

部分空間法に基づくシステム同定による 橋全体系の構成要素の振動特性の推定

石井 洋輔¹・中尾 吉宏²

¹正会員 国土技術政策総合研究所 道路地震防災研究室（〒305-0804 茨城県つくば市旭1）
E-mail: ishii-y92ta@mlit.go.jp (Corresponding Author)

²正会員 国土技術政策総合研究所 道路地震防災研究室長（〒305-0804 茨城県つくば市旭1）
E-mail: nakao-y82ac@mlit.go.jp

道路橋示方書・同解説には、既往実験結果に基づいて設計に用いる減衰定数が示されており、実橋の地震観測記録を用いた減衰特性の算出結果は直接反映されていない。現行基準で設計された道路橋の減衰特性を検証するためには、十分な知見が蓄積されておらず、実測記録を踏まえた設定値の検証を進めていく必要がある。本研究は、橋全体系の固有振動数や減衰特性等の振動特性を算出する手法の開発を目的とし、観測した橋全体系の挙動記録より、部分空間法に基づくシステム同定を用いて橋の固有振動数と減衰特性を算出した。橋で観測された記録を用いてシステム同定を実施した結果、地盤の固有振動数や支承部の減衰特性を算出できる可能性が示唆された。

Key Words: *system identification, subspace method, entire highway bridge system, natural period, damping characteristics*

1. はじめに

構造物に地震動等の外力が作用する際、構造物の応答が減衰することが知られている。この特性は、構造物の振動特性として設計計算に考慮されている。橋の動的解析では、減衰定数が応答値の算出に大きく影響するなど、構造物の設計計算をする上で重要なパラメータである。

道路橋示方書・同解説¹⁾には、既往実験結果²⁾に基づいて定めた設計に用いる減衰定数が示されており、実橋の地震観測記録を用いた減衰特性の算出結果は直接反映されていない。現行基準で設計された道路橋の減衰特性を検証するためには、十分な知見が蓄積されておらず、実測記録を踏まえた設定値の検証を進めていく必要がある³⁾。

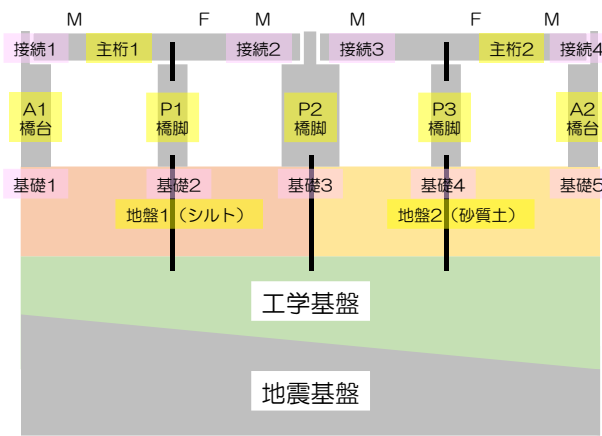
国土技術政策総合研究所では、橋全体系の挙動観測を目的として、一つの橋に地震計を密に配置し、加速度を多点で連続観測している⁴⁾。橋全体系の挙動をきめ細やかに観測することで、橋全体系の振動特性の分析が可能になる。

そこで筆者らは、橋全体系で観測された加速度記録より、橋全体系の固有振動数と減衰特性を算出する取り組みを実施している⁵⁾。観測記録より橋全体系の減衰特性

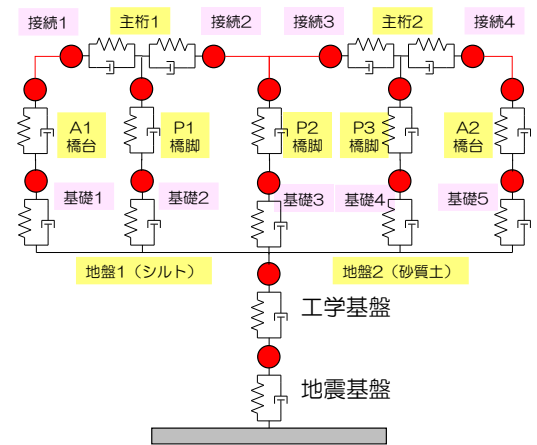
を算出する手法には、部分空間法に基づくシステム同定⁶⁾を用いた。部分空間法に基づくシステム同定（以下、「システム同定」という。）は、挙動の連続観測記録から構造物の時々刻々の振動モード等の振動特性を算出することができる⁷⁾⁸⁾。

なお、橋は図-1(a)のように基礎、橋台、橋脚、主桁といった独立した構造物と地盤を含む集合体である一方、全体として切り離すことのできない構造体である。このことから橋は、地盤を介して一つの系（システム）を形成する集合体と考えることができ、面内水平振動に対するモデル化イメージは図-1(b)となる。システム同定は、様々な構造物の固有振動数やモード減衰を同定することが可能である。しかし、橋に対してシステム同定を適用する際、橋を構成する独立した構造物や周辺地盤、また橋と地盤を一体とした固有振動モードなど、種々の振動特性が算出されることが考えられる。そのため、橋を対象にシステム同定を適用する際には、算出された振動特性に対し、橋全体系やその構成要素の固有振動数やモード減衰等を特定する必要がある。

本研究は、橋をケーススタディとして、橋全体系で観測された記録を用いてシステム同定を適用し、固有振動数や減衰特性等の振動特性を算出した。システム同定の



(a) 模式図



b) モデル化イメージ (面内水平振動)

