

### III-6 橋の動的解析に用いるための基礎のモデル化に関する試験調査

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 13～平 16

担当チーム：構造物研究グループ（基礎）

研究担当者：福井次郎，白戸真大，野々村佳哲

#### 【要旨】

最近、重要構造物などでは、上部構造や橋脚柱の設計に大地震時の動的な挙動を直接評価できる非線形動的解析手法を用いることが一般化しつつある。一方、基礎の非線形動的解析モデルは、設計実務で用いるような実用的なものは未だ十分に整備されていない。そこで本研究では、柱状体基礎モデルや杭基礎モデルによる振動台実験の結果をもとに、基礎の動的解析のためのモデルを提案することを目的に行っている。

キーワード：基礎，動的解析，振動台実験，Winkler

#### 1. 研究概要

近年の地震被害やその後の復旧に道路が果たした役割からも分かるように、安全で良質な道路網を提供、維持することは重要である。したがって、新設橋梁の建設や既設橋梁の耐震補強に対して、十分な安全性を有しつつ、調査・設計・施工のトータルコストを縮減することが必要である。

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耐震設計編における標準的な耐震性能照査法では、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、かなり大きな慣性力を用いて構造物の応答変位を算出している。しかし、固有周期が長い軟弱な地盤などでは、大地震時に地盤が塑性化するため加速度はさほど大きくならないことが期待されるが、その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、地震時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変位に加えて地盤の振動変位の影響も大きく受けることになる。しかし、静的設計では構造物の応答変位と地盤の振動変位の影響を同時に考慮することはできない。したがって、両者を同時に考慮できる動的解析を行うことにより、より合理的な設計結果が得られることが期待される。

構造物の動的解析における基礎のモデル化については様々な提案がなされている。究極的には様々な設計条件に対応できるように地盤を3次元のソリッド要素でモデル化するような解析条件設定の自由度が高い解析手法の開発が目標とされるが、モデルは設計上考慮する地盤や基礎部材の非線形の程度や予測される構造物の振動特性の単純さ・複雑さに応じて選択されることになる。そして、いくつかの制約はあるもの、一般

の設計実務への導入に主眼をおいた、簡便で、かつある程度の精度を有する手法もまた求められている。

本研究では、主に深い基礎の設計において広く行われているように、基礎をはりで、地盤抵抗をWinkler型の基礎地盤間相互作用バネでモデル化する手法(Beam-on-nonlinear-Winkler-foundaiton, BNWF)を前提として研究を行った。相互作用バネは、地盤反力度 $p$ と基礎・地盤間相対変位 $y$ の関係で記述される。現在の設計基準は静的解析に基づき設計を行っており、地盤反力度 $p$ と基礎・地盤間相対変位 $y$ の単調載荷時の非線形関係のみが示されている。本研究は、同様の構造解析モデルで非線形の時刻歴解析も可能となるように、新たに $p$ - $y$ 関係を与えようとするものである。事前評価委員会において地震時に基礎が受ける地盤反力特性を詳細に調べるように指示があったことから、BNWFモデルのニーズは高いと考えられる。

本研究における主な研究フローを図-1に示す。まず、地盤工学的に $p$ - $y$ 履歴則が有すべき性質が詳細に調べられ、それらを満足するような新しい履歴則を提案した。そして、過去に実施した砂地盤中の単杭の水平交番載荷実験結果に対して数値解析を行い、提案履歴則を用いることにより静的に繰返し載荷を受ける杭の挙動を再現できることを検証した。以上の詳細は文献<sup>1,2,3</sup>に示される通りである。これとは別に、砂地盤中の柱状体基礎や群杭基礎の大型振動実験を行った<sup>4,5</sup>。そして、柱状体基礎の実験結果を提案履歴則を用いて数値解析を行い、提案履歴則が繰返し載荷だけではなく、動的載荷にも適用可能であることを確認した。次に、群杭基礎の振動台実験結果や既往の群杭の静的水平載荷試験結果を用いて、地盤の水平抵抗の群杭効果を提案履歴則に組み込む方法を検討した。そして、群杭効果を考慮した提案履歴則を用いて群杭基礎の大型振動台

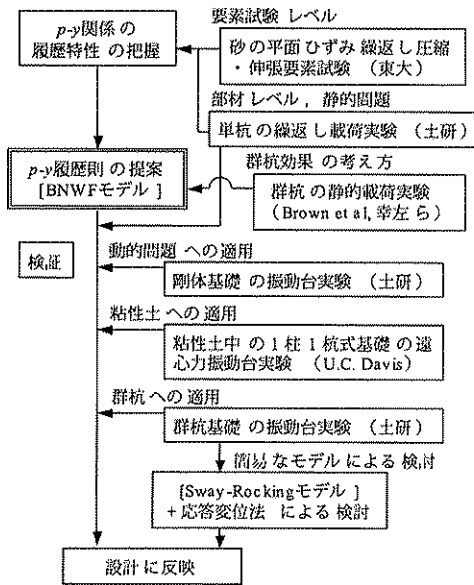


図-1 本研究のフロー図

実験結果をシミュレートすることにより、群杭の地震時挙動を再現できることを確認した<sup>6)</sup>。以上のような砂地盤に対する検討に加えて、粘性土中の深い基礎の地震時挙動についても検討を行った。粘性土中の1柱1杭式基礎の既往の遠心力振動台実験結果を提案履歴則を用いてシミュレートした結果は良好であった<sup>7)</sup>。したがって、広く適用が可能である履歴モデルが提案できたものとする。

本報告では、まず、土の要素レベルの試験・解析結果や過去の実験から考察される  $p-y$  関係の履歴特性について報告する。次に、提案する  $p-y$  履歴則の概要とその特徴について報告する。そして、砂地盤中の杭の交番水平載荷および一方方向繰返し水平載荷試験、大加振を受ける乾燥砂地盤中の群杭基礎の大型振動台実験について提案履歴則を組み込んだ BNWF モデルを用いてシミュレーションを行い、提案履歴則の検証を行った結果を報告する。また、地盤定数のばらつきが解析結果に与える影響について検討した結果を最後に報告する。

なお、本研究課題では、さらに、適用範囲を基礎のシステムとして挙動における非線形性がさほど小さくなく、かつ振動性状が複雑でない場合に限定することでさらにモデルを簡略化する方法として、Sway-Rocking モデルによる動的解析と応答変位法を用いる方法を検討した。群杭基礎の振動台実験結果の数値解析を行った結果、Sway-Rocking モデルに動的解析と応答変位法を用いることでも最大応答値については比較的良好な精度で求められることが分かった。詳細は文献<sup>6)</sup>を参照されたい。

