

◆ 報 文 ◆

すべり系支承を用いた地震時遮断機構を有する 免震橋梁の振動台実験

遠藤和男* 岡田太賀雄** 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、免震橋としない場合と比較して、橋全体としてコスト縮減まで至らないケースがある。一方、最近では、コスト縮減を目的とした機能分離型の支承構造¹⁾として、鉛直荷重を受け持つすべり摩擦型の支承（以下、すべり系支承）と水平荷重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採用される事例が増えつつある。このような支承構造を適用した場合、摩擦力を適切に制御して確実にすべりを生じさせ、地震力を遮断することができれば、原理的には摩擦力とゴムバッファの反力の和以上の力は伝達しないというシンプルな機構となるため、ゴム系の免震支承と同様な免震効果を得られる機構であること、鉛直荷重に対する支持性能が高く支承サイズを小さくできること、等の利点がある。

しかしながら、すべり系支承のすべり特性の确实性・長期安定性、あるいはすべり系支承を用いた免震構造の地震時挙動等が十分に検証されてい

ないことから、このような支承構造はまだ必ずしも一般的には用いられておらず、摩擦効果を適切に取り込んだ設計法も確立していない現状にある。

すべり系支承の摩擦係数には速度、面圧等の依存性があることが確認されており²⁾。さらに、すべり系支承部に作用する軸力は①水平地震動に起因する橋桁のロッキング振動、②上下動に起因する橋桁の鉛直慣性力、③上下動に起因する橋桁のたわみ振動により変動³⁾し、軸力と摩擦係数の積である摩擦力が変化するが、これら摩擦係数の依存性や軸力の変動がすべり系支承を用いた免震橋梁の応答性状に与える影響はこれまで十分に明らかにされていない。

このような背景から、本文では、すべり系支承を用いた免震橋梁の地震時挙動を明らかにするため、材料の異なる4種類のすべり系支承を用いて、3次元大型振動台による桁-支承の上部構造を対象（橋脚は含めない）とした橋梁模型の加振実験^{4,5)}を実施し、その結果得られたすべり系支承の摩擦特性、軸力変動の発生機構について報告するものである。

2. 実験供試体

本実験に使用する供試体は、特定の橋梁を対象としないが、一般的な橋梁（実橋）を縮尺したものととした。対象とした実橋の諸元は、「道路橋耐

表-2 実橋及び実験供試体の諸元

	実橋	実験供試体	備考
橋軸方向支間長	40m	5.71m	1/7
主桁間隔	10m	1.43m	1/7
上部構造分担重量/橋脚当たり	6,306kN	129kN	1/7 ²⁾
上部構造分担重量/支承当たり ¹⁾	3,158kN	64kN	1/7 ²⁾
上部構造（橋桁）重量 ¹⁾	6306*2=12,612kN	257kN	1/7 ²⁾
ゴムバッファばね値/橋脚	23,536kN/m	~3362kN/m	1/7
ゴムバッファ寸法 ¹⁾	2,600*2,600*286mm	371*371*41mm	1/7
すべり支承径 ¹⁾	Φ 460mm	Φ 66mm	1/7
固有周期	1.04sec	0.393sec	1/√7
重心高さ	2.2m	0.314m	1/7

¹⁾ 1橋脚当たり2つのすべり支承と1つのゴムバッファを想定

²⁾ 連続橋中間の2径間分を想定

³⁾ 設計変位: 500mm、設計変位時せん断ひずみ: 175%、せん断弾性係数: 1N/mm²とした場合

⁴⁾ 設計面圧: 20N/mm²とした場合

表-1 相似則

物理量	設定方法	相似比
(基本条件) 面圧 = 1、長さ = 1/√S、 重力加速度 = 1、ゴムせん断弾性係数 = 1		
桁重量	面圧 * 面積	1/S ²
桁質量	桁重量 / 重力加速度	1/S ²
ゴムバッファばね定数	ゴムせん断弾性係数 * 面積 / 厚さ	1/S
ゴムバッファ周期	√(桁質量 / ゴムバッファばね定数)	1/√S
時間	周期	1/√S
速度	長さ / 時間	1/√S
加速度	速度 / 時間	1
慣性力	質量 * 加速度	1/S ²
変位	慣性力 / ゴムバッファばね定数	1/S

