

北海道大学工学部 正員 O 土 岐 祥 介

日本舗道KK “ 石 倉 大 幹

I 概 要

土の弾性係数は、地盤や機械基礎の振動、土中に打ち込まれた杭の動的あるいは静的横抵抗の研究等に最も基本的な力学的性質である。このことに關し内外の多くの研究があるが、以下の報告は、乾燥砂の応力とヒズミの關係が、ケルビン・フオークトモデルで表わされると考え、砂の種類、拘束圧、間ゲキ比を変化させ、砂の弾性係数と粘性係数と砂柱の自由振動性状を測定することにより実験的に求め、さらにくり返し載荷による三軸圧縮試験より求めた静的弾性係数と比較したものである。使用した砂は表-1に示す5種類で、いずれも気乾状態で実験を行った。

砂名	均等係数	D_{50} mm	粒 形
湧 松	2.1	0.086	丸味がある
豊 浦	1.0	0.083	角ばっている
銭 函	1.2	0.090	比較的角ばっている
北広島	3.3	0.12	比較的丸味がある
相 馬	1.3	0.29	角ばっている

表-1 実験に使用した砂

II 動的 実験

基本式 応力 σ 、弾性係数 E 、ヒズミ ϵ 、粘性係数 η のあいだに(1)式の關係があるとすると

$$\sigma = E \epsilon + \eta \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \quad (1)$$

図-1に示すような直径 D 、高さ H 、一端固定の円柱の振動は、セン断と回転慣性の影響を無視すると(2)式で表わされる。

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \eta I \frac{\partial^3 y}{\partial x^2 \partial t} + \frac{\gamma A}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad (2)$$

ここで I 、 γ 、 A 、 g はそれぞれ円柱の断面二次モーメント、単位体積重量、断面積、および重力加速度である。この式を解くと E 、 η はそれぞれ次のようになる。

$$E = \frac{\omega^2 \gamma \cdot A}{m^4 \cdot I \cdot g} \quad (3)$$

$$\eta = \frac{2\lambda \gamma \cdot A}{m^4 \cdot I \cdot g} \quad (4)$$

ここで ω 、 λ はそれぞれ円振動数、時間減衰係数、 m は振動数方程式より図解法によって求められる値である。セン断力と回転慣性力の円振動数におよぼす影響は、エネルギー法により計算すると約3%程度であつたのでこれ等の項を無視することの影響は比較的小さいと思われる。

実験方法 圧縮空気圧により任意の拘束圧がかけられるセルの中に、直径 5cm 、高さ 16cm の供試体を作製し、その間ゲキ比を各試料砂とも4種類に変化させた。写真-1に示すように、セル外部よりマグネットで作られる打撃柱により供試体上端のキャップを打撃し、非接触型振動計により ω 、 λ 等を

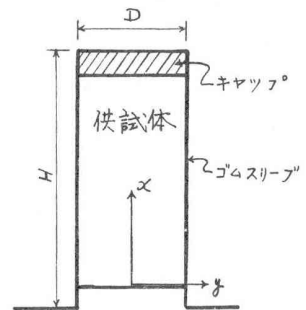


図-1

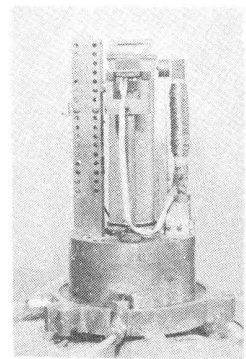


写真 1

測定した。供試体上端での初期振幅は約 40~120
振動数は 40~150 Hz であった。

実験結果

(1) 対数減衰率 Δt ; 時間減衰係数 α とすると $\Delta t = \pi \lambda / \omega$ なる関係がある。拘束圧 σ と Δt の関係は図-2 に示すように両対数紙上で直線で $\Delta t = \alpha_1 \sigma^{-\beta_1}$ の関係となる。5 種類の砂についてみると、 $\alpha_1 = 0.87 \sim 1.06$
 $\beta_1 = 0.19 \sim 0.30$ で、平均をとると (5) 式のようになり

$$\Delta t = 0.10 \sigma^{-0.28} \quad (5)$$

α_1 は粒形の角ばったものほど小さくなっている。

(2) 粘性係数 η ; η が e の変化によりわずかにしか変化しないとして、同一 σ で e を変化させて得た η の平均値と σ の関係を図-3 に示す。 σ の増加にしたがって η はわずかに増加し、