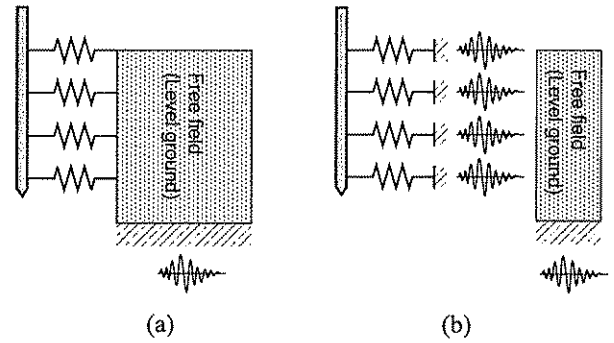


図-2 BNWF モデルによる基礎・地盤系のモデル化

## 2. $p-y$ 関係の履歴特性の把握

### 2.1. 地盤工学的考察

図-2 には BNWF モデルによる深い基礎の動的解析の概念図を示す。BNWF モデルは、基礎近傍における基礎・地盤間の荷重伝達を表す部分と遠方自由地盤の挙動を表す部分の2つで基礎・地盤系の挙動を単純化している。前者は  $p-y$  関係を組み込まれた Winkler 型の基礎地盤間相互作用バネによりモデル化されている。後者は一般に次のように Winkler バネに入力される。

- 手法 A (図-2(a))：数値的に評価した遠方地盤の水平変位を基礎地盤間相互作用バネに入力する。遠方地盤の挙動は別途事前に解析しておく。
- 手法 B (図-2(b))：基礎地盤間の荷重伝達を表す部分と遠方地盤を表すモデルを接続して一度に解析する。

地震中に杭基礎周辺の土が受ける典型的な変形モードを図-3 に示す。杭から遠く、構造物の影響を受けない自由地盤の土要素は、主に地震波によって生じる地盤の振動変形に支配されて繰返しせん断変形が卓越する。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いることから、これについては、よく行われているように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ことは妥当であると考えられる。そして、地盤の繰返しせん断試験結果のモデル化においてよく行われるように、単純にせん断応力・せん断ひずみ関係を、骨格曲線に双曲線関数を、その履歴則に Masing 則を適用することによりモデル化することは妥当であると考えられる。これらについては既往の研究成果を参照できるため、本研究では遠方地盤の解析においては扱わない。

一方、基礎に近いエリアの土要素では、基礎・地盤間の相対変位に起因する繰返し圧縮・伸張変形モードが卓越する。基礎の地震時挙動を的確に把握するためには、基礎・地盤の系において上部構造からの慣性力の影響

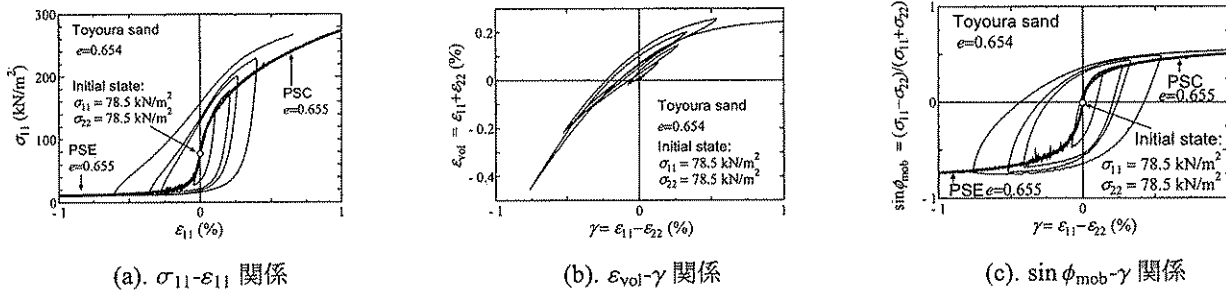


図-4 豊浦砂の圧縮・伸張繰返し載荷試験結果

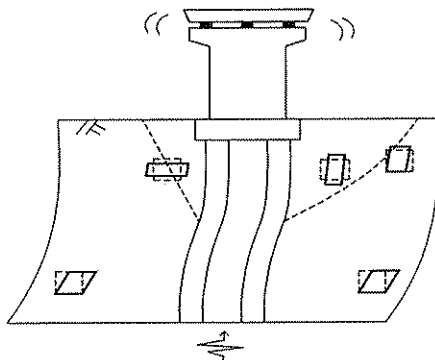


図-3 地盤の変形モード

が大きい範囲におけるモデル化が重要であり、その領域における土要素の変形モードは、図-3の破線内に見られるように、繰返しの圧縮・伸張変形が支配的である。したがって、基礎のシステムとしての応答を精度良く評価するためには、繰返し圧縮・伸張荷重を受けるときの地盤の変形特性が考慮された数値解析モデルを用いる必要がある。このような観点からの  $p$ - $y$  履歴則の研究は、従来、行われていない。したがって、本研究では、地盤の変形特性を反映させた  $p$ - $y$  履歴則について検討を行った。まず、地盤工学的な観点から、 $p$ - $y$  履歴則が有する特徴およびそのモデル化において考慮すべき特性を抽出した。

図-4に Masuda et al.<sup>8)</sup>が行った砂の平面ひずみに関する繰返し圧縮・伸張繰返し載荷試験結果を示す。図-4(a)の  $\sigma_{11}$ - $\epsilon_{11}$  関係をみると、砂ブロックのひずみが圧縮から伸張に変化するとき、急激に抵抗力が落ちた後、主動状態となり、一定の小さな抵抗を保持している。一方、伸張から圧縮に変化するときには、徐々に抵抗力が回復し、前回ピーク点を目指しているのがわかる。そのため  $\sigma_{11}$ - $\epsilon_{11}$  関係は三角形型のループの形状となる。そこで、このような平面ひずみ砂ブロックを載荷方向の両側につけた図-5のようなモデルを考えれば、中央の載荷板が両側の平面ひずみ砂ブロックから受ける地盤反力度のループ形状は平行四辺形に近い形となると考

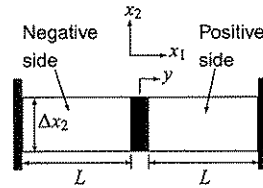


図-5 土要素による解析的検討のモデル図

えられる。

そこで、図-5の解析モデルを用いて中央の剛体に様々な強制変位  $y(t)$  を与え、剛体を受ける地盤抵抗の履歴を求めた。平面ひずみブロックの構成則は Masuda et al. の要素試験の結果に基づき、 $\sin \phi_{mob}$ - $\gamma$  関係と stress-dilatancy 関係で与えた。 $\sin \phi_{mob}$ - $\gamma$  関係は図-4(c)に示す要素試験結果を参考に、骨格曲線を双曲線関数で、履歴則を Masing 則で与えた。stress-dilatancy 関係は Rowe の stress-dilatancy 式で与えた。従来は、圧縮・伸張変形を受ける土の挙動が図-5(a)のようになることがほとんど知られていなかったため、その挙動はあたかも金属の一軸の応力・ひずみ関係のモデル化のように単純に  $\sigma_{11}$ - $\epsilon_{11}$  関係の骨格曲線に双曲線関数などを、その履歴則に Masing 則などを直接与えることによりモデル化されるのが一般的であった。しかし、ここでは圧縮・伸張変形を受ける地盤の挙動を忠実に再現するために、地盤中で土が受けている応力・変形状態を再現するように  $\sigma_{22}$ ,  $\epsilon_{22}$  成分まで含めた平面ひずみ問題とし、せん断変形成分と体積変形成分のそれぞれに応力・ひずみ関係を考慮することにより表している。さらに、体積変形成分を従来行われていたように単一のポアソン比のみを用いて記述するのではなく、より厳密に地盤の性質を表す Rowe の stress-dilatancy 式で与えたことが特筆すべき点である。

