地盤の大歪み領域における地盤・杭・建物連成系の 地震時挙動の簡易評価法に関する研究

AN SIMPLIFIED METHOD TO ESTIMATE DYNAMIC RESPONSE OF SOIL-PILE-BUILDING INTERACTION SYSTEM IN LARGE STRAIN LEVELS OF SOILS

田守 伸一郎*, 飯場 正紀**, 北川 良和***

Shin'ichiro TAMORI, Masanori IIBA and Yoshikazu KITAGAWA

A series of shaking-table tests of a scaled soil-pile-building model were performed in order to study the effects of the plastic deformation of soil on dynamic characteristics of the soil-pile-building interaction system. The elasto-plastic material for model ground was made by Plasticine, whose strain dependency of the stiffness and the damping are similar to those of clayey soils. The input motion is 1968 Hachinohe EW and its maximum accelerations were set to be 100, 300 600 cm/s² at the shaking table. Results show the average maximum strain of soil became from 0.0018 to 0.018 and the natural frequency and the amplification factor decrease by 28% and 39%, respectively. Dynamic response analyses, which combined the mass-spring model (SR model) having swaying and rocking spring and dashpots located at the foundation of the building and an equivalent linearization method, were carried out. The difference in the natural frequency obtained by the test and analyses were within 5% and those of maximum acceleration at the building are within 10%.

Keywords : *non-linear soil-pile-building interaction, Sway-Rocking model, equivalent linearization method, shaking table test*

非線形地盤・杭・建物相互作用, スウェイ・ロッキングモデル, 等価線形化法, 振動台実験

1. はじめに

地盤の非線形性を含めた地盤と建物との動的相互作用効果を考慮した構造物の地震時挙動を精度良く評価することは、耐震設計上重要なことである。このような解析を行う手法としては有限要素モデルやPenzien型のモデルによる時刻歴応答解析が有効であるが、有限要素モデルは多大な計算時間が必要となること、Penzien型モデルでは地盤バネや杭基礎周辺の仮想質量の評価などが難しいなどの理由により実務設計では一般的な手法にはいたっていない。また、薄層要素法を用いた例では、杭周辺部のみの地盤に剛性を低下させた部分を設け、動的インピーダンスを求めたり¹⁾、等価線形化法を適用して起振機実験結果に適用²⁾されていたりしているが、地震応答解析に適用するまでには至っていない。このような状況のもと、本研究では材料非線形性を有する地盤と建物との動的相互作用効果をできるだけ簡易な解析手法、すなわち地盤のバネを Sway-Rocking モデル(以下 SR モデルと称す)で評価し、模型地盤・杭・建物連成系を対象として行った振動台実験結果との比較から、この種の解析手法の妥当性につ

いて検証することを目的としている。なお、地盤バネの算定にあたっては地盤の材料非線形性を考慮するために等価線形化法を用いた。また、杭周辺の地盤の非線形性を考慮するためには、あらかじめ求めておいた杭の水平変位と水平剛性の関係を上記の等価線形解析に組み合わせる。実用的には水平地盤反力係数が杭頭変位の平方根に反比例するような関係を利用することが考えられるが、本研究では静的 FEM 解析結果を利用した。

2. 塑性地盤材料

実験に用いた塑性地盤材料はプラスチックである。これは炭酸カルシウムの粉末に油を混ぜ合わせて粘土状にしたもので、その力学的性質が高温の鋼の性質とよく似ていることから、板材圧延など各種の加工法のモデル材料として広く用いられている³⁾。打設した地盤材料の動的三軸圧縮試験(拘束圧 1.0 kgf/cm², 加振振動数 1.0 Hz)の結果より得られたせん断剛性、減衰定数の歪み依存性を図 1 (文献 4 に加筆)に示す。図中の○印は実験に用いた材料特性である。図からわかるように、せん断剛性、減衰定数とも

* 信州大学工学部 助教授・工博

** 建設省建築研究所基礎研究室 室長・工修

*** 広島大学工学部 教授・工博

Assoc. Prof., Faculty of Eng., Shinshu Univ., Dr. Eng.
Head, Structural Eng. Dept., Building Res. Inst., Min. of Construction, M. Eng.
Prof., Faculty of Eng., Hiroshima Univ., Dr. Eng.

