

動的 地盤係数の測定

—粘土地盤における一適用—

MEASUREMENT OF THE DYNAMIC MODULUS OF FOUNDATION

— One Application to a Clay Foundation —

畠野 正*・渡辺 啓行**

By *Tudashi Hatano and Haruyuki Watanabe*

1. 緒 言

基礎地盤の動的地盤係数は構造物の振動性状に大きな影響を与える耐震工学上の重要課題の一つである。従来動的地盤係数を求めるために採用されて来た方法としてつぎの二者がある。その一つは地盤上に起振機をおき、種々の周波数の上下動を地盤に与えて、共振曲線を描きこれから計算する方法¹⁾である。この場合共振周波数は起振機および地盤の振動する部分の質量と地盤のバネ定数により定まるとき仮定される。地盤の振動部分の質量すなわち土の換算質量は強制周波数の十分大きなときの地盤振幅強制力の大きさおよび周波数により計算できるとされている。しかしこの方法には種々の欠陥が考えられる。すなわちこの方法を実際に適用すると換算質量が種々に変化するのみならず、時に負の値になり、結局換算質量を省略して地盤係数を求めるのが一般的のようである。また共振周波数は、考えられる地震動周波数より相当大きいのが一般で、地盤係数に周波数特性のある場合は決定的な欠点をもつことになる。またこの方法では地盤係数の非線型性を正確に追求することは容易でない。

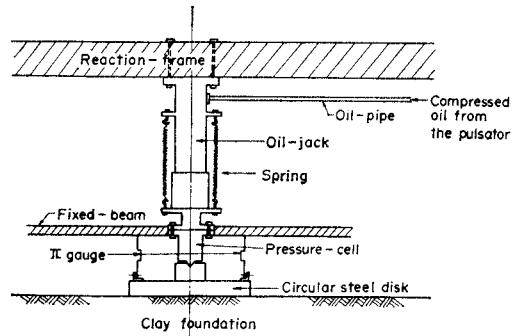
他の一つの方法は地盤中の弾性波速度を測定しこれから弾性率を求める方法である。この方法では地盤を完全弾性体として取扱っており、地盤係数の周波数特性や非線型性を知ることができないのみならず、地盤のごとき複雑な構成をもつ物体中の波速と力学的変形の特性を一義的に結びつけ得るとするとところに決定的な欠陥がある。

従来の動的地盤係数の測定法におけるかかる基本的な欠点を是正するため、著者はここに地盤に必要な周波数および大きさの動荷重を直接に与えて、これによる地盤変位を直接に測定し周波数特性、非線型性を含めた荷重沈下曲線を求め合理的に動的地盤係数を求める方法を探査したい。ここにはこの直接的方法を用いて一つの粘土地盤に適用した例を示すこととする。

2. 実験の方法

荷重を地盤に与えるには、Fig. 1 に示すように、油圧式パルセーターにより送られる脈動油圧を反力フレームに固定したジャッキに伝え、その可動シリンダが圧力計および剛性の大きい円形鋼板を通じて地盤を押すよう

Fig. 1 Schematic View of the Test Arrangement.



にする。鋼板の面積を A 、荷重強度を σ とし、荷重の角周波数を ω とすれば、地盤に与えられる荷重は

$$A\sigma = A(a + b \sin \omega t)$$

となる。地盤表面のうごきは円形鋼板の直径端の二点の沿直変位の和を記録するように、固定ぱりと円形鋼板の間に 2 個の π ゲージを配置して測定する。パルセーターは 2 個のポンプによりその主要部分が構成されている。一つはインダクションモーターにより駆動されるプランジャー ポンプで、一定油圧が ジャッキに送られる。この油圧はオーバーフロー、ピストン弁によりその大きさを任意に変化できる。他の一つは超分巻モーターにより駆動される位相変換式可変突出量ポンプで、上述の一定油圧の上に脈動油圧をのせる。脈動油圧の振幅および周波数は任意に可変となる。

本実験に使用した試験機の能力は、0~2 ton の全荷重の間の任意の範囲内で、周波数 0.5~10 c/s、荷重振幅 ±(0~1 ton) の脈動荷重を与えられるものである。試験装置の全般は、Photo 1 および 2 に見ることができる。

地盤としては粘土地盤を例として取り上げることとし、均一で容易に入手できる市販の Bentonite を使用することとした。その主要な性質は Table 1 に示すとおりである。

* 正会員 工博 電力中央研究所技術研究所
** 正会員 同上

Photo 1

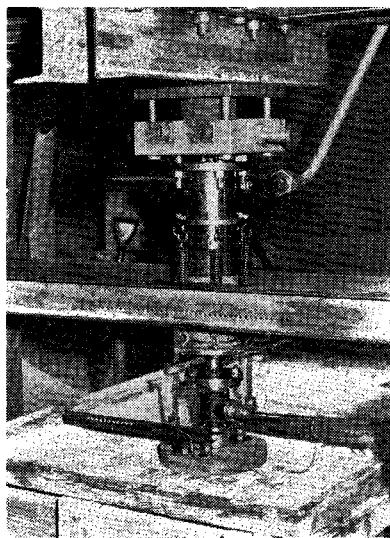


Photo 2

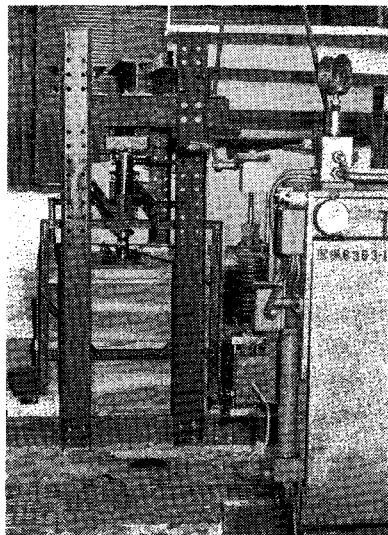


Table 1 Characteristics of Bentonite

Composition	$\text{SiO}_2 \cdots 77.3\%$, $\text{AlO}_3 \cdots 13.5\%$
Specific gravity	2.58
Grain Size	Grain size less than 0.053(mm) ... 99 % " 0.037 ... 97 % " 0.010 ... 95 % " 0.005 ... 90 % " 0.0025 ... 80 % " 0.0010 ... 65 %
Atterberg Limit	$W_P \cdots 27.6\%$, $W_L \cdots 161.7\%$
Optimum Water Content	31.4 %
max. Dry Density	$1.27 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$
Cohesion (Triaxial Test in the Condition of O.W.C.)	$\cdots 0.96 \text{ kg} \cdot \text{cm}^{-2}$
Angle of Internal friction (")	$\cdots 8.5^\circ$

