

すべり支承の減衰効果について

(株)千代田コンサルタント 正会員 橋本 晃 九州産業大学 正会員 水田 洋司
(株)千代田コンサルタント 龍谷幸二 (株)千代田コンサルタント 森尾 有

1. はじめに

大規模地震時のエネルギーを吸収する一方法として橋梁に高減衰ゴム支承を用いる場合がある．筆者らは積層ゴム支承を有するコンクリートけた橋において，この支承上面とコンクリートけた下面との間で起こるすべり摩擦を減衰機構として利用できないかを検討している．前報¹⁾ではすべり摩擦方式免震システムの可能性を確認するために，すべり摩擦支承の載荷実験について報告した．本論文では，実橋における本システムの有効性を確認するために，前報の成果を踏まえたモデル橋梁の非線形時刻歴応答解析について報告する．

2. すべり摩擦減衰

積層ゴム支承の被覆ゴムとコンクリート面とのすべり特性を把握するために実施したすべり摩擦支承の繰返し載荷実験より，このすべり摩擦支承は履歴曲線を描くことが確認されている．すべり摩擦支承の履歴曲線の一例を図 - 1 に示す．この実験はコンクリート面の仕上げ状態，ゴム支承のせん断弾性係数，ゴム支承の面圧，積層ゴムの形状係数や載荷速度をパラメータとした載荷実験で，支承の面圧の増大に伴って動摩擦係数が減少することや，動摩擦係数は載荷の繰返し回数に依存性があること，が確認されている．

本検討で用いるすべり摩擦支承の履歴特性は，載荷試験から得られた結果を用いてバイリニア型の履歴曲線でモデル化する²⁾．このとき，すべり開始時の水平力 H は動摩擦係数 μ と支承反力 R を用いて式 (1) で表す．また，初期剛性と除荷勾配はゴム支承の水平バネ定数とする．

$$H = \mu \cdot R \quad (1)$$

解析に用いた動摩擦係数 μ は，せん断弾性係数 $G = 1.0 \text{ N/mm}^2$ ，形状係数 $S = 4$ ，面圧 $P = 450 \text{ N}$ のゴム支承に木製型枠を用いたコンクリート面と接する場合の初期動摩擦係数 $\mu_0 = 0.31$ に繰返し回数 10 回の低減率 $\mu/\mu_0 = 0.66$ を乗じた $\mu = 0.20$ とした．動摩擦係数の繰返し回数による依存性を図 - 2 に示す．

3. すべり支承の減衰効果

3-1. けた・橋脚モデル

すべり摩擦支承の減衰効果を確認するために，1 基の下部構造とゴム支承およびそれが支持している上部構造からなるモデル橋梁を設定し，種地盤におけるタイプ 地震動での非線形時刻歴応答解析を行った．その数値計算モデルを図 - 3 に示す．ここに橋脚断面形状は $4.0 \text{ m} \times 2.5 \text{ m}$ ，上部構造重量は $W = 2555 \text{ kN}$ で橋脚下端を固定として前述の履歴特性を有するすべり摩擦支承を配置した．

表 - 1 非線形時刻歴応答解析結果

支承の種類	すべり摩擦支承	弾性支承
上部構造の応答加速度 (m/s^2)	4.002	13.600
上部構造の応答速度 (m/s)	1.351	2.126
上部構造の応答変位 (m)	0.551	0.442
橋脚基部の応答曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	32 210	42 350
橋脚基部の応答曲率 ($1/\text{m}$)	0.00066	0.00758

非線形時刻歴応答解析結果を表 - 1 に，橋脚基部の応答履歴を図 - 4 に示す．すべり摩擦支承を設定したモデルでは，上部構造の応答加速度および応答速度は減少している．また，橋脚

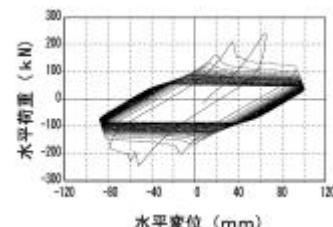


図 - 1. すべり摩擦支承の履歴

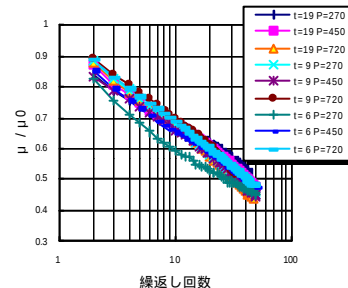


図 - 2. 繰返し回数による依存性

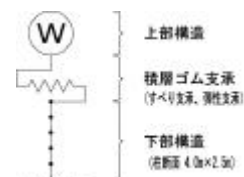


図 - 3. けた・橋脚モデル

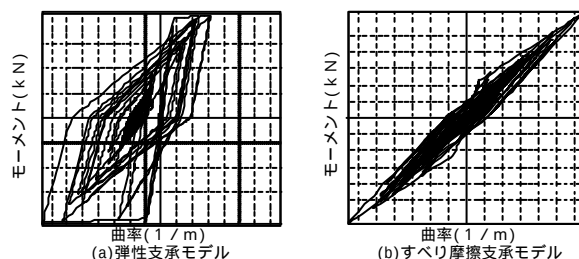


図 - 4. 橋脚基部の応答履歴

基部の応答曲げモーメントは支承に弾性支承を設定したモデルでは非線形域に達しているのに対し、すべり摩擦支承を設定したモデルではひびわれモーメントを超えているが降伏モーメントには達していない。ただし、上部構造の応答変位は増加している。

