OUKA
Osaka University Knowledge Archive

Title	配水管網運用の最適化に関する研究
Author(s)	築山, 誠
Citation	大阪大学, 1986, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/1689
rights	
Note	

Osaka University Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

Osaka University

配水管網運用の最適化に関する研究

昭和61年3月

築山　誠

内 容 梗 概

本論文は、上水道配水管網システムの運用に関する研究をまとめたものである。

第１章では、本研究の社会的背景を説明するとともに本論文の内容の梗概を示す。

第２章では、管網状態の推定について述べる。配水管網の運用においては、節点の圧力、管の流量などの管網状態を知ることは重要である。しかし、計測は十分ではない。そこで、計測されている圧力や流量の情報をもとに、さらに、需要量に関するあいまい情報も利用して管網状態を推定する方法を示す。本方法によって需要量も同時に推定される。計算例を示しその有効性を確かめる。

第３章では異常発生区域の推定について述べる。配水管の異常は水の損失のみならず、他の地下埋設物を損傷するなど影響が大きいので、早期に発見する必要がある。実時間で計測されている圧力および流量の変化ベクトルから異常発生区域を推定する方法を提案する。また、適切な計測位置選定の尺度も示す。本推定法の数値実験を行いその有効性を確かめる

第４章では圧力最適化問題について述べる。経済性とサービスの平等性より、地域的、時間的に圧力を均一化したい。この問題を非線形最適化問題として定式化して解く。特に、計算時間、メモリーの点から、従来解くことが困難であつた実規模の配水管網を扱う最適化問題を解くアルゴリズムを示す。開発したプログラムと実配水管網を例とした圧力最適化問題の計算例を示し本方法の有効性を確かめる。

第５章では圧力制御バルブの位置決定問題について述べる。圧力制御を効果的に行うためのバルブ設置位置について検討する。配水管網の接続関係と配水管網方程式から、バルブ位置決定のためのヒューリスティクスを導びき、決定手順を提案する。実配水管網を対象とした計算例を示しその有効性を確かめる。

第６章では、第２章～第５章で得られた結論をまとめると共に、残された問題について述べる。

配水管網運用の最適化に関する研究

目　　次

第１章　序論 …… 1

１．１　背景 …… 1

１．２　内容梗概 …… 1

第２章　管網状態の推定 …… 4

２．１　諸言 …… 4

２．２　あいまい情報による状態推定 …… 5

２．２．１　問題の設定 …… 5

２．２．２　ファジィ集合 …… 7

２．２．３　あいまい情報のファジィ集合への変換 …… 8

２．２．４　最大真実度推定値 …… １０

２．２．５　性質 …… １２

２．２．６　むすび …… １３

２．３　配水管網の状態推定 …… １３

２．３．１　問題の説明 …… １３

２．３．２　配水管網方程式 …… １４

２．３．３　確定的情報 …… １８

２．３．４　あいまい情報 …… １９

２．３．５　管網のあいまい推定 …… ２０

２．４　数値計算例 …… ２２

２．４．１　計測点数と推定の関係 …… ２２

２．４．２　最大真実度推定値 …… ２８

２．４．３　実運用に対する考察 …… ２８

２．５　結言 …… ２９

第３章　異常発生区域の推定 …… ３１
３．１　諸言 …… ３１
３．２　準備 …… ３２
３．２．１　異常発生のモデル化 …… ３２
３．２．２　異常発生模擬のための配水管網方程式 …… ３２
３．３　推定方法 …… ３３
３．３．１　仮定 …… ３３
３．３．２　観測状態変化ベクトル …… ３４
３．３．３　モデル状態変化ベクトル …… ３４
３．３．４　類似度 …… ３７
３．３．５　異常発生区域推定手順 …… ３９
３．４　計測点配置 …… ４０
３．４．１　計測点配置の尺度 …… ４０
３．４．２　計測点配置案の評価基準 …… ４３
３．４．３　グラフ条件 …… ４４
３．５　数値計算例と検討 …… ４６
３．５．１　計測点配置 …… ４７
３．５．２　異常発生区域の推定 …… ４８
３．５．３　実用化への検討 …… ５０
３．６　結言 …… ５０

第４章　圧力最適化問題 …… ５２
４．１　諸言 …… ５２
４．２　配水管網圧力最適化問題 …… ５３
４．２．１　管網の基本法則 …… ５３
４．２．２　管網のグラフ表現 …… ５４

４．２．３　管網の補水流量基礎方程式 …… ６０
４．２．４　問題の定式化 …… ６３
４．３　圧力最適化の解法 …… ６４
４．３．１　理論的背景 …… ６４
４．３．２　アルゴリズム …… ６８
４．３．３　プログラム …… ７２
４．３．４　検討 …… ７３
４．４　数値計算例 …… ７４
４．４．１　準ニュートン法と最急降下法の比較 …… ７５
４．４．２　実運用に応じた計算例 …… ７７
４．５　結言 …… ８０

第５章　圧力制御バルブの位置決定問題 …… ８２
５．１　諸言 …… ８２
５．２　バルブ設置位置決定問題 …… ８３
５．２．１　配水管網方程式 …… ８３
５．２．２　問題の説明 …… ８４
５．３　ヒューリスティクス …… ８５
５．３．１　接続関係による推察 …… ８５
５．３．２　減圧対象節点集合の選定 …… ８７
５．３．３　管網方程式からの推察 …… ８９
５．３．４　バルブ抵抗係数値の決定法 …… ９０
５．３．５　ヒューリスティクスのまとめ …… ９１
５．３．６　数値実験 …… ９１
５．４　バルブ設置位置決定手順 …… ９７
５．５　数値計算例 …… ９８
５．６　結言 …… １００

第６章　結論 ……１０２

謝辞 ……１０４

参考文献 ……１０５

第１章　　序　　論

１．１　背景

上水道では、水需要の増大への対処と高普及率達成を目標に施設の拡充が重点的に進められてきた。現在では水道の普及率も95% を越え【50】、さらに都市拡大の影響もあり、上水道システムは大規模システムとなっている。

最近では、水道事業の経済性、省資源、省エネルギーの観点から、上水道システムの維持管理が従来に比べてさらに重要視されてきている。また上水道は公共性の強い事業であるという観点からも、サービスの均等化、迷惑の最小化などきめの細かい運用が求められている。このような背景から、計算機導入による各種運用システムの検討や構築が進められている。

配水管網は、配水池から需要家へ配水する上水道の重要な施設である。導送水管の延長が16,327 kmであるのに対して、配水管の延長が 353,560 kmであるという58年度統計【50】からもわかるように、配水管は上水道の管の大部分をしめている。また、配水管網は需要家に直接連結していることから、その運用の影響がすぐに需要家へのサービスの質として現れてくる。このため、配水管網の管理と配水の制御は上水道運用システムの基本的課題であり、特に、配水管網内の水圧・流量の把握、適正水圧による水の供給、漏水防止は重要であり、これらに関する基本的技術とその方法論の確立が必要である。

１．２　内容梗概

筆者は、上記の背景の下に配水管網運用に関する幾つかの提案をおこなった。本論文はそのまとめである。第２章、第３章は状態推定に関するもので、第４章、第５章は圧力最適化に関するものである。以下に各章の内容の梗概を示す。

第２章では、配水管網運用の基礎となる配水管網の状態推定問題を扱う。配水管網では状態を把握するための十分な量の計測情報は得られない。そこであいまい情報を利用することを考える。まず、$A x = c$ $(\mathrm{rank}\ A < \dim x)$ を、x についてのあいまい情報を利用して解くあいまい情報による状態推定法を提

案し、その性質について考察する。あいまい情報は、情報の意味するあいまいさと、その情報の真実度により記述されると定義される。　これは、ファジィ集合(Fuzzy set)に変換されることにより取り扱いが可能になる。推定値は上記方程式の解空間を台集合とするファジィ集合のなかでメンバシップ値が最大となるものである。つぎに、既存の配水管網手法では計測情報不足のために十分な対応ができなかった運用時の配水管網の状態推定に対して、あいまい情報による状態推定法の考え方を管網に適用した管網状態推定の新しい手法を述べる。配水管網では、水使用量データや需要変動パターンに関するあいまい情報が得られる。最後に本手法の有効性を数値計算により確かめる。

第３章では、配水管網内で発生した異常流出を伴う異常に対してその異常発生の区域を計測情報から推定する方法を提案する。本手法は、モデル状態変化ベクトルの向きと観測状態変化ベクトルの向きとの類似度を調べることにより異常発生区域を推定するものである。まず、異常発生を流出水量の急増として模擬する方法について述べる。つぎに、モデル状態変化ベクトルを求める方法を述べ、観測状態変化ベクトルとの一致度を調べるために類似度を定義する。類似度の高い状態変化ベクトルの計算において仮定された異常位置が異常発生地点に近いと推定される。その後に、異常発生区域を推定する手順を示す。また、状態変化ベクトル間の向きの離れ具合に注目することにより本推定法に適した計測点配置について考察する。最後に、数値計算例を示し提案方法の有効性を確かめる。

