

## 免震支承の設計モデルの変遷

高橋良和<sup>1</sup>・篠原聖二<sup>2</sup>・星隈順一<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 博（工）京都大学准教授 工学研究科社会基盤工学専攻（〒615-8530 京都市西京区京都大学桂）

<sup>2</sup>正会員 修（工）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員  
（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

<sup>3</sup>正会員 博（工）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）

### 1. はじめに

平成 7 年兵庫県南部地震における道路橋の被災経験を踏まえ、当時の建設省より通達された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関する仕様<sup>1)</sup>」において、ゴム支承を積極的に用いることが望ましいと記載されたこと、また、平成 8 年には、それまでに研究成果としてとりまとめられていた免震設計マニュアル<sup>2)</sup>が、新たに道路橋示方書<sup>3)</sup>に取り入れられたことにより、これ以降、免震支承を用いた免震橋が広く普及することとなった。免震橋の設計では、橋の耐震性能が免震支承によるエネルギー吸収能に大きく依存しているため、使用する免震支承が有する力学的特性を適切に設計モデルに反映することが重要である。免震橋の動的解析に用いる免震支承の非線形履歴特性の構築方法は平成 16 年道路橋支承便覧<sup>4)</sup>（以下、H16 支承便覧）に示されているが、その後の調査研究や技術開発の進展によって、免震支承の力学的特性も変化してきている。

このような背景のもと、著者らは近年新たに実施された試験データに基づき鉛プラグ入りゴム支承と高減衰ゴム支承の設計モデルの構築を行っているが<sup>5)</sup>、その検討にあたり、H16 支承便覧に示されている鉛プラグ入りゴム支承と高減衰ゴム支承の設計モデルが構築された変遷について、その根拠とともに整理したので、その結果を報告する。

### 2. 鉛プラグ入りゴム支承(LRB)の設計モデルの変遷

鉛プラグ入りゴム支承は 1970 年代にニュージーランド<sup>6)</sup>で開発され、国内では 1991 年（平成 3 年）

に静岡県宮川橋<sup>7)</sup>で最初に採用され、既設道路橋に対しても阪神高速道路守口線高架橋<sup>8)</sup>に適用されるなど、以降、免震橋に適用されている。以下、鉛プラグ入りゴム支承の設計モデルの変遷を発刊された技術基準等の順に示す。

#### ①道路橋の免震設計法ガイドライン（案）<sup>9)</sup>

平成元年（1989 年）に発刊された道路橋の免震設計法ガイドライン（案）（以下、ガイドライン（案）と呼ぶ）によると、国内初の免震橋に採用された鉛プラグ入りゴム支承の特性値、降伏荷重、二次剛性の算定方法は、ニュージーランドで開発された実験式<sup>10)</sup>が適用されている。その式を式(1)～(5)に、鉛プラグ入りゴム支承の履歴特性を図-1 に示す。

$$A_r = A - A_p \quad (1)$$

$$K_r = \frac{A_r \cdot G_0}{\sum t_e} \times 10^{-1} \quad (2)$$

$$K_2 = K_r \left( 1 + \frac{12A_p}{A_r} \right) \quad (3)$$

$$K_1 = 6.5 \cdot K_2 \quad (4)$$

$$Q = 0.078 \cdot A_p \quad (5)$$

ここに、

$A_r$  : ゴム単体の断面積(cm<sup>2</sup>)

$A$  : 鉛プラグ入りゴム支承の平面積(cm<sup>2</sup>)

$A_p$  : 鉛プラグの断面積(cm<sup>2</sup>)

$K_r$  : ゴム単体の剛性(t f/m)

$G_0$  : ゴムの静的せん断弾性係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sum t_e$  : ゴムの総厚(cm)

$K_1$  : 鉛プラグ入りゴム支承の一次剛性(tf/m)

