

すべり摩擦型免震構造物の応答特性及び 簡易応答推定に関する考察

岡田太賀雄¹・運上茂樹²

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（耐震）研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（耐震）上席研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

1. はじめに

地震力を遮断する免震構造として、鉛直荷重を支持するすべり摩擦型の支承と水平力を受け持つゴムバッファ構造を組み合わせた支承構造が用いられつつある。すべり摩擦型の支承を用いた免震構造に対して摩擦による減衰の影響を適切に取り込んだ設計法は確立されておらず、摩擦係数や固有周期（ゴムバッファの剛性）の違いおよび地震動の違いが地震時の応答にどのように影響を与えるのか、検討の余地を残している。

そこで、本論文においてはこのようなすべり摩擦型免震構造の地震時応答特性を把握することを目的とし、すべり支承の摩擦係数及びゴムバッファの剛性をパラメータとした非線形動的解析を行った。また、地震時最大応答変位について、弾性応答変位から非線形応答変位を推定するエネルギー一定則の考え方を用いて、その適用性および精度についても検討を行った。

2. 解析モデル及び解析方法

(1) 解析モデル

すべり摩擦型の免震構造物を1自由度振動系にモデル化するにあたっては、橋脚の非線形挙動を考慮せず、支承のみを図-1のようにモデル化した。すべり摩擦型免震支承はバネ要素でモデル化し、図-1のように非線形特性をバイリニアで履歴モデルを与え、初期剛性 K_1 は十分に剛な値、二次剛性 K_2 はゴムバッファの二次剛性とした。また、粘性減衰として、ゴムバッファによる減衰効果のみを考慮することと

し、 $C = 2h\sqrt{K_2 \times M}$ に相当する減衰効果を減衰要素でモデル化した。摩擦減衰項には支承の初期剛性 K_1 では無く、復元力装置であるゴムバッファの剛性 K_2 を与えた。なお、減衰定数としてゴム支承と同様に $h=3.0\%$ を与えた¹⁾。

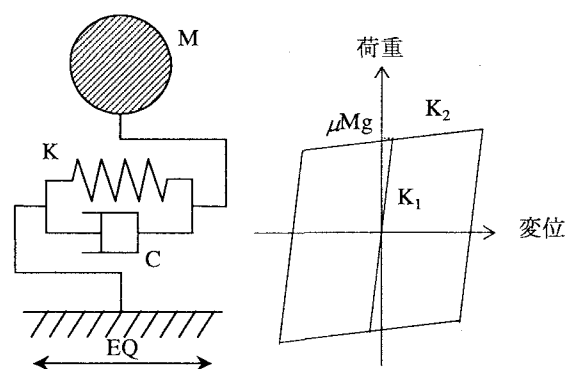


図-1 解析モデルと支承のモデル化

(2) 解析方法

すべり摩擦型免震支承の基本構造特性である、摩擦係数・バッファ剛性が地震応答に与える影響を検討する。摩擦係数は面圧・速度依存性を持つことが知られておりモデル式も提案されている²⁾が、今回の検討においては考慮していない。摩擦係数については $\mu=0.05, 0.1, 0.2$ の3種類、バッファ剛性については地震時の固有周期を0.5～5秒まで0.5秒毎に変化させ設定した10種類をパラメータとして解析を行った。

なお、入力地震動として、道路橋示方書に示されている標準加速度波形、レベル2地震動タイプI・IIの各地盤種別3波形、計18波形を用いて、地震動の違いによる特性について把握することも目的とした。

3. すべり摩擦型免震構造物の応答特性

図-2にレベル2タイプI地震動を、図-3にレベル2タイプII地震動を入力とした非線形動的解析から得られた各摩擦係数・各地盤種別に対する支承変位を3波平均した値を示す。各パラメータの影響について以下にまとめる。

(1) 摩擦係数

どのケースにおいても摩擦係数の増加に伴い、最大応答変位が小さくなっており、地震力が遮断され摩擦による減衰効果が顕著に現れている。特にタイプI地震動のほうが摩擦係数により最大応答変位に大きな差が生じている。