第４章では、配水管網の圧力最適化問題の実用的解法を述べる。まず、管網を少ない方程式で表現するために補木流量を未知変数として定式化する。この定式化が節点エネルギー位を未知変数とする定式化に比べてメモリーと計算時間の点から適していることを述べる。つぎに、流量変数と操作変数の多くの変数を含む制約付最適化問題を陰関数定理によって少ない操作変数だけを含む制約なし最適化問題に変換する。また、求解アルゴリズムにおける解評価と計算時間短縮のために、原問題と変換された問題のクンタッカー（Kuhn－Tucker）条件の関係、操作変数の変化方向と流量変数の変化方向の関係について述べる。つぎに、制約なし最適化問題を効率的に解くために採用した、コレスキー（Choleski）法、繰返

し解かれる管網方程式のニュートンラフソン（Newton－Raphson)法における初期値の解近傍への設定方法、準ニュートン（quasi-Newton）法について述べる。本手法の有効性を確かめるためにプログラム化と実配水管網データを使って数値計算を行い、少ないメモリーで実現でき短時間で求解できることを明らかにする。また、配水管網の圧力最適化運用の効果を示す。なお、本アルゴリズムを基にして開発された圧力最適化法は既に実用化されている。

第５章では、配水管網圧力制御を効果的にまた経済的に行うためのバルブ設置位置決定問題を扱う。設計者の負担を軽減させ容易に適切なバルブ位置を見つけることのできるような、システマチック手法を提案する。本方法は、バルブ設置位置決定問題を数理計画法で解くものではなく、設計者が現在行っている手順に即してその最適化と効率化を図ろうとするものである。まず、バルブ設置位置決定問題は、相反する複数の目的をもち、目的や制約を前もって厳密に設定することの困難な問題であることを述べる。つぎに、配水管網の接続関係の観点から、減圧対象地区をグラフ的に分離する管で、かつ減圧対象地区に流入している管にバルブを設置すればよいという推察と、減圧対象地区の選定の目安を述べる。また、制御効果の高いバルブ設置位置の指標として、管抵抗値変化の節点エネルギー位変化に対する感度が利用できることを示す。さらに、バルブ抵抗係数を非線形最適化問題を解くことによって求める方法を示す。これらの推察を数値実験によつて確かめる。これらの結果に基づいて、バルブ設置位置決定手順を提案する。最後に、実配水管網のデータを対象にした数値計算によって、簡単に系統的に適切なバルブ位置を発見できることを示し、本方法の有効性を確かめる。

第６章では、第２章から第５章までに得られた結論をまとめるとともに、残された問題について述べる。

第２章　管網状態の推定

２．１　諸言

第２章では、運用時の配水管網状態の推定法を提案する。配水管網システムでは需要家に安定した水を効率的に供給するために配水管網のすべての管の流量とすべての流出節点での残存水頭を知り、それらの適切な管理を行わなければならない。配水管網状態を知ることは配水管網運用をおこなう上での基本である。しかしながら、状態を知るのに必要十分な計測情報を得ることはできず、完全な状態を知ることは不可能に近い。

管網状態を解析する方法として配水管網解析手法がある。配水管網の解析手法については広く研究されており、ハーディクロス（Hardy Cross）法【74】、マーロウ（Marlow）法【48】、青木の方法【 3】、高桑の方法【73】、ShamirとHoward【70】や Epp とFowler【19】などのニュートンラフソン（Newton－Raphson）法、Wood と Charles などの線形（linear theory)法【95】、ホモトピーによる方法【22】、区分線形化法【98】、費用エネルギー最小化法【35,46】、その他いろいろなアルゴリズム【9,14,18,32,36,40,43,61,96】が開発されている。

これらの配水管網解析手法は設計業務にはよく使用されている。しかし、配水管網解析手法は運用時の状態推定にはあまり使用されていない。その理由として流出水量の不確かさがあげられる。上記の解析手法では流出水量を与えてその流出水量の下での管流量と節点残存水頭を算出するが、運用の立場からみると運用時において流出水量は計測されていない。つまり、上記の解析手法においては既知であるべき流出水量が実際は未知である。配水管網解析計算において、すべての流出水量を既知として解くのではなくて、管流量や節点エネルギー位を既知として与え、その分流出水量を未知として解く混合解析も電気回路の場合【63】と同様に可能である【56】。しかし、この混合解析手法により、未計測流出水量を未知変数にできるほど計測点数は多くない。以上の理由から、配水管網運用者が流出水量と管網状態を定性的に把握しているのが現状である。実時間計測で得られる確定的情報は少ないし、統計量がとれるデータもないが、あいまいな情報と

して水使用量データや配水管網運用者が経験的に知っている需要量時間変動パターンなどがある。そこで、これらのあいまい情報を定量的に利用できる手法があれば運用者の判断を助けることができよう。

本章では、計測されている圧力や流量の情報およびシステムの満たす法則などの確定的な情報をもとに、さらに需要量に関するあいまいな情報も利用して流出水量と管網状態を推定する方法を提案する【80～84】。2.2 節では、配水管網問題を扱う前に、線形代数方程式で記述されるシステムにおいてあいまい情報による状態推定法を提案する。このようなアプローチはこれまでなかった。この推定法に関して、幾つかの性質と、推定値を求めるアルゴリズムについて考察する。2.3 節では、この考え方を配水管網に適用する。2.4 節では小規模の配水管網を例題とする数値計算と、配水管網実運用についての考察を通して、本方法の有効性を明らかにする。

２．２　あいまい情報による状態推定

２．２．１　問題の設定

システムの状態を知りたいが確定的な情報だけからは状態を求めることができない。しかし、システムを取り巻く環境からあいまいではあるが定性的な情報が得られる場合がある。この情報はシステム運用者が持っている場合もある。この状況において、従来扱うことが避けられてきたあいまい情報を使って、状態を推定することを考える。まず、確定的情報とあいまい情報を定義し、その後に問題の設定を行う。

（確定的情報）

確定的情報とはシステムにおいて成立する法則や観測値のことである。真の状態と確定的情報は矛盾がないとする。つまり、確定的情報が十分な量あれば、その情報より真の状態を正しく知ることができる。

（あいまい情報）

あいまい情報は、情報の意味する数値的なあいまいさと、その情報の真実性の度合によって記述できると考える。この考えに基づいて未知変数ベクトルｙの値

に関するあいまい情報をINFM(y) で表し、

$$INFM\ (y) = \underset{i \in I}{OR}\ \{\ S(y\ \sim\ Cyi\ )\ is\ \ tiu\ \ \}$$

で定義する。

記号の意味はつぎに示すとおりである。

Cyi	:	定数ベクトル、仮定値と呼ぶ。
S(y～Cyi)	:	y の値は Cyi の近辺である。 “近辺”とは値のあいまいさを意味する。
ti	:	真実度、[0　1] の値で表現。
{S　is　tiu}	:	Sの真実度は ti である。
OR	:	あるいは。
I	:	i の集合

例を示す。

$$INFM\ (y) = \{\ S(y\ \sim\ 100)\ is\ \ 0.8u\}$$
$$OR\ \ \{\ S(y\ \sim\ 200)\ \ is\ \ 0.2u\}$$

は、

『“y は 100 近辺である”という真実度は0.8である。また
“y は 20 近辺である”という真実度は0.2である。　』

ということを表現している。

(問題)

Y　:あいまい情報が得られる変数のｈ次元空間

X　:あいまい情報が得られない変数の（ｎ－ｈ）次元空間

とする。

問題は、(2.1)式と(2.2)式からｘとｙの値を求めることである。

確定的情報:

$$A1\ x\ \ +\ \ A2\ y\ \ =\ \ c \qquad (2.1)$$

y に関するあいまい情報:

$$INFM(y) = \underset{i \in I}{OR} \{ S(y \sim Cyi) \text{ is } tiu \} \tag{2.2}$$

ここに、

Λ1 :m x (n−h) 行列、 Λ2 :m x h行列、

rank Λ = m、 m < n

である。

2．2．2 ファジィ集合 [5,72,99,100,101]

[定義1] Ωを全体集合とする。Ωのファジィ部分集合Aとは、ω ∈ Ωを[0, 1] の要素に対応させるメンバシップ関数μA (ω)によって特性づけられた集合である。Ωが連続集合のときAを

$$A = \int_{\Omega} \mu A(\omega) / \omega \tag{2.3}$$

と表し、Ωが離散集合{ω1....ωn}のとき

$$A = \sum_{1}^{n} \mu A(\omega i) / \omega i \tag{2.4}$$

と表す。集合Ωはあいまい集合Aの台集合と呼ばれる。スラント“／”の右は台集合の要素で、左はその要素のメンバシップの値である。

[定義2] ファジィ集合の和集合は、

$$A \cup B = \int_{\Omega} max(\mu A(\omega), \mu B(\omega)) / \omega \tag{2.5}$$

