

軟弱粘性土上の高架構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測への

Winkler 型非線形相互作用バネの適用

A simulation with a beam-on-nonlinear Winkler spring model for the seismic behavior
of extended pile-shafts in soft clay

白戸真大*, 吉田望**, 福井次郎***, 野々村佳哲****

Masahiro Shirato, Nozomu Yoshida, Jiro Fukui and Yoshinori Nonomura

*博(工) (独) 土木研究所主任研究員 構造物研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

** 工博 応用地質(株) 地震防災センター (〒331-8688 埼玉県さいたま市北区土呂町 2-61-5)

***工修 (独) 土木研究所上席研究員 構造物研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

**** (独) 土木研究所構造物研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

Applicability of a beam-on-Winkler-Spring model is investigated through the simulation of centrifuge tests of single pile-structure system in soft clay ground. A far-field ground motion is considered using either a coupled model being comprised of the free field and the foundation-structure system or a separate calculation of the free-field motion at each depth. Through the comparisons between the test and calculation we conclude that the Winkler spring with a nonlinear p - y hysteresis model can give a reasonable prediction of the seismic behavior of soil-pile-structure systems on soft ground. It is of importance, however, to give relevant free-field excitations of the p - y curves.

Key Words: Earthquake response, Winkler spring, Extended-pile shaft, soft ground, clay

キーワード: 地震応答, 相互作用ばね, パイルシャフト, 軟弱地盤, 粘性土

1. はじめに

湾岸部や都市部の道路に対して高架構造が活用されることが多い。近年では、高架構造は、従来のような連続高架道路構造物だけではなく、交差点での混雑緩和のために交差点を立体化構造物にするために用いられることも期待されている。そして、都市市内での建設作業用地を減らすことなどを目的に、フーチングや地中ばりを省略したパイルシャフト構造の活用も模索されている。パイルシャフト構造と一般に呼ばれる構造形式は、一つの柱と一つの杭が一体で結合された構造で、柱と杭は同径、もしくは杭の方が若干太くなっている構造である。このような構造形式は、フーチングや地中ばりを有する従来の構造に比べて、基礎の変位・変形が全体構造の変位、断面力に与える影響が大きくなることが想定される。

たとえば砂地盤中の単杭が繰返し水平載荷を受けるとき、その水平抵抗は正負交番載荷と一方向繰返し載荷で異なるという実験結果がある¹⁾²⁾。上部構造および橋脚を水平および回転抵抗により支持する群杭基礎に比べて、パイルシャフト構造ではこのような水平挙動の違いがより顕著に全体系の応答に影響を与えるだろう。したがって、このような違いを適切に考慮できる数値モデルによる構

造物の地震時挙動の予測結果を、設計に反映させる必要があると考えられる。しかし、比較的一般的と考えられるモデル化の一つである、基礎・地盤間の非線形の相互作用を Bi-linear 型や最大点指向型の履歴特性を有するような Winkler 型の相互作用バネを用いてモデル化する場合には、実験結果の違いは決して再現されない。

白戸ら¹⁾²⁾は、載荷パターンによる地盤抵抗の違いを引き起こす要因が、地盤材料が繰返し圧縮・伸張変形を受けるときのダイレタンシー挙動が載荷パターンにより異なることにあることを示し、載荷履歴に応じた地盤抵抗強度の違いを考慮できるような Winkler 型相互作用バネの履歴則を開発している。その履歴則は繰返し圧縮・伸張載荷を受ける地盤挙動の特性と関係づけられ提案しているものであり、それを用いた数値解析は砂地盤中で繰返し水平載荷を受ける杭の挙動について良好な精度で再現することがわかっている。

しかし、湾岸部や多くの都市が立地するような沖積平野部は主に砂質層で構成されるというのではなく、深い軟弱粘性土層を有することも少なくない。地盤が軟弱であれば、地震時の地盤挙動は、地盤の非線形化により加速度はさほど大きくならないことが期待される代わりに変位が大きくなることが予測される。したがって、一般に、構造物に

生じる変位は、加速度入力に対する構造物自身の応答に加えて基礎の変位の影響も大きく受けることになる。さらに、この傾向はパイルシャフト構造では一層顕著であることが想定される。

一方、現在の道路橋・高架構造の耐震設計基準である道路橋示方書 V 耐震設計編³⁾における標準的な耐震性能照査法では、主に、構造物に生じる慣性力に起因する相互作用を構造物の受ける地震の影響として考慮している。構造物の加速度応答スペクトルは地盤種別ごとに与えられているが、地盤の固有周期が 0.6 秒を越える地盤は全て同じ地盤種別とされている。したがって、標準的な耐震性能照査では深い粘性土地盤上にある構造物に対して地盤の振動変位作用が構造物の変位に与える影響が考慮されていない一方、かなり大きな慣性力を考慮して照査がなされている。

深い粘性土地盤上にある構造物に対してかなり大きな慣性力を考慮して照査がなされていることは、結果として、構造物に生じる断面力を安全側に評価していると考えられる。しかし、通常の構造物形式に比べて地盤変位の影響を大きく受けると考えられるパイルシャフト構造に対して合理的な設計を追求するためには、構造物や基礎に対して影響を与える慣性力と地盤変位の組み合わせを推定し、耐震性を照査することが重要と考えられる。すなわち、動的解析を活用し、基礎・地盤間の動的相互作用を積極的に考慮することは重要である。そこで、粘性土地盤中の杭の挙動についても、砂地盤中の杭の地震時挙動について著者らが行ってきた一連の研究のように、実験的・解析的に数値シミュレーション手法を研究することが必要である。

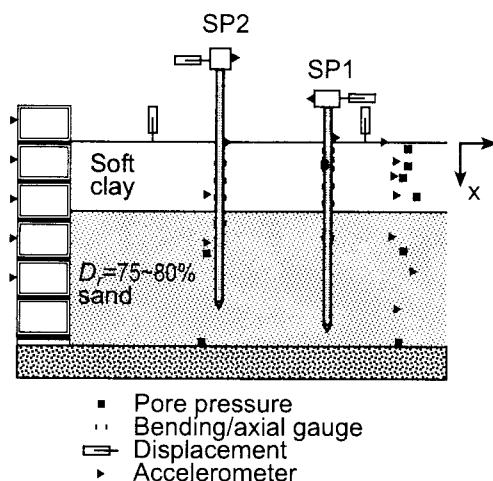


図-1 実験装置と計測器

表-1 地盤 Csp4 と Csp5 の载荷スケジュール

Csp4			Csp5		
荷重	地震波	$A_{max}(G)$	荷重	地震波	$A_{max}(G)$
A	Kobe	0.055	A	Santa Cruz	0.035
B	Kobe	0.055	B	Santa Cruz	0.12
C	Kobe	0.016	C	Santa Cruz	0.30
D	Kobe	0.20	D	Santa Cruz	0.60
E	Kobe	0.58	E	Kobe	0.70

軟弱な粘性土地盤は作成するのが困難であり、著者らも粘性土地盤中の杭の実験を自身では行ってないし、報告されている実験もほとんど無い。それでも既往の実験結果に関する数値解析を行うことを通じて今後の研究課題を整理しておくことは重要である。そこで、本論文では、数少ない実験の一つで、実験データがインターネットで公開されている、Boulanger, Wilson らが行った、軟弱粘性土中のパイルシャフト構造の遠心振動台実験結果^{4),5),6)}の数値シミュレーションを行うことを通じて、粘性土中の杭の動的解析モデルの開発における今後の課題を考察する。数値解析モデルは、現在よく用いられている設計計算モデルの延長上にあるモデルを用いる。すなわち、自由地盤の挙動を一次元のせん断振動で、杭をはりで、基礎地盤間相互作用を非線形履歴則を有する Winkler ばねでモデル化することで考慮する。Winkler バネの履歴則には、砂地盤に関してはすでにある程度の検証がなされつつある著者らが開発している上述のモデルを用いる。

これらの数値解析結果と実験結果の比較を通じて、Winkler ばねを用いたモデル化の適用性と今後の研究課題を整理する。

2. 解析対象実験

実験は、Boulanger et al.⁴⁾と Wilson⁵⁾により報告されているもので、30G の加速度を作用させた遠心力载荷実験である。せん断土槽に作られた地盤に模型が設置されている。解析対象は、このうちパイルシャフト構造物のある部分で、図-1に示す SP1 である。実験では加速度、変位、間隙水圧および杭のひずみが計測され、公開されている⁹⁾。図にはこれらの計測機器の位置も併せて示されている。

地盤は 2 層構造で、下部 (GL-6.1~17.5 m) は相対密度 D_r が 75~80% のネパダ砂である。砂は空中落下法で作成され、二酸化炭素を用いて脱気されている。上層 (地表から GL-6.1m まで) は練返されたサンフランシスコ湾の粘土 (Bay mud) で、液化指数は約 88、塑性指数は約 48 である。Bay mud は含水比 140% のスラリー状にして 4 層に分けて作成され、各層ごとに圧密を促進するために紙フィルターによる脱水が行われている。間隙物質は水で、実験前に計測した P 波速度が 1000m/s 程度であるから十分飽和していると考えられている⁹⁾。