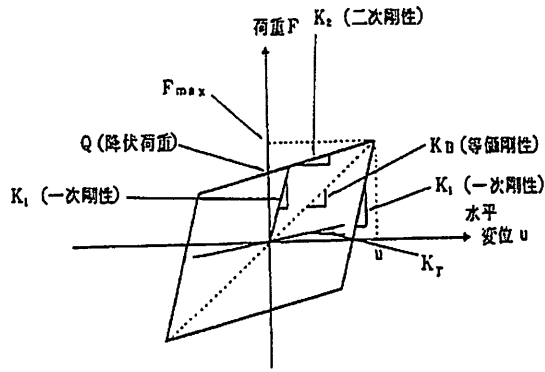


図-1 鉛プラグ入りゴム支承の履歴特性<sup>9)</sup>

$K_2$  : 鉛プラグ入りゴム支承の二次剛性(tf/m)

$Q$  : 鉛プラグ入りゴム支承の降伏荷重(tf)

このときの等価剛性、等価減衰定数は次式で表される。

$$K_B = K_2 + Q_d / u \quad (6)$$

$$h_B = \frac{2Q_d \{u + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi u (Q_d + u K_2)} \quad (7)$$

ここに、

$K_B$  : 鉛プラグ入りゴム支承の等価剛性(tf/m)

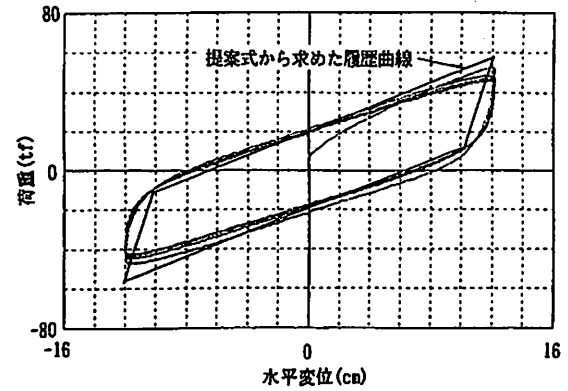
$h_B$  : 鉛プラグ入りゴム支承の等価減衰定数

## ②道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究<sup>11)</sup>

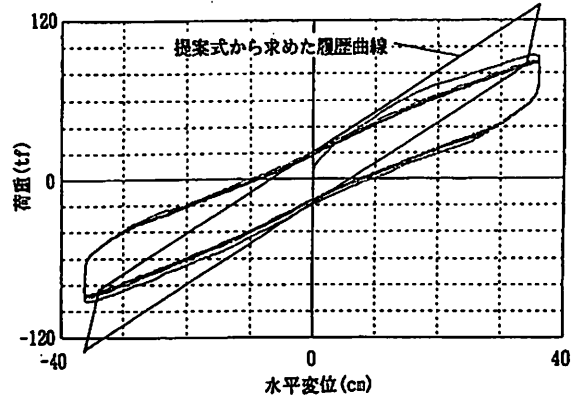
平成元年から 3 年間にわたり、建設省（当時）土木研究所と民間 28 社により道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究が行われた。本共同研究において行われた鉛プラグ入りゴム支承の性能確認試験により、ガイドライン（案）で示された算定式による値と試験値の間に以下の傾向があること示されている。図-2 に算定式によるモデル化と試験結果の比較の一例を示す。

- 降伏荷重時の鉛のせん断応力度  $q_0$  は、ガイドライン（案）の算定式よりも 10% 大きい。
- 支承のせん断ひずみ  $\gamma$  が小さい範囲では、ガイドライン（案）の算定式が比較的よく一致する。
- 二次剛性  $K_2$  は必ずしも一定ではなく、せん断ひずみ  $\gamma$  が 50% を超えたところからガイドライン（案）の算定式による値よりも低下する傾向にある。

以上の傾向を踏まえ、本共同研究において以下の新たな算定式が提案されている。



(a) せん断ひずみ 50%



(b) せん断ひずみ 150%

図-2 ガイドライン（案）の算定式と試験結果の比較<sup>11)</sup>

## (a) 鉛プラグ入りゴム支承の復元力

鉛プラグ入りゴム支承の復元力をゴムと鉛プラグの復元力の和として式(8)で評価する。

$$F = F_R + F_P \quad (8)$$

ここに

$F$  : 鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力(kgf)