で定義される。

“ω is F”という命題を考える。Fはファジィ部分集合である。たとえば、Fを“大きい”とすると、“ω is F”は、“ω は大きい”という命題である。“大きい”というあいまいさは〔0 1〕のメンバシップ値で表される。命題はしばしばその真偽が問題とされる。２値論理の真理値は true と false の１と０の値だけをとるが、真理値を〔0 1〕の値に拡張しよう。この〔0 1〕を台集合とする あいまい部分集合をτとする。

[定義３]　u(unity)－true というファジィ集合τのメンバシップ関数は、$\mu\tau(\alpha)=\alpha$ である。

[定義４]

$$\omega \text{ is } F \text{ is } \tau = \omega \text{ is } F+ \tag{2,6}$$

として、“ω is F is τ”と等価な“ω is F+” を求めることをtruth qualification という。

μF と μF+ はωから〔0 1〕への関数、μτは〔0 1〕から〔0 1〕への関数であるので、

$$\mu F+(\omega) = \mu\tau(\mu F(\omega)) \tag{2.7}$$

と求められる。

２．２．３　あいまい情報のファジィ集合への変換

まず、記号について説明しておく。

YSOL :(2.1) 式によって限定されるＹの解空間、

$$YSOL = \{ y \mid \Lambda 1\ x + \Lambda 2\ y = c \} \tag{2.8}$$

fY :あいまい情報INFM（y）を表現したＹを台集合とするファジィ集合

$$fY = \int_Y \mu fY(y)/y \tag{2.9}$$

fYSOL :fYの台集合をYSOL に限定したファジィ集合

$$fYSOL = \int_{YSOL} \mu fYSOL\ (y) \ / \ y \qquad (2.10)$$

$$\mu fYSOL\ (y) = \mu fY\ (y)\ 、\text{for}\quad y \in YSOL \qquad (2.11)$$

あいまい情報のファジィ集合への変換について説明しよう。

yに関するあいまい情報は、

$$INFM\ (y) = \underset{i \in I}{OR}\ \{\ S(y \sim Cyi)\ \text{is}\quad tiu\ \} \qquad (2.12)$$

である。

(i) まず、S(y ～ Cyi) をファジィ集合に変換する。S(y ～ Cyi) つまり、“yは Cyi の近辺である”の意味から、

$$y = Cyi$$

は当然許容されるが、y =Cyi でなくても、

$$y \in N(Cyi)$$

は許容される。ここに、N(Cyi) は、Cyi の近傍である。許容される度合は、Cyiからの距離が遠ざかるに従って低くなると考えるのが妥当である。そこで、許容度は、Cyi からの距離 ||y −Cyi|| の単調減少関数となる。許容度をucYi (y) で表し、その値域を〔0 1〕とする。

以上の説明より、S(y ～ Cyi) は、(2.13)式と (2.14)式に示すファジィ集合 fYiとして表現できることがわかる。

$$fY\,i = \int_{Y} \mu fYi\ (y) \ / \ y \qquad (2.13)$$

$$\mu fYi\ (y) = ucYi\ (y) \qquad (2.14)$$

(ii)　つぎに、{fY i　is　tiu} をファジィ集合に変換する。tiu は ti の真実度を持つ u－true　を意味するファジィ集合として、そのメンバシップ関数を、u－true　のメンバシップ関数を ti　倍したものとして定義する。truth qualification　より、{fY i　is　tiu} と等価なファジィ集合 fY i+ は、

$$fY\,i+ \;=\; \int_Y \mu fYi+\,(y)\,/\,y \tag{2.15}$$

$$\mu fYi+\,(y) = \mu ti\,(\mu fYi\,(y)) \tag{2.16}$$

となる。ここに、定義より、

$$\mu ti\,(\alpha) = ti\;\alpha \tag{2.17}$$

である。

(iii)　記号 OR は、“あるいは”を意味しているので、ファジィ集合の加算に変換する。そこで、OR　fY i+　は　つぎのファジィ集合

$$fY \;=\; \int_Y \mu fY\,(y)\,/\,y \tag{2.18}$$

$$\mu fY\,(y) = \max_{i\in I}\ \mu fYi+\,(y) \tag{2.19}$$

になる。

以上で、(2.12)式のあいまい情報は、(2.18)式と(2.19)式のファジィ集合に変換された。

2．2．4　最大真実度推定値

2.2.1 節の問題の解として最大真実度推定値なるものを提案する。(2.1) 式からは、x と y は一意に決まらない。(2.1) 式は解の存在する部分空間を決めるだけである。この部分空間におけるあいまい情報によって最も確からしくなる点が (2.1) 式と(2.2) 式で示された問題の最大真実度推定値である。あいまい情報による確からしさは、あいまい情報を表現したファジィ集合のメンバシップによっ

て判定される。

［定義５］　$\bar{y}$をファジィ集合 fYSOL の最大のメンバシップ値をもつ要素:

$$\mu fYSOL(\bar{y}) = max \quad \mu fYSOL(y) \tag{2.20}$$

とする。$y \in YSOL$であることを注意しておく。　$\bar{x}$ を、

$$\bar{x} = A1^{-1}(c - A2\ \bar{y}) \tag{2.21}$$

とする。$\bar{x}$ 、$\bar{y}$ を(2.1)式と(2.2)式の最大真実度推定値という。

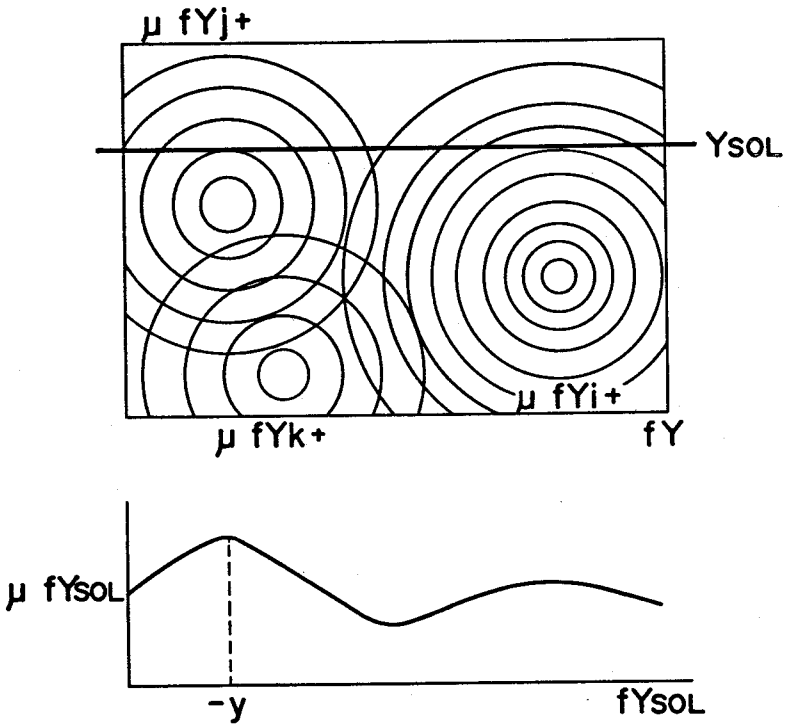


Fig.　2-1　Illustration of maximum truth estimation

最大真実度推定値の概念図を Fig.2-1 に示す。fＹｉ+ のメンバシップ値が等高線で示されている。等高線の重なる点では、それらの最大値が fＹ のメンバシップ値となる。解空間ＹSOLは直線で示されている。fＹSOLで最大のメンバシップ値をもつ点が ¯ｙとなる。

２．２．５　性質

最大真実度推定値の性質を示す。説明【84】は省略する。

［性質１］　Ｙ空間の次元ｈ、Ｘ空間の次元（ｎ－ｈ）、独立な方程式数ｍの間に、（ｎ－ｍ）≧ｈ　の関係があるとき、(2.20)式の ¯ｙ は

$$\mu fY(\bar{y}) = max \{\mu fY(y) \mid y \in Y\} \quad (2.22)$$

となる。なお、（ｎ－ｍ）＞ｈのときには、ｘが不定となるため最大真実度推定値は一意に決らない。

［性質２］　Ｙ空間の次元ｈ、Ｘ空間の次元（ｎ－ｈ）、独立な方程式数ｍの間に、（ｎ－ｍ）＜ｈ　の関係があるとき、(2.20) 式の ¯ｙは、以下の手順で求めることができる。

