

斜張橋の動的応答解析におよぼす地盤-基礎系の影響

Soil-Foundation Effects on Dynamic Response Analysis
of Cable-Stayed Structure

河野健二 (I) 山田善一 (II)

By kenji Kawano and Yoshikazu Yamada

The dynamic soil-structure interaction effects have an important role on the dynamic response analyses of the cable-stayed bridge structure. The emphasis is placed upon the investigation of the dynamic response characteristics due to a linear and non-linear soil-structure interaction. The substructure method, which deals with the soil-foundation system and superstructure separately and then combines them with use of continuity conditions at the interface, is effectively applicable to the dynamic soil-structure interaction system. Taking the reduction of the degrees-of-freedom due to the first few vibration modes of the superstructure, the substructure method is very available to the dynamic response analysis. Then, the dynamic response analysis is easily carried out with a complex modal analysis. It is shown that the dynamic soil-structure interaction has significant effects on the relative displacement and bending moment responses of the present structure.

1. まえかき

構造物の動的応答解析において地盤との動的相互作用が応答に大きな影響をおよぼす場合が考えられる。このような場合、構造物の応答におよぼす動的相互作用の影響を明確にしておくことは重要なことであると思われる。これまで地盤と構造物の動的相互作用を導入した動的応答解析に関して多くの研究がなされている。^{1),2),3)}このような地盤と構造物の動的相互作用を考慮した解析法として弾性波動論がある。⁴⁾また現在最も利用されているのが有限要素法であり、地盤と構造物を一体としてモデル化し全体系を同時に解析する方法である。この方法では、構造物と地盤との間のエネルギー伝達を含んだ解析が可能であるが、一般に計算量が膨大になる。

一方、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した全体系の動的応答解析としては、サブストラクチャ法が考えられる。^{5),6)}この方法は地盤-基礎系と上部構造物系の解析を別々に行ない、その後、上部構造物と下部構造物の接合部における釣り合いと連続の条件を考慮して全体系を表わすため各部分の振動特性の把握が容易になる。さらに上部構造物の動的解析において、応答に多くの影響をおよぼす振動モードのみを用いると計算量の大幅な縮小が期待される。さらに、強震時には周辺地盤は非線形特性を有することが考えられる。このような場合、地盤剛性の減少に伴って地盤の動的特性は大きく変化する。その結果、構造物の動的応答特性は大きな影響を受けるものと考えられ、動的相互作用を考慮した構造物の動的応答解析では、地盤の非線形特性が応答におよぼす影響に関しても検討を加えておくことが必要であると思われる。

本研究はサブストラクチャ法を用いて動的相互作用を考慮した斜張橋の運動方程式を導いた後、ホワイトノイズ入力に対する二乗平均応答 (rms 応答) を複素固有値解析を適用して求めたものである。そして地盤-基礎系による動的相互作用特性が斜張橋の動的応答解析におよぼす影響について検討を加えたものである。特に、斜張橋の動的応答におよぼす動的相互作用の影響を明確にするため、地盤が線形時の応答に加え地盤の非線形性が構造物の応答におよぼす影響について等価線形化法を用いて検討を行なっている。

(I) 鹿児島大学助教授 工学部海洋土木開発工学科 (〒890 鹿児島市郡元1-21-40)

(II) 京都大学教授 工学部土木工学科 (〒606 京都市左京区吉田本町)

2. 構造物-地盤系の動的応答解析法

(1) 全体系の運動方程式

動的相互作用を受ける地盤-基礎-構造物系の動的応答解析法としては、サブストラクチャ法が有用である。この方法によると、それぞれの構造部分の動的特性を簡明な形で表現できるばかりでなく各部分系の解析において静的縮合や固有モード解析を併用することにより自由度の大幅な縮小を計ることができる。Fig.1に示すような斜張橋の動的応答解析をサブストラクチャ法を用いて行なう場合、地盤と基礎からなる下部構造系と上部構造系に分離する。下部構造系における地盤は半無限の波動伝播媒体としての役割を有しており、本解析ではケーソン基礎に対するインピーダンス関数を用いてその動的特性を表わすことにする。^{7),9)}

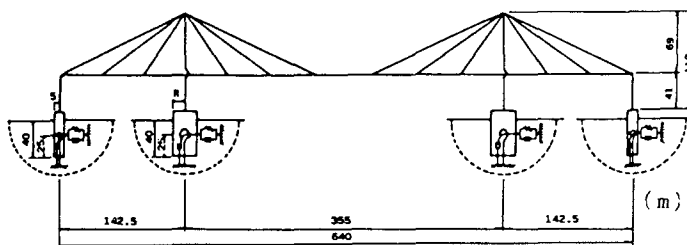


Fig.1 Analytical Model of Cable-Stayed Bridge Structure

一方、上部構造物は梁要素から構成されるものとして扱うと、各要素はそれぞれの節点で6自由度を有するが、Fig.1に示すような構造物では橋軸方向を含む面内振動とそれに直角方向の面外振動に分離されるため各節点で3自由度を有する構造物として解析することができるので、27要素を用いて上部構造系を表わしている。また、ケーブルは伸び剛性のみを有する部材として扱い、ねじりとしては St.Venant のねじりのみを考慮して剛性マトリックス表わしている。一般に質量マトリックスは集中質量系として表わすほうが簡明であるが、本解析では動的相互作用への影響を考慮して整合質量系を用いている。一方、上部構造系の減衰マトリックスの表わし方は種々の方法が考えられるが、本解析では各次振動の減衰定数が一定となるような比例形の減衰マトリックスを用いている。したがて、上部構造物系の運動方程式は

$$[M_{aa}]\{\ddot{x}_a\} + [C_{aa}]\{\dot{x}_a\} + [K_{aa}]\{x_a\} = -([M_{aa}][L] + [M_{ab}])\{\ddot{x}_b\} \quad (1)$$