作製した地盤は縦 260 cm, 横 65 cm, 深さ 65 cm の内のり寸法をもつ試験槽に、一定含水比となるように含

水させた試料を 6 層にわけ各層ごとに Compactor で一定時間ずつ締固め、仕上げ厚を 60 cm としたものを、水分の蒸発を防ぎながら 4 日間放置したものである。このような地盤を必要試験数に応じて 5 個つくった。各地盤の平均含水比は 34~37% であった。また表面乾燥密度は $0.95 \sim 1.05 \text{ g/cm}^3$ であった。

実験にあたっては、各地盤とも縦 65 cm, 横 65 cm の 4 区域に分ち、各区域において一種類の載荷盤に対し荷重段階を変化させた。粘土地盤の動的載荷による変位応答を支配すると思われる主要因のうち、荷重周波数、載荷の継続時間とくり返し回数、載荷板の大きさ、荷重の大きさ、密度の変化に注目し Table 2 に示す実験分類にしたがって総計 18 回の実験を行なった。

各 Test における地盤の含水比、乾燥密度は Table 3 に示してある。

地盤に与えた荷重強度はすでに述べたように次式で表現される。

$$\sigma = a + b \sin \omega t \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

いま

$$K = a/b \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

とおき、K をほぼ一定に保ち a の大きさを 4 段階に変化させた。載荷板を半径 12.5, 10, 7.5 cm の 3 種類にして動的地盤係数の寸法効果を求めたのが系 1 の実験である。また非線型性を追求するため、半径 10 cm の盤のみにて K の 2 つの値に対して a を 4 段階に変化させたのが系 2 の実験である。

Table 2 Classification of the Tests

System 1

Disk(cm)	$a(\text{kg}/\text{cm}^2)$	I $0.58 \sim 0.75$	II $1.29 \sim 13.6$	III $1.83 \sim 2.03$	IV $2.45 \sim 2.64$
$A_1(Radius=12.5)$	CA 11	CA 12	CA 13	CA 14	
$A_2(R=10.0)$	CA 21	CA 22	CA 23	CA 24	
$A_3(R=7.5)$	CA 31	—	CA 33	CA 34	
Remarks	$K=2.16 \sim 2.60$				

System 2

Disk(cm)	$\begin{matrix} a(\text{kg}/\text{cm}^2) \\ K \end{matrix}$	I $0.85 \sim 1.01$	II $1.29 \sim 1.46$	III $1.81 \sim 2.00$	IV 2.59
$A_2(R=10.0)$	1.10~1.14	CA 25	CA 26	CA 27	—
$A_2(R=10.0)$	2.57~2.77	CA 29	CA 210	CA 211	CA 212

各実験における荷重の周波数 f はつきの順序で与えた。

$$0.5 \rightarrow 0.5 \rightarrow 1.1 \rightarrow 1.1 \rightarrow 1.8 \rightarrow 1.8 \rightarrow 3.1 \rightarrow 3.1 \rightarrow 3.8 \rightarrow 3.8 \rightarrow 6.5 \rightarrow 6.5 \rightarrow 8.9 \rightarrow 8.9 \rightarrow 6.5 \rightarrow 3.8 \rightarrow 0.5 \quad (\text{c.p.s})$$

同一周波数を二回以上与えたのは周波数応答に、地盤の締め固まりの影響があるか否かを確かめるためである。

圧力計および π ゲージの出力は電磁オシロに同時記録し式 (1) に示す荷重強度 σ 、全沈下量 s 、 a に対応する沈下量 s_a 、地盤変位の振動部分 s_b 、残留沈下量

s_r 、載荷開始から測定時までの全継続時間 t 、全動的載荷時間 t_d および測定時までの動荷重の累積くり返し回数 N を求めた。

3. 実験結果

実験記録から荷重強度と沈下量の関係を求めた例を Fig. 2 に示す。荷重と変位の正弦的時間経過のおのおの間の位相差はきわめて小さい。したがって以下位相

差の問題は省略するものとする。いま荷重強度および変位の振動部分の振幅比 k_v を動的地盤係数と定義する。

$$k_v = \frac{b}{s_b} \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

Fig. 3, Fig. 4 には k_v と載荷板の半径 R との関係の例を、Fig. 5 には k_v と荷重周波数 f との関係の例を、Fig. 6 には k_v と荷重の大きさ a との関係の例を実験結果の内から示してある。

Fig. 2 Examples of Load Intensity Settlement Relations for Disk A₂.

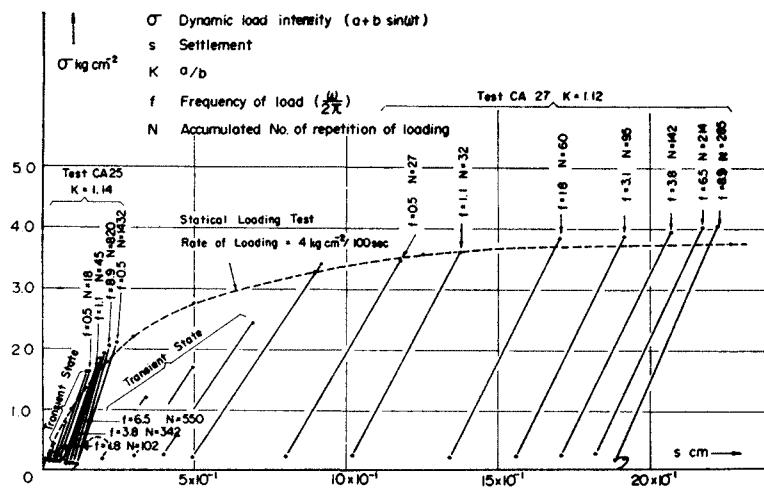


Fig. 3 $K_v \sim R$ Relations for Each Level of Frequency
(Test CA 11, CA 21, CA 31; $a=0.58 \sim 0.75$
 kg cm^{-2} , $K=2.30 \sim 2.31$).

