

九州大学 ○ 正会員 安 田 裕
九州大学 学生員 重 藤 忠 昭
九州大学 正会員 神 野 優 二
九州大学 正会員 上 田 年 比 古

1. まえがき ヨーロッパ等では従来より行なわれていた地下水人互涵養が、我が国でも行なわれるようになってきている。しかし、一方で、目づまり現象が発生し、地下水人互涵養普及の阻害要因となっている。その対策として、再揚水が行なわれているが、そのメカニズムは、まだ十分解明されていない。本報では、地下水人互涵養時の目づまり過程を、ろ過方程式で示してシミュレーションを目指す。また、再揚水効果の評価のために、砂粒子間流れの、せん断応力に着目し、その変化を観察する。

2. 実験 一次元浸透層モデルを用いた(図-1)。懸濁粒子には、博多湾の粘土質シルト(径 $1\mu\text{m}\sim 10\mu\text{m}$)、浸透層には、径 0.5mm の砂を用いた。この浸透層に、懸濁水を定水頭で注入し、目づまり現象を発生させる。再揚水効果を観察する場合には、目づまりが進行した後に濁水注入を中止し、注入時と反対側のヘッドタンクに清水を流入させ、逆方向の流れを発生させる。

3. 解析法 この実験は、浸透層内の一次元流れを扱うので、

$$\text{連続式; } \partial \bar{u} / \partial x = 0 \text{------(1) 運動方程式; } \bar{u} = -k \cdot \partial \phi / \partial x \text{------(2)}$$

$$\text{懸濁粒子の抑留について、懸濁粒子の連続方程式; } \partial C / \partial t + \bar{u} / \epsilon \cdot \partial C / \partial x = -\sigma_s (1 - \epsilon_0) / \epsilon \cdot \partial \sigma_s / \partial t \text{------(3)}$$

$$\text{懸濁粒子の抑留条件式; } \partial \sigma_s / \partial t = \frac{\epsilon \beta_1 C}{2} \{ \sigma_s (1 - \epsilon_0) \cdot (1 - \beta_2 \sigma_s) \cdot (1 + \beta_3 \sigma_s) - \epsilon \beta_4 / \{ \sigma_s (1 - \epsilon_0) \} \cdot f(\tau) \cdot \sigma_s \} \text{------(4)}$$

$$\text{空隙率と懸濁粒子抑留量の関係式; } \epsilon = \epsilon_0 - \sigma_s (1 - \epsilon_0) / \{ \sigma_h (1 - f_\sigma) \} \sigma_s \text{------(5)}$$

$$\text{透水係数と懸濁粒子抑留量の関係式; } \frac{k}{k_0} = \frac{\{ \epsilon_0 - (1 - \epsilon_0) \sigma_s / \sigma_h (1 - f_\sigma) \}^3}{\epsilon_0^3 \{ 1 + \sigma_s \sigma_h / \sigma_h (1 - f_\sigma) \}^2} \left\{ \sqrt{\frac{\sigma_s \sigma_h}{3 \sigma_h (1 - f_\sigma)} + \frac{1}{4}} + \frac{\sigma_s \sigma_h}{3 \sigma_h (1 - f_\sigma)} + \frac{1}{2} \right\} \text{---(6)}$$

ここに、 $f(\tau) = (\tau - \tau_c) / \tau_c \cdot u(\tau - \tau_c)$, $\tau = \frac{\rho_s}{2} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} \cdot r'$, τ ; 剪断応力(dyn/cm^2), τ_c ; 限界剪断応力(dyn/cm^2), $u(x)$; 単位ステップ関数, $r' = \sqrt{1 - \sigma_s / \epsilon_0 \sigma_h} \cdot (1 - \epsilon) \cdot \sigma_s \cdot \gamma_m$, C ; 間隙流体中の懸濁粒子濃度(g/cm^3), σ_s ; 浸透層横成砂 1g あたりの抑留量(g/g), σ_h ; 砂の単位重量(g/cm^3), σ_h ; 懸濁粒子の単位重量(g/cm^3), f_σ ; 抑留粒子内の2次空隙率, γ_m ; 細管半径(cm), r' ; 懸濁粒子が抑留された状態での細管半径(cm), $\bar{u}$; 断面平均流速(cm/sec), ϕ ; 水頭(cm), k ; 透水係数(cm/sec), k_0 ; 初期透水係数(cm/sec), ϵ ; 空隙率, ϵ_0 ; 初期空隙率, ρ ; 水の密度(g/cm^3), g ; 重力加速度(cm/sec^2), $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$; 定数

再揚水効果は、砂粒子空隙内の流れに発生する剪断応力による抑留懸濁粒子の砂粒子表面からの剝離によっておたせられると考える。そのために砂粒子間の流れを細管内のHagen-Poiseuille流れとして表わし、目づまりを半径の減少で示した。その際、細管半径は文献4より砂粒子平均径の5分の1とした。抑留懸濁粒子の剝離は、ある剪断応力以上で生じるとし

て、これを限界剪断応力 τ_c とした。剪断応力による剝離の項を懸濁粒子の抑留条件式に付加してある。数値計算是上述の式を差分化して行なった。懸濁粒子の連続方程式については、粒子移動法を用いて移流項の離散化誤差を防止した。尚、数値スチ

