

杭基礎構造物に対する質点ばね系モデルの提案とその実被害への適用

Proposal of a spring-mass model for structures on pile foundations
and its application to damaged structures

森 伸一郎

Shin'ichiro Mori

正会員 博士(工学) 愛媛大学助教授 工学部環境建設工学科 (〒790-8577 愛媛県松山市文京町3)

A spring-mass model for structures on pile foundations is proposed in this paper. Research on spring-mass models for pile foundation is reviewed, and a comparison with other such models in terms of the governing equations shows the features of the proposed model. Moreover, it is explained that the model is very much practical for the evaluation of the effects of both soil nonlinearity and soil liquefaction on the behavior of pile-structure system. The model is applied to two case studies whose results can simulate both seismic behavior of an instrumented structure and well-investigated pile failure of a heavily damaged structure. These can lead us to a conclusion that the applicability of the model is well verified.

Key Words : seismic response analysis, spring-mass model, pile foundation, soil nonlinearity, liquefaction, earthquake damage

1. はじめに

地盤と杭一構造物系の動的相互作用を設計に反映させようとする研究には様々あるが、本論文ではそのうち、Penzien ら¹⁾のモデルから発展して多く提案されている質点系モデルに焦点を絞る。杭側方地盤の水平方向の運動に起因する相互作用を自由地盤系と杭一構造物系の二系列の質点系モデルで評価しようとするものを、ここでは Penzien 型モデルと呼ぶ。本論文では、はじめにこれらのモデルの概念と発展をレビューし、モデルの支配方程式を述べる。続いて著者がこれまで用いてきた提案モデルの支配方程式を明示してモデルの位置づけと特徴を明らかにし、実務への適用性を論述してあらためてモデルを提案する。そして、強震動を受け地震観測された構造物と液状化の影響で杭に被害を受けた構造物の二つの構造物への適用により本モデルの妥当性を検証する。

杭基礎の応力評価に杭周辺の地盤の地震時変形を考慮した研究は1960年代に始まったと言える。初期の研究に岡本ら²⁾の理論的研究がある。彼らは、地盤のせん断振動論と弾性床上の梁の理論解を組み合わせ、杭頭自由の場合に地震時の地盤変形による単杭の地中部の曲げ応力の定常解を導き、しばしば経験するような地震動に対してはコンクリート杭は曲げ破壊しないことを例示した。同時期に Penzien ら¹⁾は、多自由度の集中質点系にモデル化した杭一構造物系の地震応答解析法を提示した。(以

下、「Penzien モデル」と言う) このモデルは地盤と杭一構造物系の動的相互作用問題に対して、(1)構造物の影響のない自由地盤系と杭一構造物系の二つの系に分離してそれぞれの系を一系列の質点系一ばね(または梁)モデルとしたこと、(2)地盤のせん断振動による深さ方向の地盤の変位を杭周面の水平方向の Normal ばね(以下、相互作用ばねと呼ぶ)を介して杭に作用させることで幾何学的相互作用を考慮したこと、(3)有効質量という概念を用いて慣性の相互作用を考慮したこと、の三点に特徴がある。杭先端を固定とし、地盤と上部構造物の非線形性をも考慮した手法であったが、具体的な計算結果は示されていない。

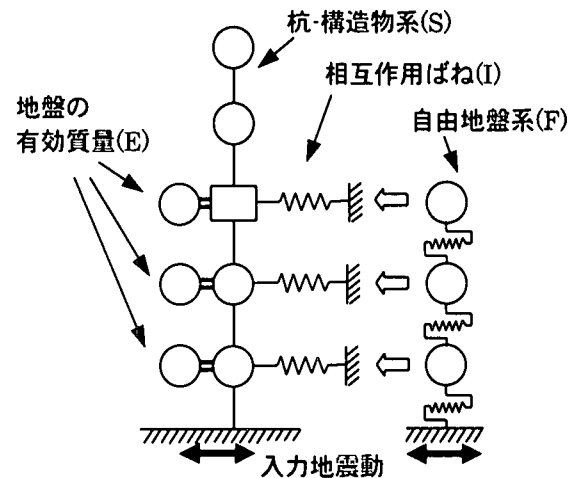
この研究に触発されて、多くの研究者によって Penzien モデルを基礎とした研究がなされた。特に前述の(1)(2)の特徴を備えたモデルを Penzien 型モデルと言う。後藤・亀田³⁾は、杭先端地盤を弾性地盤として解析し、杭の曲げモーメントは、地表付近では上部構造の慣性力によって決まるが、地下数m以下では地盤の変形状態に支配されることを指摘した。山本⁴⁾はロッキング振動を、小坪・高西⁵⁾は鋼管橋脚に対する地盤変形の影響を論じた。佐藤・川崎^{6, 7)}は剛性と粘性を有する地盤ばねに支持された梁の微分方程式を差分式になおし、連立2階の常微分方程式に変換して解いた。杉村⁸⁾は Penzien モデルについて、相互作用ばねの算出方法⁹⁾と有効質量の算出方法¹⁰⁾に考察を加

えた。

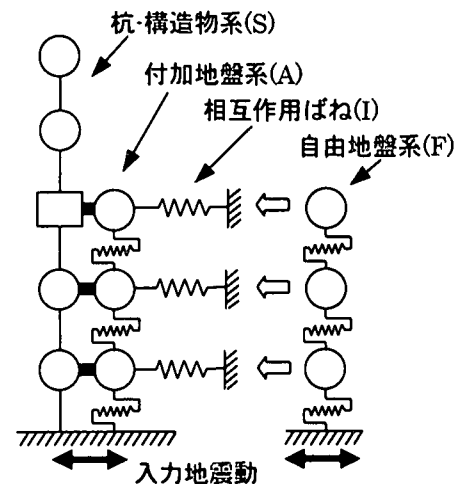
1970年代に入るとPenzienモデルを基に発展させたアイデアが研究された。久田ら¹¹⁾は、基礎下の地盤をせん断土柱とし、周囲の地盤をその2倍のせん断土柱としてモデル化して地震観測により検証した¹²⁾。その後、「格子モデル」として原子力発電所の耐震設計にも利用されている¹³⁾。一方、河村はPenzienモデルにおける有効質量が実体のない捉えにくいものであるとの認識¹⁴⁾に立ち、有効質量に代わって周辺地盤を実体のあるせん断土柱とするというアイデアで新たなモデルを提案した。これは「格子モデル」の杭近傍地盤部分を杭1系列に集約したように捉えられることから「集約型モデル」と呼び、地震観測により妥当性を確認する¹⁵⁾とともに、その後も事例に適用されている¹⁶⁾（以下、河村モデルと言う）。これら2つのモデルに共通しているのは、杭の近傍の地盤をせん断土柱としてモデル化したことである。一方、Penzienモデルでは相互作用ばねは離散化されているが、栗林ら¹⁷⁾は杭を弾性床上の梁と考え、上部構造物-杭-地盤系の地震応答解析法を開発した。

1980年に入ると、Penzien型モデルを用いた杭基礎の動的挙動に及ぼす液状化の影響に関する研究がなされ始めた。これは1970年代に次元の有効応力解析の研究が活発になされ進展したことを背景としている。PenzienモデルあるいはPenzien型モデルを用いて液状化による有効応力の減少の影響を研究したものに、Kagawaら¹⁸⁾、堯天ら¹⁹⁾、森尾ら²⁰⁾、常田ら²¹⁾などの研究があるが、実測との比較により適用性が検討されているものとして、振動台実験による国生ら²²⁾、能村ら²³⁾、森ら²⁴⁾、Moriら²⁵⁾、と遠心力振動台実験による宮本ら²⁶⁾の研究がある。また、実際の地震被害に対しては、荒川・常田らは、Finnら²⁷⁾のDESRAプログラムを取り入れる地震応答解析プログラムを開発し²⁸⁾、新潟地震における昭和大桥²⁹⁾の被害を解析的に検討した³⁰⁾。

