

地下水流動保全工法における集水・排水設備の設置間隔

清水建設（株） 正会員 高坂 信章

1. はじめに

線状地下構造物の建設により地下水流が遮断され、これにともなう地下水位の変動により地下水・地盤環境へ種々の影響がおよぶ可能性がある。この問題が実際の現場において顕在化したケースが新聞紙上などで散見されるし、今後建設予定のプロジェクトにおいてもこの問題が懸念されるものが少なくない。このような視点から地下構造物建設後において地下水流を遮断することのない地下水流動保全工法の研究・開発が進められている。

これまでもいくつかの現場で地下水流動保全工法が適用されてきた。しかし、これらの多くは現場でなんらかの問題が発生した後、事後対策的に適用されたものであり、事前の調査・設計など十分な検討がなされたうえでの事例は数少ない。当然、調査法、設計法など確立されたものはない。このような状況をふまえて、“地下水地盤環境に関する研究協議会”では“地下水流動保全工法に関する研究委員会”を設置して調査・設計・施工・メンテナンスにわたる指針化を目指した活動を行う^{1), 2), 3)}とともに、この中から具体的な設計法が提案される^{4), 5), 6)}などこの種の研究も着実な実績を挙げつつある。

本報文は地下水流動保全工法の設計において最も重要な要素となる集水・排水設備の設置間隔についてその設計の考え方を示すものである。ここでは、構造物の際に不連続的に設置された縦型井戸タイプの集排水設備を主体として、井戸理論式および限界流速の考え方に基づく設置間隔設計法を示し、さらに目詰まりなどによる能力低下をも考慮した最適な設置間隔設定手法について述べる。

2. 集水・排水設備設置間隔の設計の考え方

地下水流動保全工法のおおまかな設計フローは図-1に示すとおりである⁶⁾。地下水流動保全工法の最終的な目的は構造物建設による水位変動量を許容水位変動量以内におさめることにあり、このために必要となる通水量を確保するための集排水設備の設置が要求される。集排水設備として土留め壁背面に井戸を設置する方式、土留め壁内に集排水機能を有する装置を設置する方式などが考えられる。このような不連続的な集排水方式を選択した場合、この設備をどの程度の間隔で設置するかを設計する必要がある。

集排水設備設置間隔の設計時に考慮すべき事項は、

- ・設置した集排水設備が十分な能力を有し、設備の可能通水量が必要通水量より大きい

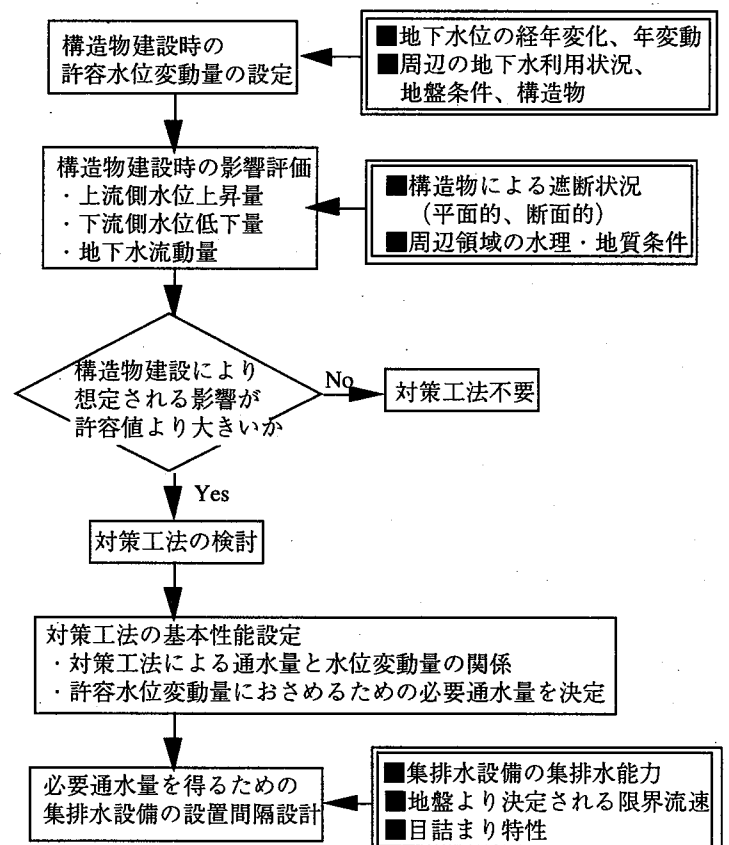


図-1 地下水流動保全工法の設計のフロー 文献6)を一部修正

こと。

- ・設備の流入、流出部における流速が地盤により決定される限界流速より小さいこと。
 - ・長期的に目詰まりによる能力低下が生じた場合にメンテナンスを行うがメンテナンス実施間隔を考慮した余裕能力を設計に見込むこと。
- に要約される。以下、これらの項目について定量的な評価を行う。

