

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

岡本 晋¹・深沢泰晴²・藤井俊二³・尾崎大輔⁴

¹正会員 工修 大成建設(株)技術研究所(〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1)

²正会員 工博 山梨大学工学部土木環境工学科(〒400 山梨県甲府市武田4-3-11)

³工博 大成建設(株)技術研究所(〒245 横浜市戸塚区名瀬町344-1)

⁴正会員 工修 大成建設(株)土木設計部(〒163 新宿区西新宿1-25-1)

テフロン板とステンレス板とのすべり現象を利用したすべり方式免震システムを有する橋梁の地震時の応答特性を解析的に検討した。単純桁橋を想定し、様々な摩擦係数やすべり後の固有周期を持った橋梁を対象とした。入力波としては道路橋示方書の参考資料に示された時刻歴応答解析に用いる標準地震入力波などを使用した。動的解析の結果、すべり支承の摩擦係数と水平ばねの剛性を適切に設定することにより、支承変位を抑えながら大きな免震効果が得られることが明らかとなった。また、1例ではあるが本システムを適用した連続桁橋の地震応答解析を実施した。解析の結果、連続桁橋においても本システムが有効であることが明らかとなった。

Key Words : dynamic response analysis, isolation system, bridge, sliding bearing, earthquake

1. はじめに

筆者らは、橋梁用免震システムの1種として、すべり現象にともなう履歴減衰を利用したすべり方式免震システムを提案し、正弦波地動に対する基本振動特性の検討¹⁾や模型振動実験^{2), 3), 4)}を実施した。すべり現象を利用した免震システムは、建築分野では既に実施適用されており^{5), 6)}、実施適用に際して3軸振動台を用いた振動実験⁷⁾や3次元入力に対する応答特性⁸⁾が検討されている。これらのすべり方式免震システムでは上載荷重を支持するとともに、すべり現象が生じるすべり支承と復元力を得るための水平ばねを併用している。また、曲面を持ったすべり面を有するすべり支承(FPS, Friction Pendulum System)を用いることによりすべり支承自体に復元力特性を持たせた免震システムも建物⁹⁾や橋梁¹⁰⁾を対象に開発されている。

これらの研究からすべり方式免震システムを橋梁に適用することの利点として以下の点が明らかとなっている。

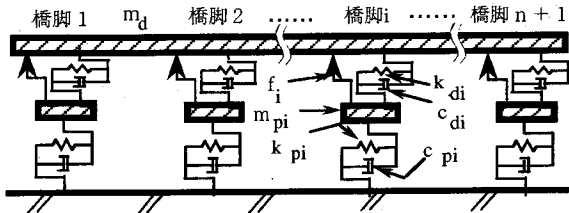
①入力加速度レベルに比べ、ある程度大きな摩擦係数を持ったすべり支承を使用すれば支承変位を抑え

ながら大きな地震力の低減効果を得ることができる。

②すべり支承とともに水平ばねを併用することにより、残留変位を実用上問題ない範囲に抑えることができる。

③正弦波地動に対する応答解析結果によると、橋桁の重量と水平ばねの剛性から算出されるすべり後の固有周期が非免震時の固有周期の2倍から5倍程度となるシステムを使用する場合、すべり変位を抑えながら大きな免震効果が得られる。

これらの点をもとに、さらに実橋梁設計のための知見を得るため、様々な摩擦係数と剛性を持ったすべり方式免震システムを適用した橋梁モデルの地震応答解析を実施し、道路橋示方書に示された標準地震波などを入力した時の応答特性を検討した。本報告では、最初に解析手法について説明し、解析結果を別途実施した模型振動実験結果と比較することによって解析法を検証した。次に、この解析手法を用いて単純桁橋を対象とした、免震装置の特性値の影響や残留変位の発生状況に関するパラメータスタディーについて述べる。最後に5径間連続桁橋を想定し、連続桁橋にすべり方式免震システムを適用した場合の応答特性について報告する。



- m_d : 橋桁の質量
- m_{pi} : 橋脚頭部の質量
- k_{di} : 水平ばねのばね定数
- k_{pi} : 各橋脚のばね定数
- c_{di} : 免震装置の減衰定数
- c_{pi} : 各橋脚の減衰定数
- f_i : すべり支承の復元力特性を表す非線形ばね

図-1 解析モデル

2. 解析方法

(1)解析方法

対象橋梁は、各支点到すべり支承と水平ばねからなるすべり方式免震システムを設置した、図-1に示す多径間（ n 径間）連続桁橋とした。橋軸方向の地震入力に対する応答特性を検討することとし、橋桁は剛体と考え橋脚毎に分割した質点を剛なはりで結んでモデル化した。また、橋脚については保有水平耐力照査用地震力に相当する地震動などが作用した場合の非線形性を考慮する必要性も考えられるが、ここでは橋脚を線形ばねとダッシュポットでモデル化した。免震装置は、すべり支承とゴム製の水平ばねからなっており、すべり支承を表す非線形ばねと、水平ばねを表す線形ばね及びダッシュポットでモデル化した。図-1に示すモデル橋の振動方程式を式(1)と式(2)に示す。

各橋脚の支配方程式

$$m_{pi} (\ddot{z} + \ddot{u}_{pi}) + c_{pi} \dot{u}_{pi} + k_{pi} u_{pi} - c_{di} (\dot{u}_d - \dot{u}_{pi}) - k_{di} (u_d - u_{pi}) - f_i = 0 \quad (i=1, n+1) \quad (1)$$

橋桁の支配方程式

$$m_d (\ddot{z} + \ddot{u}_d) + \sum_{i=1}^{n+1} c_{di} (\dot{u}_d - \dot{u}_{pi}) + \sum_{i=1}^{n+1} k_{di} (u_d - u_{pi}) + \sum_{i=1}^{n+1} f_i = 0 \quad (2)$$

