地盤と建物の動的相互作用の影響を除去した場合の建物みの振動特性推定

SYSTEM IDENTIFICATION OF A BUILDING ALONE WITH THE EFFECT
OF DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION ELIMINATED

内藤 幸雄*1, 谷野 達夫*2, 井口 道雄*3, 北田 義夫*4

Yukio NAITO, Tatsuo YANO, Michio IGUCHI
and Yoshio KITADA

High-rigidity and heavy buildings such as reactor buildings usually have large soil-structure interaction effect in its dynamic response. In such cases, spectrum ratio of the top of the building to the bottom for horizontal motion gives different result from the dynamic characteristics of the building under fixed-base condition because the effect of the rocking motion of the base is not eliminated. This paper presented a new method for such problems; applied it to a ground blast vibration, microtremors and forced vibration test results; and transfer functions of the building for fixed-base condition were obtained. The proposed method can be applied when the exciter is set at the upper part of the buildings.

Keywords : System identification, Soil-structure interaction, Rocking motion, Excitation test, Forced vibration test, Microtremors

システム同定, 地盤建屋相互作用, ロッキング動, 加振試験, 起振機加振, 常時微動

1. はじめに

地盤剛性の割に建物の剛性が高く、基礎面積の割に重量が大きい建物では、建物の応答特性は地盤と建物の動的相互作用に大きく影響される場合が多い。こうした現象は、建物の変形と比較し地盤の変形が相対的に大きくなるためと理解される。

一方本論の参考文献その他に示されたように、建物の応答からその振動特性を求めようとする時、相互作用の影響が大きい場合には、建物の頂部と底部の水平方向の応答のスペクトル比を求めても、基礎のロッキングの影響を除去できない事から基礎固定時のその建物の振動特性とは異なった結果となる事が知られている。また、相互作用の影響の大きい建物の上部を起振機により加振した試験結果が、基礎固定状態あるいは地震等による下部入力時の振動特性とどう関係づけられるかも重要である。

Luco 等は、こうした問題を扱う基本式や固有振動数、減衰定数等を求めるいわゆるパラメトリックな手法と検討例を示し¹⁾、また9階建 RC 建物の起振機加振試験に適用した²⁾。基礎がスウェイ、ロッキングする場合の影響の評価やその除去法は、運動方程式に用いる質点の絶対座標がスウェイ、ロッキングの影響項と建物の変形項から成る事から比較的容易に導かれ、近年では理解も広まりつつあるが、測定により得られたロッキング動の評価法やその精度など難しい面もあると考えられ、試験や実測結果への適用例は少ない。

筆者らはこうした問題に関し、基礎が水平動とともにロッキング

運動する場合に基礎固定時伝達関数を求める方法³⁾、同様な条件であるものの建物上部を起振機で加振された場合⁴⁾、水平動とともに若干のピッチング運動をする振動台上の試験体の基礎固定時伝達関数を求めた例⁵⁾等について報告してきた。前述の Luco 等の方法と、座標系や運動方程式、固有モードの利用など出発点となる基本事項は共通であるが、筆者らの提案手法と適用例は、伝達関数を(モード応答の絶対加速度) / (入力加速度)として表すいわゆるノンパラメトリックな手法である点に特色がある。この手法の長所としては、得られた伝達関数の形を見ただけでも、一般に親しまれている基礎が純粋に水平に動く場合の(応答絶対加速度) / (基礎水平動)による伝達関数(スペクトル比)の傾向と比較して、低振動数域で値が1になるか否かあるいは共振点付近の位相変化の状況が不自然でないかと言った検討や判断が可能な点があげられる。

本論では、相互作用の影響が大きく剛性の高い模型建物試験体の起振機加振試験、常時微動測定、発破による地盤振動に対する応答、等に対して提案手法を適用し、地動による慣性力に対する基礎固定時の1次ピークの伝達関数、即ち基礎が純粋に水平動する下部入力状態における1次ピークの伝達関数を求めた結果を示す。なお既発表文献 3)~5)では建物の上部構造部分は水平自由度のみに単純化して扱ったが、本論の場合には相互作用の1次ピークと基礎固定時の建物の1次ピークが1対3程度の振動数比とシステム同定上厳しい条件であったため、水平自由度に加え回転自由度も考慮した取

*1 鹿島技術研究所 上席研究員・工博

*2 鹿島原子力部 副部長・工修

*3 東京理科大学理工学部建築学科 教授・工博

*4 原子力発電技術機構 部長・工博

Supervisory Research Engineer, Kajima Technical Research Institute, Dr. Eng.
Deputy Senior Manager, Nuclear Power Department, Kajima Corporation, M. Eng.
Prof., Dept. of Architectural Engineering, Faculty of Science and Engineering,
Science Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
Senior Manager, Nuclear Power Engineering Corporation, Dr. Eng.

