

配水管網の動的水質解析 と塩素注入量制御

伊藤晴夫 黒谷憲一 窪田真和 甘楽真代

* 富士電機㈱公共事業本部水処理技術第一部

東京都千代田区有楽町1-12-1

** 富士電機㈱システム本部第一システム開発部

東京都日野市富士町1番地

概要

配水管網の残留塩素濃度の解析法を確立し、これを最適な塩素注入量制御に応用することを目的とした。これまでに発表されている残留塩素濃度の解析法はある流量分布のもとでの水質分布を求める静的なものであった。しかしながら、塩素の注入点から配水管網の末端までの遅れ時間が非常に大きいため、1日の需要変動により水質も時間的に変動する。そして、水質の変動は、その時々々の流量分布によってのみ決まるわけではなく、過去の履歴が関わっている。このような水質分布の時間的変動の計算を動的水質解析と呼ぶ。時間的な需要変動に対応して、管網の流量、滞留時間などから水質分布の変動を計算する方法を確立した。さらに動的水質解析により、水質分布を予測できれば、望ましい塩素注入率の計画を決定することが可能となる。具体的な方法として、動的水質解析モデルを組み込んで、線形計画法により最適な塩素注入量計画を決定する制御方式を開発した。

キーワード

残留塩素濃度 水質解析 滞留時間 塩素注入量 配水管網 管網計算 水質分布 水質等高線 濃度減少率

1. 解析の目的

残留塩素濃度は末端の給水栓において、 0.1 mg/l 以上を保証する必要があるが、逆に上限には制約が無いので、一般に塩素の過剰注入の傾向があると思われる。しかし、トリハロメタンの増加や「おいしい水」への要請から必要最小限の塩素注入が求められている。

水量や水圧は、その変動が約 $1,000 \text{ m/s}$ の速度で波動として管路内を伝ばするのに対し、水質の場合は、物質そのものの移動なので、末端までの無駄時間が非常に大きい。このため、水圧の制御においては末端の水圧を計測してフィードバック制御することが可能であるが、水質の場合は不可能である（変動の主たる周期が1日であるのに対し、無駄時間がこれと同等か数分の1程度）。したがって、塩素の最適注入をするためには、配水管網内の残留塩素減少の特性を明らかにする必要がある。残留塩素の減少には管網内の滞留時間が大きな影響をもち、滞留時間は流量と密度に関連していることから、1日の需要変動を考慮した動的な残留塩素濃度分布解析を行う必要がある。

2. 基礎方程式

2.1 残留塩素減少特性

中西⁽¹⁾らの実験により次のような一次反応式に従うものとする。

$$C = C_0 \cdot e^{-k \cdot t} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、Cはt時間経過後の残留塩素濃度（以降、残留塩素濃度を単に濃度と呼ぶ）、C₀は初期濃度、kは濃度減少速度係数で、水質、水温、流速、配管材質、管との接触面積などが関係する。

後藤⁽²⁾はkについて、測定結果の重回帰分析により次のような実験式を導いた。

$$\ln k = k_0 \cdot D + k_T \cdot T + k_o \dots \dots \dots (2)$$

ここに、Dは管内径、Tは水温、k₀、k_T、k_oは偏回帰係数で表1のように3種の管について求めている。

表1 管材料別偏回帰係数

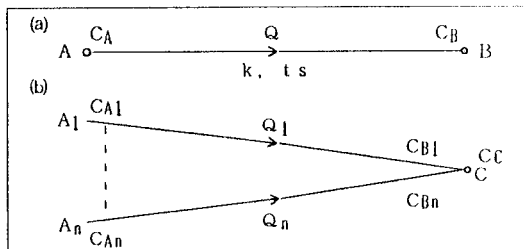
管種	K _D	K _T	K _O
FCD	-5.1349	0.0842	-5.7582
EPX	-5.0419	0.0918	-5.7775
FC	-6.2598	0.0329	-1.6168

FCD：モルタルライニング・ダクタイル鋳鉄管

EPX：エポキシ樹脂ライニング鋳鉄管

FC：無ライニング鋳鉄管

図1 基本管路、節点における残留塩素濃度



2.2 管路における濃度計算

ある区間の管路の上流側濃度C_Aと下流側濃度C_B〔図1(a)〕の関係は式(1)により、次のようになる。

$$C_B(t) = R \cdot C_A(t - t_s) \dots \dots \dots (3)$$

$$R = e^{-k \cdot t_s} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、tは時間、t_s、Rはそれぞれこの区間の滞留時間、濃度減少率である。t_sは区間の長さL、流速Qと次のような関係にある。

$$\int_{t-t_s}^t Q(\tau) d\tau = \pi D^2 \cdot L / 4 \dots \dots \dots (5)$$

ここで、Q(τ) = Q₀ (一定) とすれば、式(5)から、

$$t_s = \pi D^2 \cdot L / (4 Q_0) \dots \dots \dots (6)$$

となる。

2.3 合流点における濃度計算

複数の管が合流する点においては、合流後に完全混合するものとして、次のようになる〔図1(b)〕。

$$C_C(t) = \frac{\sum_{i=1}^n \{Q_i \cdot C_{Bi}(t)\}}{\sum_{i=1}^n Q_i} \dots \dots \dots (7)$$