$$\eta = 0.224 + 0.011 \log \sigma \quad \text{kg sec/cm}^2 \quad (6)$$

なる関係にある。図-4 は e と η の関係を示したもので、 $e \div 0.65$ 以下で η が大きくなっているが、この実験では $\eta \div 0.22 \text{ kg sec/cm}^2$ であったと大まかに言えよう。 σ 、 e が η に与える影響が非常に小さいのは η の絶対値に対し、供試体固定端よりのエネルギー損失、あるいは実験誤差が大きかったためとも考えられ今後の検討を要する。

(3) 動的弾性係数 E_D ; 図-5 は豊浦砂の E_D と σ との関係を示したもので、両者は両対数紙上で直線関係にあり、 e の小さなもの、 σ の大きなものほど E_D は大きい。 σ 、 e 、および砂の種類の相互関係をしらべるため、実験結果と (7) 式にあてはめて係数を求めた。

$$E_D = \alpha_2 \sigma^{\beta_2} \quad (7)$$

図-6 は e と α_2 の関係を示したもので、 e の増加にしたがって α_2 は 2500 kg/cm^2 から 1000 kg/cm^2 に減少している。粒形に注目すると、比較的角ばった豊浦、銭函、相馬砂が図中の直線より上に、やや丸味をおびた北広島、湧根砂が下に分布している。内部まっすぐ角と e の関係同様、同じ間ゲキ比であっても

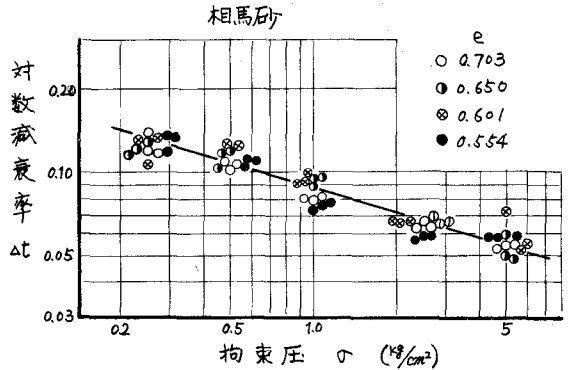


図-2 Δt と σ の関係

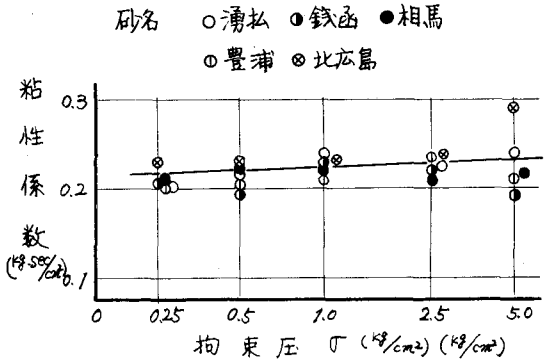


図-3 η と σ の関係

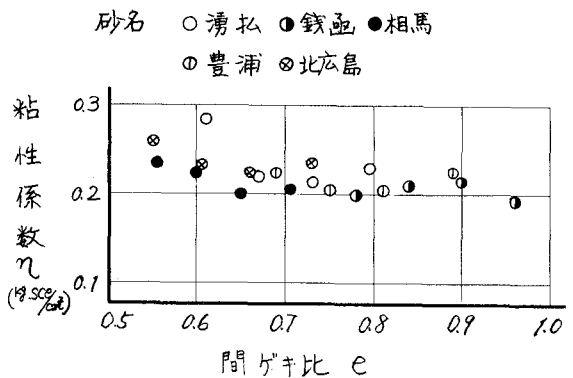


図-4 η と e の関係

粒形により E_D が異なることが示されている。 β_2 は図-7 に示すように約 0.53~0.63 のあいだにありその平均は 0.58 であって、 E_D は拘束圧の 0.58 乗に比例して増大することになる。これは湧水、豊浦砂の気乾状態について昨年行った圧縮波の波速に関する実験から求めた E_D と σ の関係 $E_D \propto C \cdot \sigma^{0.5}$ よりやや大きな β_2 もあたえることになる。

