下部構造に支持された免震大スパンアーチ模型の振動台実験

SHAKING TABLE TESTS ON A SEISMICALLY-ISOLATED LARGE-SPAN ARCH SUPPORTED BY BASE STRUCTURES

松井 徹哉*¹, 水野 啓示朗*², 杉山 映*³, 江坂 佳賢*⁴, 日比野 智也*⁵

*Tetsuya MATSUI, Keijiro MIZUNO, Ei SUGIYAMA,
Yoshisato ESAKA and Tomoya HIBINO*

Until recently few research efforts have been directed toward the application of seismic isolation systems in large-span spatial structures. This is due to the light weight and relatively long natural period of this type of structure which makes it difficult to apply the commonly used isolation system composed of laminated rubber isolators and dampers. In this paper, the use of a seismic isolation system with sliding mechanism is proposed for large-span spatial structures. In order to confirm its effectiveness in reducing the seismic response, shaking table tests are performed using a small-scale arch model supported by the base structures. It is confirmed that the proposed seismic isolation system is effective in reducing substantially the response due to horizontal ground motions. It is also demonstrated that the response of the arch is significantly influenced by the dynamic properties of the base structures, but can be well predicted by the dynamic response analysis considering the arch-base structure interaction.

Keywords: *Spacial structure, Arch, Seismic isolation, Base structure, Sliding bearing, Shaking table test*

空間構造 アーチ 免震 下部構造 転がり支承 振動台実験

1. 序

ドームをはじめとする空間構造は、公共性の高い施設として常時不特定多数の人々に利用され、また災害時には避難・復旧の拠点としての役割も期待され、一般の建築物に比べてより高い安全性が要求される。1995年兵庫県南部地震では空間構造の被害が支承部や下部構造に集中して見られたことから¹⁾、その後空間構造の上部構造と下部構造の連成振動に着目した研究が行われるようになってきた^{2), 3)}。空間構造の上部構造は常時固定荷重を支持しなければならないため、損傷後の部材交換が容易でないことや、破壊形式が座屈など脆性的で塑性化後のエネルギー吸収が期待できないことから、最大級の地震に対しても上部構造を弾性範囲にとどめる設計が望ましい。

空間構造の上部構造を弾性範囲にとどめより高い耐震性能を保証するためには、下部構造との間に免震機構を導入することが有効であると考えられる。一般の中高層建築物における免震化の有効性についてはすでに確認されているところであり、設計指針⁴⁾も整備され、実施例も近年急増してきている。一方、空間構造

の免震化については、加藤ら⁵⁻⁷⁾、川口ら⁸⁾の研究によってその有効性が明らかにされ、実施例も出現しつつあるが⁹⁾、研究、実施例ともに中高層建築物に比べて少ないのが現状である。特に、免震の効果を実験、実測等により検証した研究は、扁平シェルの上下免震を扱った新宮ら¹⁰⁾の研究以外には見当たらない。

空間構造物は一般に軽量で固有周期が比較的に長いので、従来の積層ゴムと履歴ダンパーからなる免震装置では免震周期を十分伸長することが困難になる場合が予想される。また積層ゴムはその特性が上部構造の重量、ひずみレベル、温度など、種々の要因に依存するため、適用に際して制約を受けるという難点がある。川口ら⁸⁾は、上部構造の重量や免震装置の力学特性に左右されることなく長周期免震を実現するために、振り子原理を利用したパドル型免震を考案し、その効果を実証している。著者ら¹¹⁾は住宅や高層建築物の免震に採用されているすべり支承や転がり支承を空間構造物に用いることを検討し、大スパンアーチやドームに適用した場合の免震効果を模型実験及び解析により確認している。また別稿¹²⁾では、大スパン単層ラチスドームを対象に風の動的作用

*¹ 名城大学理工学部建築学科 教授・工博

*² 名古屋大学大学院工学研究科 大学院研究生・博士(工学)

*³ 伊藤建築設計事務所

*⁴ 日建設計

*⁵ 東京工業大学総合理工学研究科人間環境システム専攻
大学院生

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Technology, Meijo Univ., Dr. Eng.

Graduate Student, Graduate School of Engineering, Nagoya Univ., Dr. Eng.

Ito Architects and Engineers Inc.

Nikken Sekkei Co., Ltd.

