 $\times$ 400mm，15mm $\times$ 6層）の鉛直方向載荷実験<sup>18)</sup>

図 1-17 は、E-ディフュゼンスを用いた免震支承の震動実験（超高減衰積層ゴム支承，G10，400×400mm，15mm×6 層）より得られた免震支承の荷重－変位関係と免震支承に生じた変形と荷重から推定したせん断弾性係数  $G$  を整理したものである。加震に用いた地震動は、1995 年兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録である。図より、免震支承に生じたせん断ひずみは最大で約 22%と小さいが、そのような小さな変形域でも免震支承には非線形性が現れていることと、そのような領域におけるせん断弾性係数は設計に用いている値よりかなり大きいことがわかる<sup>19)</sup>。



(1)震動実験の様子

(2)加震強度と免震支承の非線形性



(3)加震強度 40%の免震支承の変形と荷重から推定したせん断弾性係数  $G$

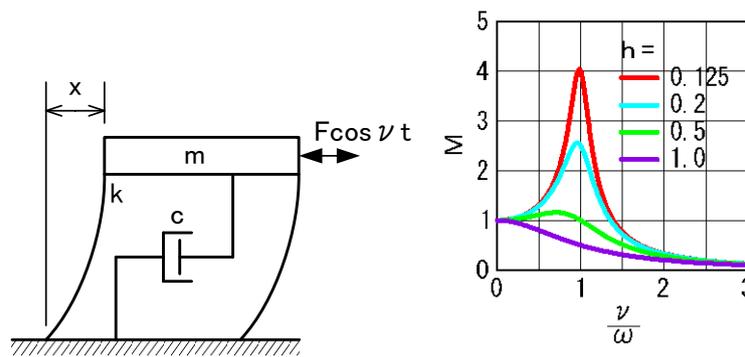
図 1-17 E-ディフュゼンスを用いた免震支承の加震実験<sup>19)</sup>

## 2. 免震設計の原理

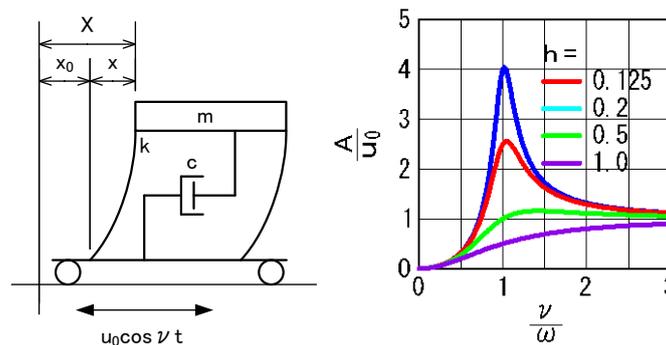
### 2-1. 1自由度系を用いた動的荷重に対する設計原理

図 2-1 は 1 自由度系の質量点に正弦波状外力が作用した場合と、1 自由度系の基礎に正弦波状変位が作用した場合の共振曲線である。正弦波状外力の共振曲線は、外力が系に静的作用した時に系に生じる変位（静的変位）が振動によってどの程度大きくなるか  $M$ (=動的変位/静的変位) を表している。正弦波状変位の共振曲線は、構造系に生じる変形（質量点と基礎間の相対変位） $A$  が基礎に作用する変位の最大値  $u_0$  の何倍となるかを表している。何れも、外力の振動数  $\nu$  と構造系の固有振動数  $\omega$  の比に応じて縦軸の値が変化している。図 2-1 は、動的荷重に対する設計の基本であり、動的荷重として地震動を対象とする場合は、建造物の固有周期と地震動の卓越周期あるいは地盤の固有周期に着目し、建造物の固有周期が地震動の卓越周期に近づかないように離し（ $\nu/\omega \ll 1$  あるいは  $\nu/\omega \gg 1$ ）建造物の地震応答を低減することを目指すことになる。また、建造物の固有周期と地震動の卓越周期を離すことができない時は、建造物の減衰定数を大きくすることを目指すことになる。