III 静的実験

実験方法 静的な弾性係数はくり返し载荷による三軸圧縮試験から求めた。高さ 12^{cm} 直径 5^{cm} の供試体に 1% のヒズミをあたえた後完全に除荷し、さらに 1% ヒズミをあたえるという操作をくり返し、8 サイクル目で破カいにいたるまで载荷するもので、毎分 1% のヒズミ速度で载荷、除荷を行った。このようにして得られた応力～ヒズミ曲線から、変位量が $1/10$ までのところの直線部分の勾配から各サイクルの静的弾性係数を求めた。

実験結果 図-8 に示すように、オ1 サイクルの弾性係数 E_{S1} は最も小さく、オ2 サイクル以降はやや大きくかつ 2~8 サイクルの値はほぼ同一であるので、2~8 サイクルの値の平均値を E_{SR} とした。 E_{S1} はばらつきが大きい

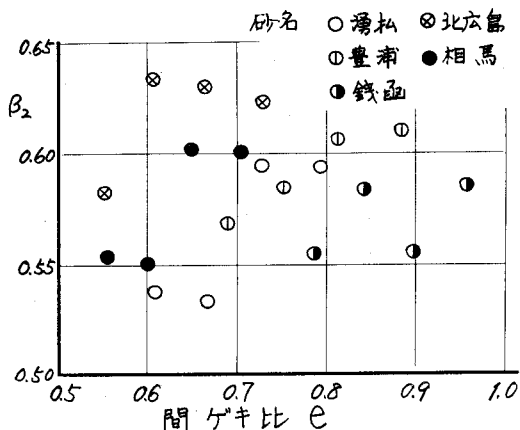


図-7 β_2 と e の関係

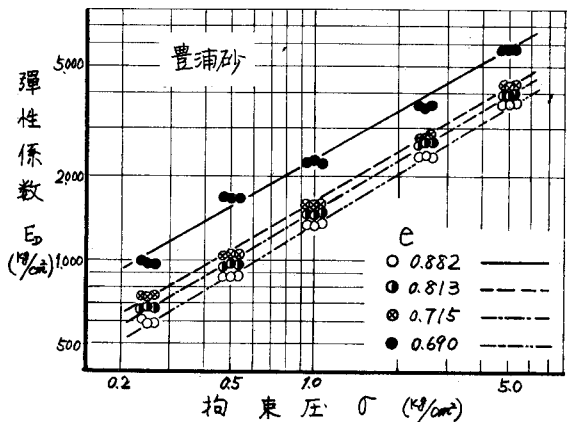


図-5 E_D と σ の関係

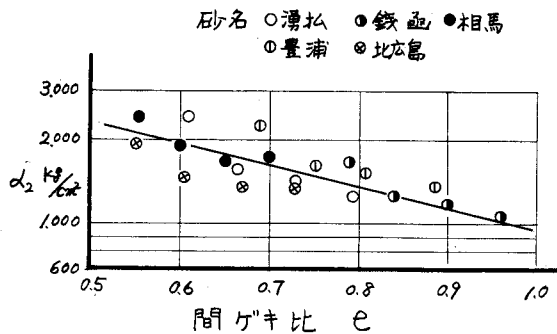


図-6 α_2 と e の関係

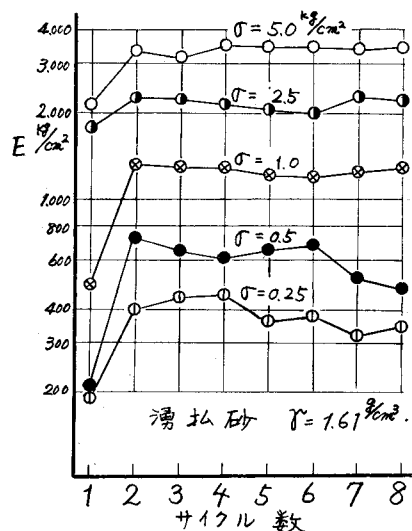


図-8 くり返し回数による E の変化

きへび、 E_{SR} は E_D 同様(7)式と同じ形の式

$$E_{SR} = \alpha_3 \cdot \sigma^{\beta_3} \quad (8)$$

で表わすことができ、 β_3 はおおよそ $0.55 \sim 0.75$ で、その平均 0.625 は β_2 の平均 0.58 より大きい。又 E_{SR}/E_{SI} は、 E_{SI} 自体のばらつきのため信頼性がやや低いが、その平均は約 1.7 であった。

