

海岸自由地下水層の透水係数の算定

武 政 剛 弘*

Calculation of Permeability in the Coastal
Unconfined Aquifer.

by

Takehiro TAKEMASA

(Department of Civil Engineering)

Abstract

The unconfined ground water level near the coast oscillates under the influence of the tide. As is well known, the ground water movement depends mainly upon the permeability of the aquifer. Considering that the differential equation of the ground water unsteady flow due to tide, the solved the equation and introduced the way to compute the permeability of the aquifer in this paper.

On the other hand, computing the permeability in the unconfined ground water by Theis and Jacob's methods, the author compared the values of the permeabilities calculated by two methods.

1) まえがき

従来、現場における滞水層定数の算出方法として、染料、放射性アイソトープなどのトレーサーを用いて地下水の実流速を測定する方法、ならびに水位回復、注水試験などの井戸理論に基づくいわゆる揚水試験による方法が取られている。これらの試験方法の中で、現場揚水試験に関しては被圧地下水と自由地下水では、解析方法に若干の差異が見られる。被圧地下水の場合、定常状態における解析方法として、Thiemの方法が一般に利用されている。又非定常状態においては、TheisやJacobの非平衡式を用いる方法が現在では最良なものとしてされている。自由地下水の場合でも、Dupuit-Forchheimerの準一様流の仮定を用いて、定常状態ではThiemの理論が適用されているが、我

国では非定常状態における揚水試験の場合についての非平衡理論に関する報告はあまり見受けられないようである。特に海岸地下水の場合は、海洋潮汐の影響を受けて地下水位が変動するために、従来の解析方法を適用するに際しては多少問題が生じてくる。ここで筆者は、海岸自由地下水に潮汐の影響を考慮した非定常流の微分方程式を導びき、その解を利用して滞水層の透水係数などを算出する方法を提出した。一方従来、被圧地下水に対するTheisやJacobの解析方法を自由地下水に発展させた理論¹⁾を用いて滞水層定数を算出した。そしてこれら上記の2方法によって得られた値の比較を試みた。

2) 理論解析

2-1, 潮汐振動を利用した解析方法

昭和54年 4月27日受理

* 土木工学科

今 Fig. 1 に示すように、Z 軸を鉛直上向きにとり、平均海面に x 軸と y 軸をとる。また透水層の下面は $Z = -H$ で不透層で遮断されていると想定し、自由水面の平均高度は H に較べて無視できるものとして、平均位置からの水位変動量を u であらわす。そして海水面が調和振動していると考え、淡塩両層の密度差を考慮しないこととし、水の密度を $\rho = 1(\text{g/cm}^3)$ 滯水層の間隙率を λ 、透水係数を K (m/sec) とする。そして流れは x 方向のみとして Dupuit-Forchheimer の準一様流の仮定を用いて、位置点 x における水柱に対する連続の式を考えると、 u の方程式として

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \alpha^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (1)$$

但し $\alpha = \sqrt{KH/\lambda}$ が得られる。

(1) 式を以下の 3 通りの境界条件で解く。

a) 滯水層が有限長さで、 $x=a$ の所に不透層が存在する場合

$$\begin{aligned} x = 0 \quad & \text{で} \quad u_0 = A \cos \omega t \\ & \quad \quad \quad (A: \text{潮汐の振幅 } \omega: \text{角速度}) \\ x = a \quad & \text{で} \quad \frac{\partial u}{\partial x} \Big|_{x=a} = 0 \end{aligned}$$

b) 滯水層が有限長さで、 $x=a$ の所に水源が存在して常に水位が一定に保たれる場合

$$\begin{aligned} x = 0 \quad & \text{で} \quad u_0 = A \cos \omega t \\ x = a \quad & \text{で} \quad u \Big|_{x=a} = 0 \end{aligned}$$

c) 滯水層が無限に長い場合

$$\begin{aligned} x = 0 \quad & \text{で} \quad u_0 = A \cos \omega t \\ x = \infty \quad & \text{で} \quad u \Big|_{x=\infty} = 0 \end{aligned}$$

