

論文 地震時橋梁振動の3次元効果についての考察

中野友裕*1・田邊忠顕*2

要旨: 本研究は地震時の3次元動的解析を精度よく行うために、3等分法を提案し、実際の構造物に適用したものである。解析対象は、名古屋高速道路3号大高線P222およびその前後の橋脚で、同地点で観測された地震波をSHAKE¹⁾により地層各点での地震波形に変換した波形を入力した。その解析の結果、橋脚天端での加速度応答をある程度の精度をもって求められることが立証されたが、実測応答波形との比較から、連なる構造物においては伝達境界を設定する必要があることが示された。

キーワード: 3等分法, 橋梁全体システム, 3次元効果

1. はじめに

橋梁の地震時挙動を精度よく解析するためには地盤・橋脚・橋桁を全体システムとして考慮した上で、3次元応答解析を行う必要がある。しかしながら、それらを全て考慮に入れた場合には自由度が多すぎることから、実際には橋脚のみを取り出して応答を計算していることが多く、3次元効果の研究成果はあまり見られないのが現状である。そこで本研究では、地盤-橋脚-上部構造の3次元解析法として3等分法を提案する。そしてこれらに基づき地震応答解析を行い、実際に観測された地震波との比較を行った上で、3次元効果により作用力がどの程度となるかを推定した。

2. 3等分法による全体システムの解析

2.1 全体システム解析手法

図-1に示すような多スパンの橋梁を考える。まず、全スパンをほぼ等分となるよう3つにブロック割りし、中央の領域Bを解析対象として、地盤の応答および地盤ばねを算定し、構造物への入力・応答振動推定を行う。この際、左右の隣接するブロックからの影響は、領域Bに対する適切な境界条件におきかえて組み合わせれば、全体システム中の領域Bの応答を推定することができる(図-2)。

2.2 3等分法による全体システムの解析

まず、図-1に示すように、全スパンを大体等分な中央部の領域Bとその左右の境界領域A, Cとに3分割する。慣性項と地盤の連成も考慮した領域A, B, Cでの運動方程式は、

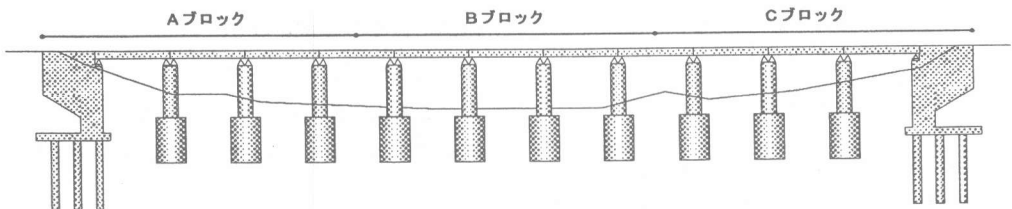


図-1 橋梁3等分モデル概念図

*1 名古屋大学大学院 工学研究科地圏環境工学専攻 (正会員)

*2 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻教授 工博(正会員)

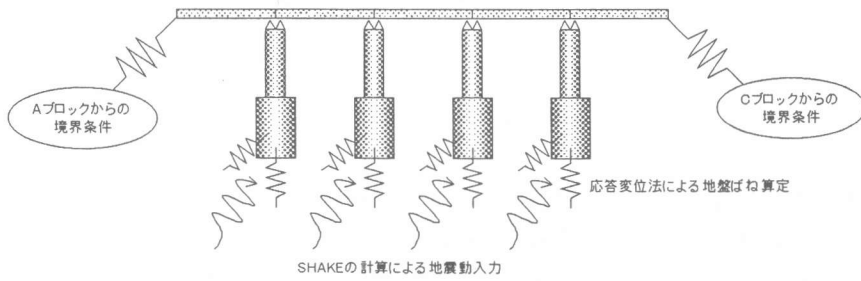


図-2 全体システム応答解析法

$$\begin{bmatrix} M_{AA} & M_{AB} & 0 \\ M_{BA} & M_{BB} & M_{BC} \\ 0 & M_{CB} & M_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_A \\ \ddot{X}_B \\ \ddot{X}_C \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{AA} & C_{AB} & 0 \\ C_{BA} & C_{BB} & C_{BC} \\ 0 & C_{CB} & C_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_A \\ \dot{X}_B \\ \dot{X}_C \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{AA} & K_{AB} & 0 \\ K_{BA} & K_{BB} & K_{BC} \\ 0 & K_{CB} & K_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_A \\ X_B \\ X_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_A \\ F_B \\ F_C \end{Bmatrix} \quad (1)$$

