

まさ土による盛土地盤の浸透破壊について**

島 重 章*

(昭和57年10月4日受理)

Properties of Seepage-Caused Failure in Embankments using Decomposed Granite Soils**

Shigenori SHIMA*

(Received Oct. 4, 1982)

Decomposed granite soils are generally called *Masa-do* and are widely distributed in the south-western part of Japan. Specifically, around Hiroshima, the residual soil in decomposed granite soils of the Hiroshima type extends from 10 to 50 metres under the surface. Therefore, it affects earthwork in this area. This gives rise to many accidents for the reason that safety is lost due to the unclear course of water seepage causing effluences of the earth and alterations of the ground.

This paper reports on laboratory work using a rectangular section of compacted decomposed granite soils as a model for the seepage ground. The resulting figures on water levels, moisture content and strain meter readings are considered and the characteristics of seepage by the relaxantion method are examined, showing the factors involved in destructive seepage effects.

目 次

1. はじめに
2. 浸透と破壊
3. 実験装置・方法
4. 結果および考察
5. おわりに

1. はじめに

地盤の表層は常に何らかの破壊エネルギーを被っているが、それは地域の気象条件、地質地形条件、地震

営力、人工的構築物およびその建設に伴う作用などである。そのような力が1つあるいは2つ以上作用することによって、表層破壊が生じるものと考えられる。このような場合の破壊とは、すべり、陥没、亀裂、沈下および浸食などの現象として表われるが、特に降水や浸透水による地盤の安定性の変化や、崩壊の予測などについては、いまだ解明されていない点が多い。¹⁾

ここでは、その対象となる地盤を風化花崗岩土に限って浸透崩壊実験を行い、種々の計測結果を得たのでここにその結果を報告する。

風化花崗岩土とは花崗岩系岩石（花崗岩、花崗せん

* 土木工学教室

** 昭和57年9月17日広島工業大学研究発表会にて発表

緑岩など)の風化残積土のことで、それらは一般にま
 さま土と呼ばれ、わが国の西南部に広く分布している。
 それらは、

- (1) 土粒子が破碎しやすく、物理的・化学的作用の
 下で不安定である。
 - (2) 風化の程度とそれに伴う鉱物組成により土質性
 状はさまざまである。
 - (3) 降雨や浸透水に対して弱いため、ことのほか災
 害を引き起こしやすい。
- などの特性を有している。²⁾

このようなまさま土の分布は、広島を中心とする瀬戸
 内海沿岸にも広く、特に広島型花崗岩類の風化残積土
 が表層 10~50 m にわたり堆積している。従ってこの
 地域の切土、盛土工事に与える影響が大である。特に
 浸透水による安全性の変化は不明確な要素が多く、盛
 土地盤の表層浸透による土砂流出や、地盤の変動など
 が多々発生している。³⁾

そこで本報告は、締固めたまさま土の室内浸透試験を
 実施し、浸透圧下の浸透特性、変形特性について考察
 したものである。

2. 浸透と破壊

(1) 浸透水に関する基本量

土中水の運動式はダルシーの法則で与えられる。浸
 透水の流速は動水勾配が大きい程大きく、ある範囲ま
 では浸透流を層流とみなすことができる。このとき座
 標 x 方向の流速 v_x は次式で与えられる。⁴⁾

$$v_x = k_i i_x = k \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{式(2-1)}$$

ここに、 k は土の透水係数

i_x は x 方向の動水勾配を表わす。

いま図-1に示す装置を考え、土の断面積を A 、長
 さを L 、水槽水位を一定に保ち、それぞれ H_1 、 H_2 と
 すると、 $H_1 > H_2$ であれば、水は土中を左から右へ向

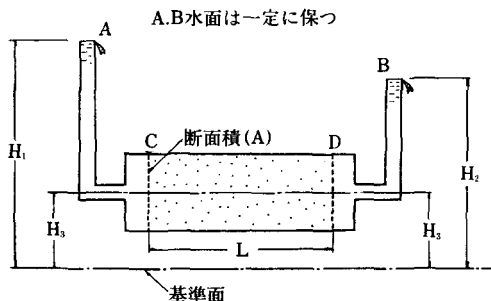


図-1 土中を流れる水平浸透流

って浸透し、その浸透水量 q_x は

$$q_x = v_x A = kA \frac{H_1 - H_2}{L} \quad \text{式(2-2)}$$

となる。⁵⁾

(2) 長方形断面堤体の浸透量

図-2に示したような最も単純な形状の長方形断面

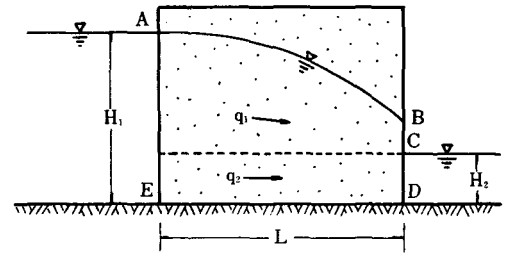


図-2 長方形断面堤体の浸透線

を有する堤体内の浸透については、デビュイの仮定
 に従う自由地下水面を保つ場合と、自由水面を放物線
 と仮定する方法がある。デビュイの仮定に従う自由
 地下水面はBとCが一致することになり、その流量 q
 は次式で与えられる。

$$q = k_x \cdot h \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{式(2-3)}$$