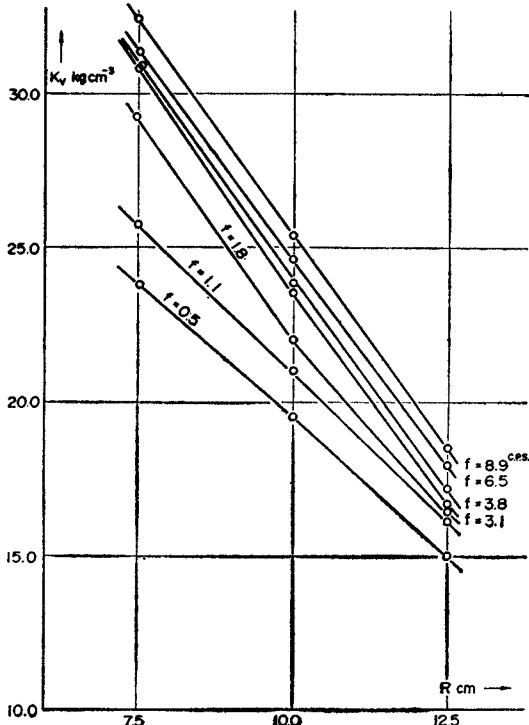
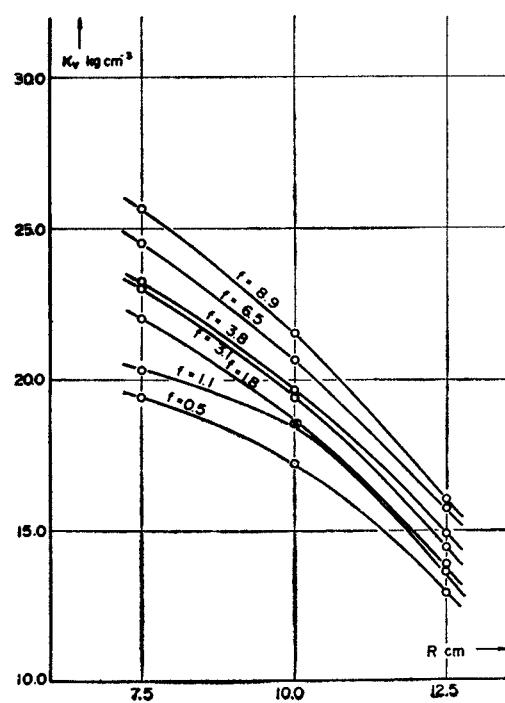


Fig. 4 $K_v \sim R$ Relations for Each Level of Frequency
(Test CA 13, CA 23 and CA 33; $a=1.8 \sim 2.03$
 kg cm^{-2} ; $K=2.57 \sim 2.60$).



4. 考 察

上述実験結果を通じて共通的に認められる点を列記すればおよそつぎのごとくである。

(I) 周波数特性

- i) 周波数 f の大きいほど k_v の値は大となるが、 f の増大とともに飽和する傾向にある (Fig. 5)。
- ii) 同一の周波数に対して k_v の値は時間的経過くり返し回数によってはほとんど変化しない。

(2) 載荷板の寸法効果

- i) k_v の値は載荷板の半径に

Fig. 5 K_v-f Relation for Each Level of Bias α
(Disk A₂).

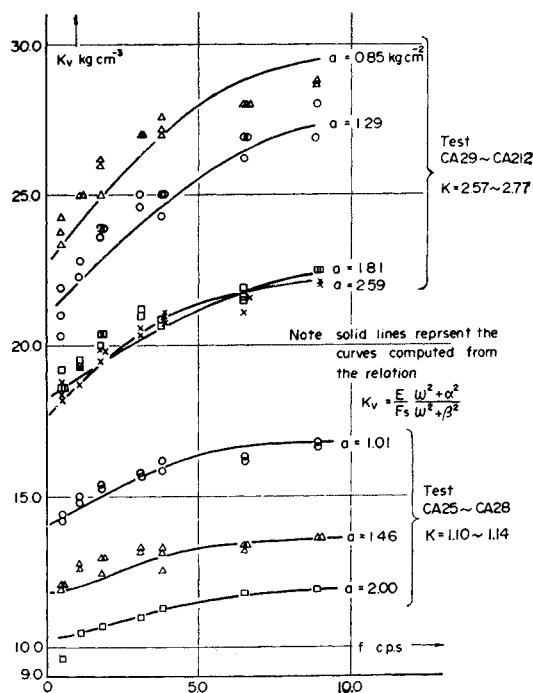
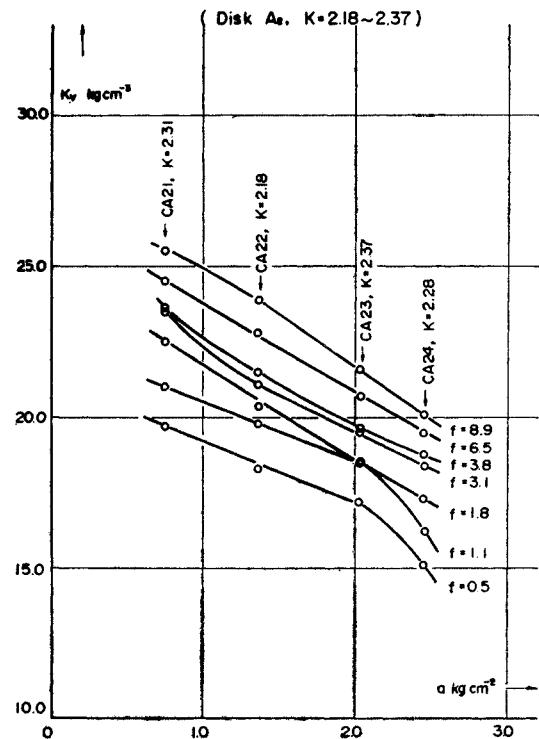


