

潮汐の影響下にある被圧地下水の観測とその解析

Observation of Unsteady Confined Groundwater under Tide and its Analysis

長崎大学工学部 正 員○古 本 勝 弘
 長崎大学工学部 正 員 武 政 剛 弘
 長崎大学工学部 正 員 薦 田 広 章
 長崎大学工学部 一ノ瀬 和 雄

1. まえがき

地下水は古くから重要な水源として利用されてきた。近年、都市における水需要の飛躍的な増大に伴ない、地下水の利用量も急激に伸び、時には地下水の過剰揚水から、地盤沈下、水源の枯渇、海岸地帯での地下水の塩水化等をひき起し社会問題となることがある。こうした被害を未然に防ぎ、かつ地下水を有効に利用するためには地下水の賦存状態を的確に捕えておかなければならない。

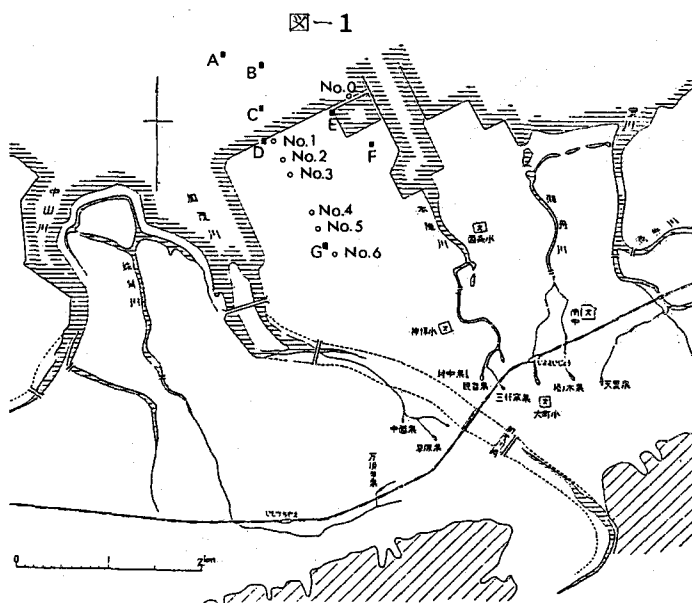
本報告は、潮汐の影響を受けて振動する海岸地帯被圧地下水の水頭を観測した結果と、その観測資料から読み取り得る物理的状況を、想定モデルの理論解を参考に考察したものである。

観測は、愛媛県西条市北部の干拓地で実施された、西条市は、石鎚山系を北に流下し蓬灘に注ぐ加茂川および室川（渦井川）によって形成された低平な海岸平野に拓けた都市であり、自噴する豊富な被圧地下水では有名である。西条市には数多くの掘抜井戸が存在し盛んにこの地下水は利用されており興味ある地下水の問題を提供することから、多くの調査、研究が当地でなされてきた。

2. 観測

市街地のほぼ中央部を境として、内陸側は加茂川の流量変動により自噴量の増減、自噴帯の拡大縮小が見られる落差型の被圧地下水帯であり、その北の瀬戸内海側は潮汐の影響を受けて自噴量を増減する荷重型の被圧地下水帯で、室川から地下水供給がなされていると言はれる¹⁾。観測は、図-1に示す、荷重型の被圧地下水帯である加茂川河口右岸の干拓地で実施された。干拓地には、その造成当時、除塩とかんがい目的で多数の掘抜井戸が設けられたが、かんがい設備が整備された現在は、水田に設けられている殆ど井戸は栓をされて利用されていない。これらの井戸のうち、埋没して所在が不明になったもの、開栓不能になっているものなどがかなり在るが開栓すれば被圧水が自噴する井戸が数多く残されている。

観測はこれらの自噴井のうちで海側堤防線にはほぼ垂直に並ぶ6本の井戸を選び、その水頭を時間的に記録する方法で実施した。図-1中のNo.1~No.6がその井戸の位置である。井戸は1インチまたは2インチの鋼管を被圧層まで打ち込んだ簡単なもので、井戸頂部は水田面から10cm程度突き出ている。観測に使用した井戸は全て19mの深さまで打ち込まれている。被圧水は、干潮附近の短い時間を除けば、井戸頂部より常