この式(2-3)に境界条件

$$x=0 \text{ のとき } h=H_1$$

$$x=L \text{ のとき } h=H_2$$

を代入すると浸透流量は

$$q = k \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L} \quad \text{式(2-4)}$$

で表わされる。⁶⁾

従って、幅 a の長方形断面堤体の透水係数 k は、

$$k = \frac{2q}{a} \frac{L}{H_1^2 - H_2^2} \quad \text{式(2-5)}$$

となる。⁷⁾

(3) 流線網

浸透流れの様相を具体的に理解するには流線を描け
 ばよい。簡単なモデルには図式解法が用いられる
 が、⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾ここではポテンシャルのある流れについて、
 リラクゼーション法を用いて流線網の数値解法を適用
 する。

定常浸透流を解く場合、多くの場合与えられた条件
 のもとにラプラス型の方程式を解くことになる。いま
 二次元浸透流を考えると、透水性が均等一定の地盤で
 あれば、

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad \text{式(2-6)}$$

である。この場合境界条件を満足するという制約条件のために直接、数式を解くことが困難である。そのため近似的に数値解法が用いられる。

対称格子に関しては図-3(a)より点 A, B にお

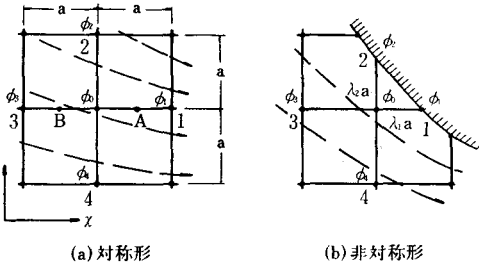


図-3 リラクゼーションにおける格子区分

る $\partial\phi/\partial x$ の値を ϕ_1 および ϕ_0, ϕ_3 および ϕ_0 で表わし、ついで $\partial^2\phi/\partial x^2$ の値を中央節点における ϕ の値で表わし、それを ϕ_0 について解くと

$$\phi_0 = \frac{1}{4}(\phi_1 + \phi_2 + \phi_3 + \phi_4) \quad \text{式(2-7)}$$

ここに $\phi_0, \phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4$ は格子網の節点における流れ関数値

同様に、非対称格子網について述べると、図-3(b)より水に接している点0においては、点1と言う格子網の節点が存在しないため、流れ関数値 ϕ_1 が無い。ここで鏡像の原理を使用し、 $\phi_3 = \phi_1$ とすると、

$$\phi_0 = \frac{1}{4}(\phi_2 + \phi_4 + \phi_3 \times 2) \quad \text{式(2-8)}$$

として計算できる。⁴⁾

(4) 流線と等ポテンシャル線

リラクゼーション法により求めた流れ関数値より流線を描き、それと直交するように等ポテンシャル線を描く。ここで図-4のように2本の隣接する流線間に

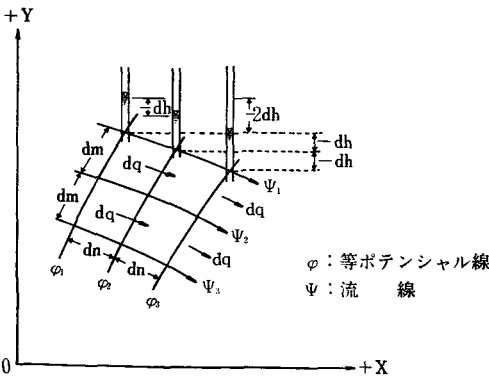


図-4 流線と等ポテンシャル線

N 個の正方形があるものとする、流線に沿った水頭損失は上下流の水位差を H とすれば、 $dh = H/N$ である。このとき幅 d_m の正方形に沿った水頭勾配 i は

$$i = \frac{dh}{d_n} = \frac{dh}{d_m} = \frac{H/N}{d_m} \quad \text{式(2-9)}$$

であり、一つの流路を通る浸透流量 dq は

$$dq = k \cdot \frac{H}{Nd_m} \times d_m = k \frac{h}{N} \quad \text{式(2-10)}$$

となる。もし矢板壁の下を回る浸透流の隣接する等ポテンシャル線間の正方形の数が M 個であれば、浸透流の単位奥行当りの流量 q は

$$q = M \cdot dq = M \cdot \frac{kH}{N} = k \cdot H \cdot \frac{M}{N} \quad \text{式(2-11)}$$

