

建設者土木研究所 正員 舟見清己

“ “ 沢田健吉

“ “ 古賀泰之

1 まえがき

繰返しせん断力を受ける土の動的変形特性を求める試みは、近年種々の試験法により数多くの研究がなされていゝ。然れどもこれまでに実施して来たいくつかの模型盛土の稀動実験を解析するたゝの土の物性を求めるたゝに、単純せん断型の簡単な動的せん断試験装置を試作し、それにより繰返しせん断に対する砂の変形特性を求める予備的な実験を実施したので、その結果を報告する。

2. 実験装置

実験装置は、基本的には繰返しせん断力を受ける土の動的変形特性を等価せん断弾性係数(以下 G_{eq}) や等価減衰定数(h_{eq}) といった定数として求めることをその目的としたものであり、その概要を図-1に示す。供試体は、径100mm、高さ40mmの円柱であり、上載荷重は最大で 0.5 kg/cm^2 に相当する重りにより与え、その重りに水平方向に繰返し荷重を与えという単純せん断型の装置である。供試体の側方への膨脹破壊を拘束するたゝにゴムスリーブの外側に内径101mm、外径107mm、高さ2mmのアリミングを積重ねてはめていゝ。尚、この装置は、供試体及び載荷重とこの動的載荷装置を用いた振動台の上にのせることにより、供試体は繰返しせん断力及び慣性力を与えることも可能である。

3. 実験方法

実験試料は $G_s = 2.64$, $D_{10} = 0.180 \text{ mm}$, $D_{60} = 0.370 \text{ mm}$, $U_c = 2.06$ の山砂を乾状態状態で用いた。基本的に行なつた載荷条件は、初期せん断力 = 0 の下で、振動数 0.5 c/s の定みずみ振幅載荷を約120回繰返し、これを振幅の小さい段階から大きい段階へと行なうものである。この各段階において得られるせん断応力 ~ せん断ひずみ関係から、 G_{eq} (ループの傾きから求める)、 h_{eq} (ループの面積から求める) と求める。せん断ひずみは、載荷重に取付けたストレーンゲージ式の変位計の水平変位から求めたため、対象とするせん断ひずみ振幅の範囲により、容量が $\pm 0.04 \text{ mm}$, $\pm 0.4 \text{ mm}$ の変位計を使い分け、その結果として後述するように、 $\gamma_0 = 10^{-5} \sim 10^{-2}$ の範囲において動的変形特性を求めることゝなつてゐた。なお、上載荷重 σ_v は 0.1 , 0.5 kg/cm^2 の2種とした。

