

種々の揚水形式による被圧地下水の挙動について

愛媛大学工学部 正会員 柿沼忠男
愛媛大学工学部 正会員 岸 洋介
愛媛大学工学部 正会員 伊福 誠
(株) 小松製作所 正会員 ○飯田和樹

1. まえがき 海岸帯水層は海岸線付近で海と接し、自然状態のもとでは淡水は海に排出される。しかし、多くの海岸地帯での地下水の需要の増大によって過剰揚水が起こり、地下水の海方向への流れは減少し逆に塩水も帯水層の内陸へと侵入させる。もし塩水が井戸地帯まで侵入するならば地下水供給は不可能になり、さらに帯水層は塩水で汚染され帯水層内の塩水を淡水で一掃するには相当の長期間を要する。こうした脅威から海岸帯水層を保護するためには、塩水化の進行状況を正確に把握することが必要となってくる。本研究は、数値解法により種々の揚水形式による被圧地下水の非定常的な挙動特性を明らかにしようとするものである。

2. 被圧帯水層モデルおよび地下水の基礎方程式 図-1のような被圧帯水層の鉛直断面を考える。地下水は上流部より流入し、海岸線部より流出する。この帯水層内に海岸線部より塩水が侵入し淡水とさびの足は $x = \xi$ の地点まで達しているとする。この地点より海岸側の領域を塩水化域、上流側の領域を淡水域と呼ぶことにする。

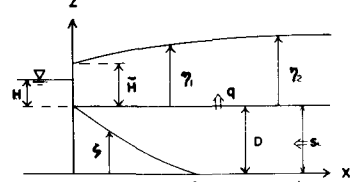


図-1 被圧帯水層の鉛直断面

塩水化域での地下水位を η_1 、淡水域でのそれを η_2 とし、塩水層の厚さも δ とする。地下水は帯水層の上面から単位面積、単位時間当り q だけ揚水され、また上流部からの地下水流入量は単位時間、単位幅当り S_L とする。ここでは直方体型の被圧帯水層を考え、 x の長さを $L = 2500$ m、厚さを $D = 20$ m、幅を $W = 1000$ mとし、帯水層の断面からの平均海面高を $\bar{H} = 30$ mと定めた。また上流部からの地下水流入量を $S_L = 16000$ m³/dayとした。これらは愛媛県喜木川河口をモデルにしたものである。

地下水压を静水压として近似すれば、被圧地下水の基礎方程式は最終的に次のようになる。

$$\text{塩水化域} \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{S_1}{T_1} (D - \xi) \frac{\partial \eta_1}{\partial t} &= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ (D - \xi) \frac{\partial \eta_1}{\partial x} \right\} + \frac{\sigma}{k_1} \frac{\partial \xi}{\partial t} - \frac{q}{k_1} \\ \frac{S_2}{T_2} \xi \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{S_1}{S_2} \eta_1 + \frac{S_2 - S_1}{S_2} \xi \right) &= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \xi \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{S_1}{S_2} \eta_1 + \frac{S_2 - S_1}{S_2} \xi \right) \right\} - \frac{\sigma}{k_2} \frac{\partial \xi}{\partial t} \end{aligned} \right. \quad (1) \quad (2)$$

$$\text{淡水域} \quad \frac{S_1}{T_1} D \frac{\partial \eta_2}{\partial t} = D \frac{\partial^2 \eta_2}{\partial x^2} - \frac{q}{k_1} \quad (3)$$

ここで、 S 、 T 、 σ 、 k および δ は、それぞれ貯留係数、透水量係数、有効間隙率、透水係数および密度であり添字1および2は、それぞれ淡水および塩水に因するものである。

境界条件: (i)、(2)および(3)式は次の境界条件を満たす。(i) $x = 0$ において $\eta_1 = \frac{S_1}{S_2} H = \bar{H}$, $\xi = D$ (4)
(ii) $x = \xi$ において $\xi = 0$, $\eta_1 = \eta_2$, $\frac{\partial \eta_1}{\partial x} = \frac{\partial \eta_2}{\partial x}$ (5) (iii) $x = L$ において $k_1 D \frac{\partial \eta_1}{\partial x} = S_L$ (6)

3. 揚水形式の分類 揚水の時間的変動の仕方として(a)鉛直ダウソ型(Type-A)と(b)勾配ダウソ型(Type-B)の2つに分類し、揚水の場所的分布として(1)下流域揚水型(Type-1)、(2)上流域揚水型(Type-2)、(3)上流域一様揚水型(Type-3)、(4)一様揚水型(Type-4)の4つの場合を考える。これらを図-2および3に示す。

