

(208) すべり方式免震システムを有する橋梁の振動特性

大成建設(株) 正会員 岡本 晋
山梨大学 正会員 深沢 泰晴

1. はじめに

近年、都市内高架橋などの中小橋梁を対象とし、積層ゴム系支承を用いた橋梁用免震装置が実用化され始めている¹⁾。また、すべり方式免震システムは、すでに建築分野で実施適用されている²⁾。本報では、すべり方式免震システムの橋梁への適用を考え、すべり方式システムを有する橋梁の基本的な振動特性を解析的に検討した結果を報告する。

2. すべり方式免震システム

すべり方式免震システムは、すべり支承と水平ばねを用い、支承変位を抑制しながら地震力を低減する構法である。すべり方式免震装置の履歴特性は、図-1に示すように、無限大の一次剛性を持ち、摩擦力相当荷重で降伏し、水平ばね剛性を二次剛性とするゴム系支承と見ることもできる。すべり方式免震システムでは降伏荷重(摩擦力)を大きくすることができるため、小振幅領域から大きな履歴減衰が確保できる。また、小さなばね剛性を採用することが多く、二次剛性から算出されるすべり後の固有周期は、積層ゴム系支承を用いた免震装置に比べて長くなる傾向がある。

3. 検討方法

1スパン橋を対象とし、図-2に示す2質点ばね系でモデル化した。橋脚は線形ばねと粘性減衰要素でモデル化し、免震装置は、すべり現象を表す剛塑性ばね、線形ばねおよび粘性減衰要素を組み合わせてモデル化した。最初に正弦波地動を入力し、入力波の周期と振幅が、すべり方式免震システムを有する橋梁の振動特性に及ぼす影響を検討した。次に、実地震波としてエルセントロ波を入力し、実地震時の橋梁の振動特性を検討した。

4. 正弦波地動入力時の応答特性

滑動時・非滑動時の支配方程式を(1)~(3)式に、滑動開始・終了条件を(4)、(5)式に示す。滑動時は、免震装置の摩擦力、ばね反力および減衰力が橋桁と橋脚の間で伝達される。非滑動時は、支承の残留変位 (u_{d0}) が一定のまま橋桁と橋脚が一体となって振動する。滑動開始は、橋桁の慣性力と残留変位 (u_{d0}) から算出されるばね反力の和が摩擦力以上となる条件によって判定した。なお、本解析では静止摩擦係数は動摩擦係数と等しくした。また、滑動終了は、橋桁と橋脚との相対速度 (\dot{u}_d) がゼロとなる条件によって判定した。

滑動時

$$m_d \cdot (\ddot{z} + \ddot{u}_p + \ddot{u}_d) + c_d \cdot \dot{u}_d + k_d \cdot u_d = -\text{sign}(\dot{u}_d) \cdot \mu \cdot m_d \cdot g \quad \dots\dots(1)$$

$$m_p \cdot (\ddot{z} + \ddot{u}_p) + c_p \cdot \dot{u}_p + k_p \cdot u_p - c_d \cdot \dot{u}_d - k_d \cdot u_d = \text{sign}(\dot{u}_d) \cdot \mu \cdot m_d \cdot g \quad \dots\dots(2)$$

非滑動時

$$(m_p + m_d) \cdot (\ddot{z} + \ddot{u}_p) + c_p \cdot \dot{u}_p + k_p \cdot u_p = 0 \quad \dots\dots(3)$$

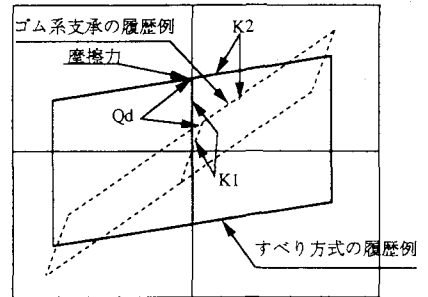
滑動開始条件

$$|m_d \cdot (\ddot{z} + \ddot{u}_p) - k_d \cdot u_{d0}| > \mu \cdot m_d \cdot g \quad \dots\dots(4)$$