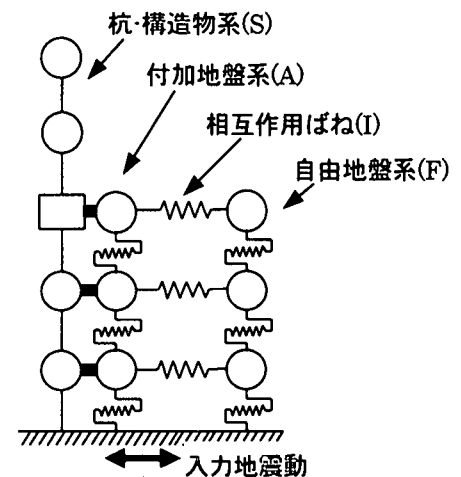
1990年代は、1980年代後半から成果が現れ始めた次元の有限要素法による液状化解析に関する研究が進展し、解析モデルの相互比較や実務への適用さらに三次元への拡張などの研究が行われている。特に1995年兵庫県南部地震以降、精力的な事例研究が行われ、その適用性が確認されてきている（たとえば、Iaiら³¹⁾）。一方、Penzien型モデルについても適用性に関する研究が続けられ、特に前述の地震以降は、設計などへの適用性や地盤と構造物両方の非線形解析の容易さなどに代表される実用性の高さが改めて認識された。長谷川・護³²⁾はサブストラクチャー法による定式化を行い、モデルのパラメータの物理的な意味について解釈を提示した。また、Lokら³³⁾も大型振動台実験のシミュレーションにPenzien型のモデルを用いている。



(a) Penzien モデル



(b) 河村モデル



(c) 提案モデル

図-1 Penzien モデルと類似する質点系モデル

2. 既往モデルと提案モデルの基本方程式と特徴

前述した既往のモデルのうち Penzien モデルと河村モデルおよび著者の提案するモデルについて基本方程式とモデルの模式図を示し、その特徴を明らかにする³⁴⁾。モデルの記述に当たっては、原則として原典によるが、比較が容易なように記号を統一し、原典で述べられていないことも独自に補足する。

2.1 Penzien モデル

Penzien モデルの模式図を図-1(a)に示す。このモデルにおける自由地盤系、杭一構造物系の運動方程式は、それぞれ式(1), (2)のように表される。

$$\mathbf{M}_f \ddot{\mathbf{u}}_f + \mathbf{C}_f \dot{\mathbf{u}}_f + \mathbf{K}_f = -\mathbf{M}_f \{\mathbf{1}\} \ddot{\mathbf{u}}_g \quad (1)$$

$$\mathbf{M}_T \ddot{\mathbf{u}}_T + \mathbf{C}_T \dot{\mathbf{u}}_T + \mathbf{K}_T \mathbf{u}_T = -\mathbf{M}_T \{\mathbf{1}\} \ddot{\mathbf{u}}_g + \mathbf{F} \quad (2)$$

ここで、

$$\mathbf{M}_T = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_S & \\ & \mathbf{M}_P \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$\mathbf{C}_T = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{SS} & \mathbf{C}_{SP} \\ \mathbf{C}_{PS} & \mathbf{C}_{PP} \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\mathbf{K}_T = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} & \mathbf{K}_{SP} \\ \mathbf{K}_{PS} & \mathbf{K}_{PP} \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\mathbf{u}_T = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_S \\ \mathbf{u}_P \end{Bmatrix} \quad (6)$$

である。 $\mathbf{M}, \mathbf{C}, \mathbf{K}$ はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリックスであり、 $\ddot{\mathbf{u}}, \dot{\mathbf{u}}, \mathbf{u}$ はそれぞれ加速度、速度、変位ベクトルである。また、添字の f, S, P, T はそれぞれ自由地盤系、構造物、杭、杭一構造物系を表す。 $\ddot{\mathbf{u}}_g$ は基盤からの入力地震動加速度である。また、式(2)の右辺第2項の $\mathbf{F}$ は自由地盤からの側方外力を表し、式(7)で表される。

$$\mathbf{F} = - \begin{bmatrix} \{\mathbf{0}\} \\ \mathbf{M}_E (\ddot{\mathbf{u}}_P - \ddot{\mathbf{u}}_f) + \mathbf{C}_I (\dot{\mathbf{u}}_P - \dot{\mathbf{u}}_f) + \mathbf{K}_I (\mathbf{u}_P - \mathbf{u}_f) \end{bmatrix} \quad (7)$$

ここで、添字 E, I はそれぞれ有効質量と相互作用ばねを表す。 $\mathbf{M}_E$ は慣性の相互作用を表すために独自に考慮された地盤と杭の相対加速度に乘じられる有効質量である。 $\mathbf{K}_I$ は地盤と杭の相対変位に比例して作用する地盤ばねであり、深さ方向に分布することにより杭基礎に対して

幾何学的相互作用の効果を表す(以後、このばねを相互作用ばねと呼ぶ)。半無限弾性体内部に作用する集中荷重の変位解である Mindlin の第2解を用いて、杭周面位置の変位に着目して $\mathbf{K}_I$ を、自由地盤を変位の基準として杭周より外側地盤の運動エネルギーを等価にする杭周面位置の変位に着目した質量として $\mathbf{M}_E$ を算定すると提示している¹⁾。 $\mathbf{C}_I$ については、原典とは異なるが、他のモデルとの比較のためにこのような表記とした。ばね $\mathbf{K}_I$ と並列のダッシュポットと直列のダッシュポットで減衰をモデル化しているが、その詳細は述べられていない。Penzien ら自身は地盤の材料減衰と考えていたようである。なお、原典では解析事例は自由地盤についてのみ示されており、杭一構造物系についてはモデル化と定式化のみが記述されている。

さて、このモデルでは式(1)の運動方程式に基づき自由地盤を解いた後、その結果を式(7)により外力として評価し、式(2)の運動方程式の境界条件として解くことにより杭一構造物系の解が得られる。

2.2 河村モデル

河村^{14), 15)}は、Penzien モデルの有効質量は実体を伴わず外力としての事前評価が難しいとの観点から、杭近傍地盤を杭と同一挙動する付加質量としてモデル化すると同時にせん断土柱として捉え、土柱の深さ方向のせん断剛性をせん断ばねとしてモデル化することを提案した。このモデルの模式図を図-1(b)に示す。

このモデルでも同様に、自由地盤系、杭一構造物系の運動方程式は、それぞれ式(1), (2)で表される。ただし、 $\mathbf{M}_T, \mathbf{C}_T, \mathbf{K}_T, \mathbf{F}$ は次の式(8)から(11)のように表される。

$$\mathbf{M}_T = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_S & \\ & \mathbf{M}_P + \mathbf{M}_A \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\mathbf{C}_T = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{SS} & \mathbf{C}_{SP} + \mathbf{C}_{SA} \\ \mathbf{C}_{PS} + \mathbf{C}_{PA} & \mathbf{C}_{PP} + \mathbf{C}_{AA} \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$\mathbf{K}_T = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} & \mathbf{K}_{SP} + \mathbf{K}_{SA} \\ \mathbf{K}_{PS} + \mathbf{K}_{PA} & \mathbf{K}_{PP} + \mathbf{K}_{AA} \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$\mathbf{F} = - \begin{bmatrix} \{\mathbf{0}\} \\ \mathbf{C}_I (\dot{\mathbf{u}}_P - \dot{\mathbf{u}}_f) + \mathbf{K}_I (\mathbf{u}_P - \mathbf{u}_f) \end{bmatrix} \quad (11)$$

ここで、添字 A は付加質量(近傍地盤)を表す。

すなわち、近傍地盤を付加質量にモデル化することにより外力として評価したと同時に、せん断ばねのモデル化により抵抗としても評価している。

最近、護・長谷川³²⁾が動的サブストラクチャー法によ

り Penzien 型の定式化を行っている。基本方程式は式(1), (2)であり, M_T を式(3)とし, M_p を杭の排土分 M_p^G を差し引いた $M_p - M_p^G$ に置き換え, C_T, K_T を式(9), (10)として, F を式(7)の M_E を M_p^G と置き換え, さらに M_E を M_p^G とすると式(1)から(7)で表されることが確かめられている。

2.3 提案モデル

前述の Penzien 型モデルが自由地盤系と杭-構造物系に分離されていたのに対して, 著者の提案してきたモデル(森ら²⁴⁾, Mori ら²⁵⁾)は, 両者一体としている。このモデルの模式図を図-1(c)に示す。したがって, 式(1)(2)の方程式は連立され, 式(12)のように表される。

$$\begin{bmatrix} M_T & \\ & M_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_T \\ \ddot{u}_r \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_T & \\ & C_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_T \\ \dot{u}_r \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_T & \\ & K_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_T \\ u_r \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_T & \\ & M_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{1} \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} F \\ C_1(\dot{u}_p - \dot{u}_r) + K_1(u_p - u_r) \end{bmatrix} \quad (12)$$

