

# クイ基礎の耐震性に関する研究

大原 資生\*・光永 臣秀\*\*

The Study on an Earthquake Resistibility of Pile Foundation

Sukeo Ohara and Tomihide Mitsunaga

## Abstract

In this paper, the influence of a pile foundation on a ground behavior during an earthquake is considered. Especially we obtain the shear modulus of ground and show it increases by set of a pile foundation by comparing the ground own shear modulus to the apparent shear modulus of ground at set of a pile foundation.

Furthermore, we give the shear modulus of Toyoura sand layer used in this experiment as a function of normal stress and shear strain.

## 1. まえがき

クイ基礎を用いる土木構造物には、橋りょうなどの道路、鉄道構造物、水門、セキなどの河川構造物、岸壁などの港湾構造物、シーバースなどの海洋構造物ほかさまざまなものがある。これらに用いられるクイ基礎は、常にその頭部に構造物が載る状態となっており、そのため地震が生じた場合、クイはその頭部に外力として構造物の慣性力を受けることになる。従来、これらのクイ基礎の耐震設計には、構造物の地震時における慣性力、クイ基礎では、これに支えられる構造物の慣性力を静的な外力として、その頭部に作用するものとして設計する方法がとられている。これを震度法<sup>1)</sup>という。したがって、クイ基礎が堅地盤中に設置されている場合は、地震による地盤のせん断変形量も無視できるほど小さいため、この方法によって設計してもさしつかえないと考えられるが、これが軟弱地盤中に設置されている場合は、その地盤のせん断変形量が無視できないほど大きなものとなることが推測される。この場合、震度法による耐震設計で十分な構造物の安定が得られるかどうか疑問となってくる。

本論文は、地震時における地盤のせん断変形を考慮に入れ、地盤—クイ系の地震時における挙動について実験的に調べ、これらのデータをもとにして、地盤—

クイ系の振動理論式による方法と、適当な振動系にモデル化する方法で振動解析を行ない、クイ基礎の設置による、地震時における地盤の挙動におよぼす影響についてしらべた。

## 2. クイ基礎振動実験

### 2.1 実験目的

地震時にクイ基礎が地盤の振動挙動におよぼす影響をしらべるため、本実験では、クイ基礎の地盤に対する作用を、クイ本体によるものと、その頭部の載荷重の慣性力によるものとおけてしらべた。このため、クイ頭部の載荷重をできるだけ軽くして、その慣性力による影響のないクイを用いた軽載荷試験と、クイ頭部の載荷重の慣性力による影響をしらべるために、重い載荷板を設置したクイを用いた重載荷試験を行なった。そして、これらの二つの試験を、一定振動数で加振する実験と、共振振動時の挙動をしらべる実験で行なった。

### 2.2 実験装置および実験試料

本実験は、photo. 1に示すように、振動台上に円筒形のゴム製の特殊な振動箱を載せ、これに振動を加えて振動箱内の供試体およびクイの振動応答変位を測定した。

振動台は、載荷面の大きさ1m×1m、許容搭載重量500kg、加速度波形は、ほぼ正弦的である。

\* 土木工学科

\*\* 山口県庁

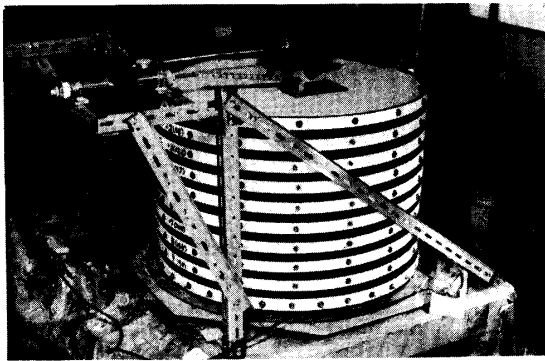


Photo. 1 Shaking box

振動箱の構造は Fig. 1 に示す。側壁を弾性的なゴム板で作ることによって、地震時における地盤のせん断変形をこの振動箱によって再現できると考えて作られた。また、試料を詰めた時、ゴム板がその土圧によって外側へ張り出すのを防ぐため、ゴム板の外側に10本の鉄製リングを2.6cmの間隔をおいて配置した。鉄製リングの幅は3.2cm、厚さ0.3cmで、重量は1本につき、これをゴム板に固定するボルトも含めて1.958kgである。

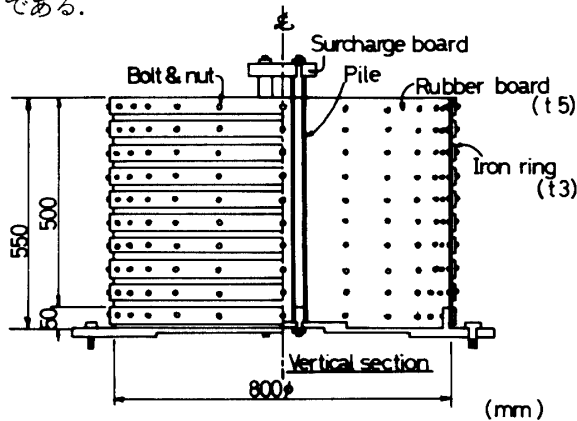


Fig. 1 Shaking box

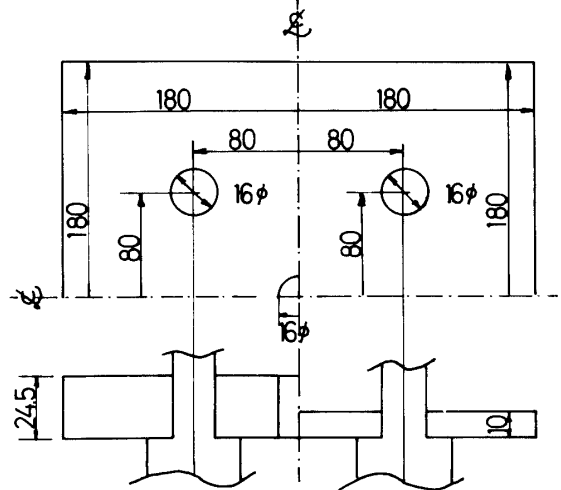
クイは、エンピ板 (P.V.C board), エンピ管 (P.V.C pipe), シンチュウ管 (Brass pipe) をクイ材として使用し、4本を一組とした群グイとした。クイの寸法、曲げ剛度およびクイ頭部の載荷板の重量を Table 1 に

Table 1 Properties of pile

	Pile length (cm)	Outer diam (cm)	Thick-ness (cm)	Bending stiffness (kg·cm <sup>2</sup> )	Weight of Surcharge (kg)	
					Heavy	Light
P.V.C board	50.0	3.0*	1.0	25,700	7.30	1.51
P.V.C pipe	50.0	3.2	0.35	252,000	7.30	1.51
Brass pipe	50.0	3.2	0.125	3,388,000	7.30	1.51

\*width

示す。クイの取付けは頭部を載荷板に剛結させ回転拘束の状態にし、下端は振動箱底面に剛結させた固定端あるいは、その底面に載せただけの自由端とした。載荷板は、軽载荷試験では厚さ1cm、重さ1.5kg (クイとこれを固定するジョイントを含む) のエンピ板を用い、重载荷試験では厚さ2cm、重さ7.3kg (ジョイントを含む) の鉄板を用いた。載荷板の寸法とクイとの取付け部を Fig. 2 に示す。