図に示した共振曲線を式(2-1)と式(2-2)に示す。



(1)正弦波状外力が質量点に作用する振動系（強制加振）



(2)正弦波状変位が基礎に作用する振動系（相対座標系で表示した強制変位）

図 2-1 動的荷重を受ける建造物の設計における基本（1 自由度系の共振曲線）

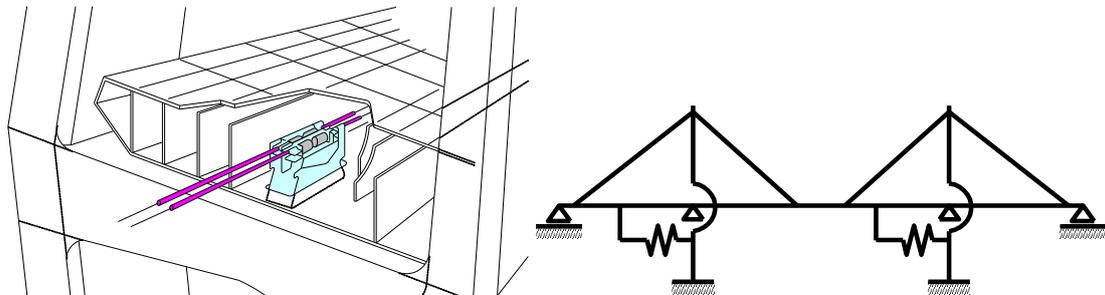
$$M = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{v^2}{\omega^2}\right)^2 + \left(2h \frac{v}{\omega}\right)^2}} \quad (2-1)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}, h = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$$

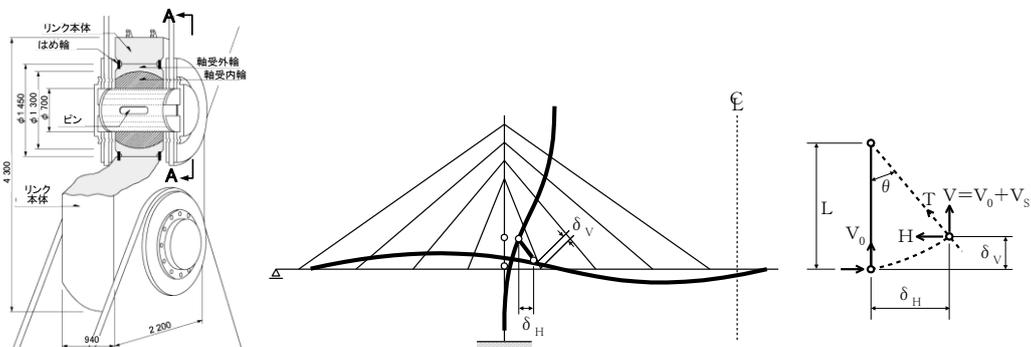
$$\frac{A}{u_0} = \frac{\frac{v^2}{\omega^2}}{\sqrt{\left(1 - \frac{v^2}{\omega^2}\right)^2 + \left(2h \frac{v}{\omega}\right)^2}} \quad (2-2)$$

地震動の卓越周期と橋梁の固有周期を離すという耐震設計は、長大橋梁の分野では、以前から行われてきている。長大橋梁の耐震設計では、桁を弾性支持することによって、長周期化を図り、桁に生じる慣性力を積極的に低減する設計が 1985 年に完成した伊勢湾岸道路の名港西大橋（図 2-1 の(1)参照）以降数多く行われている。特に、1989 年に完成した首都高速道路の横浜ベイブリッジは、ダブルデッキ形式の非常に重い桁を 2m という短いタワーリンクで支持することによって橋の橋軸方向の振動を振幅が大きい振り子の運動に置き換えることによって長周期化と橋軸方向に生じる変位を抑制するという設計を行っている（図 2-2 の(2)参照）。また、1993 年に完成した阪神高速道路の東神戸大橋は、斜めケーブルの弾性剛性だけで桁を橋軸方向に柔らかく支持し、桁と主塔および橋脚間の橋軸方向の支承条件を全て可動としたオールフリー形式を採用し長周期化を図っている。