$F_R$  : ゴムが負担する復元力(kgf)

$F_P$  : 鉛プラグが負担する復元力(kgf)

ゴムが負担する復元力  $F_R$  は、積層ゴム支承の算定式からゴムの水平剛性を用い、 $F_R$  は次式で表される。

$$F_R = K_R \cdot u \quad (9)$$

$$K_R = \frac{A_R G}{\sum t_e} \quad (10)$$

ここに

$K_R$  : ゴム単体の水平剛性(kgf/cm)

$u$  : 水平変位(cm)

$A_R$  : ゴムの支圧面積(cm<sup>2</sup>)

$G$  : ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sum t_e$  : ゴムの総厚(cm)

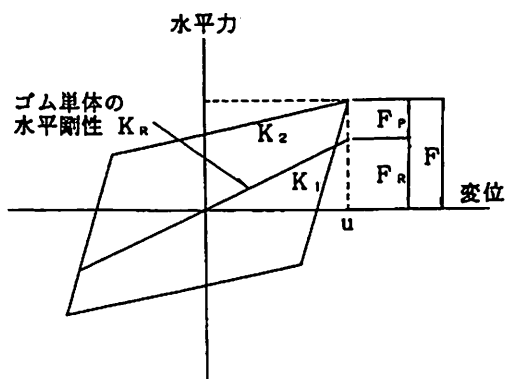


図-3 鉛プラグ入りゴム支承のバイリニアモデル<sup>11)</sup>

鉛プラグのせん断応力度は、前算定式ではせん断ひずみ一定値としていたが、ここではせん断ひずみに依存した値をとるものとされている。

$$F_p = A_p \cdot q \quad (11)$$

ここに、

$A_p$  : 鉛プラグの断面積( $\text{cm}^2$ )

$q$  : 鉛プラグのせん断応力度( $\text{kgf/cm}^2$ )

降伏荷重  $Q_d$  を鉛プラグの断面積  $A_p$  で除したものを降伏時せん断応力度  $q_0$  と定義すれば、降伏荷重  $Q_d$  は次式で表される。

$$Q_d = A_p \cdot q_0 \quad (12)$$

以下、二次剛性、一次剛性は次式で算定される。

$$K_2 = (F - Q_d) / u \quad (13)$$

$$K_1 = 6.5K_2 \quad (14)$$

等価剛性、等価減衰定数は前述の式(6)、(7)で算定する。

#### (b) 鉛のせん断応力度

鉛のせん断応力度  $q$  および  $q_0$  の値は既往の試験結果から推定している。鉛プラグに発生するせん断応力度を直接推定できないので、鉛プラグが負担する水平力を、ゴムが負担する水平力が式(9)で既知とし、式(15)で求められている。

$$F_p = F - F_R \quad (15)$$

$$q = F_p / A_p \quad (16)$$

$$q_0 = Q_d / A_p \quad (17)$$

ここに、

$F$  : 鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力( $\text{kgf}$ )

$F_R$  : ゴムが負担する復元力( $\text{kgf}$ )