ここに、 u_d 、 u_{pi} : 橋桁および各橋脚の基盤に対する相対変位

z : 地動変位

(\cdot), ($\ddot{\cdot}$) : それぞれ1階と2階の時間微分

$$\mu_{\min} = 6\%, \mu_{\max} = 15\%, \delta = 4.0, a = 0.4$$

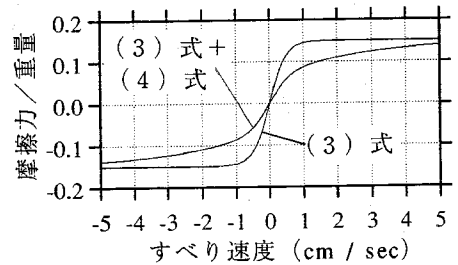


図-2 摩擦力を表す解析モデル

$$\mu_{\min} = 6.5\%, \mu_{\max} = 14\%$$

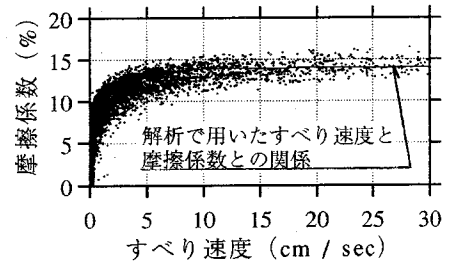


図-3 摩擦係数の速度依存性

を表す

- m_d , m_{pi} : 橋桁および各橋脚の頭部の質量
- c_{pi} : 各橋脚の減衰定数
- k_{pi} : 各橋脚のばね定数
- c_{di} : 各橋脚上の免震装置の減衰定数
- k_{di} : 各橋脚上の水平ばねのばね定数
- f_i : 各橋脚上のすべり支承の反力で式(3)に示す数学モデルで表す¹⁾

$$f_i = \mu_i g m_{di} \frac{1 - e^{-\delta(\dot{u}_d - \dot{u}_{pi})}}{1 + e^{-\delta(\dot{u}_d - \dot{u}_{pi})}} \quad (3)$$

ここに、 m_{di} : 各橋脚上の橋桁の質量

g : 重力加速度

μ_i : 各橋脚上の橋桁と橋脚の間の相対速度の関数として式(4)で表される摩擦係数^{1,2)}

δ : すべり現象を表現するパラメータ
本解析では4.0を使用

$$\mu_i = \mu_{i,\max} - (\mu_{i,\max} - \mu_{i,\min}) \exp(-a(\dot{u}_d - \dot{u}_{pi})) \quad (4)$$

ここに、 $\mu_{i,\max}$, $\mu_{i,\min}$: それぞれすべり速度が速い時と遅い時のすべり支承の摩擦係数

a : 摩擦係数の速度依存性を規定する定数
本解析では0.4を使用

式(3)はすべり現象を単純な関数で表すための数学モデル¹⁾で、今回は δ を4.0とした。したがって、

表-1 振動実験で使用した橋梁模型の特性

橋種	1スパン橋
スパン長さ	4.8m
橋脚高さ	1.4m
橋桁の重量	143kN
橋脚頭部の重量 (1橋脚当たり)	8.8kN
橋脚単独の固有周期	0.096秒 (10.4Hz)
非免震時の固有周期	0.26秒 (3.85Hz)
すべり後の固有周期	1.49秒 (0.67Hz)
低速度時の摩擦係数	6~8% (解析では6.5%)
高速度時の摩擦係数	12~16% (解析では14.0%)

図-2に示すようにすべり速度が1cm/sec以上で摩擦係数が一定値となる。式(4)はすべり支承の摩擦係数の速度依存性を表すためのモデル¹²⁾で、実験結果³⁾に基づいて $\alpha=0.4$ とした。図-2に式(3)と式(4)から評価される摩擦力とすべり速度との関係を併記する。図-3にここで用いたモデルによる摩擦係数の速度依存性の影響を実験結果³⁾の一例と比較して示す。Newmarkの β 法($\beta=1/6$)を用いて式(1)、式(2)の連立方程式を解くことにより、すべり方式免震システムを有する橋梁の地震応答を算出した。

(2)解析方法の検証

単純桁橋を対象として実施した模型振動実験結果³⁾と解析結果を比較することにより、本解析手法の妥当性を検証した。検証に用いた模型振動実験の諸元を表-1に示す。実験では、テフロン板とステンレス板から構成されるすべり支承とゴム製のほぼ線形な水平ばねを併用した。検証に用いたケースはEl Centro波などの著名地震波や道路橋示方書に示された標準地震波などを入力した時の実験結果である。

図-4に道路橋の免震設計法マニュアル(案)¹³⁾で定義された1種地盤の保有水平耐力法に用いる標準地震動の加速度振幅を75%に縮小した地震動(振動台最大加速度:0.279g)を入力した時の、橋桁重量で無次元化した橋脚せん断力、橋桁の振動台に対する相対変位および免震装置の載荷履歴の解析結果を実験結果と比較して示す。解析結果は支承部の載荷履歴、無次元橋脚せん断力および橋桁相対変位いずれについても実験結果と十分な精度で一致している。図-5に各地震波に対する無次元橋脚せん断力と橋桁相対変位の最大値を実験結果と比較して示す。橋脚せん断力は解析結果が概ね実験結果の±10%以内に、橋桁相対変位は概ね±20%以内に収まっている。このことから本解析法はすべり方式免震システムを有する橋梁の地震時の基本的な振動特性を評価

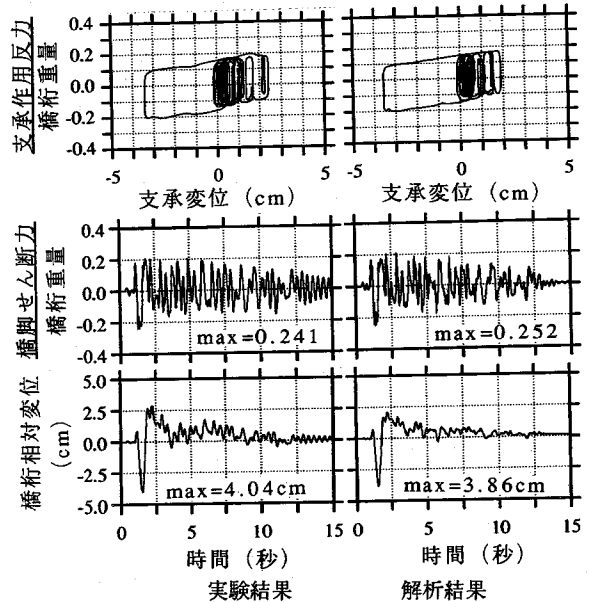


図-4 実験結果と解析結果の比較(1種地盤の保有水平耐力法に用いる地震動75%入力時、最大加速度0.279g)