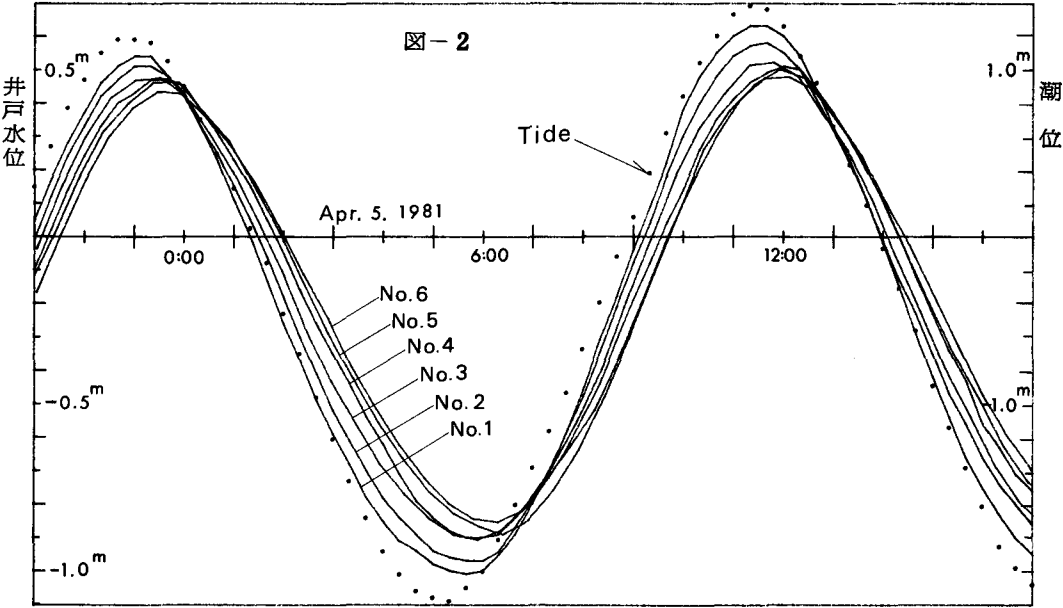


にゆう出する。被圧水の水頭のみを計測するために、長さ 2m、直径 2インチの硬質塩化ビニール管を井戸頂部に取り付け、水があふれないようにした。井戸水位は、井戸径の大きな（2インチ）No.1, 2, 4 は浮子式の石田式変倍自記水位計で、1インチ径の井戸であるNo.3, 5, 6 は圧力センサーを井戸に投入し、その出力をペンレコーダーで記録した。潮位も同時に計測されている。四国電力西条火力発電所冷却水放流口、図-1 中、No.0点に石田式変倍自記水位計を設置して記録している。

計測は昭和56年4月4日18時から 6日10時までの40時間実施された。潮位および各井戸水位の時間変化を図-2 に示している。ここに示す潮位および井戸水位は水準測量により零点調整（標高とは無関係）がなされている。このグラフによると、内陸の井戸ほど水位変化の振幅が小さいこと、水位変化に時間的遅れが存在すること等を読み取ることができる。これらの事柄を数量的に明確にするために、4月4日21時から 5日21時48分までの1太陰日について潮汐と各井戸水位の時間変化を調和分解し、表-1 に示している。表-1 中、井戸No.下の数字はその井戸の堤防線からの垂直距離を示す。この表には日周潮と半日周潮のみを記しているが、これ以上の高周波成分は、その寄与が非常に小さいために省略した。更に、一日項と半日項の振幅を比較して明らかにように半日周潮が殆んど支配的な成分である。このため各井戸水位変化の半日周潮の性質を調べることによって被圧地下水の特性を捕えることができる。表-1 から明らかなことを列挙すると次のようである。平均水位が海に向かって低いことから、海に向う流れの定常成分が存在する。海岸堤防からの距離による井戸水位の変動振幅の減衰、位相の増大がほぼ系統的に存在する。井戸水位の変動振幅は潮位振幅の 50% 以下である。