この式で, M_T, C_T, K_T, F は式(8)から(11)で表される。

提案モデルは河村モデルの付加地盤に対する考え方を踏襲し同等な結果を得る一体型モデルを意図している。式(12)での河村モデルとの違いは, 自由地盤系に対する外力として右辺第2項に $C_1(\dot{u}_p - \dot{u}_r) + K_1(u_p - u_r)$ が現れたことである。自由地盤が構造物の影響を受けることになる。この外力が自由地盤にとって無視できる程度にすれば良く, 自由地盤系を近傍地盤-杭-構造物系に比べて質量の合計が100から1000倍程度になるようにモデル化し, 倍精度以上の計算をすれば問題ない。

右辺第2項は解くべき系の外力ではなく内部の釣り合い力であるので式(12)は次のように書き改められる。

$$\begin{bmatrix} M_s & & \\ & M_p + M_A & \\ & & M_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_p \\ \ddot{u}_r \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sp} + C_{sa} & \\ C_{ps} + C_{pa} & C_{pp} + C_{aa} + C_1 & -C_1 \\ & -C_1 & C_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_p \\ \dot{u}_r \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sp} + K_{sa} & \\ K_{ps} + K_{pa} & K_{pp} + K_{aa} + K_1 & -K_1 \\ & -K_1 & K_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_p \\ u_r \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_s & & \\ & M_p + M_A & \\ & & M_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{1} \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} \quad (13)$$

ここで, 全体系を表す添字を W とすると, 式(14)となる。

$$M_w \ddot{u}_w + C_w \dot{u}_w + K_w = -M_w \begin{Bmatrix} \ddot{1} \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} \quad (14)$$

すなわち, 式(13), (14)はよく知られている地震動が一様に基盤入力される多自由度系の運動方程式で表される。

このモデルの短所は前述したように自由地盤に構造物の影響が入ることであるが, 前述のような自由地盤のモデル化の工夫によってなくすることができる。

一方, 長所として次のことが挙げられる。第一に, 地盤の振動が励起されるときに杭-構造物系への影響がわかることである。すなわち, 支配方程式が式(1), (2)で表される Penzien モデルや河村モデルでは, 自由地盤の振動の影響が杭-構造物系の地震応答解析の後にしかわからないのに対して, 提案するモデルでは応答解析する前に, 固有値解析によってモードや刺激関数ベクトルという設計技術者にとってなじみ深い情報が得られる。

第二に, Penzien モデルや河村モデルでは, 式(2)で表される杭-構造物系の入力として基盤入力動のほか地盤の各深さの変位(速度, 加速度)を入力することが必要なことである。この煩雑さは設計実務には重荷である。一方, 提案モデルは基盤入力動のみである。

第三に, Penzien モデルや河村モデルでは, 式(2)の問題を解けるプログラムを準備する必要があることである。これまで膨大な相互作用の研究がなされてきたにもかかわらず, 設計実務に広く取り入れられない理由の一つには, 式(2)に示される多点入力に対応することや相対加速度に比例する外力評価ができるようなプログラムを準備することが要請されたことにある。この点で, 著者の提案するモデルは, 式(13)(14)で示されたように, 広く設計技術者に普及している式(2)の F に対応できない様地震動加振の多自由度系の質点モデルを解くプログラムで解析できる。この特徴は非線形解析で特に重要である。提案モデルでは増分系で定式化されたプログラムであれば, 外力は基盤入力のみであるので, 相互作用ばねの非線形性は杭-構造物系の要素の非線形性と同様に剛性の復元力特性で考慮される。

第四に, 変位, 速度, 加速度の入力が厳密に微積分により相互に変換できることが必要であり, 分離した二系統の解析が時間領域の解析か周波数領域の解析かを明瞭に認識する必要がある。しかし, 設計技術者に対してこの認識は高度な要求である。提案するモデルはこの認識をする必要がない。

このように, 提案するモデルは設計技術者が取り組みやすい実務的に優れたモデルと言える。ここであらためてこのモデルを提案する。なお, 文献 35), 36)で使われているモデルは提案モデルと同じである。

3. 提案モデルのパラメータと液状化の考慮

相互作用ばねの剛性 K_I と減衰 C_I については、等価線形解析の場合には、地盤の等価線形解析の結果から K_I を算定し、材料減衰と逸散減衰を加算して C_I を算定する。減衰はひずみ比例型の要素個別減衰として考慮する。

非線形解析の場合、 C_I は Rayleigh 減衰とし、数値解析上安定するための小さい減衰とし、地盤と構造物の低次の振動数範囲で1~2%となるようなパラメータを設定する。材料減衰は主に非線形解析の結果得られる履歴減衰として考慮する。相互作用ばね K_I の各要素 K_I は双曲線型モデルとし、Masing 則を適用して骨格曲線と履歴曲線を次式で表す。

$$P = \frac{K_{\max} \delta}{1 + \frac{K_{\max}}{F_{\max}} |\delta|} \quad (15)$$

$$\frac{P - P_0}{2} = \frac{K_{\max} \frac{\delta - \delta_0}{2}}{1 + \frac{K_{\max}}{F_{\max}} \cdot \frac{|\delta - \delta_0|}{2}} \quad (16)$$

ここで、 P, δ はばね反力とばね変位で添字0は繰り返し载荷の際の直前の折り返し点を意味する。また、 $K_{\max}, F_{\max}$ は原点での接線剛性である最大ばね剛性と上限ばね反力である。

さらに、液状化解析の際には、各時間ステップのばね剛性の算定には、次の式(17)、(18)に基づいて間隙水圧の影響を考慮する。図-2に液状化を考慮する方法を示す。

$$K_{\max} = K_0 \sqrt{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}}} \quad (17)$$

$$F_{\max} = F_0 \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (18)$$

ここで、 K_0, F_0 は初期の（過剰間隙水圧のない時の）最大ばね剛性と上限ばね反力である。 K_0 は三次元薄層法などによって求めるのが望ましいが、非線形解析には複素剛性を取り入れることができないため、振動数ゼロまたは構造物1次の振動数の剛性を用いられることが多く、動的な解を用いるメリットは少ない。したがって、 K_0 は簡易な Mindlin の第2解を利用して求める⁸⁾。群杭に対して求めるか、もしくは n 本の群杭効果を $1/\sqrt{n}$ とし、単杭に対して求められた $K_{\max}$ に $n \times 1/\sqrt{n} = \sqrt{n}$ を乗じて求める。 F_0 は杭径の3倍の幅とばねの分担長さに作用す

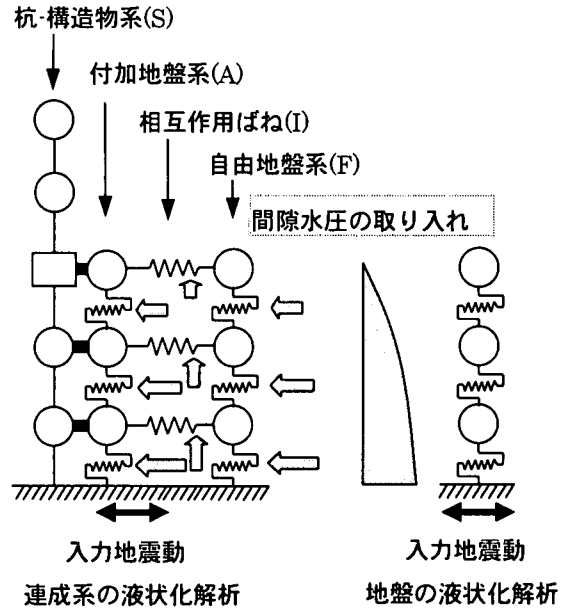


図-2 液状化を考慮する方法

る受働土圧として算定する。

また、 σ'_{v0} は相互作用ばねの深さにおける初期の有効上載圧、 Δu は過剰間隙水圧の時刻歴であり、連成系の解析に先立ち地盤の液状化解析により求めておく。