を考えると

a) の条件による解は

$$\begin{aligned} u_1 = & \frac{A}{\cosh^2 \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos^2 \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} + \sinh^2 \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin^2 \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}}} \\ & \times \{ (\cosh \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cosh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \\ & \cos \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} + \sinh \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \\ & \sinh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}}) \cos \omega t \\ & + (\sinh \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cosh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \\ & \cos \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} - \cosh \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \\ & \sinh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}}) \sin \omega t \} \quad (2) \end{aligned}$$

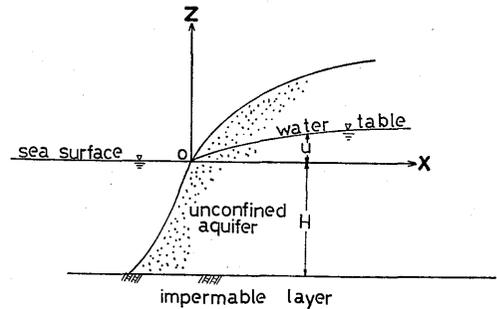


Fig 1 Model of the coastal unconfined aquifer.

b) の条件による解は

$$\begin{aligned} u_2 = & \frac{A}{\sinh^2 \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos^2 \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} + \cosh^2 \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin^2 \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}}} \\ & \times \{ (\sinh \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cos \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sinh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \\ & \cosh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} + \cosh \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \\ & \cosh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}}) \cos \omega t \\ & + (\cosh \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sin \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \sinh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \\ & \cos \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} - \sinh \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \cosh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \\ & \sinh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}}) \sin \omega t \} \quad (3) \end{aligned}$$

である。c) の条件では、(2)、(3) 式において a の値を非常に大きく取り、そして $a \gg x$ の場合を考えれば条件を満足するからその時には以下の近似式が成立する。

$$\sinh \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} = \cosh \frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} = \frac{1}{2} e^{\frac{a}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}}} \quad (4)$$

$$\sinh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} = \cosh \frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} = \frac{1}{2} e^{\frac{a-x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}}} \quad (5)$$

(4)、(5) 式を用いて (3)、(4) 式を変形すると、両式は共に熱伝導論でよく知られている同一の解

$$u = A e^{-\frac{x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}}} \cos \left(\omega t - \frac{x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}} \right) \quad (6)$$

となる。今、 $K = 3 \times 10^{-3} \text{m/sec}$ 、 $H = 30 \text{m}$ 、 $\lambda = 0.35$ 、 $p = 12 \times 3600 \text{sec}$ 、 $a = 120 \text{m}$ とした場合、上記の 3 通りの境界条件による解の理論曲線を Fig. 2、Fig. 3 に示す。Fig. 2 は $t=0$ 時における、すなわち海が最満潮で水位変動量が $u_0 = A$ である時の u_0 に対する内陸

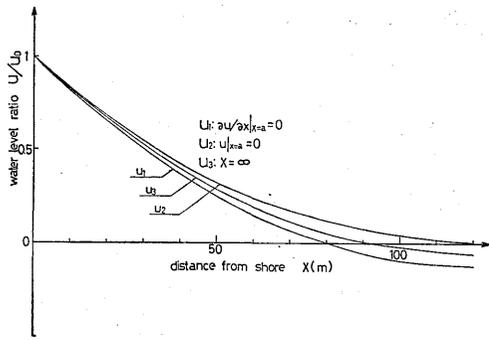


Fig 2 Distance-water level ratio graph for different boundary condition at $K=3 \times 10^{-3} \text{m/sec}$, $H=30$, $\lambda=0.35$, $p=12 \times 3600 \text{sec}$, $a=120 \text{m}$

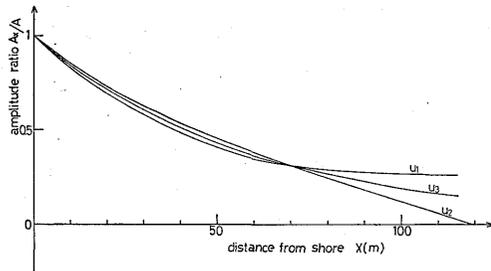


Fig 3 Distance-amplitude ratio graph for different boundary condition at $K=3 \times 10^{-3} \text{m/sec}$, $h=30 \text{m}$, $\lambda=0.35$, $p=12 \times 3600 \text{sec}$, $a=120 \text{m}$