(i)　ＹSOLの部分集合ＹSUBをつぎのように求める。

$$YSUB = \{\hat{y}i\} \quad (2.23)$$

^ｙｉは

$$J1(\hat{y}i) = min \{ J1(y) \mid y \in YSOL \} \quad (2.24)$$

$$J1(y) = ||y - Cyi||$$

となる値である。^ｙｉ　を候補値と呼ぶ。

(ii)　ＹSUB を台集合とするファジィ集合 fＹSUB を以下のように求める。

$$fYSUB = \Sigma \ \mu fYSUB(yi) / yi \quad (2.25)$$

$$\mu fYSUB(yi) = \max_{j \in I} \mu fYj+(yi) \quad (2.26)$$

(iii)　¯ｙ　は

$$\mu fYSYB(\bar{y}i) = max \ \mu fYSUB(yi) \quad (2.27)$$

となる値である。

［性質３］　Ｘが空のとき、一般化逆行列によって求めた解

$$+y \quad = \quad A2' \ (A2 \ A2' \ )^{-1} c \qquad (2.28)$$

は、あいまい情報が、INFM（y）＝｛S(y ～ 0) is 1｝、つまり『“yの値は零近辺である”という真実度が１』のときの最大真実度推定値であるといえる。ここに、記号′は転置を示す。

［性質４］　確定的な情報が増加するにつれて、性質２で示した候補値は真値に近づく。

２．２．６　むすび

本節では、あいまい情報のファジィ集合への変換方法、最大真実度推定値の定義とその性質について述べた。本方法によって、従来は扱うことが避けられていたあいまい情報を定量的に扱うことが可能となった。本手法の利用にあたっては、最大真実度推定値は最終的にはあいまい情報に依存することに注意しておく必要がある。

２．３　配水管網の状態推定

２．３．１　問題の説明

配水管網は、配水池、管、ポンプ、バルブからなる配水施設である。流出点からの流出水量は需要量となる。管・ポンプ・バルブの接続点、流出端を節点と呼ぶ。

配水管網においては、管流量および節点圧力の内部状態と流出水量つまり需要量は配水管網の運用において重要な情報である。しかし、計測によって知ることができるのはこれらの一部だけである。そのため、配水管網の基本法則を表した管網方程式と計測情報からは、状態量が一意に決らないことが普通である。一方、上水道では水使用量データがとられている。一人あたりの水使用量の統計も調べ

られている。また、配水管網運用者は経験によって一日の内での需要時間変動パターンを知っている。しかし、これらの情報から一日のある時点での需要量を確定することはできない。ここでは、需要量に関するあいまいな情報を使って管網の内部状態と流出水量を推定することを考える。

２．３．２　配水管網方程式

配水管網で成立する各法則を示す。

(1)　流量と圧力の関係

節点ｉとｊを結ぶ管路の流量をｑij、損失水頭をｖijとするとｑijとｖijの関係は、

$$q_{ij} = r^{\circ} \, |v_{ij}|^{\alpha^{\circ}-1} v_{ij} \qquad (2.29)$$

と表される。

この関係式は、水理学的にはダルシー・ワイスバッハ(Darcy・Weisbach) の式から導かれるが【74】、上水道では実用的観点からより簡単なヘーゼン・ウイリアムス(Hazen・Williams) の式を使うことが多い。そこで、本論文でもヘーゼン・ウイリアムスの式を使う。

ヘーゼン・ウイリアムスの式では

$$r^{\circ} = 0.27853 C_H \, D^{2.63} \, L^{-0.54} \qquad (2.30)$$

$$\alpha^{\circ} = 0.54 \qquad (2.31)$$

である【74】。ここにC_H、Ｄ、Ｌはそれぞれ管流速係数、管径（ｍ）、管路長（ｍ）である。流速係数の値は水理公式集【17】などを参照されたい。

(2.29) 式は節点（配水池）エネルギー位を変数としても表現できる。節点ｉとｊのエネルギー位を、それぞれ、ｅiと ｅj （配水池のときにはｚIi とｚIj ）とすると、

$$v_{ij} = e_i - e_j \qquad (2.32)$$

であるので、(2.32)式を(2.29)式に代入すると

$$q_{ij} = r^{\alpha} \, |e_i - e_j|^{\alpha-1} (e_i - e_j) \qquad (2.33)$$

となる。

(2) 流量の連続性

流入水量と流出水量は等しい。この関係を節点について示そう。節点 i からの流出水量を y_i とすると

$$\sum_j q_{ij} + y_i = 0 \qquad i \in INR \qquad (2.34)$$

となる。ここに $q_{ij} = -q_{ji}$ であり、INR は節点の集合である。

(3) 圧力の平衡性

損失水頭を管網の閉路にそって合計すると零になる。流量と圧力の関係式を節点エネルギー位を変数とする (2.33) 式で表現すれば、圧力の平衡性は自然に満足される。

(2.33) 式と (2.34) 式を行列表示によって示そう。接続行列Aをつぎのように定める。管には適当に向きを付与しておく。

$$A = \begin{bmatrix} A1 \\ \\ A2 \end{bmatrix}$$

$$A1 = \begin{matrix} \text{管} \\ \text{配} \\ \text{水} \\ \text{池} \end{matrix} \left(a1_{ij} \right) \qquad (2.35)$$

$$a1ij = \begin{cases} 1 : \text{管}j\text{が配水池}i\text{に接続しその方向が配水池}i\text{から出るように向いているとき} \\ -1 : \text{管}j\text{が配水池}i\text{に接続しその方向が配水池}i\text{に入るように向いているとき} \\ 0 : \text{管}j\text{が配水池}i\text{に接続されていないとき} \end{cases}$$

$$A2 = \begin{matrix} \text{節} \\ \text{点} \end{matrix} \overset{\text{管}}{(a2ij)} \qquad (2.36)$$

$$a2ij = \begin{cases} 1 : \text{管}j\text{が節点}i\text{に接続しその方向が節点}i\text{から出るように向いているとき} \\ -1 : \text{管}j\text{が節点}i\text{に接続しその方向が節点}i\text{に入るように向いているとき} \\ 0 : \text{管}j\text{が節点}i\text{に接続されていないとき} \end{cases}$$

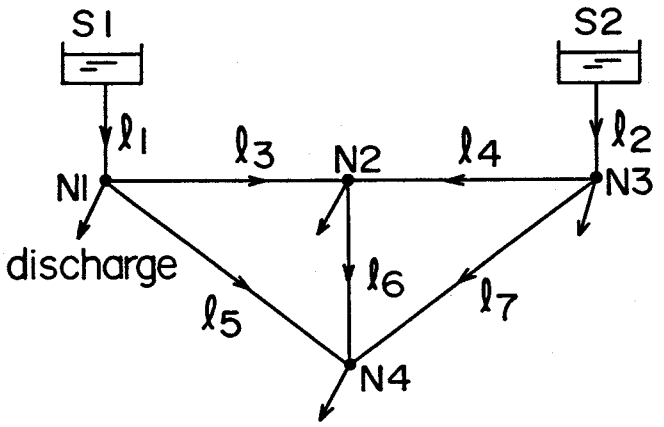
Fig.2-2 にA1、A2 の例を示す。

(2.34) 式の流量の連続性は

$$A2\ q + y = 0 \qquad (2.37)$$

と表わされる。

a1i とa2i を、それぞれ行列 A1 とA2 のi番目の列ベクトルとする。また、zIは配水池のエネルギー位ベクトル、eは節点のエネルギー位ベクトルとする。対角行列Θ° をつぎのように定める。記号′ は転置を示す。



$$A = \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \end{bmatrix} = \begin{array}{c} \\ S1 \\ S2 \\ N1 \\ N2 \\ N3 \\ N4 \end{array} \begin{array}{c} \begin{array}{ccccccc} \ell_1 & \ell_2 & \ell_3 & \ell_4 & \ell_5 & \ell_6 & \ell_7 \end{array} \\ \begin{bmatrix} 1 & & & & & & \\ & 1 & & & & & \\ -1 & & 1 & & 1 & & \\ & & -1 & -1 & & 1 & \\ & -1 & & 1 & & & 1 \\ & & & & -1 & -1 & -1 \end{bmatrix} \end{array}$$

Fig. 2-2 Illustration of incident matrix

$$\Theta^{\circ} = \left(\theta^{\circ}\, ij\right) \tag{2.38}$$

$$\theta^{\circ}\, ij = \begin{cases} r^{\circ}\, i \;\; | \;\; a\,1i' \;\; z\,I \;+\; a\,2i' \;\; e\,| \,^{\alpha^{\circ}-1} & \text{for} \quad i=j \\ 0 & \text{for} \quad i \neq j \end{cases}$$

このとき、(2.33) 式の関係式をすべての管について表現すると、つぎのようになる。

$$q = \Theta^{\circ} \ (A1' \ zI + A2' \ e) \tag{2.39}$$

2．3．3　確定的情報

確定的情報には、システムで成立する法則と計測情報がある。(2.39) 式を (2.37) 式に代入すると

$$A2 \ \Theta^{\circ} \ A2' \ e \ + \ A2 \ \Theta^{\circ} \ A1' \ zI \ + \ y \ = \ 0 \tag{2.40}$$