実粘性土を対象とした実験結果と調和している。また、類似の塑性地盤材料を使った試験結果⁵⁾より、1~5Hz程度の振動数範囲内では材料特性にほとんど変化がなく、周波数依存性はないことを確認している。

3. 実験概要

建物の原型は11階建鉄筋コンクリート造構造物（以下HFW建物と称す）である⁸⁾。HFW建物の構造形式は桁行方向が扁平な壁柱と同じ厚さのはりからなる壁式ラーメン構造で、梁間方向が両端に壁柱を有する独立耐震壁構造である。模型の相似比の決定にあたっては、長さ、加速度、密度を設定相似比とし、他の物理量は次元にしたがって誘導した。相似比を表1に示す。図1からわかるように、模型地盤材料のせん断剛性と減衰定数は実際の粘性土と類似の歪み依存性を有しているため、地盤歪みの広い領域内で相似則が保たれていると考えられる。

模型建物は原型の梁間方向2スパン分を相似則にしたがってモデル化し、板バネの柱と床位置での重りを用いて製作した。模型基礎はアクリルとアルミ板製である。杭は鋼板製で、地表面下-45cmを支持層とした。このとき、杭先端部に鋼製の板を取り付けた後、杭周辺にゴムを張り付けて円柱状（直径：38mm、長さ：487mm）とした。なお、模型基礎底面と地盤とは分離しており、基礎は杭のみによって支持されている。模型試験体断面図と計測器の配置を図2に、模型建物の基礎固定時の固有振動数、減衰定数を表2に示す。杭の曲げ剛性、減衰定数は杭頭を固定した自由振動試験から評価した。曲げ剛性は41.9~42.4tf・cm²、減衰定数は0.52~2.1%である。

模型地盤は概ね2×1.5×0.6mの直方体であり、外周部にポリアクリルアミドとベントナイトを基本材料とした弾性体部分と、その中央部に直径0.8m、厚さ0.367mの円柱状のプラスチシンを材料とした塑性体部分から構成されている。地盤が実地盤に近い状態でせん断変形するためには地盤の高さに対してある程度平面の広がりを持つようにする必要があるが、プラスチシンを大量に製作する事が困難なことから、特に建物の周辺部のみにこれを使用することとした。建物周辺部は基礎の根入れ効果を無くするため、プラスチシンの部分は地表面から8.3cmの深さまで削

表1 相似比

Item	Ratio(Model/Prototype)		
Soil Density	kgf/cm ³	1/η	1
Length	cm	1/λ	1/40
Acceleration	cm/s ²	1	1
Displacement	cm	1/λ	1/40
Mass	kgf・s ² /cm	1/η λ ³	1/6.4×10 ⁴
Shear Modulus	kgf/cm ²	1/η λ	1/40
Frequency	1/s	√λ	6.325
Velocity	cm/s	1/√λ	1/6.325
Stress	kgf/cm ²	1/η λ	1/40
Strain		1	1

図1 模型地盤材料の特性

図2 模型試験体断面と計測機器配置

表2 建物模型の諸元

Foundation		Building		Characteristics of Fixed Base Building	
Size (cm)	Weight (kgf)	Height (cm)	Weight (kgf)	Natural Freq. (Hz)	Damping Factor (%)
30 × 30	6.79	78.7	28.4	18.8	0.22

表3 模型地盤の特性

Item	Upper Layer (GL~GL-45cm)		Lower Layer (GL-45~60cm)
	Center	Edge	
Vs(m/s)	23.7	18.4	36.0
Damping Factor(%)	6.63*	5.57	6.05
Density(gf/cm ³)	1.57	1.17	1.41

*Strain level is 3.6×10^{-4}

り取られている。また、塑性体部分と弾性体部分との境界位置には法面を設けている。地盤の振動方向の両端部断面全面に幅 1.5m、高さ 60cm、厚さ 2mm のステンレス板をそれぞれ 1 枚ずつ設置したうえで、2 枚のステンレス板の上端部を軽量型鋼で連結した。この装置の目的は地盤両端部での地盤の上下方向の変形を押さえること、地盤の左右の上端部での水平変位を同一にすることによって地盤がせん断変形しているのに近い状態を作り出すためである。地盤特性を表 3 に示す。ここで減衰定数は地盤材料のテストピースでの自由ねじり試験、せん断波速度は PS 検層試験より得られたものである。計測項目は地盤、基礎、建物内での加速度である（図 2 参照）。加速度計（動ひずみ型）は建物内 6 点、基礎内 5 点、地盤内 12 点である。

