

第3章 地盤-構造物の動的相互作用の分析

3.1 はじめに

前章 2.3 節において、フーリエスペクトル比等の地震観測記録の整理結果から、建築物の地震応答に対する地盤-構造物の動的相互作用の影響の有無、様相を把握できることを示した。地盤-構造物の動的相互作用が地震応答にあまり影響しないと判断される観測建築物については、これと構造、地盤等の条件が類似するものも含め、その地震応答は基礎固定系として扱っても妥当に評価されると考えられる。

一方、地盤-構造物の動的相互作用が地震応答に明らかに影響していると判断される観測建築物については、地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果を定量的に評価することが課題となる。

本章 3.2 節では、同定手法を活用して、このような地盤-構造物の動的相互作用による効果を地震観測記録からより直接的に評価することを検討する。まず、評価方法を示し、次に、これを観測記録において地盤-構造物の動的相互作用の影響が明らかに見られる建築物に適用して、地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果を定量的に示す。この際、地盤-構造物の動的相互作用は、慣性の相互作用と入力相互作用(入力損失)に分離して評価される。

なお、ここでの検討対象としては、このような地盤-構造物の動的相互作用の影響が明らかに見られる建築物として、前章 2.3 節で記録の整理結果を示した区分Ⅰの UTM(3F+B1F, 直接基礎)、EDG(3F, 杭基礎)、TKS(5F, 杭基礎)、及び、区分Ⅱの NIT(6F, 杭基礎)を取り上げている。

観測建築物 TKS 及び NIT については、2011 年東北地方太平洋沖地震での記録も観測しており、本地震時においては、TKS の場合は地盤が、NIT の場合は地盤及び上部構造の双方が非線形化している。非線形化による建物応答への影響は、本章 3.2 節で同定による方法によっても評価しているが、非線形化の影響について別の角度から検討を進めるために、本章 3.3 節ではシミュレーションによっても非線形化した場合の地盤-構造物の動的相互作用の影響を分析している。

3.2 同定に基づく方法による分析

3.2.1 同定に基づく方法について

本方法では、まず、地震観測記録からスウェイモデル又はスウェイロッキングモデルの諸元を入力損失効果も含め同定する。次に、同定結果に基づき、ランダム振動理論を用いて、入力と慣性力の相互作用を分離して、建物の最大変形に対する地盤－構造物の動的相互作用の影響を算定・表示する。以下、本方法を解説する。

(1) スウェイモデルを用いる場合の同定

建物の塔状比が小さく、杭基礎のように水平方向に比較して鉛直方向の地盤ばね剛性が高い場合は、連成系の挙動はスウェイモデルで表すことができる。調和振動を仮定すると、図 3.2-1 に示すスウェイモデルの運動方程式は、次式で与えられる。

$$\begin{bmatrix} K_1 - \omega^2 m_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 + K_H - \omega^2 m_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ Y_1 \end{Bmatrix} = +\omega^2 \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_0 \end{Bmatrix} Y_{FIM} \quad (3.1)$$

ここで、

- y_{FIM} : 基礎入力動
- x_1 : 基礎入力動に対する建物の相対変位
- y_1 : 基礎の基礎入力動に対する相対変位
- z_1 : 1 自由度系に縮約した建物の絶対変位
- z_0 : 基礎の絶対変位
- m_1 : 縮約 1 自由度系の質量
- m_0 : 基礎質量
- $K_1 = k_1 + i\alpha c_1, \quad K_H = k_H + i\alpha c_H$
- k_1, c_1 : 建物の剛性と減衰係数
- k_H, c_H : 水平地盤ばねの剛性と減衰係数

また、式(3.1)においては、 $x_1 = X_1 e^{i\alpha t}$, $y_1 = Y_1 e^{i\alpha t}$, $y_{FIM} = Y_{FIM} e^{i\alpha t}$ のように複素振幅を大文字で表すことにする (以下、同様)。

観測記録としては、建物、基礎、自由地盤の z_1 , z_0 , y_{FF} が得られているとする。式(3.1)において、入力地震動は自由地盤応答 y_{FF} ではなく基礎入力動 y_{FIM} であることに注意する必要がある。基礎入力動と自由地盤の複素振幅の関係を、

$$Y_{FIM} = \lambda_{FIM} Y_{FF} \quad (3.2)$$

とおくと、3 観測記録間の伝達関数は以下のように与えられる。

$$\frac{Z_1}{Z_0} = \frac{K_1}{K_1 - \omega^2 m_1} \quad (3.3)$$

$$\frac{Z_1}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \left\{ \frac{K_H}{-\omega^2 m_1 + (K_H - \omega^2 m_0)(1 - \omega^2 m_1 / K_1)} \right\} \quad (3.4)$$

$$\frac{Z_0}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \left\{ \frac{K_H (1 - \omega^2 m_1 / K_1)}{-\omega^2 m_1 + (K_H - \omega^2 m_0)(1 - \omega^2 m_1 / K_1)} \right\} \quad (3.5)$$

一般には建物の観測点は縮約 1 自由度系の代表高さ H とは異なるので、 z_1 に代えて観測高さ H_{obs} での建物応答 z_{1obs} の伝達関数を与える。建物の 1 次モードを逆三角形と仮定すると、次式となる。

$$\frac{Z_{1obs}}{Z_0} = \frac{K_1 + \omega^2 m_1 (H_{obs} - H)/H}{K_1 - \omega^2 m_1} \quad (3.3)'$$

$$\frac{Z_{1obs}}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \frac{(1 + \omega^2 m_1 / K_1 \cdot (H_{obs} - H)/H) K_H}{\{-\omega^2 m_1 + (K_H - \omega^2 m_0)(1 - \omega^2 m_1 / K_1)\}} \quad (3.4)'$$

式(3.3)', (3.4)', (3.5)の伝達関数と観測記録から得られる伝達関数の誤差が最小になるように、非線形最小二乗法を用いて k_1, c_1, k_H, c_H を決定する。スウェイモデルでは、最初に式(3.3)'を用いて k_1, c_1 を決定し、次に式(3.4)', (3.5)から k_H, c_H を決定するという手順も可能であるが、段階的に変数を決定すると、後で決める変数にその段階で生ずる観測との誤差をしわ寄せすることになるので、本論では一段階の同定で変数を決定することにした。 λ_{FIM} の決定については後述する。

水平地盤ばねが決まれば、次式のように基礎応答から上部・基礎の慣性力による基礎応答を取り除くことで、基礎入力動を求めることができる。

$$Y_{FIM} = Z_0 - \frac{\omega^2}{K_H} (m_1 Z'_{1obs} \tilde{H}_{Z_1/Z_{1obs}} + m_0 Z'_0) \quad (3.6)$$

ここで、 Z'_{1obs}, Z'_0 は建物と基礎の観測値、 $\tilde{H}_{Z_1/Z_{1obs}}$ は同定モデルから求まる観測点高さの応答に対する代表高さの応答の伝達関数である。

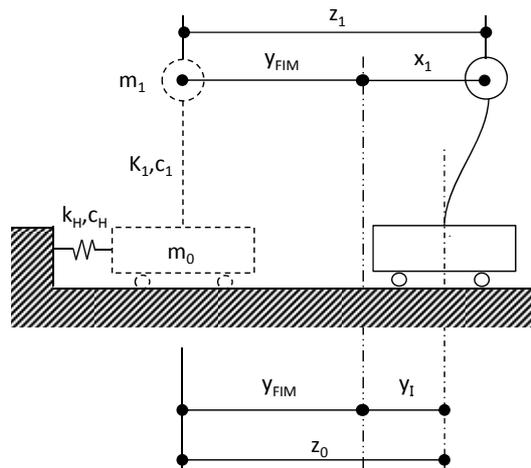


図 3.2-1 スウェイモデル

(2) スウェイロッキングモデルを用いる場合の同定

連成系モデルとしてより一般的な SR モデルを適用する場合について述べる。調和振動を仮定すると、図 3.2-2 に示す SR モデルの運動方程式は次のように表される。

$$(-\omega^2 [M] + [K]) \{X\} = \omega^2 [M] \{Y\} \quad (3.7)$$

ここで、

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix}, \quad [K] = \begin{bmatrix} K_1 & -K_1 & -K_1 H \\ -K_1 & K_1 + K_{HH} & K_1 H + K_{HR} \\ -K_1 H & K_1 H + K_{RH} & K_{RR} + K_1 H^2 \end{bmatrix}$$

$$\{X\} = \begin{Bmatrix} Y_I + H \Theta_I + X_I \\ Y_I \\ \Theta_I \end{Bmatrix}, \quad \{Y\} = \begin{Bmatrix} Y_{FIM} + H \Theta_{FIM} \\ Y_{FIM} \\ \Theta_{FIM} \end{Bmatrix}$$

θ_{FIM} : 基礎入力動の回転成分

θ_I : 回転基礎入力動に対する基礎の相対回転

x_I : 基礎応答に対する建物の相対変位

I_0 : 基礎の回転慣性

k_{HH}, c_{HH} : 水平地盤ばねの剛性と減衰係数

k_{RR}, c_{RR} : 回転地盤ばねの剛性と減衰係数

k_{HR}, c_{HR} : 水平回転連成地盤ばねの剛性と減衰係数

スウェイモデルと共通する変数の説明は割愛する。

なお、後述するように、地盤ばねの周波数依存性を無視できない場合には、仮想質量を加えた同定も行っている。

SR モデルによる同定では、本来は基礎回転の観測記録を必要とするが、基礎回転の観測記録が得られていない場合が多く、本研究での観測例では、基礎回転の観測記録を用いても基礎固定の建物応答を適切に抽出できなかつたことから、ここでは建物、基礎、自由地盤の水平の観測記録のみを用いることにした。

式(3.7)の右辺に、単位の水平基礎入力動 $\{Y\} = \{1 \ 1 \ 0\}^T$ を与えたときと、単位の回転基礎入力動 $\{Y\} = \{H \ 0 \ 1\}^T$ を与えたときの基礎及び建物の慣性力による相対変位を、

$$\begin{matrix} \bar{Y}_{H-I} & \bar{\Theta}_{H-I} & \bar{X}_{H-I} \\ \bar{Y}_{\Theta-I} & \bar{\Theta}_{\Theta-I} & \bar{X}_{\Theta-I} \end{matrix}$$

とすると、建物の1次モードを逆三角形と仮定すると、自由地盤に対する建物と基礎の伝達関数は、次のように与えられる。

$$\frac{Z_{1obs}}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \left[\left(1 + \bar{Y}_{H-I} + H_{obs} \bar{\Theta}_{H-I} + \bar{X}_{H-I} \frac{H_{obs}}{H} \right) + \left(1 + \frac{\bar{Y}_{\Theta-I}}{H_{obs}} + \bar{\Theta}_{\Theta-I} + \frac{\bar{X}_{\Theta-I}}{H} \right) \cdot \frac{H_{obs} \Theta_{FIM}}{Y_{FIM}} \right] \quad (3.8)$$

$$\frac{Z_0}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \left[\left(1 + \bar{Y}_{H-I} \right) + \frac{\bar{Y}_{\Theta-I}}{H} \cdot \frac{H \Theta_{FIM}}{Y_{FIM}} \right] \quad (3.9)$$

さらに、式(3.8)と式(3.9)の除算から、建物と基礎の伝達関数が求まる。以上の、3組の伝達関数と観測記録から求まる伝達関数の誤差が最小になるように、建物および地盤ばねを決定する。ただし、基礎回転動を用いない場合、建物の剛性と回転地盤ばねを分離することは実質的に不可能なので、建物剛性か回転地盤ばねのどちらかを仮定することにした。したがって、同定で求められるのは、後述する基礎入力動の特性を記述する変数を除いて4変数である。同定は、スウェイモデルと同様に1段階で行う。

基礎の観測記録から基礎入力動を求める方法を述べる。上部・基礎の慣性力による基礎応答は、次式で計算することができる。

$$\begin{Bmatrix} Y_I \\ \Theta_I \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Delta} \begin{bmatrix} 1 & -\frac{K_{HR}}{K_{HH}} \\ -\frac{K_{RH}}{K_{RR}} & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\omega^2 m_0 Z'_0 + \omega^2 m_1 Z'_{1obs} H_{Z_1/Z_{1obs}}}{K_{HH}} \\ \frac{\omega^2 I_0 \Theta'_0 + \omega^2 m_1 H Z'_{1obs} H_{Z_1/Z_{1obs}}}{K_{RR}} \end{Bmatrix} \quad (3.10)$$

$$\Delta = 1 - K_{HR}^2 / (K_{HH} K_{RR})$$

ここで、 Θ'_0 は基礎回転の観測値である。次式のように基礎応答から慣性力応答を取り除けば、入力相互作用のみを反映した基礎入力動を算出することができる。

$$Y'_{FIM} = Z'_0 - Y_I \quad (3.11)$$

$$\Theta'_{FIM} = \Theta'_0 - \Theta_I \quad (3.12)$$

式(3.7)～(3.12)では、基礎入力動の回転成分を含む一般形を示したが、以下の検討では、根入れがそれほど深くないものに適用することを前提に、 $H\Theta'_{FIM}/Y'_{FIM} \cong 0$ と仮定する。また、同じ条件で地盤ばねの連成項は小さいと考えられるので、 $k_{HR} \cong 0$ 、 $c_{HR} \cong 0$ と仮定する。

ここで、原口ら¹⁾の研究との相違について述べておく。原口らは、建物の特性のみを含む伝達関数の同定(Step.1)、回転地盤ばねが加わった伝達関数の同定(Step.2)、水平地盤ばねが加わった伝達関数の同定(Step.3)、の3段階に分けて未知数を決定している。原口ら¹⁾は、常時微動観測を想定した数値実験で、Step.1 では建物の減衰定数が過大評価される傾向があるとして、建物のばね定数のみを決定している。次に Step.2 で、建物の減衰定数をパラメトリックに変化させて回転地盤ばねを同定すると、回転地盤ばねの剛性が最大になるときに建物の減衰の正解が得られるという経験則が成立するとして、建物の減衰と回転地盤ばねの剛性と減衰の3変数を決定している。文献2)も、文献1)の方法を参照して観測記録の分析を行っている。しかし、本研究での検証では減衰が過大評価される現象は確認されなかったため、建物の減衰も含めて1段階の最小二乗法で決定した。

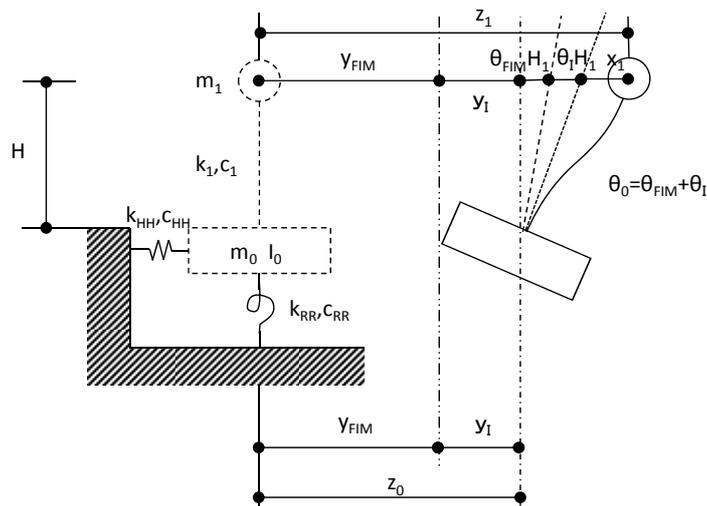


図 3.2-2 SR モデル

(3) 入力損失のモデル化

入力損失をシステム同定の手続きに組み込むためには、入力損失を関数表示する必要がある。

本論では、原田らの研究³⁾を参考にして、以下のように回折関数（以下、dif型）で与えることにした。

$$|\lambda_{FIM}| = \left| \frac{Y_{FIM}}{Y_{FF}} \right| = \frac{\sin \omega \eta}{\omega \eta} \quad (3.13)$$

ここで、 η は時間の次元を持つ未知変数である。

基礎入力動と自由地盤応答は位相差を持つが、位相差も関数化してモデル化すると拘束が強くなり過ぎると考えて、本論では振幅比のみをモデル化した。その結果、本論では伝達関数の振幅のみを対象として同定を行っている。実際の計算では、 η を変化させながら、建物ばねと地盤ばねの同定を繰り返し、観測との残差が最小となる η を採用した。

(4) 地盤一構造物の動的相互作用が建物の応答変形に及ぼす影響の表示

観測記録の入力損失は、地盤と基礎の最大加速度振幅比で示されることが多い。しかし、この場合は固有振動数ゼロの剛建物の入力損失を表示することになり、入力損失が過大表示されることが多い。また、入力と慣性力の相互作用の影響が混在する基礎の観測記録をそのまま用いているという問題もある。そこで、本論では、入力と慣性力の相互作用を分離し、建物の最大変形への影響を算定する方法を示す。

基礎入力動、自由地盤応答、基礎応答に対する建物相対変位の伝達関数は、同定モデルを用いて、それぞれ以下のように与えられる。

$$|H_{X_1/Y_{FIM}}(\omega)| = \frac{|Z_{1obs} - Z_0 - \Theta_0 H_{obs}|}{\omega^2 |Y_{FIM}|} \quad (3.14)$$

$$|H_{X_1/Y_{FF}}(\omega)| = \frac{|Z_{1obs} - Z_0 - \Theta_0 H_{obs}|}{\omega^2 |Y_{FF}|} \quad (3.15)$$

$$|H_{X_{1fix}}(\omega)| = \frac{|Z_{1obs} - Z_0 - \Theta_0 H_{obs}|}{\omega^2 |Z_0 + \Theta_0 H_{obs}|} \quad (3.16)$$

ここで、 Z_{1obs} は逆三角形分布を仮定して算定した。また、加速度で規定された入力地震動から建物相対変位を計算しようとしているので、 ω^2 で除した伝達関数を示している。式(3.16)は基礎固定の建物の伝達関数である。基礎入力動、自由地盤応答、基礎応答の加速度のパワースペクトル密度を $S_0(\omega)$ とし、定常ランダム応答を想定すると、建物変形の分散は以下のように与えられる。

$$\sigma_{X_1/Y_{FIM}}^2 = 2 \int_0^{\infty} |H_{X_1/Y_{FIM}}(\omega)|^2 S_0(\omega) d\omega \quad (3.17)$$

$$\sigma_{X_1/Y_{FF}}^2 = 2 \int_0^{\infty} |H_{X_1/Y_{FF}}(\omega)|^2 S_0(\omega) d\omega \quad (3.18)$$

$$\sigma_{X_{1fix}}^2 = 2 \int_0^{\infty} |H_{X_{1fix}}(\omega)|^2 S_0(\omega) d\omega \quad (3.19)$$

ここで、典型的な設計用地震動の周期特性として加速度応答 S_a 一定又は擬似速度応答 S_v 一定を想定して、パワースペクトル密度は次式で与える。

$$S_0(\omega) = \omega^{-1} \quad : \text{加速度応答一定} \quad (3.20)$$

$$S_0(\omega) = \omega \quad : \text{擬似速度応答一定} \quad (3.21)$$

最大応答値は標準偏差とピークファクターの積で表されるが、ピークファクターは3前後の値となることが多いこと、また同じ物理量では同程度の値になると考えられることから、これを省

略して一定値と見なすと、基礎固定に対する慣性力の相互作用(II)と入力との相互作用(KI)による建物相対変位の低減率は次のように与えられる。

$$\frac{\sigma_{X_1/FIM}}{\sigma_{X_{1fix}}} : \text{II による建物相対変位の低減率} \quad (3.22)$$

$$\frac{\sigma_{X_1/FF}}{\sigma_{X_1/FIM}} : \text{KI による建物相対変位の低減率} \quad (3.23)$$

$$\frac{\sigma_{X_1/FF}}{\sigma_{X_{1fix}}} : \text{II と KI による建物相対変位の低減率} \quad (3.24)$$

また、水平地盤ばね変形、回転地盤ばね変形の伝達関数は、それぞれ以下のように与えられる。

$$\left| H_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}(\omega) \right| = \frac{|Z_0 - Y_{FIM}|}{\omega^2 |Y_{FF}|} \quad (3.25)$$

$$\left| H_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}(\omega) \right| = \frac{|\Theta_0 H_{obs}|}{\omega^2 |Y_{FF}|} \quad (3.26)$$

水平地盤ばね変形、回転地盤ばね変形の分散は、

$$\sigma_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}^2 = 2 \int_0^{\infty} \left| H_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) d\omega \quad (3.27)$$

$$\sigma_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}^2 = 2 \int_0^{\infty} \left| H_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) d\omega \quad (3.28)$$

以上より、基礎固定の建物相対変位に対する、水平地盤ばね変形、回転地盤ばね変形の比率は以下のように与えられる。

$$\frac{\sigma_{(Z_0-Y_{FIM})/Y_{FF}}}{\sigma_{X_{1fix}}} \quad (3.29)$$

$$\frac{\sigma_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}}{\sigma_{X_{1fix}}} \quad (3.30)$$

なお、スウェイモデルを用いる場合は、 $\Theta_0 \equiv 0$ として適用する。また、後の評価例では、建物の減衰定数は同定時に仮定した値を用いている。

(5) 数値実験による検証

スウェイモデル、SR モデルのそれぞれについて数値例題による検証を行ったが、紙幅の都合から、スウェイモデルの検証結果を示す。

建物は、30m×30m 程度の3階建てを想定して、固有周期 0.4 秒、減衰定数 $h_I=0.03$ の1質点系とし、地盤は $V_s = 40\text{m/s}$, $\rho = 1.6\text{t/m}^3$, $\nu = 0.48$ の一様地盤として簡易式により水平地盤ばねを設定した。入力損失は埋込み深さ $d = 3\text{m}$ ($\eta=0.075$) として、式(3.13)で与えた。数値例題の諸元を表 3.2-1 の例題設定値の欄に示す。

表 3.2-1 スウィイモデルの例題モデルによる検証

変数	例題設定値	同定結果	
		η未知数	η=0固定
m ₁ (t)	2430	与条件	与条件
m ₀ (t)	1215	与条件	与条件
k ₁ (kN/m)	6.00E+05	5.97E+05	6.00E+05
h ₁ *	0.030	0.030	0.031
k _H (kN/m)	2.28E+05	2.27E+05	1.81E+05
c _H (kN・s/m)	5.76E+04	5.74E+04	4.43E+04
η	0.075	0.075	0.000