ここに、nはB点への流入合流管の数、Q_i、C_{Bi}はそれぞれC点への流入管iの流量、下流側濃度である。

3. 解析方法

3.1 静的な水質分布

水質分布の計算には各管路の流量分布、流向が必要である。したがって、まず、各需要端の流量を与え、各管路の流量分布を管網計算により求める。流量を時間的に一定とみなすと、注入点の濃度を与えれば、式(3)~(7)から、各需要端における濃度が時間と無関係に一意に定まる。ただし、計算は流向に沿って、上流側から下流側に順次、計算する必要がある。

これに対し、次のような繰り返し計算によって、計算順序を意識することなく、前述の関係を満たす水質分布解が得られる。この方法では流向の変化にも対応できるとともに、管経路探索の手間が省けるため、高速に計算できる。

(1) 管網計算により得られる流量分布から各管路の滞留時間t_s、濃度減少率Rを計算する。また、流向から節点（需要端並びに分岐、合流点）ごとに、流入管並びにその上流側節点を記憶しておく。

- (2) 各管路の上流側濃度をゼロとする。注入点のみ注入濃度を与える。
- (3) 管路ごとに上流側濃度に濃度減少率を乗じて下流側濃度を計算する。
- (4) 節点ごとに流入管下流側の濃度、流量から流出管上流側濃度を計算する。
- (5) (3)、(4)を繰り返し、節点における濃度の前回との差が所定の値より小さくになったら計算を打ち切る。

計算の繰り返し数は、最大で管経路の深さ（注入点から末端までの管路数）の最大値となる。

3.1.2 動的水質分布（水質の時間変動）

流量の時間的変動を考慮すると、各管路の滞留時間は時間的に変動し、かつある時点での流量だけでは決まらない。式(5)を満たす t は解析的には得られないので、数値計算にて求める。以下に示す手順により計算を行う。

- (1) 静的水質分布の計算方法により初期状態の分布を定常状態として計算する。計算の時間間隔ごとに以下の計算を行う。
- (2) 当該時間の条件（注入点濃度、需要端流量など）で管網計算を行い、各管路の流量分布を計算する。
- (3) 各管路について、前述の方法により、滞留時間、濃度減少率、流向を求める。
- (4) 各管路上流側の滞留時間前の濃度をその時間をはさむ前後の計算点の濃度から補間により求める。計算開始時より前の時間の場合は初期濃度とする。
- (5) 前節の(3)、(4)と同様に管路下流側濃度並びに節点濃度を計算する。
- (6) 3.1の滞留時間が計算時間間隔より短い管路については計算時点の濃度が補間に使われる。そこで、これらの管路については、(4)、(5)を繰り返し、節点における濃度の前回との差が所定の値より小さくになったら計算を打ち切る。

ここで述べた方法は計算間隔ごとに管網計算を行わなければならない。(3)以降の水質分布計算そのものに対し、管網計算ははるかに計算内容が複雑で計算に時間がかかる。

一方、変動の主たる要因である需要量変動は、すべての需要端が同一のパターン（需要端ごとの日量に対する各時間の需要量の比率）で変動するものとみなして考える場合が多い。このような条件で、単一の注入点の場合、各管路の流量は需要量に比例する（損失水頭が流量のべき乗に比例すると仮定）。複数の注入点の場合でも、それぞれの流入量の比率が時間的に不変とすれば、同様となる。

そこで、初期状態での管網計算だけ行えば、各計算時点での各管路流量は、初期状態での管路流量に、需要量の時間比（計算時点の需要量の初期需要量に対する比）を乗じて得られる。各計算時点で、管網計算を行わないこと以外は前述の手順と全く同様にして水質変動の計算を行う。

4. 塩素注入量制御

塩素注入量の制御へ適用する場合は動的水質分布の解析が有効であり、次のような手順で行う。

- (1) 需要予測により24時間先までの1時間ごとの配水量の予測を行う。
- (2) 注入点（配水池あるいは浄水池）の設定濃度スケジュールを仮に決める（一定あるいは前日のパターンなど）。
- (3) 24時間前から現時点までの実績配水量、注入濃度に基づき、動的水質分布の計算を行う。
- (4) 予測需要量、注入濃度スケジュールに基づいて、24時間先までの動的水質分布のシミュレーションを行う。ただし、(3)の計算結果を初期条件ならびに過去の履歴として使う。
- (5) シミュレーション結果をもとに、注入濃度スケジュールを変更する必要がある場合は変更して、再度、(4)のシミュレーションを行う。これを何度か繰り返し、満足すべき水質分布が得られるような注入濃度スケジュールを決定する。