付加質量としてモデル化される近傍地盤の質量 M_A は前述の M_E と同じ方法で求め、また剛性 K_{AA} の各要素 K_A は、地盤のせん断剛性 G と付加質量に見合う土柱の面積 A と質点間長さ L より次式により求める。

$$K_A = GA/L \quad (19)$$

K_A を決定づける G は双曲線型の非線形とし、Masing 則を適用して骨格曲線と履歴曲線を表現することと間隙水圧の影響を考慮する方法は相互作用ばねと同様である。せん断応力 τ 、せん断ひずみ γ として表すと次式となる。

$$\tau = \frac{G_{\max} \gamma}{1 + \frac{G_{\max}}{\tau_{\max}} |\gamma|} \quad (20)$$

$$\frac{\tau - \tau_0}{2} = \frac{G_{\max} \frac{\gamma - \gamma_0}{2}}{1 + \frac{G_{\max}}{\tau_{\max}} \left| \frac{\gamma - \gamma_0}{2} \right|} \quad (21)$$

$$G_{\max} = G_0 \sqrt{1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}}} \quad (22)$$

$$\tau_{\max} = \tau_0 \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (23)$$

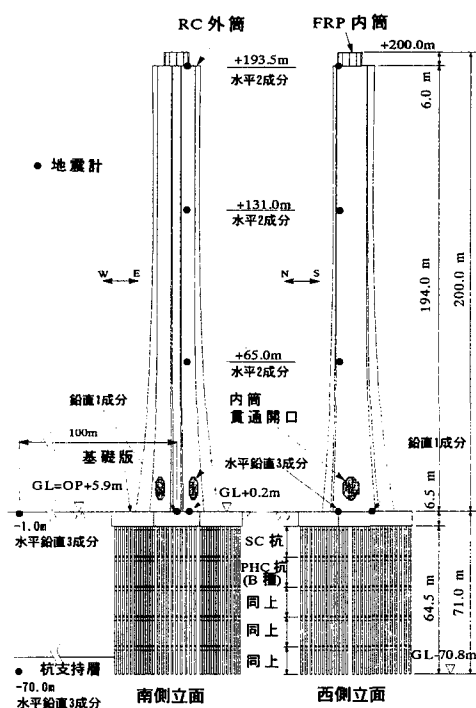


図-3 煙突の構造と地震観測位置

なお、 τ_0 は初期のせん断強度であり、土の内部摩擦角を ϕ とすると次式で表される。

$$\tau_0 = \sigma'_{v0} \tan \phi \quad (24)$$

これは、自由地盤の液状化解析（有効応力解析）で地盤の応力ひずみ関係を双曲線型モデルで表していることに対応している。また、過剰間隙水圧の時刻歴 Δu は自由地盤の液状化解析から求められるが、過剰間隙水圧発生に Ishihara・Towhata モデル³⁷⁾を用いている。

4. 実構造物の設計への適用と地震観測による検証

軟弱地盤上の RC 超高煙突の強震記録を用いて、提案モデルが用いられた設計モデルによる非線形地震応答解析を行い³⁸⁾、提案モデルの適用性を示す。

4.1 構造物と耐震設計に用いたモデル

図-3 に煙突の構造と地震観測位置を示す。煙突外筒は高さが 194m で、変形六角形に翼が短辺部両端に直角に 3 対付いた 3 方向に線対称の水平断面形状を有する。建設地点は埋立地であり、堆積層が厚く堆積している。本煙突は、レベル1とレベル2の2段階の地震動に対して、地震動の大きさと耐震安全性判断基準を設定し、非線形地震応答解析により設計されている。入力地震動は自由地盤地表で規定され、その最大速度はレベル1で 25 cm/s、レベル2で 50 cm/s である。

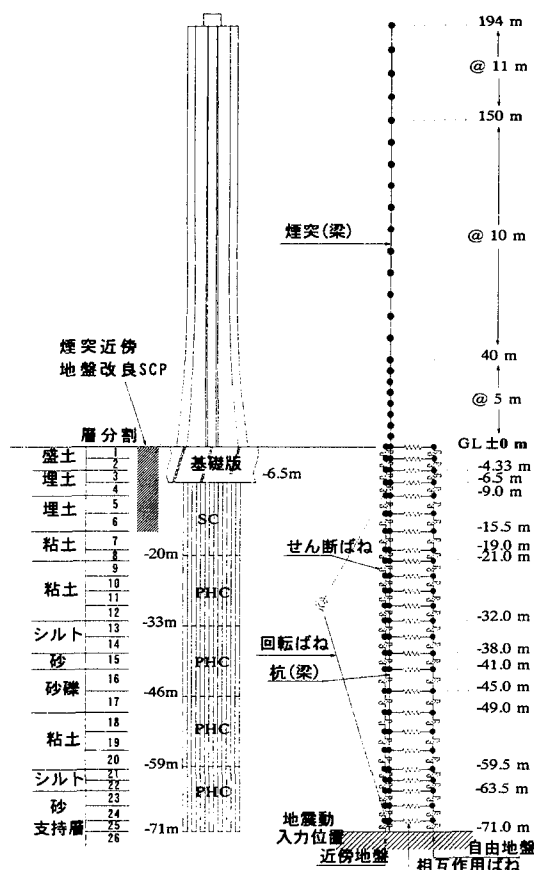


図-4 設計に使われた Penzien 型モデル（提案モデル）

図-4 に設計に使われた Penzien 型モデル（提案モデル）を示す。地盤構造は、上位より、盛土層、上部埋土層、下部埋土層、沖積粘土・シルト層、洪積砂礫層、洪積粘土・シルト層と続き、杭支持層となる第2 洪積砂層が現れる。埋立土層はレベル1 地震動に対して液状化しないように、GL-17 m 付近までサンドコンパクションパイル (SCP) が施工されている。煙突の復元力特性については、煙突外筒は非線形、基礎版は剛体、杭は線形、地盤は等価線形としてモデル化した。RC 煙突外筒の曲げモーメント～曲率($M-\phi$)関係には、いわゆる「武藤モデル」が用いられている。減衰はひずみエネルギー比例型減衰とし、煙突は 2%、地盤は各層収束値、ロッキングばねは 9%とした。PS 検層、密度試験、動的変形特性試験など