図-1 本研究の対象構造物のイメージ

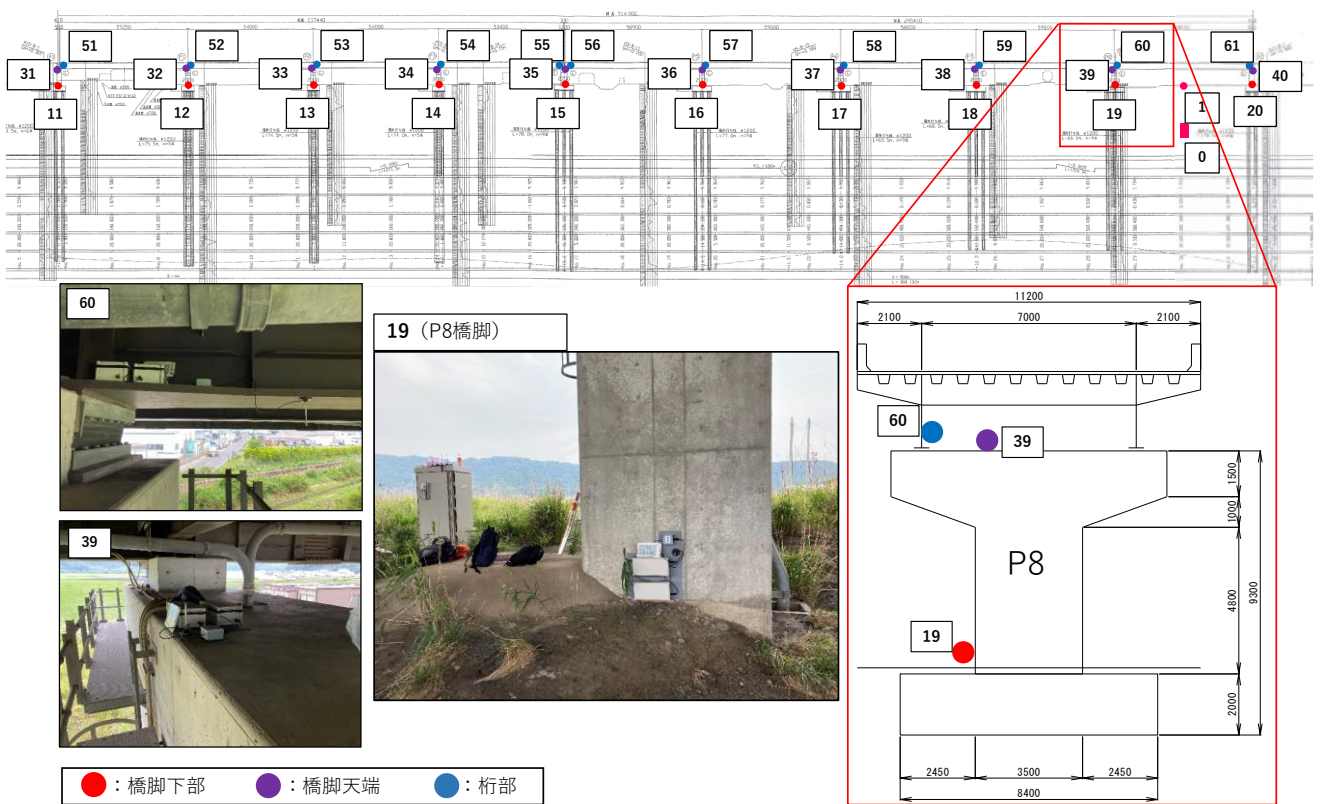


図-2 本研究の対象橋および観測システムの設置状況 (数字はセンサー番号)

算出結果より、橋を構成する要素である地盤や支承等の振動特性の特定を行った。

2. 対象橋と観測記録

観測対象橋の諸元を表-1に示す。対象橋は上下線が分離して架設されているが、本研究では上り線のみを対象とする。対象橋の地震計の設置状況を図-2に示す。上り線には、橋全体系の挙動を連続観測するため、33個

表-1 観測対象橋の諸元

橋長	514.0m (第1連: 218.0m, 第2連: 296.0m)
支間長	55.05+2@54.0+53.4, 58.9+59.5+58.0+59.5+58.55
上部工形式	鋼4径間連続鋼床版2主桁桁橋+鋼5径間連続鋼床版2主桁桁橋
下部工形式	逆T型橋台 張出式橋脚
基礎形式	場所打ち杭
地盤種別	III種地盤
適用基準	道路橋示方書・同解説 (平成8年)

(地表・地中: 2箇所, 構造体: 31箇所)の地震計を設置した。また図-2より、対象橋は全橋脚の下部・天端および橋脚直上の桁部に地震計を設置し、観測している。

表-2 地震計の性能

センサー種別	加速度計
計測軸	3軸（水平2方向，上下1方向）
計測レンジ	水平±2G, 上下+1G/-3G
分解能	0.004cm/sec/sec 以下
観測方式	24時間常時観測
データ伝送方式	920MHz帯無線伝送
サンプリング周波数	100Hz
防水性能	IP67
重さ	600g
電源	バッテリー

観測に用いている地震計の性能を表-2に示す。

対象橋で観測された記録の例を図-3に示す。図-3は、2022年3月16日23時36分ごろに発生した福島県沖を震源とする地震（最大震度6強）で、対象橋の地域で震度5強程度の地震を観測した記録であり、主要動と思われる揺れが60～80秒付近で観測されている。

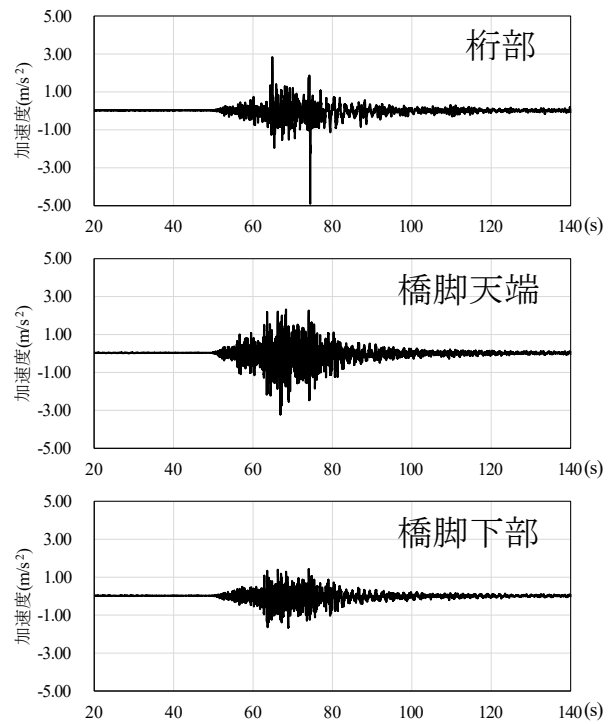


図-3 観測記録の例

3. システム同定による橋の振動特性の評価

(1) システム同定

システム同定は、インパルス応答や差分方程式といった入出力表現を介さずに、観測データの入力信号 $\{u_k\}$ と出力信号 $\{y_k\}$ から直接的に状態方程式と出力方程式のシステム行列を求める手法である。同定したシステム行列より、 i 次の複素固有値 λ_i （固有振動数 f_i ，モード減衰 h_i ）と固有ベクトル $\{\phi_i\}$ を求めることができるため、観測データから構造物の振動特性（固有振動数 f_i ，モード減衰 h_i ）を推定することが可能である。本研究では、構造物の複数の地点で観測された全体系の挙動データを用いるため、全体系の振動特性を算出することができると考えられる。また、システム同定は、多入出力系に適用可能な同定法であり³⁷⁾⁸⁾、本研究の対象橋のように同期の取れた複数の信号からシステム同定を行うことに適していると考えられる。

システム同定は、入力 $\{u_k\}$ と出力ベクトル $\{y_k\}$ を用いてシステム行列を推定する入出力を用いた同定手法⁷⁾と、出力ベクトル $\{y_k\}$ のみからシステム行列を推定する同定手法⁸⁾という2種類の手法がある。本研究の対象橋は、橋脚下部に観測機器を設置しており、地震時の橋の入力と考えることが可能である。

また、入出力を用いた同定手法は地震動などが構造物に作用する場合に活用されており⁹⁾、出力のみの同定手法は、風や交通振動や常時微動などの荷重が明らかでない場合に活用されている⁸⁾。本研究の対象橋は、加速度を常時連続で記録しているため、両方の観測記録を適用

