

動的地盤係数の測定

—粘土地盤における載荷板の寸法効果—

MEASUREMENT OF DYNAMIC MODULUS OF FOUNDATION

—Size-Effect of the Loading Disk on the Clay Foundation—

渡辺啓行*・畑野正**

By Haruyuki Watanabe and Tadashi Hatano

1. 緒言

基礎地盤の動的地盤係数が構造物の耐震工学上の一つの問題点であるところから、先に著者達はパルセーターにより地盤に任意の大きさ、周波数の動荷重を加え、これに対応する地盤変位を測定して、直接動的地盤係数を測定することを提案し、従来の起振機による方法、弾性波測定による方法における欠陥を除くべきことを主張した¹⁾。この際載荷板の大きさが大きいほど動的地盤係数は小となるが、粘土地盤を非線型の Maxwell-Kelvin 体と考えてその物理定数に分解すれば載荷板の寸法に関せず一様の定数として取扱うことのできることを示唆した。しかし実験に用いた載荷板の直径は 15 cm, 20 cm, 25 cm の三種に限定されていたので、実際現場で測定する範囲を含めて、直径 50 cm, 75 cm, 100 cm の三種類を追加し、上記物理定数により、統一的に動的地盤特性を表現することができるか否かを検討することとした。

2. 実験の方法

荷重を地盤に与えるには図-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ーが圧力計および剛性のきわめて大きい円形鋼板を介して地盤を押し出した。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。本実験に使用した試験機は先の研究¹⁾において使用した油圧式パルセーターを大型化したもので、その能力は 0~50 t の全荷重の間の任意の範囲内で周波数 0.5~9.0 c/s、荷重振幅 \pm (0~25 t) の脈動荷重を与え

Schematic view of the test arrangement

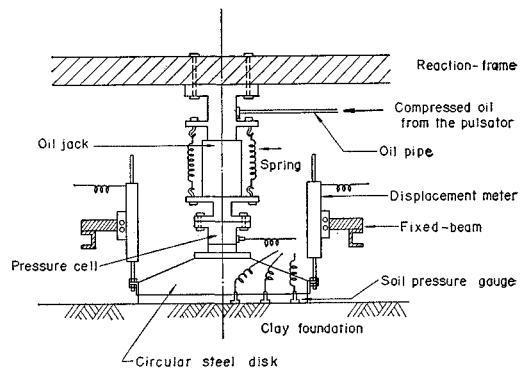


図-1

られるものである。

地盤表面の動きは、円形鋼板の直交2方向直径端の4点に差動変圧型変位計の可動部分の端を取付け、本体の支持部分を固定ばりに固定して円形鋼板の鉛直動を記録した。さらに、円形鋼板への地盤反力分布を観察するため土圧計をその受圧面が円形鋼板の受圧面と平行になるように円形鋼板の半径上に3個取付けた。取付け位置は図-6に示してある。

地盤としては先と同様粘土地盤を例として取り上げ、均一で容易に入手できる市販の Bentonite を使用した。その主要な性質は表-1に示すとおりである。

作製した地盤は縦 2.0 m、横 2.0 m、深さ 1.5 m の内のり寸法をもつ鋼製の試験槽に一定含水比となるように含水させた試料を7層にわけ、各層ごとに一定時間 Compactor で締固め、仕上げ厚を 1.4 m としたものを水分の蒸発を防ぎながら3日間放置したものである。このような地盤1個につき、荷重強度の類似した一連の試験を行ない、荷重強度の大きく変化するごとに全地盤厚の約3分の1を除去し、残った層表面を攪乱し、その上に所定の厚さとなるまで初めと全く同様の方法で地盤を