と表わされる。ただし、添字 a, b はそれぞれの自由節点、拘束節点を表わしており [L] は

$$[L] = -[K_{aa}]^{-1}[K_{ab}] \quad (2)$$

となる。

各橋脚基礎がFig.1に示すように上層地盤中に根入れされたケーソン基礎である場合、地震時に地盤からケーソン基礎に作用する反力を表わすインピーダンス関数を用いて地盤-基礎系のモデル化を行なう。このような場合、上部構造物からケーソン基礎の頂部に作用する反力を $\{R_s\}$ と表わすとケーソン基礎に対する運動方程式は

$$[M_p]\{\ddot{x}_p\} + [C_p]\{\dot{x}_p\} + [K_p]\{x_p\} = [G]^T\{R_s\} \quad (3)$$

となる。ここで $[M_p]$, $[C_p]$, $[K_p]$ はインピーダンス関数から得られたケーソン基礎の質量、減衰および剛性マトリックスを表わす。また $[G]$ ケーソン頂部の重心に対する相対変位を表わしている。

ところで各ケーソン頂部に作用する上部構造物からの反力 $\{F_b\}$ は

$$\begin{aligned} \{F_b\} = & ([M_{bb}] + [L]^T[M_{ab}] + [M_{ba}][L] + [L]^T[M_{aa}][L])\{\ddot{x}_b\} \\ & + ([M_{ba}] + [L]^T[M_{aa}])\{\ddot{x}_a\} + ([K_{bb}] + [K_{ba}][L])\{x_b\} \end{aligned} \quad (4)$$

と表わされる。したがって各ケーソン頂部における反力の釣り合い条件および各ケーソン頂部における変位はそれぞれのケーソンの重心に関する変位を用いると、

$$\{F_b\} + \{R_s\} = \{0\}, \quad \{x_b\} = [G](\{x_p\} + \{x_g\}) \quad (5)$$

と表わされる。 $\{x_g\}$ は各ケーソン基礎における地盤からの入力を表わしている。したがって式(1)から式(5)を用いると上部構造物と地盤を含む下部構造系の動的相互作用を考慮した全体系の運動方程式は

$$\begin{bmatrix} [M_{aa}] & [\tilde{M}_{ap}] \\ [\tilde{M}_{ap}]^T & [\tilde{M}_p] \end{bmatrix} \{\ddot{y}\} + \begin{bmatrix} [C_{aa}] & [0] \\ [0] & [\tilde{C}_p] \end{bmatrix} \{\dot{y}\} + \begin{bmatrix} [K_{aa}] & [0] \\ [0] & [\tilde{K}_p] \end{bmatrix} \{y\} = - \begin{bmatrix} [\tilde{M}_{ap}] \\ [\tilde{M}_p] \end{bmatrix} \{\ddot{x}_g\} \quad (6)$$

と表わされる。ただし

$$\begin{aligned} [\tilde{M}_p] &= [M_p] + [G]^T([M_{bb}] + [L]^T[M_{ab}] + [M_{ba}][L] + [L]^T[M_{aa}][L])[G] \\ [\tilde{K}_p] &= [K_p] + [G]^T([K_{bb}] + [K_{ba}][L])[G] \\ [\tilde{M}_{ap}] &= ([M_{ab}] + [M_{aa}][L])[G] \\ \{y\} &= \langle \{x_a\} \{x_b\} \rangle \end{aligned} \quad (7)$$

(2) 複素モード解析

下部構造系を固定した場合を考えると上部構造系に対する式(1)の運動方程式は、非減衰時のモーダルマトリックスを用いて自由度の大幅な縮小を計ることができる。すなわち、この振動モードの中で主に応答を支配している振動モード $[\Phi]$ のみを用いて自由度の縮小を行なう。いま式(6)で表わされた全体系の運動方程式にかんしては、 $[\Phi]$ および $[\tilde{M}_p]$ の対角項のみから求められる変換マトリックス $[\tilde{\Phi}]$ を用いると自由度が縮小されて、

$$[M_s]\{\ddot{s}\} + [C_s]\{\dot{s}\} + [K_s]\{s\} = [F_s]\{\ddot{x}_g\} \quad (8)$$