(2) ゴムバッファの固有周期

どのケースにおいてもゴムバッファの固有周期が長くなるにつれ、最大応答変位が大きくなるものの、どちらのタイプの地震動においても固有周期が1.5～2.0秒付近から最大応答変位があまり変化しない傾向がみられる。ただし、摩擦係数 $\mu=0.05$ 、タイプI地震動のケースにおいては固有周期が3.0秒付近からさらに最大応答変位が大きくなっている。また、タイプII地震動についてはゴムバッファの固有周期が短い場合においても比較的大きな変位が生じている。

以上のように支承条件・地震動の特性が異なると

得られる応答変位は大きく変化する。これらの結果は、それぞれの地震動の特徴が現れた結果であると考えられる。すなわち、タイプI地震動よりもタイプII地震動は大きな加速度が入力されるため、摩擦係数の増加による地震力遮断の影響は相対的に小さくなり、摩擦係数の違いが最大応答変位に与える影響はタイプII地震動よりもタイプI地震動のほうが顕著に現れている。

4. エネルギー一定則の適用性

(1) エネルギー一定則について

エネルギー一定則は、弾塑性復元力特性を有する1質点系構造物が地震動を受けた場合に、弾塑性応答と弾性応答の両者の吸収エネルギーが同量となるという考え方に基づく近似的な非線形応答の推定法である。本研究のすべり摩擦型免震支承1自由度系モデルにおいては図-4に示すように、最大応答変位で履歴を描いた場合に生じるすべり支承による吸収エネルギーとゴムバッファによる弾性エネルギーを加えたエネルギーがゴムバッファのみで弾性応答した場合に得られる弾性エネルギーと等しくなると考えて非線形応答値を算出した。ゴムバッファのみで弾性応答する場合の変位量の算出については、各地震波における減衰定数0.05の加速度応答スペクトルを用いた。

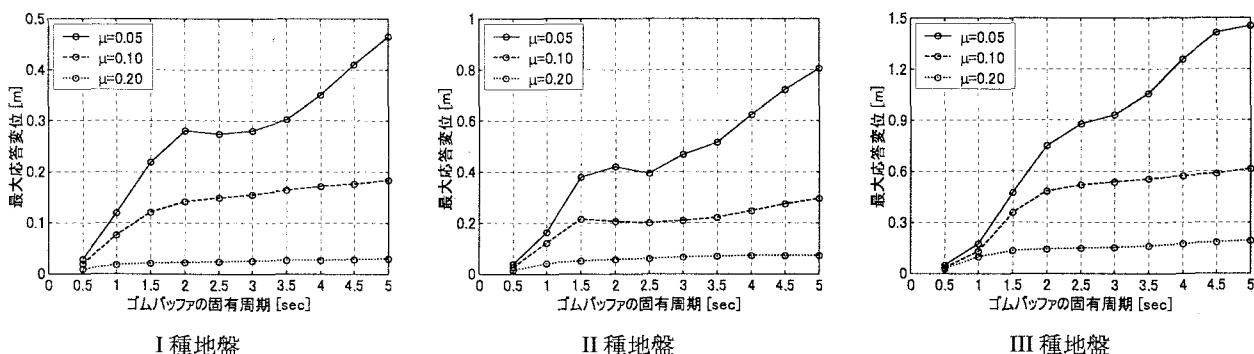


図-2 レベル2タイプI地震動による1自由度系モデルの最大応答変位($\mu=0.05, 0.1, 0.2$)

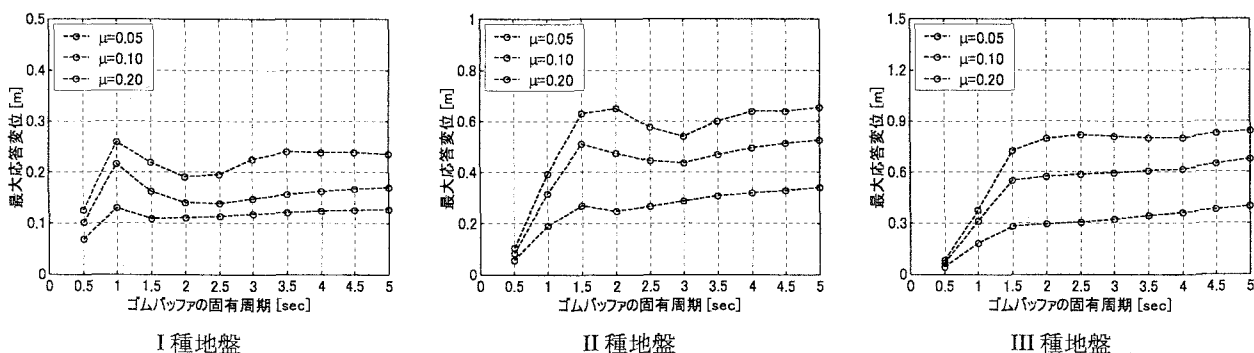


図-3 レベル2タイプII地震動による1自由度系モデルの最大応答変位($\mu=0.05, 0.1, 0.2$)