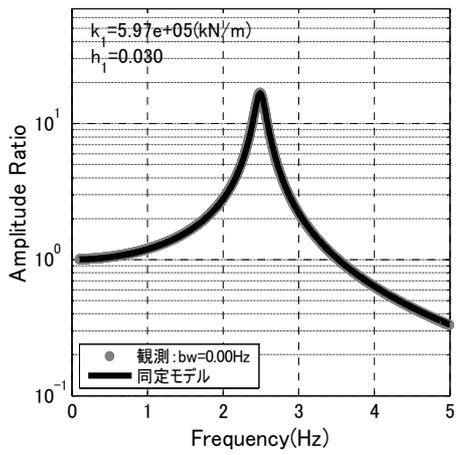
* 同定では減衰係数c₁を求め、減衰定数h₁として表示している

数値例題の作成では、自由地盤応答として告示スペクトルに適合する模擬波を用いた。最小化する誤差 *err* としては、伝達関数の振幅の対数の差を用いた。

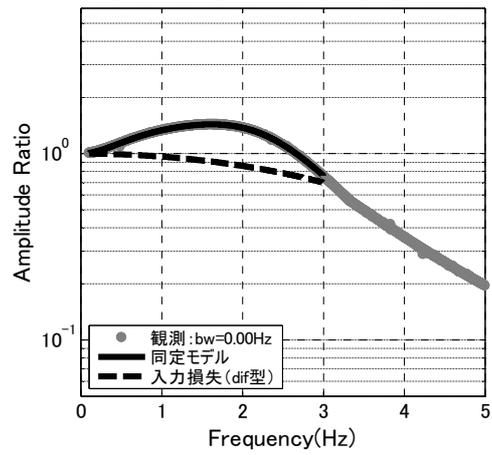
$$err = \sum_k \sum_i \left\{ \log_k |H_{ana}(f_i)| - \log_k |H_{obs}(f_i)| \right\}^2 \quad (3.31)$$

ここで、 ${}_k H_{ana}(f_i)$ 、 ${}_k H_{obs}(f_i)$ は解析モデルと観測の伝達関数、*k* は伝達関数の種類である。最小化する誤差として、伝達関数の振幅そのものを用いた場合は、振幅に比例した重みを付けることになるが、観測データにおいては伝達関数の分母が小さいときに振幅が大きくなることもあり、振幅に比例した重み付けは適切でないと考えられる。そのため、伝達関数の振幅の大きい側と小さい側で同等に扱えるよう、振幅の対数を用いることとした。

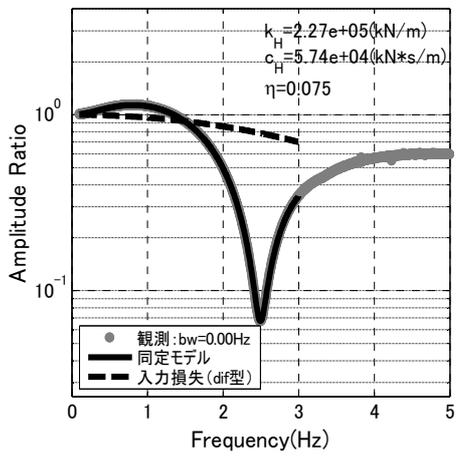
図 3.2-3 に、η を未知数として同定を行った場合を示す。図より、数値例題に良く適合する結果が得られていることが分かる。図 3.2-3(d)には、η の同定結果を用いて式(3.13)より計算した入力損失と、式(3.6)を用いて基礎応答から上部慣性力の影響を取り除いた基礎入力動を重ね描いているが、両者は良く一致している。



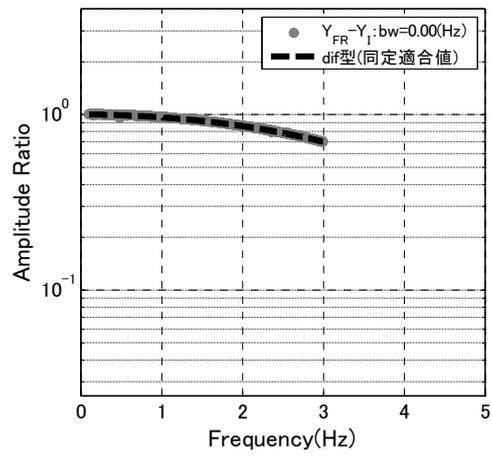
(a) 建物／基礎



(b) 建物／地盤

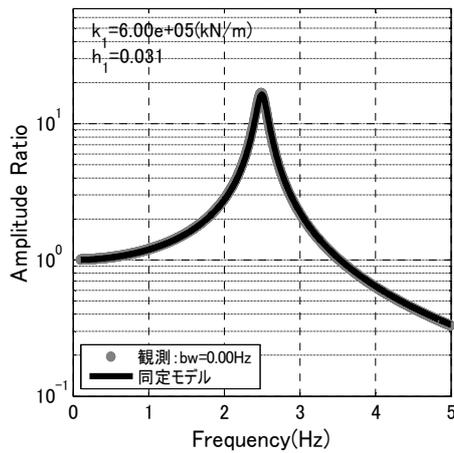


(c) 基礎／地盤

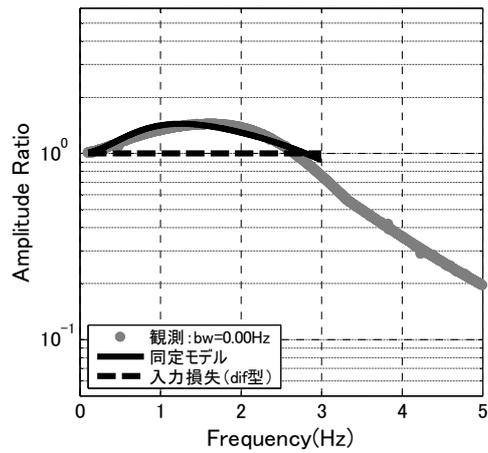


(d) 基礎入力動／地盤

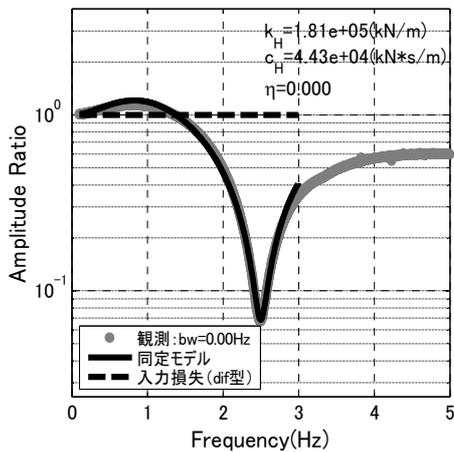
図 3. 2-3 スウェイモデル数値例題の同定 (η 未知数)



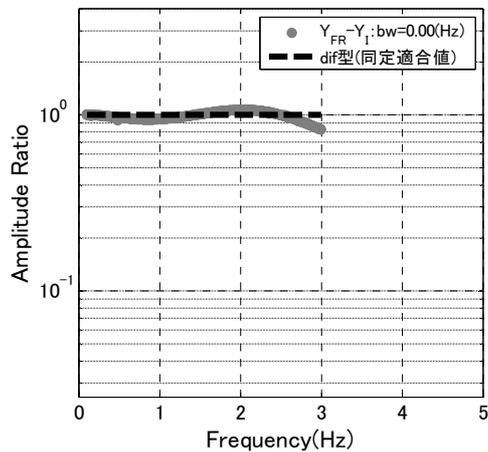
(a) 建物／基礎



(b) 建物／地盤



(c) 基礎／地盤



(d) 基礎入力動／地盤

図 3.2-4 スウェイモデル数値例題の同定 ($\eta=0$ 固定)

図 3.2-4 に、 $\eta=0$ に固定して、スウェイモデルの諸元を同定した場合を示す。建物／地盤、基礎／地盤の卓越振動数に食い違いが認められる。また、図 3.2-(d)の式(3.6)から算出した入力損失は、1を中心として増減を繰り返す特性を示している。これは、 $\eta=0$ に固定することで、平均的に入力損失を1に拘束したためと考えられる。

表 3.2-1 に、両ケースで求めた未知変数を比較して示す。 η を未知数とした場合は、全変数が誤差 1%以内の精度で求まっている。これに対して、 $\eta=0$ に固定した場合は、基礎入力動と基礎応答の相対変位に対して作用する水平地盤ばねで推定誤差が生じている。以上より、観測記録に入力損失が含まれる場合は、入力損失も未知変数に含めて同定を行う必要があることが確認された。紙幅の都合で割愛するが、SR モデルによる検証でも同様な結果であった。

3.2.2 地盤-構造物の動的相互作用に関する分析

前節に示した方法を、直接基礎の UTM(3F+B1F)、杭基礎の EDG(3F)、TKS(5F)及び NIT(6F)の 4 棟に適用する。

いずれについても本書付録に地震記録の整理結果を示しており、ここに建築物・地盤・観測条件の概要も示されている。また、別添にはシミュレーションによる解析結果とシミュレーションに用いた建築物、地盤の諸元を示している。検討建築物についてのより詳細な情報についてはこれらも参照されたい。

以下では、各建築物についての適用結果を、次のような構成で示している。

a. 建築物等の概要と解析仮定

検討対象建築物の概要、検討に用いた観測記録の一覧、同定に用いた質量及び高さ、同定解析上の仮定を示している。特に同定モデルに SR モデルを用いる場合には、回転地盤ばねか建物剛性のいずれかを仮定する必要があるため、この場合の仮定の考え方を示している。

b. 長辺方向

建築物長辺方向の「1) 同定結果」、「2) 地盤-構造物の動的相互作用の影響の表示」を示している。また、特記すべき事項がある場合には、「3) その他」として示している。

c. 短辺方向

建築物長辺方向の場合と同様である。

同定は、観測から計算される伝達関数と理論解とを比較して行う。観測から伝達関数を計算する場合には、ノイズの混入に注意する必要があるため、アンサンブル平均を用いてノイズを除去する方法が研究されているが⁴⁾、本論では、地震毎の特性の変化を追跡するために、ノイズが混入することを承知の上でフーリエ振幅比を用いることにした。フーリエ振幅比は、分母・分子のフーリエ振幅にそれぞれバンド幅 0.2Hz（図中では $b_w=0.20\text{Hz}$ と表示）の Parzen ウィンドウを施した後、除算して求めた。また、応答に非線形性が認められる場合も、全継続時間のフーリエ振幅を用いた。

(1) 建築物 UTM について

a. 建築物等の概要と解析仮定

対象建築物(UTM)は、栃木県宇都宮市に建つ RC 造、地上 3 階、地下 1 階、直接基礎の事務所ビルであり、2007 年に耐震補強が行われている。基礎は直接基礎であり、基礎底面は工学的基盤と見なし得る良好な地盤に支持されている。

検討に用いた観測記録を表 3.2-2 に、同定に用いた建築物諸元を表 3.2-3 と表 3.2-4 に示す。

UTM の場合、基礎底面が工学的基盤と見なし得る良好な地盤に支持されていることから、建物の弾性変形が大きいと考えられる。そこで、1 自由度系への縮約にあたっては、三角形分布を仮定して等価質量と等価高さを算定した。

同定に当たっては、長辺方向(36m)、短辺方向(14m)ともに SR モデルを用いる。SR モデルでは基礎回転の観測記録を必要とするが、本建築物の場合、これが求められる観測点配置とはなっていない。この場合は建物と回転地盤ばねのどちらかを仮定する必要があるが、本建築物の場合、回転地盤ばねを仮定し、建物の剛性・減衰を未知数として同定を行った。

回転地盤ばねは次式で算出した。

$$k_{RR} = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)}$$

$$c_{RR} = \rho V_s I \eta$$

ここで r は等価半径である。地盤定数は、

$$V_s = 430 \text{ m/s}, \rho = 2.1 \text{ t/m}^3, \nu = 0.424$$

とした。また、短辺方向の場合は、14m×14m の基礎 36/14=2.4 個分として、長辺方向については、36m×36m の基礎 14/3.6=0.39 個分として算出した。

また、本建築物の場合、建物剛性に比し地盤ばねの剛性が相対的に大きいため、地盤ばねの特性が同定により適切に評価されにくい傾向がある。そのため、水平地盤ばねの減衰係数を次式により剛性の従属変数として扱い、解を安定させるための工夫を加えている。

$$c_{HH} = c_{HH0} \sqrt{\frac{k_{HH}}{k_{HH0}}}$$

ここで、 k_{HH0} と c_{HH0} は水平地盤ばねの剛性と減衰の初期値である。

表 3.2-2 検討に用いた観測記録の一覧

観測日	最大加速度(cm/s ²)					
	GL		B1F*1		3F	
	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺
2012/4/01	16.0	22.2	7.8	9.6	29.0	38.9
2012/5/29	8.9	9.5	4.8	4.3	13.8	10.9

※1：西側

表 3.2-3 地盤ばねの初期値／設定値

部位	項目	長辺方向	短辺方向	
地盤ばね	水平成分 (初期値)	想定地盤Vs(m/s)	430	
		想定地盤密度(t/m ³)	2.1	
		ポアソン比	0.43	
		k _{HH} (kN/m)	2.50E+07	2.50E+07
		c _{HH} (kN*s/m)	4.55E+05	4.55E+05
	回転成分 (設定値)	想定地盤Vs(m/s)	430	
		想定地盤密度(t/m ³)	2.1	
		ポアソン比	0.43	
		k _{RR} (kN*m/rad)	5.91E+09	2.30E+09
		c _{RR} (kN*m*s/rad)	9.32E+07	1.41E+07

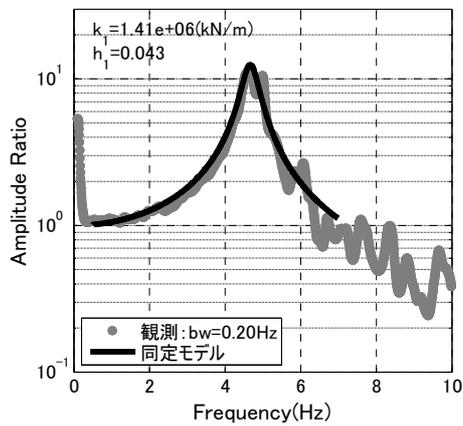
表 3.2-4 同定に用いた質量および高さ

階	m(t)	H(cm)	高さ	GLからの高さ	δ (GL以上を三角形分布と仮定)	m δ	m δ^2	M(t)	muH	Heq(cm)	Hobs(cm)
3F	89.0	410	1620	1420	0.88	78.03095	68.3975		126410.1		
2F	536.8	400	1210	1010	0.62	334.6583	208.645		404936.5		
1F	647.7	400	810	610	0.38	243.896	91.83737		197555.7		
B1F	612.7	410	410	210	0.13	79.43023	10.29651		32566.39		
合計他	1886.3					736.0154	379.1764	1428.7	761468.8	1035	1210
B1	1407.4										

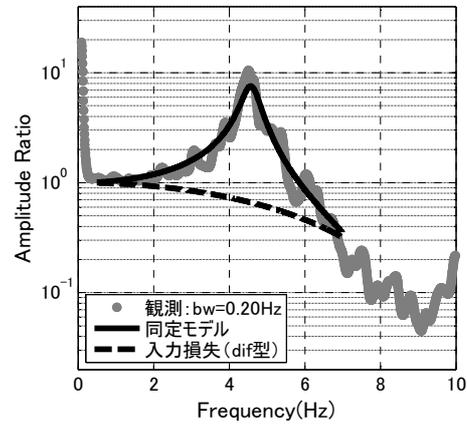
b. 長辺方向

1) 同定結果

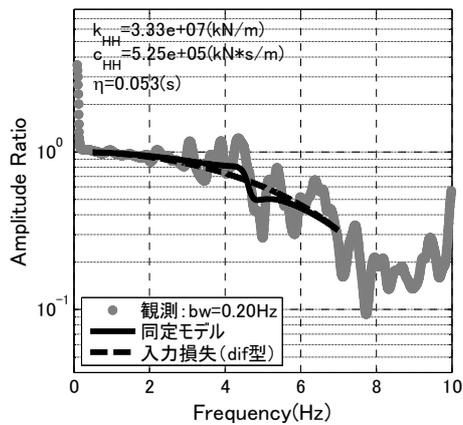
2 地震に対する長辺方向の同定結果を図 3.2-5 及び図 3.2-6 に示す。同定対象振動数は、0.5～7Hz としている。同定モデルと観測結果は良い対応を示している。



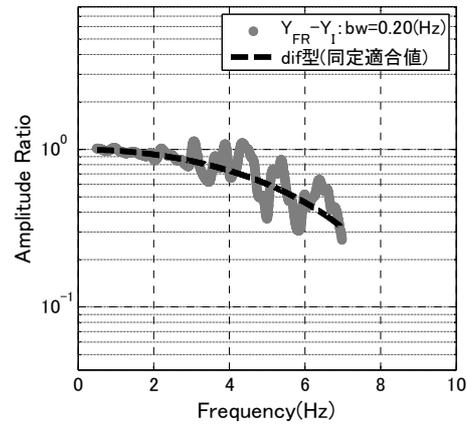
(a) 3F/B1F



(b) 3F/地盤

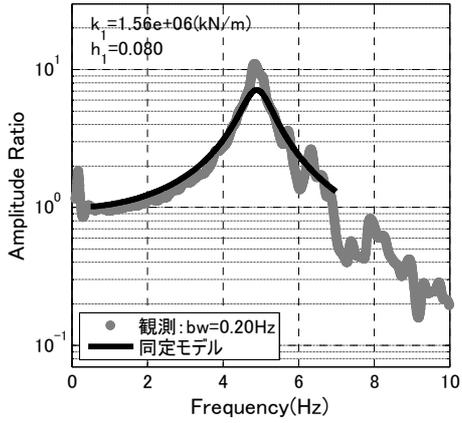


(c) B1F/地盤

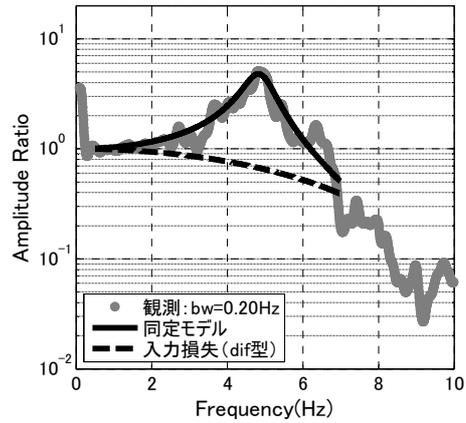


(d) 基礎入力動/地盤

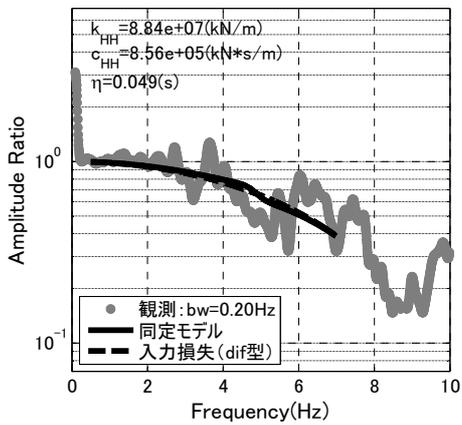
図 3.2-5 UTM 長辺方向の同定 (2012/04/01)



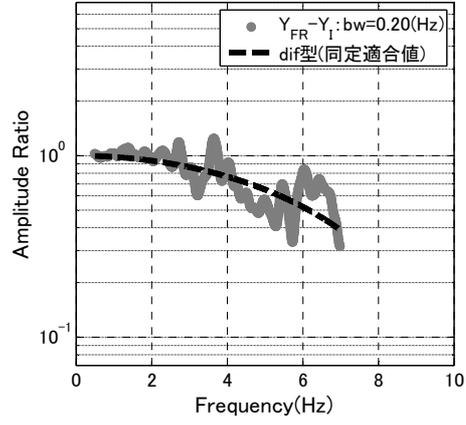
(a) 3F/B1F



(b) 3F/地盤



(c) B1F/地盤



(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-6 UTM 長辺方向の同定 (2012/05/29)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-7 及び図 3.2-8 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定と仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の低減率及びこれと地盤ばね変形との関係を示す。地下階を有する本建築物の場合、相対変位の低減率に対する入力相互作用の影響が大きいことが分かる。地盤ばねの変位は建物相対変位に対し、かなり小さい。

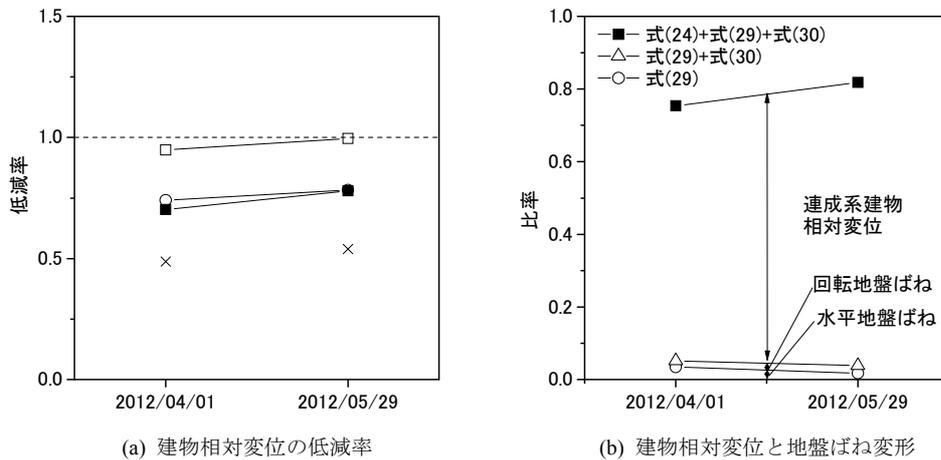


図 3.2-7 相互作用による建物相対変位の低減率 (UTM 長辺方向、 S_a 一定の場合)

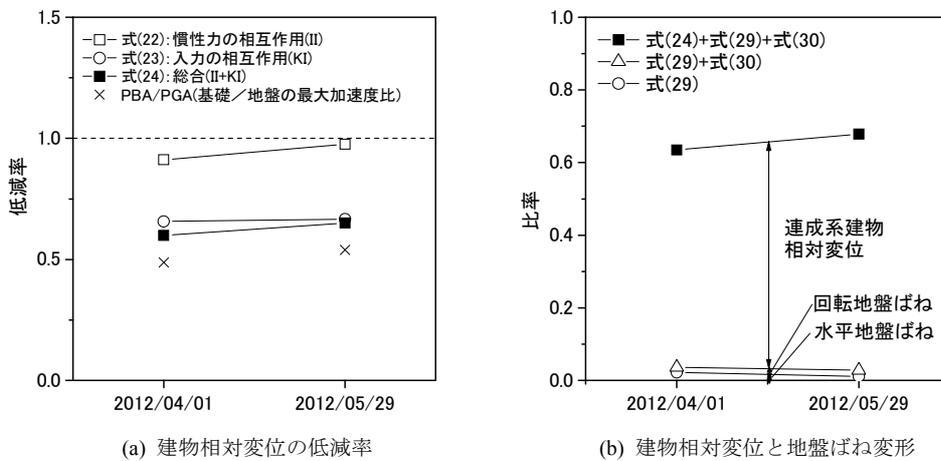
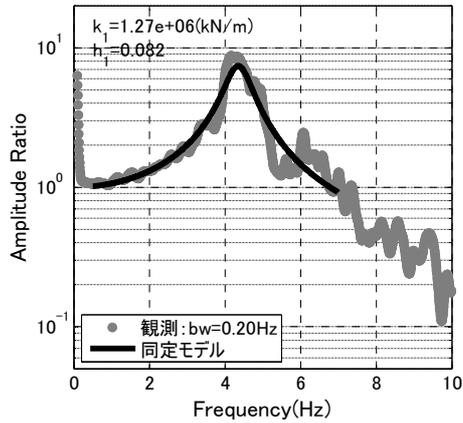


