

## 曲線橋を有するRC高架橋震動台実験の数値解析

木下幸治<sup>1</sup>・I. G. Buckle<sup>2</sup>・D. H. Sanders<sup>3</sup>・H. Wibowo<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 博士（工学） 岐阜大学助教 工学部社会基盤工学科（〒501-1193 岐阜県岐阜市柳戸1-1）

<sup>2</sup>Ph.D Foundation Professor University of Nevada, Reno (1664 N. Virginia Street Reno, NV 89557)

<sup>3</sup>Ph.D Professor University of Nevada, Reno (1664 N. Virginia Street Reno, NV 89557)

<sup>4</sup>Ph.D Post-Doc. Res. Assoc. Iowa State University (Ames, IA 50011-3232)

### 1. はじめに

巨大地震に対する橋梁構造物の耐震性能の評価をいかに正しく行なうことができるかが、地震防災上重要である。しかし、大断面でかつ、長大である橋梁構造物の宿命から、これまでに大規模の震動実験による検討には殆ど至っていない<sup>1)</sup>。このため、橋梁システム内の上部構造、支承、隣接径間といった各要素が相互にどのような影響を及ぼすか正確に解明されておらず、橋梁システムとしての正確な耐震性能評価には至っていない。

これまでに、米国のUniversity of California, San Diegoにおいて、また、我が国の世界最大の震動台E-Defenseにおいて橋梁の実大構造実験が進められたが<sup>1), 2)</sup>、橋脚単体の耐震性を対象としている。さらに、橋梁システムの挙動を解析により、橋脚の実際の損傷を実験により得る解析と実験を組み合わせた大規模な分散ハイブリット実験が実施され、橋梁システムの耐震性能評価も進められた<sup>3)</sup>。しかし、解析に用いられている解析モデルに関して、実験に基づく精度検証が行われているとは言い難く、結果の妥当性に疑問が残ったままである。一方、米国のネバタ・リノ大学、また最近では中国の同済大学に複数の震動台を並べた橋梁震動台試験システムによる大規模な橋梁震動台実験<sup>4), 5), 6)</sup>等が勢力的に実施され、橋梁システムの耐震性能評価や数値解析技術の検証が進められている。このような現状から、橋梁システムを対象とした大規模な震動台実験に基づき数値解析の高度化を目指すといったことが、今後重要になると考えられる。

米国ネバタ、リノ大学では、実大の0.4スケールの大型の3径間曲線橋モデルを用いた橋梁震動台実験が実施し、その実験を基にしたFEMによる数値解

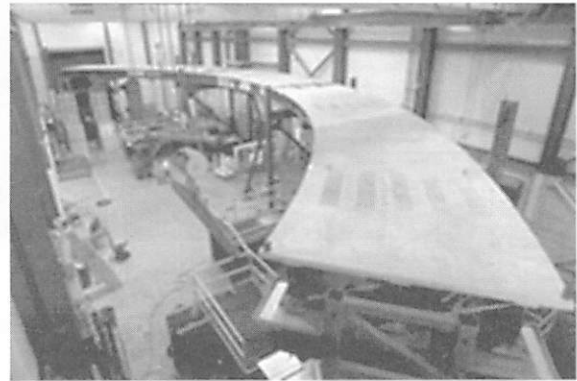


図-1 橋梁震動台実験の高架橋モデル

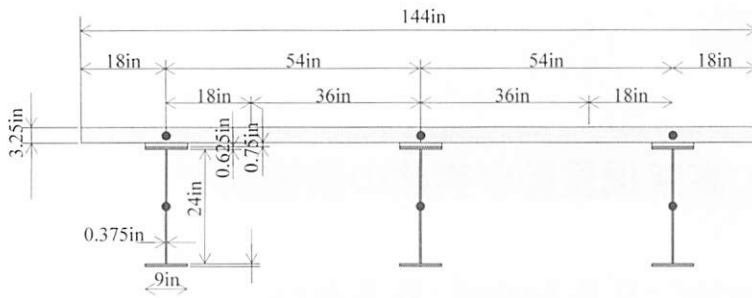
析の妥当性が検証されてきている。しかし、実務において、大断面でかつ長大な橋梁システムの耐震性能評価を行うためには、高精度でかつ簡易な数値解析モデルの開発が不可欠と考えられるが、このようなモデルの提案に関する研究の余地は残されている。

