

# 珪藻泥岩地盤における打込み鋼管杭の施工と 波動理論に基づく荷重～変位関係の推定

松本樹典<sup>1</sup>・林正宏<sup>2</sup>・道勇治<sup>3</sup>・武居幸次郎<sup>4</sup>・二塚保之<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 金沢大学助教授 工学部土木建設工学科 (〒920-0942 金沢市小立野 2-40-20)

<sup>2</sup>正会員 工修 NKK基盤技術研究所 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

<sup>3</sup>正会員 榊吉光組 (〒923-0004 小松市長崎町甲 118)

<sup>4</sup>正会員 工修 鹿島技術研究所 (〒182-0036 調布市飛田給 2-19-1)

<sup>5</sup>石川県土木部 (〒920-0962 金沢市広坂 2-1-1)

石川県能登半島内の能越自動車道 3号橋の建設に伴い、1995年3月および1996年4月に珪藻泥岩地盤において、鋼管杭の打込み工事が実施された。これらの杭打ち工事では、施工した全ての杭の支持力確認を目的として、一次元波動理論に基づき杭打設時の挙動を解析し、杭の荷重～変位関係を推定した。本論文では、最初に、波形マッチング解析手法、波形マッチング解析で用いる地盤モデルのパラメータ設定法とこれらの検証試験結果を述べる。次に、珪藻泥岩地盤に打設された計 102本の鋼管杭について、提案した波形マッチング解析手法を用いた動的載荷試験を実施し、支持力特性を推定した結果について述べる。

**Key Words :** *dynamic load testing, open-ended steel pipe pile, load-displacement curve, diatomaceous mudstone, signal matching, bearing capacity, static load test*

## 1. はじめに

従来、杭の支持力特性を確認するためには、静的載荷試験 (Static Load Test, SLT) を実施することが一般的であった。しかし、静的載荷試験は多大な費用と試験時間を要するため、1箇所のみ杭基礎工事現場において、多数の杭に対して実施することは難しい。

この静的載荷試験に対し、施工する全ての杭について比較的容易に実施できる載荷試験として、動的載荷試験 (Dynamic Load Testing, DLT) がある。動的載荷試験は、杭打撃時に杭頭付近で測定したひずみや加速度などの動的シグナルを一次元波動理論に基づいて解釈することにより、杭の貫入抵抗力や静的な荷重～変位関係を推定する方法である。この試験方法は、杭の貫入抵抗力に加え、ハンマーから杭に伝達される打撃エネルギーや杭体に発生する応力を打込み中に測定できるため、打込み杭の施工管理の有効な手段の一つと考えられる。

本論文では、最初に、波形マッチング解析手法、地盤抵抗パラメータの設定方法を含めた動的載荷試験方法、およびその検証試験結果について述べる。次に、提案した波形マッチング解析手法を用いた動

的載荷試験を珪藻泥岩地盤に打設された計 102本の鋼管杭に適用した結果について述べて、動的載荷試験の実工事への適用性について考察する。

## 2. 一次元波動理論に基づく動的載荷試験方法

### (1) 測定システム

打込み時における動的シグナルの測定には、TNO (オランダ応用科学研究所) が開発した FPDS (Foundation Piles Diagnostic System)<sup>1)</sup>を用いた (Fig.1)。

この装置は、ひずみ計と加速度計が一体となった2個のセンサーを杭頭付近 (外周面) の軸対称位置にネジ止めし、センサーからの出力信号をシグナルコンディショナーが内蔵されているコンピュータを介して記録・保存するものである。

測定ひずみ $\varepsilon$ は、杭の断面積 $A$ とヤング率 $E$ より測定位置における力 $F = \varepsilon EA$ に、測定加速度 $\alpha$ は時間 $t$ に関して積分し速度 $v$ に変換する。

測定されたシグナルを用いて杭の静的支持力 $R_u$ を算定する方法として、「CASE法」<sup>2)</sup>とよばれる比較的簡単な方法と逆解析法の一つである「波形マッチング解析法」の二つがある。

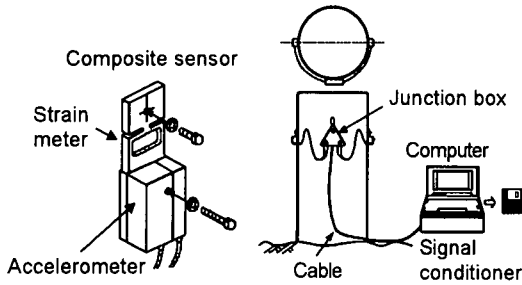


Fig.1 Dynamic measurement system.

(2) CASE 法<sup>2)</sup>

CASE 法では、一次元波動理論に基づいて、式(1)によって、杭打撃時の全貫入抵抗力  $R_i$  を算定する。

$$R_i(t) = \frac{1}{2} \left[ F(t) + F\left(t + \frac{2L_d}{c}\right) \right] + \frac{Z}{2} \left[ v(t) - v\left(t + \frac{2L_d}{c}\right) \right] \quad (1)$$

ここで、 $c$  は杭中を伝播する縦波速度であり、杭材料の密度を  $\rho$  として  $c = \sqrt{E/\rho}$  で与えられる。 $L_d$  はセンサー位置から杭先端までの距離、 $Z$  はインピーダンスであり  $Z = (EA)/c$  で定義される。

CASE 法では、荷重～変位関係を得ることはできないが、杭打撃中に全貫入抵抗力  $R_i$  を測定することが可能である。しかし、 $R_i$  は動的な成分も含んだ貫入抵抗力であるため、必ずしも静的支持力  $R_u$  とは一致しない。

(3) 波形マッチング解析による荷重～変位関係の推定法

a) 鋼管杭と地盤のモデル化

Fig.2 は、波形マッチング解析で用いる鋼管杭と地盤のモデルを表したものである<sup>3)</sup>。杭を長さ  $\Delta L$  の杭要素に分割し、各節点に地盤抵抗力を作用させる。閉塞鋼管杭であるため、内周面摩擦と外周面摩擦を別々に考慮し、閉塞効果も評価できるモデルとしている。

b) 杭中の応力波伝播の計算法

杭中の応力波伝播は、特性曲線法に基づいて計算する。杭の断面積  $A$  が均一な場合には、時刻  $t$  における節点  $m$  の変位  $w_m$ 、下降応力  $f_m$ 、上昇応力  $g_m$ 、応力  $\sigma_m$ 、速度  $v_m$  は、式(2)から式(6)によって計算する(Fig.3)。計算時間間隔  $\Delta t$  は、 $\Delta t = \Delta L/c$  である。 $F_m$  は節点  $m$  に作用する内・外周面摩擦の合力である。

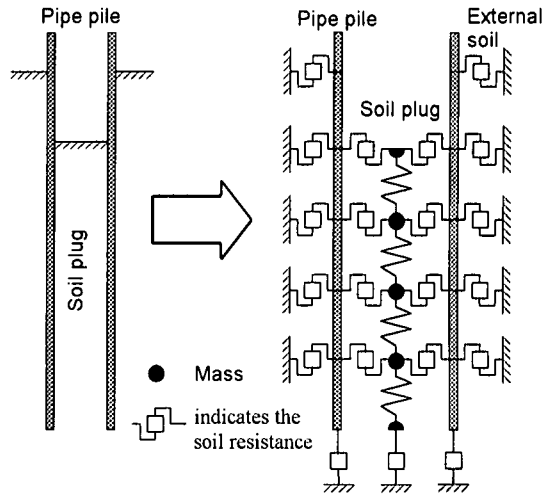


Fig.2 Pile / soil system.

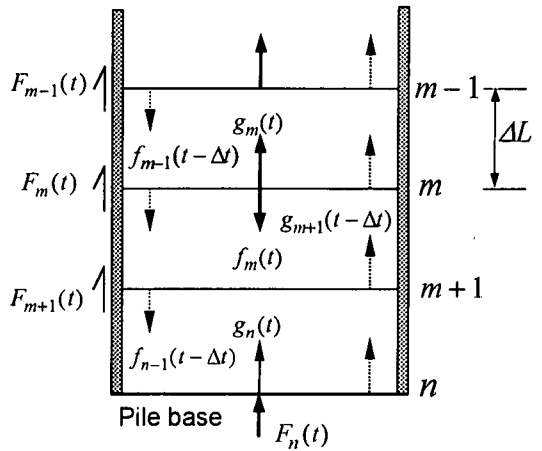


Fig.3 Calculation of stress wave propagation based on characteristic solutions of wave equation.

$$w_m(t) = w_m(t - \Delta t) + v_m(t - \Delta t) \cdot \Delta t \quad (2)$$

$$f_m(t) = f_{m-1}(t - \Delta t) - F_m(t)/(2A) \quad (3)$$

$$g_m(t) = g_{m+1}(t - \Delta t) + F_m(t)/(2A) \quad (4)$$

$$\sigma_m(t) = f_{m-1}(t - \Delta t) + g_{m+1}(t - \Delta t) \quad (5)$$

$$v_m(t) = \frac{c}{E} \left\{ f_{m-1}(t - \Delta t) - g_m(t - \Delta t) - \frac{F_m(t)}{2A} \right\} \quad (6)$$

ただし、杭先端 ( $m = n$ ) での上昇応力  $g_n$  の計算には、式(4)の代わりに式(7)を用いる。

$$g_n(t) = -\{ f_{n-1}(t - \Delta t) - F_n(t)/A \} \quad (7)$$

ここに、 $F_n$  は杭先端に作用する地盤抵抗力である。

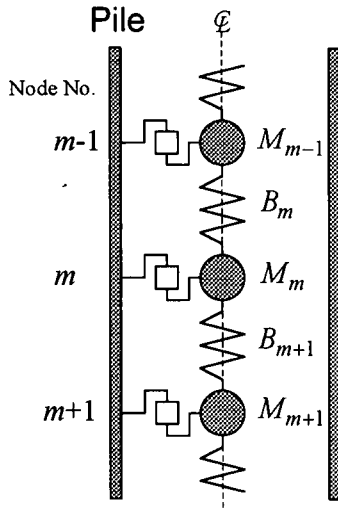


Fig. 4 Calculation of stress wave propagation in soil plug by Smith method.