扱いとした。

相互作用の影響の大きい建物の基礎固定時伝達関数を精度良く求められる事、さらに上部加振の結果が基礎固定時の特性と関連づけられる、あるいは一方が他方に変換され得る事の実用的価値は大きい。例えば、建物の竣工時に起振機加振試験が実施される事が多く、同様の試験法によるデータの蓄積や実績も多数あり、一般にこれが試験法として最も信頼性が高いとされている。この結果から1次ピークのみにした基礎固定時伝達関数、建物のみ振動特性を抽出できれば、竣工時(健全時)の建物の全体的な特性として、後に高経年時や大地震後の健全性チェックの基準とでき、またこれらの健全性のチェックは加振試験を行わなくても、地震観測記録の活用や常時微動測定により行い得る事になる。本論の段階では損傷部位特定の方法論や実施例は示し得ていないが、建物全体を1自由度系として見た場合の剛性低下率等を検討する有用な方法論や適用例と考え報告するものである。

2. 基礎固定時伝達関数推定の方法

(1)基本式

図1に示すようなスウェイ・ロッキングする剛基礎を有した水平・回転自由度を有する上部構造質点系が、上部構造のある位置に設置された起振機により水平方向に加振される場合の、上部構造の運動方程式は下記で表される。左辺第1項のカッコ内は絶対座標に関する各質点の水平と回転の加速度を表す。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} H \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{\theta}_0 + \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{y}_0 + [C] \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} + [K] \begin{bmatrix} x \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} [E] \ddot{a}$$

ここで

$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix}$, $[C]$, $[K]$: 質量・慣性モーメントマトリクス、減衰マトリクス、剛性マトリクス。左上部分が併進、右下部分が回転自由度。

$\begin{bmatrix} x \\ \theta \end{bmatrix}$: 上部の x は、基礎と共に併進、回転する座標系に関する

各質点の併進の相対変位、下部の θ は同じく相対回転角。上部構造の変形分に相当する。

$\begin{bmatrix} H \\ 1 \end{bmatrix}$: 併進に対応する自由度の H は各質点の基礎からの高さ、

回転に対応する自由度での値は1。

θ_0, y_0 : 絶対座標に関する基礎の回転角と水平変位。

$\begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$: 併進に対応する自由度での値は1, 回転に対応する自由度での値はゼロ。

$[E]$: 起振機設置により加振される自由度が1, 他はゼロの値をとるベクトル。

$\ddot{a}$: $\ddot{a} = F/m_i$ (起振機の加振力 F を設置自由度の質量 m_i で除したもの。)

$\ddot{\theta}_0$ と $\ddot{y}_0$ を含む項を移項すると左辺は相対変位・回転角で表され、

(2)式が得られる。

絶対座標原点

図1 スウェイ・ロッキングモデルの記号と座標系の定義

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{\theta} \end{bmatrix} + [C] \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} + [K] \begin{bmatrix} x \\ \theta \end{bmatrix} =$$

(2)

$$-\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{\theta}_0 - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{y}_0 + \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} [E] \ddot{a}$$

ここで $\begin{bmatrix} x \\ \theta \end{bmatrix}$ を固有ベクトルで表示して $\begin{bmatrix} x \\ \theta \end{bmatrix} = [U] \{q\} = \sum_{s=1}^n \{u_s\} q_s$ とし

さらに(2)式の両辺に $\{u_s\}^T$ を左側から掛けると、ベクトルの直交性から(3)式が得られる。

$${}_s M \ddot{q}_s + {}_s C \dot{q}_s + {}_s K q_s =$$

(3)

$$-\{u_s\}^T \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{\theta}_0 - \{u_s\}^T \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \ddot{y}_0 + \{u_s\}^T \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} [E] \ddot{a}$$

