

地震力の遮断に基づく高耐震構造システムの開発に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 15～平 19

担当チーム：耐震研究グループ耐震チーム

研究担当者：運上 茂樹、杉本 健、

岡田 太賀雄

【要旨】

ゴム系の免震支承を用いて長周期化と高減衰化により地震力の低減を図る免震設計が基準化され、一般的に採用されるようになってきている。しかしながら、地盤条件や橋梁の構造条件・周期特性等により適用範囲が限定され、免震支承が割高になる場合もあること等から橋全体としてのコスト縮減に貢献するまでには至っていない。このため、コスト縮減と耐震性の向上の両立を可能とする新たな高耐震構造技術の開発が必要とされている。

本研究では、地震力の遮断を図るとともに、変位応答の制御を行うことを可能とする新たな高耐震構造システムとして、すべり支承を用いた免震橋梁について解析的・実験的検討を行い、耐震設計法の提案を行った。

キーワード：すべり支承を用いた免震橋梁、摩擦力、振動台実験、性能照査法、シミュレーション解析

1. はじめに

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は一般的に採用されるようになってきている。しかし、このような免震橋では、地盤条件・橋梁の構造条件・周期特性等により適用範囲が限定されること、上部構造重量を支えるために免震支承のサイズが大きくなりやすく設計の自由度が限られ割高になる場合もあること、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の課題も指摘されている。

一方、コスト縮減を目的とした機能分離型の支承構造として、鉛直荷重を受け持つすべり摩擦型の支承と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開発されてきている。ゴムバッファにより鉛直荷重を支持しない機構であるためゴムバッファ剛性の選択の自由度が広がることになり固有周期を独立に調整でき、常時の回転変位や水平変位の追随性能による制約が無くなるため、コンパクトな支承形状にすることも可能となる。また、すべり支承に生じる摩擦力が減衰力として作用し、応答値の低減に寄与することが考えられ、従来のゴム系の免震支承と同様の免震効果を得られる機構と考えられる。

すべり支承を用いた橋梁の免震設計に関しては、すべり支承の摩擦係数の各種依存性の検証実験^{1)~3)}や振動台を用いた動的挙動の検証実験⁴⁾及び解析モ

デル・解析的な検討^{5)~7)}が行われているものの、すべり支承による摩擦効果の影響を適切に取り込んだ免震設計法及び支承構造の性能検証法としては確立していないのが現状である。

このような背景を踏まえて、平成 15 年度～平成 19 年度において、地震力遮断デバイスとしてすべり支承を用いた免震構造について、すべり支承を有する免震橋梁の地震時挙動に関する解析的検討、部材実験及び振動台実験に基づくデバイスの特性の把握と解析モデルの提案を行うとともに、免震設計法についてマニュアル(案)としてとりまとめた。また、同様の地震力遮断機構を有する球面すべり支承を用いた場合の地震時挙動についても振動台実験によりその基本特性を確認し、今後の活用の方向性を検討した。

2. 対象とした地震力遮断機構

図-1 に本研究で対象とした地震力遮断機構を有する免震構造の概要を示す。支承に要求される常時及び地震時の機能を分離し、すべり支承による鉛直荷重支持とゴムバッファによる地震時水平力の分担及び、すべり摩擦による減衰効果を期待する構造である。また、ゴムバッファは固有周期調整機能を有する。

この新しい免震構造について設計法として取りまとめるため、以下の課題を設定し解析的及び実験的検討を行った。

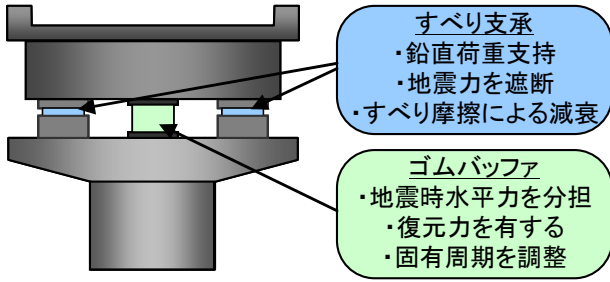


図-1 対象とした地震力遮断機構

- 1) すべり支承を用いた地震力遮断デバイスの設計モデルの開発
 - ・ 地震力遮断デバイスへの要求性能の明確化
 - ・ デバイスの性能及び各種依存性の検証
 - ・ デバイスの設計モデルの開発
- 2) 地震力遮断機構を有する免震橋梁の性能照査法の開発
 - ・ 免震橋梁の地震応答特性の検証
 - ・ 免震橋梁の性能照査法の開発

3. すべり支承の摩擦特性の評価

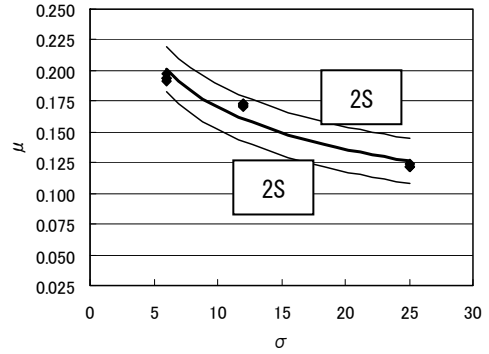
3. 1 摩擦係数の評価式

支承部におけるすべり材料として用いられるPTFE(テフロン)の特性を考えると、その摩擦係数はクーロンの摩擦法則により示されるような材料固有の値とはならず、载荷条件に依存した特性を有することが報告されている。しかしながら、これらの実験的研究などでは、それぞれ個々の試験結果を用いて実験回帰により、その依存性を評価しているものが多く、摩擦特性自体に関する力学的な考察およびモデル化を行っている研究例は少ない。

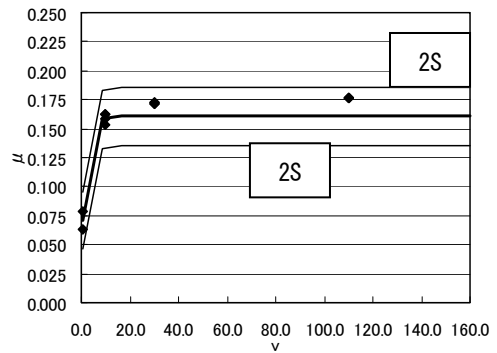
そこで、摩擦現象を評価する手法として用いられるトライボロジー理論やヘルツの接触理論などを活用することにより、摩擦発生機構を力学的に整理し、面圧に依存する支承部の摩擦特性に関する評価式の誘導⁸⁾を行った。速度依存性に関するモデル化は岡本らの研究⁹⁾による検討を参考として考慮することとした。検討結果から得られた摩擦係数評価式を以下に示す。

$$\mu(\sigma, v) = \mu'(\sigma)(1 - e^{-Dv}) + \mu''(\sigma)e^{-Dv} \quad (1)$$

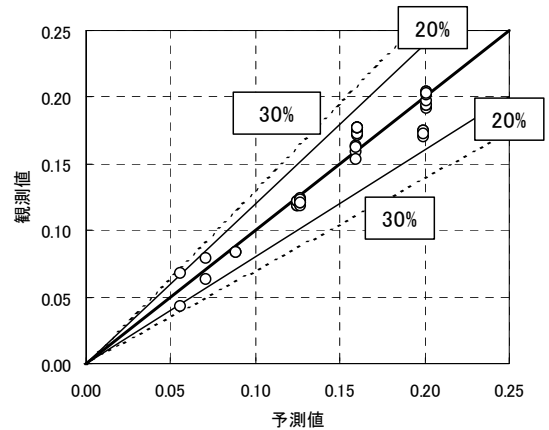
ここで、 $\mu(\sigma, v)$: 摩擦係数、 σ : 面圧(Mpa)、 v : 速度(kine)、 $\mu'(\sigma)$: 高速加振時における動摩擦係数、 D : 速度依存性を決める係数、 $\mu''(\sigma)$: 低速加振時における動摩擦係数、である。



a) 面圧依存性の回帰



b) 速度依存性の回帰



c) 全体の推定精度

図-2 PTFE と SUS での摩擦係数評価式算出の例 (S : 標準偏差)

3. 2 実験結果例

具体的に摩擦係数として算出する場合には、実験データに基づき各定数を設定することになる。図-2に実験結果を元に回帰したPTFEとSUSの組合せでの一例を示す。回帰においては設定速度(30kine)及び設定面圧(12MPa)のデータを元に面圧依存性・速度依存性の回帰を行った。全体の推定精度から概ね評価式を用いて推定可能である事が確認できる。

表-1 動的特性試験方法一覧表

試験の名称	概要	試験条件					備考
		温度	鉛直荷重	加振振動数・最大速度	加振変位	結果の利用	
すべり系支承の摩擦係数を確認するための基本特性試験	設計に用いたすべり系支承の摩擦係数を確認する。	+23℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz、 31.4cm/sec	±100mm	基本特性値を提示	すべり材の基本特性値とする。
すべり系支承の正負繰返し载荷に対する基本特性試験	すべり系支承が、地震による繰返し载荷後に有害な損傷がないことを確認する。	+23℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz、 31.4cm/sec	±100mm	有害な損傷がないこと	加振回数50回
繰返し载荷に対する安定性確認試験	すべり系支承が、地震力を受けている間での特性の変化を確認する。	+23℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz、 31.4cm/sec	±100mm	1シリーズ中の変化率を提示	
作用面圧の変化に対する依存性確認試験	すべり系支承に作用する鉛直荷重の変動に対して安定した機能を有すること、及び、摩擦係数の依存性を確認する。	+23℃	0.5~2.0× σ_b (基準面圧)	0.5Hz、 31.4cm/sec	±100mm	依存性を提示	死荷重相当载荷時のすべり材の作用面圧に対して0.5, 1.0, 1.5, 2.0倍の4点とする。
変位速度の変化に対する依存性確認試験	すべり系支承に生じる変位速度の変動に対して安定した機能を有すること、及び、摩擦係数の依存性を確認する。	+23℃	σ_b (基準面圧)	0.008~ 0.796Hz、 0.5~50cm/sec	±100mm	依存性を提示	加振速度0.5~50cm/secまでの4点以上とする。
外気温の変化に対する依存性確認試験	すべり系支承が、周辺の気温の変化に対して安定した機能を有すること、及び、摩擦係数の依存性を確認する。	-10℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz、 31.4cm/sec	±100mm	依存性を提示	外気温温度-10℃~+40℃の範囲から3点以上とする。
形状の違いに対する依存性確認試験	すべり系支承のすべり材の形状の違いによる摩擦係数の依存性を確認する。	+23℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz、 31.4cm/sec	±100mm	変化率を提示	
橋脚の回転変位に対する安定性確認試験	すべり系支承が、地震時の橋脚基部の塑性化に伴う支承部の回転変形に対して安定して機能することを確認する。	+23℃	σ_b (基準面圧)	0.5Hz、 31.4cm/sec	±100mm	変化率を提示	回転変位角度最大5°

4. すべり支承の摩擦特性の性能評価方法

前章で提案した摩擦係数の評価式も含め、地震力遮断デバイスとして用いるすべり支承の摩擦特性について、地震時における特性を確認する動的特性試験、常時における静的な特性を確認する静的特性試験、橋梁用支承として長期にわたる供用期間に対する安定性を確認する耐久性試験方法について提案した。一例として、動的特性に関する試験項目を示す。なお、具体的な試験方法を表-1に示す。

- 1) 摩擦係数を確認するための基本特性試験
- 2) 正負連続繰返し载荷に対する基本特性試験
- 3) 繰返し载荷に対する安定性確認試験
- 4) 作用面圧の変化に対する依存性確認試験
- 5) 変形速度の変化に対する依存性確認試験
- 6) 外気温の変化に対する依存性確認試験
- 7) 形状の違いに対する依存性確認試験
- 8) 橋脚の回転変位に対する安定性確認試験