方針は、領域Bだけを解析して、領域Bに接続する両領域A, Cを適切に等価な境界条件に置き換えることである。このために、statical condensationを考え、式(1)より慣性項・減衰項を無視すると、

$$\begin{aligned} K_{AA}X_A + K_{AB}X_B &= 0 \\ K_{CB}X_B + K_{CC}X_C &= 0 \end{aligned} \quad (2)$$

となる。ここで $K_A^* = -K_{AA}^{-1}K_{AB}$ 、 $K_C^* = -K_{CC}^{-1}K_{CB}$ とおき、更に各領域での固有ベクトル Ω を用いて変位の精度を上げると、

$$\begin{aligned} X_A &= \Omega_A Z_A + K_A^* X_B \\ X_C &= \Omega_C Z_C + K_C^* X_B \end{aligned} \quad (3)$$

となる。質量マトリクスを Lumped Mass とし、式(3)を用いて式(1)を表すと、次式を得る。

$$\begin{bmatrix} M_{AA}\Omega_A & M_{AA}K_A^* & 0 \\ 0 & M_{BB} & 0 \\ 0 & M_{CC}K_C^* & M_{CC} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Z}_A \\ \ddot{X}_B \\ \ddot{Z}_C \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{AA}\Omega_A & C_{AA}K_A^* + C_{12} & 0 \\ C_{BA}\Omega_A & C_{BA}K_A^* + C_{BB} + C_{BC}K_C^* & C_{BC}\Omega_C \\ 0 & C_{CB} + C_{CC}K_C^* & C_{CC}\Omega_C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{Z}_A \\ \dot{X}_B \\ \dot{Z}_C \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{AA}\Omega_A & K_{AA}K_A^* + K_{AB} & 0 \\ K_{BA}\Omega_A & K_{BA}K_A^* + K_{BB} + K_{BC}K_C^* & K_{BC}\Omega_C \\ 0 & K_{CB} + K_{CC}K_C^* & K_{CC}\Omega_C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Z_A \\ X_B \\ Z_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_A \\ F_B \\ F_C \end{Bmatrix} \quad (4)$$

式(4)を連立させて Z_A, Z_C を解けばよいが、式(4)2行より、

$$\begin{aligned} M_{BB} \ddot{X}_B + C_{BA}\Omega_A \dot{Z}_A + (C_{BA}K_A^* + C_{BB} + C_{BC}K_C^*) \dot{X}_B \\ + C_{BC}\Omega_C \dot{Z}_C + K_{BA}\Omega_A Z_A \\ + (K_{BA}K_A^* + K_{BB} + K_{BC}K_C^*) X_B + K_{BC}\Omega_C Z_C = F_B \end{aligned} \quad (5)$$

となる。荷重項のうち、 F_B に比較して Z_A, Z_C の項が小さくなることから、これらの項を無視すると

$$\begin{aligned} M_{BB} \ddot{X}_B + (C_{BA}K_A^* + C_{BB} + C_{BC}K_C^*) \dot{X}_B \\ + (K_{BA}K_A^* + K_{BB} + K_{BC}K_C^*) X_B = F_B \end{aligned} \quad (6)$$

となる。 K_A^*, K_C^* は3等分割した結果、解析領域である領域Bの剛性マトリクスを利用することを考える。このようにすれば、領域Bのみの分割ならびに剛性マトリクスの誘導のみで全体系としての領域Bの挙動が求まる。