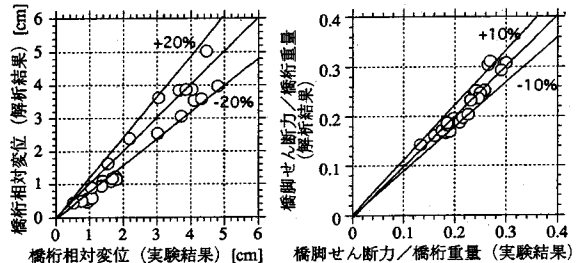


図-5 実験結果と解析結果の比較

するための解析法として十分な精度をもっているものと考えられる。

3. 単純桁橋の応答特性

すべり方式免震システムを橋梁に適用する際、橋梁の規模や地盤特性から決まる振動特性および橋梁の建設地点に到来する地震動の特性を考慮して、摩擦係数と水平ばねの剛性を決定する必要がある。ここでは、摩擦係数のすべり速度依存性の影響を検討した後、すべり支承の摩擦係数と水平ばね剛性、および、対象橋梁の非免震時の固有周期が本システムを有する橋梁の地震時の応答特性に及ぼす影響を検討し、最後に、すべり方式免震システムで最も懸念される残留変位の発生状況について検討した。

(1)摩擦係数のすべり速度依存性の影響

本システムでは、建屋免震システムで実績がある

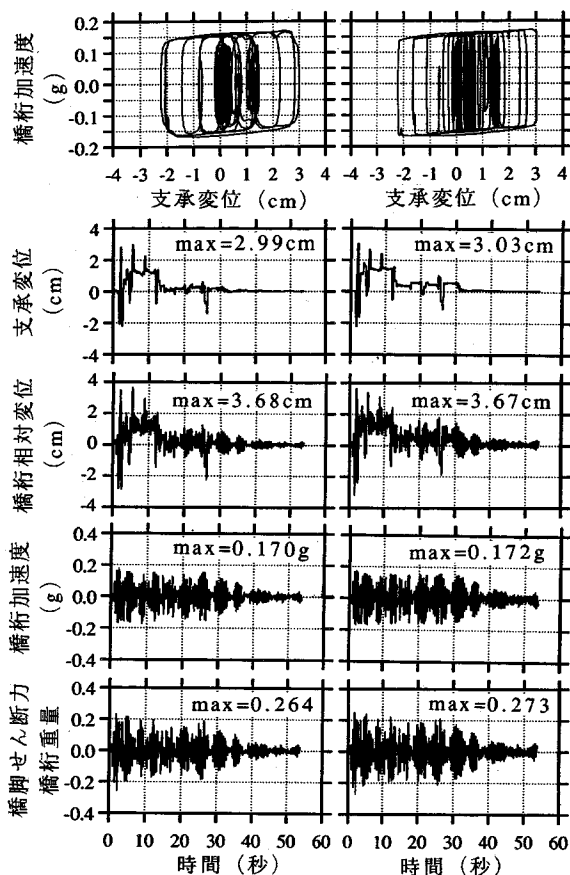
テフロン板とステンレス板との間のすべり現象を利用したすべり支承を利用することを考えている。テフロン板とステンレス板からなるすべり支承の摩擦係数はすべり速度に依存し、図-3に示した様に、すべり速度が大きくなるにつれ大きくなる傾向がある。ここでは、摩擦係数のすべり速度依存性が免震橋梁の応答特性におよぼす影響を検討するため、すべり支承の摩擦係数を式(4)でモデル化し、低すべり速度時で6%、高すべり速度時で15%とした場合と、摩擦係数がすべり速度によらず一定で15%とした場合の解析結果とを比較した。考慮した橋梁および水平ばねの特性値は以下のとおりである。

- ・橋桁重量の橋脚頭部重量に対する比：10：1
 - ・非免震時の橋梁全体系の固有周期：0.5秒
 - ・橋脚および免震装置の減衰定数：ともに5%
 - ・すべり後の固有周期：0.5秒～5.0秒、0.5秒ピッチ
- なお、免震装置の減衰定数5%は、別途実施した模型振動実験時³⁾に実施した要素試験結果(3%～7%)を参考に設定した。

図-6に一例としてすべり後の固有周期を非免震時の橋梁の固有周期(0.5秒)の5倍の2.5秒としたシステムにEl Centro S00E成分100%が入力した時の支承部の載荷履歴、支承変位、橋桁相対変位、橋桁絶対加速度と橋桁重量で無次元化した橋脚せん断力の時刻歴波形を示す。橋桁変位は支承変位に橋脚変位を加えた変位量となっていることがわかる。橋桁重量で無次元化した橋脚せん断力は、橋桁慣性力に橋脚頭部の慣性力が加わるため、橋桁慣性力相当加速度より大きくなっている。支承変位と橋桁加速度の関係を示す載荷履歴は、摩擦係数の速度依存性を考慮すると丸みを帯びてくるが、最大変位や加速度には差が見られない。また、橋梁各部の時刻歴波形には摩擦係数の速度依存性の影響はあまり表れていない。図-7にすべり後の固有周期を0.5秒から5秒まで0.5秒ピッチで変化させた場合の免震橋梁の橋桁変位、支承変位、橋脚変位、橋脚加速度、橋桁加速度および橋桁重量で無次元化した橋脚せん断力の最大値を、摩擦係数の速度依存性を考慮する場合と考慮しない場合で比較して示す。摩擦係数の速度依存性を考慮すると橋脚加速度に若干相違が見られるものの、免震橋梁の設計上重要となる橋脚せん断力や支承変位には大きな差がなく、摩擦係数の速度依存性の影響は大きくないと考えられる。なお、以下の解析では摩擦係数のすべり速度依存性を考慮している。

(2)摩擦係数およびすべり後の固有周期の影響

すべり方式免震システムの免震効果を規定する特



(a)速度依存性考慮 (b)速度依存性考慮せず

図-6 摩擦係数の速度依存性の影響 (摩擦係数：15%、すべり後の固有周期：2.5秒のケース)