図 3.2-8 相互作用による建物相対変位の低減率 (UTM 長辺方向、 pS_v 一定の場合)

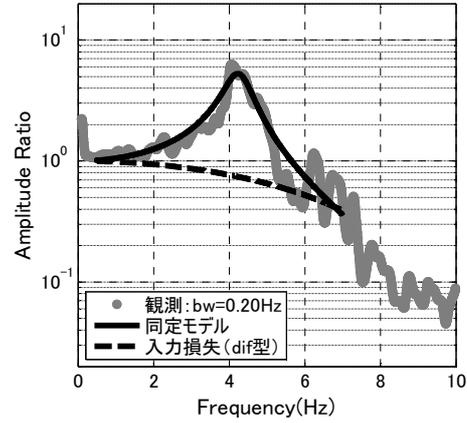
c. 短辺方向

1) 同定結果

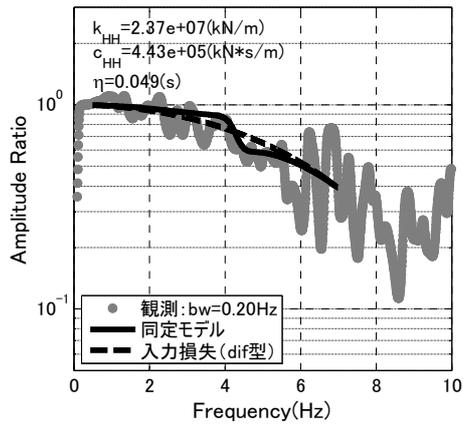
2 地震に対する長辺方向の同定結果を図 3.2-9 及び図 3.2-10 に示す。長辺方向と同様に、同定対象振動数は、0.5~7Hz としている。同定モデルと観測結果は良い対応を示すことはやはり長辺方向と同様である。



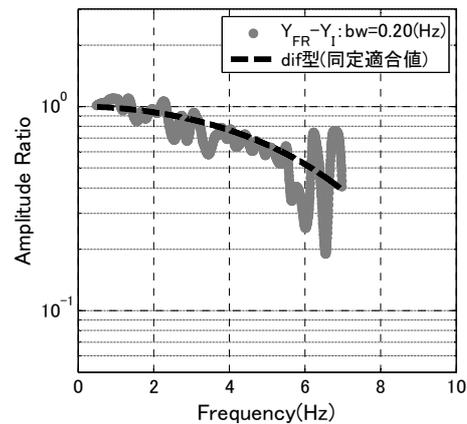
(a) 3F/B1F



(b) 3F/地盤

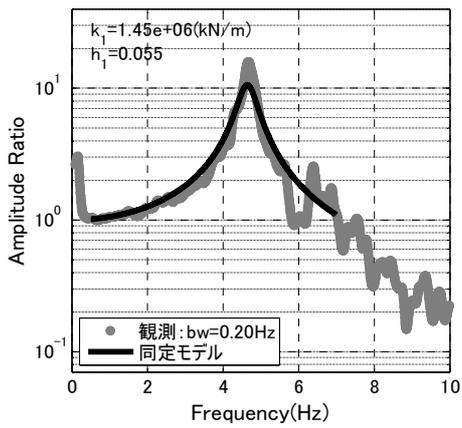


(c) B1F/地盤

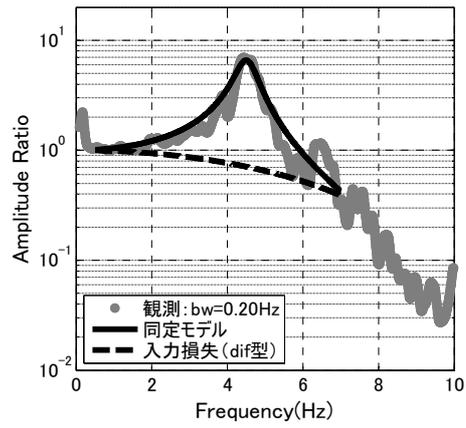


(d) 基礎入力動/地盤

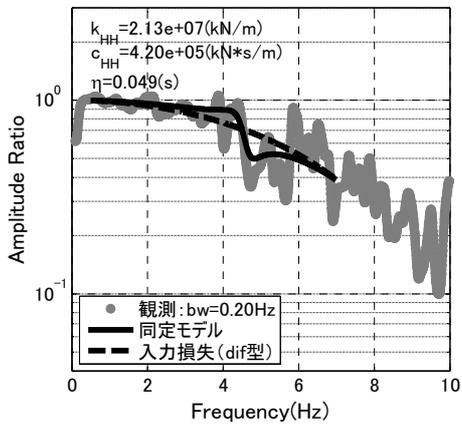
図 3.2-9 UTM 短辺方向の同定 (2012/04/01)



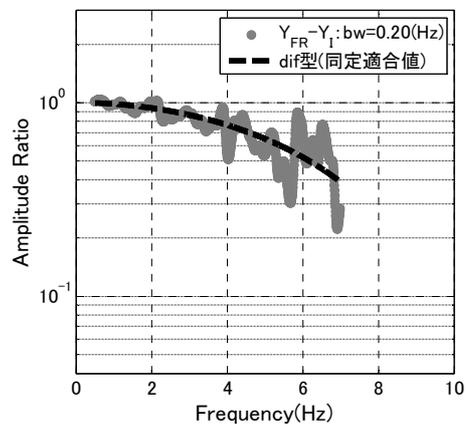
(a) 3F/B1F



(b) 3F/地盤



(c) B1F/地盤



(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-10 UTM 短辺方向の同定 (2012/05/29)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-11 及び図 3.2-12 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定と仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の低減率及びこれと地盤ばね変形との関係を示す。相対変位の低減率に対する入力の相互作用の影響が大きいこと等、長辺方向と同様の結果を示している。

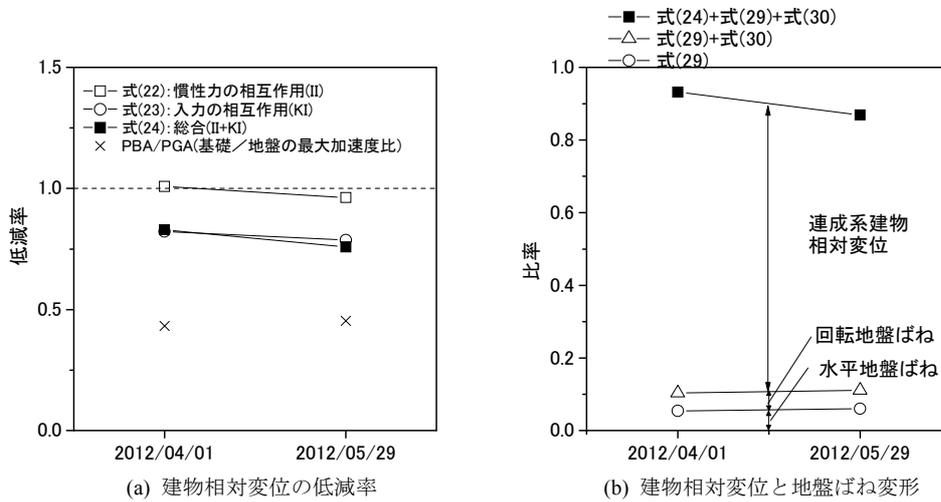


図 3.2-11 相互作用による建物相対変位の低減率 (UTM 短辺方向、 S_a 一定の場合)

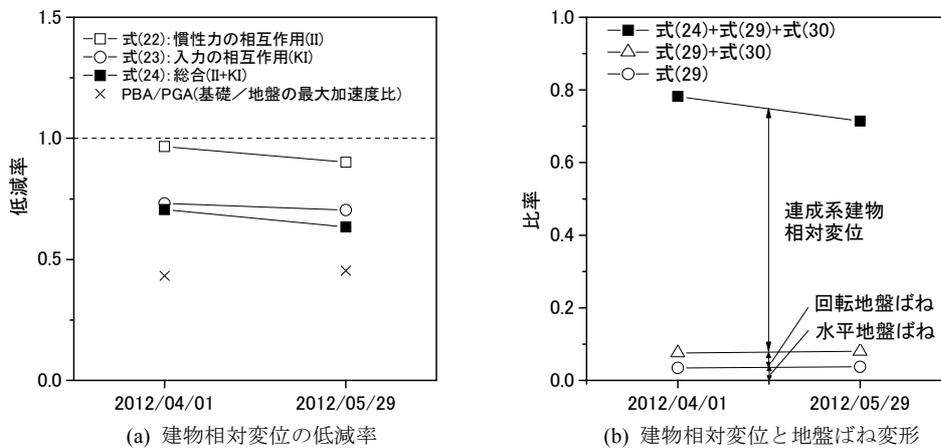


図 3.2-12 相互作用による建物相対変位の低減率 (UTM 短辺方向、 pS_v 一定の場合)

(2) 建築物 EDG について

a. 建築物等の概要と解析仮定

対象建築物(EDG)は、千葉県野田市に建つ、RC造、地上3階、地下無し、杭基礎の事務所ビルで、杭長15m、φ500mmのPHC杭88本に支持されている。表層地盤は、GL-42mまではVs100~330の粘性土、砂質土で、GL-42mで工学的基盤となるVs440の細砂層が表れる。

本建築物は、杭支持の低層 RC 建築物で、地盤-構造物の相互作用の影響が大きいと考えられることから、1自由度系への縮約にあたっては、等分布を仮定して等価質量と等価高さを算定している。検討に用いた観測記録を表 3.2-5 に、同定に用いた建物諸元を表 3.2-6 と表 3.2-7 に示す。

表 3.2-5 検討に用いた観測記録の一覧

観測日	最大加速度(cm/s ²)					
	GL		B1F* ¹		3F	
	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺
2011/7/15	69.3	104.4	29.6	45.8	38.0	84.4
2011/7/31	35.6	44.1	23.4	19.2	32.3	28.2

表 3.2-6 同定に用いた質量および高さ

同定用諸元				その他		
建物質量 m _i (t)	基礎質量 m ₀ (t)	代表高さ H(m)	観測高さ (m)	軒高 (m)	根入れ深さ (m)	パイルキ ャップ間
2489	1479	8.37	8.35	13.3		基礎梁

表 3.2-7 建物および地盤の剛性・減衰の仮定値

部位	項目	調整モデル* ¹		
部位	項目	長辺方向	短辺方向	
建物	基礎固定周期(s.)	0.143	0.110	
	ばね定数k ₁ (kN/m)	4.81E+06	8.12E+06	
	減衰定数h ₁	0.05	0.05	
地盤ばね	水平成分	想定地盤Vs(m/s)	100	100
		想定地盤密度(t/m ³)	1.7	1.7
		k _{HH} (kN/m)	1.03E+06	1.03E+06
		c _{HH} (kN*s/m)	7.04E+04	7.04E+04
	回転成分	想定地盤Vs(m/s)	240	240
		想定地盤密度(t/m ³)	1.8	1.8
		k _{RR} (kN*m/rad)	9.09E+08	7.12E+08
		c _{RR} (kN*m*s/rad)	1.64E+07	1.01E+07

*1: 別添第3章に示す通り、設計図書に基づく建物剛性を調整している

b. 長辺方向

1) 同定結果

本建築物は、長辺・短辺の比率は大きくないので、長辺・短辺とも SR モデルで同定を行う。

まず、図 3.2-13 に、地盤ばねを k, c 一定として、建物剛性を仮定し、水平・回転地盤ばねを同定した結果を示す。

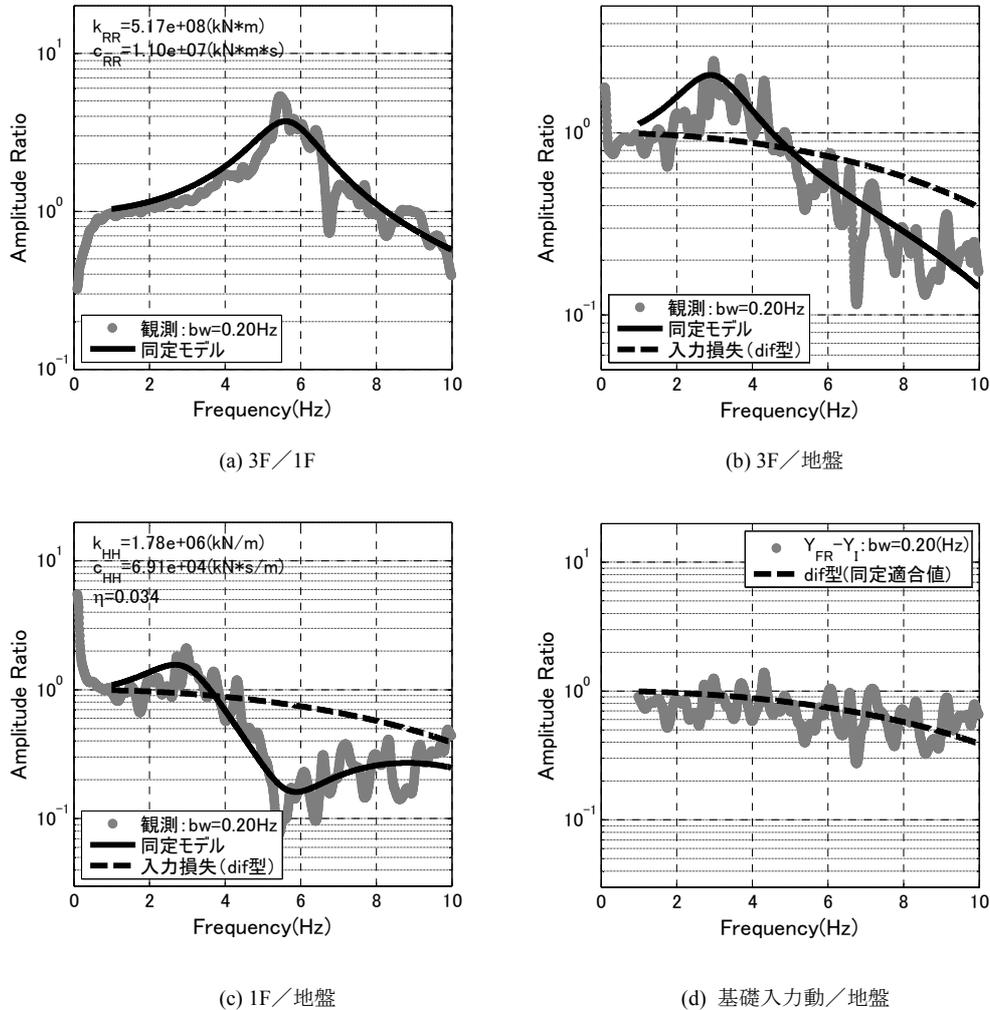


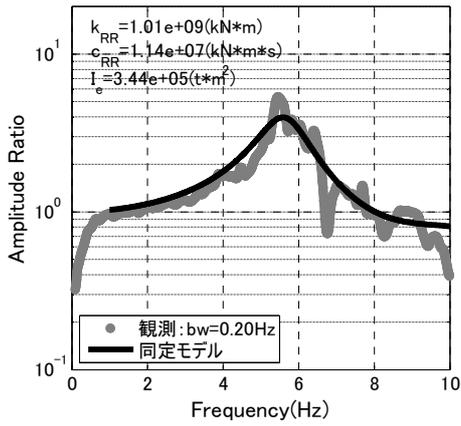
図 3.2-13 EDG 長辺方向の同定 (2011/07/15、 k, c 一定地盤ばね)

次に、後述する短辺側では地盤ばねを k, c 一定とすると、適切に同定が行えなかったことから、次式のように仮想質量を考慮した同定を行った。

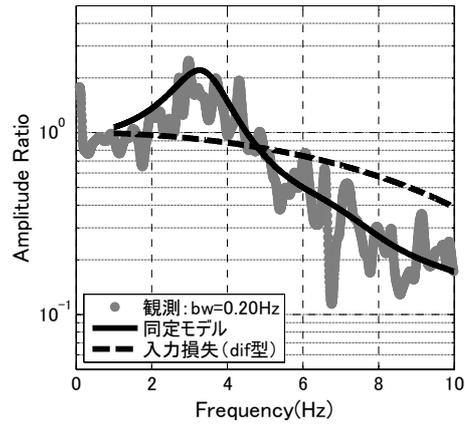
$$K_{HH} = k_{HH} - \omega^2 m_e + i\omega c_{HH} \quad (3.32)$$

$$K_{RR} = k_{RR} - \omega^2 I_e + i\omega c_{RR} \quad (3.33)$$

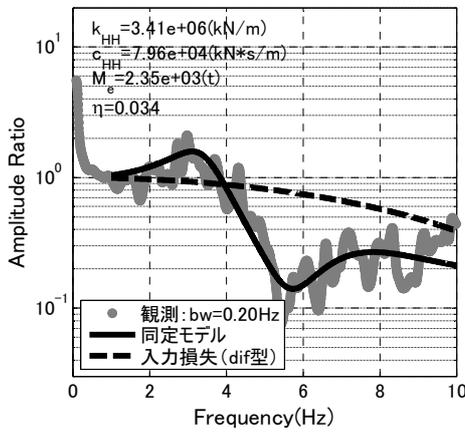
図 3.2-14 に、建物剛性を仮定し、仮想質量を考慮した水平・回転地盤ばねを同定した結果を示す。観測結果への適合度は、図 3.2-13 よりやや改善しているように見えるが、大きな差はない。図 3.2-15 に、地盤モデルを用いて薄層法で計算した地盤ばねと、図 3.2-14 の同定から求めた地



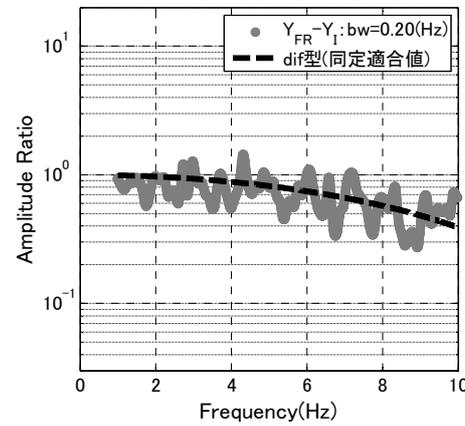
(a) 3F/1F



(b) 3F/地盤

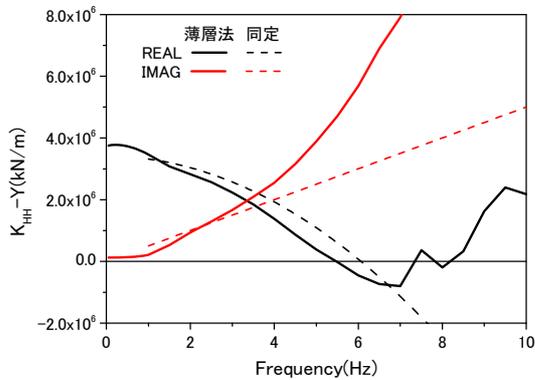


(c) 1F/地盤

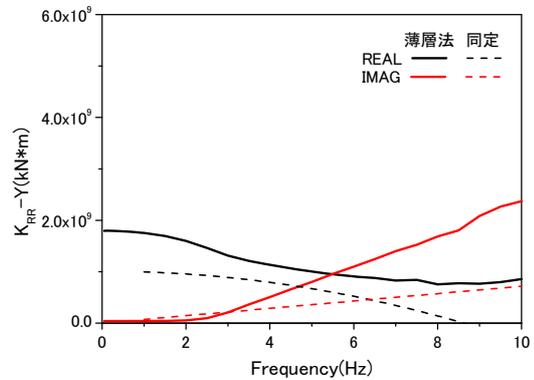


(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-14 EDG 長辺方向の同定 (2011/07/15、仮想質量考慮地盤ばね)



(a) 水平地盤ばね



(b) 回転地盤ばね

図 3.2-15 薄層法による地盤ばねと同定された地盤ばね (2011/07/15、EDG 長辺方向)

盤ばねの比較を示す。水平地盤ばねでは、両者は概ね対応している。回転地盤ばねでは、同定から求まる地盤ばねの実部の方が小さくなっている。ただし、回転地盤ばねについては、建物剛性とトレードオフの関係にあるため、絶対値の妥当性について議論することは困難である。

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-16 及び図 3.2-17 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位を示す。パネル (a)より、入力相互作用より慣性力の相互作用による低減効果が大きいことが分かる。また、パネル(b)より、水平地盤ばねの変形が建物相対変位より大きく、連成系では地盤ばねの変形が卓越していることが分かる。

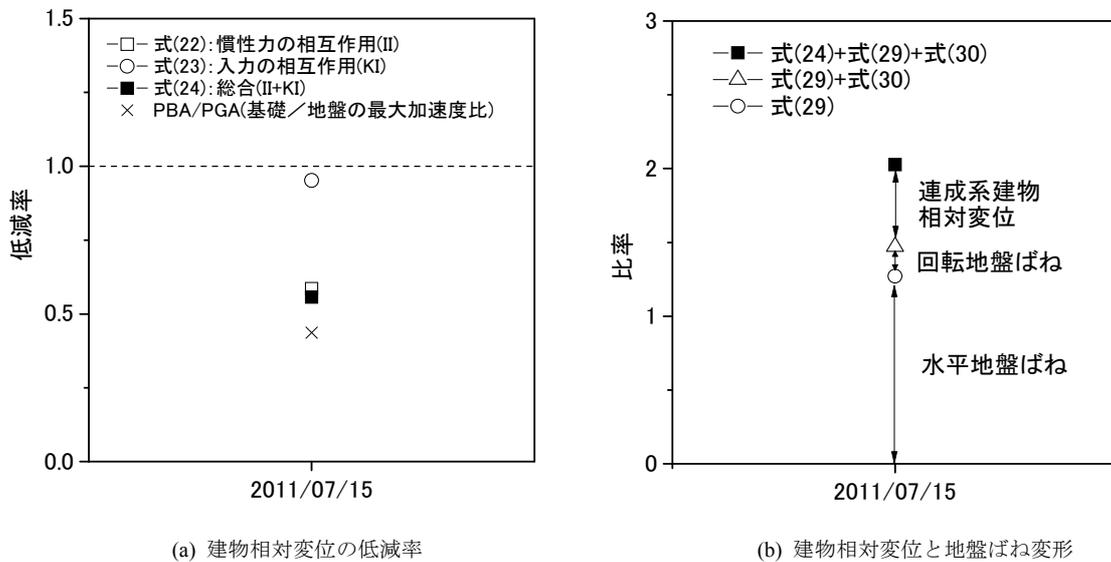


図 3.2-16 相互作用による建物相対変位の低減率
(EDG 長辺方向、仮想質量考慮地盤ばね、 S_a 一定の場合)