Heavy surcharge board-made of iron (7.3 kg) Light surcharge board-made of P.V.C. (1.5 kg) (mm)

Fig. 2 Surcharge board

試料は気乾燥状態の豊浦砂を用いた。この試料の物理的性質は比重2.63、均等係数1.93、平均粒径0.265mm、最大間ゲキ比1.09、最小間ゲキ比0.67、また、実験時において、間ゲキ比は0.79、単位体積重量は1.47g/cm<sup>3</sup>である。Fig. 3にこの試料の粒径加積曲線を示す。

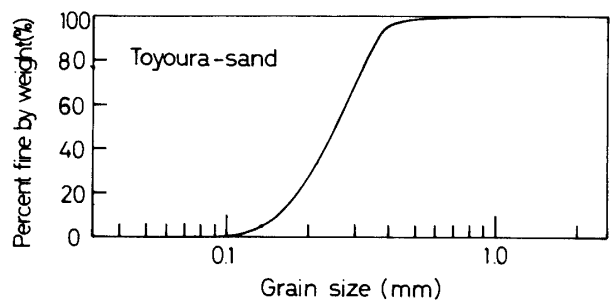


Fig. 3 Grain size distribution curve

## 2.3 実験方法

### 2.3.1 クイの設置と供試体の作製

クイの設置は、その下端を固定端にする時は、振動箱底面に剛結する。また、自由端とする時は、その底面に置くだけで自立させる。

試料の詰め込みは、試料をバケツからホースを通して振動箱内に流し込む。締め固めは、クイを設置したまま振動箱を振動数 180cpm、震度 0.4 で約 5 分間振動することによって行なった。クイの設置されていない場合の砂層の作製は、いったんクイを設置した状態で締め固め、その後、クイを鉛直上方へ静かに引き抜いて、クイの設置された状態の砂層となるべく同じ締め固め状態の砂層を作るようにした。

### 2.3.2 実験手順

一定振動数実験では、振動数を 180cpm に保ち、震度を 0.1 から 0.4 まで段階的に上げていき、各段階での応答変位を測定した。測定か所は、クイ頭部の載荷板、砂層表面と砂層表面から深さ 0.8, 6.5, 12.2, 23.4, 34.7cm の 5 か所（上から 1, 2, 3, 5, 7 番目の鉄製リング）である。

共振振動実験では、震度を 0.2 の一定値に保ったまま、振動数を 2000cpm から 200cpm まで段階的に下げていき、各段階での応答変位を測定した。測定か所は、クイ頭部の載荷板と砂層表面である。

## 3. 実験結果と考察

### 3.1 砂層の応答変位と剛性率の分布

#### 3.1.1 クイの設置による砂層のせん断変形におよぼす影響

Fig. 4, 5 にエンビ管 (P.V.C pipe) を用いたクイの設置された砂層と、設置されていない砂層の各深さにおける、せん断変位量を示す。クイの設置されていない場合に比べて、設置された場合の方が変位量は各震度において下回っていることがわかる。また、エンビ板、シンチュウ管を用いた場合も、同ような傾向を示した。このことから、クイの設置によって砂層のせん断変形が抑えられたと言える。

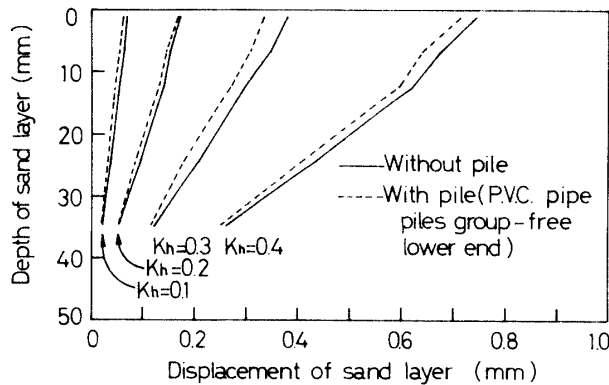


Fig. 4 Shear deformation of sand layer

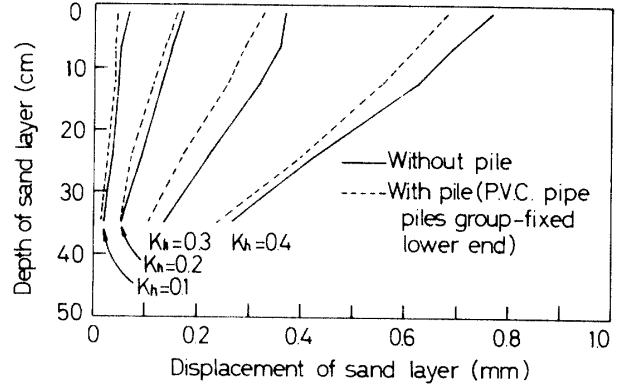


Fig. 5 Shear deformation of sand layer

#### 3.1.2 クイの設置による砂層の剛性率の見掛けの増加

砂層の剛性率を、実験から得た砂層のせん断変位量から逆算して求め、クイの設置によって、砂層の剛性率が見掛け上どのように変化するかをしらべた。砂層のせん断変位分布から剛性率分布を求めるには次の式によった。

一般に、地震力によって、地盤は Fig. 6 a に示すようなせん断変形を生ずる。この時の地盤中の力のつり合は次式によって示される。

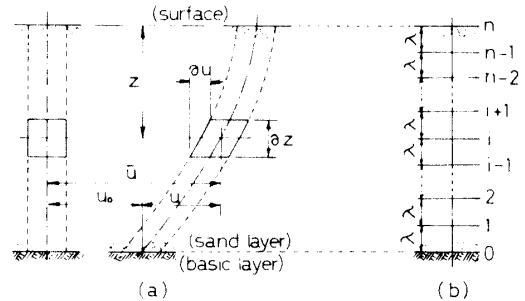


Fig. 6

$$\frac{\partial}{\partial z} \left( G(z) \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\rho_s}{g} \cdot \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial t^2} \quad (1)$$

$z$  : 地表からの深さ

$u$  : 上層地盤の基盤に対する相対変位量

$\bar{u}$  : 上層地盤の絶対変位量

$t$  : 時間

$G$  : 地盤の剛性率

$\rho_s$  : 地盤の単位体積重量

$g$  : 重力の加速度

基盤の変位量を  $u_0$  とすると、

$$\bar{u} = u_0 + u \quad (2)$$

本実験では、 $u_0$  は振動台の変位量に相当し、

$$u_0 = U_0 \cdot \sin \omega t \quad (3)$$

$U_0$  : 振動台の変位振幅量

$w$  : 振動台の振動数

一般に,

$$u = U \cdot \sin \omega t \quad (4)$$

$U$  : 砂層の相対変位振幅量

式(1)に式(2),(3),(4)を代入し, 時間因子を除くと,

$$\frac{dG(z)}{dz} \cdot \frac{dU}{dz} + G(z) \cdot \frac{d^2U}{dz^2} = -\frac{\rho_s \omega^2}{g} (U_0 + U) \quad (5)$$

境界条件は

(i) 砂層最大部で,

$$U = 0 \quad (6)$$

(ii) 砂層表面でせん断力が零より,

$$\left( G(z) \cdot \frac{dU}{dz} \right) \Big|_{z=0} = 0$$

$$\therefore G(0) = 0 \text{ or } \frac{dU}{dz} \Big|_{z=0} = 0$$

本実験の場合, Fig. 4, 5 を見てかかるように,

$\partial u / \partial z |_{z=0} \neq 0$  である. したがって,

$$G(0) = 0 \quad (7)$$

と考える.