* 正会員 工修 電力中央研究所

** 正会員 工博 電力中央研究所 理事

表-1

Characteristics of Bentonite

Composition	SiO ₂ ---77.3%, Al ₂ O ₃ ---13.5%, residues 92%		
Specific Gravity	2.514		
Grain Size	larger than 74μ	17.0%	
	74 ~ 60μ	3.5%	
	60 ~ 30μ	10.5%	
	30 ~ 20μ	7.5%	
	20 ~ 10μ	8.5%	
	10 ~ 5μ	7.5%	
	5 ~ 2μ	11.5%	
	2 ~ 1μ	9.0%	
	less than 1μ	25.0%	
Liquid Limit Plastic Limit Plastic Index Liquid Index Flow Index Toughness Index	LL	231.75 %	MH by Generalized Classification
	PL	31.25 %	
	PI	200.50 %	
	LI	0.10	
	FI	75.0	
	TI	2.67	
Shrinkage Ratio Volumetric Change Linear Shrinkage	R	1.69	
	C	359.0	
	LS	22.9 %	
Optimum Water Content-----31.4 % Maximum Dry Density-----1.27g/cm ³			
Cohesion (Triaxial Test in Condition of O.W.C.) 0.96kg/cm ² Angle of Internal Friction (φ) 8.5°			

再製した。このような方法で必要試験数に応じて合計5個の地盤を作製した。各地盤の平均含水比は29.6~32.4%、表面乾燥密度は1.07~1.18 g/cm³であった。

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、載荷継続時間とくり返し数、永久変形と載荷継続時間、載荷板の大きさ、荷重の大きさ、密度の変化、地盤反力の分布に注目し、とくに載荷板の大きさによる影響に関しては先の研究¹⁾における結果との比較を考慮し、荷重強度を主体とした種々なる周辺条件を先の条件と一致させ表-2に示す実験分類にしたがって総計17回の実験を行なった。参考のため先の実験分類表を表-3に示しておく。各Testにおける地盤の含水比、乾燥密度は表-4に示してある。

表-2

Classification of the tests

System	Disk (cm)	k _v =a/b	q _v (kg/cm ²)			
			I	II	III	IV
1	LA(Radius=50)	222-243	GA1-069	132-136	194-197	253-256
	LAa(R = 375)		CLA11	CLA12	CLA13	---
	LAa(R = 250)		CLA21	CLA22	CLA23	---
	LAa(R = 250)		CLA31	CLA32	CLA33	---
2	LAa(R = 375)	117-119	CLA25	CLA26	CLA27	CLA28
	LAa(R = 375)	286-299	CLA29	CLA210	CLA211	CLA212
	---	---	---	---	---	---
	---	---	---	---	---	---

表-3

Classification of the previous tests

System	Disk (cm)	k _v =a/b	q _v (kg/cm ²)			
			I	II	III	IV
1	Aa(Radius=12.5)	216-260	GA8-101	129-146	183-203	245-264
	Aa(R = 100)		CA 11	CA 12	CA 13	CA 14
	Aa(R = 7.5)		CA 21	CA 22	CA 23	CA 24
	Aa(R = 100)		CA 31	CA 32	CA 33	CA 34
2	Aa(R = 100)	110-114	CA 25	CA 26	CA 27	CA 28
	Aa(R = 100)	257-277	CA 29	CA 210	CA 211	CA 212
	---	---	---	---	---	---
	---	---	---	---	---	---

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。

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

いま

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

とおき、Kをほぼ一定に保ち、aの大きさを3段階に変

化させた。載荷板の半径 50.0, 37.5, 25.0 cm の3種類を用い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 37.5 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。

各実験における荷重の周波数 f はつぎの順序で与えた。

$$0.5 \rightarrow 1.5 \rightarrow 3.0 \rightarrow 4.4 \rightarrow 5.7 \rightarrow 8.3 \rightarrow 3.0 \rightarrow 0.5 \text{ C.P.S}$$

各周波数ごとに一定時間載荷後応答を記録し、一度除荷して残留変形を記録し、ついでつぎの周波数に移るとい順序で載荷した。同一周波数を2回与えたのは周波数応答に地盤の締め固めの影響の有無を確かめるためである。

圧力計および変位計、土圧計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, 全地盤反力 P, a に対応する地盤反力 P_a, b に対応する地盤反力 P_b, 測定時までの動荷重のくり返し回数 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求めた例を図-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ほとんど観測されないで、以下位相差の問題は省略するものとする。