振動台実験は観測地震動波形（1968 Hachinohe EW）を用いたランダム加振とし、最大加速度を振動台テーブル上でおよそ 100, 300, 600cm/s² の 3 段階に設定した。入力地震動の時間軸は相似則にしたがって $1/\sqrt{40}$ とした。なお、振動台は 3×4m のテーブルを有する油圧式一軸で、最大 20ton 積載時で 1G 加振が可能である。振動台の駆動時には入力補償システムを使用している。

4. 模型地盤の歪みと連成系の動特性の関係

図 3, 4 に地盤の最大歪みの平均値と、地表面 (SH5) と建物頂部 (BH6) とのスペクトル比 (BH6/SH5, 図 2 参照) のピーク位置から定まる一次固有振動数およびその振幅比を示す。ここで地盤の最大せん断歪みの平均値は以下のように算定した。まず、地表面 (SH5) と地中 3 点 (SH4, SH3, SH2) の加速度記録を 2 回積分し変位に変換した後、SH5-SH4, SH4-SH3 および SH3-SH2 間の変位差の最大値をそれぞれの加速度計間の距離で除すことによって平均せん断歪みを算定した。さらに、SH5-SH4, SH4-SH3, SH3-SH2 間のせん断歪みを加速度計間の距離の重み付きで平均し、地盤の最大歪みの平均値とした。この地盤の歪みは地盤の入・反射波動場による歪みを意味すると解釈し、後述の式 (5) の γ_{wave} に相当するとみなした。これらの図から分かるように、入力加速度の最大値が 100, 300, 600cm/s² と増加するにしたがい、地盤の最大歪みの平均値は 0.0018~0.018 程度に増加している。これにともなって連成系一次固有振動数波は 8.25Hz から 6.0Hz へ、地表面にたいする建物頂部での応答倍率は 7.1 から 4.3 程度へ変化している。すなわち 100cm/s² 入力の場合と比較すると 600cm/s² 入力の場合は一次固有振動数と応答倍率はそれぞれ 72%, 61%に低下している。

5. 解析モデル

地震応答解析の解析モデルとして SR モデルを採用し、地盤の材料非線形性を考慮するために等価線形化法を用いた。なお、解析にあたっては地震動の入力位置は地表面とし、SH5 地点（図 2

図3 一次固有振動数と地盤の最大歪みの平均値

図4 応答倍率と地盤の最大歪みの平均値

参照) で得られた加速度記録を用いた。

地盤バネの算定 SR モデルの地盤バネは以下のように定めた。

1) 杭の水平・回転バネは地盤を水平方向に無限に広がる均質な弾性体と仮定し、これに波動方程式を適用した Novak 他⁷⁾の手法を用い、振動数依存性を考慮する。杭の水平バネは文献 8 の手法にしたがって群杭効果を考慮する。この場合の群杭効率は 0.72 となった。

2) 杭の鉛直バネは、Novak⁹⁾の手法を用いる。この手法は地盤の条件は水平回転ばねと同様であるが、地盤の平面歪みを仮定しているため、低振動数領域で剛性の実部を過小に、剛性の虚部を過大に評価することが知られている。そこで、杭側面部分の剛性については無次元化振動数 ($a_0 = r_0 \omega / V_s$, ここに r_0 : 杭の半径, ω : 円振動数, V_s : 地盤のせん断波速度) が 0.3 以下の範囲では剛性の実部を一定とした。また、剛性の虚部は無次元化振動数ゼロで値がゼロであるとし、無次元化振動数 0.3 までは振動数に比例するように修正を加えた。

