

1. はじめに

1978年に発生した伊豆大島近海地震¹⁾²⁾では、持越鉱さいダムが液状化によって破壊し堆積物の流出事故が発生した。これを契機に鉱さいの液状化強度に関する研究は進められたが³⁾、鉱さいダムのかん止堤部や全体の安定性に関する研究は多くない。

本研究では安定性が低いといわれるアップストリーム法の鉱さいダム模型を作製して遠心模型実験を行い、地震により液状化した鉱さいダムかん止堤の挙動について調べた。そして、地震加速度と液状化による土圧の増加を考慮した極限平衡法による安定解析を行い、その妥当性を確認した。

2. 実験概要

本研究では内寸 22.7cm×43cm×12cm の剛土槽内に鉱さいダム模型を作製し約 40g 場における動的遠心模型実験を行った。図 1 に動的遠心模型実験に用いた 3 ケースの模型の概略を示す。勾配と高さが同一で天端長さのみ異なるかん止堤を組合せており、各かん止堤の接合面である天端長さを変化させる事でかん止堤の水平変位に対する安定性を変化させた。図中の値は模型スケールで示してある。以後、上部のかん止堤を 1 段目とする。かん止堤盛土にはカオリン粘土と珪砂 8 号を乾燥重量比 2:1 ($\rho=2.7\text{g/cm}^3$) で混合したもの(以下、混合砂)を用いて、締め固め度 $D_c=99\%$ ($\gamma=20.0\text{kN/cm}^3$)、含水比 $w=21.1\%$ 、飽和度 $S_r=92.0\%$ の盛盛土を作製した。鉱さいを模擬した堆積砂には珪砂 8 号を用い、空中落下法で $D_r=40\%$ にゆるく堆積させた。堆積砂内に加速度計と水圧計を設置し、盛土内にも加速度計を設置した。かん止堤 1 段目には沈下の挙動を測定するためにポテンシオメーターを設置し、2,3 段目には側方流動の挙動を測定するために変位計を設置した。鉱さいダムには排水施設が設置されているが、本研究では豪雨等により鉱さいが飽和した事を想定した。初期条件を明確にするために、図 1 に示す様にゴムメンブレンを盛土と堆積砂の間に挟み込み、かん止堤の含水比が実験中に変化することを防いだ。作製した模型に約 95kPa の圧力状態で水の約 50 倍の粘性を有するメチルセルロース水溶液を堆積砂の表面まで通水した。通水完了後、遠心加速度を 40g まで上昇させ、水平方向に振動実験を行った。加振は最大加速度約 70gal、200gal、250gal(原型スケール)の 3 段階のステップ加振である。以後、実験結果は原型スケールによって示す。

3. 実験結果

図 2 に全ケースの A,B,C 地点の 200gal 加振における最大過剰間隙水圧の深度分布を示す。図 2 の破線で示した最小応力とはかん止堤を除いた鉛直有効土被り圧であり、実線で示した最大応力とはかん止堤 1 段目天端からの有効土被り圧である。いずれのケースも全地点で最小応力以上となっている事から堆積砂は液状化したものと考えられる。また 250gal 加振では同様に全ケースで液状化がみられ、70gal 加振では液状化に至らなかった。図 3 に Case1 の実験前後の写真を示す。堆積砂が液状化し、1 段目のかん止堤は浮力が小さいため沈下した。また、液状化が生じる事によって土圧が増加するため盛土 2,3 段目は側方に変位した。かん止堤 1 段目横は堆積砂が約 0.6m と浅く土圧が小さいため、側方流動よりも沈下が起こったと考えられる。なお、かん止堤 1 段目にはクラックが生じ左側の部分が折れ曲がるように沈下した。実験で観察された模型の変形状況より、設定した破壊メカニズムを用い水平方向の極限平衡法による安定解析を行った。