上記の基本特性試験としては正負交番载荷試験による10回繰返しによる平均値を用いて評価することを提案した。

5. 上部構造を対象としたすべり支承を有する免震橋梁の振動台実験

5.1 実験概要

第2章で示したように、すべり支承の摩擦係数は、面圧・速度依存性を有する。そのため、作用する地震動の特性によっては、鉛直荷重の変動に伴う摩擦力の変動が地震時挙動に影響を与える可能性が考えられる。本章ではすべり支承を有する免震橋梁の地震時挙動について検討するため、3次元大型振動台を用いて、異なる摩擦特性を有するすべり支承を用いて一般的な橋梁の上部構造を対象とした振動台実験を行い、地震時挙動に及ぼす影響を確認した。

本実験で対象とした橋梁は、文献¹⁰⁾の「2.鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算例」に示される5径間連続鋼I桁橋を参考に図-3に示すようにすべり支承により免震化した橋梁である。これを参考にすべり支承を有する免震橋梁の一径間分をモデル化することとし、主桁本数を5本から2本にしたシンプルな実験供試体を作成した。図-4に実験供試体の全景を示す。相似則については、すべり支承に

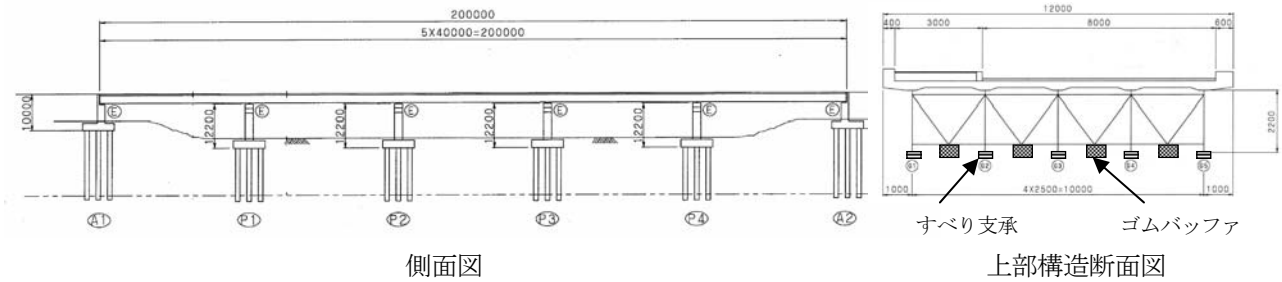


図-3 対象とした橋梁

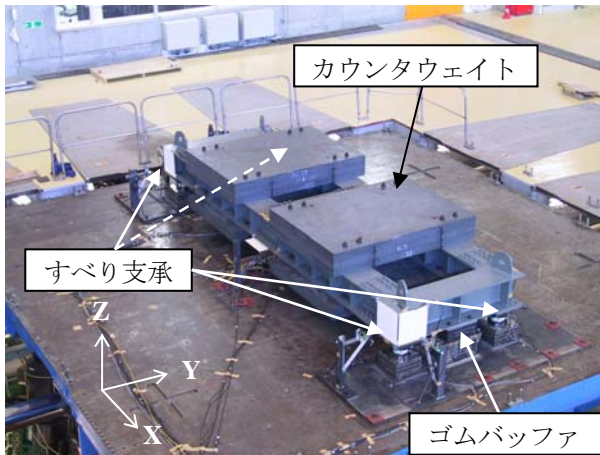


図-4 実験供試体全景

表-2 相似則

物理量	設定方法	相似比
(基本条件) 面圧=1、長さ=1/S (不変量) 重力加速度、密度、ゴムせん断弾性係数		
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
面圧	桁重量/面積	1

作用する面圧の相似比を1として表-2に示すように設定した。また、上下動及びロッキングに起因する鉛直荷重の変動比を対象橋梁と一致させるため、桁幅/重心高さを合わせた。本実験では相似比 S=7 とし、実験供試体の各諸元を表-3に示すように作成し、実験供試体の支間長を 5.71m、主桁間隔を 1.43m、桁重量を 257kN とした。4 隅にすべり支承を配置することとし、短辺方向の中心位置にゴムバッファを設置した。

すべり支承とゴムバッファの組合せについて表-4に示す。タイプ1とタイプ2については、充填材入り PTFE と SUS の組合せであり、設計面圧と仕上げ

表-3 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
上部工分担重量/橋脚当たり	6,306kN	129kN	1/7 ²
上部工分担重量/すべり系支承当たり ¹⁾	3,158kN	64kN	1/7 ²
上部工(橋桁)重量 ²⁾	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 ³⁾	2,600*2,600*286mm	371*371*41mm	1/7
すべり支承径 ⁴⁾	Φ460mm	Φ66mm	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G:1N/mm²とした

⁴⁾設計面圧:20 N/mm²とした場合

表-4 すべり支承の組合せ

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	SUS (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	SUS (鏡面仕上げ)	20N/mm ²	0.1程度	
3	焼結金属系 すべり材	SUS (No.2B相当)	15N/mm ²	0.25程度	
4	AFRP(繊維強化熱硬化性樹脂)	SUS(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%時)

表-5 加振ケース

ケース	支承タイプ	X方向		Y方向		Z方向	
		入力波	加振レベル 最大加速度・振幅倍率	入力波	加振レベル 最大加速度・振幅倍率	入力波	加振レベル 最大加速度・振幅倍率
1	1	正弦波 ¹⁾ 周期:0.5sec 波数:10波	425cm/sec ²	-	-	-	-
	2		350cm/sec ²				
	3		650cm/sec ²				
	4		1000cm/sec ²				
2	1	鷹取波 NS方向	100%	-	-	-	-
	2		100%				
	3		125%				
	4		150%				
3	1	鷹取波 NS方向	100%	-	鷹取波 UD方向	-	125%
	2		100%				125%
	3		125%				125%
	4		150%				125%
4	1	鷹取波 NS方向	100%	鷹取波 EW方向	-	鷹取波 UD方向	125%
	2		100%				125%
	3		125%				125%
	4		150%				125%
5	1	温根沼波 HA方向	250%	-	-	-	-
	2		250%				
	3		250%				
	4		300%				
6	1	温根沼波 HA方向	250%	-	温根沼波 UD方向	-	250%
	2		250%				200%
	3		250%				200%
	4		300%				200%
7	1	温根沼波 HA方向	250%	温根沼波 HB方向	-	温根沼波 UD方向	250%
	2		250%				150%
	3		250%				150%
	4		300%				100%

¹⁾正弦波10波の前後にはそれぞれ6波分のデューパーを付加し、計22波としている。

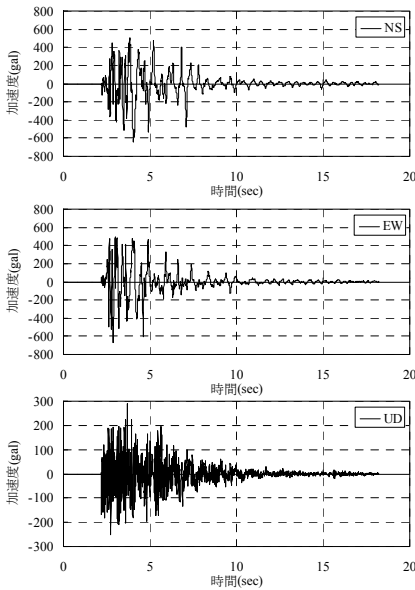


図-5 鷹取波 (振幅 100%)

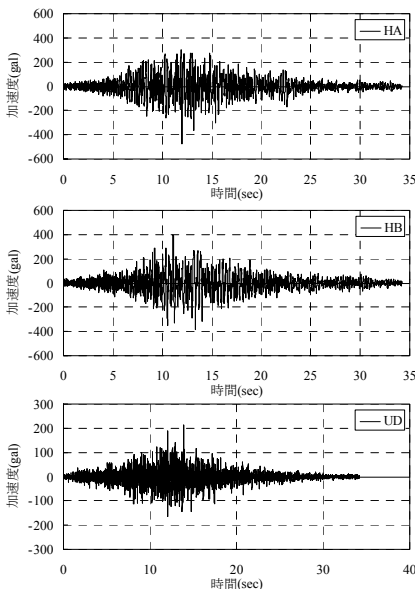
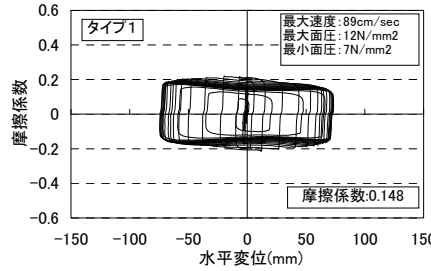
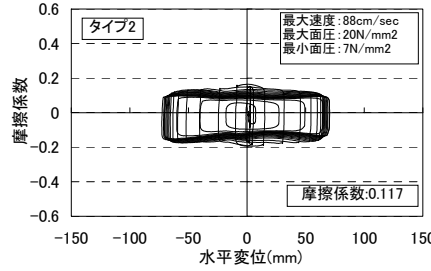


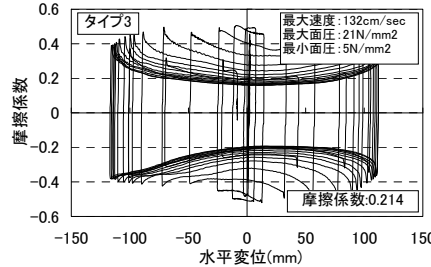
図-6 温根沼波 (振幅 100%)



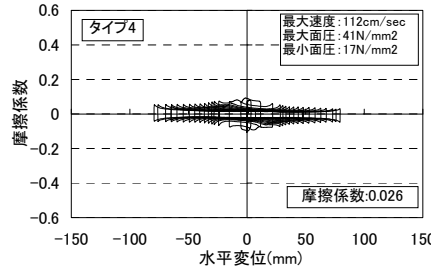
a) タイプ 1



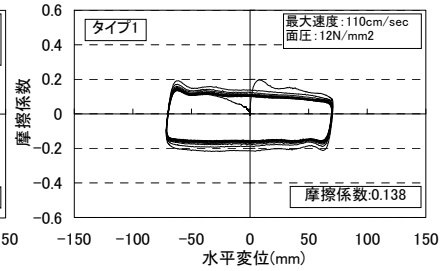
b) タイプ 2



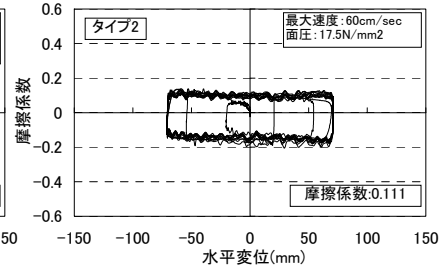
c) タイプ 3



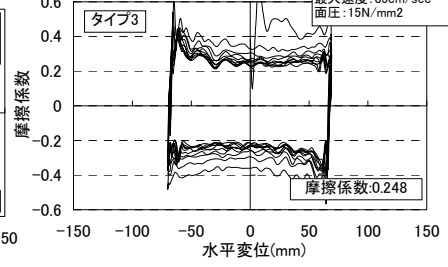
d) タイプ 4



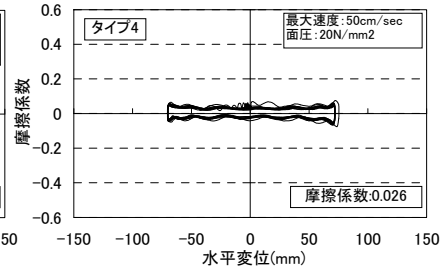
a) タイプ 1



b) タイプ 2



c) タイプ 3



d) タイプ 4

図-7 摩擦係数-変位関係 (ケース 1)

図-8 特性試験結果

の違いにより摩擦係数が異なる。タイプ 3 については焼結金属系すべり材と SUS の組合せであり高摩擦係数のタイプである。タイプ 4 については、AFRP と SUS の組合せであり、低摩擦係数のタイプである。組み合わせたゴムバッファとして、タイプ 1~3 については同一の反力分散ゴム支承を用い、タイプ 4 については鉛プラグ入りゴム支承を用いた。