表-1

		Tide	No.1 60 ^m	No.2 291 ^m	No.3 467 ^m	No.4 857 ^m	No.5 1090 ^m	No.6 1437 ^m
Mean Level		-0.472 ^m	-0.257 ^m	-0.252 ^m	-0.244 ^m	-0.230 ^m	-0.243 ^m	-0.226 ^m
Diurnal term	Amplitude	0.052	0.037	0.029	0.021	0.017	0.022	0.027
	Phase	-125°49'	-139°39'	-140°21'	-86°50'	-117°59'	-63°15'	-92°00'
Semi-diurnal term	Amplitude	1.650	0.785	0.740	0.704	0.683	0.684	0.650
	Phase	33°13'	29°21'	24°59'	20°41'	15°30'	11°02'	10°23'



干拓地内の水田面は標高 $-0.3 \sim -0.6$ mで、殆んど水平であり、客土されていないので干拓堤防近傍の海底レベルと変わらない。図-1のA～G地点のボーリング柱状図³⁾を図-3に示す。これによると附近一帯の地層は、厚い砂礫層の上に粘土層あるいはシルト層、その上に砂層が冠っており、地層の構成からも典型的な被圧状態となることがわかる。被圧地下水層である砂礫層の上面はゆるく海に向かって傾斜しているが、深い位置までの資料がないために、その砂礫層下面の深度とその下の不透水層の有無は不明である。またこの柱状図は砂礫層が海面下かなりの距離まで存在することを示している。

干拓地内水は承水路に流集し、潮位が内水位より低くなる干潮時に水門操作により海に放流される。承水路水位は晴天時においても一潮汐間に $40 \sim 50$ cm程度は変動する。これは自由地下水の流入に加えて被圧地下水の地上への漏洩も寄与している。干拓地内の民家は全て被圧水を利用しており、また完全に止水されていない灌漑用井戸からは常時水が噴出している。以下の解析においては、この局部的な井戸からの漏水も含めて、内陸部の被圧層からは上部地層へ均等に変動水頭按比例する量の漏洩があるとした。

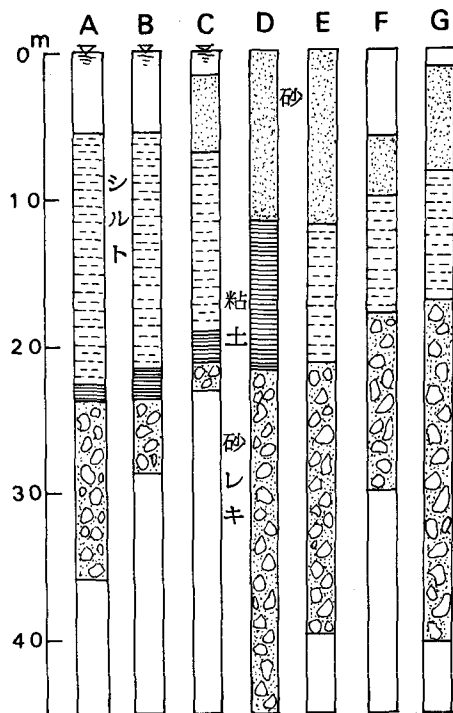


図-3

3. 設定モデルと理論解析

前記の現場の状況を基に観測結果を説明するために、図-4のような簡単な地下構造を想定した。すなわち被圧帯水層の傾斜は非常に緩やかであるから、簡単のために水平であるとし、また一定厚さをもつものと仮定する。被圧水の流動は堤防線に直交する方向の一次元運動と考える。座標原点は堤防直下、被圧層下面にとり、X-軸を内陸水平方向に、Z-軸を鉛直上向きにとる。被圧層は、 $X = l$ の地点に水の流入端をもち、 $X = -a$ の地点で海に開口している。堤防より海側 ($X < 0$) の被圧層は周期的に変動する潮汐荷重を受ける。一方内陸側 ($X > 0$) の被圧層には被圧水の漏洩が存在する。