3. 井戸理論式による設置間隔

必要通水量を確保するための集排水設備の設置間隔設計フローを図-2 に示す。構造物単位長さあたりの必要通水量 q_{req} は図-1 のフローにしたがい別の手法⁶⁾ (後述(18)式など) で設定できるものとする。集排水設備の設置間隔 a を仮定すれば設備 1 セットあたりの必要通水量 $Q_{req}=aq_{req}$ が計算可能である。この量の集水～通水～排水を行うために必要な集排水設備間の水位差 Δh_i を井戸理論式に基づき計算し、集

水設備と排水設備の間に見込むことが可能な設計水位差 Δh_d との比較により必要量の通水が可能かどうかのチェックを行う。 a の値を試行錯誤的に変化させ、集排水設備の設置間隔と通水に必要な集排水設備間の水位差の関係を計算し (後出図-7 参照)、採用可能な設置間隔の範囲を把握する。

ここで、構造物周辺の地下水位分布を縦断方向断面図として模式的に表すと図-3 のようになる。

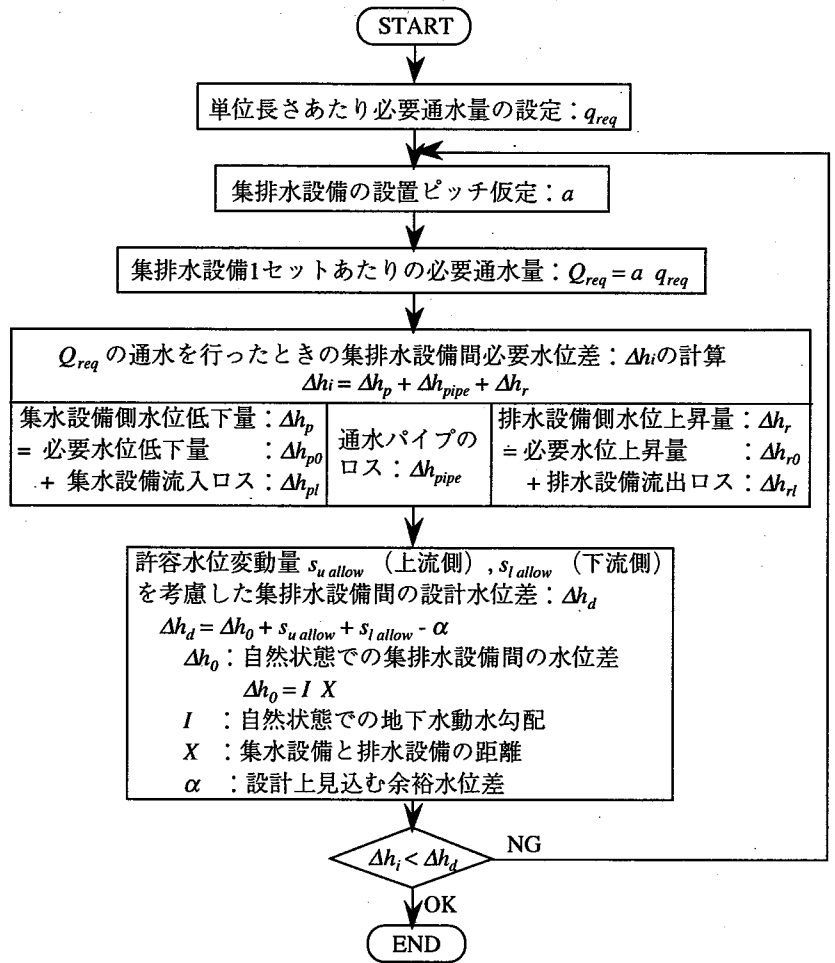


図-2 集排水設備の設置間隔の設計フロー 文献6)を一部修正

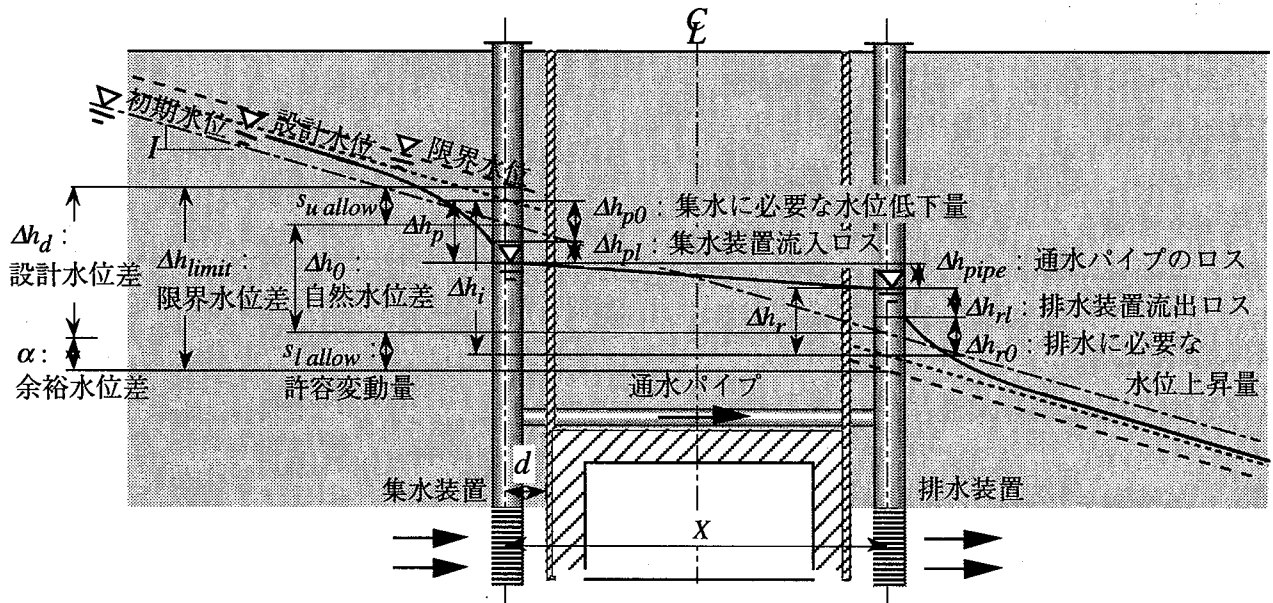


図-3 構造物周辺の地下水位分布 縦断方向断面模式図 文献6)を一部修正

集排水設備の設置間隔の設計において考慮すべき必要水位差 Δh_i と設計水位差 Δh_d の関係を示した。必要水位差は集水設備側の水位低下量 Δh_p 、通水パイプのロス Δh_{pipe} 、排水設備側の水位上昇量 Δh_r の和として表される。集水側の水位低下量、排水側の水位上昇量はそれぞれ集水排水に必要な水位変動量（低下量、上昇量） Δh_{p0} 、 Δh_{r0} と集水設備、排水設備近傍における井戸ロス Δh_{pl} 、 Δh_{rl} の和として表される。設計水位差 Δh_d は自然状態における集水～排水設備間の水位差 Δh_0 に上流側、下流側それぞれの許容水位変動量 $s_{u\ allow}$ 、 $s_{l\ allow}$ を加えた限界水位差 Δh_{limit} から設計上見込む余裕水位 α を差し引いた値として設定する。

したがって、集水・排水設備の設置間隔は以下の条件を満足する範囲で決定しなければならない。

$$\Delta h_i \leq \Delta h_d \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \Delta h_i &= \Delta h_p + \Delta h_{pipe} + \Delta h_r \\ &= (\Delta h_{p0} + \Delta h_{pl}) + \Delta h_{pipe} + (\Delta h_{r0} + \Delta h_{rl}) \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \Delta h_d &= \Delta h_0 + s_{u\ allow} + s_{l\ allow} - \alpha \\ &= IX + s_{u\ allow} + s_{l\ allow} - \alpha \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、 I ：自然状態での動水勾配、 X ：集水～排水設備間の距離。