2.3 運動方程式

式(6)に基づき、領域Bについて、より具体的に運動方程式を導く。

構造物の質量マトリクスを M_S 、減衰マトリクスを C_S 、剛性マトリクスを K_{SS} で表し、変位を X で表すと、構造物の運動は式(6)より

$$M_S \ddot{X} + C_S \dot{X} + K_{SS} X = F_G \quad (7)$$

と記述できる。ここで M_S, C_S, K_{AA} はそれぞれ $M_{BB}, C_{BA}K_A^* + C_{BB} + C_{BC}K_C^*, K_{BA}K_A^* + K_{BB} + K_{BC}K_C^*$ に対応する。また、 F_G は構造物に作用する外力であり、この場合は地盤外力となる。そこで、

地盤の絶対変位を X_0 とすれば、式(7)は以下のよう表すことができる。

$$M_s \ddot{X} + C_s \dot{X} + K_{ss}X + K_{sg}X_0 = 0 \quad (8)$$

ここに、 $K_{sg} = -F_G / X_0$ で、地盤の剛性を表す。

一方、地盤の質量マトリクスを M_G 、減衰マトリクスを C_G 、剛性マトリクスを K_{GG} で表し、変位を X_0 で表すと、地盤の運動は式(6)より

$$M_G \ddot{X}_0 + C_G \dot{X}_0 + K_{GG}X_0 = F_G \quad (9)$$

と記述できる。ここで M_G, C_G, K_{GG} はそれぞれ $M_{BB}, C_{BA}K_A^* + C_{BB} + C_{BC}K_C^*, K_{BA}K_A^* + K_{BB} + K_{BC}K_C^*$ に対応する。また、 F_G は地盤に作用する外力であり、この場合は構造物によって与えられる力と地震力との和となる。そこで、地震力を f とすれば、式(9)は以下のように表すことができる。

$$M_G \ddot{X}_0 + C_G \dot{X}_0 + K_{GG}X_0 = f - K_{GS}X \quad (10)$$

ここに、 K_{GS} は構造物の剛性を表す。式(8)と式(10)をマトリクス表示すると、

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{X}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_s & 0 \\ 0 & C_G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{X} \\ \dot{X}_0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sg} \\ K_{gs} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X \\ X_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ f \end{bmatrix} \quad (11)$$

を得る。この式が領域Bにおける運動方程式であり、地盤変位による外力と構造物の応答の関係を表している。

2.4 全体系の3次元振動から橋脚1本への地震入力を求める方法

2.3 節で導いた運動方程式により求まる振動解により、橋梁の全体振動による橋脚1本への地震入力を求める。

注目する1本の橋脚の頂部における自由度を、

$$i_x, i_y, i_z, j_x, j_y, j_z, k_x, k_y, k_z, l_x, l_y, l_z,$$

$$m_x, m_y, m_z, n_x, n_y, n_z$$

とする(図-3)と、

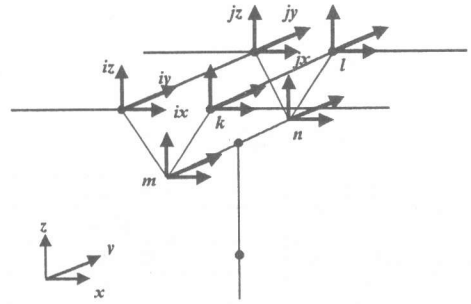


図-3 橋脚天端作用力自由度

$$\begin{bmatrix} k_{i_x i_x} & k_{i_x i_y} & k_{i_x i_z} & k_{i_x j_x} & \dots & \dots & \dots \\ k_{i_y i_x} & k_{i_y i_y} & k_{i_y i_z} & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{i_z i_x} & k_{i_z i_y} & k_{i_z i_z} & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{j_x i_x} & \dots & \dots & k_{j_x j_x} & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & k_{n_z n_z} & \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} i_x \\ i_y \\ i_z \\ j_x \\ \dots \\ \dots \\ n_z \end{Bmatrix} \quad (12)$$

の部分剛性マトリクスが得られるが、そのマトリクスを取り出し、

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} i_x \\ m_x \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{i_x} \\ F_{m_x} \end{Bmatrix} \quad (13)$$