と表わされる。ただし

$$\begin{aligned} [M_s] &= \begin{bmatrix} [I] & [M_1] \\ [M_1]^T & [M_2] \end{bmatrix}, \quad [C_s] = \begin{bmatrix} [-2\beta_j \omega_j] & [0] \\ [0] & [c_2] \end{bmatrix}, \quad [K_s] = \begin{bmatrix} [-\omega_j^2] & [0] \\ [0] & [k_2] \end{bmatrix} \\ [F_s] &= - \begin{bmatrix} [F_1] \\ [F_2] \end{bmatrix}, \quad \{y\} = \begin{bmatrix} [\Phi] & [0] \\ [0] & [\tilde{m}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{q\} \\ \{p\} \end{Bmatrix} = [\tilde{\Phi}]\{s\} \\ [M_1] &= [\Phi]^T [M_{ap}] [\tilde{m}], \quad [M_2] = [\tilde{m}]^T [\tilde{M}_p] [\tilde{m}], \quad [c_2] = [\tilde{m}]^T [c_p] [\tilde{m}] \\ [K_2] &= [\tilde{m}]^T [K_p] [\tilde{m}], \quad [F_1] = [\Phi]^T [\tilde{M}_{ap}], \quad [F_2] = [\tilde{m}]^T [\tilde{M}_{ap}] \end{aligned} \quad (9)$$

ここに $[\tilde{m}]$ は $[\tilde{M}_p]$ の対角項からなるマトリックスを $[\tilde{M}_{pd}]$ とすると $[\tilde{M}_{pd}]^{-1/2}$ で表わされる対角マトリックスである。また $[I]$ は単位マトリックスであり、 β_j 、 ω_j はそれぞれ上部構造物の j 次の減衰定数および固有振動数をあらわしている。これより地盤-基礎-上部構造物系の運動方程式の自由度は式(8)への変換によって大幅に縮小される。

このため動的相互作用を受ける構造物の動的応答解析は能率的に行なうことができる。

ところで、上部構造系の動的応答を支配する振動モードを用いて自由度の縮小から得られる全体系の運動方程式(8)は一般に非比例減衰形となる。このためモード解析を用いて動的応答解析を行なう場合、非減衰時の固有値解析は一般に適用できない。このような場合、式(8)の解析に関しては、これを一階の微分方程式に変換すると複素固有値解析が適用できる。すなわち、

$$\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{D}]\{\mathbf{u}\} = [\mathbf{Q}]\{\ddot{\mathbf{x}}_g\} \quad (10)$$

と表わされる。ただし、

$$[\mathbf{D}] = \begin{bmatrix} [\mathbf{M}_s]^{-1}[\mathbf{C}_s] & [\mathbf{M}_s]^{-1}[\mathbf{K}_s] \\ -[\mathbf{I}] & [\mathbf{O}] \end{bmatrix} \quad [\mathbf{Q}] = \begin{bmatrix} [\mathbf{M}_s]^{-1}[\mathbf{F}_s] \\ [\mathbf{O}] \end{bmatrix} \quad \{\mathbf{u}\} = \begin{Bmatrix} \{\dot{\mathbf{s}}\} \\ \{\mathbf{s}\} \end{Bmatrix} \quad (11)$$

ここで、式(10)の自由度は式(8)から分かるように大幅に縮小されているため複素固有値解析を容易に行なうことができる。その結果得られた複素固有値 λ_j および複素モードマトリックス $[\Psi]$ を用いると式(10)は変換されて

$$\{\dot{\mathbf{r}}\} + [\Lambda_j]\{\mathbf{r}\} = [\mathbf{W}]\{\ddot{\mathbf{x}}_g\} \quad (12)$$

と表わされる。ただし、

$$\begin{aligned} [\Psi]^{-1}[\mathbf{D}][\Psi] &= [\Lambda_j] \\ [\Psi]^{-1}[\mathbf{Q}] &= [\mathbf{W}] \quad \{\mathbf{u}\} = [\Psi]\{\mathbf{r}\} \end{aligned} \quad (13)$$

いま基礎からの入力 $\{\ddot{\mathbf{x}}_g\}$ が平均値 0 でその強度が $\sqrt{S_0}$ のホワイトノイズである場合を考える。式(12)は各次振動についてそれぞれ独立な一階の微分方程式であり、初期値が $t=0$ のとき $\{\mathbf{O}\}$ であるとするとその解が得られる。即ち、式(12)の両辺に右方から $\{\mathbf{r}\}$ を乗じ期待値を求める。また式(12)の両辺の各項を転置した後、左方から $\{\mathbf{r}\}^T$ を乗じ期待値を求めそれぞれ加えると、ホワイトノイズ入力に対して

$$\frac{d}{dt}[\mathbf{R}_{rr}] + [\Lambda_j][\mathbf{R}_{rr}] + [\mathbf{R}_{rr}][\Lambda_j] = [\mathbf{H}] \quad (14)$$

ただし

$$[\mathbf{R}_{rr}] = E[\{\mathbf{r}\}\{\mathbf{r}\}^T] \quad (15)$$

$$[\mathbf{H}] = 2\pi S_0 [\Psi]^{-1}[\mathbf{W}][\mathbf{W}]^T([\Psi]^{-1})^T$$

と表わされる。定常振動の場合、式(12)の第一項は省略されて $[\mathbf{R}_{rr}]$ に関する共分散応答を求めることができる。この結果から $\{\mathbf{u}\}$ に関する共分散応答 $[\mathbf{R}_{uu}]$ は複素モードマトリックス $[\Psi]$ をもちいて求められる。すなわち

$$[\mathbf{R}_{uu}] = [\Psi][\mathbf{R}_{rr}][\Psi]^T \quad (16)$$

さらに、構造物の各部分に関する共分散応答 $[\mathbf{R}_{xx}]$ は式(9)で表わした変換マトリックス $[\Phi]$ をもちいて求められ

$$[\mathbf{R}_{xx}] = [\Phi][\mathbf{R}_{uu}][\Phi]^T \quad (17)$$

となる。ところで、動的外力として地震力を考えると、そのパワースペクトルは概ね振動数 $3\pi \sim 5\pi$ (rad/s) でピークを有しており振動特性を表わしたものとなっている。このような

