

甲府盆地地下水の水面解析について

——明きょ排水の水理について(2)——

大 橋 行 三

A THEORETICAL ANALYSIS OF UNCONFINED GROUND WATER FLOW IN KOFU BASIN

Unsteady Flow of Ground Water into Ditch (2)

By Gyôzô Ôhashi

Synopsis

A method of three dimensional analysis to unconfined groundwater movement is described. From the investigated Kôfu Basin, it was made clear that the seepage into open channel or ditches within drainage basin takes place over vast region. Therefore, the influence of the seepage on the water table fluctuation was discussed as the first step of the study.

The fundamental characteristics of groundwater movement in this problem was theoretically examined by using the model region shown in Fig. 3.

The theoretical treatment is based on the hypothesis that three dimensional state of the flow in the region is analytically represented by means of both longitudinal and lateral flow, and both flows may be related with the recharge elements in continuity equation of each flow, that is, both flows have to be equal in heights of water table at $y_i=0$ in which y denotes the coordinate and suffix i does an arbitrary point in longitudinal section, and the recharge elements are kept in proportion reciprocally.

The fitness of the theoretical considerations as above mention has been recognized by the hydraulic experiments in the sand tank.

The analytical results may be used to compute the effect of actual drainage systems on groundwater table under the various conditions.

ま え が き

河川改修, その他諸般の土工計画に際し,これにともなう周辺地下水の変動を予知することは重要である。こうした問題の解明において,まず考えるべきことは,対象地域の巨視的な地下水挙動と,これに附随する個々の現象の把握である。

広域地下水の流動に関する研究は,これまでも海岸地下水,地盤沈下などに関連したものについてはいくつみられるが,盆地,扇状地,冲積平野における自由地下水を対象としたものは非常に少ない。

本研究は,甲府盆地における自由地下水の実態調査結果について考察を加えるとともに,広域地下水の挙動解明の第一段階として,とくに,排水河川へのしほり出し現象を含む地下水の3次元解析法を検討した

ものである。

1 甲府盆地地下水の調査結果とその考察

河川水位の変動と盆地地下水との関係を明らかにするためには、まず、浅層地下水(自由地下水)の実態を把握する必要がある。われわれが行なった甲府盆地における調査²⁾項目は、潟水、豊水の両期の水位、水温、水質調査、電気式地下探査、ボーリング試掘、揚水試験などによる帯水層調査等である。

1.1 盆地の概況

甲府盆地面積約143km²は、地殻運動の結果生じた陥没盆地と考えられ、四周の山地は主として第三系および第四系の火山噴出岩類から構成されている。盆地には、Fig. 1に示すように、釜無川、笛吹川の2大河川が流れ、これらは御勅使川、荒川、平等川、金川、天川、浅川の中小支川を含みつつ、盆地の南西部で合流して富士川となっている。盆地は複合扇状地平野であって御勅使川、釜無川、荒川、笛吹川および金川天川などの主要河川によって形成された5つの扇状地が顕著である。したがって、各河川は地下水の供給源となっているが、とくに釜無川および笛吹川から供給される水量は豊富であって、両河川にはさまれた流域には自由地下水、被圧地下水が広く分布³⁾している。また、盆地南部の低地帯には、釜無川からの湧水帯が形成され、湿地が多く存在する。

高橋³⁾の調査によれば、盆地の用水総取得量は20,200m³/day(1963年)、水源別には、自由地下水10,600m³/day、被圧地下水、6,700m³/day、河川水2,800m³/day、と報告されており、この地域の地下水利用度は非常に高く、さらに今後多くの水量を供給する余裕を残していることがわかっている。

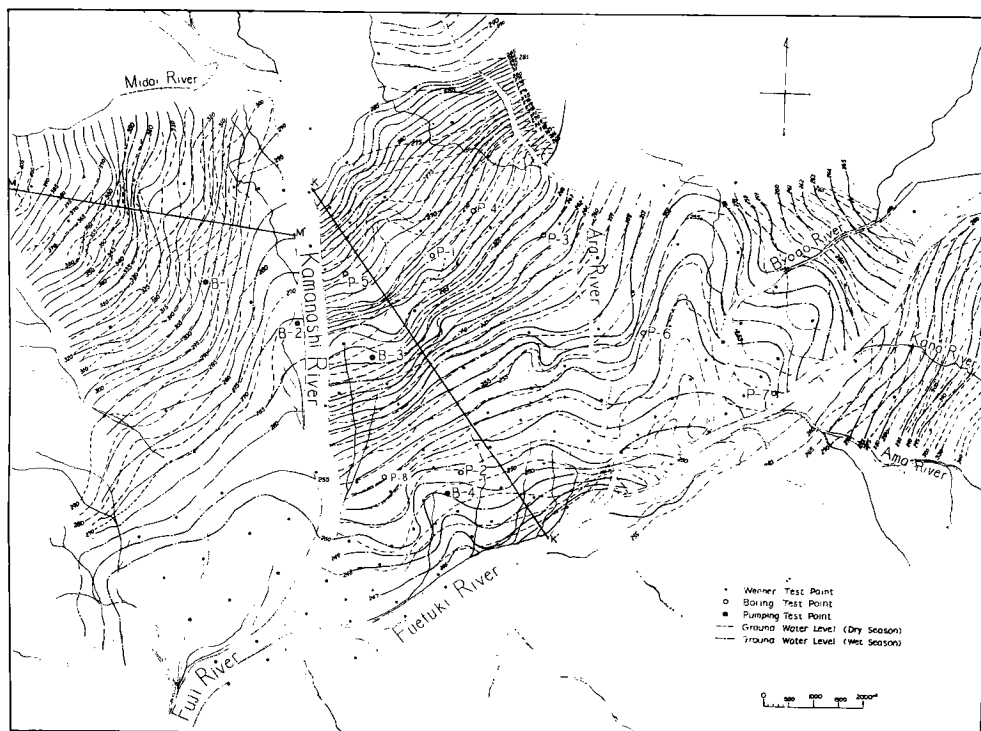


Fig. 1 Groundwater level contour map in Kōfu Basin.