塑性地盤材料の歪み依存性 塑性地盤材料の剛性・減衰性の歪み依存性は以下のようにモデル化した。

地盤のせん断剛性 (G_s)・減衰定数 (h_g) の歪み依存性は地盤材料の動的三軸圧縮試験結果 (図 1) を元に Hardin-Drnevich の定式化を参考に (1) (2) 式のように設定した。

$$\frac{G_s}{G_t} = \frac{1.01}{1 + 0.96 (r_s / 0.002072)^{1.258}} \quad (1)$$

$$h_g = 0.035 + 0.145 (1 - G_s / G_t) \quad (2)$$

ここに、 G_t は初期せん断剛性、 r_s はせん断歪みである。

地盤の非線形性と剛性・減衰性の評価 地盤の非線形性は地盤の入・反射波動場によるもの (サイト・ノンリニアリティー) と建物慣性力によって生ずる杭と周辺地盤の相対変位によるもの (ローカル・ノンリニアリティー) から成ると考える。地盤の入・反射波動場による歪み (γ_{wave}) は地震の際、建物がない自由地盤内で発生する歪みに相当する。本研究では、 γ_{wave} は実験値であり、前出の図 3, 4 で示した地盤の最大歪みの平均値を採用した。

杭-地盤間の相対変位による杭周辺部の地盤の非線形性は以下

のように評価した。まず、あらかじめ静的 FEM 解析によって杭頭の変位と水平地盤反力係数の関係を求め、これを利用する。静的 FEM 解析は汎用 FEM 解析ソフトである ANSYS を用いた。解析モデルを図 5 に示す。地盤は半径 50cm、層厚 51cm（下層部 15cm、上層部 36cm）、杭長さは地盤中の埋め込み長さの 46cm とし、加力方向直交方向に対称な 1/2 モデルとした。図中の中央部分が杭であり、地盤は模型試験体に基づいて上層、下層部分をもうけた。更に、杭近傍の地盤特性が解析に与える影響が大きいと判断し弾塑性模型地盤材料が最外縁まで続いていると仮定した。要素分割にあたっては、深さ方向は上層部分で 15 分割、下層部分で 5 分割であり、水平方向は杭内部を 8 分割、杭の外周から 4cm まで、4～8.1cm まで、8.1cm～地盤の最外縁までをそれぞれ 4 分割した。円周方向は 8 分割とした。要素数は 2184、節点数 10257 である。要素の設定においては地盤の上層部分のみ弾塑性要素とし、Drucker-Prager の降伏条件を適用した。この部分の粘着力は模型地盤材料の動的三軸圧縮試験結果から 0.02kgf/cm^2 、内部摩擦角は 0° とした。境界条件としては地盤底面と円周部分を固定とした。解析にあたってはパイルキャップ部の回転変位を拘束した上で、ここに水平力を加え、荷重 (P) とパイルキャップの水平変位 (y) との関係が式 (3) (いわゆる Chang の式) であることから水平地盤反力係数 (k_{hs}) を求めた。

$$P = 4EI \left(\sqrt[4]{\frac{k_{hs} D}{4EI}} \right)^3 y \quad (3)$$

ここに、 EI : 杭の曲げ剛性、 D : 杭径。

杭頭の水平変位と水平地盤反力係数の関係を図 6 に示す。図中の縦軸は水平地盤反力係数比であり、初期水平地盤反力係数で他の場合の水平地盤反力係数を除したものである。図から分かるように、変位が 0.006cm 以下では係数比は 1 であり、この範囲では地盤は弾性体とみなすことができる。また、図 7 に変位を相似則にしたがって原型での変位に読み替えた後、これと変位が 1cm の時の水平地盤反力係数との比 (図中の実線) を示す。図中の波線は水平地盤反力係数が変位の平方根に反比例するとした場合の水平地盤反力係数の比であり、杭頭変位による水平地盤反力係数を補正する際によく使われる関係である。両者は変位が $0.5\text{cm} \sim 4.0\text{cm}$ 程度の範囲内では調和的である。

この結果から杭頭変位と水平地盤反力係数比 (水平地盤反力係数/初期水平地盤反力係数) との関係を近似すると式 (4) となる。

$$\frac{k_{hs}}{k_{h0}} = \frac{1 - 0.03741}{1 + (\delta_p / 0.05108)^{1.4856}} + 0.03741 \quad (4)$$

ここに、 k_{h0} : 初期水平地盤反力係数、 k_{hs} : ある杭頭変位における水平地盤反力係数、 δ_p : 杭頭水平変位。

図 5 FEM モデル

図 6 杭頭水平変位と水平地盤反力係数比

図 7 杭頭水平変位と水平地盤反力係数比
(変位を原型に読み替えた場合)

