第4章 地震観測記録に基づく中低層建物の地震入力・応答評価

4.1 はじめに

第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、地盤-構造物の 動的相互作用が観測建物(上部構造)の地震応答に影響しているか否かを把握できることを示した。 建物の地震応答に地盤-構造物の動的相互作用効果があまり影響しないと判断される観測建物に ついては、これと構造、地盤等の条件が類似する建物も含め、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。

地盤-構造物の動的相互作用が建物の地震応答に明らかに影響していると判断される観測建物 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 4.2 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 地盤-構造物の動的相互作用の影響が明らかに見られる観測建物に適用して、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の効 果は、慣性の相互作用と入力の相互作用(入力損失)に分離して評価される。

なお、ここでの検討対象建物は、地震観測記録の整理の結果、地盤-構造物の動的相互作用の 建物応答への効果が明らかであった直接基礎のUTM(3F+B1F)、杭基礎のEDG(3F)、TKS(5F)及び NIT(6F)である。

観測建物 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、同定による方法によっても評価されているが、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 4.3 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。

この場合、検討対象建物に、TKS及びNITの2棟に直接基礎のANX(8F)を加えた。

さらに、入力の相互作用については、地震記録の整理の結果、杭基礎の場合にも入力損失効果 が見られたことから、入力損失効果を考慮に入れた既存の基礎入力動の評価式と地震記録との比 較を通し、基礎構造形式、地盤条件の違いに応じた基礎入力動を検討している。ここでは地盤一 構造物の動的相互作用による上部構造の地震応答低減効果には拘らず、入力損失効果のみに着目 している。より多様な基礎構造形式での入力損失効果を把握するため、検討対象は、上記の UTM、 EDG、TKS、NIT、ANX に、超高層 5 棟、免震 3 棟、中層 2 棟(いずれも 11F)の計 10 棟を加えて いる。

4.2 同定に基づく方法による分析

4.2.1 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 4.2-1 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。

$$\begin{bmatrix} K_1 - \omega^2 m_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 + K_H - \omega^2 m_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ Y_I \end{bmatrix} = +\omega^2 \begin{bmatrix} m_1 \\ m_0 \end{bmatrix} Y_{FIM}$$
(4.1)

ここで、

y_{FIM}:基礎入力動

x₁:基礎入力動に対する建物の相対変位

- y_I:基礎の基礎入力動に対する相対変位
- z₁:1自由度系に縮約した建物の絶対変位
- z₀:基礎の絶対変位
- *m*:縮約1自由度系の質量
- m_0 :基礎質量

 $K_1 = k_1 + i\omega c_1, \quad K_H = k_H + i\omega c_H$

- k₁, c₁: 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(4.1)においては、 $x_1 = X_1 e^{i\omega t}$, $y_I = Y_I e^{i\omega t}$, $y_{FIM} = Y_{FIM} e^{i\omega t}$ 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(4.1)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、

$$Y_{FIM} = \lambda_{FIM} Y_{FF} \tag{4.2}$$

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。

$$\frac{Z_1}{Z_0} = \frac{K_1}{K_1 - \omega^2 m_1}$$
(4.3)

$$\frac{Z_1}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \frac{K_H}{\{-\omega^2 m_1 + (K_H - \omega^2 m_0)(1 - \omega^2 m_1/K_1)\}}$$
(4.4)

$$\frac{Z_0}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \frac{K_H (1 - \omega^2 m_1 / K_1)}{\{-\omega^2 m_1 + (K_H - \omega^2 m_0)(1 - \omega^2 m_1 / K_1)\}}$$
(4.5)

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、Z₁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。

$$\frac{Z_{1obs}}{Z_0} = \frac{K_1 + \omega^2 m_1 (H_{obs} - H)/H}{K_1 - \omega^2 m_1}$$
(4.3)

$$\frac{Z_{1obs}}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \frac{\left(1 + \omega^2 m_1 / K_1 \cdot (H_{obs} - H) / H\right) K_H}{\left\{-\omega^2 m_1 + (K_H - \omega^2 m_0) (1 - \omega^2 m_1 / K_1)\right\}}$$
(4.4)

式(4.3)', (4.4)', (4.5)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(4.3)'を用いて k_1 , c_1 を決定し、次に式(4.4)', (4.5)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_{FM} 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。

$$Y_{FIM} = Z_0 - \frac{\omega^2}{K_H} \left(m_1 Z_{1obs}' \widetilde{H}_{Z_1/Z_{1obs}} + m_0 Z_0' \right)$$
(4.6)

ここで、 Z'_{lobs}, z'_{o} は建物と基礎の観測値、 $\tilde{H}_{z_1/z_{lobs}}$ 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 4.2-1 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 4.2-2 に示す SR モデルの運動方程式は次のように表される。

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

(4.7)