ここで $\{u_s\}$ は基礎固定条件下での上部構造の s 次の固有ベクトル、 ${}_s q$ はある状態 $\begin{bmatrix} x \\ \theta \end{bmatrix}$ が有する $\{u_s\}$ 成分の大きさ、 ${}_s M$, ${}_s C$, ${}_s K$ は

s 次の広義の質量、減衰係数、ばね定数である。また(3)式右辺に現れる $\ddot{y}_0$, $\ddot{a}$, $\ddot{\theta}_0$ の係数に関連する量として以下のように ${}_s \beta$, ${}_s \gamma$, ${}_s \bar{H}$ (s 次の刺激係数、起振力の影響係数、等価高さ)を定義する。

$${}_s \beta = \frac{\{u_s\}^T \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}}{\{u_s\}^T \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \{u_s\}}, \quad {}_s \gamma = \frac{\{u_s\}^T \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} [E]}{\{u_s\}^T \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \{u_s\}},$$

$${}_s \bar{H} = \frac{\{u_s\}^T \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H \\ 1 \end{bmatrix}}{\{u_s\}^T \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}} \quad (4)$$

さらに ${}_s \omega = \sqrt{{}_s K / {}_s M}$, ${}_s h = \frac{{}_s C}{2 {}_s M {}_s \omega}$ および ${}_s q_0 = {}_s q / {}_s \beta$ を(3)式に代入し以下を得る。

$${}_s \ddot{q}_0 + 2 {}_s \omega {}_s h {}_s \dot{q}_0 + {}_s \omega^2 {}_s q_0 = -{}_s \bar{H} \ddot{\theta}_0 - \ddot{y}_0 + \frac{{}_s \gamma}{{}_s \beta} \ddot{a} \quad (5)$$

上式は ${}_s \omega$, ${}_s h$ で規定される上部構造系が右辺を水平動であるところの地動として受けた場合の式と見なせる事から、この系の水平方向の絶対加速度と地動加速度の比、すなわち伝達関数として下式が得られる。(5)式から(6)式への変形は容易である。(6)式の分母どうしは(5)式と等しい。また ${}_s \ddot{q}_0$ の移項により分子どうしが得られる。

$$\frac{2_s \omega_s h_s \ddot{q}_0 + s \omega_s^2 q_0}{s \ddot{q}_0 + 2_s \omega_s h_s \ddot{q}_0 + s \omega_s^2 q_0} = \frac{-s \ddot{q}_0 - s \bar{H} \ddot{\theta}_0 - \ddot{y}_0 + \frac{s \gamma}{s \beta} \ddot{\alpha}}{-s \bar{H} \ddot{\theta}_0 - \ddot{y}_0 + \frac{s \gamma}{s \beta} \ddot{\alpha}} \quad (6)$$

以上のように、地盤建屋相互作用を有する上部構造が起振機により水平方向に加振された場合の、剛地盤上の仮想状態における上部構造の地動に対する伝達関数を求める方法が示された。

(2)等価高さの応答によるモードの応答の代用

(6)式の $s \ddot{q}_0$ 以外の諸量は、各層重量や振動モードなど、設計図書その他から、あるいは測定値として比較的容易に求まる。固有ベクトル(振動モード)と同じ位置での測定値がそろえば測定結果から $s \ddot{q}_0$ が求まるが、多数の測定点を望めない場合も多いため、1次モードに関し適用可能なより簡便な方法を以下に示す。簡単のため振動モードの最上部の振幅を1、また各質点の質量は等しく慣性モーメントは無視し得るとし、等価高さ位置での応答が $s \ddot{q}_0$ にほぼ等しい事を示す。

i)逆三角形モードの場合

簡単のため最上部の高さを1とする。

$${}_1\beta = \frac{\int_0^1 x dx}{\int_0^1 x^2 dx} = \frac{3}{2} \quad (7)$$

$${}_1\bar{H} = \frac{\int_0^1 x^2 dx}{\int_0^1 x dx} = \frac{2}{3} \quad (8)$$

(8)式から等価高さは2/3となり、また逆三角形のモードであることから固有ベクトルのこの位置の自由度の振幅は2/3となる。さらに $\{x\} = \{u\}_1 \beta {}_1q_0$ である事と(7)式から、1次モードが支配的である振動数域では等価高さにおける相対変位の振幅が ${}_1q_0$ とほぼ等しい事がわかる。

ii)1/4正弦波形モードの場合

簡単のため最上部の高さを $\pi/2$ とする。

$${}_1\beta = \frac{\int_0^{\pi/2} \sin x dx}{\int_0^{\pi/2} \sin^2 x dx} = \frac{4}{\pi} \quad (9)$$

$${}_1\bar{H} = \frac{\int_0^{\pi/2} x \sin x dx}{\int_0^{\pi/2} \sin x dx} = 1 \quad (10)$$