地盤の特性を取り入れたフィルタードホワイトノイズは振動数 ω_g 減衰定数 β_g を有する 1 自由度系の運動方程式であらわすことができる。したがって、構造物が動的な外力としてフィルタードホワイトノイズを受ける場合は、これを表わす、1 自由度系の運動方程式と、式 (8) の全体系の運動方程式を連立して解析することになる。

3. 動的応答解析法

(1) 動的応答におよぼす地盤－基礎系の影響

動的相互作用を受ける斜張橋の運動方程式は、式 (8) で示されるように自由度の縮小を行なった後、複素固有値解析を用いて解くことができる。Fig.1 に示すような斜張橋の動的応答は主に低次振動に支配されるので、本解析では式 (1) で示された上部構造物系の自由度の縮小に関して、固有振動数 30rad/s に相当する 10 次振動までをもちいる。応答に最も大きな影響を及ぼすのは 1 次、2 次、および 3 次の振動モードであり、その中で逆対称となる 2 次モードが上部構造物系の応答に及ぼす影響が大きい。また各ケーソン基礎は、上層と下層の地盤に支持されており波動インピーダンス比 $\alpha = \rho_2 V_{s2} / \rho_1 V_{s1}$ (ここに V_{s2} と V_{s1} はそれぞれ上層と下層地盤のせん断速度を表わす) の変化により動的相互作用を受ける上部構造物系の応答は異なることが考えられる。

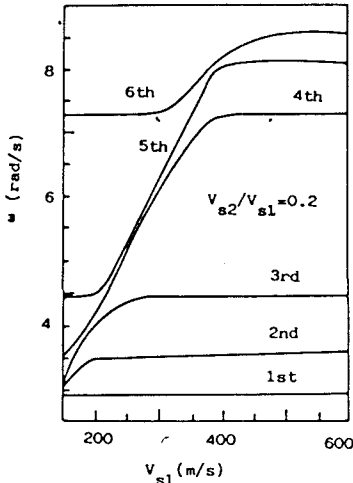


Fig.2 Natural Frequencies vs V_{s1}

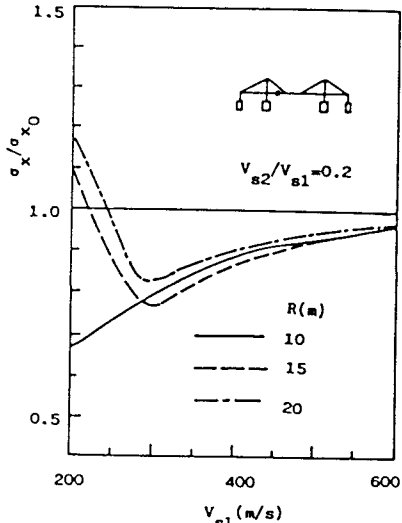


Fig.3 Displacement Responses of Girder vs V_{s1}

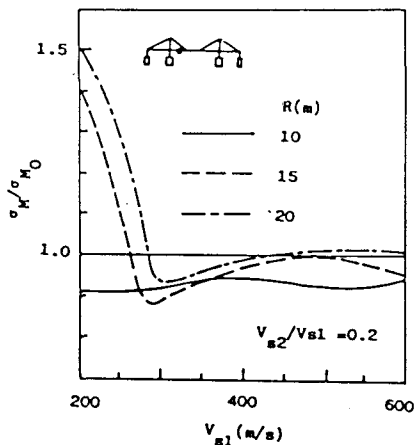


Fig.4 Bending Moment Responses of Girder vs V_{s1}

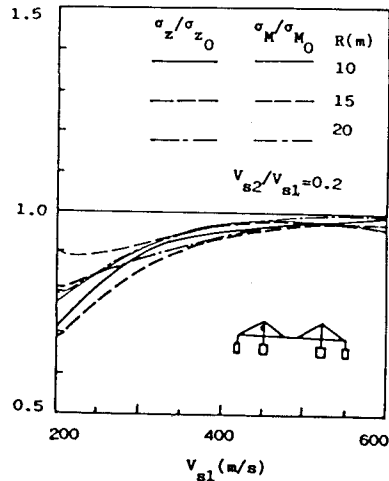


Fig.5 Displacement and Bending Moment Responses of Tower vs V_{s1}

Fig.2 は

$\alpha = 0.2$ で、主塔の等価半径が 15 m で根入れ深さが 40 m の場合における下層地盤のせん断波速度 V_{s1} に対する固有振動数の値を示したものである。 V_{s1} が 200 m/s および 400 m/s 付近で固有振動数が接近しており、振動モード間の連成が考えられる。 V_{s1} が 200 m/s を越える場合、2 次モード以上で動的相互作用の影響が表われており、 V_{s1} が増加するに従って基礎を固定した場合の値に近い。吊橋の搭-基礎系のように基礎の並進と回転の 2 自由度と上部構造物系の振動モード間の連成に見られるような場合と異なり基礎が多くなると、地盤-基礎系の固有振動数と上部構造物の低次の固有振動数がそれぞれ連成を示すことがわかる。そこで、このような固有振動数の変化として表わされる動的相互作用特性が、構造物の応答におよぼす影響について検討を加える。

