

ゴムとコンクリートのすべり摩擦を利用したすべり支承とその減衰効果

Characteristics of sliding support utilizing friction between rubber and concrete and damping effects of sliding support

水田洋司^{*1}・橋本晃^{*2}

Yoji Mizuta · Akira Hashimoto

*1 工博 九州産業大学教授 工学部土木工学科(〒813-8503 福岡市東区松香台2丁目3-1)

*2 (株) 千代田コンサルタント 九州支店技術部 課長(〒810-0041 福岡市中央区大名1丁目15-33)

In this paper, it is examined that the sliding friction to cause between the upper of the laminated rubber support surface and the bottom of the concrete girder bridge surface can utilize as damping mechanism of vibration. To begin with, the load testing of sliding bearing is carried out. Next, the nonlinear dynamic response analysis by the seismic wave of the pier model with sliding support is carried out in order to confirm the effectiveness of the sliding support damping system. Finally, the nonlinear dynamic response analysis of the continuous concrete girder bridge is carried out and damping effect of the sliding support is examined. Consequently, it became clean that the proposal sliding support was having the damping effect.

Key word: laminated rubber support, elastic support, seismic isolation support, sliding friction, wave damping, earthquake response analysis, load testing, damping effect

1. 序論

従来、橋梁を支える支承は剛性の高い鋳物製品が主流であったが、兵庫県南部地震でこの種の支承が多く破損したことや免震化のために、最近では上部構造を柔らかに支持するゴム支承の有用性が認識されている。ゴム支承の使用実績は増加し、ゴム支承の特性¹⁾も明らかになりつつある。ゴム支承には弾性支承(反力分散支承)、免震支承等があり、積層ゴム支承が多く用いられている。大規模地震時のエネルギーを吸収する方法として鉛入り積層ゴム支承や高減衰ゴム支承等の免震ゴム支承を用いる場合がある。免震ゴム支承は反力分散支承に比べて背が高く、広い設置面積が必要となる。このため、既設橋梁の免震化ではけた座の制約から免震ゴム支承を利用しにくい場合も多い。また、反力分散支承に比べて免震支承は価格が高く、経済性の面からも利用しにくい。本論文は反力分散形式の積層ゴム支承をすべらせて橋梁全体のエネルギー吸収に役立つかを実験と解析の面から検討したものである。つまり、けたと積層ゴム支承との間に生じるすべり摩擦を減衰機構として利用できるかを検討している。

本論文に関する従前の研究には、摩擦減衰やすべり支承に関するものがある。摩擦力の理論的な取り扱いはい小坪の著書²⁾に詳述されており、川島³⁾はクーロン摩擦を地震応答解析に取り入れる手法について検討している。橋梁に使

用されたすべり支承に関する研究には岡本ら^{4), 5)}、鵜野⁶⁾ら、玉木ら^{7), 8)}や伊津野ら⁹⁾の研究がある。岡本らの研究では摩擦係数の速度依存性を考慮した数値解析から速度依存性の影響が小さいことが示されている。それに対し、鵜野らは摩擦特性に影響を与える因子として摩擦面の温度・面圧・相対速度を取り上げて実験している。玉木らは摩擦減衰型免震装置の実験研究と簡易設計法について述べている。また、伊津野らは平常時と地震時で役目を分離した機能分離支承の特性と設計法について検討している。これらいずれの研究のすべり支承も、支承上面にはテフロン板が、けた下面には金属板が設けられており、これらの板のすべり摩擦を減衰に利用している。本論文で研究対象としているすべり支承は積層ゴム支承のせん断変形と支承上面とコンクリートけた下面間のすべり摩擦を利用したエネルギー吸収機能を備えており、既往の上記すべり支承や機能分散支承とは機能の面で異なる。

本論文では、経済性と支承構造の簡素化を目的として、積層ゴム支承上面(ゴム)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(すべり支承)として利用することを検討している。そこでは、地震時のエネルギー吸収を対象としており、車両走行時のエネルギー吸収については検討していない。まず始めに、積層ゴムのすべり試験内容とその結果について述べている。このとき、すべり摩擦は支承上面とコンクリートけた下面との間で起こる

と想定している。試験の内容はコンクリート面の仕上げ方法、ゴム支承のせん断係数、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試験と動摩擦係数の繰返し回数依存を把握するために実施した50サイクルの繰返し載荷試験である。次に、すべり支承を有する多径間連続コンクリートけた橋の橋脚を取り出したモデルの地震による非線形時刻歴応答解析を行い、すべり摩擦支承の履歴減衰効果について検討している。最後に、多径間連続コンクリートけた橋をモデル化し、従来の弾性支承（反力分散支承）、免震支承と提案のすべり支承を用いた場合の非線形時刻歴応答解析を行い、すべり支承の減衰効果について検討している。本論文の一部は土木学会西部支部⁽¹⁰⁾と土木学会年次講演会⁽¹¹⁾で発表した。

2. 積層ゴム支承のすべり摩擦履歴特性

2. 1 試験装置

本論文は、積層ゴム支承を有するコンクリートけた橋において、この支承上面をコンクリートけた下面と摩擦接合し、この間で起こるすべり摩擦を減衰機構として利用することを検討している。そのため、積層ゴム支承が上部構造の死荷重を支持した状態で地震時の水平変位を受けることを想定して試験を実施した。積層ゴム支承にコンクリート板を重ねた供試体に一定の鉛直荷重を作用させた状態で単調増加の水平変位を与えた場合と正弦波の繰返し水平変位を与えた場合の水平荷重を測定した。この測定結果よりすべり面である積層ゴム支承の被覆ゴムとコンクリート板との静止摩擦係数、動摩擦係数およびその履歴を求めた。試験装置（圧縮せん断試験）の模式図を図2. 1に示す。

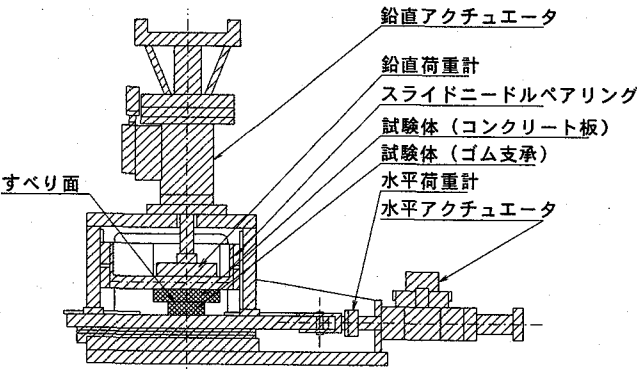


図2. 1 試験装置

2. 2 積層ゴム支承

試験に用いた積層ゴム支承は平面形状（ $a \times b$ ）が $300 \times 300\text{mm}$ でゴム層厚が t_e の1層ゴムを6mmと12mmの鋼製補強板で挟み、2mmのゴムで被服したものであり、 t_e が6mm, 9mm, 19mmの3種類の支承を用意した。ここに、ゴム層厚がすべり摩擦に及ぼす影響を調べるために、式(1)で示される形状係数 S を4, 8, 12、ゴム材のせん断弾性係数 G_0 を0.6, 0.8, 1.0, 1.2N/mm^2 の4種類とした。また、すべり面側の鋼製補強板の厚みは支承製作時の滑り面の平坦性確保とせん断変形時の面外曲げ変形に対する剛度を確保するために6mmとし、固定側の厚みは取付けの関係から12mmとした。積層ゴム支承の供試体寸法を図2. 2と表2. 1に示す。

$$S = \frac{a \cdot b}{2(a + b)t_e} \quad (1)$$

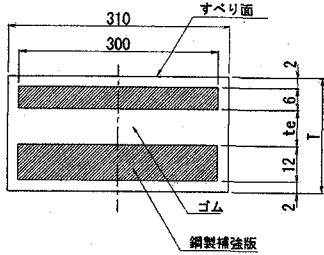


図2. 2 積層ゴム支承

表2. 1 供試体寸法

平面形状 $a \times b$ (mm)	300×300
形状係数 S (ゴム厚 t_e mm)	4(19), 8(9), 12(6)
せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	0.6, 0.8, 1.0, 1.2