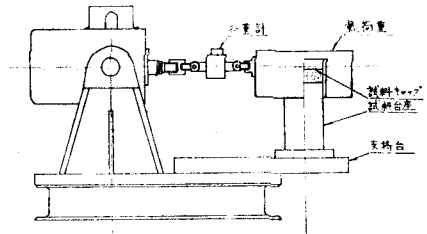


図-1 繰返し剪断装置

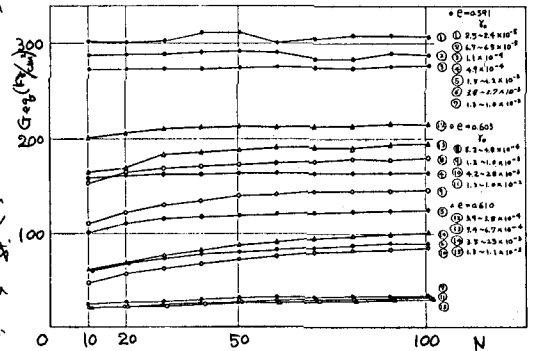


図-2 繰返し回数に対する剛性率の変化

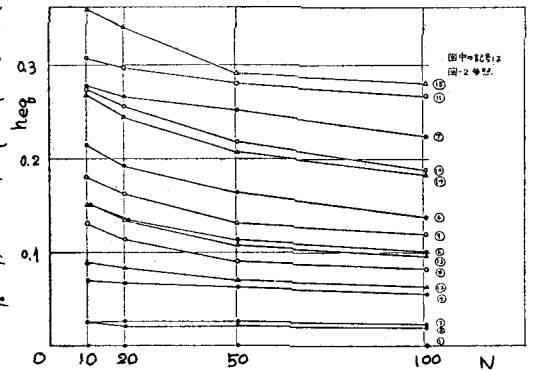


図-3 繰返し回数に対する減衰定数の変化

4. 実験結果

図-2, 3に G_{eq} , h_{eq} の繰返し回数に対する変化の例を示す。これから次のようにいえる。① G_{eq} の大きいとこ, h_{eq} の小さいとこ, すなわち, ひずみ振幅の小さいとこでは ($\gamma_0 < 3 \times 10^{-4}$ 程度) では, G_{eq} , h_{eq} は繰返し回数によらずほぼ一定である。② G_{eq} の小さいとこ, h_{eq} の大きいとこ, すなわち, ひずみ振幅の大きいとこでは, 繰返し回数とともに G_{eq} は増加し, h_{eq} は減少する。この傾向は h_{eq} の方が著しく, 又, γ_0 が大きい方が多くの繰返し回数まで影響が継続する。これには, γ_0 が完全に一定には保たないで僅かに減少する影響を含み込んでいるが, 粒子配列の変化も一因であると考えられる。又, 数あるケースであるが, 大きいひずみ振幅での試験を行なった後に, 小さいひずみ振幅での試験を行なうと G_{eq} は以前の値より増加し, h_{eq} は若干低下する。このことも粒子配列の影響に帰せられよう。以下の説明では, 繰返し回数20回における値を用いる。 G_{eq} , h_{eq} に対して γ_0 が与える影響を図-4, 5に示す。このような特性は従来からわかっているものと同様であるので, 主要考察のみ述べる。① G_{eq} は, 今回の実験範囲では $\gamma_0 = 10^{-5}$ 付近で最大値 G_{max} とする。② G_{eq} の値, γ_0 に対する依存性は並に従来報告されている単純せん断型の試験機による結果¹⁾とほぼ同一であるが, 並座屈型試験機による結果と $K_0 = 0.5$ とおいて平均主応力相等しい状態と比べて約60%程度の差となる。これは, 従来から指摘されていゝ点であり²⁾, 繰返し回数, 応力条件等の原因があげられようが, 真の原因は今のところ分らない。③ h_{eq} は, $\gamma_0 < 2 \sim 3 \times 10^{-5}$ においては, この方法ではほとんど0と見取される。 h_{eq} は γ_0 とともにどのような上限を示すかは, 図-4の傾向からははっきりしないが, $\gamma_0 = 10^{-2}$ 付近の傾向から推定した h_{eq} の上限値 h_{max} は0.3程度とみる。④ h_{eq} は G_{eq} とは異なり, σ_v の影響は直接的ではなく, γ_0 によりほぼ一義的に定まると考えられる。⑤ G_{eq} と G_{max} と, h_{eq} と h_{max} で無次元化した両者の関係を調べたものが図5であるが, この関係は Hardin 等が半理論的に導いた G_{eq} と h_{eq} との関係 $G_{eq}/G_{max} + h_{eq}/h_{max} = 1$ ³⁾ にかなり近いといえよう。

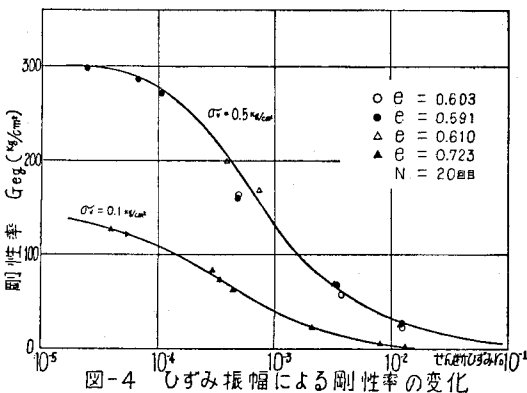


図-4 ひずみ振幅による剛性率の変化

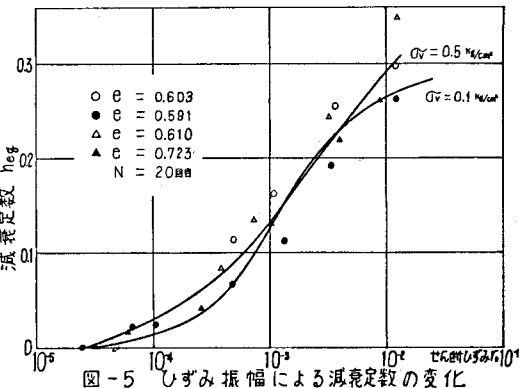


図-5 ひずみ振幅による減衰定数の変化

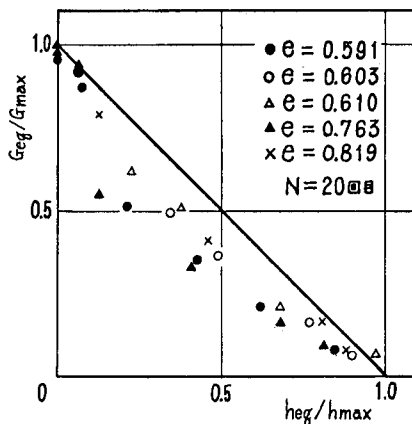


図-6 G_{eq} と h_{eq} との関係

今後の課題として次のような項目を考えている。① 要った試験法による差の原因の解明, ② 動的変形特性に及ぼす主応力の影響, ③ 定常載荷試験で得られた結果の不規則載荷への適用性の検討。最後に, この実験の多くを担った元千葉工業大学学生今泉宗之氏に感謝を表す。

5. 参考文献 1) Silver, etc.: SM8, Vol. 97, Proc. ASCE, 1971. 2) 柴田也: 土木学会論文報告集 No. 229, 1975. 3) Hardin, etc.: SM7, Vol. 98, Proc. ASCE, 1972