このような帯水層の構造に対して弾性透水層理論により基礎方程式を得る²⁾。被圧層に加わる変動荷重を水頭で表わしたものを P 、被圧水頭の変動成分を領域別に $\xi_1 (X \leq 0)$ 、 $\xi_2 (X > 0)$ として

$$-a \leq x \leq 0$$

$$0 < x \leq l$$

$$\frac{\partial \xi_1}{\partial t} = K^2 \frac{\partial^2 \xi_1}{\partial x^2} + \theta \frac{\partial P}{\partial t} \quad \dots (1)$$

$$\frac{\partial \xi_2}{\partial t} = K^2 \frac{\partial^2 \xi_2}{\partial x^2} - b \xi_2 \quad \dots (2)$$

ここに

$$\theta = \alpha / (\alpha + \lambda \beta)$$

$$K^2 = T/S = k / \rho g (\alpha + \lambda \beta)$$

$$b = k' / \rho g D (\alpha + \lambda \beta) D'$$

$$T = k D \quad S = \rho g D (\alpha + \lambda \beta)$$

λ ; 被圧帯水層の空隙率

α ; 被圧帯水層の垂直圧縮率

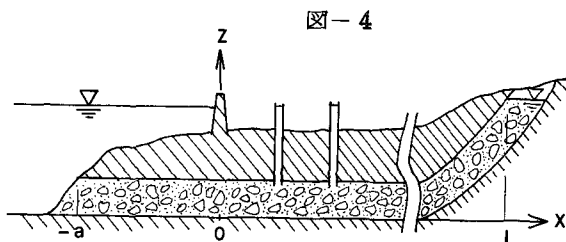


図-4

β : 水の圧縮率 k, k' : 被圧層, 上部半不透水層の透水係数
 ρ : 被圧水の密度 D, D' : 被圧層, 上部半不透水層の厚さ
 g : 重力の加速度 T, S : 透水量係数, 貯留係数

(1), (2)式を解くに当って, 被圧層の内陸端での水頭は不圧状態で変動なく, 海側端では開口し海の静水圧に等しいとする。また, $x = 0$ では両領域の水頭勾配が等しいという条件が存在する。すなわち P および境界条件を次のように表わす。

$$\begin{aligned}
 P &= P_0 \cos \sigma t & \zeta_1|_{x=-a} &= P_0 \cos \sigma t & \zeta_2|_{x=l} &= 0 \\
 & & \zeta_1|_{x=0} &= \zeta_2|_{x=0} & \frac{\partial \zeta_1}{\partial x}|_{x=0} &= \frac{\partial \zeta_2}{\partial x}|_{x=0} \dots\dots\dots (3)
 \end{aligned}$$

上の条件のもとに (1), (2) 式を解いて次式を得る。

$$\zeta_1 = P_0 R \left[e^{i\sigma t} \left\{ \theta + (1-\theta) e^{-M(x+a)} + \frac{\sinh M(x+a)(1-\theta)(\tanh Al - A/M) \bar{e}^{Ma} - \theta A/M}{\cosh Ma \tanh Al + (A/M) \tanh Ma} \right\} \right] \dots\dots\dots (4)$$

$$\zeta_2 = P_0 R \left[e^{i\sigma t} \left\{ \frac{\sinh A(1-x)}{\cosh Al} \cdot \frac{\theta + (1-\theta)/\cosh Ma}{\tanh Al + (A/M) \tanh Ma} \right\} \right] \dots\dots\dots (5)$$

ここに, i : 虚数単位 $R[]$: 実数部 $M = m(1+i)$ $m = \sqrt{\sigma/(2K^2)}$

$$A = m \left(\sqrt{\left(\frac{b}{\sigma}\right)^2 + 1} + \left(\frac{b}{\sigma}\right) + i \sqrt{\left(\frac{b}{\sigma}\right)^2 + 1} - \left(\frac{b}{\sigma}\right) \right) = m_1 + i m_2$$