となる。⁶⁾

(5) 浸透圧による地盤崩壊

土中の水が静止状態にあると、土粒子に作用する影響は揚圧力だけであるが、水が流動状態の場合に、土粒子には流れの方向すなわち、流線の接続方向に浸透圧が作用する。いま浸透圧の地盤の安定への影響について図-5の No. 1, No. 2, No. 3 の各位置について考えると、No. 1 においては流線は下向きに垂直であり、土の有効単位重量 γ_e は水中単位重量 γ' と浸透圧 D の和、すなわち

$$\gamma_e = \gamma' + D$$

$$\text{ここに } D = r_w \frac{dh}{dL} = r_w \cdot i \quad \text{式(2-12)}$$

であって、土の密度増加を示している。

No. 2 においては流線は水平であって、浸透圧と土の水中重量は相互に直角に作用し、合成ベクトルは下流側へ下向きに傾斜する。No. 3 においては流れが上向き垂直であって、 D は γ' に対して垂直上向きに作用する。すなわち

$$\gamma_e = \gamma' - D \quad \text{式(2-13)}$$

となる。ここで $D = \gamma'$ のとき土は重量がないように見え、地盤は不安定となる。このような場合には、限界動水勾配や i_e や限界流速 v_e が存在する。この場合に

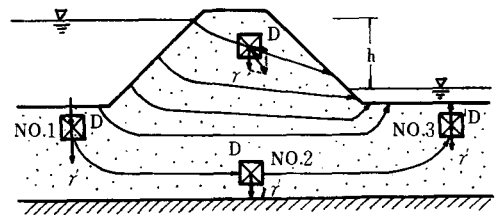


図-5 浸透圧の影響

$$D = \gamma_w \cdot i_c \quad \text{式(2-14)}$$

であって、流速 v が限界流速 v_c を越えると、 $D > \gamma'$ で γ_c は負となり、ボイリングやクイックサンド現象を生じる。このような状態では地盤の支持力が失われるので、構造物は自重によって沈下を生じる。⁸⁾

3. 実験装置・方法

(1) 試料

土試料は広島市西部の宅地造成地現場から採取したまさ土である。その各種土質試験結果は表-1に示

表-1 土質実験結果

土質試験名	試験項目	測定値
土粒子の比重試験	比重	2.65
土の粒度試験	均等係数	78.9
	曲率係数	2.6
土の液性限界・塑性限界試験	液性限界 ω_L (%)	NP
	塑性限界 ω_P (%)	NP
	塑性指数 I_P	NP
突固めによる土の締固め試験	最適含水比 ω_{opt} (%)	14.0
	最大乾燥密度 $\gamma_d \max$ (g/cm ³)	1.80
土の室内透水試験	透水係数 k (cm/sec)	4.85×10^{-4}

す。その粒度組成は土の物理的性質を示す重要な指標であるから、ここに粒径加積曲線を図-6に示す。試験結果より、この土は均等係数 $U_c \geq 10$ の、粒度分布

の良い土であり、一般の盛土用材としてはかなり密度の期待できる材料と考えられる。土質分類は三角座標分類でレキ混り砂、日本統一土質分類で $G-M$ となるが、かなり風化の進行した土であると考えられる。⁸⁾

(2) 装置および方法

試験装置は図-7に示すような、縦 55 cm、横 155 cm 幅 30 cm の片面ガラス張り鋼製水槽で、装置の左右には流入、流出用整流槽を取り付け可能である。この装置の中心に土留壁を想定して、排水口 1ヶ所をあけた支切板を設置し、この装置内の図示の位置に土試料を投入して、高さ 30 cm、長さ 65 cm、幅 30 cm に締固めた。土試料の締固め方法は木製ランマーにより数層に分けて行い、仕上り状態はプロクターニードルによる貫入抵抗値から、検定により乾燥密度および締固め回数を換算して決定し、浸透模型土層を作成した。この装置の整流槽に水を満たすことにより注水量 (Q_i) から土中浸透量が時間経過に伴い排水口から排水量 (Q_o) として得られる。土中の浸透状況は電気抵抗計を改良した含水比センサー (W-1~W-6) を埋設し、試料土の飽和状況を確認した。土中の水位変動は装置底部に接続したガラス管式マンメータ (M-1~M-2) により、経時変動量を測定した。浸透水に伴う土中の変動量は土中ひずみ計 (H-1~H-4)、地表面の土層変動量はひずみ変位計 (S-1~S-2) による測定を行い、水位上昇および土中崩壊の状況を確認した。浸透流の形態および浸透流量はリラクゼーション法による解析結果から流線網を求め、実測値との比較検討を行って、浸透特性および変形特性を考察した。