2. 3 試験条件

図2. 1の試験装置と図2. 2の供試体を用いてゴムの面圧、コンクリート板のコンクリート面の仕上げ方法や水平載荷速度をパラメータとした水平方向の単調載荷試験を行った。ここに、ゴムの面圧は積層ゴム支承の許容支圧応力度が7.85MPa（80 kgf/cm²）であることから2.94 MPa, 4.90 MPa, 7.85MPaまでの3段階、コンクリート面の仕上げ方法は鋼製型枠を用いたもの、木製型枠を用いたもの、コンクリート打設時にハケ仕上げを行なったものの3種類である。試験に際しては先ず積層ゴム支承のすべり現象を確認するために、単調載荷速度が125mm/分と250mm/分の2種類について実施し、せん断弾性係数 $G_0 = 1.0 \text{ N/mm}^2$ 、載荷速度125mm/分については2回繰返し載荷試験を実施した。さらに、せん断弾性係数 $G_0 = 1.0 \text{ N/mm}^2$ 、形状係数 $S = 10$ の木製型枠を用いた供試体については50回繰返し載荷試験も実施した。この時の載荷条件は、一般的な橋梁の地震時の挙動を踏まえて、水平変位振幅が100mm、振動数が0.10, 0.50, 0.75, 1.00, 1.50, 2.00Hz（平均載荷速度は2400mm/分～48000mm/分）の正弦波とした。その試験条件を表2. 2に示している。

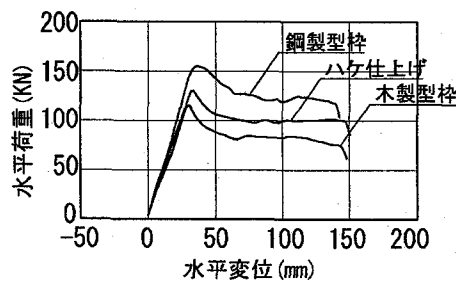
表2. 2 載荷試験の試験条件

鉛直力 P kN (ゴムの面圧 MPa)	270, 450, 720 (2.94), (4.90), (7.85)
コンクリート面の 仕上方法	鋼製型枠, 木製型枠, ハケ仕上げ
載荷方法	単調載荷 (125mm/分, 250mm/分) 2回繰返し載荷 (125mm/分) 50回繰返し載荷 (0.1～2.0Hz, 振幅100mmの正弦波)

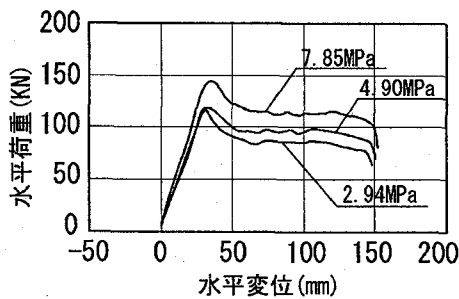
2. 4 試験結果

(1) 単調載荷試験

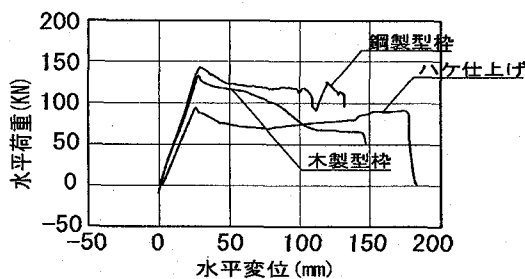
測定項目は静止摩擦係数と動摩擦係数および水平荷重—変位履歴である。ここに、静止摩擦係数はすべり面のすべり開始時の水平力と鉛直荷重との比、動摩擦係数は滑動時の平均的な水平力と鉛直荷重との比から求めた。単調載荷試験結果から得られた水平荷重と変位との関係の一例を図 2. 3 に示す。この図はせん断弾性係数 $G_0=0.8 \text{ N/mm}^2$ で形状係数 $S=8$ と $S=12$ の供試体について載荷速度 125 mm/分 における試験結果をコンクリートの仕上げ方法とゴムの面圧について示したものである。図 2. 3 (a) によると、水平荷重と変位との関係は、コンクリートの仕上げ方法に関わらず変位が増加するに伴って水平荷重が増加し、静止摩擦に至った後に滑動し動摩擦で変位する。静止摩擦から動摩擦に移行する区間で、水平変位の増加に伴って水平荷重は低下する現象が見られる。これらの関係はゴムの面圧に関わらず同様である(図 2. 3 (b) 参照)。しかし、本試験のように載荷速度が極端に遅く、ゴム層の薄い形状係数 $S=12$ の供試体では、すべり性状に一定の傾向が見られない(図 2. 3 (c) 参照)。



(a) ($G_0=0.8 \text{ N/mm}^2$, $S=8$, $V=125 \text{ mm/分}$, 2.94 MPa)



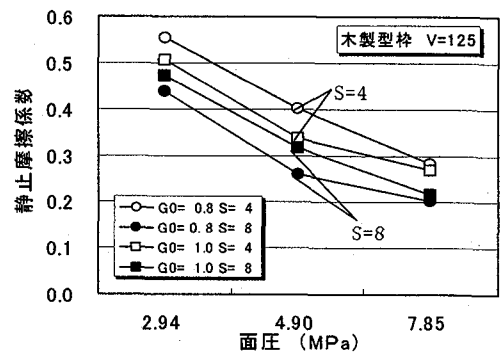
(b) ($G_0=0.8 \text{ N/mm}^2$, $S=8$, $V=125 \text{ mm/分}$, 木製型枠)



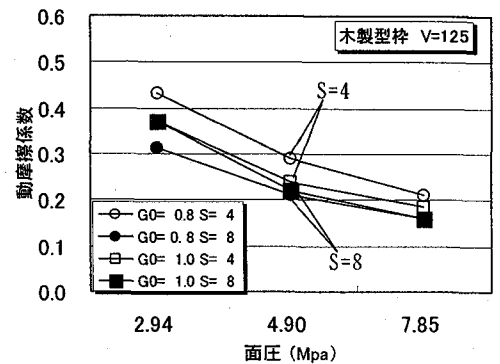
(c) ($G_0=0.8 \text{ N/mm}^2$, $S=12$, $V=125 \text{ mm/分}$, 2.94 MPa)

図 2. 3 単調載荷試験の水平荷重—変位関係

せん断弾性係数 $G_0=0.8, 1.0 \text{ N/mm}^2$ 、形状係数 $S=4, 8$ の供試体の摩擦係数と面圧との関係を図 2. 4 に示す。同図 (a) の静止摩擦係数はコンクリートの仕上げ方法が木製型枠で載荷速度を 125 mm/分 とした場合、同図 (b) の動摩擦係数は木製型枠で載荷速度を 125 mm/分 とした場合である。図より載荷速度が遅い場合の静止摩擦係数は概ね $0.2 \sim 0.55$ 、動摩擦係数は概ね $0.15 \sim 0.45$ の範囲にあり、形状係数が小さい $S=4$ の供試体は $S=8$ の供試体より静止摩擦係数、動摩擦係数ともに大きい値を示す傾向にある。また、静止摩擦係数、動摩擦係数は面圧の増大に伴って減小する傾向が読み取れる。さらに、コンクリート板のコンクリート面の仕上げ方法に着目すると、動摩擦係数の最小値は木製型枠の供試体で得られており(図 2. 5 参照)、静止摩擦係数についても最小値は木製型枠の供試体で得られている。



(a) 静止摩擦係数 — 面圧



(b) 動摩擦係数 — 面圧

図 2. 4 単調載荷試験の摩擦係数

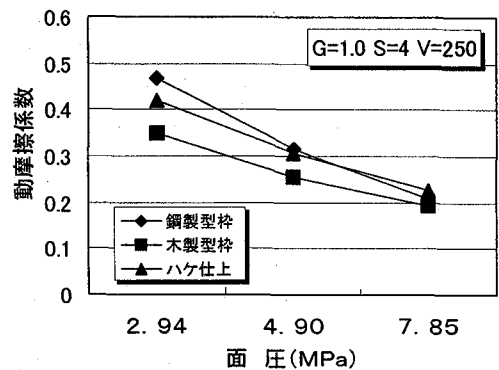


図 2. 5 仕上げ方法と動摩擦係数 (単調載荷試験)