次に, 被圧層先端が海に開口せず閉塞している場合には, $x = -a$ において上記の条件 $\zeta_1 = P_0 \cos \sigma t$ の替りに $\partial \zeta_1 / \partial x = 0$ を用いて, (1), (2) 式を解けばよい。その解は次の通りである。

$$\zeta_1 = P_0 R \left\{ e^{i\sigma t} \theta \left\{ 1 - \frac{A \cosh M(x+a)}{M \sinh Ma} \cdot \frac{1}{\tanh Al + (A/M) \coth Ma} \right\} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

$$\zeta_2 = P_0 R \left\{ e^{i\sigma t} \theta \left\{ \frac{\sinh A(1-x)}{\cosh Al} \cdot \frac{1}{\tanh Al + (A/M) \coth Ma} \right\} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

(4)~(7)式の実数部のみを取り出して式示することは可能ではあるが, それは非常に複雑な式となる。しかし, このままの式形では種々の物理量が水頭変動にいかに関わっているか判然としない。実際の状況を考察するに, 当地の被圧層に限らず, 一般に海岸からの被圧水流入部距離 l はかなり大きく, l を無限大としても支障はない場合が多いので, $l = \infty$ とした解を次に示しておく。ただし, 長い式となるので内陸部の水頭をあらわす (5), (7) 式に対応する式のみを示す。

$$\zeta_2 = P_0 H \bar{e}^{m_1 x} \cos(\sigma t - m_2 x + \delta) \dots\dots\dots (8)$$

ここに, 被圧層が $x = -a$ で海に開口している場合, $\phi = 2am$ として

$$H = \left[\frac{\theta^2 (\cosh \phi - \cos \phi)^2 + 2\theta (\cosh \phi \cos \phi - 1) + 1}{\sinh^2 \phi + \cos^2 \phi + \sqrt{(b/\sigma)^2 + 1} (\cosh^2 \phi - \cos^2 \phi) + 2(n_1 \sinh \phi \cosh \phi + n_2 \sin \phi \cos \phi)} \right]^{1/2} \dots\dots\dots (9)$$

$$\begin{aligned}
 \delta = \tan^{-1} & \left[\frac{\theta (\sinh \phi \sin \phi + (\cosh \phi - \cos \phi)(n_1 \sin \phi + n_2 \sinh \phi))}{\theta (\sinh^2 \phi + \cos^2 \phi - \cosh \phi \cos \phi + (\cosh \phi - \cos \phi)(n_1 \sinh \phi - n_2 \sin \phi))} \right. \\
 & \left. \frac{-\sinh \phi \sin \phi - n_1 \cosh \phi \sin \phi + n_2 \sinh \phi \cos \phi}{+\cosh \phi \cos \phi + n_1 \sinh \phi \cos \phi + n_2 \cosh \phi \sin \phi} \right] \dots\dots\dots (10)
 \end{aligned}$$

$$n_1 = \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\left(\frac{b}{\sigma}\right)^2 + 1} + 1 \right)} \qquad n_2 = \sqrt{\frac{1}{2} \left(\sqrt{\left(\frac{b}{\sigma}\right)^2 + 1} - 1 \right)}$$

被圧層先端が閉塞している場合は、同じく

$$H = \left[\frac{\theta^2 (\cosh \phi - \cos \phi)}{\cosh \phi - \cos \phi + \sqrt{(b/\sigma)^2 + 1} (\cosh \phi + \cos \phi) + 2(n_1 \sinh \phi - n_2 \sin \phi)} \right]^{1/2} \dots\dots (11)$$

$$\delta = \tan^{-1} \left[\frac{n_1 \sin \phi + n_2 \sinh \phi}{\cosh \phi - \cos \phi + n_1 \sinh \phi - n_2 \sin \phi} \right] \dots\dots\dots (12)$$