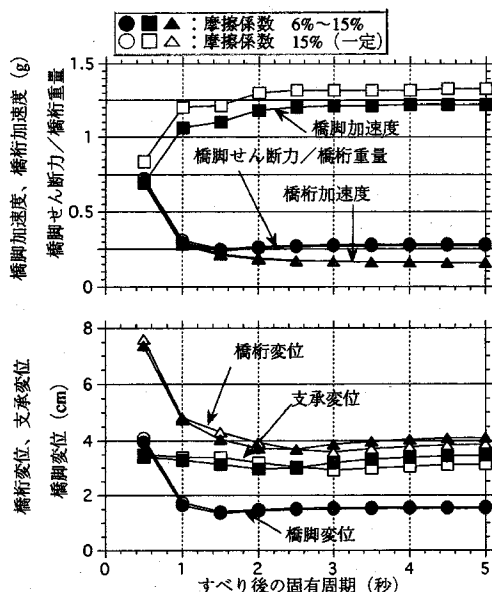


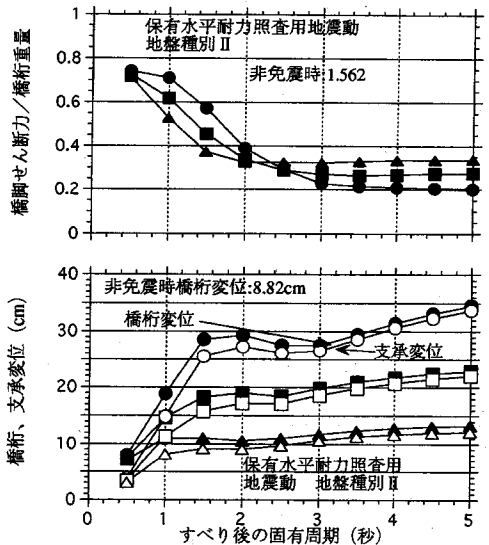
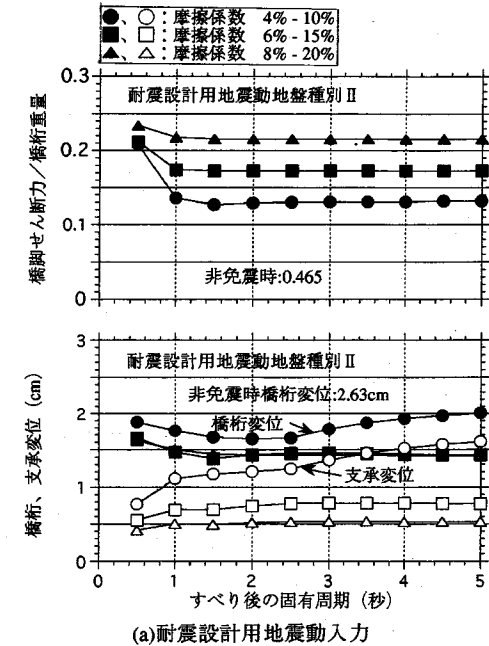
図-7 摩擦係数の速度依存性の影響

性値として、すべり支承の摩擦係数と水平ばねの剛性があげられる。そこで、摩擦係数とばね剛性の異なる免震システムを適用した橋梁を対象とした動的応答解析を実施し、すべり方式免震システムの特徴を明らかにした。

非免震時の固有周期が0.5秒の橋梁に、道路橋示方書で定義された2種地盤の動的解析用の標準地震動（以下、本文中では耐震設計用地震動と称す）と免震設計法マニュアル（案）で定義された2種地盤の保有水平耐力法で用いる動的解析用の標準地震動（以下、本文中では保有水平耐力照査用地震動と称す）を入力した。すべり支承の摩擦係数は、すべり速度依存性を考慮して4 - 10%、6 - 15%、8 - 20%と変化させ、水平ばねの剛性をすべり後の固有周期が0.5秒から5秒まで0.5秒毎に変化するシステムを対象とした応答解析を行った。図-8に橋脚無次元せん断力、橋桁変位および支承変位の最大値を示す。他のパラメータは(1)で検討した場合と同様である。

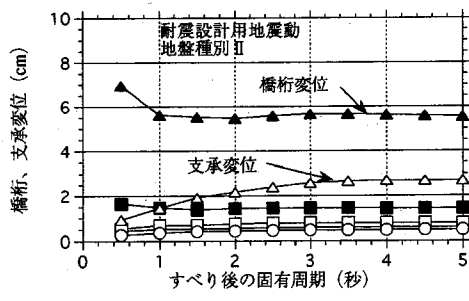
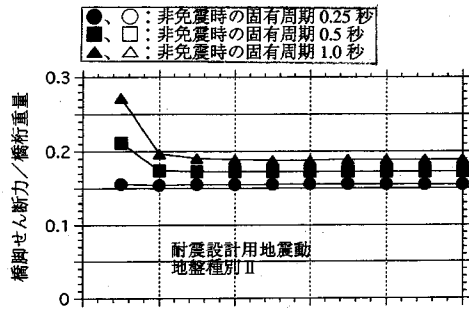
耐震設計用地震動入力時は免震システムの周期が2秒を越えると橋桁加速度および支承変位や橋桁変位がほぼ一定となり、これ以上周期を長くしても免震効果が大きくはならない。すべり後の固有周期によらず、摩擦係数が大きくなると橋脚せん断力は大きくなるが支承変位や橋脚変位は逆に小さくなる。橋桁重量で無次元化した橋脚のせん断力は最も大きい場合で橋桁重量の0.23倍であり、非免震時に生じる設計震度0.47の1/2程度となる。また、橋桁変位は摩擦係数が小さく4 - 10%の時でも2cm程度であり、非免震時の橋桁変位よりも小さく、耐震設計用地震動入力時の橋桁変位としては十分小さな値である。