以下の検討においては簡単のために Δh_{pl} 、 Δh_{rl} 、 Δh_{pipe} は無視できるほど小さいものと仮定し、また集水設備の集水能力 Δh_{p0} 、排水設備の排水能力 Δh_{r0} は等しく、井戸理論式により算定される水位変動量 s_w で表現できるものと仮定する。

(2)式は下記のように書き改められる。

$$\Delta h_i = \Delta h_{p0} + \Delta h_{r0} = 2 \cdot s_w \quad (4)$$

s_w は既往の検討⁶⁾により次式により表現できる。

・ 構造物から離れ d で集排水設備を設置した場合 ($d \neq 0$)

$$s_w = \frac{Q_{req}}{2\pi T} \ln \left(\frac{(0.15a)^2}{2dr_w} \right) \quad (5)$$

・ 構造物に接して集排水設備を設置した場合 ($d=0$)

$$s_w = \frac{Q_{req}}{\pi T} \ln \left(\frac{0.15a}{r_w} \right) \quad (6)$$

ここに、 T ：地盤の透水量係数、 r_w ：集水設備・排水設備の半径、 $0.15a$ ：設置間隔 a で集排水設備を設置したときの見掛けの影響圏半径。

構造物建設後の単位長さあたり必要通水量 q_{req} の自然状態地下水流動量（単位長さあたり） $q_0=IT$ に対する割合を n （必要通水量率とよぶ）とすると、

$$q_{req} = n q_0 = n I T \quad (7)$$

$$Q_{req} = a n q_0 = a n I T \quad (8)$$

(8)式を(5)式および(6)式に代入すると次のように書き改められる。

・ 構造物から離れ d で集排水設備を設置した場合 ($d \neq 0$)

$$s_w = \frac{a n I}{2\pi} \ln \left(\frac{(0.15a)^2}{2dr_w} \right) \quad (9)$$

・ 構造物に接して集排水設備を設置した場合 ($d=0$)

$$s_w = \frac{a n I}{\pi} \ln \left(\frac{0.15a}{r_w} \right) \quad (10)$$

したがって、必要水位差 Δh_i は、

・ 構造物から離れ d で集排水設備を設置した場合 ($d \neq 0$)

$$\Delta h_i = 2s_w = \frac{anI}{\pi} \ln \left(\frac{(0.15a)^2}{2dr_w} \right) \quad (11)$$