入力地震動は正弦波、図-5 に示す 1995 年兵庫県南部地震の際に JR 西日本鷹取駅構内で観測された記録 (以下鷹取波)、図-6 に示す 1994 年北海道東方沖地震時の温根沼大橋周辺における観測記録 (以下温根沼波) を用いた。相似則を考慮すると時間軸は $1/\sqrt{7}$ になるが、本実験では振動台の加振設定上か

ら $1/\sqrt{6.25}$ とした。表-5 に示すケースの加振を 4 タイプの支承に対してそれぞれ実施した。

5. 2 実験結果

5. 2. 1 正弦波入力による各支承の摩擦特性

図-7 に各支承タイプの摩擦係数-変位関係を示す。タイプ 1 とタイプ 2 の支承では、上下動のないケース 1 の結果については摩擦係数-変位関係はほぼ矩形に近いものの、速度がゼロとなり最大変位となる矩形の角に若干の丸みを有しており、速度依存性の影響が確認できる。

タイプ 3 の支承では、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¹¹⁾によるものと考えられる。

タイプ4では、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¹²⁾を受けて鼓状となった。

また、振動台試験実施前に実施した二軸試験機による特性試験結果（振動台実験ケース1の速度、面圧条件に近いものを抜粋）を図-8に示す。スロースタートを行っていないタイプ1、3、4において、主に慣性力の影響によるものと思われる加振1回目の摩擦係数が局所的に大きくなる傾向が見られ、また、速度依存性の大きいタイプ3において発生速度の小さい特性試験で摩擦係数が15%程度大きくなったが、振動台試験結果とほぼ同等の結果を示した。

なお、図中に示す摩擦係数については、振動台実験の摩擦係数は加振回数7-16回目のY切片の平均値、特性試験の摩擦係数は加振回数2-11回目のY切片の平均値としている。

5. 2. 2 実観測波による上下動入力及び影響

表-6に各支承タイプにおける橋桁の応答変位・加速度の最大値及び摩擦係数-変位関係から得られた履歴吸収エネルギーについて、各観測波での上下動入力の有無による影響を比較検討した結果を示す。PTFEとSUSの組合せであるタイプ1とタイプ2についてはほとんど差が無いことが確認できる。また、AFRPとSUSの組合せであるタイプ4についてもほとんど差が無いことが確認できる。しかしながら、焼結金属系すべり材とSUSの組合せであるタイプ3のすべり支承については上下動を入力したケースの方が大きくなり、鷹取波を入力したケースにおいては応答変位が1.7倍程度大きくなった。タイプ3のすべり支承は図-7に示すように摩擦係数が大きく、速度依存性も他の支承に比べて大きく、高速時に摩擦係数が大きく低下する特性を有するため、一度すべり出す速度が大きくなり、摩擦力も小さくなるためさらに、すべり安い特性を有していることになる。そのため、入力レベルの多少の差により応答が大きく異なる可能性が考えられる。また、上下動を入力することで、鉛直荷重が増減したため、摩擦力が低下した際にすべるきっかけを与えることにもなる。これらが応答変位を大きくした要因として考えられる。

5. 2. 3 実観測波による橋軸直角方向入力及び影響

表-7に各支承タイプにおける橋桁の応答変位・加

表-6 上下動入力及び影響

支承タイプ	入力地震動		X方向最大応答変位		X方向最大応答加速度		履歴吸収エネルギー (X方向、4支点合計)	
	観測波	上下動	(mm)	比率 (有/無)	(cm/sec ²)	比率 (有/無)	(kN・cm)	比率 (有/無)
1	鷹取波	ケース2(無)	47.7	—	1,117	—	2,816	—
		ケース3(有)	46.7	0.98	1,108	0.99	2,799	0.99
	温棋沼波	ケース5(無)	42.0	—	1,023	—	9,085	—
ケース6(有)		41.4	0.99	1,010	0.99	8,731	0.96	
2	鷹取波	ケース2(無)	58.9	—	1,331	—	3,592	—
		ケース3(有)	57.1	0.97	1,298	0.98	3,497	0.97
	温棋沼波	ケース5(無)	43.5	—	1,005	—	6,734	—
ケース6(有)		43.9	1.01	1,039	1.03	6,686	0.99	
3	鷹取波	ケース2(無)	16.7	—	790	—	1,468	—
		ケース3(有)	28.7	1.72	991	1.25	2,182	1.49
	温棋沼波	ケース5(無)	20.9	—	858	—	5,867	—
ケース6(有)		30.2	1.44	1,087	1.27	6,413	1.09	
4	鷹取波	ケース2(無)	27.0	—	1,432	—	889	—
		ケース3(有)	27.0	1.00	1,435	1.00	892	1.00
	温棋沼波	ケース5(無)	27.3	—	1,516	—	3,190	—
ケース6(有)		29.5	1.08	1,568	1.03	3,194	1.00	

表-7 橋軸直角方向入力及び影響

支承タイプ	入力地震動		X方向最大応答変位		X方向最大応答加速度		履歴吸収エネルギー (X方向、4支点合計)	
	観測波	直角方向	(mm)	比率 (有/無)	(cm/sec ²)	比率 (有/無)	(kN・cm)	比率 (有/無)
1	鷹取波	ケース3(無)	46.7	—	1,108	—	2,799	—
		ケース4(有)	50.9	1.09	1,190	1.07	3,031	1.08
	温棋沼波	ケース6(無)	41.4	—	1,010	—	8,731	—
ケース7(有)		42.4	1.02	1,035	1.02	8,456	0.97	
2	鷹取波	ケース3(無)	57.1	—	1,298	—	3,497	—
		ケース4(有)	57.1	1.00	1,314	1.01	3,292	0.94
	温棋沼波	ケース6(無)	43.9	—	1,039	—	6,686	—
ケース7(有)		44.7	1.02	1,049	1.01	6,263	0.94	
3	鷹取波	ケース3(無)	28.7	—	1,003	—	2,182	—
		ケース4(有)	49.1	1.71	1,297	1.29	2,835	1.31
	温棋沼波	ケース6(無)	30.2	—	1,087	—	6,413	—
ケース7(有)		27.4	0.91	1,047	0.96	5,481	0.85	
4	鷹取波	ケース3(無)	27.0	—	1,435	—	892	—
		ケース4(有)	25.6	0.95	1,419	0.99	771	0.86
	温棋沼波	ケース6(無)	29.5	—	1,568	—	3,194	—
ケース7(有)		28.6	0.97	1,499	0.96	2,541	0.80	

速度の最大値及び摩擦係数-変位関係から得られた履歴吸収エネルギーについて、各観測波での橋軸直角方向入力の有無による影響を比較検討した結果を示す。タイプ1、タイプ2及びタイプ4の支承については概ね同様の結果が得られており、橋軸直角方向入力の及ぼす影響はないと考えられる。しかしながら、タイプ3の支承において、鷹取波を入力したケースについては応答変位が1.7倍程度に大きくなった。この要因として、上下動入力時と同様に速度依存性の影響が考えられる。また、図-9に示すように水平2方向入力により橋桁重心位置の軌跡は橋軸方向に対して、斜め方向に変位が生じており、図-10に示すように橋軸方向の見かけ上の摩擦係数が低下している事がその要因と考えられる。タイプ3の支承のように摩擦係数が大きく、速度依存性が大きくなるすべり支承については、入力地震動の特性によって大きく応答値が変化することが確認できる。

6. 橋梁全体系を対象としたすべり支承を有する免震橋梁の振動台実験

6. 1 実験概要

道路橋示方書V耐震設計編¹³⁾では、ゴム系の免震支承を用いた免震橋梁においては橋脚の塑性化を副次的なものに抑え、長周期化やエネルギー吸収が免

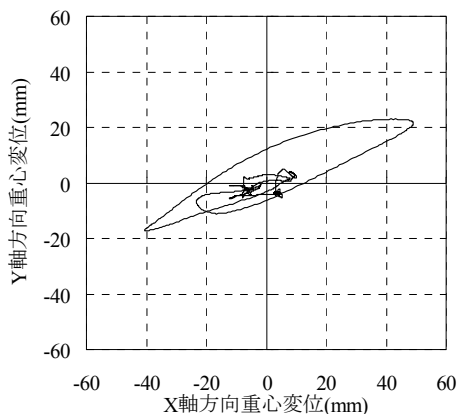


図-9 橋桁重心軌跡図 (タイプ3 支承, ケース4)

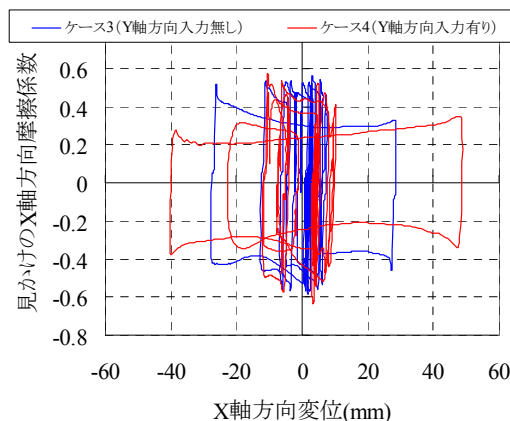


図-10 橋軸直角方向入力の及ぼす影響

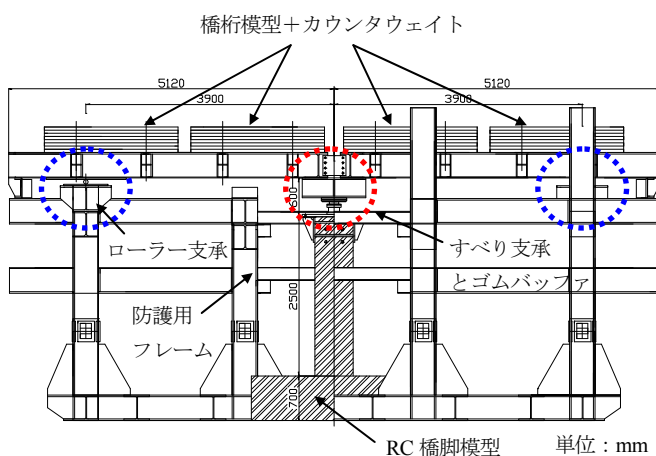


図-11 実験模型橋一般図

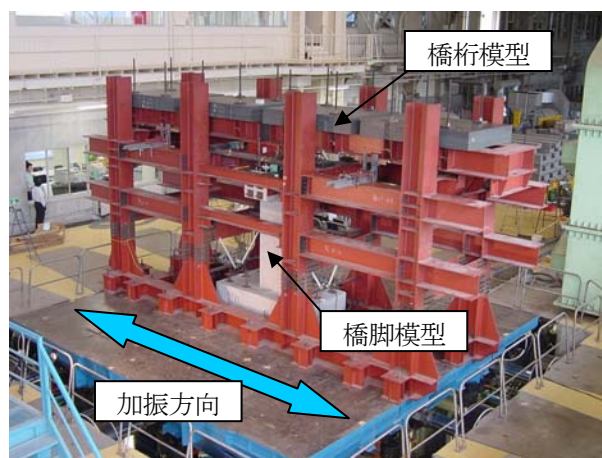


図-12 振動台実験状況

震支承により確実に行われるように設計することを規定しており、すべり支承を用いた免震橋梁においても同様に支承部において確実にエネルギー吸収が行われる必要があると考えられる。第3章で4種類のスべり支承の摩擦特性及び橋梁上部構造の地震時挙動について振動台実験により確認した。本章では橋脚も含めた橋梁全体系の地震時挙動について振動台を用いて確認するとともに、実験結果に基づき解析モデルについて検討した。

実験模型橋の一般図及び全景を図-11 及び図-12 に示す。橋桁模型については、長さ約5mのH鋼で作成された橋桁模型2連をつなぎ、カウンタウエイトを用いて全体重量が350kNとなるように調整し、鉄筋コンクリート橋脚模型と防護用フレームの両端に設置したローラー支承の3点で支持する構造とした。橋脚模型が支持する鉛直荷重は橋桁模型の1/2となるが、水平方向にはその全重量の慣性力が作用することとなる。