解析で観察された  $p$ - $y$  ループを考察すると、図-6のような傾向が見られた。ある  $p$ - $y$  のサイクルにおいて、(a)  $p$  の正負の振幅が等しい場合にはサイクルの開始点と終点はほぼ一致する。(b), (c)  $p$  の正負の振幅の差が大きいほどサイクルの開

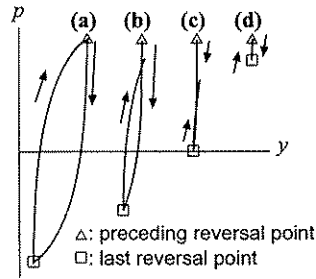


図-6 荷重パターンの違いによる荷重低下(その1)

始点の  $y$  における開始点と終点の  $p$  の差は大きくなる。

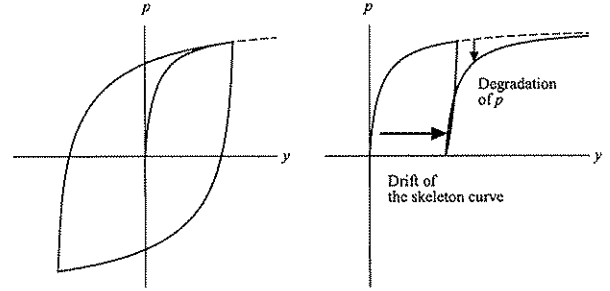
- (d) サイクルの開始点の近傍で変位方向が逆転した場合にはサイクルの開始点と終点はほぼ一致する。

このような結果は、地盤の stress-dilatancy 特性に依存すると考えられる。図-4(b) に示す  $\epsilon_{vol}-\gamma$  関係を見る。砂ブロックが圧縮・伸張を繰り返すたびに負の dilatancy ( $\epsilon_{vol} > 0$ ) が累積していくのがわかる。交番荷重試験であれば、圧縮変形(受働状態)時に生じた負の dilatancy が伸張変形(主動状態)時に逸散される傾向にあるが、もし、圧縮(受働)のみの一方向の繰返し変形を受ければ負の dilatancy はより大きく累積する。その結果、大きな残留ひずみが生じ、地盤抵抗が発揮されにくくなることが予想される。このように、地盤の dilatancy 挙動により残留するひずみが  $p-y$  ループにおける荷重パターン依存性の原因となっていると考えられる。

また、このように考えた場合には図-6 のような性質は以下のような現象としても捉えられる。杭が正負交番荷重を受ける場合には、杭の両側面の地盤は共に圧縮・伸張の一サイクルの変形を受けるため、dilatancy に起因する残留ひずみが同程度生じる。一方、杭が一方向繰返し荷重を受ける場合には、杭の両側面の地盤において dilatancy に起因する残留ひずみには大きな差が生じる。したがって、図-7 に示すように、荷重パターンに依存した地盤中の残留ひずみの差に応じてあたかも骨格曲線は移動し、再荷重時の  $p-y$  は移動後の骨格曲線を目指すような経路をたどるという現象として見ることもできる。

## 2.2. 実験的考察

文献<sup>9)</sup>の砂地盤中の鋼管杭の繰返し水平荷重実験結果を用いて  $p-y$  の履歴特性を考察する。杭は直径 318.5 mm の鋼管杭で、根入れは 8 m、実験地盤は土槽内に作成されたゆるい飽和砂地盤である。図-8 にひずみゲージデータを微分、積分して得られた GL-0.96m の  $p-y$  ループを示す。Case S1, S2 は交番(二方向)の繰返し載



Fully reversed cyclic loading One-sided cyclic loading

図-7 荷重パターンの違いによる荷重の低下(その2)

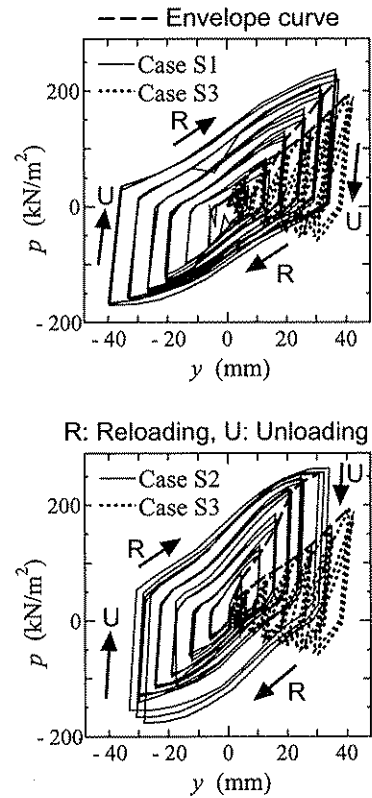


図-8 実験で得られた  $p-y$  ループ (GL-0.96 m)

荷、Case S3 は一方向の繰返し荷重である。この2つの荷重パターンは、地震時のようなランダムな荷重状態に含まれる荷重パターンの両極と考えられるものである。

得られた  $p-y$  ループの特徴は次の通りである。

- 前節で予測したように  $p-y$  ループは平行四辺形に近い形になっている。すなわち、土要素の挙動が杭の  $p-y$  に強く反映されていることがわかる。
- 変位反転後の経路は履歴中の変位最大点を目指す傾向がある。
- ループの骨格曲線(図-8中の破線)の勾配とピーク点からの除荷勾配は異なり後者の方が大きく、また、除荷勾配は変位レベルによらずほぼ一定である。

- 一方向繰返し载荷の結果 (Case S3) と交番载荷の結果 (Case S2) を比較すると、同一変位レベルにおける地盤抵抗は一方向繰返し载荷の場合の方が小さい。したがって、実験的にも  $p$  の値は载荷パターンに依存することが明らかになった。

### 3. 提案履歴モデル

前節では、基礎地盤間の荷重伝達を表す  $p$ - $y$  関係のモデル化を行う際に考慮しなければならない基本的な性質を考慮した。特に、上記のように载荷パターンに応じて地盤抵抗 (すなわち  $p$  の値) が異なるという性質は、 $p$ - $y$  関係にバイリニアモデルや最大点指向モデル、Masing 則などを適用するという従来考えられた方法では考慮できないものである。また、三次元有限要素法により杭と地盤をモデル化し、たとえば、図-4 に示すよう繰返し圧縮・伸張変形を忠実に再現できる構成則を地盤ソリッド要素に適用することによっても、結果として地盤抵抗の载荷パターン依存性を考慮することは可能であると考えられるが、構成モデルの選択やそのパラメータの与え方などが難しいことなどから、設計実務の観点からは BNWF モデルに比べると実用的ではない。

そこで、前節において明らかにした土の繰返し圧縮・伸張変形特性の影響を  $p$ - $y$  の履歴則上で再現することを試み、新たな低下則を開発し、杭の  $p$ - $y$  履歴モデルを提案した<sup>1,3)</sup>。図-9 に履歴則の概要を示す。この履歴則を数値解析プログラムに組み込む際の詳細については、文献<sup>10)</sup> に示してある。