Shaking Table Tests of Bridges Isolated by Sliding Bearings

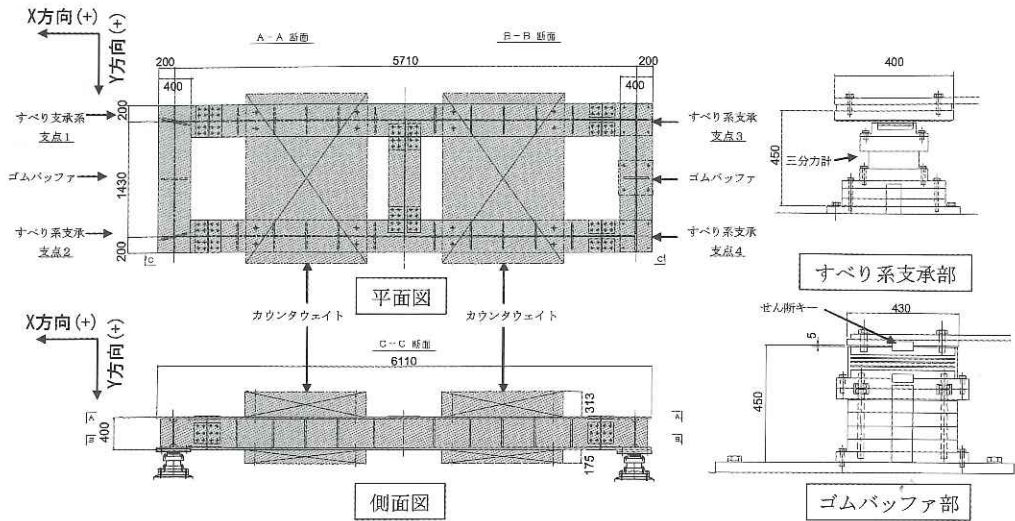


図-1 実験供試体一般図

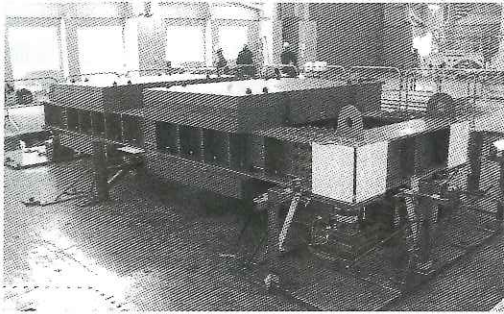


図-2 実験供試体全景

震設計に関する資料⁶⁾の「2. 鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算例」を参考に設定した。相似則は、すべり系支承面圧の相似比を1として、表-1のように設定した。また、支承部の軸力変動に着目した既往の振動台実験³⁾を参考に、上下地震動及びロッキングに起因する軸力変動の比を実橋と一致させるため、主桁間隔/重心高さを実橋と供試体で合わせている。各相似比は、三分力計の定格容量、振動台の加振限界性能から縮尺比 $S=7$ として設定した。実橋及び実験供試体の諸元を表-2に示す。

実験供試体の一般図と全景をそれぞれ図-1、2に示す。実験供試体の基本構成は、橋桁を模擬したH型钢、すべり系支承4つ及びゴムバッファ2つからなり、橋脚は含めない上部構造を対象とした。また、重心高さを調整するためにカウンターウェイトを橋桁H型钢の上下から挟み込んで固定してい

る。本実験に用いたすべり系支承は、表-3に示す材料、摩擦係数の異なる4種類とした。ゴムバッファには、タイプ1~3のすべり系支承に対しては同一の反力分散ゴム支承(RB: Rubber Bearing)を組み合わせ、低摩擦型であるタイプ4のすべり系支承に対しては鉛プラグ入りゴム支承(LRB: Lead Rubber Bearing)を組み合わせた。

3. 実験方法

本実験における計測項目は、変位、加速度、荷重とし、荷重は、各すべり系支承下面に三分力計を設置し、すべり面に生じる荷重を計測した。また、図-1に示すように、橋軸方向をX方向、橋軸直角方向をY方向、鉛直方向をZ方向と称する

