

固有周期及び質量の異なる下部構造に支持された
アーチ構造物の地震応答実験VIBRATION TESTS ON SEISMIC RESPONSES OF ARCH STRUCTURES SUPPORTED
BY SUBSTRUCTURES WITH VARIOUS NATURAL PERIODS AND MASSES熊谷知彦^{*1}, 竹内 徹^{*2}, 牛渡ふみ^{*3}, 瀬田紘子^{*3}, 小河利行^{*4}*Tomohiko KUMAGAI, Toru TAKEUCHI, Fumi USHIWATA,
Hiroko SETA and Toshiyuki OGAWA*

Seismic response of arch structures with supporting substructures is known to be amplified in vertical directions even under horizontal input, and their amplitude changes along the relationship between mechanical properties of roofs and substructures. Although a large number of studies on seismic response behavior by numerical analyses have been made, seismic response behavior by vibration test has not been sufficiently investigated. In this paper, seismic vibration tests are carried out using small scale arch roof models with supporting substructure in order to confirm influence by the relationship between mechanical properties of roofs and substructures. The validity of response evaluation method proposed in previous papers is examined.

Keywords : Arch structure, Vibration test, Seismic response behavior, Substructure, Natural period ratio, Mass ratio

アーチ構造物, 振動実験, 地震応答性状, 下部構造, 固有周期比, 質量比

1. 序

空間構造物は, 災害時に避難所として使用される学校体育館やエキシビジョンホール等の屋根構造として使用されていることから, その耐震性能の確保は重要な課題の一つとなっている。ライズを有する空間構造は, 水平方向の地震入力に対して鉛直方向の振動が励起されるため, 水平荷重のみを規定する重層構造と同様の設計法をそのまま空間構造に適用した場合, その応答は危険側に評価されることが明らかになっており¹⁾, 応力解析のみで簡便に応答を評価可能な静的地震荷重の設定が望まれている。そのため, 現在まで振動実験及び数値解析によって数多くの研究¹⁾⁻¹⁸⁾が行われており, その応答は, それを支持する下部構造特性の影響を受け, 屋根自身の固有周期と下部構造の固有周期との比や, 屋根構造と下部構造の質量比によって変化することが分かっている¹⁾⁻³⁾。しかし, 地震応答性状について振動実験により検証した研究は数少ない⁴⁾⁻¹²⁾。そこで本研究では, 空間構造の中でも基本的な構造であるアーチ構造物を対象とした振動実験を行い, 下部構造特性がアーチ屋根の地震応答性状に与える影響について分析する。

アーチ構造物を対象として振動実験を行った研究として, 以下のような研究が挙げられる。松井ら⁴⁾は, 下部構造との間に免震装置を組み込んだ大スパンアーチについて地震波加振を行い, 免震化による応答低減効果について検討している。また, 吉中, 川口⁵⁾は小規模なアーチと簡易な MTMD 模型を用いてホワイトノイズ加振を行い, 振動特性と制振効果について分析している。

アーチ構造物以外の空間構造物を対象とした研究としては, 以下のような研究が挙げられる。打撃加振による自由振動特性については, 山田聖志ら⁶⁾が屋根型円筒ラチスシェルについて固有振動数及び振動モードをインパルスハンマ法により求めている。また, 高島ら⁷⁾はアルミ製単層ラチスドームの振動性状の把握を行っている。更に, 谷口, 坂⁸⁾は二層屋根型円筒ラチスシェルの固有振動数と減衰の関係について分析を行っている。一方, 振動台加振による応答性状等については, 半谷, 田波ら⁹⁾⁻¹¹⁾が三角形格子単層スペースフレームについて地震波及び正弦波による上下動加振を行い自由振動特性, 動座屈挙動の把握を行っている。濱本ら¹²⁾は, ホワイトノイズの水平・上下方向加振によって, トラスドームの部材損傷による応答の変化を検討している。しかし, 以上の振動実験による研究では, その多くが屋根構造のみの自由振動特性について扱っており, 地震応答性状や下部構造特性の影響について確認した例は少ない。そのため, 地震応答における下部構造の構造特性とアーチ屋根の応答の関係を把握するためには更なる分析が必要である。

数値解析による研究としては, 以下のような研究が挙げられる。アーチ構造物を対象とした研究として, 山田大彦ら¹³⁾による開角の異なるアーチに対し, 水平地震動及び鉛直地震動に対する応答性状を詳細に分析し, 静的地震動の提案をした研究, 加藤, 石川ら¹⁴⁾, 元結ら¹⁵⁾による幾何非線形性や塑性化の影響を分析し, 静的設計を行う手法を提案した研究が挙げられる。しかし, これらの研究ではアーチ屋根のみを扱っており, 下部構造特性の影響は論じられていない。

*1 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
助教・博士(工学)

*2 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻
准教授・博士(工学)

*3 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 修士課程

*4 東京工業大学大学院理工学研究科建築学専攻 教授・工博

Assist. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology

Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

下部構造の特性が屋根構造の応答に与える影響に関しては、文献16)において山田大彦らが支持構造と屋根構造を単純2質点系とした場合の下部質点に対する上部質点の応答増幅率を数値的に解析し、振動数比との比較により論じている。また、加藤ら^{17),18)}も、支持構造付きドーム屋根について、屋根構造と支持構造の振動モードの関係を論じ、屋根1次または1,2次モードが卓越する場合の屋根部の応答特性を簡易モデルに表現し、応答スペクトル法を適用することにより評価する手法について提案している。一方、筆者ら^{2),3)}は、支持構造付きドーム構造及び下部構造付き屋根型円筒ラチスシェル構造について、弾性範囲の応答を評価する手法の誘導を試み、その精度を確認すると共に、下部構造による増幅効果を考慮した静的地震荷重を設定している。更に文献3)では、アーチの理論応答解を単純化したモデルにより誘導し、数値解析結果との比較を行っている。また、文献1)では、下部構造の質量が屋根の応答に与える影響について検討している。

これらを踏まえて、本研究では、アーチ構造物の実挙動における振動性状の確認を目的として、固有周期及び質量の異なる下部構造を有するアーチ構造物の振動実験を行う。振動実験として自由振動実験及び地震応答実験を行い、アーチ半開角や下部構造の固有周期、質量の違いがアーチ屋根の応答に与える影響について検討する。また、既報³⁾の地震応答評価法と実験結果の比較を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体及び実験装置

実験の対象は、写真1に示すような下部構造を有する屋根型アーチ構造である。アーチ屋根の試験体形状を図1に、試験体パラメータ一覧を表1に、モデル名を図1右に示す。実験モデルは、下部構造を有するFa（下部構造付き）モデル、アーチ屋根のみのRa（屋

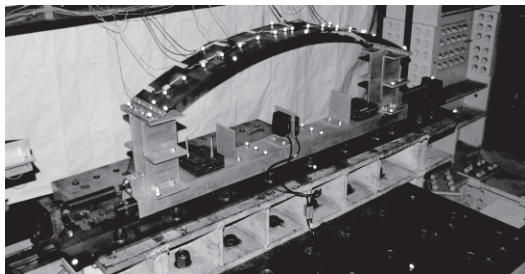


写真1 下部構造を有する屋根型アーチ構造 (Faモデル)