本研究では、米国ネバタ、リノ大学で実施された実大の0.4スケールの大型の3径間曲線橋モデルを用いた橋梁震動台実験を基に、汎用的でかつ実用性の高い解析モデルの開発を目的とした。具体的には、FEMを使用せずに梁要素を用いて上部構造の床版や鋼桁、それらの接続方法等に関するモデル化手法の差異が与える影響を検討した上で、簡易提案モデルの妥当性を検証した。さらに、既往の文献<sup>1)</sup>を参考に、上部構造を有する橋梁震動台実験モデルの数値解析における減衰な設定方法を検討した。

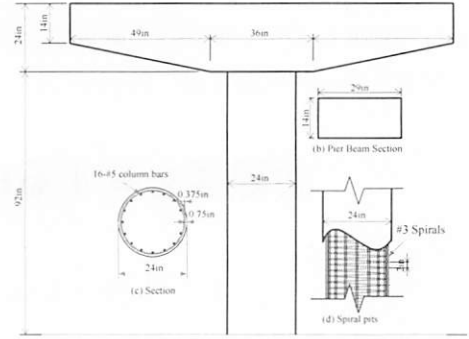
### 2. 簡易解析モデル

#### (1) 橋梁震動台実験の概要

図-1に橋梁震動台実験に用いられた橋梁モデルを

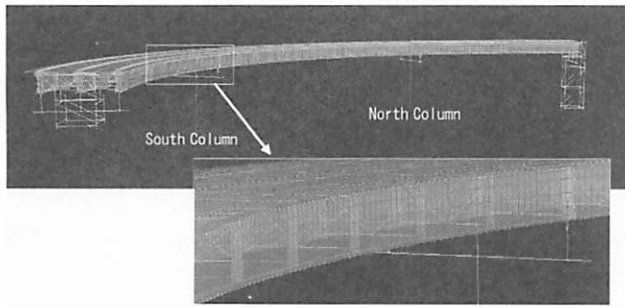


(a) 上部構造断面図

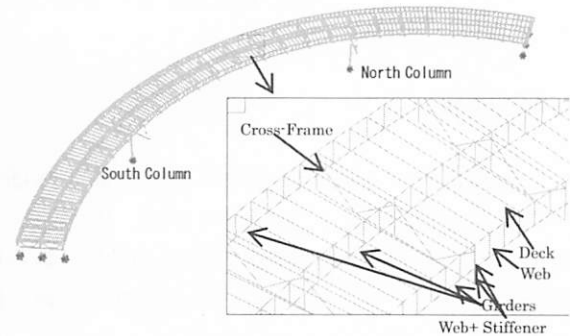


(b) 橋脚配筋図

図-2 上部構造の断面図と橋脚配筋図



(a) FE Model (SAP2000)



(b) Beam Model

図-3 解析モデル

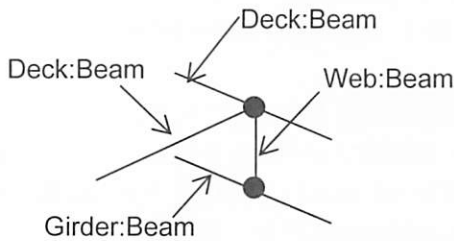


図-4 桁と床板との接続のモデル化詳細

表-1 プロトタイプと橋梁モデルの比較

	Prototype	Model
Total Length	110.5	44.2
Span Length	32-46.5-32	12.8-18.6-12.8
Centerline Radius	61	24.4
Total Width	9.15	3.66
Girder Spacing	3.4	1.37
Column Height	6.1	2.44
Column Diameter	1.52	0.61

(unit: m)

表-2 解析モデルの固有周期の比較

Mode No.	Direction	Period Sec		FE Model/Beam Model
		FE Model	Beam Model	
1	Lateral	0.634	0.661	0.96
2		0.486	0.503	0.97
3	Longitudinal	0.426	0.412	1.03
4	Vertical	0.325	0.386	0.84