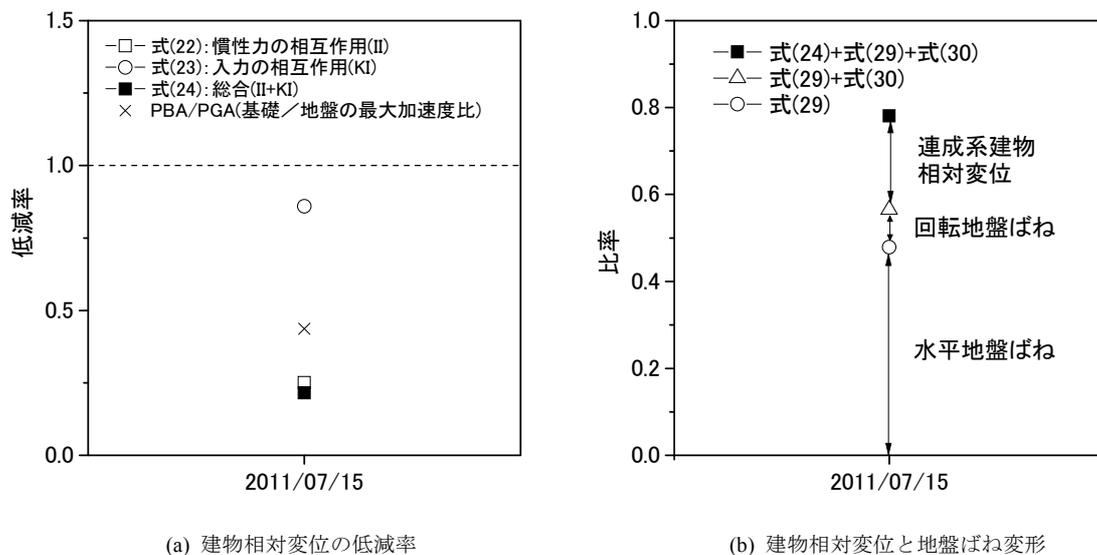
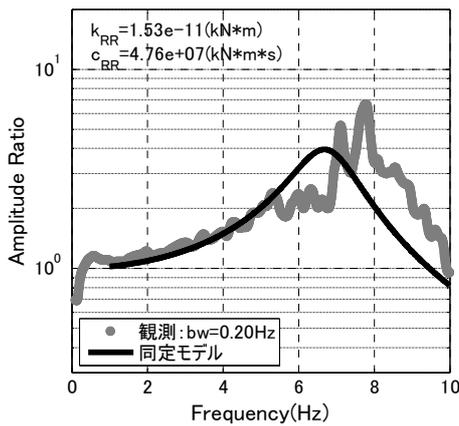


図 3.2-17 相互作用による建物相対変位の低減率
(EDG 長辺方向、仮想質量考慮地盤ばね、 pS_v 一定の場合)

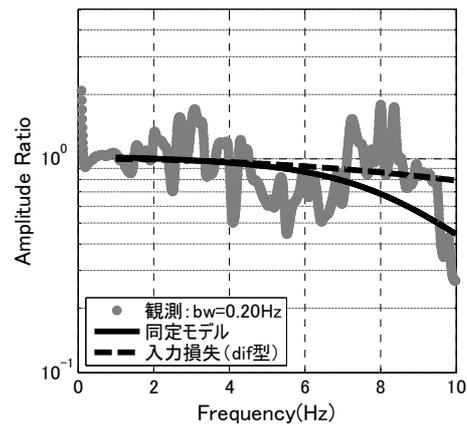
c. 短辺方向

1) 同定結果

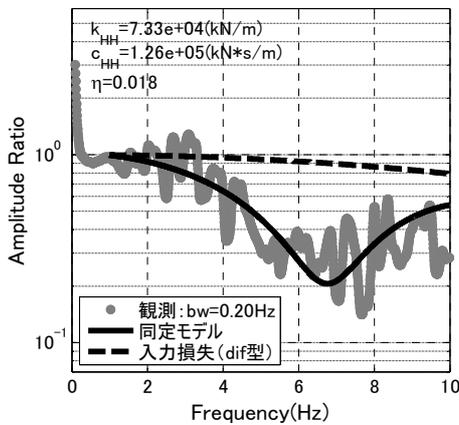
まず、図 3.2-18 に、地盤ばねを k, c 一定として、建物剛性を仮定し、水平・回転地盤ばねを同定した結果を示す。3F/地盤に見られる 2 山の伝達特性が同定では再現されていない。また、1F/地盤の 3Hz 付近に認められる連成系のピークが、同定では全く再現されていない。このように、 k, c 一定の地盤ばねでは、1-10Hz の広い振動数帯域の同定は困難であることが分かる。



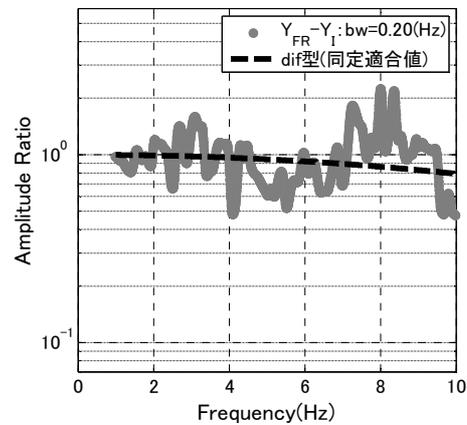
(a) 3F/1F



(b) 3F/地盤



(c) 1F/地盤



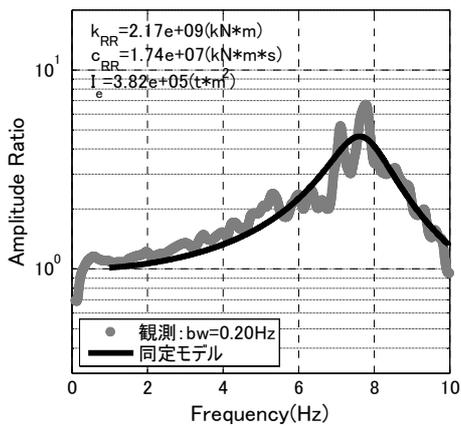
(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-18 EDG 短辺方向の同定 (2011/07/15、 k, c 一定地盤ばね)

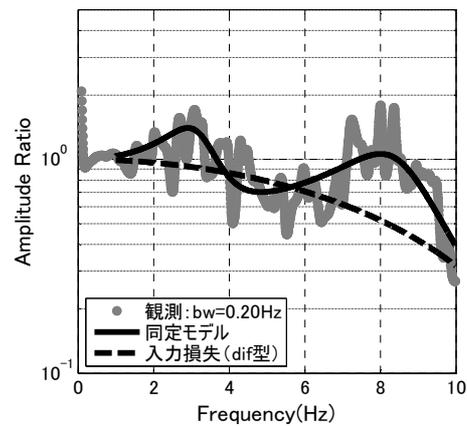
図 3.2-19 に、建物剛性を仮定し、式 (3.30)、(3.31) により仮想質量を考慮した水平・回転地盤ばねを同定した結果を示す。観測結果への適合度は、図 3.2-18 から大きく改善しており、3F/地盤の 2 山特性が同定で再現され、1F/地盤の 3Hz 付近に認められる連成系のピークも再現されている。図 3.2-20 に、地盤モデルを用いて薄層法で計算した地盤ばねと、図 3.2-19 の同定から求めた地盤ばねの比較を示す。水平地盤ばねでは、低振動数側の実部は同定結果の方が薄層法の計算値より大きく、また振動数による低減も早くなっている。3F/地盤に 2 つめのピークが表れる 8Hz

付近に着目すると、同定で求めた水平地盤ばね実部は絶対値の大きな負の値になっており、薄層法とは異なる。逆に言えば、薄層法で求まる地盤ばねでは、8Hz 付近の 3F/地盤のピークは適切に再現できないことを意味している。水平地盤ばねの虚部については、薄層法の計算値と同定結果は概ね対応している。回転地盤ばねでは、同定から求まる地盤ばねの実部の方が大きくなっている。ただし、回転地盤ばねについては、建物剛性とトレードオフの関係にあるため、絶対値の妥当性について議論することは困難である。

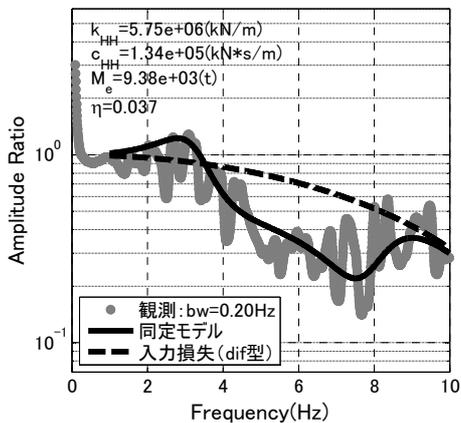
以上より、建物/地盤のスペクトル比において離れた振動数にピークが表れる場合は、地盤ばねの振動数依存性を考慮した同定が必要になることが分かる。



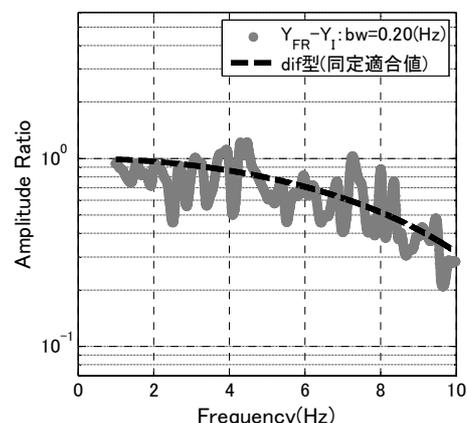
(a) 3F/1F



(b) 3F/地盤

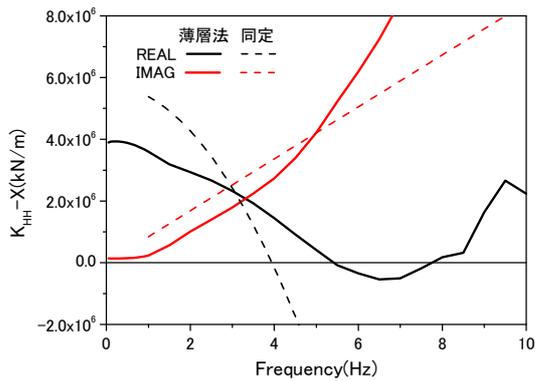


(c) 1F/地盤

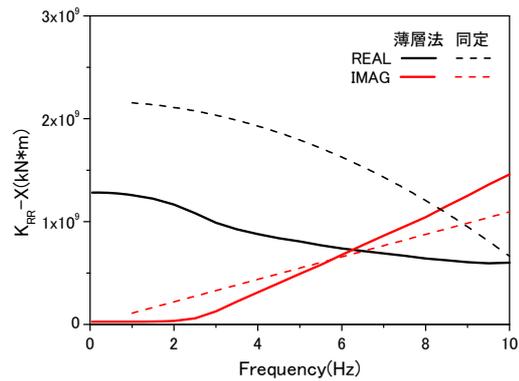


(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-19 EDG 短辺方向の同定 (2011/07/15、仮想質量考慮地盤ばね)



(a) 水平地盤ばね

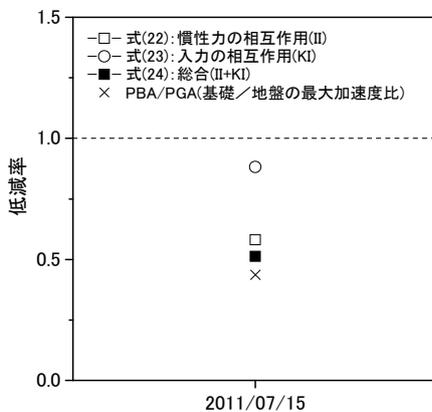


(b) 回転地盤ばね

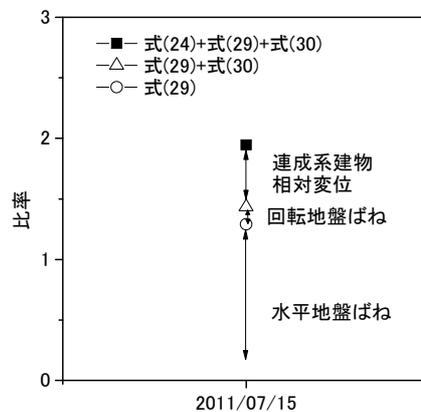
図 3.2-20 薄層法による地盤ばねと同等された地盤ばね (2011/07/15、EDG 短辺方向)

2) 地盤-構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-21 及び図 3.2-22 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対を示す。 pS_v 一定の場合は (図 3.2-22 (a))、入力の相互作用と慣性力の相互作用が同程度に応答低減に寄与していることが分かる。また、パネル(b)より、水平地盤ばねの変形が建物相対変位より大きく、連成系では地盤ばねの変形が卓越していることが分かる。

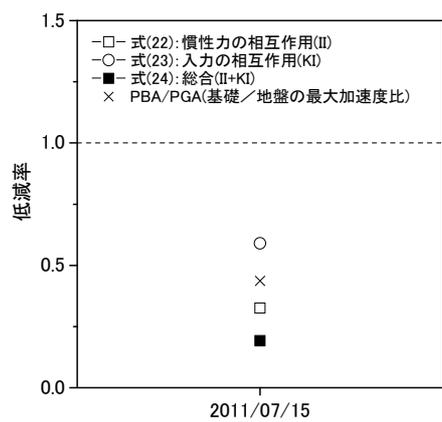


(a) 建物相対変位の低減率

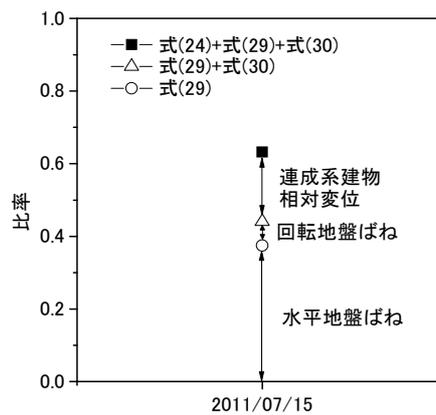


(b) 建物相対変位と地盤ばね変形

図 3.2-21 相互作用による建物相対変位の低減率
(EDG 短辺方向、仮想質量考慮地盤ばね、 S_a 一定の場合)



(a) 建物相対変位の低減率



(b) 建物相対変位と地盤ばね変形

図 3.2-22 相互作用による建物相対変位の低減率
(EDG 短辺方向、仮想質量考慮地盤ばね、pSv 一定の場合)

(3) 建築物 TKS について

a. 建築物等の概要と解析仮定

対象建築物(TKS)は、千葉県千葉市に建つ 1970 年頃竣工の RC 造 5 階建ての壁式構造の集合住宅で、杭長 20m、 $\Phi 300$ の A 種 PC 杭 128 本に支持されている。表層地盤は、GL-3m までは $V_s = 80 \sim 110\text{m/s}$ の軟弱な粘性土で、2011 年東北地方太平洋沖地震において GL-3m \sim 7.7m 付近の砂層が液状化したと見られている⁵⁾⁶⁾。

検討に用いた観測記録を表 3.2-8 に、同定に用いた建物諸元を表 3.2-9 に示す。TKS の場合、建物の剛性が高く表層地盤が軟弱なので、連成系の固有振動数周辺では建物は剛体的な挙動を示すと予想される。そこで、表 3.2-9 では、建物の等価質量と等価高さ（転倒モーメント等価）は、等分布を仮定して算出している。

同定に当たっては、長辺方向(65.7m)にはスウェイモデルを、短辺方向(6.96m)には SR モデルを用いる。SR モデルでは基礎回転の観測記録を必要とするが、十分な精度の記録は得られていない。この場合は建物と回転地盤ばねのどちらかを仮定する必要があるが、TKS は、地震記録より建物が弾性範囲に止まったと推定されることから、建物ばねを仮定することにした。設計図書を参照して基礎固定の固有振動数を 7.2Hz、減衰定数は長辺方向の同定値を参照して 10%と設定する。なお、3/09 前震で、建物剛性の、回転地盤ばね剛性同定値への感度は 0.54、水平地盤ばね剛性同定値への感度は 0.00 である。

表 3.2-8 検討に用いた観測記録の一覧

観測日時	最大加速度(cm/s^2)					
	GL		1F*1		5F*2	
	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺
2011/3/9 11:46	5.5	4.1	6.2	4.7	7.0	6.8
2011/3/11 14:47	164	166	219	216	244	308
2011/4/11 17:16	31	33	35	42	48	73

*1: 北東側 *2: 北側

表 3.2-9 同定に用いた質量および高さ

同定用諸元				その他		
建物質量 $m_i(\text{t})$	基礎質量 $m_0(\text{t})$	代表高さ H(m)	観測高さ (m)	軒高 (m)	根入れ深さ (m)	パイルキ ャップ間
3038	1523	8.54	10.4	14.0	1.0	基礎梁

b. 長辺方向

1) 同定結果

3 地震に対する同定結果を図 3.2-23 \sim 図 3.2-25 に示す。同定対象振動数は、建物/基礎は 0.1 \sim 10Hz とし、建物/地盤、基礎/地盤については 4.0 \sim 4.5Hz を超えるあたりから単位振動数あた

りの誤差が急増することから、地震毎に 4.0Hz または 4.5Hz で打ち切っている。

3 地震の場合とも、建物/地盤には基礎固定の固有振動数に相当する 6Hz 付近にピークが認められるが、この現象は同定モデルでは再現できない。地盤-杭-建物系のシミュレーション解析でも同様であったことから⁶⁾、この振動数帯では通常の相互作用モデルでは表現できない現象が生じているものと推測される。

建物の減衰定数は 6.5%~12.7%と評価されているが、建物は概ね弾性範囲に止まったと考えられるので、粘性減衰や履歴減衰以外の要因によって、見かけ上の減衰が生じているものと推測される。

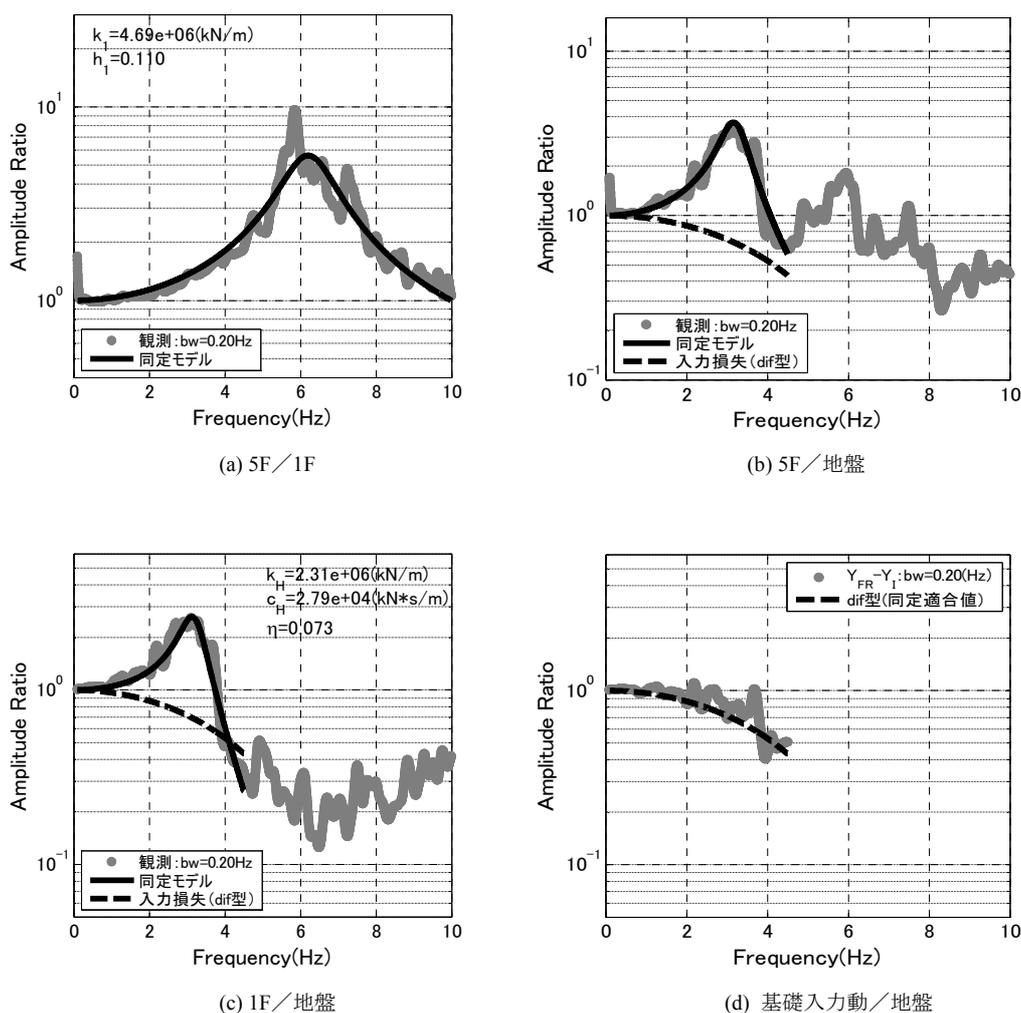
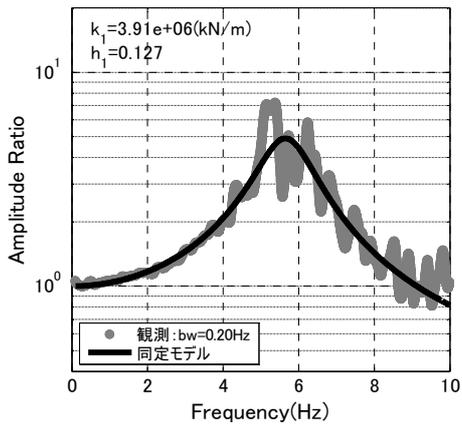
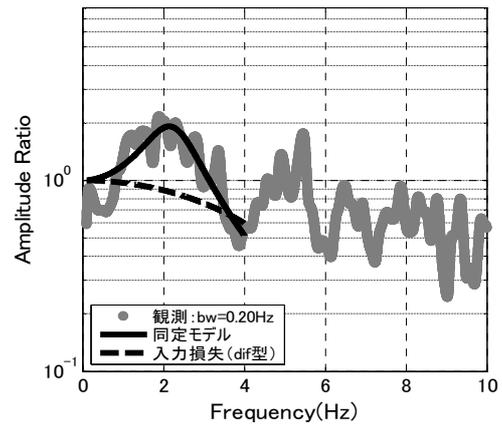