Graduate Student, Dept. of Built Environment, Graduate School of Science and Engineering, Tokyo Institute of Technology

を考慮した応答解析を行い、長周期化に伴う免震層の応答変位についての検討を行うとともに、風応答を考慮した免震層パラメータの設定法を提案している。

本稿では、下部構造との間に転がり支承と積層ゴム支承の併用による免震層の導入を想定した大スパンアーチ模型の振動台実験を行い、免震化による応答低減効果や下部構造の剛性が全体系の応答性状に及ぼす影響を実験的に確認する。さらに、実験のシミュレーションを行い、実験結果と比較することによりシミュレーション手法¹³⁾の妥当性を検証するとともに、アーチ-免震層-下部構造連成系の振動性状とエネルギー授受の関係について総合的考察を行う。

2. 実験模型

実験に用いる縮小模型は一般的には、実構造物と相似則が成り立つものであることが理想的であるが、今回の実験においてそのような相似模型を製作すると、アーチ部分の剛性が高くなり、アーチの振動を定量的に捉えることは困難であると予想された。そこで、免震アーチ模型のアーチ部分の固有周期をこの種の実在構造物の固有周期と同程度にすることを設計方針とした。

実験に用いた模型は図1-1、1-2に示すようなアーチ単体モデル(Oモデル)とその両端を下部構造で支えた連成系モデル(A・B・Cモデル)であり、その諸元を表1-1、1-2及び表2に、各部の質

図1-1 実験模型 (Oモデル)

図1-2 実験模型 (A・B・Cモデル)

Oモデル

A・B・Cモデル

図2 免震アーチ支承部

表1-1 模型の諸元 (上部構造) 表1-2 模型の諸元 (下部構造)

スパン L(mm)	780
ライズ H(mm)	212.5
曲率半径 R(mm)	480.6
幅(mm)	300
厚さ(mm)	1

スラブ幅(mm)	250
スラブ奥行(mm)	400
柱高(mm)	250
柱厚(mm)	2, 5
柱幅(mm)	15

表2 計測点の位置

モデル	計測点	x(cm)	y(cm)
O	A	23.26	18.11
A・B・C	2	16.93	14.61
	3	39.13	21.25
	4	61.07	14.78

(x, y: アーチ左支持端からの水平・鉛直距離)

表3-1 模型各部の質量 (Oモデル)

模型質量	非免震	免震
上部構造: アーチ部(g)	410	
上部構造: 支承部(g)	0	328

表3-2 模型各部の質量 (A・B・Cモデル)

模型質量	左端	右端
上部構造: アーチ部(g)	410	
上部構造: 支承部(g)	182	182
下部構造: スラブ部(g)	735	729
下部構造: 柱2mm(g/1本)	9.3	
下部構造: 柱5mm(g/1本)	23.5	

表4 材料定数等

材料	定数	Oモデル	A・B・Cモデル
硬質塩化ビニール	弾性係数(kN/mm ²)	2.55~3.24	2.55~3.24
アクリル	弾性係数(kN/mm ²)	~	2.94
緊ぎ材: ゴム	伸び剛性(N/cm/1本)	~	0.249
免震層: パネ	パネ定数(N/cm/1本)	0.0168	0.0172
免震層: ローラー	静止摩擦係数	0.03	0.034

Aモデル

柱厚(mm)	2
固有周期(s)	0.621
剛性(N/cm)	1.17
減衰	0.026

Oモデル

上部構造	
固有周期(s)	0.632
減衰: 免震時	0.060
減衰: 非免震時	0.100

柱厚(mm)	2
固有周期(s)	0.621
剛性(N/cm)	1.17
減衰	0.018

Bモデル

柱厚(mm)	5
固有周期(s)	0.233
剛性(N/cm)	8.63
減衰	0.018

柱厚(mm)	5
固有周期(s)	0.249
剛性(N/cm)	7.44
減衰	0.012

Cモデル

柱厚(mm)	5
固有周期(s)	0.233
剛性(N/cm)	8.63
減衰	0.018

柱厚(mm)	2
固有周期(s)	0.621
剛性(N/cm)	1.17
減衰	0.018

図3 下部構造モデル

量を表 3-1, 3-2 に, また計測により求めた材料定数等を表 4 に示す。アーチ部分は全モデルに共通であり, A・B・C モデルはこれを両端にてそれぞれ独立に下部構造で支える形式になっている。