橋脚模型については、一般的な道路橋の橋脚の1/5縮尺程度を想定し、断面形状600mm×600mm、高さ

2500mmとした。橋脚模型の鉄筋の配置としては、一般的な都市高架橋を想定し主鉄筋比を約1%程度、帯鉄筋比を約1%程度とするため、主鉄筋をSD295-D13鉄筋を28本、帯鉄筋をSD295-D6鉄筋を45mmピッチで配置した。また、コンクリートの設計基準強度は27N/mm²とした。

橋脚模型天端には図-13 に示すように鉛直荷重を支持するすべり支承2基(以下、支点1及び支点2とする)と橋軸方向に作用する水平力を支持するゴムバッファを2基配置した。実験での加振方向は橋軸方向のみとしたため、ゴムバッファについては鉛直荷重を支持しない縦置き構造とした。また、固定支承を仮定した模型橋の固有周期の2倍程度以上となるように、ゴムバッファのせん断剛性を2基で2000kN/m程度と設定した。すべり支承には、充填材入りPTFEとSUSを組み合わせたタイプを用いており、設計面圧20kN/mm²で摩擦係数0.1程度のものである。すべり支承とゴムバッファの特性に関する繰返し載荷試験結果の一例を図-14 に示す。すべり支承については、摩擦係数の面圧・速度依存性を

把握するために、別途、特性試験を行い、式(1)に基づき、以下の摩擦係数評価式で表されることを確認した。

$$\mu(\sigma, v) = 0.332\sigma^{-0.384}(1 - e^{-0.475v}) + 0.147\sigma^{-0.384}e^{-0.475v} \quad (2)$$

また、ゴムバッファについては、せん断ひずみ250%時にはハードニングが生じているものの、断面形状から設計値は一基あたり960kN/mとなり、ほぼ設計値通りの結果が得られていることを確認した。

入力地震動については、縮小模型であるため、時間軸を応力(面圧)相似率1の場合の相似則に従い調整し、図-5に示す鷹取波のNS成分の観測波を用いることとした。加振方向については、図-12に示すように橋軸方向のみとし、橋軸直角方向及び鉛直方向には入力していない。なお、相似則を考慮すると時間軸は $1/\sqrt{5}$ となるが、本実験では振動台の加振設定上から $1/\sqrt{6.25}$ とした。

橋脚が弾性範囲から塑性範囲に入るように最初の加振は振幅30%とし、その後40%、50%と順に入力した。振幅50%の加振により、橋脚基部の鉄筋ひずみが降伏ひずみ 1854μ に対して 1217μ に達したため、以後の加振については塑性化を進展させるため振幅80%、110%、140%、170%と30%ずつ振幅を増加させて入力した。振幅170%の加振により、橋脚の最大応答変位が終局変位に近づいたため加振を終了した。なお、先述したように道路橋示方書V耐震設計編では、免震橋梁では橋脚の塑性化を副次的なものに抑え、主たる非線形性は免震支承によって発生させることとされている。したがって、振幅140%や170%時の現象を設計では想定しないことになるが、想定外の地震力を受け、橋脚の塑性化が進展した場合においてもすべり支承による免震効果が得られるのかどうかを把握することも目的としたため、橋脚の終局変位に近づくまで加振を行った。

6.2 実験結果

各加振ケースで計測された橋桁・橋脚天端・フーチングの最大応答加速度について図-15に示す。橋脚天端の応答加速度はいずれの加振においても増幅されているが、入力加速度振幅が大きくなるにつれ橋脚の塑性化が進展するため、その増幅割合は低減している。振幅170%加振時には入力地震動の加速度よりも低減されている。橋桁の応答加速度はいずれの加振でもフーチングあるいは橋脚天端よりも低減されており、橋脚基部の塑性化があまり進展しない振幅80%のケースでは入力地震動の70%

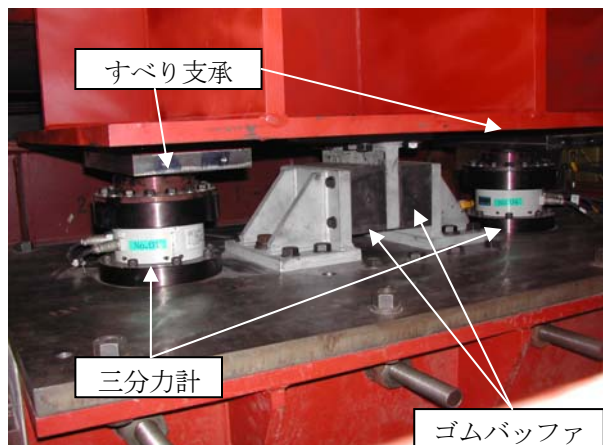


図-13 すべり系支承とゴムバッファの設置状況

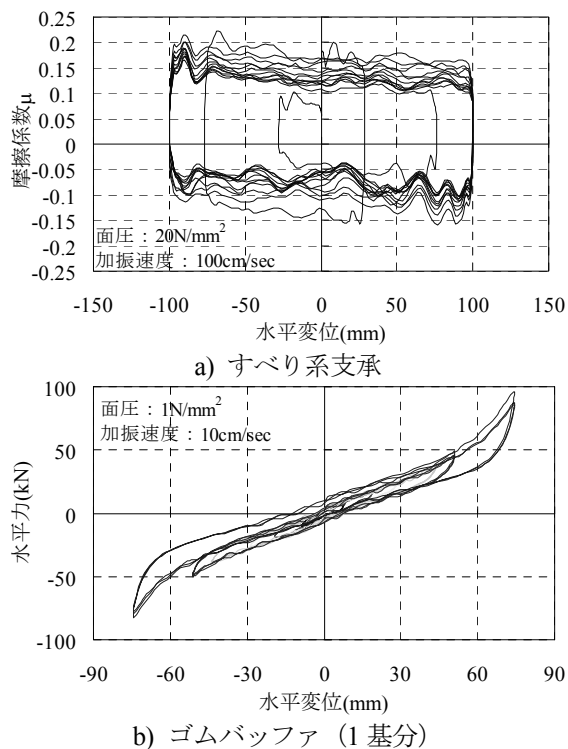


図-14 すべり系支承とゴムバッファの特性試験

程度に低減されており、それ以降の入力では橋脚の塑性化に伴いさらに低減されている。橋脚天端に対する橋桁の応答加速度については、橋脚の塑性化の有無や程度にかかわらず、いずれのケースにおいても30%~40%に低減されている。

各加振ケースで計測された橋桁・橋脚天端・支承の最大応答変位について図-16に示す。橋脚の塑性化が進展していない振幅50%を入力したケースまでは、橋桁に占める支承部の変位が90%程度である。入力振幅80%及び110%では支承変位は増加するものの橋脚の塑性化も進展し、橋桁に占める支承部の変位の割合は減少する。想定外として入力した振幅140%

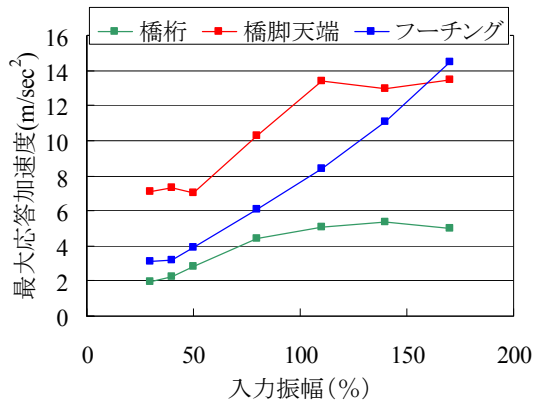


図-15 最大応答加速度

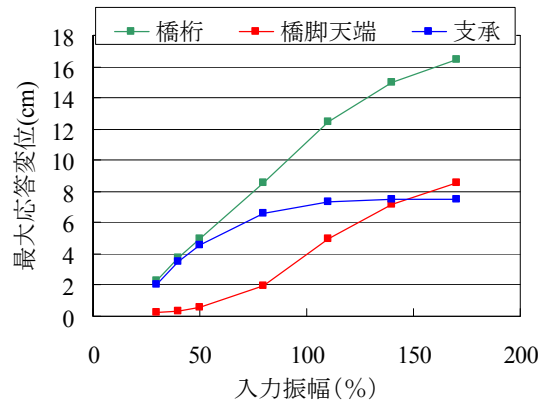
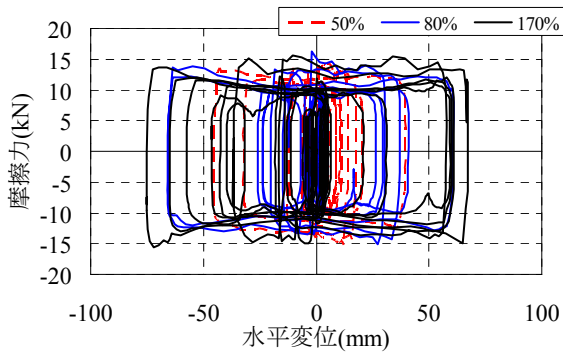
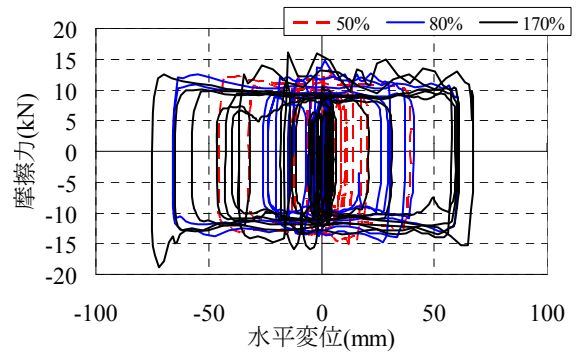


図-16 最大応答変位

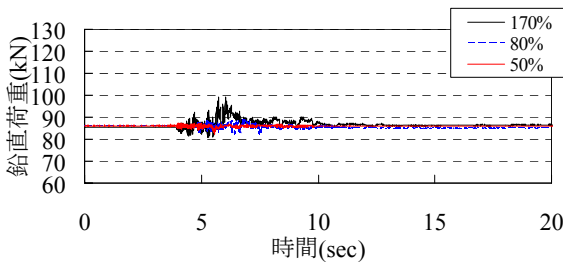


a) 支点1

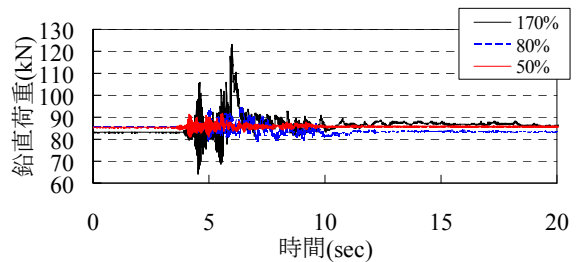


b) 支点2

図-17 摩擦力-支承水平変位関係図



a) 支点1



b) 支点2

図-18 すべり系支承に作用した鉛直荷重時刻歴図

及び振幅170%ではゴムバッファのハードニングが生じ支承の変位は増大しないが、橋脚の塑性化のみが進展していることが確認できる。

振幅50%、80%、170%加振時の摩擦力-支承水平変位の関係を図-17に示す。また、図-18に同じ加振振幅条件でのすべり支承に作用する鉛直荷重の時刻歴を示す。なお、加振前の鉛直荷重は支点1が86.4kN、支点2が86.2kNである。すべり支承に作用する鉛直荷重が変動することで摩擦力が変動し、地震時挙動に悪影響を及ぼす可能性が指摘されている¹⁴⁾。本実験においては、橋脚が塑性化していない振幅50%や、塑性化の程度が小さい振幅80%加振時には、瞬間的に鉛直荷重が変動し、摩擦力も変動するもののその