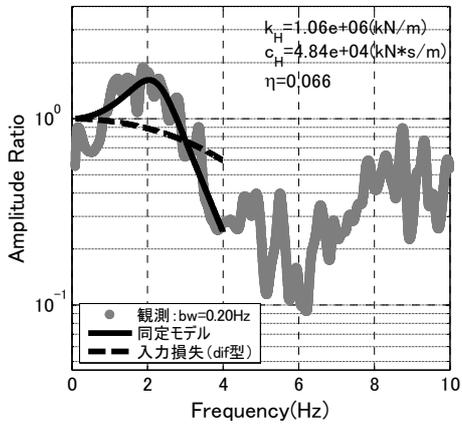
図 3.2-23 TKS 長辺方向の同定 (2011/03/09 前震、北側測点)



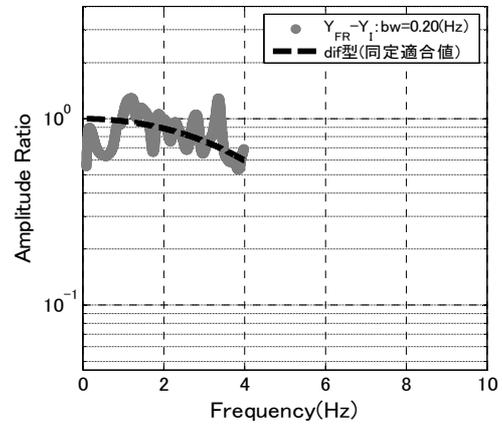
(a) 5F/1F



(b) 5F/地盤



(c) 1F/地盤



(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-24 TKS 長辺方向の同定 (2011/03/11 本震、北側測点)

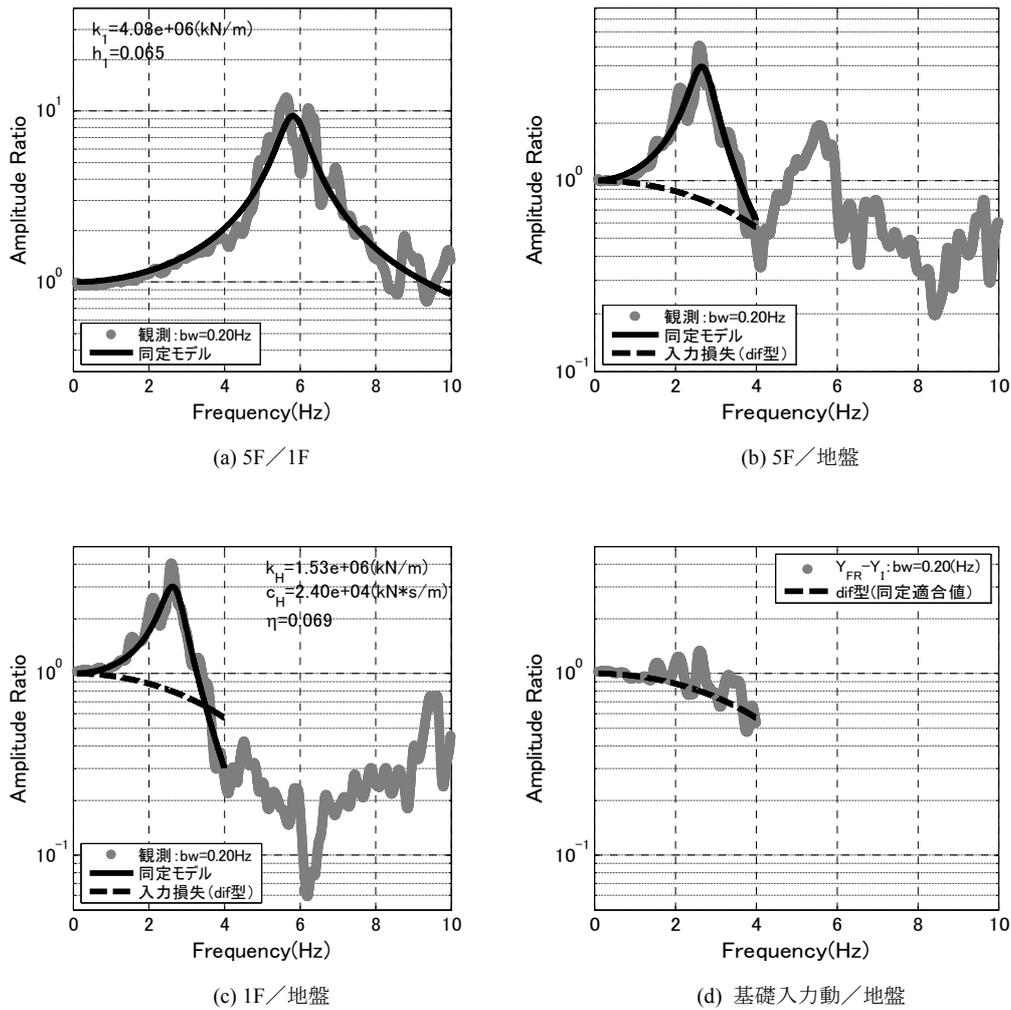


図 3.2-25 TKS 長辺方向の同定 (2011/04/11 余震、北側測点)

図 3.2-26 に、建物ばねと水平地盤ばねの変化を示す。建物の剛性は、本震でやや低下するもののほぼ一定となっており、弾性範囲に止まったものと判断される。地盤ばねの剛性は、本震で大きく低下し、4/11 の時点では前震の水準まで回復していない。

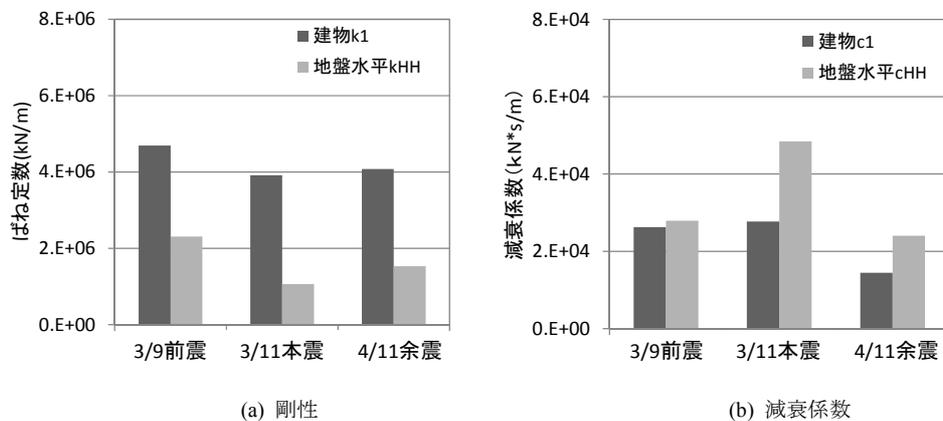


図 3.2-26 地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化 (TKS 長辺方向)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-27 及び図 3.2-28 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の変化を示す。慣性力の相互作用による低減は、前震に比べて本震、余震の方が大きくなっている。これは、建物が弾性範囲に止まり、本震、余震では水平地盤ばねが軟化したためと考えられる。パネル(b)より、水平地盤ばねの変形が建物相対変位より大きく、連成系では地盤ばねの変形が卓越していることが分かる。

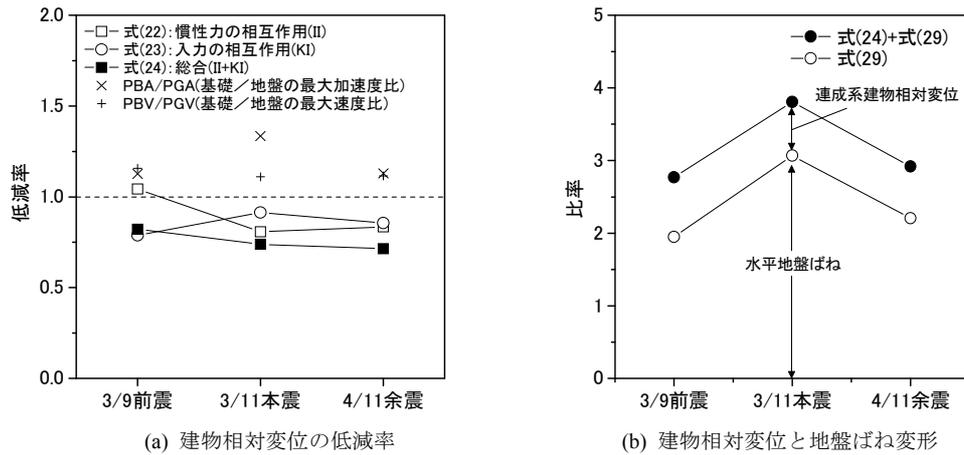


図 3.2-27 相互作用による建物相対変位の低減率 (TKS 長辺方向、 S_a 一定の場合)

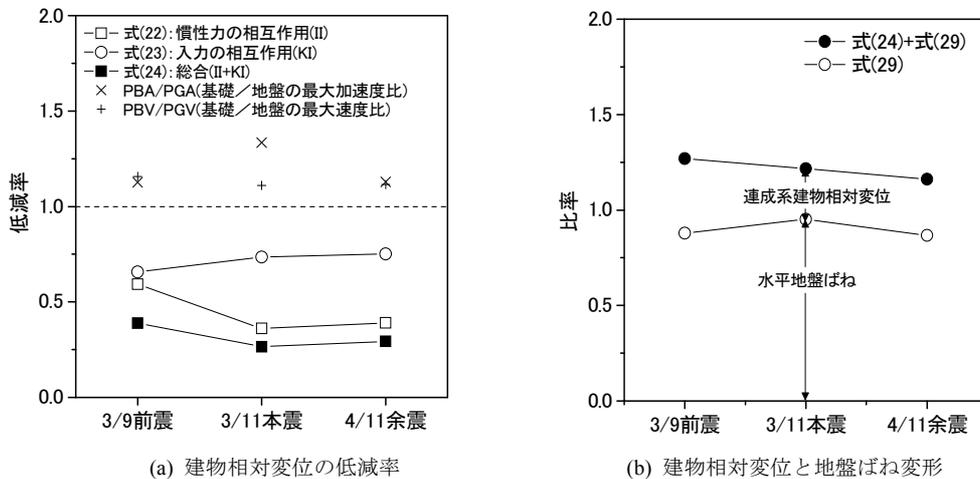


図 3.2-28 相互作用による建物相対変位の低減率 (TKS 長辺方向、 pS_v 一定の場合)

3) その他

1)の同定結果において、建物の減衰定数は 6.5%~12.7%と評価される結果となった。これより、粘性減衰や履歴減衰以外の要因によって、見かけ上の減衰が生じているものと推測される。紙幅の都合で図は割愛するが、長辺方向について、各測点の伝達関数を比較すると、5F はほぼ一様に剛床として振動しているのに対し、1F は 6Hz 付近で位置によって振幅が異なっており、これが見

かけ上の大きな減衰と関連している可能性がある。南側の観測点を用いた場合は、建物の減衰はさらに大きくなる。ただし、地盤ばねの同定値には大きな差はない。この建物は、1F がプレキャストの置床（他の階は一体打ちスラブ）となっており、このことが 1F の剛床性が低下する一因になっていると考えられる。これらの現象については、観測とその記録分析における今後の検討課題である。

c. 短辺方向

1) 同定結果

図 3.2-29～図 3.2-31 に 3 地震に対する同定結果を示す。同定対象振動数範囲の設定は長辺方向と同様であるが、短辺方向については、長辺方向の 6～7Hz 付近で見られたような同定モデルで表現できない現象が見られないので、長辺方向より高い振動数まで同定に用いている。対象振動数範囲では同定結果と観測記録は概ね対応しているが、4/11 余震のように適合が不十分で基礎入力動の推定値に慣性力の相互作用の影響が残存するケースも見られる(図 3.2-31 パネル(d))。

図 3.2-32 に、水平地盤ばねと回転地盤ばねの変化を示す。地盤ばねの剛性は、水平、回転成分とも、本震時に低下していることは長辺方向の水平地盤ばねの場合と同様である。

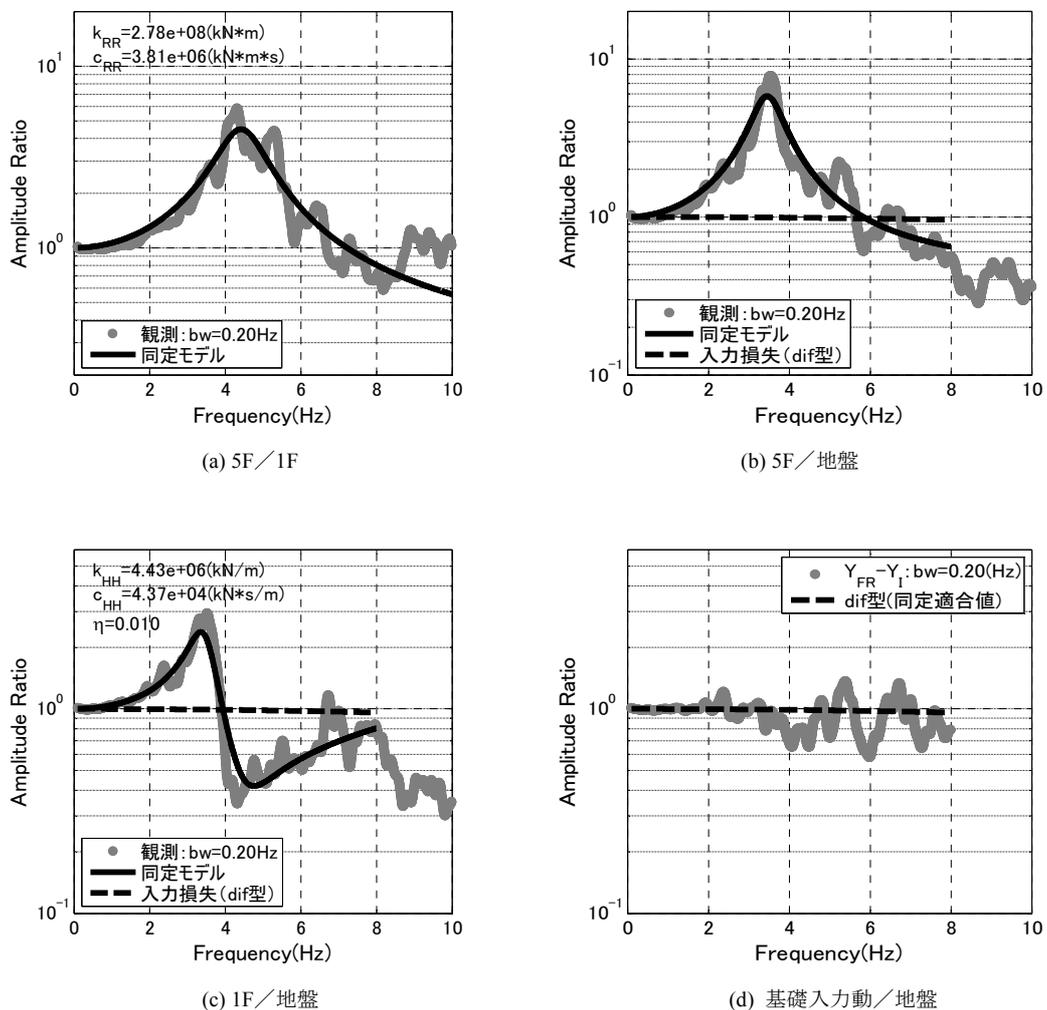
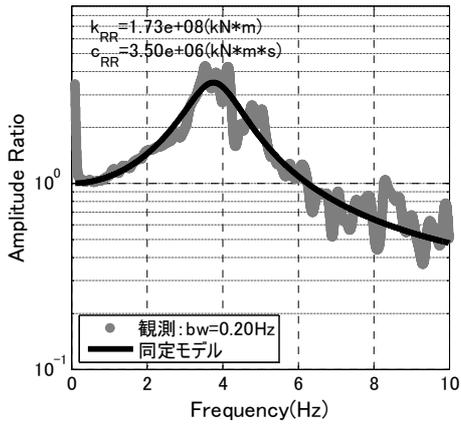
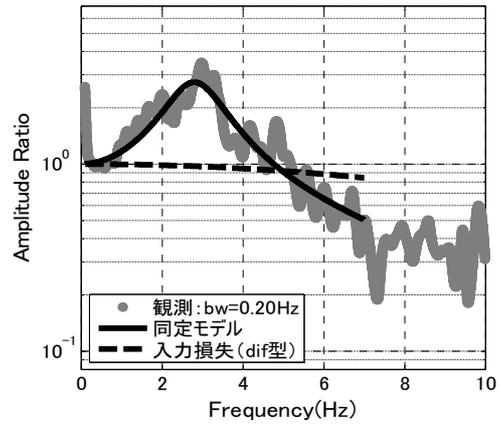


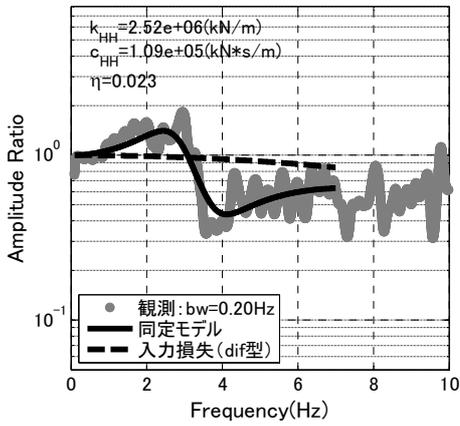
図 3.2-29 TKS 短辺方向の同定 (2011/03/09 前震、北側測点)



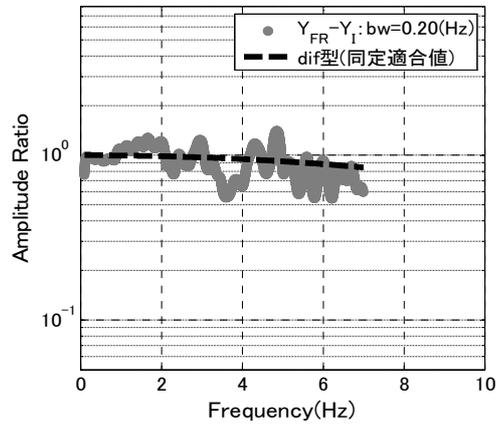
(a) 5F/1F



(b) 5F/地盤

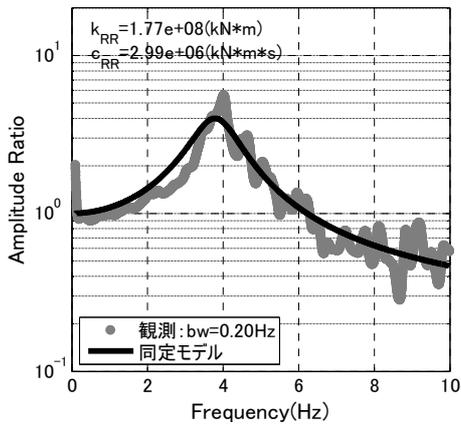


(c) 1F/地盤

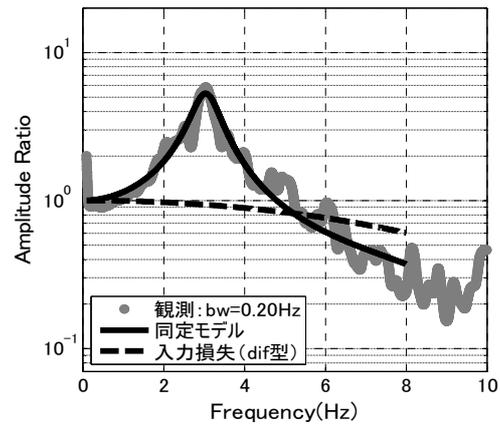


(d) 基礎入力動/地盤

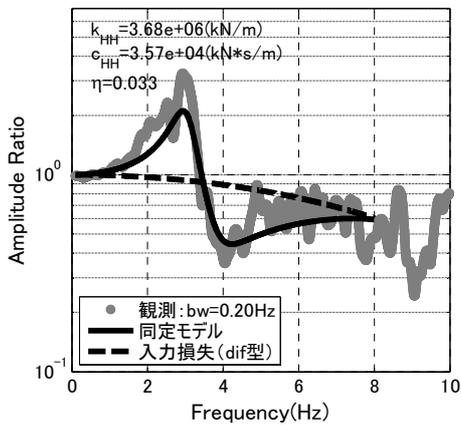
図 3.2-30 TKS 短辺方向の同定 (2011/03/11 本震、北側測点)



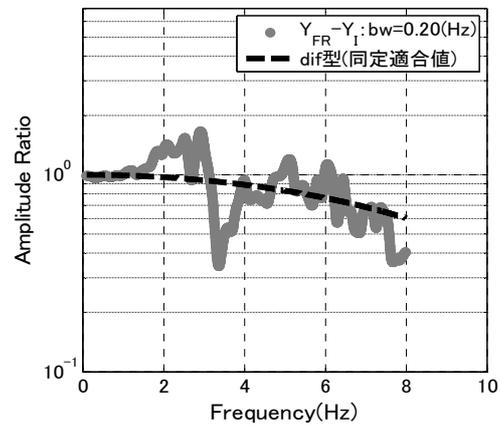
(a) 5F/1F



(b) 5F/地盤

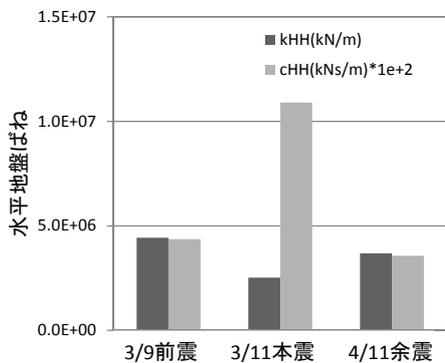


(c) 基礎/地盤

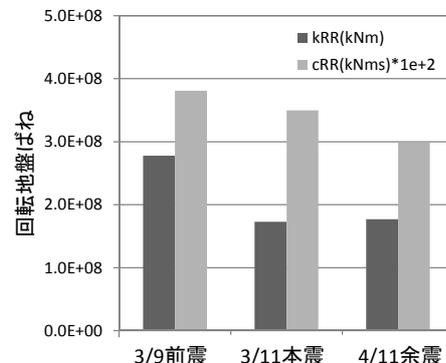


(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-31 TKS 短辺方向の同定 (2011/04/11 余震、北側測点)



(a) 水平地盤



(b) 回転地盤ばね

図 3.2-32 地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化 (TKS 短辺方向)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-33 及び図 3.2-34 に、それぞれ S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の変化を示す。短辺方向は η が小さく入力損失が小さいので、入力の相互作用による応答低減効果はほとんど表れていない。パネル(a)で、余震時の慣性力相互作用による低減率は前震時に近づいており長辺方向とは異なるが、これは短辺方向の地盤ばねの回復が早かったためと考えられる。また、パネル(b)より、連成系の応答に占める回転地盤ばねと水平地盤ばねの割合が同程度であることが分かる。