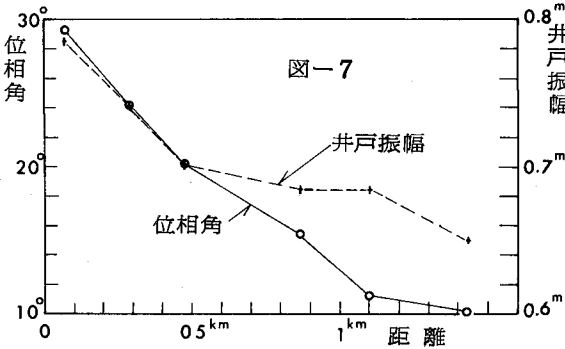
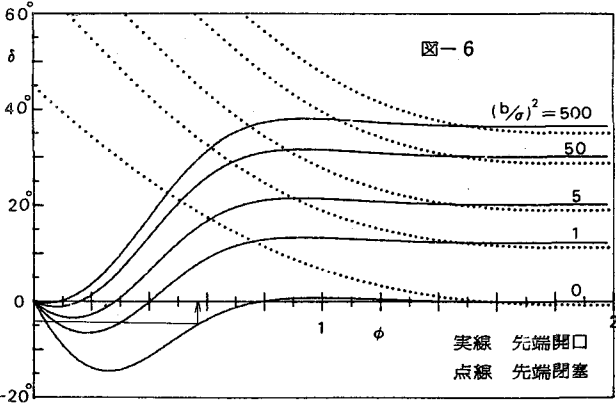
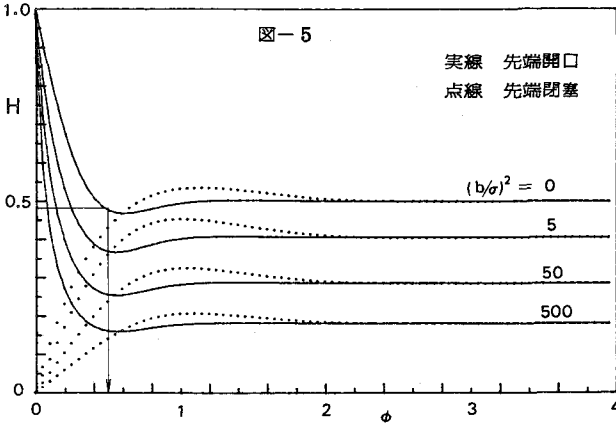
次に、ここで得られた解の特性を述べるが、式形が解かり易い $t = \infty$ の場合の解 (8), (9)~(12) 式を中心に示す。(8)式から明らかなように、被圧層先端が海に開口している場合も閉塞している場合も水頭変動の振幅は内陸に向って指数関数的に減衰する。

減衰系数は $m_1 = \sqrt{(\sqrt{b^2 + \sigma^2} + b)/2K^2}$ であるから、被圧層から上部層への水の漏洩の大きさを示すパラメーター b が大きいほど、振動周期 $T = 2\pi/\sigma$ の短い分潮ほど減衰が大きい。また被圧層の透水係数 k が小さいほど減衰が大きい。位相の遅れは $(m_2 x - \delta)/\sigma$ であり、 x 方向に m_2/σ の勾配で直線的に位相遅れが生ずる。 $m_2 = \sqrt{(\sqrt{b^2 + \sigma^2} - b)/2K^2}$ であるから漏洩のパラメーター b が大きいと、また透水係数 k が大きいと m_2 は小さく、位相遅れは小さくなる。

(8)式において $x = 0$ とすると堤防地点の水頭変動を示すことになり、 H はこの地点における水頭変動振幅の潮汐振幅に対する割合を示すことになる。更に δ はこの地点における水頭変動の潮汐に対する進み角を示す。 H および δ

はいずれも $\theta, \phi (=2am)$ および (b/σ) に関係している。被圧層の鉛直方向圧縮率 α は一般に水の圧縮率 β より一桁以上大きいので特殊な場合を除けば $\theta = 1$ として支障はない。ここでも $\theta = 1$ として H および δ を ϕ と b/σ をパラメーターに図化し、図-5, 6 に示す。図-5 の示すところによると、先端開口の被圧層では $\phi = 0 \sim 0.5$ の間で急激な振幅の減衰が在り、先端閉塞の被圧層では $\phi = 0 \sim 1.0$ の間に振幅の増加をみる。それより大なる ϕ では振副の増減は非常に小さい。 $\phi > 2$ では、被圧層の開口閉塞に関わらず両者は一致する。漏洩の大きさを示すパラメーター b/σ が大きくなるに伴い、水頭振幅の減衰が増大する。