地盤の非線形性を評価するには地盤の入・反射波動場によるものと式 (4) で示される杭頭と地盤との水平変位による剛性低下の効果を足し合わせる必要がある。しかしながら前者は地盤のせん断歪で評価されるが、水平地盤反力係数の低下の割合が杭頭変位で評価されるためにこれらを単純に足し合わせることはできない。そこで、まず、地震応答解析より得られた基礎と地表面との最大相対変位を δ_p とし、式 (4) から水平地盤反力係数の低減率を求める。次に、水平地盤反力係数が地盤のせん断剛性に比例すると考え、水平地盤反力係数の低減率を式 (1) の地盤のせん断剛性の低減率とみなしてせん断歪を逆算する。この歪みを杭と地盤の相対変位による地盤の非線形性を評価するための等価歪 (γ_p) と見なすことにした。地盤の剛性と減衰定数を定めるための等価歪

み (γ_{eq}) は γ_p と地盤の入・反射波動場による歪み (γ_{wave}) とを足しあわせ、式(5)で計算した。

$$\gamma_{eq} = \alpha \sqrt{\gamma_{wave}^2 + \gamma_p^2} \quad (5)$$

ここに、 α は地震時の地盤や基礎の応答振幅における非定常性を考慮するための係数である。

γ_{wave} と γ_p を足し合わせるときに単純和としなかったのは地盤のせん断歪と杭と地盤の相対変位が同時に最大になることがなかったからである。なお、式(5)により歪みを計算するのは杭の回転・水平剛性を計算する際の地盤定数を決定する場合であり、杭の鉛直剛性を計算する際は地盤の歪みは α に γ_{wave} を乗じたものを使用した。これは γ_p が杭の水平変位による地盤の剛性低下を評価していることによっている。

6. 解析結果

図8に建物頂部(BH6:図2参照)の地表面(SH5)に対するスペクトル比から求めた(a)一次固有振動数、(b)一次固有振動数における応答倍率、(c)建物頂部での最大応答加速度値を示す。ここで、式(5)における係数は等価線形化法を用いる際に一般的である値である0.7を採用している。一次固有振動数における解析値と実験値との比(解析値/実験値)は100, 300cm/s²入力の場合はそれぞれ0.9~1.04となっており、実験値と解析値は調和的であるが、600cm/s²になる0.89と10%程度の誤差となる。応答倍率をみると、解析値と実験値との比は0.84~1.09、建物頂部の最大応答加速度値はこの比が0.72~1.10となっている。このように100cm/s²の入力の場合、実験値と解析値の対応関係は一次固有振動数、応答倍率、最大応答加速度値のいずれにおいても調和的である。300cm/s²入力の場合、応答倍率の解析値と実験値の比は0.86と14%程度の誤差があるものの、最大応答加速度の解析値と実験値の比は0.93と実験値と解析値は調和的である。600cm/s²入力の場合、解析において応答倍率は実験値と調和的であるが、一次固有振動数を評価する際の誤差が大きく、その結果、建物頂部の最大応答加速度値評価に28%程度の誤差を生ずることとなった。

600cm/s²入力の場合に解析で最大加速度応答値の推定誤差が大きかったため応答の非定常性に検討を加えた。まず、基礎と地表面との相対変位の振幅の非定常性を式(6)、(7)を用いて検討した。

$$\beta = \frac{\sqrt{\int_{T_1}^{T_2} u_b^2(t) dt}}{u_{b, \max}} / (T_2 - T_1) \quad (6)$$

$$E(T_3) = \int_0^{T_3} u_b^2(t) dt \quad (7)$$

ここに $u_b(t)$ は基礎(BH1)と地表面(SH5)の相対変位の時刻歴、 $u_{b, \max}$ はこれの最大値、 T_1 、 T_2 は時刻歴の二乗和を計算する際の開始時刻と終了時刻である。

表4 基礎と地表面の相対変位における非定常性

Maximum input acc. (cm/s ²)	β in equation (6)
100	0.378
300	0.267
600	0.216

式(7)で示す時刻0~ T_3 までの二乗和と全記録時間(10秒)での値($E(10, 0)$)との比が0.05になった時の時刻が T_1 、0.95になったときの時刻が T_2 である。正弦波のような定常的な波形を用いて周期の整数倍の時間で計算すると式(6)の β は $1/\sqrt{2}$ となるが、地震動波形の場合、振幅の非定常性から値はそれより小さくなる。結果を表4に示す。本実験での β は正弦波の0.535~0.305倍程度となっている。また、600cm/s²入力の場合は100cm/s²入力の場合の0.58倍になり入力加速度が増加するにしたがい非定常性は強くなっていく。

