

# 複合地盤における杭基礎の力学挙動評価と耐震性能照査

Evaluation of mechanical behavior of the pile foundation in composite ground and verification of its seismic performance

富澤幸一\*, 西本 聡\*\*, 三浦清一\*\*\*

Kouichi Tomisawa, Satoshi Nishimoto and Seiichi Miura

\*工博, 主任研究員, 土木研究所寒地土木研研究所 寒地地盤チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

\*\*上席研究員, 土木研究所寒地土木研研究所 寒地地盤チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

\*\*\* 工博, 北海道大学大学院教授, 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

The purpose of this study is the systematization of a rational design method, in which composite ground is formed around piles constructed in soft ground and ground subject to liquefaction and the increased shear strength is reflected as the horizontal resistance of piles. In the proposed design method, the necessary range of composite ground around piles and the horizontal subgrade reaction of piles with the increased shear strength are determined based on engineering assessment. Since composite ground is transformed into artificial ground that is stronger than the original unimproved ground, a method for the verification of seismic performance depending on earthquake vibration levels was also proposed based on a parameter study using the dynamic nonlinear finite element method and centrifuge model test.

*Key Words: pile, composite ground, horizontal subgrade reaction, centrifuge shaking tests*

## 1. はじめに

一般に、軟弱地盤や液状化地盤に杭基礎を設計した場合、所要の変形性能や構造耐力を確保するため多くの杭本数を必要とし基礎および下部工が大規模となる。

そのため本研究では、それらを克服する基礎の一工法として、軟弱地盤や液状化が想定される地盤に施工する杭の頭部周辺を地盤改良し、改良後の地盤強度を杭の水平抵抗および周面摩擦力として反映する設計法<sup>1), 2)</sup>を開発し実用化した。この杭と地盤改良工法を併用する手法を複合地盤杭工法と仮称する。本工法を用いることで、杭諸元が水平抵抗で決定する現場条件では大きな建設コスト縮減が可能となる。杭周辺に施工する地盤改良工法は、深層混合処理工法・載荷重工法・サンドコンパクションパイル工法など一般的な工法の全てを対象とする。

同様な手法は、基礎の合理的設計や既設橋の耐震補強対策に繋がることから、従来から種々提案されているが多種多様であり、設計法の体系化が求められている<sup>3)</sup>。

本研究では、本工法における杭周辺の地盤改良領域および増加した地盤強度に対する杭の水平地盤反力の設定法を工学的根拠に基づき新たな設計法として策定した。複合地盤における杭の力学挙動を実杭の水平載荷試験および鉛直載荷試験により確認し、その結果から策定した

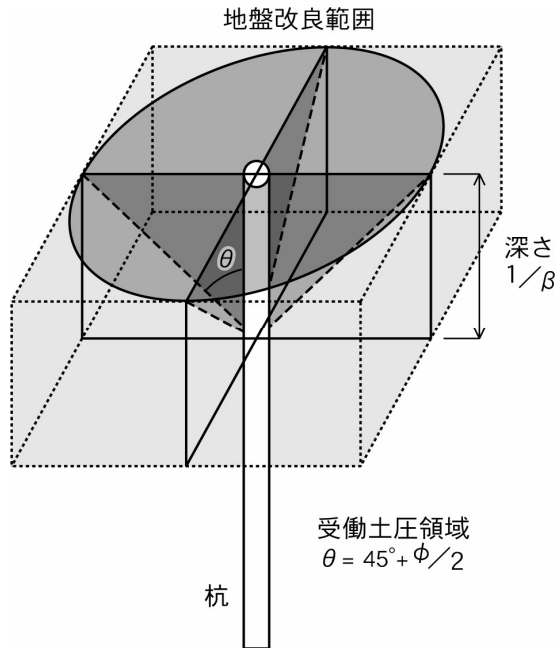
設計法の妥当性を実証的に検証した。

ただし、杭周辺に深層混合処理工法で高強度の複合地盤を形成した場合、原地盤に対し剛性の大きい人工地盤となることから、大規模地震動に対する杭と複合地盤の健全性を遠心力模型実験で検証した。さらに本論文では、動的的非線形有限要素法解析による杭の耐震性能の検証成果から、同工法の耐震照査法として、現行設計法<sup>4)</sup>に基づき震度法・地震時保有水平耐力照査法および動的解析法を主体とする杭の耐震照査フロー（案）を策定した。

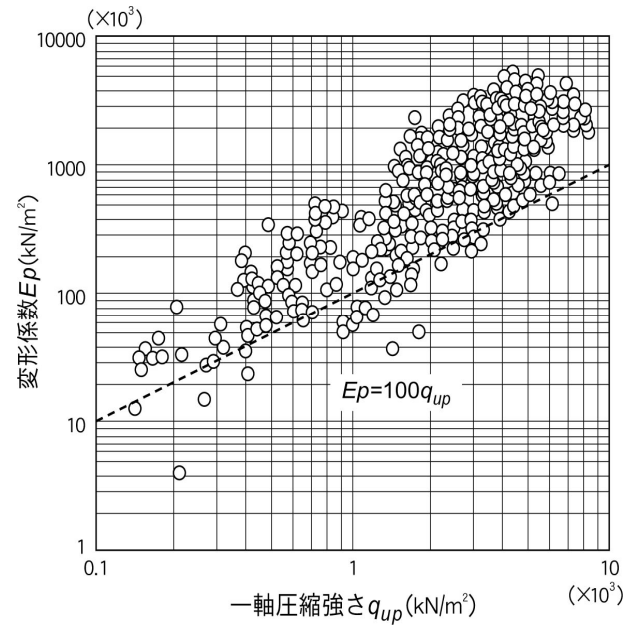
## 2. 複合地盤における杭の設計法

### 2.1 地盤改良領域の設定手法

杭周辺の地盤改良の必要領域は、土の極限状態の釣り合いを考慮することで受働破壊の範囲が設定される<sup>5)</sup>。つまり、必要な地盤改良域を杭の水平抵抗の影響範囲とすれば、複合地盤の範囲は、杭特性長  $1/\beta$  (*Characteristics length*) の深さから受働すべり面の勾配  $\theta = (45^\circ + \phi/2)$  ( $\phi$ : 土のせん断抵抗角) で立ち上げた逆円錐形を含む 3 次元の四角形を杭周辺に設定することができる (図-1)。これは、モール・クーロンの破壊基準や極限地盤反力法 (Broms<sup>6)</sup>, Reese ら<sup>7)</sup>) を工学的根拠とする。改良領域は現況の必要範囲とし、原地盤のせん断強度から設定する。



図一 杭周辺の地盤改良領域



図二 改良体の一軸圧縮強度  $q_{up}$  と変形係数  $E$  (粘性土系地盤) の関係<sup>10)</sup> に加筆

## 2.2 杭水平抵抗の設計法

杭周辺を地盤改良する複合地盤杭工法では、改良地盤は杭との剛性の違いやそのバラツキおよび力学特性の差異から杭と一体の構造物ではなく、あくまでも地盤として扱うことを前提とする。その結果、杭の水平抵抗は作用荷重に対する水平地盤反力として評価される。その際、弾性地盤反力法<sup>8)</sup>では改良地盤中の杭の水平地盤反力係数  $k$  は、地盤の変形係数  $E$  から式(1)<sup>8)</sup>より算定される。

$$k = \frac{1}{0.3} \alpha E \cdot \left( \frac{\sqrt{D/\beta}}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (1)$$

ここに、 $k$ ：杭の水平地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )、 $E$ ：改良地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $\alpha$ ：水平地盤反力推定に用いる係数、 $D$ ：杭径 (m)、 $\beta$ ：杭特性値 ( $\text{m}^{-1}$ )  
 $\beta = \sqrt{(kD)/4E_y I}$ 、 $E_y I$ ：杭の曲げ剛性 ( $\text{kN} \cdot \text{m}^2$ ) である。

以下に、代表的な地盤改良工法別の地盤改良により増加した地盤の変形係数地盤  $E$  の算定法を示す。

### (1) 深層混合処理工法

深層混合処理工法で改良柱を施工し複合地盤を形成した場合、複合地盤のせん断強度  $C$  は原地盤強度と改良柱の強度を改良率に従い合成した式(2)<sup>9)</sup>で算定される。

$$\begin{aligned} C &= C_p \cdot a_p + \alpha_s \cdot C_o (1 - a_p) \\ C_p &= q_{up}/2, \quad C_o = q_{wo}/2, \quad a_p = A_p/A \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 $C$ ：複合地盤のせん断強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $C_p$ ：改良柱のせん断強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $C_o$ ：原地盤のせん断強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $\alpha_s$ ：破壊ひずみ低減率、 $a_p$ ：地盤改良率、 $q_{up}$ ：改良柱体一軸圧縮強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $q_{wo}$ ：原地盤一軸圧縮強度 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $A_p$ ：改良柱体断面積 ( $\text{m}^2$ )、 $A$ ：改良柱体一本当りの分布面積 ( $\text{m}^2$ )、 $\alpha_s$ ： $q_{up}$  の破壊ひずみに対する  $q_{wo}$  の強度低減率 (1/2～1/3) である。

改良柱のせん断強度  $C_p$  は、(2)式に示すように改良柱の一軸圧縮強度  $q_{up}$  と  $C_p = q_{up}/2$  の関係にある。また、改良柱の一軸圧縮強度  $q_{up}$  と変形係数  $E_p$  は、例えばセメント系固化材で粘性土系地盤を改良した場合には図-2 に示すように  $E_p = 100 q_{up}$  の関係式など、改良する原地盤の性状別に比例的な関係を示すことが知られている<sup>10)</sup>。つまり、複合地盤の変形係数  $E$  はせん断強度  $C$  の比と同等と考えることができる。そのため設計法では、改良柱体のせん断強度  $C_p$  と一軸圧縮強度  $q_{up}$ 、一軸圧縮強度  $q_{up}$  と変形係数  $E_p$  の関係に基づき、複合地盤の変形係数  $E$  を式(3)で示すように改良率  $a_p$  に従った複合地盤のせん断強度  $C$  と同様に扱う。その結果、複合地盤の変形係数  $E$  は、改良率  $a_p$  で合成した改良柱体の変形係数  $E_p$  と原地盤の変形係数  $E_o$  の和として算定される。

$$E = E_p \cdot a_p + \alpha_s \cdot E_o (1 - a_p) \quad (3)$$

ここに、 $E$ ：複合地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $E_p$ ：改良柱体の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $E_o$ ：原地盤の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $a_p$ ：複合地盤の改良率である。