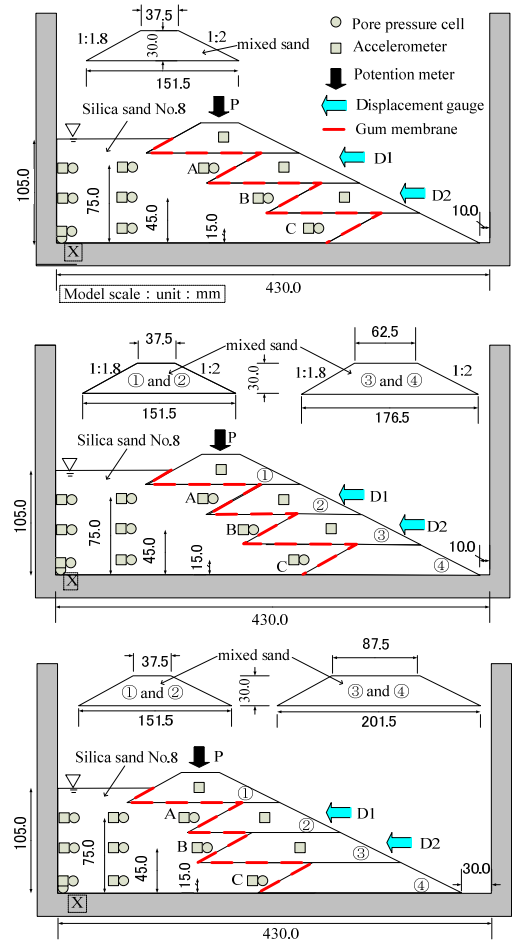


図 1 動的遠心実験の模型概略図 (上:case1 中:case2 下:case3)

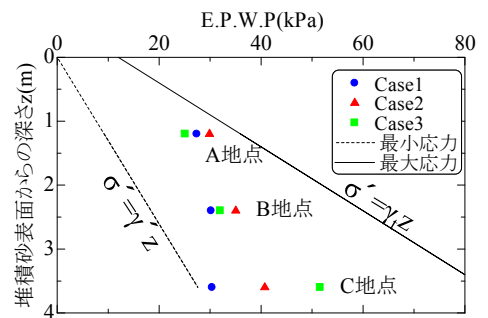


図 2 最大過剰間隙水圧分布

4. 極限平衡法

図4に極限平衡法のモデルを示す。かん止堤盛土には静土水圧 P_1 、加振によるかん止堤盛土の慣性力 P_f 、液状化した堆積砂の動土水圧 P_{dwg} が働く。動土水圧は Westergaard⁴⁾の式を用いて算出した。これらの合力を滑動力 T とし、次式により表わされる。

$$T = \int P_1 dz + \int P_{dwg} dz + \sum P_f \quad (1)$$

ここで γ_{sat} は堆積砂の飽和単位体積重量、 H は堆積砂の高さ、 h_1 は圧力が働く高さ、 W は盛土の単位奥行き当たりの重量、 Kh は水平震度係数であり本研究では盛土内に設置した加速度計測値である。図5に液状化前後の抵抗力図を示す。図中の c_d は粘着性 7.5kN/m^2 、 ϕ_d はかん止堤内部摩擦角 37.9° を示しており、共に排気・排水状態で一面せん断試験より求めた。 l_1 は下段盛土の天端長さ、 W と W_1 は盛土の単位奥行き当たりの重量である。堆積砂は液状化する事により強度を失う。そのため抵抗力は液状化前の抵抗力 S_0 から S_1 に低下するので、図5に示す様にかん止堤奥行き重量 W も液状化後は W_1 のみ考慮した。液状化による抵抗力の低下を過剰間隙水圧を考慮し表現した式を次式に表わす。ここで r_u は水圧計測値の過剰間隙水圧比である。

$$S = (S_0 - S_1)(1 - r_u) + S_1 \quad (2)$$

Case2の200gal加振時の盛土2段目に対して滑動力 T と抵抗力 S を上記の(1)、(2)式より求め、かん止堤2段目の水平変位に対してプロットしたのが図6である。抵抗力は、加振により過剰間隙水圧比が大きくなるにつれ低下していく。約0.24秒付近で滑動力が抵抗力を上回っており、ほぼ同時に水平変位が増加しはじめていることが分かる。滑動力と抵抗力より安全率 F_s を求め、次式に表わす。

$$F_s = S/T \quad (3)$$

(3)式より求めた全ケースの各加振における最小安全率とかん止堤2段目の水平変位との関係を図7に示す。安全率が1以下のケースのみ水平変位が生じている事が分かる。また、安全率が低いほど水平変位が大きくなっている。以上の事より本研究での極限平衡法よりかん止堤の安定性が評価出来ることがわかる。