### c) 管内土中の応力波伝播の計算法

管内土中の応力波伝播は、Smithの方法<sup>4)</sup>によって計算する。Smith法では、質量 $M$ の質点をばね定数 $B$ を持つばねで連結させ管内土をモデル化する(Fig. 4)。要素 $m$ のばね定数 $B_m$ は、管内土の断面積を $A_s$ として、次式で与えられる。

$$B_m = E_0 A_s / \Delta L \quad (8)$$

$E_0$ は一次元弾性係数であり、次式で与えられる。

$$E_0 = \frac{2(1-\mu_s)G}{1-2\mu_s} \quad (9)$$

ここで、 $G$ は土のせん断剛性、 $\mu_s$ は土骨格のポアソン比(有効ポアソン比)である。

時刻 $t$ における質点 $m$ の変位 $W_m$ 、ばね $m$ の圧縮量 $C_m$ および力 $N_m$ 、質点 $m$ に作用する力 $Z_m$ および速度 $V_m$ は、式(10)から式(14)で計算される。

$$W_m(t) = W_m(t - \Delta t) + V_m(t - \Delta t) \cdot \Delta t \quad (10)$$

$$C_m(t) = W_{m-1}(t) - W_m(t) \quad (11)$$

$$N_m(t) = B_m \cdot C_m(t) \quad (12)$$

$$Z_m(t) = N_m(t) - N_{m+1}(t) + R_m(t) \quad (13)$$

$$V_m(t) = V_m(t - \Delta t) + Z_m(t) \cdot \Delta t / M_m \quad (14)$$

ここで、 $R_m$ は管内土節点 $m$ に作用する内周面摩擦力である。

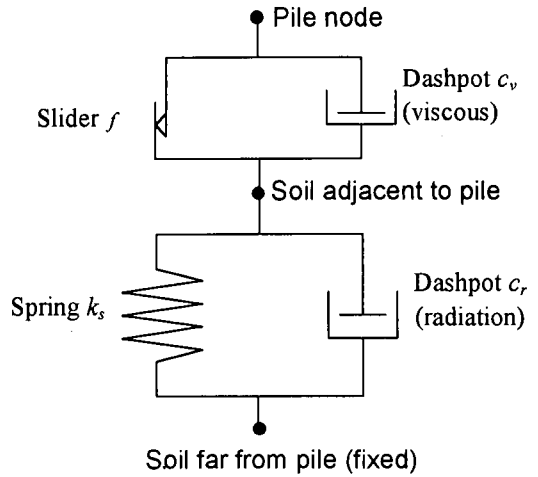


Fig. 5 Shaft model.

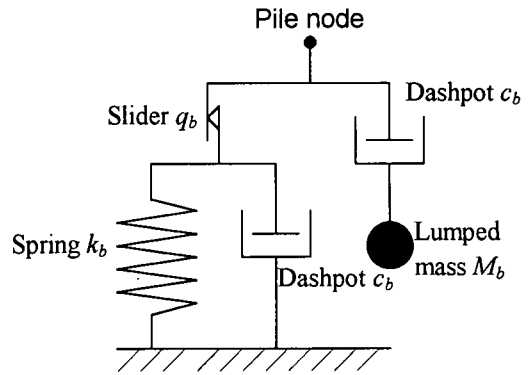


Fig. 6 Base model.

### d) 地盤モデル

地盤モデルには、Randolph and Simons<sup>5)</sup>によって提案された周面地盤モデル(Fig. 5)と Deeks<sup>6)</sup>によって提案された先端地盤モデル(Fig. 6)を用いた。

Fig. 5において、スライダは静的な最大周面摩擦応力 $f$ を表し、ばねは地盤の弾性変形を表している。上部のダッシュポットは杭と杭に接する土の相対速度による周面摩擦の増加を表す粘性減衰であり、下部のダッシュポットは地盤へのエネルギー逸散を表している。Fig. 5による周面摩擦のモデル化では、周面摩擦応力が静的最大周面摩擦応力 $f$ に達するまでは杭と地盤の相対変位(相対すべり)は生じることではなく、相対速度は0である。すなわち、静的な載荷であっても、動的な載荷(杭打撃時)であっても、周面摩擦応力が $f$ に達すると杭と地盤の相対変位が生じ始める。このようなモデル化は、Yoshimi and Kishida<sup>7)</sup>による砂と鋼の間の一面せん断試験結果を良く反映している。

Novak ら<sup>8)</sup>の研究により、杭打撃時の外周面摩擦のばね定数  $k_s$  と逸散減衰定数  $c_r$  は、以下の式で近似できる<sup>9)</sup>。

$$k_s \approx \frac{2.75G}{\pi d_o} \approx \frac{G}{d_o} \quad (15)$$

$$c_r \approx \sqrt{\rho_s G} = \rho_s V_s = \frac{G}{V_s} \quad (16)$$

ここで、 $\rho_s$  は土の湿潤密度、 $V_s$  は土のせん断波速度、 $d_o$  は杭外径である。

管内の内周面摩擦に関しては、Fig.5 の地盤の固定端が管内土中心軸に相当する。管内土中心軸の変位は本節 c) で述べた Smith の方法によって計算される。

内周面摩擦の影響距離（杭内半径）は、外周面摩擦の影響距離に比べて小さいため、内周面摩擦のばね定数は外周面摩擦に比べて大きくなると考えられる。しかし、内周面のばね定数の決定法については未解明であるため、後述する杭打ち施工工事の波形マッチング解析では、式(15)を用いて内周面摩擦のばね定数を決定した。ただし、この時、杭外径  $d_o$  を杭内径  $d_i$  に置き換えて計算している。また、管内土では半径方向の逸散減衰が生じないため  $c_r = 0$  としている。

Fig.6 の  $q_b$  は、杭先端地盤最大支持応力である。管内土先端地盤モデルのばね定数  $k_b$ 、減衰定数  $c_b$ 、付加質量  $M_b$  は、Deeks<sup>6)</sup>によって次のように与えられる。

管内土先端：

$$k_b = \frac{8G}{\pi(1-\mu_s)d_i} \quad (17)$$

$$c_b = \frac{3.2\rho_s V_s}{\pi(1-\mu_s)} = \frac{3.2G}{\pi(1-\mu_s)V_s} \quad (18)$$

$$M_b = 2d_i^3 \rho_s \frac{0.1-\mu_s^4}{1-\mu_s} \quad (19)$$

鋼管杭先端に関しては、式(17)から式(19)を利用し、以下のように導いた。

鋼管杭先端：

$$k_b = \frac{8G}{\pi(1-\mu_s)(d_o + d_i)} \quad (20)$$

$$c_b = \frac{3.2\rho_s V_s}{\pi(1-\mu_s)} = \frac{3.2G}{\pi(1-\mu_s)V_s} \quad (21)$$

$$M_b = 2(d_o^3 - d_i^3)\rho_s \frac{0.1-\mu_s^4}{1-\mu_s} \quad (22)$$

#### e) 地盤モデル定数に及ぼす排水条件の影響

飽和地盤の杭打ちにおいては、地盤は完全非排水に近い条件で変形を生ずると考えられる。一方、一定荷重を長時間保持するような静的載荷試験では、荷重保持期間に土からの排水が生じ、荷重保持後の地盤変形は完全排水状態での変形に近いと考えられる。よって、杭打撃時の先端地盤モデル定数を決定する際には、有効ポアソン比  $\mu_s$  の代わりに非排水条件を考慮した等価ポアソン比  $\mu_{eq}$  を用いることとした。ここでは、Verruijt<sup>10)</sup>の提案した方法に従って、 $\mu_{eq}$  を求めた。この方法では、土を土粒子と間隙流体から成る2相混合線形弾性体として扱い、以下の仮定を適用する。

- 1) 土粒子は非圧縮性
- 2) 土骨格は圧縮性
- 3) 間隙水は圧縮性
- 4) 土粒子と間隙水の相対移動は無い（非排水条件）

これらの仮定と有効応力の原理より、 $\mu_{eq}$  は次式で与えられる。

$$\mu_{eq} = \frac{3K_{eq} - 2G}{2(3K_{eq} + G)} \quad (23)$$

ただし、

$$K_{eq} = K_s + \frac{K_f}{n} \quad (24)$$

ここで、 $K_{eq}$  は非排水条件での土の等価体積弾性係数、 $K_s$  は土骨格の体積弾性係数（排水条件での土の体積弾性係数）、 $K_f$  は間隙流体の体積弾性係数、 $n$  は間隙率である。

不飽和土の場合、 $K_f$  を式(25)によって求める。

$$K_f = \frac{K_a \cdot K_w}{(1-S) \cdot K_w + S \cdot K_a} \quad (25)$$

ここで、 $K_w$  は空気を含まない水の体積弾性係数、 $K_a$  は空気の体積弾性係数、 $S$  は飽和度である。

すなわち、 $G$  と  $\mu_{eq}$  を用いることで、非排水条件で変形する土を1相線形弾性体として扱うことができる。

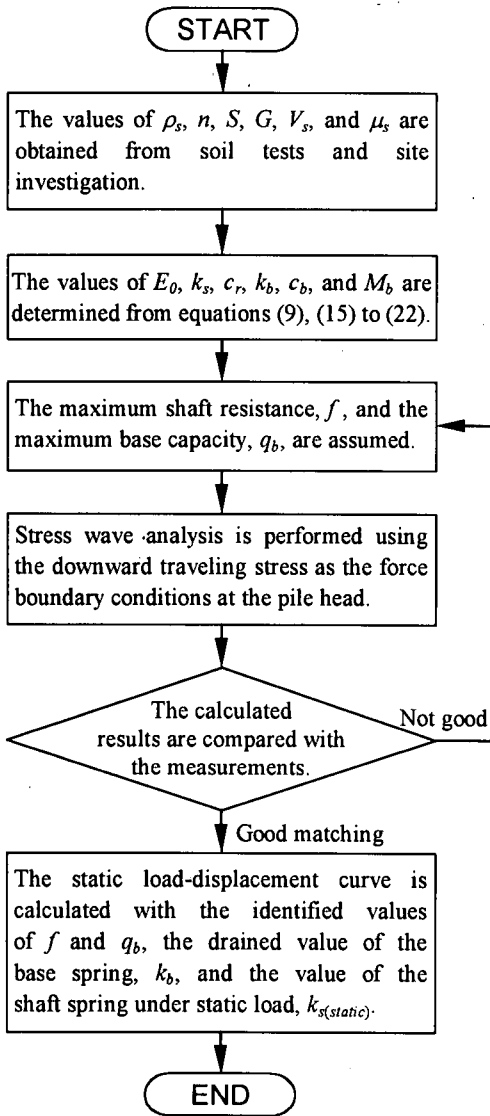


Fig.7 Wave matching procedure to estimate static load-displacement curve.

周面摩擦モデルのばね定数の算定には、ポアソン比が関係しないため、排水条件の影響は考慮しなくてよい。しかし、静的載荷時の周面ばね定数  $k_{s(static)}$  は、式(15)で与えられる杭打撃時のばね定数  $k_s$  より低下することが、Randolph<sup>11)</sup>により式(26)で示されている。

$$k_{s(static)} = (2\pi / 2.75\zeta) \cdot k_s \quad (26)$$

ここで、 $\zeta$ は、杭の根入れ長さを  $l_d$  として、次式で与えられる。

$$\zeta = \ln[5.0(1 - \mu_s)l_d / d_o] \quad (27)$$

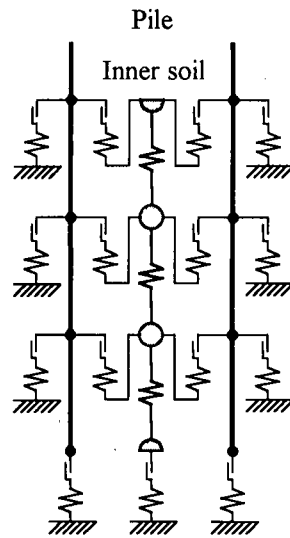


Fig.8 Pile/soil system used to estimate static load-displacement curve.