式(5)の理論解は一般に与えられていない. そこで筆者らは差分法により,  $G(z)$  の近似解を求めた.

Fig. 6-b に示すように砂層を間隔  $\lambda$  で  $n$  等分する. 任意の点  $i$  における  $G(z)$ ,  $U$  の値をそれぞれ  $G_i$ ,  $U_i$  とすると,  $i$  点における式(5)のつり合は次式で示される.

$$\frac{G_{i+1} - G_{i-1}}{2\lambda} \cdot \frac{U_{i+1} - U_{i-1}}{2\lambda} + G_i \cdot \frac{U_{i+1} - 2U_i + U_{i-1}}{\lambda^2} = -\frac{\rho_s \omega^2}{g} (U_0 + U_i) \quad (8)$$

このようにして  $1 \sim n$  点でのつり合式を求め, 式中の  $U_1 \sim U_n$  に実験から得た砂層のせん断変位量を代入すると, これらは,  $G_0 \sim G_{n-1}$  に関する  $n$  元連立方程式となる. これを解いて,  $G_0 \sim G_{n-1}$  を求める.

この方法によって求めた砂層の剛性率の分布を Fig. 7, 8 に示す. これより, クイの設置によって, 砂層の剛性率が見掛け上増加しているのがわかる. クイ材がかわっても同ような結果を得た.

次に, このようなクイの設置によって生ずる見掛け上の剛性率の増加の割合を示すために, 各剛性率の分布を深さ方向に平均し, クイの設置された場合に対する設置されていない場合のそれぞれの平均値の比率を求め, クイ材の曲げ剛度との関係を示したのが Fig. 9 である. 曲げ剛度の増加に伴なって, この比率すなわち, 剛性率の増加の割合が高くなっているのがわかる. また, クイ下端の拘束条件の違いによってかなりの差が見られる. 平均して, クイが下端固定の状態

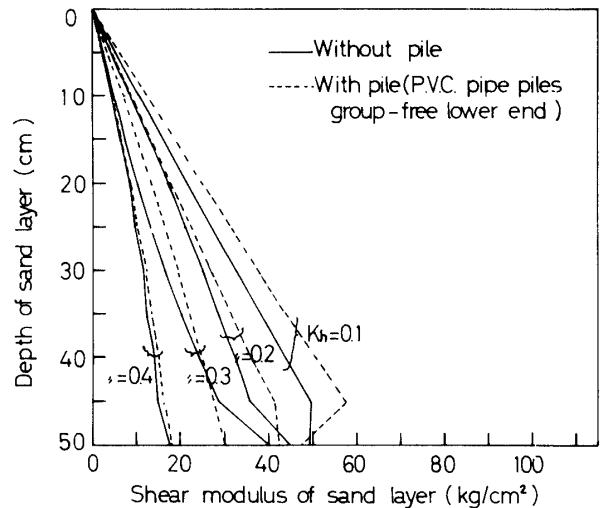


Fig. 7 Distribution of shear modulus of sand layer

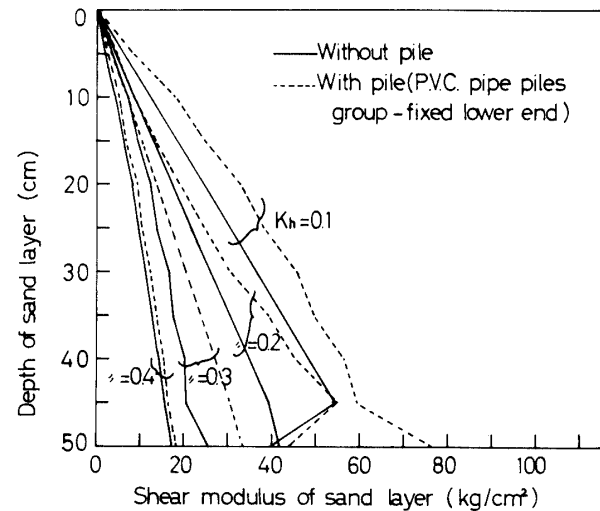


Fig. 8 Distribution of shear modulus of sand layer

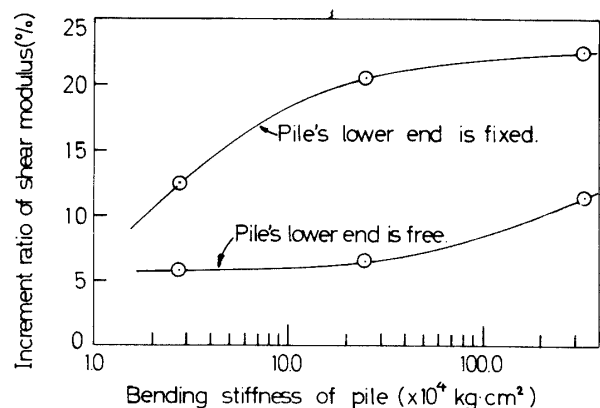


Fig. 9 Increment ratio of shear modulus

された方が, 下端自由端の場合に比べて約 24 倍砂層の剛性率の見掛け上の増加の割合が高くなっているのがわかった.

3.1.2 砂層の剛性率と土カブリ圧およびセン断ヒズミ量の関係

本実験で得られた結果から、砂層の剛性率 $G$ と土カブリ圧 $\sigma_v$ 、および、砂層のセン断ヒズミ量 $\gamma$ との関係についてしらべた。その結果を Fig. 10 に示す。これより、砂層の剛性率 $G$ は土カブリ圧 $\sigma_v$ の増加に伴ない増加し、セン断ヒズミ量 $\gamma$ の増加に伴ない減少しているのがわかる。そこで筆者らは、剛性率 $G$ 、土カブリ圧 $\sigma_v$ およびセン断ヒズミ量 $\gamma$ の関係を次式で表わすことを考えた<sup>3)</sup>。

$$G = C \cdot \frac{\sigma_v^m}{\gamma^n} \quad (9)$$

式中の $C, m, n$ は定数である。この定数を Fig. 10 の結果から最小二乗法で求め次の値を得た。

$$C = 15.7, \quad m = 0.994, \quad n = 0.449$$

この値を用いて式(9)を表わした曲線が Fig. 10 の実線である。 $m, n$ の値から、砂層の剛性率は、ほぼ、土カブリ圧に比例し、セン断ヒズミ量の平方根に逆比例することがわかる。

