

振動数領域で同定した既設橋梁の簡易動的解析に用いる 基礎の集約バネ定数と減衰係数の検討

Interaction Spring and Damping Factor for Simplified Dynamic Response Analysis of Existing Bridges in Frequency Domain

岡田佳久*, 小川好**

Yoshihisa OKADA, Yoshimi OGAWA

*工修, 東京都土木技術研究所 地象部 (〒136-0075 東京都江東区新砂 1-9-15)

** 博(工), 東京都土木技術研究所 地象部 (〒160-0075 東京都江東区新砂 1-9-15)

A simplified model of 3-degree-of-freedom system composed of single mass element and sway-rocking element is studied to evaluate earthquake-resisting capacity of existing bridges. Elastic constants and damping coefficients of soil-structure interaction are calculated from observed earthquake motions at the top of pier and on the close ground by structural identification techniques based on inverse analysis. The identified parameters are compared with these values simulated according to the specifications for highway bridges. As results, the parameters according to the specifications for highway bridges would not always lead secure solutions under the condition of the inelastic response analyses of the 3-degree-of-freedom system in level 2 earthquake motions.

Key Words: sway-rocking model, strong-motion earthquake records, inverse analysis

1. はじめに

東京都土木技術研究所では、都内 12 橋梁について強震観測をおこなっている。強震計は、これら 12 橋梁全てについて地盤と橋脚上に設置されており、これまでに振幅は大きくないものの多くの強震記録が得られている。これらの強震記録を用いて、既設橋梁の地震応答解析をおこなう場合、基本的には 2 通りの方法が考えられる。1 つは、サブストラクチャー法と呼ばれる方法で、全体系を地盤と構造物に分解し、それぞれの系について地震応答の計算をする方法である^{例えは 1)}。しかし、この方法の適用は、基本的に系が線形の場合に限定される。もう 1 つの方法は、地盤と構造物を一体の系として計算する方法である^{例えは 1)}。この方法では、動的相互作用が計算過程において自動的に取り込まれる。計算には有限要素法が用いられることが多いが、有限要素法はパラメータの設定や、モデル化および計算時間に多大な時間を要する等のデメリットもある。

地盤と構造物の動的相互作用を考慮した比較的簡易な解析手法として、2 質点 3 自由度系のスウェイ・ロッキングモデル(以下 SR モデル)による動的解析法がある。この方法は、非線形動的解析についても比較的容易に計算できるが、地盤と基礎を結ぶバネ定数(以下集約バネ定数²⁾)と減衰係数の設定が難しいという問題点がある。

線形時の集約バネ定数や減衰係数等を求める方法として、強震記録や常時微動記録をもとにした逆解析手法につ

いての研究^{3),4),5)}が電力設備や建築物等でこれまでもおこなわれてきたが、道路橋に適用した例はほとんどない。道路橋を対象として、基礎部分を SR モデルのような簡易モデル化をおこなう場合、集約バネ定数と減衰係数は、道路橋示方書⁶⁾を参考に設定されることが多い。集約バネ定数については、既設橋梁の近傍の地質柱状図と橋の竣工図等から計算可能であるが、東京都の管理する橋梁では関東大震災の復興で架け替えた橋が現在も多く存在し⁷⁾、各橋梁の詳細なデータが十分でないものが見受けられる。また、減衰については、道路橋示方書でも示されるように幅をもって与えられているため、解析対象者によるばらつきが大きいという問題がある。

そこで、強震観測をおこなっている橋梁から 3 橋を抽出して、今までに観測された地盤と橋脚の複数の強震記録を利用し、事前情報と事後情報を用いた目的関数による逆解析により^{例えは 8)}、集約バネ定数と減衰係数を同定する。また、レベル 2 地震動による SR モデルの動的解析を実施して、逆解析の結果および道路橋示方書より求めた集約バネ定数と減衰係数の違いが既設橋脚の応答に与える影響についての検討をおこなう。

2. 強震記録を用いた集約バネ定数と減衰係数の同定

2.1 SR モデルの運動方程式の定式化

本論文では、図-1 に示すような上部構造についてはスウ

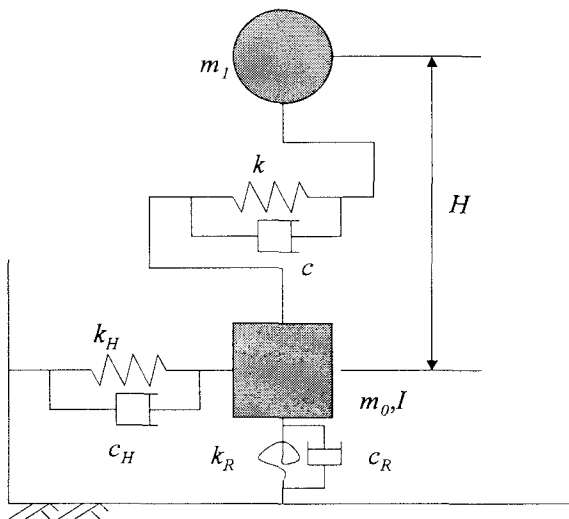


図-1 SR モデル

表-1 SR モデル物性値

	A橋	B橋	C橋
m_1	1.00×10^3	2.23×10^3	2.11×10^3
m_0	3.98×10^2	3.00×10^3	1.29×10^3
I	2.96×10^3	3.33×10^4	2.69×10^4
H	10.75	11.20	9.95
k	1.89×10^5	4.34×10^6	2.18×10^6
c	1.37×10^3	9.81×10^3	6.79×10^3

表-2 解析対象地震動

年月日	震源地	マグニチュード	大手町震度
1989.2.19	茨城県南西部	5.6	4
1991.11.19	東京湾	4.9	4
1992.2.2	東京湾	5.9	4
1993.5.21	茨城県南西部	5.3	4
1993.10.12	東海地方南方はるか沖	7.1	4
1996.9.11	千葉県東方沖	6.2	3
1997.3.23	茨城県南部	5.0	3
1997.8.9	埼玉県南部	4.7	3
1998.8.29	東京湾	5.1	4
2003.5.26	宮城県沖	7.0	3

エイ運動(以下並進運動)のみ自由、基礎については並進運動とロッキング運動(以下回転運動)が自由とする SR モデルを採用する。ここで、 m_1, m_0 は上部構造および基礎の質量(t)、 I は基礎の重心に関する回転慣性モーメント($t \cdot m^2$)、 H は2質点間の距離(m)、 k は上部構造のバネ定数(kN/m)、 c は上部構造の減衰係数(kN・sec/m)、 k_H は地盤と基礎間の並進集約バネ定数(kN/m)、 c_H は地盤と基礎間の並進減衰係数(kN・sec/m)、 k_R は地盤と基礎間の回転集約バネ定数(kN・m/rad)、 c_R は地盤と基礎間の回転減衰係数(kN・m・sec/rad)を表している。