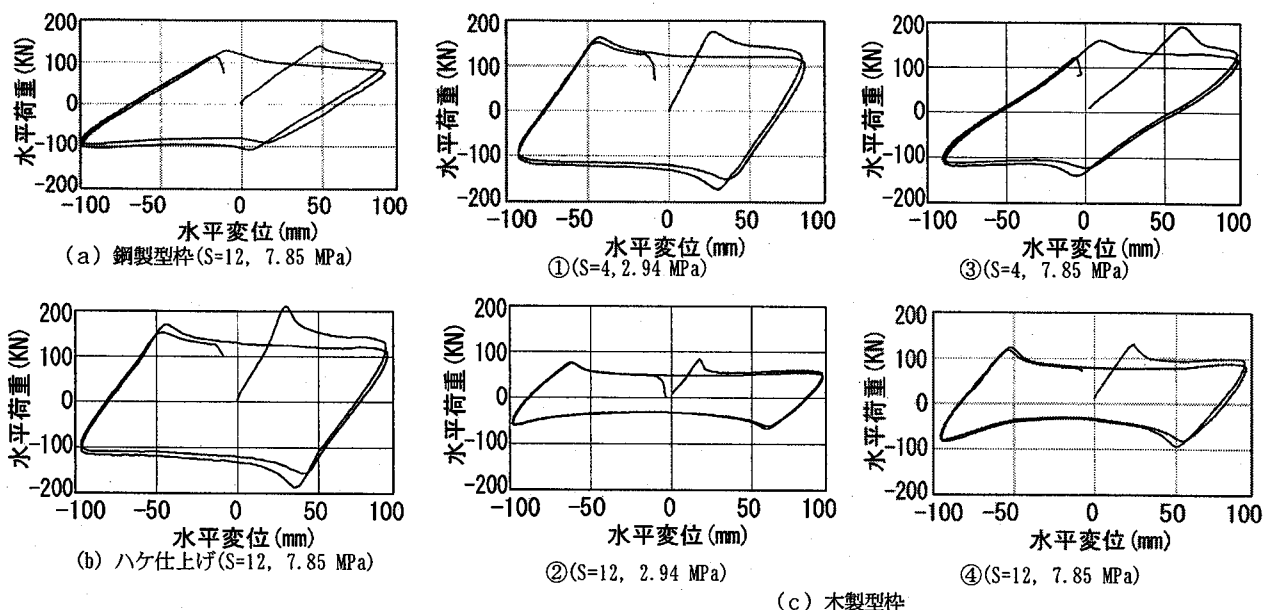


図2. 6 水平荷重-変位履歴 ($G_0=1.0 \text{ N/mm}^2$ $V=125\text{mm/分}$)

(2) 2回繰返し載荷試験

せん断弾性係数 $G_0=1.0 \text{ N/mm}^2$ の供試体について載荷速度 $V=125\text{mm/分}$ 、水平変位振幅が 100mm の2サイクルの載荷試験を行い水平荷重-変位履歴について調べた。これより、すべり支承は履歴曲線を描くことが確認された。また、コンクリート面の仕上げ方法に鋼製型枠やハケ仕上げを用いた供試体での履歴曲線は図2. 6 (a),

(b) に示すように滑动時の水平変位と水平荷重の間に一定の関係を保ってループを描く。これに対して木製型枠でかつ、面圧が大きく形状係数の大きい供試体では滑动時に水平荷重が一定値を示さず、水平変位に伴い水平荷重が少し増加している。これはゴムに良好な滑りが生じず滑动に抵抗していると考えられる(図2. 6 (c) 参照)。また、図2. 6 から判るように静止摩擦から動摩擦に移行する区間に図2. 3と同様の移行性状が見られる。

(3) 50回繰返し載荷試験

すべり支承の繰返し回数依存性や載荷速度依存性を把握するために繰返し載荷試験を実施した。この試験結果の一例として、一般的なゴム支承に用いられている形状係数 $S=8$ 、せん断弾性係数 $G_0=1.0 \text{ N/mm}^2$ でコンクリートの仕上げ面を木製型枠とした供試体に面圧 $P=2.94\text{MPa}$ を載荷して $f=0.5, 1.0, 2.0\text{Hz}$ 、振幅 100mm の正弦波で繰返し載荷したときの水平荷重と水平変位との履歴曲線を図2. 7に示している。また繰返し回数の依存性を μ_i / μ_1 (繰返し回数 i での摩擦係数/繰返し回数1回目での摩擦係数) で表したものを図2. 8に示す。これより、摩擦係数は繰返し回数5回目で概ね初期摩擦係数の75~80%、10回目で概ね65~70%、50回目で概ね45~50%に減少している。横軸に振動数を縦軸に動摩擦係数をとり、繰返し回数1~30回目の動摩擦係数をプロットしたものを図を2. 9に示す。ここに、図中の y_5, y_{10} は繰返し回

数5回目および10回目を回帰式で表したものである。この図より、動摩擦係数は載荷速度が速くなるにつれて小さくなるが判る。一般の橋梁の固有周期が $T=0.5\sim 2.0$ 秒であることを考慮すると振動数が $f=0.50\sim 2.0\text{Hz}$ の載荷試験に相当し、繰返し回数5回目の動摩擦係数は概ね $0.1\sim 0.2$ 、10回目のそれは概ね $0.08\sim 0.17$ の範囲にある。

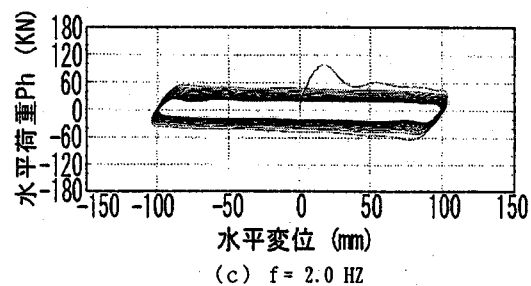
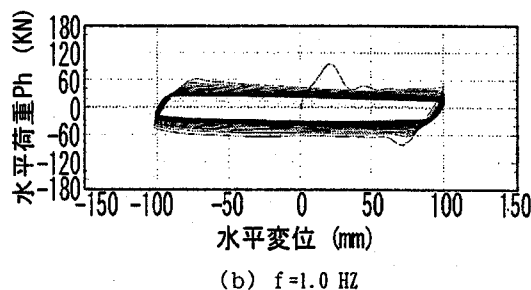
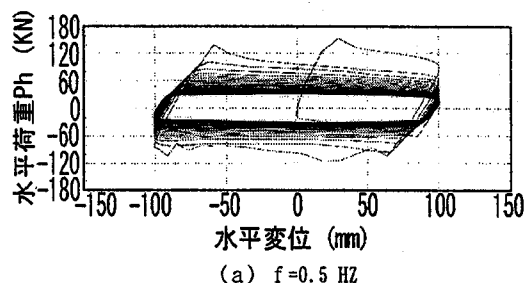