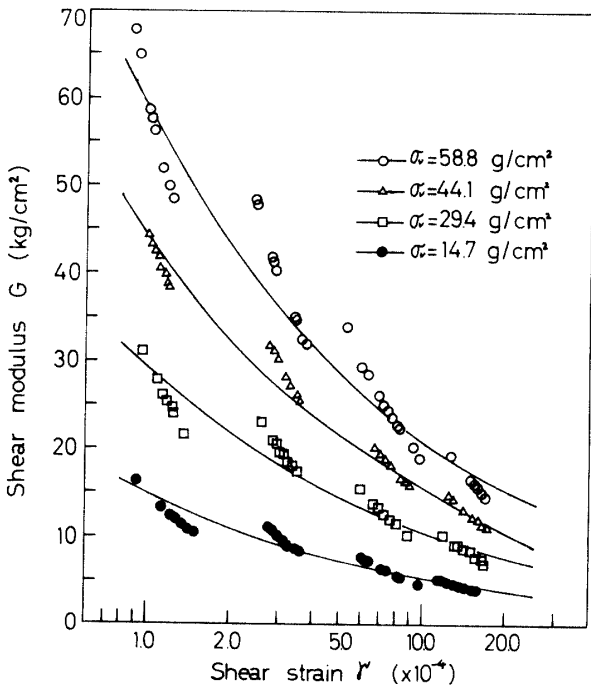


Fig. 10 Relationship between shear modulus  $G$  and shear strain  $\gamma$  of Toyoura sand

3.2 クイ頭部の載荷板の応答変位

Fig. 11, 12 にエンビ管 (P.V.C pipe) をクイ材に用い、重い載荷板を頭部に載せたクイを砂層中に設置した時のクイ頭の載荷板と、クイの設置されていない砂層表面の各震度における応答変位を示す。これより、載荷板の方が、砂層表面よりも応答変位が上回っているのがわかる。

また、両応答変位とも、震度に関して非線形的であり、砂層が弾性的に線形でないことがわかる。また、エンビ板、シンチュウ管を用いたクイにおいても同ような傾向を得た。

このような現象を数値的に示すために、クイ頭の載

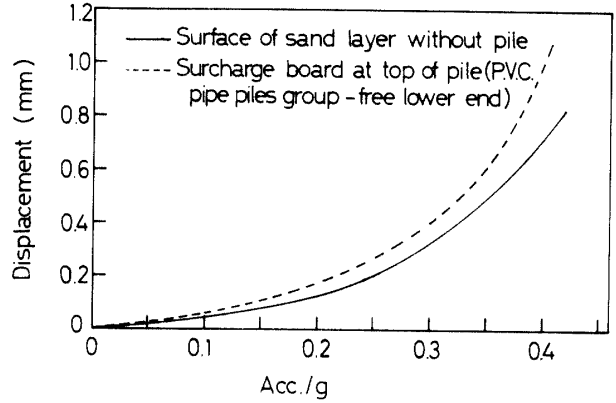


Fig. 11 Relationship between responded displacement and Acc./g

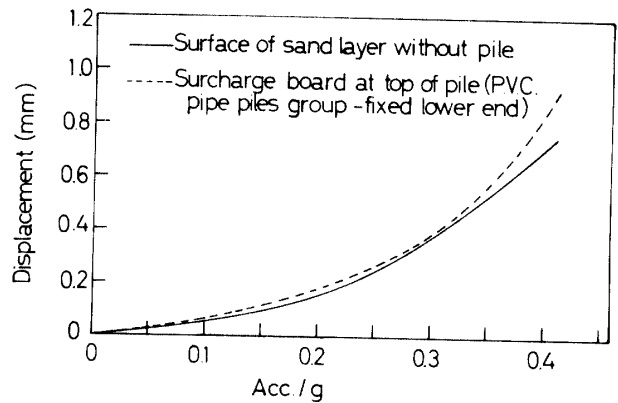


Fig. 12 Relationship between responded displacement and Acc./g

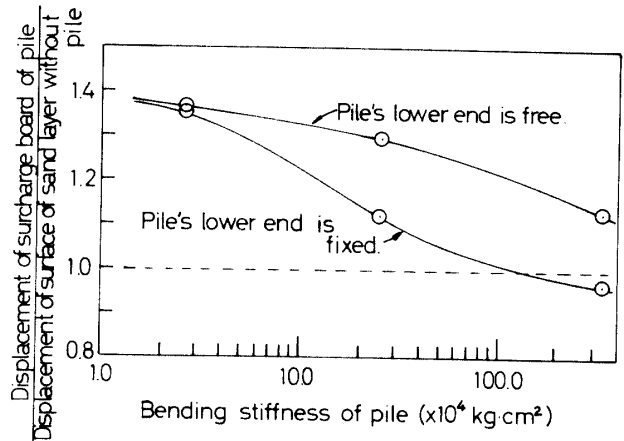


Fig. 13 Ratio of displacement of surcharge board of pile to displacement of surface of sand layer without pile

荷板の応答変位と砂層表面の応答変位との比率とクイの曲げ剛度との関係を Fig. 13 に示す。クイの曲げ剛度の増加に伴い、この比率が減少しているのがわかる。このことは、荷板の慣性力によって生じる応答変位が逆にクイの曲げ剛度の増加に伴ない抑えられることを示している。また、クイの下端の拘束条件の違いに注目すると、クイの曲げ剛度の低い所では、両者の差は小さく、曲げ剛度の増加に伴ないその差は大きく開いているがわかる。

3.3 共振動実験

Fig. 14, 15 にエンビ管グイ (P.V.C pipe pile) で下端が固定として設置した砂層の共振振動実験から得られたクイ頭の荷板と砂層表面の応答変位の共振曲線を示す。これより、共振振動数は 17~18Hz であることがわかる。また、最大応答変位量に注目すると、荷板の応答変位と砂層表面のそれとの差において、重い荷板を設置したクイの方が大きくなっており、こ

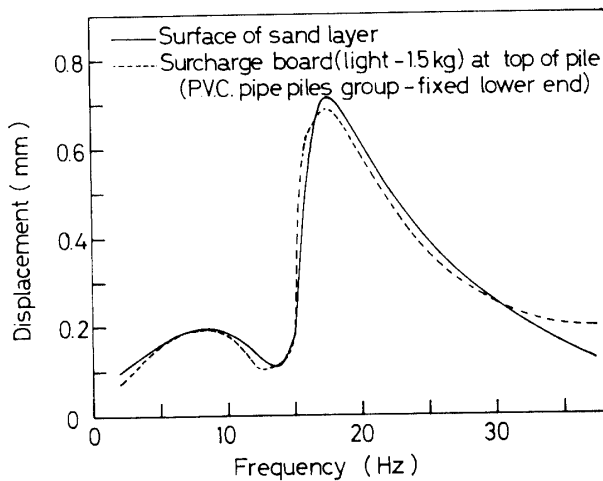


Fig. 14 Resonant curve

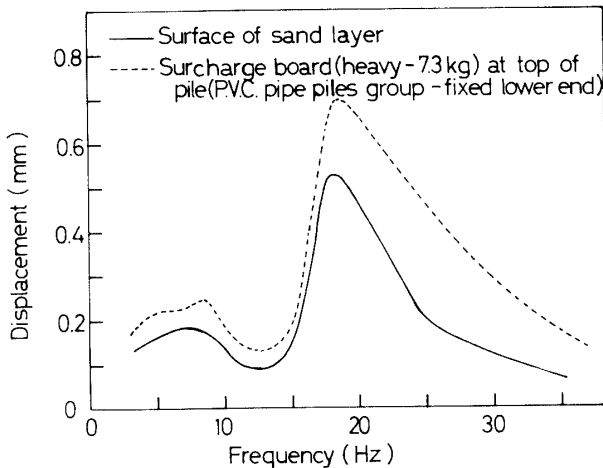


Fig. 15 Resonant curve

れに比べて軽い荷板を設置した場合には、その差がほとんどなく、荷板の慣性力が影響していることがわかる。また、エンビ板、シンチュウ管のクイを設置した場合も同ような傾向を得たが、特に、共振振動数は、クイ材の種類、クイ下端の拘束条件、および、荷板の重量によらずほとんど一定した値、すなわち、17~18Hz であることがわかった。