示し、そのモデルの諸言を表-1に示す。橋梁震動台実験はネバタ・リノ大学のthe Large-Scale Structures Laboratoryにあるthe four NEES shake tablesを用いて行われた。橋梁モデルは実大のプロトタイプ0.4スケールのRC橋脚を有する3径間連続高架橋である。図-2に上部構造の断面図とRC橋脚の配筋図を示す。上部構造はコンクリート床版の鋼I形3主桁である。中央径間は2つのコンクリート橋脚により支持され、左右の径間は橋台により支持されている。コンクリート橋脚上の支承には、3次元に回転可能なピン支承、橋台上の支承にはテフロン系のすべり支承（可動支承）を用いている。

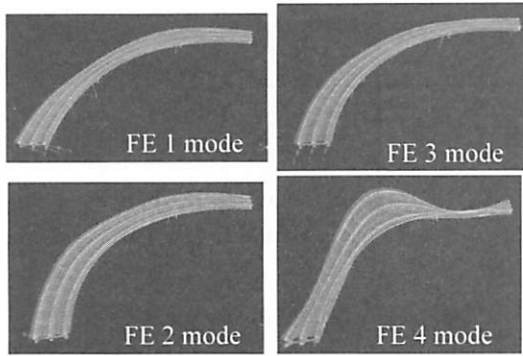
表-1にプロトタイプと橋梁モデルの比較を示す。

橋梁モデルの設計地震動に1994 Northridge EarthquakeのSylmar recordを用い、S1で0.41gと調整

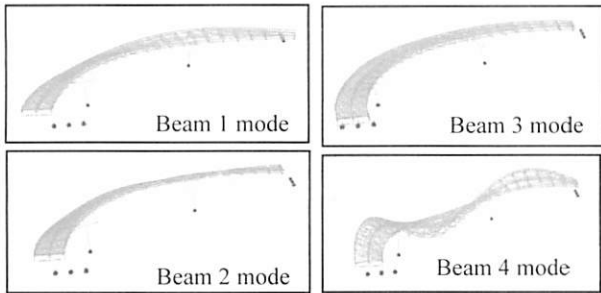
した地震波形を100%とされている。

## (2) 提案解析モデル

図-3に解析モデルを示す。図-3(a)はSAP2000を用いて作成したFEM解析モデルであり、上部構造は主にシェル要素にてモデル化されている。図-3(b)は、UC-win/FRAME(3D)を用いて作成した解析モデルであり、本研究で提案した簡易解析モデルである。提案モデルは上部構造にシェル要素を使用せず、全て梁要素によりモデル化し、解析計算コスト削減を行った。例えば、ウェブの床版と鋼I桁との接続に用いた梁要素はウェブの剛性を有し、またコンクリート床版の橋軸直角方向の接続に用いた梁要素はコンクリート床版の橋軸直角方向の剛性を与えている(図-4参照)。従来、梁要素を用いた上部構造のモデル化には剛体がいられることが多く、例えば、鋼I桁と床版の接続などに剛体がいられるが、鋼I桁ウェブの剛性が十分評価できていない課題があることから、その課題を改善したモデルとした。