ここで、

$$\begin{bmatrix} M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix}, \quad \begin{bmatrix} K \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_1 & -K_1 & -K_1H \\ -K_1 & K_1 + K_{HH} & K_1H + K_{HR} \\ -K_1H & K_1H + K_{RH} & K_{RR} + K_1H^2 \end{bmatrix}$$

$$\left\{ X \right\} = \begin{cases} Y_I + H \Theta_I + X_1 \\ Y_I \\ \Theta_I \end{cases} , \quad \left\{ Y \right\} = \begin{cases} Y_{FIM} + H \Theta_{FIM} \\ Y_{FIM} \\ \Theta_{FIM} \end{cases}$$

 θ_{FIM} :基礎入力動の回転成分

*θ*₁:回転基礎入力動に対する基礎の相対回転

x₁:基礎応答に対する建物の相対変位

I₀: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、後述する観測例では、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ったことから、本論では建物、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(4.7)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、

 $\begin{array}{cccc} \overline{Y}_{H_I} & \overline{\Theta}_{H_I} & \overline{X}_{H_1} \\ \overline{Y}_{\Theta \ I} & \overline{\Theta}_{\Theta \ I} & \overline{X}_{\Theta_1} \end{array}$

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。

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

$$\frac{Z_{0}}{Y_{FF}} = \lambda_{FIM} \left[\left(1 + \overline{Y}_{H_{-I}} \right) + \frac{\overline{Y}_{\Theta_{-I}}}{H} \cdot \frac{H\Theta_{FIM}}{Y_{FIM}} \right]$$

$$(4.8)$$

さらに、式(4.8)と式(4.9)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。

$$\begin{cases} Y_{I} \\ \Theta_{I} \end{cases} = \frac{1}{\Delta} \begin{bmatrix} 1 & -\frac{K_{HR}}{K_{HH}} \\ -\frac{K_{RR}}{K_{RR}} & 1 \end{bmatrix} \begin{cases} \frac{\omega^{2}m_{0}Z_{0}' + \omega^{2}m_{1}Z_{1obs}'H_{Z_{1}/Z_{1obs}}}{K_{HH}} \\ \frac{\omega^{2}I_{0}\Theta_{0}' + \omega^{2}m_{1}HZ_{1obs}'H_{Z_{1}/Z_{1obs}}}{K_{RR}} \end{cases}$$
(4.10)

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

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、 入力の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。

$$Y'_{FIM} = Z'_0 - Y_I \tag{4.11}$$
$$\Theta'_{FIM} = \Theta'_0 - \Theta_I \tag{4.12}$$

式(4.7)~(4.12)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、杭基礎に 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¹¹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¹¹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ので、建物の減衰も含めて1段階の最小二乗法で 決定した。



図 4.2-2 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。

$$\left|\lambda_{FIM}\right| = \left|\frac{Y_{FIM}}{Y_{FF}}\right| = \frac{\sin \omega \eta}{\omega \eta} \tag{4.13}$$

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 ねの同定を繰返し、観測との残差が最小となるηを採用した。

(4) 地盤ー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。

$$\left|H_{X_{1}/Y_{FIM}}(\omega)\right| = \frac{\left|Z_{1obs} - Z_{0} - \Theta_{0}H_{obs}\right|}{\omega^{2}\left|Y_{FIM}\right|}$$

$$(4.14)$$

$$\left|H_{X_{1}/Y_{FF}}(\omega)\right| = \frac{\left|Z_{1obs} - Z_{0} - \Theta_{0}H_{obs}\right|}{\omega^{2}|Y_{FF}|}$$
(4.15)

$$\left|H_{X_{1fix}}(\omega)\right| = \frac{\left|Z_{1obs} - Z_0 - \Theta_0 H_{obs}\right|}{\omega^2 \left|Z_0 + \Theta_0 H_{obs}\right|}$$
(4.16)

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(4.16)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。

$$\sigma_{X_1/Y_{FIM}}^2 = 2 \int_0^\infty \left| H_{X_1/Y_{FIM}}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) \, d\omega \tag{4.17}$$

$$\sigma_{X_1/Y_{FF}}^2 = 2 \int_0^\infty \left| H_{X_1/Y_{FF}}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) \, d\omega \tag{4.18}$$

$$\sigma_{X_{1fix}}^2 = 2 \int_0^\infty |H_{X_{1fix}}(\omega)|^2 S_0(\omega) \, d\omega \tag{4.19}$$

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 $_pS_v$ 一定を 想定して、パワースペクトル密度は次式で与える。

$$S_0(\omega) = \omega^{-1}$$
 :加速度応答一定
 $S_0(\omega) = \omega$:擬似速度応答一定
$$(4.20)$$

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。

$$rac{\sigma_{X_1/FIM}}{\sigma_{X_{1,fix}}}$$
:IIによる建物相対変位の低減率 (4.21)

$$\frac{\sigma_{X_1/FF}}{\sigma_{X_1/FIM}}$$
: KI による建物相対変位の低減率 (4.22)

$$\frac{\sigma_{X_1/FF}}{\sigma_{X_{1fr}}}$$
: II と KI による建物相対変位の低減率 (4.23)