IV 動的および静的実験結果の比較

図-9は、 E_D/E_{SR} の値を e に対してプロットしたものである。ここで E_D/E_{SR} は e に無関係とし、 e を変化させて得た結果の平均値を示している。 E_D/E_{SR} は $1.1 \sim 1.6$ のあいだにあり、その平均は 1.38 となる。 $E.T. Selig$ ³⁾は、静的載荷のヤ4サイクルから得た値は、動的弾性係数の $70 \sim 80\%$ となると報告しているが、これは E_D/E_{SR} がおおよそ $1.25 \sim 1.43$ になるということで本実験の 1.38 とかなり良く一致している。 E_D/E_{SI} が本実験で $1 \sim 4$ とかなりばらつきその平均が 2.3 であること、また $E.Vey$ が約 $5 \sim 7$ という結果を出していることと比較すると、くり返し載荷の結果が動的性質により近い値を示していると考えて良いものと思われる。

V 圧縮波の伝ばにともなう減衰について⁴⁾

(1)式で表わされる材料中を一次元的に圧縮波が伝ばする場合の微分方程式の解は、次式であらえられる。

$$u = u_0 \cdot e^{-\alpha x} \cdot e^{i(\omega t - fx)} \quad (9)$$

ただし、 f は波数、 α は減衰定数で、 E 、 η 、 ω 等で表わされる。 10 、 100 、 1000 Hzの振動数で砂中にも伝ばする圧縮波の振幅の伝ば距離に対する減衰定数 α も、豊浦砂のゆるづめ($e=0.88$)および密づめ($e=0.69$)について本実験から得られた E_D 、 η を利用して計算したものが図-10である。振動数、砂のしまり具合、地表面よりの深さにより減衰の性状の変わることがわかる。

VI 結語

砂の E 、 η をいくつかの条件について実験したが、固定端、空気抵抗等によるエネルギー損失、振幅、振動数、固ゲキ木の影響等多くの問題点が残っている。この研究の一部は文部省科学研究費(試験研究費)の補助を受けたものであり、静的実験は益田栄治、国見義範、鈴木佳明3君に負う所が大きい。記して謝意を表するものである。

文献

- 1) 妹澤・久保; 棒の屈曲振動による固体粘性の測定, 応用物理 1932, No.3, Vol.1.
- 2) 土岐・野田; 砂の2.3の動的性質に関する実験的研究, 土質学会北海道支部技術報告資料 1968, No.8
- 3) E.T. Selig, E.E. Vey; Shock Induced Stresswave Propagation in Sand, Proc. ASCE, SM. 3 1963
- 4) W. Goldsmith; Dynamic Behaviour of Concrete, Proc. S.E.S.A, Vol.23, No.1.

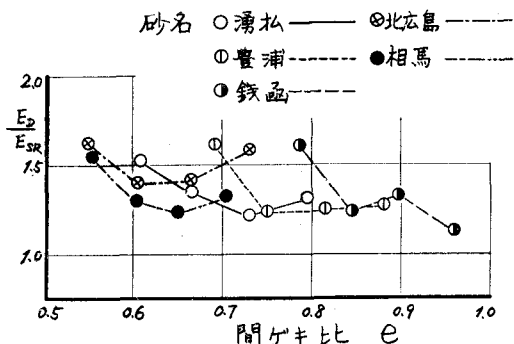


図-9 E_D/E_{SR} と e の関係

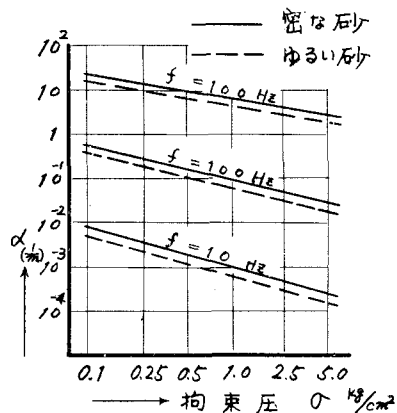


図-10 α と e の関係