部の水位変動量 u の比をとったものである。Fig. 3は潮汐の振巾 A に対する内陸部の水位変動の振巾 A_x の比をとったものである。これによると滞水層が無限に長い条件の場合の曲線は、両グラフにおいて滞水層が有限値をとり境界が定水位と、不透層の場合の両者における理論値の中間の値を常にとっているのがわかる。また海岸にごく近い部分においては、水位変動の振巾の減衰は境界が不透層である条件の曲線を見ると、三曲線の中で最大の値をとり、途中70m付近より逆に最小となり三者の差が大きくなっている。ここで三者の間で常に中間の値を取っている滞水層が無限に長い条件を用いた解 (6) 式を考えると、水位変動は振巾を減少しながら波動のように伝播している。そこで伝播速度 $V = dx/dt$ を求めると

$$V = dx/dt = \alpha \sqrt{2\omega} = \sqrt{2KH\omega/\lambda} = 2\sqrt{KH\pi/P\lambda} \quad (7)$$

ここで $P(\text{sec})$ は潮汐の周期を表わす。波長は

$$L = VP = 2\sqrt{KH\pi P/\lambda} \quad (8)$$

である。すなわち一周期 P の間に水位変化のおよぶ距離は、 λ の平方根に逆比例し、 K と H の乗積の平方根に比例して大きくなっている。そこで前述の値を用いて伝播速度、波長を計算すると $V=0.43 \text{cm/sec}$, $L=373.6 \text{m}$ となる。今海洋潮汐の振巾を $A=1 \text{m}$ とすれば u の振巾は $x=373 \text{m}$ の所ではわずかに 0.2cm となる。これより海岸自由地下水位に変動が認められるのは、海岸のごく近傍に限られているといえる。それゆえ海岸にごく近い任意の距離 x 点での水位変化の測定値を調和分解することにより、潮汐の影響による項のみを採ると

$$u = A_x \cos(\omega t + \epsilon) \quad (9)$$

となる。(9) 式は理論式 (6) 式と同一でなくてはならない、ゆえに振巾の減衰について

$$A e^{-\frac{x}{\alpha} \sqrt{\frac{\omega}{2}}} = A_x \quad (10)$$

を得る。(10) 式より

$$K = \frac{(x_1 - x_2)^2}{(\ln A_{x_1} - \ln A_{x_2})^2} \frac{\lambda \omega}{2H} \quad (11)$$

となり、2カ所の水位変動の振巾を測定することにより海岸自由地下水における滞水層の透水係数を算出する式が導かれる。

2-2. 自由地下水の非定常状態の揚水試験について

Fig. 4に示すように水平透水層に不透層に達する円筒状の井戸を考える。そして井戸の中心を座標原点とし、外向きを r 方向にとり揚水量を Q とする。そして Darcy の法則が成立し流れは不透層に平行に上から下まで一様である Dupuit-Forchheimer の準一様流

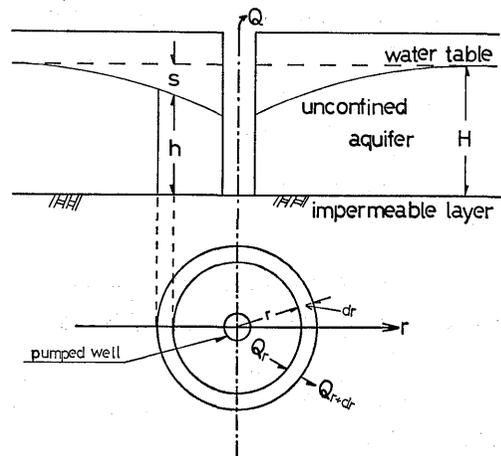


Fig 4 Model for pumping test in the unconfined aquifer.