杭は中空のアルミで作られ、外径 2.22 cm、厚さ 2.4 mm で、実スケール換算に換算すると、外径 0.67 m、厚さ 7.24 cm である。以後、寸法・変位、加速度等は全て実スケール換算で示すことにする。杭は地上 3.8 m まで伸ばされている。その頂部には、上部構造を模した 49.1 Mg の質量が付けられている。なお、以後、地表から上の部分は構造物と呼ぶ。杭および柱部の質量は 0.37 Mg/m³/m、ヤング係数は 70 MN/m² である。

いくつかのシリーズの実験が行われているが、本論文で対象とするケースでは表-1に示すように各地盤とも A~E の 5 回の加振が行われている。表の Kobe は 1995 年兵庫県南部地震の際ポートアイランド鉛直アレーの GL-83 m の

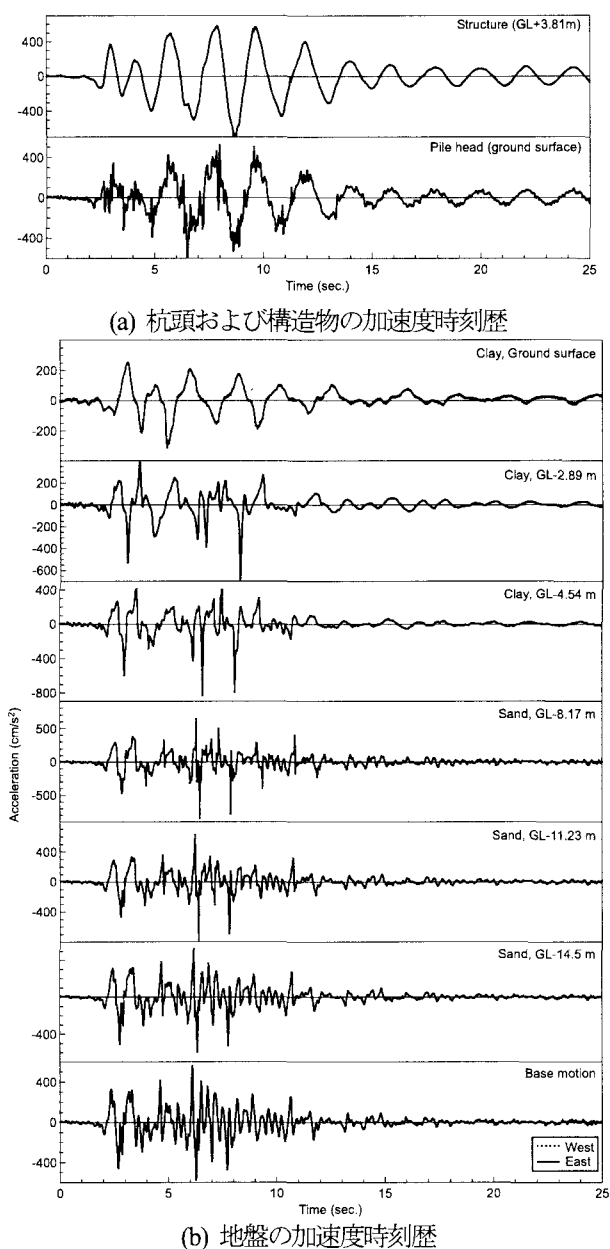


図-2 Csp4, Event E の実験値

NS 成分の記録を、最大加速度が A_{max} となるようにスケールを変えて載荷したもので、このうち、入力加速度の大きい Csp4 の Event D と E、および Csp5 の Event E を解析対象とする。

3. 入力地震動および地盤変位データの作成

インターネットを通じて公開されている実験データは全てプロトタイプのディメンジョンに変換されているので、本解析でもプロトタイプのディメンジョンで解析する。図-2に実験結果の一例として Csp4, Event E の結果を示す。なお、本論文では主要動を含む、原記録の 0~25 秒を解析対象としているので、その部分のみが示されている。また、土槽の加速度は図に実線と点線で示すように東西 2 地点

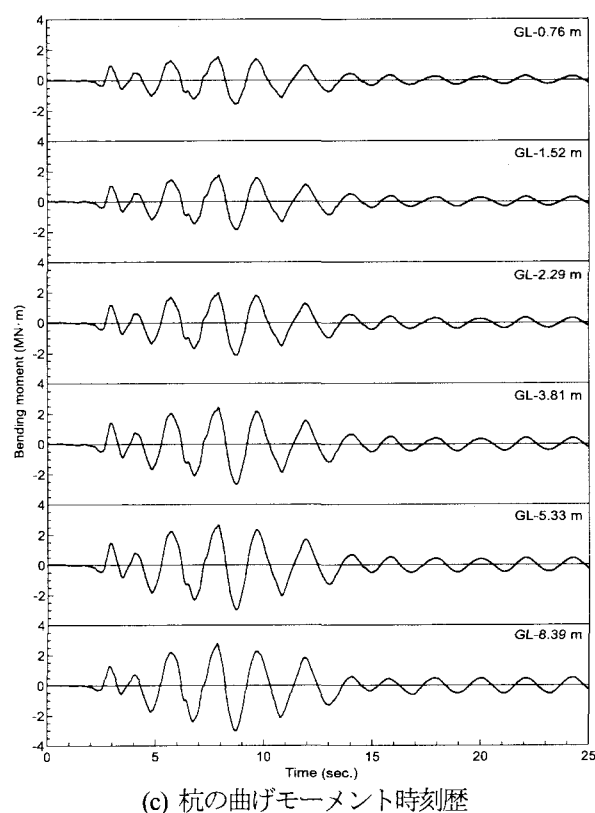


図-2 Csp4, Event E の実験値 (続き)

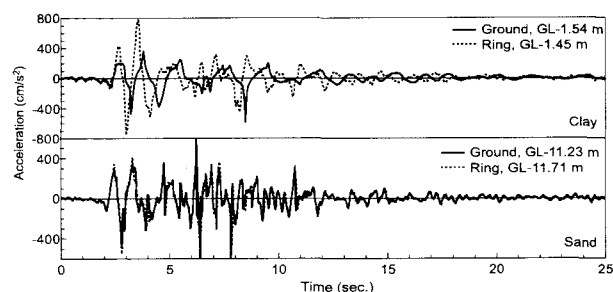


図-3 地盤とリングの加速度の比較 (Csp4, Event E)

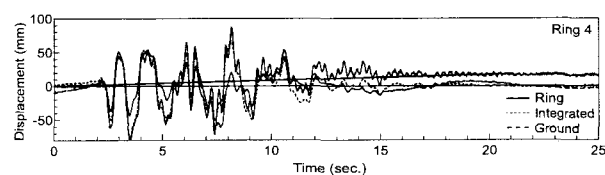


図-4 変位の比較の例 (下から2段目のリング)

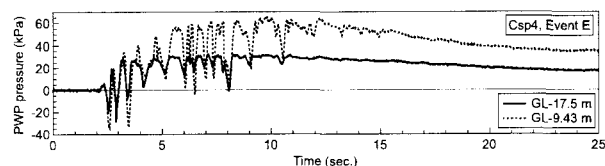


図-5 過剰間隙水圧時刻歴 (Csp4, Event E)

で計測されているが、両者の差はほとんどないことから、以後、その相加平均を入力地震動として扱う。

また、本研究では地盤の水平加速度以外に水平変位も重要である。そこで、地盤の加速度計測記録を Fourier 級数

展開し、0.1 Hz 以下の低周波数部分を除くためのハイパスフィルターをかけた後、2 回積分を行って地盤の水平変位を求めた。以後、本論文において用いる地盤変位は、全てこのようにして求めた値である。

水平加速度はせん断土層のリング部、地盤中央部および構造物で計測されている。図-3に、例としてほぼ同じ深さの地盤とリング部の加速度記録を比較して示す。下部では両者はほとんど一致しているが、地表近くでは形状にも位相にも差がある。本論文では地盤中央部の記録を自由地盤の記録と考えることにした。

ところで、リングでは加速度と変位が計測されていることから、リングに関して上記の方法で加速度記録から求めた変位を変位計の値と比較することによって加速度記録からの変位推定精度を検証することができる。図-4に比較した例を示す。詳細に見ると、当然ながら残留変位が表現できていない、観測値に見られる 3 Hz 程度の周期の波を再現していない等の違いはあるが、一方では最大振動時の振幅、波形等を含め、全体の波形はよく一致している。なお、図には同じようにして求めた地盤の変位も示されている。地盤中とリング上の変位に若干の差が見られることは、加速度と同じである。