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。

$$\left|H_{(Z_0 - Y_{FIM})/Y_{FF}}(\omega)\right| = \frac{\left|Z_0 - Y_{FIM}\right|}{\omega^2 |Y_{FF}|}$$
(4.24)

$$\left|H_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}(\omega)\right| = \frac{\left|\Theta_0 H_{obs}\right|}{\omega^2 \left|Y_{FF}\right|}$$
(4.25)

水平地盤ばね変形、回転地盤ばね変形の分散は、

$$\sigma_{(Z_0 - Y_{FIM})/Y_{FF}}^2 = 2 \int_0^\infty \left| H_{(Z_0 - Y_{FIM})/Y_{FF}}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) \, d\omega \tag{4.26}$$

$$\sigma_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}^2 = 2 \int_0^\infty \left| H_{\Theta_0 H_{obs}/Y_{FF}}(\omega) \right|^2 S_0(\omega) \, d\omega \tag{4.27}$$

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。

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

$$\frac{\sigma_{\Theta_0H_{obs}/Y_{FF}}}{\sigma_{X_{1fix}}}$$

$$(4.28)$$

$$(4.29)$$

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、 $30m \times 30m$ 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 $V_s = 40m/s$, $\rho = 1.6t/m^3$, $\nu = 0.48$ 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 = 3m ($\eta = 0.075$)として、式(4.13)で与えた。数値例題の諸元を 表1の例題設定値の欄に示す。

亦数	周期乳学体	同定	結果
发奴	例題政是他	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
k1(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

表 4.2-1 スウィイモデルの例題モデルによる検証

* 同定では減衰係数c1を求め、減衰定数hi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。

$$err = \sum_{i} \sum \left\{ \log_k H_{ana}(f_i) - \log_k H_{obs}(f_i) \right\}^2$$
(4.30)

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。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たためである。振幅の対数を用いると、伝達関数の振幅が大きい側と小さい 側を同等に扱うことになる。

図 4.2-3 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 4.2-3(d)には、ηの同定結果を用いて式(4.13)より計算した入力損失と、式(4.6)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。



図 4.2-3 スウェイモデル数値例題の同定(η未知数)



図 4.2-4 スウェイモデル数値例題の同定 (η=0 固定)

図 4.2-4 に、η=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 4.2-(d)の式(4.6)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、η=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 4.2-1 に、両ケースで求まっ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、η=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。

4.2.2 地盤-構造物の動的相互作用効果に関する分析

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、ここに建物の概要、地盤・観 測条件も示されている。また、別添に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 いた建物、地盤の諸元を示している。検討建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. 建物等の概要と解析仮定

検討対象建物の概要、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り、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=0.20Hz 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。

4-11

(1) 建物 UTM について

a. 建物等の概要と解析仮定

対象建物(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。

建物・地盤・観測条件の概要と記録の整理結果を本書付録に、また、地震応答解析の結果を別 添に示している。

検討に用いた観測記録を表 4.2-2 に、同定に用いた建物諸元を表 4.2-3 と 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、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、

Vs = 430 m/s, $\rho = 2.1 \text{ t/m}^3$, v = 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 4. 2-2	検討に用いた	観測記録の一覧
JA 11	XIII = /II = /2	FUNITED TV

		最大加速度(cm/s ²)							
観測日時	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 4.2-3	地盤ばねの初期値/	′設定値
---------	-----------	------

部位		項目	長辺方向	短辺方向	
		想定地盤Vs(m/s)	430		
	나고 추시	想定地盤密度(t/m ³)		.1	
	水平成分	ポアソン比	0.4	13	
(初期値)	(初期個)	k _{HH} (kN/m)	2.50E+07	2.50E+07	
また		c _{HH} (kN∗s∕m)	4.55E+05	4.55E+05	
地盤は44		想定地盤Vs(m/s)	430		
		想定地盤密度(t/m ³)		2.1	
	四転放分	ポアソン比	0.4	43	
	(設定個)	k _{RR} (kN∗m∕rad)	5.91E+09	2.30E+09	
		c _{RR} (kN∗m∗s∕rad)	9.32E+07	1.41E+07	

表 4.2-4 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)	mδ	mδ^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		
$1\mathrm{F}$	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 4.2-5 及び図 4.2-6 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。



図 4.2-5 UTM 長辺方向の同定(2012/04/01)









図 4.2-6 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 4.2-7 及び図 4.2-8 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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の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。









(b) 建物相対変位と地盤ばね変形

図 4.2-8 相互作用による建物相対変位の低減率(UTM 長辺方向、pSv 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 4.2-9 及び図 4.2-10 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ることはやはり長 辺方向と同様である。



図 4.2-9 UTM 短辺方向の同定(2012/04/01)





図 4.2-10 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 4.2-11 及び図 4.2-12 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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。



(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 4. 2-11 相互作用による建物相対変位の低減率(UTM 短辺方向、Sa 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 4.2-12 相互作用による建物相対変位の低減率(UTM 短辺方向、pSv 一定の場合)

