

Ⅲ-59 砂質盛土の崩壊に関する研究

九州大学工学部

ク
ク

正員

学生員

内田一部

○鈴木敦己

谷口嘉紀

まえがき 盛土における浸透水の作用に着目して、その崩壊の機構を知るために、まず実験的にこれを調べ、次に理論的な検討を行なった。

試料には、崩壊しやすく、かつ解析を容易にするため比較的粗い砂を用いたが、その性質は表-1及び図-1の通りである。

実験方法 写真-1にあるように実験槽の中に、図-2に示す断面寸法で、長さ1mの盛土をつくり、雨の代りに同図のように天端だけに $0.082 \text{ cc/sec/cm}^2$ の水を一樣に散いた。また、実験は次の構造の盛土について行なった。すなわち、

- (i) 砂だけによるもの
- (ii) ノリ尻にフィルターとして碎石を入れたもの
- (iii) 天端から5cmの深さの面にビニールフィルムを敷き、ノリ肩と斜面にそれぞれ碎石で排水設備を施したもの

但しこれらの盛土の間けき比は0.7~0.9とした。

また水位は図-2のようにして数本のマンメーターを用いて測定した。

実験結果 上のようにして実験を行なった所、(i)、(iii)が崩壊し、(ii)は崩壊しなかった。ここで(iii)がくずれたのは、盛土の透水が非常によいため、斜面の排水溝が役に立たなかったのであろう。また崩壊のしかたはいずれの場合も、まず浸透圧でノリ先がわずかにくずれ、しばらくしてから1~2回にわたって崩壊した。

水位の高さは(i)、(iii)、(ii)の順であった。なお図-3に(i)の場合の崩壊時の水位を示す。同図では実線の水位は崩壊時の実測水位で、点線は後に示す(3)式によって、同時刻の水位を計算して求めたものである。

理論的検討 図-3のようにノリ先を原点として、座標軸をとり、一般的に図-4のように、微小区間 δx

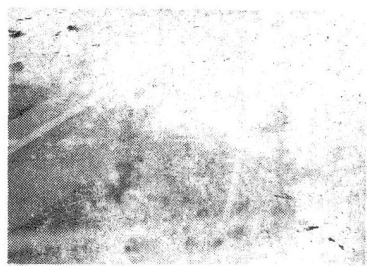
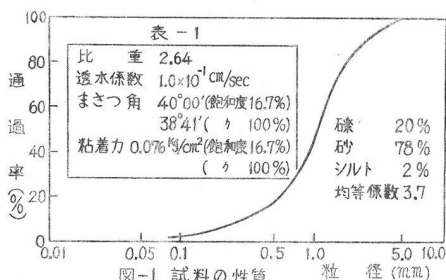
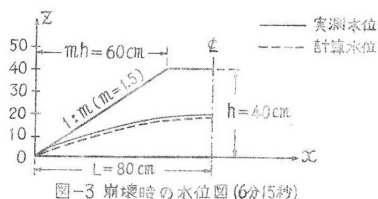
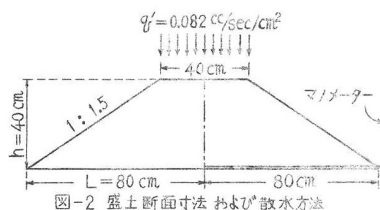


写真-1 実験装置



における δt 時間内の水位の変化を考えてみると、連続の方程式から(1)式が得られる。

$$\frac{\partial q}{\partial x} + q' = n(1 - S_r) \frac{\partial z}{\partial t} \quad \text{----- (1)}$$

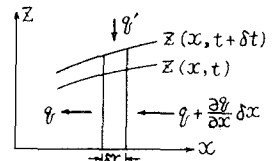


図-4 水位解析図

但し、 q は x における鉛直断面を水平に通る単位奥行き当りの流量、 q' は単位面積当りに上から給水される量、 n は砂の間けき率、 S_r は盛度の飽和度、 z は x 点での水位、 t は時間。

次にダルシーの法則が成立つとして、(1)式で $q = k \frac{\partial z}{\partial x} z$ (k は盛土の透水係数) とし、それに $z^2 = y$ の置換をし、途中 $\frac{\partial y}{\partial t}$ の係数 $\frac{n(1-S_r)}{kV_y}$ を常数 a^* とおき、更に本実験の給水条件を考慮すると(1)式は次のようになる。(*これは分母の V_y の変動を無視して常数と考える。)

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \begin{cases} a \frac{\partial y}{\partial t} & (0 \leq x < mh) \\ a \frac{\partial y}{\partial t} - K & (mh < x \leq L) \end{cases} \quad \text{但し } K = \frac{2}{k} q' \quad \text{----- (2)}$$

この(2)式を、① $y(x, 0) = 0$ 、② $y(0, t) = 0$ (但し定常状態では地下水面がノリ面を切る点を x_e 、 z_e として、 $y(x_e) = z_e^2$ とする)、③ $y'_x(L, t) = 0$ 、④ y 、 y'_x とともに $x = mL$ で x についての連続関数、という条件のもとにとくと、次のようになる。

(非定常状態)

$$y(x, t) = \begin{cases} K(L - mh)x - 16KL^2 \sum_{n=0}^{\infty} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 t}{4L^2}} \frac{\cos(2n+1) \frac{\pi x}{2L}}{(2n+1)^3 \pi^3} \sin(2n+1) \frac{\pi x}{2L} & (0 \leq x \leq mh) \\ -K(L - x)^2 - \frac{K}{2}(L^2 - m^2 h^2) - 16KL^2 \sum_{n=0}^{\infty} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 t}{4L^2}} \frac{\cos(2n+1) \frac{\pi x}{2L}}{(2n+1)^3 \pi^3} \sin(2n+1) \frac{\pi x}{2L} & (mh \leq x \leq L) \end{cases} \quad \text{----- (3)}$$

(定常状態)

$$y(x) = \begin{cases} K(L - mh)x + z_e^2 - K(L - mh)x_e & (0 \leq x \leq mh) \\ -\frac{K}{2}x^2 + KLx + z_e^2 - K(L - mh)x_e - \frac{K}{2}m^2 h^2 & (mh \leq x \leq L) \end{cases} \quad \text{----- (4)}$$

ところが表-1の k を用いた計算水位は実測より高く合わず、別に本実験と同じ方法で q' を少くして、定常状態の x_e 、 z_e から逆算して求めた k を用いれば、図-3のようにだいたい良く合った。

また崩壊したものについて、ノリ先で底に接する円弧すべり面と仮定して安定計算をしたところ、円弧の半径が小さいものほど安全率が小さかった。

むすび 実験及び理論的検討の結果を総合すれば次の事がいえる。1. 浸透水による盛土内の水位は(3)式に従って上昇し、それがある高さまでくると、崩壊を生ずる。またこの水位の計算では k の値が非常に問題である。2. 崩壊の仕方はノリ先から始まり、ある高さまで上に向かって進むようである。

参 考 文 献

1. 斎藤迪孝, 「盛土斜面の崩壊について」, 土質工学会, 「土と基礎特集号 N0.6」(昭和37年)
2. 内田一郎, 「乾燥砂中への水の滲透について」, 土木学会, 「土木学会誌」, 第37巻第6号(昭和27年)
3. 山内豊聡, 「土質力学」
4. K. Terzaghi & R.B. Peck, (小野薫, 星埜和, 加藤渉, 三木五三郎共訳) 「 Terzaghi 土質力学 (基礎編)」