と表せば、部材 im に作用している力は、

$$\begin{aligned} F_{i_x} &= k_{11}i_x + k_{12}m_x \\ F_{m_x} &= k_{21}i_x + k_{22}m_x \end{aligned} \quad (14)$$

として求まる。同様に部材 jn 、部材 km 、部材 ln について求めると、注目する1本の橋脚に作用している力をすべて計算できる。

3. 実構造物の解析

3.1 解析対象橋梁

本研究では、解析対象橋梁として、名古屋高速道路3号大高線の上部構造4スパンとそれを支持する橋脚3基(221~223P)を取り上げる。当該橋梁は、橋脚1基あたり杭基礎8本(場所打ち杭 $L=16.0m$)が配置され、下部構造はコンクリート橋脚(断面 $3.0m \times 3.0m$)に鋼板補強($t=12mm$)が施されている。上部構造は、単純合鋼板桁である。主要諸元と寸法を、表-1

と図-4に示す。

表-1 橋梁主要諸元

上部構造	幅員	8.57m + 8.57m
	橋長	35.0m + 35.0m
	橋種・形式	単純合成鋼板桁
	支承	すべり支承
	重量	814.0 t
下部構造	躯体	鉄筋コンクリート
	基礎	RC杭基礎 $\phi 1,500$ L=16.0m
	支持地盤	N値50以上
	補強鋼板	SS400 t = 12mm

3.2 構造物モデル

解析に用いる橋梁モデルは、図-5に示す59節点354自由度の力学モデルに置換した。この力学モデルは、次の仮定のもとに設定している。

- 上部構造の各径間及び各橋脚を一様な断面のほりに置換した。上部構造・橋脚はり及び脚部については、代表的な断面における剛性を有するはりとした。
- 杭基礎については、8本の杭を1本のほり要素として置換する。なお、道路示方書に基づき、群杭の考慮は行わない。
- 上部構造および橋脚の節点は、スパンまたは高さを等間隔に分割し、質量も節点に集

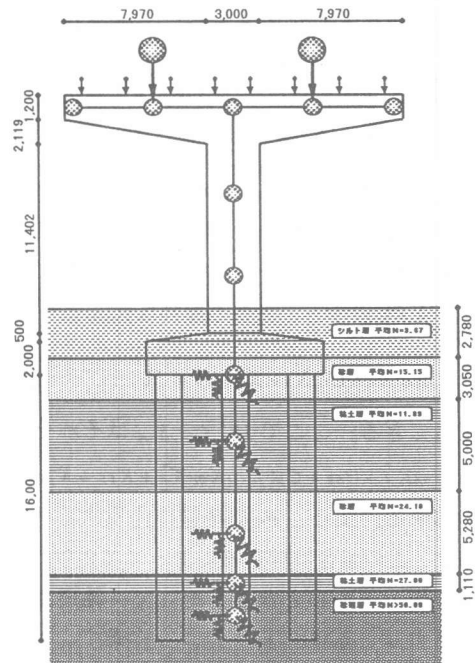


図-4 大高線 P222 概略図

中させる。杭基礎については、地層による影響を精度よく取り込むために、各地層の中央点に節点を配置した。

- 曲線桁($R=300m$, $\phi=6.68^\circ$)の考慮は、道路橋示方書Ⅲ²⁾に基づき直線橋として解析した。
- 解析領域の両端については、固定支承・可動支承を固定端に設置した。

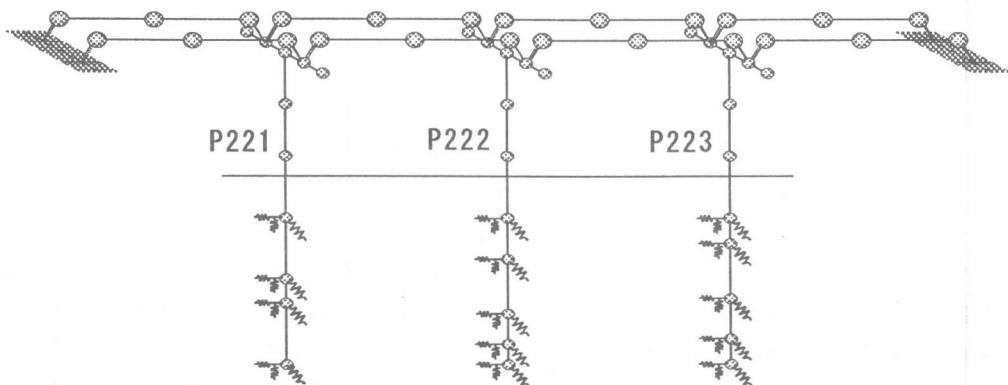


図-5 3次元解析モデル (○は質点、ばねマークは地盤ばねを表す)