(2) 建物 EDG について

a. 建物等の概要と解析仮定

対象建物(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 ある。本建物は、杭支持の低層 RC 建物で、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 4.2-5 に、同定に用いた建物諸元を表 4.2-6 と7 に示す。

観測日時		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 4.2-5 検討に用いた観測記録の一覧

表 4.2-6 同定に用いた質量および高さ

	同定月	月諸元		その他		
建物質量 m1(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

部位	項目		調整モ	デル*1
部位		項目	長辺方向	短辺方向
	基礎固定周期(s.)		0.143	0.110
建物	ばね定数k	₁(kN∕m)	4.81E+06	8.12E+06
	減衰定数h	1	0.05	0.05
		想定地盤Vs(m/s)	100	100
	水平成分	想定地盤密度(t/m ³)	1.7	1.7
		k _{HH} (kN∕m)	1.03E+06	1.03E+06
ᆂᆎᄵᆎᇟᇉᅷᅭ		c _{HH} (kN*s∕m)	7.04E+04	7.04E+04
地留はね		想定地盤Vs(m/s)	240	240
	同転武公	想定地盤密度(t/m ³)	1.8	1.8
	凹虹成力	k _{RR} (kN*m∕rad)	9.09E+08	7.12E+08
		c _{RR} (kN*m*s∕rad)	1.64E+07	1.01E+07
*1:2013年	度のシミュし	ノーション解析の設定を	継承	

表 4.2-7 建物および地盤の剛性・減衰の仮定値

- b. 長辺方向
- 1) 同定結果

本建物は、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 4.2-13 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 4.2-13 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 k, c 一定では、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。

$$K_{HH} = k_{HH} - \omega^2 m_e + i\omega c_{HH} \tag{4.30}$$

$$K_{RR} = k_{RR} - \omega^2 I_e + i\omega c_{RR} \tag{4.31}$$

図 4.2-14 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 4.2-13 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 4.2-15 に、地盤モデルを用いて薄層法で計算した地盤ばねと、図 4.2-14 の同定から求まった地



図 4.2-14 EDG 長辺方向の同定(2011/07/15、仮想質量考慮地盤ばね)



図 4.2-15 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 4.2-16 及び図 4.2-17 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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。パネル (a)より、入力の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。



(EDG 長辺方向、仮想質量考慮地盤ばね、pSv 一定の場合)

c. 短辺方向

1) 同定結果

まず、図 4.2-18 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。



図 4.2-18 EDG 短辺方向の同定(2011/07/15、k,c-定地盤ばね)

図 4.2-19 に、建物剛性を仮定し、式(4.30)、(4.31)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 4.2-18 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 4.2-20 に、地盤モデルを用いて薄層法で計算した地盤ばねと、図 4.2-19 の同定から求まっ 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、同定で求まっ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。



図 4.2-19 EDG 短辺方向の同定(2011/07/15、仮想質量考慮地盤ばね)



図 4.2-20 薄層法による地盤ばねと同定された地盤ばね(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 4.2-21 及び図 4.2-22 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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。pSv 一定の場合は(図 4.2-22 (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 4.2-21 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、Sa 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 4.2-22 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) 建物 TKS について

a. 建物等の概要と解析仮定

対象建物(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, Φ300 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* = 80~110m/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~7.7m 付近の砂 層が液状化したと見られている ⁵⁾⁶⁾。建物・地盤・観測条件の概要と記録の整理結果を本書付録に、 また、地震応答解析の結果を別添第 4 章に示している。

検討に用いた観測記録を表 4.2-8 に、同定に用いた建物諸元を表 4.2-9 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 4.2-9 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。

		最大加速度(cm/s²)							
観測日時	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			

表 4.2-8 検討に用いた観測記録の一覧

*1: 北東側 *2: 北側

表 4.2-9 同定に用いた質量および高さ

	同定月	月諸元		その他		
建物質量 m:(t)	基礎質量 m _e (t)	代表高さ H(m)	観測高さ (m)	軒高 (m)	根入れ深さ (m)	パイルキャップ問
	1110(1)	11(11)	(111)	(111)	(111)	インノ间
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 4.2-23~図 4.2-25 に示す。同定対象振動数は、建物/基礎は 0.1~ 10Hz とし、建物/地盤、基礎/地盤については 4.0~4.5Hz 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^の、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。



Frequency(Hz) (c) 1F/地盤

(d) 基礎入力動/地盤

Frequency(Hz)

図 4.2-23 TKS 長辺方向の同定(2011/03/09 前震、北側測点)



図 4.2-24 TKS 長辺方向の同定(2011/03/11 本震、北側測点



図 4.2-25 TKS 長辺方向の同定(2011/04/11 余震、北側測点)

図 4.2-26 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。



2) 地盤-構造物の動的相互作用の影響の表示

図 4.2-27 及び図 4.2-28 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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。



(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 4.2-27 相互作用による建物相対変位の低減率(TKS 長辺方向、Sa 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 4.2-29~図 4.2-31 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 4.2-31 パネル(d))。

図 4.2-32 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 4.2-29 TKS 短辺方向の同定(2011/03/09 前震、北側測点)