程度は小さく、想定した摩擦力はほぼ安定して得られている事がわかる。橋脚の塑性化の程度が大きい振幅170%加振時には鉛直荷重変動の程度も大きく、瞬間的な変動だけでなく、橋脚の変形が最大となる時間帯において、大きく鉛直荷重を増加させる方向に作用しており、支点1では最大で20%程度、支点2では最大で50%程度増加している。摩擦力についても同様に増加しているが、概ね一定の安定した摩擦力が得られていることがわかる。橋脚の塑性化に伴う鉛直荷重の変動が上記のように摩擦力を変動させたが、橋全体系の挙動にはあまり影響を与えていないことが確認できる。

以上の結果、PTFE と SUS を組み合わせたすべり

支承を有する免震橋の免震効果について、ほぼ想定通り摩擦力が作用していることを確認した。また、想定外の地震動が入力されると、橋脚の塑性化が進展し、橋脚に回転変位や鉛直変位の変動が生じることですべり支承に作用する鉛直荷重も変動したが、すべり支承は安定した挙動が得られる事を確認した。

6.3 シミュレーション解析

6.3.1 解析条件及びモデル化

非線形時刻歴応答解析における数値積分法には Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用いた。すべり支承を剛塑性型のバイリニアバネ要素でモデル化したため、積分時間間隔は、数値計算の安定性を高めるため、一般的な動的解析に用いられる積分時間間隔よりも細かい $1/4000$ とした。実験と同じ条件を再現するために、フーチング部で計測された各加振ケースの加速度を 10 秒間の間隔をおいて連続して入力し、解析を行った。

図-19 に示すように、橋脚躯体を質点と線形の梁要素、橋脚基部を回転バネ要素で、上部構造はモデル化せず質点に集中させた解析モデルを用いた。フーチングについてはモデル化せず、橋脚基部を固定とした。また、両端のローラー支承については転がり摩擦を無視できるものと考えモデル化していない。支承部のすべり支承 2 基分とゴムバッファ 2 基分をそれぞれに集約してバネ要素でモデル化し、上部構造の質点と橋脚天端の質点の間に設置した。橋脚基部の回転バネ要素については表-8 に示す実験時の材料試験結果から得られた特性を用いて道路橋示方書 V 耐震設計編に基づいて設定した橋脚の水平力-変位関係から図-20 に示すような $M-\theta$ 関係を設定した。復元力モデルとして Takeda モデル (除荷時剛性低下指数 0.4) を用いることとし、減衰定数として 2% を用いた。

すべり支承の摩擦係数については先述の通り、面圧・速度依存性があることが把握されており、本来はこれを考慮してモデル化するが、今回の組み合わせは充填材入り PTFE と SUS の組み合わせであることから、第 3 章で確認したように、摩擦係数の依存性が応答値に及ぼす影響はあまり顕著ではないため、これらの依存性を考慮しない摩擦係数一定のモデルとし、特性試験の結果から得られた式(2)に示す摩擦係数評価式を用いて、死荷重時面圧 20N/mm^2 及び加振速度 30cm/sec での摩擦係数 $\mu=0.105$ と死荷重反力を用いて算出した摩擦力 18.6kN を上限値とする剛塑性型のバイリニアバネ要素を用いた。

表-8 実験時の材料特性

	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
コンクリート	27.0	21.8
	降伏強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
軸方向鉄筋 (D13)	344.5	193.5
帯鉄筋 (D6)	422.7	193.2

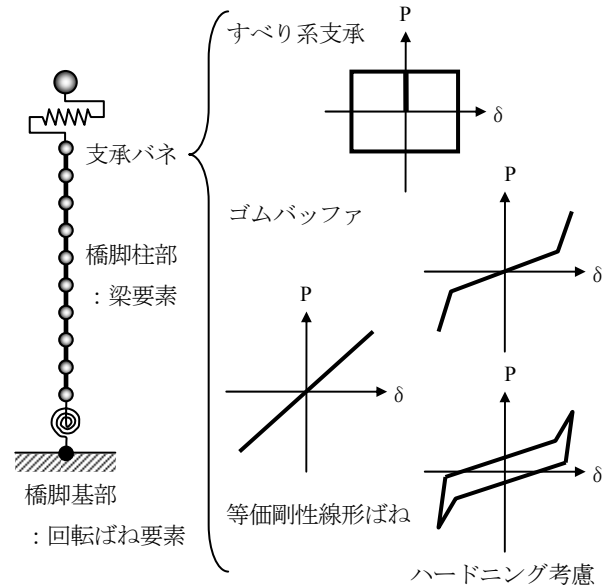


図-19 解析モデル

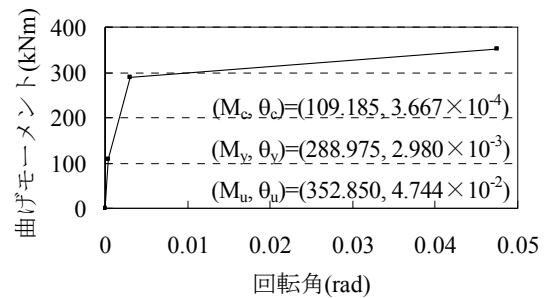


図-20 解析に用いた橋脚基部の非線形特性

ゴムバッファのモデル化については、本実験において入力振幅 110% 以上の大きな加振レベルではゴムバッファのせん断ひずみが 200%~250% 程度となったため、等価剛性を用いた線形バネ要素だけでなく、ハードニングを考慮した逆行型バイリニアバネ要素を用いた場合¹⁵についても検討することとした。

線形バネ要素を用いてモデル化する場合には、せん断ひずみ 250% での特性試験の結果から得られた等価剛性 1149kN/m (1 基あたり) 及び等価減衰定数 5.59% を用いた。逆行型バイリニアバネ要素を用いてモデル化する場合については、等価減衰定数を与えた場合と履歴を考慮する場合の 2 パターンについて検討した。等価剛性型については図-21 に示すよ

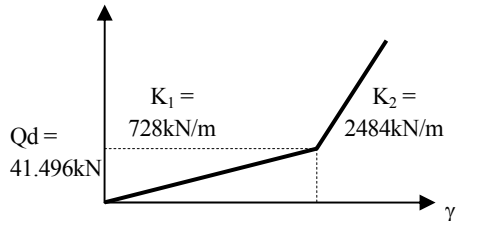


図-21 ゴムバッファのバイリニアモデル

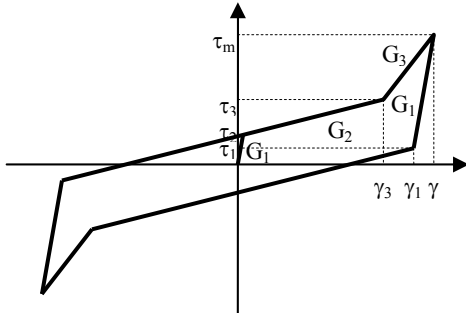


図-22 ゴムバッファのトリリニアモデルの履歴特性

うに1基あたり $K_1=728\text{kN/m}$ 、 $K_2=2484\text{kN/m}$ とし、等価減衰定数については5.59%とした。履歴型については表-9、図-22 に示すように非線形特性を与えた。

6. 3. 2 減衰モデルと検討ケース

橋梁全体系の動的挙動推定においては、個々の構造要素の履歴減衰とともに、個々の構造要素の減衰定数から得られた各振動モードに応じた減衰特性を全体モデルに取り込むモデル化が必要となる。表-10 に本検討で仮定した減衰モデルを示す。本検討では、橋梁躯体やゴムバッファの粘性減衰に対して、一般的な橋梁の動的解析において用いられている減衰モデルを対象として、本実験に関する適用性について検討することとした。対象とした減衰モデルは、要素別剛性比例減衰、剛性比例減衰（初期剛性型、瞬間剛性型）、要素別Rayleigh減衰、ひずみエネルギー比例減衰とした。ここで、要素別と記述している減衰モデルについてはすべり支承をモデル化した剛塑性型のバイリニアバネ要素の減衰を0としたものであり、摩擦による履歴吸収エネルギーのみ考慮されることとなる。これは初期剛性に比例する粘性減衰モデルを支承部に与えると減衰が大きく評価される場合があることが報告^{5),6)}されており、摩擦力は移動方向と反対向きに作用する力であるため、ここに減衰力が作用しないモデル化が必要であることを考慮して設定したものである。ひずみエネルギー比例減衰についても同様とし、すべり支承をモデル化した剛塑性型のバイリニアバネ要素を考慮せず、ゴム

表-9 ゴムバッファのトリリニアモデルパラメータ

γ_m	γ_1	γ_3	
2.5	2.15	1.9	
τ_m (kN/m^2)	τ_1 (kN/m^2)	τ_2 (kN/m^2)	τ_3 (kN/m^2)
2850	1200	244	1520
G_{eq} (kN/m^2)	G_1 (kN/m^2)	G_2 (kN/m^2)	G_3 (kN/m^2)
981	5000	672	2293

表-10 検討ケース

検討ケース	減衰モデル	ゴムバッファの解析モデル	動的解析の[C]マトリクスを作成する際の剛性と減衰定数		
			すべり系支承	ゴムバッファ	橋脚剛性
A	要素別剛性比例減衰	等価剛性	—	初期剛性(0.059)	初期剛性(0.02)
B	要素別剛性比例減衰	等価剛性	—	初期剛性(0.050)	初期剛性(0.050)
C	剛性比例減衰	等価剛性	初期剛性(0.050)	初期剛性(0.050)	初期剛性(0.050)
D	剛性比例減衰	等価剛性	瞬間剛性(0.050)	瞬間剛性(0.050)	瞬間剛性(0.050)
E	要素別Rayleigh減衰	等価剛性	—	初期剛性(0.050)	初期剛性(0.050)
F	ひずみエネルギー比例減衰	等価剛性	—	—	—
G	要素別剛性比例減衰	ハードニング(等価剛性型)	—	初期剛性(0.0559)	初期剛性(0.02)
H	要素別剛性比例減衰	ハードニング(履歴型)	—	初期剛性(0.000)	初期剛性(0.02)

表-11 固有値解析結果

検討ケース	モード	固有振動数 (Hz)	モード減衰	有効質量率
A~F	1次	1.176	0.050	94%
	2次	17.025	0.026	4%
G	1次	0.965	0.052	93%
	2次	16.511	0.024	5%
H	1次	1.222	0.004	94%
	2次	17.159	0.016	4%

バッファのみを考慮し、別途作成した等価減衰行列を用いている。なお、ゴムバッファについてハードニングを考慮したモデルを用いる場合は、要素別剛性比例減衰のみを用いた。

表-11に固有値解析結果を示す。いずれもすべり支承は考慮せず、橋脚には降伏剛性を与えている。減衰定数としては橋脚2%、すべり支承0%、ゴムバッファ5.59%とした。ゴムバッファを履歴型とした場合にはゴムバッファを0%とした。固有値解析の結果、いずれのモデルについても1次モードが卓越していることが確認できる。ケースA~ケースFについては1次の固有振動数は1.176Hzであり、1次のモード減衰定数は5.0%となる。