アーチ部分の模型材料には硬質塩化ビニール平板 (厚さ 1mm) を選定し, これをアーチ状に曲げて両端を 2 本の繋ぎ材で繋結し, 両端ピン支持条件を実現するため, 支持部において蝶番を介して下部構造または免震層に固定した。繋ぎ材はアーチ形状を保つとともに上下地震動によって生じるアーチの水平推力を支える役割を果たすもので, O モデルでは軽量で軸剛性の高いアルミニウム製の繋ぎ材を用いているが, A・B・C モデルでは, 下部構造の剛性の不均一性が上部構造に与える影響を把握するため, 左右柱の周期特性の異なる振動を繋ぎ材が拘束することのないように, 剛性の低いゴム製の繋ぎ材に変えている。

免震層には転がり支承と積層ゴム支承を併用した免震デバイスを想定し, 実験モデルでは, 図 2 に示すように, これらを 4 個のローラーと 4 本のバネ (外径: 5mm, 線径: 0.3mm) で置換し, 免震周期 (バネのみの固有周期, 上部構造を剛体と仮定) が約 3 秒となるようにバネ定数を調整している。なお, バネには最大変位時にも弛みが生じずかつ線形範囲で挙動することを確認した上で, 約 6cm の初期変位を与えている。

下部構造は剛なスラブを 4 本のアクリル製の柱で支える 1 層せん断型骨組であり, 柱材の厚さを変化させることにより水平剛性を調整できるようにしてある。今回実験に用いた下部構造モデルは図 3 に示す 3 モデルであり, A モデルは下部構造と上部構造の固有周期が接近したモデル, B モデルは下部構造の固有周期が上部構造の固有周期に比べて短いモデル (実際にはこのケースが多い), C モデルは左右の柱の固有周期が異なるモデルである。スウィープ加振実験及び RD 法¹⁴⁾により算出した各部の剛性, 固有周期及び減衰定数を図 3 に示す。なお, ここに示す下部構造の固有周期は上部構造を剛体と仮定したときの固有周期であり, アーチ部及び支承部の全質量の 1/2 に見合う付加質量を各スラブに上載してスウィープ加振実験を行って得た値である。スウィー

プ加振実験の結果, 非免震時のアーチ単体モデル (O モデル) の 1 次及び 2 次固有周期は 0.632 秒と 0.172 秒であり, それぞれ図 4 に示すような水平逆対称と上下対称のモード形を示した。免震周期は O モデルで 3.0 秒, A・B・C モデルで 2.9 秒であり, 十分な免震効果が期待できる。

図4 固有周期と固有振動モード (O モデル・非免震時)

3. 実験・計測方法

実験には, 名古屋大学工学部 9 号館設置の水平・上下二軸振動台を用い, 非免震及び免震アーチ模型に対して地震波加振を行った。地震波には El Centro (1940) の NS, UD 成分をそれぞれ水平, 上下地震動として用い, 最大水平加速度が O モデルでは 300gal,

A・B・C モデルでは下部構造による増幅を考慮して 150gal (アーチ基部で 300gal 相当) となるように同倍率化して同時入力させた。各アーチ模型上の 5 点 (O モデルでは 7 点) の水平・上下方向の絶対変位を非接触画像処理変位計測装置にて, また振動台上及び下部構造頂部 (左・右端) の 3 点の水平・上下加速度を歪ゲージ型加速度計にて計測した。

4. 実験結果

O モデルについて, 非免震時及び免震時の計測点 A の変位応答波形を図 5 に示す。ここで, 変位応答は非免震アーチの場合は振動台との, 免震アーチの場合は免震層との相対変位である。非免震アーチでは, 水平方向のみならず上下方向にも大きく応答しており, これは刺激係数の大きいアーチの 1 次水平逆対称モード (図 4 上) が励起されたためと考えられる。一方, 免震アーチではこれら水平・上下方向の大きな応答が十分に低減されているのが確認できる。一般の中高層建築物では免震層の導入は上下応答の低減には寄与しないが, アーチのような空間構造物では水平逆対称モードが大きな上下応答を伴うという特有の振動性状により, 地震動の水平入力成分の低減による上下応答の低減効果が十分期待できる。図 6 は復元バネの有無による免震層の変位応答を比較したものである。図よりバネを併用することが免震層の降伏後の復元性を付与し, 残留変位の抑制に効果的であることが分かる。