表-3 すべり系支承タイプ及びゴムバッファ

タイプ	すべり材	相手材	設計面圧	目標摩擦係数	組合せたゴムバッファ (数値は設計値)
1	充填材入り PTFE ^{D)} Φ82	SUS ^{II)} (No.3以上)	12N/mm ²	0.15程度	反力分散ゴム支承 (RB) K=3333kN/m
2	充填材入り PTFE ^{D)} Φ82	SUS ^{II)} (鏡面仕上げ)	20N/mm ²	0.1程度	
3	焼結金属系 すべり材 Φ75	SUS ^{II)} (No.2B相当)	15N/mm ²	0.25程度	
4	AFRP ^{III)} (アラミド繊維強化プラスチック) Φ60	SUS ^{II)} (フッ素樹脂コート)	20N/mm ²	0.05程度	鉛プラグ入りゴム支承(LRB) K1=17770kN/m K2=2734kN/m Qd=76.4kN (有効せん断ひずみ100%)

^{D)} Poly Tetra・Fluoro Ethylene、四フッ化エチレン樹脂、商品名：テフロン

^{II)} ステンレス

^{III)} Aramid Fiber Reinforced Plastic

表-4 加振ケース

ケース	X方向				Y方向			Z方向		
	入力波	加振レベル		入力波	加振レベル		入力波	加振レベル		
		支承	入力最大加速度 (cm/sec ²)		支承	入力最大加速度 (cm/sec ²)		支承	入力最大加速度 (cm/sec ²)	
1	正弦波 周期:0.5sec 波数:10波*)	タイプ1	425	—	—	—	—	—	—	
		タイプ2	350							
		タイプ3	650							
		タイプ4	1000							
2	—	—	—	正弦波 周期:0.5sec 波数:10波*)	タイプ1	500	—	—	—	
					タイプ2	400				
					タイプ3	650				
					タイプ4	600				
3	正弦波 周期:0.5sec 波数:10波 ¹⁾	タイプ1	425	—	—	—	正弦波 周期:0.5sec 波数:10波 ^{1, 2)}	タイプ1	400	
		タイプ2	350					タイプ2	400	
		タイプ3	—					タイプ3	—	
		タイプ4	850					タイプ4	400	

¹⁾ 正弦波 10波の前後にはそれぞれ6波分のテーパを付加し、計22波としている。

²⁾ X方向と同位相。

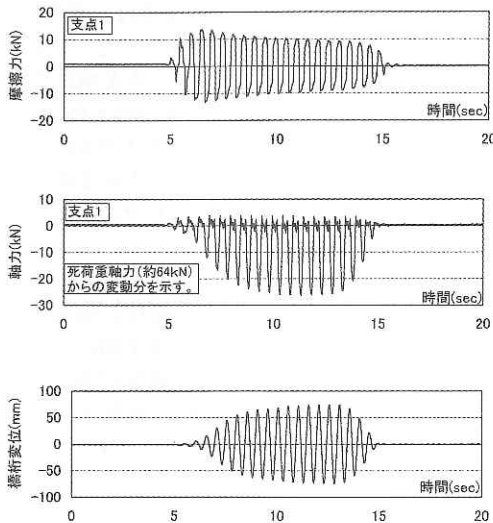


図-3 時刻歴波形 (タイプ1、ケース1)

こととする。加振は、正弦波を入力として、表-4に示す3ケースを4タイプの支承に対してそれぞれ実施した。正弦波周期は、極力大きな応答を発生させ、高速域でのすべり系支承の摩擦特性の確認を行うため、実験供試体のゴムバッファ剛性(設計値)から算出される橋桁の固有周期(0.39sec)に近い値で0.5secとした。各ケースの加振レベルは、振動台及び桁の実際の応答値が不明であったため、加振レベルを徐々に上げていき、応答変位が目標値(ゴムバッファのせん断ひずみ150%=72mm程度)もしくは軸力が三分力計の定格容量(圧縮:150kN、引張:浮き上がりが発生させない)に達した時点で加振レベルの増加を終了した。従って、表-4に示す最終的な加振レベルは支承