滑動終了条件

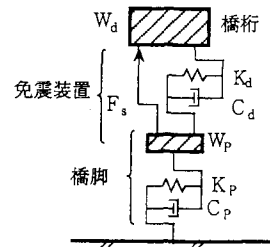
$$\dot{u}_d = 0 \quad \dots\dots(5)$$

ここに、 u_d 、 u_p : 支承変位および橋脚頭部の地面に対する相対変位、 m_d 、 m_p : 橋桁と橋脚頭部の質量、 z : 地動変位 ($= d \sin(\omega t)$)、 c_d



K1:一次剛性(すべり方式では無限大)
K2:二次剛性
Qd:降伏荷重(すべり方式では摩擦力)

図-1 免震装置の履歴特性



W_p : 橋脚頭部の重量
 W_d : 橋桁の重量
 K_p : 橋脚剛性を表すばね定数
 K_d : 水平ばね剛性を表すばね定数
 C_p : 橋脚の減衰定数
 C_d : 免震装置の減衰定数
 F_s : すべり現象を表す非線形ばね

図-2 解析モデル

c_p : 免震装置と橋脚の粘性減衰係数、 k_d 、 k_p : 免震装置と橋脚のばね定数、 μ : 摩擦係数 である。なお、()、() はそれぞれ時間に関する1回微分と2回微分を表す。初期条件は支変位および橋脚頭部の地面に対する相対変位をゼロとし、滑動開始・終了条件を考慮しながら順次(1)~(3)式を解き、定常状態となった時の応答値を整理した。解析結果の整理に際して以下の6個の無次元パラメータを考慮した。

①橋桁重量 (W_d) の橋脚頭部重量 (W_p) に対する比
重量比 : $I_m = W_d/W_p$ (=5とした。)

②橋脚の減衰定数

橋脚減衰定数 : h_p (=5%とした。したがって非免震時の橋梁全体系の減衰定数 (h_f) は、 $h_f = h_p/\sqrt{I_m+1} = 2\%$ となる。)

③免震システムのすべり後の固有周期 (T_d) の、非免震時の橋梁の固有周期 (T_f) に対する比

固有周期比 : $I_x = T_d/T_f$ (=1~10の範囲とした。)

④免震システムの減衰定数

システム減衰定数 : h_d (=5%とした。)

⑤入力地動周期 ($T=2\pi/\omega$) の、非免震時の橋梁の固有周期 (T_f) に対する比

入力周期比 : $I_f = T/T_f$ (=0~10の範囲とした。)

⑥入力地動の加速度振幅 ($a=d\omega^2$) の、摩擦係数 (μ) と重力加速度 (g) の積に対する比

入力加速度比 : $I_a = a/\mu g$ (=0.5~4.0の範囲とした。)

図-3に、一例として固有周期比 (T_d/T_f) を5、入力加速度比 ($a/\mu g$) を2、入力周期比 (T/T_f) を5とした時の、入力加速度振幅 (a) で無次元化した橋桁と橋脚の絶対加速度と、入力変位振幅 ($d=a/\omega^2$) で無次元化した支変位と橋脚の地面に対する相対変位の定常状態の時刻歴波形を示す。橋桁は入力波に対してほぼ90°の位相遅れで振動しており、加速度振幅の最大値は入力波の約4.5倍となった。滑動方向が変化する時 ($\tau = n\pi$)、橋桁加速度に段差がみられ、摩擦力により橋脚に大きな加速度が生じた。また、橋脚の地面に対する相対変位は支変位にくらべて非常に小さく、変形が免震装置に集中した。

図-4に、固有周期比 (T_d/T_f) を5としたシステムに対して、入力加速度比 ($a/\mu g$) を0.5から4.0まで変化させた時の、入力振幅で無次元化した橋桁絶対加速度と支変位の加速度一定入力時の共振曲線を示す。また、図-5に、入力加速度比 ($a/\mu g$) をそれぞれ0.5、2.0とした場合の、種々の固有周期比を持つシステムの橋桁絶対加速度と支変位の共振曲線を示す。