次に A・B・C モデルについて, 下部構造頂部 (計測点 0, 6) における加速度応答波形を図 7 に, 上部構造 (計測点 2, 4) における変位応答波形を図 8 に示す。ただし, 変位波形は計測点 2 においては上部構造左端部 (計測点 1) に対する相対変位, 計測点 4 においては上部構造右端部 (計測点 5) に対する相対変位である。

図5 上部構造変位応答計測波形 (O モデル: 計測点 A)

図6 復元バネの有無による免震層変位応答計測波形の比較 (O モデル)

図7 下部構造加速度応答計測波形 (A・B・Cモデル)

非地震時には、下部構造の加速度応答は下部構造の剛性が高くなるほど (A, C, B の順に) 増大する傾向が見られる。一方、上部構造の変位応答は下部構造の剛性が低くなるほど (B, C, A の順に) 増大する傾向が見られる。特に上部構造と下部構造の固有周期を意図的に近づけた A モデルでは、上部構造が TMD の役割を果たして下部構造の振動エネルギーを吸収するいわゆる TMD 効果により、下部構造の応答が減少する一方、上部構造の応答が著しく増大している。また左右柱の剛性が異なる C モデルでは、剛柱側に近い計測点 2 において柔柱側に近い計測点 4 よりも大きな応答が水平及び上下方向に発生している。これは、図 7 から明らかなように、剛柱側 (計測点 0) により大きな加速度が入力されるからだと考えられる。

免震化による効果は下部構造の加速度応答に対しては小さく、剛性の小さな A モデルや C モデルの柔柱側 (計測点 6) では、免震時の方が逆に非地震時よりも応答が大きくなっている。これは免震化により上下間の連成が弱まり、下部構造が主に振動するモード (図 10-1, 10-2) が励起されたためだと考えられる。一方、上部構造の変位応答に対しては、水平、上下成分ともに効果的な低減がなされ、特に C モデルでは下部構造の剛性不均一性に伴う過大応答の発生も抑制されている。

以上により、本実験で想定した転がり支承と積層ゴム支承の併用による免震デバイスは空間構造の免震化に有効であることが確

認できた。

5. シミュレーションによる考察

5.1 解析モデル

解析モデルは実験に用いた非免震及び免震アーチ模型とし、アーチ部分を 12 等分して各点間を直線材置換した骨組として、下部構造を 1 層せん断型骨組としてモデル化した。実験時、アーチ形状を保つためにアーチの両端を結ぶ繋ぎ材に張力を加えているため、初期軸力導入に伴うアーチ部分の剛性への影響をオイラー座屈荷重に等しい軸力が作用していると仮定し幾何剛性として考慮した。アーチ材料の硬質塩化ビニールなどのプラスチックの弾性係数は温度の影響を受けやすいことが知られており、計測を行ったところデータにばらつきが見られたが (表 4 参照)、解析ではその中間値 2.9kN/mm^2 を採用した。

免震層は転がり支承と弾性バネの並列システムからなる 1 質点系としてモデル化し、その復元力特性を次式で与えた (図 9)。

$$Q = \mu Mg \operatorname{sgn}(\dot{\delta}) + K\delta, \quad \operatorname{sgn}(\dot{\delta}) = \begin{cases} 1, & \dot{\delta} > 0 \\ 0, & \dot{\delta} = 0 \\ -1, & \dot{\delta} < 0 \end{cases}$$

ここに、 Q : せん断力、 μ : 転がり摩擦係数、 M : 質量、 g : 重力加速度、 K : バネ定数、 $\dot{\delta}$: 層間速度、 δ : 層間変位である。

図8 上部構造変位応答計測波形 (A・B・Cモデル)

質量 M としてはアーチ部と支承部の全質量が左右の免震層に均等に作用すると仮定してその $1/2$ を採り、転がり摩擦係数 μ 及びバネ定数 K として表4に示す値を採用した。また減衰として上部構造に対してはレーリー型減衰を、下部構造に対しては剛性比例型減衰を仮定し、図3に示された各部の減衰定数値を用いて全体系の減衰を評価した。免震層の減衰は無視した。したがって全体系としての減衰は非比例型減衰となっている。

図9 免震層の復元力特性

5.2 固有振動解析

初期軸力導入に伴う剛性低下を考慮して算定した非免震時のアーチ単体モデル (Oモデル) の1次及び2次固有周期はそれぞれ0.635秒と0.179秒であり、実験値0.632秒と0.172秒 (図4) に非常によく一致している。