ケースA~ケースDについては卓越モードである1次モードに着目した。要素別剛性比例減衰を用い

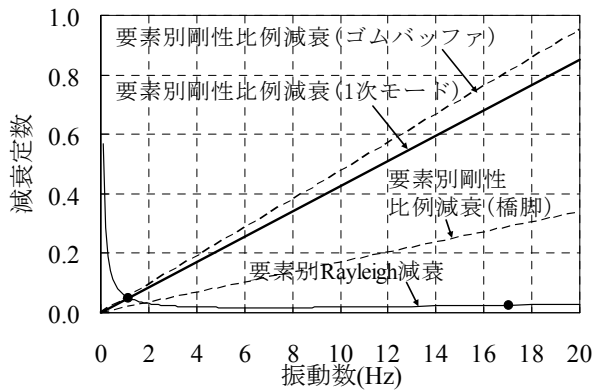


図-23 振動数と減衰定数の関係

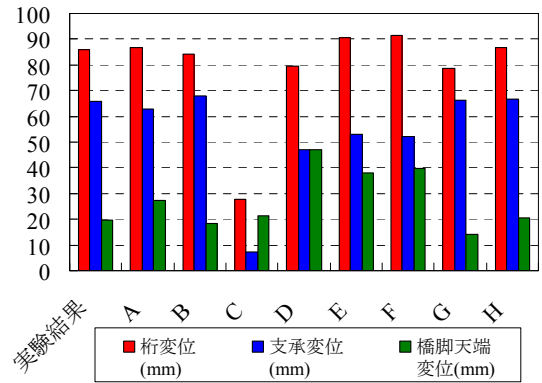
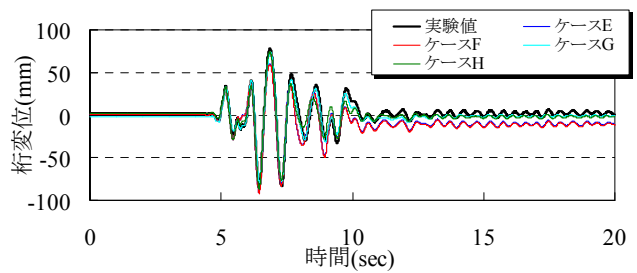
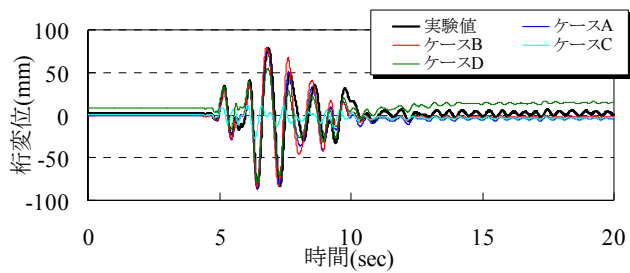
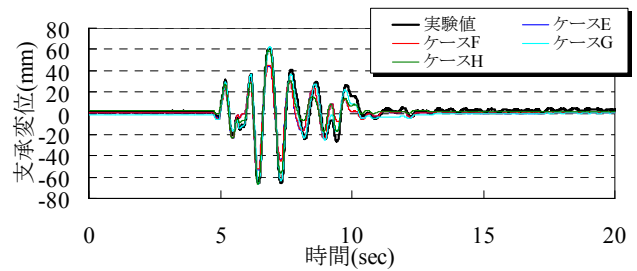
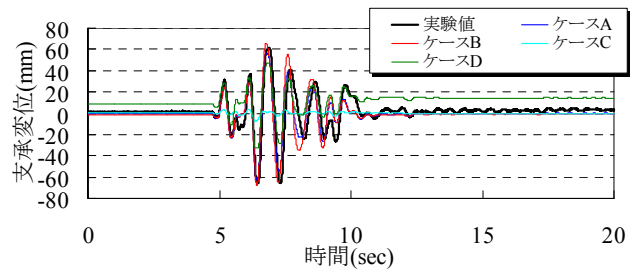


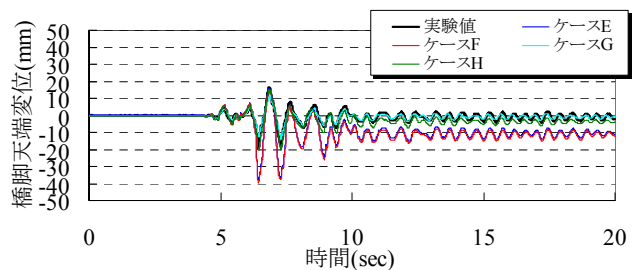
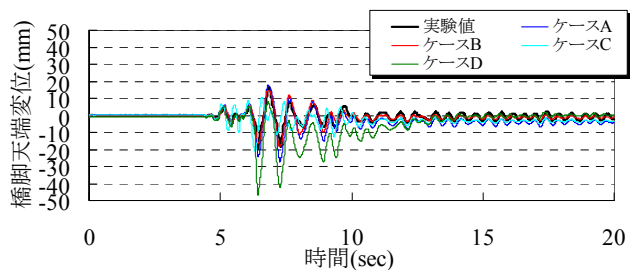
図-24 解析結果と実験結果の比較(振幅 80%加振時)



a) 桁の応答変位



b) 支承の応答変位



c) 橋脚天端の応答変位

図-25 解析結果と実験結果の比較(振幅 80%入力時)

たケースについては、個別にそれぞれの減衰定数(橋脚に 2%、ゴムバッファに 5.59%)を与えたケース A と、橋脚・ゴムバッファともに 1 次モードの減衰定数である 5%を与えたケース B の 2 ケースを実施した。剛性比例減衰としたケース C 及びケース D にはすべり支承にも 5%を与えた。ケース E 及びケース F は 1 次及び 2 次モードに着目し減衰マトリクスを作ることとし、すべり支承には 0%を与えた。なお、それぞれの減衰モデルの振動数と減衰定数の関

係は図-23 に示す通りである。

6. 3. 3 シミュレーション解析結果

各加振時での解析結果については同様の傾向を示しているため、本節では実設計で想定しているような、橋脚の塑性化が副次的に生じている振幅 80%加振時での桁、橋脚天端及び支承の応答変位の最大値について実験結果と比較した結果を図-24 に、時刻歴を図-25 に示す。

要素別剛性比例減衰での結果については概ね実験

値を再現できているものの、ケースAでは橋脚天端の応答変位については80%程度大きく算出されており、ゴムバッファ、橋脚ともに卓越した1次モードの減衰定数を与えたケースBの方がより実験値と近い結果となった。

ケースCについては橋脚天端の変位について最大応答値は比較的再現されているものの、支承の応答変位について実験値の10%程度にしか算出されておらず、すべり支承に対し大きな減衰を与えていることがわかる。また、振動の位相特性が実験値と比べると異なっていることがわかる。

ケースDについては支承の応答変位が30%程度小さく算出されており、橋脚天端の応答変位は3倍程度に算出されている。また、支承について残留変位が生じる結果となる。瞬間剛性に基づいて粘性減衰力を算出するためすべり支承のような強非線形のパネモデルを用いると粘性減衰力が急激に変化し応答が不安定になったためと考えられる。

ケースE、ケースFについてはほぼ同様の算出結果となり、支承の変形は20%程度小さめとなり、橋脚の変形は2.5倍程度大きく算出され残留変位も生じる結果となった。今回の振動台実験のように1次モードが卓越している系の場合、図-23に示したように複数モードから算出した減衰マトリクスを用いると高周波数領域の減衰が小さく設定され、橋脚の応答変位が実験値よりも大きく算出されたものと考えられる。

ケースG、ケースHについてはケースGの履歴考慮モデルの方が少し応答値は大きく算出されるものの、概ね実験結果を再現できていることがわかる。

ばらつきはあるものの、減衰モデルとして、要素別剛性比例減衰、要素別 Rayleigh 減衰、ひずみエネルギー比例減衰を用いた場合については、概ねその傾向を再現できたと考えられる。また、すべり支承の面圧・速度依存性があるものの、死荷重反力に対して特性試験の結果から得られた一定の摩擦係数を用いて算出した摩擦力のモデルにおいても、概ね実験結果を再現できることが確認できる。

すべり支承、ゴムバッファに関して特性試験の結果を用いてモデル化し、一般的に用いられている減衰モデルを用いてシミュレーション解析を行った結果、すべり支承を剛塑性型のバイリニアモデルを仮定した場合、ケースCのように大きな初期剛性がそのまま考慮されるモデルにおいては減衰を大きく評価し、支承部の応答変位が小さく評価されたり、ケ

ースDのように応答値が不安定となる場合が見られた。その他のケースにおいてはすべり支承の粘性減衰を考慮しないように仮定したモデルであり、解析精度についてばらつきはあるものの、支承や橋脚の変形において概ねその傾向を再現できていると考えられる。ただし、本振動台実験のように主たる卓越振動モードが1つであるような場合においては、複数の卓越モードから減衰モデルを作成したケースEやケースFのように、高周波数領域の減衰が小さく設定され、橋脚天端の応答値が大きく算出される場合もみられた。よって、対象とする構造系に応じた減衰モデルを選定することが重要であることがわかる。

7. パラメトリック解析に基づくすべり支承を有する免震橋梁の地震時応答特性

7. 1 解析対象橋梁・解析モデル・解析条件

第3章・第4章とすべり支承の動的挙動について実験的検討及び解析モデルの妥当性について確認した。本章では上記検討で確認された解析モデルを用いて、すべり支承を有する免震橋梁の地震時応答特性を把握するため、一般的な高架橋を基本モデルとして、橋梁の固有周期、すべり支承の摩擦係数及び橋脚の降伏耐力比をパラメータとして動的解析を行う。

解析対象とした橋梁は、図-3に示すような5径間連続鋼I桁橋をすべり支承により免震化した橋梁である。解析モデルとして梁～ばね要素でモデル化した。橋脚の塑性ヒンジ部についてはM- θ の非線形ばね要素(Takedaモデル)で、支承部のゴムバッファについては天然ゴム系材料の使用を想定して線形ばね要素で、すべり支承についてはPTFEとSUSの使用を想定し、摩擦係数 $\mu=0.1$ とした完全弾塑性型の非線形ばね要素でモデル化した。入力地震動として橋軸方向のみとしたため、支承ばね特性を集約した2次元モデルで解析を行った。粘性減衰マトリクスのモデルとして、要素別 Rayleigh 減衰を用いることとした。各部材の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。

橋脚の降伏耐力比を $P_y/W=0.6$ 、橋梁全体の固有周期を1.0秒、すべり支承の摩擦係数を依存性を考慮しない一定値 $\mu=0.1$ となるように設定し基本モデルとした。この基本モデルに対してゴムバッファ剛性の違いによる周期・摩擦係数・橋脚の降伏耐力比を

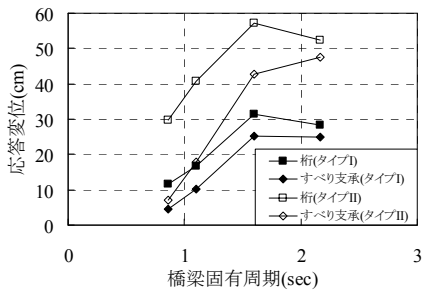


図-26 桁及びびすべり支承の応答変位

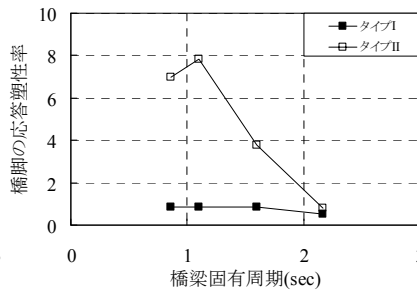


図-27 橋脚の応答塑性性

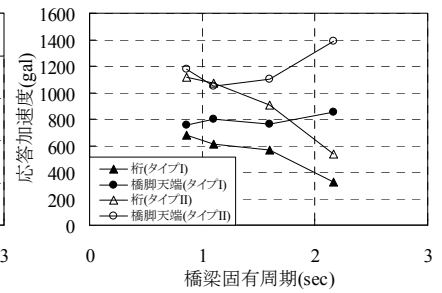


図-28 桁及び橋脚天端の応答加速度

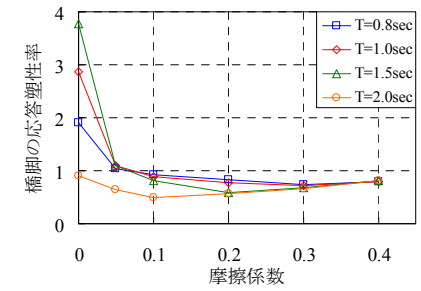
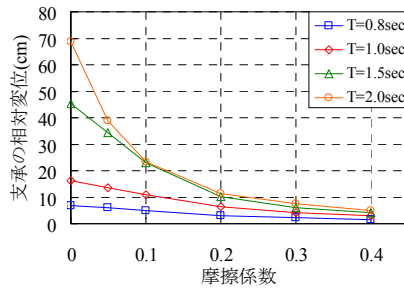
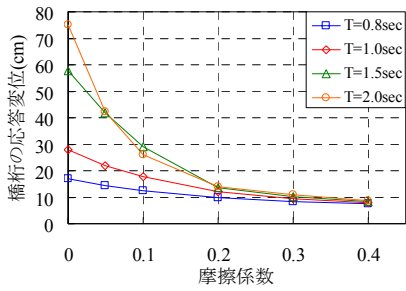