なお、実際には e) において境界条件を考慮したばねを設置することになる。

3.3 入力地震動

今回の解析には、名古屋高速 3 号大高線 222P 付近において 1998 年 4 月 22 日 20 時 32 分に記録された地震波形を用いる(計測震度 2.4: 図-6)。この波形をもとに、地盤の地震応答解析プログラム「SHAKE」¹⁾を用いて、地下質点での地震動波形を 3 方向について求めた。また今回の地震規模では土の非線形性は小さいと思われるが、地震波作成に際しては、Seed, Idriss らによって示された物性曲線³⁾を用いることとした。

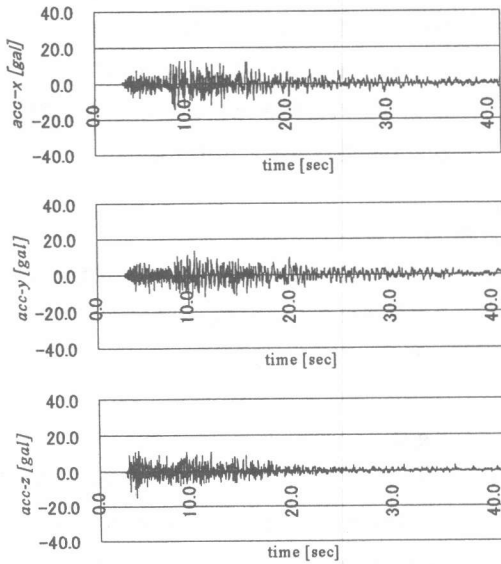


図-6 大高線 P222 地表加速度
上: x 成分・中: y 成分・下: z 成分
(以下同じ)

4. 解析結果および考察

4.1 解析波形と観測波形の比較

3.2 で述べた構造物モデルに基づき行った、橋脚天端における動的解析結果を図-7に、地震観測によって得られた橋脚天端応答値を図-8に示す。

まず、x 方向加速度を比較すると、解析の最大応答値が観測より 12% 少なめに見積もられて

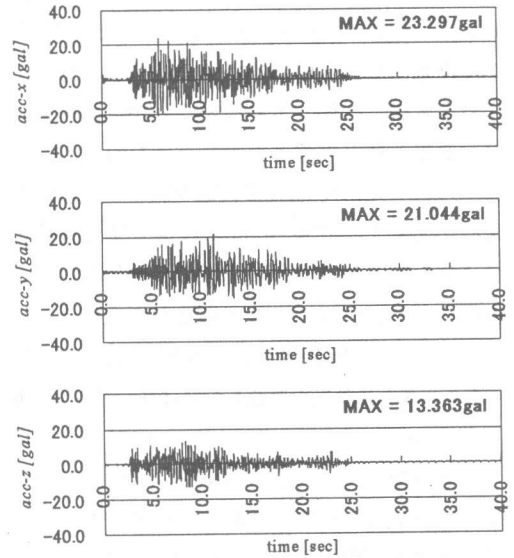


図-7 橋脚天端加速度応答(解析結果)

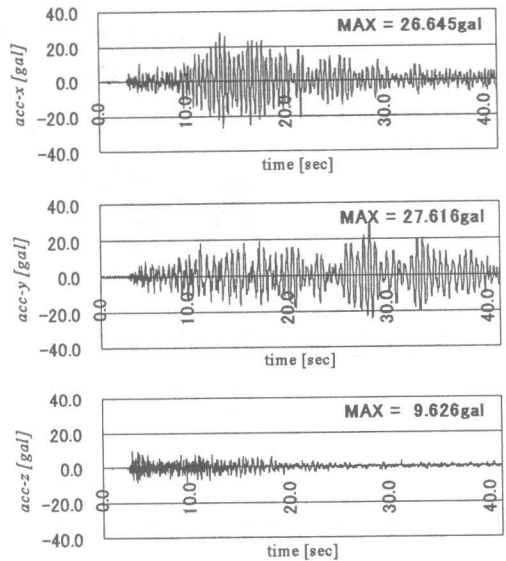


図-8 橋脚天端加速度応答(観測値)