#### f) 波形マッチング解析の手順

本研究における波形マッチング解析では、最終的に杭の静的な荷重～変位関係の推定を目的としているため、Fig.7に示すような解析手順を用いた。この手順に示すように、波形マッチング解析において仮定するのは、最大周面摩擦応力  $f$  の分布と先端地盤の最大支持応力  $q_b$  のみである。

また、計算波形と実測波形の一致程度の判定については、付録に示す。

静的な荷重～変位関係を計算する場合には、Fig.8のモデルを用いて一次元有限要素解析<sup>3)</sup>を行った。静的な解析であるため、地盤抵抗モデルの減衰項は無視し、管内土はばねの連結で表現している。

### 3. 能越自動車道橋梁杭基礎工事の概要

#### (1) 能越自動車道工事の概要

能越自動車道は石川県能登半島の七尾市と富山県氷見市を結ぶ自動車専用道である。この自動車道の建設に伴って幾つかの道路橋が建設されるが、その中で田鶴浜町に建設される能越3号橋と能越4号橋は、硬質粘土の一種である珪藻泥岩を基礎地盤とする自動車橋である。この内、スパン長140mの能越3号橋では、2基の橋台(A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>)と4基の橋脚(P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub>, P<sub>4</sub>)が計画され、これらの基礎として鋼管杭による多柱式基礎が採用された。

## (2) 能越3号橋基礎地盤

珪藻泥岩における鋼管杭の支持力特性を調査するために、能越3号橋の建設地点の近くで1991年に鋼管杭の動的載荷試験と静的載荷試験が実施されている(Fig.9)<sup>12)</sup>。

Fig.10は、能越3号橋建設地点の地層構成である。地表面には厚さ0.5mから1.5mの軟弱粘土層が存在する。軟弱粘土層の下に、厚さ12mから20mの珪藻泥岩が堆積しており、その下位に基盤砂岩層が存在している。各橋台と各橋脚地点、および試験工事箇所でもボーリング調査とサウンディング調査を実施した。

Fig.11は架橋地点および試験工事地点で採取した珪藻泥岩試料の土質試験結果である。自然含水比 $w_n$ 、湿潤密度 $\rho_s$ は比較的狭い範囲にある。一軸圧縮試験で求めた割線係数 $E_{50}$ のばらつきは大きい。一軸圧縮強度 $q_u$ の大部分は0.9~1.1 MN/m<sup>2</sup>の範囲内にある。これらの結果より、珪藻泥岩地盤は比較的広い範囲に渡り、標高(東京湾平均海面を基準)-20mまでは、ほぼ均質であることがわかる。

Fig.12は、標準貫入試験による $N$ 値とサイスミックコーン貫入試験装置を用いたせん断波速度 $V_s$ の測定結果である。杭施工前に地表部の掘削を行って施工基面を新たに設けたため、Fig.12の縦軸は施工基面(掘削後の地表面)からの深さで表している。試験工事位置の $N$ 値に比べ、架橋位置の $N$ 値は約10程度大きい。 $V_s$ の測定は、試験工事位置、P<sub>1</sub>橋脚およびA<sub>2</sub>橋台位置で実施し、測定値を点線で示している。

## (3) 鋼管杭の設計

鋼管杭の設計には、以下に示す道路橋示方書<sup>13)</sup>の設計式を用いた。ただし、杭先端を $N$ 値が30以上になる深さまで打込むことを原則とした。

極限押し込み支持力 $R_u$ の設計式としては、式(28)を用いた。

$$R_u = q_b \cdot A_p + U \Sigma L_i \cdot f_i \quad (28)$$

式(28)において、 $q_b$ は杭先端極限支持応力、 $A_p$ は杭先端閉塞断面積、 $U$ は杭外周長さ、 $L_i$ は杭区間長さ、 $f_i$ は $L_i$ の区間に作用する周面摩擦応力である。

許容押し込み支持力 $R_a$ の算定式は、式(29)である。

$$R_a = R_u / F_s \quad (29)$$

ここで、 $F_s$ は所定の安全率であり、常時荷重に対しては $F_s = 3$ 、地震荷重に対しては $F_s = 2$ である。

極限引抜き力 $P_u$ および許容引抜き力 $P_a$ の算定式は、それぞれ式(30)と式(31)である。

$$P_u = U \Sigma L_i \cdot f_i \quad (30)$$

$$P_a = P_u / F_s \quad (31)$$

安全率 $F_s$ は、常時で $F_s = 6$ 、地震時で $F_s = 3$ である。

周面摩擦応力 $f$ と杭先端支持応力 $q_b$ の算定においては、原則的には $N$ 値による経験式を用いた。1995年3月に施工されたA<sub>1</sub>橋台とP<sub>1</sub>橋脚の杭については、式(32)と式(33)を用いた。

$$f = 9.8N \text{ kN/m}^2 = N \text{ tf/m}^2 \quad (32)$$

ただし、 $f = 147 \text{ kN/m}^2$  (15 tf/m<sup>2</sup>)を上限とする。

$$q_b = 294N \text{ kN/m}^2 = 30N \text{ tf/m}^2 \quad (33)$$

1996年3月に施工されたA<sub>2</sub>橋台とP<sub>2</sub>~P<sub>4</sub>橋脚の杭については、式(34)と式(35)を用いた。

$$f = 4.9N \text{ kN/m}^2 = (N/2) \text{ tf/m}^2 \quad (34)$$

ただし、 $f = 147 \text{ kN/m}^2$  (15 tf/m<sup>2</sup>)を上限とする。

$$q_b = 6239 \text{ kN/m}^2 = 636.6 \text{ tf/m}^2 \quad (35)$$

1995年に施工したA<sub>1</sub>橋台とP<sub>1</sub>橋脚の杭と1996年に施工したA<sub>2</sub>橋台とP<sub>2</sub>~P<sub>4</sub>橋脚の杭の $f$ と $q_b$ の設計値を変更した理由は、杭の支持力分担を反映しているものではなく、以下のような設計上の観点からである。道路橋示方書では、 $N$ 値が30以上の地盤に打込まれた場合には先端支持杭となり、安全率3を採用できる。一方、杭先端地盤の $N$ 値が30以下の場合、摩擦杭として扱い安全率4を採用しなければならない。P<sub>2</sub>、P<sub>3</sub>、P<sub>4</sub>橋脚地点では $N$ 値が30以上になる深さは、A<sub>1</sub>橋台およびP<sub>1</sub>橋脚地点に比べて大きい(Fig.12)。しかし、杭長を大きくして杭先端を $N$ 値30以上の深さまで打込んで、先端支持杭として設計した方が、必要とされる杭長さが、摩擦杭とした場合より短くなる。そのため、A<sub>2</sub>橋台とP<sub>2</sub>~P<sub>4</sub>橋脚の杭では、先端支持杭として設計し、周面摩擦応力 $f$ の設計値を安全側に小さくすることとした。また、A<sub>2</sub>橋台とP<sub>2</sub>~P<sub>4</sub>橋脚の杭では、杭先端支持応力 $q_b$ を式(35)のように一定値( $q_b = 6239 \text{ kN/m}^2$ )としたが、この値は式(33)において $N = 30$ として得られる $q_b = 8820 \text{ kN/m}^2$ より、小さな値である。この理由は、第5章で詳述するように、1995年に施工したA<sub>1</sub>橋台

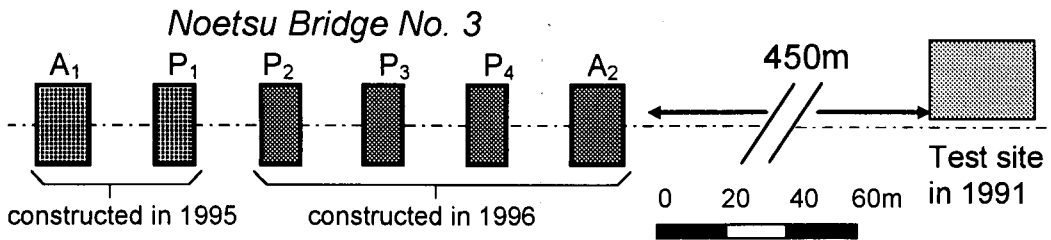


Fig.9 Location of Noetsu bridge No.3 and the test site.

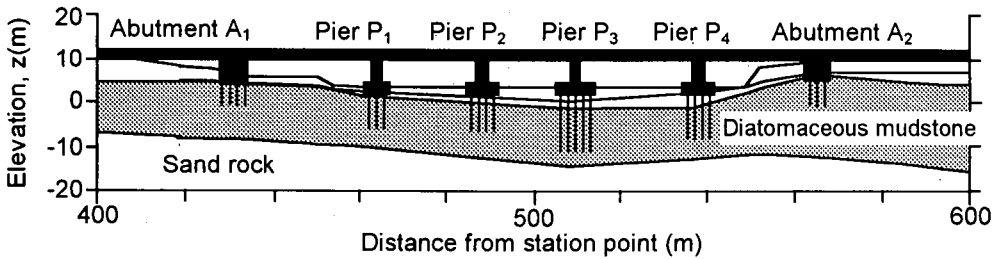


Fig.10 Soil profile along the axis of Noetsu bridge No.3.

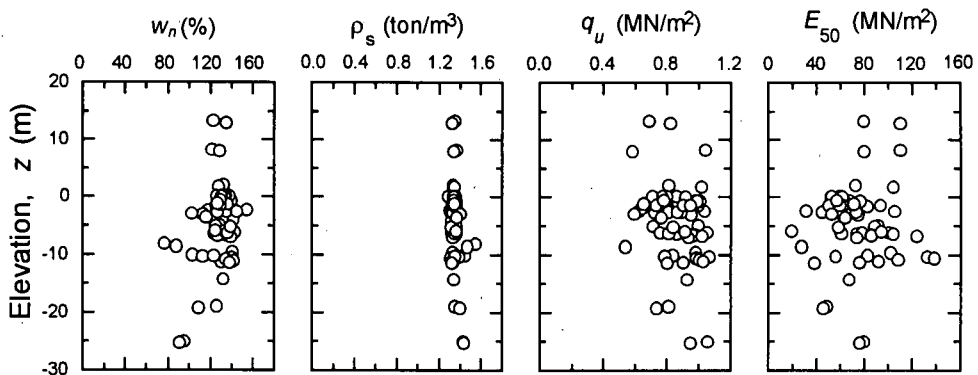


Fig.11 Results of soil tests and site investigations of the mudstone ground over the bridge construction site and the test site.