が得られる。これが配水管網の基礎方程式であり、配水管網の法則を表している。この定式化はエネルギー法、あるいは節点法と呼ばれている。

つぎに、計測情報を表そう。計測点は互いに独立であるとする。この意味は、ある計測点の情報を他の計測点の情報より導きだすことはできないということである。たとえば、管の流量とその両端の節点のエネルギー位がわかるというようなことはないとする。右肩のmはそれが計測値であることを示す。

(1) 配水池エネルギー位

配水池の供給エネルギー位は配水池の水位の標高によって与えられる。この値は、ほとんどの配水池で計測されている。

$$zI = zI^{m} \tag{2.41}$$

(2) 節点圧力計測

$$ei = hi^{m} + ki \qquad \text{for } i \in \Xi N \tag{2.42}$$

ここに、ΞN は圧力計測節点の集合、ei、hi、kiは、それぞれ節点iの、エネルギー位、残存水頭、標高である。

(3) 節点流出水量計測

$$yi = yi^{m} \qquad \text{for } i \in \Xi Y \tag{2.43}$$

ここに、ΞY は流出水量計測節点の集合、yiは節点iの流出水量である。

(4) 管流量計測

$$r^{\circ} i \, |a1i' \ zI + a2i' \ e|^{\alpha^{\circ}-1} \ (a1i' \ zI + a2i' \ e) = qi^{m} \qquad \text{for } i \in \Xi Q \tag{2.44}$$

ここに、ΞQ は流量計測管の集合、qiは管iの流量である。

つぎに、式の数と未知変数の数について述べる。節点の数をn、配水池の数を

ｉ、配水池エネルギー位以外の計測点数をｍとする。管網基礎方程式（2.40）式の変数の個数は、ｅのｎ個、ｙのｎ個、ｚIのｉ個の合計（２ｎ＋ｉ）個である。式の数は(2.40) 式が節点の数と等しいｎ個、配水池エネルギー位の計測の（2.41) 式がｉ個、（2.42) 式 ～ (2.44) 式の数はｍであり、合計（ｎ＋ｉ＋ｍ）となる。配水池エネルギー位以外の計測点数は節点の個数と比較すると僅かであり、ｍ ＜ ｎが普通であるため、式の数と未知変数の数を比較すると、（ｎ＋ｉ＋ｍ）＜ ２ｎ＋ｉ となり、未知変数の数が式の数より多くなるのが現実である。このため、管網の内部状態を決定することはできない。

２．３．４　あいまい情報

配水管網からの流出水量は需要者側での需要量である。水の需要量は、需要者側でメータに記録され定期的に集計されている。どの程度の管径までを対象としてモデル化するかによって、流出水量が各家に対応するのか、町や地域に対応するのかは異なってくるが、必要に応じて加算を行えば流出水量に対応する水需要量データが得られる。この情報より、各流出節点からの平均的な日総流出水量が計算できる。また、予測モデルによって日総需要量の予測も可能である【79】。需要量は一日のうちで時間変動している（例　Fig.4-4 ）。時間変動はパターンを形成しているが【45】、天候や曜日の因子に影響され毎日が同じパターンではない。また、ある地域は住宅地域であり、ある地域は工業地域であるというように、地域の特性が異なっている場合には、地域毎の時間変動パターンも違っている。時間変動パターンは、予測やオペレータが経験によって蓄えた知識から、あいまいではあるが推測できる。一日の総流出水量と時間変動パターンより、各時刻での各節点からの流出水量が求められる。この流出水量を比較することにより配水管網節点の流出比率を知ることができる。

以上の計算過程において、日総流出水量の計算も需要量の時間変動パターンの推測も確定的ではない。そのため、求められた流出比率の値は、単にその値の近傍のあいまいな集合を代表するものととらえるのが適当であろう。さらに時間変動パターンについてはいくつかの可能性が考えられる場合もある。このことより、

流出比率は一つに限定するよりも、真実の値としての可能性が付加された幾つかの流出比率からなる集合として与えることが実際的である。総流出水量に流出比率を掛けると、各節点からの流出水量が求められる。このとき、流出水量も流出比率がもっていたあいまいさを受けつぐことはいうまでもない。

そこで、この流出水量に関するあいまい情報は、

$$\mathrm{INFM}(y) = \underset{i \in I}{\mathrm{OR}} \{ S(y \sim Cyi) \ \mathrm{is} \ tiu \} \tag{2.45}$$

と書くことができる。許容度をucyi（y）で表せば、あいまい情報(2.45)式は、

$$fY = \int_Y \mu fY(y) / y$$
$$\mu fY(y) = \max \ \mu ti(ucyi(y)) \tag{2.46}$$

のファジィ集合 fYで表せる。

あいまい情報におけるCyi を流出水量仮定値と呼び、この集合をCYで表し、流出水量仮定値集合と呼ぶ。

$$CY = \{ Cyi \}$$

(2.40)式 ～ (2.44)式を満足するyの解集合をYSOL で表す。Cyi からYSOLへの最小ノルム写像をMで示す。 ^yi：

$$\hat{y}i = M(Cyi)$$

を流出水量候補値と呼び、CYのMによる像を YSUB で表し、流出水量候補値集合と呼ぶ。

2．3．5　管網のあいまい推定

流出水量候補値集合

$$YSUB = \{ \hat{y}i \} \tag{2.47}$$

に対して、YSUB のファジィ集合 fYSUB を、

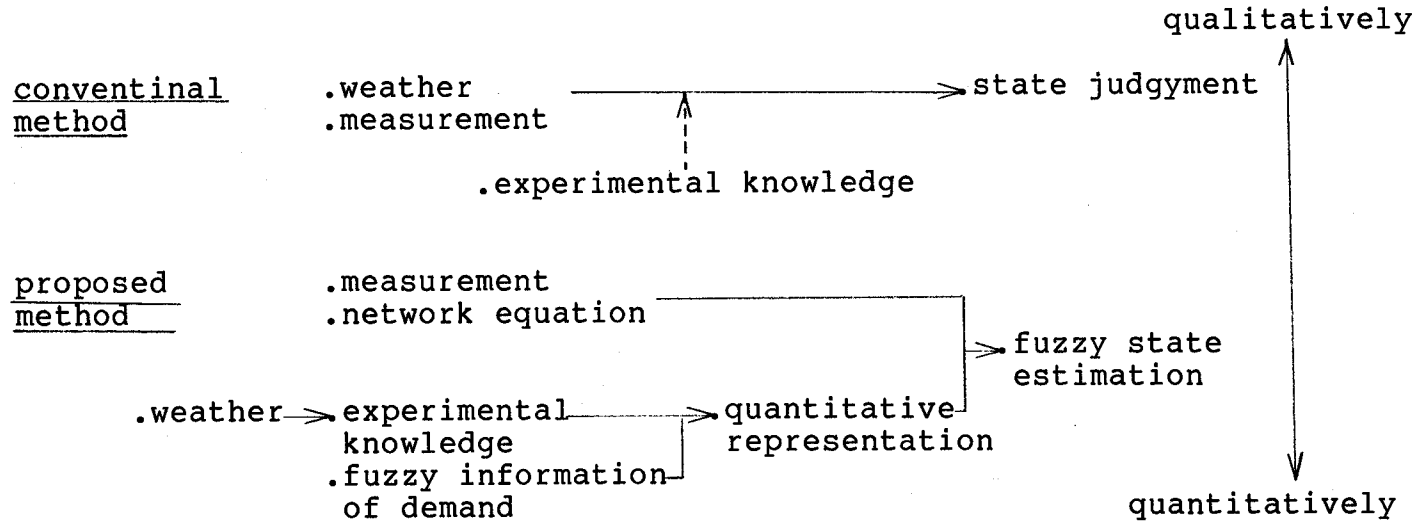


Fig. 2-3 Comparison between conventinal method and proposed method

$$fYSUB = \Sigma \mu fYSUB(\hat{y}i) / \hat{y}i \qquad (2.48)$$

$$\mu fYSUB(\hat{y}i) = \max_{j \in I} \mu tj(ucyj(\hat{y}i))$$

で求める。 fYSUB をファジィ流出水量候補値集合と呼ぶ。

fYSUB のなかから最もメンバシップ値の高い要素を選ぶ。これが、流出水量の最大真実度推定値である。この値を(2.37)式のｙの値として、(2.37)式と(2.39)式から求められた管網の内部状態ｑとｅが、管網内部状態の最大真実度推定値である。

本手法は、従来の運用者が定性的に判断していた方法と比較すると、Fig.2-3に示すように、あいまい集合としてではあるが、より定量的な判断を可能とする。

２．４　数値計算例

Fig.2-4 の配水管網を例題とする実験を通して実運用時の適用について考察する。配水管網には二つの配水池があり、この２点でのエネルギー位と流入水量は既知とする。幾つかの管の流量が計測されるとする。

まず、計測点数が１～７個の場合について、流出水量仮定値集合と最大真実度推定値との関係を調べる。その後に、計測点数が３個の場合を想定して、あいまい情報による管網状態推定を示す。配水管網運用の現場では流出水量を知りたいという要望が多い。そこで、ここでは流出水量に関連させて推定結果を示す。流出水量が決れば、 (2.37) 式と (2.39) 式を解くことにより管網内の流量、圧力が決る。