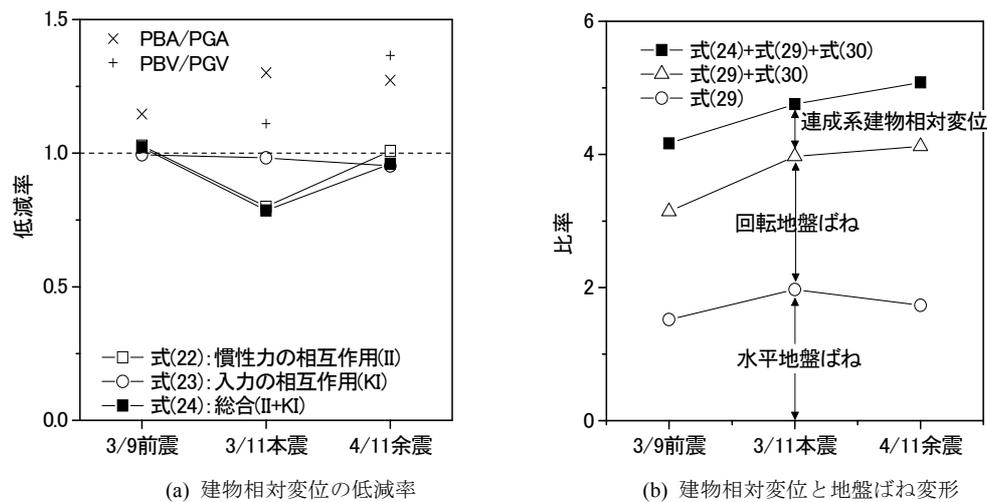


図 3.2-33 相互作用による建物相対変位の低減率 (TKS 短辺方向、 S_a 一定)

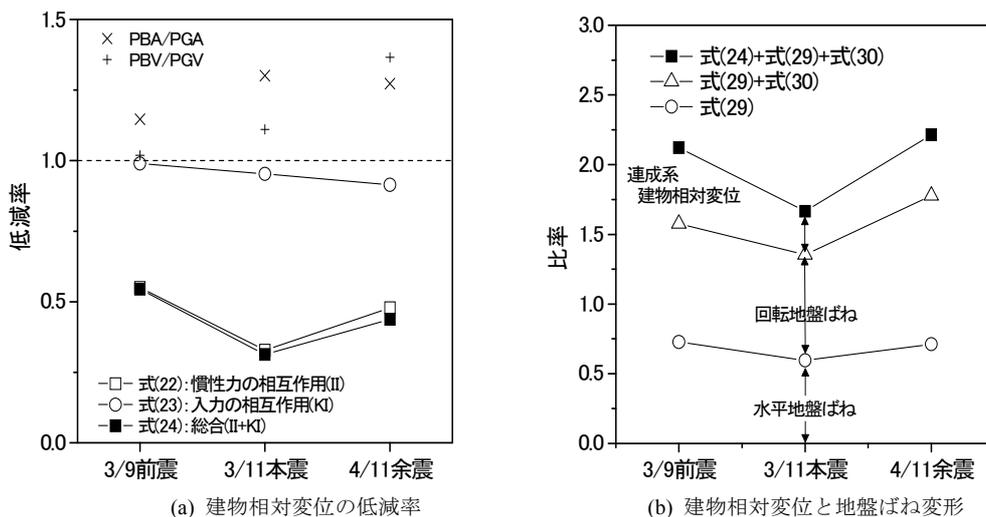


図 3.2-34 相互作用による建物相対変位の低減率 (TKS 短辺方向、 pS_v 一定)

(4) 建築物 NIT について

a. 建築物等の概要と解析仮定

対象建築物(NIT)は、埼玉県南埼玉郡に建つ RC 造 6 階建ての学校建築物で、長辺・短辺ともに連層耐震壁付ラーメン構造となっている。基礎は、Φ1300~1800 の場所打ち杭で、杭先端深さは GL-57m である。表層地盤は粘性土と砂質土の互層で、GL-20m 以浅の V_s は 150~200m/s 程度⁷⁾ である。

建物の質量は、逆三角形モードを仮定した縮約 1 自由度系の等価質量を用いた。代表高さは SR モデルにも用いることを考慮して、転倒モーメントが等価となる高さを用いた。検討に用いた観測記録を表 3.2-10 に、同定に用いた建物諸元を表 3.2-11 に示す。

同定に当たっては、長辺方向(60m)にはスウェイモデルを、短辺方向(25m)には SR モデルを用いる。SR モデルでは基礎回転の観測記録を必要とするが、本建物の場合、これが求められる観測点配置とはなっていない。この場合は建物と回転地盤ばねのどちらかを仮定する必要があるが、本建物の場合、3/11 本震で建物が非線型領域に入ったと見られることから、回転地盤ばねの値を略算により設定し、建物ばねを未知数とすることにした。ここでは、簡単に杭先支持地盤 ($V_s = 330\text{m/s}$, $\rho = 1.8\text{t/m}^3$, $\nu = 0.483$) の直接基礎の回転ばねを用いることにした。計算においては、25m×60m を 25m×25m の正方形基礎の 2.4 個分として、以下のように算定した。

$$k_{RR} = 8Gr / (2 - \nu) \times 2.4 = 6.81 \times 10^9 \text{ kNm}$$

$$c_{RR} = \rho V_s I \eta \times 2.4 = 9.71 \times 10^7 \text{ kNm} \cdot \text{s}$$

ここで、 $r = \sqrt{25^2 / \pi} = 14.1\text{m}$ ， $\eta = 3.4 / \{\pi(1 - \nu)\}$ ， $I = 25^4 / 12\text{m}^4$ である。

なお、別途リング加振薄層法を用いて回転ばねを求め、上述の略算値とほぼ対応することを確認している。また、3/9 前震で、回転地盤ばね剛性の、建物剛性同定値への感度は 0.23、水平地盤ばね剛性同定値への感度は 0.02 であった。

表 3.2-10 検討に用いた観測記録の一覧

観測日時	最大加速度(cm/s ²)					
	GL		1F		6F	
	長辺	短辺	長辺	短辺	長辺	短辺
2011/3/9 11:46	5.9	5.8	4.3	4.3	10.6	9.3
2011/3/11 14:47	230	197	150	119	283	322
2011/3/11 15:15	99	79	46	45	118	135
2011/4/11 17:16	83	86	37	48	123	128

表 3.2-11 同定に用いた質量および高さ

同定用諸元				その他		
建物質 量 $m_1(t)$	基礎質 量 $m_0(t)$	代表高 さ $H(m)$	観測高 さ (m)	軒高 (m)	根入れ深 さ (m)	パイルキ ャップ間
12049.4	3533.4	18.74	21.5	26.7	2.0 (2.8) ^{*1}	基礎梁

*1: 部分地下での深さ

b. 長辺方向

1) 同定結果

3/9 前震、3/11 本震、4/11 余震に対する、長辺方向の同定結果を図 3.2-35～図 3.2-37 に示す。建物／基礎については 0.1～5.0Hz を対象範囲とし、建物／地盤、基礎／地盤については 0.1～5.0Hz を基本とするが、0.5Hz ずつ上限振動数を変化させて、単位振動数あたりの誤差が急増する傾向が見られた場合は、その直前で打ち切った。同定に用いた振動数範囲は、読み取れるように図示した。建物と地盤ばねの同定値は、図中に示した。

図でパネル(c)と(d)を比較すると、パネル(c)の基礎応答の伝達関数では慣性力の作用による大きな山谷が見られるが、パネル(d)の入力損失では、高振動数側に向かって漸減する特性が得られている。

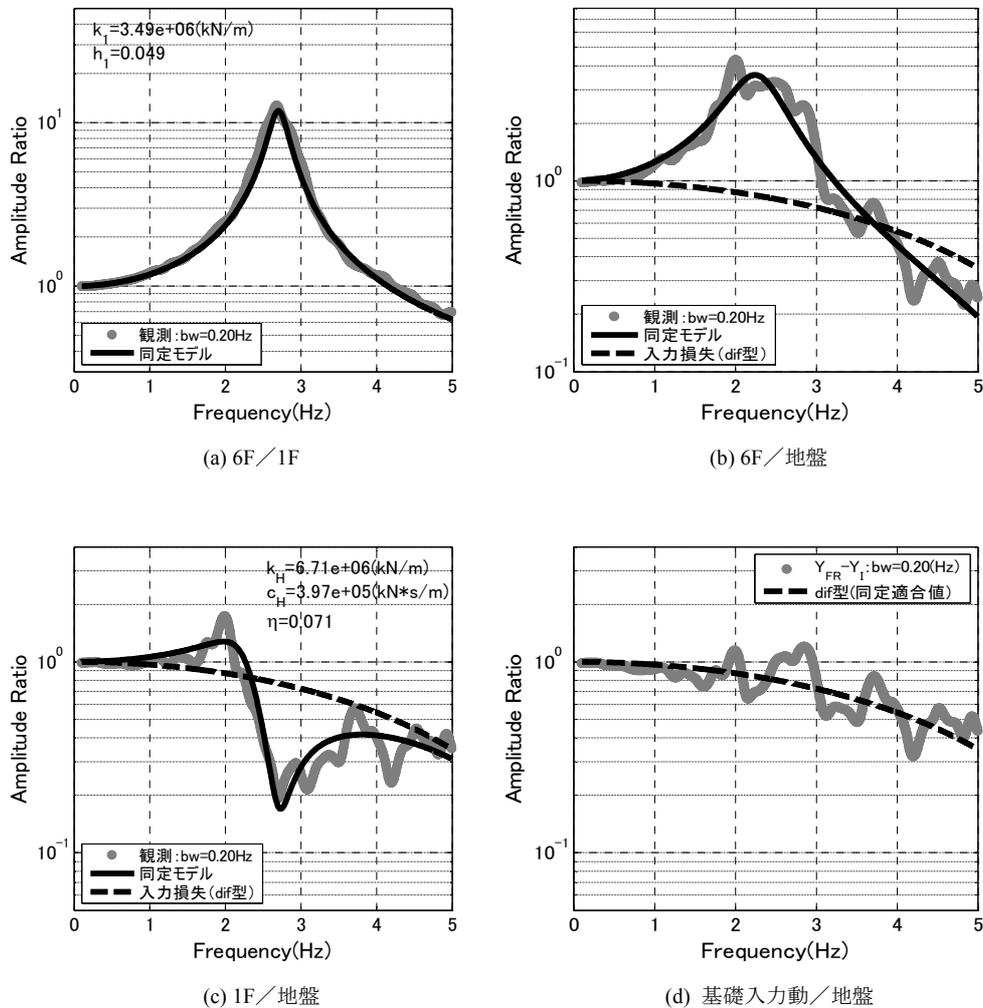
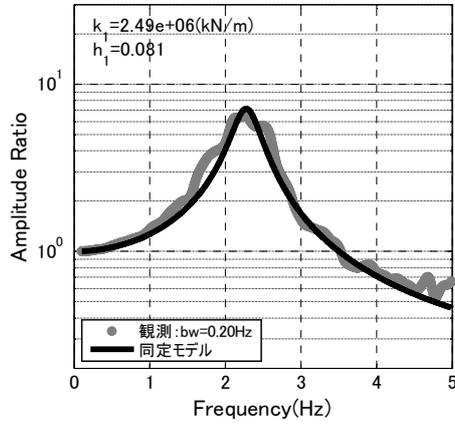
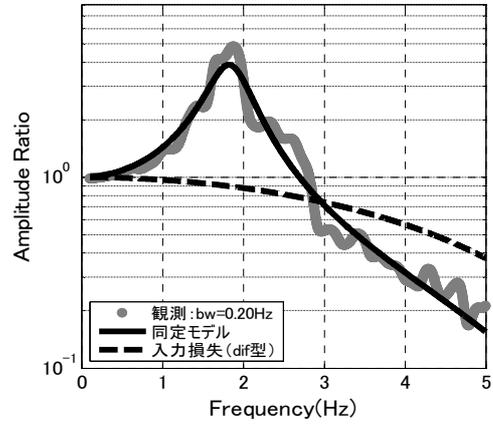


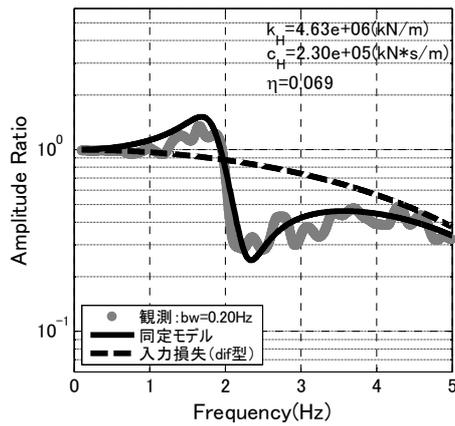
図 3.2-35 NIT 長辺方向の同定 (2011/03/09 前震)



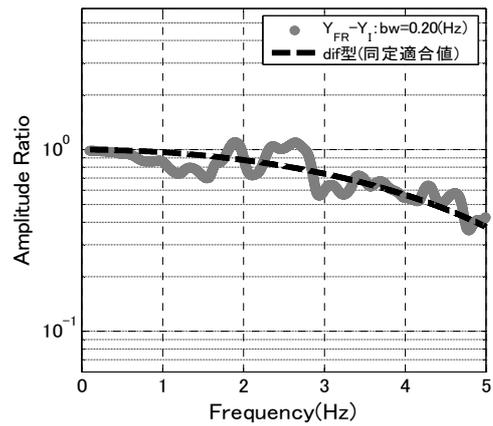
(a) 6F/1F



(b) 6F/地盤

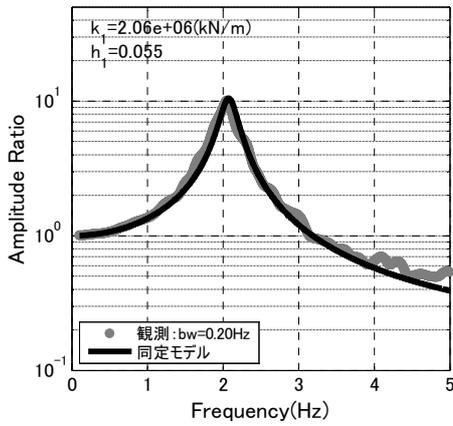


(c) 1F/地盤

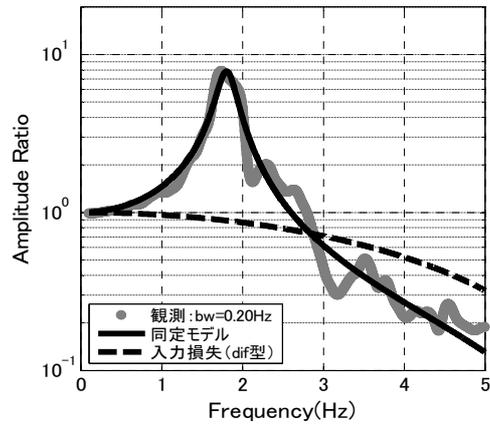


(d) 基礎入力動/地盤

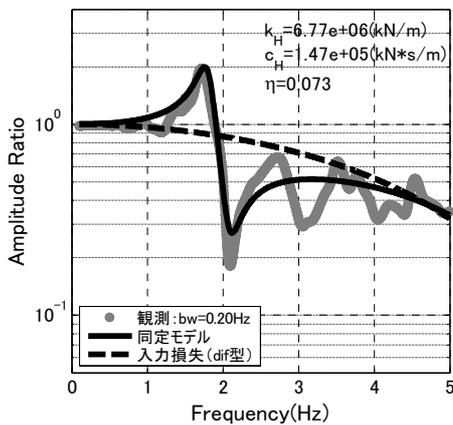
図 3.2-36 NIT 長辺方向の同定 (2011/03/11 本震)



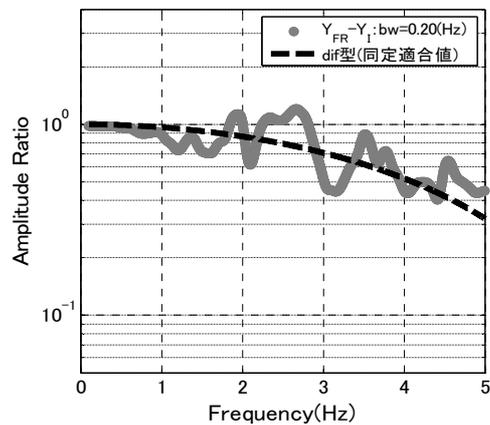
(a) 6F/1F



(b) 6F/地盤



(c) 1F/地盤



(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-37 NIT 長辺方向の同定 (2011/04/11 余震)

図 3.2-38 に、建物と地盤の剛性と減衰係数の変化を示す。建物の剛性は、3/11 本震以降で低下した後、さらに若干低下し、その後回復していないのに対して、地盤ばねは当日の余震で半分程度まで回復し、4/11 余震では、前震の水準まで回復している。

また、地盤ばねの減衰係数は、3/11 本震で低下した後、余震でも回復しない傾向が見られる。その値は、本震以降、増減しているが、ノイズ等の影響による伝達関数の振幅の変化に影響されやすいためと考えられる。

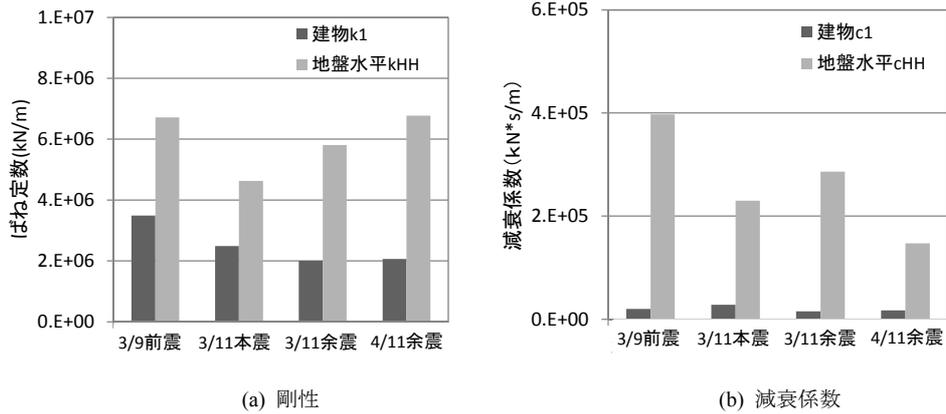


図 3.2-38 地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化 (NIT 長辺方向)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-39 及び図 3.2-40 に、それぞれ入力地震動の特性として S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による連成系の建物相対変位の変化を示す。

入力の相互作用による低減効果は 0.8~0.9 倍ではほぼ一定である。参考として基礎/地盤の観測値の最大加速度比と最大速度比も示す。これらの指標は、地震によって大きく変動し、本論の推定とも対応しない。慣性力の相互作用による低減効果は、前震で最も大きく、3/11 本震以降は低減効果が減じている。これは、図 3.2-39 及び図 3.2-40 のパネル(b)から分かるように、建物剛性が低下して水平地盤ばねの変形割合が減じたことと、長周期化によって地盤ばねの変形と建物相対変位を足し合わせた連成系全体の応答変位が増大したことによると考えられる。4/11 余震で、特に慣性力の相互作用による応答低減効果が減ずるのは、地盤ばねの減衰係数が小さくなっているためである。4/11 余震で地盤ばねの減衰係数が小さく評価されたのは、4/11 余震で連成系卓越周期での基礎振幅が大きくなっていることに対応する結果である (図 3.2-37 パネル(c))。

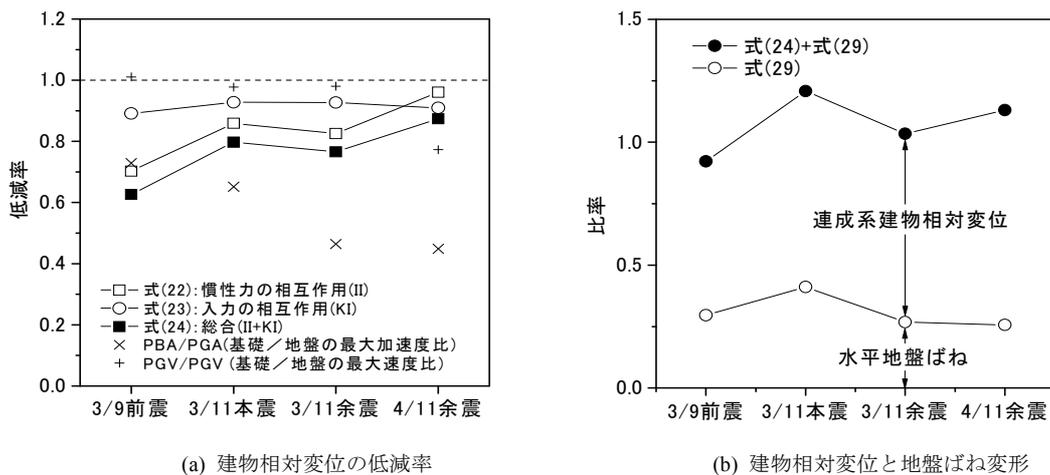
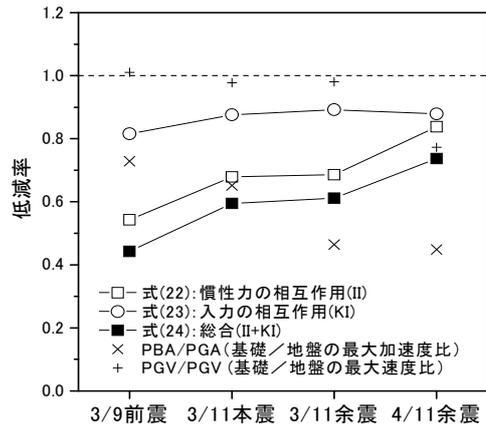
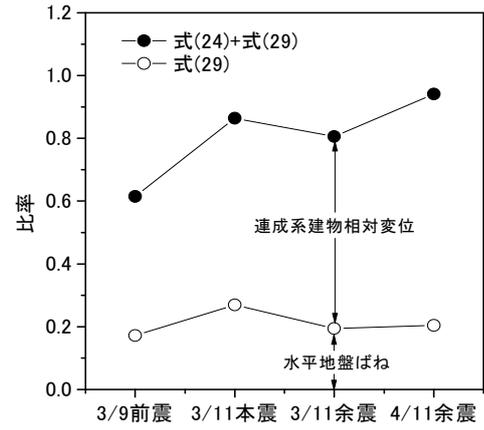


図 3.2-39 相互作用による建物相対変位の低減率 (NIT 長辺方向、 S_a 一定)



(a) 建物相対変位の低減率



(b) 建物相対変位と地盤ばね変形

図 3.2-40 相互作用による建物相対変位の低減率 (NIT 長辺方向、pSv 一定)

c. 短辺方向

1) 同定結果

3/9 前震、3/11 本震、4/11 余震に対する、短辺方向の同定結果を図 3.2-41～図 3.2-43 に示す。同定の対象振動数の設定方法は、長辺方向と同様である。