1. 2 自由地下水の挙動

Fig. 1 に示す自由地下水の水位等高線図(測水180点)は、**渇水期**(1965年2月)と**豊水期**(1965年8月)との水位分布である。その他の水温、水質分布、あるいは帯水層の調査結果とを加味して、この水位分布図から盆地の自由地下水の挙動を要約すれば以下のようなものである。またその結果は、高橋ら³⁾が水比抵抗測定結果から推定した地下水流動状況とはほぼ同一の傾向を示す。

盆地の自由地下水の水面形状は、全域にわたっておおよそ地形パターンと平行である。釜無川水系の伏流水は、右岸側へはほとんど伏没浸透せず、左岸側全域にわたって伏没湧水している。これら伏流水は、水量も豊富で荒川にはさまれる盆地の中央部に南東に流れ、下流部で湧水帯を形成し、流川、渋川、大鎌田川、宇坪川、および今川などの排水河川を経て笛吹川へ、また常永川を経て釜無川へそれぞれ排水されている。

荒川水系は、おおむね貢川より上流で伏没し、右岸部を流下するものと、荒川をくぐり、左岸下流部で濁川、笛吹川へ排水する流れが認められる。

笛吹川水系は、左岸が金川、天川扇状地のため、右岸を南西に流れ平等川を経て、濁川の近くで荒川の伏流水と合流している流れである。

金川、天川水系は、笛吹川右岸に沿って、帯状のわずかの低地があり、湧水するが、全般に地形が急峻であるため地下水面は深い。御勅使川水系は、典型的な扇状地形で、しかも砂礫が大きいので、段丘地帯の地下水面深度は全地域とも5～10数mある。釜無川右岸に沿うわずかの平地と、段丘の南端から釜無川右岸下流部までの間の低地帯には扇状地からの地下水と釜無川からの伏流水が湧水停滞して、湿地帯となっている。

以上の各水系地下水挙動から判断して、釜無川あるいは笛吹川の河川水位の変動によって、地下水位に顕著な影響が現われると考えられる地域は、釜無川左岸、荒川、笛吹川右岸を含む盆地の中央部流域と、釜無川下流右岸の低地帯、および、笛吹川左岸沿いの帯状の平地部である。これらのうち、釜無川と笛吹川にはさまれる三角形の流域は、地下水の流動が最も顕著であり、しかも広い領域にわたっていることから、盆地の地下水位挙動を代表するものと考えてよい。

1. 3 帯水層について

Fig. 1 に示す143点の電探調査と4点のボーリング調査による資料を検討し、全般的な帯水層の特性を総合すれば以下のようなものである。

自由地下水の帯水層と認められる砂層は、釜無川扇状地において、上流部で10数m、下流部では、レンズ状の粘土層を持つが、15～20数mである。また砂層は南東方向に沈み笛吹川附近では被圧層になる層もある。

釜無川右岸との地層の連続性は、調査結果から判断して、まず認められない。したがって、自由地下水の供給源は釜無川とみる。

笛吹川の伏流帯は笛吹川の下流に向うにしたがい沈下し、その上に荒川系の帯水層が広がっていると考えられる。

つぎに、揚水試験の結果得られた帯水層の透水係数は、Table 1 に示すように、扇状地形の特性として、上流部で大、下流部ほど小となる傾向が明らかにされた。またその値は 10^{-1} ～ 10^{-3} の範囲にあり、非常に大きい値である。

1. 4 考 察

1. 2 の検討とFig. 1 の水位等高線図から、盆地の地下水流の代表的一断面をとり出し、流れの定性的傾向について簡単に考察を加えてみる。いま地下水流動の主流をなすと思われる代表断面 M—M'、K—K' について、その地下水位を示すとFig. 2 のようである。(参考、M—M' 断面⁴⁾)

渇水期と豊水期との地下水位の変動は 4.5km 地点より上流

Table 1 Permeability coeff. observed by field test

Point No.	K. (cm/sec)
1	1.49×10^{-1}
2	5.23×10^{-2}
3	3.25×10^{-2}
4	2.05×10^{-2}
5	2.91×10^{-3}
6	6.15×10^{-2}
7	7.28×10^{-2}
8	1.73×10^{-1}

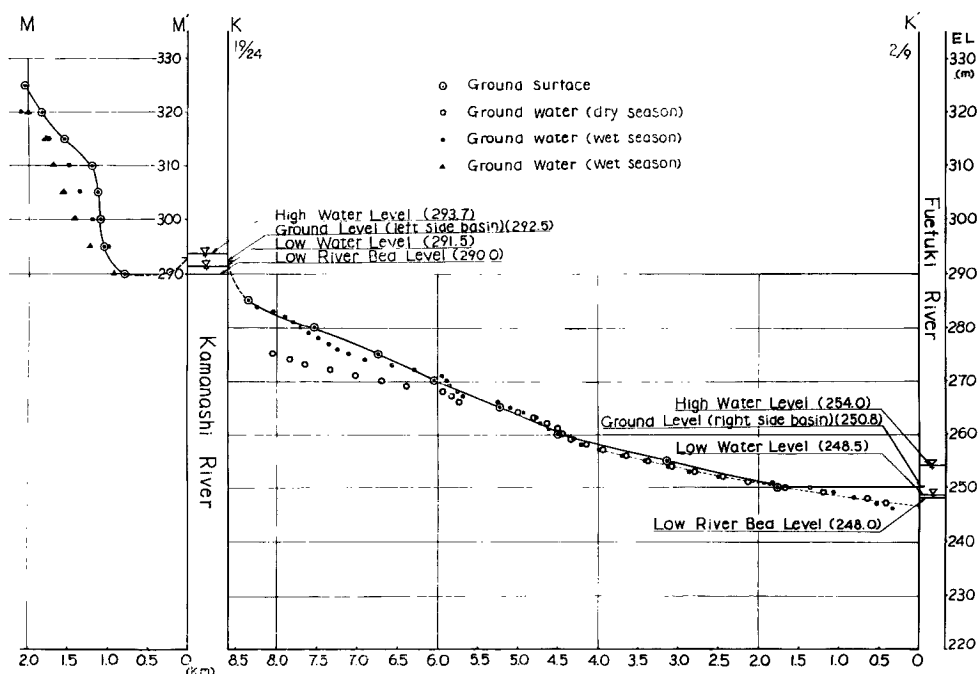


Fig. 2 The profile of one-dimensional groundwater level of K-K' and M-M' section.

地域において顕著である。下流地域においてあまり変動がないのは、この地域が湧水帯であるためと考えられる。

水位曲線は、4.5km地点より上流で Falling または Rising curve, 下流で Rising curve である。4.5km 近傍の不連続性は、帯水層の不均質性に依る現象と考えられる。また、この地点がほぼ湧水帯の上限である。

4.0km地点より下流域の水位について、Pavlovsky の1次元解析法^{5, 6, 7)}を用い、実測水位を検討した結果²⁾, Fig. 2 の点線で示す曲線を近似するためには、実測地層より急こう配の不透層を仮定しなければならないほどの Rising curve であることが明らかになった。ここで、この特性の原因と考えられる要素は、下流域に散在する中小排水河川への地下水の流出効果(しほり出し効果)である。すなわち、この現象は1次元解析法では検討できない。

4.0kmより上流域の水位については、扇状地形の特性から透水係数が下流に向って小さくなる傾向を考慮して、とくにこの断面には4.0km近傍で水位を規制する地点が存在するため、その水位は、釜無川の水位と、地表からの浸透量によって決まるといえる。