## (2) 載荷重工法

プレロード工法や近年施工例が多い真空圧密工法などの載荷重工法では、圧密後の地盤せん断強度  $C$  は式(4)<sup>9)</sup>により算定される。

$$C=C_0+\Delta C=C_0+m \cdot \Delta P \cdot U \quad (4)$$

ここに、 $C$ ：圧密地盤のせん断強度( $\text{kN/m}^2$ )、 $C_0$ ：原地盤非排水強度( $\text{kN/m}^2$ )、 $\Delta C$ ：圧密による増加地盤せん断強度( $\text{kN/m}^2$ )、 $m$ ：強度増加率、 $\Delta P$ ：地盤内増加応力( $\text{kN/m}^2$ )、 $U$ ：圧密度 (%) である。この考え方に基づき、圧密による  $\Delta C$  を地盤改良により増加した変形係数  $\Delta E$  と同等比と評価すれば、改良地盤全体の地盤変形係数  $E$  の算定が可能となる。つまり、式(4)を  $E$  の算定式に変換する。

ただし、設計値は強度増加率の設定などにより大きく変化するため、同工区内で試験施工などを実施し、孔内水平載荷試験で設計値を照査することが望ましい。

## (3) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工法による地盤改良では、複合地盤中の杭の水平方向地盤反力係数  $k$  を砂杭間の地盤の増加変形係数のみから設定する方法など様々な手法があるが、式(5)<sup>10)</sup>を用いた場合、砂杭の改良率  $a_s$  に従い直接的に算定することができる。

$$k=k_s \cdot a_s + k_c \cdot (1 - a_s) \quad (5)$$

ここに、 $k$ ：複合地盤の杭の水平方向地盤反力係数( $\text{kN/m}^3$ )、 $k_s$ ：砂杭の  $k$  値( $\text{kN/m}^3$ )、 $k_c$ ：砂杭間の原地盤  $k$  値( $\text{kN/m}^3$ )である。 $k_s \cdot k_c$  は、標準貫入試験の  $N$  値または孔内水平載荷試験による地盤変形係数  $E$  から算定する。サンドコンパクションパイル工法による砂杭の  $N$  値は概ね 10～15 程度とされている。サンドコンパクションパイル工法では砂杭のみでなく、砂杭を造成することで未改良の原地盤についてもせん断強度の増加が期待される。

上記手法により、地盤改良工法別の増加した地盤変形係数  $E$  を杭の水平地盤反力として反映することで、改良地盤中の杭の水平抵抗の設計が可能となる。

## 2.3 杭周面摩擦力の設定法

複合地盤における杭の周面摩擦力  $f$  についても、水平地盤反力と同様に現行設計法<sup>8)</sup>に従い、複合地盤のせん断強度  $C$  から、 $f=C$  として設計する。杭周辺の地盤改良工が深層混合処理工法であれば、 $f=C_p=q_{up}/2$  とし、それを改良率  $a_p$  (設計周面摩擦力  $f=((C_p=q_{up}/2) \times a_p)$ ) で変換し設計時に設定する。

また、特に改良地盤下に軟弱層が残る現場条件では負の周面摩擦力(Negative friction  $NF$ )の発現が懸念されることから、式(6)<sup>8)</sup>で判定を行い、杭全体の鉛直支持力を照査する。

$$R_d=1/1.5(R_u' - W_s)+W_s - (NF + W) \quad (6)$$

ここに、 $R_d$ ：負の周面摩擦力を考慮した許容支持力( $\text{kN}$ )、 $W_s$ ：杭有効重量( $\text{kN}$ )、 $W$ ：中立点より下方の杭の換算土重量( $\text{kN}$ )である。これらの手法により、改良体内の杭鉛直支持力の設定および照査をすることができる。

## 3. 現場載荷試験による設計法の検証

複合地盤中の杭挙動および策定した設計法の妥当性を検証するため、同工法を採用した実杭で水平載荷試験および鉛直載荷試験を実施した事例を示す。

### 3.1 杭水平載荷試験

複合地盤中の実杭の現場水平載荷試験は、同工法を採用した箱式橋台の場所打ち杭基礎で実施した。試験箇所の橋台および地盤柱状図を図-3 に示した。場所打ち杭は全周回転式のオールケーシング工法で施工した。杭諸元は杭径  $D=1200\text{mm}$ 、杭長  $L=17\text{m}$  で、杭周辺には深さ  $1/\beta$  を基準とした領域に、設計の一軸圧縮強度が  $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ 、改良率が接円  $a_p=78.5\%$  の深層混合処理工を施している。この際、接円としているのは平均的な杭の水平抵抗を確保するためである。水平載荷試験の方式は、地盤工学会基準<sup>11)</sup>に準拠した多サイクル方式の荷重制御法とした。載荷方法は、試験杭と反力杭の間に油圧ジャッキ、ロードセル、載荷筒を設置し一方向に静的に載荷した。

原地盤の杭の水平地盤反力係数  $k_0$  は、 $N \leq 5$  以下の原地盤の変形係数  $E_0$  より  $k_0=9.3\text{MN/m}^3$  と小さい。これに対し、設計水平地盤反力係数  $k$  は、改良柱体の設計一軸圧縮強度  $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ 、改良率  $a_p=78.5\%$  として式(1)～(3)より  $k=47.8\text{MN/m}^3$  と算定される。ただし、改良柱体の施工後材令 28 日の一軸圧縮強度は深さ  $1/\beta$  の平均値で  $q_{up}=408\text{kN/m}^2$  であったことから、計算水平地盤反力係数  $k_1$

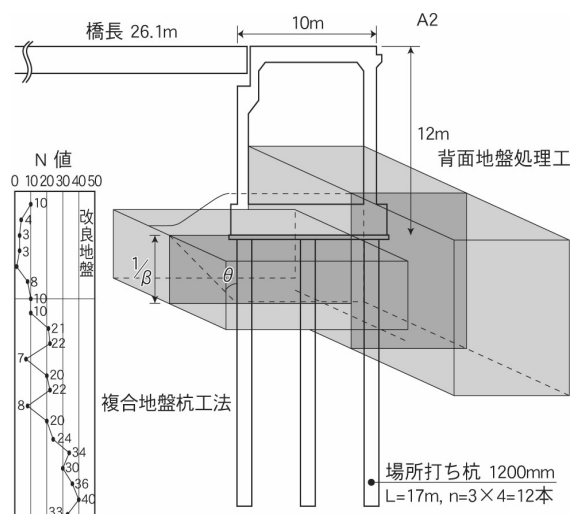


図-3 複合地盤杭工法の水平載荷試験現場

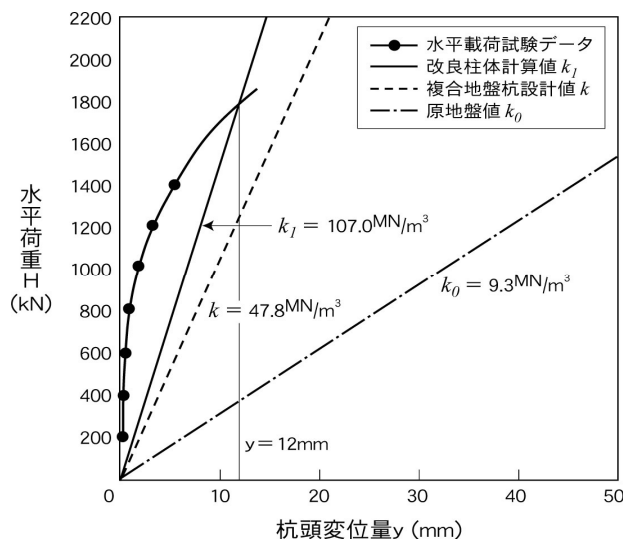


図-4 杭水平載荷試験の水平荷重  $H$  と杭変位量  $y$

は  $k$  に対し約 2 倍の  $k_1=107.0\text{MN/m}^3$  である。水平載荷試験の実測水平地盤反力係数  $k_2$  は、水平荷重  $H$  と杭頭変位量  $y$  の関係から、式(7)に示す弾性地盤反力法<sup>9)</sup>により、杭径 1% の基準変位量  $y=12\text{mm}$  に対応する  $k_2 \div 100\text{MN/m}^3$  を得た。

$$y = [e^{\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x)] / 2E_p I \beta^3 \quad (7)$$

ここに、 $C_1, C_2, C_3, C_4$ : 積分定数、 $x$ : 深さ位置 (m) を表す。その結果、水平載荷試験の実測値  $k_2 \div 100\text{MN/m}^3$  は図-4 に示すように設計法による計算水平地盤反力係数  $k_1=107.0\text{MN/m}^3$  に概ね一致した。

以上より、改良領域を有限とし、改良地盤のせん断強度から水平地盤反力を設定する杭水平抵抗に関する設計法の妥当性を検証した。この際、杭と改良柱体に剥離や局所的な損傷などは無く、微小変形領域ではあるが水平抵抗の伝達には問題ないと判断された。

また、複合地盤における実杭の水平載荷試験は現在までに本試験を含めて 5 件実施しているが、いずれも提案した設計法で算定した水平地盤反力の確保が確認されている。同工法では改良柱体が反力効果を発揮し水平抵抗に一定の安全性を有するものと考えられる。

### 3.2 杭鉛直載荷試験

複合地盤中の杭の周面摩擦力を確認するため、鉛直載荷試験を実施した。試験現場は、水平載荷試験とは別現場の同工法を採用した道路橋の橋台基礎である。図-5 に現場試験箇所の橋台一般図および地盤柱状図を示す。原地盤には泥炭性軟弱地盤が深く介在している。橋台基礎杭には、杭径  $D=1200\text{mm}$ 、杭長  $L=48.5\text{m}$ 、杭本数  $n=2\text{列} \times 2=18\text{本}$  の場所打ち杭を採用している。杭周辺の地盤改良は深さ 9m まで深層混合処理工を施工した。深層混合処理工は改良率