(10)式から等価高さは最上部高さの $2/\pi$ 倍であるところの1となり、 $\sin(1)=0.841$ である事から $\{u\}_1 \beta$ の等価高さ位置の自由度における値は(9)式より $0.841 \times (4/\pi) = 1.071$ となる。従ってこの場合約

7%の誤差を許容すれば、1次モードが支配的である振動数域では、等価高さにおける相対変位の振幅が ${}_1q_0$ とほぼ等しいと言える。

以上のように、上記i)、ii)項を通じ、等価高さの相対変位が ${}_1q_0$ とほぼ等しい事が分かったが、この事からまた、等価高さにおける絶対加速度は(6)式右辺分子の $s \ddot{q}_0 + s \bar{H} \ddot{\theta}_0 + \ddot{y}_0$ (ただしこの場合 $s=1$)とほぼ等しいと言える。

(3)提案手法の誤差要因

以上に示したように本手法では、1)建物の基礎は剛である；2)上部構造は基礎とのみ連結され、埋込み等、地盤との連結は無い；の2つを仮定している。従って、実際の建物で基礎版が変形する場合や埋込みのある場合にはこれらは誤差が発生する要因となるため、適用にあたり注意が必要である。

3. 模型建物試験体への適用結果

(1)試験の概要

試験の全体計画や結果は、原子炉建屋の隣接効果試験のうちの実地盤上試験(図2参照)として文献6)~10)に示されているが、本論ではそのうち図3に基本形を示した同種二棟試験体の、S棟が単独で建てられ埋込みの無い時期(単独非埋込み)、同じく埋込みのある時期(単独埋込み)、N棟が付加され埋込みのある時期(隣接埋込み)の3ケースの状態に関する試験、測定結果につき検討する。模型建物は鉄筋コンクリート製で重量約660ton、地上2階地下1階、8m×8mの平面で基礎底面から頂部までの高さ10.5mである。埋込みケースでは埋込み深さは5m、またPS検層から得られた地盤Vsは以下のとおりである。即ち、支持地盤は340m/sec(GL-5.0m~8.0m)、430m/sec(~11.0m)、1290m/sec(~25.0m)、1590m/sec(~52.75m)、表層の周辺地盤は160m/sec(GL-0m~3.8m)、320m(~5.0m)、埋戻し土はS棟単独時は100m/sec~175m/sec、隣接時は155m/sec~235m/secである。

起振機による加振試験はRFあるいは1Fに起振機を設置し、S棟単独時には1~30Hz、隣接時には2~20Hzの範囲で実施された。隣接埋込み時には、常時微動と近隣での工事の発破による振動の観測記録がある。試験結果の代表例として、NS方向RF加振時の共振曲線を図4に示す。ピーク振動数は約7Hz~13Hzにある。一方、基礎固定とした模型建物の一本棒の曲げせん断モデルの1次共振点はNS方向が28.32Hz、EW方向が31.37Hzである。

(2)起振機加振試験への適用

手法や条件設定の妥当性確認のため、まず図5のモデルを用い

図2 隣接効果試験(実地盤上試験)の概要

NS 方向、1F 加振のシミュレーションを行った結果に対し提案式を適用した。ただし(6)式の ${}_s\ddot{q}_0 + {}_s\bar{H}\ddot{\theta}_0 + \ddot{y}_0$ の代わりに、等価高さ位置に近い 2F 応答を用いた。

等価高さは基礎底面より 8.731m、2F 測定点は測定結果は 7.89m (センサーの高さ 14cm を考慮、2F 床上面高さは 7.75m) の位置にある。シミュレーション結果としては 2F 床上面高さをを用いている。測定結果の 2F や基礎の水平応答は両端 (NS 加振の場合は東西端) 2 点の平均として、回転は四隅の上下動から求めた。発破や

常時微動の場合も同様である。また基礎に付くスウェー、ロッキングばねおよびそれらの連成項は、1~30Hz の範囲で得られている単独埋込みの起振機加振結果から逆算した。

スウェー、ロッキングばねを有するこのモデルによるシミュレーション結果に上記の本論の手法を適用した結果、図 6 の伝達関数が得られた。仮定した 1% の減衰定数や上記の 28.32Hz と整合する結果であり、手法の妥当性が確認されたと言える。なお参考のため、図 7 には 2F の応答、図 8 には(6)式を分母を示した。分母側がゼロに近い値となり位相も急変する事により伝達関数のピークが得られている事が分かる。この事はまた、分母側の小さな誤差でも伝達関数の推定精度に影響を与え易いと言え、前章で述べた 2 つに加え第 3 の誤差要因として、本手法を適用する上での注意事項と言える。