(a) FE model



(b) Beam Model

図-5 固有振動モード

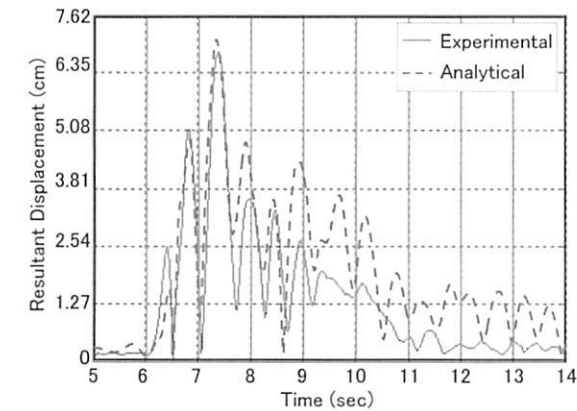
## 3. 簡易解析モデルの検証

### (1) 固有振動解析結果

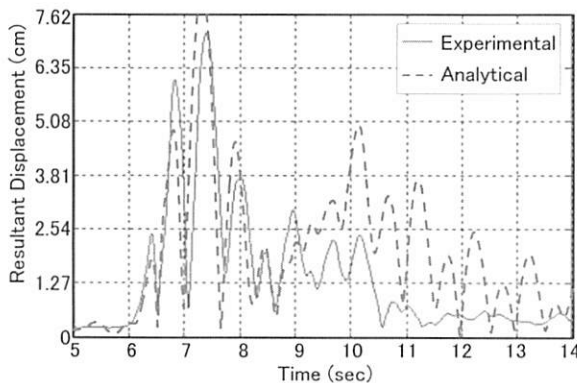
図-3(b)に示す本研究で提案した解析モデルの妥当性の検証を目的に、FEM解析モデルの固有振動解析結果との比較を実施した。この比較を通じて解析モデルの動的特性が検証可能である。表-2にFEM解析と本提案モデルの固有周期結果の比較を示し、図-5に4次までの振動モードの比較を示す。図-5(a)より、本開発モデルは1次から3次の震動モードまで良くFEM解析と一致した。4次のモードは上下方向で逆位相となった。表-2より、提案モデルは1次から3次の振動モードまで良くFEM解析と一致していることがわかる。4次の振動モードでは若干の差異が見られた。これは、図-5(b)に示すように逆位相となったことが要因と思われる。これらの結果より、提案モデルはFEM解析と概ね同様の動的特性を有していると考えられることから、提案モデルを用いた地震応答解析結果は橋梁震動台実験結果と良く一致すると考えられる。この点は次節で検証する。

### (2) 地震応答解析結果

本提案モデルの地震応答解析結果と橋梁震動台実験結果との比較を図-6に示す。図-6(a)はNorth Columnの結果であり、図-6(b)はSouth Columnの結果であり、100%設計地震動を入力した場合の結果



(a) North Column



(b) South Column

図-6 地震応答解析結果

である。図-6より、提案モデルの結果は実験のピーク変位と良く一致していることがわかる。ただし、ポストピーク領域では、解析と実験に違いが見られることから、ポストピークを踏まえた解析モデルの精度向上が必要であると言える。

以上より、本研究で提案した梁要素により上部構造をモデル化する解析モデルはFEM解析と概ね同様の固有周期を与えるとともに、実験結果のピーク変位を良く評価可能である。ただし、ポストピークについては更なる解析モデルの精度向上が必要であると考えられ、次章において精度向上を検討する。

#### 4. 減衰に関する検討

3. にて述べたように、提案簡易解析モデルのポストピークの再現性については精度向上が必要である。ここでは、提案モデルを用いて2. にて摩擦フリーの条件としている橋台上に用いられたテフロン系のすべり支承の摩擦の考慮による減衰とこれに合わせたRayleigh減衰の設定について検討した。

##### (1) すべり支承とRayleigh減衰の設定

すべり支承の摩擦とこれに合わせたRayleigh減衰の設定方法について、川島ら<sup>1)</sup>は図-7のようにすべり支承の摩擦履歴モデルを $\delta_y$ を0.1mmと仮定した完全弾塑性型として用いている。 $R_d$ は各支点の死荷重反力を用いている。この摩擦履歴モデルに合わせ、Rayleigh減衰は1Hzから25Hzのモード減衰比 (Modal Damping Ratio)  $\zeta_n$ を非常に小さい0.1%と仮定されている。この設定を用いて、E-Defenseを用いた実大実験結果と良い一致を得ている。しかし、川島ら<sup>1)</sup>の実験では橋脚単体を対象としており、多径間で、かつ上部構造を有する場合に対してもその設定が適用可能か検証の必要がある。そこで、ここでは川島ら<sup>1)</sup>の設定の妥当性を検証した。なお、Rayleigh型の減衰マトリックス、モード減衰比 $\zeta_n$ は以下の式で与えられる<sup>7)</sup>。