・ 構造物に接して集排水設備を設置した場合 ($d=0$)

$$\Delta h_i = 2s_w = \frac{2anI}{\pi} \ln \left(\frac{0.15a}{r_w} \right) \quad (12)$$

この結果を利用すると、自然状態での動水勾配 I 、必要通水量率 n 、集排水設備設置間隔 a 、集排水設備の半径 r_w を定めることにより集排水設備間の必要水位差 Δh_i が計算可能となり、設計水位差 Δh_d との比較により設置間隔の適合性が検証できる。必要に応じて井戸ロスやパイロス を考慮する。ここで、注目すべき点は(11)式、(12)式において地盤の透水性（透水係数、透水量係数など）は無関係となっていることである。

4. 限界流速式により決定される設置間隔

地盤中の地下水の流速が大きくなると土粒子の移動が生じたり、あるいは層流から乱流へ遷移するなどの状態変化が起こり、地盤中の地下水流れを支配するダルシー則が成立しなくなる。このような流速を限界流速とよぶ⁷⁾。自然地盤中の地下水の流れは非常に緩やかで、このような限界流速状態に達することは一般的には考えられないが、地下水流動保全工法として井戸タイプの集排水設備を設置した場合、集排水設備に集まる流れとなるためこの近傍において限界流速を超える可能性がある。特に、排水設備側で土粒子移動に対する限界流速を超えた場合、土粒子の再配列により地盤の透水性が低下し、必要量の通水ができなくなることが指摘されている⁴⁾。このような観点から、集排水設備の設置間隔は設備周辺の流速が限界流速を超えないように設計する必要がある。

透水係数 k 、厚さ D の帯水層中を動水勾配 I で地下水が流動している場を仮定する。ここに有効面積が A_w 、有効幅が $B_w = A_w/D$ の集排水設備を間隔 a で設置した場合、以下の関係式が成り立つ。

$$\text{自然状態での地盤内の見掛けの流速} : v_n = kI \quad (13)$$

$$\text{集排水設備の最大通水量} : Q_n = kIDa \quad (14)$$

集排水設備の流入（流出）速度 :

$$v = Q_n/A_w = (kIDa)/A_w = (kIa)/B_w \quad (15)$$

この流速が限界流速 v_c を超えないように集排水設備の設置間隔 a や集排水設備の流入・流出部の面積 A_w を決定すればよい。ここで、集排水設備 1 セットが分担する帯水層の断面積 $A = aD$ に対する流入・流出部の面積 A_w の割合 n_A （通水断面率とよぶ）を導入すると、

$$n_A = \frac{A_w}{aD} \geq \frac{kI}{v_c} = \frac{v_n}{v_c} = \frac{I}{i_c} \quad (16)$$

という関係が成立する。ここに、 i_c : 限界流速に到達する時点での動水勾配（限界動水勾配）。つまり限界流速に対する自然状態の流速の割合分あるいは限界動水勾配に対する自然動水勾配の割合分だけ流入・流出部の面積を確保すればよい。さらに(16)式は以下のように変形できる。

$$a \leq \frac{A_w v_c}{kID} = \frac{A_w i_c}{ID} = \frac{B_w i_c}{I} \quad (17)$$