(5)の試行錯誤（対話形）の過程は次のような方法により、直接、目標節点の濃度を目標値の近傍に保持する注入濃度スケジュール解として得ることができる（自動決定）。(4)のシミュレーションで得られた目標節点の Δt_1 時間間隔の濃度の目標値からの偏差を X_i （ $i = 1 \sim n$ ）とする。一方、 Δt_2 間隔の注入濃度スケジュールを Y_j （ $j = 1 \sim m$ ）とする。ここに、 $n = 24 / \Delta t_1$ 、 $m = \Delta t_2$ である。 Y_j に対する X_i の感度を求めるために、 Y_j を順に ΔY だけ増やして動的水質分布の計算を行い、 X_i の変動分 ΔX_{ij} を得る。すなわち感度 $\partial X_i / \partial Y_j = \Delta X_{ij} / \Delta Y$ となる。これより、 X_i を次のように表わすことができる。

$$\begin{bmatrix} X_1 \\ \vdots \\ X_n \end{bmatrix} = \frac{1}{\Delta Y} \begin{bmatrix} \Delta X_{11} & \cdots & \Delta X_{1m} \\ \vdots & & \vdots \\ \Delta X_{n1} & \cdots & \Delta X_{nm} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta Y_1 \\ \vdots \\ \Delta Y_m \end{bmatrix} \cdots \cdots (8)$$

ここで、 $J = \sum |X_i|$ を目的関数として、これを最小化する ΔY_j を線形計画法で求めれば良い。

5. シミュレーション

某市の管網モデルでシミュレーションを行った。注入点は配水池（図2の節点T01）1か所である。すべての需要端の需要量変動パターンは同一とし（節点ごとの需要量は異なる）、朝6時を起点として24時間先までの動的な水質分布を計算した。

注入濃度は常に 0.5 mg/l で一定とした。

図2に初期状態における水質等高線を管網流向図とともに示す。ただし、各節点の合流後の濃度をもとに等高線を近似的に描いているので、節点間の管路内の濃度分布は流向と逆方向になっているものもある（各合流点で濃度が不連続となるため）。

図3に濃度の時間変動を配水池に近い節点（T10）と遠い節点（T50）について示す。需要量変動は節点T50について図4に示す。（T10もパターンは同じ）。配水池に近い節点は時間遅れはあるが、比較的需要変動と似た濃度変動をしているのに対し、遠い節点は遅れ時間が大きいため、大きく異なっている。

6. 今後の課題

残留塩素濃度変化の基礎となる減少速度係数を埋設された管路について、直接、測定するのは困難である。水道関係者の地道な努力によって、多くの例が得られて初めて、ここで述べた解析技術が真に実用上の意義を持ってくるものと期待する。さらに本研究の成果を実際の管網に適用して、動的な水質解析法、注入量制御法の有効性を検証する必要があると考えている。

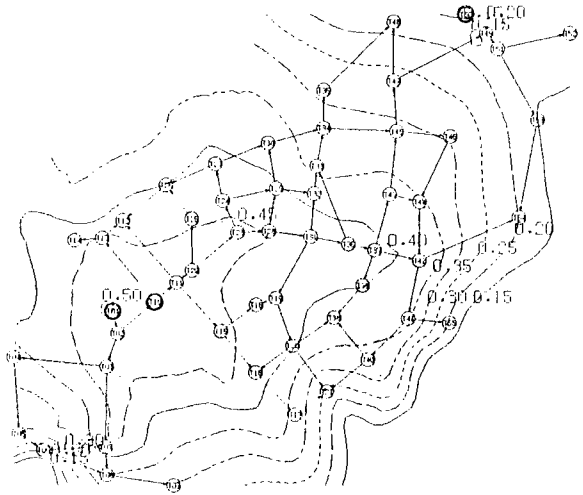


図2 シミュレーション例の水質等高線

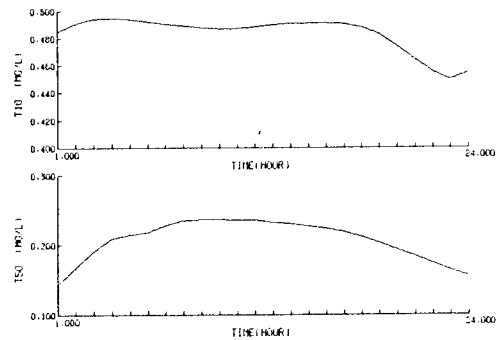


図3 残留塩素濃度の時間変動

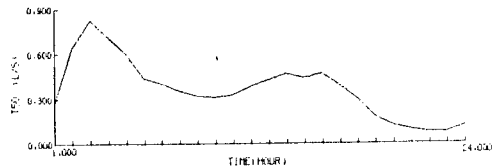


図4 節点の需要量変動

参考文献

- (1) 中西弘(1966) : 水道施設の塩素処理に関する研究, 水道協会雑誌, No.386, pp. 47-60
- (2) 後藤圭司(1982) : 配水管網における水質変化(Ⅲ), 水道協会雑誌, No.571, pp. 51-65