

# 曲げ柔性の影響を考慮した大型基礎の 入力損失効果に関する理論的評価

齊藤正人<sup>1</sup>・西村昭彦<sup>2</sup>・渡邊啓行<sup>3</sup>

1 正会員 博(工) 埼玉大学助手 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県さいたま市下大久保 255)  
E-mail:saily@post.saitama-u.ac.jp

2 フェロー会員 工博 テス 土木事業部 (〒185-8570 東京都国分寺市光町 2-8-38)

3 フェロー会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県さいたま市下大久保 255)

橋梁・高架橋に用いるケーソン基礎等の大型基礎を対象に、入力損失効果について研究を行うものである。近年の施工技術の進歩と相俟って、基礎寸法や剛性等の諸元も多種多様であり、それらの中には、基礎側壁の曲げ柔性の影響が無視できない基礎が多数存在すると予想される。そのため、剛体仮定、あるいは剛体諸元に近い基礎を対象として検討した既往の研究成果を、設計実務に直接適用すれば、耐震設計上危険側の評価をする可能性は否定できない。そこで本論文では、曲げ運動とロッキング運動を同時に考慮した、弾性波動論に基づく入力損失効果の理論解を誘導した。そして、この理論解に基づき、基礎側壁の曲げ柔性が入力損失効果に与える影響に関する物理的解釈を行い、その特性を明らかにした。

*Key Words: input loss, effective seismic motion, filtering effect, filter function*

## 1. はじめに

近年の橋梁・高架橋の耐震設計においては、地盤-基礎-構造物系の地震時応答特性を、動的解析により評価する傾向が強まっている。こうした背景の中で、設計実務の効率性や経済性を意識した動的解析の簡便化が、強く望まれている。既に数多くの研究により、地盤-基礎-構造物系を集中要素系モデルに置換し、これらの系に生じる動的相互作用を適切に考慮すれば、実現象を精度良く評価できることが明らかにされている<sup>1)</sup>。ここで考慮すべき動的相互作用の一つに入力損失効果がある。入力損失効果とは、キネマティックな相互作用であり、基礎の剛性や幾何学的形状による周辺地盤への拘束効果により、基礎へ入射される地震動が、自由地盤の地震動と比べて低減する効果、と一般に定義される。そのため、岩盤、表層地盤を伝播した地震動が構造物基礎に入射する際、入力損失効果が発現し、入力地震動特性が大きく変化する可能性がある。したがって、精度の高い応答評価を遂行するためにも、この入力損失効果を適切に考慮する必要がある。既に多くの研究者が、その物理的な現象解釈と実証的評価を行ってお

り、詳細もしくは簡易的な入力損失効果の算定手法まで提案されている<sup>2)~9)</sup>。

原田ら<sup>7)</sup>は根入れのある剛体基礎を対象に、基礎周面に地盤と基礎の動的相互作用ばねを設置し、剛体基礎底面位置での水平と回転両方向の、地表面応答に対する伝達関数(フィルター関数)を評価している。また原田らは論文の中で、この伝達関数をモデル化し、入力損失効果に関する有用な簡易評価式を提案している。この研究によれば、入力損失効果は地盤の1次卓越振動数近傍から大きく現れており、高振動数領域までの広範囲に亘っている。この論文では、基礎長径比 $H/a$ が主に1前後の円筒剛体基礎について検討しているため、実際には地下タンクや限られた寸法の橋梁基礎がその対象となると思われる。しかし、基礎長径比 $H/a$ が通常2以上の範囲にある一般的な橋梁・高架橋の大型基礎においても、周辺地盤への拘束効果が無視できず、上記と同様に入力損失効果の生じる可能性があると推察される。

既に実務設計において、入力損失効果を考慮した設計事例も幾つかある。例えば、名港中央大橋の設計<sup>10)</sup>では斜長橋を支持する主塔基礎の入力損失効果を、根入れ部を剛域でモデル化したFEM解析によ

り求め、これを考慮した地震動を基礎の集中要素系モデルに入力して地震応答特性を評価している。この手法は Kausel et al.<sup>11)</sup> により提案されたものであり、入力損失効果を解析的かつ詳細に検討する場合に用いられる手法である。この斜長橋の例のように、基礎と地盤を離散化してキネマティック応答を詳細に評価する解析手法は、任意の基礎形状や地盤条件に対して入力損失効果を評価することが可能である。しかし、簡便化の望まれる近年の耐震設計において、こうした詳細解析による評価方法は、耐震設計を煩雑化させる要因になる。そのため、橋梁・高架橋等の大型基礎の耐震設計に入力損失効果を導入する場合には、原田ら<sup>7)</sup>が提案しているような入力損失効果の簡易評価式が望ましい。しかし、近年の施工技術の進歩と相俟って、基礎の深度化や断面諸元の多様化に伴い、一般的な橋梁・高架橋の大型基礎の基礎長径比  $H/a$  は広い範囲に分布している。そのため、基礎側壁の曲げ柔性が無視できないものが数多くあると予想され、基礎側壁を剛体と仮定することは適切でないと判断される。よって、これら大型基礎について、基礎側壁を剛体と仮定した、あるいは剛体に近い諸元にに基づき検討されてきた既往の研究成果を直接適用すれば、入力地震動を設計上危険側に評価する可能性は否定できない。しかし、基礎側壁の曲げ柔性が入力損失効果に与える影響に着目した既往の研究は非常に少なく<sup>12)</sup>、また十分な検討が行われていないのが現状である。

そこで、著者数名を含む研究者(Saitoh et al.)<sup>13)</sup>により、基礎長径比  $H/a$  が2以上の範囲にある大型基礎の曲げ柔性が入力損失効果に及ぼす影響について検討を行った。ここでは、既往の弾性波動論に基づく剛体基礎理論(田治見<sup>14)</sup>)を基に、曲げ柔性により基礎側壁に生じる曲げ運動を、ロッキング運動と同時に考慮した理論解を誘導した。そして、この理論解に基づき、基礎長径比や地盤剛性等を指標としたパラメータ解析を実施し、各指標が入力損失効果に与える影響について検討を行った。その結果、この基礎長径比  $H/a$  の範囲においては、基礎側壁を剛と仮定することにより、入力地震動を設計上危険側に評価する場合があることが判明した。そしてその動特性は、基礎長径比や地盤剛性の諸元に大きく依存することが明らかとなった。しかし、限られた諸元と組合せの範囲内での検討結果であるため、そこから導かれる結論から、簡易評価式の構築に繋がる一般的性質を見出すには至らなかった。加えて、構造物基礎への適切な入力地震動を評価する観点から、根入れの効果により生じる回転方向のキネマティッ

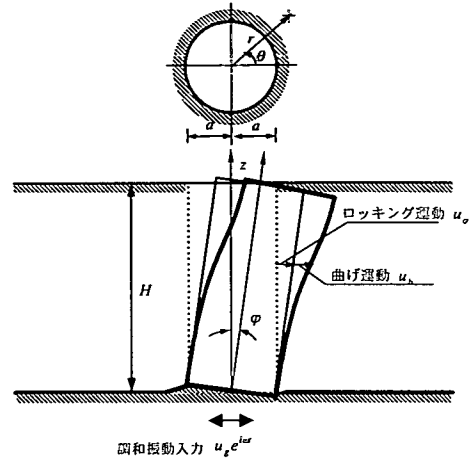


図-1 曲げ柔性による変形を考慮した大型基礎の理論解析モデル

クな地震応答を評価する必要があるが、これについて上記論文<sup>13)</sup>では一切言及していない。

そこで本研究では、基礎側壁の曲げ柔性が入力損失効果に与える影響について、より一般性を有する結論を得るため、理論解を基底とした現象解明を実施することを目的とする。最近、著者らの研究により、基礎側壁の曲げ柔性が大型基礎のロッキングインピーダンスに及ぼす影響を明らかにした<sup>15)</sup>。この中で著者らは、前述した理論解<sup>13)</sup>に対して基礎の鉛直摩擦抵抗を考慮するなど、全般的な見直しを実施した。そして理論解を再構築することで、曲げ柔性がロッキングインピーダンスに与える影響を、理論式として抽出することに成功した。そこで本研究では、この誘導過程を利用し、入力損失効果に関する理論解を求め、本理論解と剛体仮定による理論解との比較から、曲げ柔性に起因する影響関数を明らかにする。そして、この影響関数を指標とした考察により、曲げ柔性が入力損失効果に与える影響について検討した結果を報告するものである。