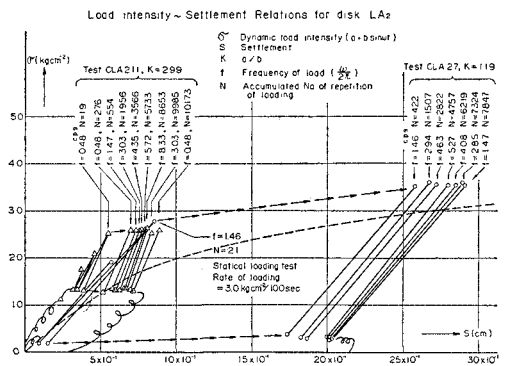


図-2

先と同様動的荷重強度と変位における振動部分の振幅比 k_v を動的地盤係数と定義する。

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

図-3.1, 3.2には k_v と R の関係の例を図-3.3と3.4には k_v と 1/R の関係の例を先に得られた結果とともに示してある。

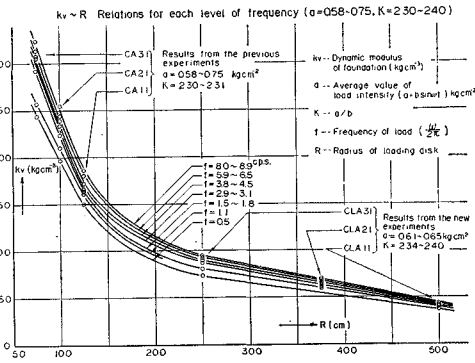


図-3.1

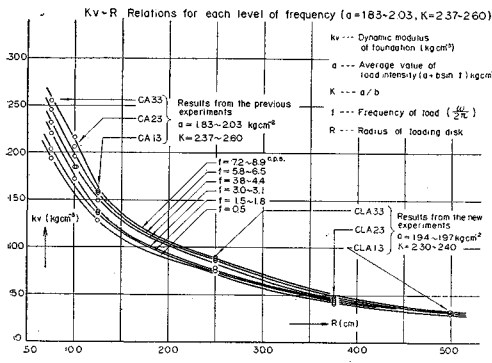


図-3.2

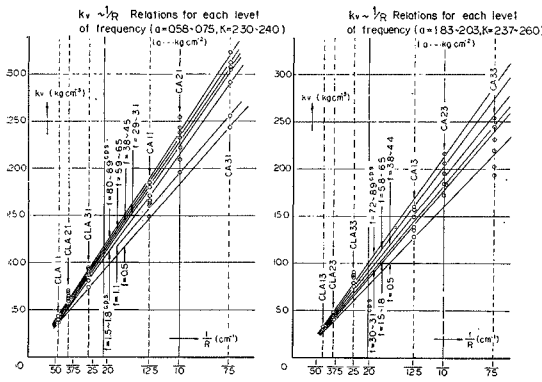


図-3.3

図-3.4

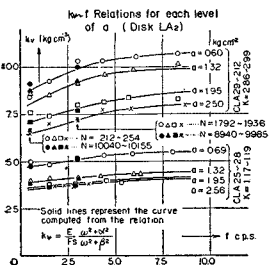


図-4.1

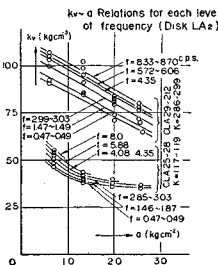


図-4.2

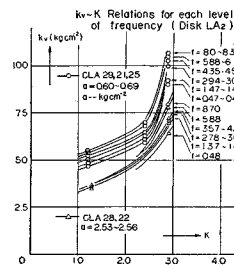


図-4.3

図-4.1には k_v と荷重周波数 f との関係の例を、図-4.2には k_v と a との関係の例を、そして図-4.3には k_v と K との関係の例を実験結果の内から示してある。

図-5には地盤反力の上限值、平均値および下限値の分布の一例を、図-6には土圧計取付位置を、また図-7には地盤反力の振幅部分の分布の例を示してある。

Distribution of soil reaction due to dynamic load $a+b \sin \omega t$
(Disk LAz, CLA 3.1, $a=0.65$, $K=2.34$)