次に、単独非埋込みの NS 方向 RF 加振、1F 加振の実測結果に適用し図 9 の結果を得た。RF 加振結果からの変換では 25.2Hz、1F 加振では 26.6Hz のピーク振動数が得られている。振動数増加に伴い位相遅れ (正) 方向ではなく進み方向への変化が見られる等ピーク付近での位相変化が本来の基礎固定時と逆方向であったり (この位相変化に関しては後の第 4 章で考察する)、1F 加振では見かけの減衰定数が大きい等の誤差的な現象も見られるが、10Hz 付近までの低振動数域ではほぼ伝達関数の振幅が 1、位相がゼロである事、また位相が顕著に変化するのがピーク付近に限られる事など、信頼すべき精度が得られていると考えられる現象も多い。結局、実測による非埋込み時の基礎固定条件下の伝達関数ピークとして、25~26Hz 程度の値が得られたと考えられる。

次に単独埋込み時の実測結果に関し同様に行い、図 10 の結果を

図 3 対象とする模型建物

図 4 起振機による加振試験結果代表例 (共振曲線)

図 6 シミュレーションモデルへの適用結果

図 7 シミュレーションモデルの 2F 応答

図 8 シミュレーションモデルの (6)式分母

図 5 解析モデル

得た。図9のRF加振で見られた11Hz付近の振幅や位相の乱れ、ピークにおける位相遅れの状況、見かけの減衰定数等は改善された。ただし上記の非埋込みケースには無かった埋込み効果がシステム同定上の誤差要因となっている。近似的には、埋込みがありかつ基礎固定時の伝達関数を推定している事になる。RF加振からは29.4Hz、1F加振からは24.0Hzの結果が得られた。なお埋込み効果による推定誤差は、上部の振幅が大きい振動形となる事から

図9 単独非埋込み加振試験への適用結果

図10 単独埋込み加振試験への適用結果

図11 発破による振動(隣接埋込み)への適用結果

図12 常時微動(隣接埋込み 1999年9月14日測定)への適用結果

図13 常時微動(隣接埋込み 1999年9月11日測定)への適用結果

図14 常時微動測定による各階の伝達関数(振幅)

RF 加振の方が大きいと考えられる。

(3)発破による振動記録への適用

試験体から直線ではば 1.5km の位置で発電所建設の地盤の掘削工事が行われており、その発破による振動を、振動試験用の高感度な計測体制で記録する事ができた。40Hz ローパスフィルター、毎秒 81.92 ポイントのサンプリングで 20 秒間の記録を用いた。ハニングウィンドウを 5 回掛けている。この結果に対し(6)式を適用した。起振機の加振力に係わる項は値がゼロとなる。また試験体は隣接埋込みの状態であり、単独状態時と同一の S 棟の NS 方向に関し分析した。図 11 に示す伝達関数のように、26.4Hz のピークと、この付近での位相の変化が確認された。また 12Hz 以下の低振動数域ではほぼ振幅が 1、位相がゼロである。同図中の分母側、分子側（2F 応答）のフーリエスペクトルを見ると、伝達関数のピークが存在する 20Hz 以上の領域ではパワーが小さい。図中にはまた、2F 東側測定点の波形の記録長 20 秒のうちの主要部を示した。振動試験用の高感度な計測であったため良好な結果が得られたと考えられる。また起振機加振のシミュレーションに関し示した図 7、図 8 と類似の傾向で、分母側がゼロに近い値となる事により伝達関数のピークが得られている。

(4)常時微動記録への適用

常時微動に関しては、40Hz ローパスフィルター、毎秒 81.92 ないし 100 ポイント、1 フレーム 20 秒間のデータで 90 回ないしは 96 回のアンサンブル平均を行い、ハニングウィンドウを 5 回掛けた。NS 方向に関し図 12、図 13 の結果が得られた。図中には、フーリエスペクトルに相当する、パワースペクトルの平方根も示した。15Hz 付近以下では、ほぼ伝達関数の振幅が 1、位相がゼロである。ピーク振動数としては 25.6Hz と 25.1Hz が得られた。これらの値は上記(2)～(3)章の結果と比較し妥当と言える。結局、測定条件や加振位置により若干の差やばらつきは見られるものの、起振機加振の場合には加振位置を同じとする、常時微動や地震記録の場合には複数回実施する、等の配慮により再現性や推定の精度が向上すると考えられる。なお地震観測データに対しても提案手法の適用を試みたが、強震計としての感度設定では 25～30Hz 以上の領域にノイズ以外の有効な成分が乏しく、今回のケースでは良好な結果が得られなかった。