図-5には過剰間隙水圧の時刻歴を示す。過剰間隙水圧比は最大でも初期有効上載圧の 1/3 以下であり、文献⁷⁾などから、この程度の間隙水圧上昇であれば、過剰間隙水圧の考慮の有無が数値解析結果に与える影響は小さいと判断し、以下の解析ではその影響は考慮しなかった。

4. 数値解析モデル

本論文では、杭を梁要素で、基礎近傍地盤における基礎・地盤間の荷重伝達特性（相互作用）を Winkler ばねでモデル化し、遠方自由地盤の挙動を Winkler バネに入力する。このモデル化は広く用いられている杭基礎の設計計算法を拡張したものであるが、相互作用を表す Winkler バネと遠方自由地盤の履歴特性を以下の考察に基づき選択したことが特徴である。

図-6に地震時の基礎周辺地盤にて支配的であると想定される変形モードを示す。基礎近傍地盤は、基礎と遠方地盤の相対変位に応じた変形を受けるため、繰返し圧縮（受働）・伸張（主働）変形が支配的になるであろう。実際、はじめに述べたとおり、砂地盤では正負交番水平載荷および一方の繰返し水平載荷を受ける単杭の挙動は異なり、その違いの原因は繰返し圧縮・伸張変形を受ける地盤のダイラタンシー挙動の違いに起因すると考えられている¹⁾²⁾。一方、基礎遠方地盤は水平成層とすればせん断変形が卓越した振動をすることはよく知られており、これを一次元せん断ばねにモデル化することが一般的である。そこで、本論文では動的解析モデルは、近傍地盤における基礎・地盤間相互作用、基礎遠方地盤のせん断振動のそれぞれの履歴則に対して、それぞれの挙動に支配的な影響を与える地盤の変形モードが考慮されたモデルを用いた。

まず、Winkler バネの履歴則には繰返し圧縮・伸張変形

（受働・主働変形）を受ける地盤の挙動を考慮する。詳細は 4.1 に示す。

遠方地盤の影響は、次の二つの手法によりそれぞれ評価する：

1. 手法 A（図-7(a)）：数値的に評価した遠方地盤の水平変位を各 Winkler ばねに入力する。遠方地盤は、せん断振動のみを考慮した一次元せん断柱によりモデル化する。
2. 手法 B（図-7(b)）：実験において観測された遠方地盤の水平変位を各 Winkler ばねに直接入力する。なお、本論文では上記のような手法により相互作用系をモデル化したため基礎地盤間相互作用バネと遠方自由地盤の挙動それぞれに最も影響を及ぼすであろう地盤の変形モードをそれぞれ考慮したが、たとえば 3 次元のソリッド要素により地盤をモデル化する場合には、繰返し圧縮・伸張載荷および繰返し水平せん断の両者の挙動を精度良く再現できるような構成則を選択する方が望ましいだろう。

4.1 p - y 関係の履歴則

近傍地盤における基礎・地盤間相互作用をモデル化する Winkler ばねの荷重伝達特性は、地盤反力度 p および基礎・遠方地盤間相対変位 y で記述される p - y 関係の履歴則は、白戸ら¹⁾²⁾が提案するモデルを用いる。白戸らの履歴則は杭の繰返し水平載荷試験で観察された p - y 関係に関係づけて提案されているだけでなく、繰返し圧縮・伸張載荷を受ける地盤挙動の特性と関係づけて提案されているところが地盤工学的な特徴である。載荷パターンに応じて地盤抵抗強度が異なるという性質を載荷パターン依存性として一般化し、それを考慮できる履歴則を提案している。

本論文では履歴則の骨子のみを示す。図-8に履歴則の概要を示す。ここでは、文献¹⁾²⁾と同様に Bi-linear 型の骨格曲線を用いるが、以下に示す履歴則自体は任意の骨格曲線へも応用可能であると考えられる。骨格曲線の初期剛性 k_{ip} 、いわゆる地盤反力係数は、除荷剛性 k_0 を α_k 倍する。除荷剛性 k_0 は地盤材料の除荷剛性に近いオーダーであると考えられるのに対して、骨格曲線は実際の実験の非線形挙動に何らかのカーブフィッティングを行うことにより得られると考えられ、両者が一致する必要はないとされているためである。

基本となる履歴則は最大点指向型である。骨格曲線（Skeleton line）からの除荷は、弾性除荷点 R_1 から荷重 0 に達するまでは除荷剛性を有する直線で（以後、弾性除荷と呼ぶ）、続く単調載荷に対しては点 R_1 の原点に対して点対称な点（ $-R_1$ ）へ向かう直線である。これらをまとめて外部曲線（External line）と呼ぶ。ここに、荷重増分の絶対値が減少することを除荷、増加することを載荷と呼ぶ。

外部曲線からの弾性除荷・およびその後骨格曲線に達するまでの単調載荷経路を参照曲線（Reference line）と呼ぶ。参照曲線は弾性除荷後に点 T_1 へ向かう。ここで、点 T_1 は次の二つの直線の交点である。一つは、点 R_1 から弾性除荷し、荷重が 0 に達するときの点 C_1 を通り、除荷剛性 k_0 の m 倍の勾配を有する直線である。もう一つは、直線

$(-C_1)-R_1$ である。点 $(-C_1)$ は、骨格曲線からの除荷点 R_1 の点対称な点 $(-R_1)$ から弾性除荷が生じた場合に荷重 0 に達する点である。このように m を考慮し、再載荷時に除荷点と異なる点を目指すため、外部曲線 $R_1-C_1(-R_1)$ 上からの荷重反転後の経路および地盤抵抗は荷重反転が生じた点に応じて異なる。例えば、点 $(-R_1)$ で荷重が反転するときには元の除荷点 R_1 へと戻るが、点 C_1 で荷重が反転するときには除荷点 R_1 と同じ変位レベルに達しても元の除荷点 R_1 よりも小さな地盤抵抗しか発揮されない。

参照曲線から除荷が生じた後の内部曲線 (Internal line) は、経路の向きに応じて点 T_2 または T_3 へ向かう。ここで、 T_2 は次の二つの直線の交点である。一つは、外部曲線 $R_1-C_1(-R_1)$ の延長である。もう一つは、参照曲線上の点 R_2 からの除荷後、荷重が 0 となる点 C_2 を通り、勾配 (mk_0) を有する直線である。一方、点 T_3 は点 T_1 や T_2 と同様に、内部曲線からの除荷点 R_3 に対して定義される。状態点が除荷点 R_1, R_2, R_3 に対応する弾性除荷直線を越えたとき、点 T_1, T_2, T_3 はそれぞれ更新される。

$m=1.0$ の時、点 T_1 は除荷点 R_1 と、点 T_2 は点 R_2 と、点 T_3 は点 R_3 と一致するので、履歴則は最大点指向型になり、一方向繰返し載荷を受ける場合であっても地盤抵抗は低下しない。本論文では、まず、最も基本的なモデルである $m=1.0$ を中心に解析を行い、その後、 m の値を変動させた解析を行い、その値が実験結果のシミュレーションに与える影響を検討する。

具体的なパラメータの設定は Shirato et al.¹⁾ を参考に以下の手順で行った。まず、地盤反力係数 k_H と除荷剛性 k_0 は次式で表される。

$$k_H = \alpha_k k_0, \quad k_0 = \frac{E}{B_0} \times \left(\frac{B}{B_0} \right)^{-3/4} \quad (1)$$

ここで、 B_0 は基準載荷幅で 0.3 m、 B は杭径、 B_0 は基準幅 (0.3m)、 E は地盤のヤング係数で $E = 2(1+\nu)G$ 、 G はせん断定数、 ν はポアソン比である。砂地盤中の単杭の交番水平載荷実験結果を解析した結果によれば、 G として 10^4 のオーダーのひずみレベルの値を用いるときには α_k は 0.1 程度が適合するようであり、本論文もこれを採用する。実際、この値と同じオーダーのいくつかの α_k の値で解析を行ったが、解析結果は α_k の変化に対して鈍感であった。

極限地盤反力 p_y は杭が地盤中で平行移動する際の地盤の塑性流動メカニズム (図-9) に関する解析解⁸⁾ を用いて求める。粘土、砂のそれぞれについて次のようになる。

$$p_y = \begin{cases} 9c_u & \text{粘土} \\ \left(\frac{\cos\left(\frac{\pi-\phi}{4}\right)}{\cos\left(\frac{\pi+\phi}{4}\right)} \frac{1-\sin\phi}{\cos\phi} e^{\left(\frac{3\pi-\phi}{2}\right)\tan\phi} - K_A \right) \gamma_s x & \text{砂} \end{cases} \quad (2)$$

ここに、 c_u はせん断強度、 ϕ は内部摩擦角、 K_A は Rankine の主働土圧係数で $K_A = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$ 、 x は深さである。