#### 3.1. 単杭・柱状体に関する $p$ - $y$ 履歴則

##### (a) 骨格曲線

骨格曲線の選択は任意であるが、ここでは Bi-linear モデルを用いた。ここに、 $p_y$  は極限地盤反力度である。骨格曲線の初期剛性  $k_H$ 、いわゆる地盤反力係数は除荷剛性  $k_0$  を  $\alpha_k$  倍する。

$$k_H = \alpha_k k_0 \quad (1)$$

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、骨格曲線は実際の非線形挙動を Bi-linear カーブにフィッティングするために導入される。

##### (b) 外部曲線

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 (以後、弾性除荷と呼ぶ)、続く単調载荷に対しては点  $R_1$  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

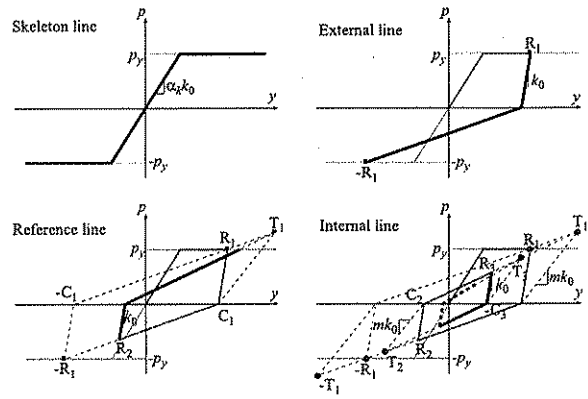


図-9 Winkler ばねの復元力モデル模式図

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、増加することを载荷と呼ぶ。

##### (c) 参照曲線

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载荷経路を参照曲線 (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  $C_1$  を通る、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、再载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。

$m$  に骨格曲線の  $\alpha_k$  と同じオーダーの値を与える場合、このモデルは载荷パターンに応じてあたかも骨格曲線が  $y$  軸に平行に移動するというモデルに等しくなり、図-7 に示した概念に類似したモデルになる。 $m=1.0$  とすれば、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、一方向繰返し载荷を受ける場合であっても地盤抵抗は低下しない。

##### (d) 内部曲線

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

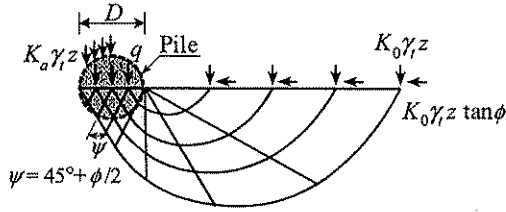


図-10 杭の平行移動に伴う塑性流動メカニズム

は、外部曲線 R1-C1(-R1)の延長である。もう一つは、参照曲線上の点 R2 からの除荷後、荷重が 0 となる点 C2 を通り、勾配 ( $mk_0$ ) を有する直線である。一方、点 T3 は点 T1 や T3 と同様に、内部曲線からの除荷点 R3 に対して定義される。状態点が除荷点 R1, R2, R3 に対応する弾性除荷直線を超えたとき、点 T1, T2, T3 はそれぞれ更新される。

### 3.2. パラメータの設定について

これまで杭の繰り返し水平載荷実験結果や群杭の振動台実験結果をシミュレートした結果の範囲からは、各種パラメータの設定方法を以下のように行うことが提案できる。

Yoshida and Yoshinaka<sup>11)</sup>および Gazetas and Dobly<sup>12)</sup>を参考に除荷剛性  $k_0$  は次式で与える。

$$k_0 = \frac{E_0}{B_0} \times \left(\frac{B}{B_0}\right)^n \quad (2)$$

ここに、 $E_0$  は微小ひずみ域における土の変形係数、 $B$  は杭径、 $B_0$  は基準載荷幅であり、 $B/B_0$  は無次元量である。 $n$  は地盤反力係数の載荷幅依存性を考慮するための係数である。 $B_0$  や  $n$  の値に従えば、 $B_0 = 0.3 \text{ m}$ ,  $n = -3/4$  となる。そして、土の変形係数  $E_0$  を繰返し三軸圧縮試験から求めた場合 ( $10^{-4}$  のひずみレベルに相当) には、式 (1) において  $\alpha_k$  は  $10^{-2}$  のオーダーになる。

極限地盤反力  $p_y$  は、杭からの荷重を受け、地盤が水平面内で運動する際の地盤の塑性流動メカニズム(図-10)を仮定して、岸田・中井<sup>13)</sup>の理論解を用いて与える。ここに、図-10 において  $K_0$  は静止土圧係数、 $\gamma_z$  は土の単位体積重量である。

前述のように、 $m$  には骨格曲線の  $\alpha_k$  と同じオーダーの値を与える場合、このモデルは載荷パターンに応じてあたかも骨格曲線が  $y$  軸に平行に移動するというモデルに等しい。そして、そのように設定することで、後述のように、砂地盤中の杭が交番水平載荷を受ける場合と一方向繰り返し水平載荷を受けるときの挙動がそれぞれ再現でき、また載荷パターンの違いによる杭の挙動の違いも再現できた。さらに基礎の振動台実験結果の数値解析においても、良好な結果を与えた。した

がって、現時点では  $m = \alpha_k$  とするのが最もよいと考えられる。しかし、解析対象とした振動台実験は 1995 年の兵庫県南部地震を対象としたものであり、この地震動は繰り返し回数が少なく、かつ正負の加速度レベルに大きな違いがない。また用いられている模型も鉛直中心軸に対してのものであった。したがって、 $m$  の値の設定については、様々な位相特性を持つ地震動を入力した場合は、非対称な構造系を対象にした動的解析を行うことにより、今後も検討を行う必要がある。

なお、基礎が比較的正負交番載荷状態に近い応答をしている場合には数値解析結果は  $m$  の値の違いに対してほとんど変化しない。また、地震動がその特性上、基礎が塑性域に入った後に徐々に強度が増加していくような位相特性を有する場合を除けば、 $m$  の値の違いが数値解析結果に与える影響は少ないだろうと予測される。したがって、地震動の性質や構造形状から基礎が比較的正負交番載荷状態に近い応答をすることが予測される場合で、塑性域での地震動の繰返し回数が少ない場合には  $m = 1$  として解析してもよいだろう。

以上のパラメータは、繰返し三軸圧縮試験から求める変形係数を除けば、現在一般に行われている地盤調査から設定できるものである。また、砂や粘土の繰返し三軸圧縮試験から求まる変形係数については、過去に研究<sup>14, 15, 16, 17, 18, 19)</sup>が行われている。そこで、類似の物理・力学特性を有する砂、粘土の試験結果を参考に値を設定することができる。なお、れきも含めて近年も研究が精力的に進められているので、最新の研究成果を参考に設定するのがよい。