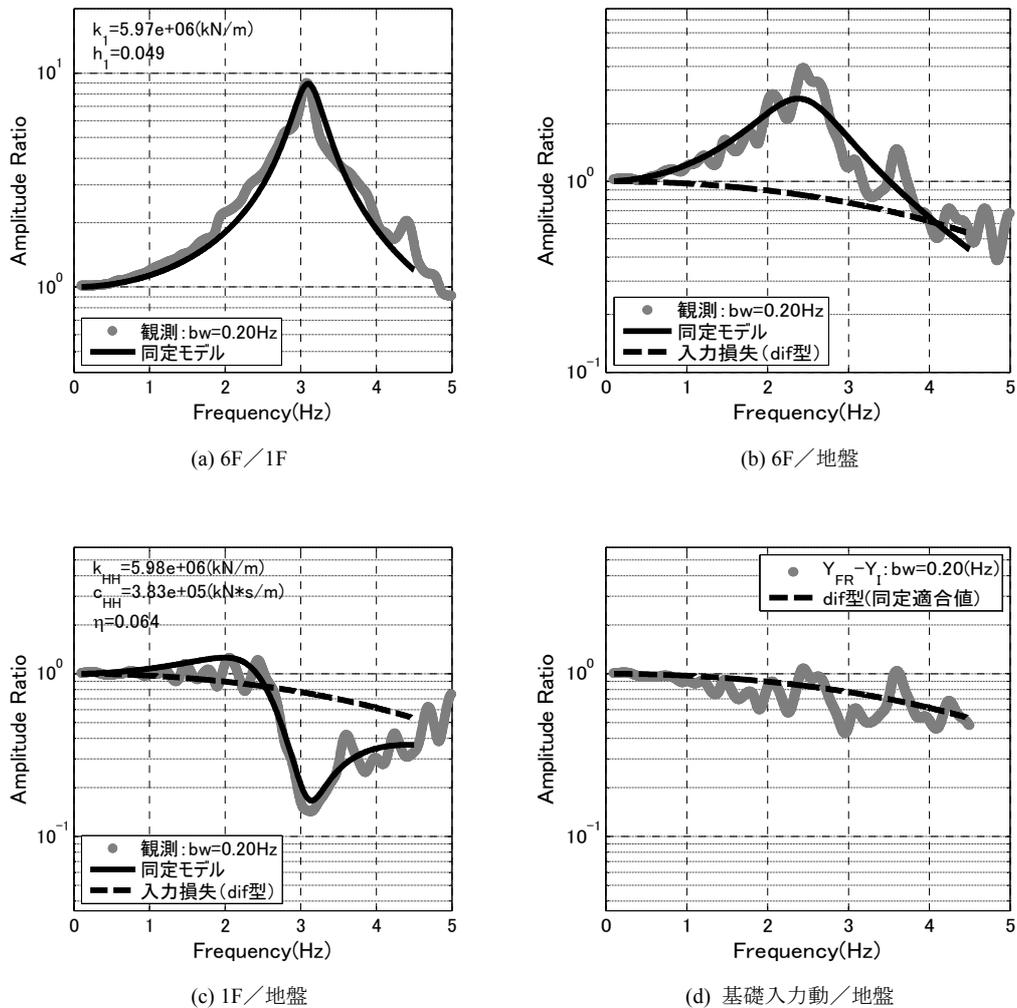
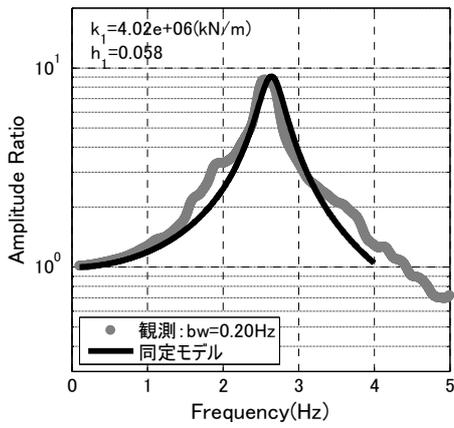
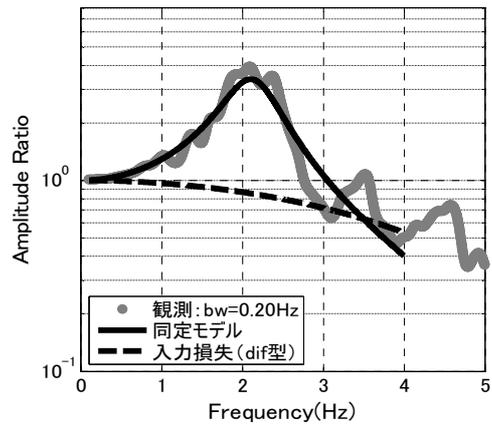


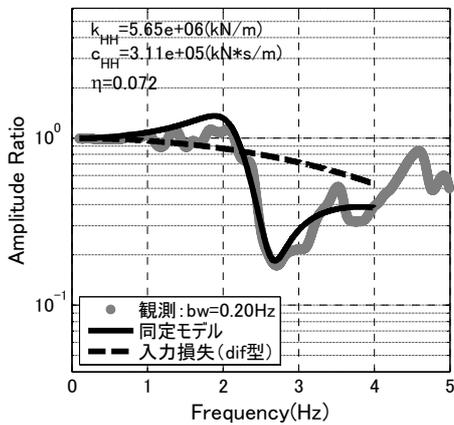
図 3.2-41 NIT 短辺方向の同定 (2011/03/09 前震)



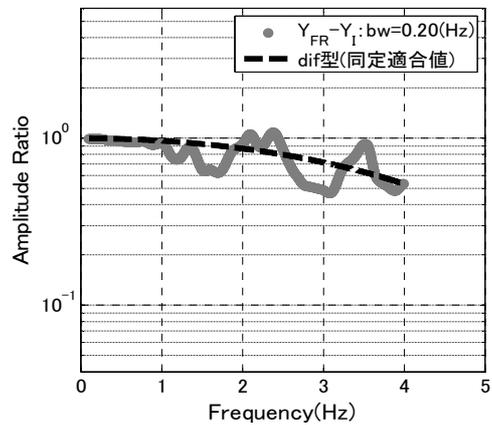
(a) 6F/1F



(b) 6F/地盤



(c) 1F/地盤



(d) 基礎入力動/地盤

図 3.2-42 NIT 短辺方向の同定 (2011/03/11 本震)

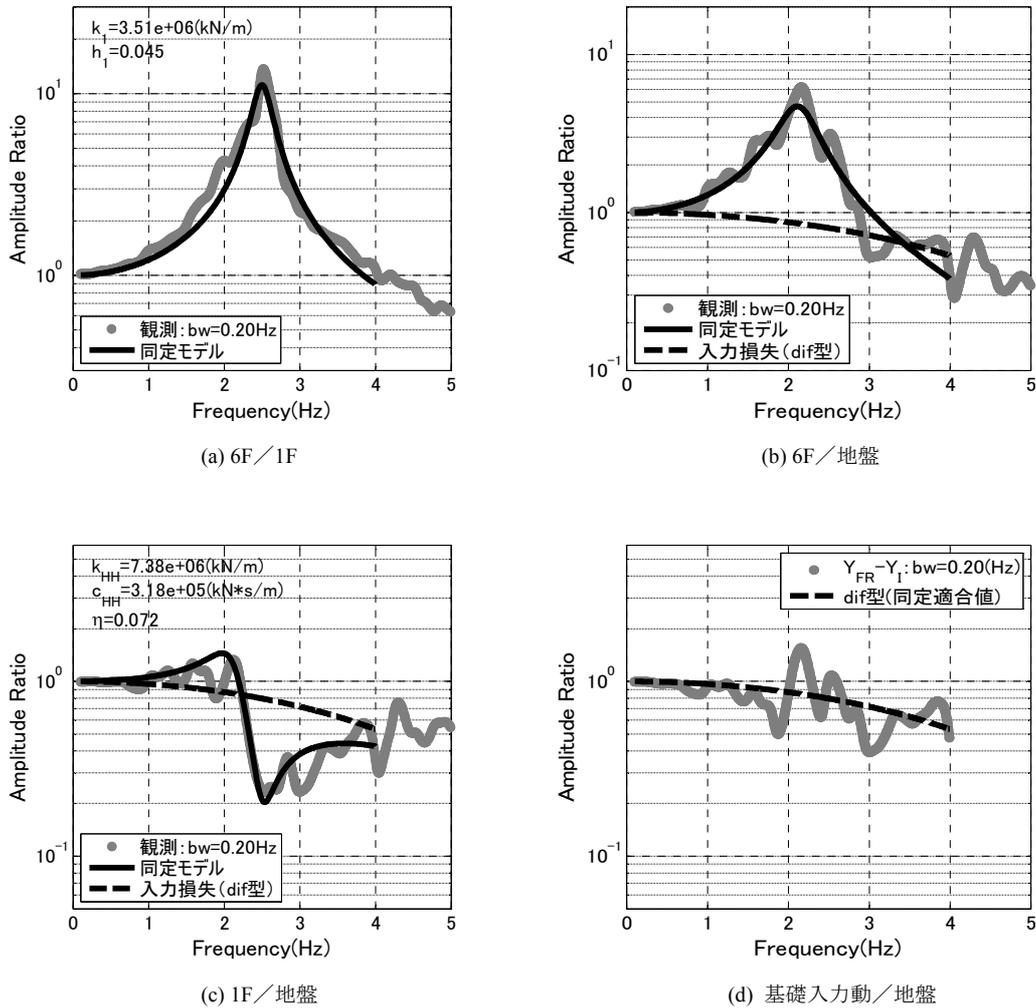


図 3.2-43 NIT 短辺方向の同定 (2011/04/11 余震)

図 3.2-44 に、建物ばねと水平地盤ばねの変化を示す。建物の剛性は 3/11 本震で低下した後、3/11 余震でさらに若干低下し、その後も回復していない。水平地盤ばねは 3/11 本震でやや低下した後、同日の余震で前震の水準をやや超えるまで回復し、4/11 余震では前震の時点より剛性が高くなっている。この同定結果は、建物/基礎の卓越振動数が本震より余震でやや低下し、建物/地盤の卓越振動数が本震と余震でほぼ同じになっていることを反映したものである。

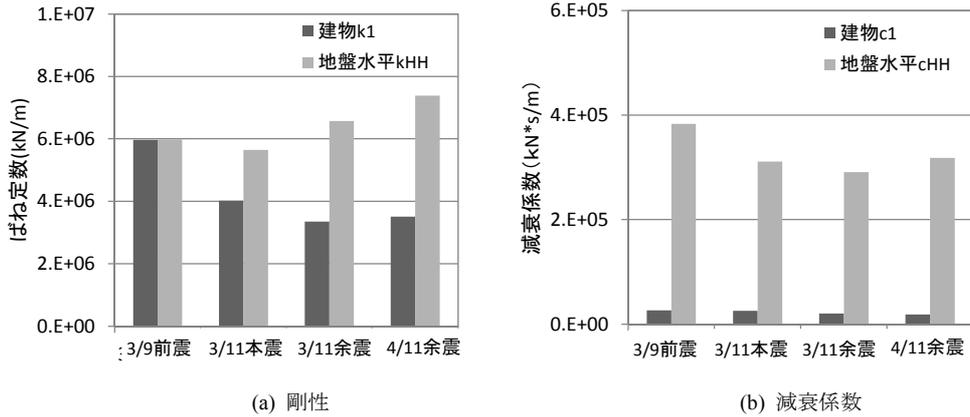


図 3.2-44 地震による建物ばねと水平地盤ばねの変化 (NIT 短辺方向)

2) 地盤—構造物の動的相互作用の影響の表示

図 3.2-45 と図 3.2-46 に、それぞれ入力地震動の特性として S_a 一定と pS_v 一定を仮定した場合の相互作用による応答低減効果を示す。入力の相互作用による低減効果は 0.8 強でほぼ一定である。慣性力の相互作用による低減効果は、前震で最も大きく、3/11 本震以降は効果が減じている。これも、長辺方向の場合と同じ要因によると考えられる。慣性力の相互作用による応答低減は、短辺方向の方が長辺方向より大きい。これは、短辺方向の方が建物の剛性が高いためである。

図 3.2-45 と図 3.2-46 のパネル(b)には、各ばねの変形が示されているが、回転地盤ばねの変形は建物相対変位よりかなり小さい。

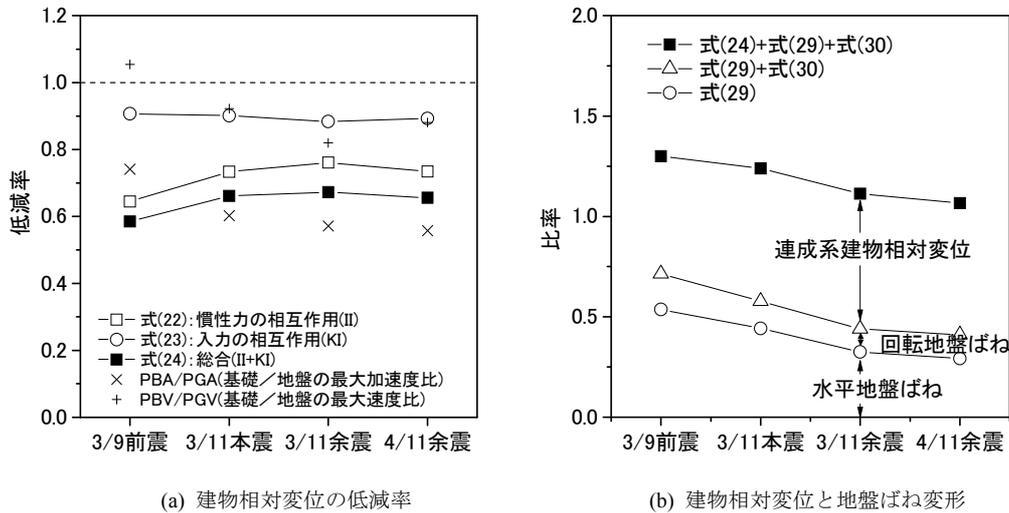
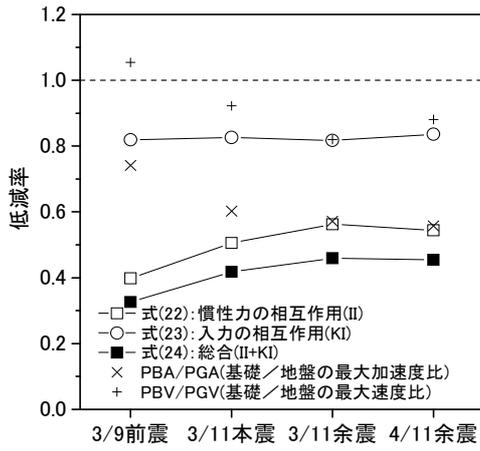
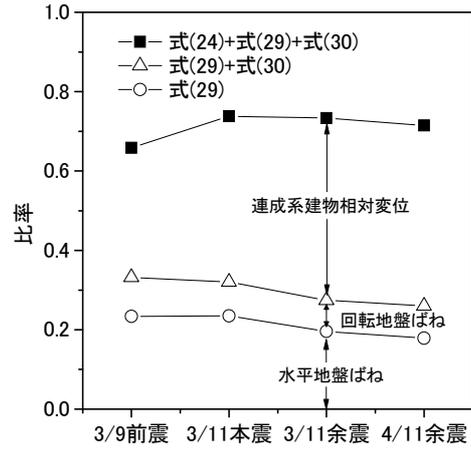


図 3.2-45 相互作用による建物相対変位の低減率 (NIT 短辺方向、 S_a 一定)



(a) 建物相対変位の低減率



(b) 建物相対変位と地盤ばね変形

図 3.2-46 相互作用による建物相対変位の低減率 (NIT 短辺方向、pSv 一定)

(5) ロッキングの影響について

SR モデルを使った前項までの同定結果を示したグラフでは、上部構造の応答に関し、伝達関数 Z_{1obs}/Y_{FF} 及び Z_{1obs}/Z_0 を示しているが、以下においては、ロッキングの上部構造への影響を見るために、次式によるロッキングの影響を取り除いた建物変位の伝達関数を参考として示すこととする。

$$\frac{Z_1}{Z_0 + H\Theta_0} = \frac{1 + \bar{Y}_{H-1} + H\bar{\Theta}_{H-1} + \bar{X}_{H-1}}{1 + \bar{Y}_{H-1} + H\bar{\Theta}_{H-1}} \quad (3.34)$$

記号の表記は、式(3.8)(3.9)に倣う。また、基礎回転は無視している。前項までの検討にて、建物剛性か回転地盤ばねのどちらかを仮定して SR モデルの同定を行ったが、この同定された SR モデルの諸元を用いれば、式(3.7)を解くことにより式(3.34)右辺中の変数 \bar{Y}_{H-1} , $\bar{\Theta}_{H-1}$, \bar{X}_{H-1} も得ることができる。

式(3.34)では、代表高さ H において伝達関数を求めているが、この時、1 質点基礎固定系の伝達関数として次式によっても得られることは周知の通りである。

$$\frac{Z_1}{Z_0 + H\Theta_0} = \frac{K_1}{K_1 - \omega^2 m_1} \quad (3.35)$$

前項までの検討では地震記録と対応させる必要があることから、伝達関数を観測点において求めているが、本項では 1 質点基礎固定系の伝達関数と対応させて考察するため、その他の相互作用系の伝達関数も、代表高さにおいて、すなわち、 Z_1/Y_{FF} 及び Z_1/Z_0 として求める。

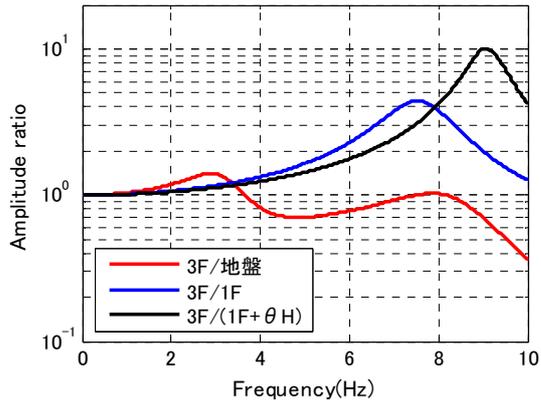
なお、式(3.34)の伝達関数を地震記録から求めるには、これまで検討してきた伝達関数 Z_{1obs}/Y_{FF} 、及び Z_{1obs}/Z_0 の場合と異なり、基礎回転に関する地震記録が必要となる。しかしながら、本研究での観測では、基礎回転の観測を行っていないか観測を行っていたとしても十分な精度を有する基礎回転の記録が得られていないため、式(3.34)の伝達関数と地震記録との直接的な比較はできない。

SR モデルを使って同定を行った建物のうち、表 3.2-12 に示すケースについて、同定された SR モデルの緒元から計算で求めた各伝達関数を比較した結果を図 3.2-47 に示す。

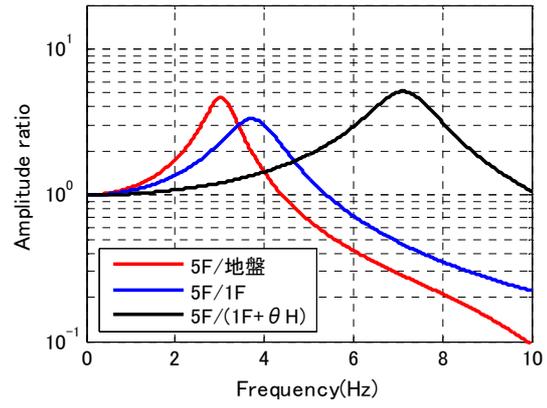
Z_1/Y_{FF} 及び Z_1/Z_0 のピーク振動数に対し、基礎固定モデルの固有振動数に対応する式(3.34)の伝達関数のピーク振動数は、さらに高振動数側に移動することが分かる。特に、EDG 及び TKS の場合にこの度合が大きく、構造物の応答にロッキングばねも含めた地盤ばねが大きく影響していると言える。

表 3.2-12 検討ケース一覧

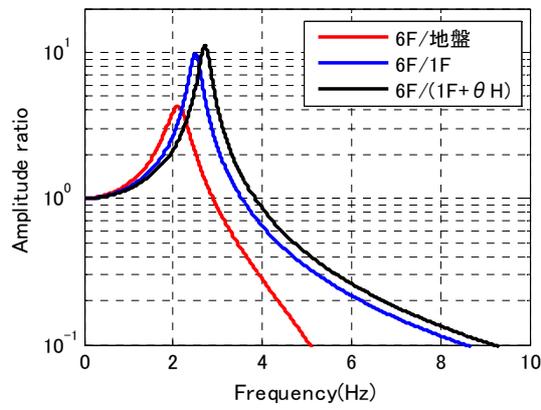
建物	方向	地震発生日	対応する同定結果の図
EDG	短辺方向	2011/07/15	図 3.2-19
TKS	短辺方向	2011/04/11	図 3.2-31
NIT	短辺方向	2011/04/11	図 3.2-43



(EDG)



(TKS)



(NIT)

図 3.2-47 伝達関数の比較

3.3 シミュレーションに基づく分析

前節で同定による方法を適用した観測建築物 TKS 及び NIT では、2011 年東北地方太平洋沖地震(3/11 本震)時において非線形現象を観測した。また、地盤-構造物の動的相互作用による建物の地震応答低減効果を基礎固定系と見なした場合の地震応答との比によって表示したが、この比は地盤の非線形化等の影響を受け、地震動のレベルによって変動し得ることが示された。

ここでは、地盤等に非線形現象が生じた場合の地盤-構造物の動的相互作用について、シミュレーションの結果に基づき検討する。TKS 及び NIT 以外に、ANX(8F+B1F, 直接基礎)も参考として検討対象に加える。

各観測建築物のシミュレーションの詳細と結果については別添に示すところである。

別添においては、地盤-建築物の相互作用系のシミュレーションと観測記録との対応関係が主に検討されている。本節では、さらに、基礎固定系や入力条件を変えた場合の相互作用系の解析を加え、これらの結果を比較することで、建物の地震応答に対する地盤-構造物の動的相互作用の影響を検討する。

(1) 建築物 TKS の場合

別添第 4 章では、TKS について、図 3.3-1 に示す建物-杭基礎の応答解析モデルを用いてシミュレーション解析を行っている。また、工学的基盤での露頭波を求めるに当たり、3/11 本震では周辺地盤が液状化したため有効応力解析を行っている。その結果得られた地盤の最大応答値分布を図 3.3-2 に示す。

図3.3-3にシミュレーション結果と観測との対応関係を示す。また、図3.3-4は、シミュレーションにより得られた3/11本震での地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数である。なお、図では3/9前震についての結果も示している。