表-1 供試体データ<sup>11)</sup>

| 試体番号 | ゴムの形状<br>(mm)                                                     | ゴムのせん断<br>弾性係数<br>( $\text{kgf/cm}^2$ ) | 鉛の形状<br>(mm)  | 試験条件                        |                              |                                     |
|------|-------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|---------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------------|
|      |                                                                   |                                         |               | 面圧<br>( $\text{kgf/cm}^2$ ) | せん断ひずみ<br>(%)                | 変位<br>(mm)                          |
| A    | $\phi 720 \times 186$<br>( $\Sigma 1, \phi 31 \times 6$ )         | 6.0                                     | 1- $\phi 100$ | 4.2                         | 25<br>50<br>75<br>100<br>150 | 4.7<br>9.3<br>14.0<br>18.6<br>27.9  |
| B    | $\phi 1320 \times 248$<br>( $\Sigma 1, \phi 31 \times 8$ )        | 8.3                                     | 1- $\phi 230$ | 6.2                         | 25<br>50<br>75<br>100<br>150 | 6.2<br>12.4<br>18.6<br>24.8<br>37.2 |
| C    | $1450 \times 550 \times 110$<br>( $\Sigma 1, \phi 10 \times 11$ ) | 10.0                                    | 4- $\phi 70$  | 6.5                         | 50<br>75<br>98<br>147        | 5.5<br>8.3<br>10.8<br>16.2          |
| D    | $350 \times 350 \times 60$<br>( $\Sigma 1, \phi 8 \times 7.5$ )   | 6.5                                     | 4- $\phi 45$  | 5.4                         | 70<br>100                    | 4.2<br>6.0                          |
| E    | $\phi 1120 \times 240$<br>( $\Sigma 1, \phi 30 \times 8$ )        | 5.5                                     | 1- $\phi 180$ | 6.5                         | 100<br>150<br>200            | 24.0<br>36.0<br>48.0                |

表-2 既往の試験データ<sup>11)</sup>

| 試体番号 | 試験結果                                 |                                           |                                          |                                      |                                         |                                      |                                      |
|------|--------------------------------------|-------------------------------------------|------------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
|      | $q_0$<br>( $\text{kgf/cm}^2$ )       | $F$<br>(tf)                               | $F_p$<br>(tf)                            | $F_r$<br>(tf)                        | $q$<br>( $\text{kgf/cm}^2$ )            | $K_2$<br>(tf/cm)                     | $h_b$<br>(%)                         |
| A    | 74.1<br>84.9<br>90.2<br>87.1<br>91.8 | 13.96<br>19.81<br>24.92<br>28.46<br>35.99 | 5.66<br>11.31<br>16.97<br>22.62<br>33.93 | 8.31<br>8.50<br>7.96<br>5.84<br>2.06 | 105.8<br>108.2<br>101.3<br>74.4<br>26.2 | 2.97<br>2.13<br>1.78<br>1.53<br>1.29 | 23.6<br>21.0<br>18.5<br>16.8<br>14.2 |
| B    | 88.6<br>96.8<br>91.7<br>86.6         | 70.06<br>91.76<br>133.90<br>174.80        | 26.68<br>53.36<br>106.70<br>160.10       | 43.38<br>38.40<br>27.20<br>14.70     | 104.4<br>92.4<br>65.5<br>35.4           | 1.30<br>7.40<br>5.40<br>4.70         | 30.3<br>24.9<br>17.3<br>13.5         |
| C    | 90.8<br>86.0<br>80.0<br>80.6         | 27.34<br>28.30<br>30.18<br>38.16          | 10.63<br>18.94<br>20.23<br>31.24         | 16.71<br>12.36<br>9.95<br>6.92       | 108.6<br>80.3<br>60.7<br>45.0           | 4.97<br>3.43<br>2.80<br>2.36         | 28.8<br>26.0<br>22.2<br>22.1         |
| D    | 86.5<br>86.0                         | 10.67<br>10.02                            | 4.66<br>6.66                             | 6.01<br>3.36                         | 94.5<br>52.8                            | 2.54<br>1.67                         | 30.1<br>25.0                         |
| E    | 83.1<br>79.6<br>86.6                 | 65.76<br>88.52<br>110.69                  | 50.87<br>76.30<br>101.74                 | 14.89<br>12.22<br>8.95               | 58.5<br>48.0<br>35.2                    | 2.74<br>2.46<br>2.31                 | 17.5<br>13.3<br>11.4                 |

$F_p$  : 鉛プラグが負担する復元力( $\text{kgf}$ )

$q$  : 鉛プラグのせん断応力度( $\text{kgf/cm}^2$ )

$q_0$  : 鉛の降伏時のせん断応力度( $\text{kgf/cm}^2$ )

$A_p$  : 鉛プラグの断面積( $\text{cm}^2$ )

$Q_d$  : 鉛の降伏荷重( $\text{kgf}$ )