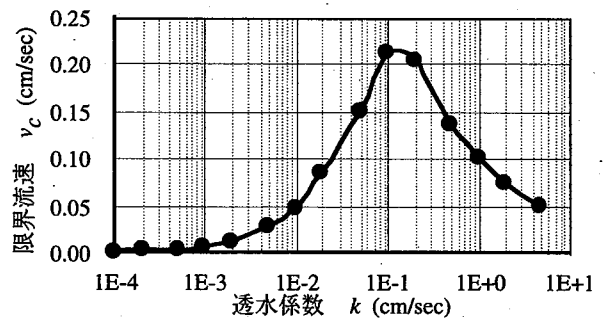


図-4 透水性係数と限界流速の関係

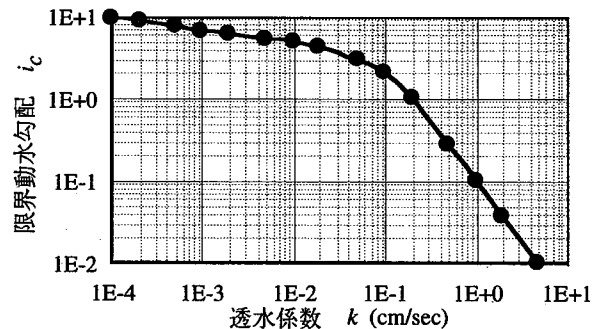


図-5 透水性係数と限界動水勾配との関係

ここで、限界流速は層流から乱流への遷移に対する限界流速と土粒子の移動に対する限界流速の小さい方の値と考え、これを透水係数との関係で示すと図-4 のようになる⁷⁾。層流から乱流へ遷移する限界レイノルズ数は4、土粒子移動に対する限界流速式は大野らの式⁸⁾で表したものでいずれも見掛けの流速として表現した。土粒子の粒径と透水係数の換算にはクレーガーの関係を用いている。透水係数が 1×10^{-1} cm/sec より小さい領域では土粒子移動に対する限界流速が支配的であり透水係数の増加にともない限界流速も大きくなるが、それ以上の領域では層流から乱流への遷移流速が支配的となっていて透水係数の増加にともない限界流速が減少する。図-5 ではこの関係を透水係数と限界動水勾配との関係として整理した。この図と式(17)から明らかなように限界流速式より算定される集排水設備の設置間隔は透水係数が大きいときほど小さくなる。特に透水係数が 1×10^{-1} cm/sec 以上になると限界動水勾配の急減により、設置間隔を小さくする必要があることが明らかになった。

5. 設置間隔の試算

以上で集水・排水設備の設置間隔を規定する二要素について設計への反映方法を述べた。ここではこれらの式により決定される設置間隔がどのようなパラメータに支配されどのような挙動を示すか。また、どのような条件のときにどちらの設置間隔設計式が支配的になるか、などを明確にするために設置間隔の試算を行う。

井戸理論式による設置間隔は、(3)式で計算される設計水位差 Δh_d と(11)式または(12)式を用いて計算される Δh_i の比較により決定される。以下の試算においては(3)式で用いる集排水設備間距離 X は20mとする。また(11)式、(12)式で用いる必要通水量率 n は以下の式で算定できる⁶⁾。

$$n = \left(1 - \frac{s_{allow}}{IL} \right) \quad (18)$$

ここに、 s_{allow} は上流側および下流側の許容水位変動量の小さい方の値、 L は地下水の流れを遮断する構造物の半長である。以下の試算においては $L=1000$ mとする。また、 $d=0$ mとして構造物に接して集排水設備を設置する条件を想定し、この半径 r_w は0.15mとする。この試算においては余裕水位差 α は見込まない。残されたパラメータは許容水位変動量 s_{allow} と自然状態での動水勾配 I であり、これらを変数とした検討を行う。

限界流速式による設置間隔を規定する式は(17)式である。ここで、流入・流出部の有効幅 B_w を $2r_w=0.3$ mと設定する。 i_c は透水係数により図-5のように変化する値であり、透水係数の設定により決定できる。こちらも自然状態での動水勾配 I を変数として試算する。

試算結果を図-6に示す。井戸理論式においては許容水位変動量 s_{allow} を0.1, 0.2, 0.5mに設定した。限界流速式においては透水係数が 1×10^{-3} , 1×10^{-2} , 1×10^{-1} , 1×10^0 cm/secの場合について計算した。自然状態の動水勾配 I に対する集排水設備設置間隔 a の値を算出したものである。いずれの結果も動水勾配の増加にしたがい設置間隔が小さくなる傾向を示している。限界流速式については式の形から明らかなように I に対し a は反比例の関係にある。また、地盤の透水係数が大きいときほど必要設置間隔は小さくなる。この傾向は限界流速が層流から

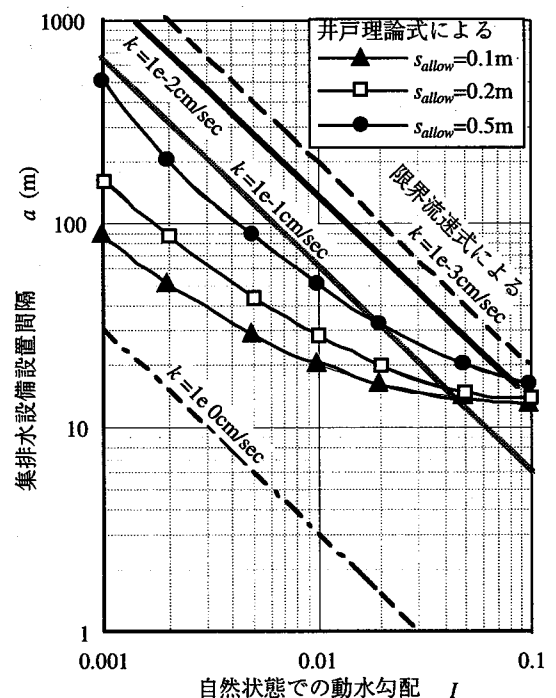


図-6 集排水設備設置間隔の試算結果

乱流への遷移流速で規定される透水係数 $1 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ 以上のときに顕著となる。一方、井戸理論式による算定結果は、動水勾配の増加に対しある一定値に漸近するように減少する。当然ながら、許容水位変動量が小さい場合ほど必要設置間隔は小さいが、動水勾配が大きくなるにしたがい、その差は小さくなる。

この結果を総合的に判断すると、自然状態での動水勾配が非常に大きい場合、あるいは地盤の透水係数が非常に大きい場合などの特殊なケースを除いては井戸理論式により算定される設置間隔が支配的となることがわかる。また、多くのケースでは十数メートル～数十メートルという比較的疎な間隔で集排水設備を設置しても必要となる通水が確保できる結果となっている。ただし、この計算には井戸ロスなどのファクターは考慮していないので、あくまでも目安的な結果である。