図 4.2-30 TKS 短辺方向の同定(2011/03/11 本震、北側測点)



図 4.2-31 TKS 短辺方向の同定(2011/04/11 余震、北側測点)



2) 地盤-構造物の動的相互作用の影響の表示

図 4.2-33 及び図 4.2-34 に、それぞれ Sa 一定と pSv 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n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。



(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 4.2-33 相互作用による建物相対変位の低減率(TKS 短辺方向、Sa 一定)



図 4.2-34 相互作用による建物相対変位の低減率(TKS 短辺方向、pSv 一定)

(4) NIT について

a. 建物等の概要と解析仮定

対象建物(NIT)は、埼玉県南埼玉郡に建つ RC 造 6 階建ての学校建物で、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 Vs は 150~200m/s 程度⁷⁾である。地震計は、地表(GL)、1F、 6F に設置されている。平面図と地震計の配置を図 5 に示す。検討に用いた観測記録を表 4.2-10 に、同定に用いた建物諸元を表 4.2-11 に示す。

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 4.2-10 に、同定に用いた建物諸元を表 4.2-11 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($V_s = 330m/s, \rho = 1.8t/m^3, \nu = 0.483$)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。

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

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

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。

	最大加速度(cm/s²)								
観測日時	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 4.2-10 検討に用いた観測記録の一覧

*1: 北東側 *2: 北側

表 4.2-11 同定に用いた質量および高さ

	同定戶	目諸元	その他			
建物質量	基礎質量	代表高さ	観測高さ	軒高	根入れ深さ	パイルキ
$m_1(t)$	$m_0(t)$	H(m)	(m)	(m)	(m)	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 4.2-35~図 4.2-37 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 4.2-35 NIT 長辺方向の同定(2011/03/09前震)



図 4.2-36 NIT 長辺方向の同定(2011/03/11 本震)



図 4.2-37 NIT 長辺方向の同定(2011/04/11余震)

図 4.2-38 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。





2) 地盤-構造物の動的相互作用の影響の表示

図 4.2-39 及び図 4.2-40 に、それぞれ入力地震動の特性として Sa 一定と pSv 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 4.2-39 及び図 4.2-40 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 4.2-37 パネル(c))。



図 4.2-39 相互作用による建物相対変位の低減率(NIT 長辺方向、Sa 一定)



図 4.2-40 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 4.2-41~図 4.2-43 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 4.2-41 NIT 短辺方向の同定(2011/03/09 前震)



図 4.2-42 NIT 短辺方向の同定(2011/03/11 本震)



図 4.2-43 NIT 短辺方向の同定(2011/04/11余震)

図 4.2-44 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 4.2-45 と図 4.2-46 に、それぞれ入力地震動の特性として Sa 一定と pSv 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 4.2-45 と図 4.2-46 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 4.2-45 相互作用による建物相対変位の低減率(NIT 短辺方向、Sa 一定)



図 4.2-46 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}/Z₀を示しているが、以下においては、基礎回転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。

$$\frac{Z_1}{Z_1 + H\Theta} = \frac{1 + \overline{Y}_{H_1} + H\overline{\Theta}_{H_1} + \overline{X}_{H_1}}{1 + \overline{X}_{H_1} + H\overline{\Theta}_{H_2}}$$
(4.32)

 $Z_0 + H\Theta_0 \qquad 1 + Y_{H_I} + H\Theta_{H_I}$

記号の表記は、式(4.8)(4.9)に倣う。また、基礎回転動は無視している。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(4.32)右辺中の変数も得ることができる。

式(4.32)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り得られることは周知の通りである。

$$\frac{Z_1}{Z_0 + H\Theta_0} = \frac{K_1}{K_1 - \omega^2 m_1}$$
(4.33)

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たが、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、Z₁/Y_{FF}及び Z₁/Z₀ として求める。

なお、式(4.31)の伝達関数を地震記録によるフーリエスペクトル比と対応させるためには、伝達 関数 Z_{1obs}/Y_{FF}及び Z_{1obs}/Z₀の場合と異なり、基礎回転に関する地震記録が必要であるが、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、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 4.2-12 に示すケースについて、各伝達関数を 比較した結果を図 4.2-47 に示す。

Z₁/Y_{FF}及び Z₁/Z₀ のピーク振動数対し、基礎固定モデルの固有振動数に対応する式(4.31)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、構造物の応答に地盤ばねが大きく影響していると言える。

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 7
TKS	短辺方向	2011/04/11	図 19
NIT	短辺方向	2011/04/11	図 31

表 4.2-12 検討ケース一覧



図 4.2-47 伝達関数の比較

【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
- 第田隆典,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

4.3 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効果による建 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効果について、シ ミュレーション解析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 加えている。

各観測建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効果の影響を検討する。

(1) TKS の場合

別添第4章では、TKS について、図4.3-1 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4.3-2 に示す。

図4.3-3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4.3-4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4.3-1 建物 - 杭基礎の応答解析モデル