図-29 各摩擦係数での桁とすべり支承の応答変位及び橋脚の応答塑性性率 (タイプ I 地震動)

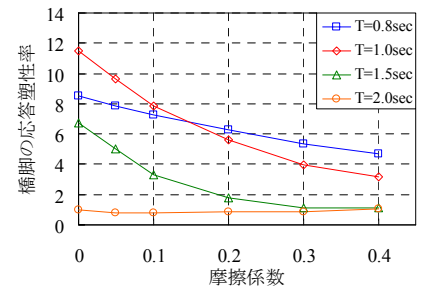
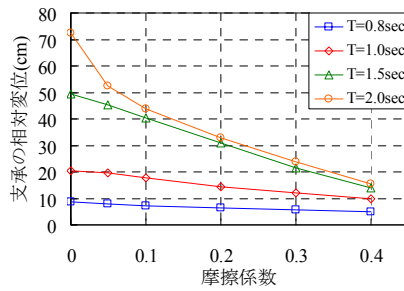
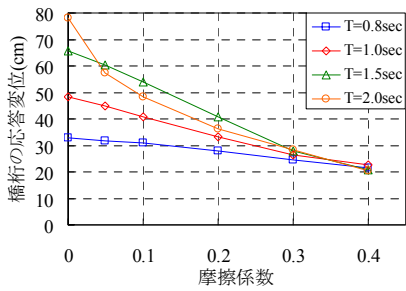


図-30 各摩擦係数での桁とすべり支承の応答変位及び橋脚の応答塑性性率 (タイプ II 地震動)

パラメータとして与え動的解析を行った。

入力地震動については道路橋示方書V耐震設計編に示されている標準波 (II種地盤レベルIIタイプI及びタイプII地震動) 6波を用いた。

各解析結果について、桁の応答変位や応答加速度、橋脚の応答塑性性率等の最大応答値に着目し、各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する。なお、応答値について代表してP1橋脚の結果を評価の対象とした。

7.2 解析結果

7.2.1 橋梁の周期特性の違いによる影響

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て応答特性を把握する。橋梁の固有周期がT=0.8, 1.0, 1.5, 2.0sec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目標固有周期と若干異なる。

図-26 に橋梁の各固有周期での桁及びびすべり支承

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-27 に橋梁の固有周期と橋脚の応答塑性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は塑性化が進行する。ただし、固有周期が2秒にまで大きくなると応答塑性性率が1以下となった。

図-28 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。

7.2.2 摩擦係数の違いによる影響

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う。また、 $\mu=0$ につい

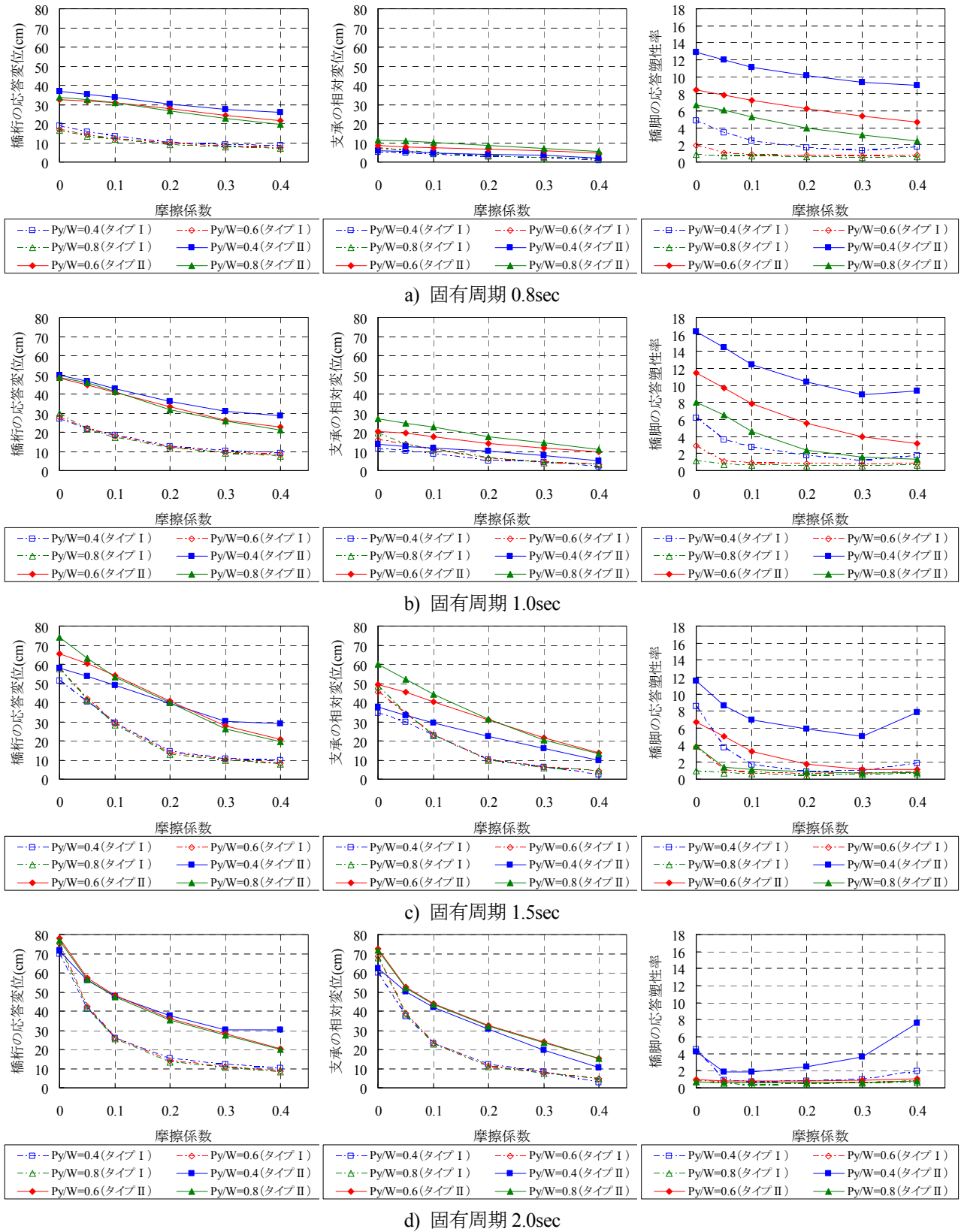


図-31 各摩擦係数・固有周期・降伏耐力比での桁とすべり支承の応答変位及び橋脚の応答塑性率

でも同様に解析を行った。これはすべり摩擦力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すべり摩擦による減衰効果に

ついて検討するためである。また、ゴムバッファ剛性について変化させ橋梁の固有周期を変化させることで桁に生じる加速度が大きく異なることから、橋

梁の固有周期と摩擦係数の違いが及ぼす影響についても検討を行った。

タイプ I 地震動での結果について、**図-29** に各摩擦係数における桁の応答変位、すべり支承の応答変位及び橋脚の応答塑性率を示す。摩擦係数 $\mu=0$ と比べると、どの固有周期においても、摩擦係数が大きくなるにつれて顕著に主要応答値が小さくなる傾向がみられ、摩擦減衰効果が確認できる。また、ゴム支承のみを想定した摩擦係数 $\mu=0$ の場合以外、橋脚の応答塑性率はほぼ 1.0 以下となる。

図-30 にタイプ II 地震動での結果を同様に示す。入力される地震動の加速度が大きく、タイプ I 地震動と比べて応答値は大きくなるが、応答値に与える摩擦係数による影響はタイプ I 地震動と同様である。固有周期 $T=2.0$ 秒の場合のみどの摩擦係数においても橋脚の応答塑性率は 1.0 以下となった。

7. 2. 3 橋脚の降伏耐力比の違いによる影響

橋脚の降伏耐力比について $P_y/W=0.4, 0.6, 0.8$ と変化させ、降伏耐力比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う。前節で示したように摩擦係数・固有周期の差により応答値が大きく異なるため、同様にこれらもパラメータとしてその影響について検討を行う。

図-31 に各降伏耐力比における橋桁の応答変位、すべり支承の応答変位及び橋脚の応答塑性率を示す。いずれの周期、摩擦係数においても橋脚の降伏耐力比が大きくなる方が、すべり支承の相対変位については大きくなり、橋脚の応答塑性率は逆に小さくなっていることから、支承部に变形が集中し免震効果が得られていることがわかる。橋脚の応答塑性率については、 $P_y/W=0.6, 0.8$ のケースについては摩擦係数が大きくなるにつれ小さくなるが、 $P_y/W=0.4$ と小さいケースについては、固有周期が 1.5 秒程度と長くなると摩擦係数 0.4 の場合に 0.3 よりも大きくなり、固有周期が 2.0 秒程度とさらに長くなると、すべり摩擦が無いケースよりも応答塑性率は小さいものの、摩擦係数が大きくなるにつれ、応答塑性率は大きくなり、摩擦係数が 0.4 となると、すべり摩擦が無いケースよりも応答塑性率は大きくなっている。これは、長周期化することにより慣性力は低減されるものの、摩擦係数が大きくなり支承部の相対変位が抑えられたため、免震効果よりも上部構造と下部構造が一体となり挙動することにより、下部構造の負担が増えたためであると考えられる。

8. すべり支承を用いた免震橋梁の耐震設計法

本課題のこれまでの成果をもとに、免震設計法マニュアル(案)を取りまとめ、平成 18 年 10 月に共同研究報告書として発刊した¹⁶⁾。目次構成は以下の通りである。

1 章 総則
2 章 免震設計の基本
3 章 設計地震動
4 章 地震力遮断デバイス
5 章 耐震性能の照査
6 章 地震力遮断デバイスを用いる場合の構造細目
7 章 地震力遮断デバイスの性能検証方法
8 章 耐震補強への応用
参考資料
1 すべり系支承の構造例及び支承部の配置例
2 すべり摩擦特性の計測例
3 すべり系支承の各種依存性
4 ゴムバッファの特性試験
5 レベル 1 地震動に対する静的照査法の検討
6 上部構造を模擬したすべり系支承を有する免震橋梁の振動台実験
7 摩擦係数のばらつきの影響圏等
8 橋梁全体系を模擬したすべり系支承を有する免震橋梁の振動台実験
9 すべり系支承を有する免震橋梁の試設計例

9. 球面すべり支承を有する橋梁の地震時挙動

9. 1 実験概要

前章まではすべり支承による地震力の遮断とゴムバッファによる復元力を有する免震構造について検討を行った。本章では地震力遮断機構の適用性の拡大を図るために、同様の機構をすべり支承のみで発揮でき、さらに固有周期を長くした球面すべり支承を用いた場合の地震時挙動について検討を行った。

図-32 に示すように第 3 章で用いた橋桁模型を重量 273kN の調整し 4 隅を球面すべり支承を用いて支持した。用いた球面すべり支承は**図-33** に示すようにすべり面の両面が球面であり、片面のものよりも可動範囲が広くできる特徴を有する住宅用に用いられているものを用いた。球面を振り子のようにすべる挙動を示すため、固有周期は重量に関係なく、すべり支承球面の曲率半径 L により $T = 2\pi\sqrt{2L/g}$ で決定される。本実験で用いた球面の曲率半径は 2m のため、 $T=4.0$ 秒となる。

表-12 入力ケース

	入力波	振幅
case1	正弦波 (周期1.0秒)	400gal
case2		500gal
case3		600gal
case4	正弦波 (周期2.0秒)	100gal
case5		150gal
case6	鷹取波	30%
case7		40%
case8		50%