4.2 遠方自由地盤の力学特性

粘土 (Bay mud) の微小ひずみレベルでのせん断剛性は、

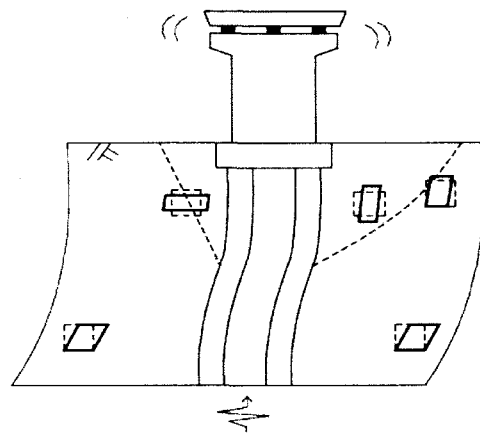
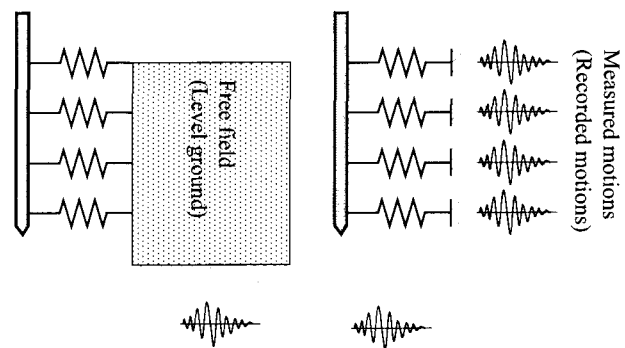


図-6 基礎周辺地盤の変形モード模式図



(a) 手法 A: 一体解析モデル (b) 手法 B: 多入力モデル

図-7 解析モデル模式図

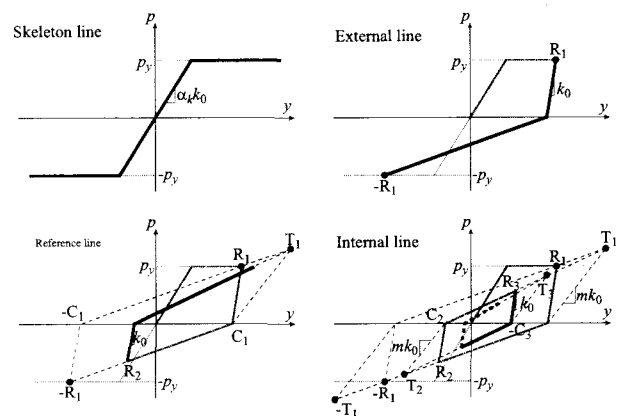


図-8 Winkler ばねの復元力モデル模式図

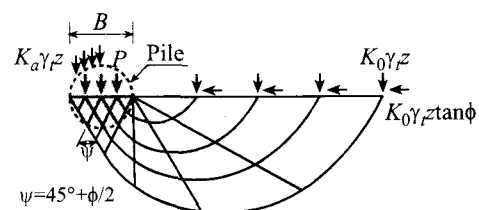


図-9 杭の平行移動に伴うすべり線のメカニズム

文献⁴⁾同様

$$G_{max} = 380c_u$$

により求める。ここで、 c_u はせん断強度で、加振後の計測値を参考にして次のように設定した。

$$\begin{aligned} c_u &= 2x + 1.2 & (\text{GL} \pm 0 \sim \text{GL} - 4.5\text{m}) \\ c_u &= 10.2 & (\text{GL} - 4.5 \sim \text{GL} - 6\text{m}) \end{aligned} \quad (\text{kPa})$$

ここで x は地表からの深さである。

ネバダ砂のせん断剛性は、同じ砂に対する実験式⁹⁾

$$G_{max} = 800 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma'_m{}^{0.5} \times 98. \quad (\text{kN/m}^2)$$

で評価する。ここで、 σ'_m は有効拘束圧で、静止土圧係数を0.6として求めた⁴⁾。粘土、砂いずれのせん断剛性も繰り返し三軸圧縮試験を用いて評価されたデータに基づいていると考えられ、 10^4 のひずみレベル相当の値であると思なして良いだろう。これらのせん断剛性を変形係数に換算するとき用いるポアソン比は0.3とした。

方法Aにおいて遠方地盤の挙動を評価するために、次のせん断応力-せん断ひずみ関係を与える。骨格曲線を双曲線モデルとする。減衰比 h のひずみ依存性は

$$h = h_{max}(1 - G/G_{max})$$

で表されるHardin-Dmervich型¹⁰⁾のモデルとする。そして、履歴則は文献¹¹⁾の方法で与える。ここで、 h_{max} は最大減衰比、 G/G_{max} はせん断定数比である。このモデルではせん断弾性定数 G_{max} と基準ひずみ γ_r 、最大減衰比 h_{max} を与えることによりせん断挙動が規定される。

Bay mudの γ_r 、 h_{max} は文献⁴⁾同様、Vuceticらの粘土に対する実験¹²⁾を、ネバダ砂の γ_r 、 h_{max} についても文献⁹⁾を参照にして決定することにした。しかし、実験結果の変位に近づくよう試行錯誤した結果、Bay mudについては $\gamma_r=0.0006$ 、 $h_{max}=30\%$ を、ネバダ砂については $\gamma_r=0.0003$ 、 $h_{max}=30\%$ を与えることにした。本論文は主としてWinklerパネ上のはりとして構造システムをモデル化可能であるかどうかに着目することにし、これらのパラメータの調整を行うことにしたのである。

5. 遠方地盤部分のみに関する数値解析

まず、図-7(a)のモデルから遠方地盤の部分のみを取り出し、応答解析を行う。前述のように、遠方自由地盤は1次元のせん断棒としてモデル化し、有限要素法で解析する。要素サイズは層厚30cmを目安に計測機器の位置などを考慮して決定した。解析はDYNES3D¹³⁾を用いて行う。このコードは後述する全体解析で用いる汎用解析コードSTADAS¹⁴⁾より1次元の地震応答解析部分を取り出した物であり、自由地盤部分では両者は同じ結果を与える。なお、減衰は初期剛性比例とし、地盤の1次モードに対して5%の値を用いた。これまでの経験から相互作用ばねを用いた多入力解析では加速度波形にパルスが発生しやすいことが判っているので、やや大きめの値を用いている。なお、一部、1次モードに対して3%の剛性比例減衰を用い

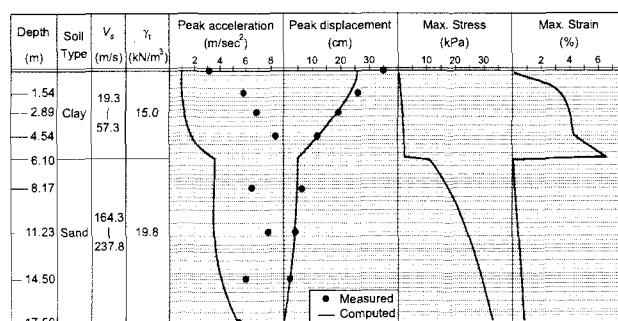


図-10 最大応答値 (Csp4, Event E)

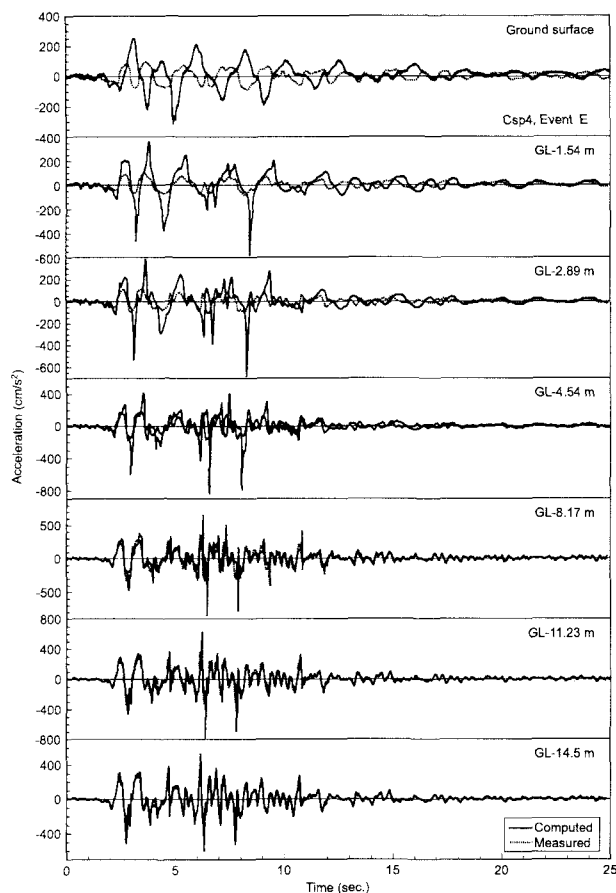


図-11 加速度時刻歴の比較 (Csp4, Event E)