図4.3-4 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4.3-1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4.3-1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 4.3.5及び4.3.6に示す。3/9 本震では慣性の相互作用効果(Case-B/Case-A)で比率が0.91 倍、慣性と 入力の相互作用効果(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効果 で0.69 倍、慣性と入力の相互作用効果で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効果(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効果の影響が大きい。

Case	モデル	入力				
А	基礎固定	地表面応答				
В	連成系	地表面応答				
С	連成系	基礎入力動				

表 4.3-1 動的相互作用効果の解析ケース



図 4.3-5 建物応答変形に与える動的作用効果(3/9 前震)



図 4.3-6 建物応答変形に与える動的作用効果(3/11 本震)

(2) NIT の場合

別添第5章に示すシミュレーション解析では、図4.3-7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モデルとした。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4.3-8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4.3-9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 4.3-7 3 次元 FEM モデル





図 4.3-8 観測記録と解析の伝達関数(長辺)

図 4.3-9 地盤最大せん断ひずみ



図4.3-10 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4.3-10は地表面入力に対する相互作用系に対する入力である基礎入力動の伝達関数である。

結果を図4.3-11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、3/9前震では0.5~0.7倍程度、3/11本震では0.45~0.6倍程度に低減し、地盤-構造物の動的相互作用の影響が分かる。3/9前震時に比べ3/11本震時では低減が顕著となっている。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を与えていることが分かる。



図 4.3-11 建物応答変形に与える動的作用効果

(3) ANX の場合

建物頂部/基礎応答

4.2 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4.3-12のSRモデルを用いている。

図 4.3-13 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 4.3-14 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 4.3-14 観測記録と解析の伝達関数(短辺)

建物頂部/地表面

基礎応答/地表面



図 4.3-15 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 4.3-15 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 4.3-1 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。

2 ケースのうち、慣性の相互作用効果は、(Case-B の建物応答変形)/(Case-A の建物応答変形)、 慣性と入力の相互作用効果は、(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 4.3-16 に相互作用効果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慣性力の影響が大きくなったと考えられる。しかし、 慣性と入力の相互作用では変形比率が小さくなっており、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、本検討の建物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。



図 4.3-16 建物応答変形に与える動的作用効果

(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効果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る。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 動的相互作用効果によって建物応答変形が大きくなることもあり得る。このことは、ANXの評価 結果に現れている。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ー定ま 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 は避けられている。

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。一般にモデルが精緻なために、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、シミュレーション解析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、より実現象を反映した評価が得られるものと考えらえる。

4.4 基礎入力動の簡易評価

簡易な評価式を用いて、基礎入力動の評価を行う。直接基礎及び杭基礎の観測建物の地震観測 記録との比較を通して簡易な評価式の妥当性を検証する。

簡易な評価式として、以下の(1)では、基礎構造の根入れ深さに基づく方法を、(2)では、基礎構造の根入れ深さと表層地盤の1・2次卓越振動数での変位分布に基づく方法を検討する。

(1) 基礎構造の根入れ深さに基づく方法

1) 原田の提案式について

簡易評価に当たっては原田の提案した方法を用いる。原田の提案式としては、下記の a)b)が挙 げられており、これら((4.34)式及び(4.36)式)と地震観測記録との対応を検討する。

a) 土木学会での提案式

原田の提案式¹⁾は以下のようである。地表面に対する基礎入力動の水平成分は、次式で表される。

$$H(\omega) = \begin{cases} \left| \frac{\sin(\frac{\omega D_f}{V_s})}{\omega D_f / V_s} \right|, \ \omega \le \omega_n \\ 0.63, \ \omega > \omega_n \end{cases}$$
(4.34)

ここに、 D_f 、 V_s は、それぞれ基礎の根入れ深さ、基礎周辺地盤のS波速度を示し、 o_n は次式で示される。

 $\omega_n = \pi V_s / (2D_f) \tag{4.35}$

H(ω)は、基礎の平面寸法には依存せず、基礎の根入れ深さ、基礎周辺地盤のS波速度に依存する。

b)土木学会の耐震委員会での提案式

耐震委員会の検討の後、(4.34)式は、次式に変更された²⁾。

$$H(\omega) = \begin{cases} \left| \frac{\sin(\frac{\omega D_f}{V_s})}{\omega D_f / V_s} \right|^2, \ \omega \le \omega_n \\ 0.405, \ \omega > \omega_n \end{cases}$$
(4.36)

杭による地震動を抑制する効果については、次式を用い、杭による等価根入れ深さとする³⁾。

$$L_{eq} = \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{\Sigma EI}{G}}$$
(4.37)