表-1 に供試体のデータ、表-2 に既往の試験結果から求めた特性値を示す。また、図-4 は、鉛プラグの応力度とせん断ひずみの関係を示す。この試験におけるせん断ひずみ依存性は 0~200% の範囲で評価されている。図中に実線で示したものは、試験結果から求めた回帰曲線である。

以上から求められた  $q$  の回帰式、 $q_0$  の値は式(18)~(21)で与えられる。

$$q = -283.6\gamma^2 + 183.8\gamma + 85.0 \quad (0 \leq \gamma < 0.5) \quad (18)$$

$$q = 28.3\gamma^2 - 128.1\gamma + 163.0 \quad (0.5 \leq \gamma < 2.0) \quad (19)$$

$$q = 20.0 \quad (2.0 \leq \gamma) \quad (20)$$

$$q_0 = 85.0 \text{ kgf/cm}^2 \quad (21)$$

提案式から求めた値と実測値を比較してみると、復元力  $F$  および等価剛性  $K_d$  は 10% 程度の差異で実測値と一致している。等価減衰定数  $h_b$  は、実測値に比べ若干小さめに評価しているものが多いが、これは、提案式では履歴曲線を直線と仮定しているためである。

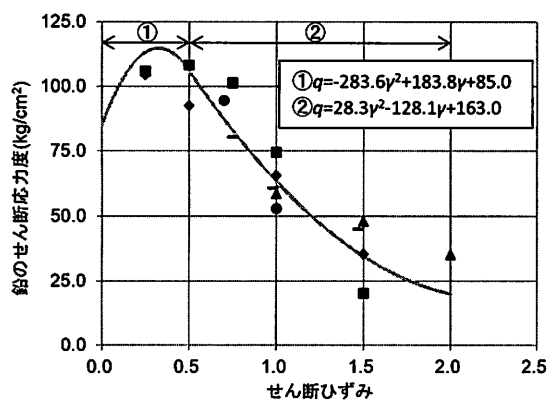


図-4 鉛プラグのせん断応力度とせん断ひずみの関係

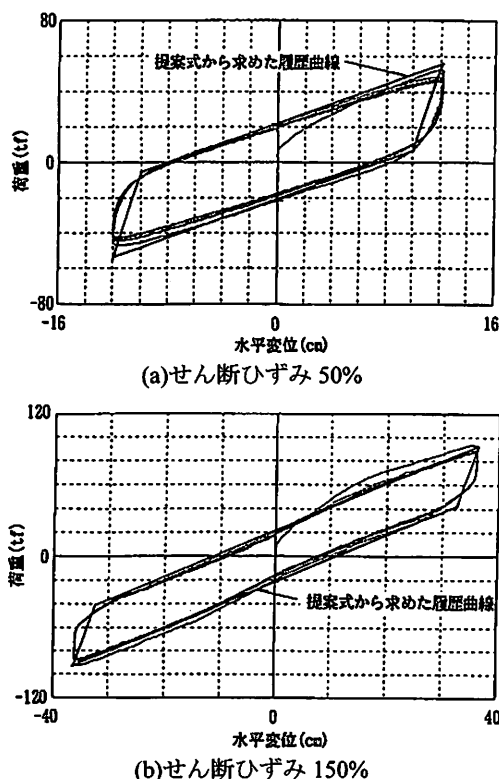


図-5 共同研究の算定式と試験結果の比較<sup>11)</sup>

図-5 に提案式によるモデル化と試験結果の荷重と変位の関係の比較を示す。本共同研究の提案式によるモデルが試験結果とよく一致しており、提案式が実用的であることが示されている。

### ③建設省道路橋の免震設計法マニュアル（案）<sup>12)</sup>

平成 4 年に発刊された建設省道路橋の免震設計法マニュアル（案）では、道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究で提案された算出式が踏襲されている。

