

◆ 報 文 ◆

すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する
免震橋梁の地震時応答特性

岡田太賀雄* 遠藤和男** 運上茂樹***

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、積層ゴム系の免震支承を用いて橋梁の長周期化と高減衰化により地震力の低減と耐震性の向上を図る免震構造が一般的に採用されるようになってきたが、地盤条件・橋梁の構造条件等により適用範囲が限定されること、免震支承のサイズが大きくなりやすく割高になりやすいこと、また、相対的に大きな支承変位を確保するために伸縮装置など桁端部の変位対策が必要となること等から橋全体としてのコスト縮減までに至らない場合がある。

そこで、コスト縮減を目的とした新たな免震構造として、鉛直荷重を受け持つすべり摩擦型の支承と地震時の水平力を受け持つゴム支承（ゴムバッファ）を組み合わせた機能分離型の支承構造が採用される事例が増えてきている。この支承構造の場合、ゴムバッファは鉛直荷重を支える必要がなくなり、設計の自由度が増すためである。さらに、従来可動支承として用いられてきたすべり系支承について、摩擦減衰力として地震時においても見込むことで、応答値を抑えることができると考えられる。摩擦減衰性能や地震力遮断などの効果を期待し、この支承構造を用いた免震設計法を著者らは検討しているところである¹⁾。

本稿は、このようなすべり系支承を用いた免震橋梁の地震時応答特性を把握することを目的とし、一般的な高架橋を基本モデルとして、橋梁の周期特性（ゴムバッファ剛性）・すべり支承の摩擦係数・橋脚の降伏耐力比（橋脚の地震時保有水平耐力/地震時保有水平耐力法に用いる等価重量）をパラメータとし動的解析を行い、これらのパラメータが橋梁の地震時応答に及ぼす影響について検討を行った結果について報告するものである。

2. 解析概要

解析対象とした橋梁は文献²⁾を参考に図-1に示すような5径間連続鋼I桁橋についてすべり系支承とゴムバッファを用いて橋軸方向に免震化させた橋梁である。解析上のモデル化として図-2に示すように上部構造と橋脚を多質点系梁ばねモデルに置換した。すべり免震支承部については、すべり系支承とゴムバッファをそれぞれ個別にモデル化した。

減衰マトリクス [C] については図-3のフローに従い作成した³⁾。動的解析ソフトでRayleigh減衰を作成する場合、各部材の初期剛性を用いた減衰マトリクスとなる場合がある。しかし、実際に振動する際のすべり支承剛性は2次剛性 K_2 であり、初期剛性 K_1 は数値解析上十分大きな「剛」と