3-2. 多径間連続橋

前記のけた・橋脚モデルを5径間の連続橋に拡張して解析を行った。ここに、CASE 1 は全橋脚に弾性支承を配置した弾性支承モデル、CASE 2 は両端部橋脚にすべり摩擦支承を配置し中間橋脚に弾性支承を配置したすべり支承モデル、CASE 3 は CASE 1 の弾性支承のせん断弾性バネを小さくして長周期化した弾性支承モデルである。種地盤の応答スペクトルを参考にして、CASE 1 および CASE 2 の固有周期は $T = 1.22$ 秒、CASE 3 の固有周期は CASE 2 の両端部橋脚(P1、P6)の支承が完全スライド支承になったときの固有周期に相当する $T = 1.47$ 秒となるように弾性支承の剛性を決めた。これらの橋梁(種地盤)にタイプ の地震動を作用させて地震応答解析を行った。

上部構造の時刻歴応答解析結果を表-2に、その応答加速度時刻歴を図-5に示す。弾性支承モデルでの最大応答加速度は 9.257 m/sec^2 に対して長周期化した弾性支承モデルでは 8.848 m/sec^2 に減少しており長周期化の効果が現れている。また、すべり支承モデルではさらに減少し 7.201 m/sec^2 となりすべり摩擦支承の効果が表れている。

橋脚基部の時刻歴応答解析結果を表-3に示す。CASE 2 において弾性支承を配置した中間橋脚基部の最大応答曲げモーメントは $M = 43,000 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 程度であるのに対してすべり摩擦支承を配置した端部橋脚のそれは $M = 35,800 \text{ kN}\cdot\text{m}$ に減少しており降伏モーメントを越えていない。また、支承上下の相対水平変位は弾性支承モデルでは $\delta = 0.3 \text{ m}$ 程度であるのに対してすべり摩擦支承の水平変位は 0.6 m に増加している。

以上の様に、すべり摩擦支承と弾性支承を組合せることで、弾性支承に地震水平力に対する復元力を持たせ、すべり摩擦支承に摩擦減衰を持たせたすべり摩擦方式免震システム橋梁の設計が可能であると考えられる。これはすべり摩擦支承を配置した橋脚ではその橋脚の損傷度を制限し大規模地震に対して健全な状態を保ち、エネルギー吸収はすべり摩擦支承と弾性支承を配置した橋脚基部の塑性ヒンジ部で行なおうとするものである。(図-6参照。)また、すべり摩擦支承は支承の面圧や面の仕上げを調整することによって、中規模地震時にはすべらずに大規模地震時のみにすべり摩擦減衰効果が機能するように動摩擦係数を制御することが考えられる。

4. おわりに

本論文ではすべり摩擦支承の減衰効果についてけた・橋脚モデルと多径間連続橋を用いて検討し、その減衰効果を確認した。すべり摩擦の大きさは面圧や面の仕上げ方法で異なるため、今後は中規模地震では滑らずに弾性支承として働き、大規模地震ではすべり支承として働くすべり摩擦の制御について研究の予定である。

参考文献 1) 橋本 晃 水田洋司 他：積層ゴム支承のすべり摩擦履歴特性と減衰効果，平成12年度土木学会西部支部研究発表講演概要集 - 57
2) 伊津野 和行 他：機能分離型支承装置の動特性と設計手法に関する研究，土木学会論文集 No. 654 / - 52, 233 - 244, 2000. 7

表-2. 上部構造の応答

		CASE 1 弾性支承 モデル	CASE 2 すべり支承 モデル	CASE 3 長周期弾性 支承モデル
最大応答変位	m	0.641	0.603	0.609
最大応答速度	m/sec	2.256	1.923	2.681
最大応答加速度	m/sec ²	9.257	7.201	8.848

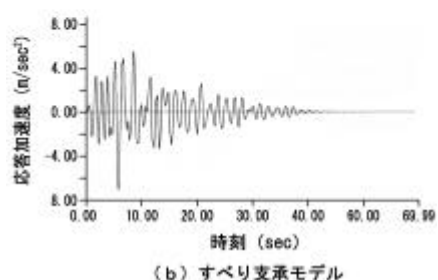
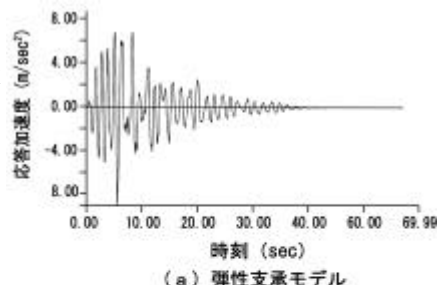


図-5. 上部構造の応答加速度

表-3. 橋脚基部の応答

		CASE 1 弾性支承 モデル		CASE 2 すべり支承 モデル		CASE 3 長周期弾性 支承モデル	
橋	脚	P1	P2	P1	P2	P1	P2
最大応答変位	mm	0.0129	0.0129	0.0008	0.0115	0.0075	0.0075
最大応答曲げ モーメント	kN・m	43,780	43,781	35,810	43,389	42,318	42,320

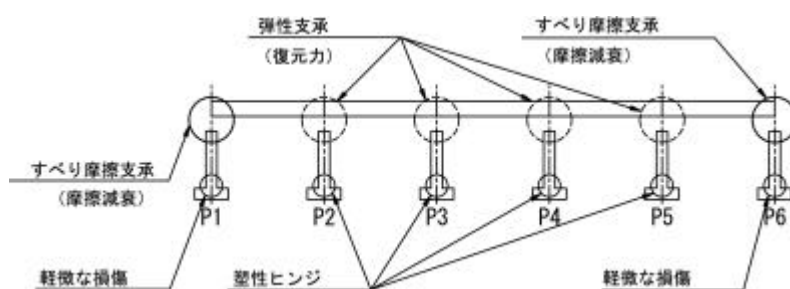


図-6 すべり摩擦免震システムの概念