Fig. 6 $K_v-\alpha$ Relations for Each Level of Frequency



ほぼ逆比例する (Fig. 3, 4)。

(3) 荷重強度による非線型性

- i) k_v の値は一定の K 値に対し α の値の増加について減少する (Fig. 6)。
- ii) k_v の値は、一定の α の値に対して K の値の減少とともに減少する。

以上から本実験における粘土地盤の力学特性を説明する力学模型として従来一般に使用されている Fig. 7 に示すとき Maxwell-Kelvin 体にある種の非線型性を加味すればよいことが推察される。

以下実験結果を整理するために、線型の Maxwell-Kelvin 体に対する荷重強度と地盤変位の関係の予備計算を行ない、最後に非線型性を加味して粘土地盤の動的地盤係数の具体的表現を試みることとする。

剛なる半径 R の円盤を通じて荷重強度 σ を地盤に与えると、円盤の沈下 s は弾性論²⁾の示す所ではつぎのごとくなる。

$$s = \frac{\pi R(1-\nu^2)}{2} \frac{\sigma}{E_0} = F_s \frac{\sigma}{E_0} \quad (4)$$

ここに ν : 地盤のポアソン比および弾性率

F_s : 形状係数

Maxwell-Kelvin 体の応力 σ とひずみ ϵ の関係は次

式で与えられる。

$$\epsilon = \frac{\sigma}{\eta_1 p + E_1} + \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma}{\eta p} \quad (5)$$

ここに $p = \frac{d}{dt}$,

また

$$E_0 = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (6)$$

したがって次式を得る。

$$s = F_s \left(\frac{1}{\eta_1} \cdot \frac{1}{p + E_1/\eta_1} + \frac{1}{E} + \frac{1}{\eta p} \right) \sigma \quad (7)$$

式 (7) に式 (1) を代入し振動部分の解を求めれば次式を得る。

$$s_b = \left(\frac{1}{E} + \frac{E_1}{E_1^2 + \eta_1^2 \omega^2} \right) b E_s \sin \omega t - \left(\frac{1}{\eta \omega} + \frac{\eta_1 \omega}{E_1^2 + \eta_1^2 \omega^2} \right) b F_s \cos \omega t \quad (8)$$

荷重強度と沈下との間の位相差は十分小さいから

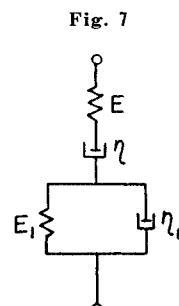
$$\frac{(\eta_1 \eta + \eta_1^2) \omega^2 + E_1^2}{E_1 E + E_1^2 + (\eta_1 \omega)^2} \cdot \frac{E}{\eta \omega} \ll 1 \quad (9)$$

したがって式 (3) より

$$k_v = \frac{b}{s_b} = \frac{E}{F_s} \cdot \frac{E_1^2 + \eta_1^2 \omega^2}{E_1 E + E_1^2 + (\eta_1 \omega)^2} = \frac{E}{F_s} \cdot \frac{\omega^2 + \alpha^2}{\omega^2 + \beta^2} \quad (10)$$

ここに

$$\alpha^2 = \left(\frac{E_1}{\eta_1} \right)^2, \quad \beta^2 = \frac{E_1 E + E_1^2}{\eta_1^2} \quad (11)$$



荷重解放後の残留沈下 s_r はつぎのごとくなる。

実験において与えた条件 a, b, ω, F_s, t_d および測定された変位 s_b, s_r を用いて $k_v, E, \eta, E_1, \eta_1$ を式(10), (12)によって求めることができる。ただしこの場合 ν の影響は小さいものとし簡単のため省略するものとする。

つぎに式(10)に示した k_v と従来定義されている地盤係数との関係を明らかにしておこう。重量 W の物体が接地面積 A で地盤にのり単位面積あたり $\sigma = b \sin \omega t$ の外力をうけるとすれば、地盤を Maxwell-Kelvin 体としてつぎの運動方程式を得る。

$$s = \left(\frac{1}{\eta_1 p + E_1} + \frac{1}{E} + \frac{1}{\eta_1 p} \right) \left(b \sin \omega t - \frac{W}{gA} \tilde{s} \right) F_s$$

..... (13)

この式の解はつぎのごとくなる。

$$s = \frac{m - q(m^2 + n^2)}{(1 - qm)^2 + (qn)^2} F_s b \sin \omega t$$

$$- \frac{n}{(1 - qm)^2 + (qn)^2} F_s b \cos \omega t$$

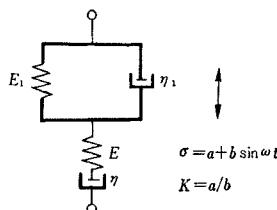
二二四

$$m = \frac{1}{E} + \frac{E_1}{E_1^2 + \eta_1^2 \omega^2}, \quad n = \frac{1}{\eta \omega} + \frac{\eta_1 \omega}{E_1^2 + \eta_1^2 \omega^2}$$

$$q = \frac{F_s W \omega^2}{qA}$$

式(9)が成立するとすれば $n/m \ll 1$ となり

Table 3 Visco Elastic Constants of the Clay Foundation Obtained from the Experiments



W : water content before loading.