このように長大橋梁も長周期化によって地震応答の低減は図っていることから、免震橋



(1)弾性拘束ケーブルによって長周期化を図った名港西大橋<sup>20)</sup>



(2)2m という短いタワーリンクで重い桁を支持して長周期化を図った横浜ベイブリッジ<sup>21),22)</sup>

図 2-2 桁と主塔間の橋軸方向支持形式として弾性支持を採用して長周期化を図った橋の例

とみなすことができるが、本資料で対象とするのは、一般的な道路橋における免震設計である。一般的な道路橋に免震設計を適用するためには、積層ゴム系支承の開発が大きな役割を果たしていることは、前述したとおり（1-1 節参照）である。

1-1 節では、“ニュージーランドは、免震構造の **Leading Country** である”と述べたが、川島は次のように解説している。免震設計がニュージーランドで花開いた理由として、大地震時に生じる地震力をまともに考慮し、これに対して多少の損傷は生じてもよいが大被害は防ぐというねばりを重視したニュージーランド流の耐震設計法＝じん性設計にあるとしている。大地震時には、橋脚の基部等に損傷が生じるが、ここに適切な帯鉄筋を配置しておけばじん性のある塑性変形が期待でき、このエネルギー吸収により地震応答を下げることを明確に耐震設計に取り入れたのがじん性設計である。しかし、塑性ヒンジという限定された箇所とはいえ、大地震時には被害が生じるわけであり、その復旧は高価なものとなる。塑性ヒンジと同等な効果をもたらす装置はできないものかというのが免震装置開発の基本的な考え方である。<sup>1)</sup>

以下に、免震設計の利点を列挙する<sup>1)</sup>。

- ①設計思想が簡単：地震エネルギーが集中する位置を限定しているわけであり、はじめからこの箇所が非線形化（損傷）してもよいように、もしくは地震後に取り替えが簡単にできるように設計、製作、施工すればよい。
- ②損傷を制御できる：免震装置以外の構造部材の損傷をなくすか、軽微な損傷にとどめることができる。
- ③経済的な設計ができる：免震装置の採用により、下部構造に作用する地震力を分散、軽減でき、経済的な設計とすることができる。
- ④補強設計に有効：下部構造の強度やねばりが等が不十分な既設橋の耐震補強にも利用できる。