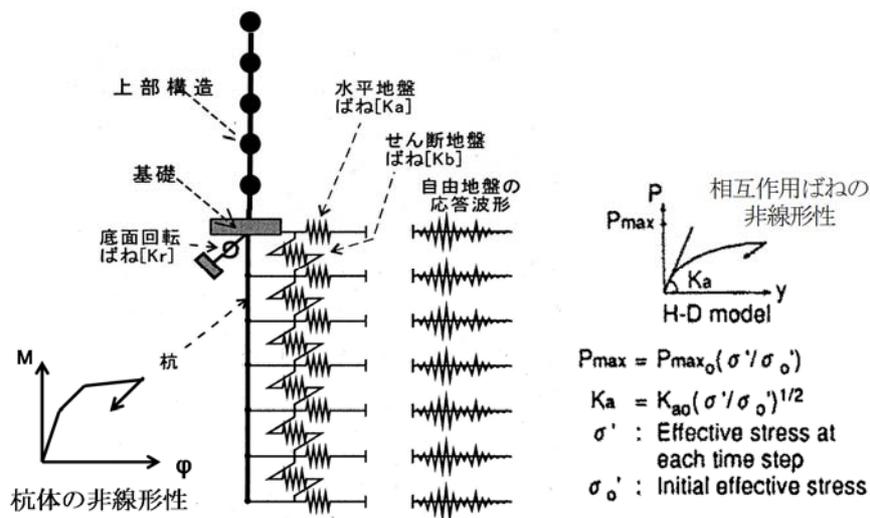


図3.3-1 建物 - 杭基礎の応答解析モデル

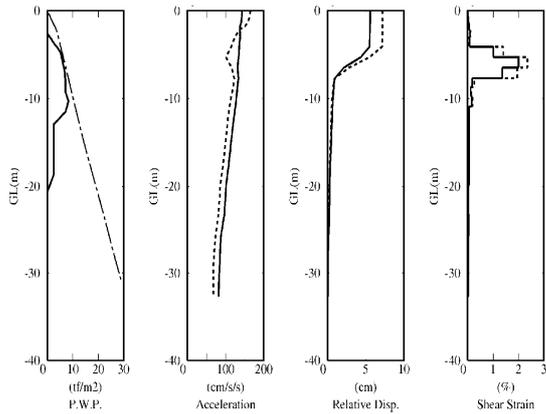


図3.3-2 地盤の最大応答値分布

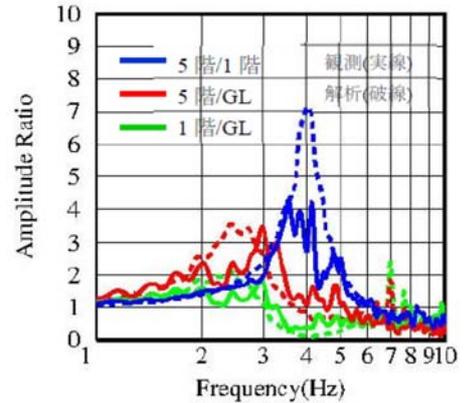
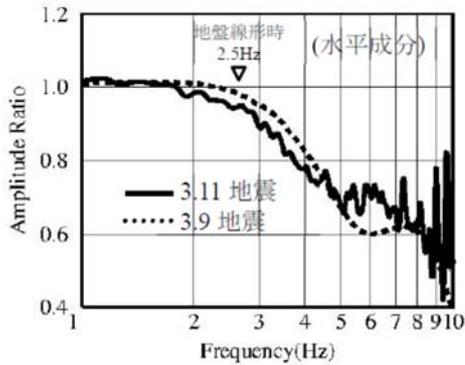
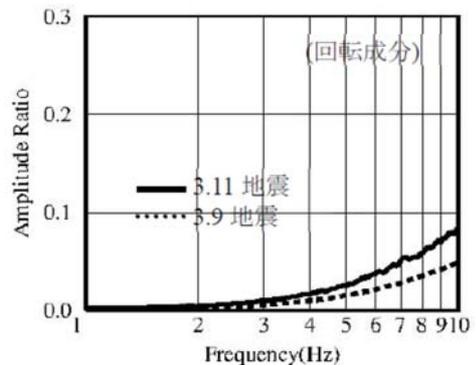


図3.3-3 観測記録と解析の伝達関数(短辺)



水平



回転

図3.3-4 解析による地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(短辺)

本節では、さらに表3.3-1に示すケースの解析を行い、結果を比較することにより、地盤—構造物の動的相互作用の影響を検討する。なお、3/9前震についても、参考として検討結果を示すことにする。

表3.3-1のCase-A～Cの解析結果をもとに、3/9前震と3/11本震の基礎固定モデルの最大変形(1階と5階のX方向の相対変位)に対する連成系モデルの最大変形(基礎回転成分を除去)の比率を図3.3.5及び3.3.6に示す。3/9前震では慣性の相互作用(Case-B/Case-A)で比率が0.91倍、慣性と入力の相互作用(Case-C/Case-A)で0.85倍に低減する。一方、3/11本震では慣性の相互作用で0.69倍、慣性と入力の相互作用で0.57倍に低減し、いずれも地盤の非線形化の影響で3/9前震に比べて比率が小さくなる。また入力の相互作用(Case-C/Case-B)は3/11本震で約2割であり、本建物では慣性の相互作用の影響が大きい。

表 3.3-1 動的相互作用の解析ケース

Case	モデル	入力
A	基礎固定	地表面応答
B	連成系	地表面応答
C	連成系	基礎入力動

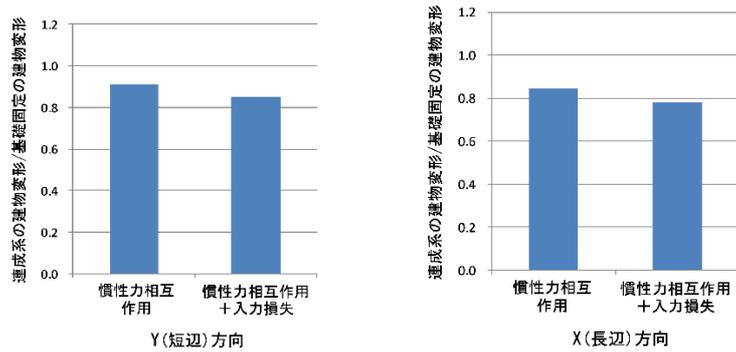


図 3.3-5 相互作用による建物応答低減効果 (3/9 前震)

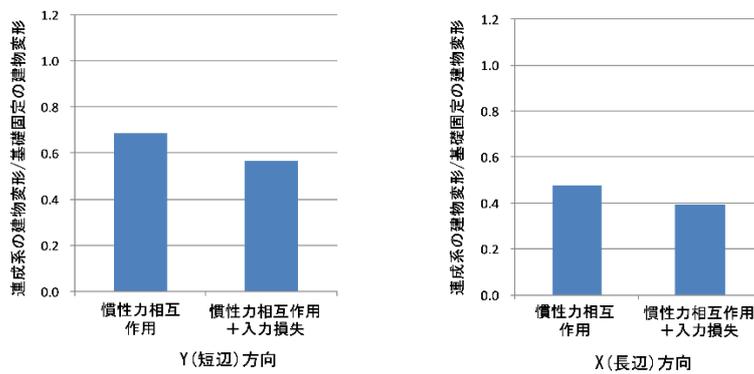


図 3.3-6 相互作用による建物応答低減効果 (3/11 本震)

(2) 建築物 NIT の場合

別添第5章のシミュレーションでは、図3.3-7に示すように地盤を平面ひずみ要素、建物をフレームモデルとした3次元FEMモデルを用いた。地盤及び建物は非線形、杭は線形とした。建物の非線形履歴は武藤モデルとした。

図3.3-8に長辺方向の6F/1F、6F/GL および1F/GL の伝達関数を観測記録とシミュレーション解析結果を比較して示す。3/11本震の地盤の最大せん断ひずみ分布を図3.3-9に示す。せん断ひずみは最大で0.15%であり、弱非線形化の範囲に留まっている。

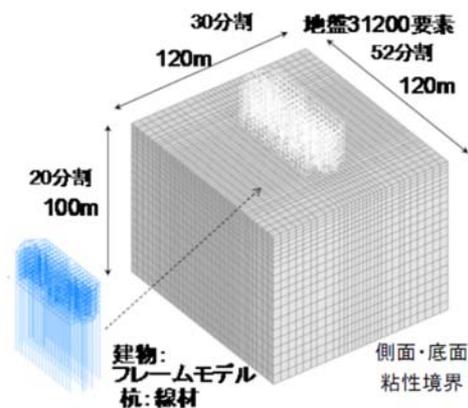


図 3.3-7 3次元 FEM モデル

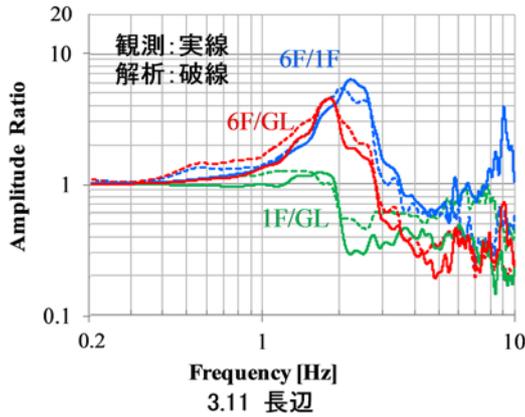


図 3.3-8 観測記録と解析の伝達関数(長辺)

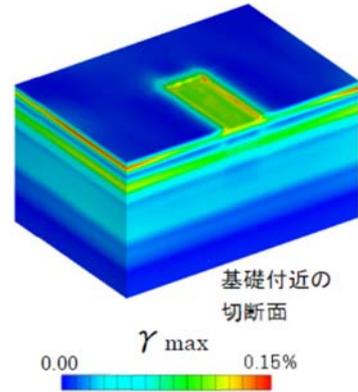


図 3.3-9 地盤最大せん断ひずみ

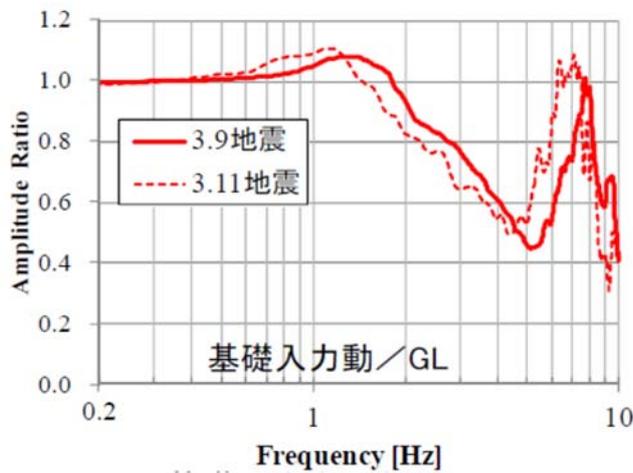


図3.3-10 解析による地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数

さらに、本節では、地表面入力の基礎固定モデルの応答解析を行い、結果を 3 次元 FEM 解析の結果と比較し、地盤-構造物の動的相互作用の影響を検討する。図 3.3-10 は地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数である。

結果を図3.3-11に示す。3/11本震の解析では仮想的に建物を線形とした結果も併記している。建物長辺、短辺で異なるが、地盤-構造物の動的相互作用の影響により、建物応答変形は、3/9前震では0.5~0.7倍程度、3/11本震では0.45~0.6倍程度、低減している。3/9前震時に比べ3/11本震時では低減の度合いがやや大きくなっている。これは、3/11本震時の建物線形モデルと建物非線形モデルの比較から、相互作用の影響に加えて建物の非線形化も影響しているものと考えられる。

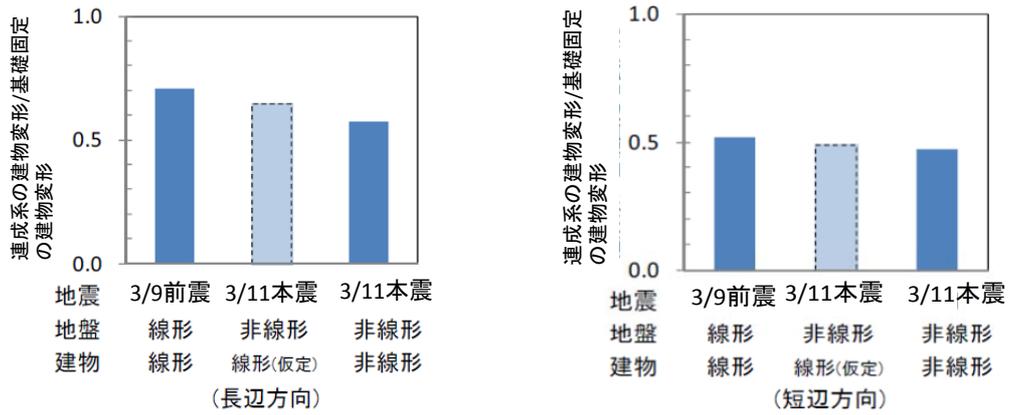


図 3.3-11 相互作用による建物応答低減効果

(3) 建築物 ANX の場合

3.2 節で検討した TKS 及び NIT のほか、ANX も検討対象に加える。

別添第 6 章に示すシミュレーション解析では、図 3.3-12 の SR モデルを用いている。

図 3.3-13 は、解析で得られた 3/11 本震による各階の応答を復元力特性にプロットして示している。また、図 3.3-14 では、建物及び基礎(EW 方向)の伝達関数(8F/B1F, 8F/GL, B1F/GL)を観測と解析で比較している。

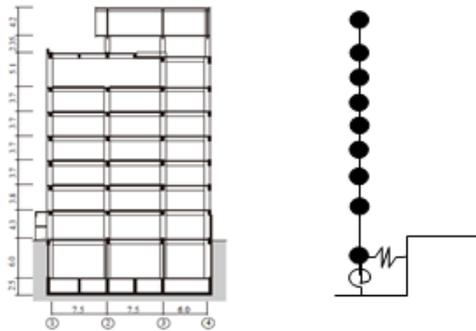


図 3.3-12 建物モデル

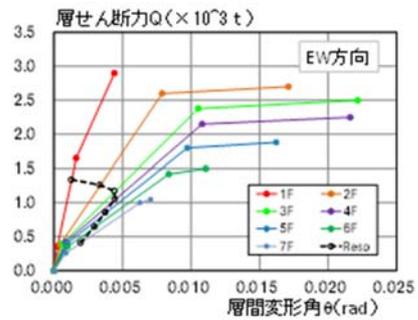


図 3.3-13 復元力特性と最大応答(短辺方向)

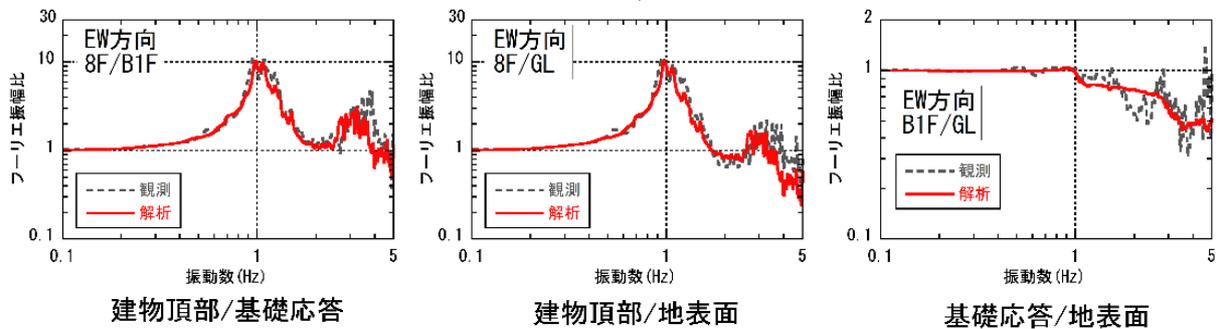


図 3.3-14 観測記録と解析の伝達関数(短辺)

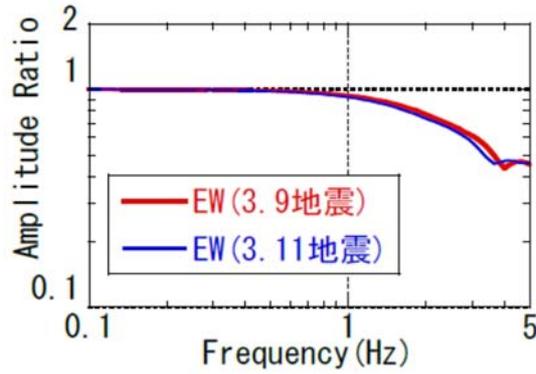


図 3.3-15 解析による地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数(短辺方向)

図 3.3-15 に地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数を示す。

本節では、さらに TKS の場合と同様、前出の表 3.3-1 に示すケースの解析を行い、結果を比較することにより、地盤—構造物の動的相互作用の影響を検討する。なお、これまでと同じく、3/9 前震についても、参考として検討結果を示すことにする。

表 3.3-1 の 3 ケースの解析結果から、慣性の相互作用は、(Case-B の建物応答変形)/(Case-A の建物応答変形)により、慣性と入力との相互作用は、(Case-C の建物応答変形)/(Case-A の建物応答変形)により評価した。図 3.3-16 に相互作用に対する建物応答変形比率の結果を示す。NS 方向の慣性の相互作用では、1.0 倍よりも大きくなっている。SR モデルによる連成系の周期は基礎固定時の周期に比べて伸びた結果、入力地震動の周期特性により共振し易くなり慣性力の影響が大きくなったと考えられる。しかし、3/11 本震においては、慣性と入力との相互作用では変形比率が 1.0 未満となっており、入力の相互作用による応答低減が大きいことがわかる。EW 方向でもほぼ同様である。つまり、直接基礎の建築物 ANX では慣性の相互作用の影響は小さく、入力の相互作用による影響が大きかったと言える。

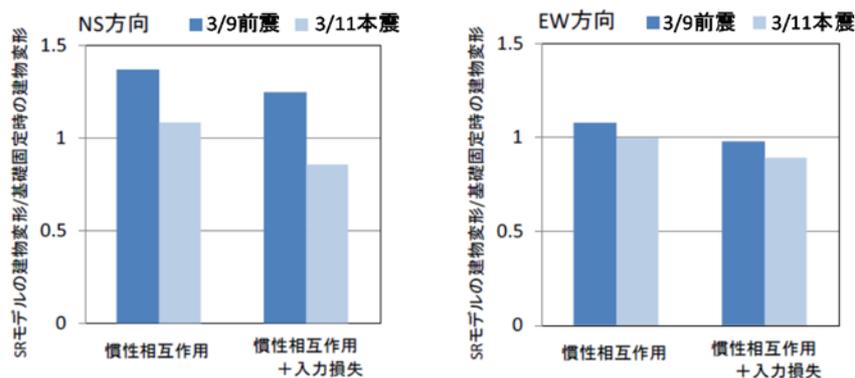


図 3.3-16 相互作用による建物応答低減効果

(4) まとめ

以上の検討において、TKS 及び NIT の場合には、シミュレーションに基づく評価によっても、地盤—構造物の動的相互作用によって建物応答変形が低減される評価結果となった。この低減率

は地震によって一定ではなく非線形化の効果により変動する。さらに、シミュレーションによる検討では、地震動の周期特性の影響も受け易くなる。ANX の評価結果に見られる通り、地盤ばねの影響により相互作用系の固有周期が基礎固定系より伸びることで、地震動の特性によってはより共振し易くなり、地盤－構造物の動的相互作用によって建物応答変形が大きくなることもあり得る。前節の同定に基づく方法では、入力条件として加速度応答スペクトル一定または擬似速度一定の応答スペクトルを仮定しているため、こうした地震動特性の周期特性の影響は比較的受けにくい評価が得られる。

シミュレーションによる検討では、まず設計図書からモデル化のための情報を読み取り、次に、出力を記録と対応させるための調整を要する。一般に相互作用系のモデルは精緻なものとなるため、この部分に多くの労力を要する。同定に基づく方法でも各種の仮定を設定する等、モデル化の調整を要することは同じであるが、シミュレーションに基づく場合よりは手間は少なくて済む。また地震記録を用いた同定により構造特性を設定するので、地盤－構造物の動的相互作用の影響について、より実現象を反映した評価が得られるものと考えられる。

3.4 まとめ

本章では、地震観測建築物の地震入力及び地震応答に対する地盤-構造物の動的相互作用の影響を、観測地震記録に基づき検討した。

本章の内容を以下にまとめる。

- 1) スウェイまたは SR モデルの同定結果を用いて、観測記録から慣性および入力の相互作用による建物応答の低減効果を推定する方法(同定に基づく方法)を示した。本方法においては入力損失の影響も含めて同定を行っている。また、得られた同定パラメータから定常ランダム応答を用いて、加速度一定又は擬似速度一定の応答スペクトルを仮定した場合の慣性の相互作用と入力の相互作用による建物相対変位の低減効果を表示している。
- 2) 杭基礎建物の EDG、TKS 及び NIT に同定に基づく方法を適用した場合、慣性の相互作用による建物応答低減効果の方が、入力の相互作用による低減効果より大きくなる結果となった。
- 3) 地盤-構造物相互作用系のシミュレーションに対し、基礎固定系や入力を地表面応答とした場合のシミュレーションを別途行い、これらの結果を比較することにより、建物応答への地盤-構造物の動的相互作用を検討した。TKS 及び NIT では同定に基づく方法による場合と同様に、地盤-構造物の動的相互作用による建物応答低減効果が確認された。ただし、ANX の場合に示されるように、相互作用系の 1 次固有周期は基礎固定系の場合より長くなることにより、地震動の周期特性によっては基礎固定系より共振し易くなり、基礎固定系と見なすより相互作用系の方が、地震応答が大きくなる場合もあり得ることを示した。

【参考文献】

- 1) 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, 日本建築学会論文集, 第 564 号, pp.31-37, 2003.2
- 2) 飯場正紀, 田守伸一郎, 鹿嶋俊英: 2011 年東北地方太平洋沖地震における建物と地盤の地震観測に基づく相互作用特性, 第 9 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 2013.01.13
- 3) 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, 第 362 号 / I-4, pp.435-440, 1985.10
- 4) 池浦友則: 鉛直アレー観測点間で相関する地震動成分の地盤伝達関数, 日本地震工学会論文集, 第 9 巻, 第 1 号, pp.65-82, 2009
- 5) 井上波彦, 小豆畑達哉ほか: 2011 年東北地方太平洋沖地震において液状化した区域における板状建築物の地震観測結果, 日本建築学会大会梗概, 21161-21162, 2011.08
- 6) 古山田耕司, 安達直人, 小豆畑達哉, 飯場正紀, 鹿嶋俊英ほか: 非線形現象が生じた地震観測建物の動的相互作用解析 (その 1, 2), 日本建築学会大会梗概, 2013.08
- 7) 鹿嶋俊英, 小山 信, 飯場正紀, 小豆畑達哉, 岡野 創: 地震観測に基づく杭基礎建物の地震入力・応答評価 (その 2), 日本建築学会大会梗概, 21002, 2013.08