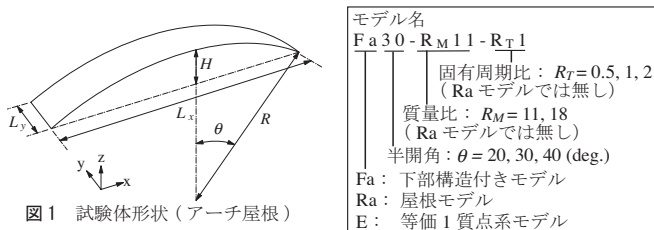


表1 試験体パラメータ一覧

厚さ t (mm)	スパン L_x (mm)	幅 L_y (mm)	半開角 θ (deg.)	材長 (mm)	曲率半径 R (mm)	ライズ H (mm)	アーチ質量 M_R (kg)	全質量 M_{eq} (kg)
0.7	1200	200	20	1224.7	1754.3	105.3	1.32	14.60
			30	1256.6	1200.0	160.5	1.35	14.64
			40	1303.3	933.4	217.5	1.41	14.69

表2 材料の機械的性質

試験片	ヤング率 (N/mm ²)	降伏応力度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏歪み (%)	降伏比
SPCC-07	203000	146	294	0.280	49.8

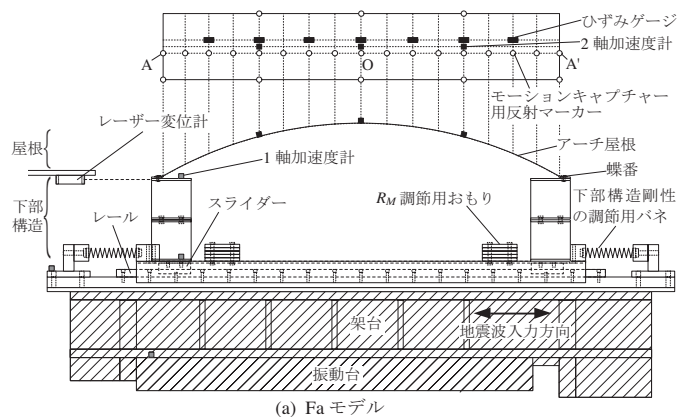
根)モデル、屋根を取り除いた下部構造に屋根と同等の質量を加えたE（等価1質点系）モデルの3種類である。アーチ屋根は図1及び表1に示すように、スパン $L_x=1200$ mm、奥行き $L_y=200$ mmの連続体アーチであり、半開角は20, 30, 40deg.とする。アーチ屋根の1次固有周期は0.3秒程度となるように調節した。Ra（屋根モデル）の逆対称1波モードの固有周期に対するE（等価1質点系）モデルの固有周期の比 R_T は0.5, 1, 2とし、 R_T の調節は下部構造の両端に取り付けられたバネの剛性によって行う。Faモデルの屋根質量(M_R (kg))に対する全質量(M_{eq} (kg))の比 R_M は11及び18とし、下部構造に取り付けられたおもりによって調節する。

アーチ屋根の材料は0.7mm厚の冷延鋼板（SPCC）であり、それを円弧状に加工したアーチを形成する。材料試験結果を表2に示す。

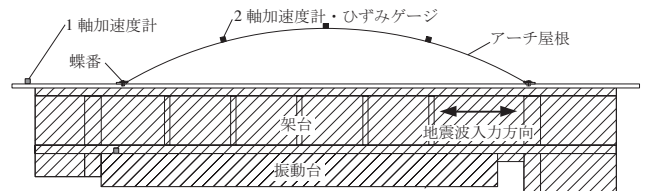
各モデルの実験装置を図2に示す。Faモデル、Eモデルの下部構造については、レールの上にスライダを設置して入力方向（図1中のx軸方向）の移動を自由にした上で、左右に下部構造の剛性を調節するバネを取り付ける。Faモデル、Raモデルのアーチ屋根は蝶番で固定し、y軸回りの回転を自由とする。

2.2 計測計画及び载荷計画

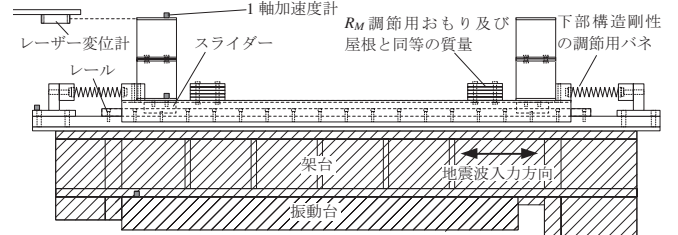
計測は、加速度計、ひずみゲージ、レーザー変位計、モーションキャプチャー（変位計測）用反射マーカーを図2のように設置して行う。アーチ屋根の応答はy軸方向には応答しないと仮定して、x軸方向（水平方向）、z軸方向（鉛直方向）の応答をそれぞれ計測する。アーチ屋根上の2軸加速度計は、アーチの弧面に沿い傾斜して設置する。そのため、アーチ上の水平・鉛直方向加速度は、計測した接線・



(a) Faモデル



(b) Raモデル



(c) Eモデル

図2 実験装置

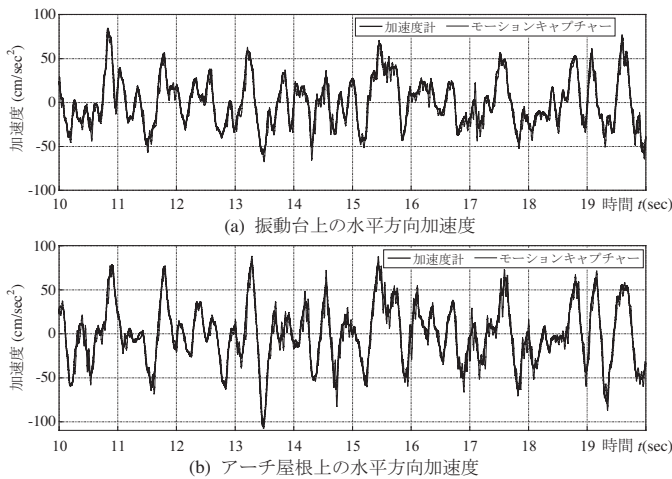


図3 加速度計とモーションキャプチャーの比較 (BCJ-L1 入力時, Ra40 モデル)

法線方向加速度を、この傾斜角に従い変換することにより得る。この傾斜角は、加速度計の水平設置状態の重力加速度を計測した上で、アーチ上設置状態での重力加速度の接線・法線方向分解値を計測することで算出する。モーションキャプチャーには、VICON 社製光学反射式モーションキャプチャーシステム MX40 (カメラ解像度: 400 万画素 (2352 × 1762 pixels)) を使用する。このシステムにより水平・鉛直方向絶対変位を計測し、それを二階微分することで加速度を算出する。下部構造の応答及び振動台上での入力地震波の水平方向加速度は 1 軸加速度計により、下部構造の水平方向変位はレーザー変位計、モーションキャプチャーにより計測する。

ここでモーションキャプチャーの計測値から算出した加速度の精度を検証する。図 3 に振動台上及びアーチ屋根上の水平方向加速度における加速度計の計測値及びモーションキャプチャーから算出した加速度を示す。いずれも二つの計測方法による差は微小である。以降、アーチ屋根上の加速度にモーションキャプチャーから求める加速度を採用する。なお、アーチ屋根については、大変形時に加速度計の傾斜角が変わり、水平・鉛直方向に変換する際に誤差が生じる可能性がある。

載荷に用いる振動台には、0.5~20Hz において最大負荷 500kN、最大速度 50cm/s で 1 軸方向に載荷可能な汎用動的実験装置を使用する。入力地震波は、時間軸が等倍の人工地震波 1 波 (BCJ-L1) と観測地震波 4 波 (El Centro NS 1940, Hachinohe NS 1968, JMA-Kobe NS 1995, Taft EW 1952) であり、その最大加速度を 100cm/s² に基準化した波を用いる。