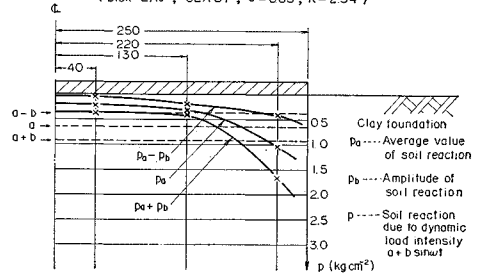


図-5

Situation of earth pressure gauges

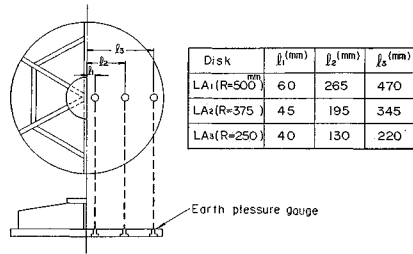


図-6

4. 考 察

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

I. 地盤反力の分布

- i) 载荷盤端縁部に地盤反力の集中がある。
- ii) 地盤反力の集中の度合は载荷盤の大きさにより変化しない。地盤反力の最大値と平均荷重強度との比をとり载荷盤半径 R に対してプロットした図-8.1がこれを示している。
- iii) 地盤反力集中の度合

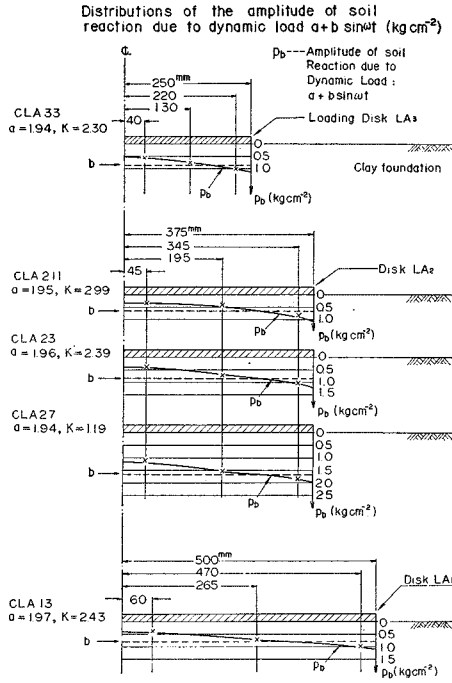


図-7

は同一の載荷円盤に対して荷重が増大するにつれて小さくなる。上述の比をKに対してプロットした 図-8.2 がこれを示している。

II. 地盤係数の周波数特性

- 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 (図-4.1

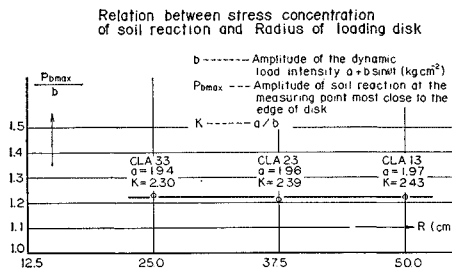


図-8.1

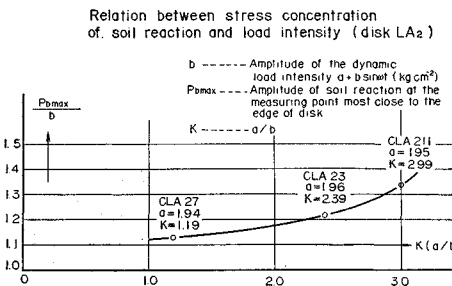


図-8.2

参照)。

- ii) 同一の周波数に対して k_v の値は時間的経過、繰返し回数によってはほとんど変化しない。

III. 地盤係数の荷重強度による非線型性

- i) k_v の値は一定の K の値に対し a の値の増加につれて減少する (図-4.2 参照)。
- ii) k_v の値は一定の a の値に対し K 値減少、すなわち b の値の増加につれて減少する。この場合 K 値とともに減少する割合は a の値の大きいほど大きい (図-4.3 参照)。

IV. 地盤係数に対する載荷板の寸法効果

- i) 地盤反力の載荷板端縁部での応力集中, k_v の非線型性の存在にもかかわらず, a 値と K 値を一定に保った定荷重ごとに k_v の値は載荷板半径にほとんど完全に逆比例する (図-3.1, 3.2 参照)。

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、先の研究“動的地盤係数の測定”¹⁾、“粘土、砂、碎石の動的、静的粘弾性定数ならびにポアソン比について”²⁾ その妥当性を証明した表-4 中の図に示すごとき Maxwell-Kelvin 体に、ある種の非線型性を加味すればよいことが再確認される。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として、先に導いた関係を同様に用いるものとする。すなわち、