固有値解析によって得られたA・B・Cモデルの非免震時・免震時の固有周期及び刺激係数を表5-1, 5-2に、固有振動モードを図10-1, 10-2に示す。ここで、免震層の等価剛性は、図11を参考に、最大変位2cmに対応する復元力特性上の割線剛性で評価している。表5-1, 5-2中の刺激係数 β_x , β_z と入力地震動の加速度応答スペクトル S_{Ax} , S_{Az} (10%減衰時) との積 $\beta_x S_{Ax}$, $\beta_z S_{Az}$ (指標 x , z は水平・上下成分に対応) は最大加速度応答への各モードの寄与度を示す指標となる。水平成分のみに着目すると、非免震時には、下部構造と上部構造の固有周期が接近しているAモデルではTMD効果により上部構造が主に振動する1次、2次モードの寄与が支配的であるのに対し、下部構造の固有周期が上部構造に比べて短いB・Cモデルでは、下部構造の固有周期で振動する2次、3次モードが卓越している。特に下部構造の剛性が不均一なCモデルでは、左右柱の周期特性の異なる振動によって上部構造に

表 5-1 固有振動特性 (非免震時)

モデル	次数	固有周期 (s)	刺激係数		$\beta_x S_{Ax}$	$\beta_z S_{Az}$
			β_x	β_z		
A	1	0.709	1.177	-0.004	201	-0.1
	2	0.533	0.964	0.01	250.1	0.4
	3	0.472	-0.02	0.216	-5.1	9.5
	4	0.176	0.001	-0.082	0.1	-9.7
B	1	0.639	-0.485	0.007	-101.5	0.3
	2	0.239	-0.897	0.156	-245.5	14.4
	3	0.223	1.153	0.12	280.2	11.1
	4	0.174	-0.039	-0.116	-10.2	-14.1
C	1	0.661	-0.771	0.051	-152.8	1.9
	2	0.502	-0.841	0.141	-222.3	6.2
	3	0.224	1.009	0.141	245.8	13
	4	0.175	-0.154	-0.103	-40.2	-12.4

図 10-1 固有振動モード (非免震時)

表 5-2 固有振動特性 (免震時)

モデル	次数	固有周期 (s)	刺激係数		$\beta_x S_{Ax}$	$\beta_z S_{Az}$
			β_x	β_z		
A	1	1.34	1.017	-0.001	52.3	0
	2	0.546	0.435	0.011	110	0.5
	3	0.49	0.05	0.082	13.1	3.5
	4	0.476	1.043	-0.009	266.2	-0.4
B	1	1.291	0.899	-0.001	54.3	0
	2	0.539	0.126	0.011	32.4	0.5
	3	0.406	-0.004	0.359	-0.8	21.1
	4	0.202	0.877	0.004	203.4	0.4
	5	0.188	0.883	-0.002	219	-0.2
C	1	1.314	0.958	-0.002	53.6	0
	2	0.543	0.297	0.001	75.7	0
	3	0.482	0.732	-0.066	189	-2.9
	4	0.404	0.152	0.354	29.5	20.9
	5	0.188	0.882	-0.002	218.9	-0.2

図 10-2 固有振動モード (免震時)

大きな応答が生じている。一方、免震時には、上下間の連成が弱まることにより、下部構造が主に振動する A モデルの 4 次、B モデルの 4 次、5 次、C モデルの 3 次、5 次のモードが支配的となっている。前節に示した実験結果の傾向はこれらのモード特性を反映したものとなっている。

5.3 時刻歴応答シミュレーション

振動台上で計測された加速度波形の水平・上下成分を入力地震動として、ニューマークの β 法による時刻歴応答シミュレーションを行った。応答解析には、全体系を上部構造と免震層を含む下部構造とに分割するサブストラクチャー法¹³⁾を適用した。この方法は、上部構造の弾性を前提とし、その応答を下部構造の変位による準静的変位と下部構造固定時の固有振動モードの重ね合わせで表現することによって運動方程式の自由度を縮約して解くもので、フルモデルによる解析に比べて格段に効率的である上に、上部構造と下部構造とで減衰機構が異なる場合でも減衰マトリックスの対角性を保持したまま解析を進めることができる。本シミュレーションでは、上部構造のモード分解には 5 次までの固有振動モードを採用した。

C モデルの免震層における水平変位応答、下部構造頂部（計測点 0, 6）における水平加速度応答及び上部構造（計測点 2）における水平・上下変位応答（計測点 1 との相対変位）の解析結果を図 11、図 12 及び図 13 に、それぞれ実験結果と比較して示す。大