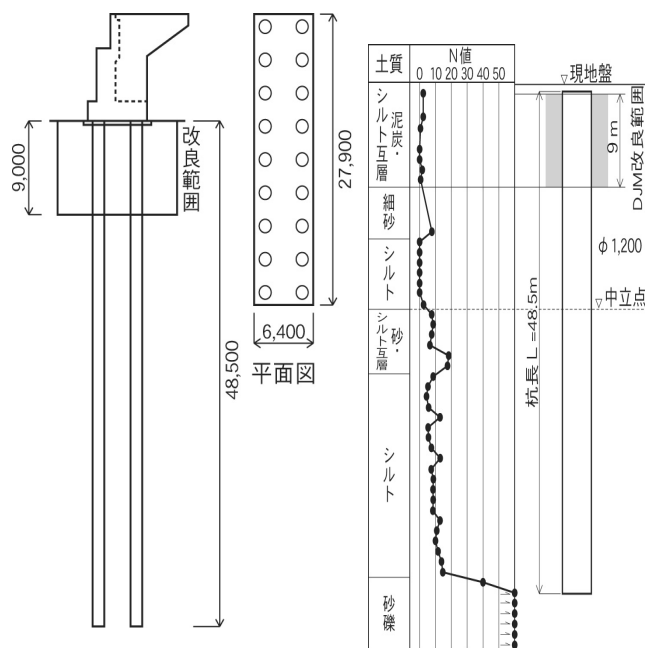


図-5 複合地盤杭工法の鉛直載荷試験現場

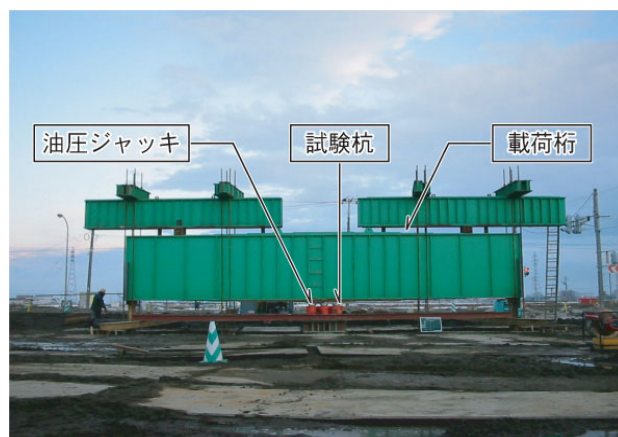


写真-1 複合地盤杭の鉛直載荷試験状況(その 1)



写真-2 複合地盤杭の鉛直載荷試験状況(その 2)

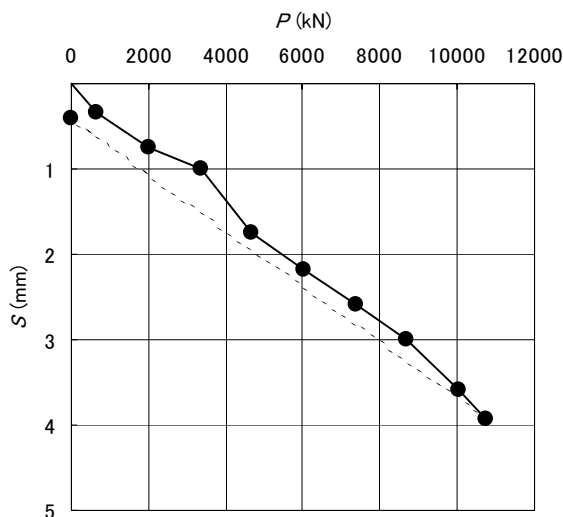


図-6 載荷重  $P$ ～杭頭沈下量  $S$

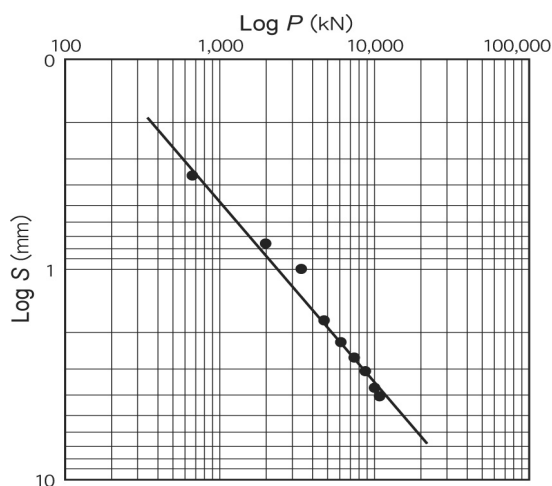


図-7 載荷重  $\text{Log} P$ ～杭頭沈下量  $\text{Log} S$

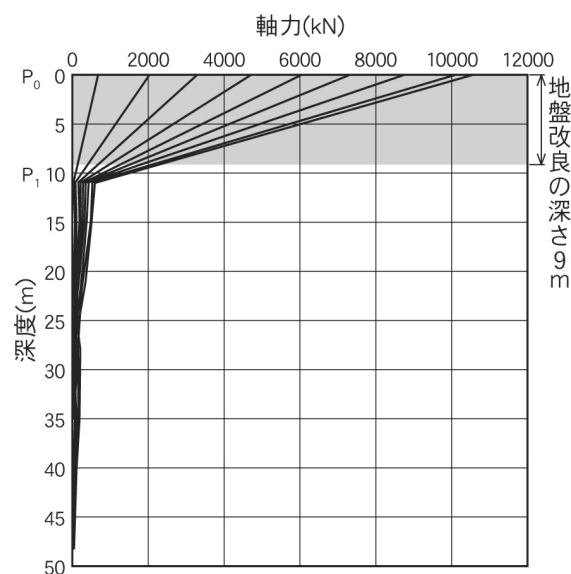


図-8 複合地盤杭の軸力分布

$a_p=78.5\%$ の接円とし改良柱体の設計一軸圧縮強度  $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ とした。この結果、設計  $q_{up}$ から設定させる改良体内の場所打ち杭の最大周面摩擦力度  $f_i$ は  $f_i=78.5\text{kN/m}^2$  ( $f_i=C$ 、実設計では安全側に原地盤の強度を考慮せず  $C=0.785 \times 200\text{kN/m}^2/2$ )である。また、場所打ち杭の施工は、杭周辺部の改良柱体強度がコアサンプリングにより設計一軸圧縮強度  $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ 以上を発現していることを確認した後に、改良柱体の剛性が比較的高いことからそれらを施工時に損傷させることの無いよう確実に施工するため、従来の揺動式ではなく全周回転式のオールケーシング工法で施工した<sup>12)</sup>。ただし、改良柱体は施工時の固化材配合を室内試験値から設定するため、実現場では概ね安全側に設計一軸圧縮強度を上回る傾向にある。

複合地盤における実杭の鉛直載荷試験は、油圧ジャッキで荷重制御する地盤工学会基準<sup>13)</sup>に準拠した反力載荷法とした。試験杭は橋台の中央の杭とし、反力杭は試験杭の周辺の杭とした(写真-1 その1、写真-2 その2)は、計画最大荷重を  $P_{\max}=10720\text{kN}$ までの1サイクル段階載荷法とした。試験杭と反力杭の中心間隔は、実杭を用いた現場試験のため  $2.5D$  ( $D$ :杭径)と一定である。鉛直載荷試験は、コンクリートの強度発現および杭施工後の周面摩擦力の回復を考慮し場所打ち杭の打設から4週間後に実施した。なお、場所打ち杭強度は標準養生で4週間時に呼び強度  $30\text{N/mm}^2$ が確保していることを確認している。また、施工時においても各杭はコンクリートスランプ値(15～18cm)で厳格に管理されており、本橋台基礎では剛性にばらつきが少ない群杭基礎が造成されていると考えられる。

鉛直載荷試験結果から得た、載荷重  $P$ ～杭頭沈下量  $S$ および載荷重  $\text{Log} P$ ～杭頭沈下量  $\text{Log} S$ の関係を、それぞれ図-6、図-7に示す。図-6によれば、載荷重に対する杭頭沈下量  $S$ は、場所打ち杭の設計極限支持力  $R_u=10262\text{kN}$ 相当の最大荷重に至っても、多少のばらつきはあるがほぼ直線的な傾向を示しており、最大値でも  $S_{\max} \approx 4\text{mm}$ 程度と微小である。残留沈下も  $1\text{mm}$ 以下と過小である。また、図-7では降伏および極限に相当する明確な変局点は見られず、この挙動は弾性範囲内にあるものと考えられ、同時に杭の設計支持力は確保されていると判断される。

また、図-8に各載荷重段階の杭軸力分布を示した。図によれば、改良体以下に軸力が伝達されておらず、改良体内で非常に大きな杭周面摩擦力度  $f$ が発現していることが分かる。鉛直載荷試験結果からの杭の極限支持力の判定法として、載荷重～沈下量の関係から以下に示す種々の手法が提案されている。

- ①載荷重～沈下量曲線法( $P$ ～ $S$ 法・ $\text{Log} P$ ～ $\text{Log} S$ 法)
- ②沈下量と載荷重の増分比( $S/P$ )
- ③載荷重～時間～沈下量による判定法( $S$ ～ $\text{Log} t$ 法・ $\Delta S/\Delta \text{Log} t$ ～ $P$ 法)
- ④杭径10%沈下量荷重および残留沈下量からの推定
- ⑤載荷重～沈下量数式モデル判定法(Van der veen法・勾

## 配逆数法・宇都の方法)

本試験では計画最大荷重においても明確な変局点が認められていないことから、①・②・③・④の手法による判定は困難である。そのため、⑤の数式モデル判定法の中でも、主観を入れずに判定可能な手法として地盤工学で従来から用いられている、式(8)で示す宇都らの指数式<sup>14)</sup>を用いて実測杭極限支持力 $R_u$ を推定した。

$$P = R_u [1 - \exp(-S/S_0)^m] \quad (8)$$

ここに、 $P$ :杭頭荷重(kN)、 $m$ :変位指数、 $S$ :沈下量(mm)、 $S_0$ :基準沈下量(mm)である。杭沈下量は微小であり杭先端まで荷重は伝達していないが、明瞭な載荷重 $P$ ～杭頭沈下量 $S$ の履歴が得られていることから、杭周辺の改良体を提案した設計法に沿い(複合)地盤すなわち反力体と扱うことで本判定法は問題ないと判断した。ただし、本手法で得られた判定値はあくまで推定値の位置付けにある。