SR モデルで用いる集約バネは、最も簡易な並進バネと回転バネの2つのバネで設定する。これは、本解析で用いる基礎部の埋込み深さがその平面規模に比べて浅いと想定しているため、並進バネと回転バネの連性作用の影響が小さいと考えている(例えば1)。そのため、並進バネと回転バネの連性項については考慮しない。したがって、この系の

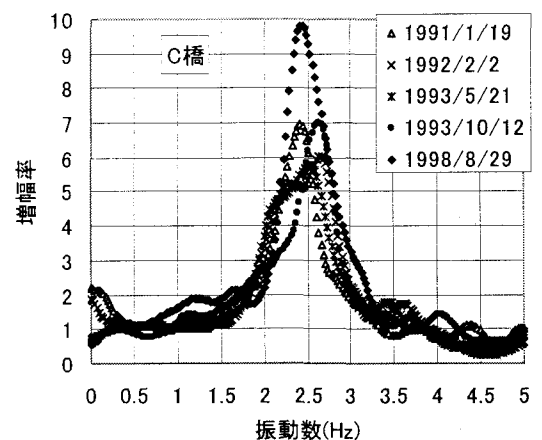
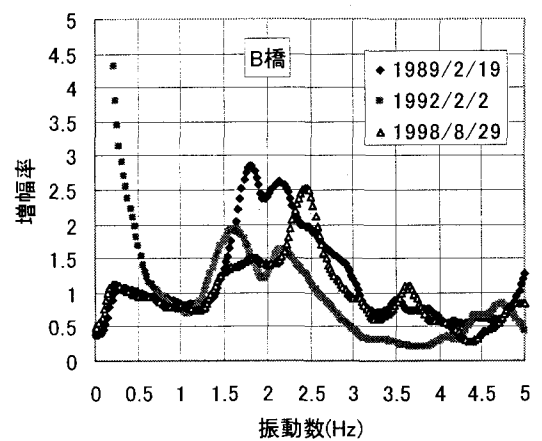
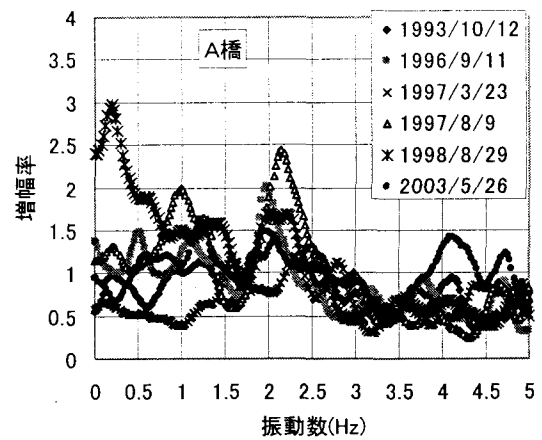


図-2 3橋梁の伝達関数

運動方程式は、式(1)のように定式化される(例えば9)。

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Y} \\ \ddot{z} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c & -c & cH \\ -c & c+c_H & -cH \\ cH & -cH & c_R+c_H^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{Y} \\ \dot{z} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & -k & kH \\ -k & k+k_H & -k \\ kH & -k & k_R+k_H^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y \\ z \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{z} \quad (1)$$

ここで、 Y は応答変位(m)、 $\ddot{z}$ は入力加速度(m/sec^2)であ

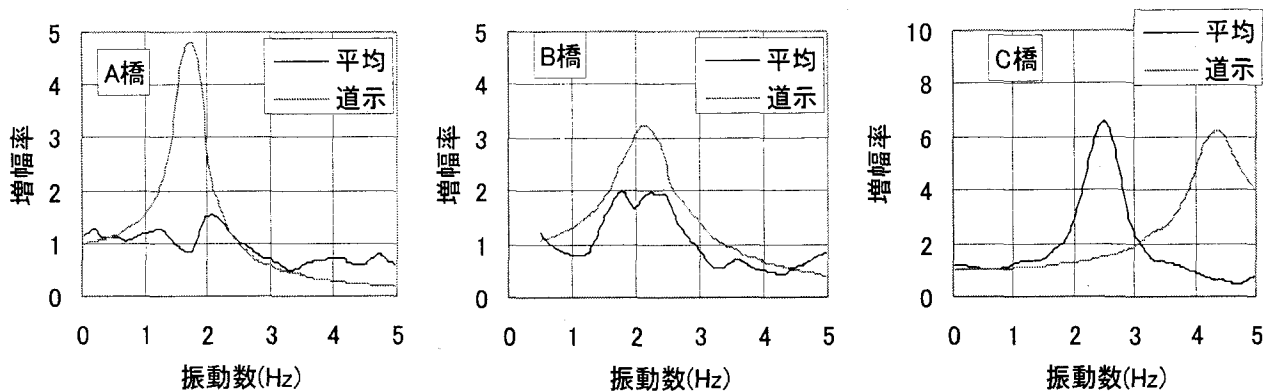


図-3 平均伝達関数と道示参考値を用いた伝達関数

表-3 集約バネ定数と減衰定数

	A橋	B橋	C橋
k_H	1.45×10^6	2.52×10^6	1.73×10^7
k_R	4.34×10^7	9.36×10^7	2.67×10^9
c_H	5.44×10^4	7.43×10^4	2.51×10^5
c_R	1.63×10^6	2.76×10^6	3.88×10^7

る。

2.2 SR モデルの物性値

3 橋梁の橋脚の物性値は、竣工図等を参考にして表 1 に示す値を用いる。減衰係数については、3 橋梁ともに RC 橋脚であることから、道路橋示方書⁹⁾を参考に減衰定数 h を 0.05 として設定し、基礎固定の 1 自由度質点系と仮定して算出する。

A,B 橋は低地部の 3 種地盤に架かる橋で、基礎は杭基礎である。A,B 橋の上部構造の質量 m_l は橋脚にかかる上部載荷と橋脚梁部の質量、および橋脚梁部を除いた橋脚の半分の質量を加算したものとす。基礎の質量 m_0 は、橋脚梁部を除いた橋脚の半分の質量とフーチングを付加した値とする。回転慣性モーメント I は、フーチング重心位置でのフーチングと橋脚下側半分の回転慣性モーメントを加えた値とする。また、2 質点間の距離 H は、橋脚天端とフーチングの重心位置との距離とする。