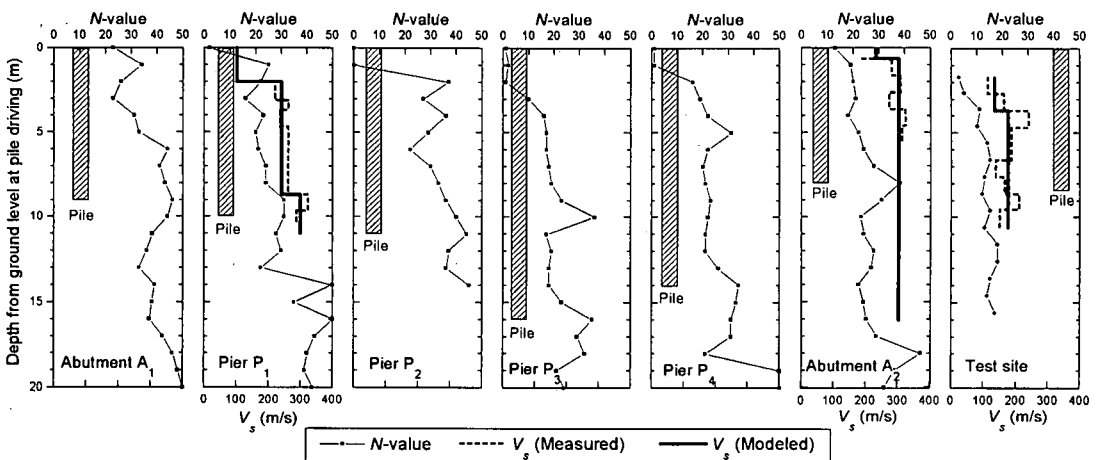


Fig.12 SPT  $N$ -values and shear wave velocities measured by seismic cone penetration tests at the construction site of Noetsu bridge No.3 and the test site.

**Table 1** Properties and design ultimate bearing capacities of the foundation piles of Noetsu bridge No.3.

Abutments, Piers	Number of piles	Design ultimate bearing capacities $R_u$		Pile properties			
		Ordinary condition (kN)	Seismic condition (kN)	Length $l$ (m)	Embedded length $l_d$ (m)	Outer diameter $d_o$ (mm)	Wall thickness $t_w$ (mm)
A <sub>1</sub>	20	3161	3706	9.0 (upper 5.0+lower 4.0)	8.0	600	upper 12 / lower 9
P <sub>1</sub>	12	1598	2942	10.0	9.0	600	9
P <sub>2</sub>	16	3787	3604	11.5 (upper 4.5+lower 7.0)	11.0	600	upper 12 / lower 9
P <sub>3</sub>	20	1585	2556	16.5 (upper 5.5+lower 11.0)	16.0	600	upper 14 / lower 9
P <sub>4</sub>	16	1200	2624	14.5 (upper 4.5+lower 10.0)	14.0	600	upper 12 / lower 9
A <sub>2</sub>	18	2050	3281	8.5	8.0	600	9
				(for all piles) Young's modulus $E = 2.06 \times 10^8$ kN/m <sup>2</sup> Density $\rho = 7.86$ ton/m <sup>3</sup> Wave velocity $c = 5120$ m/s			

と P<sub>1</sub> 橋脚の杭の動的載荷試験結果によれば、式(33)は  $q_b$  を過大評価したためである。

以上の設計法によって決定された各橋台、橋脚の杭 1 本当たりの極限押し込み支持力  $R_u$  と杭の諸元は、Table 1 に示すとおりである。P<sub>2</sub> 橋脚の杭を除けば、地震時の極限押し込み支持力に基づいて、根入れ長が決定されている。Table 1 で示されている根入れ長では、設計極限引抜き力は十分に満足されている。

P<sub>1</sub> 橋脚と A<sub>2</sub> 橋台以外の鋼管杭は、上杭と下杭からなる不等板厚鋼管杭である。杭の打込みには、ラム重量 34.3 kN のディーゼルハンマーを用いた。

#### 4. 動的載荷試験法の妥当性の検証

##### (1) 検証対象杭の概要

第 2 章で述べた動的載荷試験による杭の静的な荷重～変位関係の推定法を、静的載荷試験が実施されている鋼管杭に適用し、実工事の杭に利用する前に、その妥当性の検証を行った。検証の対象とした杭は、1991 年に工事箇所近くで実施された試験工事<sup>12)</sup>における試験鋼管杭である。

試験工事地点では、厚さ 1.5m の表層軟弱粘土の下に珪藻泥岩が堆積している。試験工事位置でも、サイスミックコーン貫入試験によるせん断波速度  $V_s$  の測定が行われており、その結果を Fig.12 に示している。杭打込み前に表層粘土は除去され、試験杭は珪藻泥岩のみに根入れされた。

Table 2 は試験鋼管杭の諸元である。試験杭には、

**Table 2** Mechanical and geometrical properties of test pile.

Length	$l$ (m)	11.0
Embedded length	$l_d$ (m)	8.3
Outer diameter	$d_o$ (mm)	800
Wall thickness	$t_w$ (mm)	16.5
Cross-sectional area	$A$ (m <sup>2</sup> )	0.042
Young's modulus	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.06 \times 10^8$
Density	$\rho$ (ton/m <sup>3</sup> )	7.89
Wave velocity	$c$ (m/s)	5110

静的載荷試験時に軸力分布を測定するため、ひずみゲージを杭内周面の計 10 断面に貼付けた。ひずみゲージの保護鋼材を杭内周面に溶接したため、実質断面積は 0.042 m<sup>2</sup> に増加した。実質断面積と外径から得られる換算板厚（一樣な板厚を持つとして換算した板厚）は、16.5 mm となる。

ラム重量 41.2kN のディーゼルハンマーで試験杭を打込み、その 29 日後に静的載荷試験を実施した。静的載荷試験は繰返し載荷法を採用し、各初期荷重の保持時間を 60 分とした。動的載荷試験は、打込み時とその 3 日後に実施した。以後、打込み時の動的載荷試験を初期打撃試験、放置後の動的載荷試験を再打撃試験と呼ぶ。

##### (2) 動的載荷試験

###### a) 地盤抵抗パラメータの決定

杭打ちの波形マッチング解析において、以下のよう  
に地盤抵抗パラメータを決定した。珪藻泥岩の物



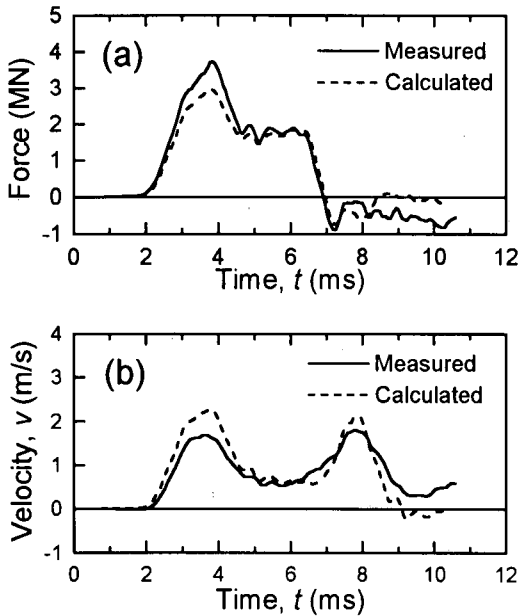


Fig.13 Wave matching results at the end of initial driving.

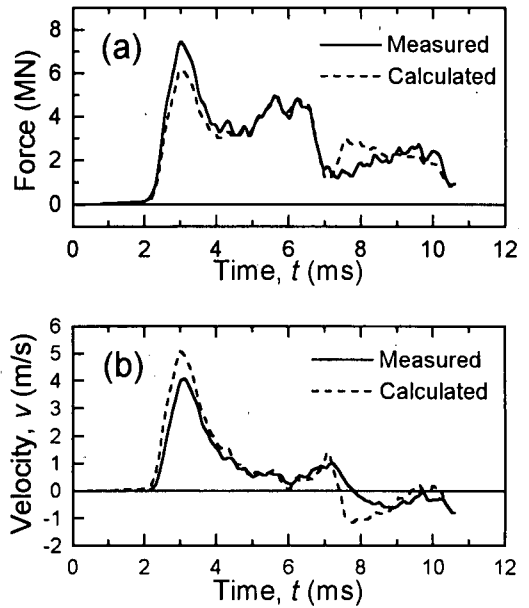


Fig.14 Wave matching results of re-driving.

Table 3 Physical properties of diatomaceous mudstone.

Bulk density	$\rho_s$ (ton/m <sup>3</sup> )	1.33
Drained Poisson's ratio	$\mu_s$	0.15
Porosity	$n$	0.75
Degree of saturation	$S$	0.995

理的性質は、Table 3 のようにまとめられる。試験箇所珪藻泥岩のせん断波速度  $V_s$  は、地表面から 3.5 m までは  $V_s = 150$  m/s、それ以降では  $V_s = 180$  m/s で近似することができる(Fig.12)。せん断剛性  $G$  は、 $G = \rho_s V_s^2$  の関係を用いて決定した。珪藻泥岩土骨格の体積弾性係数  $K_s$  は、式(36)より算定した。

$$K_s = \frac{2(1 + \mu_s)G}{3(1 - \mu_s)} \quad (36)$$

水の体積弾性係数  $K_w = 2000$  MN/m<sup>2</sup>、空気 の体積弾性係数  $K_a = 2000$  kN/m<sup>2</sup> を用いて式(23)、(24)、(25) より、非排水等価ポアソン比  $\mu_{eq}$  を算定した。

さらに、式(17)から式(22)において、 $\mu_s = \mu_{eq}$  とすることで、杭打ち時の杭周面および杭先端地盤抵抗パラメータの値を決定した。

### b) 波形マッチング解析結果

Fig.13 と Fig.14 は、それぞれ初期打撃試験打止め時(End of Initial Driving, EOID)と再打撃試験時の波形マッチング解析結果である。初期打撃試験では、内周面摩擦応力は 0 とし、再打撃試験では、内・外

周面摩擦応力の分布を等しいとして解析を行った。また、杭先端および管内土先端地盤の最大支持応力  $q_b$  の値は、初期打撃試験および再打撃試験とも  $q_b = 1500$  kN/m<sup>2</sup> として、解析を実施した。(a)図は力、(b)図は速度の計算結果と実測結果の比較である。力と速度は杭頭から 1 m 下方位置で測定した。初期打撃試験時および再打撃試験時で、比較的良好な計算結果と実測結果の一致が得られた。

これらの解析で仮定した最大周面摩擦応力  $f$  の分布および静的荷荷試験の最大荷重時に測定された周面摩擦応力分布を Fig.15 に示す。再打撃試験の波形マッチング解析で仮定した周面摩擦応力の分布と、静的荷荷試験の測定周面摩擦応力分布とはよく対応している。

Fig.16 は、波形マッチング解析で同定した  $f$  と  $q_b$  の値を用いて、杭の静的な荷重～変位関係を推定した結果と静的荷荷試験結果を示している。荷重～変位関係の計算では、管内土は非排水条件、杭先端および管内土先端地盤は排水条件とした。そのため、杭先端および管内土先端地盤のばね定数は、有効ポアソン比  $\mu_s$  を用いて式(20)より決定した。その値は非排水条件の 0.64 倍に低減した。また、静的な荷重～変位関係解析における周面ばね定数  $k_{s(static)}$  は式(26)、(27)によって決定した。 $k_{s(static)}$  の値は波形マッチング解析で用いた  $k_s$  の 0.56 倍となる。

再打撃試験で同定した  $f$  と  $q_b$  を用いて計算した荷重～変位関係は、最大荷重も含めて、かなり静的載

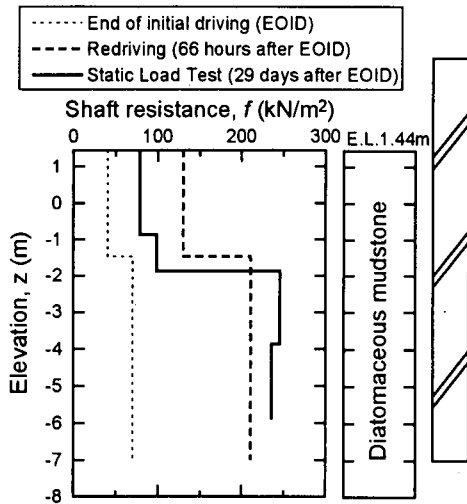


Fig.15 Distributions of shaft resistance estimated from initial driving and re-driving tests, together with static load test result.