## 2. 基礎側壁の曲げ柔性の影響を考慮した有効入力動係数の理論解の誘導

入力損失効果は、自由地盤の地表面加速度応答に対するフィルター関数として、振動数領域で評価されるのが一般的である。また自由地盤の地震加速度波形のフーリエ振幅スペクトルにこのフィルター関数を乗じ、時間領域に変換した時刻歴波形は有効入

力動、或いは有効地震動と呼ばれている。有効入力動が定義される位置は、入力の対象となる集中要素系モデルの構成方法により異なる。本研究では、原田ら<sup>16)</sup>による研究に代表されるように、基礎天端位置において有効入力動を定義することにする。付録Aに、本研究で対象とする集中要素系モデルと有効入力動について纏めたので参照されたい。上述したように、根入れのある基礎は水平成分のみならず、回転成分の地震応答が生じることからこれも同様に有効入力動と呼称し、それぞれ $\ddot{u}_{CT}$ 、 $\ddot{\varphi}_{CT}$ とする。そのため、回転成分についてはフィルター関数というよりも、寧ろ地表面加速度応答に対する伝達関数と考える方が相応しいと思われる。土木学会耐震工学委員会報告書<sup>17)</sup>では、この伝達関数を総称して「有効入力動係数」としている。

本節では、橋梁・高架橋に用いられる大型基礎を想定して、有効入力動係数に関する理論解を3次元弾性波動論に基づき誘導する。理論解析モデルを図-1に示す。表層地盤には円柱座標系 $(r, \theta, z)$ を設定し、表層地盤厚と基礎長を等しく $H$ で与える。理論誘導過程においては、以下の条件を仮定することにする。

- a) 表層地盤は弾性・均質であり剛な基盤層に支持されている。地盤材料の減衰特性は振動数に依存しない非粘性型 Voigt モデル<sup>18)</sup>とする。
- b) 入力にはSH波の調和振動入力とし、既往の研究<sup>13), 14)</sup>と同様に鉛直振動については言及しないものとする。
- c) 既往の研究<sup>14)</sup>に準じて、基礎とその周辺地盤は水平加振時も完全密着条件を満足する。
- d) 基礎のロッキング運動は、既往の剛体基礎理論<sup>14)</sup>に準じ基礎底面を中心に回転するものとする。
- e) 基礎底面のロッキング応答に対する復元力特性は、基盤層への逸散減衰効果を考慮した複素剛性<sup>19)</sup>を用いる。
- f) 基礎側壁に作用する鉛直応力と、それに付随する鉛直変位は、Nogami and Novak<sup>20)</sup>, Takemiya and Yamada<sup>21)</sup>と同様に、水平動と独立して求めるものとする。

既往の研究<sup>13)</sup>では、基礎側壁の鉛直作用応力を考慮していないが、本研究では、基礎径が基礎長に比べて同等か、それ以上となる範囲まで検討することから、その影響は無視できないと考えて、解析条件f)を追加した。また、一般に地盤材料は、振動数に依存しない一定の減衰を表す場合が多いことから、減衰特性を振動数依存型から、振動数に依存しない非粘性型減衰に変更した。

### (1) 表層地盤の応答関数

既往の研究<sup>14), 20), 21)</sup>を参考に、3次元弾性波動論に基づく、 $r$ 方向、 $\theta$ 方向、 $z$ 方向の基盤に対する表層地盤の変位関数 $(u_r, u_\theta, w)$ と応力関数 $(\sigma_r, \tau_{r\theta}, \tau_{rz})$ を求めれば、以下の式で表される。

$$u_r = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left\{ -A_n \left[ \frac{x_r}{r} K_0(x_r) + \frac{1}{r} K_1(x_r) \right] + \frac{4}{n\pi} \frac{u_g}{\xi_n^2} \left( \frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 + B_n \frac{1}{r} K_1(y_r) \right\} \cos \theta \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (1a)$$

$$u_\theta = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left\{ B_n \left[ \frac{y_r}{r} K_0(y_r) + \frac{1}{r} K_1(y_r) \right] - \frac{4}{n\pi} \frac{u_g}{\xi_n^2} \left( \frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 - A_n \frac{1}{r} K_1(x_r) \right\} \sin \theta \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (1b)$$

$$w = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} C_n K_1(y_r) \cos \theta \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (1c)$$

$$\sigma_r = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{r^2} \left\{ A_n \left[ 2\mu^* \left[ 2x_r K_0(x_r) + K_1(x_r) \right] + (\lambda^* + 2\mu^*) \times x_r^2 K_1(x_r) \right] - 2\mu^* B_n \left[ 2y_r K_0(y_r) + K_1(y_r) \right] \right\} \cos \theta \sin \frac{n\pi}{2H} z \quad (1d)$$

$$\tau_{r\theta} = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{\mu^*}{r^2} \left\{ A_n \left[ 2x_r K_0(x_r) + 4K_1(x_r) \right] + B_n \left[ y_r^2 K_1(y_r) + 4y_r K_0(y_r) + 2K_1(y_r) \right] \right\} \sin \theta \sin \frac{n\pi}{2H} z \quad (1e)$$

$$\tau_{rz} = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{\mu^*}{r} C_n \left[ y_r K_0(y_r) + K_1(y_r) \right] \cos \theta \sin \frac{n\pi}{2H} z \quad (1f)$$

ただし、

$$x_r = \frac{\omega_g \xi_n r}{\sqrt{1 + i2h_g V_p}}, y_r = \frac{\omega_g \xi_n r}{\sqrt{1 + i2h_g V_s}}$$

$$V_p^2 = \frac{\lambda + 2\mu}{\rho}, V_s^2 = \frac{\mu}{\rho}, \omega_g = V_s \frac{\pi}{2H}$$

$$\xi_n = \sqrt{n^2 (1 + i2h_g) - \left( \frac{\omega}{\omega_g} \right)^2}$$

ここで  $A_n$ ,  $B_n$ ,  $C_n$  は境界条件から定まる積分定数,  $u_g$  は地盤入力振幅,  $\omega$  は角振動数,  $\omega_g$  は表層地盤の非減衰固有角振動数,  $K_n$  は第2種変形  $m$  次ベッセル関数である. さらに  $\lambda'$ ,  $\mu'$  は  $\lambda' = \lambda + i\lambda'$  と  $\mu' = \mu + i\mu'$  で定義される複素 Lamé 定数であり, 損失係数  $D_\nu = \lambda'/\lambda$  と  $D_s = \mu'/\mu$  は地盤の体積膨張とせん断ひずみに関係付けられる. 本研究では両損失係数を等しいものと仮定する. したがって地盤材料の減衰定数を  $h_g$  で表せば, 両損失係数は  $D_\nu = D_s = 2h_g$  となる<sup>22)</sup>.  $\rho$  は地盤材料の密度であり,  $V_p$  と  $V_s$  は P 波速度と S 波速度である.

## (2) 基礎と地盤の境界条件

次に基礎と地盤の完全密着条件により, 基礎と地盤の変位応答を関係付ける. 基礎と地盤の完全密着条件は, 一般に次式で与えられる<sup>14) 20)</sup>.

$$u_n^r \Big|_{r=a, \theta=0} = U_n^f \quad (2a)$$

$$u_n^\theta \Big|_{r=a, \theta=\frac{\pi}{2}} = -U_n^f \quad (2b)$$

ここで  $u_n^r$ ,  $u_n^\theta$  は  $r$  方向,  $\theta$  方向に関する表層地盤の各モードの変位振幅であり,  $U_n^f$  は上記地盤変位に対応した, 基礎の各モードの変位振幅である.  $a$  は基礎半径を表す.