C 橋は台地部の 1 種地盤に架かる橋で、基礎はケーソンである。C 橋の上部構造の質量 m_l は A,B 橋と同様に設定する。基礎の質量 m_0 は、橋脚梁部を除いた橋脚の半分の質量とケーソン質量を加えた値とする。回転慣性モーメント I はケーソンの重心位置で、フーチングと橋脚下側半分、およびケーソンの回転慣性モーメントの加算値とする。また、2 質点間の距離 H は、橋脚天端とケーソンの重心位置との距離とする。

2.3 解析対象とする平均伝達関数

地盤と基礎間の並進と回転方向の集約バネ定数と減衰係数の同定には、表-2 に示す地震の中から各橋梁で観測さ

れた地盤と橋脚上の強震記録から求まる伝達関数を用いる。その際、バンド幅 0.3Hz の Parzen ウィンドウで平滑化をおこなった。その結果を図-2 に示す。

伝達関数の算出には各橋梁の地表で観測された強震記録はいずれも数十ガルから百ガル程度のものを用いている。3 橋梁ともに強震記録の違いによる影響はあるものの、ピークを示す振動数および増幅率はほぼ一致している。そこで、各橋梁について平均伝達関数を求め、逆解析は平均伝達関数の 1 次のピーク振動数を含む振動数帯 (約 0~5Hz) を対象として、観測された平均増幅率が解析モデルと一致するように並進および回転方向の集約バネ定数と減衰係数の 4 パラメータ (k_H, c_H, k_R, c_R) を同定する。

2.4 道路橋示方書を参考にして算出した伝達関数

後述するが、逆解析では並進および回転方向の集約バネ定数と減衰係数を同定するため、目的関数に事前情報を用いる。そこで、3 橋梁の竣工図と地盤情報データを利用して、式(2) に示す道路橋示方書の固有周期算定用の集約バネ定数を算出する。

$$\begin{bmatrix} A_{ss} & A_{sr} \\ A_{rs} & A_{rr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_0 & 0 \\ 0 & M_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_{0H} & \delta_{0M} \\ \theta_{0H} & \theta_{0M} \end{bmatrix}^{-1} \quad (2)$$

ここで、 A_{ss} は並進集約バネ定数(kN/m)、 A_{sr}, A_{rs} は並進と回転の練成集約バネ定数(kN/rad, kNm/m)、 A_{rr} は回転集約バネ定数(kN・m/rad)、 H_0 は基礎に与える単位水平力(kN)、 M_0 は基礎に与える単位モーメント(kN・m)、 δ_{0H}, θ_{0H} は基礎に単位水平力を与えたときに生じる水平変位(m)と回転角(rad)、 δ_{0M}, θ_{0M} は基礎に単位モーメントを与えたときに生じる水平変位(m)と回転角(rad)を表している。

道路橋示方書の集約バネ定数は、杭基礎の場合、フーチング底面と与えられ、ケーソン基礎の場合はケーソン上面で計算される。本解析で同定した集約バネ定数は、杭基礎の場合はフーチングの重心であり、ケーソン基礎の場合はケーソンの重心である。このことから、後述する道路橋示方書の集約バネ定数は、式(2) より求めた集約バネ定数を剛体変換により重心の値に変換した結果を示している。

減衰係数については、道路橋示方書で基礎の等価減衰定数が線形形で 0.1~0.3 となっている。そこで、ここでは国土交通省の講習会のテキスト¹⁰⁾に掲載されている式(3)および式(4)から減衰係数に換算する。その際、減衰定数は 0.2 を用いて減衰係数を算出している。

$$c_H = \frac{2hk_H}{\omega_0} \quad (3)$$

$$c_R = \frac{2hk_R}{\omega_0} \quad (4)$$

ここで、 ω_0 は図-1 に示した SR モデルの固有値解析から求めた 1 次固有円振動数(rad/sec)、 h は基礎の減衰定数を表す。

表-3 に算出した集約バネ定数および減衰係数を示す。この表を基に算出した伝達関数と前述した観測値による平均伝達関数を図-3 に示す。A,B 橋の平均伝達関数と表-3 を用いた伝達関数のピーク振動数は比較的一致しているものの、増幅率は異なっている。また C 橋は反対に、増幅率はほぼ一致しているもののピーク振動数が異なっていることがわかる。

2.5 逆解析の定式化

集約バネ定数と減衰係数の 4 つのパラメータを同定するために、約 0~5Hz 間の約 200 の平均伝達関数を利用している。そのため、全ての観測データを満たす解は存在しない。

最小二乗法は、原因の数より多くの観測データを得ること、観測誤差を最小にする原因を見つけることである。しかし、同じような原因を計測するなど、観測する値の質が類似したものでは、多くの観測データがあっても意味がない。観測誤差が少し入ると大きく変化し、解の安定性のない非適切な問題となる^{例えば 8)}。

そこで、本解析では解の安定性を確保するために、式(5)に示す目的関数 J を最小にすることにより、未知パラメータの同定をおこなう。

$$J = \alpha(X - \bar{X})^T(X - \bar{X}) + (z_\omega - h_\omega(X))^T(z_\omega - h_\omega(X)) \quad (5)$$

ここで、 α は事前情報と事後情報の重み係数、 X は未知パラメータの事後情報、 $\bar{X}$ は未知パラメータの事前情報、 z_ω は円振動数 ω の平均伝達関数の増幅率、 $h_\omega(X)$ は円振動数 ω の時の逆解析による増幅率を表している。

目的関数 J が最小になるような $h_\omega(X)$ は非線形関数となるため、式(6)のように X_k に関するテイラー展開の 1 次項までを用いることにする。

$$h_\omega(X) \approx h_\omega(X_k) + H_{\omega k}(X - X_k) \quad (6)$$

また、式(6)と式(5)から式(7)の評価関数が導かれる。

$$J = \frac{1}{2} \alpha(X - \bar{X})^T(X - \bar{X}) + (z_\omega - h_\omega(X_k) - H_{\omega k}X + H_{\omega k}X_k)^T(z_\omega - h_\omega(X_k) - H_{\omega k}X + H_{\omega k}X_k) \quad (7)$$

この目的関数を最小化する X は、ガウスニュートン法に基づき求めることができる¹¹⁾。

しかし、ここで求めた X は J を最小にするのであって、 J を最小化するわけではない。このため、 X を X_{k+1} において最適解が求まるまで繰り返し計算をおこなう。

次に、この解析による地盤と基礎間のバネ定数と減衰係数を同定するための数式モデルを展開する。式(1)で示した SR モデルの運動方程式で、応答変位と外力が式(8)のように角振動数 ω の調和振動で表せると仮定する。

$$\{Y\} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_0 \\ \theta \end{bmatrix} e^{i\omega t}, z = g e^{i\omega t} \quad (8)$$