### 3.3. 群杭効果の考慮

単杭に関する  $p-y$  関係を補正し、群杭に関する  $p-y$  関係を求めるため、Brown et al.<sup>20)</sup>の  $p$ -multiplier 法を履歴ループへ適用できるように以下のように拡張した。

$$\begin{aligned} p_G(y)_{z=z} &= \eta \times p_S(y)_{z=z}, & \text{if } p > 0 \\ p_G(y)_{z=z} &= \eta' \times p_S(y)_{z=z}, & \text{if } p < 0 \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 $p_S(y)_{z=z}$  は深さ  $z$  における単杭の  $p-y$  関係、 $p_G(y)_{z=z}$  はそれに対応する深さ  $z$  に群杭の  $p-y$  関係である。 $\eta, \eta'$  は  $p$  に関する補正係数 ( $p$ -multiplier) で、群杭中の杭位置、杭中心間隔などから決定されると考えられる値である。図-11 に概念図を示す。動的解析は正負両方向への荷重が生じ得る。たとえば群杭中の端部の杭を想定すると、杭と地盤の相対変位に応じて前列杭にも後列杭にもなり得る。そこで、 $p$  の正負に応じて 2 つの補正係数値  $\eta, \eta'$  を用いることにした。

群杭効率  $\eta$  の値の評価法については、静的載荷を対象とした場合に様々な研究が行われているものの未解

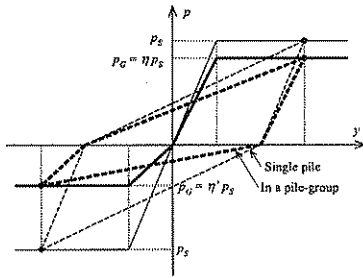


図-11 p-y 履歴における群杭効果のモデル化

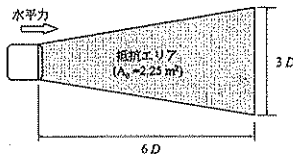


図-12 単杭に対する抵抗エリア

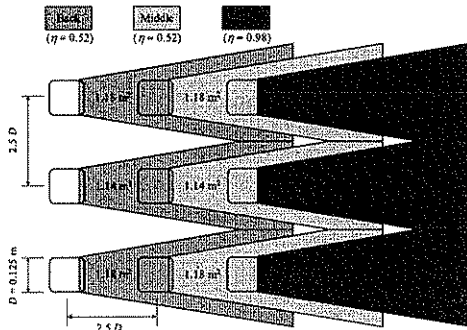


図-13 群杭効果に関する補正係数

決の状態にある<sup>21)</sup>。ここでは、幸左ら<sup>22)</sup>の方法を用いて求めた。この方法は、水平面内における単杭に対する地盤抵抗領域  $A_0$  を図-12のように仮定し、図-13のような群杭中の杭の抵抗領域  $A$  を抵抗領域の重なり合いを考慮して  $\eta = A/A_0$  として求める。 $\eta$  についても同様に求める。このとき、端部の杭と中央の杭とでは面積が異なるため、 $\eta$  の値は同じ杭列であっても対象とする杭位置によって異なる。図-13に5.節で後述する振動台実験における群杭効率を併せて示す。

#### 4. 単杭の静的繰返し載荷実験の数値解析<sup>1,3)</sup>

提案モデルを用いて2.2.節で述べた杭の載荷試験を数値解析した。杭ははり要素でモデル化し、曲げモーメント・曲率関係にはバイリニア型の履歴則を与えた。また、曲げモーメント・曲率関係の骨格曲線については、道路橋示方書<sup>23)</sup>により与えられるものと同じとした。p-y 関係を求めるときに必要な地盤パラメータの値は以下のように設定した。地盤強度や変形係数は繰返し三軸圧縮試験および三軸圧縮試験結果に基づき与えた。

まず、p-y の骨格曲線について検討した。交番載荷実

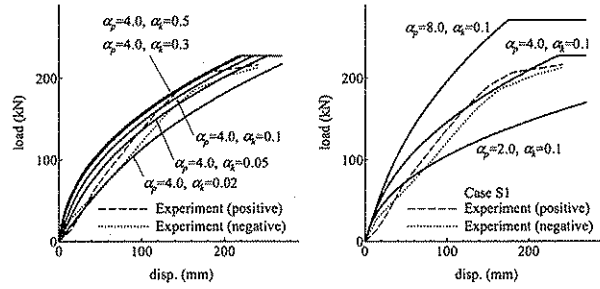


図-14 p-y の骨格曲線の設定をパラメトリックに変動させたときの数値解析結果と実験結果の比較

験の結果は地盤のダイラタンシー挙動に起因する地盤強度の載荷パターン依存性の影響を受けにくいと考えられる。そこで、交番載荷実験結果に対して単調載荷解析をパラメトリックに行った結果と実験結果の両者の荷重変位ループの骨格曲線を比較した。p-y の骨格曲線の初期勾配は式(1)により、 $p$  の上限値  $p_y$  は受働土圧強度を  $\alpha_p$  倍することにより与えるものとして、式(1)の  $\alpha_k$  と受働土圧強度の倍率  $\alpha_k$  をパラメトリックに与えた。結果を図-14に示す。解析結果は  $\alpha_k$  の値に関してはさほど敏感ではない一方、 $\alpha_p$  の変動に対しては非常に敏感である。これらの結果からは  $\alpha_k$  は 0.05~0.1 程度、 $\alpha_p$  は 4.0 程度とするのが良いと考えられた。参考までに、 $\alpha_p = 4.0, 5.0$  としたときの  $p_y$  の値と塑性流動メカニズム(図-10)を仮定したときの岸田・中井<sup>13)</sup>の理論解を比較した結果を図-15に、また岸田・中井の理論解を用いて実験結果の単調載荷解析を行った結果を示す。理論解を用いた場合でも、実験結果に合うように設定された上限値を用いた場合であっても、地盤反力度の上限值の設定はほぼ等しくなり、また杭の挙動に関してもほぼ同様の結果が得られる。

次に、 $\alpha_k = 0.1, \alpha_p = 4.0$  を用い、いくつかの  $m$  を用いて数値解析を行った。 $m=1.0$  (低下則を無視、最大点指向型と同じ) および  $m=0.1$  (低下則を考慮) として計算したときの載荷点における荷重変位関係を図-17、図-18に示す。図-17に示すように正負交番載荷では、 $m=1.0$  と  $m=0.1$  とした場合の解析結果はほとんど変わらない。ここに、図-17の解析結果中の破線は、実験結果のループの骨格曲線を参考に示しているものである。一方、Case S3 (一方向繰返し実験) では  $m=1.0$  として低下則を考慮した場合には、解析結果は実験結果よりも大きな結果を与え、その包絡線は Case S2 (交番載荷実験) における実験結果の包絡線に近いものとなった。しかし、 $m=0.1$  として低下則を考慮した場合に実験結果を良く再現した。したがって、低下則を考慮すること

