

愛知工業大学土木工学科 正員・銀村哲夫・成田国朝・建部英博・大根義男
(株)アイ・エヌ・エー新土木研究所 正員 大島 満

1. はじめに

フィルダム模型の大型振動実験とその振動解析を通じて、フィルダムの地震時の破壊形態や安定性の評価法を議論したり、また解析手法の妥当性を検証するためには、模型の応力レベルに相当する極めて低い拘束圧下における動的変形特性を把握しておく必要がある。本研究は、堤高1.5mのアースフィル堤体について行った振動実験モデルの動的変形特性を大型振動台および振動三軸圧縮試験機を用いて調べたものである。

2. 試料および実験概要

用いた試料は、比重2.673、砂分71%、シルト分27%、粘土分2%、均等係数28の砂質土である。

実験は、振動台上に2種類の形状の盛土を作成し、これを水平方向に加振（正弦波振動数 $f=10\text{Hz}$ ）することにより発生するせん断応力とせん断ひずみからせん断弾性係数(G)と減衰比(h)を測定するものと、振動三軸試験機を用いた2種類の方法で行った。

振動台を用いた実験(実験A:図-3中に示す堤体、実験B:図-4中に示す堤体)の G と h は、図-1(b)に示すように堤体の中心に埋設した加速度計間隔に狭まれるブロックに発生するせん断ひずみ γ とせん断応力 τ から算定した。すなわち、せん断ひずみ(γ)は、ブロックの上下の加速度記録を積分して得られる応答変位から各時刻の両者の変位差(ΔS)を求め、これを加速度計間の距離(L)で除して定めた。一方、せん断応力は以下のとおりである。いま、堤体中心軸上で任意時刻において図-1(a)のような応答加速度分布が得られたとする。堤頂より深さ z の位置で微小部分 dz を考えるとこの部分の質量は $\rho \cdot b(z) \cdot dz$ であり、またこの位置の水平加速度 $a(z)$ は応答加速度分布より求められる。従って、この部分の微小慣性力 dF は $dF = \rho \cdot b(z) \cdot dz \cdot a(z)$

となり、任意点 $z=h$ におけるせん断応力 τ_{dh} は

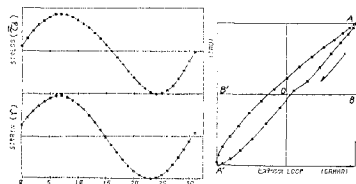
$$\tau_{dh} = \frac{F_h}{b(h)} = \frac{\rho}{b(h)} \int_0^h b(z) \cdot a(z) \cdot dz \quad (1)$$

で与えられる(F_h は深さ h までの堤体質量に作用する慣性力)。実験の計算に当っては各加速度計間を10分割して微小慣性力を求め、これよりブロック上下の F_h 、 F_h' を求めてせん断応力 $\bar{\tau}_a$ を次式より算定した。

$$\bar{\tau}_a = \frac{1}{2}(\tau_{dh} + \tau_{dh}'), \quad \tau_{dh} = \frac{F_h}{b(h)}, \quad \tau_{dh}' = \frac{F_h'}{b(h)} \quad (2)$$

以上の方法により、各時間刻み毎の平均せん断応力 $\bar{\tau}_a$ とせん断ひずみの関係を図-2のように求め G および h を算定した。振動三軸試験(実験C)についてはポアソン比を0.4と仮定し通常の方法により G と h を算定した。

なお、実験AおよびBの堤体の作成はタンピング⁷⁾



$$G = \bar{\tau}_a / \gamma$$

$$h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad \left(\frac{\Delta W}{W} : \Delta CAB \text{ と } \Delta OAB \text{ の面積} \right)$$

図-2 実験記録の代表例

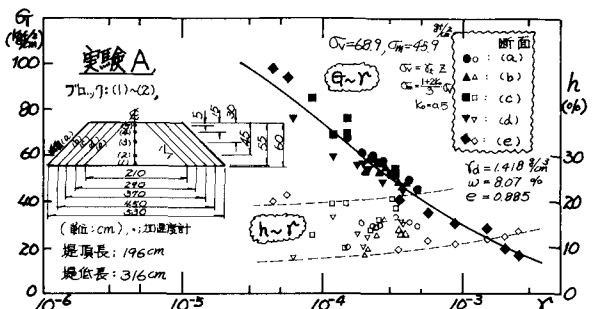
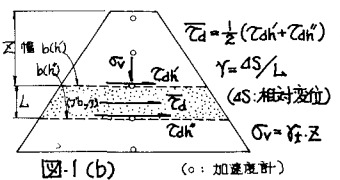
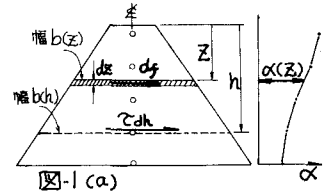


図-3 $G \sim \gamma$ 関係 (実験A)