その結果、場所打ち杭の設計極限支持力 $R_u=10262\text{kN}$ に対し、約3倍の実測杭極限支持力 $R_u=30787\text{kN}$ と判定された。計画最大荷重 $P_{\max}=10720\text{kN}$ に対する改良体内の杭周面摩擦力度 $f_2$ は、杭頭軸力 $P_0$ と改良体下端軸力 $P_1$ の関係から( $f_2=(P_0 - P_1)/\text{杭周長 } U \cdot \text{区間長 } L$ )、 $f_2=280.5\text{kN/m}^2$ と判定される。ただし、実現場の改良柱28日目の一軸圧縮強度 $\sigma_{28}$ つまり4週強度は設計 $q_{up}$ に対し大きく発現し平均値で $\sigma_{28}=865\text{kN/m}^2$ であり、この値から算定される杭周面摩擦力度 $f_3$ は $f_3=340.0\text{kN/m}^2$ となる。鉛直載荷試験で実測されている杭周面摩擦力度は $f_2=280.5\text{kN/m}^2$ であるが、試験の杭軸力が増加した場合を想定すれば、改良体の杭最大周面摩擦力度は実測値 $f_2$ の約1.2倍である $f_3=340.0\text{kN/m}^2$ は十分に確保できるものと判断される。その結果、改良体の杭周面摩擦力を一軸圧縮強度 $q_{up}$ から設定する設計法( $f=C=q_{up}/2$ )は概ね妥当と考えられる。

次に、鉛直載荷試験で得られた実測杭極限支持力 $R_u=30787\text{kN}$ を用いて式(9)により、負の周面摩擦力( $NF$ )の再判定をおこなった<sup>8)</sup>。

$$R_a = 1/1.5 (R_u' - W_s) + W_s - (NF + W) \quad (9)$$

ここに、 $R_a$ :負の周面摩擦力を考慮した許容支持力(kN)、 $W_s$ :杭有効重量(kN)、 $W$ :中立点より下方の杭の換算土重量(kN)である。その結果、中立点より上の改良体周面摩擦は大きい、実測杭極限支持力 $R_u$ も大きいため、 $NF$ を考慮した杭許容支持力 $R_a=4158\text{kN}$ となり、常時の杭頭実反力(常時 $P_{\max}=3182\text{kN}$ )を確保した。

## 4. 遠心力模型実験による耐震性

### 4.1 耐震性の検討

杭周辺に地盤改良を施す複合地盤杭工法は、実杭の載荷

試験で検証したように、静的荷重に対する設計法では成立するが、課題となるのは杭頭部に剛性の大きな人工地盤を形成することによる杭の耐震性への影響と考えられる。つまり、杭周辺の複合地盤が静的設計法と同様に、地震時においても、杭に対し反力体の効果を発揮するかを見極める必要がある。

既往の研究として、粘性土地盤内の杭周辺にサンドコンパクションパイル工法を想定して砂質土地盤を造成した遠心力模型実験を実施し、杭の静的および動的挙動を検証した<sup>2)</sup>。その結果、杭周辺の改良地盤による静的な杭水平抵抗の増加および地震時の杭変位・杭ひずみの一定量の抑制効果を確認した。このことは、複合地盤杭の耐震補強工法としての可能性も示唆している。ただし、深層混合処理工法を対象とした動的有限要素法(等価線形法)<sup>15)</sup>の結果、強度差をもつ複合地盤と未改良地盤の境界条件に留意する必要があることなどが明らかとなった。そのため今回新たに、比較的高強度の改良体を形成する深層混合処理工法による複合地盤中の大規模地震動に対する杭および改良柱体の挙動をより詳細に検証するため、遠心力模型実験を実施した。なお、今回の遠心力模型実験では、杭断面力ではなく、懸案の1つである地震時の改良柱体の健全性評価および地盤反力特性について注目した。

### 4.2 遠心力模型実験

遠心力模型実験は、図-9に示す1/50の縮小模型を50Gの遠心加速度場における複合地盤杭の静的水平載荷実験および動的加振実験とした。模型杭は外径10mm・厚さ0.2mm・杭長400mmのスチール製パイプとした。原地盤は、泥炭地盤を想定して乾燥重量比1:1のピートモスとカオリン粘土の混合材料で、初期含水比300%の飽和地盤を作成した。杭周辺の改良柱体は接円配置(改良率 $a_p=78.5\%$ )の複合地盤とし、所定の軸圧縮強度 $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ の改良柱体を事前にアクリルパイプを用いて製作し、養生した。複合地盤の作成方法としては、模型杭を設置した原地盤の所定位置に掘削を行い、養生した改良柱体を接円状に挿入した。模型杭周辺の改良柱体は現場の実施工を想定し、模型杭に密着させるため、模型杭に当たる部分の改良柱体をカットすると同時に急速硬化モルタルを塗布して設置した。加振実験ではレベル2相当の高レベル大規模地震動<sup>16)</sup>を想定し実物換算最大振幅約800galの正弦波を入力波形とした。写真-3に遠心力模型実験のセットアップ状況を示す。

原地盤(泥炭地盤)と改良柱体を設置した複合地盤において、杭の静的水平載荷実験を実施した。実験から得られた載荷曲線の弾性領域における初期接線勾配( $P/\Delta$ )とそれぞれの地盤弾性係数 $E$ を表-1に示す。地盤弾性係数 $E$ は、原地盤はバンダーエメント要素試験<sup>17)</sup>より、複合地盤は $E_p=100q_{up}$ より算定した。表によれば、原地盤に対し複合地盤の水平抵抗に相当する $P/\Delta$ と地盤弾性係数がともに同等の6倍程度大きくなっていることが分かる。これより、

表-1 遠心力模型実験の静的水平載荷による  $P/\Delta$  値

| ケース  | $P/\Delta(\text{kN/m})$ | 地盤弾性係数<br>$E(\text{kN/m}^2)$ | 備 考                  |
|------|-------------------------|------------------------------|----------------------|
| 原地盤  | 130                     | $E=3420$                     | バンダーエメント<br>試験結果から算定 |
| 複合地盤 | 870                     | $E=20000$                    | $E_p=100q_{up}$ より算定 |
| 比率   | 6.7                     | 5.8                          | 複合地盤/原地盤             |

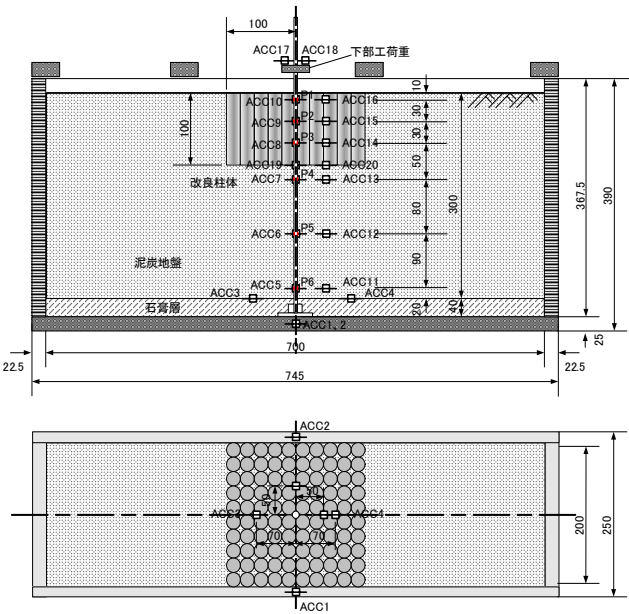


図-9 遠心力模型実験の構成と計器配置

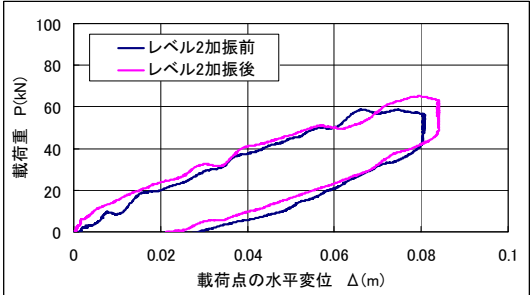


図-10 レベル2地震動加振前後の静的水平載荷曲線

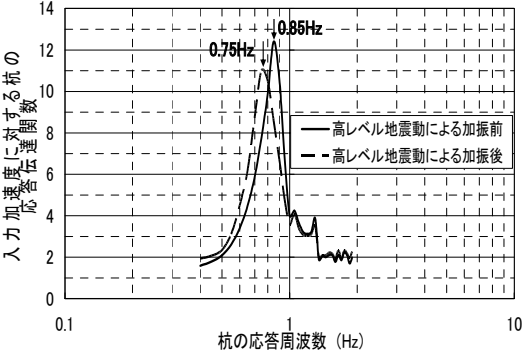


図-11 高レベル加振前後における杭の応答伝達関数

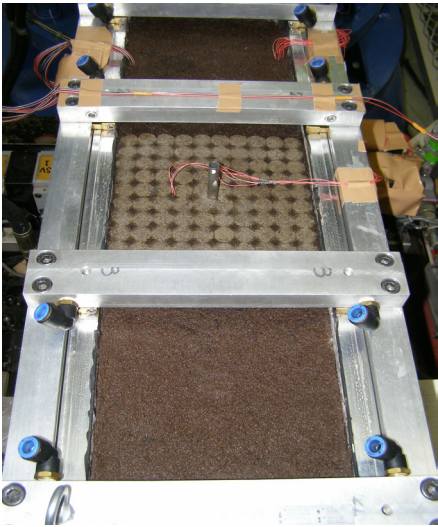
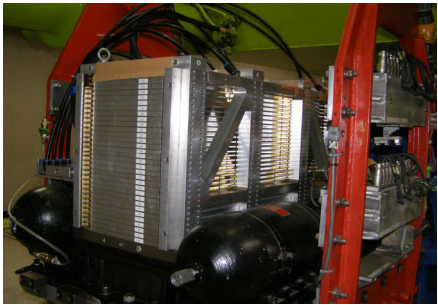
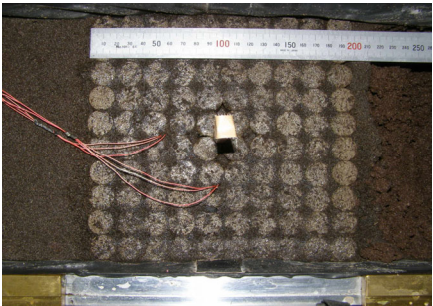