4. 考察

(1)常時微動によるシステム同定に関する考察

図 12、図 13 のような伝達関数においては、近接した振動数にいくつかの見かけ上のピークが見られ、どれが真のピークか不明確な場合も考えられる。これは、周波数成分が小さい領域においてシステム同定を試みた事から来る結果と言える。例えば、図 11 の発破振動時のフーリエ振幅と比較し、図 12、図 13 の常時微動時のパワースペクトル平方根の振幅は一桁小さい。また発破振動（図 11）においては、20Hz～30Hz の領域で分子側のスペクトルが比較的平坦、分母側に振幅の小さい箇所が見れる事によってピークが形成されるのに対し、常時微動ではこの振動数域で分子側、分母側にいくつかのピークが見れる。こうした現象発生メカニズムに関し、以下のような検討、考察を行った。

1) 図 5 のモデルに地動を与え、基礎固定時の共振点など 20Hz 以

上の領域で何らかのピークが現れるか否か確認したが、基礎や上部の応答にこうしたピークは見られなかった。従ってこれらのピークの発生には、図 5 のモデルで表現されないメカニズム、例えば埋込み部分地下壁からの表面波による入力などが関係していると考えた。

2) (6)式による伝達関数を、等価高さ位置に近い 2F だけでなく、他の階に関しても求め図 14 に示した。これらは厳密にはモードの伝達関数ではないが、クロススペクトルによって各点の応答比を求める際の規準信号として(6)式の方母側を用いたと考えれば、各階の伝達関数の状況を把握するのに有効な手法と考えた。

3) 図 14 では、先にピーク振動数とした 25.6Hz（9 月 14 日測定）と 25.1Hz（9 月 11 日測定）のピークはほぼ各階共通に見られるが、他は特定の測定点のみに現れる見かけ上のピークと言える。従って、各階の伝達関数を検討する事は、ピーク振動数特定の信頼性を向上させると言える。なお、上記の 2 つの振動数の差は、ピーク振動数付近の測定データの周波数成分の大きさ等、与えられた条件下での、常時微動に(6)式を適用する場合の誤差の例を表していると言える。

4) B1F のスペクトルは 20Hz 以上の領域で 1F よりピークが大きい傾向がある。この現象の原因は断定し難いが、B1F 水平動を含む(6)式分母側との、アンサンブル平均によるクロススペクトルをとっている事から、すなわち同一信号を含む事から相関が高くなり、こうした信号処理上の理由でピークが大きくなった事も考えられる。

5) 以上述べたように、本論における常時微動への適用は、パワーが小さく S/N 比の悪い周波数領域を対象として分析しているためやや不確定な面もあるが、図 14 のような検討も加える事により実用的な段階に達していると言える。対象が模型試験体であったため基礎固定時の共振点が高くその点では不利な条件であった。

(2)各ケースの振幅

起振機加振、発破、常時微動と振幅の異なる記録を用いて伝達関数を求めている事から、各ケースの振幅が伝達関数に与える影響を考察する。2F の応答を代表的な応答として扱う。

起振機加振の結果は加振力 1tonf あたりの応答に換算され図 4、図 7、図 8 で表示されているため、実振幅に戻す必要がある。基礎固定時伝達関数の 1 次ピーク周辺の振動数範囲として 20Hz～30Hz を考える。加振力は単独埋込み 1F 加振は $100\text{kg} \cdot \text{cm} \times (2\pi f)^2 / s^2$ 、他は $60\text{kg} \cdot \text{cm} \times (2\pi f)^2 / s^2$ であり、加振力 1tonf あたりの 2F 応答は埋込み、非埋込みともこの振動数範囲で RF 加振では 4.5Gal、1F 加振では 2Gal でほぼ一定である（図 7 参照）。加振力（偏心モーメ

表 1 起振機加振時 20Hz～30Hz 域での 2F 応答実振幅
上段：加速度振幅 下段：起振機偏心モーメント

試験体	RF加振	1F加振
単独非埋込み	4Gal～10Gal (60kg・cm)	2Gal～4Gal (60kg・cm)
単独埋込み	同上	3Gal～7Gal (100kg・cm)