## 2-2. 地震応答スペクトルを用いた免震設計の原理

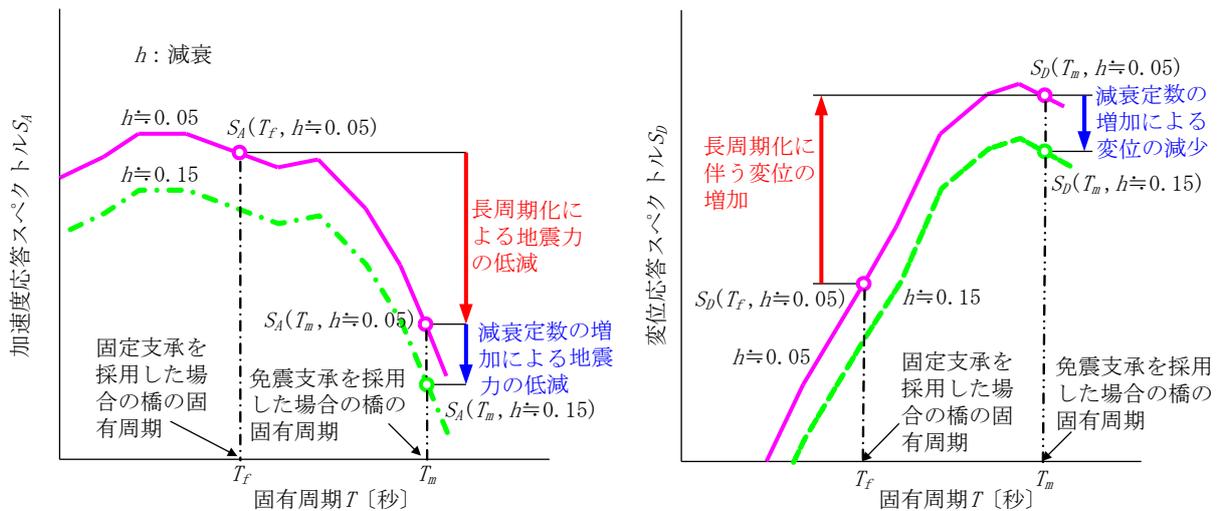


図 2-3 橋梁の橋軸方向の支承条件を固定から免震支承に変化させることによる免震効果<sup>1)</sup>

道路橋の免震設計は、積層ゴム系支承を用いて水平方向に柔らかく支持することによって長周期化を図り、慣性力等の地震応答を低減し、長周期化したことによって増加した変位等の地震応答はエネルギー吸収性能（履歴減衰効果）によって低減するようにしている。図 2-3 は、免震構造の原理を、加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルを用いて示したものである。図に示すように、1997 年兵庫県南部地震以前に多用されていた金属製の固定支承から、積層ゴ