結局、下流境界の水位変化の影響が顕著に現われる地域は4.0km地点より下流域においてである。またその流域は排水河川への浸出が顕著な地域である。

上流のかん養機構、下流境界の笛吹川と排水河川との関連機構に対する検討は、相対河床高、水理計算などを含めて別に行なわなければならない。

2 水面解析法

2.1 従来の研究

地下水の流れ方向に断面をとる1次元解析法の基礎方程式は、Pavlovskyの定常流式を除くと、Boussinesq

式と Laplace 式とに大別される。Boussinesq 式は非線型式であるため、その線型化が問題点であって、傾斜不透層上の流れに関するその線型化法には、非線型項を weighed mean depth の定数に置き換える方法⁸⁾と、変数変換を用いて解く方法^{9, 10)}とがあるが、後者の解はあまり実用的でない。一方、Laplace 式の場合、その上層境界値の potential 分布形をいろいろな地表の不規則性に適合させて与え、比較的、広い流域の地下水流動を解析した例に J. Tóth^{11), 12)}がある。この考え方は、帯水層が広い領域に渡って深く、しかも一様と見なせる場合には流れ方向より他の断面についても適用できるから、従来の地表地形にのみ重点をおいた解析法の欠点を補うことができる。

つぎに、3次元解析法としては、水収支を基礎とした演えき法^{13, 14)}がある。この方法はかなりの期間をとった場合の平均値としては信頼度は高いが、地下水位の変動機構を水理学的に説明できない。また、解析的に扱った例では、E. G. Youngs らの研究^{15, 16)}がある。その基本概念は、基本式として Poisson 式を導き、その解を拡張して、境界条件にいろいろの形状、高低差をもつ排水路 mesh をとった場合に帰納する方法である。すなわち、単位領域の最高水位の降下特性を求めて、流域全体の地下水位変動と流出量とに関連づけようとする考え方である。この解析法は、Boussinesq 式から出発した、D. Kirkham, J. v. Schilfgaade らの Transient-Flow の概念を用いる一連の研究^{17~22)}と相通じる点がある。この方法の利点は、降水、かんがい水などの Recharge を Impulse として与え、長期間の地下水位、流出量を算定できるところにある。しかし、巨視的な地下水挙動との関連づけを欠き、また、理論の拡張が容易でない点不備である。最近、H. A. Ibrahim ら²³⁾は、広い流域の基底流出量を求める研究を行なっているが、平面要素の考慮が不十分である。

以上の方法は、おもに、低平地を対象としているが、貯水池、河川などの大境界の水位変動にともなう解析例には、1次元解析法に近い解析²⁴⁾、電気的相似モデルを用いた実験的解析²⁵⁾、leakage 要素を考慮した理論²⁶⁾など、それぞれ特徴があって興味ある方法であるが、普遍性に乏しい。

被圧地下水の解析法は、主として、平面方向の Laplace 式を解く方法であって、たとえば、電子計算機を用いて数値解を求めた研究^{27, 28)}がある。また、石油さくせい分野においては、非等質性帯水層の統計的解析法²⁹⁾、平面 Hele-Shaw 装置を用いる実験的手法³⁰⁾などがある。被圧地下水は、基本的な境界のとり方が自由地下水の場合と異なっているため、理論そのものに差はあるが、解析手法は参考になる。

2. 2 モデル流域の解析理論

1. 4に述べたように、盆地の地下水挙動は、上、下流の境界条件のみによって支配されるのではなく、流域内に散在する排水河川水位によって、それぞれまたかん養、排除作用を受けているのは明らかである。したがって、その排水河川水位と、本来の上下流境界とを備えた3次元領域に関する解析法が必要である。

ここでは、まず、こういった現象の基本的モデルを考え、その流動特性を解析する理論式を導く。

いま、排水河川をもつ流域の一部分をとり出して、Fig. 3に示すような簡単なモデル領域を考える。

このとき、上流境界の水位は、十分な供給水によって常に一定に保たれるとする。また上流、下流境界線、相隣る排水河川はそれぞれ平行で、直角交叉している。帯水層底は一樣傾斜の不透層であるとする。

さらに、モデル内の流れを、概念的に上流から下流方向の流れ (Longitudinal Flow) と、この流れに垂直な流れ (Lateral Flow) との2つの流れに分ける。

2. 2. 1 Longitudinal Flow

Fig. 3に示す平行な2本の排水河川の間線 (A—B) に沿った単位幅の断面を選ぶと、その流れは Fig. 4で示される。この断面から排水路の方向へ横流出する単位流出速度を p とすると、連続の式と縦流量との関係は次式になる。

$$f \cdot \partial z / \partial t + \partial Q / \partial x = p \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$Q = -K \cdot z \cdot (\alpha - \partial z / \partial x) \quad \dots\dots\dots (2)$$

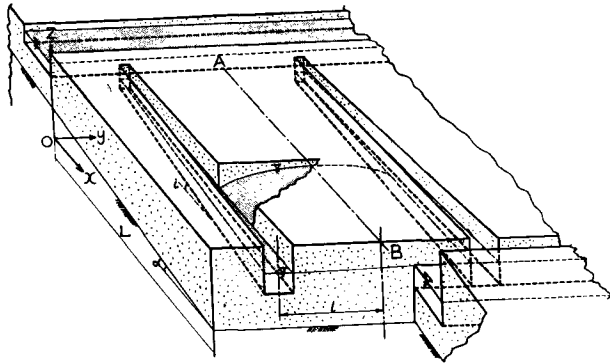


Fig. 3 Schematic representation of three dimensional model

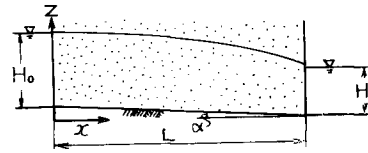


Fig. 4 Schematic representation of longitudinal section

ここに, f :有効間隙率, z :不透層からの鉛直水位(cm), t :時間(sec), x :上流から下流方向の横座標, p :(cm/sec), Q :Longitudinal flow rate(cc/sec), α :不透層傾斜角, 上式より, Longitudinal Flow の基礎方程式として次式を得る。

$$K \frac{\partial}{\partial x} \left(z \cdot \frac{\partial z}{\partial x} \right) - \frac{K \alpha}{f} \frac{\partial z}{\partial x} = \frac{\partial z}{\partial t} - \frac{p}{f} \quad (3)$$

いま, $z^2 = F$, $a = \alpha/D$, $b = KD/f$, $P = \frac{2p}{K}$ とおくと(3)式は線型化できる。ここに D は

weighed mean depth

$$\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - a \frac{\partial F}{\partial x} = \frac{1}{b} \frac{\partial F}{\partial t} - P \quad (4)$$