写真-3 遠心力模型のセットアップ



加振前



加振後

写真-4 高レベル地震動加振前後の状況

前記した実杭の載荷試験結果と同様に、弾性領域内において、複合地盤の杭に対する水平反力効果が確認された。同時に、地盤の水平抵抗が地盤剛性に支配されることが明らかとなった。また、レベル 2 地震動加振後に複合地盤杭の静的水平載荷実験を行った結果、水平地盤反力係数を表す載荷曲線は加振前とほぼ同様となった(図-10)。

#### 4.3 高レベル地震動加振

一方、複合地盤に設置した杭に対して、レベル 2 相当の高レベル地震動加振を行う前後に、入力周波数を変化させた微小レベル地震動(実物換算加速度振幅 20gal)による加振を行い、加速度に対する杭の伝達関数を求め、その応答特性を確認した(図-11)。その結果、高レベル地震動による加振を行う前に得られた杭の固有周波数が 0.85Hz であるのに対し、高レベル地震動による加振後の杭の固有周波数が 0.75Hz となり、杭周囲の複合地盤の剛性が大きく変化しないことが確認された。つまり、複合地盤中の杭は、十分な耐震性が発揮されるものと考えられる。

レベル 2 相当の高レベル地震動による加振前後の複合地盤の状況を写真-4 に、地震動加振後の改良柱体の様子を写真-5 に示した。写真および解体後の改良柱体の検証より、大規模加振に対し杭の特殊変形や杭周辺の改良柱体の損傷はなく健全であることを確認した。そのため、高レベル地震動に対し杭および改良柱体は問題なく、地震後も同工法では所要の水平抵抗が確保されるものと考えられる。



写真-5 地震動加振後の改良柱体

### 5. 耐震照査法

#### 5.1 耐震性能の評価

複合地盤における杭の耐震照査法を検討するため、動的解析により耐震性能を評価した。

そこでまず、本工法を採用した実現場の橋台で、道路橋示方書<sup>4)</sup>に準じ、レベル 1 地震動を震度法、レベル 2 地震動を地震時保有水平耐力照査法により杭を設計した。

同工法を採用した現場モデルの基礎は、場所打ち杭(杭径  $D=1200\text{mm}$ 、杭長  $L=13\text{m}$ 、杭配列  $n=3 \times 5=15$  本)を用い

ている。橋台位置の地盤条件は、上層部 5.0m に液状化が想定されるゆるい砂層、下層部約 5.0m に軟弱なシルトが介在し、支持層を深さ 12.5m 以深の頁岩基盤としている。杭周辺には深層混合処理工法による複合地盤を形成した。複合地盤の改良範囲は設計法に従い、改良深さを杭特性長  $1/\beta=7.0\text{m}$  とし、改良幅は地盤のせん断抵抗角  $\phi=0$  より受働土圧領域に相当する改良幅  $=7.0\text{m}$  とした。複合地盤の改良率は接円の  $a_p=78.5\%$ 、改良柱体の一軸圧縮強度は  $q_{up}=400\text{kN/m}^2$  である。この設計による複合地盤中の杭水平地盤反力係数  $k$  は未改良の原地盤に対し 50 倍程度に相当する。その結果、複合地盤を杭周辺に施すことで大きな水平抵抗が確保され、当該現場では杭列数を 5 列から 3 列に減じている。

道路橋の現行耐震設計法<sup>4)</sup>である震度法と地震時保有水平耐力照査法の検討の結果、複合地盤中の杭はレベル 1 地震動およびレベル 2 地震動において、構造上耐震性に問題ないことを確認した<sup>18)</sup>。

#### 5.2 動的非線形有限要素法解析

##### (1) 2次元動的非線形有限要素モデル

複合地盤中の動的力学挙動の詳細を見極めるため、震度法と保有水平耐力照査法で耐震設計した同現場をモデルに動的非線形有限要素法解析を実施した。改良範囲を有限とする本工法では、有限要素法は有効な解析と判断した。

現場モデルにおいて杭周辺に複合地盤を施さない状態で、3 次元動的非線形有限要素法解析と奥行き幅を 3 種類(フーチング奥行きの 1.0 倍、1.5 倍、3.0 倍)に変化させた 2 次元動的非線形有限要素法解析を実施し、解析結果を対比した。その結果、3 次元解析と 2 次元解析で得られた杭の並進・回転応答および変形状の相関が最も高いのはフーチング幅を奥行きとしたものであった<sup>19)</sup>。そのため、以降の動的検討は奥行き幅をフーチング幅に設定した 2 次元非線形有限要素法解析によることとした。

2 次元動的非線形有限要素法解析に用いたモデルを図-12 に示す。モデルでは橋台および杭は 8 節点平面応力要素、地盤は 8 節点平面ひずみ要素を用いてモデル化し、要素分割幅は 3 次元動的非線形有限要素法のモデルと同等とした。また、橋台・杭と周辺地盤を取り囲むように底面および側面粘性境界要素を配置した。これには、8 節点平面要素の自由度を縮退した 6 節点接合(ジョイント)要素<sup>20)</sup>を準用した。

また、同様のジョイント要素を用い構造物要素モデルと地盤の間の接触・剥離も考慮した(図-12(c))。図-12(d)は解析モデルの杭近傍を平面的に表した模式図である。断面内の杭と地盤の不連続性をジョイント要素で再現するとともに、同一座標上に配置した異なる節点を構成節点として杭と地盤の要素を重ね合わせた。そうすることで、奥行き方向の杭と地盤の不連続性を擬似的に再現した。なお、橋台躯体は杭要素に支持されている。

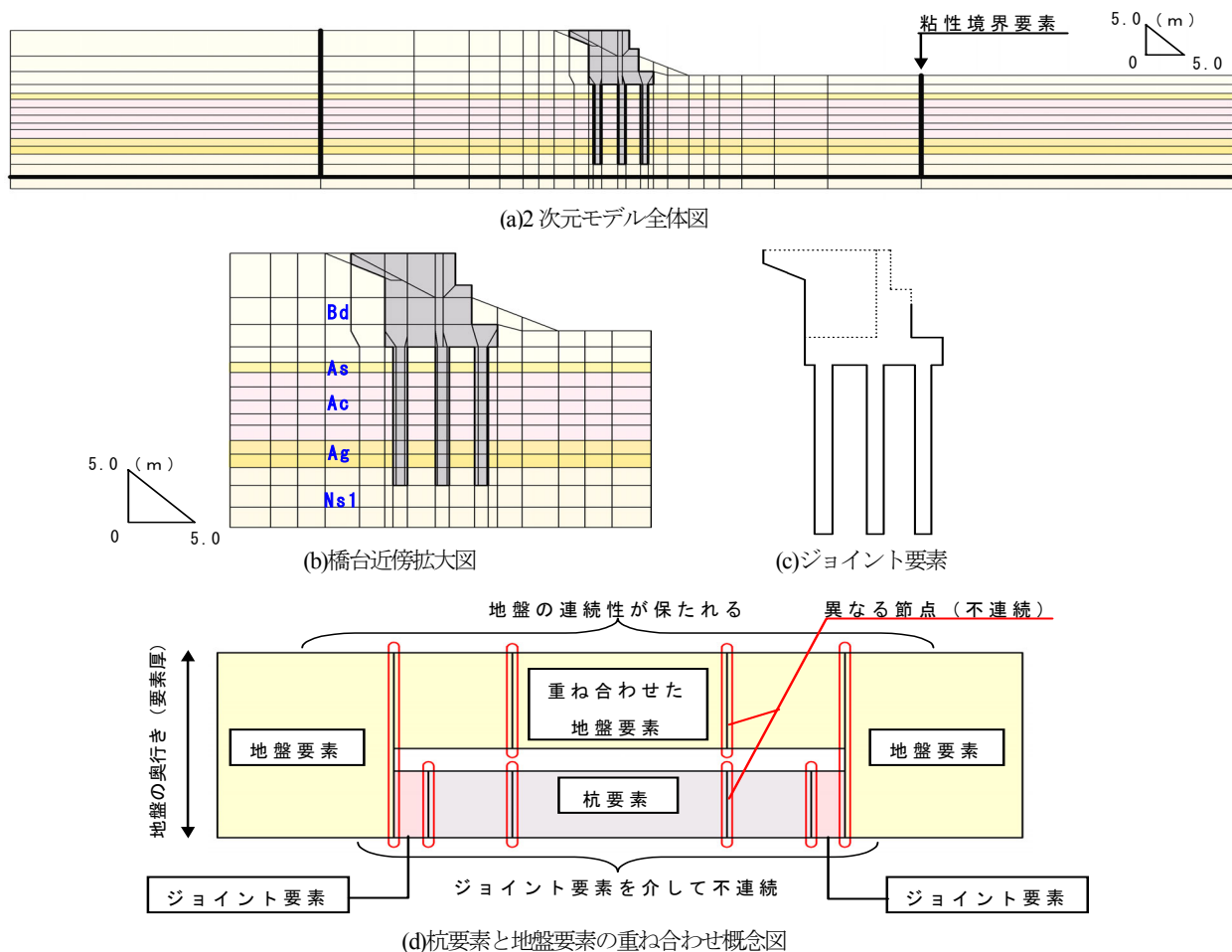


図-12 2次元動的非線形有限要素モデル

## (2) 材料構成則と材料特性値

地震動による杭や地盤の地震時挙動を精度良く推定するため、杭と地盤の両者に非線形性を考慮した構成則を用いた。杭体のRC要素に岡村・前川ら<sup>21),22)</sup>によるRCの履歴依存型非線形材料構成則を適用した。本構成則には非直交多方向固定ひび割れモデルや鉄筋の座屈モデルなど、鉄筋コンクリートの強非線形領域における適用性も検証されている。これにより、杭部材ではせん断変形が卓越するケースも十分想定されるが、ひび割れ発生以降のせん断変形に対しても評価することが可能となる。また、周囲からの拘束圧に基づくRCの拘束効果も表すことができ、本モデルのようにRC部材が地盤要素に取り囲まれている場合には、周囲からの圧力に基づく拘束効果が考慮される。RC要素に入力する材料特性値は、コンクリートの設計圧縮強度 $f'_c=24\text{N/mm}^2$ 、引張強度 $f_t=1.914\text{N/mm}^2$ 、鉄筋の設計降伏強度 $f_y=345\text{N/mm}^2$ とした<sup>23)</sup>。フーチングや橋台部分は線形弾性体としてモデル化した。