3. アーチ構造物の振動特性

本章では、基本的な振動特性として、アーチ屋根モデル及び等価 1 質点系モデルの固有周期、有効質量比、減衰定数、モード形状について検討する。

まず、図 4 に示すような入力する正弦波の振動数を徐々に増大させるスイープ試験を行い、得られた応答のフーリエ振幅スペクトル (図 5) の卓越周期から固有周期を求める。次に、固有モード形状、減衰を計測するために、各モードの固有周期と等しい周期の正弦波を一定時間入力し、入力中の応答及び停止した後の自由振動を計測する。モード形状はモーションキャプチャーより得られた変位から求める。

減衰定数は、Ra モデルでは、図 6 に示すように自由振動時の振幅の

絶対値に式 (1) となる近似曲線を引くことにより減衰定数 h_R を求める。

$$\varepsilon = a \cdot e^{-h_R \omega t} \quad (1)$$

ここに、 a は $t=0$ 時の振幅、 ω は固有円振動数である。

E モデルでは、減衰定数と応答変位の関係において、図 7 に示すように明確な振幅依存性が見られた。これは図 8 に示すように、減衰を生じる主な要因の一つと考えられるリニアスライダーの摩擦減衰により説明できる。以降、E モデルの減衰定数には、各地震波入力時の最大応答変位 u_{max} における減衰定数 h_E を採用し、式 (2) より算出する。

$$h_E = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W} \right) + h_{sp} = \frac{1}{4\pi} \frac{4u_{max}\mu M_{eq}g}{\frac{1}{2}ku_{max}^2} + h_{sp} = \frac{2\mu M_{eq}g}{\pi ku_{max}} + h_{sp} \quad (2)$$

ここに、 $\Delta W/W$ はエネルギー消費率、 μ は静止摩擦係数、 k は固有周期から求まる等価剛性、 h_{sp} はバネの内部減衰である。ただし、バネの内部減衰は各バネによって振幅によらず一定と仮定する。

以上から求まる結果として、表 3 に Ra モデル振動特性、表 4 に E モデル振動特性、図 9 に固有モード形状を示す。E モデルの減衰定数は、例として地震波 BCJ-L1 入力時の最大応答変位における減衰定数を示す。なお、表中の刺激係数は、 $u^T M u = 1$ となるように正規化した固有ベクトルを用いて算出している。

実験では、1 次モード、3 次モードの順で卓越し、1 次モードは逆対称 1 波、3 次モードは逆対称 2 波である。Ra モデルの 1 次固有周期は、半開角によらず 0.3 秒程度であり、3 次固有周期は 0.065 秒程度である。

半開角の増加に伴い、有効質量比は増加する。Ra (屋根) モデルの減衰は、半開角による規則性は現れなかったが、E (等価 1 質点系)

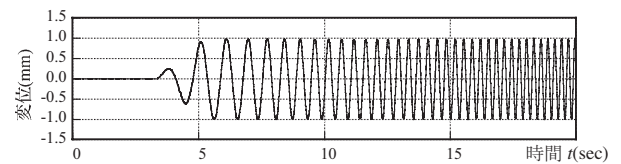
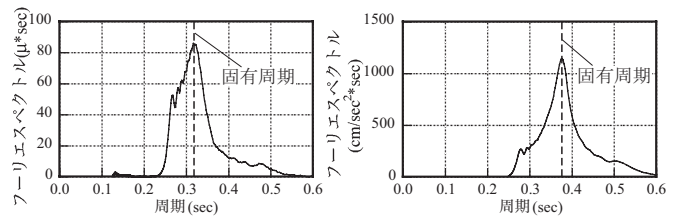


図4 スイープ試験の入力例



(a) Ra30 モデル (b) E30-R1 モデル

図5 フーリエ振幅スペクトルの一例

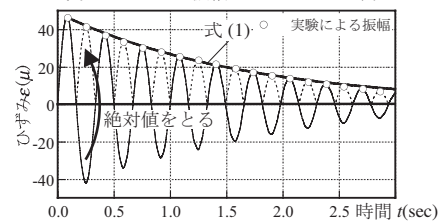


図6 減衰定数算定方法 (Ra モデル)

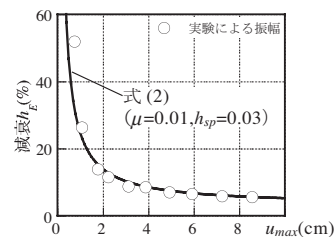


図7 振幅と減衰の関係 (E30R11R1 モデル)

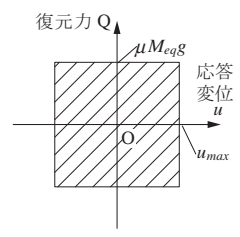


図8 減衰定数の振幅依存性 (E モデル)

表3 Raモデル振動特性

モデル名	1次モード				3次モード			
	固有周期 $T_{R1}(\text{sec})$	刺激係数 β_{R1}	有効質量比 $M_{R1}/M_R(\%)$	減衰定数 $h_{R1}(\%)$	固有周期 $T_{R3}(\text{sec})$	刺激係数 β_{R3}	有効質量比 $M_{R3}/M_R(\%)$	減衰定数 $h_{R3}(\%)$
Ra20	0.323	10.7	8.84	12.3	0.063	5.12	2.02	3.61
Ra30	0.317	16.6	20.7	6.00	0.065	7.94	4.74	1.37
Ra40	0.350	21.6	34.1	8.20	0.069	10.9	8.71	4.92

表4 Eモデル 振動特性

モデル名	固有周期 $T_E(\text{sec})$	固有周期比 R_T	減衰定数 $h_E(\%)$
E30R _M 11R _T 0.5	0.185	0.58	2.96
E30R _M 11R _T 1	0.372	1.17	5.83
E30R _M 11R _T 2	0.735	2.32	12.0
E30R _M 18R _T 0.5	0.181	0.57	2.21
E30R _M 18R _T 1	0.366	1.15	3.66
E30R _M 18R _T 2	0.730	2.30	4.12
E20R _M 11R _T 1	0.372	1.10	6.40
E20R _M 18R _T 1	0.361	1.08	3.58
E40R _M 11R _T 1	0.383	1.15	6.39
E40R _M 18R _T 1	0.377	1.12	3.55

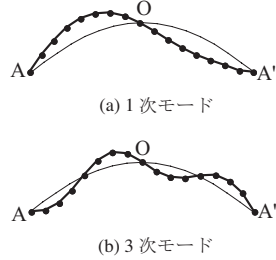


図9 固有モード形状 (Ra30モデル)

モデルでは、屋根に対する下部構造の固有周期比 R_T が大きくなる（下部構造の剛性が小さくなる）に従って減衰が大きくなる。これは下部構造の剛性調節用バネの剛性が小さくなると、リニアスライダの摩擦力に対するバネの力が小さくなるためである。

Ra（屋根）モデルの1次モード固有周期の実験値を理論式と比較する。山田（聖）は文献19)で部分円筒シェルの固有振動数 f の理論式を以下のように示している。

$$f = \frac{\bar{n}}{2\phi} \sqrt{\frac{(p^c - p) \cdot g}{\rho H R}} \quad (3)$$

ここに、 $\bar{n}$ は周方向半波数、 ϕ は開角 (rad.)、 ρ はシェルの密度、 H はシェルの厚さ、 p^c は座屈荷重、 p は外圧、 g は重力加速度、 R は曲率半径である。ここで、自重のみを外圧とすると $\rho H = p$ であり、 $\phi = 2\theta$ である。これをRaモデルに適用するために、 p^c に式(4)に示す文献20)のティモシェンコによる円弧アーチの逆対称1波モードの静的座屈荷重 q_{cr} を代入する。

$$q_{cr} = \frac{EI}{R^3} \left(\frac{\pi^2}{\theta^2} - 1 \right) \quad (4)$$

代入したものを山田・ティモシェンコ式と呼ぶ。 θ は半開角 (rad.)、 EI は曲げ剛性である。

理論式及び実験により得られた半開角と固有周期の関係を図10に示す。理論式と実験値は良く対応している。実験値は半開角によらず0.35秒程度であったが、理論式は半開角に対してU字型の分布を示しているため、実験の対象である半開角 $\theta=20\sim40\text{deg.}$ の範囲以外では固有周期は長くなることが予想される。