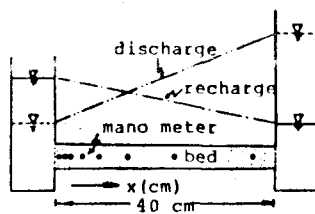


図-1 実験装置概略

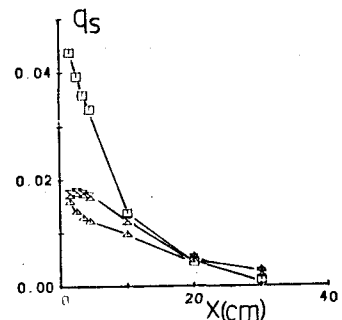


図-2 抑留量の分布

7.2にも及ぶ計算であるので、演算途中で粒子の再配列を行なった。

4. 実験結果 濁水が砂層に注入されると、徐々に懸濁粒子が抑留され、目づまりが進行する。目づまりは浸透層の注入口側で発生する。(図-2) 流量の変化をみると、注入時には図-3のように減少していく。一方再揚水時には図-4のように増加していき、定常状態になる。この流量増加の初期段階では、ヘッドタンクの水位上昇のみが流量増の要因であるが、砂粒子間に発生する剪断応力が限界剪断応力を超えた時点より、抑留懸濁物質の剥離が生じ始め、透水係数が増加する。図-4の計算値において、 $\tau_c=4.8$ の場合には、剥離はほとんど起らず、流量が小さくなっている。実測値はこれを上まわっており、透水係数の回復が行なわれたことを表わしている。 $\tau_c=4.0$ の場合を見ると、ある時点より急激な抑留懸濁物質の剥離が発生し、流量グラフに明白な変曲点が見出される。前報で述べたように、定5.0 $Q(cc/s)$ の数値、 β_4 の値を選ぶことにより再揚水のシミュレートはある程度可能である。

再揚水時の剪断応力の変化は、図-6のように、ある一定値で定常となる。この定常値が限界剪断応力に等しいと考えられる。注入時の剪断応力の変化を

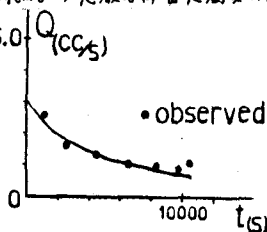


図-3 注入時の流量変化

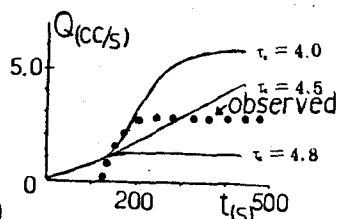


図-4 再揚水時の流量変化

ると、図-5のようになる。抑留の進行に伴って動水勾配が上昇していくのがわかる。同様に、剪断応力分布を注入時の最初と最後、再揚水時の最初と最後についてプロットしたものが図-7, 8である。目づまりの進行していく過程では注入口側で剪断応力の上昇が見られる。再揚水時にも、同じく抑留量の大きい部分で剪断応力が大き

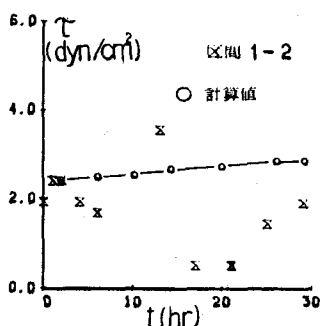


図-5 注入時のせん断応力の変化

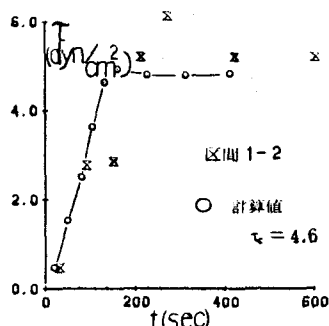


図-6 再揚水時のせん断応力の変化

図中の計算値は $\beta_1=0.0015(1/sec)$
 $\beta_2=20.0$, $\beta_3=0.0$, $\beta_4=0.4$ として、基礎式を数値計算して得られたものである。

5. 結び 地下水人互涵養時の目づまり対策としての再揚水の効果は細管モデルでの剪断応力により定性的に説明できる。今後、実験例をふやし、より定量的なシミュレーションを目指したい。

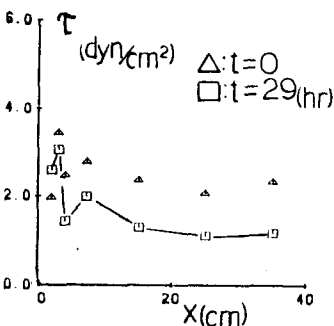


図-7 注入時のせん断応力分布

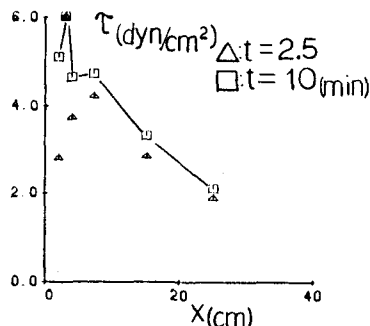


図-8 再揚水時のせん断応力分布

〈参考文献〉1)注入口による地下水の人互涵養, 土木研究所資料1498, 2)内保; 砂ろ過の抑留機構に関する研究(I), 水道協会雑誌458, 3) R.Camp; Theory of waterfiltration, ASCE1964, 4)神野; 浸透層内の粒方向分散係数および細管モデルについて, 地下学会誌1979, 5)神野; 粒子の移動による移流分散方程式の数値解法の検討, 土木学会論文報告集1978, 6) 岡田; 人互涵養注入口の目づまりに対する再揚水の効果について, 土木学会論文1981