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

ν, E_0 : 地盤のポアソン比および弾性率

F_s : 形状係数

$$\frac{1}{E_0} = \frac{1}{\eta_1 P + E_1} + \frac{1}{E} + \frac{1}{\eta P}, \quad \text{ここに } P = \frac{d}{dt} \quad \dots \dots \dots (5)$$

$$k_v = \frac{E}{F_s} \frac{E_1^2 + \eta_1^2 \omega^2}{E_1 E + E_1^2 + \eta_1^2 \omega^2} = \frac{E}{F_s} \frac{\omega^2 + \alpha^2}{\omega^2 + \beta^2} \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$\alpha^2 = \left(\frac{E_1}{\eta_1}\right)^2, \quad \beta^2 = \frac{E_1 E + E_1^2}{\eta_1^2} \quad \dots \dots \dots (7)$$

$$S_r = \int_0^{td} \frac{a F_s}{\eta} dt \quad \dots \dots \dots (8)$$

td : 動的載荷継続時間

実験において与えた条件 a, b, ω, F_s, td 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 (6), (8) より求める。ただしこの場合 ν の影響は小さいものとして簡単のため省略するものとする。以上による結果を表-4 に示す。参考のため先の実験結果をも表-5 に示しておく。

これらの結果から4つの物理定数の R および a, K' との関係求めて見ると以下のごとくなる。

表-4

Visco elastic constants of the clay foundation obtained from the new experiments using the larger loading disks than those in the previous experiments. (R=250,375,500cm)

W --- Water content before loading
 ρ_{d0} --- Dry density before loading
 ρ_{d1} --- Dry density under the disk after loading
 ν --- Poisson's ratio
 R --- Radius of loading disk
 K --- a/b

$$k_v = \frac{E}{T_0} \left(\frac{\omega^2 \cdot a^2}{\omega^2 + \beta^2} \right)$$

$$\alpha^2 = \left(\frac{E}{T_0} \right) \cdot \beta^2 = \frac{E \cdot E_1 + E^2}{T_0^2}$$

$$F_3 = \frac{\pi(1-\nu)}{2} R = \frac{\pi \cdot R}{2}$$

Test#	R cm	a kg/cm ²	K	E kg/cm ²	η kg/cm ² sec	E ₁ kg/cm ²	η_1 kg/cm ² sec	α sec ⁻¹	β sec ⁻¹	W %	ρ_{d0} g/cm ³	ρ_{d1} g/cm ³
CLA11	500	0.61	2.37	342x10 ⁴	4.06x10 ⁴	192x10 ⁴	1.14x10 ⁵	17	18	31.2	1.11	105
CLA12	"	1.34	2.34	322x10 ⁴	1.65x10 ⁵	170x10 ⁴	8.95x10 ⁴	19	21	"	"	"
CLA13	"	0.97	2.43	262x10 ⁴	3.67x10 ⁴	167x10 ⁴	8.25x10 ⁴	20	22	29.6	1.12	106
CLA21	375	0.63	2.40	4.13x10 ⁴	4.55x10 ⁴	188x10 ⁴	1.31x10 ⁵	14	16	31.2	1.11	105
CLA22	"	1.34	2.35	3.70x10 ⁴	3.95x10 ⁴	173x10 ⁴	9.10x10 ⁴	18	20	"	"	"
CLA23	"	1.96	2.39	2.86x10 ⁴	3.85x10 ⁴	152x10 ⁴	8.52x10 ⁴	18	20	29.6	1.12	106
CLA31	250	0.65	2.34	3.81x10 ⁴	4.60x10 ⁴	172x10 ⁴	9.07x10 ⁴	19	21	31.2	1.11	105
CLA32	"	1.36	2.22	3.70x10 ⁴	3.97x10 ⁴	165x10 ⁴	8.45x10 ⁴	19	21	"	"	"
CLA33	"	1.94	2.30	3.61x10 ⁴	3.72x10 ⁴	159x10 ⁴	8.45x10 ⁴	19	21	29.6	1.12	106
CLA25	375	0.69	1.18	3.29x10 ⁴	7.70x10 ⁴	1.94x10 ⁵	9.80x10 ⁴	20	21	32.4	1.07	108
CLA26	"	1.35	1.18	2.64x10 ⁴	5.28x10 ⁴	1.68x10 ⁵	8.75x10 ⁴	19	21	"	"	"
CLA27	"	1.94	1.19	2.47x10 ⁴	4.74x10 ⁴	1.46x10 ⁵	7.63x10 ⁴	19	21	"	"	"
CLA28	"	2.53	1.17	2.43x10 ⁴	3.41x10 ⁴	1.31x10 ⁵	7.25x10 ⁴	18	20	"	"	"
CLA29	375	0.60	2.86	6.45x10 ⁴	—	2.49x10 ⁵	1.54x10 ⁵	16	18	30.1	1.18	100
CLA210	"	1.32	2.93	5.94x10 ⁴	5.64x10 ⁴	2.18x10 ⁵	1.48x10 ⁵	15	17	"	"	"
CLA211	"	1.95	2.99	5.26x10 ⁴	4.26x10 ⁴	1.94x10 ⁵	9.60x10 ⁴	20	23	"	"	"
CLA212	"	2.56	2.91	4.83x10 ⁴	1.07x10 ⁵	1.74x10 ⁵	9.35x10 ⁴	19	21	"	"	"