(4)式を Laplace 変換⁸⁾によって解を求めれば, 流れの基本型として次式を得る。

$$1) \quad \left. \begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} = 0, \quad P = 0 \\ x = 0, z = H_0, \quad x = L, z = H_L \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$z_X^2 = z_1^2 = H_0^2 + (H_L^2 - H_0^2) \cdot f(ax) \quad (6)$$

$$f(ax) \equiv (e^{ax} - 1) / (e^a L - 1)$$

$$2) \quad \left. \begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} = 0, \quad P = -P_m \\ x = 0, z = H_0, \quad x = L, z = H_L \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$z_X^2 = G_1(ax) = z_1^2 - (P_m/a) \cdot F_1(ax) \quad (8)$$

$$F_1(ax) \equiv x - L \cdot f(ax)$$

$$3) \quad t = 0, z_X^2 = G_1(ax), P = -P_m \quad (9)$$

$$x = 0, z = H_0, \quad x = L, z = H_L + h$$

$$z_X^2 = G_1(ax) + (h^2 - 2 \cdot H_L \cdot h) [f(ax) - 2 \cdot T_1(xt)] \quad (10)$$

$$T_1(xt) \equiv e^{-a(L-x)} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot \frac{n\pi}{\kappa} \sin \frac{n\pi}{L} x \cdot e^{-\omega t}$$

$$\kappa \equiv (aL/2)^2 + (n\pi)^2, \omega \equiv (b/L^2) \cdot \kappa$$

ただし, h は下流水位の変化量。

2. 2. 2 Lateral Flow

Fig. 3 において, $x = x_i$, $i = 1, 2, \dots, n$ 点の横断面を考えると Fig. 5 になる。このような横方向単独の流れはすでに解析されているが, この断面の流れには縦方向の流れもあるため, その断面における Longitudinal

Flow の要素を考慮しなければならない。したがって、いま、この断面における Longitudinal Flow の要素が断面平均値 p' に換算できる量であるとする。すなわち、Lateral Flow は Longitudinal Flow からの Recharge p' を受けて、 $p' = 0$ の状態より水位降下が遅れる現象と等価であると考え。このような考察から、水平不透層上の流れ、すなわち、Lateral Flow を解けば、連続の式と Lateral Flow の流量式は次式になる。

$$f \cdot \partial z_{Yi} / \partial t + \partial q_i / \partial y = p_i' \dots\dots\dots (11)$$

$$q_i = -K \cdot z_{Yi} \cdot (\partial z_{Yi} / \partial y) \dots\dots\dots (12)$$

ここに、Longitudinal Flow におけると同記号に prime を付けたものは同種の Lateral Flow 要素を示す。また、記号 i は $x = x_i$ の横断面を示す。 q_i :

Lateral Flow rate (cc/sec), y : x に直角な横座標, z_{Yi} : i 断面の y 方向の垂直水位, さらに、Lateral Flow の基礎式を得る。

$$\frac{K}{f} \frac{\partial}{\partial y} (z_{Yi} \cdot \frac{\partial z_{Yi}}{\partial y}) = \frac{\partial z_{Yi}}{\partial t} - \frac{p_i'}{f} \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 $z_{Yi}^2 = F_i$, $b' = KD_i/f$, $P_i' = 2p_i'/K$ 横方向の weighed mean depth D_i を用いて、(4)式と同様な次式を得る。

$$\frac{\partial^2 F_i}{\partial y^2} = \frac{1}{b'} \frac{\partial y}{\partial t} - P_i' \dots\dots\dots (14)$$

Lateral Flow の基本型は次式のように求まる。

$$4) \quad \left. \begin{aligned} \partial z_{Yi} / \partial t = 0, \quad P_i' = P_{mi}' \\ y = 0, \quad \partial z_{Yi} / \partial y = 0, \quad y = l, \quad z_{Yi} = H_{li} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

$$z^2_{Yi} = G_{2i}(0y) = H_{li}^2 + P_{mi}' \cdot (l^2 - y^2) / 2 \dots\dots\dots (16)$$

ただし、 H_{li} は排水路の水位

$$5) \quad \left. \begin{aligned} t = 0, \quad z^2_{Yi} = G_{2i}(0y), \quad P_i' = P_{mi}' \\ y = 0, \quad \partial z_{Yi} / \partial y = 0, \quad y = l, \quad z_{Yi} = H_{li} - h_i' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

$$z^2_{Yi} = G_{2i}(0y) + (h_i'^2 + 2H_{li} \cdot h_i') \left\{ 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{2n+1} \cdot \cos \mu_2 y \cdot e^{-b' \mu_2^2 \cdot t} \right\} \dots\dots\dots (18)$$

$$\mu_2 = (2n+1)\pi/2l$$

ただし、 h_i' は排水路水位の変化量。

結局、このモデルの水面形は、なんらかの条件によって、 P_m , P_{mi}' の値がわかれば、定常流に関しては(8);(16)式から決定できる。しかし、それらの値は簡単に求められないのでつぎのように考える。すなわち、しほり出される量 P_m は、 $0 < x < L$ において、実際は一定値をとらないことが明らかであり、 $p(x)$ をとる(4)式の解は、 $p(x)$ の支配する項の関数型が他の項と独立である。これらの関係を考慮して、いま、 P_m が x 方向に漸次変化する $P = P_{mi}$ と考えた場合、(4)式の解は、 P_{mi} の支配項が(8)式と同型の表示によって近似できるとする。そこで、つぎの条件を使って P_{mi} の関数型を求める。

2. 2. 3 P_{mi} と P_{mi}' の決定

縦の帯水層長さ L を十分に細かく n 等分し、 i 番目を x_i で表示する。その点の Logitudinal Flow の水位 z_{Xi} は次式で与えられる。

$$z^2_{Xi} = G_1(ax_i) = z^2_{1i} - (P_{mi}/a) \cdot F_1(ax_i) \dots\dots\dots (19)$$

また、 $x = x_i$ の横の断面の水位は(16)式で与えられる。このとき、 z_{Xi} は Lateral Flow の $y = 0$ における水位 z_{Yi} と等しいはずであるから、

$$z_{Xi} = z_{Yij} |_{j=0} \dots\dots\dots (20)$$

さらに、 P_{mi} と P_{mi}' とは比例すると仮定すれば、

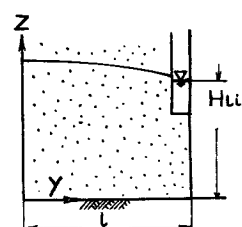


Fig. 5 Schematic representation of cross section

$$P_{mi}' = C_i P_{mi} \quad (C_i > 0) \quad \dots\dots\dots (21)$$

ここに、 C_i は比例定数で流れの平均化に関する補正值である。

したがって、(16)、(19)式から(20)、(21)の条件を満足する P_{mi} を求めると

$$P_{mi} = \frac{a \{H_0^2 - H_{li}^2 + (H_L^2 - H_0^2) f(ax_i)\}}{\{x_i - L \cdot f(ax_i) + al^2 C_i / 2\}} \quad \dots\dots\dots (x_i \neq 0) \quad \dots\dots\dots (22)$$