Fig. 3 は線形地盤に根入れされた主塔部の基礎の大きさが変化するとき、下層地盤のせん断波速度 V_{s1} に対してホワイトノイズを入力したときの主桁の鉛直方向変位の r m s 応答を示したものである。 σ_{x0} は基礎が固定された上部構造物だけの応答であり、 σ_x は主塔基礎のそれぞれの等価半径に対する応答を示している。基礎の大きさによって動的相互作用の影響が異なっていることがわかる。特に地盤が軟弱な場合、応答を支配する低次のモードの連成によって、動的相互作用時の応答は基礎固定時の応答より増加する場合がある。基礎の下方地盤の剛性が増加し V_{s1} が 250 m/s を越えると、動的相互作用時の応答は基礎固定時の応答より減少することが分かる。そして V_{s1} がさらに大きくなると動的相互作用時の応答は、基礎固定時の場合に近いていることがわかる。これは V_{s1} によってモード間の連成が応答におよぼす影響が異なるためであると考えられる。このように基礎系の剛性によって構造物の応答が異なるため、全体系解析によって動的相互作用の影響を把握する必要があると考えられる。

Fig. 4 は $\alpha = 0.2$ のとき、下層地盤のせん断波速度 V_{s1} に対する主桁の曲げモーメントの r m s 応答を示したものである。 σ_{M0} は基礎を固定した場合の応答であり σ_M は主塔基礎のそれぞれの等価半径に対する応答を示している。低次のモード間の連成により V_{s1} が小さいとき、基礎の半径が 15 m と 20 m の場合の応答は、基礎固定時の応答より大きな値を示しており、動的相互作用の影響が卓越したものとなっている。 V_{s1} が 250 m/s を越えると曲げモーメント応答は基礎固定時の場合に接近しており動的相互作用の影響は減少していることが分かる。これは Fig. 2 に示した固有振動数の変化からも分かるように V_{s1} が大きくなったとき、4 次以上の振動モードの連成によって曲げモーメント応答が影響を受けることによるものであると考えられる。このため V_{s1} が 400 m/s を越えると動的相互作用ときの応答は基礎固定時の場合より若干大きい応答を示している。また、これらの結果において、 $R = 10$ m の場合、振動モード間の連成が 200 m/s より若干小さな V_s で生じるため、応答の特性は V の小さな方へ移動する傾向が見られる。この場合、 R の大きさによって応答が異なり、特に動的相互作用の影響は振動モード間の連成が見られるところで大きくなることが分かる。

Fig. 5 は $\alpha = 0.2$ のとき、主塔部の水平変位応答 σ_z/σ_{z0} と曲げモーメント応答 σ_M/σ_{M0} を V_{s1} の変化に対して示したものである。 V_{s1} が小さく地盤が軟弱な場合は動的相互作用の影響が大きく基礎固定時の応答に比べて基礎の半径が 20 m のとき、変位応答で約 15 %、曲げモーメント応答で約 10 % の減少を示している。また基礎の半径が異なるとき、 V_{s1} が増加すると、その影響は小さくなることが分かる。 V_{s1} が約 200 m/s となる場合を除けば、主塔部の変位および曲げモーメント応答におよぼす動的相互作用の影響は、全体において類似した傾向を示している。4 次以上の振動モード間の連成が曲げモーメント応答におよぼす影響は、主塔部に関して小さく、 V_{s1} が約 500 m/s のとき若干応答の増加が見られる。

Fig. 6 は $\alpha = 0.2$ のとき主塔部橋脚の下部における曲げモーメント応答を示したものである。 V_{s1} の変化に対する応答 σ_M は、全体に基礎固定時の応答 σ_{M0} に比べて小さく、動的相互作用の影響によって応答は減少する傾向を示している。 V_{s1} が約 200 m/s と小さい場合は基礎の大きさによって動的相互作用の影響は異なるが、 V_{s1} が増加し約 300 m/s を越えると、その影響はほとんど類似したものとなる。基礎の大きさが異なると、上部構造物に対する

下部構造物の質量比が変化するため動的相互作用にも影響をおよぼすと考えられるが、主搭橋脚下部における曲げモーメント応答に関して全体に約10%の応答の減少を示している。また V_{s1} が大きくなると、動的相互作用の影響が減少し、その応答は基礎固定時の応答に接近する。このように斜張橋の応答におよぼす動的相互作用の影響は主搭基礎の大きさばかりでなく地盤によって異なる。特に振動モード間の連成が生じるとき、動的相互作用が応答におよぼす影響が大きくこのような場合には変位応答や曲げモーメント応答が基礎を固定した上部構造物だけの場合の応答を越えることもある。しかしながら、振動モード間の連成が生じないような場合、動的相互作用を受ける上部構造物の応答は基礎固定時の応答より小さい。そしてその減少の割合は基礎の大きさや地盤条件によって全体に約5～10%程度の大きさとなる。