図-6 は $x = 0$ 地点の位相角について、次のことを示している。 $\phi > 1.5$ では被圧層



先端の開口閉塞に関わらずほぼ等しい。先端閉塞の被圧層では常に $\delta > 0$ であるのに対し、開口の被圧層では $\phi < 1.5$ で $\delta < 0$ となる領域が存在する。 $\delta > 0$ であることは $x = 0$ における水頭変動が潮汐に先行していることを示す。

次に、観測から得られる種々の値に関して $l = \infty$ とした解との対応を検討する。潮汐および水頭変動は半日周潮が支配的であるので表-1の半日項のみを考察の対象とする。表-1の半日項の振幅と位相角を各井戸の位置に対してプロットして図-7に示す。位相角は距離に対してほぼ直線状に並らぶのに対し、井戸振幅は距離に対し指数関数的に並らぶ。位相角についてはその並らびを直線近似した傾きが m_2 であり、井戸振幅については片対数紙上にプロットした点の近似直線の傾きが m_1 である。得られた値は夫々次のようである。 $m_1 = 0.260 \text{ km}^{-1}$ $m_2 = 0.251 \text{ km}^{-1}$
この m_1, m_2 を用いて b/σ , m を求めることができる。 $b/\sigma = 0.0352$ $m = 0.255 \text{ km}^{-1}$

被圧層厚さ D を 25 m , 上半不透層の厚さを 20 m , 振動周期 $T = 12.4$ 時間, $\rho g(\alpha + \lambda\beta) = 2 \times 10^{-7} \text{ cm}^{-1}$ を仮定すると, m, b に含まれる被圧層および上部層の平均透水係数として次の値を得る。

$$k = 2.16 \text{ cm/sec} \quad k' = 4.95 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

被圧層の透水係数としてはこの値はかなり大きく、被圧層が礫を主体に構成されていることを示している。上部層の透水係数はシルトに相当する値であり、実用的には被圧層の上部は不透水層とみなしても支障は無いようである。

次に図-7の資料から堤防地点 $x = 0$ における水頭振幅と位相角を外挿して求め、潮汐振副との比すなわち H と潮汐を基準にした位相角を求めると $H = 0.48$, $\delta = 4^\circ 28'$ である。この値を図-5, 6の $b/\sigma f = 0$ の曲線に当てはめて ϕ を求めると $\phi = 2am = 0.50, 0.57$ である。先の m を用いてこの ϕ の値から a を求めると $a = 0.98 \text{ km}, 1.12 \text{ km}$ を得る。しかし被圧層開口部の距離としてこの値は小さすぎるようであり、実際と合わない。

これまでは $l = \infty$ とした解をもとに種々の値を求めてきたが、当地の被圧層は透水係数が非常に大きいことから、被圧層の内陸端が扇状地の先端附近と推定しても 6 km 程度であり、 l を無限大としたことの影響は小さくないと思われる。この影響の評価を検討事項として残している。

おわりに、本研究にあたり終始御教示いただいた 長崎大学 松原 茂教授、現場観測に便宜を計っていただいた西条市港新地土地改良区事務所 ならびに多くの資料を提供して下さった 西条市役所企画事業課 に対して、ここに記して感謝の意を表します。

4. 参考文献

- 1) 村下敏夫：地下水学要論
- 2) 石原藤次郎, 本間仁：応用水理学 中II
- 3) 通商産業省 四国通商産業局：愛媛県道前地区地下水利用適正加調査報告書 昭和44年3月
- 4) 野間泰二, 村下敏夫：愛媛県西条市の工業用水源確保に関する考察 地質調査所月報

第14巻 第7号