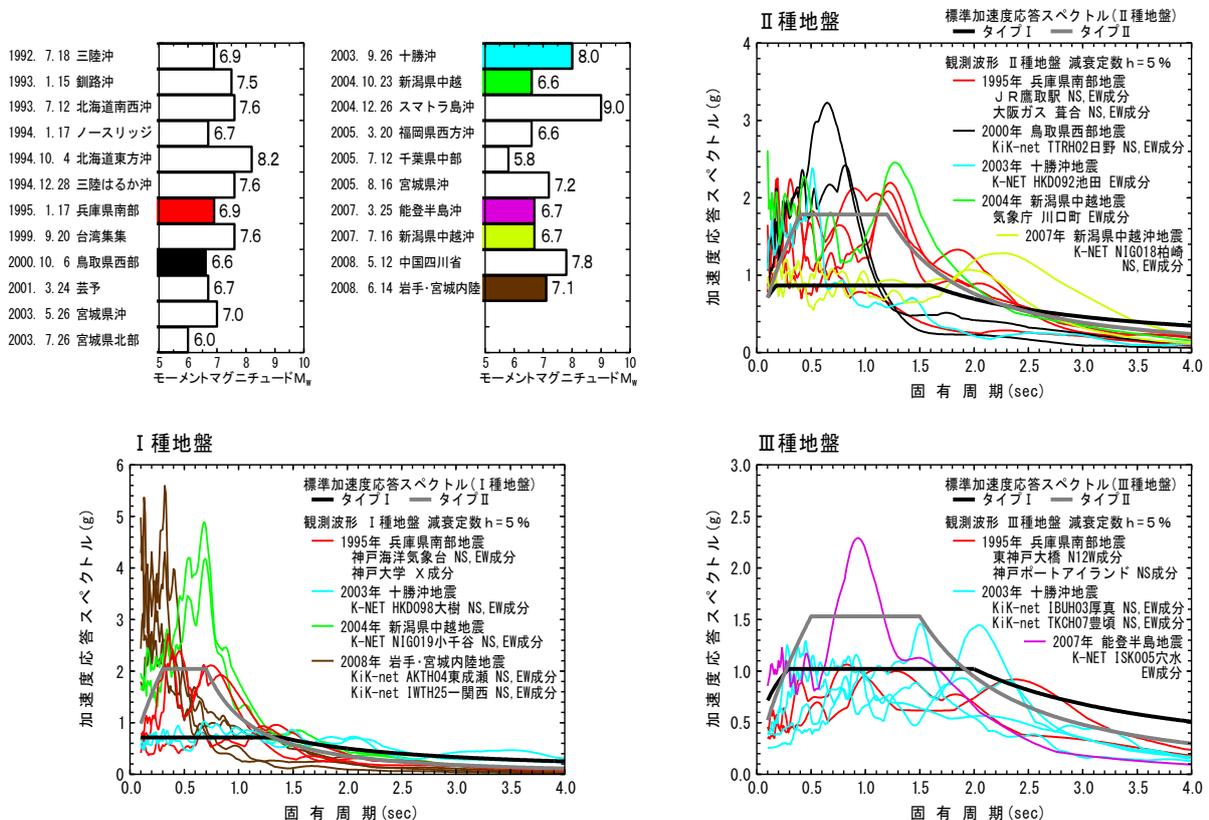


図 2-4 1995 年兵庫県南部地震以降に観測された強震記録<sup>23)</sup>と標準加速度応答スペクトル

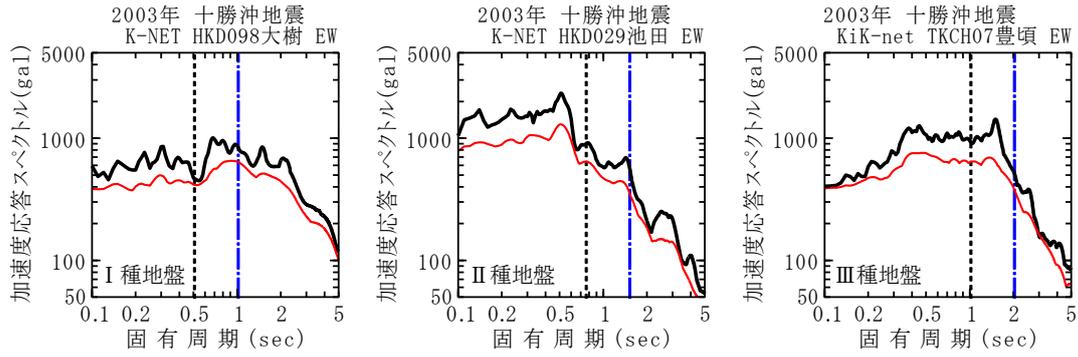
ム系の免震支承に支承条件を変化させる（免震橋を採用する）と、積層ゴム系支承としての水平方向剛性の柔らかさによって橋の固有周期を加速度応答スペクトルが低下する周期帯域にシフトするように適度に長くするとともに、さらに積層ゴム系免震支承のエネルギー吸収効果によって減衰性能の増大を図り、地震応答を低減させることができることがわかる。

鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承は、長周期化を図る支承（アイソレーター）とエネルギー吸収装置（ダンパー）を一体とした構造であるが、建築分野で採用実績が多い、積層ゴム支承単体で柔らかく支持し、エネルギー吸収は別途設置されるダンパー等によって図る構造も免震構造である。道路橋でも、積層ゴム支承とダンパーを併用した構造は免震橋となる。

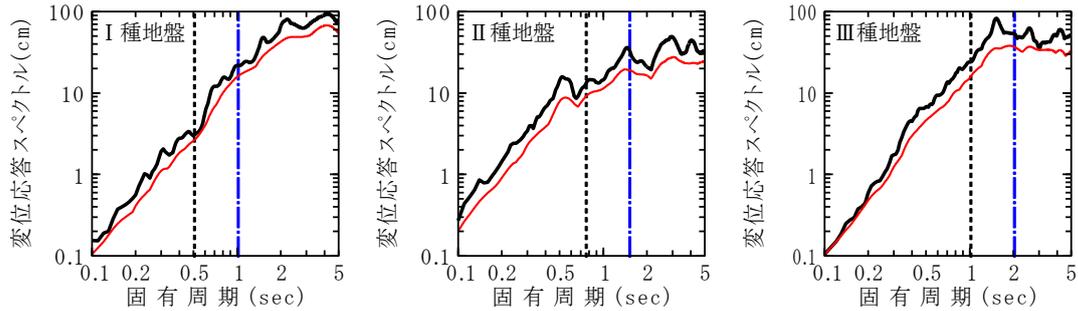
図 2-4 は、1995 年兵庫県南部地震以降発生した地震の際に観測された強震記録<sup>23)</sup>の加速度応答スペクトルを整理したものである。