次に、クイ頭の荷板の応答変位から得た共振曲線の形状から、減衰定数を求めクイの曲げ剛度との関係を Fig. 16 に示す。クイの曲げ剛度の増加に伴ない減衰定数がわずかに減少しているのがわかる。また、下端固定端のクイを用いた場合の減衰定数を平均すると 0.177、自由端の場合は 0.156 であり、さらに、クイ頭の荷重が 7.3kg の重荷の場合の平均が 0.164、1.5kg の軽荷で 0.169 であった。クイ基礎の耐震設計においては、この程度の差は無視して良いと考えられる。したがって、共振振動数と同様に、この減衰定数は、共振状態における砂層-クイ系の示すこれらの特性は、クイ材の種類、クイの拘束条件およびクイ頭の荷重によらず一定しており、これは、砂層の特性が共振状態において卓越するためと考えられる。なお、本実験で用いた砂層の共振振動数は平均して、17.5 Hz、減衰定数は 0.166 であった。

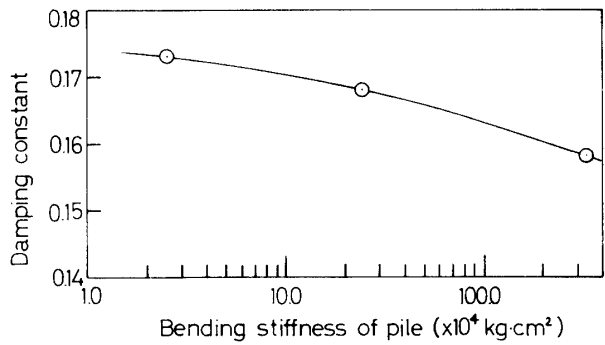


Fig. 16 Relationship between damping constant and bending stiffness of pile

4. 理論計算による地盤-クイ系の振動解析

本解析は小坪らが提案した理論式に地盤の剛性率が深さによって変化することを考慮して、振動応答解析を行なった。

4.1 地盤のせん断変形を考慮した場合のクイの横抵抗理論<sup>2)</sup>

Fig. 17 に示すように、地震時に、地盤とクイが変形したとすると次式が成立する。

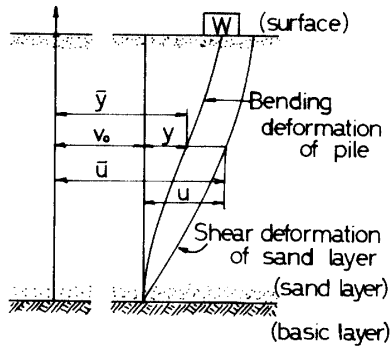


Fig. 17

$$\frac{\partial^2}{\partial z^2} (EI \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial z^2}) = -\frac{\rho_p A}{g} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + p_m \quad (10)$$

$$p_m = k(z) \cdot D \cdot (\bar{u} - \bar{y}) - \frac{\rho_s \cdot b \cdot D}{g} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (11)$$

$p_m$  : クイの単位長さ当りに働く土圧

$EI$  : クイの曲げ剛度

$\rho_p$  : クイの単位体積重量

$A$  : クイの断面積

$D$  : クイ径

$k$  : 横方向地盤反力係数 ( $k$  値)

$\bar{y}, \bar{u}$  : クイ, 地盤の絶対水平変位

$y, u$  : クイ, 地盤の下層地盤に対する相対水平変位

$v_0$  : 下層地盤の地震動

$\rho_s$  : 土の単位体積重量

$g$  : 重力の加速度

$b \cdot D$  : クイの単位長さ当りに付着する土の体積

式(11)中の  $\bar{u}$  は式(1)の地盤に関する微分方程式により求まる。また、式(10)、(11)に関するクイの境界条件は、

(i) 上端で回転拘束より、

$$(\frac{\partial \bar{y}}{\partial z})|_{z=0} = 0 \quad (12)$$

(ii) 上端で載荷重  $W$  の慣性力を受けることより、

$$(EI \cdot \frac{\partial^3 \bar{y}}{\partial z^3})|_{z=h} = (\frac{\bar{w}}{g} \cdot \frac{\partial^2 \bar{y}}{\partial t^2})|_{z=h} \quad (13)$$

(iii) 下端で下層地盤との相対変位が零より、

$$y|_{z=0} = 0 \quad (14)$$

(iv) 下端を固定端とすると、

$$(\frac{\partial y}{\partial z})|_{z=0} = 0 \quad (15-1)$$

下端を自由端とすると、

$$(EI \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial z^2})|_{z=0} = 0 \quad (15-2)$$

#### 4.2 横方向地盤反力係数 ( $k$ 値)

横方向地盤反力係数についてはさまざまな手法が用いられて算定されているが、ここでは、建設省土木研究所で提案された方法を用いた。<sup>4)</sup>

設計地盤面の変位量が 1.0cm のときの  $k$  値を基準  $k$  値、 $k_0$ 、として設定し、設計で考慮する基準変位量が 1.0cm 以外の場合は、次式で補正して求める。

$$k = k_0 \cdot y^{-1/2} \quad (16)$$

$k$  : 横方向地盤反力係数で常時、地震時とも同じ値を用いる。(kg/cm<sup>3</sup>)

$k_0$  : 設計地盤面の変位量を 1.0cm としたときの横方向地盤反力係数で次式による。

$$k_0 = \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4} \quad (17)$$

$E_0$  : 地盤の変形係数 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\alpha$  :  $E_0$  の求め方に対応する Table 2 に示す係数

$D$  : クイ径 (cm)

$y$  : 常時の基準変位量 (cm), ただし, 設計地盤面の変位量をとる。

Table 2 Value of  $\alpha$

No.	Deformation coefficient of ground $E_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$
1	Measured at boring hole	0.8
2	Measured by unconfined compression test or triaxial compression test	0.8
3	Estimated by $E_0 = 28N$ (N-value is measured by standard penetration test.)	0.2

#### 4.3 計算結果

本解析法を、本実験にあてはめてみた。計算で用いたクイの単位長さ当りに付着する土の体積、仮想のクイ径 (クイが土圧を受ける範囲)、断面積および曲げ剛度の値を Table 3 に示す。

横方向地盤反力係数については、式(17)中の  $E_0$  の値は、砂層のポアソン比  $\nu$  と、実験で求めた剛性率  $G$  を用いて、

$$E_0 = 2(1+\nu)G \quad (18)$$

とした。  $\nu$  の値は、0.3, 0.45 とした。また、式(17)中の  $\alpha$  の値は 0.8 とした。さらに、式(16)中の基準変位量  $y$  の値は、実験値を参考にして、 $y = 0.1$ cm とした。砂層の単位体積重量は 1.47g/cm<sup>3</sup>、クイ頭にかかる載荷板重量は 7.3kg、振動数は 3Hz である。

Table 4 に実験から得たクイ頭の載荷板の応答変位と計算結果とを比較する。この表から、ポアソン比  $\nu$ 、仮想クイ径、および、付着土量の値を変えて計算しても、クイの応答変位に大きな差が見られないことがわかる。また、計算値と実験値を比較すると、エンピ板の場合、計算値の方が大きくなっており、エンピ管では、両者はほぼ一致しており、シンチュウ管では逆に計算

Table 3 Values used in eq. (9), (10)

		P.V.C board	P.V.C pipe	Brass pipe
Volume of virtual mass (cm <sup>3</sup> /cm)	Volume of soil encircled 4 piles	108.0	91.0	91.0
	Half of volume of soil encircled 4 piles	54.0	45.5	45.5
	Volume of soil same to volum of 4 piles	12.0	32.2	32.2
Virtual diam. of pile (cm)	Area of vertical section of 2 piles	6.0	6.0	6.0
	Area of vertical section of 2 piles and space of 2 piles	12.0	11.0	11.0
Unit of weight of pile (g/cm <sup>3</sup> )		0.586	0.663	1.136
Area of horizontal section of 4 piles (cm <sup>2</sup> )		12.0	32.17	32.17
Bending stiffness of piles group (kg·cm <sup>2</sup> )		25,700	252,000	3,388,000

Table 4. Comparison between theoretical values and experimental values.

