

地震時の斜面の運動に関する一考察

東大工学部 正員 石原研 功

軟弱地盤上に作られる鉄道や道路の盛土は常時には安定であっても地震によって崩壊することが多い。特に梅雨期や台風期に大地震があると盛土や地盤の土は飽和状態に近くなっているので、すべりの危険性は倍加することになる。そこで飽和土から成る軟弱地盤上の盛土が地震によってすべり出した時の変位を求める問題について考えてみることにする。すべりがまさに起こる時の加速度は限界加速度と呼ばれるが、これと与えられた盛土について求めてみると、N.M. Newmark⁽¹⁾の提案した考えにとづいて、地震時のすべり土塊の変位量を大体推定できると考えられる。この考えに従うと、具体的な斜面について、いかに限界加速度を求めるかということが最も重要な問題となってくる。

1. 振動時の土の強度

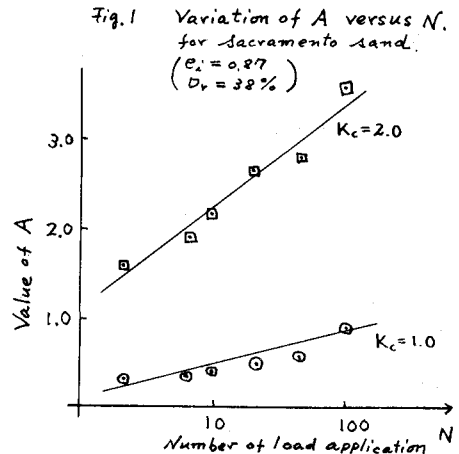
非等方圧密した後で非排水状態で三軸振動試験を行った結果が K.L. Lee-H.B. Seed⁽²⁾によって報告されているが、この種の実験結果より N 回載荷した後の強度 C_N は次式で与えられる。

$$C_N = \frac{1 + (K_c - 1)A_N}{1 + (K_b - 1)A_N} \cdot \frac{(K_b - 1)(K_b + 1)}{2\sqrt{K_b(K_c - 1)}} \cdot \bar{\tau}_{fc} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 K_c は圧密時の主応力比 $K_c = \bar{\sigma}_c / \bar{\sigma}_c$ 、 $A_N = \text{porewater pressure coefficient}$ 、 $K_b = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ (ϕ は排水試験その他によってえられる有効応力に關する内部マサツ角)、 $\bar{\tau}_{fc}$ はすべり面に作用する圧密時の剪断力、とする。式(1)は排水試験からえられたモーアの破れ線と Cohesion intercept が 0 になるような正規圧密土に対してのみ成り立つものである。小さい動的荷重でも何度と非排水状態で加えていると次第に間隙水圧が上昇してくるので A_N の値は荷重回数 N と共に増加してくる。ゆえに Sacramento sand ($e_s = 0.87$, $D_r = 38\%$) に対して K.L. Lee-H.B. Seed⁽²⁾ がえた実験結果を整理して A_N の値を N に対してプロットすると図 1 のようになる。この図より A_N の値が圧密時の主応力比 K_c によって大きく変わることが知られる。

2. すべりの計算

以上の強度に關する考えに従うと、動的荷重が加わった時の強度は、圧密時(常時)にすべり面に作用している剪断力 $\bar{\tau}_{fc}$ に比例して増大することになる。この剪断力を求めるためには、まず常時にあける安定計算を行う必要がある。この計算には long term stability を規定する内部マサツ角 ϕ を用いる。こうして求めた $\bar{\tau}_{fc}$ を(1)式に用いて動的強度 C_N を求める。そして、この C_N を用いて最後に $\phi = 0$ analysis を行って限界加速度を求める。この際、 C_N は荷重の回数と共に変化するから N を変えて何度も計算をする必要



がある。以上の考えは J. Low-Karafiath⁽²⁾ がアースダムの drawdown の安定計算に関して提案したものと軌を一にするものである。さて、次にどのような公式を用いて安定計算をするかが問題になるが、常時の計算に対しては、円形すべり面について Bishop が提案した式を用いるとする。限界加速度 a を求める時には Bishop の式を modify した次式を用いると都合がよい。

$$\frac{a}{g} = \frac{\sum C_{Ni} - w_g'}{w_a'} \quad \dots\dots (2)$$

ただし、 C_{Ni} は各層の slice に関する剪断強度を表わす。

又、 $w_a' = \sum \Delta \bar{w}_i (\cos \alpha_i - \frac{1}{2} \bar{y}_{hi}/\bar{R})$, $w_g' = \sum \Delta \bar{w}_i \sin \alpha_i$; $\Delta \bar{w}_i = \Delta w_i/H$, $\bar{y}_{hi} = y_{hi}/H$, $\bar{R} = R/H$ とする。(その他の記号に関しては図 2 参照)。

以上の方法にもとづき電子計算機で計算した一例を示すと図 3 のようになる。地盤は図 1 のような特性を有する飽和砂であると仮定し、盛土材料の A_N は 0.7 として振動と共に変化しないものと仮定した。盛土の断面は図 2 のごとくであり地下水面は盛土の底面にあると仮定した。計算に用いたその他の常数は図 2 に示してある。すべり面の中心を水平方向に動かして 5 点とえらび $D=1.1$ として、それぞれすべり面に対応する限界加速度と荷重の回数に対してプロットしたものが図 3 である。図の右の方表に中心点の位置の座標 $\bar{x}_a$ と常時の安定計算からえた安全率 F_s が示してある。

図 3 よりまず限界加速度は荷重の回数と共に次第に減少して行くことがわかる。荷重の回数の増加に伴って A_N が小さく最終には間隙水圧が圧密時の静水圧に等しくなり流動化がみこり、この時限界加速度は 0 となって大きな slumping や flow が発生することになる。以上の例では最小の限界加速度を与えたすべり面に対する結果は示していないが、実際には数多くの試算を行って最小の限界加速度を与えたすべり面を求める必要が生じる。

文献表

- (1) N. M. Newmark: "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotechnique No.1 (1965)
- (2) K. L. Lee & H. B. Seed: "Dynamic strength of Anisotropically Consolidated Sand", Proc. A.S.C.E. SM.5. (1967)
- (3) J. Low & L. Karafiath: "Stability of Earth Dams upon Drawdown", Proc. 1st Pan American Conf. of Soil Mech. Vol. II (1960)

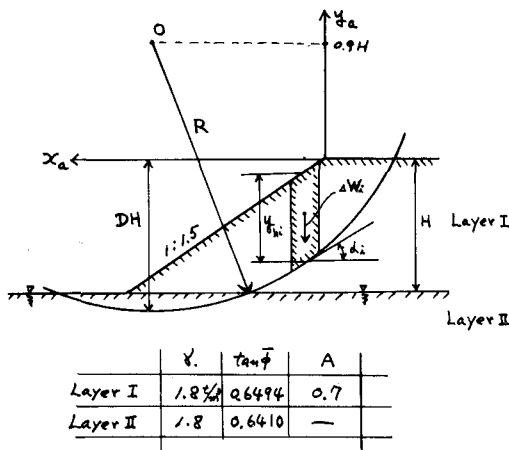


Fig. 2. Computation of stability of earth fill, founded on saturated sand.