タイプ毎に異なる。なお、タイプ3に対しては、上下動を入れることにより三分力計の定格容量に抵触する恐れがあったため、ケース3は実施していない。また、振動台の再現性能の限界から、振動台上で計測された実際の加振レベルは、設定した加振レベル(表-4中の数値)と比較して平均1割程度大きくなっている。

4. すべり系支承の摩擦特性

図-3に摩擦力、軸力及び橋桁変位の時刻歴波形の一例(支承タイプ1、加振ケース1)を示す。なお、軸力波形は死荷重軸力(約64kN)からの変動分を示している。すべり系支承に作用する摩擦力は、すべりによる地震力遮断により頭打ちとなっており、その頭打ちの摩擦力は加振回数の増加と共に減少し、一定値に漸近する傾向が見られる。すべり系支承に作用する軸力は、橋桁の振動に伴い最大で25kN程度減少したが、増加は4kN程度と小さかった。軸力変動の発生機構については、5.で考察を行う。

図-4、5にそれぞれケース1、3の摩擦係数-変位関係を示す。摩擦係数は、時々刻々の摩擦力を軸力で除した値である。

充填材入りPTFEとSUSの組合せであるタイプ1、タイプ2では、図-4に示すように、それぞれ滑り出しの摩擦係数0.2、0.15程度から加振回数の増加に伴い減少し、0.15、0.1程度に漸近する結果となった。上下動の無いケース1では、摩擦係数-変位関係はほぼ矩形に近いものの、速度がゼロとなり、変位が最大となる矩形の角に若干の丸みを有している。これは主に、摩擦係数が速度ゼロ付近で低下し、速度約5cm/sec以上でほぼ一定になるという速度依存性²⁾によるものと考えられる。

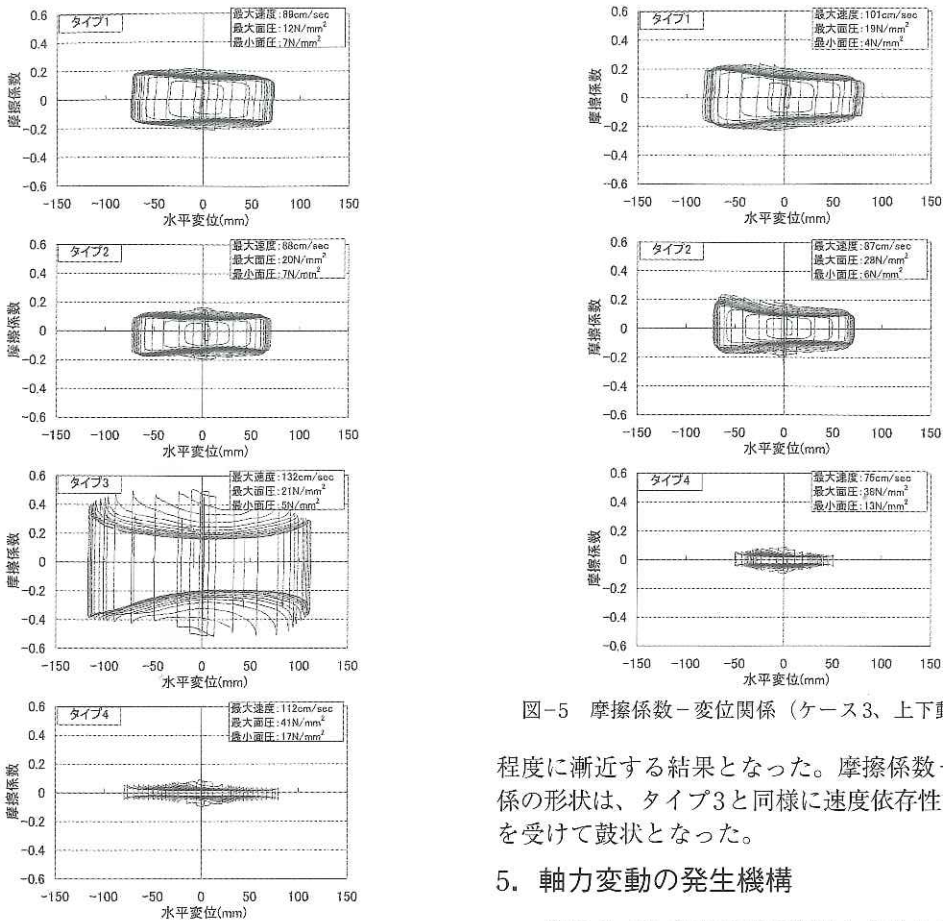


図-4 摩擦係数-変位関係 (ケース1、上下動無し)