Ratio of poisson	Virtual diam. of pile (cm)	Volume of virtual mass (cm <sup>3</sup> /cm)	Free lower end				Fixed lower end			
			$K_h = 0.1$	0.2	0.3	0.4	$K_h = 0.1$	0.2	0.3	0.4
P.V.C. board										
0.30	6.0	12.0	0.162	0.370	0.816	1.517	0.162	0.370	0.816	1.522
		54.0	0.171	0.390	0.861	1.607	0.171	0.390	0.861	1.607
		108.0	0.183	0.416	0.919	1.711	0.183	0.417	0.921	1.717
	12.0	12.0	0.150	0.346	0.765	1.429	0.150	0.346	0.766	1.429
		54.0	0.158	0.363	0.804	1.501	0.158	0.363	0.805	1.506
		108.0	0.169	0.385	0.854	1.595	0.169	0.385	0.855	1.600
0.45	6.0	12.0	0.154	0.354	0.783	1.460	0.153	0.353	0.783	1.459
		54.0	0.163	0.373	0.824	1.537	0.163	0.373	0.825	1.541
		108.0	0.174	0.396	0.877	1.636	0.174	0.397	0.878	1.641
	12.0	12.0	0.156	0.357	0.778	1.440	0.156	0.357	0.777	1.440
		54.0	0.165	0.375	0.817	1.508	0.157	0.375	0.817	1.512
		108.0	0.176	0.398	0.868	1.601	0.176	0.398	0.868	1.605
Experimental value			0.060	0.190	0.440	0.970	0.057	0.196	0.430	0.950
P.V.C. pipe										
0.30	6.0	32.2	0.090	0.219	0.490	0.934	0.091	0.228	0.504	0.931
		45.5	0.092	0.223	0.500	0.952	0.093	0.223	0.512	0.948
		91.0	0.098	0.237	0.533	1.014	0.098	0.247	0.543	1.006
	11.0	32.2	0.087	0.210	0.472	0.903	0.087	0.220	0.489	0.911
		45.5	0.088	0.214	0.481	0.919	0.089	0.224	0.497	0.926



		91.0	0.094	0.226	0.511	0.973	0.094	0.237	0.524	0.977
0.45	6.0	32.2	0.088	0.212	0.476	0.910	0.088	0.222	0.492	0.915
		45.5	0.089	0.216	0.485	0.927	0.090	0.226	0.500	0.931
		91.0	0.095	0.229	0.516	0.983	0.095	0.239	0.524	0.977
	11.0	32.2	0.086	0.207	0.464	0.888	0.087	0.217	0.483	0.902
		45.5	0.087	0.210	0.472	0.903	0.089	0.221	0.491	0.916
		91.0	0.092	0.223	0.501	0.954	0.093	0.233	0.517	0.965
Experimental value			0.060	0.180	0.410	1.000	0.060	0.182	0.380	0.840
Brass pipe										
0.30	6.0	32.2	0.049	0.129	0.281	0.536	0.041	0.100	0.176	0.257
		45.5	0.058	0.160	0.344	0.582	0.037	0.088	0.160	0.262
		91.0	0.054	0.141	0.307	0.581	0.045	0.108	0.190	0.279
	11.0	32.2	0.048	0.126	0.278	0.537	0.042	0.103	0.185	0.273
		45.5	0.049	0.128	0.283	0.547	0.043	0.105	0.188	0.278
		91.0	0.052	0.137	0.301	0.578	0.046	0.111	0.199	0.294
0.45	6.0	32.2	0.048	0.126	0.278	0.537	0.042	0.102	0.182	0.269
		45.5	0.057	0.158	0.343	0.583	0.038	0.893	0.165	0.273
		91.0	0.053	0.138	0.303	0.579	0.045	0.110	0.197	0.290
	11.0	32.2	0.045	0.124	0.274	0.536	0.043	0.105	0.189	0.282
		45.5	0.048	0.126	0.279	0.545	0.043	0.106	0.193	0.286
		91.0	0.051	0.134	0.296	0.574	0.046	0.112	0.203	0.302
Experimental value			0.047	0.167	0.370	0.730	0.065	0.193	0.425	0.715

値の方が小さくなっている。エンビ板の場合、クイの断面形状がク形状をしているため、管の場合と異なった影響を地盤反力係数に与えていると考えられ、計算で用いたものよりさらに大きな反力係数を用いる必要があると考えられる。シンチュウ管の場合、クイの曲げ剛度が非常に大きく、これを保持するためのジョイントが完全な剛結でなかったことが考えられ、見掛け上クイはもっと小さい曲げ剛度の値を示したため実験値と計算値に大きな差が生じたと考えられる。また、本解析では、あらかじめ正確に求めた砂層の剛性率の分布をそのまま用いたが、実際の地盤への適用にあっても、同ように、地盤の剛性率の分布を正確に求め、これを用いる必要があると考えられる。

## 5. 地盤—クイ系の集中質量モデルによる振動解析

### 5.1 地盤—クイ系の集中質量モデル化<sup>5)</sup>

Fig. 18 に示すように、クイに作用すると考えられる部分の地盤の拡がりを  $\theta$  とし、地盤を水平、垂直方向に分割させ、質量を集中させた。

各質量間のバネ定数は、上下方向にある質量間、すなわち、Fig. 19 に示す、Face I と II の間は、次式により求めた。

$$k_v = \frac{G \cdot w \cdot d}{h} \quad (19)$$

$k_v$  : 縦方向バネ定数,  $G$  : 剛性率

また、水平方向にある質量間、すなわち、Fig. 20 の Face I と II の間は、次式によって求めた。

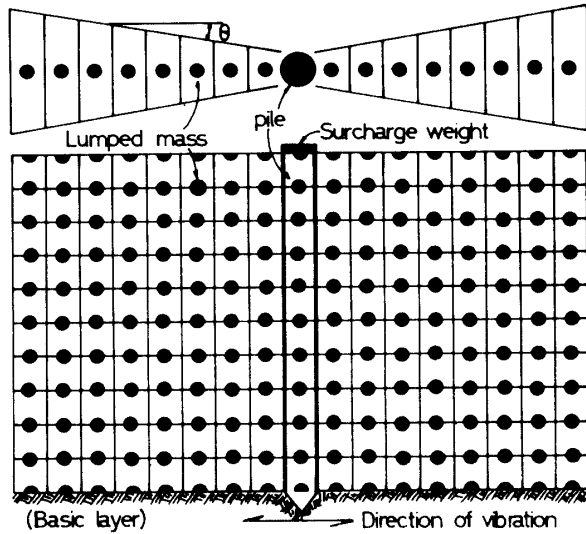


Fig. 18 Lumped mass method

Face I, II が地盤中にある時,

$$k_h = E_1 \cdot \frac{h_1}{2} \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} \Big/ \frac{w_1 + w_2}{2} + E_2 \cdot \frac{h_2}{2} \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} \Big/ \frac{w_1 + w_2}{2} \quad (20)$$