荷試験結果の傾向を追えているものと思われる。特に、杭頭荷重が 2.5 MN までの再打撃試験結果は、静的載荷試験結果と非常に良く一致している。

初期打撃試験の波形マッチング解析結果に基づいた荷重～変位関係の推定結果によれば、最大荷重は 1.3 MN であり、珪藻泥岩では、鋼管杭打込み後の支持力の時間的な増加が著しいことを示している。このような支持力増加現象は、打込み後の杭周辺地盤の有効応力の増加と大きく関係していることが指摘されており<sup>12)</sup>、能越3号橋基礎の実工事では、再打撃試験を行い支持力を確認することとした。

### c) 鋼管杭の支持力機構

上述した波形マッチング解析結果と静的な荷重～変位関係解析結果に基づいて、鋼管杭の支持力機構について検討を行う。

Fig.17 は、静的な荷重～変位関係解析における最大荷重時( $P=4.6$  MN)の杭軸力分布、内周面摩擦応力  $\tau_{in}$ 、外周面摩擦応力  $\tau_{out}$  の分布である。最大荷重時には、外周面摩擦応力は最大値  $f$  に達している。一方、内周面摩擦応力は計算で設定した最大値には達していない。これは、管内土先端地盤が先に最大支持応力  $q_b$  に達したため、内周面摩擦力が管内土先端地盤抵抗力で頭打ちされるという、すなわち完全閉塞状態に至ったためである。実際の静的載荷試験においても、試験鋼管杭は完全閉塞状態で極限荷重状態に達していた<sup>12)</sup>。

Fig.18 は、再打撃試験の波形マッチング解析による杭軸力と内・外周面摩擦応力の時間的変化である。

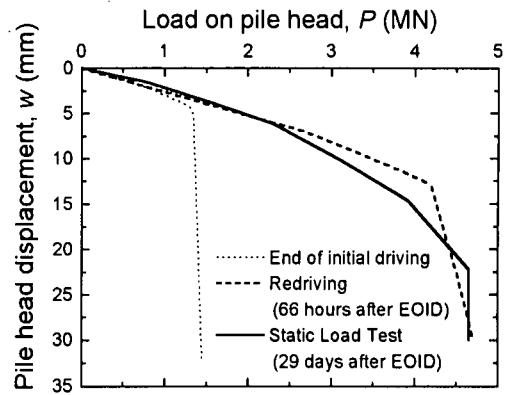


Fig.16 Load-displacement curves estimated from initial driving and re-driving tests, together with static load test result.

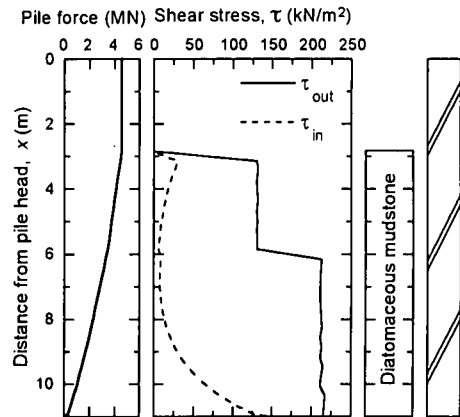


Fig.17 Calculated pile forces and distributions of outer and inner shear stresses under maximum load.

時刻  $t=3.2$  ms では、打撃応力が杭頭から約 7 m の位置まで達しており、この杭区間のみで内・外周面摩擦応力が発揮されている。その後、時間の経過と共に杭先端近くまで内・外周面摩擦応力が発揮されていく。時刻  $t=4.7$  ms では、外周面摩擦応力は根入れ区間全てで最大値に達している。しかし、内周面摩擦応力は外周面摩擦応力に比べて小さい。時刻  $t=6.5$  ms では、杭のリバウンドが生じ始め、杭先端に近い外周面摩擦応力は減少し始めている。計算によれば、内周面摩擦応力も外周面摩擦応力に遅れて減少し、打撃終了状態に至った。

Fig.17 と Fig.18 の結果より、杭打ち時に発揮される内周面摩擦応力が静的載荷時に比べて大きくなるのがわかる。この理由は、杭打ち時には管内土先端地盤抵抗力に加えて、管内土の慣性力が内周面摩

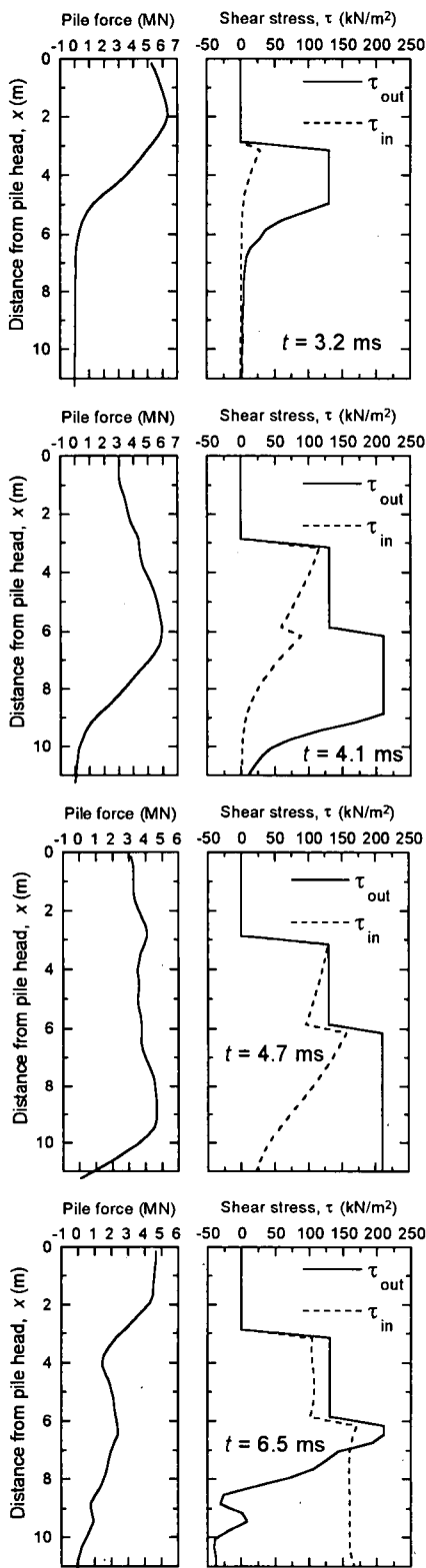


Fig.18 Distributions of outer and inner shear stresses calculated from wave matching analysis of redriving test in function of elapsed time.

擦力に抵抗するためである。再打撃試験におけるCASE法(式(1))による全貫入抵抗力 $R_t$ は6.4 MNであり、計算による静的最大荷重4.6 MNより大きな値であった原因の一つは、上述の理由によると考えられる。

特に鋼管杭の場合、打込み時と静的載荷時の内周面摩擦力の差を考慮しなければならないため、Fig.7に示した手順によって静的な荷重～変位関係を推定することが、推定精度の向上のために必要であるといえる。

#### d) 各種支持力算定式と動的載荷試験による杭支持力値の比較

各種支持力算定式および動的載荷試験による支持力推定値を静的載荷試験結果と比較し、動的載荷試験の精度についての検討を行う。

比較として取り上げた支持力算定式は、道路橋示方書<sup>13)</sup>(道示式と呼ぶ)、国鉄建造物設計標準解説基礎構造物<sup>14)</sup>(鉄道式と呼ぶ)、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>15)</sup>(港湾式と呼ぶ)、建築基礎構造設計指針<sup>16)</sup>(建築式と呼ぶ)に載せられているものである。

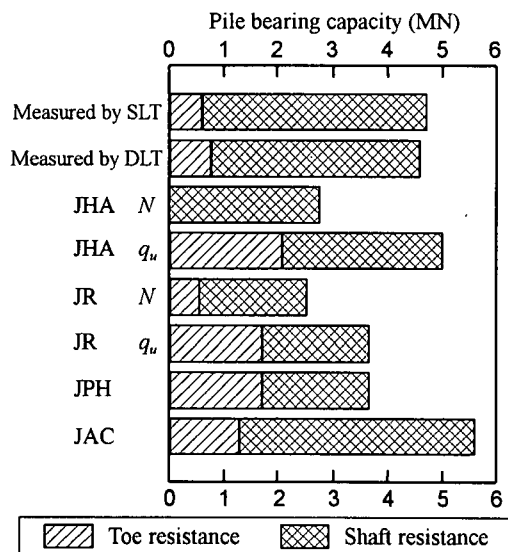
Table 4は、これらの規準における粘性土に打込まれた杭に対する杭先端支持応力 $q_b$ と周面摩擦応力 $f$ の算定式である。

Fig.19は、静的載荷試験による杭支持力、動的載荷試験による推定支持力、Table 4に挙げた各種規準式による算定支持力を比較したものである。支持力の算定に当たって、非排水せん断強度 $c_u$ を $c_u = q_u/2$ として求めた。道示式と鉄道式では、地盤定数として $N$ 値と $q_u$ (または $c_u$ )を用いることができるが、 $N$ 値を使った場合の支持力算定結果を道示式 $N$ と鉄道式 $N$ 、 $q_u$ を使った場合の支持力算定結果を道示式 $q_u$ と鉄道式 $q_u$ と呼んで、Fig.19に示している。建築式における $\beta$ は、土の過圧密比と杭の細長比による低減係数であるが、本試験杭の場合 $\beta = 0.5$ である。動的載荷試験による推定支持力では、静的載荷試験において杭が完全閉塞状態で極限支持力に達したため、最大先端地盤支持応力 $q_b$ に杭の閉塞断面積を乗じたものを先端支持力として表している。設計地盤定数として $N$ 値を用いた道示式と鉄道式は、実測支持力を過小評価しているが、他の規準式による算定支持力は、実測支持力とほぼ対応している。しかし、建築式を除いた規準式による先端支持力と周面支持力の分担は、実測結果とはかなり異なっている。一方、動的載荷試験による支持力推定結果は、全支持力および先端支持力と周面摩擦力の分担を含めて、実測結果をよく表している。