表-5

Visco Elastic Constants of the Clay Foundation Obtained from the Previous Experiments (R=75, 100, 125cm)

Test	R cm	a kg/cm ²	K	E kg/cm ²	η kg/cm ² sec	E ₁ kg/cm ²	η_1 kg/cm ² sec	α sec ⁻¹	β sec ⁻¹	W %	ρ_{d0} g/cm ³	ρ_{d1} g/cm ³
CA11	12.5	0.69	2.36	3.78x10 ⁴	5.85x10 ⁴	1.300x10 ⁵	5.90x10 ⁴	21	35	34.2	1.04	103
CA12	"	1.29	2.16	3.16x10 ⁴	4.50x10 ⁴	1.405x10 ⁵	6.90x10 ⁴	21	23	"	1.04	102
CA13	"	1.83	2.57	3.22x10 ⁴	1.85x10 ⁵	1.464x10 ⁵	6.70x10 ⁴	22	24	"	1.05	100
CA14	"	2.46	2.16	2.52x10 ⁴	2.74x10 ⁴	5.94x10 ⁴	5.90x10 ⁴	10	12	"	1.03	102
CA21	10.0	0.75	2.31	4.12x10 ⁴	7.16x10 ⁴	1.220x10 ⁵	6.40x10 ⁴	19	22	36.0	1.03	100
CA22	"	1.56	2.18	3.75x10 ⁴	5.40x10 ⁴	1.190x10 ⁵	7.04x10 ⁴	17	19	"	1.05	100
CA23	"	2.03	2.37	3.34x10 ⁴	2.11x10 ⁵	1.231x10 ⁵	7.8x10 ⁴	16	17	"	1.05	99.2
CA24	"	2.45	2.28	3.14x10 ⁴	1.52x10 ⁵	8.75x10 ⁴	7.55x10 ⁴	12	14	"	1.04	102
CA31	7.5	0.58	2.30	3.92x10 ⁴	5.87x10 ⁴	9.56x10 ⁴	6.78x10 ⁴	14	17	37.2	1.03	099
CA33	"	1.95	2.60	3.06x10 ⁴	5.72x10 ⁴	9.88x10 ⁴	5.30x10 ⁴	19	21	"	1.03	097
CA34	"	2.64	2.22	3.00x10 ⁴	4.60x10 ⁴	7.20x10 ⁴	7.44x10 ⁴	10	12	"	1.01	102
CA25	10.0	1.01	1.14	2.70x10 ⁴	7.64x10 ⁴	1.320x10 ⁵	7.52x10 ⁴	18	19	33.9	1.00	103
CA26	"	1.46	1.10	2.18x10 ⁴	3.30x10 ⁴	1.280x10 ⁵	6.44x10 ⁴	20	22	"	1.00	100
CA27	"	2.00	1.12	1.68x10 ⁴	3.54x10 ⁴	1.174x10 ⁵	6.32x10 ⁴	19	20	"	1.02	100
CA29	10.0	0.85	2.60	4.25x10 ⁴	6.96x10 ⁴	1.360x10 ⁵	7.35x10 ⁴	19	21	34.4	0.97	100
CA210	"	1.29	2.43	4.88x10 ⁴	6.95x10 ⁴	1.480x10 ⁵	6.77x10 ⁴	22	25	"	0.98	099
CA211	"	1.81	2.68	3.61x10 ⁴	4.65x10 ⁴	1.500x10 ⁵	6.55x10 ⁴	23	26	"	0.95	102
CA212	"	2.59	2.79	3.40x10 ⁴	2.93x10 ⁴	1.420x10 ⁵	8.40x10 ⁴	17	19	"	0.95	103