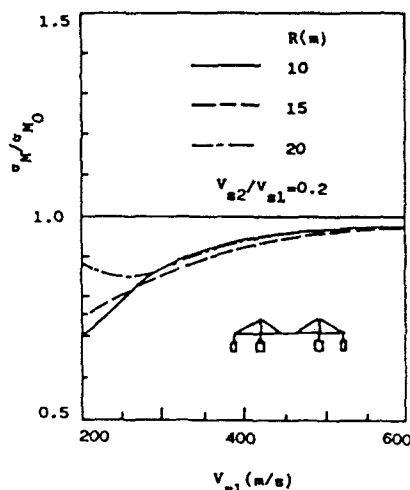


Fig. 6 Bending Moment Response of Pier vs V_{s1}

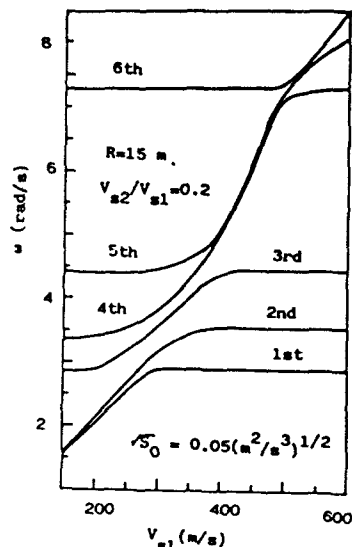


Fig. 7 Natural Frequencies for Nonlinear Soil Foundation

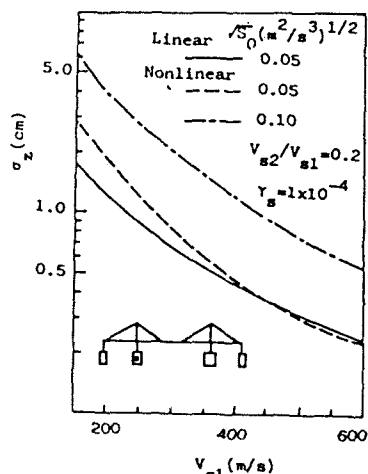


Fig. 8 Displacement Responses of Foundation vs V_{s1}

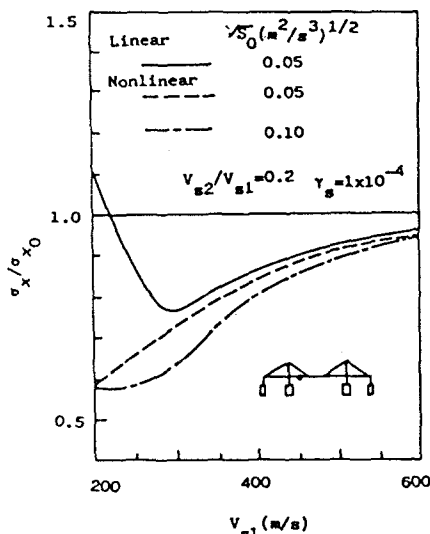


Fig. 9 Displacement Responses of Girder vs V_{s1}

(2) 動的応答解析におよぼす非線形地盤の影響

地盤が強い地震動を受けるような場合、一般に地盤は非線形特性を示すため上部構造物の応答解析においては、その影響について検討を加える必要がある。地盤の非線形特性は複雑であり、その解析モデル化には検討すべき点が残されているが、本解析では最も簡単なバイリニ

や型の復元力特性を用いて地盤のモデル化を行なうことにする。Fig.1 に示した解析モデルでは地盤の動的な反力をインピーダンス関数から得られたバネ、ダッシュポット系で表わしている。このため地盤の非線形特性はこの動的なバネを用いて表わされるので、動的相互作用を導入した全体系の運動方程式 (8) においては地盤-基礎系に関する項のみが非線形性を有し

$[K_s]$ は $\{s\}$ の関数になる。したがってホワイトノイズを入力する場合、複素モード解析を用いて式 (12) および (14) より各強度レベルにおける r m s 応答が繰り返し計算によって求められる。式 (12) から分かるように上部構造物が線形であり、地盤のみが非線形特性を有する場合、上部構造物に関して自由度の縮小を行なっているため、この繰り返し計算は比較的容易に行なうことができる。本解析モデルのように地盤-基礎系の動的特性をインピーダンス関数で表わし、サブストラクチャ法を用いて動的相互作用系を解析する方法は地盤が非線形となる場合も含めて非常に有用な方法であると考えられる。したがって、地盤のインピーダンス関数を用いて表わした非線形地盤の動的特性の評価の妥当性については、有限要素法モデル等により検討を加える必要がある。しかしながら地盤振動が主にその卓越振動数に支配されることを考えると、このようなインピーダンス関数による振動モデルに非線形性を導入することは全体系の動的相互作用特性を把握する上で必要であると思われる。

ところで本解析では、地盤の非線形特性を降伏せん断ひずみ γ_y に基いて得られる降伏変位 $y = \gamma_y R$ と、基礎の回転に対しては降伏ひずみの 1.5 倍をその降伏値として用いている。また地盤バネの第 1 剛性と第 2 剛性の比 α_0 はいずれの場合も 0.1 として解析を行なっている。

Fig.7 は上層地盤と下層地盤に関する波動インピーダンス比が 0.2、基礎の半径 15 m、地盤の降伏せん断ひずみが 1×10^{-4} 、入力強度 $\sqrt{S_0}$ が $0.05(m^2/s^3)^{1/2}$ のときの V_{s1} の変化に対する固有振動数の変化を示したものである。地盤が非線形化すると、固有振動数が接近し振動モード間の連成が生じる地盤の剛性が変化しており Fig.2 に示した線形地盤の場合とは異なった固有振動数を示している。特に地盤が非線形の場合、地盤剛性の低下にともなって基礎固定時の振動モードとの連成が V_{s1} の大きい値で生じる傾向を示すことが分かる。