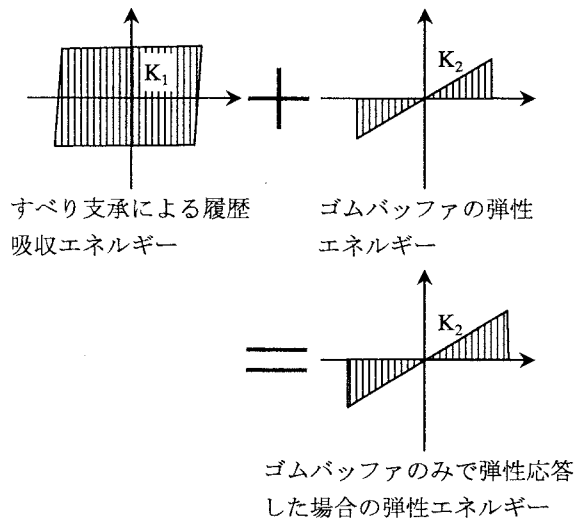


図-4 エネルギー一定則の考え方

(2) エネルギー一定則の適用性について

図-5にタイプI地震動を、図-6にタイプII地震動を用いて算出した動的解析による変位 δ_N とエネルギー一定則により算出した変位 δ_E との関係を示す。各点(◇: I種地盤, □: II種地盤, △: III種地盤)は同地震動・地盤種別における3波平均値であり、ゴムバッファの固有周期0.5~5.0秒までの結果である。また、点線で δ_N と δ_E との応答比を一定とした直線も示している。

タイプI地震動については、どのケースにおいても動的解析による変位 δ_N よりもエネルギー一定則による変位 δ_E のほうが大きな値となり、安全側の応答値を与える結果となっている。特に摩擦係数が大き

くなるにつれて、また、ゴムバッファの固有周期が長くなるにつれてより安全側の結果となり、エネルギー一定則の算出精度は悪くなる。

タイプII地震動については、摩擦係数が大きくなるにつれて差が生じているものの、タイプI地震動と比較すると、エネルギー一定則で算出した変位 δ_E と動的解析による変位 δ_N は近い傾向を示している。しかし、動的解析による変位 δ_N のほうが小さく、危険側の結果を示すケースも存在し、これらはゴムバッファの固有周期が長い場合の結果であった。

図-7に算出精度が良いケース(入力地震動II-I, 摩擦係数 $\mu=0.05$, ゴムバッファの固有周期1.0秒), 図-8に算出精度が悪いケース(入力地震動I-I, 摩擦係数 $\mu=0.2$, ゴムバッファの固有周期5.0秒)の時刻歴応答波形を示す。精度の良いケースと比較して悪いケースはほとんどの時間帯ですべておらず、履歴吸収エネルギーが本研究におけるエネルギー一定則に用いた仮定と大きく異なっているのがわかる。

そこで長周期側の結果を除いたゴムバッファの固有周期0.5~2.0秒までの結果を図-9(タイプI地震動), 図-10(タイプII地震動)に示す。また、図には最小自乗法の結果から求めた近似直線も示している。どちらの地震動においても安全側の結果が得られておりばらつきも小さくなっている。また、最小自乗法の結果から、タイプI地震動については摩擦係数 $\mu=0.05$, タイプII地震動については摩擦係数 $\mu=0.05, 0.1$ の場合について、それぞれ図に示している応答比を用いて、エネルギー一定則から比較的精度良く地震時最大応答変位を推定できている。