図2. 7 すべり摩擦履歴

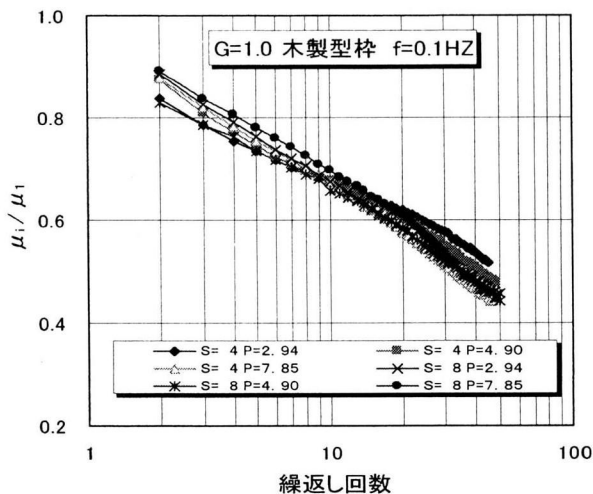


図 2. 8 繰返し回数と動摩擦係数

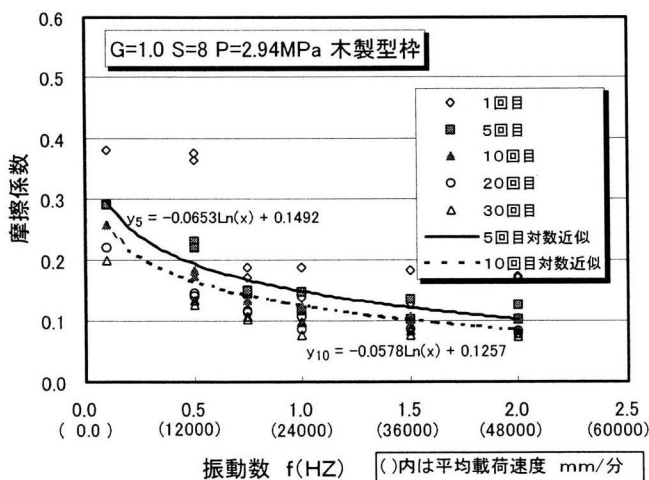


図 2. 9 載荷速度と動摩擦係数

3. すべり支承のモデル化

すべり支承の載荷試験から得られた結果を用いて積層ゴム支承を用いたすべり支承の特性を静止摩擦と動摩擦履歴の組合せとしてモデル化する(図3.1参照)。まず、支承に水平力が載荷されてからすべり開始までの静止摩擦の影響を図3.2に示す非線形弾性のスリップバネでモデル化する。ここに、すべり開始時の水平力 H_0 は静止摩擦係数 μ_0 と支承反力 P を用いて式(2)で表される。このときの剛性はゴム支承の水平バネ定数 K_0 で式(3)で表される。

$$H_0 = \mu_0 \cdot P \quad (2)$$

$$K_0 = G_0 \cdot a \cdot b / \Sigma t e \quad (3)$$

次に、動摩擦履歴特性を図3.3に示すバイリニア型の履歴曲線でモデル化する⁽⁹⁾。このとき、滑動時の水平力 H は動摩擦係数 μ と支承反力 P を用いて式(4)で表される。また、初期剛性と除荷勾配にはゴム支承の水平バネ定数

K_0 (図3.3参照)を用いる。

$$H = \mu \cdot P \quad (4)$$

このすべり支承のモデル化については、より詳細なモデル化の方法を検討する余地があるが、本検討においては解析ソフトの制約上このようにモデル化した。

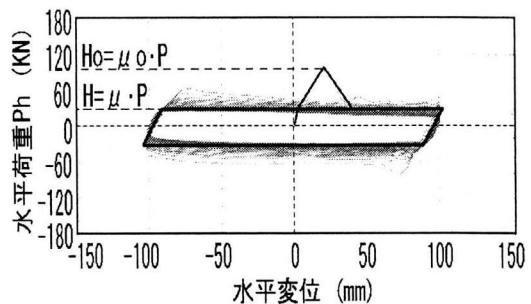


図 3. 1 すべり摩擦支承のモデル化

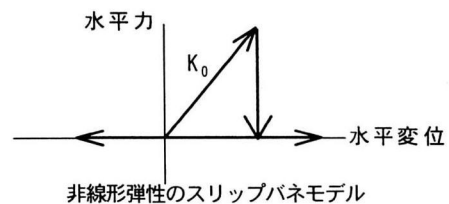


図 3. 2 静止摩擦のモデル化

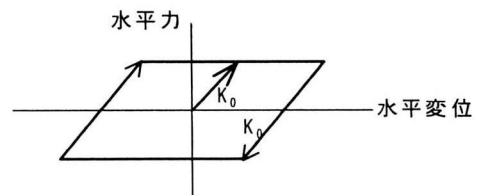


図 3. 3 動摩擦のモデル化

4. すべり支承の減衰効果

4.1 けた・橋脚モデル

(1) 解析条件

すべり支承を用いた橋梁の応答特性を把握するために、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、支承を①弾性支承、②すべり支承、③免震支承とした場合の非線形時刻歴応答解析を実施した。その数値計算モデルを図4.1に示す。ここに、橋脚断面形状は4.0m×2.5m、上部構造の質量は $M = 269.7 \times 10^3$ kg で橋脚下端を固定とした。橋脚の履歴モデルは武田型の $M-\phi$ モデル、減衰定数は0.02と仮定した。入力地震動は道路橋示方書⁽¹²⁾に規定された地震時保有水平耐力法に用いるタイプⅡ地震のⅡ種地盤における標準波形を用いた。

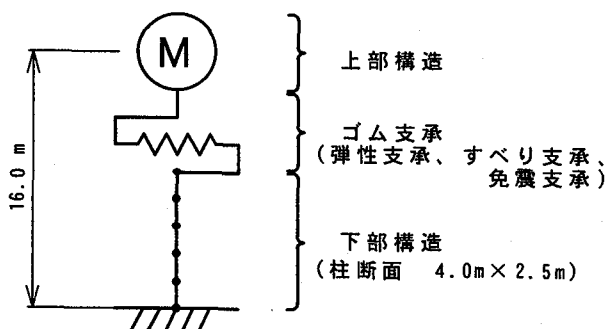


図4. 1 数値計算モデル

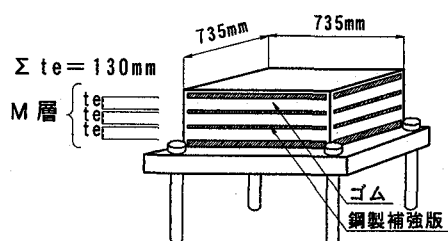


図4. 2 支承形状

(a) 弾性支承モデル

弾性支承はゴムのせん断弾性係数が $G_0=1.0\text{N/mm}^2$ 、平面形状が $a \times b=0.735 \times 0.735\text{m}$ 、積層ゴムの層数が M で全ゴム層厚が $\Sigma t e=0.13\text{m}$ の積層ゴム支承で橋脚上にこれを橋軸直角方向に3個配置する(図4. 2参照)。このとき、1橋脚当りの支承の剛性は $K_0=12500\text{kN/m}$ で解析モデルの初期固有周期は $T=0.95\text{sec}$ である。

(b) すべり支承モデル

すべり支承は上記の弾性支承の上面をすべり構造としたものである。ここでは、静止摩擦の影響を無視しており、この影響は多径間連続けた橋モデルで考察している。また、式(4)の動摩擦係数は50回繰返し載荷試験結果より、固有周期が $T=0.5 \sim 2.0$ 秒の一般的な橋梁での繰返し回数5回目での値は $0.2 \sim 0.1$ と考えられるため、ここでは $\mu=0.2$ とし、 $\mu=0.1$ については多径間連続けた橋モデルで比較している。

(c) 免震支承モデル

免震支承は上記の弾性支承と同様の形状寸法であり、ゴムのせん断弾性係数が $G_0=1.0\text{N/mm}^2$ の高減衰ゴムを使用した。ここに、免震支承のゴムのせん断ひずみ γ に依存するゴムのせん断弾性係数 $G(\gamma)$ 、等価減衰定数 $h_B(\gamma)$ 、せん断ひずみによる係数 $C(\gamma_M)$ は「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」⁽¹³⁾より、式(5)、(6)、(7)で与えられる。 $G(\gamma)$ 、 $h_B(\gamma)$ はせん断ひずみ依存性を回帰式で表したものであり、200%せん断ひずみを経験する前と後で整理されている。また、 $C(\gamma_M)$ は降伏荷重と

最大荷重(定常ループにおける最大ひずみ γ_M の時の荷重)との比を回帰式で表したものである。

$$G(\gamma) = a_0 + a_1\gamma + a_2\gamma^2 + \dots + a_i\gamma^i \quad (5)$$

$$h_B(\gamma) = b_0 + b_1\gamma + b_2\gamma^2 + \dots + b_i\gamma^i \quad (6)$$

$$C(\gamma_M) = c_0 + c_1\gamma_M + c_2\gamma_M^2 + \dots + c_i\gamma_M^i \quad (7)$$