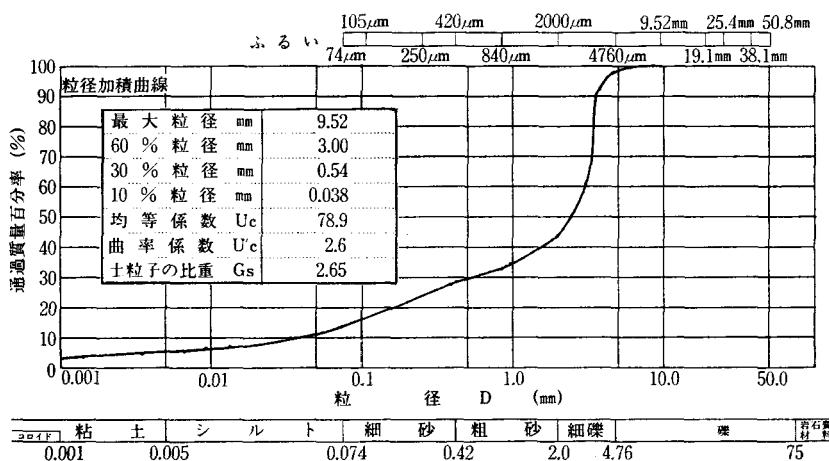


図-6 土試料の粒度試験結果

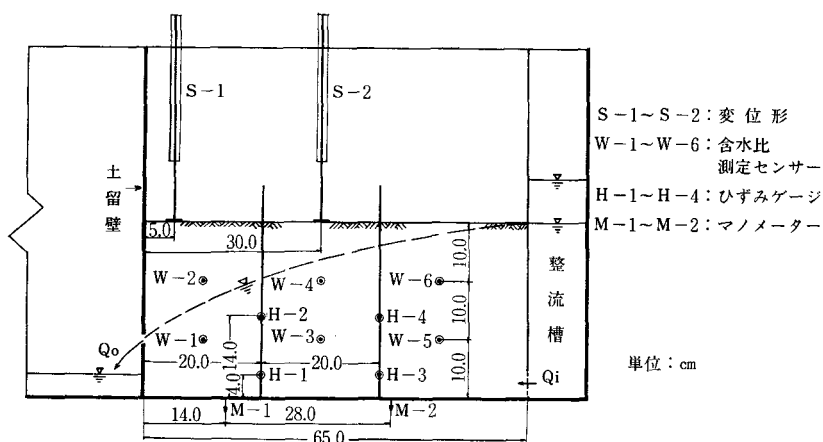


図-7 実験装置図

表-2 実験条件

項目	実験番号	1	2	3	4	5	6	7	8
室温 (°C)		15.0	14.5	12.3	12.5	13.0	14.5	12.0	12.0
水温 (°C)		14.1	13.8	11.5	11.0	11.5	11.8	13.0	11.0
初期水頭 (cm)		30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
水頭上昇開始時間 (分)		—	60	15	15	15	15	15	15
水頭上昇速度 (cm/分)		—	2/10	1/10	1/5	2/5	1/5	2/10	2/5
試料高さ (cm)		30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
貫入抵抗値 (kg/cm ²)		1.19	2.73	2.48	2.48	4.65	11.21	11.21	9.89
突固め回数 (回)		1	1	1	1	1	3	3	3
乾燥密度 (g/cm ³)		1.489	1.491	1.491	1.491	1.497	1.516	1.516	1.512
間げき比		0.78	0.78	0.78	0.78	0.77	0.75	0.75	0.75
間げき率 (%)		43.8	43.7	43.7	43.7	43.5	42.8	42.8	42.9
飽和度 (%)		86.3	84.6	99.4	96.9	96.2	78.8	74.0	76.1
試験前含水比 (%)		10.08	10.40	17.35	14.98	14.52	13.78	13.67	13.37
試験後含水比 (%)		25.37	24.80	29.12	28.37	27.94	22.22	20.85	21.60

実験方法は浸透崩壊の発生しやすいゆるづめの土層と、浸透に時間を要する密づめの土層の2種類を初期条件とした。それは表-2に一覧で示した。即ち、実験 No. 1~No. 5 が前者であり、実験 No. 6~No. 8 が後者である。更に各条件の中で浸透量の大小を変化さすために流入量に変化を与え、それを水頭上昇速度で示した。浸透は土中の間げき比に大きく影響を受けるが、ゆるづめの場合および密づめの場合の間げき比が各々得られている。これらの差は概して大きくはないが、土層表面をプロクターニードルにより測定した値を基準としたため、土層全体の値とは差があるものと考えられる。従って、それらが実験結果のパラツキの要因になると考えられるが、試験後に各層の土中含

水比を実測したことにより平均含水比が得られたこと、およびその値から求めた飽和度に締め固めの違いが表われたことから、装置内の土層は2種類に分類できることが確認された。