基礎のロッキング応答を  $\varphi = \varphi_0 e^{i\omega t}$  と仮定し, 高さ  $z$  における基礎面からの相対変位  $u_\varphi = \varphi_0 z e^{i\omega t}$  を,  $z$  方向へフーリエ級数展開すれば次式で与えられる.

$$u_\varphi = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{8H}{\pi^2} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2} \varphi_0 \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (3)$$

既往の剛体基礎理論<sup>14)</sup>によれば, 式(3)を式(2a), (2b)に代入して, 剛体基礎と表層地盤との完全密着条件を満足させている. しかし, 本研究の目的にあるように, 基礎応答は基礎底面を回転中心とした上記ロッキング変位に加えて, 基礎側壁の曲げ柔性による変形を考慮する必要がある. 基礎体の曲げ柔性による応答を以下のように仮定する.

$$u_b = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} U_n \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (4)$$

ここで,  $U_n$  は基礎の曲げ応答に関する各モードの変位振幅である.

そこで本理論では, 基礎応答を式(3)と式(4)で表されるロッキング応答と曲げ応答の, 線形重ね合わせによる和とし, 式(2a), (2b)で表される基礎と地盤の完全密着条件により, この応答と基礎に接する地盤変位が等しいとして次式を得る.

$$u_n \Big|_{r=a, \theta=0} = U_n + \frac{8H}{\pi^2} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2} \varphi_0 \quad (5a)$$

$$u_n \Big|_{r=a, \theta=\frac{\pi}{2}} = - \left( U_n + \frac{8H}{\pi^2} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2} \varphi_0 \right) \quad (5b)$$

ここで,  $u_n$  と  $u_{\theta n}$  は式(1a) (1b)において  $\sin n\pi z/2H$  の  $n$  次モード係数である.

一方で, 基礎側壁の鉛直方向に関する完全密着条件は次式で与えられる.

$$w \Big|_{r=a} = \varphi_0 a \cos \theta e^{i\omega t} \quad (6)$$

## (3) 基礎体の運動方程式とキネマティック応答

基礎体の運動方程式は, 基礎底面を中心としたロッキング運動と, 任意高さの基礎断面における水平運動に対して与えられる. ただし, 有効入力動はキネマティックな相互作用であるため, 基礎質量により生じる慣性項は考慮しない. したがって, 無質量を仮定した運動方程式から得られる基礎体の加速度応答は, そのまま有効入力動として評価することができる.

基礎底面を中心としたロッキング運動に関するモーメントの釣り合い式は次式で与えられる.

$$K_R^* \varphi = M_h + M_v \quad (7)$$

ここで,  $M_h$  は基礎側壁に作用する水平土圧による基礎底面位置でのモーメント項,  $M_v$  は鉛直土圧による基礎底面でのモーメントである.  $K_R^*$  は基礎底面におけるロッキングインピーダンスであり, 本研究では Veletosos and Wei<sup>19)</sup> により提案された次式を適用する.

$$K_R^* = K_r + i\omega C_r \quad (8)$$

ここで,

$$K_r = \frac{8a^3 \rho_b V_{sb}^2}{3(1-\nu_b)}, \quad C_r = \rho_b V_{pb} I_y$$

ここで  $\rho_b$  は基盤層の密度,  $V_{pb}$  と  $V_{sb}$  は基盤層の P 波速度と S 波速度, また  $\nu_b$  は基盤層のポアソン比,  $I_y$  は基礎底面の断面 2 次モーメントである.

$M_h$  は基礎側壁に作用する動土圧  $p(z)$  に, 底面からの高さ  $z$  を乗じて 0 から  $H$  まで積分することにより得られる.

$$M_h = \int_0^H p(z) z dz \quad (9)$$

ここで任意高さにおける側壁作用土圧は, 式 (1d) (1e) で表される側壁作用応力により次式で表される.

$$p(z) = \int_0^{2\pi} (\alpha_r \Big|_{r=a} \cos \theta - \tau_{r\theta} \Big|_{r=a} \sin \theta) a d\theta \quad (10)$$

$M_v$  は基礎側壁に作用する鉛直土圧による基礎底面中心位置でのモーメント  $m(z)$  を, 高さ方向に積分して得られる.

$$M_v = \int_0^H m(z) dz \quad (11)$$

ここで任意高さにおける鉛直土圧によるモーメントは, 式 (1f) の側壁鉛直作用応力により次式で表される.

$$m(z) = \int_0^{2\pi} \tau_{rz} a^2 \cos \theta d\theta \quad (12)$$

一方, 任意高さの水平断面における力の釣合い式は, 次式により表される.

$$EI \frac{\partial^4 u_b}{\partial z^4} = p(z) e^{i\omega t} \quad (13)$$

ここで,  $EI$  は基礎側壁の曲げ剛性である.

式 (7) (13) を式 (5a) (5b) の境界条件に基づき展開すれば, 基礎のキネマティックなロッキング応答変

位  $\varphi$  と任意高さにおけるキネマティックな水平応答変位  $u_f$  は次式となる.

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_0 e^{i\omega t} \\ &= \frac{16a^2 \rho H^2 \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{n^4}{\pi^2} \frac{(-1)^{(n-1)/2} \Omega_n}{n^4 + \alpha_2 \Omega_n \xi_n^2} \Omega_n}{K_R + \frac{32a^2 \rho H^3}{\pi^3} \omega_g^2 \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left( \frac{n^4}{n^4 + \alpha_2 \Omega_n \xi_n^2} \frac{\xi_n^2 \Omega_n}{n^4} + \frac{\Psi_n}{n^2} \right)} u_g e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (14a)$$

$$\begin{aligned} u_f &= u_b + u_\varphi \\ &= \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{\alpha_2 \Omega_n}{n^4 + \alpha_2 \Omega_n \xi_n^2} \frac{4u_g}{n\pi} \left( \frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \\ &\quad - \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{\alpha_2 \Omega_n \xi_n^2}{n^4 + \alpha_2 \Omega_n \xi_n^2} \frac{8H}{\pi^2} \frac{(-1)^{(n-1)/2}}{n^2} \varphi_0 \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \\ &\quad + \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{8H}{\pi^2} \frac{(-1)^{(n-1)/2}}{n^2} \varphi_0 \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (14b)$$

ここで,

$$\alpha_2 = \frac{\rho \pi a^2}{EI} \left( \frac{2H}{\pi} \right)^4 \omega_g^2$$

$$\Omega_n = \frac{K_1(x_a) + K_1(y_a) \frac{2K_1(x_a) + x_a K_0(x_a)}{2K_1(y_a) + y_a K_0(y_a)}}{x_a K_0(x_a) + K_1(x_a) - K_1(y_a) \frac{2K_1(x_a) + x_a K_0(x_a)}{2K_1(y_a) + y_a K_0(y_a)}}$$

$$\Psi_n = \frac{K_1(y_a) + y_a K_0(y_a)}{K_1(y_a)}$$

$$x_a = x_r \Big|_{r=a}, \quad y_a = y_r \Big|_{r=a}$$

#### (4) 有効入力動と有効入力動係数

有効入力動は式 (14a) (14b) から絶対座標系の加速度応答に変換して, 次式で表される.

$$\ddot{u}_{CT}(H, \omega) = -\omega^2 (u_f + u_g) \quad (15a)$$

$$\ddot{\varphi}_{CT}(\omega) = -\omega^2 \varphi \quad (15b)$$

前述のように, 本研究で定義する有効入力動係数は, 自由地盤の地表面加速度応答に対する基礎天端の水平・回転方向の有効入力動の伝達関数となる. 自由地盤における地表面加速度応答  $\ddot{u}_g$  は, 式 (1a) (1b) の無限遠点における地表面加速度応答と一致することから, 式 (1a) (1b) において  $r \rightarrow \infty$  とすれば次式を得る.