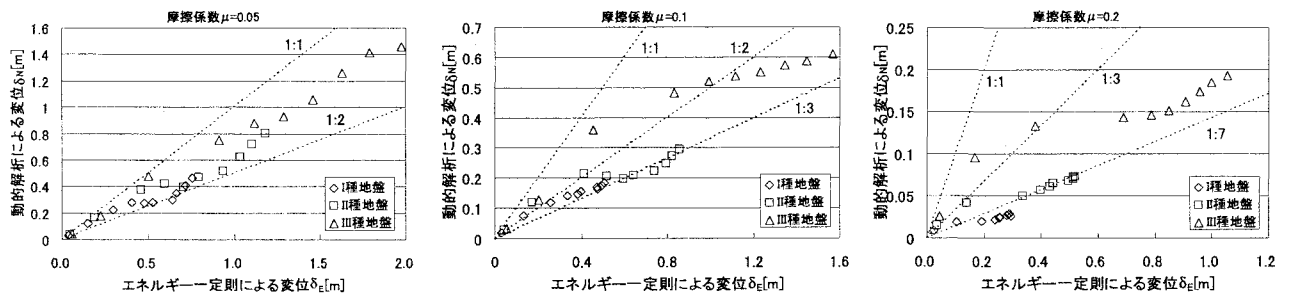


図-5 レベル2タイプI地震動における δ_N と δ_E の関係($\mu=0.05, 0.1, 0.2, T=0.5\sim 5.0$ 秒)

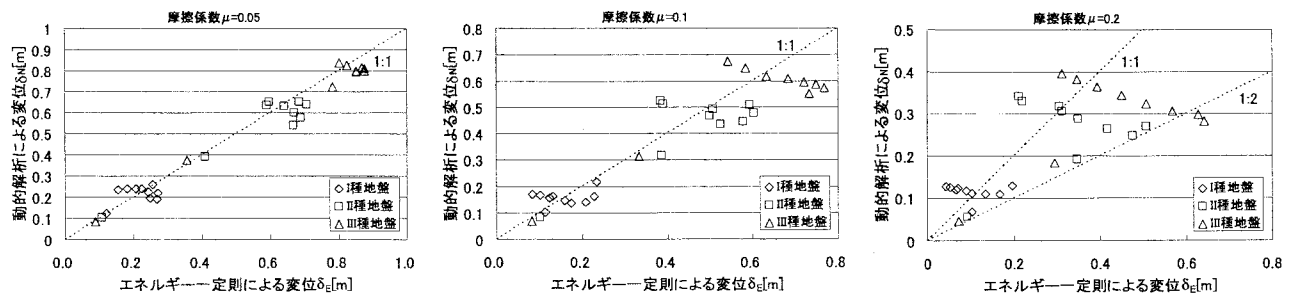


図-6 レベル2タイプII地震動における δ_N と δ_E の関係($\mu=0.05, 0.1, 0.2, T=0.5\sim 5.0$ 秒)