本論文で提案している動的載荷試験方法の特長は、

**Table 4** Pile bearing capacities derived from various design codes in Japan. (1 tf/m<sup>2</sup> = 9.8 kN/m<sup>2</sup>)

	$q_b$ (tf/m <sup>2</sup> )	$f$ (tf/m <sup>2</sup> )
Japan Road Association (JHA)	30N for $N \geq 20$ 0 for $N < 20$	$c_u$ or $N$ (limit = 15 tf/m <sup>2</sup> )
Japan Railway (JR)	4.5 $q_u$ or 10N	$q_u/2$ or $N$ (limit = 15 tf/m <sup>2</sup> )
Japan Port and Harbor Association (JPH)	8 $c_u$	$c_u$ (limit = 10 tf/m <sup>2</sup> )
Architectural Institute of Japan (JAC)	6 $c_u$	$\beta \cdot (q_u/2)$ ( $\beta$ : reduction factor)



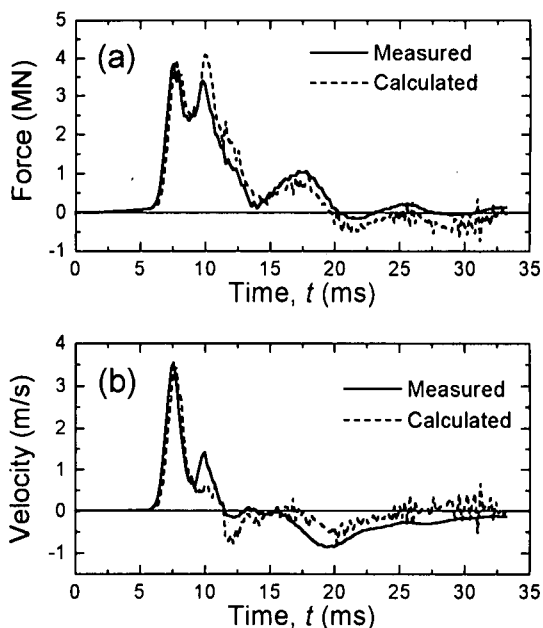
**Fig.19** Comparison of bearing capacities derived from static load test, dynamic load testing, and various design codes.

単に杭の支持力推定だけでなく、その荷重～変位関係も同時に推定することができることである。現在、基礎構造物の設計は限界状態設計法に移行しつつある。限界状態設計法では、荷重～変位関係の把握も重要な課題の一つである (例えば17),18)。

## 5. 能越3号橋鋼管杭動的載荷試験結果

### (1) 動的載荷試験結果

1995年3月13日～3月16日の4日間で、A<sub>1</sub>橋台およびP<sub>1</sub>橋脚について、初期打撃試験28回、再打撃試験33回、合計61回の動的載荷試験を実施した。初期打撃試験は、A<sub>1</sub>橋台の杭の内2本、P<sub>1</sub>橋脚の杭の内2本を除いた全ての杭に対して実施した。再打撃試験は全ての杭に対して実施した。杭によっては



**Fig.20** An example of wave matching for redriving test of a pile at abutment A<sub>1</sub>.

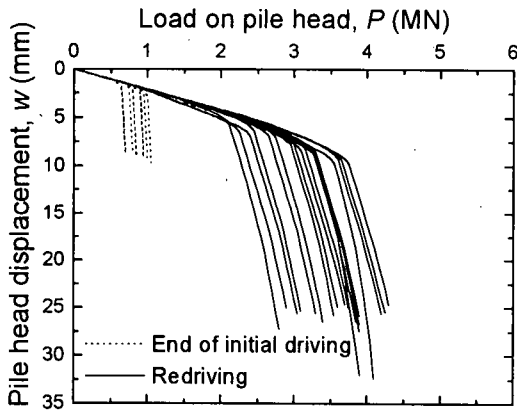
再打撃を複数回実施しているため、試験総数は杭本数を上回っている。

1996年4月8日～4月20日の間で、A<sub>2</sub>橋台、P<sub>2</sub>橋脚、P<sub>3</sub>橋脚、P<sub>4</sub>橋脚の全ての杭について、初期打撃試験68回、再打撃試験116回、合計184回の動的載荷試験を実施した。

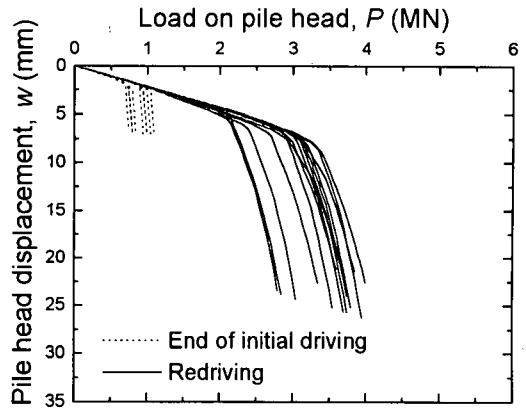
**Fig.20**は、A<sub>1</sub>橋台の杭の波形マッチング解析結果の一例である。他の橋台、橋脚の杭についても**Fig.20**と同程度の波形マッチング解析結果を得ることで、周面摩擦応力分布と先端支持応力の値を同定した。地盤抵抗パラメータの決定法は、試験鋼管杭の波形マッチング解析の場合と同様である。A<sub>1</sub>橋台、P<sub>2</sub>、P<sub>3</sub>、P<sub>4</sub>橋脚では、せん断波速度 $V_s$ の測定を実施しなかったが、地盤の類似性を考慮して**Fig.12**に示す太い実線のような $V_s$ の深度分布を仮定した。

**Fig.21**は、各橋台、各橋脚の杭の静的な荷重～変位関係の推定結果である。打込み終了からの経過時間を変えて複数回の再打撃試験を行った杭については、最終の再打撃試験から推定した荷重～変位関係を示している。

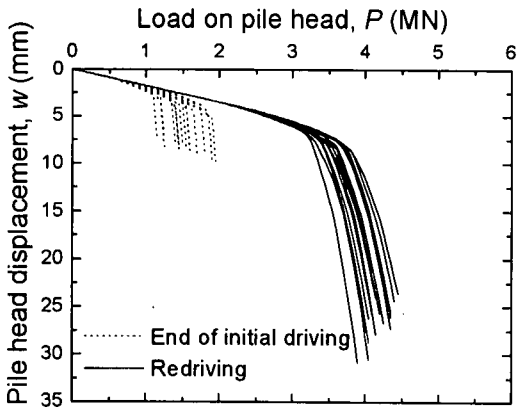
**Fig.22**は、各橋台、各橋脚の杭の打込み終了からの経過時間と推定支持力値の関係である。初期打撃試験終了からの経過時間を変えて複数回の再打撃試験を行った杭もあるが、全ての再打撃試験での推定支持力値を示している。いずれの橋台、橋脚でも、打込み終了から約100分以内に急激に杭支持力の増加が生じている。また、打込み後1日以上経過して



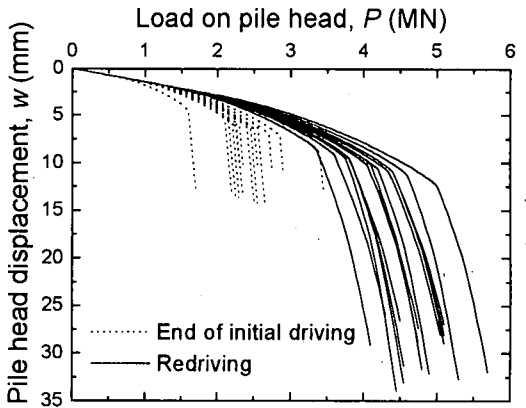
(a) Abutment A<sub>1</sub> (max. elapsed time from EOID ; 162 days)



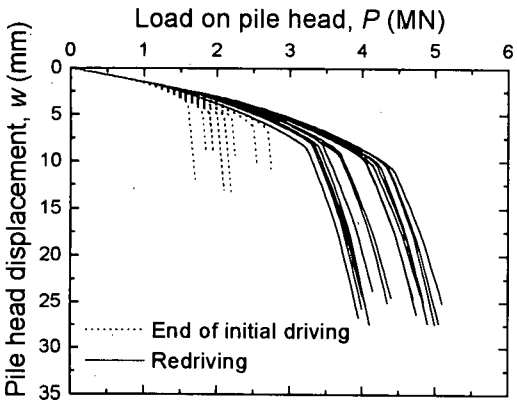
(b) Pier P<sub>1</sub> (max. elapsed time from EOID ; 161 days)



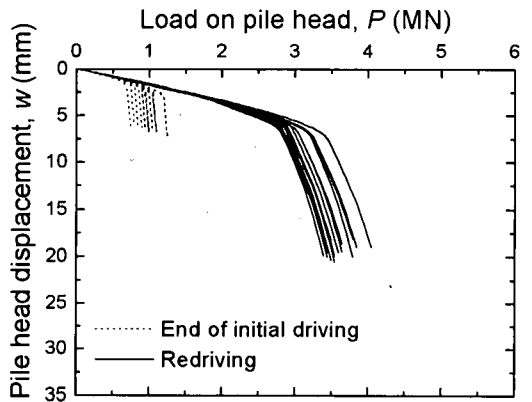
(c) Pier P<sub>2</sub> (max. elapsed time from EOID ; 41 hours)



(d) Pier P<sub>3</sub> (max. elapsed time from EOID ; 28 hours)

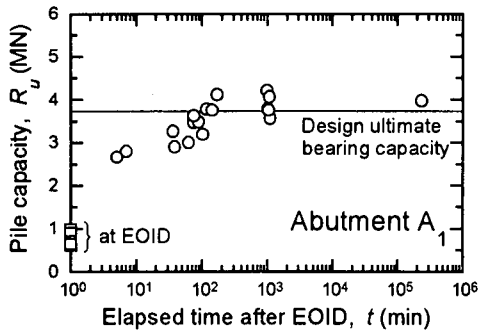


(e) Pier P<sub>4</sub> (max. elapsed time from EOID ; 18 hours)

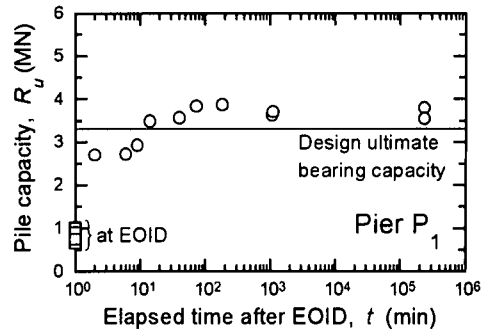


(f) Abutment A<sub>2</sub> (max. elapsed time from EOID ; 26 hours)

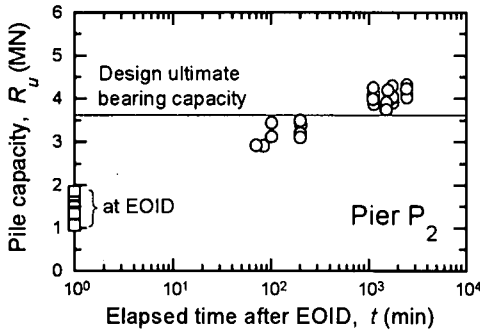
**Fig.21** Load-displacement curves of all piles at each abutment and pier derived from wave matching.