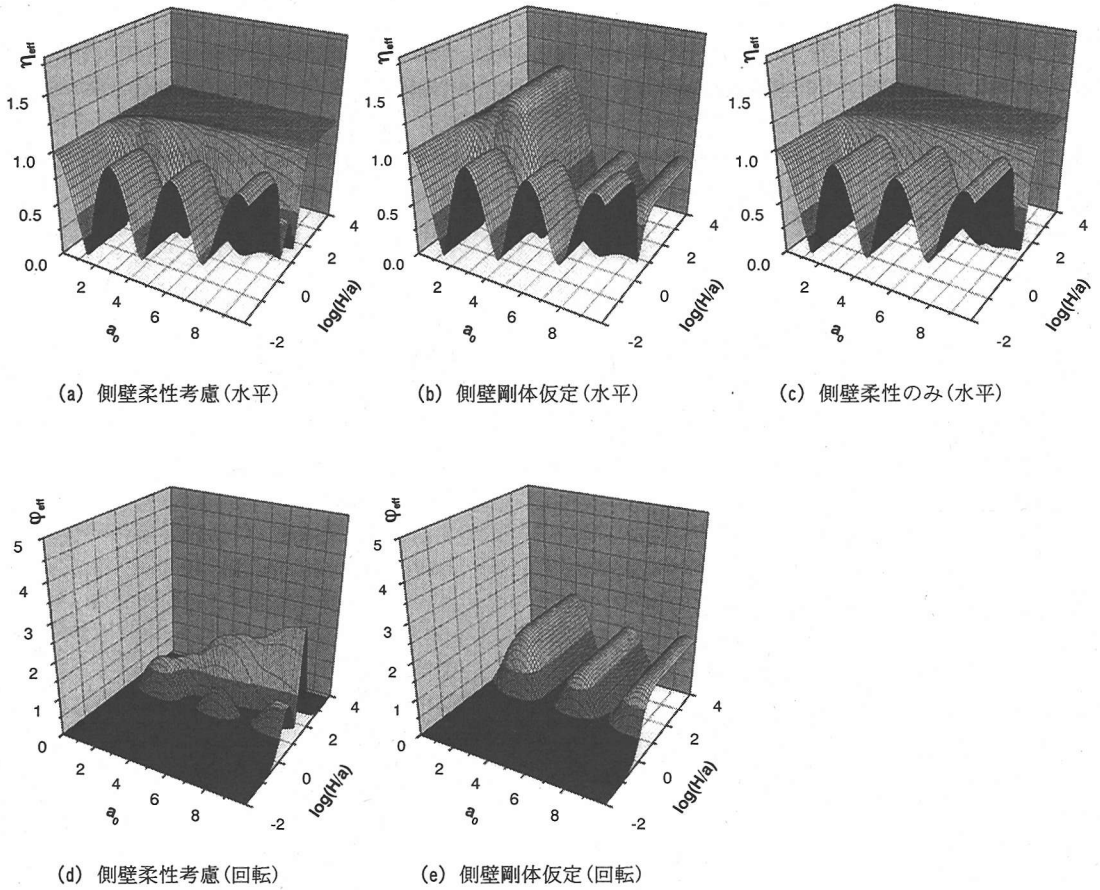


図-2 基礎側壁の曲げ柔性を考慮した有効入力動係数の理論解と単一運動による理論解との比較  
(基礎長径比  $H/a$  による変化)

$$\ddot{u}_s(H, \omega) = -\omega^2 \left[ \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{4}{n\pi} \frac{1}{\xi_n^2} \left( \frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 + 1 \right] u_g e^{i\omega t} \quad (16)$$

したがって有効入力動係数(水平方向:  $\eta_{eff}$ , 回転方向:  $\varphi_{eff}$ )は最終的に次式となる。

$$\eta_{eff}(\omega) = \frac{|\ddot{u}_{CT}(H, \omega)|}{|\ddot{u}_s(H, \omega)|} \quad (17a)$$

$$\varphi_{eff}(\omega) = \frac{|\ddot{\varphi}_{CT}(\omega)H|}{|\ddot{u}_s(H, \omega)|} \quad (17b)$$

この有効入力動係数が、基礎側壁の曲げ柔性を考慮した入力損失効果を表すフィルター関数であり、また自由地盤の加速度応答に対する有効入力動の伝達関数となる。次節ではこの有効入力動係数に基づいて、曲げ柔性が入力損失効果に与える影響を評価することにする。

### 3. 曲げ柔性が有効入力動係数に与える影響

#### (1) 曲げ柔性に関する影響関数

始めに、曲げ柔性を考慮した有効入力動係数の理論解を、基礎側壁を剛と仮定した理論解に対して比較を行い、曲げ柔性が入力損失効果に与える影響因

子について把握する。付録Bに剛体仮定に基づく理論解を、また同時に、基礎体の剛体ロッキング運動を拘束し、基礎側壁の柔性による曲げ運動のみを考慮した理論解を示す。

まず、式(14a)と剛体仮定における有効入力動の理論解(B-3)との比較を行う。明らかに、基礎側壁と地盤との相互作用に起因するロッキングインピーダンス(分母第2項)と、基礎側壁に作用する動土圧による作用モーメント(分子第1項)に、柔性を考慮することで以下の係数が付加されることがわかる。

$$s_n = \frac{n^4}{n^4 + \alpha_2 \Omega_n \xi_n^2} \quad (18)$$

ここで、式(18)で表される $s_n$ を、側壁の柔性に関する影響関数と定義する。式(18)において、基礎の曲げ剛性に関する項は $\alpha_2$ のみである。そのため、曲げ柔性の影響を受ける入力損失効果は、この $\alpha_2$ の値に支配されることになる。基礎が円形内実断面であると仮定すれば、 $\alpha_2$ は次式に変形される。

$$\alpha_2 = \left(\frac{4}{\pi}\right)^2 \left(\frac{H}{a}\right)^2 \left(\frac{\mu}{E}\right) \quad (19)$$

式(19)から、基礎側壁の曲げ柔性が入力損失効果に与える影響は、基礎長径比 $H/a$ のみならず、地盤と基礎の剛性比 $\mu/E$ にも依存していることがわかる。つまり、基礎長径比 $H/a$ が大きくスレンダーな基礎形状を有していても、地盤が軟弱で基礎との剛性比 $\mu/E$ が小さければ、曲げ柔性の影響を受け難くなることを意味する。反対に、基礎長径比 $H/a$ が小さく寸胴な基礎形状であっても、地盤が硬質で基礎との剛性比 $\mu/E$ が大きければ、曲げ柔性の影響を受ける可能性があると解釈できる。上述した特性は、本研究の重要な結論の一つである。

以下では、 $\alpha_2$ の2つの構成要素( $H/a$ と $\mu/E$ )を解析パラメータとして有効入力動係数を算定し、その結果に基づき、基礎側壁の曲げ柔性による入力損失効果の動特性について評価を行うことにする。

## (2) 影響関数と入力損失効果

本解析で使用する地盤と構造諸元は、地盤の密度 $\rho = 1.8 \text{ t/m}^3$ 、ポアソン比 $\nu = 0.45$ 、せん断弾性波速度 $V_s = 200 \text{ m/s}$ 、基礎長 $H = 20 \text{ m}$ 、基礎半径 $a = 4 \text{ m}$ を基本とする。また基礎体のヤング率は、一般に多くの頻度で使用されるコンクリート基礎構造物を想

定し、一律 $E = 2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ と仮定する。

始めに、基礎長径比 $H/a$ を変化させた場合の、無次元化振動数 $a_0$ 軸上の有効入力動係数を図-2に示す。ここで無次元化振動数 $a_0$ は、伝播波長に対する基礎長の比に比例し、次式で定義される。

$$a_0 = \frac{\omega H}{V_s} \quad (20)$$

また、剛体仮定・曲げ仮定による理論解(B-3)(B-4)(B-7)から求まる有効入力動係数を同時に示す。ここで、実際に施工された橋梁・高架橋の大型基礎のデータ<sup>23)</sup>を参考にすれば、基礎長径比 $H/a$ はおおよそ2から8程度の範囲となる。ただし本検討では、基礎長径比 $H/a$ による有効入力動係数の変化特性について有用な知見を得るため、広範囲に亘る解析結果を示している。また、後述する地盤と基礎の剛性比 $\mu/E$ についても同様である。