保有水平耐力照査用地震動入力時は、すべり後の固有周期が0.5秒と非免震時の固有周期と等しい場合でも橋脚せん断力が非免震時の橋脚せん断力の1/2程度と小さくなる。すべり後の固有周期が2秒以下の領域で橋桁変位や支承変位ばかりでなく、橋脚せん断力も摩擦係数が大きい場合に小さくなる。このことは、摩擦係数が大きいことにより履歴減衰が大きくなる影響であると考えられる。したがって、すべり後の固有周期を2秒程度以下に設定する場合、大きな摩擦係数のすべり材を使用することが有効であることがわかる。また、すべり後の固有周期が3秒を越えて長くなると、すべり後の固有周期と等しい周期帯域の入力波の加速度応答スペクトルが低下するにも拘らず、橋脚せん断力の変化が少なく、橋桁変位や支承変位だけが增加している。このことから、支承変位を制限しながら大きな免震効果を得るためには、非免震時の固有周期と入力波の周期特性に関連した適切なすべり後の固有周期があり、これ

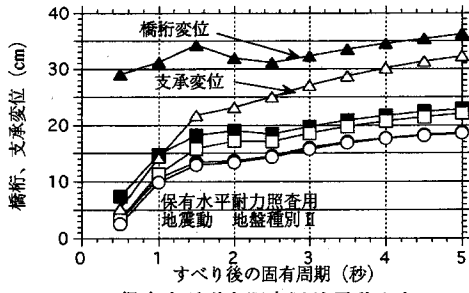
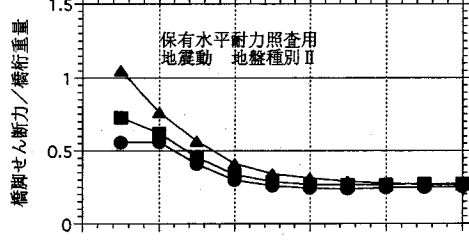


(a)耐震設計用地震動入力
(b)保有水平耐力照査用地震動入力
図-8 摩擦係数の影響の検討

に対応して水平ばねの剛性を決定する必要があることがわかる。なお、支承変位や橋桁変位は摩擦係数が最も小さい4 - 10%の場合、すべり後の固有周期が1.5秒以上で25~35cmに達している。また、摩擦係数が最も大きい8 - 20%の場合はすべり後の固有周期が長くても支承変位や橋桁変位は15cm以下に収まっている。



(a)耐震設計用地震動入力



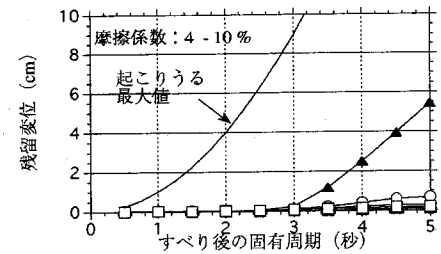
(b)保有水平耐力照査用地震動入力

図-9 非免震時の固有周期の影響の検討

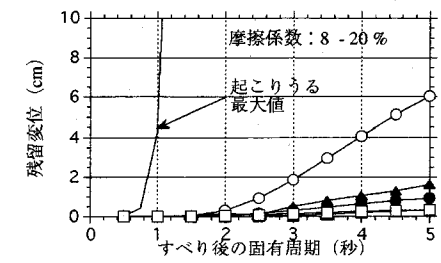
(3)橋脚の固有周期の影響

非免震時の橋梁の固有周期をそれぞれ0.25秒、0.5秒および1.0秒と変化させた橋梁を対象として、すべり方式免震システムを適用した時の応答特性を検討した。摩擦係数はすべり速度依存性を考慮して低すべり速度時で6%、高すべり速度時で15%とし、水平ばねの剛性をすべり後の固有周期が0.5秒から5秒までの範囲で0.5秒毎となるように変化させた。2種地盤の耐震設計用地震動と保有水平耐力照査用

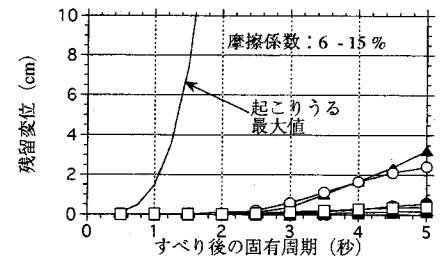
- : El Centro S00E 成分
- : Mexico N90W 成分
- ▲ : Pacoima S16E 成分
- : Pacoima S74W 成分
- : Taft N21E 成分



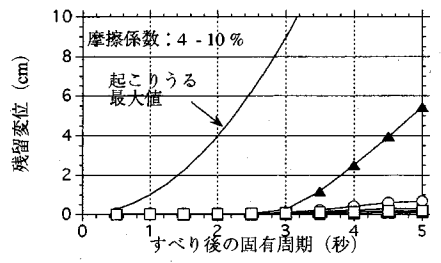
(a)非免震時の固有周期：0.25秒



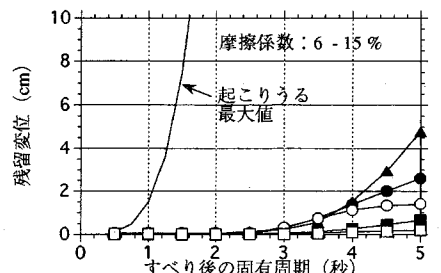
(b)非免震時の固有周期：0.5秒



(c)非免震時の固有周期：0.5秒



(d)非免震時の固有周期：0.5秒



(e)非免震時の固有周期：1.0秒

図-10 残留変位の発生状況

震動が作用した時の橋脚無次元せん断力、橋桁変位および支承変位の最大値を図-9に示す。

非免震時の固有周期が長くなると橋桁の応答加速度が大きくなり、免震効果が低下するとともに橋桁変位や支承変位が大きくなる。このことからすべり方式免震システムは、非免震時の固有周期が短い橋梁に適用するほうが橋桁変位や支承変位が小さく、かつ、橋脚せん断力を低減でき、大きな免震効果が得られることがわかる。

(4)残留変位

すべり支承を用いた免震装置を使用する場合、地震終了時の残留変位が問題となる可能性がある。ここでは、実地震記録の中からEl Centro S00E成分 (M=6.7, 1940年5月18日, Imperial Valley 地震¹⁴⁾), Mexico N90W成分 (M=7.0[実体波マグニチュード], 1985年9月19日, Mexico 地震¹⁵⁾), Pacoima S16E成分, Pacoima S74W成分 (M=6.6, 1985年9月19日, San Fernando 地震¹⁶⁾), Taft N21E成分 (M=7.7, 1952年7月21日, Kern County 地震¹⁴⁾)を選び、これらの地震波がすべり方式免震システムを有する橋梁に作用した時の残留変位の発生状況を検討した。