いる。また波形についても、観測値の減衰に比べて解析の減衰は大きい。

次に、y 方向を比較すると、18 秒までは波形が観測とよい一致を与えている。しかし、観測波形では、28 秒および 32 秒で再び大きな振幅が起っている。

x, y 方向のこれらの違いから、モデル化を

再検討してみると、今回のモデル化は3.2に記したように、両端を固定している。本来ならば、この位置からの振動入力があるはずであり、それらを適切に評価していないことが、これらの違いを生じた原因であると考えられる。

一方、z方向は、加速度最大値で1.39倍の違いが生じた。文献4)によれば、完全支持の場所打ち杭の軸方向ばね係数の変動係数は1.5程度である。従って、この影響を考慮に入れることにより、適切な評価が得られると思われる。

4.2 3次元効果を考慮した曲げモーメントの算定

以上の結果をもとに、橋脚段落とし部(天端より8.44m)に作用する曲げモーメントを求める。3次元解析により、2.4で示した方法で、橋脚天端にかかる作用力が求まるが、その結果から段落とし部分には、天端水平力によるモーメントとは別に、天端鉛直力によるモーメントが発生する(図-9)。これらを考慮したモーメント計算結果を、図-10に示す。

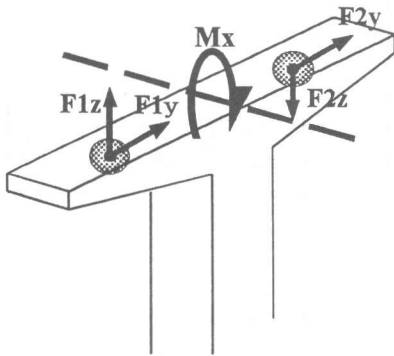


図-9 3次元効果によるモーメント

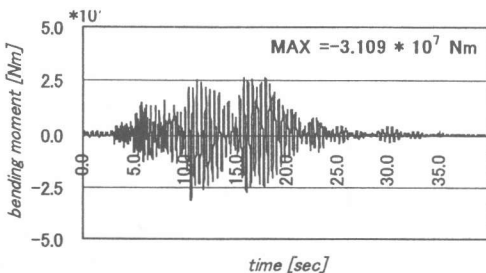


図-10 段落とし部分の作用モーメント

5. 結論

名古屋高速道路の3次元地震応答解析を行った結果、および観測データから、以下の知見を得た。

- 1) 3次元動的解析により、時刻歴での橋梁振動挙動をある程度再現できるが、時刻の経過と共に精度的な問題が出る。さらに精度を上げるためには伝達境界の評価が必要であると考えられる。
- 2) 上部構造が下部構造に与える影響を適切に評価するには3次元解析が必要であり、その結果から天端に作用するモーメントを求めることができる。
- 3) 全体系としての解析は、3等分法により評価が可能であると思われる。適切な境界条件が確立されれば、本手法による全体システムの解析は、振動現象を解明する上で有効な手段となりうる。

謝辞

本研究で用いた地震波形は、名古屋高速道路公社より提供されたものです。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) Schnabel, P. B., J. Lysmer and H. B. Seed: SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, report No. EERC 72-12, EERC University of California, Berkeley, 1972
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書Ⅲ・同解説, 日本道路協会, 1996
- 3) Seed, H. B., and Idriss, I. M.: Influence of Soil Conditions on Ground Motions during Earthquakes, Proc., ASCE, SM1, pp. 99-137, 1969
- 4) 大橋勝弘・矢作枢: 新体系土木工学 45 基礎工(1), 土木学会, pp. 111-123, 1980