ここに、各係数は表4. 1の値である。

表4. 1 免震支承の係数

	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
$0.1 \leq \gamma \leq 2.0$	3998.2	-8166.5	8981.7	-4925.7	1332.9	-140.69
$2.0 < \gamma \leq 3.0$	911.72	49.5	-	-	-	-

	b_0	b_1	b_2	b_3
$0.1 \leq \gamma \leq 2.0$	0.1649	0.0199	-0.0261	0.0042
$2.0 < \gamma \leq 3.0$	0.2010	-0.0334	-	-

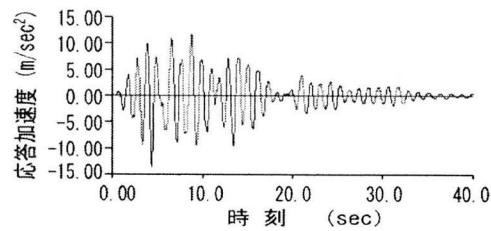
	c_0	c_1
$0.1 \leq \gamma$	0.38201	-0.068948

(2) 解析結果

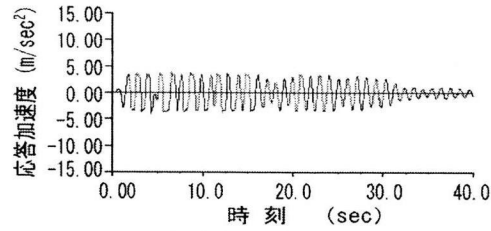
モデル橋梁の非線形時刻歴応答解析結果を表4. 2に、その上部構造の時刻歴応答加速度と時刻歴応答変位、柱基部の曲率と曲げモーメントおよび支承の変位に関する応答履歴を図4. 3から図4. 6に示す。これらの表、図よりすべり支承モデルおよび免震支承モデルでは、上部構造の応答加速度、応答速度および応答変位振幅は弾性支承モデルより減少している。しかし、すべり支承モデルでは支承のすべりにより30cm程度の残留変位が生じている(図4. 4(b))。また、柱基部の応答曲率は弾性支承モデルと免震支承モデルでは非線形域に達しているのに対し、すべり支承モデルではひびわれ曲率($\phi_c=7.39 \times 10^{-5}$)を超えているが降伏曲率($\phi_y=8.94 \times 10^{-4}$)には達しておらず弾性範囲である。これは、すべり支承の履歴減衰の効果の外に支承のすべりにより上部構造慣性力がすべり摩擦力以上に伝わらないことによるためと考えられる(図4. 6参照)。

表4. 2 けた・橋脚モデルの解析結果

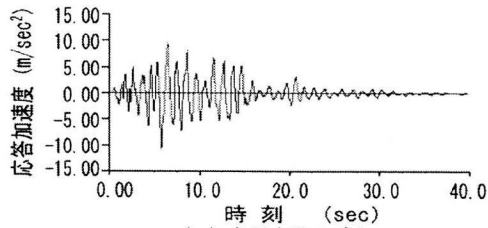
支承の種類	弾性支承	すべり支承	免震支承
上部構造の応答加速度 (m/s^2)	13.600	4.002	10.830
上部構造の応答速度 (m/s)	2.126	1.351	1.225
上部構造の応答変位 (m)	0.442	0.551	0.253
柱基部の応答曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	42 350	32 210	41 310
柱基部の応答曲率 ($1/\text{m}$)	0.00758	0.00066	0.00373
支承の応答変位 (m)	0.283	0.550	0.159



(a) 弾性支承モデル

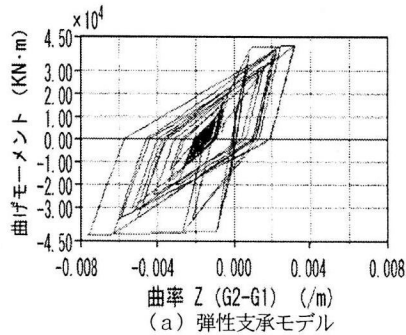


(b) すべり支承モデル

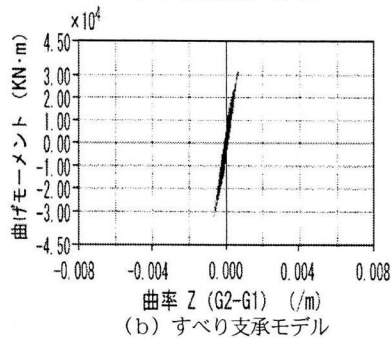


(c) 免震支承モデル

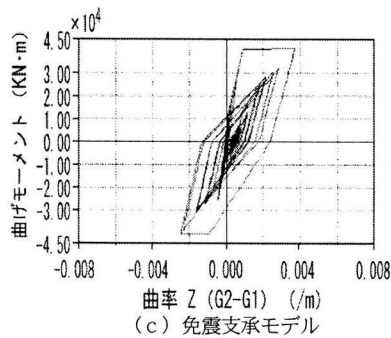
図 4. 3 上部構造の時刻歴応答加速度



(a) 弾性支承モデル

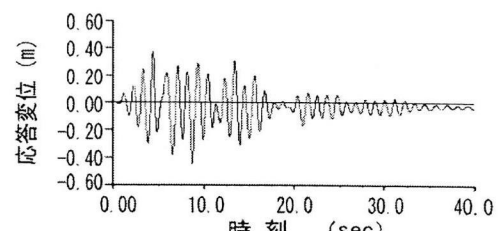


(b) すべり支承モデル

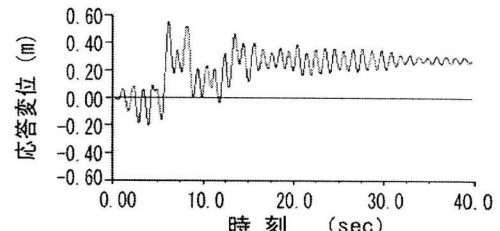


(c) 免震支承モデル

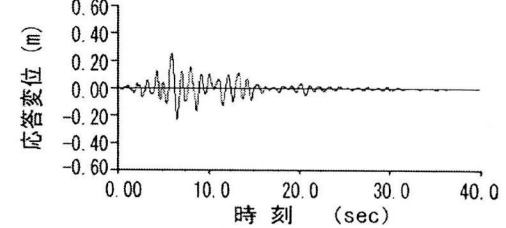
図 4. 5 柱基部の曲率と曲げモーメントの関係



(a) 弾性支承モデル

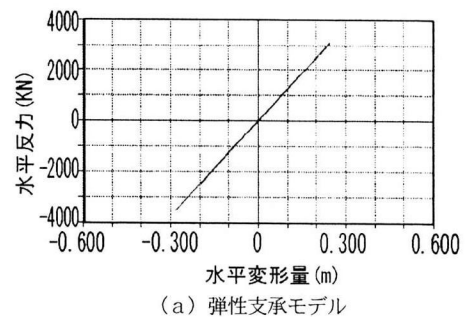


(b) すべり支承モデル

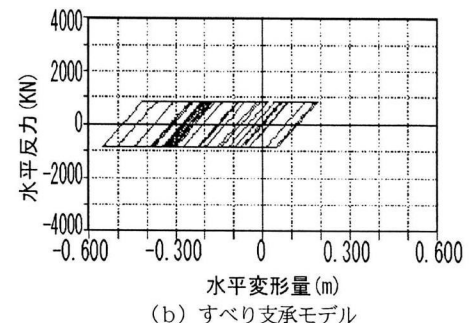


(c) 免震支承モデル

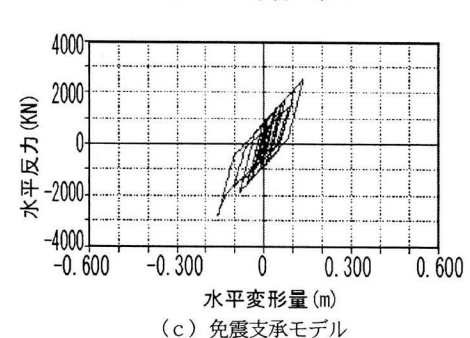
図 4. 4 上部構造の時刻歴応答変位



(a) 弾性支承モデル



(b) すべり支承モデル



(c) 免震支承モデル

図 4. 6 支承の応答変位履歴

4. 2 多径間連続けた橋モデル

(1) 解析条件

前記のけた・橋脚モデルを5径間の連続けた橋に拡張し、実橋へのすべり支承減衰システムの妥当性を検討した。このモデルは1連が5径間の連続けたからなる複数連の高架橋内の1連の橋梁を取り出したものである。その数値計算モデルを図4. 6に示す。ここに、上部構造の全質量は $M=2697 \times 10^3 \text{ kg}$ で橋脚断面形状、支承、橋脚下端条件、橋脚の履歴モデル、減衰定数、入力地震動は前記のけた・橋脚モデルと同様である。