た計算も行ったが、本論で議論する範囲では両者の差はほとんど無かった。また、以後の全てのケースについて剛性比例減衰の係数の値は同じとしている。

図-10にCsp4, Event Eのケースに対する最大応答値を、図-11、図-12に加速度と変位の時刻歴を実験値と比較して示す。解析結果の最大変位は実験とほぼ一致しているが、最大加速度は過小評価となっている。

加速度時刻歴を見ると、振幅が最初に大きくなる立ち上がりの時刻(2秒付近)は実験と解析ではほぼ一致している。これは、弾性定数の設定が妥当であることを示している。また、地表面位置を除き、時間軸を横切る時刻もほぼ一致している。これは、履歴特性を含む非線形特性の評価が全体として妥当であることを示している。

次に最大加速度について比較する。実験では加速度の値

が大きくなるところは鋭いピークを示しているが、解析ではピーク付近では形状は丸く、加速度が頭打ちになっている。最大ひずみが数%になっていることを考えると、理論的には加速度にはせん断強度に対応した上限があると考えられる¹⁵⁾。数値解析精度を検証するためには、さらなる実験的・理論的研究が必要だろう。

変位の時刻歴波形を見ると、振幅が最初に大きくなる2秒付近の時刻の波形に対して解析は追従しているが、その後の除荷過程の振幅を小さく与える。また、その後の挙動も同様で、解析結果は、最初に大きな変位となった側の振幅はかなり一致しているが、反対側の振動に対する振幅は小さい。最大変位が解析と実験で一致しているのは、この様に片側の振動が追跡できているためであり、両振幅の合計で見ると解析の振幅は実験よりかなり小さめである。

この様な傾向は、すべてのケースについて同じであった。

解析と実験で加速度時刻歴に差が発生している理由は次のように考えられる。図-5に示した過剰間隙水圧時刻歴を見ると、加速度時刻歴が鋭いピークを示す時刻は過剰間隙水圧が急に低下している時刻と対応している。砂の相対密度が80%と高いこととあわせて考えると、砂層でサイクリックモビリティの発生に伴ってパルス波形が発生し、これが上方に伝播していった可能性がある。たとえパルス波形が発生したとしても、水平成層であれば一般に表層の軟弱な粘土でパルスのピークが小さくなると考えられるが、本実験では土槽内部に構造物もあり、また、せん断土層も振動しているので、これらが波動のパルス波が伝播するのを助けた可能性がある。

図-10には実験と解析で得られた加速度および変位の最大値の深度方向分布を示しているが、解析では、下部の砂層、上部の粘土層のそれぞれで最大変位は余弦分布となっており、また、このような形状になるのが自然であるが、実験で得られた最大値分布は粘土層では直線的で地表近くなくても減少傾向が見られない。ここから類推すると実験では地盤の応答に周辺構造物の挙動、例えば構造物のロッキングの影響が現れた可能性がある。また、表層の粘土は非常に軟弱であるから、せん断土層が地盤の水平成層構造を維持するという目的にうまく作用せず、地盤が全体として土槽の中でスロッシングのように揺れたり、ロッキングモードの変形が発生していた可能性もある。しかし、文献^{4), 5)}にはこのような詳細な検討を行えるようなデータが無いので、これ以上の詳細な検討は行わず、以後、利用可能な実験データの範囲での検討を行うことにした。

6. 地盤一杭一構造物系の一体解析

図-7 (a)に示すような一般的なモデルを用いて解析する。解析は地盤一構造物系の汎用コードSTADAS¹⁴⁾を用いた。また、数値積分の時間間隔は実験値(0.014964秒)の1/4とした。これ以上時間間隔を小さくしても結果はほとんど変わらないことを確かめている。前述のように、減衰は地盤の1次モードに対して5%として設定した剛性マトリックスに乗じる係数をそのまま用いた。

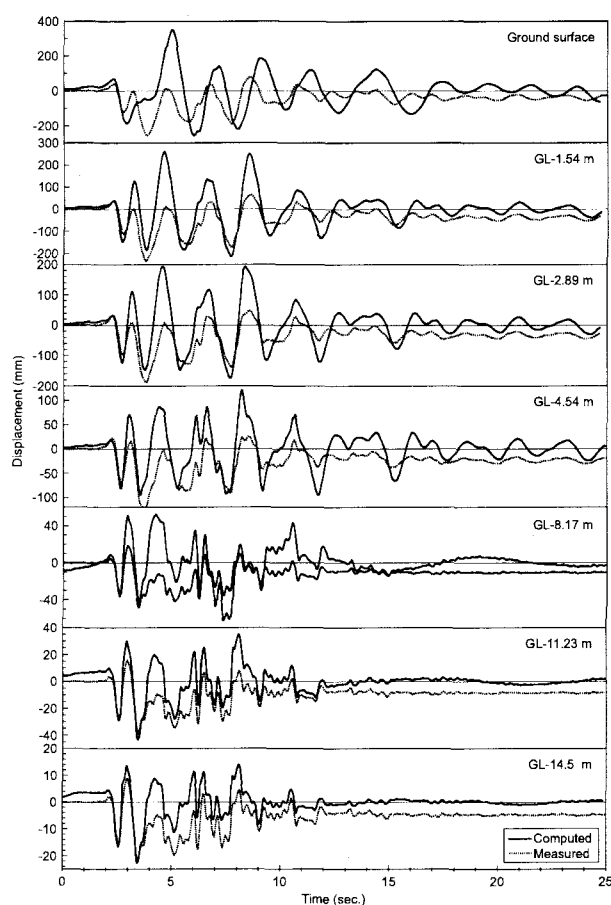


図-12 変位時刻歴の比較 (Csp4, Event E)

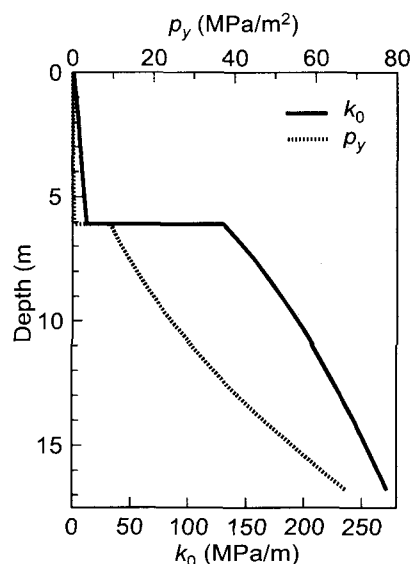


図-13 地盤反力係数と極限地盤反力

図-13が p - y 曲線における地盤反力係数と極限地盤反力の深さ方向分布を示したものである。粘土部分の地盤反力係数と極限地盤反力度は砂部分のそれらと比べて非常に小さい値となっている。相互作用バネは梁要素節点位置に集約した。すなわち、相互作用ばねの位置から上下隣接節点への中間までの部分を各ばねの分担範囲として、その見

附面積を図-13の地盤反力係数や極限支持力に乗じてばねの力学特性を求めた。

一体モデルでは、地盤の変位は構造物に影響を及ぼすが、構造物の挙動の影響が地盤に及ばない様にする必要がある。ここでは、非常に広い解析領域を設定することにし、成層地盤部分は幅を1 kmとした。地盤のみのモデルの固有解析の結果と一体系の固有値解析の結果を比較すると、地盤の20次までモードの固有周期は6桁以上一致していることから、この目的は達成されていると考えられる。また、地盤の加速度や変位もほぼ完全に一致していた。なお、1次は構造物の振動モードで、固有周期は1.367秒で、2次以降は地盤のモードであり、固有周期は2次から5次で、0.577秒～0.130秒である。

代表的なケースとしてCsp4, Event Eの実験と解析について図-14に最大応答値を比較して示す。図の●は杭・構

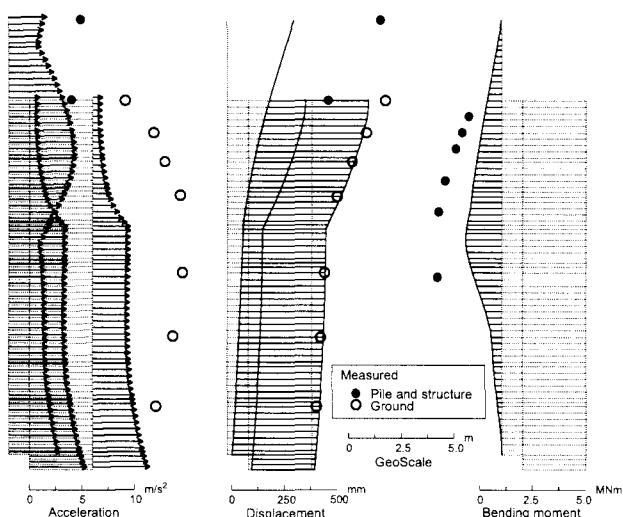


図-14 最大応答値 (Csp4, Event E)