これまでの検討で使用した耐震設計用地震動や保有水平耐力照査用地震動は、そのスペクトル振幅を与えられた加速度応答スペクトルと等しくなるように作成し、包絡線の調整はなされていない。そのため、実地震動と異なって波形の後半で振幅が減少しておらず、残留変位の評価には必ずしも適切ではないと考えられる。このため、残留変位の評価に際しては上記の実地震記録を利用することとした。

ここに示した残留変位の解析結果の精度は、応答最大値の解析精度ほど良くはないが、すべり方式システムを適用した橋梁の残留変位の基本的な発生状況は解析できると考えている。

地震終了時の残留変位の生じうる最大値は、すべり発生前の剛性を十分剛と考えると、地震終了時に摩擦力がすべり後の復元力となる水平ばねの反力と等しくなる条件から式(5)で推定される。

$$\begin{aligned} u_{d,residual,max} &= \mu \min m_d g / k_d \\ &= \mu \min g T_d^2 / (4\pi^2) \end{aligned} \quad (5)$$

ここに、 $u_{d,residual,max}$: 地震終了時の残留変位
 $\mu \min$: 低速度時の摩擦係数
 k_d : 水平ばねのばね定数
 T_d : すべり後の固有周期

図-10に様々な特性値を持った免震システムにおける残留変位の発生状況を示す。残留変位の最大値はPacoima波入力時に大きくなる。Pacoima波で残留変位が大きくなることは別途実施した模型振動実

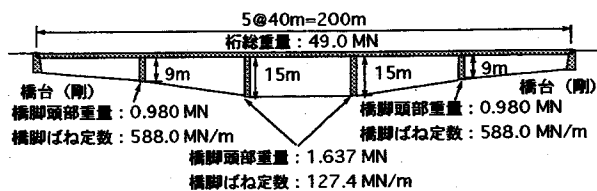


図-11 解析モデル

験³⁾でも見られる。このことは、Pacoima波入力時に最大加速度発生直後に振幅が急激に小さくなることによって生じるものと考えられる。Pacoima波を除くと摩擦係数によらず残留変位はあまり小さくなく、最大でも3cm程度であり、実橋梁への適用においては大きな問題とはならないと考えられる。また、実地震時の残留変位は式(5)で示される考える最大残留変位に比べて著しく小さくなっている。同様の傾向は別途実施した模型振動実験結果³⁾からも得られている。

4. 連続桁橋の応答特性

(1)解析方法

谷地形を跨ぐ図-11に示す仮想の連続桁橋にすべり方式免震システムを適用した場合を考え、その地震応答特性を検討した。対象橋梁は40mスパン5径間で、両端を橋台とし高さの異なる橋脚で支持された連続桁橋を対象とした。この橋梁では各橋脚の死荷重反力を等しいものと考えたため各橋脚の断面は等しくし、水平剛性は道路橋の免震設計法マニュアル(案)¹³⁾の試設計で用いられている橋梁を参考にして設定した。なお、本橋脚モデルにおいて各橋脚上で剛結、橋台上でフリーとした時の橋梁全体系の卓越周期は0.371秒となる。

すべり支承の低すべり速度時の摩擦係数を6%、高すべり速度時の摩擦係数を15%とし、すべり後の固有周期を0.25秒から2.5秒まで0.25秒ピッチで変化させたシステムを適用した橋梁に、2種地盤の耐震設計用地震動と保有水平耐力照査用地震動が入力した場合の応答解析を行った。また、3. (4)残留変位の項で使用した5種類の実地震波を入力した時の残留変位の発生状況を併せて検討した。

(2)解析結果

図-12に解析の結果得られた橋梁各部の変位、加速度および橋脚せん断力の最大値を示す。耐震設計用地震動入力時は、橋桁加速度はすべり後の固有周期が1秒程度までは徐々に低下するが、1秒以上ではほぼ一定となる。同様の傾向は橋台や側径間側の橋脚

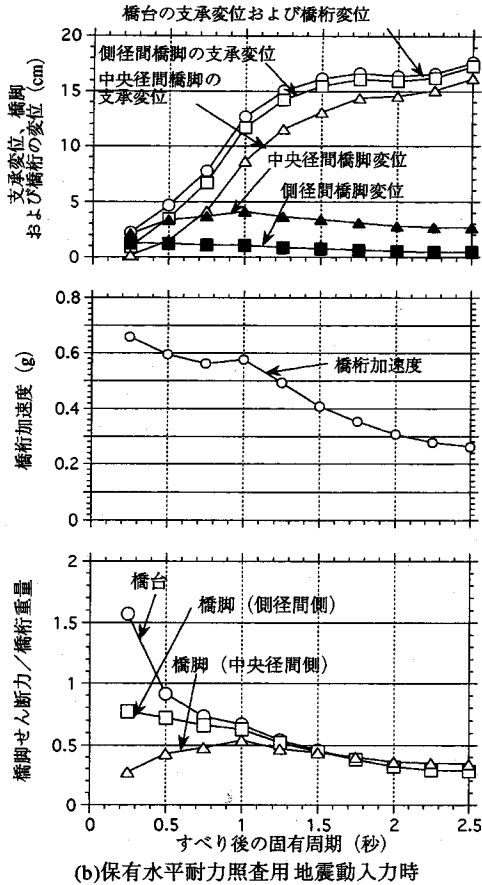
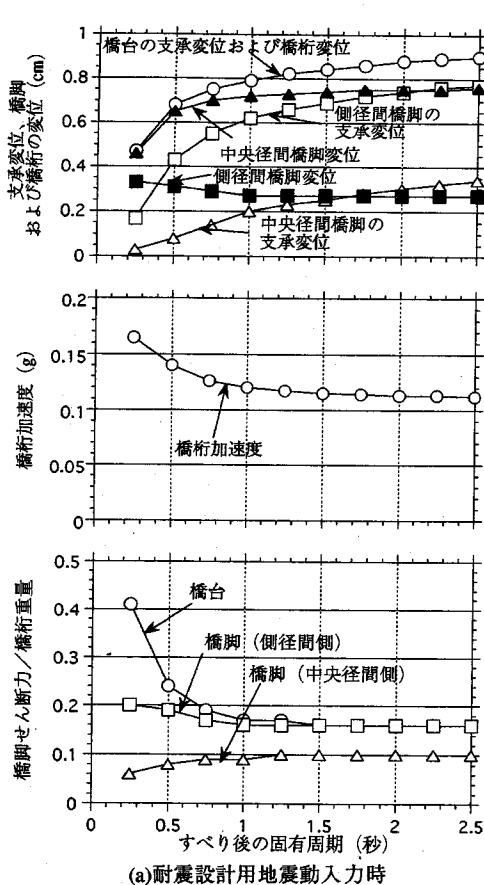