5. まとめ

本研究より得られた知見を以下にまとめる。

1. かん止堤の土が強度低下を生じなければ、堆積砂が液状化し土圧が増加する事でかん止堤盛土は側方に変位する。
2. 本研究での極限平衡法における安定解析によりかん止堤の安定性が評価出来る。

参考文献

- 1) 安田進: 液状化の調査から対策工まで, pp170-176, 鹿島出版会
- 2) 大草ら: Slope failures and tailings dam damage in the 1978 Izu-Ohshima-Kinkai earthquake, Engineering geology, Vol.16, Issues 3-4, 1980, P.P 195-224
- 3) 石原ら: Cyclic Strength of Undisturbed Mine Tailings, Proc.of the Int.Conf.on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp.53~58, 1981.
- 4) Westergaard : Water pressures on dams during earthquakes. Transactions ASCE 1933; paper no.1835:418-72

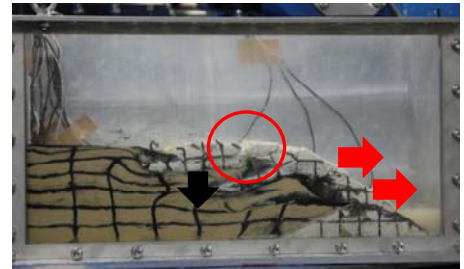
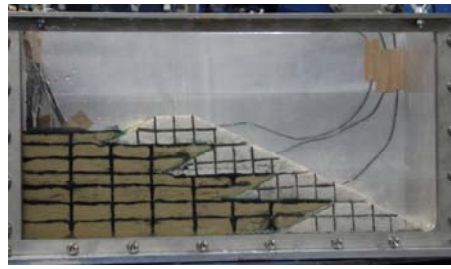


図3 Case1 加振前後の様子(左:加振前 右:加振後)

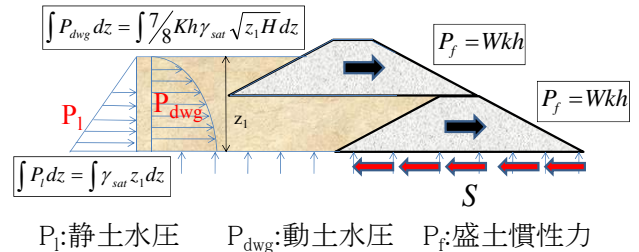
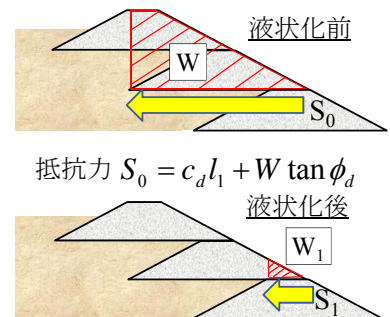


図4 極限平衡法力学モデル



$$\text{抵抗力 } S_1 = c_d l_1 + W_1 \tan \phi_d$$

図5 液状化前後の抵抗力図 (上:液状化前 下:液状後)

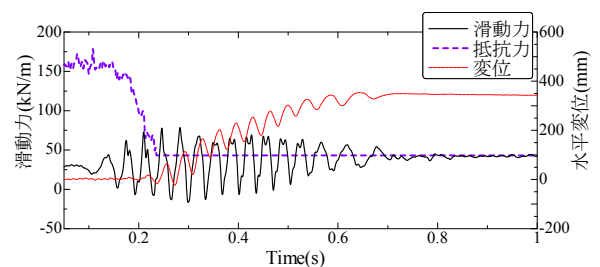


図6 滑動力、抵抗力、変位の関係

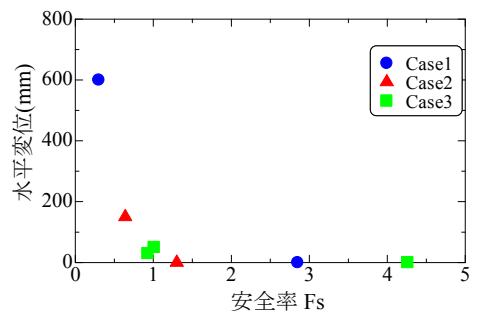


図7 安全率と水平変位の関係