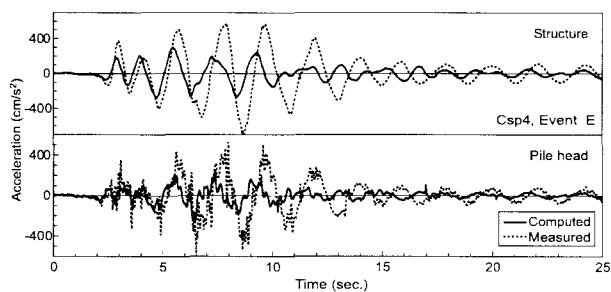


図-15 構造物と杭頭の加速度時刻歴 (Csp4, Event E)

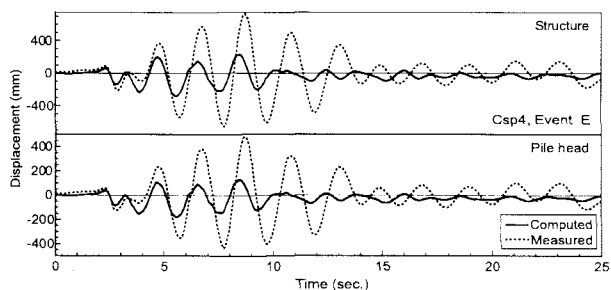


図-16 構造物と杭頭の変位時刻歴 (Csp4, Event E)

造物の応答, ○は地盤の応答である。数値解析は、実験で計測されたような分布形状はとらえているが、振動の振幅を過小評価する。これらの傾向は他の二つの実験についても全く同じであった。

図-15に構造物および杭頭(地表位置)の加速度時刻歴, 図-16に同じ位置の変位時刻歴, 図-17には曲げモーメントの時刻歴を比較して示す。これらの図では実線が計算値, 点線が実験値である。実験の加速度は、構造物位置では長周期のなめらかな波形であるが、杭頭ではノイズのような高振動数の波動が多く見られる。これは、上部構造からの慣性力により地盤と構造物の慣性力相互作用の影響が他の位置よりも強く現れたためと考えられる。一方、解析でもこの様な特徴は再現されている。しかし、振幅を見ると、地盤の場合と同様、3秒付近の最初の波は解析でも再現されているが、その後の振幅は実験よりかなり小さなものとなっている。これは、前節で見たように、遠方地盤の挙動が数値解析と実験とは異なるためである。

地盤の挙動について、以下の点について、前節で見た地盤のみをモデル化して解析を行った結果と異なる。まず、地盤のみをモデル化した解析では4秒以降の波に対しては正負のうち片側の振幅はほぼ一致していたのに対して、一体系の解析ではいずれの側の振幅全体が小さいことである。また、一体系の解析の位相が地盤のみをモデル化した解析結果および実験より早くなるということも特徴として挙げることができる。

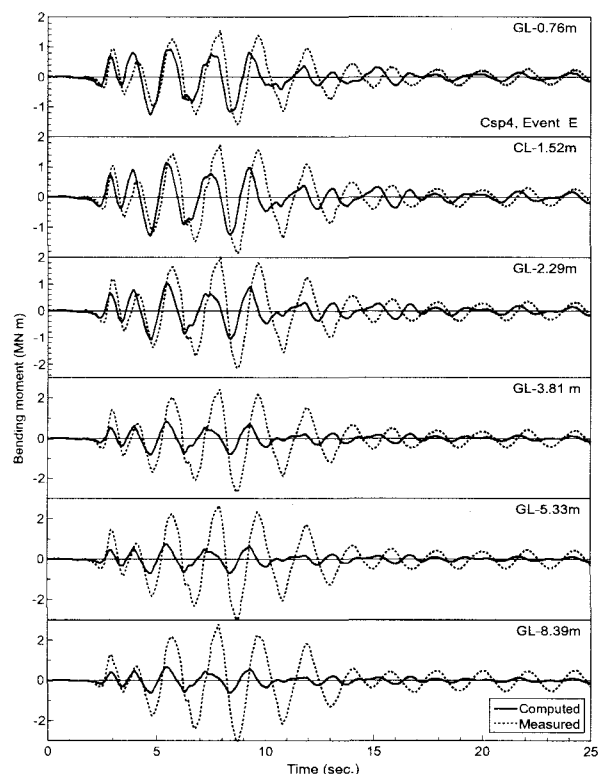


図-17 杭の曲げモーメント時刻歴 (Csp4, Event E)

7. 実験で得られた地盤振動を入力した解析

地盤および構造物を一体でモデル化した解析では、解析で得られた振動の振幅が実験結果よりも小さかった。その主な原因は、Winkler 型相互作用バネの力学特性にあるのではなく、自由地盤の挙動のシミュレーションで変位の振幅が小さかったことにありと考えられる。そこで、本節では、図-7(b)のモデルを用いて、実験で得られた各深度での地盤の振動を各深度の相互作用バネに直接同時入力する。

この様な問題は、多入力問題として知られている。ここでは、基盤の地震動とばね位置の変位を入力とする文献⁶⁾の方法を用いることにし、土槽下部の加速度計と、自由地盤の変位の時刻歴を入力に用いた。

モデルは、基本的には前章のモデルから自由地盤部分を取り去ったものであるが、加速度計のある深度のみに相互作用ばねを集約した。これに対応して、杭部分でも節点は

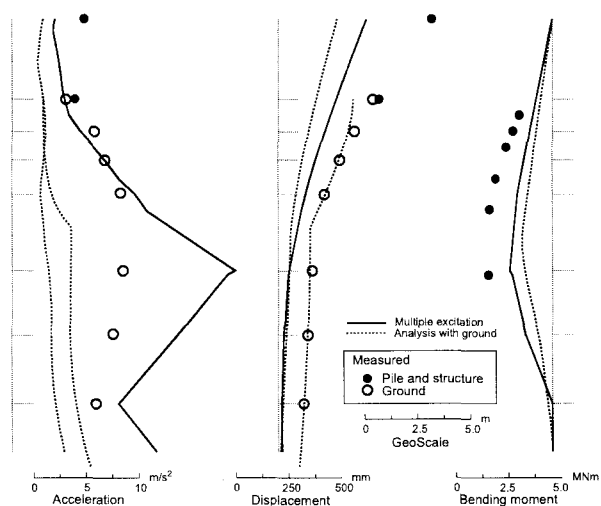


図-18 最大応答値 (Csp4, Event E)

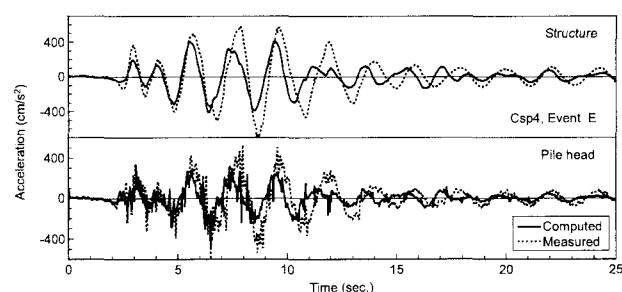


図-19 構造物と杭頭の加速度時刻歴 (Csp4, Event E)

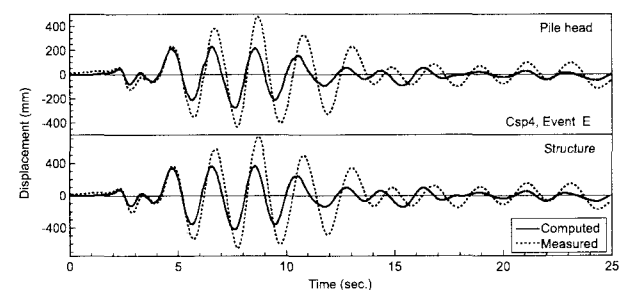


図-20 構造物と杭頭の変位時刻歴 (Csp4, Event E)

相互作用ばねの位置および曲げモーメントを計測した位置とした。地表より上の構造部分は前章と同じである。相互作用バネ集約の手順も前項と同じで、隣接節点までの半分を各ばねの負担領域としたが、間が粘土と砂の境界であるときにはそこを境界とし、また、最下段のばねは杭先端までを負担領域としている。

代表的な結果として、Csp4, Event E のケースについての結果を示す。図-18に最大応答値を示す。図には点線で前章で行った一体解析の結果も併せて示されている。前と同様、●は杭・構造物の応答、○は地盤の応答である。また、多入力解析では変位入力点の加速度は意味がないので示されていないし、変位の値は入力と同じなので示されていないので、結局構造物の応答のみが示されていることになる。加速度、変位、曲げモーメントのいずれの応答でも多入力解析の方が一体解析より大きく、実験値に近づいている。なお、解析結果において、最大加速度が GL-8.47 m 位置で最大になっており、折れ曲がるようになっているのは入力がこの様な性質であったこと、この位置は砂層であり、粘土に比べると地盤反力係数の値が格段に大きく、発生変位量が小さい代わりに加速度が大きくなったということが考えられる。また、GL-14.5 m にある最下段のばねより深いところで加速度が大きくなっているのは、解析上これ以深では杭を支持するものはないので、先端部分が応答した結果である。