Fig.8 は $\alpha = 0.2$ で主搭部基礎の半径が 15 m の場合の V_{s1} の変化に対する基礎重心部での水平変位を示したものである。入力強度 $\sqrt{S_0}$ が大きくなると、地盤が非線形の時基礎の水平変位は増加するが、 V_{s1} の増加にともなって、その値は減少する傾向を示している。入力強度 $\sqrt{S_0}$ が $0.05(m^2/s^3)^{1/2}$ において V_{s1} が小さいとき、地盤が非線形時の変位応答は線形時に比べて大きな応答を示すが V_{s1} が約 400 m/s を越えると線形時の応答が若干大きくなっている。したがって、入力強度が小さいとき地盤の非線形化が応答におよぼす影響は V_{s1} が約 400 m/s 以下で大きくなっていることが考えられる。

Fig.9 は $\alpha = 0.2$ で主搭基礎の半径が 15 m の場合の主桁断面の変位応答を示したものである。 σ_{x0} は橋脚基礎を固定した場合の相対変位に関する r m s 応答であるが、地盤が非線形時の相対変位に関する応答は全体に基礎固定時の応答より小さく、また線形の応答よりも小さくなっている。これは地盤が非線形化し地盤の剛性が低下すると、地盤の変形が大きくなり、それにともなう履歴減衰の影響によって主桁断面の応答が減少しているものと思われる。また、入力強度の増加にともない、地盤の非線形による影響は大きくなるが、 V_{s1} によって異なっていることが分かる。Fig.10 は同様に $\alpha = 0.2$ で主搭基礎の半径が 15 m の場合の主桁断面の曲げモーメント応答を示したものである。地盤が線形時の応答は橋脚基礎を固定した場合の応答 σ_{MO} に比べて V_{s1} によって大きくなる場合があるが、地盤が非線形の場合、相対変位による曲げモーメント応答は線形時より小さな応答を示している。 V_{s1} の増加にともなって、地盤の非線形化が応答におよぼす影響は小さくなるが、地盤が線形の時見られたような振動モード間の連成による応答の増加は表われていない。

Fig.11 は主搭橋脚基礎の半径が 15 m で V_{s1} を 300 m/s として上層地盤の V_{s2} が変化する場合の、主搭橋脚基礎における曲げモーメント応答を示したものである。 V_{s2}/V_{s1} の比が小さい場合、地盤が非線形時の応答は線形時に比べて小さく、入力強度が増すと、その相違

が大きくなることが分かる。しかしながら、 V_{s2} が V_{s1} に接近し地盤の剛性が高くなると地盤が非線形時の応答は小さく、地盤が線形時の応答に近くことが分かる。

Fig.12 は $\alpha=0.2$ で主搭橋脚基礎の半径が 15 m のとき、 $V_{s1} = 300$ m/s に対する主搭橋脚下部における曲げモーメント応答を示したものである。地盤の降伏ひずみの大きさによって、非線形地盤に対する応答は異なっており、入力強度の増加とともにその影響は大きくなることが分かる。地盤が非線形化した場合の応答は全体に地盤が線形時の応答より小さい。また地盤の降伏ひずみが小さい場合、入力強度 $\sqrt{S_0}$ の増加とともに線形時の応答に比べて小さくなるが、 $\sqrt{S_0}$ が約 $0.2(\text{m}^2/\text{s}^3)^{1/2}$ を越えると、逆にその相違

が小さくなる傾向が見られる。またFig.13 は Fig.12 同じ条件での主搭基礎の変位応答を示したものである。地盤の各々の降伏ひずみに対する応答はいずれの場合も、入力強度が増加すると、線形地盤に対する応答より大きな値を示している。このように地盤だけの非線形特性を考えた場合、各々の入力強度で地盤の剛性劣化が生じ、その結果、基礎での変位応答の増加が見られる。そして基礎で地盤の非線形特性の影響が吸収され上部構造物系では応答の減少という形で表われるものと考えられる。このように地盤が非線形化した場合の応答は地盤の降伏ひずみの大きさや入力強度によって大きな影響をうけている。このため動的相互作用を受ける構造物の動的応答解析においては、地盤の非線形化にともなう上部構造物系と基礎-地盤系の固有振動数の比が応答に及ぼす影響を明確にしておくことは、その応答特性を把握する上で重要であると考えられる。