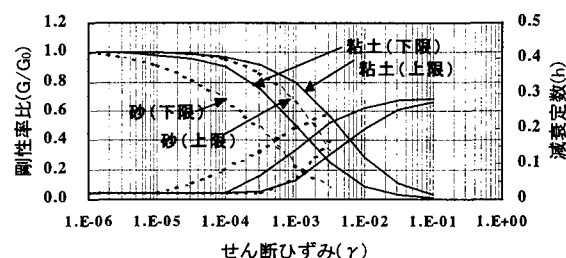


図-5 土の剛性と減衰のひずみ依存性曲線の上下限

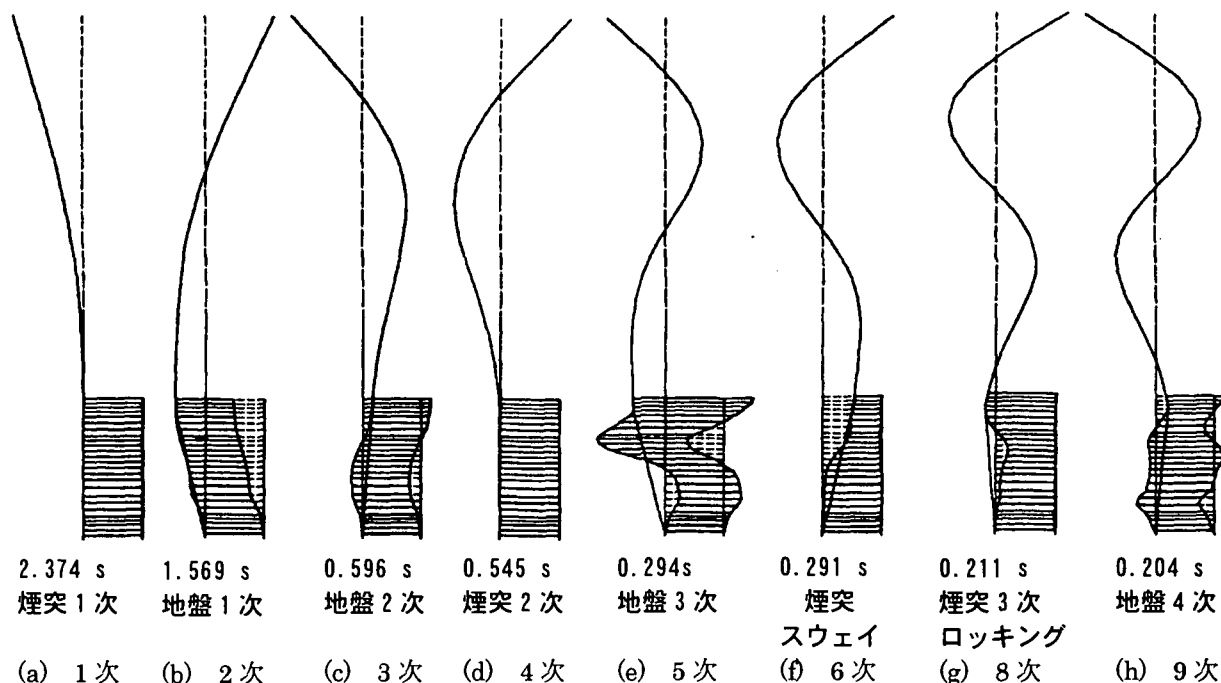


図-6 設計で用いられた提案モデルの固有モード

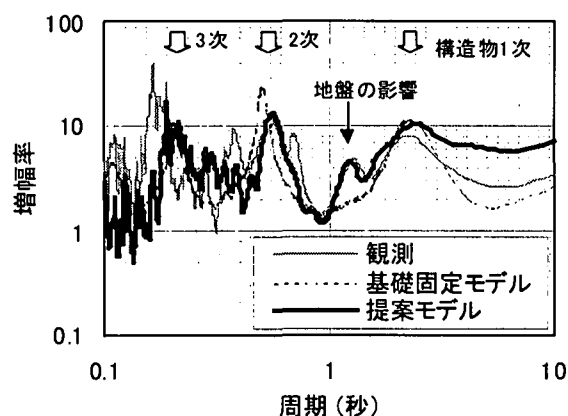


図-7 地表に対する構造物頂部のフーリエスペクトル比 (194m/-1m) 1995.1.17 本震 NS 成分

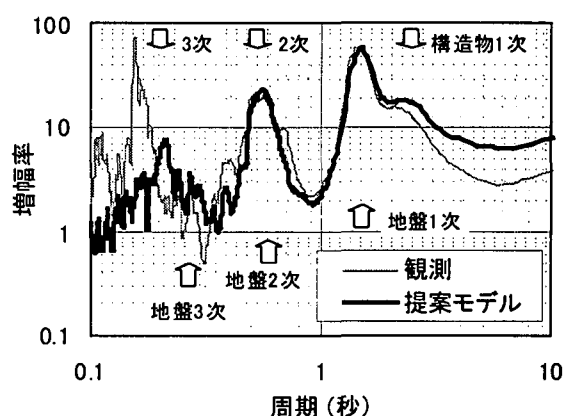


図-8 支持基盤に対する構造物頂部のフーリエスペクトル比 (194m/-70m) 1995.1.17 本震 NS 成分

に基づいて決定された物性を用いて SHAKE³⁹⁾により地盤の等価線形解析が行われ、地表の応答の最大速度がレベル1またはレベル2の大きさに収束するまで繰り返し計算を行って得られた物性でモデル化されている。また、相互作用ばねなどは収束した物性を用いて算定されている。図-5に設計で用いられた土(砂質土、粘性土)の剛性と減衰のひずみ依存性曲線の上下限を示す。層により異なるが、想定された地盤のせん断ひずみは、レベル1で $0.3 \sim 2 \times 10^{-3}$ 、レベル2で $0.5 \sim 5 \times 10^{-3}$ の大きさである。一方、観測された地表での地震動水平2成分の最大速度がそれぞれ22.3, 20.7 cm/sであることから、この地震動は設計で考えたレベル1の地震動にほぼ相当すると

考えられる。比較のために基礎固定モデルでも解析した。

4.2 提案モデルの固有モードの特徴³⁴⁾

図-6に設計に用いられた提案モデルの固有モードを示す。7次を除き、(a)~(h)に1~9次のモードを示している。モード図で、左の鉛直系列は杭-構造物系、右の鉛直系列は自由地盤系であり、これら2系列を結ぶ水平線は相互作用ばねを、上から4列目の水平線と杭-構造物系の交わる部分から基盤に伸びる直線は基礎の回転ばねを表している。この連成系のモード図から、構造物や地盤の変形モードを容易に判断できる。構造物の変形が卓越するモードでは、地盤の変形は無視できる。Penzien

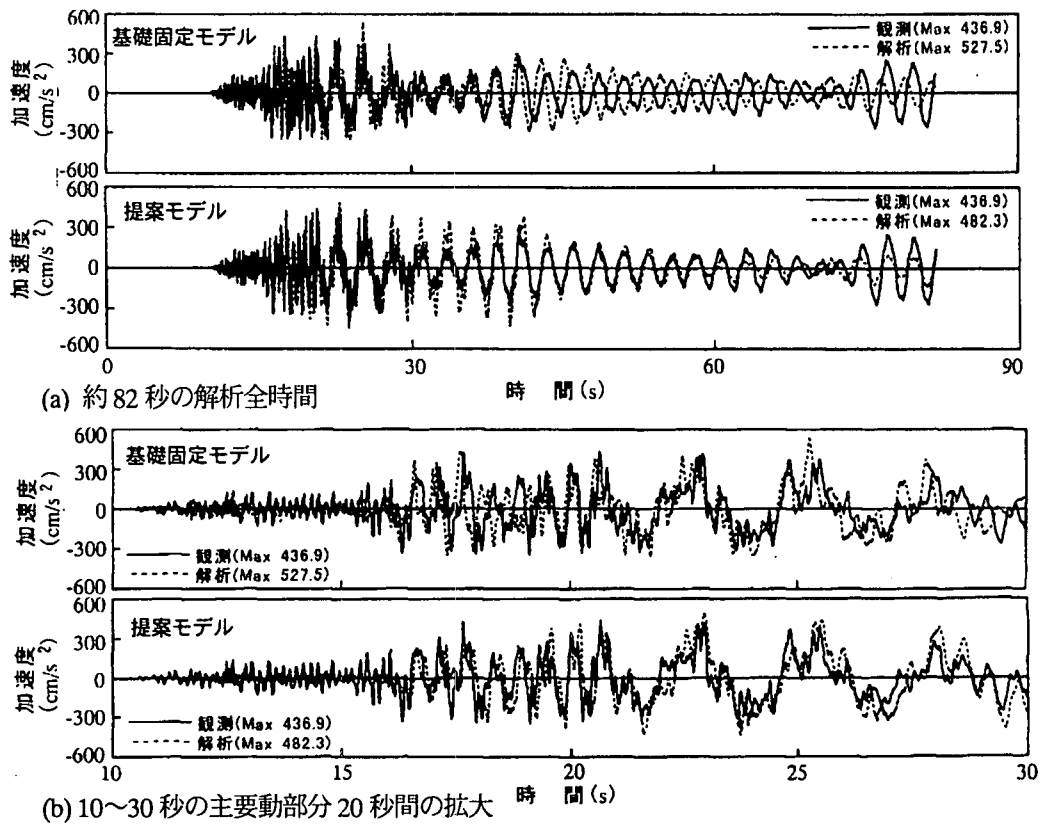


図-9 観測と2つの解析結果の構造物頂部(194m)の加速度時刻歴

モデルや河村モデルでもこのようなモードを得られるが、地盤の変形が卓越するモードは得られない。このケースの場合、地盤と構造物の2次固有周期が隣接している。分離モデルでも固有周期の隣接度合いは知り得るが、地盤の構造物に対する影響の程度(刺激関数ベクトル)は地震応答解析前にわからない。

4.3 強震観測記録を用いた提案モデルの地震応答

提案モデルでは杭支持層にGL-70mの観測記録を入力したが、基礎固定モデルは基礎と地盤(地表)が同一挙動するものと仮定したモデルであるので、地表(GL-1m)の観測記録を入力とした。以下では、NS成分について結果を示す。

図-7に観測と2つの解析の地表に対する煙突頂部の伝フーリエスペクトル比を示す。スペクトル形状を滑らかにするためと同一条件で比較するために全てにバンド幅0.2HzのParzenウィンドウを施している。そのため3~4秒以上の長周期側で不自然な形になっている。1次卓越周期は3つが概ね一致している。観測記録で1次周期よりやや短周期側にある1.2~1.3秒の小さなピークは概ね地盤の1次周期に相当するため、この影響と思われる。提案モデルでは観測とほぼ同様であるのに対して、基礎固定モデルでは現れていない。2次卓越周期近傍では、提案モデルと観測は概ね一致しているが、基礎固定モデルはやや卓越周期が短い。