2次元動的非線形有限要素法に用いた地盤物性値の単位体積重量 $\rho$ 、変形係数 $E_0$ 、ポアソン比 $\nu$ 、せん断弾性波速度 $V_s$ を地盤調査や力学試験で算定した一般値とした。

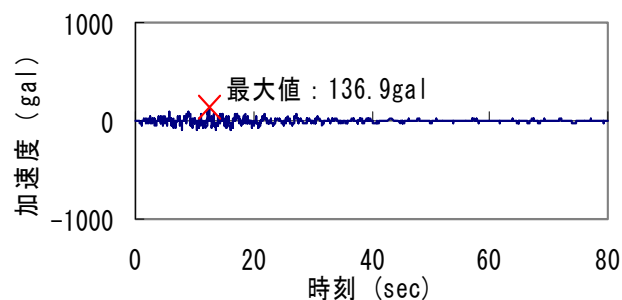
また、粘性境界要素は地盤物性値から、式(10)および式(11)で定めた粘性係数 $\mu$ より設定した。

$$(\text{鉛直}) \quad \mu_N = \rho \cdot V_P = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} V_S \quad (10)$$

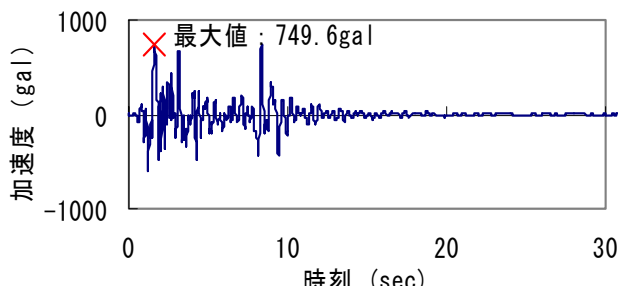
$$(\text{せん断}) \quad \mu_S = \rho \cdot V_S \quad (11)$$

橋台・杭-地盤間のジョイント要素は、引張およびせん断剛性をゼロ（すなわち周面摩擦を無視したと等価）とし、閉合方向に対しては高い圧縮剛性を与え地盤要素とRC要素が重ならないように考慮した。なお、杭先端に位置するジョイント要素に限り、杭が $N$ 値=50の基盤に根入れされているために、要素の開閉方向に高い引張剛性も与え橋台の水平応答に伴う杭の引抜けが生じないように配慮した。

動的解析を行う際に考慮する減衰特性は、コンクリート標準示方書<sup>23)</sup>に基づき材料構成則における履歴減衰のみとした。モデル底面・側面に配置した粘性境界要素の逸散



(a) レベル1地震動の加速度時刻歴



(b) レベル2地震動の加速度時刻歴

図-13 入力地震動の時刻歴加速度波形

減衰を除き、その他の粘性減衰は考慮しない。これは、杭-地盤系の減衰性状を定量的に評価して解析条件に設定することが困難であることから、安全側の応答値を得るよう配慮したためである。

本検討は全応力で解析し地盤要素の偏差応力-偏差ひずみ関係に Ohsaki モデル<sup>24)</sup>の履歴則を適用した。せん断弾性係数  $G_0$  およびせん断強度  $S_u$  は、地盤柱状と標準貫入試験結果から以下の式(12)、式(13)を用いて設定した<sup>24)</sup>。

$$G_0 = 11.76 N^{0.8} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} S_u &= G_0 / 1100 && (\text{砂質土}) \\ &= G_0 / 600 && (\text{粘性土}) \end{aligned} \quad (13)$$

ここに、 $N$ ：標準貫入試験から得られる  $N$  値である。なお、体積変形成分については線形弾性とし繰返しせん断変形に起因するダイレイタンスは考慮されていない。また、変動する拘束圧縮力の変動幅は小さいものとし、拘束圧変動に伴うせん断強度の変化は考慮しない。

### (3) 境界条件と荷重条件および入力地震波形

境界条件はモデル最下端の節点を全て拘束とし、粘性境界要素外側の自由地盤要素の節点を水平ローラー（鉛直方向自由度を拘束）とした。

本解析では、各要素に相応の単位体積質量を与えるがモデル全体の鉛直方向の重力加速度を無視し、橋台自重および桁反力は集中荷重として別途取り扱う。事前に橋台のみの自重解析を行い、得られた杭軸力の初期分担を節点荷重

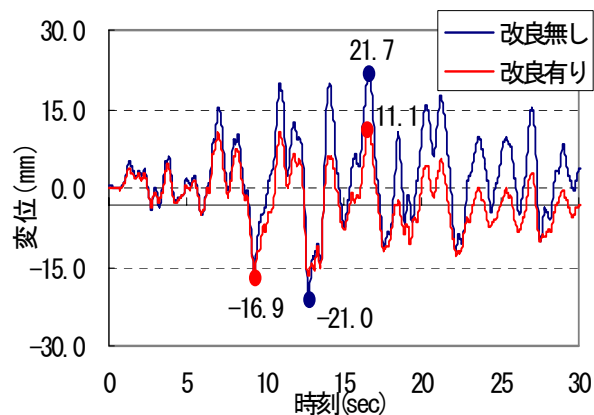


図-14 水平変位応答（レベル1地震動）

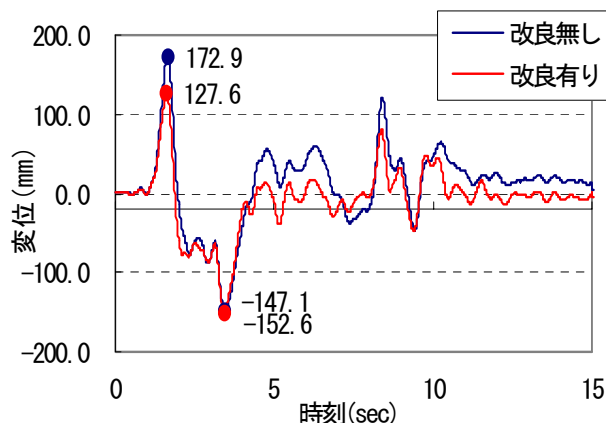


図-15 水平変位応答（レベル2地震動）

に変換して杭頭部に作用させた。また、桁反力は支承位置節点に集中荷重として作用させ、同じ質量を有する薄い要素を支承位置に貼り付けた。

地震波はモデル最底面に基盤波形（2E 波）を橋軸方向に入力した。ここでは、土木学会コンクリート標準示方書耐震性能照査編<sup>23)</sup>における地震動波形を適用した。本地震波は既往の観測記録の加速度応答スペクトルに基づき、距離減衰式を用いて断層直上のスペクトルに変換し、かつ断層の破壊過程を考慮して設定した位相特性の加速度時刻歴波形である。したがって、多様な地震特性を内在する波形であることから、解析効率も勘案しこの1波のみに限定して解析を行うこととした。ただし、地震動の強さによる影響も検討するため、レベル1地震動およびレベル2地震動波形を使用した。レベル1とレベル2地震動の原波を図-13に示す。動的解析に際し、波形の主要動部分（12秒間）を取り出して、Newmarkの $\beta$ 法（ $\beta=0.36$ ）による直接積分を行った。時間刻みは0.01秒である。

### (4) 解析成果

本解析では、複合地盤による地盤改良の有無による杭の耐震性能に注目した。図-14、15に解析の結果得られた、複合地盤による地盤改良無し・有りのレベル1・レベル2

## レベル2地震動

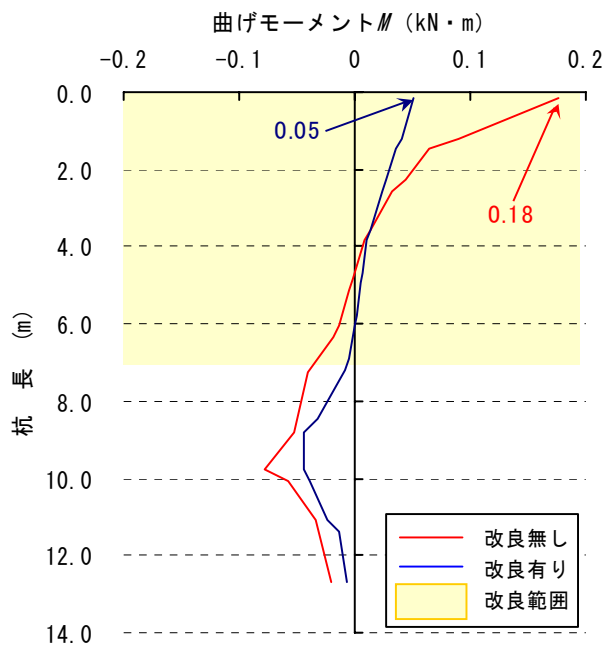


図-16 杭体の曲げモーメント

## レベル2地震動

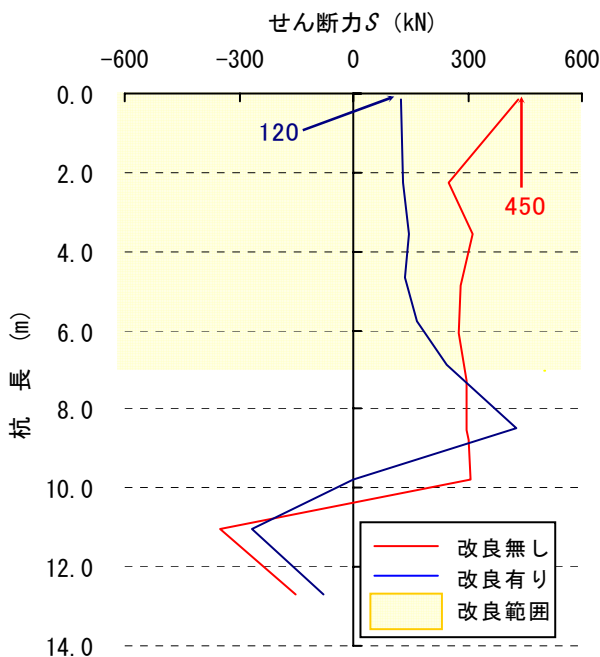


図-17 杭体のせん断力

地震動における、フーチングの水平変位の時刻歴解析値を示した。この際の変位は杭下端に対するフーチング下面中心の相対変位であり、正が前面側への変位、負が背面側への変位を表す。その結果、レベル1地震動で地盤改良無しの場合の前面側最大変位21.7mmが改良後は5割の11.1mmまで減少した。また、レベル2地震動では地盤改良無しの橋台