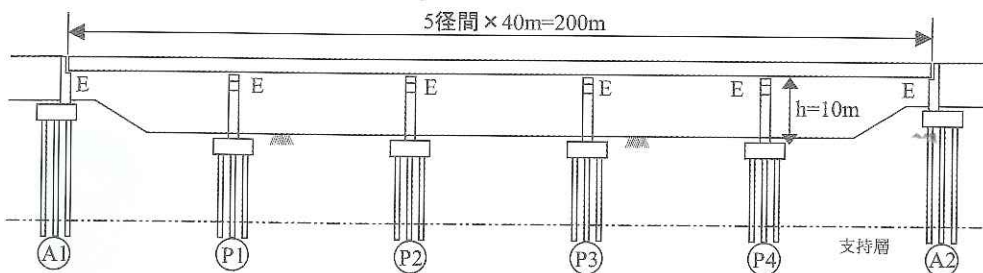


図-1 対象橋梁の一般図

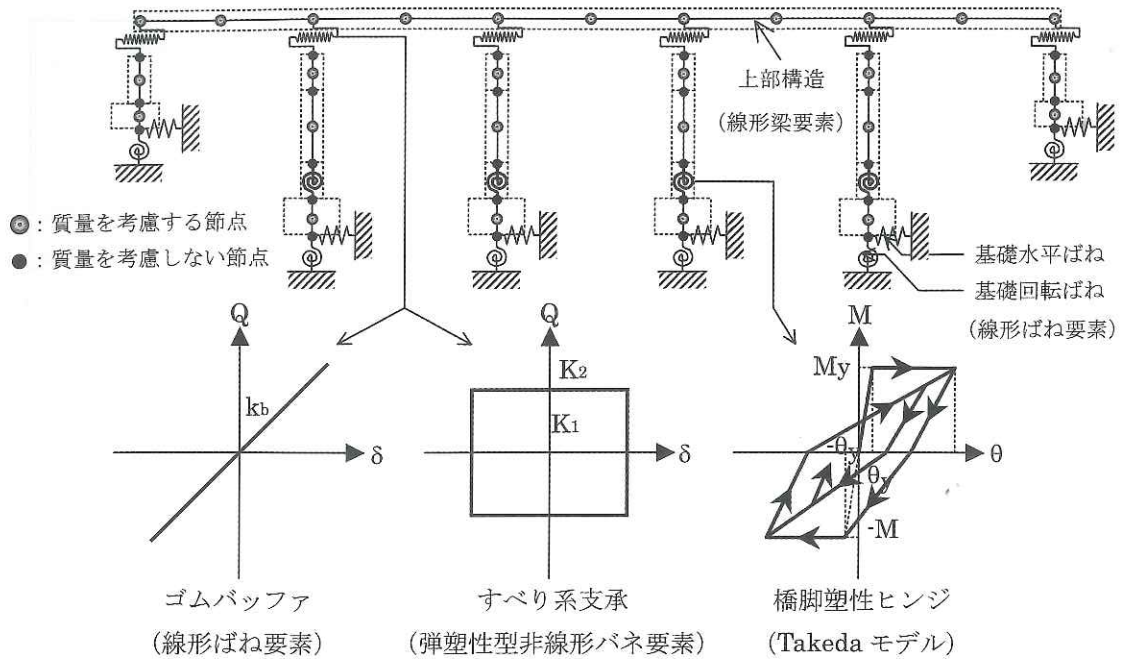


図-2 対象橋梁の解析モデル

みなせる値を与えている。このような非常に初期剛性が大きく、非線形性の強い復元力モデルでは、粘性減衰について過大に見込まないように注意する必要がある⁴⁾。図-3のフローに従い減衰マトリクスを作成することで、初期剛性の影響に起因する減衰効果が過度に与えられてしまうことを避けることができる。ここでは積分時間間隔を1/1000秒とし試算結果を踏まえてすべり支承剛性について $K_1 = 10^7 \text{kN/m}$ 、 $K_2 = 1 \text{kN/m}$ とした。

減衰定数については、橋脚（塑性ヒンジ部）2%、橋脚（塑性ヒンジ以外）5%、ゴムバッファ2%、上部構造2%、地盤基礎20%とした。

基本モデルとして、橋脚の降伏耐力比 $P_y/W = 0.6$ 、橋梁全体の固有周期を1.0秒、すべり支承についてはPTFE（テフロン）とSUS（ステンレス）の使用を想定し摩擦係数を0.1と設定した。すべり支承の摩擦係数については一般的に面圧・速度に対する依存性を持つことが確認されており摩擦係数のモデル化も提案されている^{5), 6)}。解析的にこの依存性が及ぼす影響を考慮した多くの検討が行われており^{例えば7)}、応答値に大きな影響は与えないことが明らかにされているため、依存性については考慮せず一定値を用いることとした。加振方向は橋軸方向とし、入力地震動については振幅調

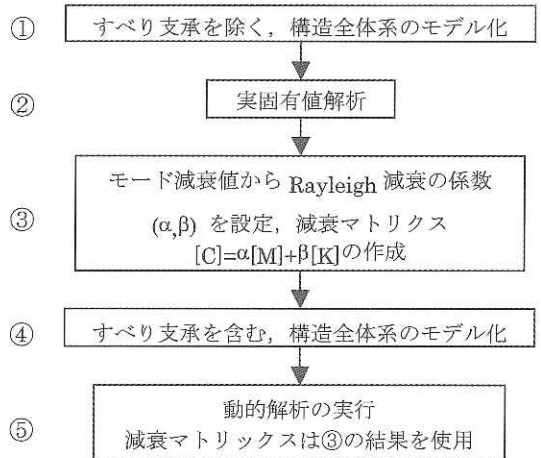


図-3 Rayleigh減衰による [C] 作成方法

整された道路橋示方書⁸⁾の標準波（Ⅱ種地盤、レベル2地震動タイプⅠ・Ⅱ）計6波を用いることとし、桁の応答変位や応答加速度についてP1橋脚に関する結果を地震動のタイプ別に3波平均値を用いて評価することとした。