をうる。 x_i 点の Longitudinal Flow の水位 z_{xi} は(22)式を代入した式になり、Lateral Flow の水位 z_{yi} は(19)、(21)式より

$$z_{yi} = H_{li}^2 + \frac{a C_i}{2} \cdot \frac{\{H_0^2 - H_{li}^2 + (H_L^2 - H_0^2) f(ax_i)\}}{\{x_i - L \cdot f(ax_i) + al^2 C_i / 2\}} \quad \dots\dots\dots (23)$$

が求まる。

2. 2. 4 C_c および C_i の決定

C_i を決定する理論式を求める前に、近似値として、 C_i を $0 < x < L$ において一定 (C_c) とした場合を考える。

排水路への浸出量 q_{yi} は(23)式を用いつぎの関係から近似値が求まる。

$$\begin{aligned} q_{yi} &= -K \cdot z_{yi} \cdot \left. \frac{\partial z_{yi}}{\partial y_{ij}} \right|_{j=l/2} \quad (0 < j < l) \\ &= K \cdot a \cdot C_c \cdot \frac{\{(H_0^2 - H_{li}^2) + (H_L^2 - H_0^2) f(ax_i)\}}{\{x_i - L \cdot f(ax_i) + a C_c l^2 / 2\}} \cdot \frac{l}{4} \quad \dots\dots\dots (24) \end{aligned}$$

ただし、 $P_{mi}' = C_c \cdot P_{mi} \quad \dots\dots\dots (21)'$

ここで、実験による既知の排水路浸出量 q_{YE} を用いれば、(24)式から C_c に関する方程式が求まる。

$$q_{YE} = \sum_{i=1}^n q_{yi} \cdot \Delta x \quad \dots\dots\dots (25)$$

つぎに、 C_i を求めるために

$$q_{xi} = -K \cdot z_{xi} \cdot \left. \frac{\partial z_{xi}}{\partial x_i} \right|_i \quad \dots\dots\dots (26)$$

と仮定すれば、(19)、(22)式より q_{xi} が求まる。

さらに

$$\frac{P_{mi}'}{P_{mi}} = \frac{1}{C_i} = \frac{q_{yi}}{q_{xi}} \quad \dots\dots\dots (27)$$

の相似関係が成立すれば、(24)、(26)式から C_i に関する方程式が求まる。

$$\begin{aligned} MNC' - \frac{al}{2} MC^3 + [MN - \frac{al^2}{2} M_1'] C^2 + [(M_1' N - M_1 N') \\ + \frac{al^2}{2} (N' H + N H')] C - \frac{2N^2 H'}{al^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (28) \end{aligned}$$

$$M_1(x) \equiv H_0^2 + (H_L^2 - H_0^2) f(ax_i), \quad N(x) \equiv x_i - L \cdot f(ax_i), \quad C(x) \equiv C_i, \quad H(x) \equiv H_{li},$$

$$M = M_1 - N, \quad \text{prime 記号は } \partial/\partial x \text{ を示す。}$$

同様な考え方から、(10)、(18)式を用いて、非定常流の場合の理論式を得ることも可能であるが、今回はそこまで触れない。

3 実 験

今回の実験に使用した装置は、砂槽の横幅がやや狭いため、3次元地下水流のモデルとして、最適条件を備えているとは云えないが、地下水位分布など妥当な結果が得られたので、実験的検証資料として使用できると考える。

3. 1. 1 実 験 装 置

Fig. 6 に示すように、幅 100cm、高さ 120cm、長さ 615cm の 1 側面ガラス張りの鋼製砂槽を用いた。

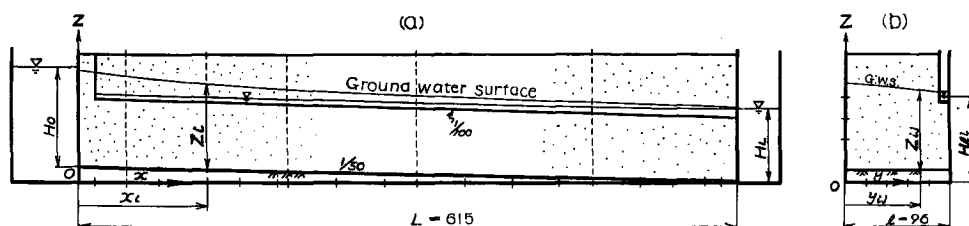


Fig 6 Sketch of apparatus (a)longitudinal section (b)cross section section

帯水層は、上下流端にそれぞれ水位調節部をもち、底面不透層（モルタル製）には 1/50 のこう配をつけた。排水路模型は、幅 2.5cm、高さ 20cm、長さ 605cm、片面が透水性（真ちゅう金網）、他面が透明板（アクリライト製）から成り、ガラスに沿って、1/100のこう配をつけて取り付け。排水路下流端の流出量は、地下水のそれとは別々にとり出した。なお、排水路上流部 20cm は後述の流入損失現象を切り離して考慮するため、不透水性とした。水位の測定は、砂層内では底面から $\phi=10\text{mm}$ 、高さ 1m のマノメーターピックアップを鉛直に固定し、鋼板壁には横方向に長さ 2cm のピックアップを付け、それぞれ $\phi=13\text{mm}$ 、長さ 15m のビニール管に接続してマノメータ板に集めた。排水路水位は、ポイントゲージで、量水はメスシリンダによって測定した。

3. 1. 2 試料 砂

砂は琵琶湖干拓地内の細砂（最大径 2mm）を用いた。諸特性は、 $d_{60}=0.265\text{mm}$ 、 $d_{10}=0.16\text{mm}$ 均等係数 1.66、透水係数は 0.024cm/sec （水温 7°C ）、有効間隙率 f は昨年度の実験³¹⁾において検討したように、平均値 $f=0.15$ を用いた。

3. 2 実験条件および諸元

実験条件

$$\left. \begin{aligned} t=0, \quad 0 \leq x \leq L, \quad 0 \leq y \leq l \\ z=H_0=H_L=H_{li} \\ t>0, \quad x=0, \quad z=H_0, \quad x=L, \quad z=H_L-h \\ y_i=0, \quad \partial z_i / \partial y_i=0, \quad y_i=l, \quad z_i=H_{li}-h_i \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (29)$$

または

$$\left. \begin{aligned} t=0, \quad x=0, \quad z=H_0, \quad x=L, \quad z=H_L \quad z_{ij}=G_0(x_i, y_{ij}) \\ y_i=0, \quad \partial z_i / \partial y_i=0, \quad y_i=l, \quad z_i=H_{li} \\ t>0, \quad x=0, \quad z=H_0, \quad x=L, \quad z=H_L-h \\ y_i=0, \quad \partial z_i / \partial y_i=0, \quad y_i=l, \quad z_i=H_{li}-h_i' \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (30)$$

ここ、 $G_0(x_i, y_{ij})$ は、(29)式の条件から出発した定常状態の水面形、

下流境界と排水路下流端との水位の降下量は必ずしも一致しない。各時刻の砂層内水位は写真撮影し、後で読みとった。

実験の諸元は他の計算諸元とともに Table 2 に示す。

3. 3 実験結果

理論との対比は、定常流について行なうが、定常状態に達するまでの非定常水位変化を含めて、その一例を Fig. 7 と Fig. 8 に示す。

また、定常状態における縦方向の最高水位と排水路水位を無次元元表示すると Fig. 9 のようである。なお、後述の理論値も同図に示す。排水路への流出量と下流流出量の時間的変化図を Fig. 10 に示す。

Table 2 Elements of the Experiments and Calculations.