図9に地盤の入・反射波動場による歪の時刻歴(図中のwave)と、建物基礎と地表面との相対変位の時刻歴(図中のrelative displacement)を示す。地盤の入・反射波動場による歪の時刻歴波形は図4で示した地盤の歪みの時刻歴である。なお、図9では振幅の最大値が1になるように基準化している。これを見ると100cm/s²入力の場合、わずかながら両者に位相差があり、また、このことが式(5)において地盤の入・反射波動場による歪と建物基礎と地盤との相対変位による地盤歪を足し合わせる際に二乗和平方根をとることの根拠ともなっている。なお、SH5-SH4、SH4-SH3、SH3-SH2での地盤歪みの時刻歴の位相差はお互いに非常に小さく、図9における位相差は杭頭近傍の波動による地盤歪みと基礎と地盤との相対変位との位相差とみなすことができた。一方、300cm/s²入力では2.1秒付近と2.2秒付近に振幅の大きな波形があり、これらの時刻における位相差は100cm/s²入力の場合よりも大きいことがわかる。さらに600cm/s²入力ではこの傾向はさらに顕著になり2秒付近では両者の位相はほとんど逆転している。このため入力加速度が増加するに従い、基礎の水平応答の振幅における非定常性は増加し、地盤の歪において[波動分]と[基礎と地盤との相対変位分]との位相差が大きくなる。これらの点を考慮して以下に600cm/s²入力において式(5)の係数 α を0.7より小さくする解析を実施した。

図10に600cm/s²入力の場合に α を0.6~0.4とした結果を示す。解析値/実験値の比は一次固有振動数において0.92~1.01、であり、応答倍率および最大応答加速度においてはそれぞれ1.01~

図8 実験値と解析値の比較 ($\alpha=0.7$)

図9 地盤の入・反射波動場による歪みと基礎と地盤の相対変位の時刻歴

図10 実験値と解析値の比較 (600cm/s/s)

図11 最大応答加速度分布

図12 建物頂部の時刻歴応答波形(100cm/s/s)

図13 建物頂部の時刻歴応答波形(300cm/s/s)

図14 建物頂部の時刻歴応答波形(600cm/s/s)

図15 スペクトル比
(100cm/s/s)

図16 スペクトル比
(300cm/s/s)

図17 スペクトル比
(600cm/s/s)

1.07, 0.77~0.94 となっている。一次固有振動数, 最大応答加速度において実験値と解析値の対応関係が調和的となる α は 0.4 である。また, α が 0.6 の計算結果から分かるように, 一次固有振動数を推定する際の誤差が 8% 程度でも建物頂部の最大応答加速度推定の誤差は 23% とかなり大きくなっており, 固有振動数を精度よく評価することが重要であることがわかる。

以上のことから入力加速度値が大きい場合, 基礎と地表面との相対変位の時刻歴の非定常性が強くなり, また, これと地盤の入・反射波動場による歪の時刻歴との位相差が大きくなるため非定常性を考慮する係数を一般的に使用されている値 (0.7 程度) より小さくする必要がある。なお, これ以降は式 (5) における係数を, 100cm/s^2 および 300cm/s^2 入力の場合は 0.7, 600cm/s^2 入力の場合は 0.4 を用いた結果のみを示す。

図 11 に最大応答加速度分布の実験値と解析値を示す。図の縦軸は模型地盤底面からの位置を示す。 300cm/s^2 入力の場合, 解析で応答値をやや過小に評価しているが, そのほかの場合も含めて最大加速度値の分布形の実験値と解析値との対応は調和的である。図 12~14 に建物頂部 (BH6) での時刻歴応答加速度の実験値と解析値を示す。時刻歴においても実験値と解析値は調和的である。図 15~17 に建物各部での応答成分 (BH6: 建物頂部, UR: 建物頂部での回転成分, BH1: 建物基礎) と地表面 (SH5) とのスペクトル比の実験値と解析から得られた伝達関数を示す (ピック配置は図 2 参照)。これより, 100cm/s^2 入力の場合, 解析で建物頂部での応答をよく評価しているが, ロッキング成分は過大に, スウェイ成分は過小に評価していることがわかる。 300cm/s^2 入力の場合, ロッキング成分は比較的良好に評価されているが, 建物頂部の応答およびスウェイ成分はやや過小に評価されている。なお, 600cm/s^2 入力の場合, 建物頂部の応答を示すスペクトル比で 4.0Hz 付近にピークがあるが, 入力成分 (SH5) と出力成分 (BH6) の相関関数の値が低いために 6.04Hz のピークを一次固有振動数だと判断した。この場合, 建物頂部およびロッキング成分とも解析において比較的良好に評価しているが, スウェイ成分をやや過大に評価していることになる。