の仮定が成り立つものとする。今滞水層の貯留係数を S とし、井戸を中心とする半径 r と $r+dr$ の円筒の間で連続の式を考えると

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h^2}{\partial r} = \frac{S}{Kh} \frac{\partial h^2}{\partial t} \quad (12)$$

を得る。ここで

$$S^* = \frac{H}{h} S \dots (13) \quad T = KH \dots (14) \quad \text{とおく}$$

(13), (14) 式を (12) 式に代入して

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h^2}{\partial r} = \frac{S^*}{T} \frac{\partial h^2}{\partial t} \quad (15)$$

に変形できる。ここで Fig. 4 に示すように $h+s=H$ であるから (13) 式は

$$S^* = \frac{H}{H-s} S = \frac{H}{1-\frac{s}{H}} S \quad (16)$$

となる。但し s は水位低下量を表わす。

(16) 式において、自由水面の水位低下量 s は揚水開始前の滞水層厚 H に比べて十分小さいと仮定すると、 S^* は定数とみなしてよい。¹⁾ するといま揚水井から揚水量 Q を一定に保って揚水する場合には、(15) 式の解は以下の条件を満足するものでなくてはならない。

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件} \quad t = 0 \quad h^2 = H^2 \\ \text{境界条件} \quad r = \infty \quad h^2 = H^2 \\ \quad \quad \quad r = 0 (t > 0) \quad Q_r = -Q \end{array} \right\} (17)$$

ところで $\xi = r/2\sqrt{Tt/S^*}$ とおくと (15) 式は二階線形常微分方程式に変換され

$$\frac{d^2 h^2}{d\xi^2} + \left(\frac{1}{\xi} + 2\xi\right) \frac{dh^2}{d\xi} = 0 \quad (18)$$

となる。ここで前述の (17) 式の条件を考慮した (18) 式の解は

$$\begin{aligned} h^2 &= H^2 - \frac{Q}{2\pi K} \int \frac{e^{-\eta}}{4Tt} d\eta \\ &= H^2 - \frac{Q}{2\pi K} W(\eta) \end{aligned} \quad (19)$$

となる。

但し、 $\eta = r^2 S^*/4Tt \dots (20)$ $W(\eta)$ は井戸関数という。更に、 $h=H-s$ を用いて (19) 式を整理すると

$$s - \frac{s^2}{2H} = \frac{Q}{4\pi KH} W(\eta) \quad (21)$$

となる。そして

$$s^* = s - \frac{s^2}{2H} \quad (22)$$

と定義して (14) 式を用いると (20) 式は

$$s^* = \frac{Q}{4\pi T} W(\eta) \quad (23)$$

となり被圧地下水による Theis の方法と同じ手法で、自由地下水における伝達係数 T 、貯留係数 S 、透水係数 K などが決定できる。

次に (23) 式における井戸関数 $W(\eta)$ は

$$W(\eta) = -0.5772 - \ln \eta + \eta - \frac{\eta^2}{2 \times 2!} + \frac{\eta^3}{3 \times 3!} \quad (24)$$

のように展開したものである。ここで $\eta = r^2 S^*/4Tt$ を書き直して $\eta = \frac{S^*/4T}{t/r^2}$ とすると、 t/r^2 は時間経過と共に大きくなりうるが、 $S^*/4T$ は一定で小さい値であるので η はいくらでも小さくなる。(24) 式において少なくとも η が 0.02 より小さい、すなわち $1/\eta > 50$ では、最初の 2 項をとれば近似式として十分である。²⁾ そこで (23) 式は

$$\begin{aligned} s^* &= \frac{Q}{4\pi T} \left(-0.5772 - \ln \frac{r^2 S^*}{4Tt}\right) \\ &= \frac{2.3}{4\pi T} Q \log \frac{2.246 Tt}{r^2 S^*} \\ &= \frac{2.3}{4\pi T} Q \left[\log \frac{t}{r^2} + \log \frac{2.246}{S^*} T\right] \end{aligned} \quad (25)$$

となる。(25) 式は r を一定とした場合に s^* と $\log t$ との関係になるから、半対数紙上に t に対して s^* をプロットすると、両者の関係は直線で表わされ単位時間あたりの揚水量 Q が既知であるなら、その直線の勾配と時間軸の切片より前述の滞水層定数を算出することが出来る。この方法は Jacob の方法としてよく知られている。

3) 現場の状況および解析結果

本解析の資料は、昭和48年3月に長崎県土木部河川開発課が川原大地において実施した調査資料を使用したものである。川原大地は長崎県南西部野母半島の間部南側に位置し、約100mの距離で東側橋湾と接している。池は湛水面積の0.13Km²、貯水容量は約70万m³の汽水湖であり、湖盆の形態の特長はスリパチ状で、その底部には粘土質の半不透層がかなり厚い層で堆積している。そして川原大地と橋湾の間を形成する陸部は、地表面から約34mの深さまで砂礫、礫(玉石)層があり、その下部に粘性土層を薄く挟んで基盤である緑色片岩類がほぼ水平に存在している。揚水井はGL 0~-21.00m迄はφ350m/m、GL -21.00~-40.0m迄はφ250m/mのケーシングパイプを、観測井につ