4. 実験結果および考察

整流槽から注水を開始すると、土層への浸透が開始される。浸透水の到達は装置底部のマノメータ水位の変化となって表われる。図-8(a)および(b)はそれらを示した。この両図は土層の締め固めによる浸透の差を明確に示している。即ち、ゆるづめの土層ではM-1とM-2の傾向は近似し、接近した線型を示した。密づめの土層ではM-1とM-2のひらきが

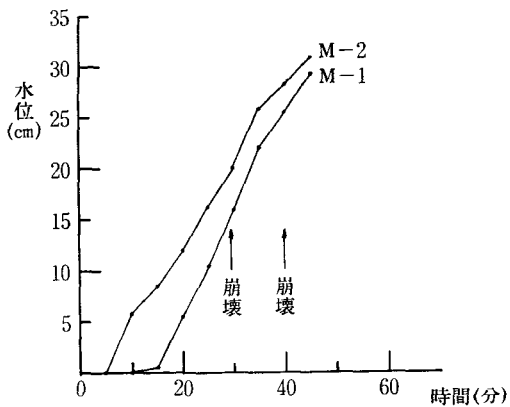


図-8(a) マノメータ水位と時間の関係(実験5)

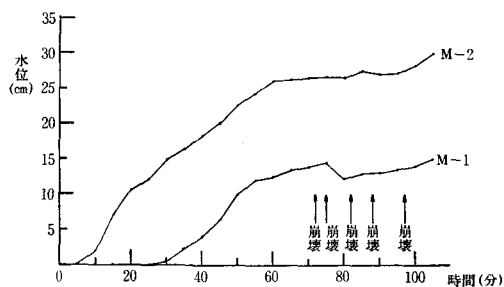


図-8(b) マノメータ水位と時間の関係(実験7)

大きく、その上昇傾度はゆるやかである。更に土砂流出によると思われる水位変化もよく表われている。

つぎに土層への浸透による飽和状態は含水比センサーにより得られる。図-9(a)および(b)に時間経過

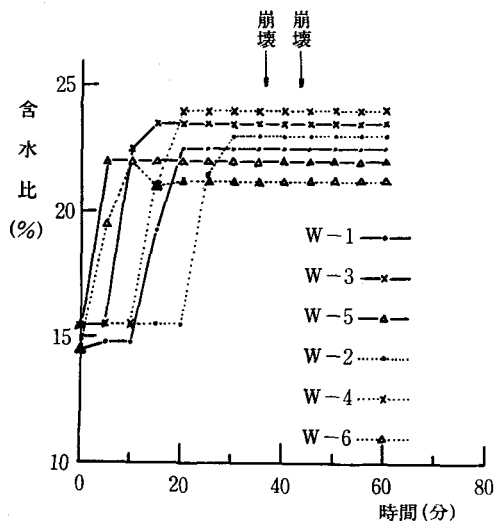


図-9(a) 含水比と時間の関係(実験4)

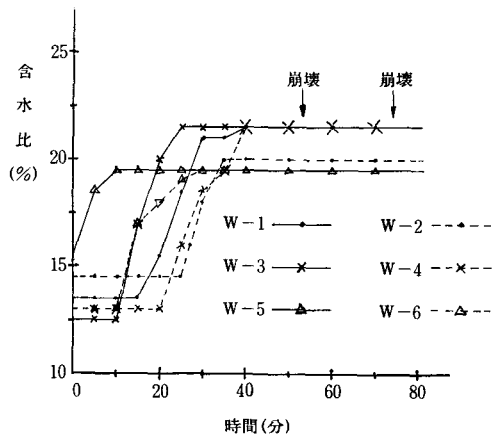


図-9(b) 含水比と時間の関係(実験6)

と含水比の変化を示した。線型の傾度はマノメータの場合と類似した。即ち、ゆるづめの場合に含水比の上昇は急であり、5~25分間で飽和状態に達したが、密づめの場合には10~40分間まで上昇を続け、ほとんどが25分以後に飽和状態を示した。土中に貯留された水分は飽和後の変化が稀少であり、実験終了後も長時間の経過により次第に減少するため、図に示す範囲の変化はまったくみられなかった。

ひずみ計測は土中ひずみ量および表面の変位量を実測した。まず図-10に土中ひずみの1例を示した。埋設位置による違いが各々に生じたと判断される。H-

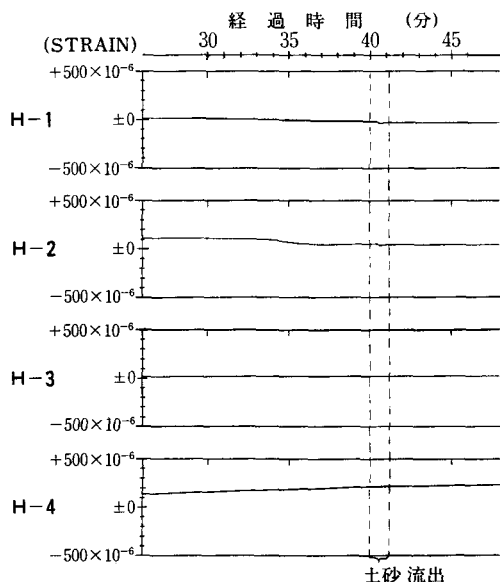


図-10 土中ひずみ計測結果(実験5)