### ④平成 16 年道路橋支承便覧

平成 7 年に建設省から通知された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では、平成

表-3 鉛プラグ入り積層ゴム支承の  $q(\gamma)$  算定に用いる係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

| 適用条件                       | $a_0$ | $a_1$  | $a_2$ |
|----------------------------|-------|--------|-------|
| 地震時                        |       |        |       |
| $0 \leq \gamma \leq 0.35$  | —     | 302.9  | —     |
| $0.35 < \gamma < 0.5$      | 106.0 | —      | —     |
| $0.5 \leq \gamma \leq 2.0$ | 163.0 | -128.1 | 28.3  |
| $2.0 < \gamma$             | 20.0  | —      | —     |

表-4 鉛プラグ入り積層ゴム支承の  $q_0(\gamma)$  算定に用いる係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

| 適用条件                      | $b_0$ | $b_1$ |
|---------------------------|-------|-------|
| $0 \leq \gamma \leq 0.35$ | —     | 242.9 |
| $\gamma > 0.35$           | 85.0  | —     |

7 年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低いマグニチュード 7 級の内陸直下型地震による地震動（タイプ II 地震動）を考慮するようになった。これにより免震支承の応答せん断ひずみが増加し、応答せん断ひずみを許容値内に収めるために、免震支承の平面寸法が大きくなるケースが増加した。一方、支承の平面寸法が大きくなった結果、レベル 1 地震動に対して、せん断ひずみが 50%以下となる場合が生じた。この比較的せん断ひずみが小さい領域において、従来式で等価剛性や等価減衰定数を評価しようとした場合、図-6 に示すように等価剛性が無限大となったり、図-7 に示すように等価減衰定数が負になったりと実現象と乖離する結果となった。そこで、鉛のせん断応力度のひずみ依存特性を、図-8 に示すようにせん断ひずみが 0~35%までの領域は一定勾配になるように、35~50%を一定値になるように修正が行われている。修正された式を以下に示す。

$$q(\gamma) = a_0 + a_1 \cdot \gamma + a_2 \cdot \gamma^2 \quad (22)$$

$$q_0(\gamma) = b_0 + b_1 \cdot \gamma \quad (23)$$

ここに、

$q(\gamma)$ : 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(kgf/cm<sup>2</sup>)

係数  $a_i$  は、表-3 に示す値を用いてよい。

$q_0(\gamma)$ : 降伏荷重の算定に用いる鉛プラグのせん断応力度(kgf/cm<sup>2</sup>)

係数  $b_i$  は、表-4 に示す値を用いてよい。

式(22)を用いて、等価剛性及び等価減衰定数を評価すると、図-6、7 に示すように 0~35%までの領域は一定値に、35~50%の区間は遷移領域となり、50%で従来式と一致している。これにより、従来式で生じていた等価剛性が無限大となったり、等価減衰定数が負になる問題が解消されている。

表-5 鉛プラグ入り積層ゴム支承の  $q(\gamma)$  算定に用いる係数(N/mm<sup>2</sup>)

| 適用条件 |                            | $a_0$   | $a_1$    | $a_2$  |
|------|----------------------------|---------|----------|--------|
| 地震時  | $0 \leq \gamma \leq 0.35$  | —       | 29.7     | —      |
|      | $0.35 < \gamma < 0.5$      | 10.395  | —        | —      |
|      | $0.5 \leq \gamma \leq 2.0$ | 15.9814 | -12.5604 | 2.7752 |
|      | $2.0 < \gamma$             | 1.9614  | —        | —      |

表-6 鉛プラグ入り積層ゴム支承の  $q_0(\gamma)$  算定に用いる係数(N/mm<sup>2</sup>)

| 適用条件                      | $b_0$ | $b_1$ |
|---------------------------|-------|-------|
| $0 \leq \gamma \leq 0.35$ | —     | 23.82 |
| $\gamma > 0.35$           | 8.337 | —     |