いてはφ55m/mのケーシングパイプを挿入している。井戸の位置はFig.5に示すように、揚水井から川原大地側にA方向3ヶ所、橋湾側にB方向3ヶ所、AB方向に直交する方向にそれぞれ1ヶ所ずつ設けている。各観測井の揚水井および橋湾からの距離はTable. 1に示すとおりである。各井戸における水位変動の測定値を調和分解することにより、潮汐の影響による項のみを取り出し振巾および海洋潮汐に対する振巾の比、位相遅れをTable. 2に示す。今前述のように池には底部全体にかなり厚い粘土層が堆積しており、境界条件としては $x=a$ で不透層が存在する場合はこの状況に適用出来ると考えられる。それゆえ(2)式を使用して数値

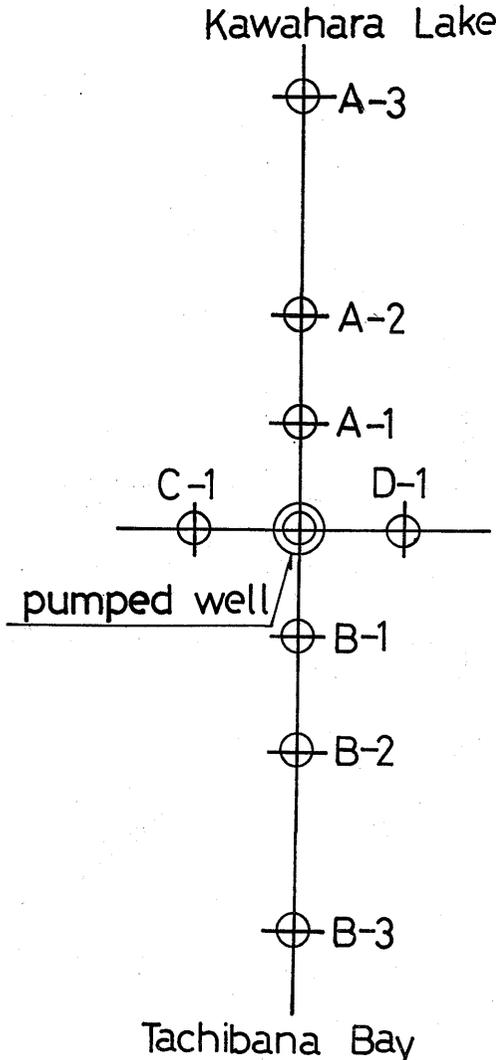


Fig 5 The relation between pumped well and obseration wells.

Table 1 Distance of observation wells from the pumped well and Tachibana Bay.

	Distance from pumped well	Distance from Tachibana Bay
pumped well		61.8 (m)
A-1	5.0 (m)	66.8
A-2	10.0	71.8
A-3	20.0	81.8
B-1	5.0	56.8
B-2	11.0	50.8
B-3	20.0	41.8
C-1	5.0	61.8
D-1	5.0	61.8

Table 2 Values of amplitude ratio, phase lag and amplitude for observation wells.

Point	Amplitude ratio (A_K/A)	Phase lag	Amplitude (A_K)
Tide	1.00	0.00	1.33
B-3	0.57	0.33	0.76
B-2	0.61	0.26	0.82
B-1	0.62	0.23	0.83
Pumped well	0.60	0.24	0.80
A-1	0.60	0.30	0.81
A-2	0.60	0.29	0.80
A-3	0.54	0.41	0.72