することができる。

そこで本研究では、出力のみの同定法の一つであるSSI-COV法⁸⁾と入出力を用いた同定法の一つであるOrdinary MOESP法⁷⁾によるシステム同定の2種類の手法を用いて、橋全体系の複素固有値である固有振動数 f_i とモード減衰 h_i を同定した。

a) 出力のみの同定手法（SSI-COV法）

橋は、図-1に示したように、地盤と橋を一体とした一つの構造体とすると、橋を構成する構造体で観測された記録を出力として考えることができる。この考えに基づき、出力のみのシステム同定は、図-2の橋の構造体に設置している27地点の観測記録すべてを出力信号とした。なお、橋の構造体で得られた観測記録をすべて出力としてシステム同定を適用する場合、筆者らは、図-1(b)に示した構造物として振動特性が算出されると考えている。

出力のみの同定手法（SSI-COV法）の運動方程式は式(5)となり、状態方程式は入出力ありの同定法（Ordinary MOESP法）の状態方程式から入力 $\{\ddot{u}_o(t)\}$ を除いた式(6)と式(7)で表される。また、 $\{x(t)\}$ は式(8)で表される。

$$[M]\{\ddot{z}(t)\} + [\xi]\{\dot{z}(t)\} + [K]\{z(t)\} = 0 \quad (5)$$

$$\{\dot{x}(t)\} = [A]\{x(t)\} + \{w(t)\} \quad (6)$$

$$\{y(t)\} = [C]\{x(t)\} + \{v(t)\} \quad (7)$$

$$\{x(t)\} \equiv \{\{z(t)\}^T \quad \{\dot{z}(t)\}^T\}^T \quad (8)$$

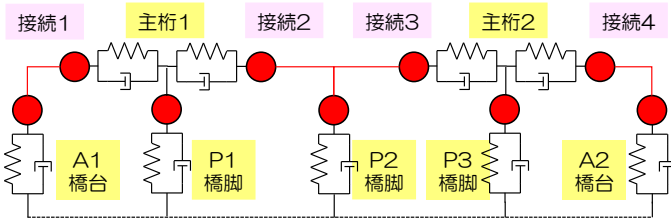


図4 橋脚基部の観測記録をシステム同定の入力とした対象構造物のイメージ

ここに、

- $[M], [\xi], [K]$: 質量, 減衰, 剛性行列
- $[A], [C]$: システム行列
- $\{z(t)\}$: 変位ベクトル
- $\{x(t)\}$: 状態ベクトル
- $\{y(t)\}$: 出力ベクトル
- $\{w(t)\}$: プロセスノイズ (ホワイトノイズ)
- $\{v(t)\}$: 観測ノイズ (ホワイトノイズ)

式(5)の運動方程式の未知量である変位 $\{z(t)\}$ や速度 $\{\dot{z}(t)\}$ は $\{x(t)\}$, また, 出力値とする観測記録は出力ベクトルとして $\{y(t)\}$ で表現される。

b) 入出力を用いた同定法 (Ordinary MOESP 法)

橋の地震時の入出力条件を考慮し, 入出力を用いたシステム同定は, 図-2の赤丸で示した橋脚下部の複数の地点で観測された記録を対象橋における地震時の入力とし, 計 8 地点の観測記録をシステム同定の入力信号とした。また, 図-2の青丸および紫丸で示した桁部と橋脚天端の観測記録を出力とし, 計 29 地点の観測記録をシステム同定の出力信号とした。なお, 橋脚基部で得られた観測記録を入力としてシステム同定を適用する場合, 筆者らは, 図-4に示した構造物として振動特性が算出されると考えている。

入出力を用いた同定法 (Ordinary MOESP 法) の算出式を式(1)~(4)に示す。強制加振を受ける質点系の運動方程式 (式(1)) は, 状態方程式 (式(2)) と出力方程式 (式(3)) で表される。また, $\{x(t)\}$ は式(4)で表される。

$$[M]\{\ddot{z}(t)\} + [\xi]\{\dot{z}(t)\} + [K]\{z(t)\} = -[M]\{1\}\{\ddot{u}_o(t)\} \quad (1)$$

$$\{\dot{x}(t)\} = [A]\{x(t)\} + [B]\{\ddot{u}_o(t)\} + \{w(t)\} \quad (2)$$

$$\{y(t)\} = [C]\{x(t)\} + [D]\{\ddot{u}_o(t)\} + \{v(t)\} \quad (3)$$

$$\{x(t)\} \equiv \{\{z(t)\}^T \quad \{\dot{z}(t)\}^T\}^T \quad (4)$$

ここに、

- $[M], [\xi], [K]$: 質量, 減衰, 剛性行列
- $\{1\}$: 加振自由度のみ1のベクトル
- $[A], [B], [C], [D]$: システム行列
- $\{z(t)\}$: 変位ベクトル

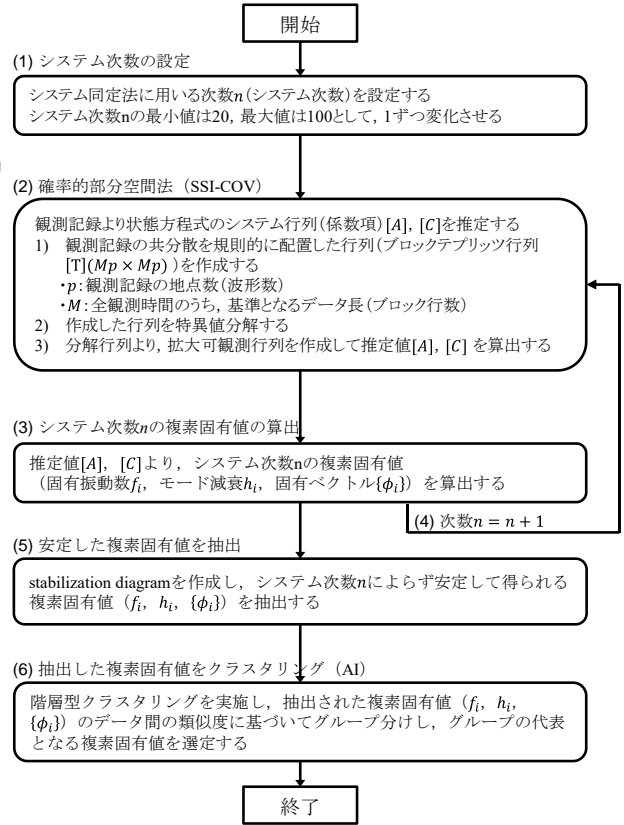


図5 システム同定の評価フロー

- $\{x(t)\}$: 状態ベクトル
- $\{\ddot{u}_o(t)\}$: 入力ベクトル
- $\{y(t)\}$: 出力ベクトル
- $\{w(t)\}$: プロセスノイズ (ホワイトノイズ)
- $\{v(t)\}$: 観測ノイズ (ホワイトノイズ)