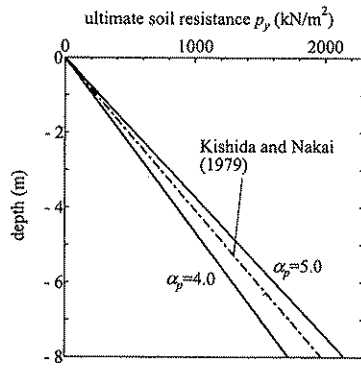


図-15  $\alpha_p = 4.0$ ,  $\alpha_p = 5.0$  としたときの  $p_p$  と理論解との比較

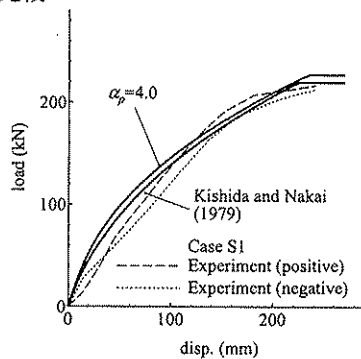


図-16 理論解により求めた  $p_p$  を用いて行った数値解析結果と実験結果の比較

で載荷パターンに依存した杭の挙動の違いも再現でき、結果として  $m = \alpha_k = 0.1$  とした場合が最も良い結果を与えた。

前述のように、ここで扱われた2つの載荷パターンは、地震時のようなランダムな載荷状態に含まれる載荷パターンの両極と考えられるものである。したがって、ここでの解析結果から、様々な載荷パターンに対して提案した履歴則は有効に機能すると考えて良い。

## 5. 群杭基礎の振動台実験の数値解析<sup>9)</sup>

### 5.1. 実験概要

実験は土木研究所が所有している三次元大型振動台およびせん断土槽を用いて行った。実験模型および計測センサの配置図を図-19に示す。

実験は模型の種類、入力地震動等を変えていくつかのケースを行なった。そのうち本報告で取り上げるのは1995年兵庫県南部地震・神戸気象台観測波 N-S 成分(最大加速度 818 gal)を振動台に入力した加振ケースの1つである。解析対象ケースは、最初に模型を作成した後、何回かの加振を行った後に行われたものである。

杭基礎模型は鋼製であり、図-19に示すように、上載

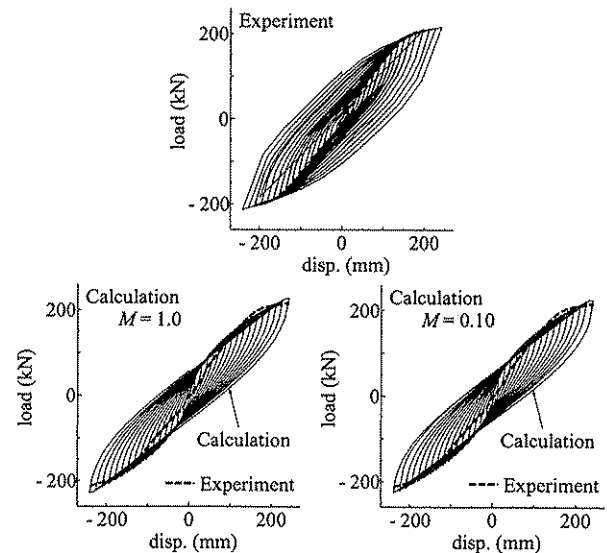


図-17 載荷点における荷重変位関係 (Case S1).

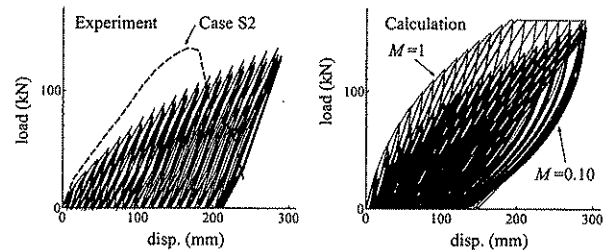


図-18 載荷点における荷重変位関係 (Case S3).

荷重部分 (Weight), 柱 (Support), フーチング (Pile cap), 杭 (Piles) からなる。杭基礎は、正方配置された  $3 \times 3$  本の計9本からなる。杭中心間隔は杭径の2.5倍である。杭はフーチング内部に埋め込まれている。杭体には材質 STK400、杭径 125 mm、板厚 4.5 mm、長さ 3,250 mm の角パイプを用いられている。なお、実験中、杭に生じたひずみは降伏ひずみ以下であった。

杭基礎模型は、杭先端のピン結合部分を介して鋼板に結合されている。鋼板とせん断土層底面は特に結合されていない。実験準備段階では、鋼板に作用する地盤の上載圧による拘束により底面鋼板は完全に固定されるものと想定していた。しかし、想定通りの挙動とはならず、大きな加速度の加振では浮き上がりが生じた。一方、実験終了後に地盤を撤去して観察した結果、杭先端部の顕著な水平移動は認められなかった。

地盤は、気乾状態の東北珪砂6号を用いて、相対密度  $D_r$  が 65% になるように作成され、地盤作成直後の相対密度  $D_r$  は 67% であった。本報告で紹介する加振では、加振までに何回かの他の加振を経るが、加振直前の  $D_r$  は 67% であった。



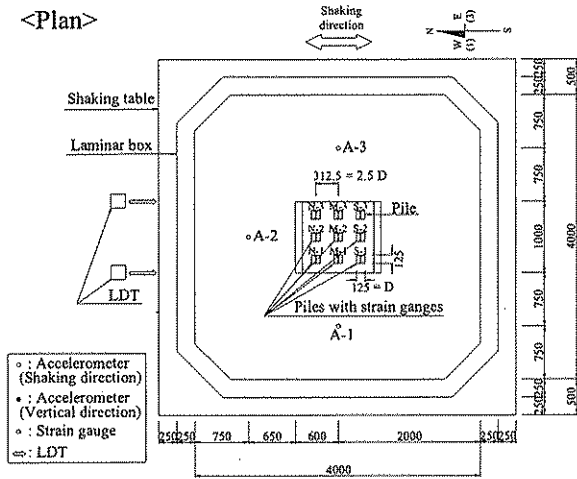


図-19 振動台実験概要図

### 5.2. 数値解析モデル

解析モデルの概要を図-20に示す。上載重量、柱、フーチングはそれぞれの重心位置で集中質量と回転慣性を与えてモデル化する。また、これらは剛であると仮定する。杭は梁要素でモデル化し、弾性挙動をするものとした。杭とフーチングは剛結であると仮定した。杭軸方向の地盤抵抗および加振中に観察された基礎の浮き上がり挙動に対する抵抗特性は、杭先端に図-21に示すような非線形弾性バネを設置してモデル化した。

$p$ - $y$  関係を求めるときに必要な地盤パラメータの値は以下のように設定した。地盤の密度は  $1.6 \text{ g/cm}^3$  とし、地盤強度や変形係数は繰返し三軸圧縮試験および三軸圧縮試験結果に基づき与えた。また、極限地盤反力  $p_y$  は、塑性流動メカニズム(図-10)を仮定したときの岸田・中井<sup>13)</sup>の理論解を用いて与えた。

地震動の入力は、自由地盤の振動変位履歴を水平方向の地盤バネに入力することで行われた。本報告では、Winklerバネによる相互作用のモデル化の精度を確認することを目的に、実験で得られた変位履歴を入力した。