入力加速度比 ($a/\mu g$) が1.0以下の場合、固

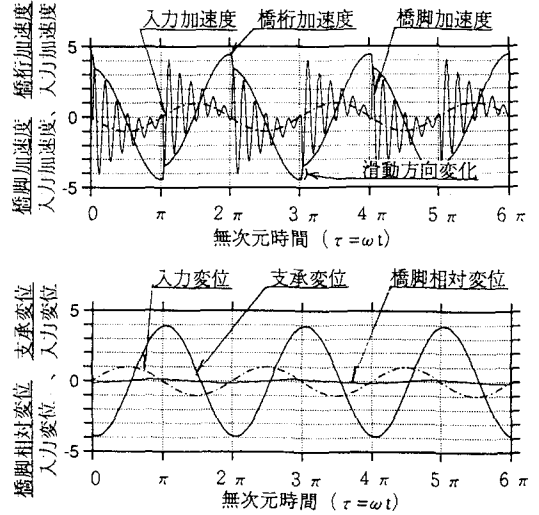


図-3 正弦波入力時の応答例
[固有周期比 (T_d/T_f) =5、入力周期比 (T/T_f) =5、入力加速度比 ($a/\mu g$) =2]

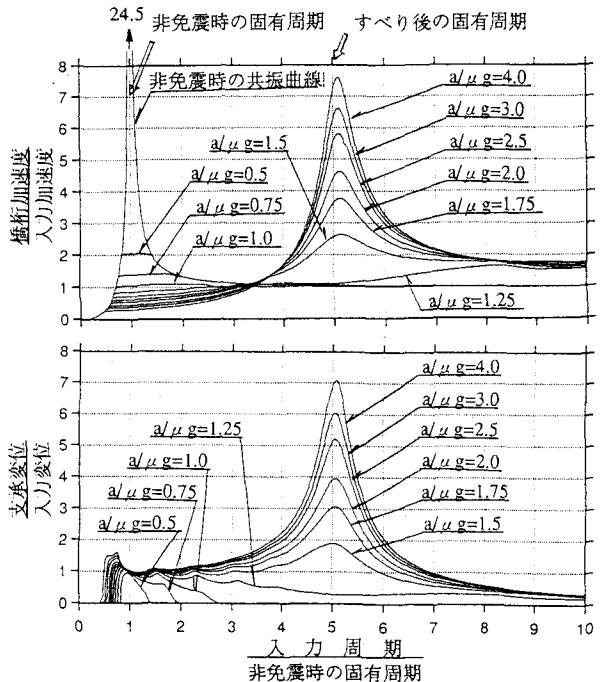


図-4 共振曲線 [固有周期比 (T_d/T_f) =5]

有周期比 (T_d/T_f) が1のケースを除き、非免震時の固有周期に近い周期成分が入力された時だけ滑動し、加速度の共振曲線になだらかなピークが生じた。このピーク値は固有周期比 (T_d/T_f) が1のケースを除きほぼ $\mu g/a$ となり、橋桁慣性力の最大値が摩擦力と等しかった。これは、すべり方式の特長のひとつで、摩擦係数とすべり後の固有周期を適切に選ぶことにより、地震力を頭打にすることができることを示している。なお、入力加速度比 ($a/\mu g$) が1.0以下の場合、支承変位の応答倍率の最大値がほぼ1となり、支承変位の最大値が入力波の変位振幅と一致した。