式(1)の運動方程式の未知量である変位 $\{z(t)\}$ や速度 $\{\dot{z}(t)\}$ は $\{x(t)\}$, また, 入力値とする観測記録は, 入力ベクトルとして $\{\ddot{u}_o(t)\}$, 出力値とする観測記録は出力ベクトルとして $\{y(t)\}$ で表現される。

c) システム同定のフローと検討ケース

本研究で実施したシステム同定の算出フローを図-5に示す。

初めにシステム次数 n を設定し, 各観測点で観測された記録に対して部分空間法を用いて推定値を求め, 推定値ごとの複素固有値 λ_i を抽出した。次に, 算出された複素固有値に対して安定化ダイアグラム (*stabilization diagram*)を作成し, システム次数 n によらず相関性の高い固有値 (安定極) を抽出した。具体的には, システム次数 n で得られた固有振動数 $f_i^{(n)}$, モード形状 $\{\phi_i^{(n)}\}$ ($1 \leq i \leq n$) で, (9)式と(10)式を満たす固有振動数 $f_j^{(n+1)}$, モード形状 $\{\phi_j^{(n+1)}\}$ ($1 \leq j \leq n+1$) が存在する場合に, システ

表-3 システム同定の解析ケース

分類	項目	CASE1	CASE2
システム同定 (1)~(4)	手法	SSI-COV法	Ordinary MOESP法
	時間間隔 Δt	0.04 s	0.04 s
	入力点数	なし	橋脚・橋台下部8箇所の観測記録（前処理後）橋軸方向1成分
	出力点数	橋脚・橋台下部8箇所と橋脚・橋台上部10箇所と桁部11箇所の観測記録（前処理後）橋軸方向1成分	橋脚・橋台上部10箇所と桁部11箇所の観測記録（前処理後）橋軸方向1成分
	波形長さ	2022/3/16 23:36:40:00 ~ 23:38:40:00 (120 s間)	2022/3/16 23:36:40:00 ~ 23:38:40:00 (120 s間)
	サンプル数 N	3000 (120s)	3000 (120s)
	ブロック行数 M	100 (4.00s)	99 (3.96s)
複素固有値抽出 (5)	システム次数 最大値 n_{max}	100	100
	システム次数 最小値 n_{min}	20	20
	固有振動数 安定判定閾値 ϵ_f	0.03	0.03
	モード形状 安定判定閾値 ϵ_ψ	0.03	0.03
	減衰の上限 h_{max}	0.4	0.4
	クラスタリング (6)	手法	階層型クラスタリング（郡平均法）

システム次数 n で得られた複素固有値 $\lambda_i^{(n)}$ を相関性の高い複素固有値とした。

$$\left| 1 - \frac{f_j^{(n+1)}}{f_i^{(n)}} \right| < 0.03 \quad (9)$$

$$1 - \text{MAC}(\{\phi_i^{(n)}\}, \{\phi_j^{(n+1)}\}) < 0.03 \quad (10)$$

$$\text{MAC}(\{\phi_i^{(n)}\}, \{\phi_j^{(n+1)}\}) = \frac{|\{\phi_i^{(n)}\}^T \{\phi_j^{(n+1)}\}|^2}{(\{\phi_i^{(n)}\}^T \{\phi_i^{(n)}\}) (\{\phi_j^{(n+1)}\}^T \{\phi_j^{(n+1)}\})} \quad (11)$$

ここに、

$f_i^{(n)}$: システム次数 n の i 番目の固有振動数

$\{\phi_i^{(n)}\}$: システム次数 n の i 番目のモード形状

MAC : モード信頼性評価基準

* : 複素共役

本研究で実施したシステム同定の解析ケースを表-3に示す。本研究では、図-3に示した地震観測記録を基に複素固有値 λ_i （固有振動数 f_i 、モード減衰 h_i ）を評価した。また解析ケースは、橋脚下部の複数の入力信号を考慮した場合としない場合の比較を目的として設定した。具体的には、CASE1は、地震記録を対象に全橋脚の下部を入力として全橋脚の天端および桁部を出力とした。CASE2は、地震記録を対象とし、橋で観測された全地点を出力とした。

(2) システム同定による振動特性の評価

a) システム同定による固有振動数と減衰特性

本研究の検討ケースに対し、システム同定で算出され

た複素固有値の安定化ダイアグラムおよびクラスタリングされたデータ数 n_c を図-6に示す。図-6の安定化ダイアグラムの凡例は、システム次数 n を $n=20$ から100まで変化させた場合に、「連続する複素固有値間の固有振動数と固有ベクトルの相関がある場合は星（☆）」、「固有振動数のみ相関がある場合は（×）」、「両者に相関は存在しないが計算結果で与えられた固有振動数を丸（●）」で示している。安定化ダイアグラムでは、明確に低いシステム次数から高いシステム次数 n までの縦に伸びる星（☆）が確認できた場合、物理的に意味のある固有値と考えられている⁹⁾。これにより、信頼性の高い複素固有値を特定することが可能である。また、図-6の下図には、階層型クラスタリングにより、データ間の類似度でクラスタリングされたデータ数 n_c を示した。横軸の固有周波数に対しデータ数 n_c の多いものは、信頼性が高いと評価し、橋の主要な複素固有値と考えられる。

図-6より、クラスタリングされたデータ数 n_c が70以上の固有振動数に着目すると、2つの検討ケースとも1.1~1.3Hz付近に信頼性の高い複素固有値が評価された。また、地震時の入力を考慮していないCASE1と地震時の入出力を考慮したCASE2を比較すると、CASE1では0.6~0.7Hz付近および4.5Hz付近に信頼性の高い複素固有値が確認された。

それぞれの検討ケースで算出した固有振動数と減衰特性を表-4、-5に示す。表-4、-5のデータ数 n_c は、図-6で示したデータ数のグラフと対応している。本研究では、データ数 n_c の多いものから順番に $n_c=60$ 程度までを対象橋を構成する構造物の主要な複素固有値と考え、それぞれの表でデータ数 n_c が60以上のものをハッチングしている。表-4、-5より、地震時の入力を考慮していないCASE1について、全体的に減衰特性が小さめに評価された。

b) 周辺地盤の固有振動数との比較

システム同定で評価された固有振動数より、地盤の固有振動数を特定するため、対象橋の周辺で地盤の微動観測を実施した。微動観測に用いた機器の仕様を表-6に示す。微動観測は、対象橋の近傍の地盤振動特性を把握するため、図-7に示す橋の直下および橋の振動の影響が小さいと考えられる地盤で実施し、それら2か所の振動特性を比較検証することで振動特性を把握した。

微動記録より算出したH/Vスペクトルのピーク周波数とピーク振幅を図-8に示す。H/Vスペクトルの算出には、観測時間の中で擾乱の少ないデータを5区間抽出し、水平成分を相乗平均した。また、水平成分、鉛直成分ともにバンド幅0.2HzのParzen windowに基づくフィルター処理をした。図-8より、橋の直下および橋の振動の影響が小さいと考えられる地盤の固有振動数は、2箇所とも0.6~0.7Hzと評価され、CASE1のシステム同定で算出され