ここで、 u_1 は橋脚の全変位量(m)、 u_0 は基礎の並進運動による全変位量(m)、 θ は基礎の回転角(rad)を表している。式(7)を式(1)に代入すると式(9)が導かれる。

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_0 \\ \theta \end{bmatrix} = \omega^2 g A^{-1} M \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (9)$$

ここで、

$$A = [K] + i\omega[C] - \omega^2[M]$$

強震記録による伝達関数は、橋脚上の強震記録が絶対加速度のため、逆解析でも同様に絶対加速度の伝達関数を求めなければならない。逆解析での伝達関数 $U_\omega(X)$ は式(10)となる。

$$U_\omega(X) = \begin{bmatrix} h_\omega(X) \\ h'_\omega(X) \\ h''_\omega(X) \end{bmatrix} = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_0 \\ \theta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} = \omega^2 A^{-1} M \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (10)$$

式(10)を未知パラメータ X で微分すると、式(11)が導かれる。

$$\frac{dU_\omega(X)}{dX} = -\omega^2 A^{-1} A' A^{-1} M \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (11)$$

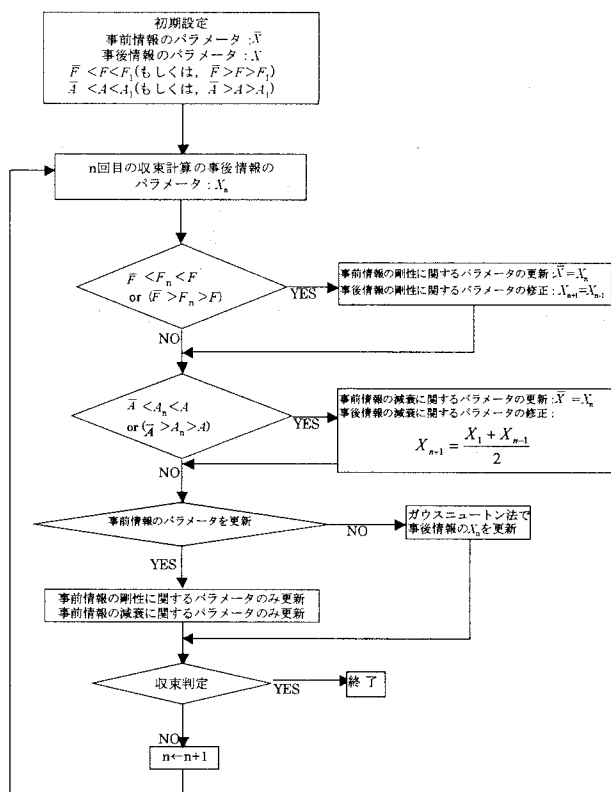


図-4 逆解析フロー

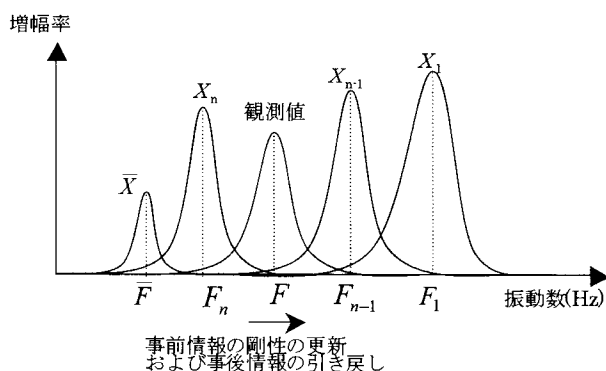


図-5 事前情報と事後情報の剛性の更新方法

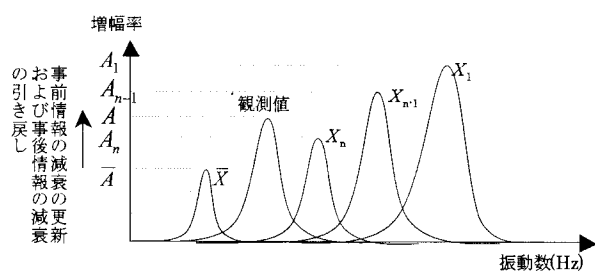


図-6 事前情報と事後情報の減衰の更新方法

比較対象は、観測値の平均伝達関数の増幅率 z_ω と地盤と橋脚上の伝達関数の増幅率 $h_\omega(x)$ であることから、式(11)の1行目の成分に着目し、 ω に対する値を H'_ω と置くと式(12)が導かれる。

$$H'_\omega = \begin{bmatrix} \frac{\partial h_\omega}{\partial k_H} & \frac{\partial h_\omega}{\partial k_R} & \frac{\partial h_\omega}{\partial c_H} & \frac{\partial h_\omega}{\partial c_R} \end{bmatrix} \quad (12)$$

したがって、 α 、事後情報 X 、事前情報 $\bar{X}$ 、収束条件、平均伝達関数および強震観測記録を入力すれば、逆解析の繰り返し計算が実行できる。

今回解析対象とした橋梁は、竣工図等の参考資料が保存されているものを抽出したため、地盤バネ定数や減衰係数について事前に算定できた。しかし、本来この解析の目的は竣工図等の書類が十分ではない既設橋梁を対象としているため、逆解析に用いる事後情報 X 、事前情報 $\bar{X}$ についてはどちらも未知数である。事前情報 $\bar{X}$ が求められても、図-3に示したとおり、表-3を用いて計算される伝達関数は、観測値による平均伝達関数と異なっていた。また、4パラメータ(k_H, c_H, k_R, c_R)間の絶対量の差や、目的関数の事前情報と事後情報の重みが異なることから、 α を明確に設定することが困難である。したがって、 α に大きく依存せず、基本的に事後情報で4パラメータが同定できるように、本来固定値である未知パラメータの事前情報 $\bar{X}$ が観測値の平均伝達関数に近づくように更新することにした。その方法を図-4のフローに示す。

ここでは未知パラメータの初期値を X_1 とし、繰り返し回数 n 回目の計算に用いた未知パラメータの X_n とする。また、事前情報 $\bar{X}$ を用いた伝達関数の卓越振動数および増幅率をそれぞれ $\bar{F}, \bar{A}$ 、観測記録の卓越振動数および増幅率をそれぞれ F, A 、繰り返し回数 n 回目の事後情報 X_n を用いた解析結果の伝達関数の卓越振動数および増幅率をそれぞれ F_n, A_n と定義している。