すべり支承の摩擦係数については、面圧・速度依存性を有しており、面圧が大きいほど摩擦係数が小さく、相対速度が速いほど摩擦係数が大きくなり、ある一定値に近づく特性を有する。本実験に用いたすべり支承の摩擦係数は面圧 $10\text{N}/\text{mm}^2$ 、相対速度 $30\text{mm}/\text{sec}$ で 0.05 程度となり、一般的な支承に用いられている PTFE と SUS の組合せの摩擦係数よりも小さい特徴を有する。

図-33 に示すように各すべり支承の下に三分力計を設置し、支承に作用する荷重を計測すると共に、レーザー変位計・加速度計により支承の相対変位量・桁の加速度を計測した。なお、三分力計の+の方向は変位計・加速度計とは逆方向である。

基本的な動的挙動について検証するため、加振方向については橋軸方向のみを入力し、正弦波及び実地震動による観測波として 1995 年兵庫県南部地震時の JR 西日本鷹取駅構内における記録 (NS 方向) (以下鷹取波) を用いた。なお、時間軸については圧縮していない。表-12 に入力ケースを示す。正弦波については周期を 1.0 秒としたものと 2.0 秒としたものを入力した。各入力波に対して、支承の許容変位を超えないように、段階的に振幅を大きくするように入力した。

9. 2 実験結果

基本的な動的挙動の確認のため、正弦波を入力した case1 についての各時刻歴を図-34、各入力ケースの三分力計により計測された水平荷重と水平変位の関係に図-35 に示す。加振開始直後は摩擦により変位が生じていなかったが、時刻 1.5 秒付近から摩擦がきれ変位が生じ始めている。そして時刻 2.0 秒付近でピークを迎えマイナス方向に変位が逆転し振動するため、摩擦力が反転し加速度の向きも瞬間的に逆転し変位量の増加に伴い加速度の大きさも増加している事がわかる。その後は加振終了まで同様の挙動をしていることがわかる。なお、振動台の変位についてはほぼ支承の相対変位と同程度であり、典型的な摩擦挙動を示すことがわかる。

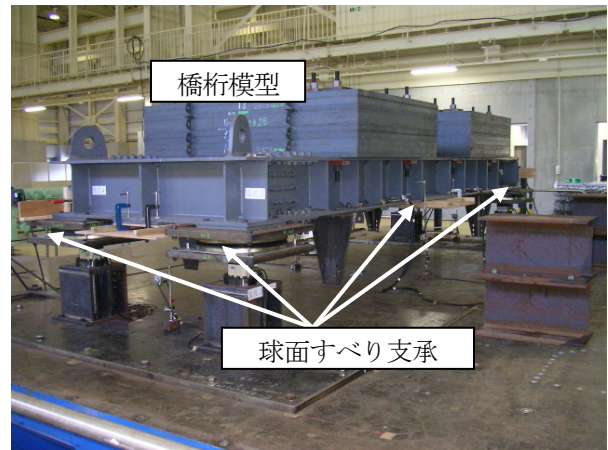


図-32 模型設置状況

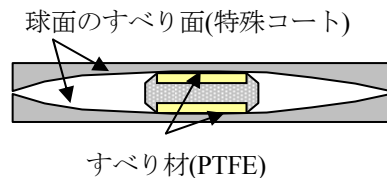
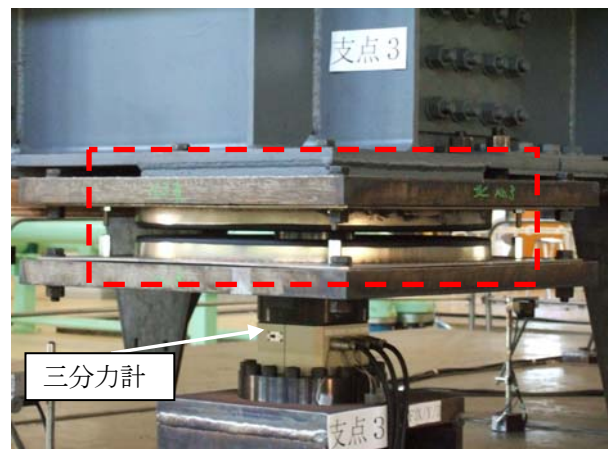


図-33 球面すべり支承

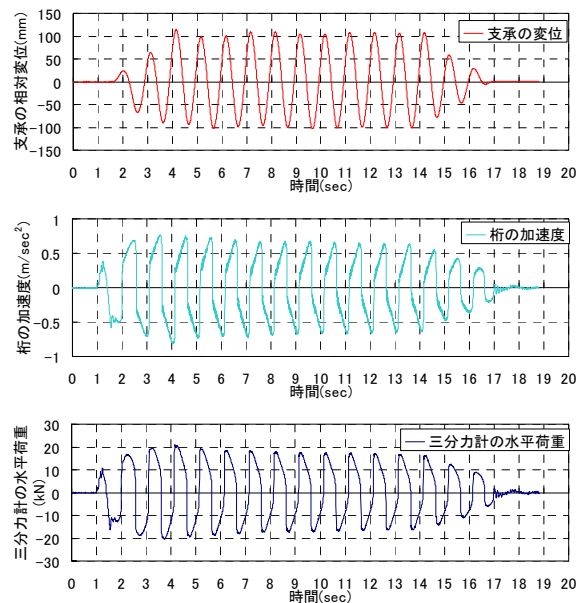


図-34 時刻歴応答 (case1)

表-13 最大応答値

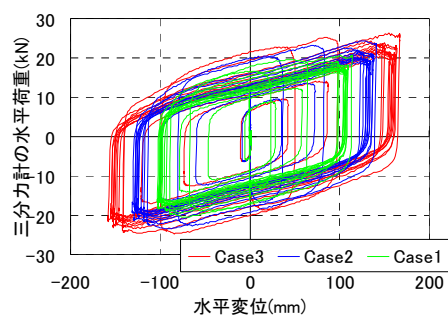
	入力 加速度 (m/sec ²)	支承の 相対変位 (mm)	橋桁模型 の加速度 (m/sec ²)	三分力計 の荷重 (kN)
case1	4.12	114.2	0.81	20.8
case2	-5.26	141.4	0.88	24.4
case3	6.42	167.4	0.96	26.3
case4	-1.14	89.0	0.75	20.5
case5	-1.65	185.2	1.01	24.5
case6	-2.04	125.3	0.88	23.0
case7	-2.73	194.8	1.03	25.1
case8	-3.31	255.8	1.16	25.2

表-13 に各入力ケースの主要な応答値についての最大値を示す。いずれの結果についても入力振幅を大きくすることで最大応答値も大きくなっているが、上部構造重量 273kN により生じた水平荷重が 20kN ~ 30kN といずれも小さく、固有周期が 4.0 秒のため、水平荷重は増加しにくい事が確認できる。また、桁に生じる加速度はいずれの入力ケースにおいてもほぼ摩擦力相当となり入力の影響があまり無いことがわかる。実験結果から下部構造に作用する水平荷重を抑える事ができる事がわかるが、地盤面の変位と同程度の大きな支承の相対変位が生じるため、これを低減させつつ、下部構造に作用する水平荷重についても抑えることができる構造について更に検討を進めていく必要がある。

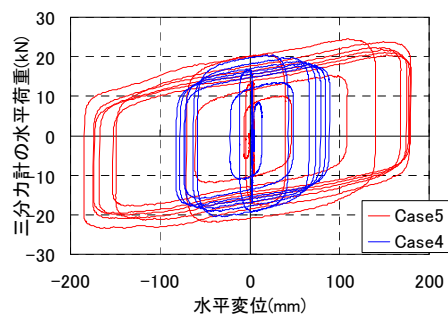
10. まとめ

従来のゴム系の免震支承を用いた免震構造とは異なり、すべり支承を用いて地震力の遮断を図るとともに、変位応答の制御を行うことを可能とする新たな高耐震構造システムとして、すべり支承を用いた免震橋梁について検討を行い、解析モデルの検証及び耐震設計法の提案を行った。本研究により得られた成果をまとめると以下の通りである。

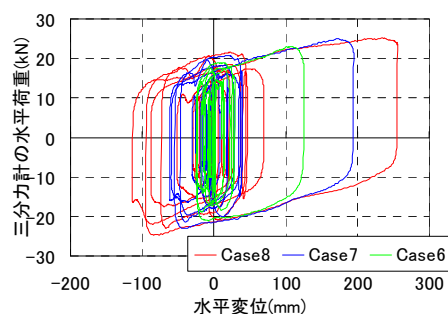
- 1) すべり支承の摩擦係数に関する面圧依存性・速度依存性についての評価式を提案した。
- 2) 異なる摩擦特性を有するすべり支承を用いて振動台実験により動的挙動について検討し、正負交番載荷試験により得られる特性試験結果と同様の特性を得られることを確認した。また、上下動及び橋軸直角方向入力の及ぼす影響について確認し、PTFE と SUS の組合せのすべり支承の場合には、摩擦係数の依存性によるこれらの影響が小さいことを確認した。
- 3) 橋梁全体系を模擬した PTFE と SUS を組み合わせたすべり支承を用いた振動台実験を行い、地



a) 正弦波 (固有周期 1.0 秒)



b) 正弦波 (固有周期 2.0 秒)



c) 鷹取波

図-35 水平荷重—水平変位関係

震時挙動について確認するとともに、シミュレーション解析を行い、解析モデルを提案、検証した。

- 4) 摩擦係数、固有周期、橋脚の降伏耐力をパラメータとし標準波を用いた動的解析を行い、すべり支承を用いた免震橋梁の地震時応答特性について把握した。
- 5) これらの成果について、免震設計法マニュアル(案)を取りまとめ、平成 18 年 10 月に共同研究報告書として発刊した。
- 6) 提案したマニュアル(案)の適用の拡大のために、すべり支承のみで復元力を有し、固有周期 4 秒とより長周期となる球面すべり支承を用いて振動台実験を行い、その動的挙動について基礎特性を確認し、今後の活用のためのデータを取得した。

参考文献

- 1) 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, 1999.11
- 2) 林章二, 北村佳久, 猿田正明: 積層ゴムとすべり支承による複合免震システムに関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.2807-2812, 1998.11
- 3) 大橋智樹, 富島誠司, 西山正三, 澤田毅, 松本史郎: 複合支承方式による免震構造の設計法開発(その3. 実験データによる摩擦係数の依存性検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.583-584, 1995.8
- 4) 中谷武弘, 廣瀬彰則, 高橋良和, 家村浩和: すべり摩擦支承の振動台実験に関する解析的検証, 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.113-120, 2005.2
- 5) 矢田部浩, 運上茂樹: すべり免震支承の摩擦履歴モデルの初期剛性と減衰タイプの違いが地震応答に与える影響, 土木学会地震工学論文集 Vol.27, CD-ROM, 2003.
- 6) 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
- 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, CD-ROM, 2003.12
- 8) 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
- 9) 岡本晋, 深沢泰晴, 藤井俊二, 尾崎大輔: 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, 1995.4
- 10) (社)日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1998.3
- 11) 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, 2005.2
- 12) 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, 2005.2
- 13) 道路橋示方書V耐震設計編: (社)日本道路協会, 2002.3
- 14) 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, 土木学会地震工学論文集 Vol.27, CD-ROM, 2003
- 15) 名古屋高速道路公社工務部設計課, 名古屋高速道路非線形動的解析実施要領(案), 2003
- 16) (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)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マニュアル(案), 2006.10

HIGH EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURE SYSTEM BASED ON SEISMIC ISOLATION

The seismic isolation bridges using lead rubber bearings and high damping rubber bearings have been constructed. However, these isolation bridges have sometimes difficulties on large displacement response between deck and abutment and the applicability for soft soil condition because of the possibility of resonance effect. Based on these conditions, it is necessary to develop the new seismic isolation device and excessive displacement stopper including the verification of the performance and to propose the seismic design method.

In this study, seismic design method and verification procedure of seismic isolation bridge with sliding bearings and rubber buffers as high earthquake resistant structure system are proposed through analytical and experimental studies.

Key words: Seismically Isolated Bridge System Using Sliding Bearing, Friction Force, Shake Table Tests, Verification Procedures, Simulation Analysis