検討モデルの種類は以下のとおりである。

CASE 1：全橋脚に弾性支承を配置した弾性支承モデル

CASE 2：両端部橋脚に動摩擦係数 $\mu=0.2$ のすべり支承を配置し、中間橋脚に弾性支承を配置したすべり支承モデル

CASE 3：CASE2の動摩擦係数を $\mu=0.1$ としたすべり支承モデル

CASE 4：CASE1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長周期弾性支承モデル

CASE 5：全橋脚に免震支承を配置した免震支承モデル

CASE 6：CASE2のすべり支承モデルに静止摩擦の影響を考慮するスリップバネを加えたすべり支承モデルで静止摩擦係数を $\mu=0.4$ 、動摩擦係数を $\mu=0.2$ としたすべり支承モデル

ここに、固有周期はⅡ種地盤の加速度応答スペクトル⁽¹²⁾を参考にして、長周期化により加速度応答スペクトルの低減域に入るように、CASE4を除く全てのケースにおいて $T=1.22$ 秒とし、CASE4ではCASE2の両端部橋脚上(P1, P6)のすべり支承が完全スライド状態になった時の固有周期($T=1.47$ 秒)に相当するように弾性支承の剛性を設定した。

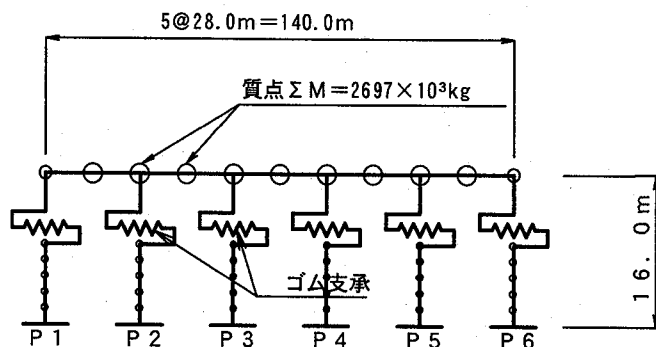


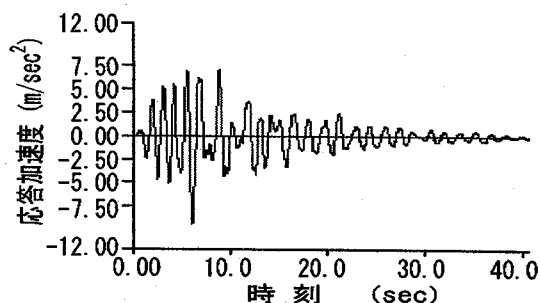
図4. 6 数値計算モデル

(2) 解析結果

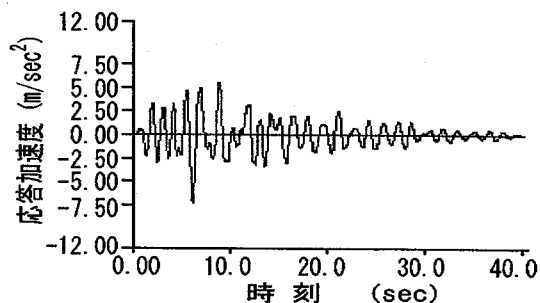
上部構造の時刻歴応答解析結果を表4. 3、その時刻歴応答加速度を図4. 7に示す。

表4. 3 上部構造の応答

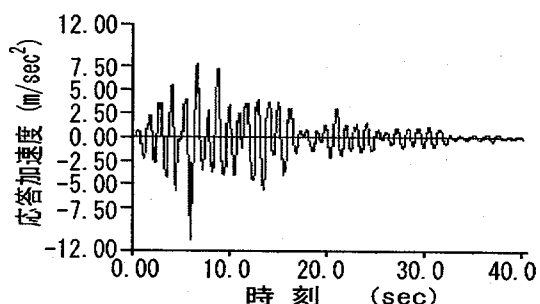
		CASE1 弾性支承モデル	CASE2 すべり支承モデル $\mu=0.2$	CASE3 すべり支承モデル $\mu=0.1$
最大変位	m	0.641	0.603	0.606
最大速度	m/sec	2.256	1.923	1.908
最大加速度	m/sec ²	9.257	7.201	7.084
		CASE4 長周期弾性支承 モデル	CASE5 免震支承 モデル	CASE6 すべり支承モデル (静止摩擦考慮)
最大変位	m	0.609	0.386	0.581
最大速度	m/sec	2.681	1.737	1.931
最大加速度	m/sec ²	8.848	10.920	7.202



(a) 弾性支承モデル (CASE 1)



(b) すべり支承モデル (CASE 2)



(c) 免震支承モデル (CASE 5)

図4. 7 上部構造の応答加速度時刻歴

ここに、CASE1の弾性支承モデルでの上部構造の最大応答加速度は 9.257 m/sec^2 、CASE4の長周期弾性支承モデルでのそれは 8.848 m/sec^2 であり、この減少量は長周期化の効果である。すべり支承モデルではさらに減少し、CASE2の動摩擦係数 $\mu=0.2$ のモデルで 7.201 m/sec^2 、CASE3の $\mu=0.1$ のモデルでも 7.084 m/sec^2 とすべり支承の減衰効果が表れている。

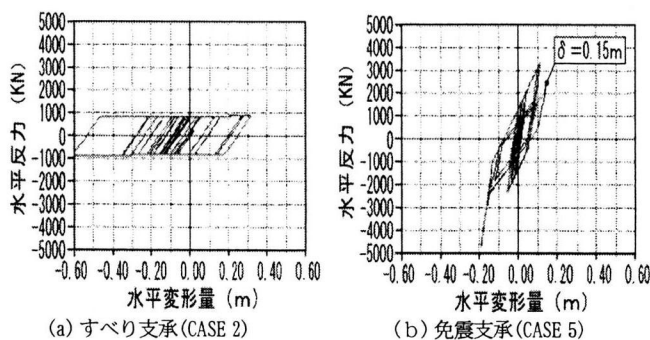


図 4. 8 支承の応答変位履歴

すべり支承と免震支承の応答変位履歴を図 4. 8 に示す。ここに、すべり支承、免震支承はいずれも P1 橋脚上のものである。この図よりすべり支承の履歴ループが確認できる。ここに、免震支承の応答変位履歴図より支承の変位が $\delta = 0.15\text{m}$ (せん断ひずみ $\gamma = 115\%$) のときの等価減衰定数を式 (6) より求めると $h_B = 16\%$ となる。また、すべり支承を有する橋梁の応答変位を図 4. 9 に示す様に簡略化して表すと、この橋梁の支承による弾性エネルギーと吸収エネルギーは図 4. 10 で表すことができる。このときの等価減衰定数 h_B はすべり支承の吸収エネルギー ΔW と弾性支承の弾性エネルギー W を用いて式 (8) で表すことができる。これにより、すべり支承を用いるときのおおまかな減衰定数の算定が可能である。