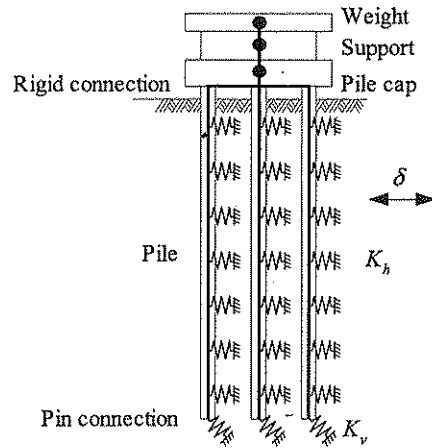


図-20 BNWF モデル

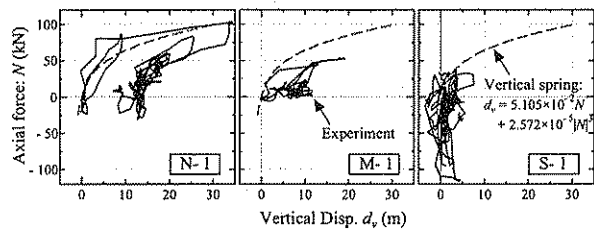


図-21 杭の鉛直抵抗特性

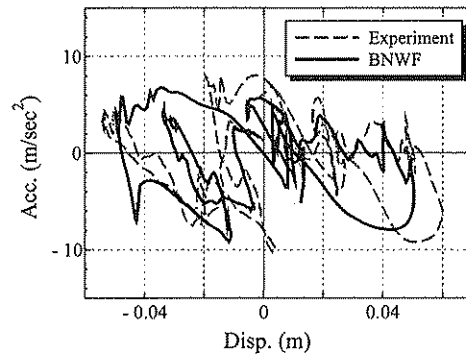


図-22 上部構造の水平加速度-水平変位関係

### 5.3. 数値解析結果

図-22に  $\alpha_k = 0.01$  としたときに求めた部構造の水平加速度-水平変位関係を示す。BNWFモデルでは実験結果を良く再現できている。

応答時刻歴を図-23に示す。それぞれ、上から順に上部構造の加速度時刻歴、上部構造の地表面に対する相対変位時刻歴、杭N-1における曲げモーメントの深度別時刻歴で、加振波の主要動となる  $t = 7 \sim 12 \text{ sec}$  の拡大図である。上部構造の加速度を見ると、時刻歴に含まれる各波が横軸を横切る時刻やピークに達する時刻は実験と解析で概ね一致している。これは  $p$ - $y$  の履歴特性が妥当であることを示している。杭体曲げモーメ

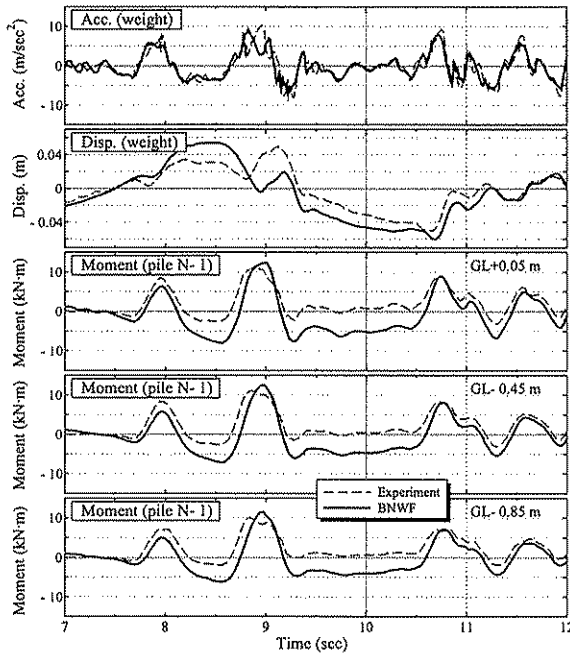


図-23 時刻歴応答

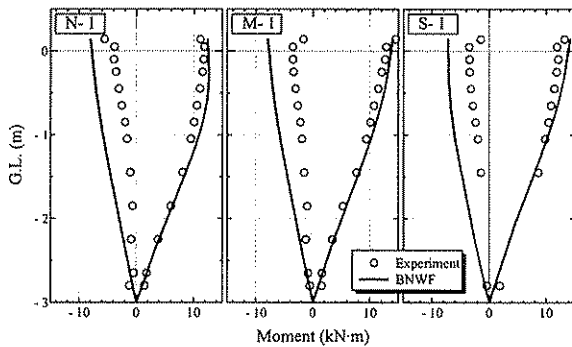


図-24 曲げモーメントの最大・最小値分布

ントの実験値と計算値は深度にかかわらずよく一致している。図-24に杭体曲げモーメントの最大・最小値分布を示す。実験結果と計算結果はよく一致している。

$m = 1$  の場合も含めて  $m$  の値をいくつか変動させた解析を行ったが、単杭の繰返し載荷試験のシミュレーションとは異なり、 $m$  の値の違いが今回対象とした実験のシミュレーション結果の違いに与える結果はわずかであった。シミュレーション結果が  $m$  の違いに敏感でなかったという結果は、同じ地震動を対象にした粘性土中の杭の動的挙動を解析した結果についても同様であった<sup>7)</sup>。この理由は、入力地震動の振幅特性や繰返し特性、また構造物の振動特性から、基礎および地盤が一方方向繰返し漸増載荷に近い状態を何度も受けなかったためと考えられる。

また、上部構造の重量を変えて実験した場合につい

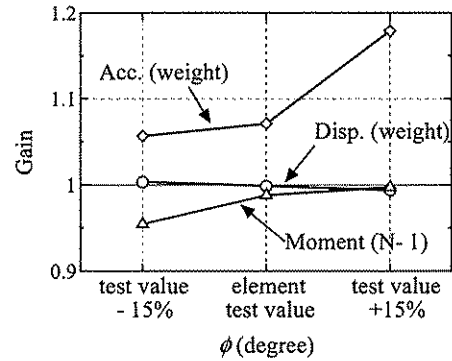


図-25 地盤のばらつきの影響

ても数値解析を行ったが、以上の結果は同様であった。

以上より、地盤抵抗の履歴則に関する各種パラメータを適切に設定することにより、BNWFモデルは実験値を精度良くシミュレーションできることがわかる。また、前節で、杭の挙動について単調載荷解析を行った結果は、 $p$ - $y$ の骨格曲線の設定における $\alpha_k$ の値の違いに対して数値解析結果は大きく変化しなかった。以上の結果から、 $\alpha_k$ のオーダーは $10^{-2}$ 程度であると考えられる。また、当面、 $\alpha_k = 0.01$ を推奨値としてよいものと考えられる。

#### 5.4. 地盤定数のばらつきが数値解析結果に与える影響

4節に示したように、数値解析結果は $p_y$ の設定に関して敏感であることが予測される。 $p_y$ は地盤の強度定数に依存する値である。そこで、群杭の模型振動台実験結果に関して、 $\phi$ の値を $\pm 15\%$ 変動させて数値解析を行ったときに数値解析結果がどのように変化するかを検討した。なお、計算では $\alpha_k = 0.1$ としている。