逆解析は初めに、 $\bar{F} < F < F_1$ (もしくは、 $\bar{F} > F > F_1$) および $\bar{A} < A < A_1$ (もしくは、 $\bar{A} > A > A_1$) となるように事前情報 X_1 を設定する。卓越振動数については n 回目の繰り返し計算の結果が図-5に示すように、卓越振動数が $\bar{F} < F_n < F$ (もしくは、 $\bar{F} > F_n > F$) の関係になったとき、図-4のフローにしたがい、 $\bar{X}$ の並進および回転方向の集約バネ定数を事後情報 X_n と置き換え、 $n+1$ 回目の繰り返し計算に用いる並進および回転方向の集約バネ定数 X_{n+1} は1ステップ前の X_n を用いて収束計算を継続する。

同様に、増幅率については n 回目の繰り返し計算の結果が図-6に示すように、 $\bar{A} < A_n < A$ (もしくは、 $\bar{A} > A_n > A$) の関係になったとき、図-4のフローにしたがい、事前情報 $\bar{X}$ の並進および回転方向の減衰係数を事後情報 X_n と置き換え、 $n+1$ 回目の繰り返し計算に用いる並進および回転方向の減衰係数 X_{n+1} は1ステップ前の X_n と X_1 との算術平均を用いて繰り返し計算を継続する。ここで、減衰係数と集約バネ定数の事前情報 $\bar{X}$ の更新方法を同じとしなかったのは、これまでの経験から集約バネ定数については1ステップ前の計算結果を用いることによって伝達関数の卓越振動数の大小関係が初期設定に戻るが、減衰係数については収束計算過程によって集約バネの剛性も変化しているため、減衰係数を1ステップ前の計算結果を用いただけでは、伝達関数の増幅率の大小関係が変化しない場合があっ

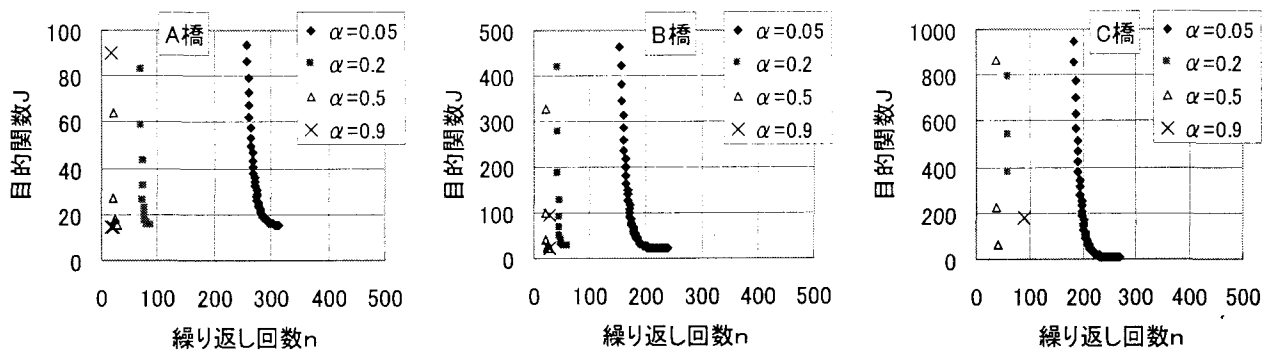


図-7 事前情報の重み係数 α の違いによる目的関数と繰り返し回数の関係

表-4 α の違いによる同定結果(A橋)

	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.2$	$\alpha=0.5$	$\alpha=0.9$
k_H	1.45×10^4	1.45×10^4	1.45×10^4	1.45×10^4
k_R	3.89×10^6	3.89×10^6	3.89×10^6	3.89×10^6
c_H	3.28×10^4	3.28×10^4	3.26×10^4	3.11×10^4
c_R	8.78×10^6	8.79×10^6	8.75×10^6	8.30×10^6

表-5 α の違いによる同定結果(B橋)

	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.2$	$\alpha=0.5$	$\alpha=0.9$
k_H	1.77×10^6	1.74×10^6	1.76×10^6	1.73×10^6
k_R	6.59×10^7	6.49×10^7	6.66×10^7	6.43×10^7
c_H	1.14×10^5	1.04×10^5	1.14×10^5	1.12×10^5
c_R	4.14×10^6	3.79×10^6	4.15×10^6	4.09×10^6

表-6 α の違いによる同定結果(C橋)

	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.2$	$\alpha=0.5$	$\alpha=0.9$
k_H	2.05×10^6	2.05×10^6	2.07×10^6	2.05×10^6
k_R	3.15×10^8	3.16×10^8	3.19×10^8	3.16×10^8
c_H	2.28×10^4	3.53×10^4	2.27×10^4	3.71×10^4
c_R	3.54×10^6	5.49×10^6	3.58×10^6	6.22×10^6

たためである。また、図-4のフローに示すように集約バネ定数、または減衰係数のどちらか一方にしか事前情報 $\bar{x}$ の更新が生じなかった場合には、残り一方の事前情報 $\bar{x}$ および事後情報 x_n は変化させないものとした。収束判定は繰り返し計算の n 回目 X_n と $n+1$ 回目 X_{n+1} の相対誤差が 10^{-7} 以下になった場合と設定した。

2.6 解析結果

(1) 事前情報と事後情報の重み係数 α の影響

図-7に3橋梁の α の違いによる目的関数 J と繰り返し回数 n の関係を示し、表-4～表-6に α の違いによる同定された4パラメータ値を示す。図より、C橋を除いて、 α が小さくなるにつれて収束するまでの繰り返し回数が増加しているのがわかる。C橋は、A,B橋に比較して目的関数が α によって大きく異なる。表に示したとおり、A,B橋から同定された4パラメータについては α によらずあまり変動しないのに対して、C橋は減衰係数が α の変動に伴い大きく異なった。これらのことから、集約バネ定数は α に

は大きく依存しないものの、減衰係数については α に影響する傾向が若干認められた。また、3橋梁ともに α を0.05と小さく設定すれば、繰り返し回数は増加するものの、目的関数の最小値が得られた。

(2) 同定値と道路橋示方書の参考値との比較

表-4～表-6に示した $\alpha=0.05$ 設定時の同定値と、道路橋示方書を参考に算出した表-3の結果を比較する。3橋梁ともに表-3の k_H, k_R より同定値のほうが小さな値を示した。特に、A橋の表-4に示した k_H の同定値は表-3の k_H の約100分の1となった。道路橋示方書では固有周期があまり長周期にならないように集中バネの剛性が硬めに評価されるような算定式になっている。このことが、同定値のほうが道路橋示方書を参考にした算出値より小さく評価した原因の1つと考えられる。加えてA橋においては、道路橋示方書を参考に算出する際に用いた地盤情報の精度に問題があったのではないかと考えられる。減衰係数については、低地部に架かるA,B橋はA橋の c_H を除くと、道示参考値より同定値のほうが大きくなった。台地部に架かるC橋については、道示参考値より同定値のほうが小さい値を示した。一般に、軟弱地盤のほうが硬質地盤よりも基礎部のエネルギー逸散が大きいと言われているため、この結果は1種地盤と3種地盤の違いが大きな要因の一つと考えられる。