また、上下動のあるケース3では、図-5に示すように、負側変位時に摩擦係数が大きくなる台形形状となった。これは、水平・鉛直方向を同位相で振動台を加振（正負符号は図-3参照）したため、負側変位最大時に面圧が最小となり、面圧の低下に従い摩擦係数が増加するという面圧依存性²⁾によるものと考えられる。

焼結金属系すべり材とSUSの組合せであるタイプ3では、図-4に示すように、タイプ1、2と同様に、摩擦係数が滑り出しから加振回数の増加に伴い減少し、一定値に漸近する結果となった。また、変位最大付近で摩擦係数0.4程度、変位ゼロ付近で0.2程度と大きく鼓状の形を示した。これは主に、摩擦係数が速度ゼロ付近で最大で速度の上昇と共に低下するという速度依存性⁷⁾によるものと考えられる。

AFRP（アラミド繊維強化プラスチック）とSUSの組合せであるタイプ4では、図-4、5に示すように、他タイプと同様に、滑り出しの摩擦係数0.05程度から加振回数の増加に伴い減少し、0.03

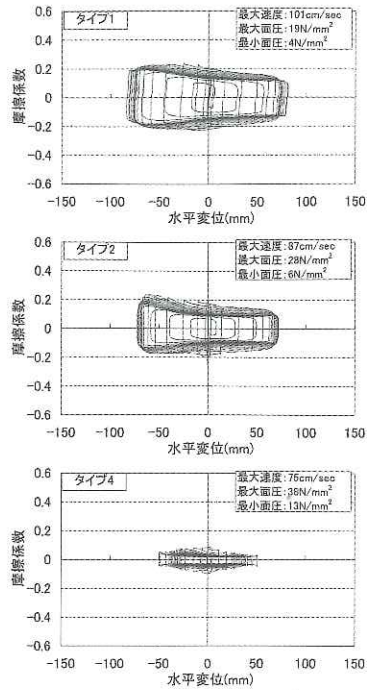


図-5 摩擦係数-変位関係 (ケース3、上下動有り)

程度に漸近する結果となった。摩擦係数-変位関係の形状は、タイプ3と同様に速度依存性の影響⁸⁾を受けて鼓状となった。

5. 軸力変動の発生機構

一般にすべり系支承部に作用する軸力の変動要因として以下の3つが挙げられており³⁾、ここでは、下記要因により各支点でどの程度の軸力の変動が発生したかを考察する。

- ① 水平地震動に起因する橋桁のロッキング振動
- ② 上下地震動に起因する橋桁の鉛直慣性力
- ③ 上下地震動に起因する橋桁のたわみ振動

図-6にすべり系支承タイプ1におけるケース1～3の振動方向の隣り合う支点（ケース1、3：支点1と3、ケース2：支点1と2）の軸力変動及びケース1の4支点合計の軸力変動を示す。時間軸は、図-3の時刻歴波形図における8～12秒間を拡大したものであり、軸力は、死荷重時軸力からの変動分を示している。X方向加振のケース1では、隣り合う支点の軸力が交互に減少するものの、死荷重時軸力から増加する現象は見られなかった。また、Y方向加振のケース2では、軸力の増減が隣り合う支点で交互に発生するものの、減少の程度の方が大きかった。この軸力の変動は主に変動要因①によるものと思われるが、ロッキングによる軸力の変動であれば、一方の支点が浮き上がれば振動方向の反対側の支点は押し込むというように、各