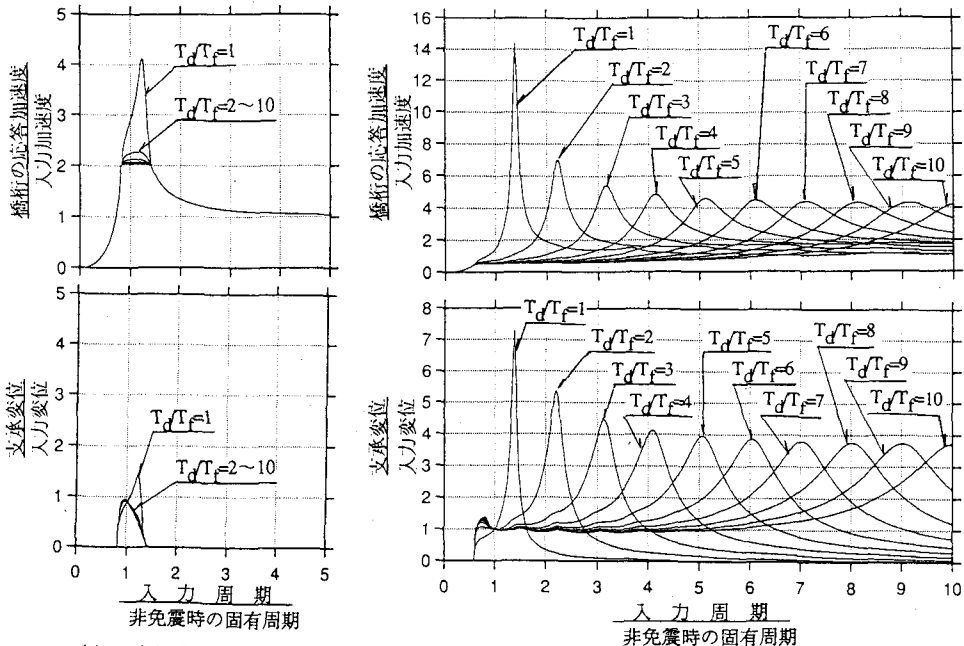
入力加速度比 ($a/\mu g$) が1.5以上となると、固有周期比 (T/T_f) がほぼ0.5~0.7の時滑動を始め、非免震時の固有周期付近ではピークがなかった。しかし、入力周期がすべり後の固有周期 (T_d) に近付くと、応答が大きくなり共振点が現れる。共振点は、橋脚剛性の影響ですべり後の固有周期より若干長周期側となった。入力加速度比 ($a/\mu g$) が2の場合、共振点の加速度応答倍率および変位応答倍率は、固有周期比 (T_d/T_f) が1.0の時に最大で、固有周期比 (T_d/T_f) が大きくなると応答倍率は徐々に減少し、固有周期比が5以上となるとほぼ一定値に収束した。正弦波入力の時、変位振幅は周期が長くなるほど大きくなるため、支承変位を抑えながら最大の免震効果を得るには固有周期比 (T_d/T_f) を5程度とすることが妥当である。

5. 実地震波入力時の応答特性

実地震波として、エルセントロNS成分の振幅を原波の25%、50%、100%、200%に調整した波を入力した時の免震橋梁の振動特性を、線形加速度法により解析した。解析モデルは図-2と同様で、入力波以外の解析条件は、正弦波入力時に準拠し、以下のとおりとした。

重量比 (W_d/W_p)、橋脚減衰定数 (h_p)、システム減衰定数 (h_d) は、それぞれ、 $W_d/W_p=5$ 、 $h_p=5\%$ 、 $h_d=5\%$ とした。また、摩擦係数および非免震時の橋梁の固有周期は、それぞれ10%、0.5秒とした。免震システムの固有周期は、固有周期比 (T_d/T_f) が1~8の値をとるように0.5秒~4.0秒の範囲で変化させた。

図-6に、すべり後の固有周期を2.0秒とし、固有周期比 (T_d/T_f) を4としたシステムにエルセントロ波200%が入力した時の橋桁加速度と支承変位の応答波形を示す。この場合、支承変位は14.3cmに達しており、橋桁の応答加速度は入力加速度より小さく、大きな免震効果が見られた。図-7にすべり後の固有周期をパ



(a) 入力加速度比 ($a/\mu g$) = 0.5

(b) 入力加速度比 ($a/\mu g$) = 2

図-5 固有周期比が異なるシステムの共振曲線

[入力加速度比 ($a/\mu g$) = 0.5、入力加速度比 ($a/\mu g$) = 2]

ラメータとし、固有周期比 (T_d/T_f) を変化させた時の最大応答値を示す。固有周期比 (T_d/T_f) を6以上とすると、入力加速度比 ($a/\mu g$) が1以下の比較的小振幅の正弦波入力時の応答と同様に、橋桁の加速度応答倍率はほぼ一定値に漸近した。漸近した値は各ケースともほぼ100Galの橋桁加速度に相当しており、地震力の最大値が摩擦力とほぼ等しかった。支承変位の応答倍率は、入力加速度振幅が大きいほど大きく、最大で入力変位の約80%程度であった。

6. まとめ

すべり方式免震システムを有する橋梁の振動特性を、簡易な2質点ばねモデルを用いて解析的に検討した。入力波は、正弦波と実地震波の一例としてエルセントロ波を用いた。検討した結果以下の点が明らかとなった。