平成 16 年に改定された道路橋支承便覧では、免震支承として鉛プラグ入りゴム支承と高減衰ゴム支承の設計モデルが示されている。鉛プラグ入りゴム支承については、式(22), (23)をもとに、SI 単位系に換算したために式(24), (25)に示すようにパラメータ値が変更になっている。

$$q(\gamma) = a_0 + a_1 \cdot \gamma + a_2 \cdot \gamma^2 \tag{24}$$

$$q_0(\gamma) = b_0 + b_1 \cdot \gamma \tag{25}$$

ここに、

$q(\gamma)$ : 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(kN/mm<sup>2</sup>)  
 係数  $a_i$  は、表-5 の値を用いてよいことが示されている。

$q_0(\gamma)$ : 降伏荷重の算定に用いる鉛プラグのせん断応力度(kN/mm<sup>2</sup>)  
 係数  $b_i$  は、表-6 の値を用いてよいことが示されている。

### 3. 高減衰ゴム支承の設計モデルの変遷

高減衰ゴム支承は、1984 年（昭和 59 年）に米国カリフォルニアで建築用免震の支承として最初に使用され、国内では 1991 年（平成 3 年）に山あげ橋<sup>13)</sup>に初めて採用され、以降、免震橋に適用されている。高減衰ゴム支承の設計モデルは、平成 8 年頃までは、各支承製造会社が独自に設計モデルを作成し、そのモデルが適用されて免震設計が行われていた。その後、高減衰ゴム支承の設計モデルの統一を図るために共通の設計モデルが構築され、SI 単位系への換算を経て、H16 支承便覧に高減衰ゴム支承の設計モデルが示された。H16 支承便覧に示された設計モデルの根拠については、同じ H16 支承便覧の「参考資料-18 高減衰ゴム支承の設計式」に記述されている。

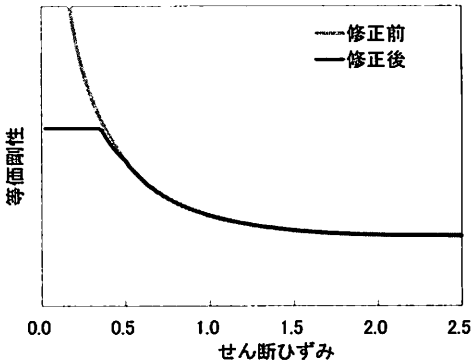


図-6 等価剛性とせん断ひずみの関係

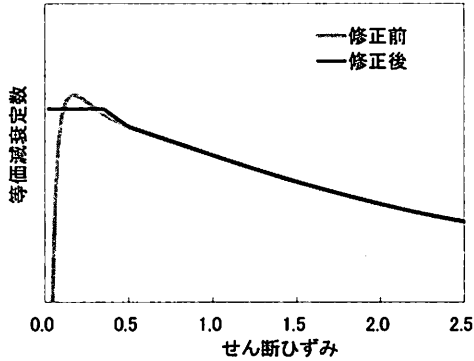


図-7 等価減衰定数とせん断ひずみの関係

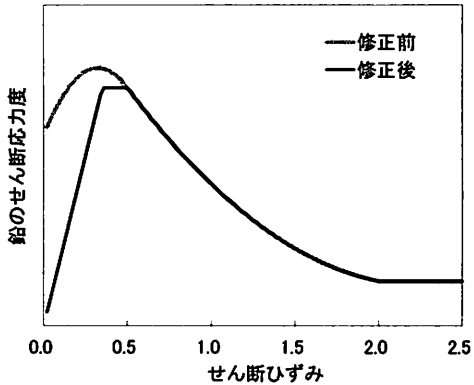


図-8 鉛のせん断応力度  $q(\gamma)$  のひずみ依存性

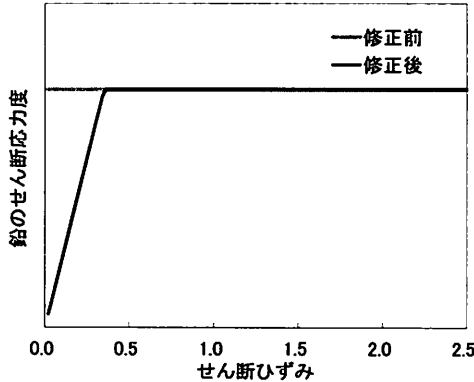


図-9 降伏時の鉛のせん断応力度  $q_0(\gamma)$  のひずみ依存性

#### 4. 結論

著者らは近年新たに実施された試験データに基づき鉛プラグ入りゴム支承と高減衰ゴム支承の設計モデルの構築を行っているが、その検討にあたり、H16 支承便覧に示されている鉛プラグ入りゴム支承と高減衰ゴム支承の設計モデルが構築された変遷について、その根拠とともに整理した。以下、得られた主な知見を示す。