1およびH-3は土層底部であり、H-2およびH-4は土層中央付近であることから、浸透水の流れの集中すると思われる中央部に加圧が生じたと考えられる。H-1およびH-2は排水口に近い位置にあるため、土砂流出に伴う土中ひずみの変動が小段の形で表われたと考えられる。つぎに表面の変位は変位計S-1およびS-2による結果を図-11に示した。排水口

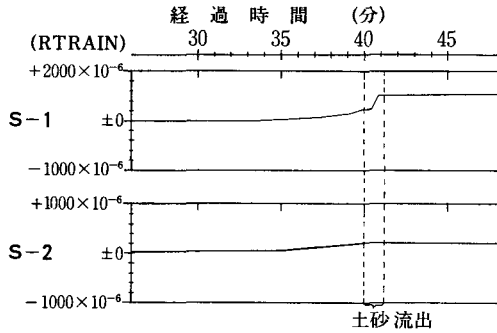


図-11 表面沈下計測結果(実験5)

からの土砂流出に伴う地表面の変動は顕著である。特にS-1は地表面陥没の影響が生じて、それに伴いS-2の地表面も変動していることがわかる。両方に変位の漸次増加が認められ、その累積が崩壊に到っていることより、これら変位計測は崩壊発生の予測手段の要素になると判断される。⁹⁾

以上のような各点における計測は、その位置での変化をとらえた応答を示すが、これらは装置全体の浸透

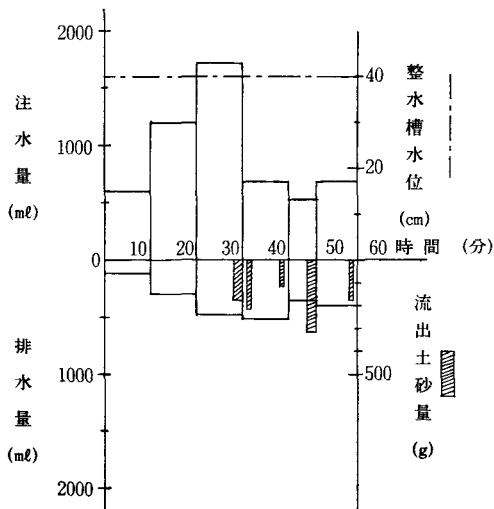


図-12 注水量と排水量、土砂流出量の関係(実験7)

流出の変化と対応させて考察する必要がある。そこで、図-12に注水量、排水量および土砂流出量の関係を1例で示した。排水口から浸透水が流出し始めた後も、排水口より上部の土層への浸透が生じるため、注水量と排水量との間には量的差が大きい。更に、土層全体が飽和状態になるのとほとんど同時に、排水口から土砂流出が見られ、崩壊の発生進行が確認された。それらを各実験について浸透量と流出土砂量との関係で示したのが図-13である。ここでいう浸透量は、

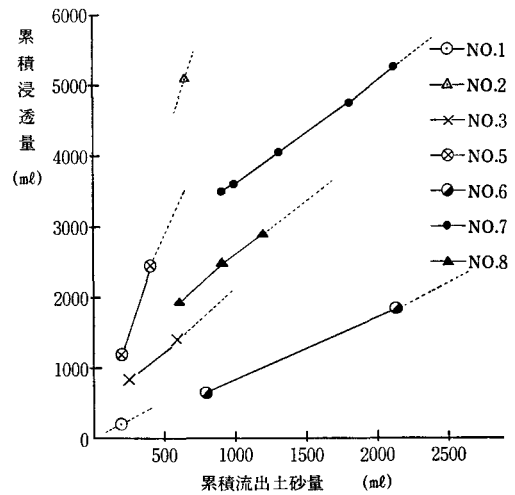


図-13 浸透量と流出土砂量の関係

整水槽水位と注水量の差より求めたもので、各実験条件の違いによる変化を示したと考えられる。即ち、ゆるづめの場合と密づめの場合との相違が表われたこと、土砂流出の開始がゆるづめの方に早く表われたこと、ゆるづめの方が浸透量が多いことなどが考えられる。