計算を試る。調査により $H=30m$, $a=123.5m$ は既知量として与えられており、間隙率入の値については電気探査の結果得られた値、 $\lambda=0.158$ を用いるものとする。(2)式に既知の値を代入して、透水係数 K の値を $K=5 \times 10^{-4}m/sec$ から $K=1 \times 10^{-2}m/sec$ まで7段階の値を指定し、海洋潮汐の振巾に対する内陸部の水位変動の振巾の比の理論曲線に、Table. 2に示した現場における振巾の比をプロットしたものをFig. 6に示す。これによると現場での透水係数 K は多少のばらつきはあるけれど、 $K=3 \times 10^{-3}m/sec$ 前後の値になっていると考えられる。次に滞水層の長さが約120mで条件としては少し無理であると考えられるけれど、Fig. 3に示されているように、海岸より内陸部へ約70m付近までは3通りの条件による振巾の減衰には顕著な差異はみられないので、(11)式を使用して海洋潮汐の振巾と揚水井の振巾の両方で計算を行った結果、 $K=5.73 \times 10^{-3}m/sec$ となり前述の K の値に近い値を得た。

次に揚水試験については、揚水開始後約5分くらい

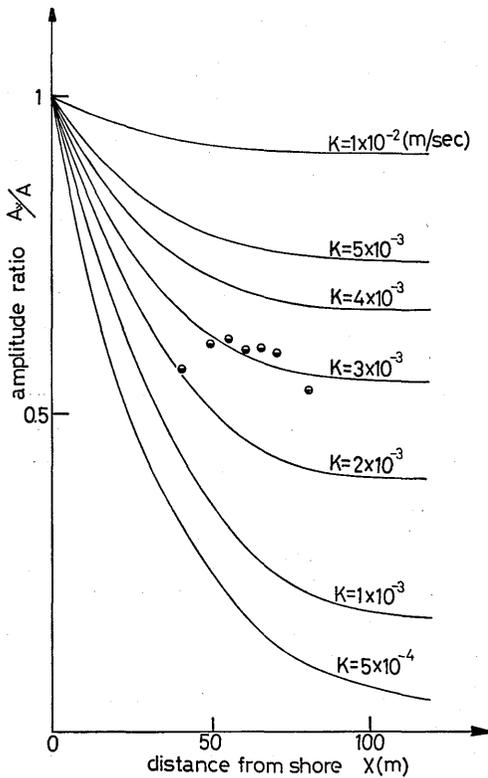


Fig 6 Distance-amplitude ratio graph for different permeability.

Table 3 Values of s^* different values of t .

t (sec)	r^2/t (cm ² /sec)	s (cm)	$s^* = s - \frac{s^2}{2H}$
60	4.2×10^3	5.5	5.49
120	2.1×10^3	7.0	6.98
180	1.4×10^3	7.3	7.28
240	1.04×10^3	8.5	8.48
300	0.8×10^3	9.0	8.97
360	0.7×10^3	9.0	8.97
600	0.42×10^3	9.5	9.47

にて揚水水位は定常となり、それ以後は干満の動きに合った変動が見られる。観測井A-1, A-2, B-1, B-2 の水位変動については、揚水による影響がわずかに認められている。しかしながら各井戸は常に潮汐による水位変動を行っているために、厳密には定常とはなりえない。そこで満潮時の変動の小さな期間を静止した状態と考え、この時点を揚水開始時とし、揚水による影響が比較的表われているA-1井における揚水開始時点からの水位低下をTable. 3に示す。これよ

り被圧地下水のTheisの図式解法と同様にして、水位変動 s^* と r^2/t との関係を両対数紙上にプロットしたものと、同じ両対数紙上の井戸関数 $W(\eta)$ とパラメータ η との標準曲線を重ね合わせたものをFig. 7に示す。このグラフのmatch pointの値から、(20)式および(23)式を用いて揚水量 $Q=20620\text{cm}^3/\text{sec}$ であることより

$$T=539.15\text{cm}^2/\text{sec}, K=T/H=1.8 \times 10^{-3}\text{m}/\text{sec}, S^*=0.0369 \text{ を得た。}$$

次に同じくTable. 3の値を用いて、前述のJacobの方法により半対数紙上に t に対して s^* をプロットし、直線近似したグラフをFig. 8に示す。揚水量 $Q=20620\text{cm}^3/\text{sec}$ を用いてその直線の勾配より

$$T=770.21\text{cm}^2/\text{sec}, K=2.5 \times 10^{-3}\text{m}/\text{sec} \text{ を得る。}$$