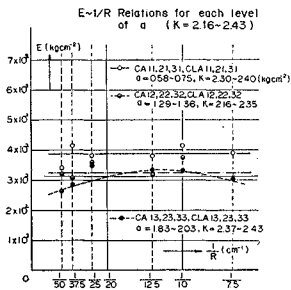


図-9.1

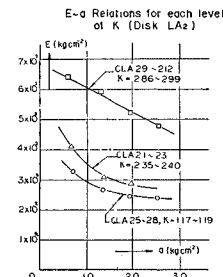


図-9.2

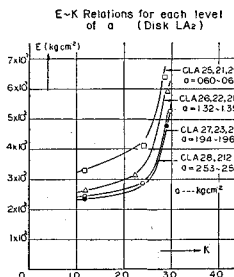


図-9.3

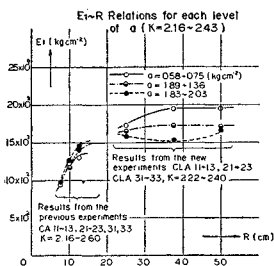


図-10.1

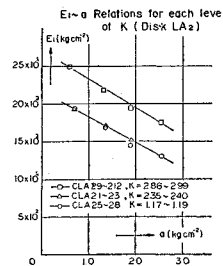


図-10.2

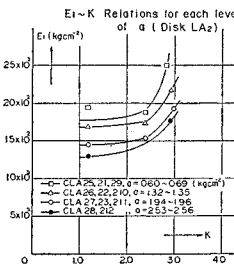


図-10.3

図-9.1 は E に対し、 a の大きさの程度ごとに載荷盤半径 R による変化を図示したもので、先の実験結果を含めて、 E の値に寸法効果はほとんど無いといつてよいことがわかる。

図-9.2 は K の大きさの程度ごとに E の a による変化を図示したもので、 E は K が一定なら a の増加とともに減少している。

図-9.3 は a の大きさの程度ごとに E の K による変化を図示したもので、 E は a が一定なら K の増加とともに増大している。 K の最大値に対して E が極端に大きくなっているのは表-4 に示されるようにこの系の実験 CLA 29~CLA 212 に使用した地盤の乾燥密度が大きいことによるものと思われる。 K の最大値に対する結果を除くと a の一定値に対して K の増加につれて E の増加する割合は a の値の大きいほど小さい。これは先の3軸試験結果²⁾と一致している。

図-10.1, 11.1 はそれぞれ E_1 と η_1 の R との関係、図-10.2, 11.2 はそれぞれ E_1 と η_1 の a との関係、図-10.3, 11.3 はそれぞれ E_1 と η_1 の K との関係を図示した。これより E_1 と η_1 は E と全く同様の傾向をもっていることがわかる。

図-12 には、各除荷時での残留沈下量 S_r とそれまでの動的載荷継続時間との関係を図示してある。これより S_r は動的載荷継続時間とともに増大するが、その増加の割合は継続時間の増大につれて飽和するようである。載荷荷重の小さい場合にはごく初期のうちこの飽和は完了する。式(8)より η を決定するのにこの初期の沈下量をとるものとする。

図-13.1 には η の R に対する変化の例を示してある。 R の最大値に対して η が極端に小さいのは、同一地盤を使用し、載荷盤の大きい方より順次小さい方へほぼ同一の荷重強度の実験を3回くり返したため、最初の最大載荷板における永久沈下が特別に大きかったためと思われる。しか