- (1) 国内初の免震橋に採用された鉛プラグ入りゴム支承の設計モデルは、ニュージーランドで開発された実験式が適用された。その後、建設省（当時）土木研究所と民間 28 社による道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究において、試験データに基づき鉛プラグのせん断応力度のひずみ依存性が考慮されるようになった。
- (2) 平成 7 年に建設省から通知された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では、平成 7 年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低いマグニチュード 7 級の内陸直下型地震による地震動（タイプⅡ地震動）を考慮するようになった。これにより免震支承の応答せん断ひずみが増加し、応答せん断ひずみを許容値内に収めるために、免震支承の平面寸法が大きくなるケースが増加した。一方、支承の平面寸法が大きくなった結果、レベル 1 地震動に対して、せん断ひずみが 50%以下となる場合が生じた。この比較的せん断ひずみが小さい領域において、従来式で等価剛性や等価減衰定数を評価しようとした場合、実現象との乖離が生じたため、せん断ひずみ 50%以下の小さい領域における算出方法が修正された。その後、修正された算出方法について、SI 単位系に換算された設計モデルが H16 支承便覧に掲載されている。
- (3) 高減衰ゴム支承の設計モデルは、平成 8 年頃までは、各支承製造会社が独自に設計モデルを作成していた。その後、高減衰ゴム支承の設計モデルの統一を図るために共通の設計モデルが構築され、SI 単位系への換算を経て、H16 支承便覧に高減衰ゴム支承の設計モデルが示された。

なお、著者らは、本稿で整理した H16 支承便覧に示されている免震支承の設計モデルの変遷やその後の免震支承の技術開発の動向を踏まえ、近年新たに実施された試験データに基づいた鉛プラグ入りゴム支承と高減衰ゴム支承の設計モデルの高度化について一提案を行っているので、詳細は文献 5)を参照されたい。

#### 謝辞

免震支承の設計モデルの変遷及び根拠を整理するにあたり、LRB研究会及びHDR研究会から有益なご助言、ご助力、そして貴重な資料を頂いた。また、本検討は公益社団法人日本道路協会に設置された耐震設計小委員会道路橋支承便覧改訂ワーキングおよび同サブワーキングの活動の一環として行われた。ここに記して関係各位に謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 建設省道路局：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，1995.2.
- 2) (財)土木研究センター：建設省道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992.10.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4.
- 5) 高橋良和，篠原聖二，星隈順一：免震支承の設計モデルの高度化，第 17 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，（印刷中），2014.7.
- 6) 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.
- 7) 松尾芳郎，大石昭雄，原広司，山下幹夫：宮川橋の設計と施工，橋梁と基礎，91-2，1991.2
- 8) 長沼敏彦，中本覚，佐原毅：鋼桁連結によるジョイントレス工法，阪神高速道路公団技報第 12 号，1995.3.
- 9) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン（案），1989.3.
- 10) Ministry of Works and Development Civil Engineering Division of New Zealand：DESIGN OF LEAD-RUBBER BRIDGE BEARING, CDP 818/A, 1983.
- 11) 建設省土木研究所など：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その 3），整理番号 75 号，平成 4 年 10 月.
- 12) (財)土木研究センター：建設省道路橋の免震設計法マニュアル（案），1992.10.
- 13) 大塚久哲，運上茂樹，西原史和：実測記録に基づく山あげ大橋(免震橋)の地震時振動特性，橋梁と基礎，30(8)，pp.172-174，1996.8.