まず、基礎長径比 $H/a$ が小さい範囲における有効入力動係数の特性に着目する。基礎長径比 $H/a$ が非常に小さい場合、式(19)より $\alpha_2$ は0に近づくことから、そのときの影響関数 $s_n$ は1.0に収束する。つまり、式(14a)から求まるロッキング応答 $\varphi_0$ は、式(B-3)の側壁を剛体仮定したロッキング応答に一致する。同時に、 $\alpha_2$ を係数に持つ式(14b)の右辺第1項と第2項が0に収束することで、式(14b)と式(B-4)は等しくなる。このことから、基礎長径比 $H/a$ が小さくなると、基礎側壁の柔性による入力損失効果への影響が低減し、側壁を剛体仮定した有効入力動係数と一致することになる。さらに図-2(d)に示すように、剛体運動に収束した後のロッキング応答は、最終的に0へ収束する。これは、基盤に対する基礎の相対運動が生じなくなるためであり、したがって回転方向の有効入力動係数は、全無次元化振動数領域において0となる。このとき、水平方向の有効入力動係数は、下式に示すように、基盤に対する表層地盤の伝達関数の逆数と一致することになる。

$$\lim_{\alpha_2 \rightarrow 0} \eta_{eff} = \left| -\omega^2 u_g e^{i\alpha} / -\omega^2 \left[ \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{4}{n\pi} \frac{1}{\xi_n^2} \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2 + 1 \right] u_g e^{i\alpha} \right| = 1 / \left| \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{4}{n\pi} \frac{1}{\xi_n^2} \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2 + 1 \right| \quad (21)$$

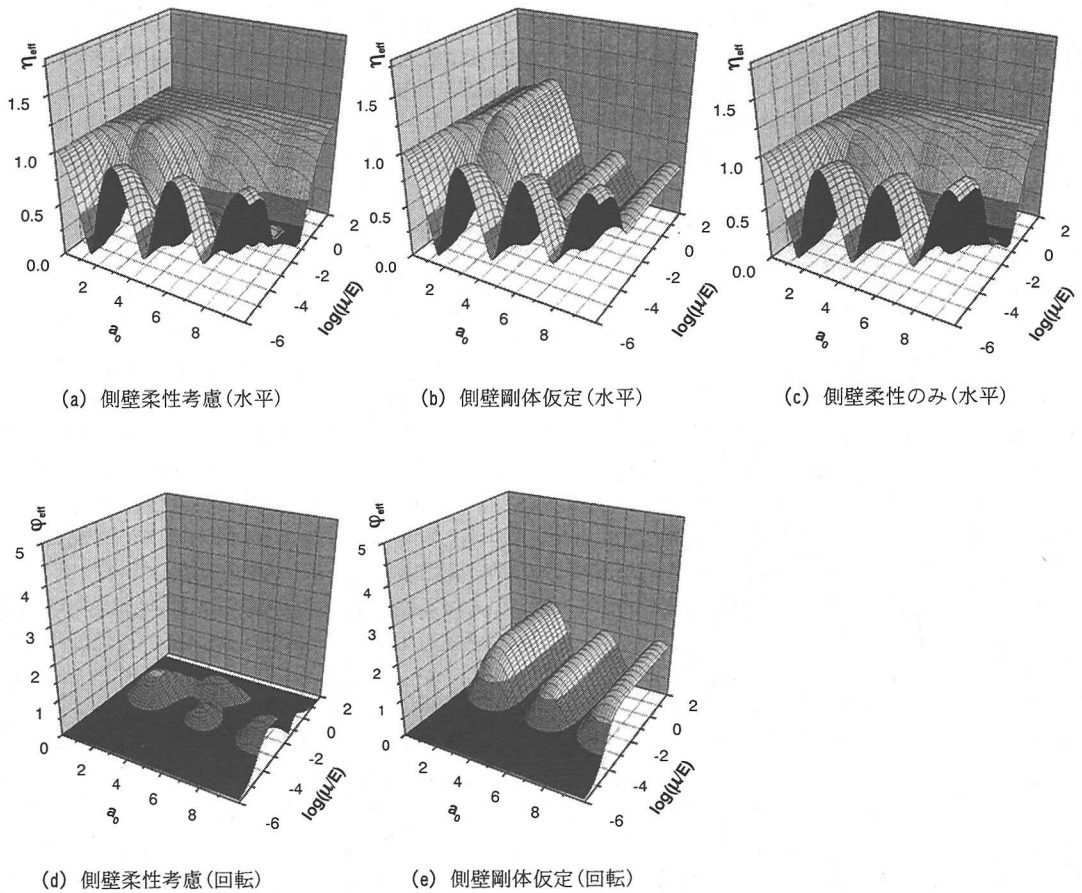


図-3 基礎側壁の曲げ柔性を考慮した有効入力動係数の理論解と単一運動による理論解との比較  
(地盤と基礎の剛性比  $\mu/E$  による変化)

次に、この状態から基礎長径比  $H/a$  を徐々に増加させてみる。式(19)によれば、基礎長径比  $H/a$  を増加させることにより、 $\alpha_2$  はその自乗に比例して増加することになる。これを十分に増加させて、 $\alpha_2$  を  $\infty$  へ収束させると、式(18)に示す影響係数  $\zeta_n$  は 0 となる。これにより、式(14a)の分子、つまりロッキング運動を生じさせるための、側壁土圧に起因する作用モーメントが 0 となり、式(17b)の基礎側壁の曲げ柔性を考慮した回転方向の有効入力動係数は 0 に収束する。同時に、水平方向のキネマティックな運動は、 $\varphi_0 \rightarrow 0$  により、式(14b)の右辺第 2 項、第 3 項が 0 となるため、基礎側壁の柔性による純粋な曲げ運動(右辺第 1 項)となる。さらにこの純粋な曲げ運動は、最終的に  $H/a \rightarrow \infty$  において、次式に収束するこ

とになる。

$$u_f = \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{4}{n\pi} \frac{1}{\xi_n^2} \left( \frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 u_g \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\omega t} \quad (22)$$

ここで式(22)は、式(16)から明らかなように、自由地盤における、基礎に対する表層地盤の相対変位応答と一致する。つまり水平方向の有効入力動係数は、 $H/a \rightarrow \infty$  で表層地盤の伝達関数同士の比となり、1.0 に収束するのである。

これに対して、側壁を剛体仮定した有効入力動係数は 1.0 に収束せず、その代わりに表層地盤の 1 次卓越振動数近傍 ( $a_0 = 0.5\pi$ ) で 1.0 よりも大きなピーク



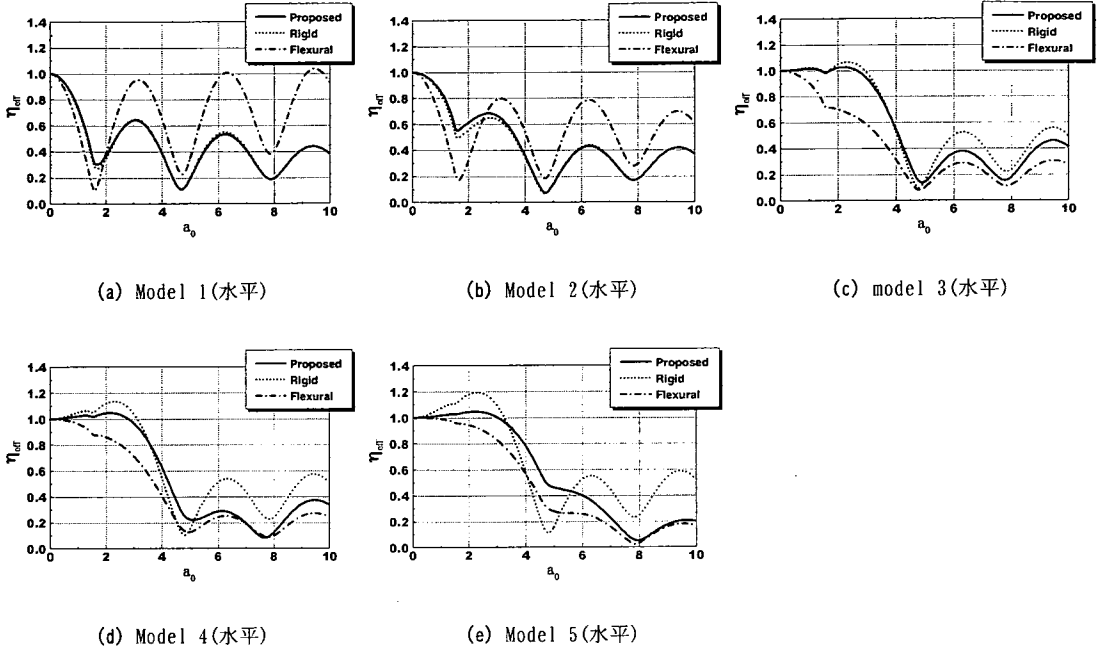


図-4 一般的なケーソン基礎の諸元範囲における有効入力動係数(水平方向)