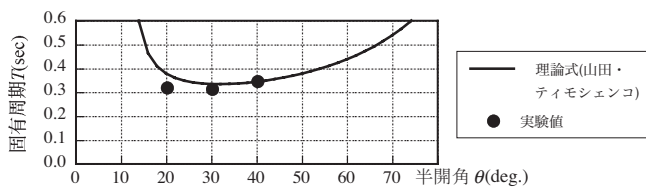


図10 固有周期と半開角の関係 (Raモデル)

4. Ra(屋根)モデルの地震応答性状

本章では、アーチ屋根のみを対象として、地震応答性状について分析する。

まず、応答スペクトル法（SRSS法）による地震応答評価法について示す。評価値は、固有モードベクトル及び応答スペクトル値を用いて、各モードの応答と地動モードの応答をSRSSで合成する式

(5),(6)^{3),21)}により求める。式(5)では、刺激係数が大きい1次モードと3次モードを採用し、式(6)では、刺激係数が最大の1次モードのみを採用する。

$$a_R = \sqrt{(\beta_{R1} u_{R1} S_A(T_{R1}, h_{R1}))^2 + (\beta_{R3} u_{R3} S_A(T_{R3}, h_{R3}))^2 + \left(\frac{M_R - M_{R1} - M_{R3}}{M_R} I_x S_{Ag} \right)^2} \quad (5)$$

$$a_R = \sqrt{(\beta_{R1} u_{R1} S_A(T_{R1}, h_{R1}))^2 + \left(\frac{M_R - M_{R1}}{M_R} I_x S_{Ag} \right)^2} \quad (6)$$

ここに、 $S_A(T_{R1}, h_{R1})$ 、 $S_A(T_{R3}, h_{R3})$ はそれぞれ、1次モードの固有周期 T_{R1} 、減衰 h_{R1} での加速度応答スペクトル値、3次モードの固有周期 T_{R3} 、減衰 h_{R3} での加速度応答スペクトル値である。 u_{R1} 、 u_{R3} はそれぞれ、図9に示す実験から得られた1次固有ベクトル、3次固有ベクトルである。 M_R は全有効質量、 S_{Ag} は最大入力加速度、 I_x はx（水平）成分のみ1で他は0となるベクトルである。

また、1次モードの振動の腹となるアーチの円弧を四分の一に等分割する点における応答の評価について、式(6)の固有ベクトルとして、図11に示す3質点簡易アーチモデル³⁾における逆対称1波モードの固有ベクトル u を用いた評価法についても検討する。その際、刺激係数と有効質量は u から得られる値を用いる。ここで、3質点簡易アーチモデルは各節点で曲げ回転バネを有し、軸変形は生じない（軸剛性 ∞ ）ものとする。対称条件より、水平入力に対する振動モードを図11のような逆対称1波の曲げ変形モードに限定し、固有ベクトル u は以下のように得られる。

$$u^T = [\delta_{1x}, \delta_{1y}, \delta_{2x}, \delta_{2y}, \delta_{3x}, \delta_{3y}] \\ = 2R\alpha \sin \frac{\theta}{4} \left[\sin \frac{3}{4}\theta, -\cos \frac{3}{4}\theta, 2\sin \frac{\theta}{4}, 0, \sin \frac{3}{4}\theta, \cos \frac{3}{4}\theta \right] \quad (7)$$

図12にRaモデルの人工地震波BCJ-L1、観測地震波El Centro NS入力時における最大応答加速度絶対値分布を示す。図中には、実験計測値及び式(5)、(6)より求まる地震応答評価法による値を示す。実験値は、アーチ屋根上の円弧AOA'上の測定点におけるモーショキャプチャーで計測した変位の二階微分により求まる加速度である。SRSSにおいて1次モードと3次モードを使用した結果と1次モードのみを採用した結果を比較すると、El Centro NS入力の鉛直応答において若干違いが見られるものの、その差は顕著ではない。そこで、以下の考察では、評価値として1次モードのみを採用した式(6)より求まる応答加速度を用いることとする。

図12(A)(a)、(B)(a)をみると、水平応答加速度は概ね測定点位置によらず、 $100(\text{cm/sec}^2)$ 付近でなだらかに分布している。しかし、地震波によっては、半開角の増加にともなって応答がやや増幅する傾向にある。特にBCJ-L1入力時のRa40モデルでは、逆対称1波モードの腹において応答加速度がやや増幅し、またSRSSによる評価値は、実

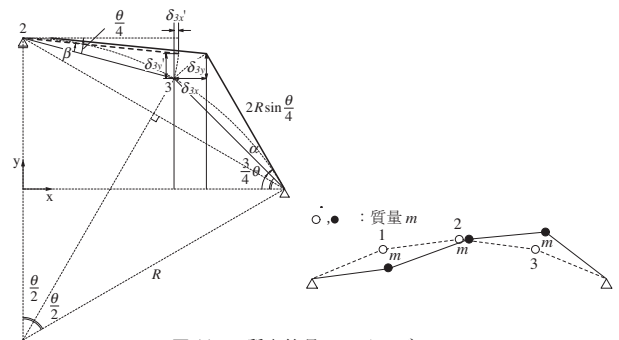


図11 3質点簡易アーチモデル

験値と比較すると分布形状は等しいものの小さめの値となっている。

また、図 12(A)(b), (B)(b) に示す鉛直方向の応答加速度は、モデルによらず 1 次モードの影響が大きく、逆対称 1 波の分布となっている。中央 O 点では SRSS による評価値はほぼ 0 だが、実験値では 0 にならず、最大応答の約半分程度の応答が計測された。しかし、それ以外の点では、各測定点の鉛直方向の応答加速度は、半開角が大きくなるに従い増加するが、分布形状には差が見られず、SRSS と実験値は良い対応を示す。実験値における O 点での鉛直応答の発生原因として、試験体の非対称性（形状初期不整）、対称モードの出現、有限曲げ変形が考えられる。この中でも、O 点での鉛直応答が 1 次モードの腹（AO の中間点）における応答と連動し発生することから、有限曲げ変形が O 点での鉛直応答の主な原因であると考えられる。図には示していないが、O 点での鉛直応答は、1 次モードの腹における応答変位がアーチのライズ H の約 $1/40$ を上回ると顕著に現れ始める。

次に、入力地震波の最大加速度に対するアーチの円弧を四分の一に等分割する点における最大応答加速度の増幅率（以下、応答増幅率）について検討する。図 13 に応答増幅率と半開角の関係を示す。式 (6) によって得られる応答加速度を入力地震波の最大加速度 S_{Ag} で除した値を応答増幅率の評価値とする。式 (6) に用いるモードベクトルは実験から得られた 1 次固有ベクトル u_{R1} （実測固有ベクトル）、または、