3. 解析結果

3.1 橋梁の周期特性の違いによる影響

基本モデルを対象にゴムバッファの剛性を変化

させ、橋梁の固有周期による応答の違いに着目し、基本応答特性を把握する。橋梁の固有周期が $T = 0.8, 1.0, 1.5, 2.0\text{sec}$ となるように設定した。ただし、2自由度系に簡略化したモデルで固有周期を算定しゴムバッファの剛性を設定したので実際には $T = 0.86, 1.10, 1.60, 2.17\text{sec}$ である。

図-4に橋梁の各固有周期での桁及びすべり支承の応答変位を示す。どちらの地震動においても固有周期が大きくなるに従い変位が大きくなり1.5秒あたりでピークを迎え頭打ちの傾向がみられる。

図-5に橋梁1次固有周期と橋脚の応答塑性率との関係を示す。タイプI地震動についてはどの固有周期も応答塑性率が1以下となった。しかし、タイプII地震動については短周期側で塑性化が進行する。ただし、固有周期が2秒にまで大きくなると応答塑性率が1以下となった。

図-6に橋梁の固有周期と桁及び橋脚天端の応答加速度との関係を示す。固有周期が短い場合、桁と橋脚天端の応答加速度はあまり変わらないものの、長周期化させることで桁の応答加速度が大きく低減されていることがわかる。

3.2 摩擦係数の違いによる影響

前述したようにすべり支承としてPTFEとSUSの組み合わせを想定し、摩擦係数 $\mu = 0.1$ を基本モデルとして用いることとしたが、すべり摩擦による減衰性能を期待した設計を行う場合、摩擦係数が大きなものを用いることが考えられる。一方で、橋脚に伝わる摩擦力が大きくなる。橋脚に伝わる摩擦力を低減するためには摩擦係数は小さいほうがよいと考えられる。そこで、PTFEとSUSの組み合わせ以外の材料を用いた場合を想定して摩擦係数について $\mu = 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ と変化させ、摩擦係数の違いが橋梁の地震時応答にどのような影響を与えるのか検討を行った。また、 $\mu = 0$ についても同様に解析を行った。これはすべり摩擦特性を考慮しないモデル（ゴム支承のみ）を想定し、これと他ケースの比較により摩擦減衰効果について検討するためである。そのため、ゴムバッファの剛性を変化させ、橋梁の固有周期による違いについても検討を行う。

図-7にタイプI地震動、図-8にタイプII地震動での、各摩擦係数における桁の最大応答変位及びすべり支承の最大応答変位を示す。どちらの地震動においても摩擦係数 $\mu = 0$ と比べると、固有

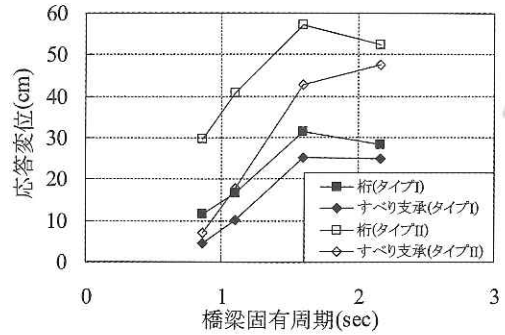


図-4 桁及びすべり支承の応答変位

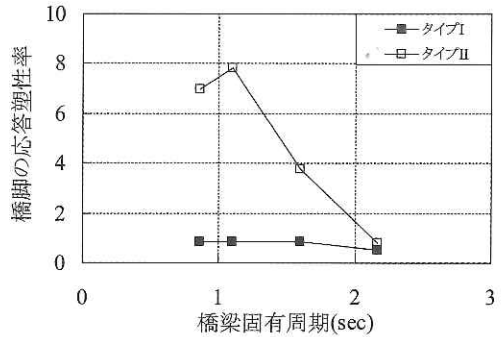


図-5 橋脚の応答塑性率

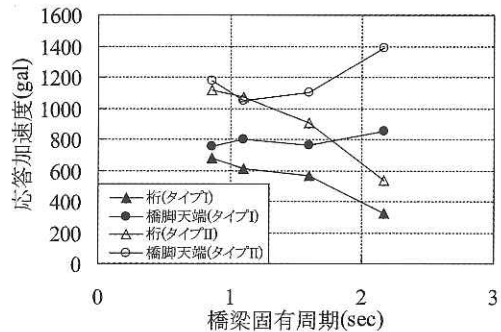


図-6 桁及び橋脚天端の応答加速度

周期にかかわらず、摩擦係数が大きくなるにつれて顕著にどちらの応答値も小さくなる傾向がみられ、摩擦減衰効果が確認できる。先述したように固有周期が長くなると応答変位も大きくなるが、その傾向は摩擦係数が小さい場合に顕著であり、摩擦係数が大きくなるとその差は小さくなる。