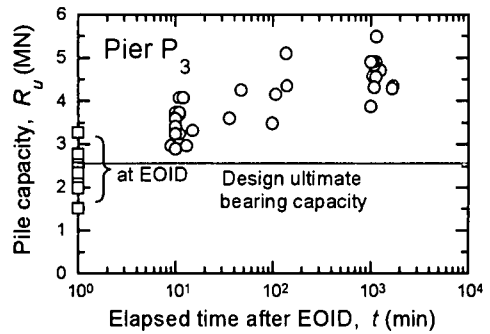
(a) Abutment A<sub>1</sub>



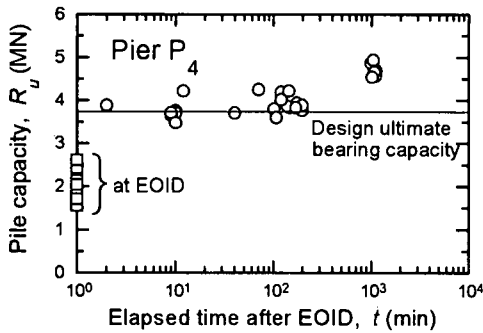
(b) Pier P<sub>1</sub>



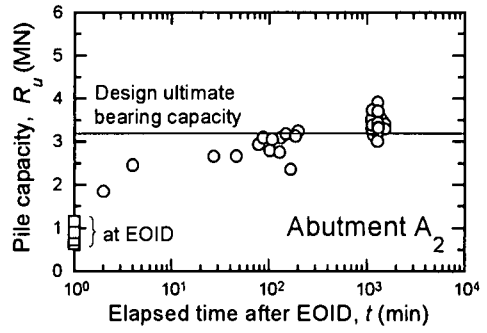
(c) Pier P<sub>2</sub>



(d) Pier P<sub>3</sub>



(e) Pier P<sub>4</sub>



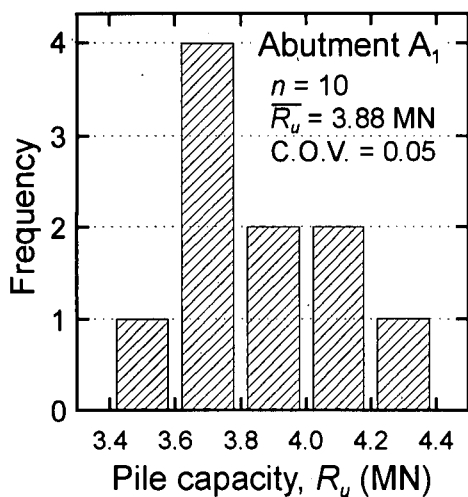
(f) Abutment A<sub>2</sub>

Fig.22 Increase in static resistance of piles at each abutment and pier as function of elapsed time from the end of initial driving.

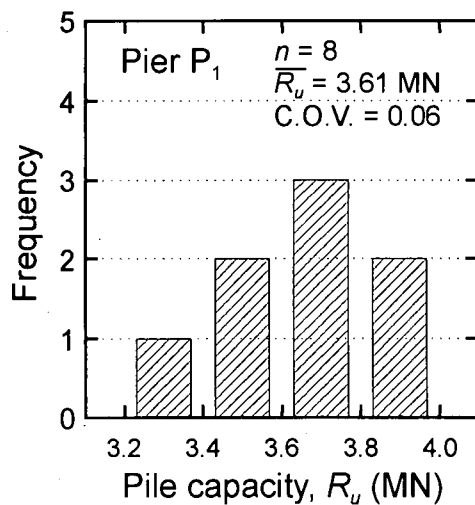
から行った再打撃試験による杭支持力は、設計極限荷重を上回っている。このことから、経過時間の短い再打撃試験において設計極限荷重を満足しなかった杭でも、打込み後1日以上経過すれば杭支持力は、設計極限荷重を超えるものと判断できる。

ここで、P<sub>3</sub>橋脚とP<sub>4</sub>橋脚の杭において、打込み終了後1日以上経過してから実施した再打撃試験では、1打撃当たりの貫入量が1mm以下であった。他の橋台、橋脚の大部分の杭では、再打撃試験時の1打撃

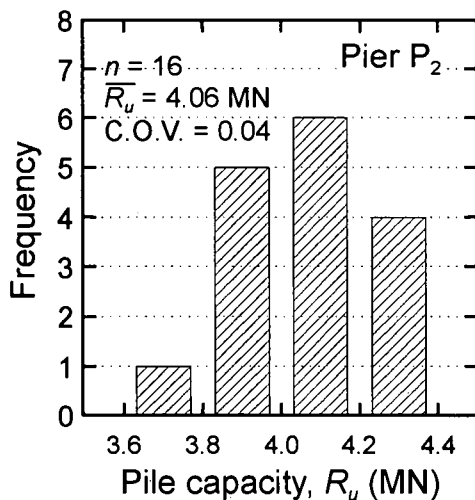
当たりの貫入量は3mmを越えていた。このことは、今回用いたハンマーの打撃能力が小さかったため、P<sub>3</sub>橋脚とP<sub>4</sub>橋脚の杭は極限支持力状態に至っていないと判断される。すなわち、もし打撃能力の高いハンマーで打撃したとすれば、P<sub>3</sub>橋脚とP<sub>4</sub>橋脚では、打込み終了後1日以上経過した杭の支持力は、Fig.22(d)および(e)に示した値よりも大きくなることが考えられる。



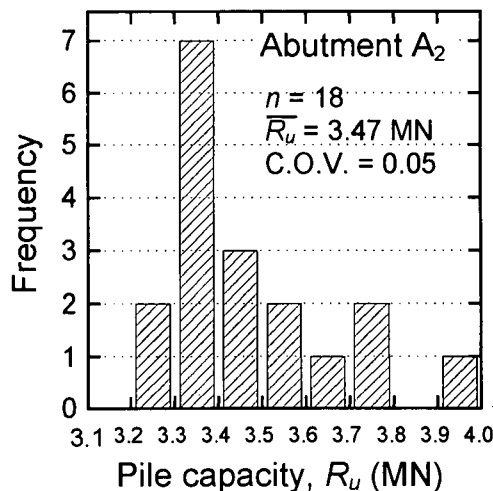
(a) Abutment A<sub>1</sub>



(b) Pier P<sub>1</sub>



(c) Pier P<sub>2</sub>



(d) Abutment A<sub>2</sub>

Fig.23 Frequency distribution of static resistance,  $R_u$ .

## (2) 動的載荷試験結果と土質定数の関係

打込み終了から A<sub>1</sub> 橋台では 100 分以上, P<sub>1</sub> 橋脚では 200 分以上, P<sub>2</sub> 橋脚および A<sub>2</sub> 橋台では 1000 分以上経過すると, 経過時間に伴う支持力増加はほぼ収まる傾向にある。動的載荷試験結果を今後の杭設計に反映することを鑑み, これらの経過時間後に実施された再打撃試験から推定した杭支持力の統計的性質について検討する。

Fig.23 は, それぞれ A<sub>1</sub> 橋台, P<sub>1</sub> 橋脚, P<sub>2</sub> 橋脚, A<sub>2</sub> 橋台の推定杭支持力の頻度分布である。Table 5 に推定杭支持力の基本統計量をまとめている。P<sub>3</sub> および P<sub>4</sub> 橋脚の杭については, 先に述べたように, 再打撃

試験で極限支持力まで達していないと判断されるため, ここでの検討の対象から除いた。

Fig.24 は, Fig.11 に示した  $q_u$  の頻度分布と基本統計量である。 $q_u$  の平均値  $q_u$  と変動係数 C.O.V. は, それぞれ 858 kN/m<sup>2</sup> と 0.151 である。

Table 5 に示した各橋台, 橋脚の杭支持力の変動係数は  $q_u$  の変動係数の 30% から 40% の値である。動的載荷試験によれば杭支持力の 70% から 80% が周面摩擦力であったが, 深度によって周面摩擦応力  $f$  に変動があっても  $f$  の総和が周面摩擦力となるため, 周面摩擦力の変動係数が  $q_u$  の変動係数に比べて小さくなったと考えられる。

式(37)は、Burland による周面摩擦応力  $f$  の推定式である。  $\alpha$  は経験定数であり、土の種類と過圧密比、また、杭の種類によって、0.3 から 1.5 の範囲で変化するといわれている<sup>19)</sup>。

$$f = \alpha \cdot c_u = \alpha \cdot (q_u / 2) \quad (37)$$

Table 6 は、それぞれ Fig.23 に示されている A<sub>1</sub> 橋台、P<sub>1</sub> 橋脚、P<sub>2</sub> 橋脚、A<sub>2</sub> 橋台の杭の動的載荷試験から推定した平均周面摩擦応力  $\bar{f}$  と  $\bar{q}_u$  から式(37)の関係によって求めた  $\alpha$  の値である。  $\alpha$  は 0.39 から 0.53 の範囲にある。しかし、杭の根入れ長さが大きくなると、  $\alpha$  が減少する傾向にあることは、興味深い。

すなわち、  $\alpha$  は単に土と杭の種類によって決まる定数でないことを示唆するものである。  $\alpha$  に対する根入れ長さの影響は、現在のところ明らかにされていない。このような状況を鑑みても、各杭の静的な荷重～変位関係と支持力値を比較的高い精度で推定できる動的載荷試験の利用は有効であるといえよう。

## 6. おわりに

本論文では、静的な荷重～変位関係を推定することを目的とした杭打ちの波形マッチング解析において、土質試験結果を利用して地盤抵抗パラメータ（ばね定数と減衰定数）を決定する手法を提案した。この手法を用いて試験杭の動的載荷試験の解析を行い、静的載荷試験結果と比較した。その結果、動的載荷試験から推定した極限支持力  $R_u$  および杭の静的な荷重～変位関係は、静的載荷試験結果とほぼ一致し、提案した動的載荷試験手法の妥当性が検証された。

この結果を踏まえて、能越自動車道 3 号橋の計 102 本の鋼管杭に対して動的載荷試験を実施し、荷重～変位関係を推定した。その結果、打込み終了から 100 分以内に急激な杭支持力の増加現象が見られ、1 日以上経過すれば、全ての杭で設計極限支持力を超えることが確認できた。

なお、動的載荷試験実施によっても杭施工工事の遅れは生じることはなかったことより、実工事での適用性は高いものといえよう。

謝辞：動的載荷試験の実施にあたり(株)中村組、ヨーコン(株)の浅井陽一氏、三谷セキサン(株)の中山英紀氏に協力を賜ったことを記し、感謝の意を表します。本論文をまとめるにあたり、京都大学・関口秀雄教授から多くの助言を賜りました。

Table 5 Statistics of pile bearing capacity of each abutment and pier.