$$\mathbf{c} = a_0 \mathbf{m} + a_1 \mathbf{k} \quad (1)$$

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (2)$$

$$a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (3)$$

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (4)$$

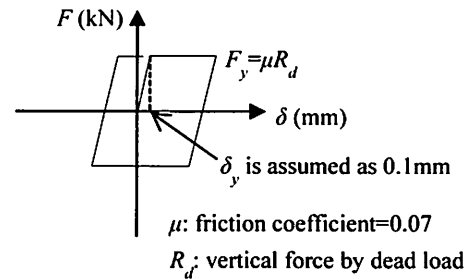


図-7 すべり支承の摩擦履歴モデル

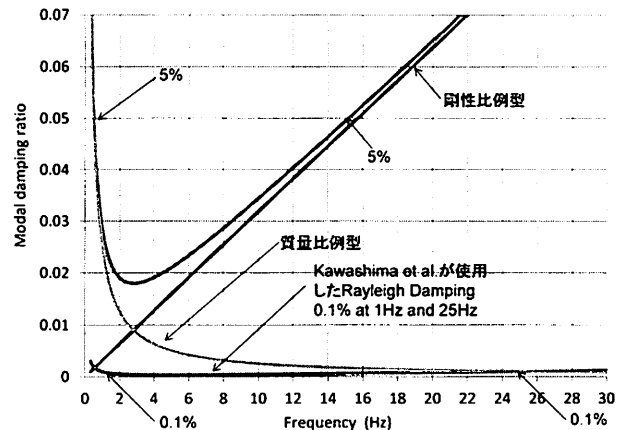


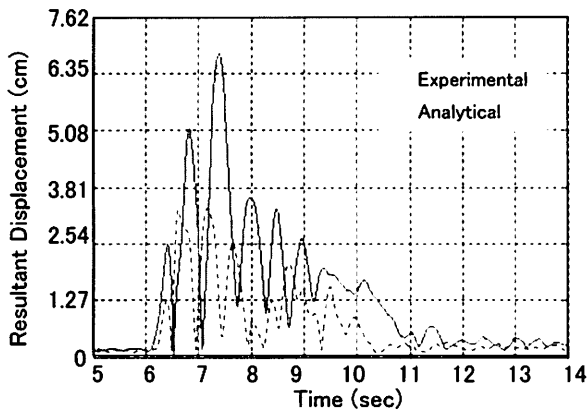
図-8 Rayleigh減衰

ここで、 $\mathbf{m}$ は質量マトリックス、 $\mathbf{k}$ は剛性マトリックス、 $\omega_n$ は固有円振動数、 $a_0$ と $a_1$ は係数であり、それぞれ上式(2)、(3)で得られる。

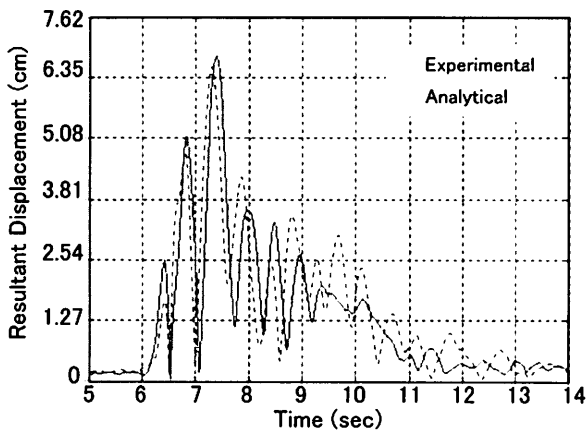
本研究で用いた減衰曲線を図-8に示す。従来RC橋脚に対するRayleigh減衰は橋脚に対して想定される振動数 (Frequency) のモード減数比 $\zeta_n$ を5%として設定される。2. の地震応答解析では従来方法に従い、図-8に示すように0.5Hzと15Hzのモード減数比 $\zeta_n$ を5%として設定曲線を用いた。本章では、川島ら<sup>1)</sup>を参考に振動数1Hzから25Hzを0.1%とした減数曲線を用いた(図-8参照)。次節ではこれら2つの減衰曲線を用いて、すべり支承の摩擦の考慮の有無を検討した。なお、図-8には質量比例型、剛性比例型の減数曲線も参考に示した。なお、各支点の死荷重反力 $R_d$ は重力加速度を与えた静的解析より求めた

##### (2) 解析結果

図-9(a)に2. の解析と同様のRayleigh減衰 (5%)を設定し、かつすべり支承の摩擦を考慮した地震応答解析結果を示す。図-9(a)より、解析より得られた橋脚の応答が実験結果に比べ非常に小さいことがわかる。これはRayleigh減衰とすべり支承の摩擦を同時に考慮したことで、橋梁モデルの減衰を過大に



(a) Rayleigh 減衰 5%と  
すべり支承摩擦考慮.