表-4～表-6の $\alpha=0.05$ 設定時の同定値を用いた伝達関数を図-3に加筆したものを図-8に示す。同定値による伝達関数のほうが道路橋示方書を参考に算出した伝達関数よりも卓越振動数および形状ともに、観測値による平均伝達関数に一致する傾向を示した。特に、C橋は観測値による平均伝達関数が明瞭なため、A,B橋に比べると非常に良く一致した。

同定値と道路橋示方書を参考に算出した集約バネ定数と減衰係数を用いて時刻歴解析をおこない、観測値と解析値との最大応答加速度の比較を表-7に示す。同定値のほうが道路橋示方書を参考に算出した解析結果より、観測値に近い傾向を示した。また、両解析値を観測値で除算した結果、3橋梁の道路橋示方書を参考に解析した結果は0.58～2.64倍の間と広い範囲を示し、平均が1.33倍となったのに対して、同定値は0.64～1.41倍の間を示し、平均が1.03

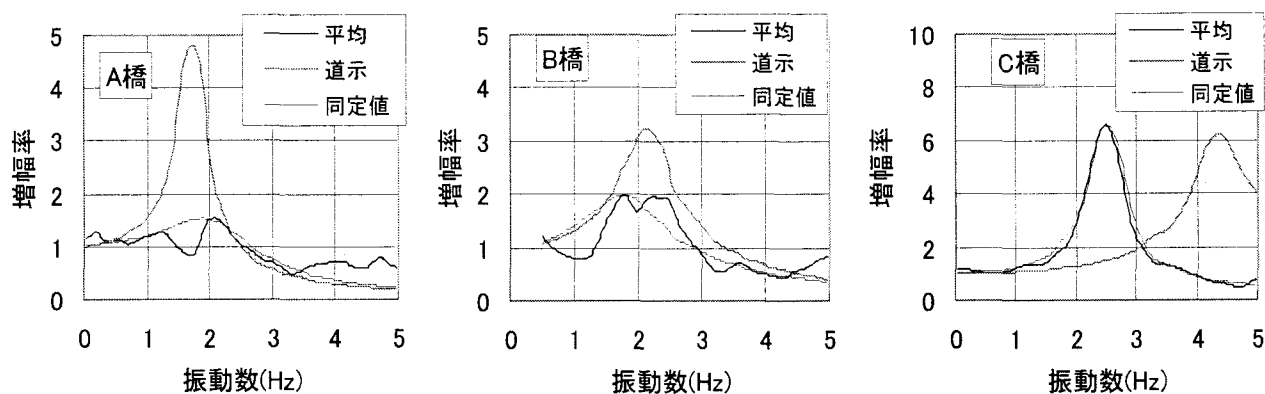


図-8 平均伝達関数と道路橋示方書参考値および同定値による伝達関数の比較

表-7 観測値および解析値の最大加速度比較

		1989/2/19	1991/11/19	1992/2/2	1993/5/21	1993/10/12	1996/9/11	1997/3/23	1997/8/9	1998/8/29	2003/5/26
A橋	観測値	-	-	-	-	16.9	13.3	13.4	33.8	29.9	16.5
	道示	-	-	-	-	44.7	23.7	28.5	35.1	38.7	24.6
	同定値	-	-	-	-	23.9	12.6	18.4	26.0	29.1	20.3
B橋	観測値	19.2	-	108.0	-	-	-	-	-	28.6	-
	道示	20.7	-	169.4	-	-	-	-	-	39.7	-
	同定値	21.4	-	138.4	-	-	-	-	-	38.0	-
C橋	観測値	-	16.3	65.0	33.8	16.0	-	-	-	37.4	-
	道示	-	16.4	71.0	25.9	9.3	-	-	-	29.8	-
	同定値	-	15.4	46.5	32.7	10.2	-	-	-	27.3	-

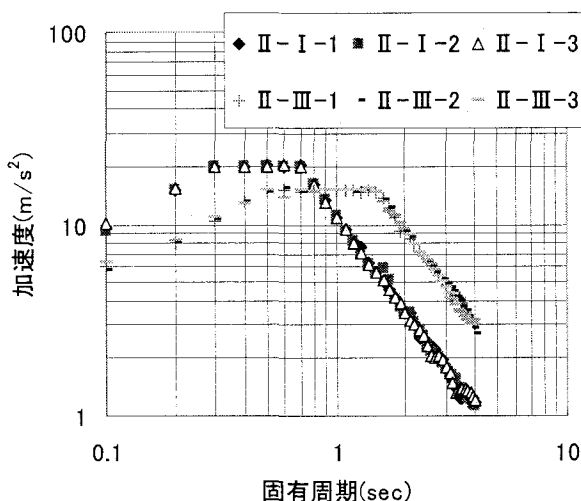


図-9 加速度応答スペクトル

倍で観測値にはほぼ一致した。

3. 集約バネ定数と減衰係数の違いが既設橋脚の地震応答に与える影響

レベル 2 地震動時の集約バネ定数と減衰係数の違いが橋脚天端の応答に与える影響について、道路橋示方書を参考にして算出した表-3 と表-4～表-6 に示した同定値を用いて SR モデルによる動的解析をおこなう。

3.1 3 橋梁の動的非線形解析の条件

3 橋梁の動的非線形解析は直接積分法である線形加速度法により、時間ステップ 0.002 秒でおこなう。集約バネは道路橋示方書を参考にして算出した値および同定値ともに線形とする。両モデルともに橋脚部は、完全弾塑性モデルと仮定し、A 橋の降伏震度を 0.24、B 橋の降伏震度を 0.3、C 橋の降伏震度を 0.22 として計算する。入力地震については、道路橋示方書の参考波形に示されている図-9 の加速度応答スペクトルを有する波形を利用する⁹⁾。ここで、図の凡例の II-I-1 はタイプ 2 地震動 1 種地盤の 1 番目の加速度波形であることを示し、これは道路橋示方書に準じている。図に示されるとおり、同種の地盤ではほぼ同じ加速度応答である。A,B 橋はレベル 2 のタイプ 2 地震動の 3 種地盤に対応する 3 波形を使用し、C 橋についてはレベル 2 のタイプ 2 地震動の 1 種地盤に対応する 3 波形を使用する。