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} = \frac{2\mu \cdot \sum R_s \cdot \delta_s}{\pi \cdot \sum K \cdot \delta_e^2} \quad (8)$$

$$\Delta W = 4\mu \cdot \sum R_s \cdot \delta_s \quad (9)$$

$$W = \sum K \cdot \delta_e^2 \quad (10)$$

ここに、 μ : 動摩擦係数

$\sum R_s$: すべり支承に作用している

鉛直力の合計

δ_s : すべり支承のすべり量

δ_e : 弾性支承の変形量

$\sum K$: 弾性支承の剛性

いま、CASE 2 の 5 径間連続けた橋で $\mu = 0.2$, $\sum R_s = 2 \times 2555 \text{ kN}$, $\sum K = 4 \times 12500 \text{ kN/m}$ とするとすべり支承のすべり量 $\delta_s = 0.603\text{m}$, 弾性支承の変形量 $\delta_e = 0.329\text{m}$ のときの等価減衰定数は式 (8) より $h_B = 7\%$ となる。式 (8) から得られる等価減衰定数の精度については今後さらに検討する予定である。

支承変位と柱基部の時刻歴応答解析結果を表 4. 4 に、柱基部の応答曲率履歴を図 4. 11 に示す。

すべり支承モデルと弾性支承モデルとを比較すると、CASE 2 のすべり支承モデルで弾性支承を配置した中間橋脚柱基部の最大応答曲率 $\phi = 0.0115$ は CASE 1 の弾性支承モデルの $\phi = 0.0129$ と同等程度となっている。これは地震水平力を CASE 1 では 6 基の橋脚で負担するのに

対して、CASE 2 では 4 基で負担しているが、長周期化により加速度応答スペクトルの低減域に入っていることにより同程度となっている。これに対してすべり支承を配置した P1 橋脚の最大応答曲率は $\phi = 0.0008$ と降伏曲率 ($\phi_y = 8.94 \times 10^{-4}$) を越えていない。また、P1 橋脚上に配置された支承の最大変位は、弾性支承モデルでは $\delta = 0.314\text{m}$ であるのに対して、すべり支承の水平変位は 0.603m に増加している。CASE 3 の動摩擦係数 $\mu = 0.1$ のすべりモデルも同様の結果である。しかし、上部構造の最大応答変位は弾性支承モデルでは $\delta = 0.641\text{m}$ に対してすべり支承モデルでは $\delta = 0.603\text{m}$ とほぼ同程度である (図 4. 12 参照)。

次に免震支承モデルと比較すると、中間橋脚基部の最大応答曲率は免震支承モデルで $\phi = 0.0081$ とすべり支承モデルの 70% 程度であり、水平変位は $\delta = 0.191\text{m}$ とすべり支承モデルの 60% 程度と小さい。これは地震水平力を負担する橋脚基数と等価減衰定数の違いによる影響と考えられる。

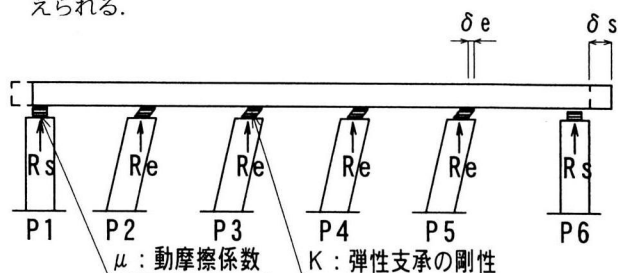


図 4. 9 すべり支承を有する橋梁の応答

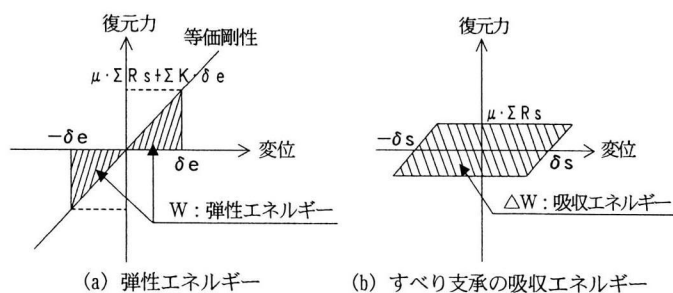


図 4. 10 すべり支承を有する橋梁の復元力特性

表 4. 4 支承変位と柱基部の応答

		CASE1 弾性支承モデル		CASE2 すべり支承モデル $\mu = 0.2$		CASE3 すべり支承モデル $\mu = 0.1$	
		P1	P2	P1	P2	P1	P2
支承の 最大変位	m	0.314	0.314	0.603	0.329	0.612	0.340
最大 曲率	1/m	0.0129	0.0129	0.0008	0.0115	0.0006	0.0113
最大曲げ モーメント	KNm	43,780	43,781	35,810	43,389	31,060	43,340
		CASE4 長周期弾性支承 モデル		CASE5 免震支承モデル		CASE6 すべり支承モデル (静止摩擦考慮)	
		P1	P2	P1	P2	P1	P2
支承の 最大変位	m	0.454	0.454	0.191	0.191	0.579	0.329
最大 曲率	1/m	0.0075	0.0075	0.0080	0.0081	0.0009	0.0107
最大曲げ モーメント	KNm	42,318	42,320	42,472	42,475	40,560	43,210

(3) すべり摩擦減衰システム

支承の載荷試験結果から積層ゴム支承のすべり特性は動摩擦の他に静止摩擦の特性も保有している。CASE 6はこの影響を検討したものである。図4. 13に静摩擦係数の影響を考慮した時の上部構造の応答加速度時刻歴と静止摩擦をモデル化したスリップバネ要素および動摩擦をモデル化したバネ要素のバネ反力の時刻歴を示す。この図より、スリップバネ要素は上部構造の応答加速度が 4.9 m/sec^2 で静止摩擦力がなくなっている。このことより、適切な静止摩擦係数を有するすべり支承であれば初期の地震動では静止摩擦が働くが、静止摩擦が切れた後にすべり摩擦が機能すると考えられる。