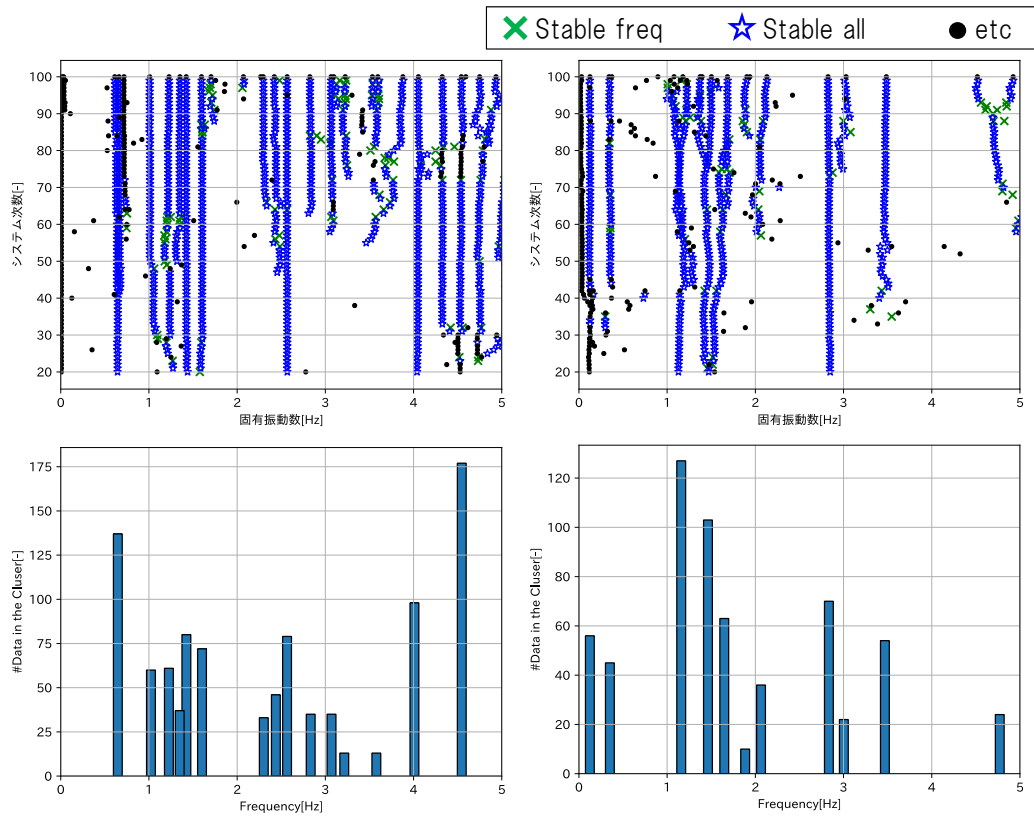


図-6 安定化ダイアグラムとデータ数 (左: CASE1 (入力なし), 右: CASE2 (入力あり))

表-4 固有周期と減衰特性 (CASE1: 入力なし)

モード次数	固有振動数		モード減衰		モード形状		データ数
	f_{mean} (Hz)	f_{std} (Hz)	h_{mean} (%)	h_{std} (%)	MAC_{mean} (%)	MAC_{std} (%)	
1	0.6573	0.0231	4.8224	1.7510	97.53	4.52	127
2	1.0245	0.0283	1.8970	0.6210	94.90	5.91	67
3	1.2241	0.0214	4.2424	2.5903	97.03	3.15	71
4	1.3485	0.0006	1.5000	0.0441	99.30	0.70	40
5	1.4251	0.0034	0.6879	0.1214	99.45	0.99	74
6	1.5987	0.0100	1.7175	0.1221	99.01	2.92	71
7	2.3110	0.0053	0.9972	0.2366	98.24	1.92	32
8	2.5398	0.0521	0.7792	0.3016	94.77	7.59	98
9	2.8310	0.0030	0.4620	0.0960	99.42	0.48	35
10	3.0771	0.0036	0.2445	0.0864	99.22	0.42	61
11	3.2440	0.0395	0.9515	0.5375	94.20	2.51	22
12	3.6743	0.0543	1.1463	0.2891	91.95	4.76	29
13	4.0247	0.0589	0.7479	0.1528	95.17	8.37	96
14	4.4298	0.1062	0.5546	0.3715	94.21	2.77	117
15	4.7590	0.0158	0.8267	0.4983	96.54	2.84	65
16	5.0702	0.0085	0.1045	0.0535	97.79	2.23	23

表-5 固有周期と減衰特性 (CASE2: 入力あり)

モード次数	固有振動数		モード減衰		モード形状		データ数
	f_{mean} (Hz)	f_{std} (Hz)	h_{mean} (%)	h_{std} (%)	MAC_{mean} (%)	MAC_{std} (%)	
1	0.1241	0.0036	24.7795	6.4904	98.86	0.86	56
2	0.3504	0.0069	10.3050	2.1231	97.27	1.13	45
3	1.1594	0.0597	8.5116	3.9327	96.39	4.35	127
4	1.4626	0.0484	2.7173	0.9405	91.93	7.04	103
5	1.6475	0.0361	3.2230	2.3412	85.21	5.79	63
6	1.8844	0.0086	4.7829	0.7313	98.59	1.25	10
7	2.0641	0.0428	5.3432	1.7493	91.67	6.37	36
8	2.8340	0.0053	0.5725	0.1299	95.99	1.88	70
9	3.0037	0.0375	6.4653	1.5172	97.16	0.96	22
10	3.4693	0.0178	2.0526	1.0966	98.41	1.26	54
11	4.7711	0.0801	3.4488	1.0645	94.33	4.69	24
12	5.3955	0.0706	1.6058	0.3130	86.46	4.98	61

た0.6~0.7Hzと概ね対応する結果となった。

これより、CASE2で橋脚下部への入力の影響が考慮されたことで、地盤の振動特性の影響が除かれ、CASE1では地盤の固有周期帯が現れていると考えられる。本研究で実施した検討より、橋脚下部の観測記録を入力とした Ordinary MOESP法を用いることで、地盤振動特性に影響されず、橋を構成する構造物の振動特性を特定できる可能性が示唆された。

また、2ケースの評価結果とも算出された1.1~1.3Hz程

度の信頼性の高い複素固有値は、CASE1と比較してCASE2の方がデータ数 n_c が大きくなっている。1.1~1.3Hzは対象橋の固有振動数であると考えられるが、CASE1では地盤の振動特性等が含まれており、評価結果がそれらに分散されたことで、クラスタリングされたデータ数 n_c が相対的に少なくなったことが考えられる。

c) 橋の地震観測記録の卓越周期との比較

システム同定で評価された固有振動数と橋で観測された記録のフーリエスペクトルの固有振動数と比較した。橋で観測された記録で、各橋脚の天端とその直上の桁部のフーリエスペクトル比を図-9に示す。このフーリエ