Exper. No	7	8	9	11	12	13	14	15
$H_0(\text{cm})$	65.97	66.80	66.12	71.90	70.15	68.60	68.15	68.10
$H_L(\text{cm})$	72.40	76.00	73.27	81.40	78.15	75.00	71.10	71.15
$D(1)$	69.185	71.400	69.695	76.650	74.150	71.800	69.625	69.625
$a \times 10^{-4} (1/\text{cm})$	2.891	2.801	2.867	2.609	2.697	2.786	2.873	2.873
$P_{m.15} \times 10^{-2}$	1.191	1.833	1.385	2.203	3.057	3.638	2.994	3.311
$P_{m.90} \times 10^{-3}$	6.309	6.762	7.838	9.557	13.33	16.84	13.57	15.36
$P_{m.165} \times 10^{-3}$	4.988	4.861	6.404	6.026	8.155	10.43	8.942	10.24
$P_{m.285} \times 10^{-3}$	4.641	0.4284	5.925	3.570	4.709	5.922	6.057	7.164
$P_{m.450} \times 10^{-3}$	3.005	-0.266	3.628	1.618	1.591	1.851	5.607	5.217
$q_{YE}(\text{cc/s})$	4.8	3.6	4.4	4.7	6.6	8.2	7.7	12.8
$q_{XE}(\text{cc/s})$	2.4	1.3	1.8	2.1	2.8	3.6	4.15	
C_E	4.2	4.6	3.0	6.9	6.6	5.2	5.2	

c. f. $l=96\text{cm}$, $L=585(615)$, ex. $P_{m.15}=P_{mi}|_{x=15}$ and $C_i=1=\text{const.}$

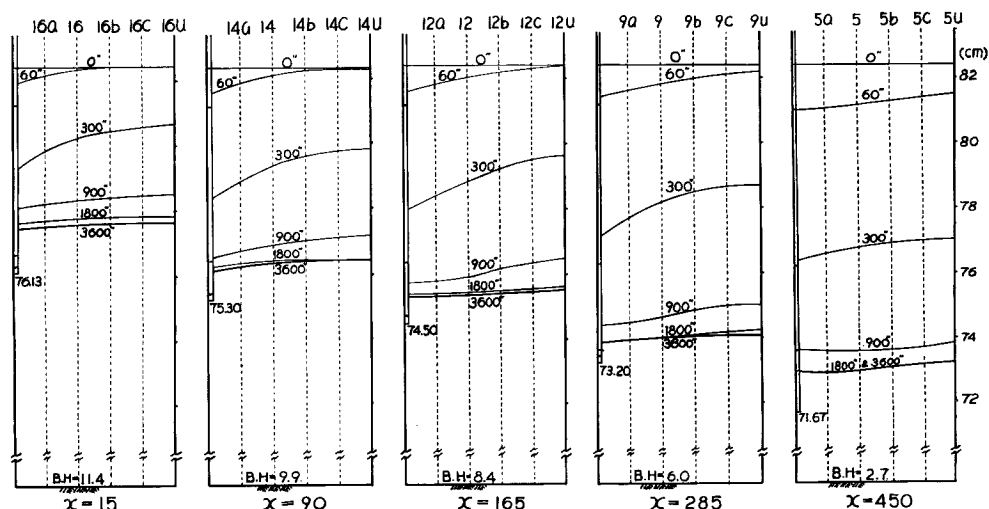


Fig. 7 Time changes of groundwater table profile with cross section (Exper. No. 7)

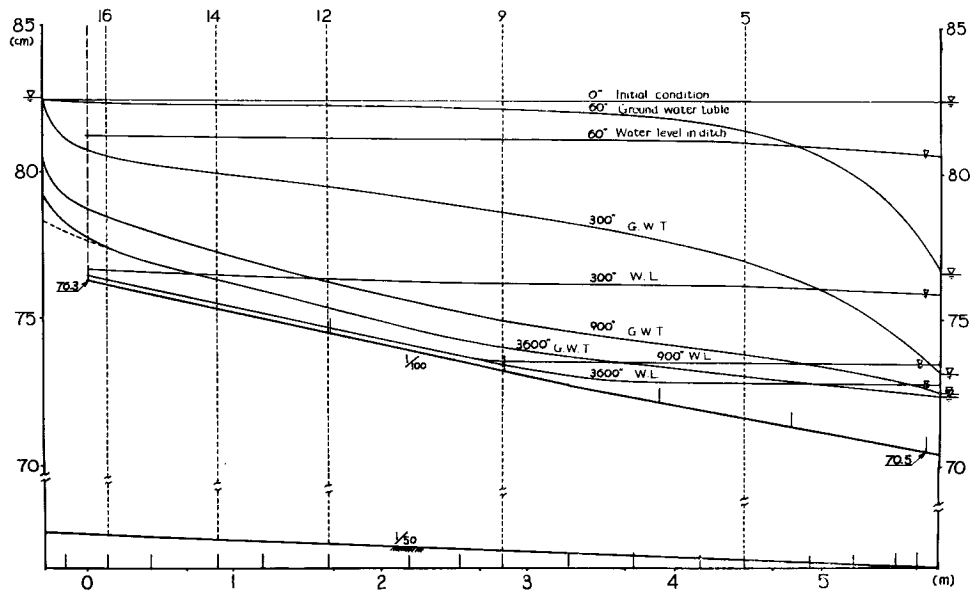


Fig. 8 Time changes of groundwater table and water level in ditch with longitudinal section (Exper. No. 7)

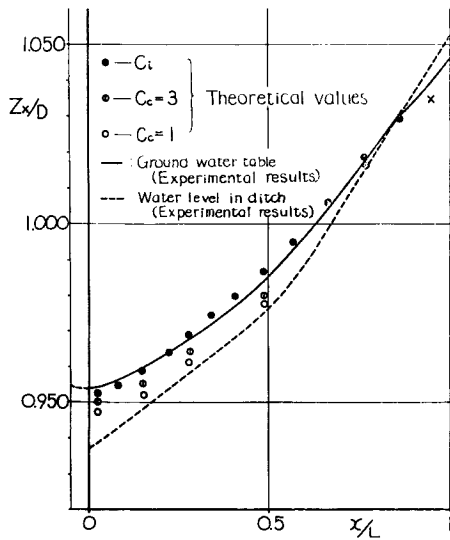


Fig. 9 Non-dimensional representation of groundwater table and water level in ditch and relationships between theoretical and experimental results with longitudinal section (Exper. No. 7)