地盤のばらつきについて検討した結果を図-25に示す。図は $m = 1.0$ として、 $\phi$ を $\pm 15^\circ$ ずつ変化させて解析したものである。横軸は設定した内部摩擦角 $\phi$ 、縦軸は $\phi$ を変化させた解析結果と $\alpha_k = m = 0.1$ とした場合の解析結果との比である。

図を見ると、地盤を固く設定した場合、上部構造の加速度や杭頭曲げモーメントは大きくなるが、上部構造の変位は小さくなっていった。これは地盤定数を堅めに設定したときには地震動の卓越周期と系の固有振動特性が近づき、上部構造の加速度応答が大きくなったためと考えられる。一方で、地盤定数を堅めに設定することで、変位は小さめになったと考えられる。この結果は、動的解析の場合には地盤定数を小さくすることが必ずしも安全側の設計結果を与えないことを示している。

今回のケースでは地盤がさほど柔ではないためこの

ような結果になったが、地盤が軟弱な場合などには異なる結果が得られるだろう。そこで、動的解析を用いて基礎の設計を行う場合には、このようなばらつきを考慮して設計を行うための入力地盤定数の設定や必要な解析ケースを決定する必要がある。

ここで $\phi$ を変動させた割合である15%という値は、現行設計法における応答計算結果が地盤定数のばらつきに対してどのように変動するかを調べた既往の研究<sup>24)</sup>において $\phi$ の変動係数として設定されている値であり、地盤定数のばらつきを調べた統計データなどには基づいていない。また、空間変動特性もここでは考慮していない。したがって、今後、地盤定数のばらつきの設定法自体も詳細に設定する必要がある。

## 6. まとめ

本研究では、基礎の動的解析のためのモデルとして、BNWFモデルを用いた動的解析手法を開発した。提案した $p$ - $y$ 履歴則を組み込んだWinkler相互作用バネを用いた動的解析は、単杭、群杭の両者、砂地盤、粘性土地盤の両者のいずれ条件の実験に対しても、対象とした実験に関しては精度良くシミュレートした。

今回検証されていない事項、たとえば、地震動の位相特性や繰返し回数が異なる場合、軟弱粘性土地盤中に基礎がある場合、杭に作用する鉛直力が支持力に達することにより基礎に非線形挙動が生じる場合、地盤に液状化、それに伴う流動化が生じる場合におけるモデルの検証は、別途行う必要がある。

最後に、動的解析を設計実務にて広く用いるために、今後、何らかのコンセンサスを得ておく必要がある項目として以下の項目があげられる。

- 入力地震動の種類の設定の観点から見た解析ケース数を設定する必要がある。
- 浮力の考慮など、他の荷重との組み合わせ方法、必要な荷重組み合わせケース数を決定する必要がある。
- いくつか行った解析ケースの結果のうち、そのケースの結果を用いて照査を行うのかを決めておく必要がある。
- 地盤材料や構造材料のばらつきの影響をどのように解析ケース設定に反映させるのかについて決めておく必要がある。

これらについては引き続き「数値解析による基礎の性能照査に関する研究(H15-19)」にて研究を進めているところである。

## 参考文献

- 1) Shirato, M., Fukui, J. and Koseki, J.: Experimental and numerical study on a hysteretic mechanism of  $p$ - $y$  curve with loading pattern dependency, *11th Int. conf. of IACMAG*, pp.19-24, 2005.
- 2) Shirato, M., Koseki, J., Fukui, J. and Kimura, Y.: Effects of stress-dilatancy behavior of soil on load transfer hysteresis in soil-pile interaction, *Soils and Foundations*, (投稿中).
- 3) Shirato, M., Koseki, J. and Fukui, J.: A new nonlinear hysteretic mechanism for Winkler type soil-pile interaction springs considering loading pattern dependency, *Soils and Foundations*, 2000.
- 4) 岡本真次, 白戸真大, 秋田直樹, 福井次郎: 大地震時に基礎が受ける地盤抵抗に関する振動台実験(その1), 地盤工学研究会発表会, Vol.37, pp.1351-1352, 2002.
- 5) 野々村佳哲, 白戸真大, 福井次郎, 喜多直之: 群杭基礎の大型振動台実験, 土木学会地震工学論文集, Vol.27, No.153, 2003.
- 6) 白戸真大, 野々村佳哲, 福井次郎: 動的解析における群杭のモデル化に関する検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.28, (投稿中).
- 7) 白戸真大, 吉田望, 福井次郎, 野々村佳哲: 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, 構造工学論文集, Vol.51A, 2005.
- 8) Masuda, T., Tatsuoka, F., Yamada, S. and Sato, T.: Stress-strain behaviour of sand in plane strain compression, extension and cyclic loading tests, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.5, pp.31-45, 1999.
- 9) 建設省土木研究所: 砂地盤中の単杭の復元力特性に関する水平載荷試験, 土木研究所資料第3552号, 1998.
- 10) 白戸真大, 福井次郎, 古関潤一: 基礎・地盤間相互作用バネの新しい履歴モデルについて, 地震時保有水平体力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol.7, pp.315-322, 2004.
- 11) Yoshida, I. and Yoshinaka, R.: A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile, *Soils and Foundations*, Vol.12, No.3, pp.1-17, 1979.
- 12) Gazetas, G. and Dobry, R.: Horizontal response of piles in layered soil, *J. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol.110, No.1, pp.20-40, 1984.
- 13) 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, Vol.281, 1979.
- 14) 建設省土木研究所: 地盤の地震時応答特性の数値解析法-SHAKE:DESRA-, 土木研究所資料第1778号, 1982.
- 15) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 吉田精一: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(I), 土木研究所報告, Vol.148, 1977.
- 16) 岩崎敏夫, 龍岡文夫, 高木義和: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II), 土木研究所報告, Vol.153-2, 1980.
- 17) Kokusho, T.: Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp.45-60, 1980.
- 18) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田清一: 沖積粘性土の動的変形・強度特性について, 土質工学研究発表会, Vol.15, pp.625-628, 1980.
- 19) 横田耕一郎, 龍岡文夫: 不攪乱洪積粘土のせん断変形係数について, 土木学会年次学術講演概要集, Vol.32, pp.257-258, 1982.
- 20) Brown, D.A., Morrison, C. and Rease, L.C.: Lateral load behavior of pile group in sand, *J. of Geotechnical Engineering*, Vol.114, No.11, pp.1261-1271, 1988.

- 21) 野々村佳哲, 白戸真大, 福井次郎: 動的解析に用いるための群杭効率  $\eta$  の評価について, 地震時保有耐力法に基づく橋梁構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, Vol.7, No.301-306, 2004.
- 22) 幸左賢二, 鈴木直人, 木村亮, 木村嘉富, 森田悠紀雄: 終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.249-260, 1998.
- 23) (社) 日本道路協会 (編): 道路橋示方書 IV 下部構造編・同解説. (社) 日本道路協会, 2002.
- 24) 木村嘉富, 福井次郎, 阪野彰, 松井謙二, 友永則雄: 地盤抵抗のばらつきが杭基礎の耐力へ及ぼす影響に関する試算, 土木学会年次学術講演会, Vol.52, pp.34-35, 1997.