図 11 免震層変位応答波形 (C モデル) —実験とシミュレーションの比較—

振幅時及び免震時に若干の相違が見受けられるものの両者の傾向は非常によく一致している。この相違は、解析では幾何学的非線形効果を考慮していないことと、動摩擦係数を静摩擦係数で代用しているなど、免震層における摩擦、復元バネの挙動などのモデル化に厳密性を欠く要因が残されていることの影響であると考えられ、時刻歴応答シミュレーションにより実現現象を十分正確に再現し得ることが明らかになった。

図 12 下部構造加速度応答波形 (C モデル) —実験とシミュレーションの比較—

図 13 上部構造変位応答波形 (C モデル：計測点 2) —実験とシミュレーションの比較—

5.4 エネルギー釣合に基づく包絡解析

振動台上で計測された加速度波形の水平成分を入力したときのエネルギー応答の時刻歴を C モデルについて図 14 に示す。図中、 W_e は弾性振動エネルギー、 W_h^a は上部構造の粘性減衰エネルギー、 W_h^b は下部構造の粘性減衰エネルギー、 W_p は免震層の累積塑性ひずみエネルギーを表す。また地震終了時の各エネルギーと地震総入力エネルギー W_I 及び最大変形（正負最大振幅の平均値） $\bar{\delta}_{\max}$ に対する累積塑性変形 $\bar{\eta}_p = W_p / \mu M g$ の比率を A・B・C 各モデルについて表 6 に示す。総入力エネルギーは下部構造の剛性が低くなるほど (B, C, A の順に) 増加している。地震終了時の総入力エネルギーに占める各エネルギーの割合は、免震

図 14 エネルギー応答の時刻歴 (C モデル・免震時)

層の累積塑性ひずみエネルギーが最も大きく全体の 50~80% を占め、以下、下部構造の粘性減衰エネルギー、上部構造の粘性減衰エネルギーの順に小さくなっている。また下部構造の剛性が高くなるほど、免震層の累積塑性ひずみエネルギーの割合が増加し、上部構造の粘性減衰エネルギーの割合が減少している。最大変形に対する累積塑性変形の比率は下部構造の剛性が高くなるほど増加し 10 を超えているが、この値を平均的に 8 とする秋山理論¹⁵⁾ は本実験モデルに関しては安全側の評価を与えることになる。

総入力エネルギーの 50% が免震層に入力されると仮定して、免震層のエネルギーの釣合式⁴⁾より、免震層の最大応答変位及び最大せん断力係数を、摩擦係数をパラメータとして予測した結果を図 15 及び図 16 に示す。ここで、免震層に入力されるエネルギーが総入力エネルギーの 50% と仮定したのは以下の理由による。表 6 において、 W_p / W_I は免震層に吸収される累積塑性ひずみエネ

表 6 各エネルギーと免震層の累積塑性変形

モデル	W_I (Ncm)	W_p (Ncm)	W_h^a (Ncm)	W_h^b (Ncm)	$\frac{W_p}{W_I}$	$\frac{\bar{\eta}_p}{\bar{\delta}_{\max}}$	$\frac{8\bar{\delta}_{\max}}{\bar{\eta}_p} \frac{W_p}{W_I}$
A	24.7	12	4.8	7.9	0.49	10.8	0.36
B	11.2	8.8	0.9	1.5	0.78	20.4	0.31
C	17.7	11	1.8	4.9	0.61	14.1	0.35

図 15 包絡解析法による免震層最大応答変位

図 16 包絡解析法による免震層最大せん断力係数

ルギーの総入力エネルギーに対する比率を、 $\bar{\eta}_p/\bar{\delta}_{\max}$ は累積塑性変形の最大変形に対する比率を示す。包絡解析法⁴⁾では $\bar{\eta}_p/\bar{\delta}_{\max}=8$ 、すなわち最大変形時の2サイクル分の累積塑性ひずみエネルギーが免震層に吸収されると仮定している。そこで、 W_p のうち2サイクル分が免震層に入力されるエネルギーであると考え、その総入力エネルギーに対する比率は $8\bar{\delta}_{\max}/\bar{\eta}_p \cdot W_p/W_l$ となるが、この値はおおむね0.4以下の安定した値となっており、ここでは安全側の評価として0.5を採用した。ちなみに、打越¹⁰⁾は免震ドームにおける同様の検討において0.5~0.7を採用している。図15及び図16より、時刻歴応答解析の結果と比較して、概ね妥当な予測値が得られていると判断される。