図中モーメントマグニチュードは、どのくらいの面積を持つ断層が、地震のときに何メートル滑ったかという量を元にして計算するマグニチュードである。図からわかるように、1995 年兵庫県南部地震は、決して大きな地震ではないことがわかる。図 2-4 に示した強震記録と道路橋示方書 V 耐震設計編に規定されるレベル 2 地震動の標準加速度応答スペクトルを用いて、図 2-3 に示した長周期化による地震応答加速度の低減効果とエネルギー吸収（高減衰化）による地震応答変位の低減効果を示したのが、図 2-5 と図 2-6 である。免震化前の固有周期  $T_0$  として 0.5 秒、0.75 秒、1.0 秒を想定し、減衰定数を  $h_0 = 5\%$  とした。免震支承が機能する時の等価固有周期  $T_{eq}$  は  $T_{eq} = 2 \cdot T_0$  とし、等価減衰定数  $h_{eq} = 15\%$  とした。等価固有周期  $T_{eq}$  は、道路橋示方書 V 耐震設計編の 137 頁上から 10 行～13 行にかけて記述されている“免震支承を用いた場合の橋の固有周期は、一般には、免震支承を用いない場合の橋の固有周期（ここでは  $T_0$ ）の 2 倍程度以上とすることを目安としてよい”に準じた。等価減衰定数  $h_{eq} = 15\%$  は、鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承に生じるせん断ひずみが約 200% 時の等価減衰定数に相当する。