図-12 解析結果

に生ずるせん断力にも見られるが中央径間側の橋脚に生ずるせん断力はすべり後の固有周期が1秒まで伸びるにつれ若干増加し、以後ほぼ一定となる。

すべり後の固有周期1秒以上の領域における橋脚の無次元せん断力は中央径間側の橋脚がほぼ0.10で小さく、側径間側橋脚と橋台の無次元せん断力はほぼ0.16で中央径間側の無次元せん断力より大きかった。中央径間側では支承部のすべり速度が遅い(0.7cm/sec~0.9cm/sec)ため摩擦力が小さくなり、側径間側ではすべり速度が比較的速い(5.9cm/sec~6.5cm/sec)ため高すべり速度に対応した比較的大きな摩擦力が作用している。

支承変位は側径間側が中央径間側より大きく橋台上の支承変位が最も大きかった。しかし、橋脚頭部の変位は橋脚の剛性が小さいため、中央径間側の橋脚部で大きくなっている。

保有水平耐力照査用地震動入力時は、解析を実施したすべり後の固有周期が2.5秒までのシステムではすべり後の固有周期が長くなるにしたがい橋桁加

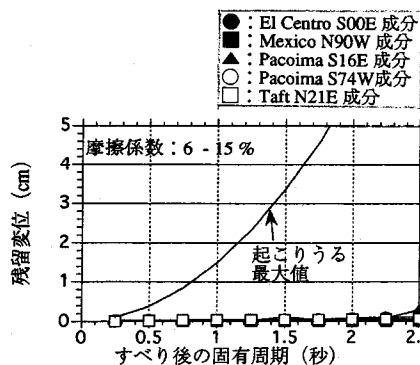


図-13 連続桁橋の残留変位の発生状況

速度が低下し、これに伴って橋台と側径間側の橋脚に作用するせん断力が減少しており免震効果が増大している。中央径間側の橋脚に作用するせん断力はすべり後の固有周期が1秒までは増加するものの、1秒を越えると徐々に減少しはじめ、橋台や側径間側のせん断力とはほぼ等しいせん断力が作用する。これは1秒を越えると中央径間上の支承におけるすべり

速度が速くなり、橋台や側径間側と同じく高すべり速度に対応した摩擦力が作用するためである。したがって、作用反力をほぼ均等に各橋脚に分担するためには、各橋脚ですべり速度が速くなり高すべり速度領域となるように、水平ばねの剛性を設定する必要がある。支承変位はすべり後の固有周期が長くなるにつれ増大しているもののすべり後の固有周期を2.5秒まで長くしても20cm以下に収まっており、保有水平耐力照査用地震動入力時の支承変位として十分許容できる範囲であると考えられる。

図-11に示した連続桁橋にEl Centro S00E成分、Mexico N90W成分、Pacoima S16E成分、Pacoima S74W成分およびTaft S16E成分が入力した時の支承部の残留変位の発生状況を図-13に示す。図には各ケースに対して生じた橋台、側径間側橋脚および中央径間側橋脚の残留変位のうちの最大値を示してある。ここでは、すべり後の固有周期が2.5秒までと比較的短いケースについて検討しているため、残留変位は0.5cm以下となり問題とはならない。なお、この値は図-10に示した単純桁橋に対する残留変位のすべり後の固有周期2.5秒までの解析結果と大差ない。

以上、連続桁橋の地震応答解析結果から、高速度領域で15%の摩擦係数を持つすべり支承を使用する場合、すべり後の固有周期を非免震時の固有周期(0.371秒)の約5.4倍の2秒程度に設定することにより、耐震設計用地震動入力時には橋桁変位を1cm以下に抑えながら、橋台、橋脚に生ずるせん断力を橋桁重量の20%以下とすることができ、さらに保有水平耐力照査用地震動入力時には、橋台、橋脚に生ずるせん断力が橋桁重量の30~40%以下で支承変位を20cm程度に抑えること可能となることがわかった。すべり後の固有周期をこれ以上短くすると、耐震設計用地震動入力時の橋脚せん断力に対する影響は少ないものの、保有水平耐力照査用地震動入力時には橋脚せん断力が増加してしまう。また、すべり後の固有周期をこれ以上長くしても、保有水平耐力照査用地震動入力時に生ずる橋脚せん断力があまり減少せず、支承変位がより大きくなる傾向がある。また、前章に示した結果も考慮すると、すべり後の固有周期をあまり長くすると残留変位が大きくなることも考えられ、ここで想定した連続桁橋についてはすべり後の固有周期を2秒程度に設定することが適切であると考えられる。

4. まとめ

応答解析により、すべり支承と水平ばねから構成

されるすべり方式免震システムを適用した橋梁の地震時の応答特性を検討した。対象橋梁は単純桁橋と連続桁橋とし、橋梁の非免震時の固有周期や免震装置の復元力ばねは実構造物で想定される範囲に設定している。これらの地震応答解析の結果、以下の知見が得られた。