Face I, II が地表にある時,

$$k_h = E_1 \cdot \frac{h_1}{2} \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} \Big/ \frac{w_1 + w_2}{2} \quad (21)$$

Face II がクイに相当し, Face I が地盤中にある時,

$$k_h = E_1 \cdot \frac{h_1}{2} \cdot d_1 \Big/ \frac{w_1}{2} + E_2 \cdot \frac{h_2}{2} \cdot d_1 \Big/ \frac{w_1}{2} \quad (22)$$

Face II がクイに相当し, Face I が地表にある時,

$$k_h = E_1 \cdot \frac{h_1}{2} \cdot d_1 \Big/ \frac{w_1}{2} \quad (23)$$

$k_h$ : 横方向バネ定数,  $E_1, E_2$ : ヤング率

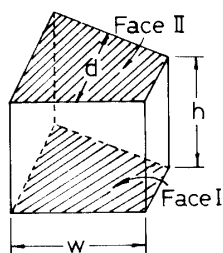


Fig. 19

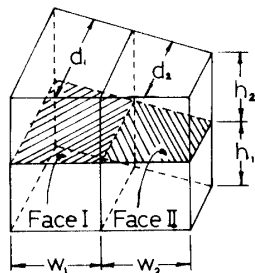


Fig. 20

さらに, 計算を簡単にするため, Fig. 21 に示すように, クイに対して左側の質量とバネ定数を右側へ対称移動し, 左側のそれと加え合わせて, 振動系の自由度を少なくした。

5.2.1 実験値の再現性について

本実験で用いた重い載荷板を設置する重載荷試験の

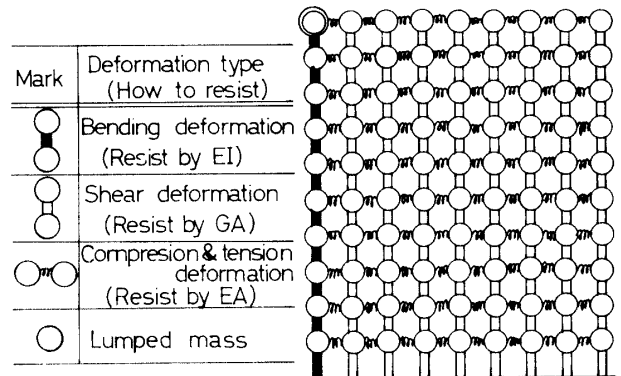


Fig. 21 Lumped mass system

実験装置を集中質量法でモデル化して, 振動応答計算を行ない, 実験値と比較した. この時用いたパラメータ量は, クイに作用する部分の砂層の拡がり  $\theta$  は  $15^\circ, 22.5^\circ, 30^\circ$ , 水平分割は 5 cm 間隔で 8 等分, 垂直分割は 5 cm 間隔で 10 等分, ポアソン比  $\nu$  は 0.3, 0.45, 砂層の単位体積重量は  $1.47\text{g/cm}^3$ , 剛性率は本実験で求めた値を用いた. クイに関しては, Table 3 に示す値を用いた. また, 振動数は 3 Hz である. さらに, 前節 4 の理論式による解析では考慮できなかった減衰について, ここでは, 共振振動実験から得た値を参考にして, 15% の減衰定数を導入して計算した。

Table 5 に実験および計算から得たクイ頭部の応答変位量と, 共振振動数を示す。

変位, 共振振動数とも, シンチュウ管の下端固定端の場合を除いて, ほぼ, 実験値と計算値が一致しているのがわかる. シンチュウ管の下端固定の場合, 前節で述べたように, クイを固定するジョイントの剛度の不足が原因したと考えられる. 次に, 砂層のポアソン比  $\nu$ , および, クイに作用する部分の砂層の拡がり  $\theta$  の違いによる計算値の変化をみると, その変動量が比較的小さいことがわかる. このことは, 本解析で用いた剛性率の値の変化が計算値に大きく影響しているのではないかと推測される. したがって, この集中質量法を用いた振動解析を行なう場合, 前節で述べた理論式による解析と同様に, 正確な地盤の剛性率を用いることが最も重要であると考えられる。

5.2.2 集中質量法の実際の地盤—クイ系への適用例

実際に用いられている PC クイを地盤中に設置した場合の地盤の挙動を解析した. 用いたパラメータ量は, クイに作用する部分の地盤の拡がり  $\theta$  は  $15^\circ, 22.5^\circ, 30^\circ$ , 水平分割はクイに近い方から 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 m 間隔の 8 分割, 垂直分割は 1 m 間隔で 10 分割, ホアソン比  $\nu$  は 0.3, 単位体積重量は  $2.0\text{g/cm}^3$ , 剛性率は深

Table 5 Comparison between calculated values and experimental values

	Ratio of poisson	$\theta(^{\circ})$	Free lower end				Fixed lower end			
			$K_h = 0.2$		0.3		$K_h = 0.2$		0.3	
			Displacement (mm)	Resonant frequency (Hz)	Displacement (mm)	Resonant frequency (Hz)	Displacement (mm)	Resonant frequency (Hz)	Displacement (mm)	Resonant frequency (Hz)
P.V.C. board	0.30	15.0	0.241	18.3	0.582	14.4	0.240	18.3	0.580	14.4
		22.5	0.237	18.7	0.572	14.6	0.236	18.7	0.567	14.7
		30.0	0.233	19.1	0.561	14.9	0.232	19.1	0.558	15.4
	0.45	15.0	0.236	18.4	0.574	14.4	0.236	18.5	0.570	14.5
		22.5	0.232	18.8	0.562	14.7	0.232	18.8	0.560	14.7
		30.0	0.228	19.2	0.551	15.0	0.227	19.2	0.549	15.0
	Experimental value		0.190	18.2	0.440	—	0.196	18.3	0.430	—
P.V.C. pipe	0.30	15.0	0.164	20.9	0.390	16.5	0.157	21.3	0.411	16.1
		22.5	0.162	21.2	0.385	16.7	0.157	21.4	0.406	16.3
		30.0	0.160	18.9	0.381	16.8	0.153	21.7	0.400	16.4
	0.45	15.0	0.163	20.9	0.387	16.5	0.157	21.2	0.410	16.1
		22.5	0.160	21.2	0.381	16.7	0.154	21.5	0.406	16.2
		30.0	0.158	21.5	0.376	16.9	0.153	21.7	0.398	16.4
	Experimental value		0.180	17.2	0.410	—	0.182	17.8	0.380	—
Brass pipe	0.30	15.0	0.113	22.8	0.235	19.2	0.109	23.3	0.189	19.6
		22.5	0.109	23.3	0.288	17.3	0.117	22.1	0.234	17.4
		30.0	0.117	22.4	0.259	18.2	0.114	22.3	0.235	17.6
	0.45	15.0	0.121	22.0	0.285	17.5	0.116	22.2	0.192	19.7
		22.5	0.118	22.3	0.254	18.4	0.114	22.4	0.219	18.4
		30.0	0.115	22.6	0.254	18.4	0.112	22.7	0.221	18.4
	Experimental value		0.167	18.2	0.370	—	0.193	16.5	0.425	—