3 質点簡易アーチモデルの逆対称 1 波モードの固有ベクトル u （3 質点固有ベクトル）とする。図 13(a) に示す水平方向では半開角による影響は顕著には見られなかったが、地震波によっては、半開角の増加に伴って緩やかに増加する場合も見られる。図 13(b) に示す鉛直方向の応答増幅率は半開角の増加に伴い増加する傾向があり、評価法とは、やや誤差があるものの概ね良い対応を示す。また、評価値は、地震波及び半開角によらず、実験値よりもやや小さくなっている。特に半開角 30° の鉛直方向等で他の場合に比べ実験値と評価値との差が大きくなっているが、これはアーチの変形などに伴う固有周期の微小な変化により、入力地震波の周波数特性に大きな変化が生じることによるものである。なお、式 (6) のモードベクトルに実測固有ベクトル u_{R1} を用いた評価値と 3 質点固有ベクトル u を用いた評価値には大きな差が見られない。このことから、アーチ円弧の四分の一等分割点におけるモードベクトルは、3 質点簡易アーチモデルと実験による固有モードとではほぼ一致しており、3 質点簡易アーチモデルを用いて応答を予測することが概ね可能であることがわかる。

5. Fa（下部構造付き）モデルの地震応答性状

本章では、4 章において対象としたアーチ屋根に下部構造を付加した場合の地震応答性状について分析する。ここでは、固有周期比 R_T

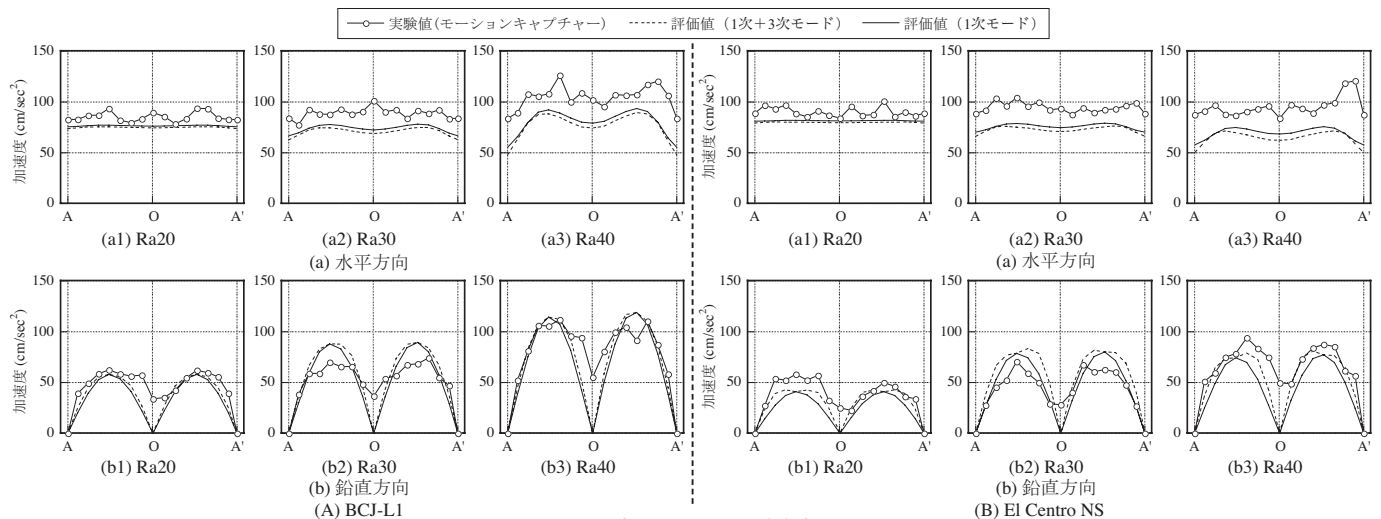


図 12 屋根モデルの最大応答加速度絶対値分布

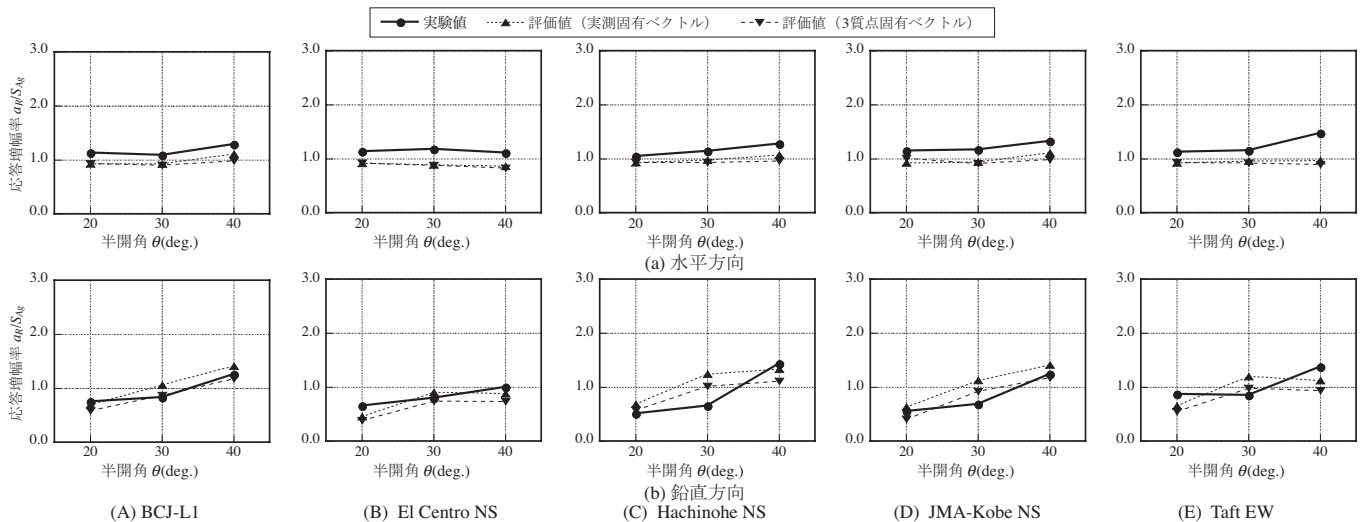


図 13 屋根モデルの応答増幅率と半開角の関係

及び質量比 R_M をパラメータとして変化させ、それらが Fa モデルの地震応答性状に与える影響について検討する。

まず、Fa モデルの応答増幅率の地震応答評価法³⁾について示す。まず、E、Fa モデルをそれぞれ図 14 に示すような 1 質点系モデル、2 質点系モデルに置き換える。図中 M_{Seq} 、 M_{Req} は、それぞれ下部構造、屋根の有効質量であり、 $M_{Seq}=M_{eq}$ (下部構造の質量+屋根質量)- M_{R1} (屋根の 1 次有効質量)、 $M_{Req}=M_{R1}$ (屋根の 1 次有効質量) とする。 K_S 、 K_R は、それぞれ下部構造、屋根の剛性である。 K_S 、 K_R は、E モデル (等価 1 質点系) の固有周期 T_E と屋根の 1 次モード (逆対称 1 波) の固有周期 T_{R1} を用いて次式 (8)、(9) のように設定する。

$$K_S = \frac{M_{eq}}{(T_E/2\pi)^2} \quad (8) \quad K_R = \frac{M_{Req}}{(T_{R1}/2\pi)^2} \quad (9)$$

以上の 2 質点系モデルの固有値計算を行い、得られた 1 次モード、2 次モードの加速度応答スペクトル $S_A(T_{eq1}, h_{eq})$ 、 $S_A(T_{eq2}, h_{eq})$ を、式 (10) を用いて SRSS で合成すると、