6. 結語

本稿では、下部構造との間に転がり支承と積層ゴム支承の併用による免震層の導入を想定した大スパンアーチ模型の振動台実験を行い、免震化による応答低減効果や下部構造の剛性が全体系の応答性状に及ぼす影響について検討した。さらに、実験のシミュレーションを行い、シミュレーション手法¹³⁾の妥当性を検証するとともに、アーチ-免震層-下部構造連成系の振動性状とエネルギー授受の関係について総括的考察を行った。

実験の結果、上部及び下部構造の応答は下部構造の剛性によって著しい影響を受けること、特に上部構造と下部構造の固有周期が接近している場合や下部構造の剛性の不均一性が顕著な場合、上部構造に過大な応答が生じることが示された。しかし、このような場合でも、下部構造との間に免震層を挿入することによって、上部構造の応答が著しく低減され、本実験で想定した転がり支承と積層ゴム支承の併用による免震デバイスが空間構造の免震化に有効であることが検証された。また積層ゴム支承の併用が免震層の残留変位の抑制に効果的であることが確認された。ただし、免

震層を挿入することにより上下間の連成が弱まり、振動数によっては下部構造が主に振動するモードが励起されて、下部構造の応答が増大することもありうるので設計上注意が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告，建築編-3，シェル・空間構造，pp.219-346，1997
- 2) 石川浩一，松本秀信，小田憲史，加藤史郎：剛性の異なる2本の柱で支持された平行弦トラス梁の地震応答性状，構造工学論文集，Vol.43B，pp.465-476，1997.3
- 3) 藤本益美，小田憲史：支持フレームの影響を考慮した円筒2層立体トラスの地震応答解析，計算工学講演会論文集，pp.897-900，1997.5
- 4) 日本建築学会：免震構造設計指針（第2次改訂），2001
- 5) 加藤史郎，中澤祥二，打越瑞昌，大杉文哉，向山洋一：入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状—免震層の降伏せん断力係数の影響について—，日本建築学会構造系論文集，第518号，pp.57-64，1999.4
- 6) 加藤史郎，打越瑞昌，大杉文哉，中澤祥二，向山洋一：入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状—下部構造の剛性と重量の影響について—，日本建築学会構造系論文集，第525号，pp.71-78，1999.11
- 7) 加藤史郎，中澤祥二，打越瑞昌，向山洋一：入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状—下部構造の不均一性が応答に与える影響—，日本建築学会構造系論文集，第532号，pp.111-118，2000.6
- 8) Kawaguchi, M., and Tatemichi, I.: Seismic isolation systems and their application in space structures, *Bridging Large Spans from Antiquity to the Present, IASS Symposium, Istanbul, Turkey*, pp.217-228, 2000.5
- 9) 日本建築学会：シェル・空間構造の減衰と応答制御，新シェル空間構造セミナー，2002.11
- 10) 新宮清志，福島欣哉：上下地震動を受けるシェル構造物の免震及びファジィ制御，日本機械学会論文集(C編)，第60巻577号，pp.2999-3005，1994.9
- 11) Matsui, T., Sugiyama, E., Qiao, F. and Hibino, T.: Toward the realization of seismically isolated large-span spatial structures: model test and simulation, *Proc. of the International Conference on Advances and New Challenges in Earthquake Engineering Research*, Hong Kong, pp.437-444, 2002.8
- 12) 松井徹哉，喬鋒，森部康司，杉山映，江坂佳賢：風応答を考慮した大スパンドームの免震化に関する検討，第11回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1655-1660，2002.11
- 13) 松井徹哉：サブストラクチャー法による下部構造との連成を考慮した空間構造の地震応答解析，日本建築学会東海支部研究報告，第41号，pp.217-220，2003.2
- 14) Vandier, J.K. et al.: A mathematical basis for the random decrement vibration signature analysis technique, *J. Mech. Design*, Vol.104, pp.307-313, 1982
- 15) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂，1999
- 16) 打越瑞昌，加藤史郎，中澤祥二，向山洋一：入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状—下部構造の塑性化の影響とエネルギー的考察—，日本建築学会構造系論文集，第576号，pp.95-102，2004.2

(2003年11月10日原稿受理，2004年5月7日採用決定)