r_d : dry density before loading

rd : dry density under

γ : poisson's ratio

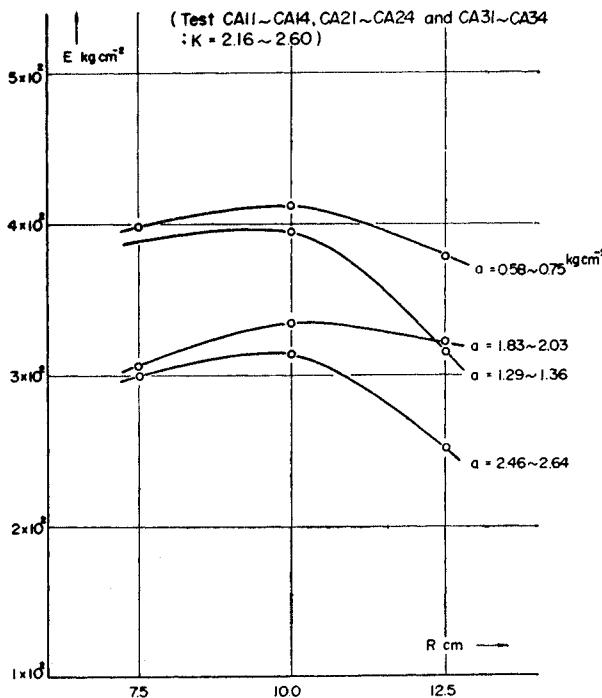
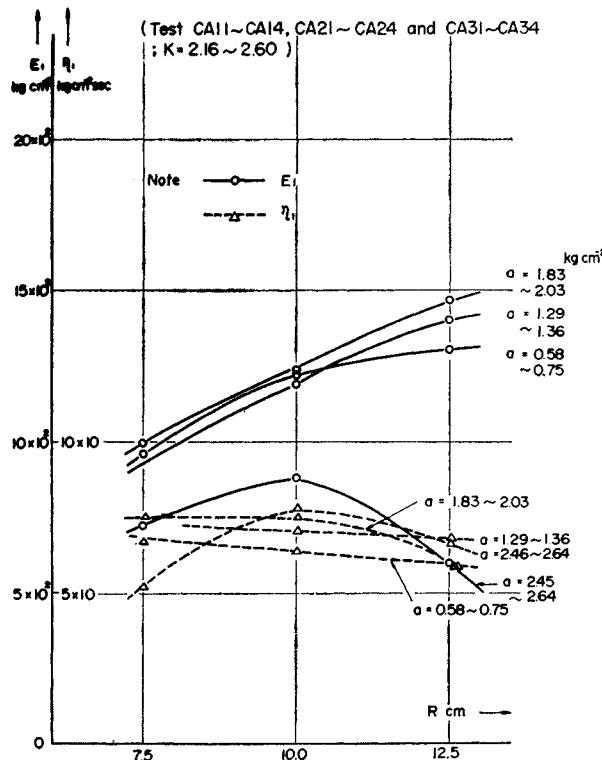
R : rad

$$K_{\perp} = \frac{E\omega^2 + \alpha^2}{\omega^2}$$

$$\alpha'^2 = \left(\frac{E_1}{F_1}\right)^2, \quad \beta^2 = \frac{F_1 E + E_1^2}{F_1^2}$$

$$F_s = \frac{\pi(1-\nu^2)}{R} \quad R = \frac{\pi R}{2}$$

Test	$\frac{\alpha}{\text{kg cm}^{-2}}$	K	E kg cm^{-2}	η $\text{kg cm}^{-2} \text{ sec}$	E_1 kg cm^{-2}	η_1 $\text{kg cm}^{-2} \text{ sec}$	α' sec^{-1}	β sec^{-1}	W %	$r d_0$ g cm^{-3}	$r d_1$ $r d_0$
CA 11	0.69	2.36	3.78×10^2	5.85×10^4	1.300×10^3	5.90×10	22	25	34.2	1.04	1.03
CA 12	1.29	2.16	3.16×10^2	4.50×10^4	1.405×10^3	6.80×10	21	23	"	1.04	1.02
CA 13	1.83	2.57	3.22×10^2	1.85×10^4	1.464×10^3	6.70×10	22	24	"	1.05	1.00
CA 14	2.46	2.16	2.52×10^2	2.74×10^4	5.94×10^2	5.90×10	10	12	"	1.03	1.02
CA 21	0.75	2.31	4.12×10^2	7.16×10^4	1.220×10^3	6.40×10	19	22	36.0	1.03	1.00
CA 22	1.36	2.18	3.75×10^2	5.40×10^4	1.190×10^3	7.04×10	17	19	"	1.05	1.00
CA 23	2.03	2.37	3.34×10^2	4.21×10^4	1.231×10^3	7.84×10	16	17	"	1.05	0.92
CA 24	2.45	2.28	3.14×10^2	1.52×10^4	8.75×10^2	7.55×10	12	14	"	1.04	1.02
CA 31	0.58	2.30	3.92×10^2	5.87×10^4	9.56×10^2	6.78×10	14	17	37.2	1.03	0.99
CA 33	1.95	2.60	3.06×10^2	5.72×10^4	9.88×10^2	5.30×10	19	21	"	1.03	0.97
CA 34	2.64	2.22	3.00×10^2	4.80×10^4	7.20×10^2	7.44×10	10	12	"	1.01	1.02
CA 25	1.01	1.14	2.70×10^2	7.64×10^4	1.320×10^3	7.52×10	18	19	33.9	1.00	1.03
CA 26	1.46	1.10	2.18×10^2	3.30×10^4	1.280×10^3	6.44×10	20	22	"	1.00	1.00
CA 27	2.00	1.12	1.88×10^2	3.34×10^4	1.174×10^3	6.32×10	19	20	"	1.02	1.00
CA 29	0.85	2.60	4.25×10^2	6.96×10^4	1.360×10^3	7.35×10	19	21	34.4	0.97	1.00
CA210	1.29	2.43	4.88×10^2	6.95×10^4	1.480×10^3	6.77×10	22	25	"	0.98	0.99
CA211	1.81	2.68	3.61×10^2	4.65×10^4	1.500×10^3	6.53×10	23	26	"	0.95	1.02
CA212	2.59	2.79	3.40×10^2	2.93×10^4	1.420×10^3	8.40×10	17	19	"	0.95	1.03

Fig. 8 $E \sim R$ Relations for Each Level of Bias a .Fig. 9 $E_1 \sim R$ & $\eta_1 \sim R$ Relations for Each Level of Bias a .