3.2 解析結果および考察

A,B 橋の地震動 II-III-3 と、C 橋の II-I-1 を入力とした動的解析結果の応答加速度波形を図-10 に示す。集約バネ定数と減衰係数の違いによる影響は、A,B 橋においてはほとんどない。この 2 橋に比べ C 橋は、最大応答値については影響が小さいものの、それ以外の部分では大きい。この傾向は、他の 2 波形についても同様であった。

応答変位の時刻歴波形を図-11～図-13 に示す。C 橋は応答加速度波形と同様に、A,B 橋と比較して、集約バネ定数と減衰係数の違いによる影響が大きい傾向にあった。ただし、A,B 橋においても、地震動によっては集約バネ定数と減衰係数の違いにより橋脚の応答が大きく異なった。これ

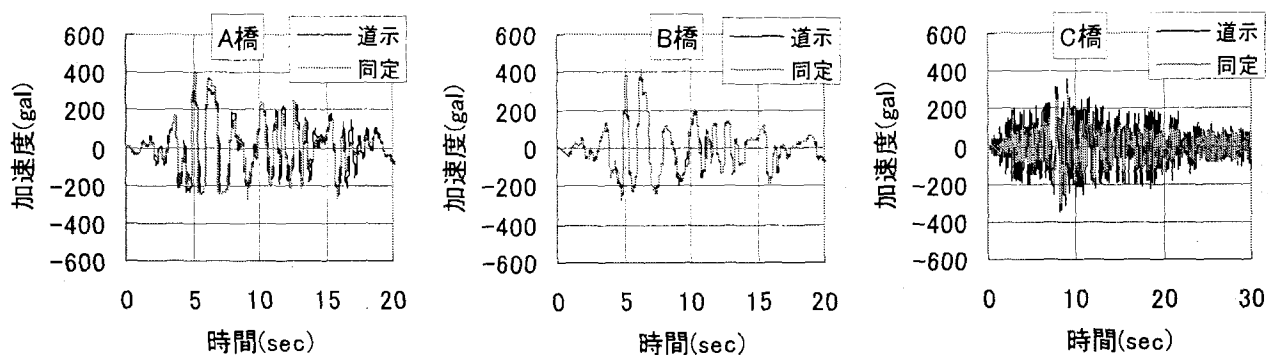


図-10 集約バネ定数と減衰係数のモデル化の違いによる応答加速度波形の比較

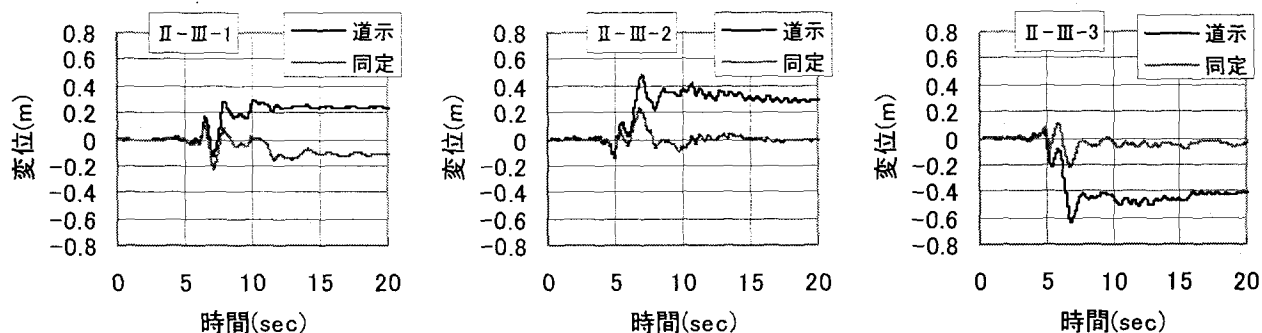


図-11 集約バネ定数と減衰係数のモデル化の違いによる応答変位波形の比較(A 橋)

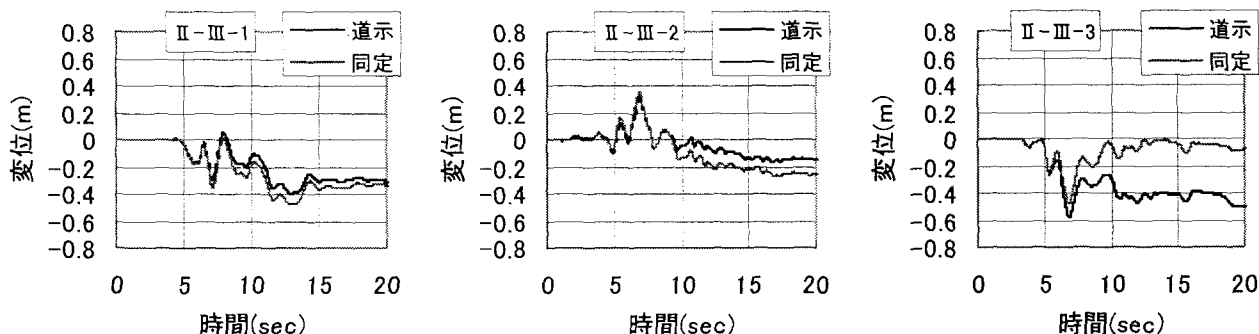


図-12 集約バネ定数と減衰係数のモデル化の違いによる応答変位波形の比較(B 橋)

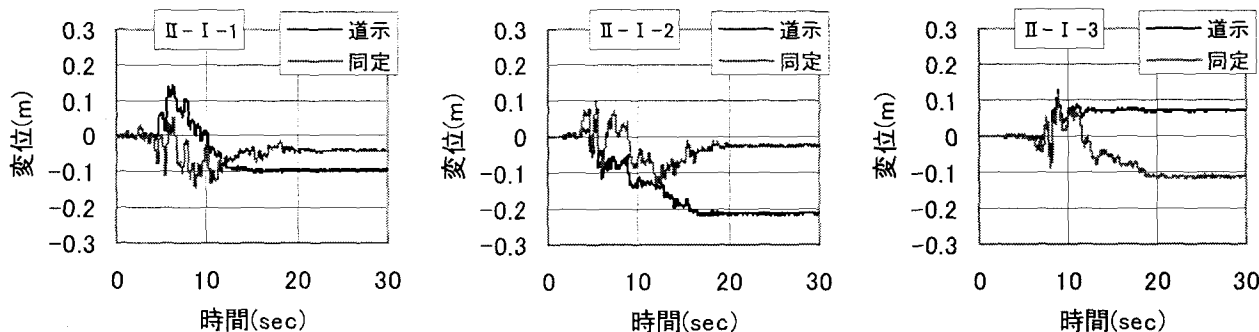


図-13 集約バネ定数と減衰係数のモデル化の違いによる応答変位波形の比較(C 橋)