このような土中浸透の状況は、一般に図式解法により簡略に求められるが、浸透状況の複雑な場合は数値解法による方が決定値が得られる。従って、ここではリラクゼーション法による解法を試みた。まず浸透状況の観測を基に説明すると、注水口より流入した浸透水は槽底部に沿って進入する一方、土層上部にも拡散しながら進行し、排水口から流出水が得られた後も上部への浸透が継続するという傾向がある。そこで装置断面を正方形格子に区分し、整水槽注水口を100、排水口を0と水頭を仮定し、排水口から流出した後の浸透部分を負の数に仮定して、式(2-7)および式(2-8)により差分解法を行い、格子節点について繰り返し計算した。その結果は

$$F = \psi_1 + \psi_2 + \psi_3 + \psi_4 - Ak/a_0$$

と置くことにより、 F 値が 0 に近いほど計算値が真値に近くなる。これらの仮定法と結果を格子図で図-14(a)に示した。得られた等ポテンシャル線から流線網を作成したのが図-14(b)である。この図は浸透状況の観測結果と一致した流線を示し、複雑な流線網の予測に最適であると考えられる。¹⁰⁾

更に、この流線網から浸透流量の算出が可能である。即ち、式(2-5)により透水係数 k を求め、式(2-11)および図-14(b)により理論流量が得られる。それを実測流量と比較したのが表-3である。透水係数は全体的に浸透の良い土層を示し、求めた流量は実測値とかなりの一致を示した。この理論流量を時間経過の累積流出流量として図示すると、図-15のようにな

-115	-115	-108	-100	-100	-83	-73	-67	-67	-50	-33	-17	17	50												
-42	-42	-38	-33	-26	-18	-10	0	9	20	30	39	46	48												
-85	-85	-67	-67	-60	-50	-40	-33	-23	-17	5	25	50	70												
-39	-2	-37	-1	-33	-2	-28	-1	-21	-1	-13	-2	-5	-1	5	-21	14	0	25	-1	34	0	43	-1	48	50
-40	-35	-31	-30	-27	-20	-15	1	20	30	40	55	70	75												
-27	-1	-27	-2	-24	-1	-18	0	-11	-1	-4	-1	5	-1	14	0	24	-1	33	0	42	0	50	0	55	57
-20	-20	-20	-13	1	5	20	40	50	60	70	76	80	84												
-15	0	-14	0	-11	0	-6	0	1	0	8	0	17	0	26	0	35	1	44	0	52	0	59	1	65	67
0	1	17	20	27	35	53	60	70	75	82	85	88	92												
0	0	-2	11	0	5	12	0	19	1	28	1	37	1	45	0	53	1	61	1	69	1	75	0	75	80
20	22	30	35	42	53	70	73	80	84	86	90	95	100												
5	0	5	18	11	13	19	1	27	1	35	1	44	1	52	2	60	0	67	1	76	0	85	0	85	100
25	28	34	40	46	66	73	79	84	87	90	93	97	100												
6	7	10	15	21	29	37	45	53	61	69	77	87	100												

F 値	仮定値
	決定値

図-14(a) リラクゼーションによる解析図

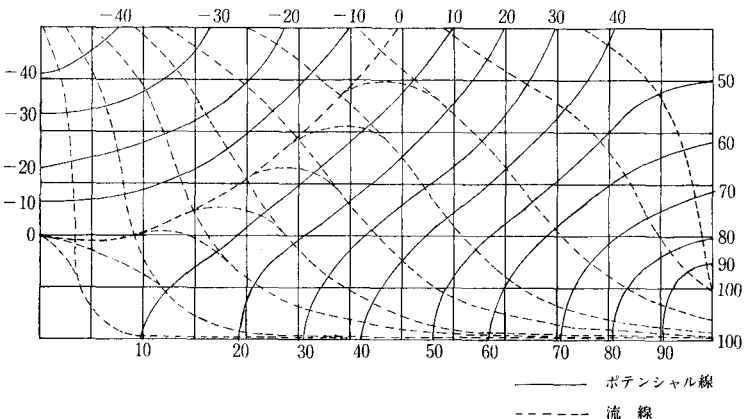


図-14(b) リラクゼーションによる流線網図

表-3 理論流量と実測流量

実験番号	1	2	3	4	5	6	7	8
透水係数 k (cm/sec)	0.85×10^{-2}	0.88×10^{-2}	3.34×10^{-2}	2.03×10^{-2}	1.50×10^{-2}	2.34×10^{-2}	2.56×10^{-2}	3.99×10^{-2}
理論流量 (cm ³ /sec)	0.179	0.185	0.701	0.426	0.315	0.701	0.538	0.838
実測流量 (cm ³ /sec)	0.215	0.225	0.848	0.517	0.380	0.848	0.650	1.012