る。しかし実際上はいかになるか、これを先づ検討して見よう。

Fig. 8 は E に対し、 a の大きさの程度ごとに、載

荷板半径 R による変化を描いたもので E の値に寸法効果はほとんどないといつてよいことがわかる。

Fig. 9 は E_1 と η_1 に対する寸法効果の影響を図にしたもので、 η_1 は R によりほとんど変化はなく、 E_1 は R の増加により少しづつ増加している。

Fig. 10 は η_1 の寸法効果を a の程度ごとに描いたもので η_1 にも寸法効果がほとんどないことがわかる。

一般的にいって本文に取り上げた載荷板の範囲内では k_p の値は半径の大きさに逆比例し、 E 、 η_1 、 E_1 、 η_1 のごとき物理定数として取り扱うと寸法効果が消えてしまうことが明らかにされたわけである。将来実験規模を大きくし載荷板の大きさによる寸法効果をさらに広範囲に検討する必要がある。

つぎに地盤係数の非線型性について検討して見よう。Fig. 11 は E の値を K の一定値ごとに a について描いたものである。 E は a の増加とともに減少し、かつ K の減少すなわち圧力強度振幅 b の増加とともに減少している。すなわち E は soft spring である。ここに E は soft spring 特性をもつ応力ひずみ曲線上の secant modulus を指しているのである。この E を a および K の関数で表現するためにつぎのごとき方法をとる。すなわち Fig. 11において E と a の関係を K の大きさごとに直線で近似しその係数を K の関数として表現する。このようにして得られた関係が Fig. 12 である。

すなわち結果として近似的に次式のごとくなる。

$$\begin{aligned} E(K) &= A(K) - B(K)a \quad \text{kg cm}^{-2} \\ A(K) &= 2.61 \times 10^2 + 7.90 \times 10 K \\ B(K) &= 1.065 \times 10^2 - 2.19 \times 10 K \\ \text{ただし } &\left\{ \begin{array}{l} 0.5 \leq f \leq 10 \text{ c.p.s.} \\ 0 < a \leq 2.6 \text{ kg cm}^{-2} \\ 1.0 \leq K \leq 3.0 \end{array} \right. \end{aligned} \quad (16)$$

Fig. 13, Fig. 14 には E_1 、 η_1 の値の荷重の大きさによる影響を見ることができる。 E_1 、 η_1 ともに $a < 2.0 \text{ kg cm}^{-2}$ の条件ではほぼ一定と見ることができる。 E_1 と η_1 の平均値はつぎのごとくである。

$$\begin{aligned} E_1 &= 1.28 \times 10^3 \text{ kg cm}^{-2} \\ \eta_1 &= 6.70 \times 10 \text{ kg cm}^2 \text{ sec} \\ \text{ただし } &\left\{ \begin{array}{l} 0.5 \leq f \leq 10 \text{ c.p.s.} \\ 0 < a \leq 2.0 \text{ kg cm}^{-2} \\ 1.1 \leq K \leq 2.6 \end{array} \right. \end{aligned} \quad (17)$$

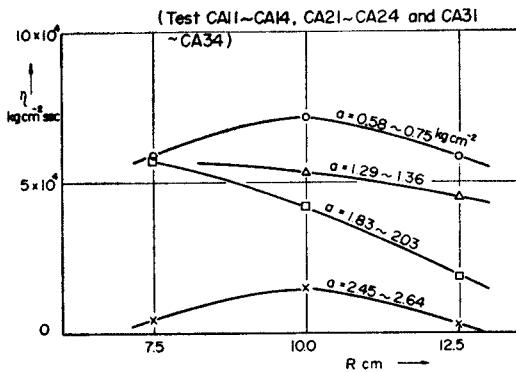
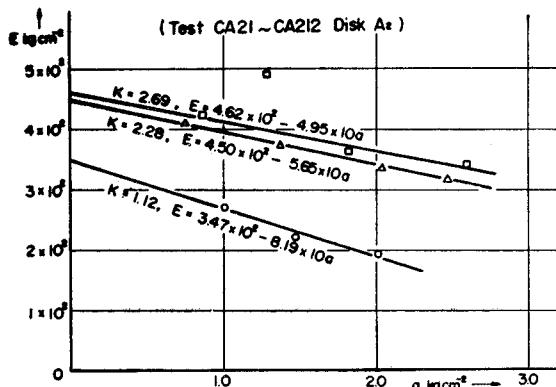
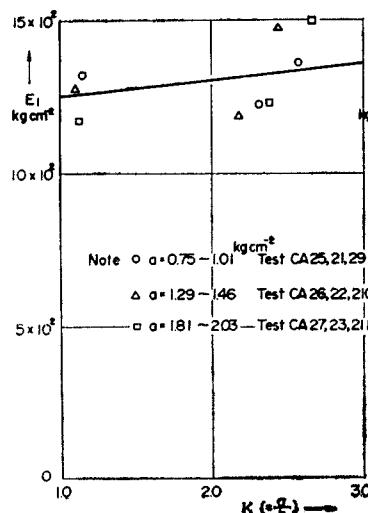
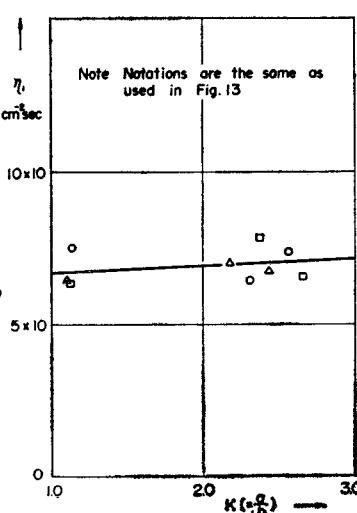
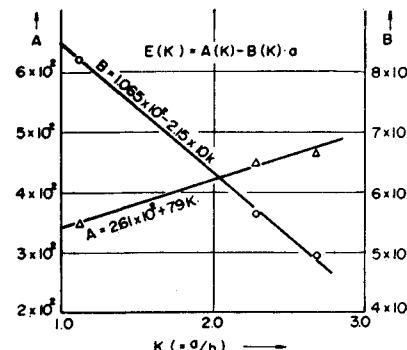
Fig. 10 η - R Relations for Each Level of Bias a .Fig. 11 E - a Relations for Each Level of Ratio $K=a/b$ 

Fig. 15 には、 η に対する荷重の大きさの影響を見ることができる。図より K の一定値に対し a の減少とともに η は減少しかつ減少の度合は K の小なるほど著しいことがわかる。これは不可逆的な塑性変形によるものと解され、力学模型としては連続スペクトルで表わされ

Fig. 13 E_1 - K Relation for all Levels of Bias a (Disk A_s).Fig. 14 η_1 - K Relation for all Levels of Bias a (Disk A_s).Fig. 12 Relations Between the Coefficients of E - a Relations and the Ratio $K=a/b$.