図 2-5 は、図 2-3 と同様に長周期化と高減衰化による地震応答の低減効果を、地震応答スペクトルを用いて表したものである。2003 年十勝沖地震の際に K-NET の大樹 HKD098 で観測された地震動（EW 成分）と 1995 年兵庫県南部地震の際に大阪ガス葺合で観測された地震動（EW 成分）は、橋の固有周期が長くなっても、応答加速度が小さくならない場合があることがわかる。また、図 2-3 に示すように、応答変位は長周期化によって大きくなっている。このように、地震動によっては、長周期化だけでは、地震応答を低減できない場合があることがわかる。

--- 全ての支承を固定としたときの固有周期  $T_0$   
 --- 免震支承を用いた場合の等価固有周期  $T_{eq}$   
 減衰定数  $h$       (株)長大 耐震技術部/東京都市大学  
 — 0.05      — 0.15

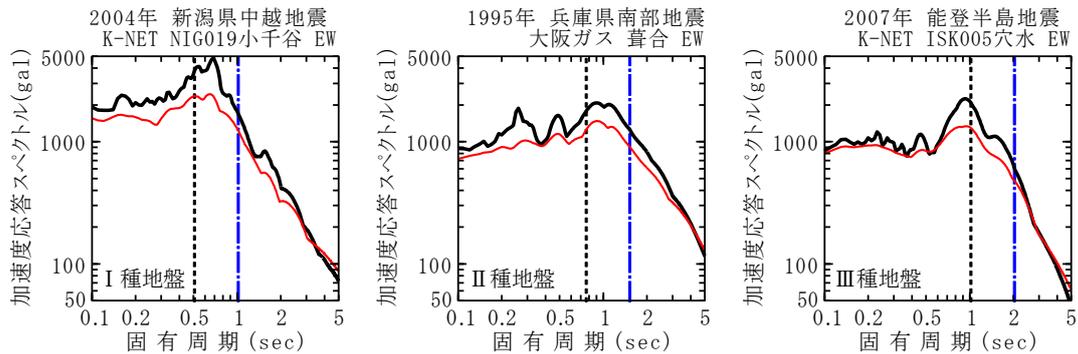


(a) 加速度応答スペクトル

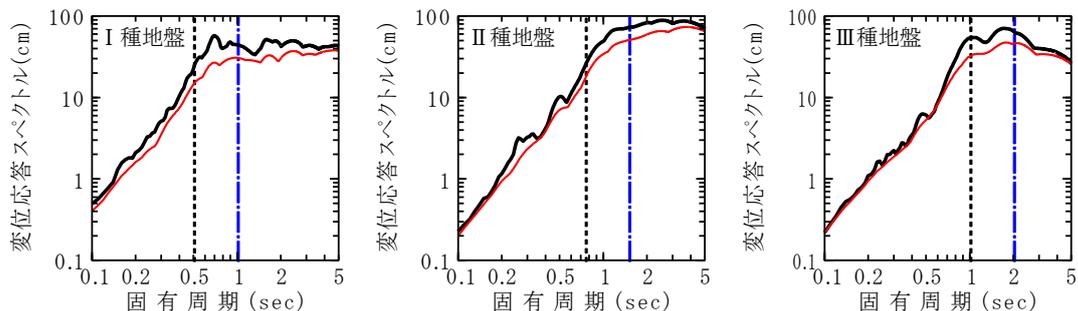


(b) 変位応答スペクトル

(1) 海洋性地震



(a) 加速度応答スペクトル



(b) 変位応答スペクトル

(2) 内陸直下型地震

図 2-5 地震応答スペクトル上での免震効果（長周期化と高減衰化による応答の変化）

図 2-6 は、図 2-4 に示した全ての強震記録と標準加速度応答スペクトルを用いて、以下に示す関係を整理したものである。

長周期化による加速度応答スペクトルの変化 (図 2-6 の(1)参照)

$SA(T_0, h_0 = 5\%) \Rightarrow SA(T_{eq}, h = 5\%)$  : 応答加速度の低減効果の確認

長周期化による変位応答スペクトルの変化 (図 2-6 の(2)参照)

$SD(T_0, h_0 = 5\%) \Rightarrow SD(T_{eq}, h = 5\%)$  : 応答変位が増加することの確認

長周期化と高減衰化による加速度応答スペクトルの変化 (図 2-6 の(3)参照)

$SA(T_0, h_0 = 5\%) \Rightarrow SA(T_{eq}, h_{eq} = 15\%)$  : 応答加速度の低減効果の確認

長周期化と高減衰化による変位応答スペクトルの変化 (図 2-6 の(4)参照)

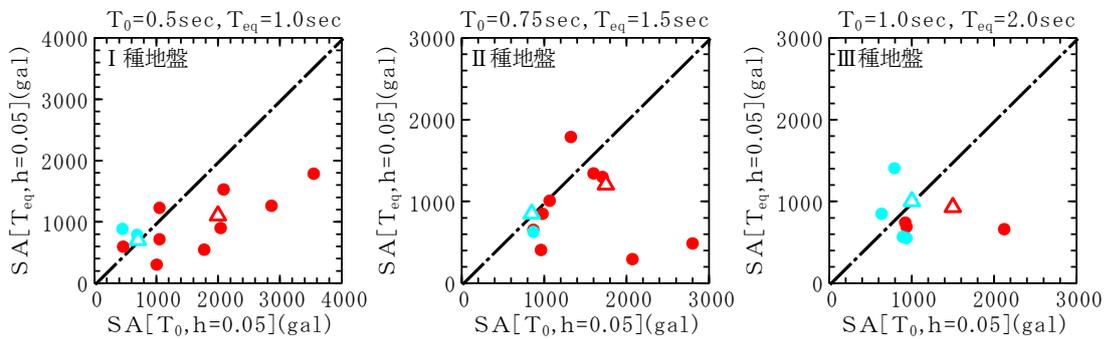
$SD(T_0, h_0 = 5\%) \Rightarrow SD(T_{eq}, h_{eq} = 15\%)$  : 応答変位の低減効果の確認

図 2-6 の(1)より、長周期化だけでは、応答加速度が小さくならないケースがあることがわかる。さらに、図 2-6 の(2)より、長周期化したことにより応答変位は大きくなっている。

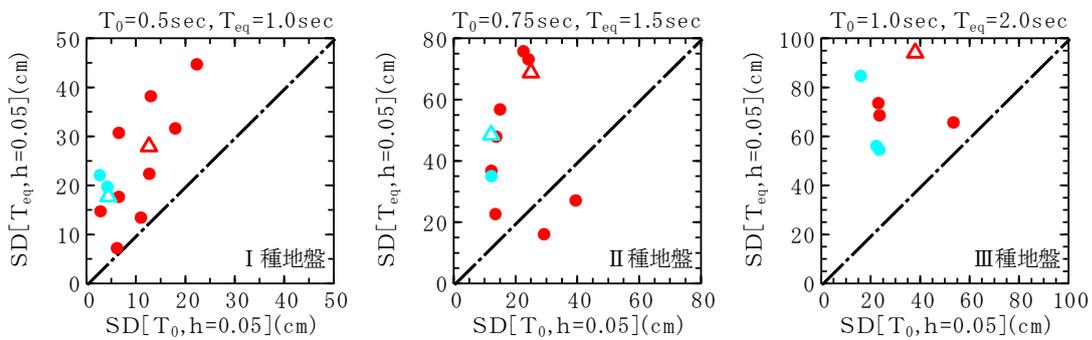
図 2-6 の(3)より、長周期化だけでは小さくならなかった応答加速度 (図 2-6 の(1)参照) が振動系の減衰定数が大きくなったことにより小さくなっていることわかる。