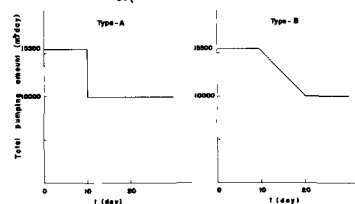


図-2 揚水の時間的変動

4. 解析結果

(1) 揚水の時間的変動の違いによる比較 揚水の場所的分布として Type-3 を選び、透水係数を 1.0 cm/sec 、貯留係数を 0.001 として地下水位および浸塩水境界面の変動を Type-A と Type-B とで比較する。図-4 は、Type-A および Type-B について最初の 300 日間の浸塩水境界面の移動状況を示したものである。また、図中には十分時間が経過した後の定常状態における浸塩水境界面も書き加えてある。以後、総揚水量が $15500 \text{ m}^3/\text{day}$ である場合の定常状態 ($t=\infty$) も初期状態、十分時間が経過した後には到達すると考えらるる総揚水量が $10000 \text{ m}^3/\text{day}$ の場合の定常状態 ($t=\infty$) も最終状態と呼ぶことにする。この図をみると、Type-A と Type-B のいずれも揚水量の減少によって浸塩水境界面は海側に後退しているが、その動きはさきわめて遅く 300 日間の塩水くさびの足の移動距離は最終状態に達するまでのその $1/2$ に満たない。一方、浸塩水境界面の移動状況は Type-A と Type-B 間でほとんど差がないことがわかる。図-5 は、地下水位の時間的変動も Type-A と Type-B で比較したものである。この図をみると、揚水量の変動が起こり始める 10 日目以後の水位の変動は、図-2 に示した揚水の時間的変動にほとんど遅れなしに追従して起こることがわかる。

(2) 揚水個所の場所的分布の違いによる比較 揚水の時間的変動として Type-B を選び、透水係数を 1.0 cm/sec 、貯留係数を 0.001 として揚水の場所的分布の違いによる浸塩水境界面の時間的変動も比較する。図-6 は Type-1 ~ 4 のそれぞれについて浸塩水境界面の移動状況を示したものである。浸塩水境界面の時間的変動の速さを比較するために、塩水くさびの足が初期状態から最終状態に達するまでの移動距離に対する 300 日間のその割合 P を到達度として導入する。

$$P = \{ \varphi(0) - \varphi(300) \} / \{ \varphi(0) - \varphi(\infty) \} \quad (7)$$

ここで、 $\varphi(0)$ 、 $\varphi(300)$ および $\varphi(\infty)$ は、それぞれ初期状態、最終状態および 300 日目における塩水くさびの

足の侵入距離である。Type-1 ~ 4 のそれぞれについて P の値を計算すると表-1 のようになる。これより、浸塩水境界面の時間的変動は、下流域揚水型が一番速く、上流域揚水型が一番遅く、一様揚水型はその中間であることがわかる。

(3) 現地への適用 愛媛県喜木川河口における観測結果と比較する。昨年、2次元定常モデルの解析結果と観測結果が比較的良好一致するのは、総揚水量と総流入量の比がほぼ $0.98 : 1$ であることを得ている。この場合、総流入量は $15700 \text{ m}^3/\text{day}$ とし、総揚水量は $15500 \text{ m}^3/\text{day}$ から鉛直ダウニングに減少するとする。また、透水係数および貯留係数は、それぞれ 0.037 cm/sec および 0.014 とした。図-7 をみると、初期状態および 600 日目の解析結果は、1974 年 12 月およびそれから約 20 ヶ月後の 1976 年 9 月の観測結果とよく似ていることがわかる。

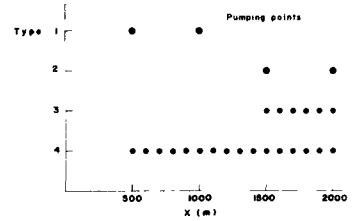


図-3 揚水個所の場所的分布

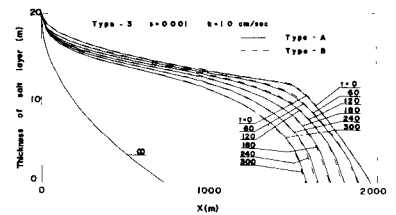


図-4 浸塩水境界面の変動

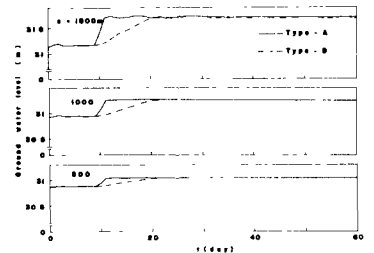


図-5 地下水位の変動

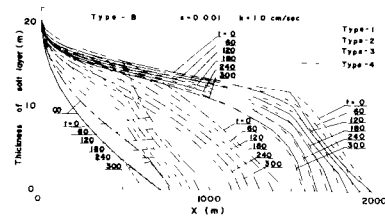


図-6 浸塩水境界面の変動

表-1 到達度

TYPE	P
1	0.62
2	0.31
3	0.31
4	0.49

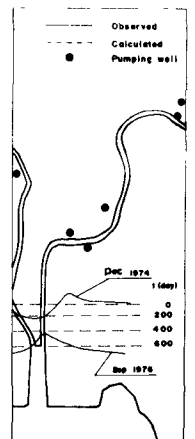


図-7 現地への適用