る降伏値をもダッシュポットの直列系とする必要がある。しかしここでは η の数値は E , E_1 , η_1 に比し十分大きいので、簡単のため平均値を用いてつぎのごとくとるものとする。

$$\eta = 5.25 \times 10^4 \text{ kg cm}^{-2} \text{ sec}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.5 \leq f \leq 10 \text{ c.p.s.} \\ 0 < a \leq 2.0 \text{ kg cm}^{-2} \\ 1.1 \leq K \leq 2.6 \end{array} \right\} \quad \dots \dots \dots \quad (18)$$

以上のごとくして本実験例に示した粘土地盤に対し、式 (16), (17), (18) で与えられる四要素をもつ非線型 Maxwell-Kelvin 体により動的地盤係数が表現されることが明らかになったのである。

5. 結 論

上記所論の結論としておおよそつぎのごとくいうことができる。

(1) 動的地盤係数を測定するには従来行なわれているような間接的方法によらず必要な大きさおよび周波数

の動荷重を直接地盤に与え、これによる地盤変位を直接に測定して求めるのがよい。この方法によれば必要とする地盤係数を適確に知ることができるのみならず地盤係数の周波数特性非線型性等をも明らかにすることができますであろう。

(2) 本文に一適用例としてあげた粘土地盤について動的地盤係数を求めた結果、その地盤係数には寸法効果が大きいこと、周波数特性の著しいこと、Soft-spring 性をもつことが明らかにされた。これらの結果から本実験例の粘土地盤を非線型の Maxwell-Kelvin 体として取り扱い、各要素の物理定数を求めて、上述の諸特性を統一的に表現する合理的な動的地盤係数が得られた。

(3) 実験装置の能力の関係上、載荷板の最大径を25 cmに止めたが、将来さらに大きな径にまで実験を行なって寸法効果についての検討を進めたいと考えている。また各種の場合における形状係数も、実際問題の解析を行なう場合に必要な将来の重要な課題であろう。

(4) ここに得られた動的地盤係数を実際に適用する簡単な例として剛体の粘土地盤上のロッキングを取り上げ付録に示しておいた。共振に関する計算値と実験値は比較的よく合致しており、地盤上完全剛体の振動減衰が地盤の動的性質により説明され得る一例であるといふことができる。

附録：粘土地盤上剛体のロッキング

Fig. 15 $\eta \sim a$ Relations for Each Level of Ratio $K = a/b$.

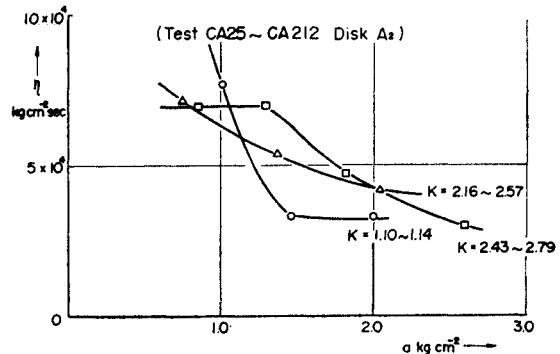
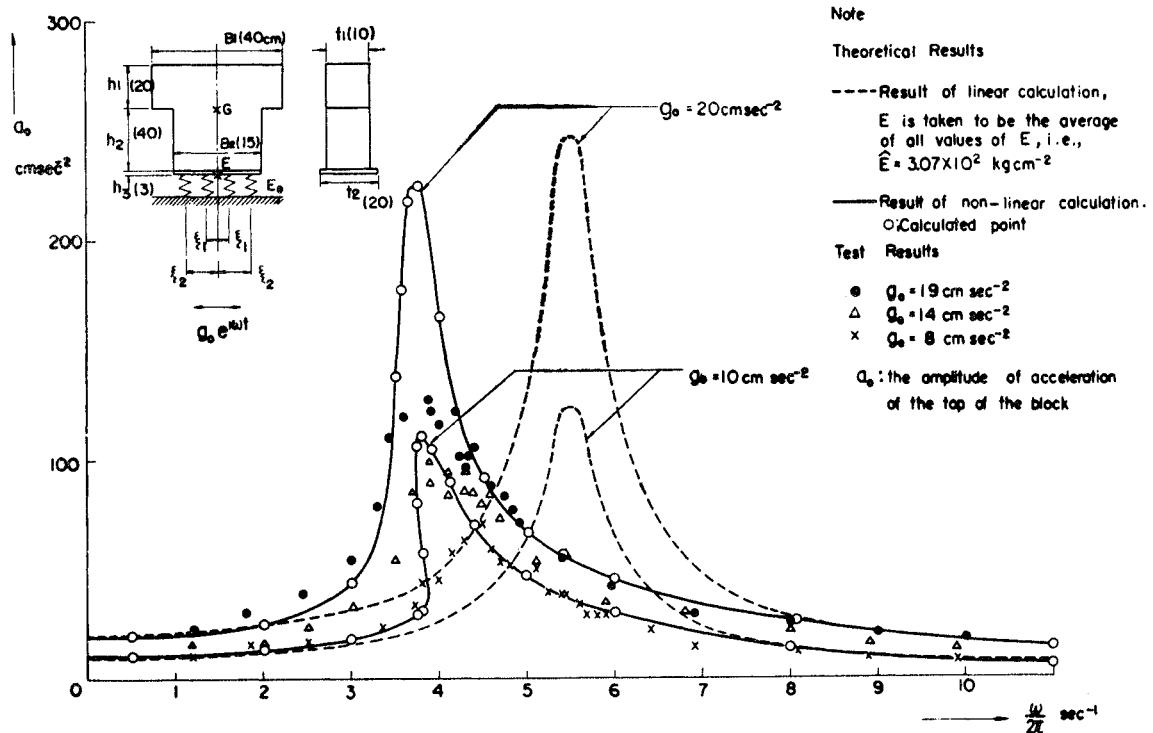


Fig. 16 Rocking of a Steel Block on the Clay Foundation.