図 2-6 の(4)と図 2-6 の(2)を比較すると、振動系の減衰定数が大きくなると応答変位も小さくなることわかる。

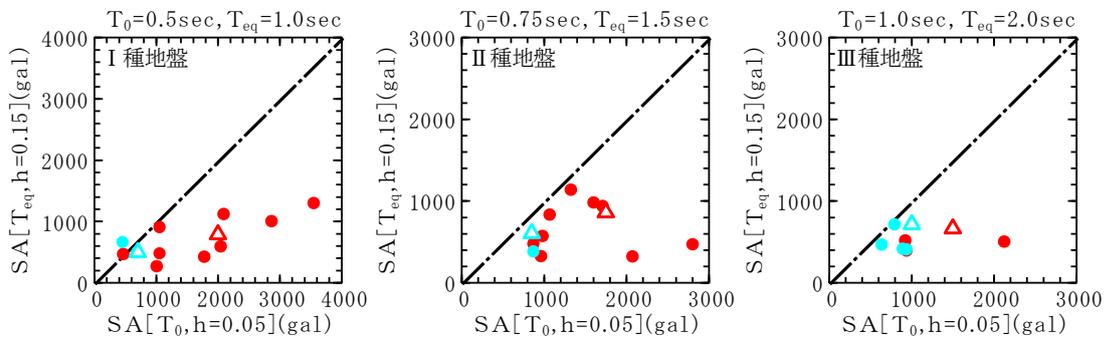
道路橋示方書  
 ● 海洋性地震      ▲ タイプ I 地震動  
 ● 内陸直下型地震      ▲ タイプ II 地震動



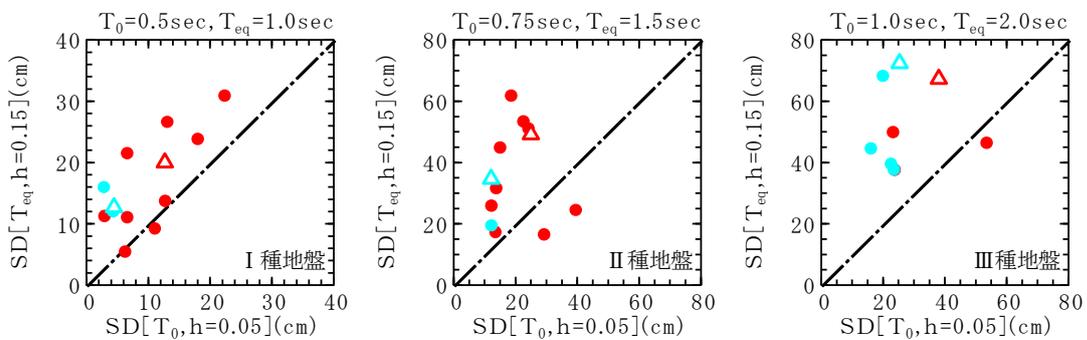
(1) 長周期化による応答加速度(SA)の変化



(2) 長周期化による応答変位(SD)の変化



(3) 長周期化と履歴減衰効果による応答加速度(SA)の変化



(4) 長周期化と履歴減衰効果による応答変位(SD)の変化

図 2-6 強震記録の地震応答スペクトルを用いた免震効果（長周期化と高減衰化）の確認

## 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) □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) □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) □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) ・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，コロムブスが伝えた「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) 鹿児島誠一著：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) □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）