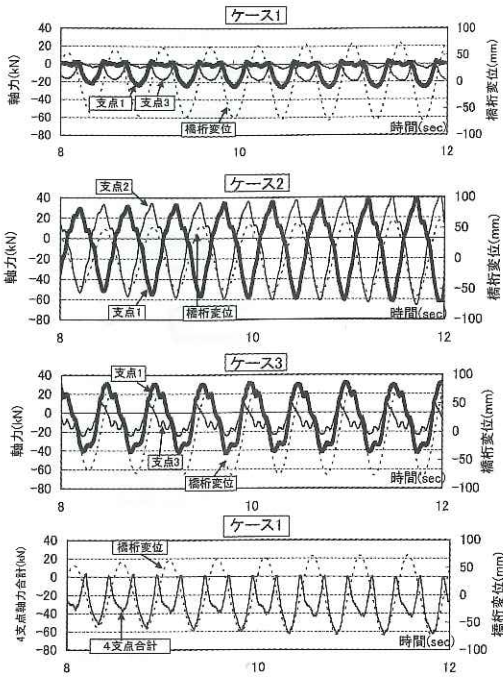


図-6 支點の軸力変動

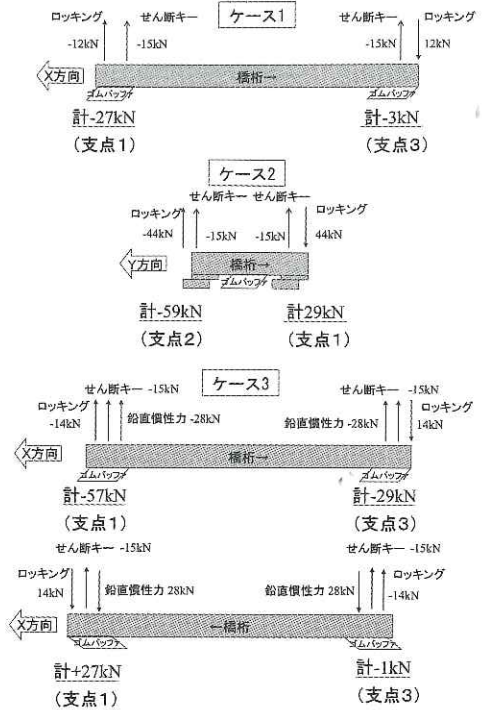


図-8 軸力変動の要因別分解

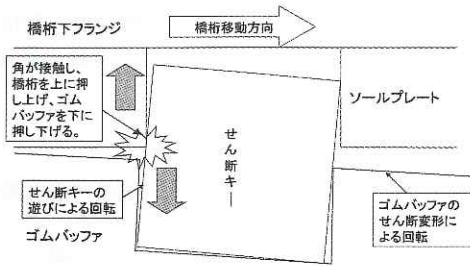


図-7 橋桁のせん断キーへの乗り上げ

支點で発生する変動はキャンセルし合うため、各支點軸力合計の変動は無いと考えられる³⁾。しかし、4支點合計で60kN程度の軸力が減少しており、これは4支點以外で軸力の一部を受けていることを意味する。加振終了後に橋桁を吊り上げた際、ゴムバッファ-橋桁間のせん断力を伝達するせん断キーが回転した状態で橋桁側のソールプレートに食い込んでいた。このような状況から、原因としては2基設置したゴムバッファが考えられ、図-7に示すように、せん断キーが加振中に回転して、橋桁がせん断キーに乗り上がり、ゴムバッファで軸力の一部を分担したものと推察された。

橋桁のせん断キーへの乗り上げが軸力の変動要因の一つであると仮定した場合、図-6の軸力変動の最大値を橋桁のロッキング振動(変動要因①)、橋桁の鉛直慣性力(変動要因②)及び橋桁のせん断キーへの乗り上げとの3つの要因別に分

解することを試みた。変動要因①及び②による軸力変動の最大値は、橋桁で計測された水平及び鉛直方向の最大応答加速度を用いて算出した。せん断キーへの乗り上げによる軸力変動は、定量的な評価は難しいため、橋桁最大変位時に各支點上向きに均等な軸力が作用すると仮定した。なお、橋桁のたわみ振動(変動要因③)に関しては、今回の実験では実験供試体に形鋼を使用したことから桁剛性を実橋モデルと等価には設定せず、また、橋桁支間中央において増幅された応答加速度から算出した軸力変動の最大値は2kN~4kN/支點程度と小さかったため、ここではその影響を無視する。