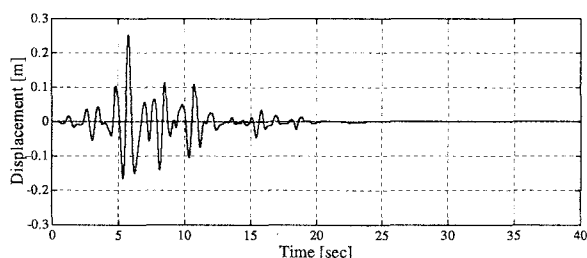


図-7 時刻歴応答変位（入力地震動 II-I-I，摩擦係数 $\mu=0.05$ ，バンプアの固有周期 1.0 秒）

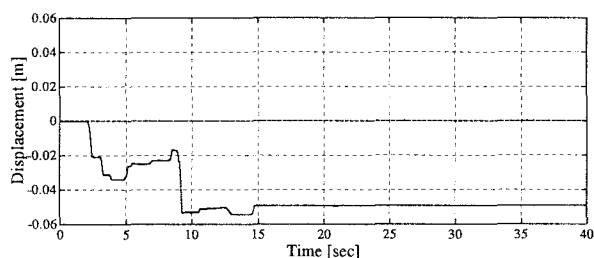


図-8 時刻歴応答変位（入力地震動 I-I-I，摩擦係数 $\mu=0.2$ ，バンプアの固有周期 5.0 秒）

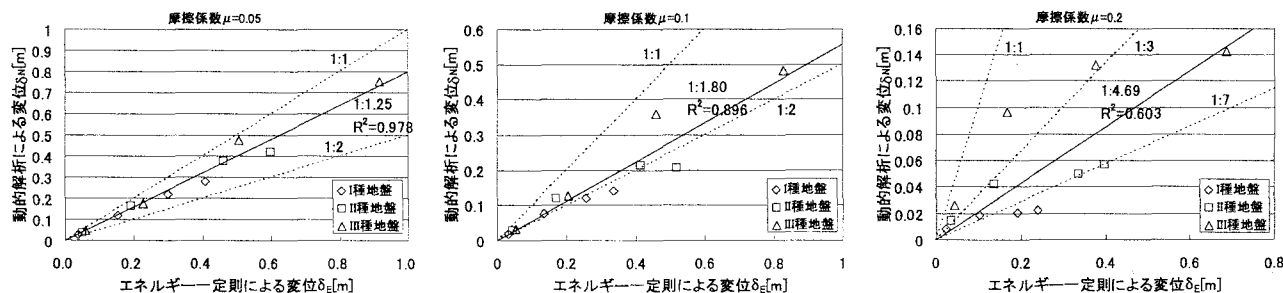


図-9 レベル 2 タイプ I 地震動における δ_N と δ_E の関係 ($\mu=0.05, 0.1, 0.2, T=0.5\sim 2.0$ 秒)

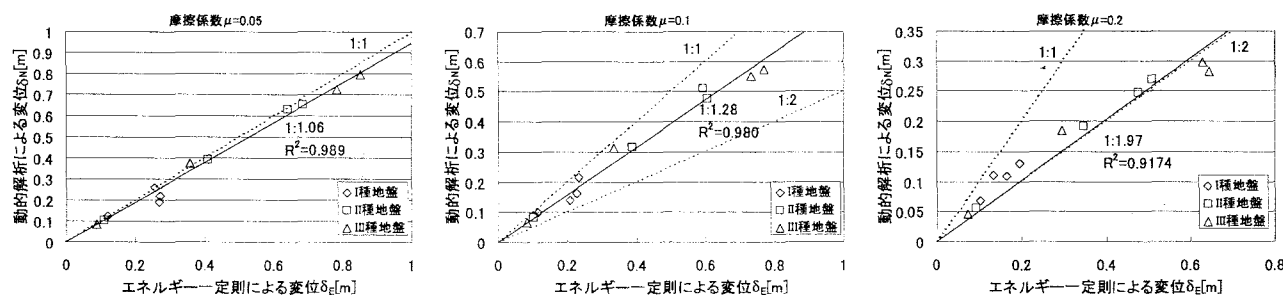


図-10 レベル 2 タイプ II 地震動における δ_N と δ_E の関係 ($\mu=0.05, 0.1, 0.2, T=0.5\sim 2.0$ 秒)

5. まとめ

機能分離型の支承構造の地震時応答特性を把握することを目的とし、1自由度振動系モデルに置き換え、すべり支承の摩擦係数及びゴムバンプアの固有周期をパラメータにとり、道路橋示方書に示されている各種地震動を用いて非線形動的時刻歴応答解析を行った。また、地震時最大応答変位について、動的解析の結果を用いて、弾性応答から非線形応答を推定するエネルギー一定則の適用性および精度についても検討を行った。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) 摩擦係数の増加に伴い、地震力の遮断による減衰効果が大きくなり最大応答変位は小さくなる。また、ゴムバンプアの固有周期を変化させることで、それぞれの地震波の特性が現れた結果となり、タイプ I 地震動のほうが最大応答変位に与える摩擦係数の影響は大きい。

- 2) 動的解析による変位 δ_N とエネルギー一定則による変位 δ_E を比較した結果、ゴムバンプアの固有周期が短い場合（2秒以下）、タイプ I 地震動については摩擦係数 $\mu=0.05$ で $\delta_N:\delta_E=1:1.25$ 、タイプ II 地震動については摩擦係数 $\mu=0.05$ で $\delta_N:\delta_E=1:1.06$ 、摩擦係数 $\mu=0.1$ で $\delta_N:\delta_E=1:1.28$ の関係を得た。

参考文献

- 1) 日本道路協会：「道路橋支承便覧」2004.4
- 2) 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