$a = [A_S, A_R]^T = \sqrt{(\beta_{eq1} u_{eq1} S_A(T_{eq1}, h_{eq}))^2 + (\beta_{eq2} u_{eq2} S_A(T_{eq2}, h_{eq}))^2}$ (10) となり、2 質点系モデルの上層の応答加速度 A_R が得られる。ただし、 β_{eq1} 、 u_{eq1} は、それぞれ 2 質点系モデルの 1 次モードの刺激係数、モードベクトルであり、 β_{eq2} 、 u_{eq2} はそれぞれ 2 次モードの刺激係数、モードベクトルである。減衰には、屋根の減衰と下部構造の減衰の相互作用を考慮する為に、式 (11) で得られる等価減衰 h_{eq} を用いる。

$$h_{eq} = \frac{h_E W_S + h_{R1} W_R}{W_S + W_R} \quad (11)$$

ここに、 W_S 、 W_R はそれぞれ下部構造、上部構造の弾性振動エネルギーであり、モードベクトル u_{eq1} 、 u_{eq2} を用いて計算する。

下部構造上部を地表に置き換え、式 (6) の S_{Ap} を 2 質点系モデルの上層の応答加速度 A_R 、 S_{Ag} を 1 質点系モデルの最大応答加速度 A_{eq} とし、これを A_{eq} で除すことにより、式 (12) に示す各測定点の応答増幅率を求める。

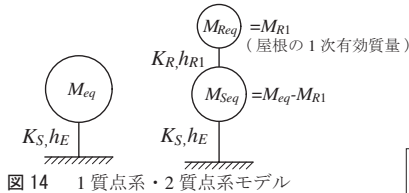


図 14 1 質点系・2 質点系モデル

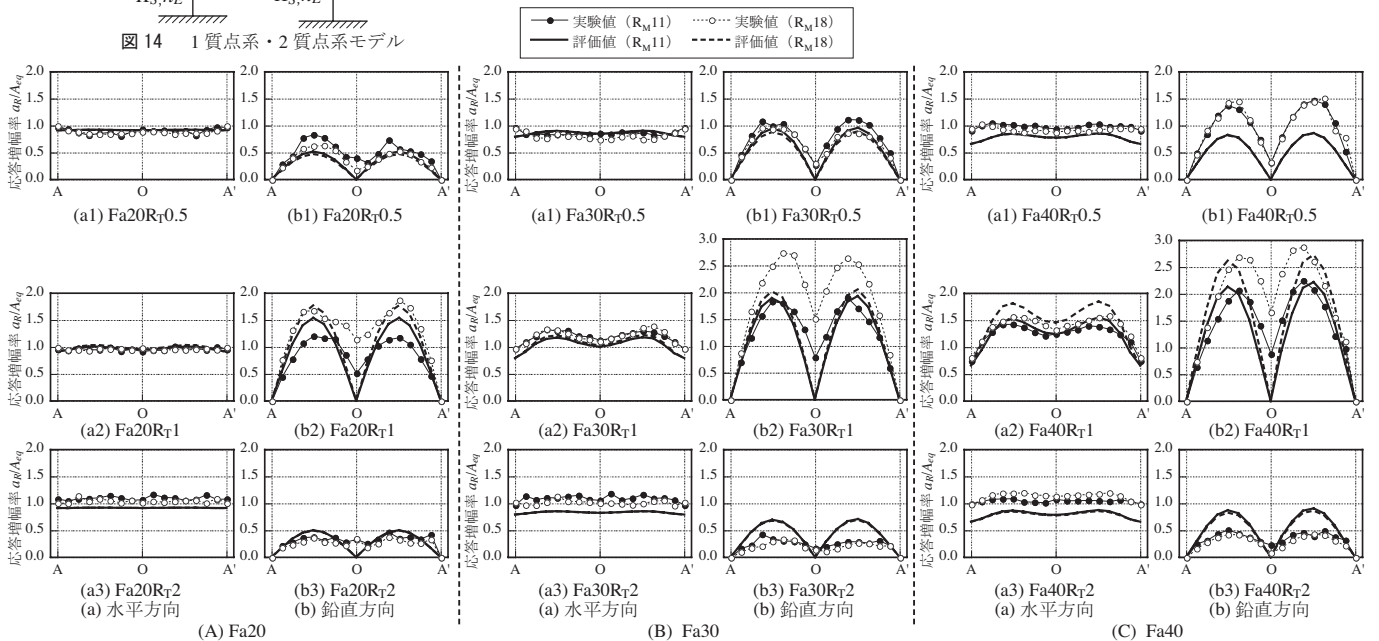


図 15 下部構造付きモデルの最大応答増幅率分布 (BCJ-L1)

$$\frac{a_R}{A_{eq}} = \sqrt{\left(\beta_{R1} \frac{u_{R1}}{A_{eq}}\right)^2 + \left(\frac{M_R - M_{R1}}{M_R} I_x\right)^2} \quad (12)$$

ただし、 u_{R1} は、実験で求めた 1 次固有ベクトル、または、3 質点簡易アーチモデルの固有ベクトル u を用いる。刺激係数 β_{R1} は、屋根モデルの 1 次固有モード (逆対称 1 波) の刺激係数である。

以上の評価式から求まる各測定点の応答増幅率の評価値とモーションキャプチャーによる実験値を図 15～図 18 に示す。ここで、応答増幅率の実験値は、Fa モデルの最大応答加速度を E モデルの最大応答加速度で除した値である。

まず、図 15 に示す BCJ-L1 入力時における最大応答増幅率分布について考察する。水平応答増幅率は、固有周期比 $R_T=0.5$ 、2 では、モデルによらず応答増幅率は 1.0 付近でなだらかに分布している。しかし、アーチ屋根の固有周期と等価 1 質点系モデルの固有周期がほぼ一致する $R_T=1$ の Fa30、40 モデルでは、分布形状に逆対称 1 波による影響が見られ、最大で 1.5 倍程度の増幅が見られる。Fa20R1 モデルでは、他のモデルのような振幅は見られないが、これは半開角が小さく偏平であることによるものであり、この性状は評価値にも現れている。また、鉛直方向の応答増幅率の分布は $R_T=0.5$ 、1 で逆対称 1 波の分布であり、逆対称 1 波モードの腹近傍で応答増幅率が最大となるケースが多く見られる。Ra モデルと同様に、評価値では O 点における応答がほぼ 0 だが、実験値では 0 にならず、最大応答の約半分程度の応答が計測された。一方、 $R_T=2$ のモデルでは、下部構造の剛性が小さく免震状態となるため、分布形状に対する逆対称 1 波の傾向が小さい。また、評価法では屋根全体が剛体で変位する効果を表現できていないため、 $R_T=2$ においても評価値は逆対称 1 波の分布形状となり、水平応答では評価値が実験値よりも小さい値となっている。質量比 R_M による違いに着目すると、下部構造質量の大きい R_M18 モデルでは、半開角によらず、R_T1 モデルの水平・鉛直応答共に R_M18 モデルの応答増幅が R_M11 モデルに比べ大きな応答増幅率を呈し、特に鉛直応答で大きい。これは、共振による応答の増幅に質量比が影響することを示している。