そして $s^*=0$ となる t の値から $S^*=0.0318$ を得た。

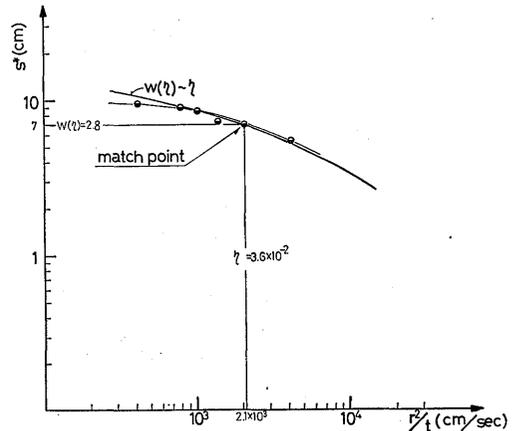


Fig 7 Time-drawdown graph for well A-1 and the relation between $W(\eta)$ and η .

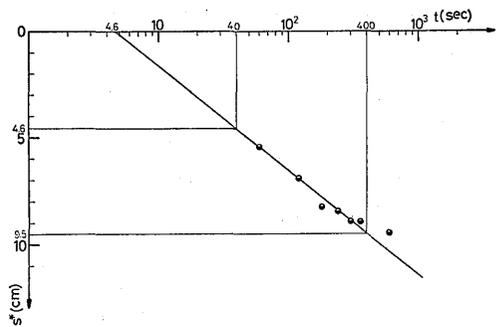


Fig 8 Time-drawdown data graph for well A-1.

4) まとめ

本研究においては、資料不足で成果としては十分とはいえないが考えられる結果として

① 海洋潮汐による水位変動を利用して求める解析方法の場合、海岸自由地下水では内陸部の水位変動の振巾の減衰が著しいため、内陸部末端における境界条件の相違によって透水係数の値には顕著な差異が見られずオーダー的には一致している。

② 揚水試験においては、従来被圧地下水に用いられている Theis の図解法と Jacob の方法が自由地下水にも適用出来ることを確かめた。そして両者の方法で求めた透水係数の値はほぼ同一の値になった。

③ 振動と揚水による両方法を比較した場合、後者の方法による値の方が少し小さくなっているが、両者の間には顕著な差が見られず透水係数の値に対しては、オーダー的に満足のゆく結果となった。

以上のことより③項において両者の値が一致したことは、現場における滞水層定数の解析方法として、両方法が正しいと評価出来ると考える。そこで両解析方法をもう少し検討してみると、振動の場合は海洋と内陸部2～3ヶ所の水位変動を測定するのみで、簡単に透水係数を求めることが出来るけれど、計算の際間隙率 λ 、滞水層の厚さ H を前もって知らなければならぬ不便さが考えられる。揚水試験の場合は、観測井の掘削に要する経費の点や、井戸管理面で前者に比してかなり不利な所はあるが、資料解析においては滞水層の厚さ H を前もって知るのみで、透水係数以外の滞水層定数も計算出来る利点がある。以上の事柄より筆者は、海岸自由地下水における滞水層の透水係数の算出に際しては、両者いずれの方法も甲、乙つけがたい

が、測定の安易さと経費の点で海洋潮汐を利用した解析方法がかなり有効な方法であると評価されると考える。

最後に数々の有益な助言を戴いた本学の松原茂教授、およびデータの整理を手伝って戴いた前田佳朗君（現長崎県庁）、谷川尚一君（現寄神建設）、浅井孝久君（現防府市役所）に感謝の意を表します。

5) 参考文献

- 1) 安藤義久：不在地下水における井戸揚水の非平衡理論に関する研究，日本地下水学会会誌 第20巻 第3号，1978.
- 2) 山本荘毅：“揚水試験と井戸管理” 昭晃堂
- 3) 赤井浩一：“土質力学” 朝倉書店
- 4) 小平吉男：“三角級数の応用” 岩波書店
- 5) 山村和也，鈴木音彦：“土と水の諸問題，鹿島出版
- 6) 長崎県土木川河開発課：川原大池海水浸透量調査報告書，昭和48年3月.
- 7) 浅井孝久，谷川尚一：“海岸付近の自由地下水層の透水係数について，長崎大学工学部土木工学科卒論 昭和53年度.
- 8) 石原藤次郎，本間 仁：“応用水理学中II” 丸善
- 9) Walson：GROUND WATER RESOURCE EVALUATION；McGRAW-HILL KOGAKUSHI, LTD.