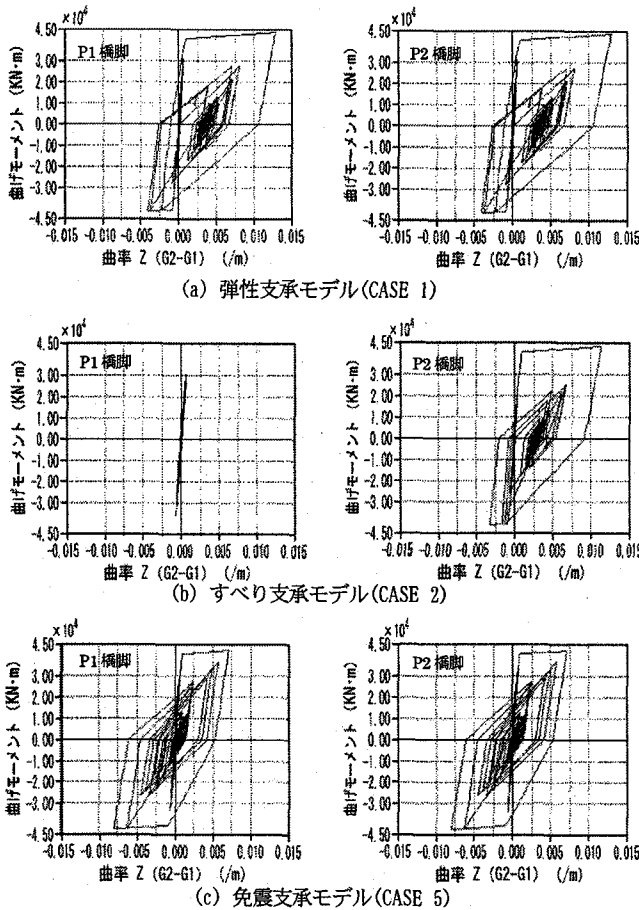


図4. 11 柱基部の曲率と曲げモーメントの関係

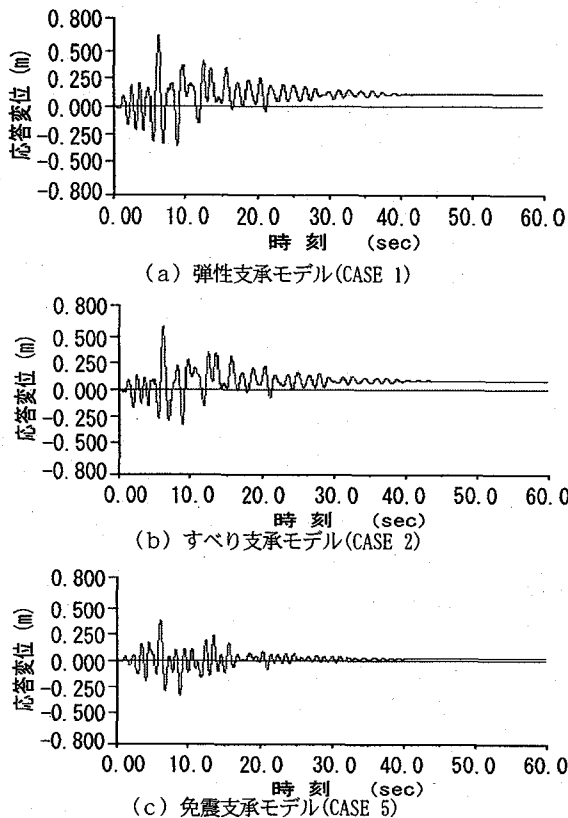
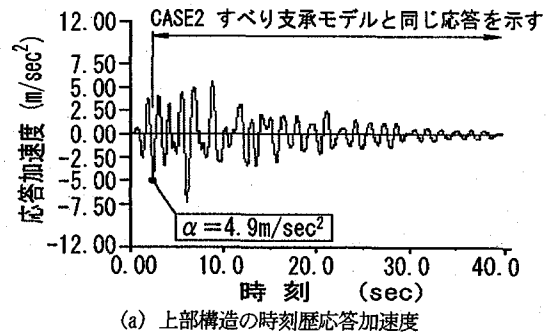
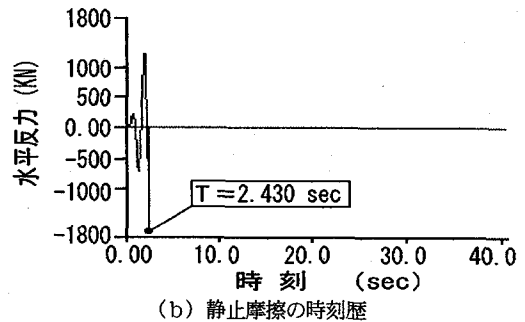


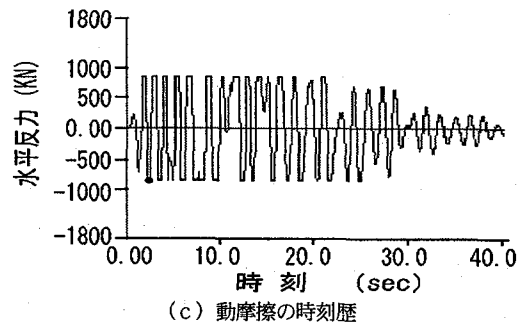
図4. 12 上部構造の時刻歴応答変位



(a) 上部構造の時刻歴応答加速度



(b) 静止摩擦の時刻歴



(c) 動摩擦の時刻歴

図4. 13 静摩擦係数を考慮した応答

本研究より、すべり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、すべり支承に摩擦減衰を持たせたすべり摩擦減衰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4.14参照)。また、すべり支承は支承の面圧やすべり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、減衰効果が機能するように摩擦係数を制御することが可能である。また、弾性支承の剛性がすべり支承の摩擦減衰や弾性支承の反力に及ぼす影響については今後の課題としたい。

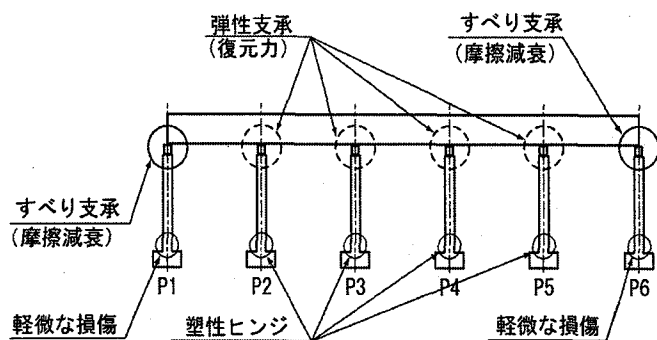


図4.14 すべり摩擦減衰システムの概念

本研究では多径間連続けた橋における適用を検討したが、その外の適用例として図4.15に示すように、1橋脚内の支承を弾性支承とすべり支承にする事により、鉛直力を弾性支承とすべり支承で負担し、地震時水平力を弾性支承で分担させて長周期化し、すべり支承に減衰を期待する機能分離構造にも適用できると考えられる。

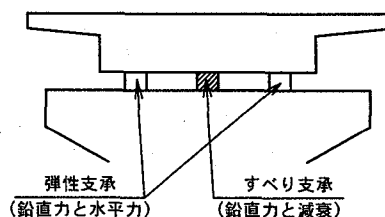


図4.15 機能分離構造の例

5. 結論

本論文では積層ゴム支承のすべり摩擦試験と積層ゴム支承をすべり支承として用いたけた・橋脚モデル、連続高架橋モデルの非線形時刻歴応答解析を実施し、得られた結果について検討した結果、以下の点が明らかとなった。

- ①静止摩擦係数、動摩擦係数は面圧が大きくなると減少する。
- ②動摩擦係数は繰返し回数に依存し、繰返し回数が増えるほどその値は減少する。
- ③動摩擦係数は載荷速度に依存し、繰返し載荷の周波数が大きくなるほどその値は減少する。
- ④形状係数が小さく面圧の小さいすべり支承ほど安定した履歴曲線を描く。
- ⑤けた・橋脚モデルや多径間連続けた橋にすべり支承を組み込むことにより、系の長周期化と系の減衰を高めること

が出来る。

⑥すべり支承と弾性支承を組合せることで、弾性支承に復元力を持たせ、すべり支承に摩擦減衰を持たせたすべり摩擦減衰システム橋梁の設計が可能と考えられる。

また、積層ゴムとコンクリートのすべり摩擦は50回ループでも一定のループ曲線を描いており、架設された橋の耐用年の間で経験する地震にはこのループ回数で十分に耐え得ると考えられる。さらに、提案するすべり支承は上部構造にアンカーボルトを必要とせず圧着させるものであるため、新設橋梁だけでなく既設橋梁にも適用が可能であると考えられる。

参考文献

- (1) 前田良刀他：大型ゴム支承の品質と力学特性，橋梁と基礎，pp.35～42，1999年12月。
- (2) 小坪清真：土木振動学，森北出版，p.41～43，1977年3月。
- (3) 川島一彦：動的解析における摩擦力のモデル化に関する一考察，土木学会論文報告集，第309号，pp.151～154，1981年5月。
- (4) 岡本晋他：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，土木学会論文集，No.507/I-30，pp.167～177，1995年1月。
- (5) 岡本晋他：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，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.191～200，1995年4月。
- (6) 鵜野禎史他：摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する検討，土木学会第54回年次講演会，I-B，pp.128～129，1999年9月。
- (7) 玉木利裕他：摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討，土木学会第53回年次講演会，I-B，pp.688～689，1998年10月。
- (8) 玉木利裕他：摩擦減衰型免震装置の簡易設計法に関する一検討，土木学会第54回年次講演会，I-B，pp.130～131，1999年9月。
- (9) 伊津野和行他：機能分離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/I-52，pp.233～244，2000年7月。
- (10) 橋本晃他：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講演発表概要集，I-57，pp.A110～A111，2001年3月。
- (11) 橋本晃他：すべり支承の減衰効果について，土木学会第56回年次学術講演会講演概要集，I-B322，2001年9月。
- (12) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，丸善(株)，平成8年12月
- (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

(2002年9月13日受付)