7. まとめ

塑性地盤材料を用いて地盤・杭・建物連成系において振動台実験を実施し, SR モデルによる地震応答解析を実施した。地盤バネの算定にあたっては地盤の材料非線形性を考慮するために等価線形化法を適用した。さらに, 杭の水平変位による周辺地盤の非線形性を考慮するために杭の水平剛性に対する静的解析結果をこれに組み合わせ, 実験結果と解析結果との比較から解析手法の妥当性について検討した。

これより以下の結論を得た。

- 1) 地盤底面での入力加速度の最大値が $100, 300, 600\text{cm/s}^2$ と増加

するにしたがい, 波動の入・反射場における地盤の最大歪みの平均値は 0.0018~0.018 程度に変化している。これにともなって連成系一次固有振動数波は 8.25Hz から 6.0Hz へ, 地表面に対する建物での応答倍率は 7.1 から 4.3 程度へ低下している。したがって 100cm/s^2 入力に比べて 600cm/s^2 入力の場合, 一次固有振動数と応答倍率はそれぞれ 72%, 61% に低下している。

- 2) 一次固有振動数, 応答倍率, 建物頂部の最大応答加速度値について解析値と実験値との比 (解析値/実験値) はそれぞれ 0.99~1.04, 0.84~1.09, 0.94~1.10 と工学的には十分な精度を持っているといえる。しかしながら, 入力加速度が大きい場合, 等価線形化法において地震動に対する応答の非定常性を考慮する係数の値を小さくする必要がある。この係数を小さくする根拠として入力加速度が増加すると, i) 地盤と基礎との相対変位の振幅における非定常性が増大すること, ii) 地盤の入・反射波動場による歪みと基礎と地盤の相対変位による地盤歪みとの位相差が大きくなること, をあげた。

参考文献

- 1) Miura, K., Masuda, K., Maeda, T. and Kobori, T.: Nonlinear Dynamic Impedance of Pile Group Foundation, Proc. 3rd Int. Conf. On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Eng. And Soil Dynamics, pp.417~422, 1995
- 2) 日下部馨, 安田拓矢, 前田幸典: 土の非線形性を考慮した杭基礎-地盤系の振動特性, 第 9 回日本地震工学シンポジウム, pp.1219~1224, 1994
- 3) 千々岩健児, 畑村洋太郎, 鈴木徹郎: プラスチシンによる圧延および連続鍛造鋼片の応力シミュレーションの方法, 鉄と鋼, 第 66 年, 第 8 号, pp.1103~1112, 1980
- 4) 石原研一: 土質力学の基礎, 鹿島出版会, p.298, 昭和 53 年
- 5) 辻村知明, 田守伸一郎, 北川良和, 飯場正紀: 弾塑性地盤材料を用いた地盤・杭・建物連成系の振動台実験, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 第 36 号, pp.125~128, 1993
- 6) 北川良和, 松島 豊, 村上雅也, 井上芳生, 飯場正紀, 田守伸一郎, 鹿嶋俊央, 岡野 創: 地盤・建物連成系におけるせん断力分布係数, (その 1)~(その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 構造 I, pp.817~822, 昭和 63 年 10 月
- 7) Novak, M. and Nogami, T.: Soil-Pile Interaction in Horizontal Vibration, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.5, pp.263~281, 1977
- 8) 井上芳夫, 大澤 胖, 松島 豊ほか: 公団住宅の入力評価に関する研究 (その 6, 7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 構造 I, pp.591~594, 1987
- 9) Novak, M.: Vertical Vibration of Floating Piles, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.103, EM1, pp.153~168, 1977

(1999年10月5日原稿受理, 1999年12月20日採用決定)