- (1) 模型振動実験結果との比較により、ここで用いた解析手法の妥当性が検証された。
- (2) テフロン板とステンレス板の間のすべり現象を用いたすべり支承を利用することを想定して、摩擦係数の速度依存性の応答結果に対する影響を調べたが、摩擦係数の速度依存性の有無による顕著な差は生じなかった。
- (3) 一般に、大きな摩擦係数を持ったすべり支承を使用すると摩擦係数が小さい場合に比べて支承変位は小さくなる反面、橋脚せん断力は大きくなる。しかし、すべり後の固有周期を非免震時の固有周期(0.5秒)の4倍(2.0秒)以下とすれば、保有水平耐力照査用地震動入力時に大きな履歴減衰の影響で支承変位とともに橋脚せん断力も摩擦係数が小さい場合よりも低減できる。実際にすべり方式免震システムを橋梁に適用する場合は、このような利点が存在することを十分考慮して適切な摩擦係数とすべり後の固有周期を選ぶことが重要となる。
- (4) 免震化する橋梁の非免震時の固有周期が長い場合、短い場合に比べて橋脚せん断力や支承変位が大きくなる。したがって、非免震時の固有周期が長い橋梁にすべり方式免震システムを導入する場合は、詳細な検討が必要となる。
- (5) 実地震波入力時の残留変位の発生状況を試算した結果、すべり後の固有周期が3秒以上となる比較的柔らかい水平ばねを使用する場合、やや特殊な地震波であるPacoima波入力時に残留変位が大きくなる傾向があるが、他の地震動が入力した場合は残留変位は概ね3cm以下となった。残留変位の正確な評価は、入力地震動の不確定性の影響もあり難しい問題であるが、すべり方式システムの実用化へ向けて、さらに検討していく必要がある。
- (6) 一例ではあるが、すべり方式免震システムを適用した5径間連続桁橋の地震応答解析を実施した。解析結果から、耐震設計用地震動入力時には非免震時の固有周期の5倍程度のすべり後の固有周期を用いれば、橋脚せん断力が橋桁重量の20%以下に、保有水平耐力照査用地震動入力時には橋桁重量の30~40%程度になり十分な免震効果が得られることがわかった。なお、保有水平耐力照査用地震動入力時の支承変位は20cm程度以下で、この値は十分許容できる範囲にあると考えられる。

今後、橋脚の非線形性がすべり方式免震システムを有する橋梁に及ぼす影響を調べていく予定である。

なお、本文で解析手法の検証に用いた模型振動実験は、NCEER（アメリカ地震工学研究センター）において実施したものである。共同研究者であるニューヨーク州立大学バッファロー校の Constantinou 教授に謝意を表す。

参考文献

- 1) 岡本晋, 深沢泰晴: すべり方式免震システムを有する橋梁の正弦波地動に対する応答特性, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp.1009-1017, 1994年3月.
- 2) Okamoto, S. et al. : Shake table test of a model bridge with sliding isolation system, *The 2nd U.S.-Japan workshop on earthquake protective systems for bridges*, pp.89-112, 1992年12月.
- 3) 岡本晋, 藤井俊二 ほか: すべり方式免震システムを有する橋梁の動特性に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.507/ I - 30, pp167-177, 1995年1月.
- 4) Feng, M.Q and Okamoto, S. : Shaking table tests on base-isolated bridge with sliding system, *Proceeding of the 3rd U.S.-Japan workshop on earthquake protective systems for bridges*, pp.2-23-2-37, NCEER-94-0009, 1994.
- 5) Kawamura, S. et al. : Study on a sliding-type base isolation system -System composition and element properties -, *Proc. of 9WCEE*, pp.735-740, 1988.8.
- 6) Constantinou, M.C. et al. : Experimental and theoretical study of a combined sliding disc bearing and helical steel spring isolation system, *NCEER-90-0019*, 1990.10.
- 7) Hisano, M. et al. : Study on a sliding-type base isolation system -Tri-axial shaking table test and its simulation -, *Proc. of 9WCEE*, pp.741-746, 1988.8.
- 8) Nagashima, I. et al. : Study on a sliding-type base isolation system -Multi-dimensional response analysis -, *Proc. of 9WCEE*, pp.747-752, 1988.8.
- 9) Mokha, A.S. et al. : Experimental study and theoretical prediction of a earthquake response of a sliding isolation system with a spherical surface, *NCEER-90-0020*, 1990.10.
- 10) Constantinou, M.C. et al. : NCEER-Taipei corporation research program on sliding seismic isolation systems for bridges : Experimental and analytical study of a friction pendulum system (FPS), *NCEER-93-0020*, 1993.11.
- 11) Feng, M.Q., Shinozuka, M. et al. : A hybrid sliding isolation system for bridges, *Proceeding of the 1st U.S.-Japan workshop on earthquake protective systems for bridges*, pp323-336, *NCEER-92-0004*, 1992.
- 12) Mokha, A., Constantinou, M.C. et al. : Teflon bearings in aseismic base isolation : Experimental studies and mathematical modeling, *NCEER-88-0038*, 1988.12.
- 13) 建設省: 道路橋の免震設計法マニュアル(案), (財)土木研究センター, 1992年12月.
- 14) Okamoto, Shunzo: Introduction to earthquake engineering, 東京大学出版会, pp.137-138, 1973年.
- 15) 日本建築学会: 1985年メキシコ地震災害調査報告, p.48.
- 16) 土木学会: 動的解析と耐震設計 第3巻 エネルギー施設, 技報堂, pp.16-17, 1989年.

(1994.7.11 受付)

DYNAMIC BEHAVIOR OF A BRIDGE WITH SLIDING TYPE BASE ISOLATION SYSTEM DURING EARTHQUAKE

Susumu OKAMOTO, Yasuharu FUKASAWA, Shunji FUJII and Daisuke OZAKI

The dynamic behavior of the base isolated bridge with the sliding system composed of the sliding bearings and the restoring force devices is studied by using the dynamic response analysis. For the simple supported bridge model, the influences of the friction coefficient, the stiffness during sliding of the isolation system and the predominant period of the bridge are analyzed. Artificial motions for the design of bridges are used in the analysis. As the results of the analyses, the effect of these parameters on the response have been clarified. The sufficient isolation capability as well as the suppression of the excessive displacement can be achieved by selecting appropriate design parameters. One example of the analysis for the continuous bridge with the sliding isolation system is carried out. The effectiveness of the sliding type isolation system for the continuous bridges is confirmed.