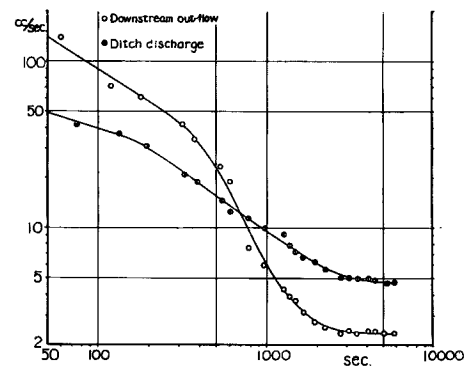


Fig. 10 Time changes of the discharge curve from both downstream and ditch (Exper. No. 7)

3.4 実験特性

Fig. 10 の流出量の時間的変化から判断して、開始後およそ50分で定常状態に達する。したがって、各 Case とともに60分後の値を定常流として採用した。

上流部の水位は、流入直後、境界水位と数 cm の差を生じる (**Fig. 8**)、これは、境界金網、流入部土中の気泡の貯留などによって起きる流入損失現象と考えられ、上下流水位差の関数であって、降下量は時間的に減少し定常水位となる。ここではこうした現象を別途に解析するものとして、 $x'=30\text{cm}$ 点の水位を上流水位とみなした。

本実験砂槽は、前述のように横幅が狭く、横断面水位差を大きくとる必要がある。その結果、排水路面の浸出点が高くなる。(**Fig. 7**) この浸出高さの理論的考察は行っていないが、本研究では最高水位を焦点とするため無視して支障ないとする。

4 検 討

4.1 C_i の値について

(22)式の P_{mi} を計算するためには、 C_i の値が必要である。(25)式から求める C_c (一定)の値は高次方程式の解であるため、図式計算によって求め、排水路流出量と対比したものが **Fig. 11**である。No. 7 の排水路の実測流出量は 4.8cc/sec (**Fig. 10**)であるから、 $C_E=4.2$ となる。

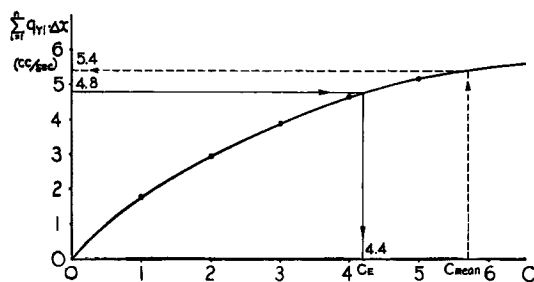


Fig. 11 Relationship between C_c and discharge from ditch

一方、(28)式の粗解による C_i の理論値は **Fig. 12** の分布となり、その平均値 $C_{mean}=5.71$ である。ただし、解の物理性については、まだ十分な検討ができていないので、研究する余地が残っている。

Fig. 9 に、 $C_c=1, 3$ と、 C_i を用いた $y_{ij}=0$ の水位を plot したがそれらの結果から判断すると、 C の値が1より大きくなるにしたがって理論値は実測値に一致する。しかし、 C_i の値ではいくらか over estimate になることがわかる。したがって、 C の値としては、**Fig. 11**を参考にして、近似値として $C<5.71$ の一定値をとる方が水位に関して誤差が最小になる。

なお、(28)式の $x=0$ における C_i の値についてはその妥当性を吟味していない。計算結果では、 C_i を用いた $x/L>0.86$ の範囲は実際の現象と一致しない。その原因は(27)式の符号が逆になる場合の検討が十分でなかったためらしいので今後検討する。

4.2 P_{mi} の分布

C_i を用いた(22)式の P_{mi} 分布形は **Fig. 13** である。また、 $C_c=3$ の場合も同図に示す。

P_{mi} の分布は、 $P_m=2p/K$ の関係から、排水路への浸出量分布を近似することになる。

$0.86 < x/L < 1.0$ の領域は、下流水位が排水路水位より低い ($H_u > H_L$)、排水路の水が水路から下流境界へ排水される領域である。この現象の顕著な No. 8 (**Table 2**) について $C_c=1$ を用いた計算結果で

は、 $x=0.86$ の P_{mi} は負であった。したがって、 C_i ($H_{ii} > H_L$) の値を修正すれば、前述の理論は、これらの領域についても適用可能である。

(22)式は、 $x=0$ において、 $C_i=0$ となれば発散する特異点をもつ。したがって、 P_{mi} の値は $x=0$ の近傍で無限大となり、現象と一致しない。厳密には、 $x=0$ は linesink の尖端となるはずであって、この検討は今後にゆずるが、近似値として、 P_{mi} を外そうしても実用的には大差ない。

4. 3 水 面 形

すべての水面形は P_{mi} 、 P_{mi}' が決定できれば、(19)、(23)式から検討できる。ここでは、領域の横断面最高を示す $y_{ij}=0$ の水位分布 (Fig. 9) に焦点をしばって、理論と実験を対比するにとどめるが、この最高水位の近似が高ければ (C_e および P_{mi} の値が妥当であれば) 横断面水位も、よりよく近似できるはずである。

No. 7 の場合、 $y_{ij}=0$ の水位曲線を最良に近似する C の値は、流出量の関係から、 $C_E=4.2$ (Fig. 11), $C_{mean}=5.71$ の値では流出量がやや過大となる。一方、水位の関係から、 C_i の値では一部 over estimate になり、 $C_e=3.0$ では過小となる。したがって、計算途中の傾向も加味して、結局、 C の値は、流出量がやや大きくなる (10%前後) が、 $C_{mean}=5.71$ (一定値) を用いた方が、 C_i を (28)式から求められる点、最も普遍性があり妥当である。

なお、排水路内水位 H_{ii} は、排水路流出量 (P_{mi}) の一般的傾向から、その水位を水理計算によって求めた近似値をとる。

結 論

1. 甲府盆地の調査結果から、平野部の自由地下水挙動は、とくに排水河川の散在する下流域において、上下流域境界値のみでなく、排水河川へのしほり出し効果に支配されることが明らかにされた。