- ・ロッキングによる軸力変動最大値(変動要因①)：
(橋桁の最大応答水平加速度) × (橋桁質量) × (重心高さ) / 支間 / 2支點
- ・鉛直慣性力による軸力変動最大値(変動要因②)：
(橋桁の最大応答鉛直加速度) × (橋桁質量) / 4支點
- ・せん断キーによる軸力変動最大値：
15kN/支點と仮定

軸力変動の要因別分解を図-8に示す。ここでは、減衰の影響はあるものの、ほぼ橋桁の最大変位時に最大加速度が発生すると考えられるため、上記3つの要因別軸力変動の最大値は同時に起こるものとする。それぞれ推定した最大値を合算した軸力と、図-6に示す実測された橋桁最大変位時の軸力はほぼ等しい結果となり、せん断キーに起因すると思われる軸力変動を橋桁最大変位時

に各支点上向きに均等な荷重が作用すると仮定することにより、各支点で実測された軸力変動をほぼ要因別に分解可能であることが分かった。

以上のように、今回の実験では軸力の変動要因として、上記①～③の他にゴムバッファ部のせん断キーの影響があることが推定された。すべり支承部に作用する軸力の変動は摩擦係数及び摩擦力の変動につながり、地震時に発生する軸力を適切に評価しなければ想定し得ない挙動が発生する可能性があるため、鉛直荷重支持機能を有さないゴムバッファに軸力を作用させないよう、ゴムバッファ構造、特にせん断キーの構造ディテールには注意を要するものと考えられる。

6. まとめ

- (1) 充填材入り PTFE と SUS (タイプ 1、2)、焼結金属系すべり材と SUS (タイプ 3) 及びアラミド繊維強化プラスチックと SUS (タイプ 4) を組合せたすべり系支承の摩擦特性を確認した。その結果、摩擦係数—変位関係は、タイプ 1、2 はほぼ矩形に近い形状を示したが、タイプ 3、4 は速度が大きくなると摩擦係数が低下するという鼓状の形状となった。また、何れのすべり系支承もすべり距離の増加に伴い摩擦係数が減少し、次第に一定値に漸近する傾向が見られた。
- (2) 軸力の変動要因として、橋桁のロッキング振動・鉛直慣性力・たわみ振動の他にゴムバッファ部のせん断キーの影響があることが推定された。すべり支承部に作用する軸力の変動は摩擦係数及び摩擦力の変動につながり、地震時に発生する軸力を適切に評価しなければ想定し得ない挙動が発生する可能性があるため、ゴムバッファ構造、特にせん断キーの構造ディテールには注意を要するものと考えられる。

謝 辞

本研究は、(財)土木研究所ならびに民間 8 社で実施している共同研究「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」の一環として実施した内容であり、関係各位に謝意を表します。また、本実験で使用した三分力計は京都大学大学院家村浩和教授より借用したものであり、ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 伊津野和行、袴田文雄、中村一平：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/I-52, pp. 233-244, 2000.
- 2) 玉木利裕、小川一志、河東 鎬、鶴野禎史、比志島康久：摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討、鋼構造年次論文報告集、第 7 巻, pp. 89-94, 1999.
- 3) 家村浩和、高橋良和、柳川智史、日比雅一：支承部軸力変動に着目した滑り免震橋梁の振動台実験、第 26 回地震工学研究発表会, 2001.
- 4) (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)、三協オイレス工業(株)、日本鑄造(株)、(株)ビービーエム：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.
- 5) 遠藤和男、岡田太賀雄、運上茂樹：すべり系支承を有する免震橋梁の振動台実験、第 9 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. -, 2006.
- 6) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、丸善, 1997.
- 7) 炭村 透、鶴野禎史、中山隆弘、大倉幸三、山本利弘：高摩擦係数を有する焼結金属系すべり材の基礎的研究、第 8 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. 97-102, 2005.
- 8) 宮崎 充、金治英貞、高田佳彦、東谷 修、荒水照夫：長大トラス橋の床組免震構造におけるすべり免震支承の設計と性能、第 8 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. 121-128, 2005.

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

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

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
震チーム首席研究員、工博
Dr. Shigeki UNJOH