前面側最大変位172.9mmに対して、改良後は7割程度の127.6mmに減少している。ただし、背面側変位は橋台背面土により変形が抑制されたことから、地盤改良の有無による大きな違いは認められない。

次に、レベル2地震動における地盤改良無しと有りの場合の杭に発生する最大曲げモーメント $M$ と最大せん断力 $S$ の深さ方向分布を図-16および図-17に示した。対象としたのは前面側の杭である。図によれば、杭曲げモーメント $M$ は、地盤改良無しで杭頭値 $M=0.18\text{kN}\cdot\text{m}$ であるのに対し、地盤改良有りでは $M=0.05\text{kN}\cdot\text{m}$ となり3割程度に減少した。同様に、せん断力 $S$ も地盤改良無しで杭頭値 $S=450\text{kN}$ であるのに対し、地盤改良有りで $S=120\text{kN}$ と1/3程度となった。

この際、地盤改良有りでは改良境界面でせん断力 $S$ が増加しているが、これは本工法の留意点であり現場条件に応じて杭の断面力を照査する必要がある<sup>1)</sup>。ただし、当該現場では境界部のせん断力 $S$ は地盤改良無しの杭頭部の値と同程度であり、場所打ち杭の地中部せん断応力を照査した結果、断面力は許容応力を確保し問題ないものであった。

なお、レベル2地震動で発生する杭体ひずみは、コンクリート圧縮ひずみによる制限値を確保しており、道路橋としての要求性能を保有している。

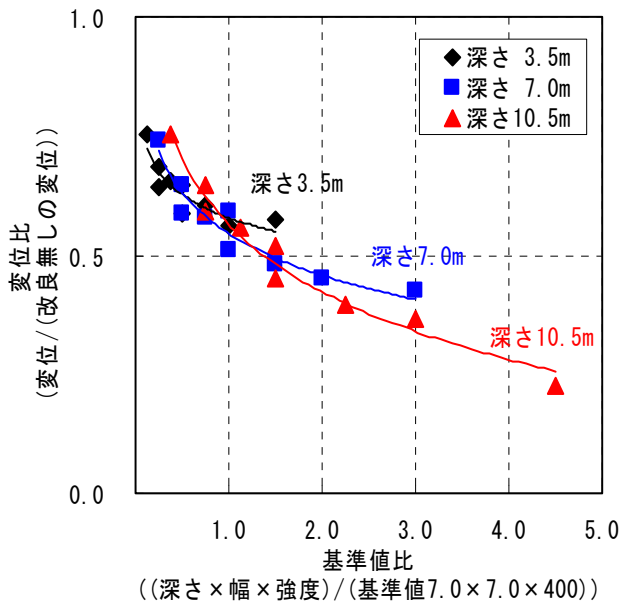
以上の2次元動的非線形有限要素法解析の結果、複合地盤を杭周辺に施すことで、静的設計法と同様に、複合地盤無しの場合に対し地震時の杭変位、杭ひずみが抑制され耐震性能が大きく向上することが検証された<sup>25)</sup>。

## 5.3 パラメトリックスタディ

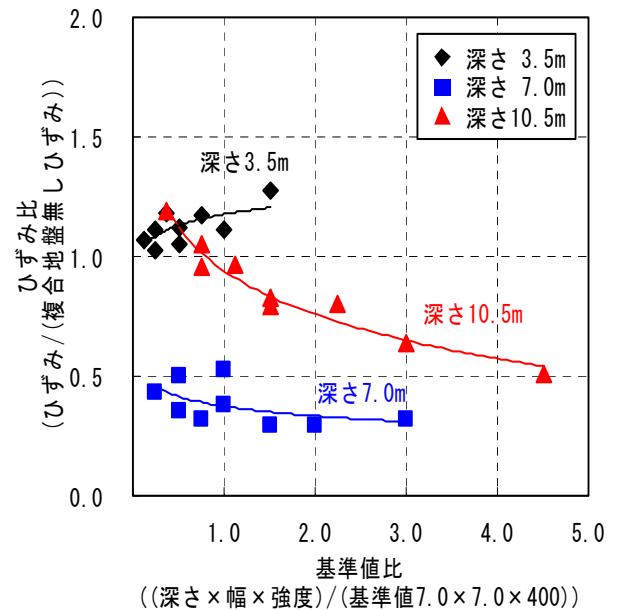
複合地盤のパラメータの変化が杭の地震時挙動に及ぼす影響を検討するため、複合地盤の改良深さ、改良幅、改良強度を種々に変化させた動的非線形有限要素法解析によるパラメトリックスタディを実施した。パラメトリックスタディは、複合地盤の改良強度を $q_{up}=400\text{kN/m}^2$ を基準値に $200\text{kN/m}^2$ と $800\text{kN/m}^2$ に変化させ、改良範囲については杭特性長 $1/\beta$ を基準とし改良深さを $0.5/\beta$ と $1.5/\beta$ 、改良幅の受働土圧領域を0.5倍と1.5倍としたケースで解析した。レベル1地震動とレベル2地震動を対象に、それぞれ28ケースの全56ケースの解析を行った。

複合地盤の改良深さ、改良幅、改良強度の3つのパラメータが杭の動的力学挙動に与える影響を相互に検討するため、3つの積(深さ×幅×強度)をそれぞれの基準値の積(基準深さ $7.0\text{m}$ ×基準幅 $7.0\text{m}$ ×基準強度 $400\text{kN/m}^2$ )で除した値を基準値比として、以下に検討した。この際、基準値比の増加はパラメータの増加を意味する。

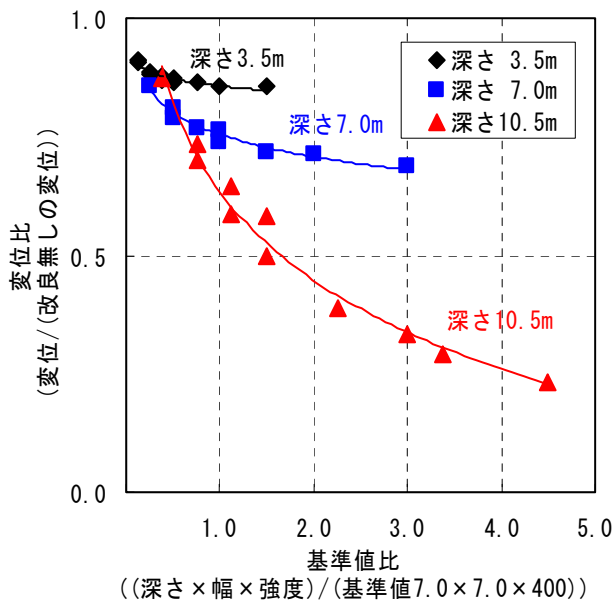
代表的結果として、レベル1地震動とレベル2地震動で解析した基準値比を改良深さの関係で整理して、それぞれ図-18および図-19に示す。縦軸は、複合地盤無しの杭水平変位に対する各検討ケースの変位比とした。この結果、図示したように改良深さ3.5m、7.0mおよび10.5mで一定の



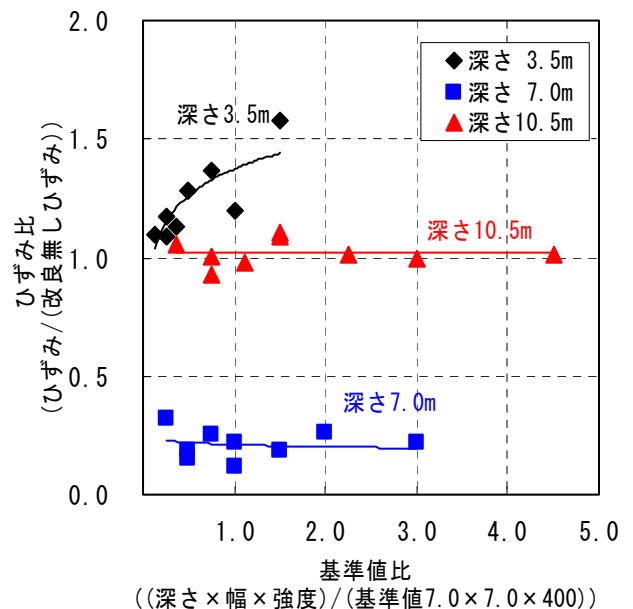
図一18 基準値比と変位比の関係 (レベル1地震動)



図一20 境界面の杭引張りひずみ (レベル1地震時)



図一19 基準値比と変位比の関係 (レベル2地震動)



図一21 境界面の杭引張りひずみ (レベル2地震時)

相関が認められた。図に示した近似曲線によれば、レベル1地震動では基準値比が大きくなるに従い変位比が小さくなる傾向にある。改良深さにより変位比への影響は異なるものの、同一の基準値比では改良深さによらず概ね同一の変位比となっている。それに対しレベル2地震動では改良深さとの相関性が強く、同一の基準値比でも改良深さによって変位比が大きく異なる傾向を示している。つまり、改良深さが浅い3.5mの場合は変位比が0.86～0.91であるが、改良深さが深い10.5mでは変位比が0.23～0.87と基準値比の影響が顕著となる。これより、レベル1地震動のように地震動の規模が小さい場合には、複合地盤は杭の反力体と

しての効果が発揮されるが、レベル2地震動のような大規模地震動では、複合地盤の深さが浅い場合、反力体としての効果が低減すると考えられる。また、改良深さが深くなるに従い変位比が低下するのは、複合地盤による反力体領域が杭長に対して相対的に大きくなるためと考えられる。なお、改良幅と改良強度で同様な整理をした場合、レベル1地震動では改良深さの場合と同様に、基準値比の増加と伴に変位比が低下する相関が見られるものの、地震力が大きなレベル2地震動ではそれぞれの増加により杭水平変位が微減するが定性的な傾向は認められていない。

次に、複合地盤と未改良地盤の境界面の杭ひずみの発現

に注目した。図-20および図-21に、基準値比と境界面の杭引張りずみの関係をレベル1地震動とレベル2地震動に関し整理した。

レベル1地震動に関して、図示した近似曲線によれば、ひずみ比は改良深さとの相関が認められる。ただし、改良深さ 3.5m でひずみ比は複合地盤無しの場合よりも増大する結果となった。改良深さ 10.5m の場合は、改良幅や改良強度の増加により杭引張りずみは減少する傾向が認められる。また、改良深さ 7.0m では複合地盤無しの場合や他の改良深さに比べて杭引張りずみは大きく減少する結果である。ただし、基準値比の影響は小さい。