２．４．１　計測点数と推定の関係

４個の要素からなる流出水量仮定値集合を設定した。Ｃｙ１　は流出水量についてほとんどわからないという状況であり、一桁の流出水量と二桁の流出水量を区別しているにすぎない。Ｃｙ２ は Ｃｙ１ よりも細かに区別していて、節点 10の流出水量 yN10 が５０ l/s　に近いことを把握し、他は流出水量の大きさを３段階

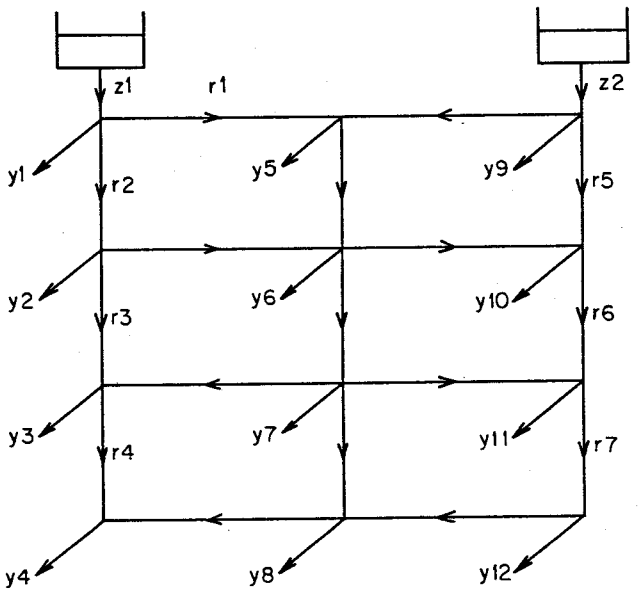


Fig. 2-4 Water distribution network for experiment

Table 2-1 Candidate set

node	Cy1	Cy2	Cy3	Cy4	True
N1	21.2	12.6	13.3	10.2	10.0
N2	21.2	12.6	20.0	18.4	20.0
N3	21.2	12.6	13.3	9.2	10.0
N4	21.2	37.9	40.0	28.7	30.0
N5	21.2	12.6	13.3	13.3	15.0
N6	4.2	2.5	6.7	4.1	5.0
N7	4.2	2.5	6.7	2.1	2.0
N8	21.2	12.6	6.7	20.5	20.0
N9	21.2	12.6	13.3	12.3	10.0
N10	21.2	50.6	40.0	49.1	50.0
N11	21.2	12.6	6.7	21.5	20.0
N12	21.2	37.9	40.0	30.7	30.0

に区別している。Cy3 は Cy1 よりも細かに区別しているが、節点 8と節点 11 の流出水量 yN8、yN11 に関して誤った把握をしている。 Cy4は良い流出水量仮定値である。Table 2-1は真の流出水量とあいまい情報

$$INFM\ (y) = \underset{i=1}{\overset{4}{OR}} \{\ S(y \sim Cyi)\quad is\quad tiu\}$$

の Cyi を示している。許容度は、i＝1～4に対して、

$$ucyi\ (y) = \begin{cases} 1 - \dfrac{1 - exp\ (-\gamma||y-Cyi||/\beta)}{1 - exp\ (-\gamma)} & \\ \qquad\qquad\qquad\qquad for\ \ ||y-Cyi|| < \beta & \\ 0 \qquad\qquad\qquad\qquad for\ \ others & \end{cases}$$

$$\gamma = 0.1\ ,\quad \beta = 1500 \qquad (2.49)$$

とした[注]。Table 2-2 は流出水量候補値集合を示す。流出水量候補値が計測点数の増加によってどのように変わるかを明らかにするために、流出水量仮定値と流出水量候補値間の距離 $\zeta(Cyi)$：

$$\zeta(Cyi) = ||M\ (Cyi) - Cyi|| \qquad (2.50)$$

を示しておく。

Table 2-2 の結果をみよう。流出水量仮定値集合CYの要素が一個の場合には、その要素のMによる像が最大真実度推定値となる。計測点数の増加によって最大真実度推定値が除々に真値に近づいてきていることがわかる。CY＝{Cy1} の場

（注）この関数式は、γの変化によって凸関数にも凹関数にもなり、許容限界βで値が0になるという特徴をもっていて、許容度を表現するのに便利な形をしている。しかし、実際の計算の立場からは、簡単な式を選ぶのが望ましい。

合には、 ^y1 が最大真実度推定値であり、最大真実度推定値は７点計測で真値に近い値となる。CY＝{Cy3} の場合も最大真実度推定値は７点計測で真値に近い値となっている。Cy1 は流出水量がほとんどわからない状況であり、Cy3 は誤った把握をしている状況であるということを考えると、例題の配水管網においては必要計測点数の約 2/3の計測点数があれば、非常にあいまいな情報しか得られない場合にも良い最大真実度推定値が得られるであろうことが想像される。

つぎに、計測点数の増加と距離ζ(Cyi) の変化についてみてみよう。Cy4 については、計測点数を増やしても写像Mによって得られる流出水量候補値 ^y4 はあまり変化しなく、距離ζ(Cy4) も小さくてあまり変化しない。一方、Cy1、Cy2、Cy3 については、計測点数を増やすと流出水量候補値も変化し、距離ζ(Cy1) 、ζ(Cy2) 、ζ(Cy3) も増加している。これは、 Cy4 が真値に近く、他の Cy1、Cy2、Cy3 が真値から離れているためである。流出水量仮定値が真値に近ければ、計測点数や計測位置を変えても、距離ζ(Cyi) は小さな値であり、流出水量仮定値から流出水量候補値への変化も小さい。

距離ζ(Cyi) が大きいことから、流出水量仮定値 Cyiが真値から離れていると知ることができる。距離ζ(Cyi) が小さいからといって流出水量仮定値 Cyi が真値に近いとはいえないことに注意しておく必要がある。しかし、確率を考えると計測点数が多い場合には、距離ζ(Cyi) が小さいならば、Cyi は良い流出水量仮定値である可能性が高いと判断してもよいであろう。また本方法では、距離 ζ(Cyi) が大きければ流出水量候補値 ^yi の許容度が低くなり、仮に、流出水量仮定値 Cyi に高い真実度が与えられていたとしても、結果的に流出水量候補値 ^yi のメンバシップ値は低い値となる。

距離 ζ(Cyi) が大きければ流出水量仮定値 Cyi は真値から離れているという事実を利用してあいまい情報の真実度を修正することもできよう。

以上の結果をまとめるとつぎのようになる。

(1) 流出水量候補値は流出水量仮定値の写像として得られる。 計測点が多い場合には、真値から離れた流出水量仮定値を与えても真値に近い良い流出水量候補値が得られるが、計測点数が少ない場合には、良い推定値を得るためには良い流

Table 2-2 Result ($\zeta = \|\hat{y}i - cyi\|$)

(a) The measured points: r5

node \ ζ	$\hat{y}1$ 704.6	$\hat{y}2$ 0.3	$\hat{y}3$ 62.9	$\hat{y}4$ 1.1	True
N1	7.3	12.7	10.8	10.0	10.0
N2	20.3	12.8	19.3	18.5	20.0
N3	24.7	12.7	11.6	9.5	10.0
N4	26.1	37.9	37.7	29.0	30.0
N5	12.6	12.8	11.7	13.2	15.0
N6	5.3	2.3	6.9	4.3	5.0
N7	8.2	2.7	7.8	2.3	2.0
N8	25.4	13.0	10.2	20.8	20.0
N9	7.3	12.7	10.8	12.0	10.0
N10	32.2	50.8	42.7	49.6	50.0
N11	26.7	12.9	9.2	21.8	20.0
N12	25.8	38.3	43.3	31.0	30.0

(b) The measured points: r3 r4 r5

node \ ζ	$\hat{y}1$ 1035.	$\hat{y}2$ 69.6	$\hat{y}3$ 202.3	$\hat{y}4$ 7.5	True
N1	6.7	12.1	9.5	9.7	10.0
N2	28.0	16.8	23.0	19.8	20.0
N3	11.4	8.2	8.1	9.9	10.0
N4	25.4	35.2	35.7	28.8	30.0
N5	13.9	13.0	11.5	13.3	15.0
N6	9.8	4.4	8.4	5.0	5.0
N7	2.8	0.0	3.6	2.4	2.0
N8	26.4	14.0	12.8	19.4	20.0
N9	6.7	12.1	9.5	11.8	10.0
N10	38.1	53.9	45.7	50.5	50.0
N11	26.9	13.2	9.1	21.5	20.0
N12	26.2	39.0	45.1	29.9	30.0