は、図-14 に示すとおり、同定値と道路橋示方書を参考に算出した集約バネ定数と減衰係数の設定の違いが、橋脚部のバネの履歴に大きく影響し、応答変位が異なる結果とな

った。また、B,C 橋においては必ずしも道路橋示方書を参考に算出した集約バネ定数と減衰係数による最大応答変位が同定値よりも大きな値を示さなかった。この傾向は、

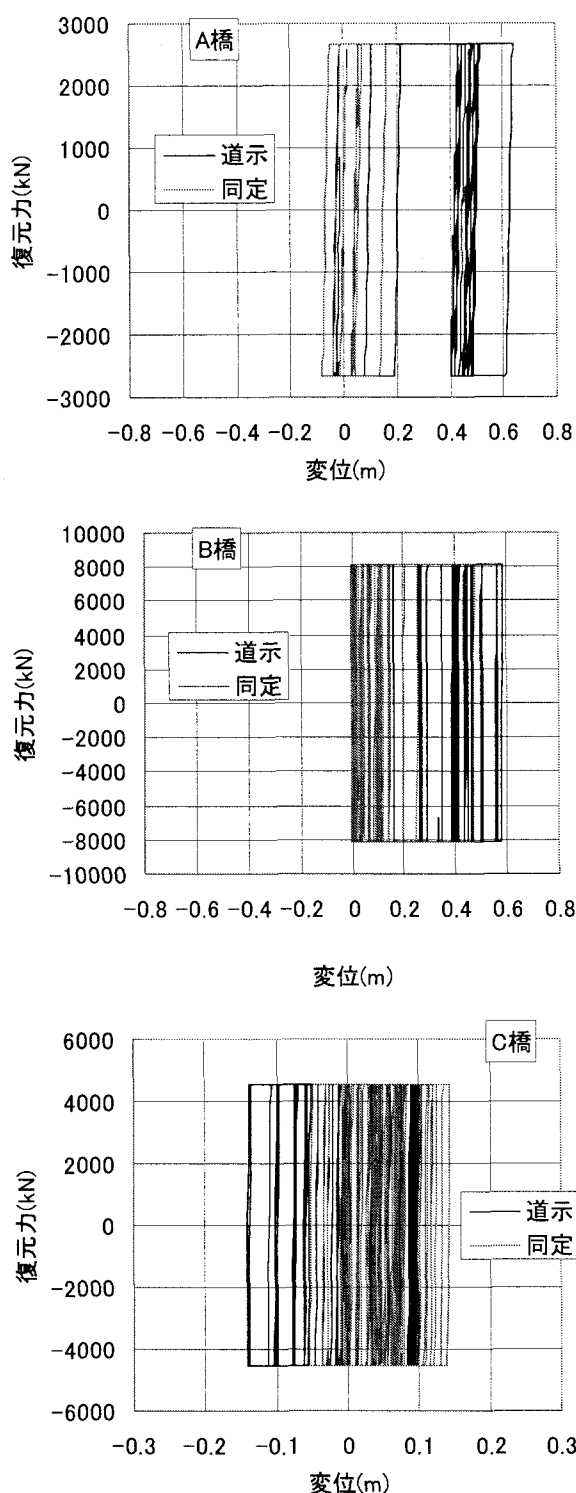


図-14 橋脚部バネの復元力図

残留変位についても同様であった。これらの理由としては、同定値と道路橋示方書を参考に算出した集約バネ定数と減衰係数の設定の違いからSRモデルの固有周期と増幅特性が異なったものとなり、入力地震動の特性によっては応答波形に大きく影響したものと考えられる。このことから、既設橋梁の耐震性評価をおこなう場合、道路橋示方書を参考に算出した集約バネ定数と減衰係数が同定値よりも必ずしも安全側の評価を与えない。そのため、逆解析により

集約バネ定数と減衰係数を精度良く同定した上で、動的解析を実行するとともに、道路橋示方書と比較して耐震性能を評価することが重要であることがわかった。

4. まとめ

本論では、当所でこれまでに観測された強震記録を利用し、事前情報と事後情報を用いた目的関数による逆解析で、地盤と基礎を結ぶ集約バネ定数と減衰係数を求めた。また、レベル2地震動によるSRモデルの動的解析を実施し、同定値および道路橋示方書を参考にして算出した集約バネ定数と減衰係数の違いが既設橋脚の応答に与える影響についての検討をおこなった。以下に、その結果を示す。

- 1) 事前情報と事後情報の重み係数 α は、C橋の減衰係数には大きく影響したものの、集約バネ定数にはほとんど影響しないことがわかった。また、 α は0.05程度の小さな値に設定すれば目的関数は最小化することがわかった。
- 2) A,B,C橋の平均伝達関数から同定した集約バネ定数および減衰係数は、道路橋示方書を参考にして算出した値とは大きく異なる結果が得られた。
- 3) レベル2地震動を用いた動的解析結果から、同定値と道路橋示方書を参考にして算出した集約バネ定数と減衰係数の違いは、応答加速度よりも応答変位の時刻歴波形に顕著に表われた。また、集約バネ定数と減衰係数を精度良くモデル化することは、既設橋梁の耐震性評価の上で非常に重要であることがわかった。

今後は解析ケースを増やすことにより、東京都で管理する既設橋梁の耐震性評価のための手法を確立していく予定である。

謝辞

今回SRモデルによる動的解析で用いた橋梁の詳細なデータは、東京都建設局の各建設事務所の方々に御協力を頂き、竣工図等の資料を借用させて頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 入門・建物と地盤との動的相互作用: 日本建築学会, 1996.4.
- 2) 橋の動的耐震設計: 土木学会, 2003.3.
- 3) 松島学, 松井邦人, 大滝晋: 実測データに基づく基礎地盤系構造物の振動特性の同定, 土木学会論文集, No. 465/I-23, pp.127-136, 1993.4.
- 4) 星谷勝, 丸山収, 小淵康義: 連成系振動問題に対するパラメータ同定の基礎検討, 第21回地震工学研究発表会, pp.397-400, 1991.7.
- 5) 原口圭, 神田順, 稲垣光剛: 常時微動測定による中低層建物を対象とした地盤・建物相互作用系の同定手法, 日本建築学会構造系論文集第564号, pp.31-37, 2003.2.
- 6) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編(平成14年3月): 日本道路協会

7)東京都の橋:東京都建設局,2004.3.

8)土木工学における逆問題入門:土木学会,2000.9.

9)柴田明德:最新耐震構造解析,森北出版,1999.3.

10)2001年版限界耐力の計算例とその解説:工学図書株式会

社, 2001.3.

11)佐藤忠信:地盤工学における逆解析手法,土と基礎,
pp.57-60,1995.4.

(2005年4月15日 受付)