図-8に観測と提案モデルの支持基盤(-70m)に対する煙突頂部のフーリエスペクトル比を示す。構造物の1次周期に相当する部分のほか、地盤の1次周期に対応する部分で大きな倍率を示している。また、構造物と地盤の2次が近接しており、この周期帯でも大きく増幅している。提案モデルは0.2~3秒の間の広い周期帯で、提案モデルは観測結果とよい一致を見ている。

図-9に観測と2つの解析結果の構造物頂部(194m)の加速度時刻歴を示す。図の(a)は約82秒間、(b)は10~30秒の主要動部分20秒間の拡大である。両解析による構造物の応答は、30秒までの主要動部分では観測を若干上回るものの、おおむね良く一致している。図を詳細に見ると、次のことが指摘できる。図(b)の拡大図を見ると、提案モデルは観測記録と位相が一致しているのに対して、基礎固定モデルは観測記録より位相が進んでいる。図(a)では、その傾向は時間とともに継続して観測記録に対して逆位相にまで進んでいる。

以上のように、提案モデルは、固有値解析で地盤の影響を捉えられ、振幅と位相(応答波形)の伝達特性においても観測記録をよく説明モデルであると言える。

5. 被害を受けた構造物の基礎杭への適用と検証

本章の目的は、提案モデルの非線形有効応力解析を、実際の地震で液状化による被害を受けた構造物の杭の被

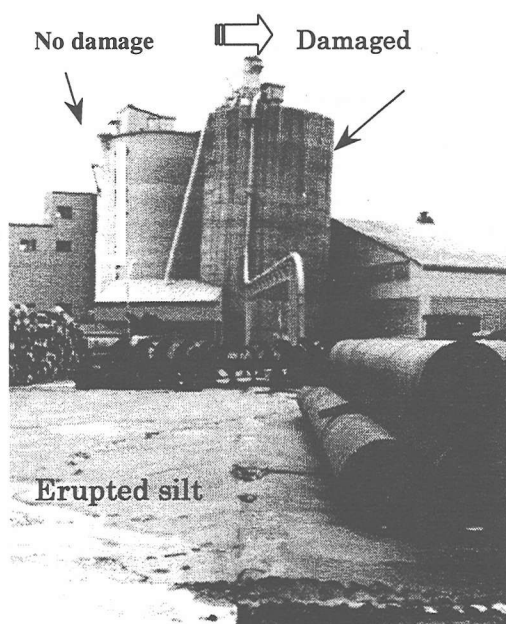


写真-1 被害を受けた杭基礎構造物
と周辺地盤の液状化

害解析⁴⁰⁾に適用して、その適用性を調べるとともに杭の被害メカニズムを説明できることを示すことである。

5.1 被害と地盤の概要

1993 年 7 月 12 日の北海道南西沖地震において、震災

から約 170km 離れた函館港の埋立地に建つ杭基礎の貯蔵構造物が傾斜・不等沈下・水平移動するという重大な被害が生じた。被災した構造物の周辺ではおびただしい噴砂・噴水が見られ、周辺地盤全面にわたり液状化した。

この構造物は 1970 年に建設され、64 本の直径 40cm の PC 杭 (A 種) に支持された 2500ton 容量の円筒形貯蔵構造物であり、高さ 26m、円筒の直径が 13.0m、基礎の直径が 15.0m である。杭の長さはいずれも 22m である。構造物は、1/20 (約 3 度) 傾斜し、30~90cm の不等沈下が生じ、基礎が 47cm 水平移動した (写真-1)。

杭頭部露出観察法により杭を全数調査した結果、全ての杭が杭頭より 3m 以浅で破壊されていた。しかし、その破壊形態はおよそ 2 種 (A,B) に典型的に大別できた。タイプ A (35 本) では、杭頭部のせん断または曲げせん断破壊であり、せん断破壊して杭頭が大きく水平にずれていた。タイプ B (29 本) では、杭頭部より 1~4m 下での曲げ破壊であり、杭頭部が健全なまま大きく傾いていた。この原因は、杭頭の基礎への根入れ長さで決定され、タイプ A は杭頭剛結合状態、タイプ B は杭頭ピン状態として挙動したことが明らかにされている。

図-10(a)に地盤柱状図を示す。GL-0.8m~6.8m に N 値が 0~7 の軟弱な浚渫埋立シルト層 (Bk 層)、GL-6.8m ~-13.8m に N 値が 3~7 の砂質シルト層 (As1 層) があり、液状化により噴出した土は Bk 層に由来することが