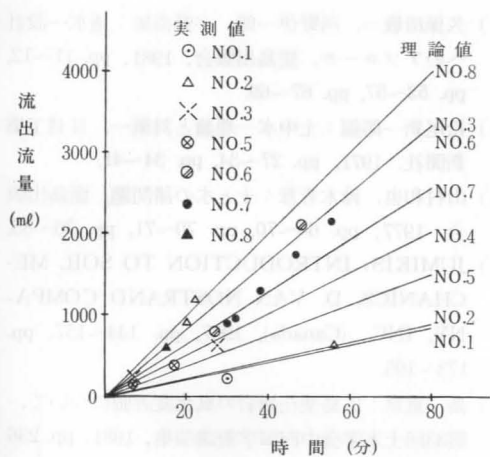


図-15 流出流量の時間変化



図-16 崩壊状況概略図

写真-1 崩壊流出後の表面状況

る。この図中に崩壊発生時の実測流出流量をプロットすると、理論値の線にかなり近い回帰を示した。

以上のような浸透流出実験により、土層は排水口から土砂流出を伴って破壊してゆく。これは土中の変動ならびに浸透の各計測結果からも確認された。この土砂流出による崩壊状況は写真-1および図-16に示すように、排水口に集中して発生するので、排水処理が最も肝要であると判断される。その対策工法としては(1)地下水位低下工法(2)集水帯を設けた排水工法(3)排水口付近の盛土材の粒度調整(4)調整池等による流入量の調整などが考えられるが、¹¹⁾ここでは浸透破壊に到る各要因の解明検討にとどめた。

5. おわりに

締固めたまさ土の長方形堤体断面模型を用いて、盛土地盤の浸透および変形特性を求めることを目的に、室内実験を実施して得られたデータから、結果を列挙すると以上のようなものである。

(1) 模型地盤による浸透実験は間げき比の大小に影響を受けるが、締固め後のプロクターニードルによる

検定からその密度測定が可能であり、更に間げき比を求めることができる。

(2) 地盤密度の違いはマンメータ水位量の上昇傾向に表われ、密なもの程その上昇はゆるやかで、更に土中の土砂変動による水位変化も明瞭である。

(3) 浸透水による土中水の増加傾向は含水比センサによる測定により可能であるが、飽和後の変動を求めることは不可能である。

(4) 土中および表面の微変動はひずみ計測により可能である。崩壊に到る前にひずみ量の漸次増加が認められることから、崩壊発生の手前が予測できると思われる。

(5) 浸透水は各実験要素に関係すると考えられるが、特にゆるづめの地盤では浸透水量が大きく、土砂流出開始が密づめより早く現われる傾向が強い。

(6) このような土中浸透の状況はリラクゼーション法によってポテンシャル線、流線の形を表示することが可能であり、この解法より求めた浸透流出量は実測値とよく一致することが判明した。

以上の結果から、浸透水による土中の変動特性を把握することが可能になり、流線網の解析値から浸透特性の解明が可能である。しかしながら土中の崩壊に到る要因は複雑であり、更にデータの集積検討が必要である。それによって、崩壊現象の予測ならびに対策工法の解明検討が今後の研究課題になると考えられる。

終りに、本研究を行うにあたり、種々ご指導をいただいた京都大学松尾新一郎名誉教授（福山大学教授）には深甚の謝意を表します。更に本報文をまとめるにあたり、実験計測およびその検討にご協力いただいた本学56年度卒業生の栗栖晋二君と沢田 斉君に感謝申し上げます。

(参 考 文 献)

- 1) 松尾新一郎：地盤表層の破壊の現状と安定処理、基礎工, Vol. 3, No. 4, 1975, pp. 2~10.
- 2) Shin-Ichiro Matsuo: DEPOSITS IN JAPAN, General Report in the 5th Asian Regional Conf. of S. M. F. E., 1975, pp. 1~20.
- 3) 松尾新一郎, 島 重章：マサ土表層の浸透破壊に関する基礎的研究, 第15回土質工学研究発表講演集, 1980, pp. 1149~1152.
- 4) 久保田敬一, 河野伊一郎, 宇野尚雄：透水—設計へのアプローチ, 鹿島出版会, 1981, pp. 11~12, pp. 52~57, pp. 67~69.
- 5) 松尾新一郎編：土中水—理論と対策—, 日刊工業新聞社, 1971, pp. 27~34, pp. 34~41.
- 6) 山村和也, 鈴木音彦：土と水の諸問題, 鹿島出版会, 1977, pp. 65~70, pp. 70~71, pp. 76~85.
- 7) JUMIKIS: INTRODUCTION TO SOIL MECHANICS, D. VAN NOSTRAND COMPANY, INC., (Canada), 1967, pp. 144~157, pp. 173~195.
- 8) 島 重章：広島型花崗岩の風化度評価について, 第33回土木学会中四国学術講演集, 1981, pp. 236~237.
- 9) 測定法小委員会編：建設技術者のための測定法, 土木学会, 1973, pp. 200~210.
- 10) P. L. CAPPER, W. F. CASSIE & J. D. GEDDES: PROBLEMS IN ENGINEERING SOILS, E. & F. N. SPON LTD (London), 1966, pp. 45~53.
- 11) 松尾新一郎：浅層土質安定処理工法の点描, 土と基礎, Vol. 25, No. 1, 1977, pp. 3~7.