さによらず一定で  $500\text{kg}/\text{cm}^2$  とした。クイは、JIS-A-5335-1968 に示される PCクイを用いた。Table 6 にクイの径、曲げ剛度および重量を示す。クイの下端は固定端とした。また、振動数は  $3\text{Hz}$ 、震度は  $0.3$  とした。

以上のパラメータを用いて応答計算を行ない、これから求まる地盤の応答変位量から、クイの設置された状態の地盤の見掛けの剛性率を逆算した。Table 7 にクイから水平方向に、 $0.5, 2.0, 4.5, 8.0\text{m}$  離れた地盤の見掛けの剛性率とこれらの平均値を示す。

この表の平均値の欄に注目すると、地盤の見掛けの剛性率が最も高くなっているのは、 $\theta=15^{\circ}$  で 450-A、 $\theta=22.5^{\circ}$  で 500-A、 $\theta=30^{\circ}$  で 600-A のクイを用いた場合であることがわかる。クイ径が大きくなると見掛けの剛性率が下がってゆき、1000-A のクイを設置した地盤では、地盤固有の剛性率  $500\text{kg}/\text{cm}^2$  を下まわっている。これは、クイ径が大きくなると、単位長さ当りの質量が増加し、慣性力も増加し、地盤の応答変位を大きくしようとする働きが増すためだと考えられる。クイの設置による地盤の剛性率を見掛上高めると

Table 6 Properties of PC-pile (JIS-A-5335-1968)

No. of pile	Outer diam. (mm)	Bending stiffness $\times 10^{10}$ (kg $\cdot$ cm $^2$ )	Weight (t/m)
300-A	300.0	1.41	0.118
350-A	350.0	2.54	0.151
400-A	400.0	4.34	0.199
450-A	450.0	6.81	0.242
500-A	500.0	10.44	0.301
600-A	600.0	20.80	0.408
700-A	700.0	37.43	0.530
800-A	800.0	62.30	0.666
1000-A	1000.0	146.54	0.983

A: Effectiv pre-stres=40kg/cm $^2$ 

Table 7 Values of virtual increment of shear modulus of ground

$\theta$ (°)	No. of pile	Distance from pile (m)				Average
		0.5	2.0	4.0	8.0	
15.0	300-A	512.7	509.0	508.5	508.7	509.7
	350-A	511.3	506.3	506.1	507.1	507.7
	400-A	512.6	506.0	506.5	507.3	508.1
	450-A	515.4	508.4	509.5	510.5	511.0
	500-A	512.1	504.6	506.0	507.6	507.6
	600-A	513.5	502.9	505.1	507.8	507.3
	700-A	500.0	489.8	494.5	498.5	495.7
	800-A	494.9	484.5	492.0	498.3	492.4
	1000-A	489.9	481.7	494.6	503.6	492.5
22.5	300-A	514.7	510.5	510.0	510.7	511.5
	350-A	515.7	510.1	509.4	509.8	511.3
	400-A	515.4	508.3	507.5	508.4	509.9
	450-A	518.5	509.1	509.4	510.4	511.9
	500-A	519.3	508.9	509.1	510.6	512.0
	600-A	518.0	505.1	506.5	508.8	509.6
	700-A	510.6	497.9	501.3	504.5	503.6
	800-A	503.3	492.9	499.8	504.8	500.2
	1000-A	439.7	484.0	497.1	505.7	495.1

30.0	300-A	509.4	504.4	505.1	505.1	506.0
	350-A	512.6	506.0	505.4	505.3	507.3
	400-A	511.8	503.4	503.6	503.8	505.7
	450-A	515.2	507.7	507.9	508.4	509.8
	500-A	514.4	506.5	507.1	507.9	509.0
	600-A	517.4	508.3	509.5	511.0	511.6
	700-A	509.7	499.2	501.3	503.3	503.4
	800-A	504.0	495.9	500.0	503.5	500.9
	1000-A	487.8	481.2	490.7	496.7	489.1

いうことに注目するならば、本解析で用いた地盤とクイについては、450-A、500-A、600-A、のクイを用いるのが最も効果的であり、これらよりもクイ径が大きくても、小さくても、その効果は低下することがわかった。

## 6. まとめ

### (1) クイ頭の載荷重の影響がない時

(i) クイ基礎の設置により、地盤のセン断変形をある程度抑えることができる。(Fig. 4-5)

(ii) クイ基礎の設置による地盤の剛性率の見掛け上の増加の割合は、クイの曲げ剛度の増加に対して、対数的に高くなった。クイ基礎の下端を固定とした場合と自由とした場合とでは、剛性率の増加の割合が前者は後者の約2.4倍高くなった。(Fig. 9)

(iii) 本実験で用いた豊浦砂の剛性率は、ほぼ、その深さに比例して増加し、そのセン断ヒズミ量の平方根に逆比例することがわかった。

### (2) クイ頭の載荷重の影響がある時

クイ基礎の曲げ剛度の増加に伴ない、クイ頭の応答変位は対数的に減少した。また、クイ基礎の曲げ剛度の低い場合、クイ下端の拘束条件が異なっても、クイ頭の応答変位に大きな差がみられないが、曲げ剛度が高くなるにつれ、クイ下部の拘束条件の違いによる差が顕著に表われ、下端固定のクイ基礎の方が自由端に比べて小さくなった。

### (3) 共振振動実験

共振時での地盤-クイ系においては、地盤はクイ基礎に対して、その特性が卓越し、クイの拘束条件や曲げ剛度によらず、その応答量から示される共振振動数、減衰定数は一定であった。本実験の場合、共振振動数

は 17.5Hz, 減衰定数は 0.166 であった。

#### (4) 計算による地盤—クイ系の振動解析

(i) 地震時における地盤—クイ系の振動応答をしらべるには, クイ基礎の設置された地盤の剛性率を正確には握し, これを用いることが重要である。

(ii) 実際のクイを用いる場合, クイの径が大きくなると, 曲げ剛度の増加とともに, その重量の増加による慣性力の影響も大きくなる。このため, 地盤におよぼす影響も, クイの径が大きくなると, その曲げ増度の増加に伴なう地盤の剛性率を高める効果が増大するが, 重量の増加に伴なう逆の効果も無視できない。

#### 参 考 文 献

- 1) 土木学会編：地震応答解析と実例, 土木学会, (1973)
- 2) 緒方, 小坪：杭基礎に作用する水坪地震力について, Proc. of the 2nd Japan Earthquake Engineering Symposium, (1966)
- 3) 安永文夫：土の動的性質について, 修論, (1974)
- 4) 駒田敬一：土木構造物のクイの水平抵抗, 土と基礎, (1977)
- 5) 田村造一：橋梁井筒基礎の耐震設計に関する基礎的研究, 鉄道技術研究資料, (1977)

(昭和53年4月14日 受理)