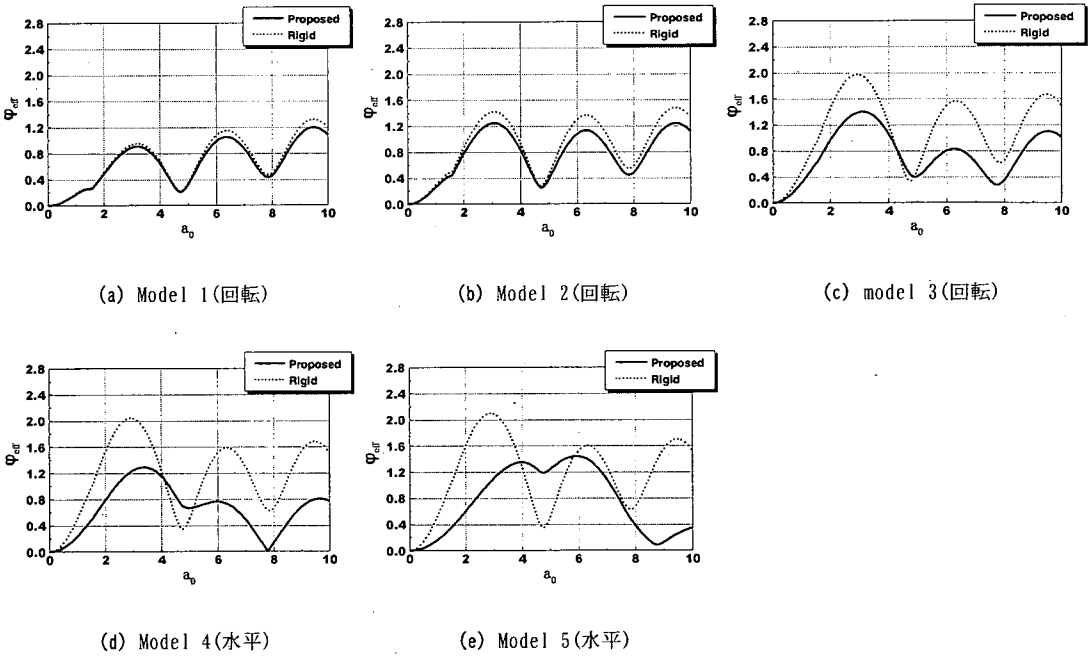


図-5 一般的なケーソン基礎の諸元範囲における有効入力動係数(回転方向)

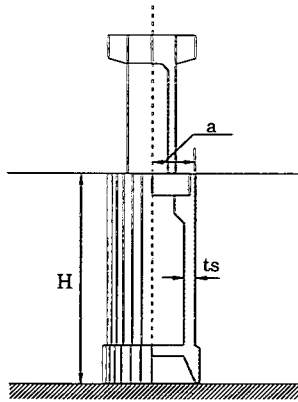


表-1 解析で用いた実施工ケーソン基礎の諸元

Profiles	H (m)	a (m)	$t_s$ (m)	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\rho$ (AVG) (t/m <sup>3</sup> )	Vs (AVG) (m/s)	$\log \alpha_2$
Model 1	11.0	4.0	1.0	$2.5 \times 10^7$	1.8	85.0	-2.02
Model 2	20.0	6.6	1.2	$2.5 \times 10^7$	1.8	123.0	-1.52
Model 3	19.0	3.2	0.8	$2.5 \times 10^7$	1.8	145.0	-0.89
Model 4	21.2	3.2	0.6	$2.5 \times 10^7$	1.8	180.0	-0.52
Model 5	17.0	2.2	0.6	$2.5 \times 10^7$	1.8	273.0	-0.13

値を取り、それ以上の無次元化振動数 $a_0$ では振動しながら大きく減少する特性に収束することがわかる(図-2(b))。このとき、剛体基礎のキネマティックな運動は、基礎が針金のように細い状態となっても、側壁を剛と仮定しているため、基礎底面を回転中心としたロッキング運動となる。したがって、基礎側壁の曲げ柔性の影響が無視できる状態から、徐々に影響が現れる状態へ移行するとき、有効入力動係数が上述した各々の収束値に向けて変化する様子を、図-2(a)と(b)、あるいは図-2(d)と(e)の比較から確認することができる。

次に地盤と基礎の剛性比 $\mu/E$ を変化させた場合の、無次元化振動数 $a_0$ 軸上の有効入力動係数を図-3に示す。基礎体のヤング率を $E = 2.5 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>と仮定した場合、地盤と基礎の剛性比 $\mu/E$ が取り得る値は、地盤のひずみ振幅依存性を踏まえて、およそ $10^{-4}$ から $10^{-2}$ の範囲となる。ここで、基礎側壁を剛体と仮定したモデルでは、基礎の剛性が無限大となるため、地盤と基礎の剛性比 $\mu/E$ が常に0となってしまう。そのため、実質、図-3(b)、(e)で求まる有効入力動係数の変数は地盤剛性 $\mu$ のみとなる。ここで、対応するグラフ軸 $\alpha_2$ の値は、 $E = 2.5 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>を代入して求め、それを軸値として図示していることをお断りする。図-3により、有効入力動係数は、基礎長径比 $H/a$ を変化させた場合と比較して、著しく類似した変化特性を示していることがわかる。この特性は、式(19)から導いた前記結論を実証するものである。つまり、基礎側壁の曲げ柔性の影響は、式(18)の影響関数 $s_n$ に支配されており、この影響関数の直接的なパラメータは $\alpha_2$ である。前述のとおり、 $\alpha_2$ は基礎長径比 $H/a$ のみならず、地盤と基礎の剛性比 $\mu/E$ の関数であることから、側壁の曲げ柔性が有効入力動係数に与える影響特性は、いずれの指標( $H/a$ と $\mu/E$ )が変化しても同様の傾向になる。

### (3) 大型基礎の諸元範囲における入力損失効果

最後に、上述した有効入力動係数の特性を基底に、一般橋梁・高架橋に使用されるケーソン基礎諸元の範囲に着目し、基礎側壁の曲げ柔性が入力損失効果に与える影響について議論を行う。特に、前述したように、基礎側壁の柔性効果により、基礎側壁を剛体仮定して入力損失効果求めることが、入力地震動を設計上危険側に評価する可能性があるのかを検証する必要がある。

まず、実際に施工された橋梁・高架橋のケーソン基礎のデータ<sup>23)</sup>を参考に、 $\alpha_2$ の取り得る範囲を評価した。その結果、およそ以下の範囲となることが判明した。

$$-2 \leq \log \alpha_2 \leq 0 \quad (23)$$

本解析では、上記 $\alpha_2$ の範囲において、実施工された構造物の基礎と地盤の諸元を用いて、有効入力動係数を算定した。その結果を図-4と図-5に示す。また、本解析で使用した構造諸元を表-1に示す。ここで、本解析では、 $\alpha_2$ の算定を式(14b)の解説式から直接算定した。表-1中の $t_s$ は側壁厚を示す。