6. 長期的な能力低下を考慮した設計（経済性の比較）

通水設備は連続的な稼働により目詰まりによる能力低下が生じることが予想される。設置間隔の設計にあたってはこの能力の低下を見込んだ設計としなければ頻繁なメンテナンスが必要となる。井戸理論式による設置間隔の設計にあたり限界水位差 Δh_{limit} に余裕水位差 α を見込んだ設計水位差 Δh_d を用いてこれを考慮する。

前節で示した設計計算例において自然状態での動水勾配 $I=0.01$ 、許容水位変動量 $s_{allow}=0.5\text{m}$ という条件のもとで、種々の設置間隔 a に対する集排水設備間の必要水位差 Δh_i を計算した結果を図-7 に示す。設置間隔は必要水位差 Δh_i が限界水位差 $\Delta h_{limit}=1.2\text{m}$ より小さくなるような範囲で設定することが可能であるから $a < 50\text{m}$ の範囲で選定することになる。

ここで目詰まりによる能力低下を、集排水設備間の水位差 Δh が累積通水量に比例して増大するという形で仮定する。また、通水設備 1 セットの通水流量 Q は稼働開始後の経過時間 t に関係なく一定で、自然状態の地下水流動量 q_0 に設置間隔 a を乗じた値で表現できるものと仮定する。つまり、

$$\begin{aligned} \Delta h(t) &= \Delta h_i + b \int Q dt \\ &= \Delta h_i + abq_0 t \end{aligned} \quad (19)$$

ここで、 b が目詰まりによる能力低下の進行速度を表現するパラメータであり、単位量の通水を行ったときに生じる集排水設備間の水位差増分を意味する。 $b = 2.6 \times 10^{-4} \text{ m/m}^3$ と仮定して集排水設備間の水位差の経時変化を試算した結果を図-8 に示す。設置間隔 a として 10, 20, 40m の 3 ケースについて計算した。設置間隔が短いときは 1 セットあたりの通水量が少ないため初期の必要水位差が小さく、また目詰まりの進行速度も遅い。その結果、限界水位差に達するまでの時間が長くメンテナンス回数は少なくすむ。この関係を式で表現するとメンテナンス間隔 T は、

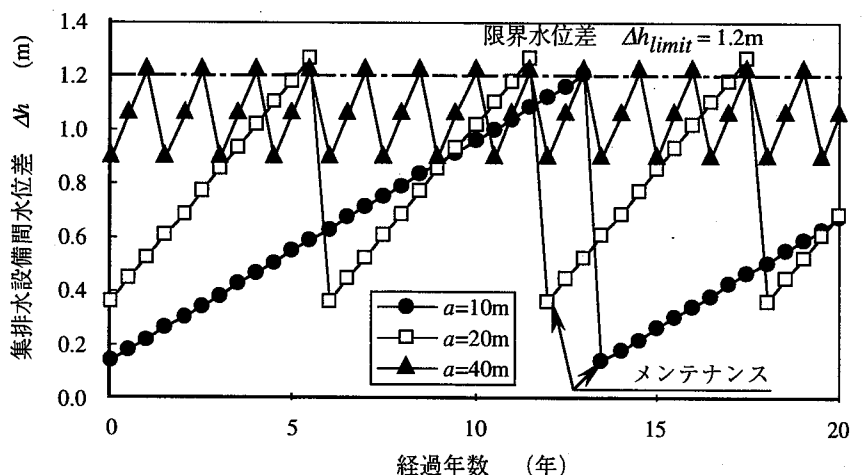


図-7 設置間隔と必要水位差の関係

ここで、 b が目詰まりによる能力低下の進行速度を表現するパラメータであり、単位量の通水を行ったときに生じる集排水設備間の水位差増分を意味する。 $b = 2.6 \times 10^{-4} \text{ m/m}^3$ と仮定して集排水設備間の水位差の経時変化を試算した結果を図-8 に示す。設置間隔 a として 10, 20, 40m の 3 ケースについて計算した。設置間隔が短いときは 1 セットあたりの通水量が少ないため初期の必要水位差が小さく、また目詰まりの進行速度も遅い。その結果、限界水位差に達するまでの時間が長くメンテナンス回数は少なくすむ。この関係を式で表現するとメンテナンス間隔 T は、