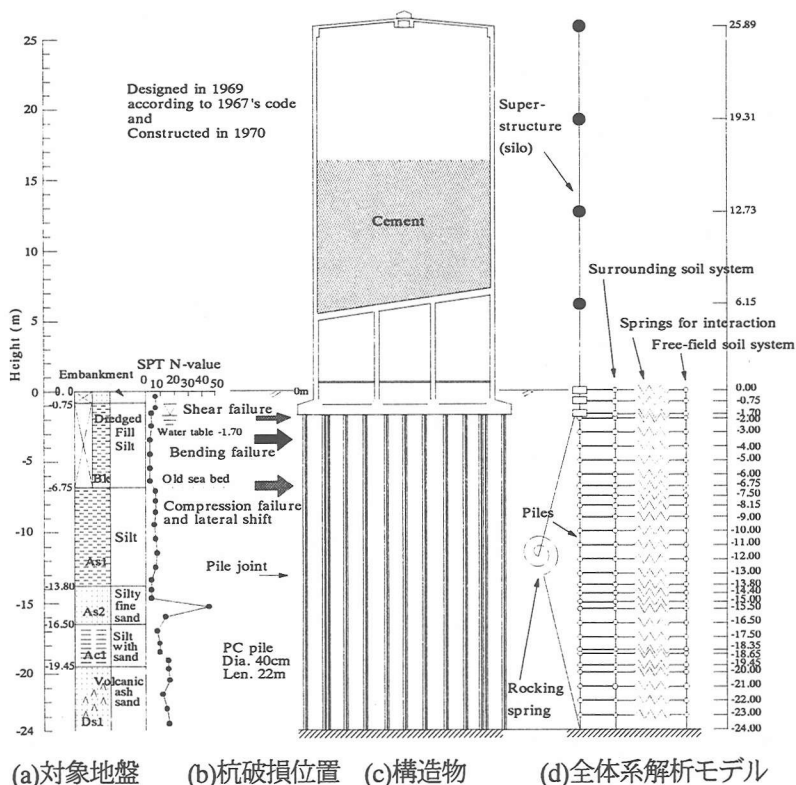


図-10 対象地盤、杭破損位置、構造物および全体系解析モデル

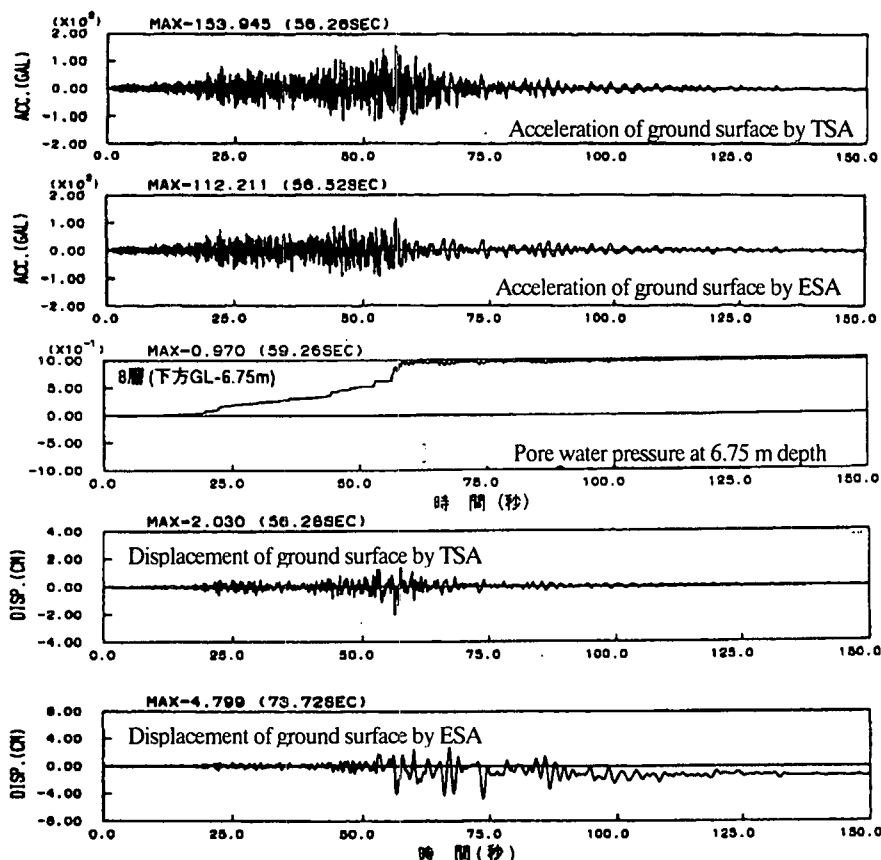


図-11 全応力解析と有効応力解析による地表の加速度と地表の変位，および有効応力解析による GL-6.75m の間隙水圧比の時刻歴

土質分析によりわかっている。As1 層、As2 層も液状化する可能性のある土層と考えられる。このほか、杭中間部の調査も行われ Bk 層と As1 層の境界付近で破壊していた。図-10(b)に杭の被害を総括したものを示す。3つの深さで破損した。杭頭のせん断破壊（タイプ A）、杭頭より 1~4m の深さの曲げ破壊（タイプ B）、そして、埋立シルト層下端に相当する杭中間部の破壊である。

5.2 解析モデルと解析条件

図-10(c)(d)に対象構造物および解析モデルを示す。解析法は前述の通りであり、自由地盤の有効応力解析は Ishihara and Towhata⁹⁾によるものとし、この解析により得られた間隙水圧時刻歴を提案モデルに取り込んだ。杭は線形曲げ梁、構造物は線形曲げせん断梁、基礎版は剛体とし質点系にモデル化した。地盤系のせん断ばねと相互作用ばねは非線形であり、いずれも双曲線タイプである。

入力パラメータは、原則として PS 検層、SPT、不攪乱試料を用いた動的変形試験、非排水繰返し三軸試験、静的三軸試験により設定した。解析に用いる双曲線モデルは 2つのパラメータ G_{max} と τ_{max} を持つが、前者はせん断波速度 V_s と密度から、後者は $\sigma'_v \cdot \tan \phi$ として求めた。埋立シルト層(Bk)の液状化抵抗特性は、非排水繰返し三軸試験結果と有効応力経路モデルによるシミュ

レーション結果は良く合っている。

ロッキングばねには、杭体と杭周辺地盤と杭の先端以深の地盤の 3つの要素を考えた。杭体と先端地盤は直列のばね、それらと周辺地盤は並列のばねと考えた。

減衰は地盤の 1, 2 次の固有振動数 (1.8, 4.3Hz) で減衰定数が 2.5%となるように Rayleigh 減衰のパラメータ α , β を設定した。

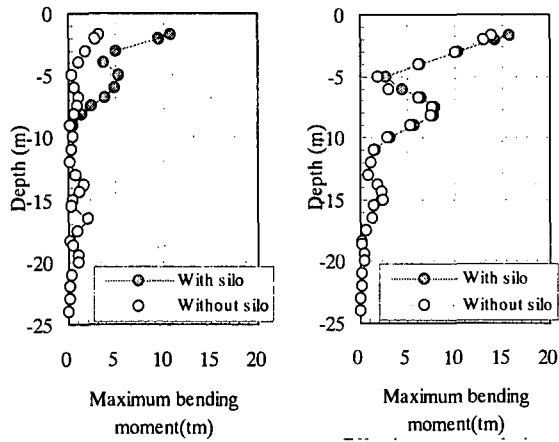
本震における地震動は、約 1km 離れた表層の地盤構成の似ている地点の観測地震記録を SHAKE⁷⁾を用いた等価線形解析により逆応答させて求め、入射波として杭先端の火山灰層に入力した。入力する地震動はサイロの傾斜、水移動の方向を考慮して、振動が大きかったと考えられる NS 成分とした。

5.3 解析結果の考察

(1) 自由地盤の応答

自由地盤の有効応力解析による過剰間隙水圧の応答から、埋立シルト層では、GL-4m~6m にわたり完全液状化に達した。埋立シルト層のみならず旧海底下の砂質シルト層や火山灰質砂層でも過剰間隙水圧が生じた。

図-11 に全応力解析と有効応力解析による地表の加速度と地表の変位、それに有効応力解析による GL-6.75m の間隙水圧比の時刻歴を示す。



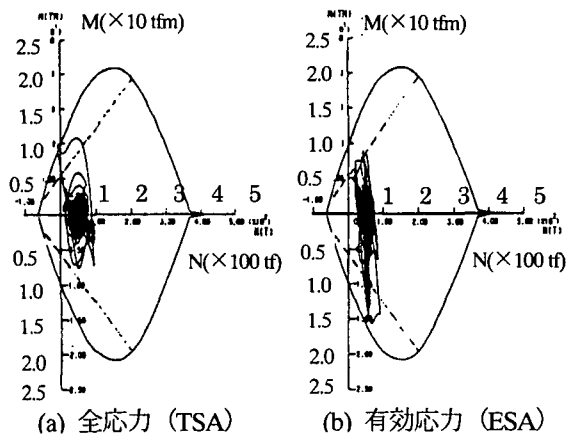
(a) 全応力解析(TSA) (b) 有効応力解析(ESA)

図-12 杭曲げモーメント分布

45秒までは加速度、変位ともに二つの解析結果に差が認められない。しかし、有効応力解析は全応力解析に比べて、53秒以降では加速度振幅は小さくなる一方で、変位には高周波数成分が少なくなる。過剰間隙水圧比が最大の97%に達した56秒以降、有効応力解析では、加速度振幅が急激に小さくなり、変位が急激に増大する様子が明瞭に認められる。また、南側への残留変位が認められる。

(2) 杭の曲げモーメント

杭頭剛結条件の場合のみ取り上げて議論する。図-12に杭の曲げモーメント図を示す。(a)は全応力解析(TSA)(b)は有効応力解析(ESA)であり、両者とも上部構造物のある場合(黒丸)とない場合(白丸)についてを示している。まず、上部構造物のある場合についてTSAとESAについて比較する。TSAの結果では、杭頭ではひび割れモーメントに達している。一方、液状化を考慮するESAの場合、液状化を考慮しない場合の1.5倍の曲げモーメントが発生しており、杭の破壊モーメントを上回っ



図

ており、おおむね実被害と調和している。また、地中部についても最大曲げモーメントの位置はGL-7~-8mにあり、その値も大きく地中部の実被害とほぼ整合する。図-13に杭頭での破壊面(降伏、ひび割れ)とM-N応答経路を示す。全応力モデルでは一度だけひび割れ線を越えているが、破壊面には達していない。一方、有効応力モデルでは、何度もひび割れ線を越え、破壊面に達している。全体的に実被害の大きさに比べて解析の応答の大きさは小さめであるが、以上の考察から、杭頭部の破壊には、液状化が大きく寄与していると言える。

(3) 慣性力と地盤変位の影響

図-12の上部構造物のある場合とない場合について比較して考察する。TSAの結果から、液状化を考慮しない場合、サイロの有無すなわち上部構造と基礎版の慣性力は杭の曲げモーメントに大きな違いを与え、これらの慣性力が支配的なことがわかる。一方、ESAの結果から、上部構造物と基礎版の有無による差異はなく、液状化した場合には、地盤の変位が支配的であることがわかる。

すなわち、この構造物の杭被害は上部構造の慣性力だけではなく、液状化により地盤の振動変位が大きくなり、液状化した地盤の変位が杭の破壊に支配的であったことがこの解析によって理解できる。

6. 結論

杭基礎構造物に対する質点系モデルの研究をレビューして、実用的なモデルとしての要請が高いことを示すとともに、独自のモデルを提案してその特徴を明らかにし、実構造物への適用を通してその有用性を検討した。得られた結論は、以下の通りである。

- (1) モデルの概念と支配方程式を示すことにより、その特徴を明らかにし、固有値解析での長所、入力設定の簡易さ、普及プログラムの利用、分離モデルに伴う入力データ管理の不要、非線形解析への適応性などの実用上の長所について明らかにした。
- (2) 提案モデルのパラメータ設定方法と液状化の影響を考慮する方法を具体的に示した。
- (3) 地震観測がなされた構造物に対して提案モデルを適用して、固有値解析で地盤の変形が卓越するモードで構造物への影響が把握できることを示した。
- (4) また、強震時の構造物応答について、振動数領域と時間領域での振幅と位相の伝達特性の観点から提案モデルは観測記録をよく説明できるモデルであることを明らかにした。
- (5) 実際の地震で液状化による被害を受けた構造物の杭基礎の損傷に液状化を考慮した提案モデルを適用して、解析結果は実際の被害と調和することを示した。