図-4と図-5から、基礎側壁を剛と仮定することにより、入力地震動を設計上危険側に評価する可能性がある次の特性が明らかとなった。

(a)  $\alpha_2$ が小さく(Model 1, 2)、無次元化振動数 $a_0$ が低い範囲( $a_0 \leq 0.5\pi$ )において、剛体仮定による水平方向の有効入力動係数は、基礎側壁の曲げ柔性を考慮した値に比べて、小さくなる傾向にある。特に、表層地盤の1次卓越振動数と入力振動数が一致する点( $a_0 = 0.5\pi$ )においては、振幅比でおよそ10%程度小さくなる傾向にある。

(b)  $\alpha_2$ が大きく(Model 3, 4, 5)、入力振動数が表層地盤の2次卓越振動数 $a_0 = 1.5\pi$ と一致する無次元

化振動数 $a_0$ 近傍において、剛体仮定による水平方向の有効入力動係数は、基礎側壁の曲げ柔性を考慮した値に比べて、振幅比でおおよそ35-75%程度小さくなる傾向にある。回転方向についても同様の特性が見られ、振幅比で最大70%程度減少する傾向がある。

また図-4と図-5から、基礎側壁を剛と仮定することにより、入力地震動を過大に評価する可能性があると判断される次の特性が明らかとなった。

(c)  $\alpha_2$ が大ききく(Model3, 4, 5), 入力振動数が無次元化振動数( $0.5\pi \leq a_0 \leq \pi$ )の範囲において、剛体仮定による水平方向の有効入力動係数は、基礎側壁の曲げ柔性を考慮した値に比べて、振幅比でおおよそ5-20%程度増加する傾向にある。回転方向については、振幅比でおおよそ15-40%程度増加する傾向がある。

これらの特性は、前節で検討した $\alpha_2$ による収束・移行特性により説明することができる。上記(a)(b)に示される2つの入力損失効果の低下は、構造物の応答に影響を与え得る、耐震設計上考慮すべき振動数領域で生じると判断される。したがって、設計実務で入力損失効果を考慮する際は、基礎の曲げ柔性による影響を加味し、危険側の設計とならないように注意する必要がある。

#### 4. 結論

本研究では、橋梁・高架橋で用いられるケーソン基礎等の大型基礎を対象に、基礎の曲げ柔性が入力損失効果に与える影響について、理論的考察を行った。本研究では、3次元弾性波動論に基づく有効入力動係数の理論解を誘導し、剛体仮定した理論解との比較により、曲げ柔性に起因する影響関数 $s_n$ と、これを直接支配する $\alpha_2$ を明らかにした。この $\alpha_2$ は、基礎長径比 $H/a$ と基礎と地盤の剛性比 $\mu/E$ により構成されており、基礎側壁の曲げ柔性が入力損失効果に与える影響は、これら2つの指標に依存していることが明らかとなった。

次に、 $\alpha_2$ の2つの構成要素( $H/a$ と $\mu/E$ )を解析パラメータとして有効入力動係数を算定し、その結果に基づき、基礎側壁の曲げ従性による入力損失効果の動特性について評価を行った。その結果、基礎長径比 $H/a$ 、もしくは基礎と地盤の剛性比 $\mu/E$ が減少すると $\alpha_2$ が低下し、これにより側壁の曲げ柔性の効果が減少する(影響関数 $s_n$ が1.0に収束する)ことで、有効入力動係数は剛体仮定による値に一致する

ことを証明した。反対に、基礎長径比 $H/a$ 、もしくは基礎と地盤の剛性比 $\mu/E$ が増加すると、 $\alpha_2$ が増加し、これにより側壁の曲げ柔性の効果が増加する(影響関数 $s_n$ が0に収束する)ことで、水平方向の有効入力動係数は1.0に収束し、回転方向の有効入力動係数は0に収束することが判明した。この特性は、影響関数 $s_n$ が0に収束することで、側壁の運動が自由地盤の運動に追従し、ロッキング運動が生じなくなることに起因する。これに対して、側壁を剛と仮定した有効入力動係数は、曲げ柔性に起因する収束特性が存在しない。そのため、 $\alpha_2$ が大きい範囲においても、基礎側壁が地盤に追従せず、基礎底面を回転中心としたロッキング運動となる。この運動の違いにより、側壁の曲げ柔性を考慮した場合と比較して、有効入力動係数の収束値が著しく異なることが判明した。

以上の結論に基づき、一般橋梁・高架橋に使用されるケーソン基礎諸元の範囲における有効入力動係数の特性を評価した。その結果、基礎側壁の曲げ柔性の影響により、 $\alpha_2$ が小さい範囲では、表層地盤の1次卓越振動数近傍において、また $\alpha_2$ が大きい範囲では、表層地盤の2次卓越振動数近傍において、入力損失効果が低下することが判明した。したがって、基礎側壁を剛体仮定して入力損失効果を求めることで、入力地震動を設計上危険側に評価する可能性があることが判明した。特に、これら入力損失効果の低下は、耐震設計上考慮すべき入力地震動の振動数領域で生じると判断されることから、設計実務ではこれを適切に評価する必要があるという結論に至った。

最後に、有効入力動係数の理論解の誘導過程においては、本論文を理解する上で重要であると思われるため、ロッキングインピーダンスの誘導過程として既往の研究<sup>15)</sup>に記した式(1a)から式(14a)までを再掲していることをお断りする。

謝辞：本研究を実施するにあたり、(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部の室野剛隆氏には、研究当初から貴重なご意見を頂いた。ここに深謝の意を表する。

#### 付録A 集中要素系モデルと有効入力動の定義について<sup>15)</sup>

原田ら<sup>16)</sup>による解析モデルを参考にして、以下で

は集中要素系モデルの運動方程式と、有効入力動の定義について解説を加えることにする。図-A-1には、基礎面から地震動が入射したときの、基礎-構造物系に生じる応答変位を示している。ここで、無色の基礎に対応する応答変位が、有効入力動を表し、有色の基礎-構造物系に対応する応答変位が、慣性力に起因する応答である。また図-A-2には、基礎-地盤-構造物系を、2質点3自由度系の集中要素系モデルへ置換したものを示す。本文中述べたように、基礎-地盤系の復元力特性は、基礎天端に集約されている。

図-A-1を参考に、図-A-2での力の釣り合い式を立てれば、以下の運動方程式が得られる。

$$\begin{bmatrix} m_s & m_s & m_s L \\ m_s & m_s + M & m_s L - ML_f \\ m_s L & m_s L - ML_f & m_s L^2 + J_G + ML_f^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_T \\ \ddot{\varphi}_T \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s^* & 0 & 0 \\ 0 & K_{hh}^* & K_{hr}^* \\ 0 & K_{rh}^* & K_{rr}^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u_T \\ \varphi_T \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_s \\ m_s + M \\ m_s L - ML_f \end{bmatrix} \ddot{u}_{CT} - \begin{bmatrix} m_s L \\ m_s L - ML_f \\ m_s L^2 + J_G + ML_f^2 \end{bmatrix} \ddot{\varphi}_{CT} \quad (A-1)$$

ここで、 $L_f$ は基礎天端から基礎重心位置までの距離、 $L$ は基礎天端から上部構造物重心位置までの距離、 $M$ 、 $J_G$ 、 $m_s$ は順に基礎の質量、基礎の回転慣性、上部構造物の質量、 $K_s^*$ 、 $K_{hr}^*$ ( $=K_{rh}^*$ )、 $K_{rr}^*$ は基礎-地盤系の基礎天端における、水平方向、水平と回転方向、回転方向の復元力特性である。式(A-1)に示す運動方程式の右辺は、系の外力項に相当し、各項には $\ddot{u}_{CT}$ と $\ddot{\varphi}_{CT}$ が対応している。本研究で定義する有効入力動は、このキネマティック応答である。