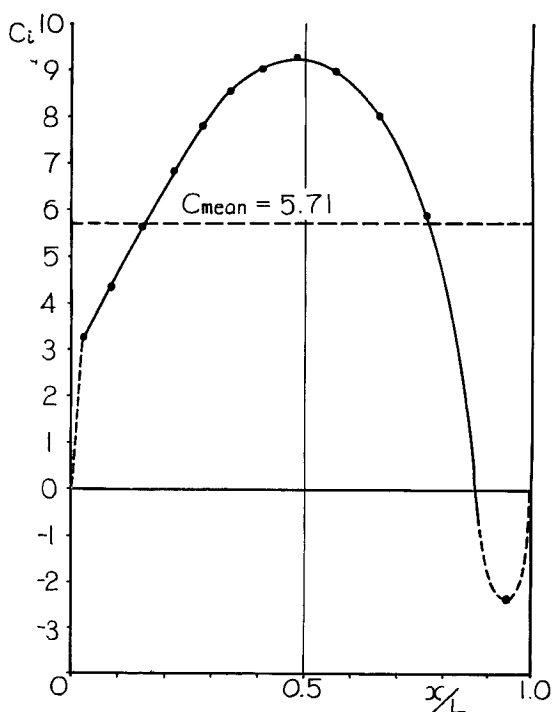


Fig. 12 Relationship between x/L and C_i

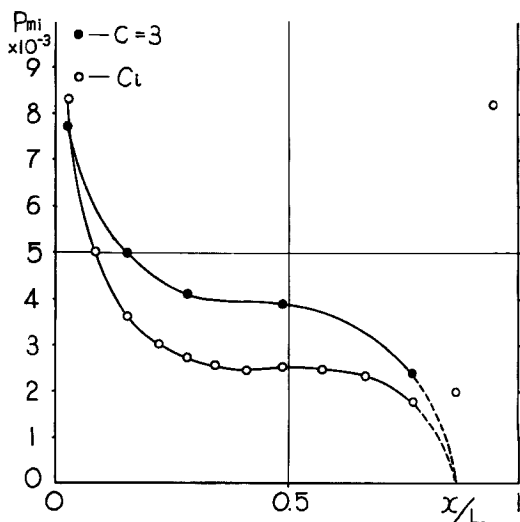


Fig. 13 Distribution diagram of P_{mi} (Exper. No. 7)

2. しばらく出し効果を受ける簡単な3次元モデル領域を考え、その近似解法を提示した。
3. 小規模な砂模型を用い、(19)、式の実験的検証を行なった。
4. C の評価に関する十分な検討が必要であるが、近似解法として有用である。
5. (22)式は、排水河川への浸出量分布形を近似し、しばらく出し効果を定性的に検討できる。
6. 河川改修などによって生起する周辺地下水領域の新しい境界条件について、本理論を適用すれば、その地下水位変動が予知できる。
7. さらに今後、前述の問題点のほか、下流境界への流出量の算定式、あるいは、降水、蒸発散、土中保留、深層浸透、土層の空気間隙などの諸量を考慮した理論式の誘導、および非常流挙動の解析が残されている。またモデルの複合化による実用的な解析法を究明するつもりである。

参 考 文 献

- 1) 近畿地方建設局：びわ湖周辺地帯の土質・地質・地下水の性状に関する研究、昭和37年3月 p. 91~261.
- 2) 防災研究協会：甲府盆地地下水調査報告書、(I)昭和40年3月、(II)昭和40年度
- 3) 高橋、後藤：山梨県甲府盆地の地下水、地質調査所月報, Vol. 14, No. 6, 1963.
- 4) 佐々木ほか：甲府盆地西部釜無川右岸の地質と地下水、土地改良, Vol. 8, No. 12, 1958.
- 5) P. Y. A. Polubarinova-Kochina : Theory of groundwater movement, Princeton Univ. Press, 1962.
- 6) V. I. Aravin & S. N. Numerov : Theory of fluid flow in undeformable porous media, Israel Prog. for Scientific Translations, Jerusalem, 1965.
- 7) M. E. Harr : Groundwater and seepage, McGraw-Hill, 1962.
- 8) P. W. Werner : Some problems in non-artesian ground-water flow, Trans. A. G. U., Vol. 38, No. 4, 1957.
- 9) P. Schmid & J. Luthin : The drainage of sloping lands, J. of Geophys. Resea., Vol. 69, No. 8, 1964.
- 10) F. M. Henderson : Overland flow and groundwater flow from a steady rainfall of finite duration, J. of Geophys. Resea., Vol. 69, No. 8, 1964.
- 11) J. Tóth : A theory of groundwater motion in small drainage basin in Central Alberta, Canada, J. of Geophys. Resea., Vol. 67, No. 11, 1962.
- 12) J. Tóth : A theoretical analysis of groundwater flow in small drainage basins, J. of Geophys. Resea., Vol. 66, 1963
- 13) 金子良：相模野台地における地下水位変化の分析、農業土木研究, Vol. 21, No. 5, 1953.
- 14) 金子良：砂質地における地下水位変化の解析、農業土木研究, Vol. 22, No. 1, 1952.
- 15) E. C. Childs & E. G. Youngs : A study of some three-dimensional field-drainage problems, Soil Sci., Vol. 92, pp. 15-24, 1961.
- 16) E. G. Youngs & G. D. Towner : A study of some three dimensional field-drainage problems 2, Soil Sci., Vol. 95, No. 6, 1963.
- 17) S. Toksoz & D. Kirkham : Graphical solution and interpretation of a new drain-spacing formula, J. of Geophys. Resea., Vol. 66, No. 2, 1961.
- 18) M. Massland : Water table fluctuation induced by intermittent recharge, J. of Geophys. Resea., Vol. 64, 1959.
- 19) H. Bouwer & J. v. Schilfgaade : Simplified method of predicting fall of water table in drained land, Trans. of A. S. C. E., 1963.

- 20) L. D. Dumm : Transient-flow concept in surface drainage, Trans. of A. S. C. E., 1964.
- 21) L. D. Dumm & R. J. Winger, Jr. : Subsurface drainage system design for irrigated area using transient-flow concept, J. of A. S. A. E., 1964.
- 22) J. v. Schilfgaade : Transient design of drainage system, Proc. A. S. C. E. Vol. 91, IR 3, 1965.
- 23) H. A. Ibrahim & W. Brutsaert : Inflow hydrographs from large unconfined aquifer, Proc. A. S. C. E., Vol. 91, IR2, 1965.
- 24) H. A. Weggel : Mechanics of groundwater flow through Lawa Bed area adjacent to a reservoir, Proc. I. A. H. R., 1961.
- 25) V. I. Aravin : Experimental studies of percolation through regions influenced by raising of groundwater table due to hydraulic structure, Proc. I. A. H. R., 1961.
- 26) R. J. M. De Wiest : Replenishment of aquifer intersected by streams, Proc. A. S. C. E., Vol. 89, HY6, 1963.
- 27) F. J. Fayers & J. W. Sheldon : The use of high-speed digital computer in the study of the hydrodynamics of geologic basins, J. of Geophys. Resea., Vol. 67, No. 6, 1962.
- 28) I. Remson, C. A. Appel & R. A. Webster : Groundwater models solved by digital computer, Proc. A. S. C. E., Vol. 91, HY3, 1965.
- 29) M. L. Shridler : Filtration flow in heterogeneous media, c/b, Consultant Bureau, New York, 1964
- 30) G. Stanting : A horizontal scale models, Based on the viscous flow analogy for studying groundwater flow in a aquifer having storage, I. A. H. R., General Assembly Tront, 1957.
- 31) 大橋行三：明きよ排水の水理について(Ⅰ)，京大防災研究所年報，No. 8，1965，p. 338.