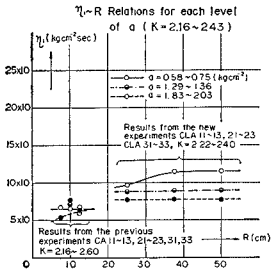


図-11.1

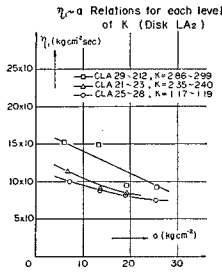


図-11.2

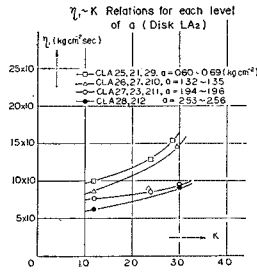


図-11.3

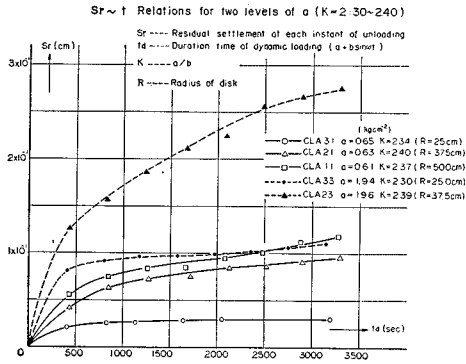


図-12

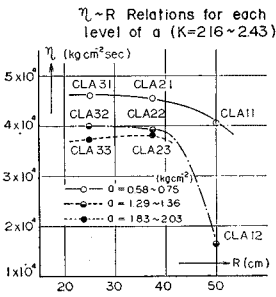


図-13.1

し、これらを除けばηも寸法効果はないといって差し支えないと考えられる。

図-13.2には、Kの大きさの程度ごとにηのaによる変化を示してあり、図-13.3にはaの値の程度ごとにηのKによる変化を図示してあ

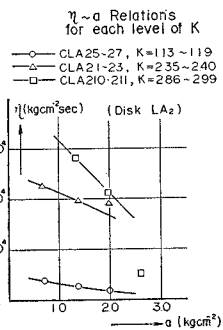


図-13.2

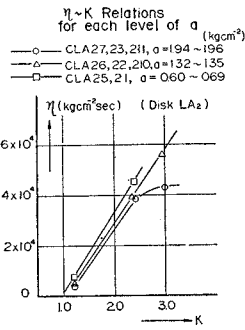


図-13.3

る。これよりηもEと全く同様の傾向をもっている。

以上のごとく、E、E₁、η₁、ηの非線型性は先の研究²⁾で得られた結果と全く類似している。したがって、その具体的表現も同様にして

$$E, E_1, \eta_1, \eta = C_1 - C_2 a + (C_3 - C_4 a) K \dots \dots \dots (9)$$

として全データより最適な定数 C₁, C₂, C₃, C₄ を決定するとつぎのようになる。

$$E = 1.75 \times 10^2 - 1.92 \times 10 a + (1.53 \times 10^2 - 2.36 \times 10 a) K$$

$$E_1 = 1.44 \times 10^3 - 1.43 \times 10^2 a + (3.97 \times 10^2 - 8.82 \times 10 a) K$$

$$\eta_1 = 6.26 \times 10 - 2.4 a + (3.54 \times 10 - 9.75 a) K$$

$$\eta = 8.80 \times 10^3 - 5.75 \times 10^2 a + (3.58 \times 10^4 - 5.75 \times 10^3 a) (K - 1)$$

ただし、0.60 ≤ a ≤ 2.56, 1.17 ≤ K ≤ 2.99, 0.46 ≤ f ≤ 8.33 (単位 kg, cm, sec)

5. 結 論

粘土地盤を例にとり、動的地盤係数の値を載荷板の直径を1mまで拡張して実験的に求めた結果、動的地盤係数が全く載荷板の径に逆比例するものであることが立証された。

元来、動的地盤係数は物理定数ではなく、載荷板の大きさに逆比例するものであることを弾性論の示す所であるが、現実的にも本実験の示すとおりであり、構造物の耐震問題に利用するには本文にしたように、基本の粘弾性定数に分解して用いるのがよいと考えられる。

ここに述べた粘土地盤では、荷重強度が増大するほど減少する非線型 Maxwell-Kelvin 体の4つの物理定数で表現されたが、構造物の基礎としての各種の地盤においてもほぼ同様の考えが、あてはまるものと思われる。

参 考 文 献

- 1) 畑野 正・渡辺啓行：動的地盤係数の測定（粘土地盤における一適用）、技術研究所報告 No. 66088, 1967. 3
- 2) 畑野 正・渡辺啓行：粘土、砂、碎石の動的、静的粘弾性定数ならびにポアソン比について、技術研究所報告 No. 68032, 1968. 9

(1969. 12. 8・受付)