## 付録B 剛体仮定・曲げ仮定における有効入力動の理論解について

本文に示す理論解の誘導を参考に、一方の運動のみを考慮した有効入力動の理論解を以下に示す。

### (1) 剛体運動による有効入力動の理論解

本文中に示した剛体ロッキング運動の変位式(3)を用いて、式(2a)(2b)に示す基礎と地盤の境界条件式を求めると次式となる。

$$u_m \Big|_{r=a, \theta=0} = \frac{8H}{\pi^2} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2} \varphi_0 \quad (B-1)$$

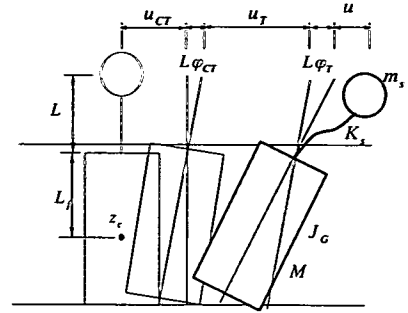


図-A-1 基礎-構造物系に生じる応答変位

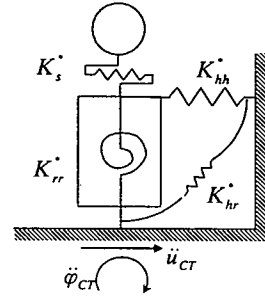


図-A-2 集中要素系モデル

$$u_m \Big|_{r=a, \theta=\frac{\pi}{2}} = -\frac{8H}{\pi^2} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2} \varphi_0 \quad (B-2)$$

この境界条件式と、基礎底面を中心としたロッキング運動の釣合式(7)を解くことで、次式が得られる。

$$\varphi = \varphi_0 e^{i\alpha z} = \frac{16a^2 \rho H^2}{\pi^2} \frac{\sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{(-1)^{(n-1)/2}}{n^3} \Omega_n}{K_R^* + \frac{32a^2 \rho H^3}{\pi^3} \omega_g^2 \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \left( \frac{\xi_n^2}{n^4} + \frac{\Psi_n}{n^2} \right)} u_g e^{i\alpha z} \quad (B-3)$$

$$u_f = \varphi z = \varphi_0 \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{8H}{\pi^2} \frac{(-1)^{(n-1)/2}}{n^2} \sin \frac{n\pi}{2H} z e^{i\alpha z} \quad (B-4)$$

### (2) 基礎側壁の曲げ変形のみを基礎の運動として考慮した場合の有効入力動の理論解

本文中に示した基礎側壁の曲げ柔性による基礎の変位式(4)を用いて、式(2a)(2b)に示す基礎と地盤の境界条件式を求めると次式となる。

$$u_m \Big|_{r=a, \theta=0} = U_n \quad (B-5)$$

$$u_m \Big|_{r=a, \theta=\frac{\pi}{2}} = -U_n \quad (B-6)$$

この境界条件式と、水平断面の釣合式(13)を解くことで、次式が得られる。

$$u_f = \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{\alpha_2 \Omega_n}{n^4 + \alpha_2 \Omega_n \xi_n^2} \frac{4u_g}{n\pi} \left( \frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \sin \frac{n\pi}{2} z e^{i\omega t} \quad (B-7)$$

### 参考文献

- 1) 星谷 勝, 石井 清: RC4階校舎の実測資料による地震波の入力損失の効果の検討, 土木学会論文報告集, No. 327, pp.13-20, 1982.
- 2) 山原 浩: 地震時の地動と地震波の入力損失(第1報), 日本建築学会論文報告集, No. 165, pp.61-66, 1969.
- 3) 山原 浩: 地震時の地動と地震波の入力損失(第2報), 日本建築学会論文報告集, No. 167, pp.25-30, 1970.
- 4) 岩崎敏男, 川島一彦, 高木義和: 強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析, 土木学会論文報告集, No. 293, pp.35-47, 1980.
- 5) 石井 清, 山原 浩: 大型地下タンクの実測記録による地震波の入力損失の検討, 日本建築学会論文報告集, No. 312, pp.54-62, 1982.
- 6) 石井 清, 小山和夫: 地下タンクの常時微動観測による入力損失効果の検討, 土木学会論文報告集, No. 339, pp.51-57, 1983.
- 7) 原田隆典, 久保慶三郎, 片山恒雄: 有効地震動の計算式とその実測例による検討, 土木学会論文集, No. 362/1-4, pp.435-440, 1985.
- 8) 大平 彰, 田蔵 隆, 中絵 新, 清水勝美: 軟弱地盤中の基礎杭の地震時挙動特性に関する研究, 土木学会論文集, No. 362, pp.417-426, 1985.
- 9) 安井 讓, 井口道雄, 赤木久真, 林 康裕, 中村 充: 1995年兵庫県南部地震における基礎有効入力動に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, No. 512, pp.111-118, 1998.
- 10) 日本道路協会: 名港大橋調査特別委員会報告書, 1989.
- 11) Kausel, E., Whiteman, R. V., Elsabee, F. and Morray, J. P.: Dynamic analysis of embedded structures, *Proc. of 4th SMIRT*, K2/6, 1977.
- 12) Elsabee, F. and Morray, J. P.: Dynamic behavior of embedded foundations, *Research Report*, R77-3, Dep. of Civil Engrg., MIT 1977.
- 13) Saitoh, M., Murono, Y. and Nishimura, A.: Study on effective seismic motion of caisson foundation with flexural and rocking motions, *The 10th Earthquake Engrg. Sym., Proc.*, Vol.2, pp.1693-1698, 1998.
- 14) 田治見宏: 深い基礎を有する構造物の地震応答について, 第2回日本地震工学シンポジウム, pp.55-60, 1966.
- 15) Saitoh, M. and Watanabe, H.: Effects of flexibility on rocking impedance of deeply embedded foundation, ASCE, No.GT-022895(accepted).
- 16) 原田隆典, 山下典彦, 坂梨和彦: 地盤との動的相互作用を考慮した道路橋橋脚の周期と減衰定数に関する理論的研究, 土木学会論文集, No.489/1-27, pp.227-234, 1994.
- 17) 土木学会: 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用, 土木学会耐震工学委員会 動的相互作用小委員会, 1992.
- 18) Nogami, T. and Novak, M.: Resistance of soil to a horizontally vibrating pile, *Int. J. Earthquake Engrg. and Structural Dynamics*, Vol.5, pp.249-261.
- 19) Veletsos, A. S. and Wei, Y. T.: Lateral and rocking vibration of footings, *Proc. ASCE*, No.97, SM9, pp.1227-1248, 1971.
- 20) Novak, M. and Nogami, T.: Soil-pile interaction in horizontal vibration, *Int. J. Earthquake Engrg. and Structural Dynamics*, Vol.5, pp.263-281, 1977.
- 21) Takemiya, H. and Yamada, Y.: Layered soil-pile-structure dynamic interaction, *Int. J. Earthquake Engrg. and Structural Dynamics*, Vol.9, pp.437-457, 1981.
- 22) Veletsos, S. and Younan, H.: Dynamic modeling and response of rigid embedded cylinders, *J. Engrg. Mechanics*, Vol.121, No.9, 1995.
- 23) 例えば, 旧国鉄資料: 土木構造物設計図集Ⅲ-1, 1965

(2002.6.24 受付)

# THEORETICAL EVALUATION OF INPUT LOSS REFLECTED TO FLEXIBILITY OF DEEPLY EMBEDDED FOUNDATIONS

Masato SAITOH, Akihiko NISHIMURA and Hiroyuki WATANABE

The present study focuses on input loss of deeply embedded foundations that support bridges and viaducts. In recent years, deeply embedded foundations have been longer and of various diameters so that flexural movement of sidewalls presumably dominates in the foundations. Therefore, it is highly necessary to investigate the influence of the flexible sidewall on input loss. In the previous studies, however, the characteristic of input loss has been frequently evaluated under perfectly or compatibly rigid body conditions. Therefore, the present study reveals the characteristic of input loss affected due to the flexibility by means of a closed form solution derived based on a three-dimensional wave propagation theory.