図 15 発破による 2F 波形（20Hz～30Hz）バンドパスフィルター

ント $60\text{kg}\cdot\text{cm}$ で $0.967\text{tonf}\sim 2.18\text{tonf}$ 、 $100\text{kg}\cdot\text{cm}$ で $1.61\text{tonf}\sim 3.63\text{tonf}$ を考慮して実振幅に直すと既算値として表 1 の結果を得る。最大で 10Gal である。実験時に 10Hz 前後で実際に得られるピークは 1tonf 換算の共振曲線上では大きな値を示すが、この振動数域では加振力が小さいため実振幅としては上記の 10Gal より小さい。例えば図 4 の単独非埋込みケースのピークで約 4Gal である。表 1

の結果をまとめると、加振試験時 $20\text{Hz}\sim 30\text{Hz}$ 域における 2F 応答は $2\text{Gal}\sim 10\text{Gal}$ の範囲にあると言える。

次に発破による振動時の $20\text{Hz}\sim 30\text{Hz}$ の成分の振幅を評価するため、図 11 中の 2F 速度波形に上記周波数域のバンドパスフィルターをかけた。結果を図 15 に示す。最大値 $0.264\times 10^{-3}\text{cm/sec(mkine)}$ を 25Hz として加速度に換算すると 0.04Gal となる。常時微動時の

図 16 1F 加振結果による(6)式分子・分母

図 17 1F 加振結果による(6)式 $(-\bar{H}\ddot{\theta}_0 - \ddot{Y}_0)$ 項

a. 振幅と位相の模式図

b. ベクトル表示した振幅と位相
(1) 単独非埋込み

a. 振幅と位相の模式図

b. ベクトル表示した振幅と位相
(2) 単独埋込み

図 18 (6)式分母の位相形成の模式図

振幅は当然発破振動より小さく、その様子は図 15 の微小振動部分や図 11 と図 12、図 13 のスペクトルの比較からも分かる。

以上総合すると、起振機加振で 2Gal~10Gal、発破振動で 0.04Gal、常時微動ではそれ以下の振幅であった。コンクリート剛性の振幅依存性による振動数の変化が顕著に現れるとは考えられない領域と言える。従って、各同定結果の振動数の差は、主として振幅依存性以外の要因、2 章、3 章で述べた 3 つの要因による誤差等によると考えられる。

(3)基礎固定時ピーク振動数付近の伝達関数の位相

特に起振機加振結果の図 9 において、伝達関数の位相が振動数増加に伴い負（位相進み）側へ変化する現象の原因を考察する。図 9（単独非埋込み）と図 10（単独埋込み）の 1F 加振結果の、伝達関数(6)式の分子と分母を図 16 に示す。20Hz~30Hz の領域において分子側は位相が $180(-180^\circ)$ 付近ではほぼ一定である。一方分母側は、基礎固定時のピーク振動数付近で、非埋込みでは -180° 側から 0° 側へ変換し、埋込みでは 180° 側から 0° 側へ変換する。従って（伝達関数の位相）=（分子の位相）-（分母の位相）であることから、つまり、分母側の位相が -180° から 0° 側に変化した事が図 9 において、伝達関数の位相が 0° 側から -180° 側へ変化した事の原因と言える。次に分母側の差が出た原因を見るため、非埋込みと埋込みの(6)式分母側のうちの第 1 項と第 2 項の和 $(-\ddot{H}\ddot{\theta}_0 - \ddot{y}_0)$ と第 3 項 $\left(\frac{s\gamma}{s\beta}\ddot{\alpha}\right)$ を示す。第 3 項は定数項（振幅一

定、位相ゼロ）である。まず図 17 に実際の結果を示した。また、図 17 の結果から図 16 の分母側の差が生ずるプロセスをもう少し説明するため、図 18 に模式図を示した。a 図中の振動数が a、b、c と変化する際の振幅と位相をベクトルとしても b 図中に表した。 $\overline{OD'}$ は $\overline{OD}$ （定数項）と大きさが等しく向きが反対のベクトルである。振動数 a、b、c における(6)式分母側は $\overline{D'A}$ 、 $\overline{D'B}$ 、 $\overline{D'C}$ であり、非埋込みケースでは -180° 方向から -90° 付近、 0° 付近と変化するのに対し埋込みケースでは $+180^\circ$ 方向から $+90^\circ$ 付近、 0° 付近へと変化する事が分かる。図 17 に示された 20Hz~30Hz 領域におけるわずかな位相の差が、(6)式分母側の位相の差となり（図 16 参照）、これがまた図 9、図 10 の位相の差となった事が分かった。