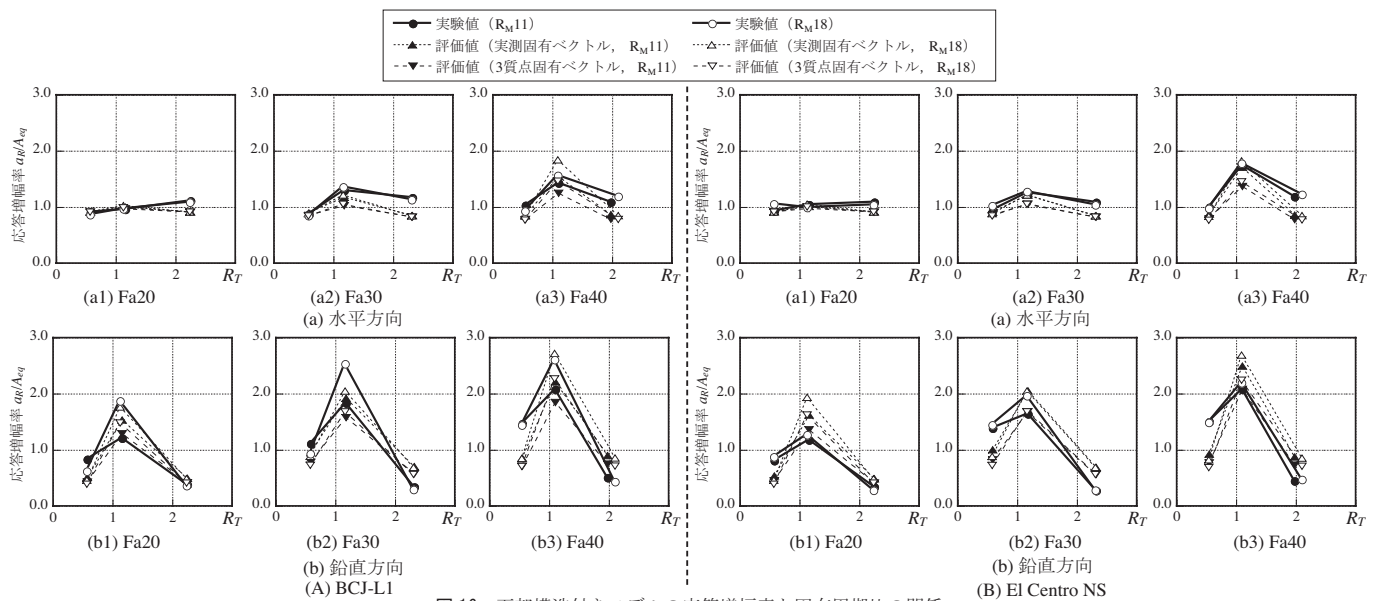


図 16 下部構造付きモデルの応答増幅率と固有周期比の関係

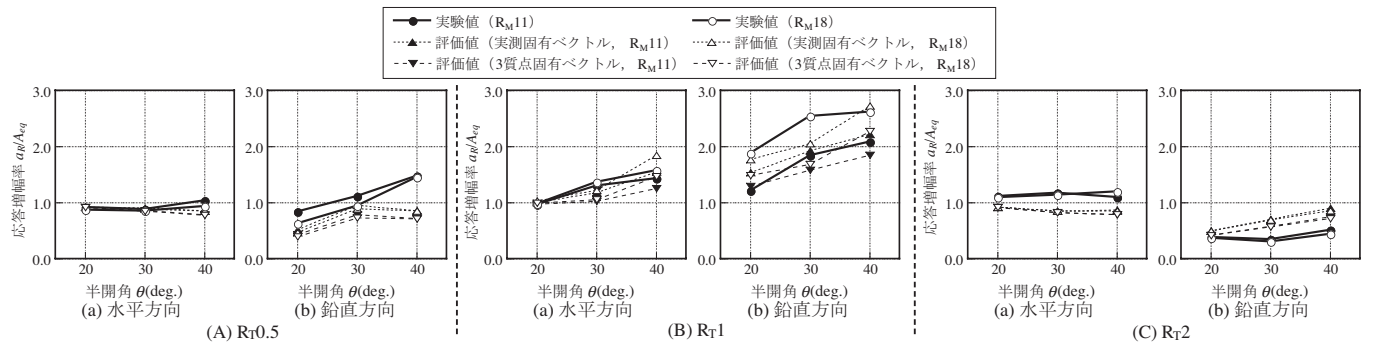


図 17 下部構造付きモデルの応答増幅率と半開角の関係 (BCJ-L1)

次に、図 16 に人工地震波 BCJ-L1、観測地震波 El Centro NS 入力時における応答増幅率と固有周期比 R_T の関係を示す。図中の応答増幅率は、アーチの円弧を四分の一に等分割する点における値である。アーチ屋根の固有周期と下部構造の固有周期がほぼ等しい $R_T = 1$ では、半開角によらず共振によって応答増幅率が增大する傾向がみられる。この傾向は鉛直方向で強く、 R_M18 モデルでは、増幅率は更に増大する。水平方向の応答増幅率は $R_T = 1$ で 1~2 倍程度であるのに対し、鉛直方向の応答増幅率は 2~3 倍程度となる。一方、 $R_T = 0.5$ では鉛直方向の応答増幅率は 1~1.5 倍程度、 $R_T = 2$ では 1 倍以下となる。 $R_T = 0.5$ の鉛直方向では、評価値は実験値よりもやや大きくなる場合がある。

図 17 に BCJ-L1 入力時の応答増幅率と半開角の関係を示す。応答増幅率は、図 16 と同一点における値である。 $R_T = 1$ では、水平方向、鉛直方向共に、応答増幅率は半開角が大きいほど増大し、特に鉛直方向で顕著である。 $R_T = 0.5$ では、鉛直方向のみで半開角の増加に伴う増加が見られ、 $R_T = 2$ では、水平、鉛直共に半開角の影響はあまり見られない。

最後に、評価値と実験値を比較し、SRSS による地震応答評価法¹⁰⁾の精度を確認する。図 18 に実験値と評価値との比較を示す。入力地震波は全使用地震波である。 $R_T = 1$ の鉛直方向ではややばらつきが見られるものの、評価式に用いる固有ベクトル、アーチ半開角、質量比、固有周期比、入力地震波によらず、水平方向、鉛直方向共に、良い対応を示している。また、式 (12) のモードベクトル $\mathbf{u}_{R1}$ に実測固有ベクトル $\mathbf{u}_{R1}$ を用いた場合と 3 質点固有ベクトル $\mathbf{u}$ を用いた場合の評価値

は、実測固有ベクトルの方がやや安全側であるものの、いずれも実験値と良い対応を示す。屋根モデルと同様に、下部構造付きモデルについても 3 質点簡易アーチモデルを用いてアーチ円弧の四分の一等分割点における応答を予測することが概ね可能であることがわかる。

6. 結

下部構造を有するアーチ構造物を対象として振動実験を行い、アーチ半開角、下部構造の固有周期、質量の変化がアーチ屋根の応答に与える影響について分析を行った。また、既報³⁾による地震応答評価法による値と実験値の比較を行った。振動実験により確認された知見を以下に示す。

- 1) アーチ屋根の卓越モードは、逆対称 1 波の形状を有する 1 次モードとなる。また、1 次モードの固有周期は文献 (19)、(20) に基づく理論式と良い対応を示す。
- 2) 下部構造の無いアーチ構造物の地震応答では、半開角の増加に伴い鉛直方向の応答加速度が増大し、応答加速度の分布形状はアーチ屋根の 1 次モードの影響が大きく、逆対称 1 波の分布となる。しかし、有限曲げ変形により、1 次モードでは節となる中央部において鉛直応答が発生する。
- 3) 下部構造を有するアーチ構造物の地震応答では、下部構造とアーチ屋根の固有周期が近接する場合、共振により特に鉛直方向の加速度応答増幅率が增大する。共振時には水平方向、鉛直方向いずれの応答についても、半開角の増加に伴い応答が増大する。また、