参考文献

- 1) Penzien, J., Scheffey, C.F. and Parmelee, R.A. : Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, J. of the Eng. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol.90, No.EM3, pp.223-254, 1964.6.
- 2) 岡本 舜三, 加藤 勝行, 伯野 元彦 : 地中構造物に働く地震力に関する研究, 土木学会論文集, No.92, pp.37-53, 1963.4.
- 3) 後藤 尚男, 亀田 弘行 : 杭基礎上の橋脚の地震応答について, 土木学会論文集, No.131, pp.7-18, 1966.7.
- 4) 山本 鎮男 : 杭のある構造物のロッキング振動 (その1) (杭面, 杭先の静的地盤係数), 日本建築学会論文報告集, 第125号, pp.24-29, 1966.7.
- 5) 小坪 清真, 高西 照彦 : 鋼管橋脚の耐震性に及ぼす基礎地盤変形の影響, 土木学会論文集, No.148, pp.22-31, 1967.12.
- 6) 佐藤 亮典, 川崎 鉄一郎 : アナログコンピューターによる橋梁下部構造の動的挙動の解析に関する研究, 土木学会論文集, No.141, pp.1-9, 1967.5.
- 7) 佐藤 亮典, 川崎 鉄一郎 : 井筒の振動に対する粘性の影響, 土木学会論文集, No.158, pp.17-24, 1967.10.
- 8) 杉村 義広 : 軟弱地盤における長尺支持ぐい基礎の地震時振動性状に関する研究, 早稲田大学博士論文, 211pp., 1972.10.
- 9) 竹内 盛雄, 古藤田 喜久雄, 杉村 義広 : ぐい基礎に作用する地盤の水平バネ量に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.411-412, 1969.8.
- 10) 杉村 義広 : ぐい基礎に作用する地盤の有効質量に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.485-486, 1970.9.
- 11) 久田 俊彦, 太田 外気晴, 原 昭夫, 内山 正次, 丹羽 正徳 : 軟弱地盤上杭支持建物の実験・解析的研究 (その1 7階建てアパートの振動実験と解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.461-462, 1972.10.
- 12) Ohta, T., Hara, A., Uchiyama, S. and Niwa, M. : Dynamic response of buildings supported on piles extending through soft alluvial subsoil layers, serial No.260, Proc. of 5th WCEE, 1973.
- 13) 武藤 清, 金山 弘雄 : 最近の原子力発電所の耐震解析の手法 (多質点系「格子型モデル」による応答解析), 第26回構造工学シンポジウム, pp.141-148, 1980.2.
- 14) 河村 壮一 : 埋立層上RC建物の振動論, 東京大学工学部学位論文, 385pp., 1974.4.
- 15) 河村 壮一 : 埋立軟弱地盤に建つ杭支持建物の地震動観測と解析 (その7) Penzien型モデルと集約型モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.415-416, 1975.10.
- 16) 高木 政美, 河村 壮一 : 3-(5)修正Penzien 型モデルによる解析, 構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 日本建築学会, pp.87-88, 1985.4.
- 17) 栗林 栄一, 萩原 良二, 宮田 忠明 : クイ基礎の地震応答解析—地盤の応答変位を考慮した地震応答解析法—, 土木研究所資料, 第1479号, 69pp., 1979.1.
- 18) Kagawa, T. and Kraft, L.M.J. : Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings, Soils and Foundations, Vol.20, No.4, pp.19-36, 1980.12.
- 19) 堯天 義久, 水畑 耕治, 福住 忠裕, 濱田 弘行, 広瀬 敏治 : 地層の液状化と非線型性を考慮した杭—地盤系の地震応答解析(その1)(その2), 建築学会大会(構造), pp.611-614, 1980.9.
- 20) 森尾 敏, 安倍 勇, 兵動 正幸, 山内 豊聡 : 液状化過程における地盤および杭—構造物系の応答解析, 土と基礎, Vol.29, No.9, pp.19-26, 1981.9.
- 21) 国生 剛治, 江刺 靖行, 桜井 彰雄 : 砂層の液状化現象についての数値シミュレーション, 電力中央研究所報告, No.381023, 1982.1.
- 22) 常田 賢一, 木全 俊雄, 近藤 益央, 中村 修治 : 地盤の液状化を考慮した橋梁の地震応答解析, 第17回土質工学研究発表会講演概要集, pp.1937-1940, 1982.6.
- 23) 能村 商栄, 時松 孝次 : 液状化過程における杭構造物—地盤系の応答解析手法, 日本建築学会大会梗概集 (構造), pp.1399-1400, 1989.10.
- 24) 森 伸一郎, 滝本 幸夫, 武藤 正人, 戸早 孝幸, 池田 隆明 : 地盤—構造物連成系に対する有効応力液状化解析の適用性, 第8回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.801-806, 1990.12.
- 25) Mori, S., Ikeda, T., Takimoto, Y., Muto, M. and Takayuki, T. : Influence of soil liquefaction on dynamic response of structure on pile foundation, Proc. of 10th WCEE, pp.1777-1780, 1992.7.
- 26) 宮本 裕司 : 杭支持構造物の地震応答性状に関する研究, 京都大学工学部学位論文, 230p., 1992.8.
- 27) Finn, W.D.L., Lee, K.W. and Martin, G.R. : An Effective Stress Model for Liquefaction, J. of Geotech. Engng. Div., Proc. of ASCE, Vol.103, No.GT6, pp.517-533, 1977.6.
- 28) 荒川 直士, 常田 賢一, 木全 俊雄, 近藤 益央, 高松 重則 : 地盤の液状化を考慮した構造物の地震応答解析法—DYSSIPL—, 土木研究所資料, 第1813号, 235pp., 1982.3.
- 29) 常田 賢一, 木全 俊雄, 吉田 精一 : 新潟市昭和大桥の地盤および下部構造の耐震性調査, 土木技術資料, pp.39-44, 1980.11.
- 30) 荒川 直士, 常田 賢一, 木全 俊雄, 近藤 益央, 高松 重則 : 地盤の液状化を考慮した昭和大桥の地震応答解析, 第17回土質工学研究発表会発表講演集, pp.1941-1944, 1982.6.
- 31) Iai, S., Ichii, K., Liu, H. and Morita, T. : Effective analyses of port structures, Special Issue of Soils and Foundations, JGS, pp.97-114, 1998.9.
- 32) 長谷川 正幸, 護 雅史 : 質点—ばね系モデルによる杭支持建物の非線形地震応答解析法, ORI研究報告, 98-02, 141p., 1998.10.
- 33) Lok, T.M.S., Pestana, J.M. and Seed, R.B. : Numerical modeling of seismic soil—pile—superstructure interaction, Proc. of 12th WCEE, CD-ROM, #0914, 2000.1.
- 34) 森 伸一郎 : 液状化地盤中の杭基礎構造物の防災技術に関する研究, 京都大学学位請求論文, 537p., 1997.4.
- 35) 松永 浩一 : 軟弱地盤における設計の検討例, 第4回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム—非線形相互作用問題の現状と課題—, 日本建築学会, pp.103-108, 1995.10.
- 36) 三輪 滋, 池田 隆明, 原田 尚幸, 高津 忠, 水取 和幸, 大岡 弘 : 兵庫県南部地震により被災した埋立地盤に建つ鋼管杭基礎構造物の被害の検討, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.2, pp.1757-1762, 1998.11.
- 37) Ishihara, K. and Towhata, I. : One-dimensional soil response analysis during earthquakes based on effective stress method, Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo(B), Vol.35, No.4, pp.655-700, 1980.
- 38) 古和田 明, 前田 昇, 森 伸一郎, 池田 隆明, 関 宝琪 : 1995年兵庫県南部地震における軟弱地盤上のRC超高煙突の非線形挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第512号, pp.67-74, 1998.10.
- 39) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. : SHAKE A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC 72 12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.12.
- 40) Mori, S., Numata, A. and Guan, B. : Damage to a pile foundation due to liquefied ground motion, Proc. of 12th WCEE, CD-ROM, #0811, 2000.1.

(2000年4月21日 受付)