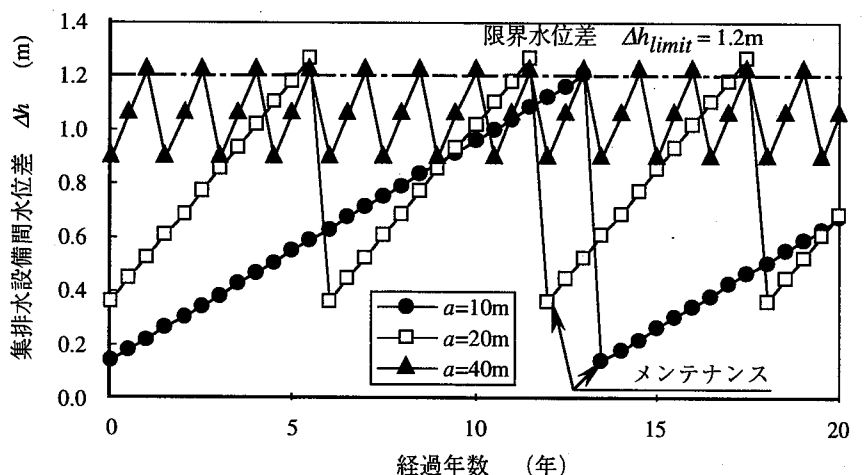


図-8 集排水設備の能力低下による水位差の経時変化モデル計算結果

$$T = \frac{\Delta h_{limit} - \Delta h_i}{abq_0} \quad (20)$$

となる。構造物の単位長さあたりに設置される通水設備の本数は $N = 1/a$ であるから、単位長さあたり単位時間あたりの延べ必要メンテナンス回数は、

$$\frac{N}{T} = \frac{bq}{\Delta h_d - \Delta h_i} \quad (21)$$

となる。延長 1000m の構造物で 10 年間に必要となる延べメンテナンス回数を計算すると図-9 のようになる。(21)式において Δh_i は図-7 に示したように設置間隔 a とともに増大するため、 a が大きいときほど延べメンテナンス回数は増大する。ランニングコストのみを考慮した場合、可能な限り小さな設置間隔を採用した方が有利となる。これに設置に要するイニシャルコストを考慮して最適設置間隔を決定する。1 試算例を図-10 に示す。この試算は構造物延長 1000m 分の通水設備を 10 年間稼働したときの設置コストとメンテナンスコストを評価したものである。設置コストは 1 セットあたり 300 万円、メンテナンスコストは 1 回あたり 30 万円と仮定した。 $N=1000/a$ 本分の通水設備設置コストと図-9 に示した必要メンテナンス回数分のメンテナンスコストを計算したものである。この条件下では設置間隔を 35m としたときにトータルコストが最小となっている。トータルコストが最小となる最適設置間隔はメンテナンスコストと設置コストの比によって図-11 のように変化する。メンテナンスコストが設置コストに比して安ければ設置間隔を大きくとることが有利であり、メンテナンスコストが設置コストに比して高価であれば設置間隔を小さくとればよいことがわかる。

7. おわりに

本報文では、縦型井戸タイプの地下水流動保全工法の設計にあたり決定しなければならない集排水設備設置間隔の設計の考え方を示し、モデル的な試算により設置間隔に影響を与えるパラメータを評価した。さらに、長期的な能力低下を考慮した場合の設置間隔設定方法についてコスト的な評価を行い最適値を決定する手順を示した。以下に本検討により得られた結果をまとめる。