ここに、 L_{eq} は、杭による等価根入れ深さ、E、Iは杭のヤング係数、断面2次モーメント、Gは 地盤のせん断弾性定数である。

実際の根入れ深さと杭による等価根入れ深さを杭基礎の等価根入れ深さとし、次式で求められ る。

$$D_{feq} = D_f + L_{eq} \tag{4.38}$$

簡易評価式(4.34)及び(4.36)は、地表面応答に対する基礎入力動の伝達関数を与えている。建物 最下階で観測される加速度には上部構造の慣性力の影響が含まれるため、やや意味が異なるが、 概ね基礎入力動に対応すると考えて、観測記録から得られる地表面に対する最下階のフーリエス ペクトル比 BASE/GL と(4.34)及び(4.36)式を比較する。対象は、前節の UTM, EDG, TKS, NIT, ANX に、中層 2棟(NRK, OHJ)、超高層 5棟(SO1, HPP, TSU, HMB, UKM)、免震 3棟(NMW, HCN2, URM) を加える。結果を、付録 3 に掲げる。

付録3に掲げる比較結果を示す表では、各建物について第2章の整理項目に従い地震記録を整 理した資料より抜粋した参考情報も併記している。

以下では、これら本節末の資料から、適宜、結果を抜き出して建物への基礎入力動に関する検 討を行う。

2) 地震記録との対応について

原田式は、 $\omega_n = V_{S'}(2D_f)$ で求められることから、建物1階(または地下階)/地表面の最大加速度比と ω_n の関係に着目して検討した。

上記に示した ω_n は、基礎根入れ深さ (D_f) とその深さでの地盤のS波速度(Vs)で求められる表層地盤の1次の卓越円振動数に対応する。 ω_n を2 π で割ると、卓越振動数 (f_n) となる。

2.1) 直接基礎における検討(地下1階程度の根入れあり)

図 4.4-1 に、地表面に対する建物1階(または地下階)のフーリエスペクトル比(地震観測結 果)と原田式の対応を、図 4.4-2 に最大加速度の関係を示す。建物2におけるフーリエスペクト ル比の平均値と原田の結果は良く対応しているが、建物1では、地震観測結果の方が小さい結果 となった特性値 $f_n(=\omega_n/(2\pi))$ は、建物1で4.47Hz、建物2では5.5Hz となり、建物1の方が入力 地震動の低減がやや大きくなる。この2つの建物における値の差は、基礎の根入れ深さはほぼ同 じ(7.83m と 8.0m)であるが、周辺地盤の平均 Vs(140m/s、178m/s)が異なることが原因となってい る。図 4.4-2 に示した最大加速度の比においては、建物1では、0.36、建物2では、0.68 なり、 f_n が小さい場合には、加速度比も小さくなることが確認できる。



a)建物 1 図 4.4-1 地表面に対する地下 1 階のフーリエスペクトル比と原田式



図 4.4-2 地表面に対する地下 1 階の最大加速度の関係

2.2) 杭基礎における検討(地下階の無い中低層建築物)

杭基礎の場合には、基礎の根入れ効果に杭の効果を加えた根入れ深さ式(4.38)を用いて検討 する。2棟(建物12と建物3)の建築物における、地表面に対する建物1階のフーリエスペクト ル比(地震観測結果)と原田の結果を図4.4-3に、1階と地表面と最大加速度の比を、図4.4-4に 示す。建物3におけるフーリエスペクトル比の平均値と原田の結果は良い対応を示しており、根 入れ深さが小さい建物の場合、杭の効果を考えると、基礎入力動の特性をうまく説明することが できる。



図 4.4-3 地表面に対する1階のフーリエスペクトル比と原田式(杭基礎・中低層)



図 4.4-4 地表面に対する地下1階の最大加速度の関係(杭基礎・中低層)

2.3) 杭基礎における検討(高層建築物、主に地下階あり)

a)建物 9

図 4.4-5 に、地表面に対する建物1階のフーリエスペクトル比(地震観測結果)と原田式の対応に関する2棟(建物9と建物5)の結果を、図6に最大加速度の関係を示す。建物9及び建物5ともに、杭の効果を考慮しない基礎根入れ深さにおける原田の提案式との対応が良く、杭を考慮した場合には、原田式の値は、振動数が低い範囲で、基礎入力動が大きく低下し、危険側の評価となる。





b)建物 5



図4.4-6 地表面に対する地下1階の最大加速度の関係(高層)

(2) 基礎構造の根入れ深さと表層地盤の1・2次卓越振動数での変位分布に基づく方法

1) 限界耐力計算における基礎の地盤ばねと地盤増幅係数 Gs による方法の概要

限界耐力計算における、地盤増幅算定の方法に基づき、基礎入力動の考え方を示す。図 4.4-7 に示すように表層における地盤増幅係数を Gs で示す。地表面と基礎根入れ深さ位置での Gs を用 いる。さらに、基礎構造の地盤ばねにおける底面水平地盤ばねと側面地盤ばねを算定しておく。

建築物への入力動として、地表面での地震動 *G_{si}*と基礎底面位置での地震動 *G_{si}(De)*(*De* は基礎 根入れ深さ)を用い、基礎構造の水平地盤ばねの重み付き平均値を、建築物へ入力動を定義する と、下式が得られる(三浦・関式と呼ぶ)^{4),5)}。

$$\beta'(T_i) = \frac{K_{hb} \cdot G_{si}(De) + K_{he} \cdot G_{si}(De/2)}{K_{hb} + K_{he}} \cdot \frac{1}{G_{si}}$$
(4.39)