	Maximum value (MN)	Minimum value (MN)	Mean value (MN)	Coefficient of variation
Abutment A <sub>1</sub>	4.22	3.58	3.88	0.052
Pier P <sub>1</sub>	3.88	3.22	3.61	0.057
Pier P <sub>2</sub>	4.33	3.75	4.06	0.042
Abutment A <sub>2</sub>	3.92	3.29	3.47	0.053

Table 6 Mean shaft resistance and  $\alpha$  value of each abutment and pier.

	Mean shaft resistance $\bar{f}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$ value	Embedded length $l_d$ (m)
Abutment A <sub>1</sub>	227.0	0.53	8.0
Pier P <sub>1</sub>	191.4	0.45	9.0
Pier P <sub>2</sub>	167.8	0.39	11.0
Abutment A <sub>2</sub>	205.2	0.48	8.0

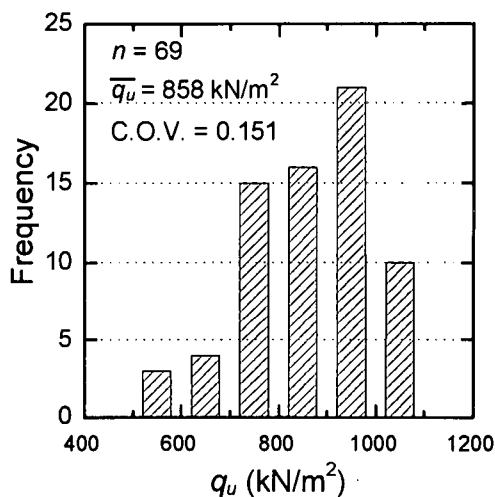


Fig.24 Frequency distribution of unconfined compression strength,  $q_u$ , of the mudstone.



**付録：計算波形と実測波形の一致程度について**

本研究では、波形マッチング解析結果の一致程度（マッチング度）について、以下の方法により判定を行った。ある測定範囲で、各時間における計算値が、実測値とどの程度異なるかを評価するために式(A1)および式(A2)を用いる。

$$V^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (m_i - c_i)^2 \quad (A1)$$

$$\text{マッチング度 } I_m = \frac{V}{m_{\max}} \quad (A2)$$

ここで、 $m$ は実測値、 $c$ は計算値、 $n$ はデータ数、添字 $i$ はデータ番号を示している。また、マッチング度を $I_m$ と定義した。ここで、マッチング度 $I_m$ は、式(A3)のように表すことができる。

$$I_m = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left\{ \left( \frac{m_i - c_i}{m_i} \right)^2 \times \left( \frac{m_i}{m_{\max}} \right)^2 \right\}} \quad (A3)$$

この式の $(m_i - c_i)/m_i$ は実測値と計算値の比率を表し、 $m_i/m_{\max}$ は実測値の重みを表している。すなわち、式(A2)は実測値と計算値の比率に重みを乗じて評価した式となっている。

動的載荷試験では、応力波が杭を数往復するまでのデータを採取することができ、波形マッチング解析もそのデータに対して実施している。しかし、このデータの中でも周面摩擦応力や先端支持力の応答を示す重要なデータ範囲がある。評価式を用いてマッチング度を評価する時も適切なデータ範囲を選択する必要がある。そこで、Fig.A1に示すように、データ範囲の違いによるマッチング度の変化を調べた。ピーク打撃力 $m_{\max}$ の時点から、力が杭を1往復、2往復、3往復するまでのデータについて検討した。

Fig.A2およびFig.A3は、A<sub>1</sub>橋台の杭の中でマッチング度 $I_m$ が最小値および最大値となる結果である。Table A1は、Fig.A2およびFig.A3の波形について、データ範囲の違いによるマッチング度 $I_m$ の変化を比較したものである。動的載荷試験では、通常、打撃力が1~2往復する間に、最大支持力値が発現していることも考慮して、本研究では比較するデータ範囲を2往復で統一した。Table A2に各橋台、各橋脚の波形解析結果の2往復時のデータについて、マッチング度 $I_m$ の最小値、最大値を示す。すなわち、本研究では、マッチング度 $I_m$ が0.2以下であるとき、波形は一致したものと判断した。

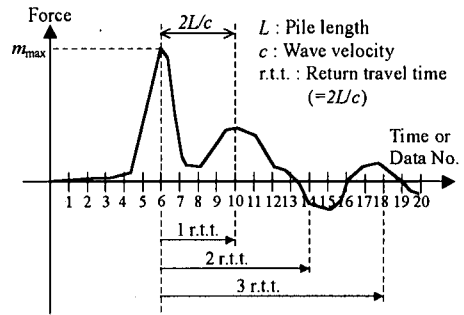


Fig.A1 Data range of measurement value.

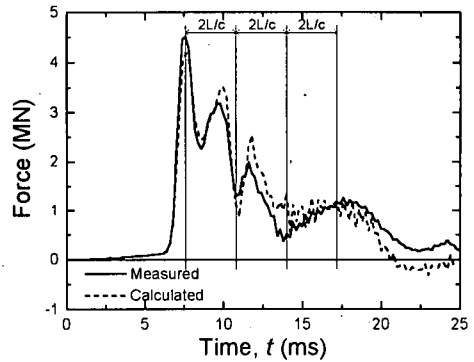


Fig.A2 Result with minimum degree of matching,  $I_m$  (Abutment A<sub>1</sub>).

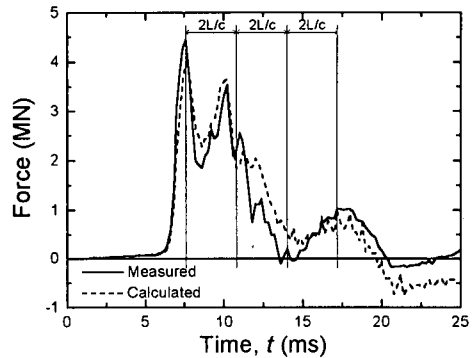


Fig.A3 Result with maximum degree of matching,  $I_m$  (Abutment A<sub>1</sub>).

Table A1 Degree of matching,  $I_m$ , for abutment A<sub>1</sub>.

	1 r.t.t.	2 r.t.t.	3 r.t.t.
Waveform of Fig.A2	0.060	0.092	0.080
Waveform of Fig.A3	0.113	0.150	0.129

Table A2 Degree of matching,  $I_m$ , at each abutment and pier.

	Min. value of $I_m$	Max. value of $I_m$
Pier P <sub>1</sub>	0.060	0.172
Pier P <sub>2</sub>	0.045	0.105
Pier P <sub>3</sub>	0.046	0.165
Pier P <sub>4</sub>	0.045	0.098
Abutment A <sub>2</sub>	0.037	0.129

## 参考文献

- 1) Reiding, F.J. : Computer-integrated pile test equipment, *Proc. 4th Int. Conf. on Application of Stress-Wave Theory to Piles*, The Hague, The Netherlands, pp.311-317, 1992.
- 2) Goble, G. G., Likins, G. E. Jr. and Rausche, F. : Bearing capacity of piles from dynamic measurements, *Final Report*, Dept. of Civil Eng., Case Western Reserve Univ., Cleveland, Ohio, 1975.
- 3) Matsumoto, T. and Takei, M. : Effects of soil plug on behavior of driven pipe piles, *Soils & Foundations*, JSSMFE, Vol.31, No.2, pp.14-34, 1991.
- 4) Smith, E.A.L.: Pile driving analysis by the wave equation, *Jour. Soil Mech. Found., Div., ASCE*, Vol.86, No.SM4, pp.35-61, 1960.
- 5) Randolph, M. F. and Simons, H.A. : An improved soil model for one-dimensional pile driving analysis, *Proc. 3rd Int. Conf. on Num. Methods in Offshore Piling, Nantes*, pp.1-17, 1986.
- 6) Deeks, A.J. : Numerical analysis of pile driving dynamics, *PhD Thesis*, The University of Western Australia, 1992.
- 7) Yoshimi, Y. and Kishida, T. : A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces, *Geotechnical Testing J.*, Vol. 4, No. 4, pp.145-152, 1981.
- 8) Novak, M., Nogami, T. and Aboul-Ella, F. : Dynamic soil reactions for plane strain case, *J. Mech. Eng. Div., ASCE*, Vol.104, No.EM4, pp.953-959, 1978.
- 9) Randolph, M.F. and Deeks, A.J. : Dynamic and static soil models for axial pile response, *Proc. 4th Int. Conf. on the Application of Stress-Wave Theory to Piles*, The Hague, The Netherlands, pp.3-14, 1992.
- 10) Verruijt, A. : Elastic storage of aquifers, R.J.M. DeWiest (ed.), *Flow through Porous Media*, New York, Academic, 1969.
- 11) Randolph, M.F. : Analysis of the dynamic pile driving, *Chapter in Developments in Soil Mechanics - IV: Advanced Geotechnical Advances*, P.K. Banerjee & R. Butterfield (ed.), Elsevier Applied Science, 1991.
- 12) 松本樹典, 道勇治, 平野忠夫 : 珪藻泥岩地盤における打込み開端鋼管杭の支持力原位置試験, *土木学会論文集*, No.511/III-30, pp.35-45, 1995.
- 13) (社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 1996.
- 14) (社) 土木学会 : 国鉄建造物設計標準解説 基礎構造物, 1986.
- 15) (社) 日本港湾協会 : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1989.
- 16) (社) 日本建築学会 : 建築基礎構造設計指針, 1988.
- 17) 基礎構造物の限界状態設計に関する研究委員会 : 委員会報告, 基礎構造物の限界状態設計に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 1995.
- 18) 小特集 基礎構造の限界状態設計法, *土と基礎*, Vol.442, No.9, 土質工学会, 1994.
- 19) Burland, J. : Shaft resistance of piles in clay, *Ground Engineering*, Vol.6, No.3, pp.30-42, 1973.

(1997. 7. 18 受付)

## CONSTRUCTION OF OPEN-ENDED STEEL PIPE PILES IN DIATOMACEOUS MUDSTONE AND PREDICTION OF LOAD-DISPLACEMENT RELATIONS BY DYNAMIC LOAD TESTING

Tatsunori MATSUMOTO, Masahiro HAYASHI, Yuji MACHI, Kojiro TAKESUE and Yasuyuki FUTATSUKA

This paper describes a new procedure of the dynamic load testing to estimate 'static' load-displacement curve. Rational soil models which have been proposed by other researchers are used in the signal matching analysis of pile driving. The soil model parameters except the shaft resistance and the end-bearing resistance are estimated from the soil test results. Only the shaft resistance and the end-bearing resistance are identified through the signal matching analysis. Applicability of the proposed procedure was examined against an open-ended steel pipe pile. The proposed procedure was further applied to a total of 102 steel pipe piles driven in diatomaceous mudstone for foundations of Noetsu bridge No.3. The results of the dynamic load tests showed that bearing capacity of all the piles increased rapidly after the end of pile driving and exceeded the design ultimate bearing capacity one day after the end of pile driving.