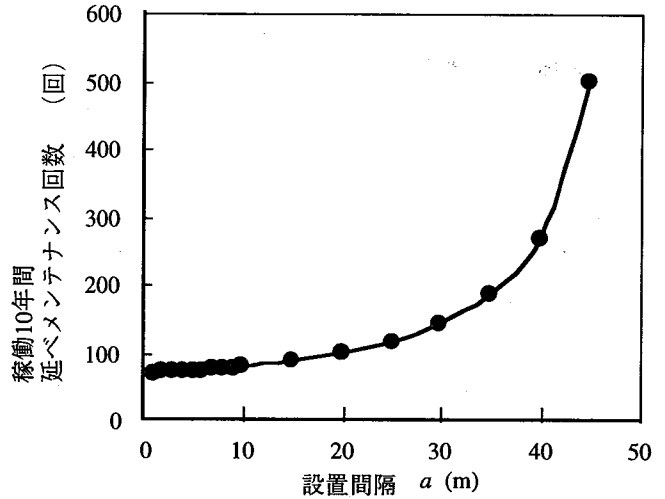


図-9 集排水設備設置間隔と延べメンテナンス回数の関係

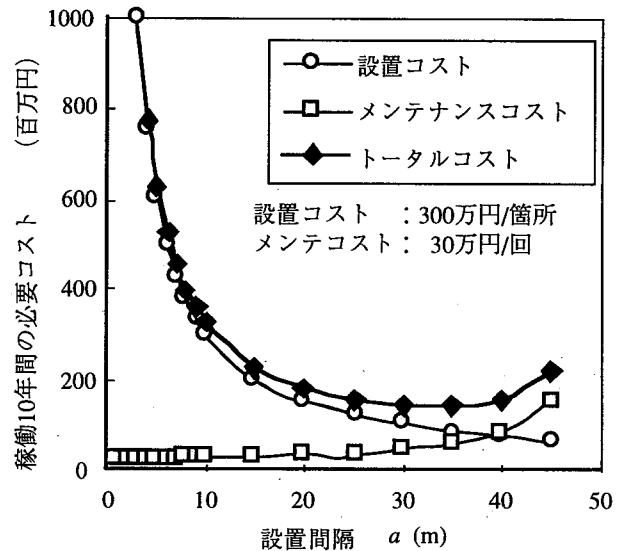


図-10 集排水設備設置間隔と必要コストの関係

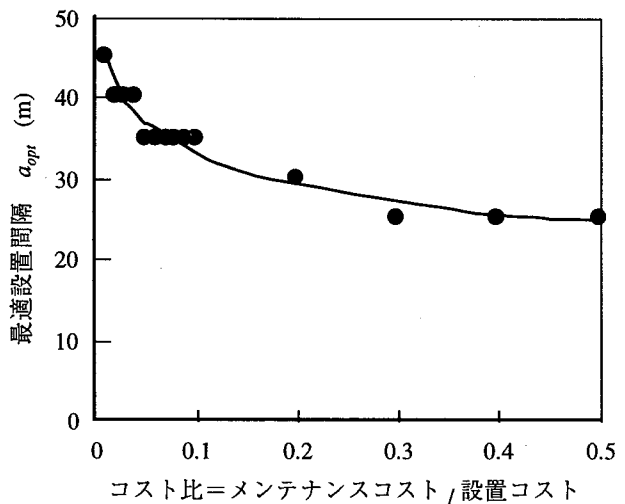


図-11 コスト比による最適設置間隔の変化

- ・集排水設備の設計において考慮すべき事項として、必要通水量が確保できること、流入・流出部の流速が限界流速より小さいこと、が挙げられる。
- ・必要通水量が確保できるかどうかは井戸理論式を用いて検討することができる。自然状態での動水勾配、必要通水率、集排水設備の半径などから井戸理論式を用いて必要水位差を計算し、許容水位変動量、余裕水位差などを考慮して決定する設計水位差との比較により設置間隔を設定する。
- ・井戸理論式を用いた設置間隔の設計において地盤の透水性は無関係である。
- ・限界流速を考慮した設計においては、限界流速に対する自然状態の流速の割合分、あるいは限界動水勾配に対する自然動水勾配の割合分だけ通水断面率（帯水層の断面積に対する流入・流出部の面積の割合）を確保するように設置間隔を設定すればよい。
- ・限界流速式により算定される設置間隔は透水係数が大きいほど小さくなる。特に、透水係数が $1 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ より大きい場合には限界流速の急減により、設置間隔を小さくする必要がある。
- ・限界流速式により算定される設置間隔は、自然状態の動水勾配に対し反比例の関係にある。
- ・井戸理論式により算定される設置間隔は、自然状態の動水勾配の増加に対してある一定値に漸近するように減少する。
- ・二つの方法による設置間隔設計結果を比較すると、自然状態での動水勾配が非常に大きい場合、あるいは地盤の透水係数が非常に大きい場合などのケースを除いては井戸理論式により算定される設置間隔が支配的となる。
- ・目詰まりによる能力低下を考慮した場合、設置間隔が大きいときほど必要となる延べメンテナンス回数は増大する。したがって、ランニングコストのみを考慮すると可能な限り小さな設置間隔を採用した方が有利である。
- ・設置コストとメンテナンスコストを考慮したトータルコストを評価した場合、トータルコストが最小となる最適設置間隔はメンテナンスコストと設置コストの比によって変化する。メンテナンスコストが設置コストに比して安価であれば設置間隔を大きくとる方が有利である。

【参考文献】

- 1) 地下水流動保全工法に関する研究委員会：“地下水流動保全工法の現状”、地下水地盤環境に関するシンポジウム'98 発表論文集、pp.13-18, 1998.10.
- 2) 地下水流動保全工法に関する研究委員会 設計ワーキンググループ：“地下水流動保全工法の設計の考え方”、地下水地盤環境に関するシンポジウム'98 発表論文集、pp.19-36, 1998.10.
- 3) 地下水流動保全工法に関する研究委員会 施工・メンテナンスワーキンググループ：“地下水流動保全工法の分類と施工事例”、地下水地盤環境に関するシンポジウム'98 発表論文集、pp.37-59, 1998.10.
- 4) 土橋 浩、並川賢治、佐藤常雄、坂本佳一：“目詰まりを考慮した通水井の設計”、地下水地盤環境に関するシンポジウム'99 発表論文集、pp.79-96, 1999.10.
- 5) 進士喜英、狩野裕之、和田卓也、橋本 正：“地下水流動阻害の影響および対策工法の簡易計算手法”、地下水地盤環境に関するシンポジウム'99 発表論文集、pp.97-114, 1999.10.
- 6) 高坂信章：“地下水流動保全工法の設計の考え方”、地下水地盤環境に関するシンポジウム'99 発表論文集、pp.115-134, 1999.10.
- 7) 高坂信章：“井戸の限界揚水量に関する考察”、第 35 回地盤工学研究発表会 平成 12 年度発表講演集 2 分冊の 2、pp.1545-1546, 2000.6.
- 8) 大野陸雄、山崎 彌、ランゲック・フィ・オアソ：砂のパイピング特性に関する実験的研究(第 2 報) ,第 19 回土質工学研究発表会、1984.