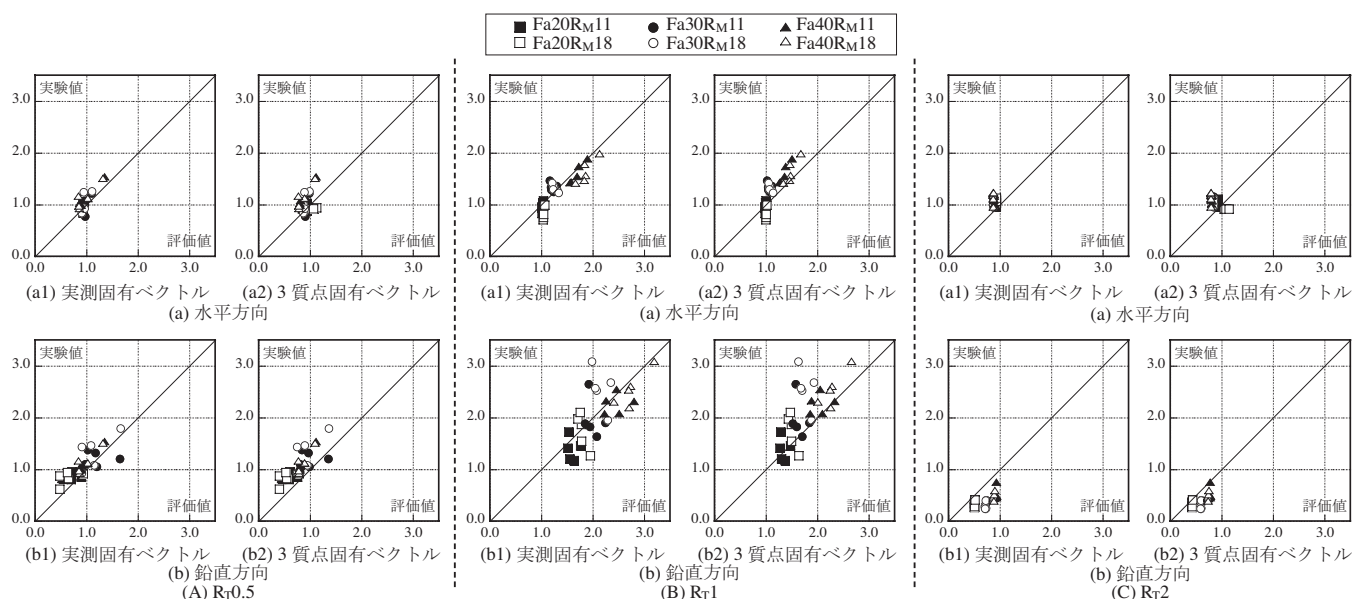


図 18 下部構造付きモデルの最大応答増幅率比較（全使用地震波）

屋根の質量に対して下部構造の質量が大きい場合、共振時の増幅が大きくなる。

- 4) 下部構造の固有周期が屋根の固有周期と同程度以下の場合、応答加速度の分布形状は、逆対称 1 波となる。一方、下部構造の固有周期が屋根の固有周期より長い場合には、下部構造の剛性が小さいために免震状態となり、屋根全体が剛体で変位するため、逆対称 1 波の分布形状は顕著には見られない。

以上の結論 3), 4) において得られた応答性状は、屋根型円筒ラチスシェル、ラチスドームを対象とした既報 1)~3) における数値解析においても確認された性状である。

- 5) 3 質点簡易アーチモデルを用いた SRSS 法による地震応答評価法は、既報 1), 3) における数値解析結果のみでなく、本振動実験結果とも概ね良い対応を示し、下部構造の無いアーチ構造物及び下部構造を有するアーチ構造物の地震応答は、本評価法により概ね評価可能であることが振動実験によっても確認された。

謝辞

本研究の一部は、平成 19 年度科学研究費補助金基盤研究 (B) (課題番号: 19360247)、平成 18 年度科学研究費補助金若手研究 (B) (課題番号: 18760414)、2006 年度「鋼構造研究・教育助成事業」による一般研究助成によるものであり、文部科学省 21 世紀 COE プログラム整備施設を用いて実施されたものである。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 竹内 徹, 熊谷知彦, 調 浩朗, 小河利行: 多層架構で支持されたラチスシェル構造の地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 619 号, pp.97-104, 2007.9
- 2) 竹内 徹, 小河利行, 中川美香, 熊谷知彦: 応答スペクトル法による中規模ラチスドームの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 579 号, pp.71-78, 2004.5
- 3) 竹内 徹, 小河利行, 山形智香, 熊谷知彦: 支持架構付き屋根型円筒シェルの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 596 号, pp.57-64, 2005.10
- 4) 松井徹哉, 水野啓示朗, 杉山 映, 江坂佳賢, 日比野智也: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第 582 号, pp.87-94, 2004.8

- 5) 吉中 進, 川口健一: 分散型 MTMD による大スパン建築構造の振動制御に関する研究 - アーチモデルを用いた振動台実験 -, 日本建築学会構造系論文集, 第 621 号, pp.73-80, 2007.11
- 6) 河相成樹, 山田聖志, 田口 孝: 屋根型円筒ラチスシェルの実験モード解析, 日本建築学会学術講演梗概集 (北海道), B-1 分冊, pp.633-634, 1995.8
- 7) 前田左登男, 渡辺和志, 檜山裕二郎, 高島英幸: アルミニウム合金ボールジョイントを用いた単層ラチスドームの実験的研究 (その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), B-1 分冊, pp.947-948, 1999.9
- 8) 谷口与史也, 坂 壽二: 二層屋根型円筒ラチスシェルの自由振動実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 570 号, pp.123-128, 2003.8
- 9) 田波徹行, 半谷裕彦: 単層スペースフレームの振動特性に関する研究 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), B 分冊, pp.277-278, 1986.8
- 10) 田波徹行, 本間靖章, 半谷裕彦: 単層スペースフレームの振動特性に関する研究 (その 2), 日本建築学会学術講演梗概集 (近畿), B 分冊, pp.1309-1310, 1987.10
- 11) 田波徹行, 瀧 論, 半谷裕彦: 単層スペースフレームの振動特性に関する研究 (その 3), 日本建築学会学術講演梗概集 (九州), B 分冊, pp.1271-1272, 1989.10
- 12) 大浴佳治, 三好敏晴, 濱本卓司: 水平・上下加振に対する損傷時のトラスドームの動特性に関する振動台実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), B-1 分冊, pp.915-916, 1999.9
- 13) 篠原陽介, 鄭 謙恩, 山田大彦: アーチの地震時加速度応答分布特性 (その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), B-1 分冊, pp.765-766, 2001.9
- 14) 加藤史郎, 石川浩一郎, 高 シン: 上下振動を考慮した大スパンアーチ構造の等価静的地震力, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), B-2 分冊, pp.479-480, 2001.9
- 15) 末岡利之, 元結正次郎, 佐賀信輔, 日比野智也: 水平地震動を受けるアーチ架構の幾何学的非線形性を考慮した静的地震力の推定法 (その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), B-1 分冊, pp.791-796, 2004.8
- 16) 山田大彦: 空間構造の地震応答に及ぼす下部構造の影響に関する初歩的考察, 第 10 回「シェル・空間構造」セミナー資料, 日本建築学会構造委員会, シェル・空間構造運営委員会, pp.65-77, 2001.11
- 17) 加藤史郎, 小西克尚: ラチスドームの Push-over analysis に基づく地震応答推定に関する一考察 - 1 次モードが支配型の空間構造物に対する検討 -, 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.153-160, 2002.11
- 18) 小西克尚, 加藤史郎, 中澤祥二, 倉本 洋: ラチスドームの Push-over analysis に基づく地震応答推定に関する一考察 - 2 つのモードが支配的な空間構造物に対する検討 -, 日本建築学会構造系論文集, 第 569 号, pp.89-96, 2003.7
- 19) 日本機械学会: シェルの振動と座屈ハンドブック, 技報堂出版株式会社, 2003
- 20) Stephen P. Timoshenko and James M. Gere: Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill Book Company, 1961
- 21) A.K.Gupta: Response Spectrum Method, CRC Press, 1992

(2008年7月9日原稿受理, 2008年12月13日採用決定)