図-19には構造物および杭頭の加速度時刻歴が、図-20には変位時刻歴が比較されている。一体解析の際に比べて解析結果は格段に改良され、全体の波形はよく一致するようになっている。しかし、最大振幅付近では解析の振幅は

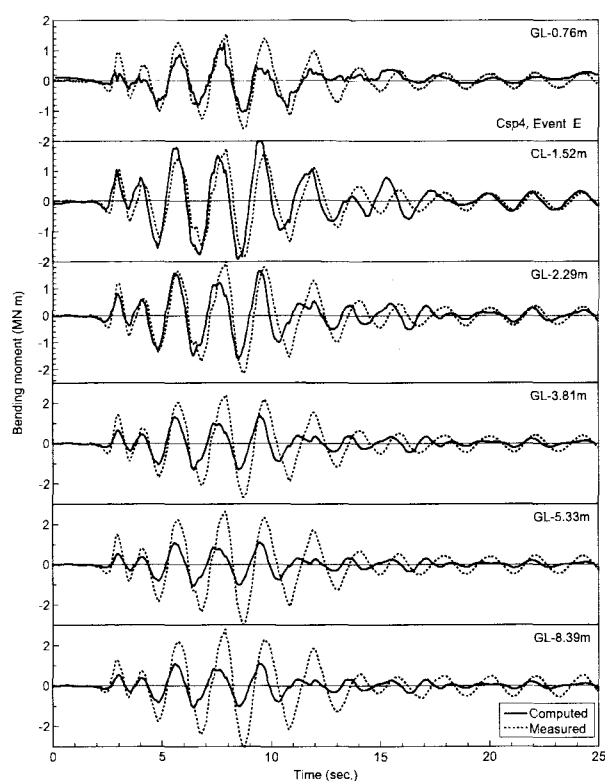


図-21 杭の曲げモーメント時刻歴 (Csp4, Event E)

やや小さめであり、これが、最大加速度、最大変位を小さく評価する結果をもたらしている。図-21には杭の曲げモーメントが比較されている。地表から GL -2.29 m までは解析と実験は非常によく一致しているが、深くなると解析の振幅が実験より小さくなっている。また、地表近くでは位相も一致しているが、深いところでは解析の方が位相が早いことはこれまでの結果と同じである。

ところで、これまでは代表的なケースとして Csp4, Event D のケースのみを示してきた。これまでも述べてきたように、挙動の傾向、解析との一致度についてはすべての解析で同じであった。このことを示すために、図-22に三つのケースについて、入力加速度と構造物および杭頭の最大応答値の関係を示す。解析が実験より最大応答値が小さめに評価されていることは既に述べたが、この傾向はすべての実験ケースについて同じである。また、その変化度は実験と解析ではほぼ一致している。

最大加速度や最大変位の入力加速度に対する関係の勾配などは実験と解析でよく一致しており、本手法が構造物一杭一地盤系の解析のための良いツールとなる可能性を示していると考えることができる。今後、地盤の挙動について広範な検討を行うことができるデータが得られた実験結果が利用可能になれば、本手法の適用性や改善点に関してさらなる定量的な評価を与えることができるだろう。

8. 载荷パターン依存性パラメータ m の値に関する検討

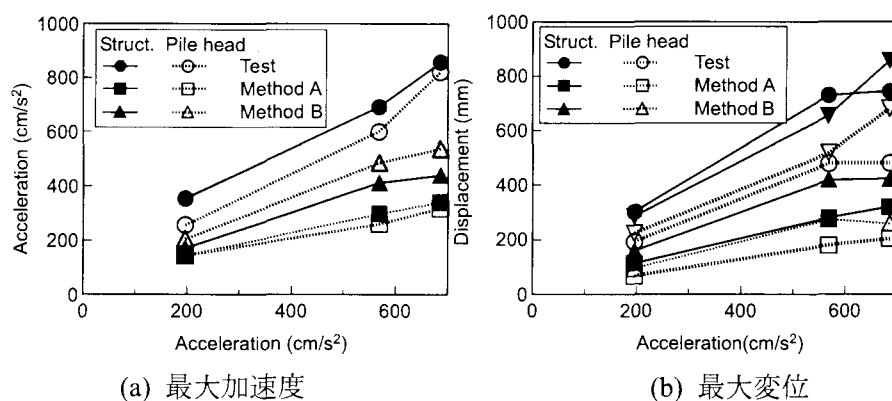


図-22 入力加速度と最大応答の関係

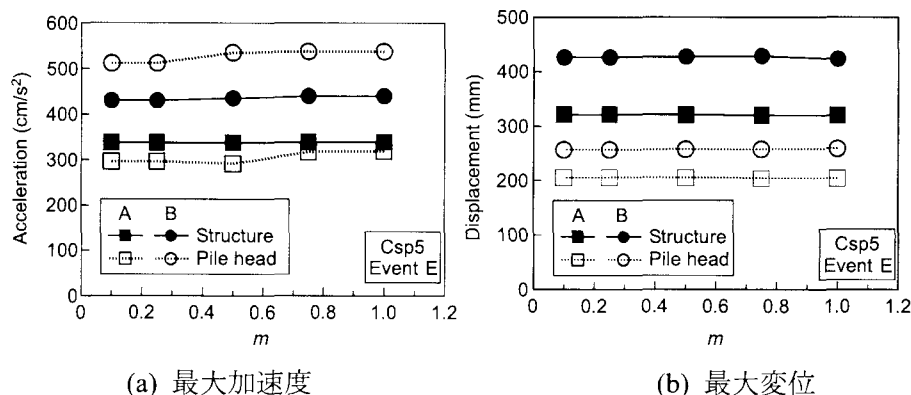


図-23 パラメータ m の影響 (Csp5, Event E)

これまでの解析では再载荷時の剛性を支配するパラメータ m の値は 1.0 で計算を行った。ここでは、 m が挙動に与える影響を検討する。

図-23は m により構造物および杭頭の最大加速度と最大変位がどのように変化するかを示したものである。 m の値はこれらの最大応答値にはほとんど影響を与えていない。

図-24と図-25には粘土および砂層の位置に存在するばねの地盤反力-相対変位関係を示す。図より、いずれのケースでも最初に大きな振幅の振動を示した後、振幅が小さくなっている。また、挙動はほぼ正負対称である。ところで、もともと m の値の影響は、一方向へ繰り返され、増大していくような载荷を受けるときに最も顕著となると考えられる。本解析のケースではこのいずれの条件も満たされておらず、これが m の値が挙動にほとんど影響を与えなかった理由と考えられる。

別の視点から見ると、正負交番に近い载荷状態で応答する場合には、 m の値を考慮した場合であってもそれが原因で数値解析結果が一定の安定した結果を与えないという事態になることはなかったということである。

9. 非線形 $p-y$ 履歴則を用いた数値解析の適用性と今後の課題に関する考察

以上の数値解析結果から、本論文で用いた解析手法の適用性と今後の課題について考察を行う。

まず、地盤変位がある適度の精度で評価できれば、非線形 Winkler 型相互作用ばねを用いて杭・構造物－地盤系の挙動を解析することが可能であると考えられる。図-7 (a) に示す手法 A であっても、遠方地盤の振動さえ適切に評価されれば、構造物の挙動は再現できただろう。

次に m の値について考察する。本論文の解析対象では、構造物は比較的正負交番荷重状態に近い応答をしていた。したがって、基礎地盤間の相対変位も、正負交番の振動をしていたと考えられる。白戸らの履歴モデル^{1), 2)}は、そのような荷重状態に対しては、最大点指向型の挙動をするように設定されている。前述のように今回の解析結果においては、 m の変動に対して結果はほとんど変化していない。すなわち、荷重パターンに応じた低下則が解析結果に悪影響を与えるような状況にならず、本来想定されている通りに p - y の履歴則は機能したと考えられる。

一方、文献^{1), 2)}において一方向の繰返し荷重を受ける単杭の挙動を数値評価するときには、 m には α_k と同じオーダーの値を与える必要があった。地震時に基礎が受ける荷重パターンは地震動の特性や構造物の振動特性、地震中の部材の塑性化の状況などにより異なる。特にパイルシャフト構造の場合で、かつ高橋脚である場合に部材が塑性化すると、 P - Δ 効果の影響で振動が一方方向に偏ることも考えられる。その場合、時々刻々と変化する荷重パターンに応じて結果として地盤抵抗が低下することの影響を検討する必要がある。その検討方法には三次元有限要素法において地