上式の関数のイメージは、図 4.4-8 のようになる。表層地盤の1次と2次卓越周期(卓越振動 数)の2つポイントで低減係数が求まり、それらの点をつなぐ関数を定義している。一般に、1 次と2次卓越周期における低減係数を比較すると、2次卓越周期での値の方が小さくなる。



図 4.4-8 表層地盤の 1 次・2 次変位分布と基礎各位置におけ 図 4.4-9 地表面に対する低減特性のイ る地盤増幅係数 メージ

2) 建物への基礎入力動に関する検討

式(4.39)を用いた基礎入力動に関する具体例を示す。本計算では、表層地盤の1次と2次の 卓越周期については、固有値解析結果を用いるとともに、地盤増幅係数 Gs については、各周期 の変位モードを用いて算定している。

2.1) 直接基礎における検討(地下1階程度の根入れあり)

図 4.4-10 に、地表面に対する建物1階(または地下階)のフーリエスペクトル比(地震観測結果)と三浦・関提案式の対応(建物2)を示す。評価式が、式(4.39)の結果であり、評価式Aは、 2次卓越振動数以上の振動数において、2次卓越振動数における値で一定値とした結果である。 観測結果と良い対応を示している。



図 4.4-10 地表面に対する地下 1 階のフーリエスペクトル比と三浦・関式(建物2) (1次・2次卓越振動数:1.52、3.81Hz)

2.2) 杭基礎における検討(地下階の無い中低層建築物)

図 4.4-11 に、地表面に対する建物1階(または地下階)のフーリエスペクトル比(地震観測結 果)と三浦・関提案式の対応(建物3)を示す。図 4.4-11 は、基礎根入れ深さについては、実際 の値を用いた結果に「杭無視」の凡例を、基礎の根入れ効果に杭の効果を加えた根入れ深さ(1-5 式)を用いた結果に、「杭考慮」の凡例を用いている。「杭無視」の場合、観測記録に対して、基 礎入力動は、かなり過小効果となっている。次に、「杭考慮」した場合、値は小さくなるが、観測 結果に比べて、入力低減効果がかなり小さい。





2.3) 杭基礎における検討(高層建築物、主に地下階あり)

図 4.4-12 に、地表面に対する建物1階のフーリエスペクトル比(地震観測結果)と三浦・関式 の対応に関する結果(建物9)を示す。基礎根入れ深さについては、「杭無視」と「杭考慮」の結 果を示した。「杭無視」の場合、観測記録に対して、基礎入力動の低減が小さい結果となっている が、「杭考慮」した場合、観測結果と良い対応を示している。



図 4.4-12 地表面に対する地下1階のフーリエスペクトル比と三浦・関式(建物3) (1次・2次卓越振動数:0.826、2.09Hz)

(3) まとめ

原田式及び三浦・関式を適用した場合の結果について、地震観測結果の対応をまとめると、以 下のようになる。

- 1) 原田式:
 - ・直接基礎(杭なし)の場合、良い対応
 - ・地下階なし・杭基礎の場合、良い対応
 - ・地下階あり・杭基礎の場合、過大評価(地震動を小さく評価しすぎる)

2) 三浦·関式:

- ・直接基礎(杭なし)の場合、良い対応
- ・地下階なし・杭基礎の場合、過小評価
- ・地下階あり・杭基礎の場合、良い対応

【参考文献】

- 1) 原田隆典他:有効入力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
- 2) 土木学会編:動的解析と耐震設計、第2巻、動的解析の方法、技報堂出版、pp.281-282、1989.7
- 3) 河辺美穂他:埋込みを有する群杭基礎の基礎入力動の簡易評価に関する研究、建築学会大会、 構造II、pp.369-370、2009.8
- 4) 泉洋輔、三浦賢治: 限界耐力計算における基礎入力動評価の合理化に関する研究、日本建築学 会構造系論文集、No.616、pp.57-65、2007.6
- 5) 関崇夫、田中清和:大型せん断土槽を用いた遠心振動台実験による基礎入力動の低減効果に関する研究、日本建築学会大会、構造 II、pp.17-18、2008.9

4.5 まとめ

本章では、地震観測建物の地震応答及び地震入力に対する地盤-構造物の動的相互作用効果を、 地震記録と対応づけつつ、検討した。

本章の内容を以下にまとめる。

- スウェイまたはSRモデルの同定を用いて、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入力及び慣性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 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解析結果に対し、基礎固定系や入力を地表面応答とした場合の解析を別途行い、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効果を検討した。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効果による建物応答低減効果が確認された。ただし、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、相互作用系の方が地震応答の大きくなる場合(ANXの場合)があることを示した。
- 4) 基礎入力動の簡易式と観測記録から得られるフーリエスペクトル比(BASE/GL)を比較し、簡易 式の妥当性を検討するとともに、杭による地震入力低減効果について考察した。