表-6 微動観測に用いた装置の仕様

センサー種別	速度計
計測レンジ	3.92m/s
分解能	24bit
計測軸	3軸（水平2方向，上下1方向）
観測方式	連続観測
サンプリング周波数	100Hz



図-7 微動観測状況（左：橋の直下，右：地盤）

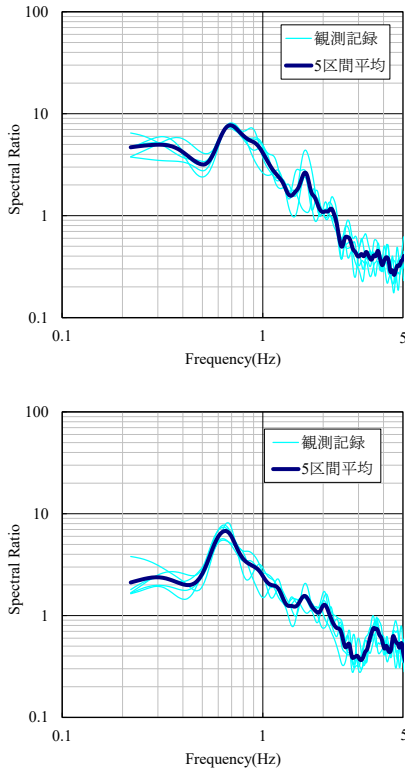


図-8 HV スペクトル
（上：橋の直下，下：地盤）

ペクトル比は、橋の支承部の固有振動数を示していると考えられる。図-9より、1.2~1.3Hzにフーリエスペクトルの卓越周期が確認され、システム同定で評価された1.1~1.3Hzの周期帯と対応する結果となった。システム同定の評価結果より、対象橋は主に支承部の揺れが橋全体の振動特性へ与える影響が大きと考えられる。

以上より、橋全体の地震観測記録を用いたシステム同定を適用することで、橋の構成要素である地盤や支承部の固有振動数を評価できることが示され、それらの減

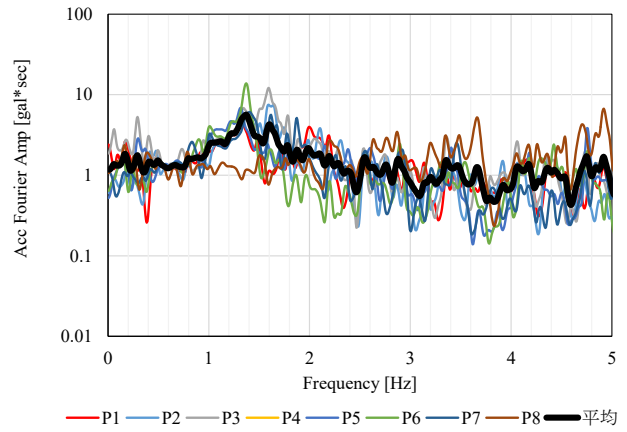


図-9 各橋脚の桁部/橋脚天端のフーリエスペクトル比

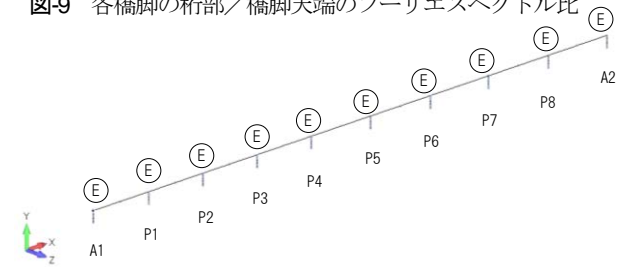


図-10 橋全体の解析モデル

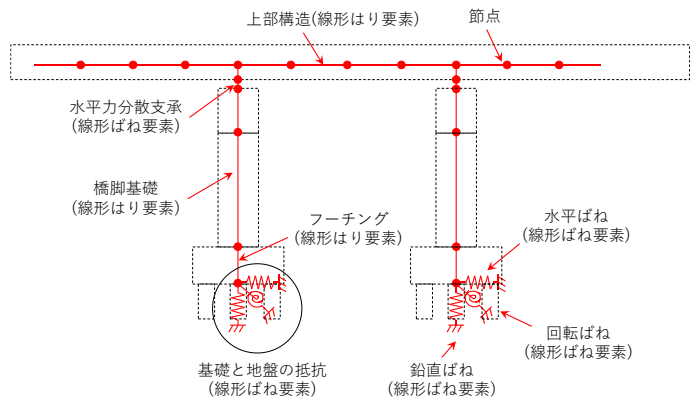


図-11 解析モデルの構成要素の設定¹⁾

衰特性も把握できる可能性が考えられる。

4. システム同定で評価された振動特性を用いた動的解析

(1) 解析モデル

システム同定で評価された固有振動数および減衰特性を検証するため、対象橋の解析モデルを構築し、システム同定で評価された振動特性をパラメータとした動的解析を実施した。本研究で構築した解析モデルを図-10に示す。

解析モデルは、道路橋示方書¹⁾に設定するとともに、固有振動数をシステム同定で評価された結果（表-4）と

表-7 解析モデルの固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (秒)	累計質量比 (%)		有効質量 (ton)	
			橋軸方向	鉛直方向	橋軸方向	鉛直方向
1	1.263	0.792	0	0	1	0
2	1.325	0.755	23	0	2318	0
3	1.406	0.711	23	0	0	13
4	1.452	0.689	45	0	2344	0
5	1.476	0.678	45	1	1	128
6	1.625	0.615	45	1	0	4
7	1.902	0.526	45	1	0	0
8	1.980	0.505	45	4	0	215
9	2.302	0.434	45	13	0	925
10	2.327	0.430	45	13	0	44
11	2.762	0.362	45	22	0	902
12	5.627	0.178	45	22	0	0
13	6.384	0.157	45	22	0	0
14	6.962	0.144	53	22	807	0
15	7.102	0.141	58	22	516	0
16	7.391	0.135	63	22	500	0