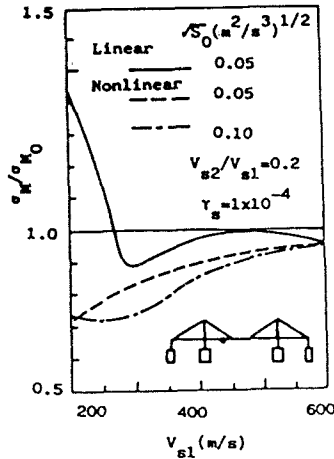


Fig.10 Bending Moment Responses of Girder vs V_{s1}

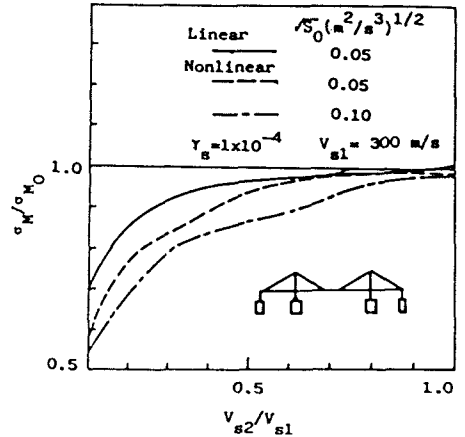


Fig.11 Bending Moment Responses of Pier vs V_{s2}/V_{s1}

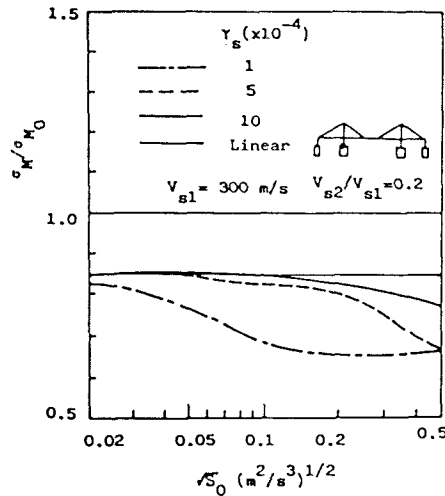


Fig.12 Bending Moment Responses of Pier vs S_0

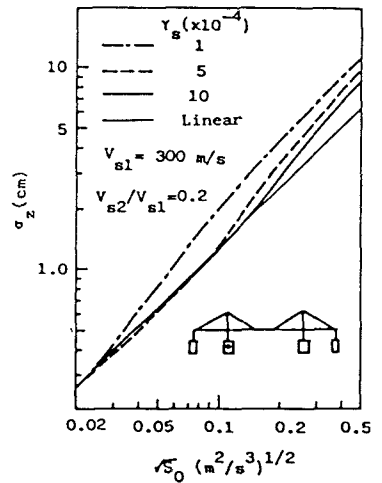


Fig.13 Displacement Responses of Foundation vs S_0

4. あとがき

本研究で得られた結果を要約すると次のようになる。

1. 動的相互作用を考慮すると上部構造系に関しては、橋脚基礎を固定した場合に比べて相対変位および曲げモーメント応答は、低次のモード間の連成がないとき一般に減少する。この傾向は波動インピーダンス比が小さく、また下層地盤の剛性が低下するほど大きくなる。しかし、上部構造系と地盤を含む下部構造系の固有振動数が接近すると、逆に橋脚基礎を固定した場合より大きな応答を示している。このため上部構造物系と基礎-地盤系のそれぞれの卓越振動数の把握が動的相互作用特性の評価では重要と考えられる。

2. 地盤が非線形化した場合の上部構造物系の応答は、入力強度や地盤の降伏ひずみに依存する。地盤のみの非線形化を考えた場合の上部構造の相対変位や曲げモーメント応答は、地盤が線形時の応答に比べて一般に小さい。一方、基礎部の応答は逆に非線形時の応答が入力強度とともに大きくなる傾向を示している。さらに、地盤のみの非線形化が構造物の応答におよぼす影響は、線形時における動的相互作用特性と類似した対応を示している。このため地盤の降伏ひずみや入力強度が上部構造物系と基礎-地盤系の固有振動数の比におよぼす影響を評価しておくことは、動的相互作用を受ける構造物の動的応答解析において有用であると考えられる。

参考文献

1. Chopra, a.k. and Guitierrez, J.A. : Earthquake Response Analysis of Multi-story Buildings Including Foundation Interaction, Earthq. Engng. Struc. Dyn., Vol.2, pp.65-77, 1974
2. Roesset, J.M., Whitman, R.V. and Dobry, R. : Modal Analysis for Structures with Foundation Interaction, Jour. Struc. Div., ASCE, Vol.99, pp.399-416, 1973
3. Novak, M. : Effect of Soil on Structural to Wind and Earthquake, Earthq. Engng. Struc. Dyn., Vol.3, pp.79-96, 1974
4. 土岐憲三、小松昭雄 : 井筒基礎の地震応答解析に関する研究、土木学会論文報告集、NO.281, PP.29-40, 1979-1.
5. 竹宮宏和 : 地盤-基礎-上部構造物系の地震応答解析-動的サブストラクチャ法の適用-、土と基礎、PP.19-26, 1981-9
6. Takemiya, H. and Kawano, K. : Substructure Method for Earthquake Response of High-Elevated Multi-Span Continuous Bridge, Proc. of 7th World Conf. on Earthq. Eng., Vol.5, pp.459-466, Istanbul, Turkey, 1980
7. Yamada, Y., Takesmiya, H., and Kawano, K. : Random Response Analysis of A Non-Linear Soil-Suspension Bridge Pier Systems, Earthq. Eng. Struc. Dyn., Vol.7, No.1, pp.321-47, 1979
8. Faccioli, E. and Ramirez, J.A. : Earthquake Response of Non-Linear Hysteretic Soil-Systems, Earthq. Eng. Struc. Dyn., Vol.4, pp.261-276, 1976
9. Veletsos, A.S. and Verbic, E. : Basic Resppnse Functions for Elastic Foundations, Jour. of the Eng. Mech. Div., ASCE, Vol.100, EM2, pp.189-201, 1974