図-9にタイプI地震動、図-10にタイプII地震動での、各摩擦係数における橋脚の応答塑性率及び桁の応答加速度を示す。どちらの地震動におい

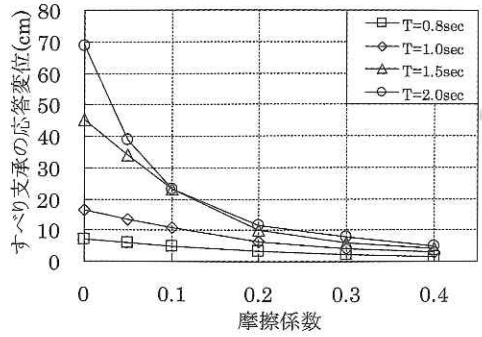
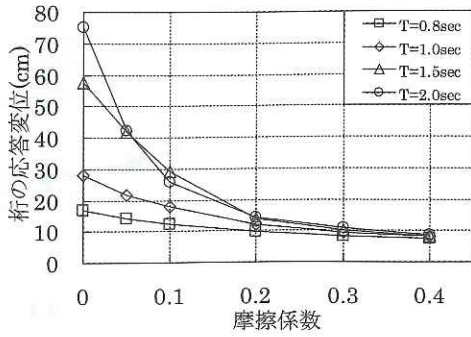


図-7 各摩擦係数での桁及びすべり支承の応答変位 (タイプI地震動)

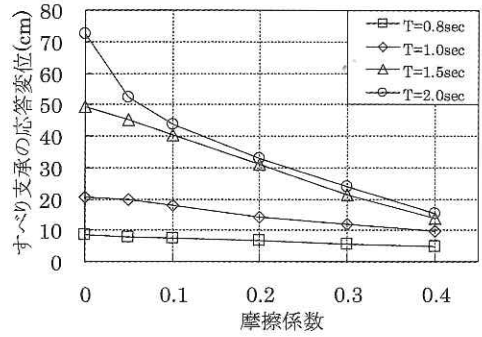
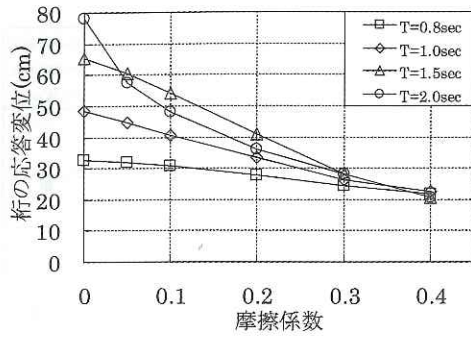


図-8 各摩擦係数での桁及びすべり支承の応答変位 (タイプII地震動)

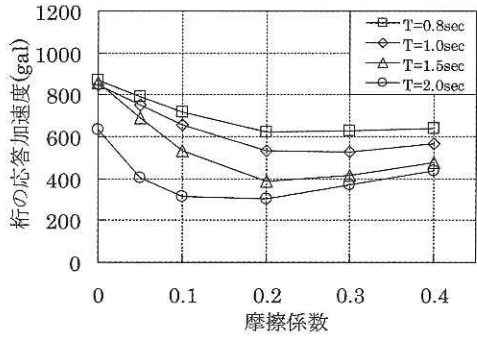
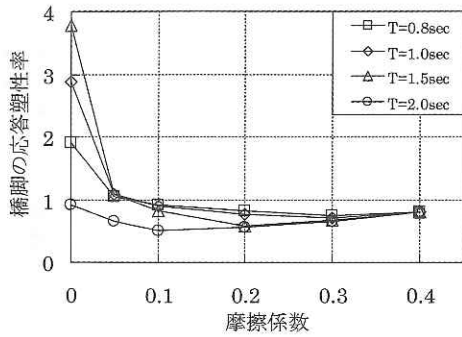


図-9 各摩擦係数での橋脚の応答塑性率及び桁の応答加速度 (タイプI地震動)