盤の構成則に適切なものを用いて評価するなどの方法もあるが、ここで用いたような履歴則を用いることで Winkler 型の相互作用ばねを用いた場合にでも可能になる。逆に言えば、汎用の解析プログラムなどで最大点指向型の履歴則しか用いることが出来ない場合には、上部構造の振動性状を注意深く観察し、解析結果の妥当性の判断を行う必要があると考えられる。

なお、今回は基礎自体が弾性的で、基礎自体も変形することにより復元力を発揮している構造系を対象にした。一方、基礎の剛性が非常に大きく、剛体運動が卓越するような基礎の動的解析結果は、地盤の履歴則のわずかな違いに対して非常に敏感である可能性もある。また、今回対象とした解析の入力地震動は繰返し回数が少ないものであった。地震動の繰返し回数が多いときの挙動に対する m の感度は、単杭の繰返し荷重実験の解析と同様に大きいかもしれない。したがって、今後とも、これらの点について m の値の違いに対する動的解析結果の感度を検討するなど、 p - y 履歴則の違いが数値解析に与える影響を把握する必要があるだろう。

次に、 p - y の骨格曲線について考察する。粘土部では地盤反力は極限反力に至っているところもあるのに対し、砂部分では極限反力には至らず、これよりかなり小さいところで挙動している。地盤反力に対する極限支持力は図-9 の様なメカニズムから決められているので、メカニズムが大きく間違っていない限り、その値がとれる幅は大きな

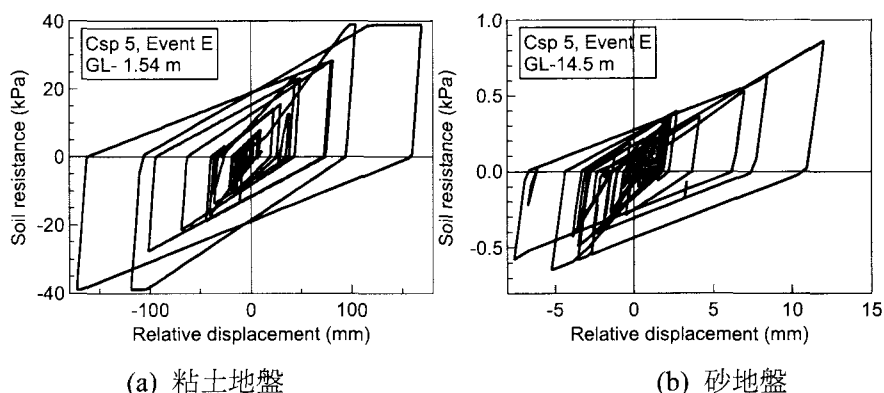


図-24 ばねの地盤反力－相対変位関係 (Csp4, Event E, $m=1.0$)

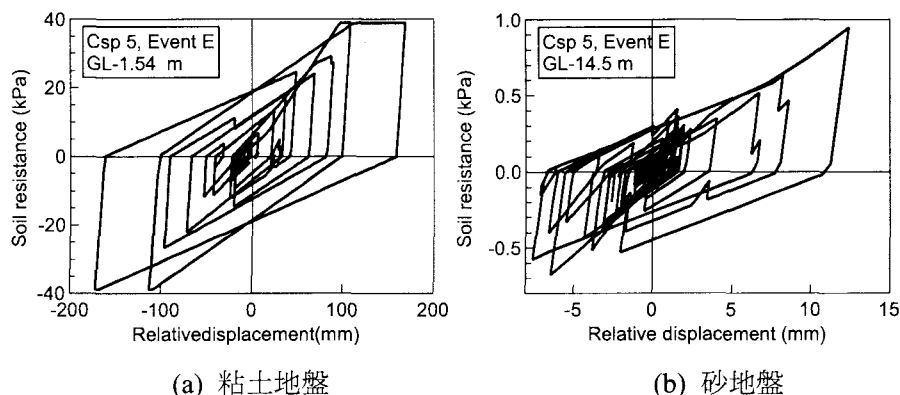


図-25 ばねの地盤反力－相対変位関係 (Csp4, Event E, $m=0.25$)

い。

一方、初期勾配（地盤反力係数）については、式(1)は経験を考慮した式であり、唯一の形というわけではない、式(1)の E_0 を弾性時のヤング係数で置き換えることについても必然というわけではない。Shirato et al.^{1),6)} は、杭の単調載荷試験にて得られた載荷点の荷重-変位曲線、もしくは正負交番載荷試験にて得られた荷重-変位曲線の包絡線を、荷重漸増解析により再現できるように初期勾配を設定している。しかし、図-21に示した曲げモーメント時刻歴で、粘土部分が実験と解析でよく一致していたのに対して、砂の部分では解析と実験で差が見られたのは、この辺の事情を反映しているのかもしれない。その評価方法の一般化については、今後さらなる検討が必要である。

最後に、当然ではあるが、地盤変位が地盤-杭・構造物系の解析に非常に重要であることを指摘する。本研究では直接検討を行わなかったが、強震時の地盤振動の数値評価については、その材料パラメータを得るための地盤調査法なども含めて未だ課題が多くある¹⁷⁾。軟弱粘性土状の構造物の耐震設計が合理的なものになるように進歩させていくためには、相互作用バネについてだけではなく、この点についても同時に発展させて行く必要がある。

10. 結論

軟弱粘性土地盤に対する Winkler 型のばねの適用性を検討するため、遠心力載荷で行われた地盤-単杭-構造物系の解析を行った。その結果、次のようなことが分かった。

1. Winkler 型のモデルを用いた解析で地盤-杭系の挙動を表現することができる。
2. 白戸らの p - y 履歴則を用いた場合であっても、両方向への振動が卓越するような状態では一方向へと過大に変位が累積することではなく、妥当と考えられる結果を与えた。
3. 粘性土地盤において、 P - A 効果等の影響で構造物・基礎系の振動が一方向に偏る場合の地盤抵抗については本研究では検討が及ばなかった。今後引き続き検討する必要がある。
4. 地盤-単杭-構造物系の挙動の精度よい予測のためには、地盤の変位の精度よい予測が重要である。
5. p - y 曲線の初期剛性（地盤反力係数）の設定については検討の余地がある。
6. 軟弱粘性土地盤上のパイルシャフト式の高架構造の耐震設計において、非線形 Winkler 相互作用バネを用いた動的解析は有効な設計計算ツールになり得る見通しを示した。

謝辞

本研究に用いた実験データはカリフォルニア大学 Davis 校から公開されているものである。貴重なデータを公開された同校に感謝致します。

- 1) Shirato, M., Koseki, J., and Fukui, J.: Pile response to horizontal cyclic loads, *Proc. of the 20th US-Japan Bridge Engineering Workshop*, 2004.10.
- 2) 白戸真大, 福井次郎, 古関潤一: Winkler 型の基礎・地盤間水平相互作用バネの履歴モデル, 土木学会地震工学論文集, Vol. 27, Paper No. 148, 2003.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 4) Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L., Wilson, D. W., and Abghari, A.: Seismic soil-pile interaction experiments and analyses, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 125, No. 9, pp. 750-759, 1999.
- 5) Wilson, D. W. (1998): Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay, Report No. UCD/CGM-98/04, University of California, Davis
- 6) <http://cgm.engineering.ucdavis.edu/Publications/datereports.htm>
- 7) 西川純一, 小田島大, 森伸一郎, 三輪滋 (1994): 1993 年釧路沖地震における液状化アレー観測, 土と基礎, Vol. 42, No. 3, pp. 57-62
- 8) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, pp. 41-55, 1979.
- 9) 金谷守, 桒木均, 河井正: 人工島防波護岸の耐震性に関する研究 (その 4) DEM-FEM カップリング解析手法 (SEAWALL-2D) による防波護岸の地震に変形解析, 電力中央研究報告, U98025, 1999.
- 10) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692, 1972.
- 11) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S.: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, *Proc. 5th International Conference for Numerical Method in Geomechanics*, Nagoya, Vol. 1, pp. 373-380, 1985.
- 12) Vucetic, M., and Dobry, R.: Effect of soil plasticity on cyclic response, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107, 1991.
- 13) 吉田望: DYNES3D A computer program for dynamic response analysis of level ground by effective stress-nonlinear method, Version 2.41
- 14) Yoshida, N.: STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems, Report, Soil Dynamics Group, The University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1993.
- 15) 末富岩雄, 沢田純男, 吉田望, 土岐憲三: 地震動の上限値と地盤のせん断強度の関係, 土木学会論文集, No. 654/I-52, pp. 195-206, 2000.
- 16) 田中勉, 吉田望, 亀岡裕行, 長谷川豊: 地中構造物の多入力解析, 第 38 回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第 1 部, pp. 49-50, 1983.
- 17) 吉田望: 性能設計に向けた土の動的性質と地震時挙動, 土と基礎, Vol. 51, No. 2, pp. 2-7, 2003.

(2004 年 9 月 17 日受付)