本文に述べたと同一の材料を、 $52\text{ cm} \times 52\text{ cm} \times 45\text{ cm}$ の箱に5層に分けてつき固めて作った粘土地盤上に、Fig. 16に示すとく鋼製ブロックをのせ、これを振動台上に置いて一定加速度のもとに高い周波数から低い周波数に変化させて水平振動による共振曲線を求めた。測定は地盤および剛体上辺の振動方向水平加速度につき行なった。ブロック底辺の浮き上りのない範囲の共振曲線を求めるため、地盤加速度は微小な三段階に止めた。地盤の平均含水比は33.7%，密度 1.23 gr cm^{-3} ，乾燥密度 0.92 gr cm^{-3} である。

つぎに上述実験を説明するため、すでに得られた粘弾性定数を用いて解析して見よう。問題を簡易化して剛体の底部に鉛直バネのみを考えると運動方程式はつぎのとくなる。

$$\frac{I_E}{g} \ddot{\theta} + M(\theta) - Wh \dot{\theta} = \frac{Wh}{g} g_0 \sin \omega t \dots\dots (19)$$

ここで、 I_E ：回転中心の回りの慣性モーメント

W ：ブロック重量

h ：ブロック底面から重心までの高さ

θ ：底面の回転角

$M(\theta)$ ：地盤反力によるモーメント

g_0 ：地動加速度半振幅

剛体底面に作用する地盤反力を計算するに当り、つぎの簡易化を考える。すなわちブロック底面幅を4等分してそのおのが中心において鉛直バネでさえられると考え底面が傾けばバネはその位置に応じて変形する

考える。バネはその変形値にしたがって式(16), (17), (18)により計算される反力を生ずるとする。各バネの変形による相互影響は無視しおの独立に鉛直変位をすると考える。地盤反力によるモーメントはしたがってつぎのごとく表現される。

$$M(\theta) = \Sigma \frac{2A}{F_s} \xi_i^2 E_{oi} \theta \dots\dots\dots(20)$$

$$\text{ここに } F_s^{(3)} = (1 - \nu^2) \sqrt{\frac{B_2}{t_2}} \frac{3}{4},$$

$$4A = \frac{B_2 t_2}{4}, \quad \xi_1 = \frac{1}{8} B_2, \quad \xi_2 = \frac{3}{8} B_2$$

E_{oi} は本文に求めた地盤の非線型 Maxwell-Kelvin 体の弾性率であり、これを直接式(19)に代入して解くことは困難があるのでつぎの過程を経て計算するものとする。

Maxwell-Kelvin 体の弾性率はつぎのごとく表現できる。

$$E_{oi} = E_i \frac{\eta \eta_i p^2 + \eta E_i p}{\eta \eta_i p^2 + (E_i \eta + E_i \eta + E_i \eta_i) p + E_i E_i} \dots\dots\dots(21)$$

4要素の内 Maxwell 体のバネ E_i のみを非線型とするのであるから、バネに作用する応力

$\sigma_i = a_i + b_i \sin \omega t$ の b_i 値を仮定すれば式(16)から導かれる次式により E_i が計算できる。 a_i の値はブロックの自重により $\frac{W}{4A}$ で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} E_i &= 6.53 \times 10^3 \text{ kg cm}^{-2} \quad K_i \geq 4.96 \\ E_i &= (2.61 \times 10^2 - 1.07 \times 10^2 a_i) + (7.9 \times 10^{-3} \\ &\quad + 2.2 \times 10 a_i) K_i, \quad 4.96 > K_i > 1 \\ E_i &= 3.40 \times 10^2 - 8.5 \times 10 a_i, \quad K_i \leq 1 \end{aligned} \right\} (22)$$

E_i, η_i, η は定数であり、 E_i は b_i の値の仮定により上述のごとく得られるから E_{oi} が定まり、したがって $M(\theta)$ は θ に一定値を乗じた値として得られる。これから式(19)の定常解が線型振動として得られる。この

解によって得られた θ により各バネの反力 b_i は次式で計算される。

$$b_i = \frac{\xi_i}{F_s} E_{oi} \theta \dots\dots\dots(23)$$

仮定した b_i と上述の計算値 b_i とが十分近似するまで計算をくり返すことにより非線型定常振動の略解が得られることになる。

Fig. 16 には地盤加速度として 10 gal, 20 gal を与えたときの計算共振曲線を示しており、共振周波数および全般的な共振曲線の傾向は実験値と相当近似している。唯共振時の最大振幅は実験値の方が相当小さい。これは非線型振動の共振点付近の不安定性計算の精度の足りないこと等種々の原因が考えられ、将来の課題としたい。なお **Fig. 16** には Maxwell 体のバネとして式(22)を用いないで、実験の平均値 $E = 3.07 \times 10^2 \text{ kg cm}^{-2}$ を用い線型 Maxwell-Kelvin 体としたときの共振曲線をも付記しておいた。ただし $M(\theta)$ に対しては Vogt⁽³⁾ が計算した半無限体基礎表面にモーメントの作用したときの係数を使用しつぎのごとく計算した。

$$M(\theta) = B_2^2 t_2 \left(1 + \frac{B_2}{4t_2} \right) \frac{\pi}{18(1-\nu^2)} E_0 \theta \dots\dots\dots(24)$$

この結果は共振周波数、共振振幅とともに実験値とへたたっており、前述非線型計算の方が精度の高いことを示している。

引用文 献

- 1) 谷本喜一：土の動的支持力について、土と基礎、Vol. 7, No. 5, 1959.
久田・中川・木村：地盤の動力学的性質に関する研究、日本建築学会研究報告 1953.
Tschebotarioff : Soil Mechanics, Foundations & Earth Structures, 1951, その他。
- 2) Timoshenko : Theory of Elasticity.
- 3) Vogt, F. : Über die Berechnung der Fundament Deformation.

(1967.3.6・受付)