(c) The measured points: r3 r4 r5 r6 r7

node \ ζ	^y1 1273.0	^y2 174.9	^y3 515.8	^y4 11.4	True
N1	9.1	11.9	11.4	9.6	10.0
N2	20.6	17.4	17.6	20.0	20.0
N3	11.7	8.2	7.7	9.9	10.0
N4	25.4	32.7	29.9	30.1	30.0
N5	15.0	12.8	12.3	13.2	15.0
N6	8.4	4.3	7.3	5.1	5.0
N7	1.6	2.7	3.4	2.2	2.0
N8	27.5	12.5	12.5	19.7	20.0
N9	9.8	11.9	11.4	11.6	10.0
N10	49.4	51.8	50.0	50.2	50.0
N11	19.0	22.2	21.0	20.0	20.0
N12	26.4	35.9	37.0	30.2	30.0

(d) The measured points:
r1 r2 r3 r4 r5 r6 r7

node \ ζ	^y1 1359.0	^y2 260.6	^y3 565.1	^y4 17.4	True
N1	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
N2	19.0	19.7	18.6	19.9	20.0
N3	10.7	9.7	8.2	9.9	10.0
N4	30.5	28.5	28.0	30.0	30.0
N5	14.5	14.8	14.2	15.0	15.0
N6	7.6	5.8	8.2	5.2	5.0
N7	0.0	3.1	5.2	2.2	2.0
N8	23.6	16.7	15.0	19.8	20.0
N9	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
N10	49.4	49.9	49.2	50.0	50.0
N11	20.3	19.9	19.6	19.6	20.0
N12	26.4	34.1	34.9	30.2	30.0

出水量仮定値を与える必要がある。

(2) 流出水量仮定値が解集合から離れていれば、真実度ｔｉ に大きな値が与えられていても、その流出水量仮定値から写像された流出水量候補値のメンバシップ値は小さくなり、最大真実度推定値として選ばれる可能性は低くなる。

２．４．２　最大真実度推定値

計測点を Fig.2-4 に示すｒ３，ｒ４，ｒ５ の流量とした場合の最大真実度推定値を求めよう。流出水量に関するあいまい情報を、

INFM（ｙ）＝{ S(ｙ～Cｙ1) is １ｕ} OR { S(ｙ～Cｙ2) is １ｕ}
OR { S(ｙ～Cｙ3) is １ｕ} OR { S(ｙ～Cｙ4) is １ｕ}

とする。流出水量は、Cｙ1, Cｙ2, Cｙ3, Cｙ4 の近辺であり、その四つに対して同じ程度の確信度があることを INFM（ｙ）は意味している。

推定の結果、ファジィ流出水量候補値集合 ｆＹは、

ｆＹ ＝ 0.09／^ｙ１ + 0.29／^ｙ２ + 0.34／^ｙ３ + 0.93／^ｙ４

となる。 ^ｙｉ（ｉ＝1..4）の値は、Table 2-2 の計測点数３個の欄に示されている。メンバシップ値は真値であるとの可能性の度合と考えられる。最大のメンバシップ値をもつ ^ｙ４ が最大真実度推定値となる。

２．４．３　実運用に対する考察

例題では、実験のために Cｙ1 や Cｙ3 のような真値からかけ離れた流出水量仮定値も与えているが、実際の適用においては良い流出水量仮定値が得られることが期待できる。水の使用量のデータがあるために流出水量の大小の区別は細かにできるであろう。需要の時間変動は朝と夕に二つの山のあるパターンをしている。需要量は人間の生活パターンを反映しているものであり、生活パターンが日によってまったく変わってしまうことはない。そこで、水需要時間変動パターンも山の高さや山のピークの時刻が多少変わることはあるがパターンそのものの形が変わってしまうことはない。

また、真値から離れた流出水量仮定値をもったあいまい情報を与えた場合にも、

その流出水量仮定値から写像される流出水量候補値の許容度が低くなることによって、与えたあいまい情報が良くないことに気づきあいまい情報をみなおすことが可能となる。

これらのことより、管網状態推定を運用者の定性的判断にたよっている配水管網運用の場で本方法を使用することは有効といえよう。

本章で扱かった情報の他にも、流出水量の上下限値や流向など不等式で表現される情報が得られるかもしれない。これらの情報は、流出水量候補値を (2.47) 式の写像によって求めるときに、解空間を不等号条件で制限づけるようにすれば扱うことができる。

2．5 結言

本章では、まず、y についてのあいまい情報が利用できるときに、$A(x'\ y')' = c$ ($\mathrm{rank}\,A < \dim(x'\ y')$) を真実度に注目して解くあいまい情報による状態推定法を提案し、その性質を述べた。あいまい情報はファジィ集合に変換され扱われた。つぎに、既存の管網解析手法では十分な解析が行えなかった運用時の配水管網の状態推定に対して、あいまい情報による配水管網状態推定法を提案した。

あいまい情報による状態推定法の効果はつぎに示すとおりである。

(1) 従来は扱うことが避けられていた、たとえ扱われたとしても定性的にしか扱われなかったあいまい情報を定量的に扱うことができるようになった。

(2) あいまい情報を定量的に扱うことにより、あいまい情報の評価が可能となった。

あいまい情報による配水管網状態推定法の結果をまとめると以下のようになる。

(1) 運用時の条件の下では配水管網方程式の解は不定になり、従来の配水管網解析手法では管網状態の推定が行えないことが示された。

(2) 需要量に関するあいまい情報が得られ、このあいまい情報は良い仮定値を与えることが示された。

(3) あいまい情報による状態推定の考え方の配水管網状態推定への適用によ

り、確定的情報の不足している配水管網状態推定において、配水管網運用者のもっているあいまい情報を定量的に利用できるようになった。この意味でこの方法は配水管網運用の現状において有効な手法である。

最大真実度推定値は計測点の位置に影響される。良い推定値を得るためには、量の大きな流出水量の変化に対して、高い感度をもつ管や節点に計測点を置けばよいことを実験的に確かめている。ただし詳しい解析は今後の課題である。試作したプログラムは小さな配水管網しか扱えない。効率的な求解アルゴリズムを開発することも今後の課題である。

第３章　異常発生区域の推定

３．１　諸言

管網状態の把握は平常時においても重要であるが、異常時にはより重要になってくる。異常発生時には、社会的迷惑の最小化および水資源の浪費防止のために異常発生地点の早期発見が必要である。

配水管は、一般には街路に沿って埋設されているが、地震、重量車の荷重、腐食、継手のゆるみ、凍結、工事などにより異常が起こる。管の異常は道路および他の地下埋設物を損傷するなど社会的影響が大きいため、早期発見・早期復旧が必要である。しかし、管の地下埋設と道路舗装は、異常の早期発見の障害となっている。異常箇所は、異常の影響が地表に現われるか、水の流出音に頼る聴音法【64】や相関分析法【 4】により見つけられているのが現状である。今後、維持管理の向上や水の有効利用の意味からも、異常の早期発見・早期復旧はますます重要になってくる。聴音法や相関分析法で配水管網全域を調査するのは大変な作業である。そのため、異常発生と同時に異常発生地域を絞り込むことができれば、推定位置の精度が高くなくても、大いに役立つ。

本論文では、異常流出を伴う異常の発生に対して、異常発生箇所の存在する区域を、実時間で計測される圧力や流量の情報から、異常発生と同時に推定する方法を提案する。実時間計測は、配水管網広域監視制御システムの導入に伴い可能になつてきた【26,47】。

送水管では、管の両端で流量と圧力が計測されていることを条件とする異常診断法が提案されているが【23】、その手法は、その条件のために配水管網には適さない。配水管網を対象としては、計測値の急激な変化により異常発生を検知する方法が開発実用化されている【28】。異常発生位置の推定法に関しては、ルールベースシステムによるものが提案されているが【94】、この方法では、未計測の節点圧力の多くが計測値から算出されることを要求するため多くの計測点を必要とし、現在の配水管網には適さない。

本章では、より少ない計測器で異常発生区域を推定でき、計算も簡単な異常発

生区域推定法を提案する【90】。本方法では、実用異常発生検知装置で利用されている異常発生に起因する計測値変動の偏差を位置推定の情報とし、計測点に現れる状態変化を表すベクトルの向きに注目する。配水管網は非線形代数方程式として定式化でき、この管網方程式からモデル化された状態変化ベクトルを求めることができる。異常が正確にモデル化されると仮定すると、モデル化された状態変化ベクトルは観測された状態変化ベクトルとその向きが一致するはずである。本方法は、モデル化された状態変化ベクトルの向きと観測状態変化ベクトルの向きとの類似度を調べることにより異常発生区域を推定するものである。推定の精度は計測点の個数が同じ場合、計測点の配置に依存する。計測点配置は実システムの設計段階で重要な問題となってくる。これまで、異常発生位置推定に適した配水管網の計測点配置について述べられたものはなかった。この問題についても考察する。