レベル2地震動に関しても、ひずみ比は改良深さとの相関が認められる。改良深さ 3.5m では、ひずみ比はいずれのケースも複合地盤無しの場合よりも、増大する結果となった。基準値比が小さい程ひずみ比が小さくなることから、改良幅や改良強度が小さいほど発生する杭引張りずみは小さくなる結果となっている。これは、改良深さが 3.5m のように浅い場合では、境界面の杭引張りずみを必ずしも減少させることは出来ないことを示唆している。

また、改良深さ 10.5m の場合は複合地盤無しの場合と大きな差異は無いが、静的設計法で杭水平抵抗の影響範囲とされる杭特性長  $1/\beta$  の改良深さ 7.0m の場合で、杭引張りずみは大きく減少する結果となった。これは、複合地盤と未改良地盤の境界面の杭引張りずみが、改良深さと比例関

係になく、複合地盤における杭全体の变形モードによって左右されるためと考えられる。

#### 5.4 耐震照査フロー

動的非線形有限要素法解析の結果、複合地盤中の杭の動的力学挙動は、パラメータ（改良深さ、改良幅、改良強度）の変化、特に改良深さに大きな影響を受け、複合地盤全体の变形特性に支配されると考えられた。そのため一連の考察より、複合地盤における杭の耐震照査手法として図-22に示す耐震照査フロー（案）を策定した。

すなわち、複合地盤のパラメータは  $1/\beta$  を基準とするものの、杭の耐震性能については、震度法、地震時保有水平耐力照査法<sup>4)</sup>の静的解析のみでなく、本論文で示したような有限要素法などの動的解析法を主体とし詳細に照査することとする。本フローに従った設計を行うことで、同工法における杭の耐震照査法が成立するものとする。

#### 6. 結論

本論文は、杭と地盤改良工法を併用する手法すなわち複合地盤杭基礎工法に関する既往の研究成果<sup>1), 2), 25)</sup>に、主に実杭の現場載荷試験および遠心力模型実験の成果を考察し付記したものである。限定されたケースからの研究成果であるが、本研究より今後の設計施工ガイドラインの策定に向け、概ね以下の知見が得られた。なお、本工法の適用法とその前提は、杭および地盤改良工法の現行設計法<sup>4), 8), 9), 10)</sup>を踏襲している。

- (1) 軟弱地盤を克服する一工法として、杭周辺に複合地盤を形成し、増加したせん断強度を杭の水平抵抗および周面摩擦力として反映する設計法を研究した。この複合地盤杭工法を現場条件に応じて活用することで大きな建設コスト削減が可能となる。
- (2) 複合地盤における杭の設計法は、杭に対する地盤改良領域および水平抵抗・鉛直支持力を工学的根拠から設定した。すなわち、改良範囲を深さ  $1/\beta$  から受働すべり面の勾配  $\theta=45^\circ+\phi/2$  で立ち上げた領域とし、地盤改良後の増加せん断強度  $C$  から杭の水平地盤反力および周面摩擦力を算定する。
- (3) 提案した複合地盤中の杭設計法の妥当性は、実杭の現場水平載荷試験および鉛直載荷試験から実証的に確認した。
- (4) 遠心力模型実験の結果、レベル2相当の高レベル地震動に対し、複合地盤中の杭の特異な変形や改良柱体の損傷はなく健全であることが検証された。高レベル加振前後の微小レベル地震動(実物換算加速度振幅 20gal)による杭の応答特性の検討の結果、杭周囲の複合地盤の剛性が大きく変化することなく、十分な耐震性が確保されていると考えられる。

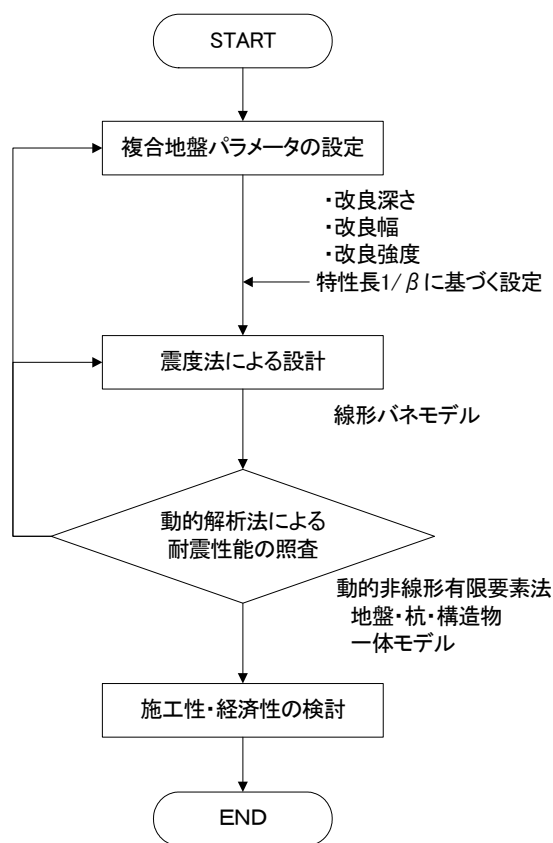


図-22 複合地盤における杭の耐震照査フロー（案）

- (5)複合地盤中の杭は震度法および地震時保有水平耐力法の耐震設計法より、支持機構上問題ないことを検証した。また、2次元動的非線形有限要素法解析の結果、地盤改良を杭周辺に施すことで、静的な設計法と同様に、複合地盤が無い場合に対し地震時の杭変位、杭ひずみが抑制され、耐震性能が大きく向上することが確認された。
- (6)動的非線形有限要素法解析のパラメトリックスタディの結果、複合地盤中の杭の動的力学挙動に改良深さが大きく影響することが明らかとなった。また、境界面の杭ひずみは複合地盤全体の変形モードの影響を受けるなど挙動は煩雑となった。そのため、複合地盤中の杭の耐震照査法として、現行の震度法、地震時保有水平耐力照査法の静的解析以外に、動的解析法を主体とする照査が有効と考えられる。

## 7. おわりに

本論文では、軟弱地盤や液状化地盤を克服する建設コスト削減のための基礎の一工法として、杭周辺に改良地盤を施す複合地盤杭工法（仮称）の設計法を研究し、その妥当性および有用性を実現現場から検証し、さらに耐震性能を遠心力模型実験と動的解析より照査した。その結果、地震動レベルに応じた動的非線形有限要素法解析の成果より、同工法の耐震照査法として耐震照査フロー（案）を導いた。

杭基礎の設計施工法において、同種の工法を合理的な新基礎形式および耐震補強工法として要領化させることで、今後、実現現場に有効活用されていくものとする。

## 参考文献

- 1) 富澤幸一、西川純一：深層混合処理工法により形成した複合地盤における杭設計手法、土木学会論文集 No.799/III-72, pp.183-193, 2005.
- 2) Kouichi Tomisawa and Seichi Miura : Mechanical behavior of pile foundation constructed in composite ground and its evaluation, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.5, 2007.
- 3) 例えば、前田良刀、市川晃央、鶴窪誠司、齋藤雄也、広瀬剛、坂手道明：改良地盤複合基礎の支持力特性と実務への適用性の検討、地盤工学ジャーナル、Vol.3, No.1, pp.37-54, 2008.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.48-118, 2002.
- 5) 例えば、赤井浩一：土質力学, pp.124-149, 1997.
- 6) Broms, B. B. : Lateral resistance of piles in cohesive soils, *Proc., ASCE*, Vol. 90, SM(3), pp.27-63, 1964.
- 7) Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D. : Analysis of laterally loaded pile in sand, *Proc., Offshore Technology Conference*,

- Houston, TX, OTC2080, 1974.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp.348-465, 2002.
  - 9) 北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp.71-129, 2002.
  - 10) 土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法 設計・施工マニュアル, pp.48-148, 1999.
  - 11) 土質工学会（現 地盤工学会）：土質工学会基準 杭の水平載荷試験方法・同解説, pp.21-52, 1983.
  - 12) 日本道路協会：杭基礎施工便覧 平成 18 年度改訂版, pp.219-303, 2007.
  - 13) 地盤工学会：地盤工学基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説一第1回改訂版, 2002.
  - 14) 宇都一馬、冬木衛、桜井学：杭の載荷試験結果の整理法, *基礎工 Vol.10*, No9, pp.21-30, 1982.
  - 15) 富澤幸一、三浦清一：改良地盤における杭の耐震性能の検討、構造工学論文集 Vol.53A, pp.1149-1156, 2007.
  - 16) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, pp.43-48, 1993.
  - 17) 川口貴之、三田地利之、澁谷啓、佐野信房：室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数Gの評価、土木学会論文集 No.694/III-57, pp.195-207, 2001.
  - 18) 富澤幸一、三浦清一、渡辺忠朋、李 黎明：動的非線形による複合地盤中の杭基礎の耐震性能に関する検討、土木学会 第 29 回地震工学研究発表会講演論文集, CD-ROM, 2007.
  - 19) 牧 剛史、土屋智史、渡辺忠朋、前川宏一：3次元非線形有限要素法を用いたRC杭基礎-地盤系の連成地震応答解析、土木学会論文集A, Vol.64, No.2, pp.192-207, 2008.
  - 20) 石原哲哉、三浦房紀：構造物-杭-地盤系の相互作用解析における3次元解析と2次元解析との比較、土木学会論文集, No.501 /I-29, pp.123-131, 1994.
  - 21) 岡村 甫、前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解と構成則、技報堂出版, 1991.
  - 22) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H. : *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, London, 2003.
  - 23) 土木学会：コンクリート標準示方書 耐震性能照査編, pp.107-112, 2002.
  - 24) Ohsaki, Y. : Some Notes on Masing's law and non-linear response of soil deposits, *Journal of the faculty of engineering, The university of Tokyo(B)*, Vol.XXXV, No.4, pp.513-536, 1980.
  - 25) 富澤幸一、三浦清一、渡辺忠朋：複合地盤の改良範囲および改良強度が杭の地震時挙動に及ぼす影響、土木学会論文集C, Vol.164, No.1, pp.127-143, 2008.

(2008 年 9 月 5 日受付)