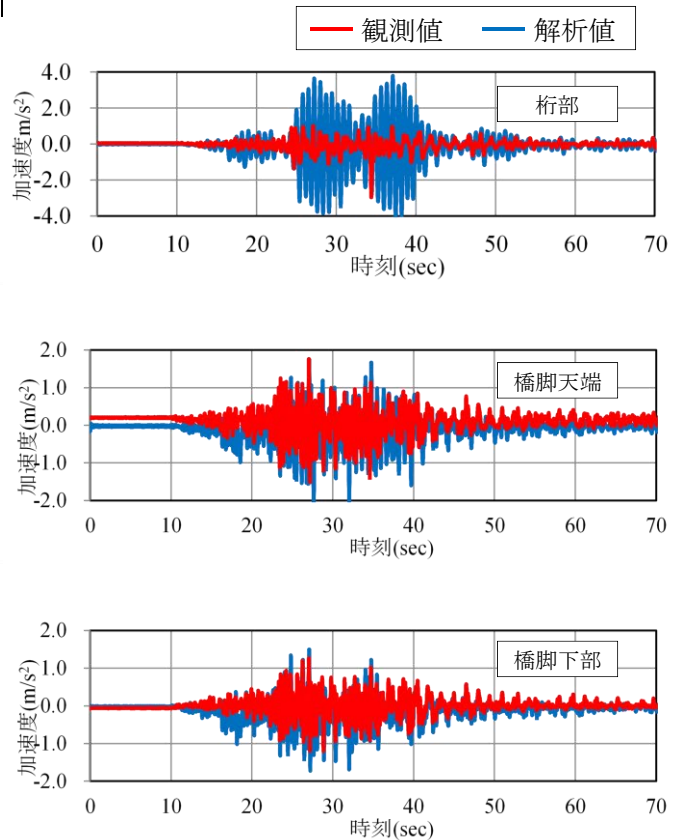
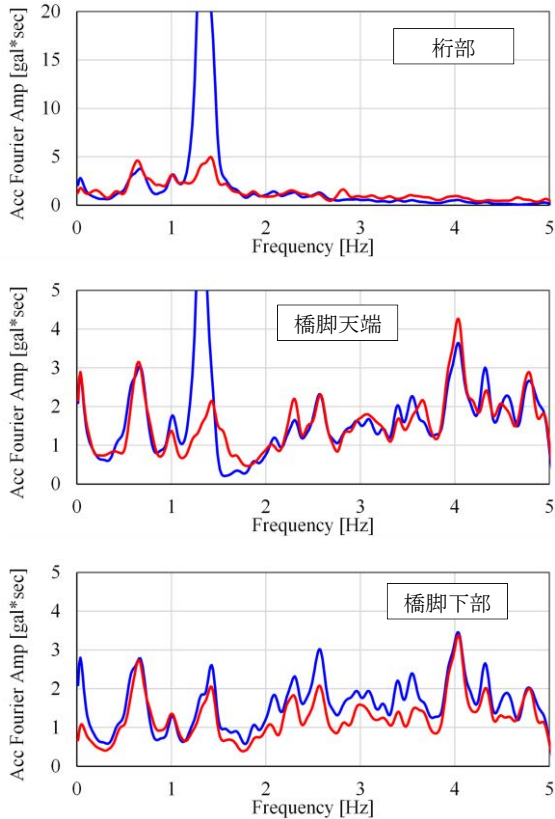


図-13 全体レーリーを用いた場合の解析結果

整合するように構築した。対象橋を線形はり要素，支承部は，地震時水平分散構造（弾性固定：ゴム支承）が設置されているため水平力分散構造，基礎は基礎ばねとして設定した（図-11）。なお，ばね剛性はシステム同定で評価された固有振動数 1.2Hz 程度となるように剛性を調整した。基礎ばねは，フーチング基礎と地盤間の抵抗特性を表す線形要素のばねとして，水平ばね，鉛直ばね及び回転ばねをモデル化した。各ばね係数は，道路橋示方書¹⁾に基づき算出した。解析モデルの固有値解析結果を表-7に示す。