図 17 における上記の位相の差が発生した原因は特定し難いが、わずかな位相の差がピーク付近での伝達関数の位相変化の状態を逆転させる可能性がある事が分かり、この点は今後も注意が必要と言える。

また常時微動から得られた伝達関数のピーク付近の位相の状況（図 12、図 13）も、図 10、図 11 のような(6)式から予想される傾

向の位相とは異なっている。これに関しては、この周波数域でパワーの小さい記録を用いた事から来る現象と考えるが、明確な結果を得るためには、他の構造物への適用例が増え、今後データが蓄積される事を待つ必要があると考えられる。

5. まとめ

地盤建屋相互作用の影響の大きい振動データから基礎固定時の建物の伝達関数を求める方法を示し、シミュレーションモデルや模型試験体に関する実測結果に適用し有効性を確認した。大地震後や高経年時の建物の健全性チェックに使用し得る手法と考えられる。また今後の課題として、実際の建物への適用や埋込み効果の影響の定量的評価を行う事が考えられる。なお本論は、財団法人原子力発電技術機構が経済産業省より委託を受けて実施した耐震安全解析コード改良試験「原子炉建屋の隣接効果試験」の内容の一部である。

参考文献

- 1) Luco, J. E. : Soil-structure Interaction and Identification of Structural Models, Proc. 2nd ASCE Conf. on Civil Engng. and Nuclear Power, Vol. 2, pp. 10/1/1-10/1/31, 1980. 9
- 2) Luco, J. E., Wong, H.L., and Trifunac, M. D. : Soil-structure Interaction Effects on Forced Vibration Tests, Report 86-05, Dept. of Civil Engineering, Univ. So. Calif., Los Angeles, Calif., 1986. 9
- 3) 石橋敏久, 内藤幸雄 : 基礎のロッキングを考慮した構造物の伝達関数評価法の検討, 鹿島技術研究所年報第 42 号, pp. 199-203, 1994.10
- 4) Naito, Y., Sato, K., Uchiyama, S., Masuda, K., Iwamoto, K. : System Identification of Structural Characteristics for Ground Motion using Forced Vibration Test Results, Transactions of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 14) K05/1, pp. 185-192, 1997. 8
- 5) 内藤幸雄, 片山洋, 三枝努, 早川崇, 鶴巻静雄, 秋山宏, 瀧口克己 : コンクリート製原子炉格納容器耐震実証試験 (II. RCCV 耐震実証試験) その 8. ビッチングの影響除去法と減衰定数評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集 21593, pp. 1185-1186, 1999. 9
- 6) Yano, T., Kitada, Y., Iguchi, M., Hirofani, T., Yoshida, K. : Model Test on Dynamic Cross Interaction of Adjacent Buildings in Nuclear Power Plants, Proceedings, 12WCEE, #0477, 2000. 1
- 7) 鈴木篤, 北田義夫, 井口道雄, 谷野達夫, 内藤幸雄 : 地震観測にもとづく構造物の隣接効果の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 21169, pp. 337-338, 2000. 9
- 8) Kitada, Y., Iguchi, M., Fukuwa, N., Kusakabe, K., Nishikawa, T., Shinozaki, Y. : Model Test on Dynamic Cross Interaction of Adjacent Buildings in Nuclear Power Plants-Overview and Outline of Earthquake Observation in the Field Test, Transactions, SMiRT 16, Session K, #1272, 2001. 8
- 9) Naito, Y., Yano, T., Suzuki, A., Kurita, S., Kazama, M. : Model Test on Dynamic Cross Interaction of Adjacent Buildings in Nuclear Power Plants-Field Test, Transactions, SMiRT 16, Session K, #1138, 2001. 8
- 10) 鈴木篤, 北田義夫, 井口道雄, 日下部馨, 西川孝夫, 内藤幸雄, 篠崎祐三, 福和伸夫, 谷野達夫, 吉田長行, 栗田哲, 田守伸一郎 : 隣接構造物の動的相互作用に関する試験 (その 1~その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集 21476-21478, pp. 951-956, 2001. 9

(2002年 6 月 7 日原稿受理, 2002年11月21日採用決定)