(b) Rayleigh 減衰 0.1%と  
すべり支承摩擦考慮.

図-9 地震応答解析結果  
(North Column)

評価したためと考えられる。次に、すべり支承の摩擦の考慮と、Rayleigh 減衰を非常に小さく設定したモデル (0.1%) の解析結果を図-9 (b) に示す。すべり支承の摩擦の考慮と、Rayleigh 減衰を非常に小さく設定することにより、実験結果と解析結果のポストピーク挙動が良く一致することがわかり、解析精度が改善できたと考えられる。

以上より、上部構造を有する橋梁震動台実験においても、すべり支承の摩擦の考慮と、Rayleigh 減衰のモード減衰比を1Hzから25Hzまで0.1%と小さく設定する川島ら<sup>1)</sup>のモデルを採用することにより、ポストピークも良く再現可能であることが確認できた。

## 5. まとめ

本研究はネバタ・リノ大学で行われた曲線橋を有するRC高架橋システムを対象とした橋梁震動台実

験を基に曲線を有する上部構造の解析モデル化方法、減衰の数値解析における正確な設定方法について検討した。

本研究により得た成果を以下にまとめる。

1. 梁要素を用いた曲線を有する上部構造の簡易なモデル化方法を提案し、提案モデルがFEM解析と概ね同様の振動特性を有し、かつ実験結果のピーク変位を良く評価可能であることを示した。
2. 提案モデルのポストピークの再現性向上を目指し、川島ら<sup>1)</sup>を参考にすべり支承の摩擦の考慮に合わせRayleigh 減衰を1Hzから25Hzのモード減衰比を非常に小さい0.1%と仮定する設定方法を検討し、ピーク変位のみならず、ポストピークも良く再現可能であることを示した。

## 謝辞

本研究は第一著者がVisiting Scholarとして Dept. of Civil & Environmental Eng., University of Nevada, Reno に滞在した期間 (平成24年4月~25年3月) に実施した研究であり、the Curved Bridge Project に関わる教職員と学生諸君から貴重な助言と協力を頂いた。

また、本研究は一般社団法人日本橋梁建設協会「東日本大震災の経験に基づく鋼橋の防災技術に関する研究助成」、財団法人海洋架橋・橋梁調査会 (現、一般財団法人 橋梁調査会) の平成25年度「橋梁技術に関する研究開発助成」の助成を受けて実施された。さらに、本研究は土木学会平成24年度吉田研究奨励賞を授与された研究である。ここに記して感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 川島一彦, 佐々木智大, 右近大道, 梶原浩一, 運上茂樹, 堺淳一, 幸左賢二, 高橋良和, 矢部正明, 松崎裕: 現在の技術基準で設計したRC橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析, 土木学会論文集, No. 570, 1-40, pp.97-106, 1997.
- 2) José I. Restrepo, Matthew J. Schoettler, Gabrielle Guerrini, David E. Duck, and Francesco Carrea: Scale effects of reinforced concrete columns under shake table testing: phase I - Full scale test results, 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, pp. 1089-1095, 2011.
- 3) 高橋良和, 中野陽介, 家村浩和, Steve A. Mahin, Gregory L. Fenves: 逆L字形橋脚を有する橋梁システムの日米間分散ハイブリッド地震応答実験, 土木学会地震工学論文集, pp. 944-952, 2007.
- 4) Eric V. Monzon, Chunli Wei, Ian G. Buckle, and Ahmad

- M. Itani: Seismic response of a curved bridge with full and hybrid protective systems, *8th International Conference on Urban Earthquake Engineering/ 4th Asia Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, pp. 1139-1146, 2012.
- 5) Wibowo, H., Sanford, D.M., Buckle, I.G., and Sanders, D.H.: Effects of Live Load on Seismic Response of Bridges: A Preliminary Study, *Civil Engineering Dimension*, Vol. 14(3) (Special Edition), pp. 166-172, 2012.
- 6) 後藤芳顕, 海老澤健正, 奥村徹, 小畑誠: マルチ振動台を用いた2径間連続高架橋模型の水平2方向加振実験, 第68回土木学会年次学術講演会, 1-87, 2013.
- 7) Chopra, A.K.: *Dynamics of Structures*, Second edition, Prentice-Hall, New Jersey, 2001.