減衰特性は，システム同定の結果よりレーリー減衰を設定した。なお，CASE1 が地盤の振動特性を含めた橋

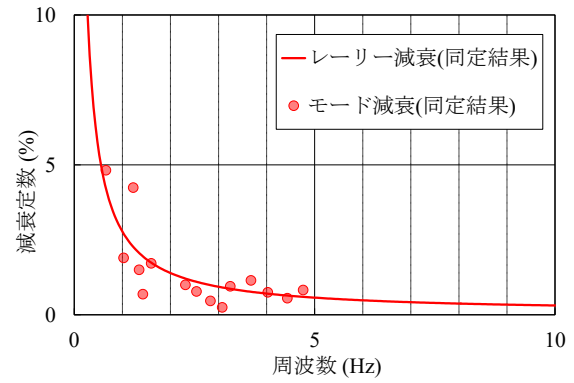


図-12 評価結果より設定されるレーリー減衰

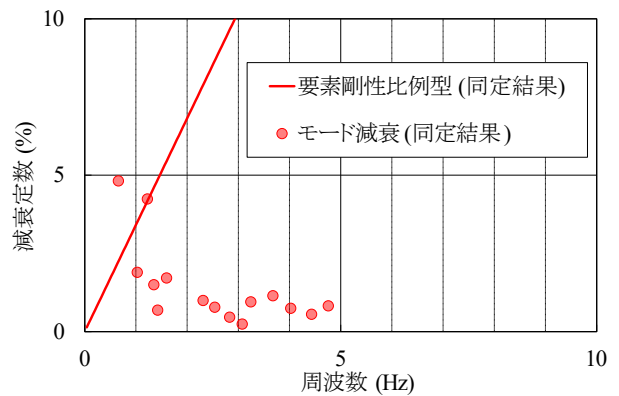


図-14 支承部に設定した要素剛性比例型減衰特性

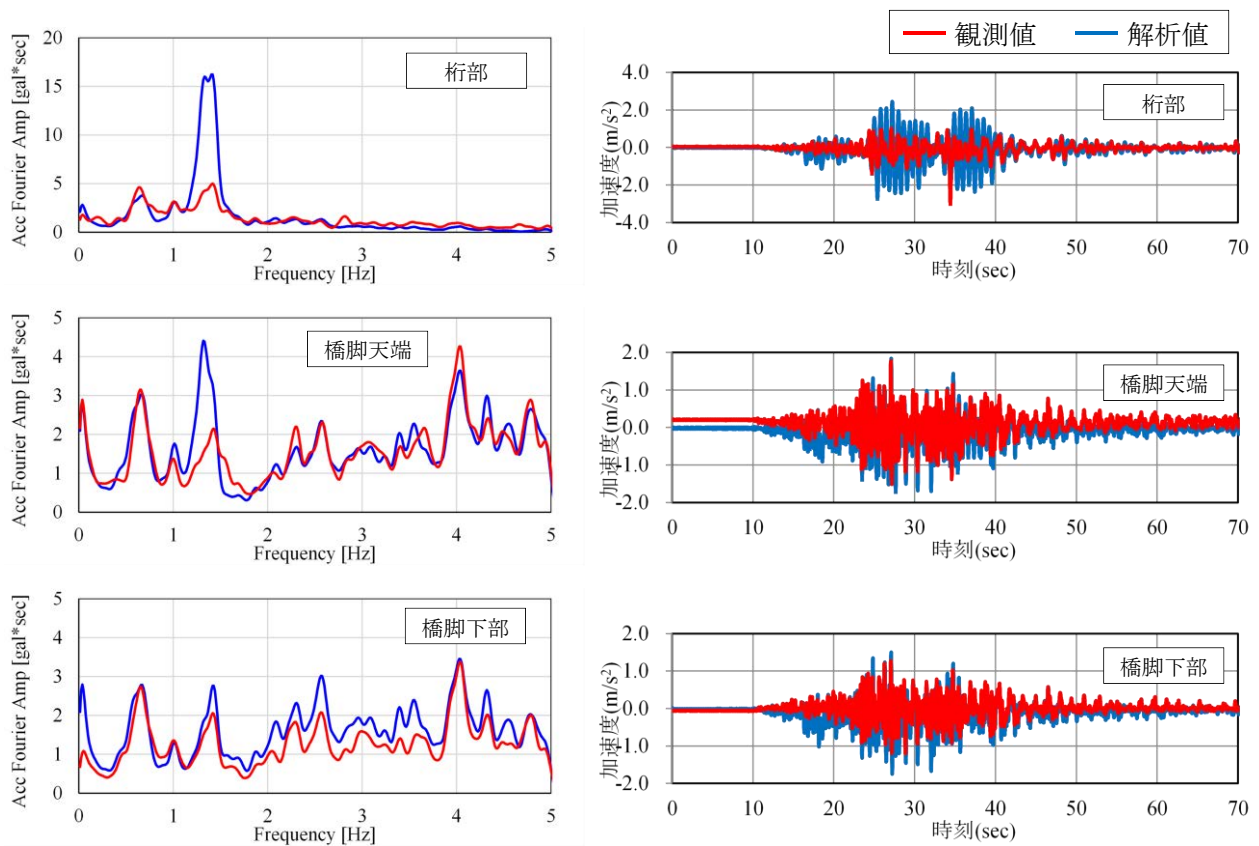


図-15 支承部の減衰特性を変更した場合の解析結果

および橋を構成する構造物の振動特性を示していると考え、本研究では、CASE1 システム同定結果の5Hz以下のすべての減衰特性を用いてレーリー減衰を設定した(図-12)。

(2) システム同定で評価された振動特性を用いた解析

図-10に示した解析モデルに対し、3月16日の地震時に対象橋の周辺地盤(地表地盤)で観測された記録を入力地震動とする動的解析を実施し、橋で観測された挙動記録と比較した。

動的解析結果を図-13に示す。図-13より、橋脚下部は観測値と解析値が概ね一致した。一方、橋脚天端と桁では、1.2Hz付近のピークが確認できたものの、ピーク振幅に応答に大きな乖離がみられた。

(3) 支承部の減衰特性を変更させた場合の解析

前述のとおり、システム同定で評価された1.2Hz付近の固有振動数は、支承部の固有振動数と対応する結果となった。これより、表-4で示した1.2Hz付近に評価された減衰特性を支承部のパラメータに設定した。これを基に、この固有振動数に対応する減衰特性を基に作成した要素剛性型比例減衰が図-14である。この減衰特性を支承部の減衰とし、それ以外の条件を4.(2)と同様にした動的解析を実施した。

解析結果を図-15に示す。図-15より、桁部および橋脚天端のフーリエスペクトルの1.2Hz付近のピーク振幅が図-13と比較して小さくなっているが、橋脚天端や桁部の応答値は乖離がみられた。なお、桁部の時刻歴波形は、大振幅の区間で過大になっている。これは、解析モデルに逸散減衰等の地盤との動的相互作用を考慮していないことが原因として考えられる。

支承部の減衰特性を変更させた動的解析より、解析値が観測値に近づく傾向がみられたため、システム同定で支承部等の橋の構成要素の減衰特性を評価できる可能性を示したものの、解析モデルの設定方法等に課題があることが考えられた。今後、地盤との動的相互作用の影響を考慮した解析を実施し、システム同定で算出される減衰特性の推定精度を検証する。

5. まとめ

本研究では、橋全体系の挙動観測記録を基にシステム同定を実施し、固有振動数と減衰特性を評価することでシステム同定の橋の挙動観測記録への適用可能性を検証した。これにより、以下の知見が得られた。

- 橋全体系の観測記録を用いたシステム同定より、対象橋の主要な固有振動数は1.1~1.3Hzと評価された。

- ・ 橋脚下部の観測記録を入力とした Ordinary MOESP 法より、地盤振動特性に影響されず、橋を構成する構造物の固有振動数を特性できる可能性を示した。
- ・ 本研究で実施したシステム同定を用いることで、地盤の振動特性や支承部等の橋の構成要素の減衰特性を推定できる可能性を示した。

今後、システム同定で推定された地盤の減衰特性の算出結果の検証する。また、別の形式の橋で観測された記録にシステム同定を適用することを実施し、適用性や算出結果を検証する。

REFERENCES

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 2) 栗林栄一，岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究 (III) - 橋梁の振動減衰に関する実測結果 -，土木研究所報告第 139 号，1971.2
- 3) 石井洋輔，八木悟，山田雅行，坂口剛，増田仁，片岡正次郎：部分空間法に基づくシステム同定による橋全体系の減衰特性の推定，第 41 回地震工学研究発表会講演論文集，2021.9.
- 4) 石井洋輔，山田雅行，羽田浩二，荒木正之，増田仁，片岡正次郎：地盤-橋全体系の強震モニタリングシステムの構築へ向けた技術検証，日本地震工学会・大会-2020 梗概集，2020.
- 5) 石井洋輔，八木悟，山田雅行，坂口剛，増田仁，片岡正次郎：部分空間法に基づくシステム同定を用いた盛土構造物の地震中の固有周期変化の推定，第 41 回地震工学研究発表会講演論文集，2021.9.
- 6) 肥田剛典，永野正行：部分空間法に基づくシステム同定による建物の固有振動数と減衰定数の推定精度，日本建築学会構造系論文集，第 79 巻，第 701 号，pp. 923-932, 2014.
- 7) Verhaegen, M. and Dewilde, P.: Subspace model identification Part 1. The output-error state-space model identification class of algorithm, Int. J. Control, Vol. 56, No. 5, pp. 1187-1210, 1992.
- 8) Peeters, B.: System Identification and Damage Detection in Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Katholieke Universiteit Leuven, 2000.
- 9) Magalhães, F., Cunha, A. and Caetano, E.: Online automatic identification of the modal parameters of a long span arch bridge, Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 23, pp. 316-329, 2009.

ESTIMATION OF VIBRATION CHARACTERISTICS OF COMPONENTS OF THE ENTIRE BRIDGE SYSTEM BY SYSTEM IDENTIFICATION BASED ON THE SUBSPACE METHOD

Yosuke ISHII, Yoshihiro Nakao

The specifications for highway bridges and their explanations show the damping constants used in the design based on the results of past experiments, and do not directly reflect the results of calculating the damping characteristics using the seismic observation records of actual bridges. In order to verify the damping characteristics of highway bridges designed according to the current standards, sufficient knowledge has not been accumulated, and it is necessary to proceed with the verification of set values based on actual measurement records. The purpose of this study is to develop a method to calculate the vibration characteristics such as the natural frequency and damping characteristics of the entire bridge system. The natural frequency and damping characteristics were calculated. As a result of system identification using the records observed at the bridge, it was suggested that the natural frequency of the ground and the damping characteristics of the bearing could be calculated.