ローラー(自重160kg、径60cm)を用いて行った。

3 実験結果

図-3は、堤高を一定として堤頂及び堤敷幅を図中K示す5種類に変化させて行った実験断面(a~e)の σ_v 、 h 、 γ 関係を代表的Kでプロット(1)~(2)〔加速度計埋設位置(1)および(2)に挟まれる部分〕について示したものである。この結果より、断面(a)~(e)の σ_v と γ の関係はほぼ同一の傾向となっており、断面の違いによる影響は無視できることがわかる。一方、 h は図中破線で囲んだ範囲に分布しており、バラツキは大きい。

図4は、堤高1.5mの堤体について行った振動実験のデータから σ_v と γ および h と γ の関係を求めたものである。 σ_v と γ 関係Kは幾分データのバラツキがあるが、各プロットの平均的な値は図中の実線で表わすことができ、上部のプロットほど σ_v の値は小さくなっている。 h はプロットの違いによる明確な相違は認められない。

図-5は、実験A~Cの σ_v と γ の関係を示している。図中特に太く示した線は $\sigma_m = 50 \text{ kg/cm}^2$ のものであり、実験AとCはほぼ同一傾向を示し、実験Bは他より大きな σ_v の値を示している。なお、実験Cに用いた供試体は実験AおよびBの堤体の性状に合うように締固めて作成したものである($\gamma_d = 1.415 \text{ g/cm}^3$, $w = 8.11\%$, $\sigma_m = 0.05 \sim 2.0 \text{ kg/cm}^2$)。

以上の結果をもとに σ_v の拘束圧依存性を調べた。この結果は図-6に示すとおりであり、実験Cでは $\sigma_m = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ 付近を境として直線の傾きが異なっているようである。また、実験AおよびBの直線の傾きは実験Cの $\sigma_m < 0.2 \text{ kg/cm}^2$ の結果に近く、特に実験Aでは σ_v の値もかなり近い結果となっている。

図-7は各々の実験の h と γ の関係を示したものである。実験AおよびBにおいて特にバラツキが大きく、拘束圧別にデータを示すことは困難でありデータに幅をもたせて示した。図より、実験AおよびBの h の値は全体的に高いことがわかる。しかし、実験Cでは逆に非常に低い結果となっている。

4. まとめ : 本研究より考察されることは次のとおりである。1) 模型の変形特性を調べるに当り通常用いられている三軸試験機では性能および測定上の限界がある。2) 振動台を用いた実験から σ_v および h の測定は可能であると考えられる。3) 低応力下の σ_v の拘束圧依存性は通常の結果より低い。なお、本研究は前報(1)に続くものである。
(参考文献) 1) 西松 親(1978) "地震時の砂地盤における同様な水圧の上昇と液状化", 第10回日本地震工学会シンポジウム。 2) Pedro De Alba, C.K. Chan and

H.B. Seed (1975), "Determination of Soil Liquefaction Characteristics by Large-Scale Laboratory Tests", EERC 75-14

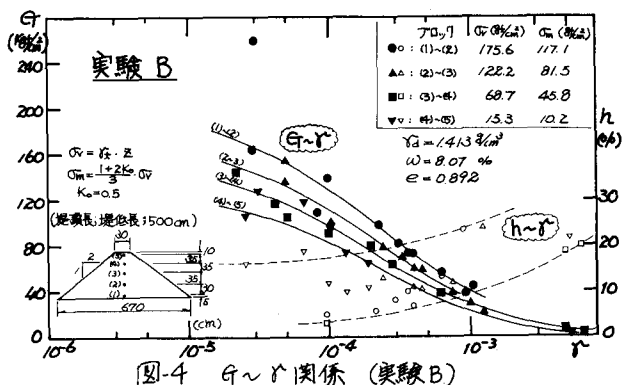


図-4 σ_v と γ 関係 (実験B)

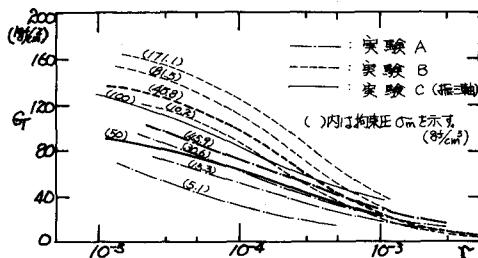


図-5 σ_v と γ 関係 (実験A,B,C)

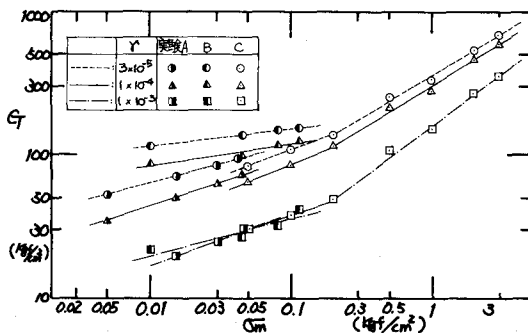


図-6 σ_v と σ_m 関係 (実験A,B,C)

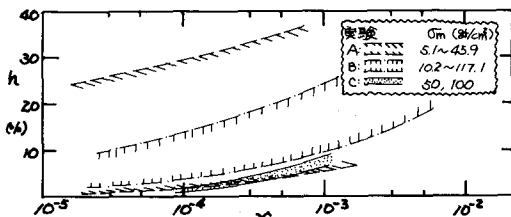


図-7 h と γ 関係 (実験A,B,C)