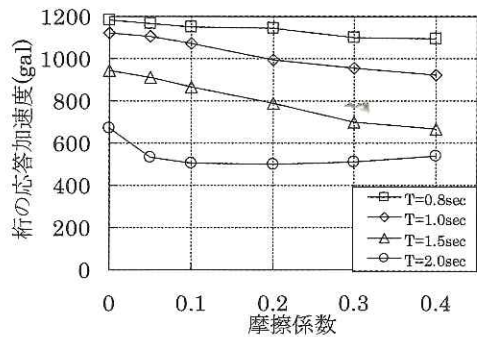
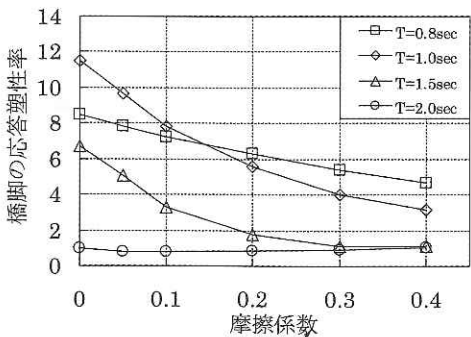


図-10 各摩擦係数での橋脚の応答塑性率及び桁の応答加速度 (タイプII地震動)

ても摩擦係数の増加に伴い、桁の応答加速度は低減され、橋脚の応答塑性率も低減される傾向がわかる。また、タイプⅠ地震動においてはゴム支承のみを想定した摩擦係数 $\mu = 0$ の場合以外、タイプⅡ地震動においては橋梁の固有周期2.0秒の場合のみ、ほぼ応答塑性率は1.0以下となる。ただし、固有周期が長く、摩擦係数が大きくなると応答塑性率について1.0以下ではあるものの増加する傾向がある。ゴムバッファを通じて伝わる上部構造の慣性力は低減されるもののすべり摩擦力が増加したためであると考えられる。

これらの結果から、本研究で対象とした高架橋においては、摩擦係数の増加に伴う摩擦減衰効果の増加により、桁・すべり支承の応答変位だけでなく橋脚の応答塑性率についても低減させることができることが確認された。これは桁の応答加速度がすべり支承のすべり摩擦力により低減され、ゴムバッファを通じて伝わる上部構造の慣性力が低減されることによるものと考えられる。

3.3 橋脚の降伏耐力比の違いによる影響

橋梁の固有周期や摩擦係数が異なることで桁の応答値が異なり、橋脚の作用する水平荷重も異なることから、橋脚の降伏耐力比を $P_y/W = 0.6$ だけでなく、 $P_y/W = 0.4, 0.8$ と変化させて橋脚の非線形性と支承部の非線形性が及ぼす相関性について検討を行った。ここでは橋脚の応答塑性率が大きくなるタイプⅡ地震動、橋梁固有周期1.0秒とした場合の結果について述べる。

図-11、図-12に各降伏耐力比における摩擦係数毎の桁及びすべり支承の変位を、図-13に橋脚の応答塑性率、図-14に桁の応答加速度を示す。摩擦係数による影響は先述の通りであり、摩擦係数毎にその影響をみると、橋脚耐力比が大きい方が橋脚の塑性率は低減されるが、すべり支承の応答変位については大きくなり、エネルギー吸収機構の割合が一部すべり支承部に移ったものと考えられる。また、桁の応答変位は橋脚耐力比の大きい方が小さくなるが、桁の応答加速度については大きくなる。ただし、いずれの応答値もその差は小さく、固有周期1.0秒以外の解析結果についてはさらにその差が小さくなることを確認している。

これらの結果から、降伏耐力比 $P_y/W = 0.4 \sim 0.8$ の範囲においては、降伏耐力比が大きくなることで、桁の応答変位や橋脚の塑性率は低減され、