- ①入力加速度比 ($a/\mu g$) が1以下の正弦波を入力した場合、固有周期比 (T_d/T_f) を2以上とすれば、共振現象はなく、橋桁慣性力のピーク値はほぼ摩擦力と等しくなった。
- ②入力加速度比 ($a/\mu g$) が1以上の正弦波を入力した場合、すべり後の固有周期付近で共振現象が生じた。共振点の応答倍率は、固有周期比 (T_d/T_f) が大きくなるにつれ低下し、5を越えるとほぼ一定値となった。
- ③固有周期比が大きい場合、実地震入力時の慣性力の最大値がほぼ摩擦力と一致し、入力加速度比が1以下の正弦波入力時と同様の結果が得られた。
- ④今後、設計レベルの地震動に対して応答解析を実施し、応答加速度の低減率と支承変位の関係を検討する必要がある。

本研究の一部は、大成建設とNCEERとの間で進めている「すべり方式橋梁用免震構法の開発」研究の成果である。共同研究者であるState University of New York at BuffaloのConstantinou教授に謝意を表す。
参考文献)

- 1) 松尾芳郎、原広司、大石昭雄、山下幹夫：宮川橋の設計と施工 一我が国初の免震橋梁一、橋梁と基礎、91-2、pp.15~22、1991年
- 2) 久野雅祥、河村壮一、北沢巧次、長島一郎：すべり支承を用いた免震構法 一その1 構法概要と基本的特性の検討一、大成建設技術研究報、第20号、pp.71~79、1987年

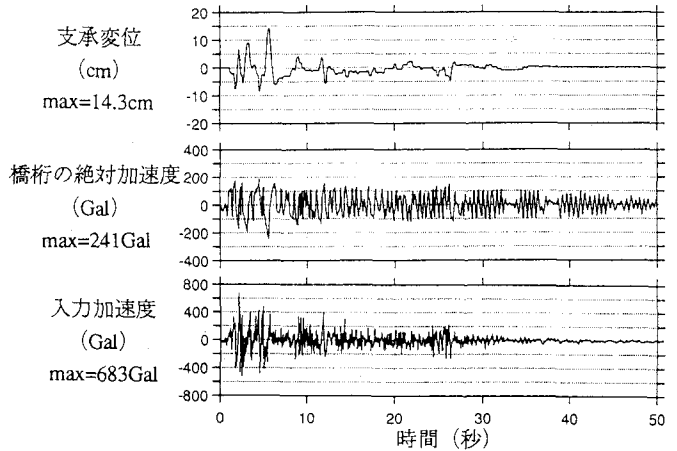


図-6 実地震入力時の応答例
[すべり後の固有周期：2秒、固有周期比 (T_d/T_f) =4、エルセントロ200%入力]

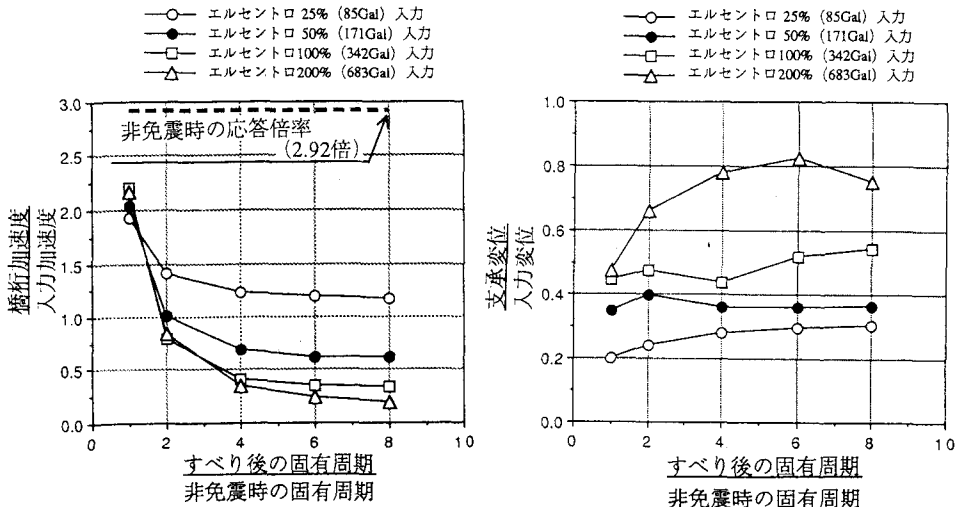


図-7 実地震入力時の免震橋梁の応答特性