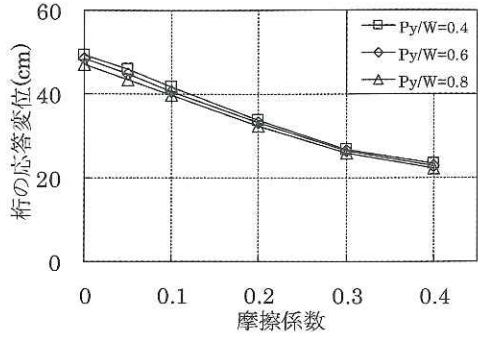


図-11 桁の応答変位

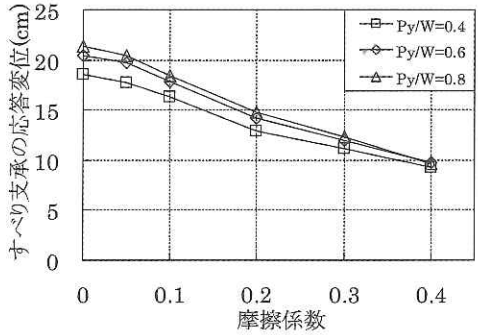


図-12 すべり支承の応答変位

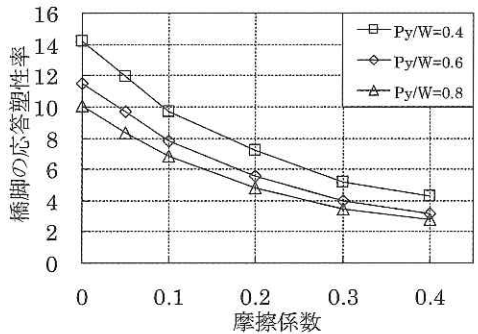


図-13 橋脚の応答塑性率

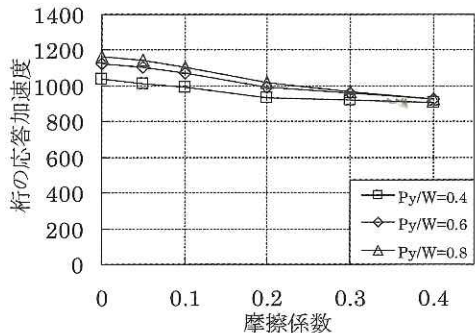


図-14 桁の応答加速度

桁の応答加速度やすべり支承の応答変位は大きくなる傾向がみられるものの、その差は小さく、橋脚の降伏耐力比が及ぼす応答値への影響は小さいことが確認された。

4. まとめ

一般的な橋梁を対象にすべり系免震支承を用いて免震化した橋梁について、橋梁の周期特性・すべり支承の摩擦係数・橋脚の降伏耐力比をパラメータとし動的解析を行い、地震時応答に及ぼす影響について検討を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

- (1) すべり支承の摩擦係数を $\mu = 0 \sim 0.4$ と変化させて動的解析を行った結果、摩擦係数の増加に伴う摩擦減衰効果の増大により、桁・すべり支承の応答変位や桁の応答加速度だけでなく、橋脚の応答塑性率も低減できる事が確認された。
- (2) 橋脚の降伏耐力比 $P_y/W = 0.4 \sim 0.8$ と変化させて動的解析を行った結果、どの摩擦係数においても橋脚の降伏耐力比が大きくなると、橋脚の応答塑性率は小さくなり、代わりにすべり支承の応答変位は大きくなる傾向がある。ただし、その影響は小さく、摩擦係数の増加に伴いさらにその差は小さくなり、ほとんど応答値に影響を及ぼさないことが確認された。

参考文献

- 1) (独)土木研究所、(株)構造計画研究所、パシフィックコンサルタンツ(株)、八千代エンジニアリング(株)、オイレス工業(株)、川口金属工業(株)、三協オイルレス工業(株)、日本鑄造(株)、(株)ピービーエム：すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法の開発に関する共同研究報告書（その1）、2005.7
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、

- 1998.3
- 3) 矢田部浩、運上茂樹：すべり系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一考察、第7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、pp.427-430、2004.1
- 4) 監崎達也、伊津野和行：すべり摩擦型免震支承のモデル化における初期剛性と減衰の与え方に関する検討、第26回地震工学研究発表会講演論文集、pp.1073-1076、2001.8
- 5) 高橋良和、家村浩和、日比雅一：滑り型免震支承の速度・面圧依存型数値モデルの提案、土木学会関西支部年次学術講演概要、pp.I-62、2003.5
- 6) 姫野岳彦、運上茂樹：支承部における摩擦特性のモデル化とその評価式に関する検討、土木学会地震工学論文集Vol.27、2003.12
- 7) 藤田亮一、森 敦、金治英貞、伊津野和行：すべり免震支承システムのパラメータが橋梁応答に及ぼす影響、土木学会地震工学論文集Vol.27、2003.12
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編、2002.3

岡田太賀雄*



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ耐
震チーム研究員
Takao OKADA

遠藤和男**



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ耐
震チーム主任研究員
Kazuo ENDO

運上茂樹***



独立行政法人土木研究所つくば
中央研究所耐震研究グループ耐
震チーム上席研究員、工博
Dr. Shigeki UNJOH