3.2 節では、準備として異常発生を扱うための配水管網方程式について述べる。3.3 節では、モデル状態変化ベクトルの求め方を示し、類似度を定義する。また、異常発生検知から推定異常発生区域を出力するまでの一連の推定手順を示す。3.4 節では、この推定法に適した計測点配置について考察する。状態変化ベクトルの向きは計測点配置に依存することを述べ、モデル状態変化ベクトルの各々がなるべく多方向を向くように計測点を配置すれば推定誤差が少なくなることを明らかにする。3.5 節では、数値計算例を示すことにより、本方法の有効性を確認する。また、実用化への検討を行う。

３．２　準備

３．２．１　異常発生のモデル化

管破損あるいは管継ぎ目の離合は、水の流出を引き起す。本章で扱う異常は異常流出を伴う異常である。モデルにおいては、配水管網方程式において異常発生箇所に相当する箇所からの流出の突変によって異常発生を表現する。

３．２．２　異常発生模擬のための配水管網方程式

流出は節点でおこるものとして定式化を行うので、式上で流出の突変を扱うために、異常発生点に対応する仮想の節点を管上に付加しておく。この節点では、正常時には流出水量が零で、異常発生時に流出水量が正の値となる。この付加される節点を仮想節点と呼ぶ。

仮想節点を管に分布させておき、仮想節点を含むすべての節点から流出するものとして配水管網の定式化を行う。定式化のために、エネルギー位変数ベクトルと流出水量変数ベクトルをつぎのように定める。

$$e = [eN' \quad eV']' , \qquad y = [yN' \quad yV']'$$

ここに、eN は節点のエネルギー位、yN は節点からの流出水量であり、eV は仮想節点のエネルギー位、yV は仮想節点からの流出水量である。また、Nは節点、Vは仮想節点を表す。記号′は転置を示す。

仮想節点を付加した配水管網方程式は、仮想節点を付加した配水管網を対象に、行列A1 、A2 、Θ° を定めると、 (2.37) ～ (2.39)式と同様にして、

$$A2\ q + y = 0 \tag{3.1}$$

$$q = \Theta^{\circ}\ A1'\ zI + \Theta^{\circ}\ A2'\ e \tag{3.2}$$

となる。(3.1)式に(3.2)式を代入することにより、

$$g =$$

$$A2\ \Theta^{\circ}\ A2'\ e + A2\ \Theta^{\circ}\ A1'\ zI + y = 0 \tag{3.3}$$

が得られる。

仮想節点からの流出水量yV は、平常時において零である。

３．３　推定方法

３．３．１　仮定

同時に２ケ所以上で異常が発生することはなく、計測に異常がないものとする。複数の異常が全く同時に発生することは稀であろう。また、異常発生の時点はわかるものとする。配水管網では、ある所定の時間差ΔＴ間の計測圧力の圧力偏差 ΔeNi^{m} や計測流量の流量偏差 Δqi^{m} が、しきい値を越えたときに異常発生と

検知する方法が実用化されている【28】。その例では、ΔT は 40 ～ 100 秒、ΔeNi^m は約1m、Δqi^m は約 300 l/sec である。

3．3．2 観測状態変化ベクトル

本手法では複数個の計測情報を使う。

異常発生後ΔT時間における全計測点での計測値偏差を、計測点番号の順に並べ、ベクトル表現するとしよう。このベクトルを観測状態変化ベクトルと呼び、o と表す。

$$o = (\Delta eNi^m \cdots \Delta eNl^m \quad \Delta qi^m \cdots \Delta q_m{}^m)' \qquad (3.4)$$

$$\Delta eNi^m = eNi^m(t^* + \Delta T) - eNi^m(t^*) \quad i \in \Xi N$$

$$\Delta qi^m = qi^m(t^* + \Delta T) - qi^m(t^*) \quad i \in \Xi Q$$

ここに、t^* は異常発生時刻、ΞN と ΞQ は、それぞれ圧力計測節点の集合と流量計測管の集合である。右肩のmは計測値であることを示す。

計測値偏差の読み取りは上記文献より可能とし、ここでは述べない。

3．3．3 モデル状態変化ベクトル

ある節点で異常発生を仮定し、(3.1)式と (3.2) 式の配水管網方程式から、計測状態量に対する変化ベクトルを求めたものをモデル状態変化ベクトルと呼ぶ。異常箇所を節点k と仮定したときのモデル状態変化ベクトルを pk と表す。異常箇所として仮定される節点の個数を τ とすると、モデル状態変化ベクトルの個数は τ である。

モデル状態変化ベクトルが現実の状態変化ベクトルを忠実に表現するほど、本推定法の精度は上がる。

現実には、観測状態変化ベクトル読み取り時間ΔT間に、需要変動や残存水頭低下による節点流出水量減少も起りうるかもしれない。節点流出水量は、給水バルブの開度と節点残存水頭の関数である【74】。残存水頭値が低下しても許容水頭値以上であれば、需要家の給水バルブ調節により希望需要量が引続き取り出されるが、ΔT間に給水バルブが調節されなければ節点流出水量は減少する。

しかし、ここでは以下の理由により、異常発生は異常流出節点からの流出水量だけが変化するものとして、モデル状態変化ベクトルを求める。

(a) ΔTは 100 秒 前後と考えられ、その期間に需要が大きく変動することはない。

(b) 残存水頭低下による各節点の流出水量変化は異常流出水量に比較すると少量である。

(c) 上記二つの流出水量変化は、異常流出に比較すると管網全域で起るため、管網全域の状態に対して同じような状態変化を引き起し、またその値は小さい。本手法では状態変化の計測点間での大小に注目するため、これらの流出水量変化は推定に対して影響が少ないと考えられる。

(d) 現実の現象が不明なときには、現象の仮定によってモデルを複雑にするよりは簡単なモデルの方が良い。

モデル状態変化ベクトルの二通りの求め方を示す。

(1) 直接計算する方法

(3.1) 式と(3.2) 式の管網方程式を解くことによりpk を求める。

$$pk = (\Delta eNi \cdot\cdot \Delta eNl \quad \Delta qi \cdot\cdot \Delta qm)' \tag{3.5}$$

$$\Delta eNi = eNi(t^* + \Delta T) - eNi(t^*) \qquad i \in \Xi N$$

$$\Delta qi = qi(t^* + \Delta T) - qi(t^*) \qquad i \in \Xi Q$$

ここに、eN (t* + ΔT) 、eN (t*) 、q (t* + ΔT) 、q (t*) はつぎの方程式を満足する値である。

$$\left.\begin{aligned} &A2\ q(t^*) + y(t^*) = 0 \\ &q(t^*) = \Theta^\circ\ A1'\ zE + \Theta^\circ\ A2'\ e(t^*) \end{aligned}\right\} \tag{3.6}$$

$$\left.\begin{aligned} &A2\ q(t^* + \Delta T) + \{y(t^*) + (0 \cdot \Delta yk \cdot 0)'\} = 0 \\ &q(t^* + \Delta T) = \Theta^\circ\ A1'\ zE + \Theta^\circ\ A2'\ e(t^* + \Delta T) \end{aligned}\right\} \tag{3.7}$$

Δyk は異常発生仮定節点k からの流出水量増加分である。この流出は配水量に現れてくるので、計測配水量の変化分からΔyk の概略値は得られよう。ただし、先に述べた理由からあくまで概算である。

管網の非線形特性を考えると、この(1) の求め方は好ましい。幾通りかの流出

水量に対するモデル状態変化ベクトルを前もって計算し、計算機に格納しておく方式を採用する場合には、この方法は適している。しかしこの方法では、仮定する異常発生仮定節点の数プラス一回の管網方程式を解く必要があるため、モデル状態変化ベクトルを異常検知時に計算する方式を採用する場合には、すべてのモデル状態変化ベクトルをこの方法で求めることは得策ではない。異常箇所がある程度絞り込まれた後に、絞り込まれた範囲内でより正確なモデル状態変化ベクトルを計算する場合に適している。

(3.6)式や(3.7)式を解く際には、y(t*) の流出水量を与える必要がある。実際の配水管網では、流出水量のほとんどは、実時間計測されていないために推定されることになる。この推定方法としては、前もって時刻毎に与えられる節点流出比率を全配水量に掛けて求める方法が一般にとられる。流出水量は管網を運用する上で重要な情報であることは広く認識されていて、これまでにも計測情報から流出水量を推定する幾つかの方法が提案されており【67,84,97】、今後も新しい推定手法が現れてくると思われる。また、公衆回線利用による自動検針技術【78】は、需要を実時間で把握することも技術的には可能にすると考えられる。

なお、Δyk は正しく与える必要はない。というのは、本方法で必要とする情報は、計測状態量偏差の絶対値ではなく計測値間の計測状態量偏差の相対的大小であるからである。

（2）線形近似による方法

計算量を減らすために線形近似によってモデル状態変化ベクトルを求める方法を示す。

(3.3)式より、

$$\partial g / \partial e = \alpha^{\circ} A2\, \Theta^{\circ} A2' \neq 0 \qquad (3.8)$$

である。そこで陰関数の定理より、

$$\partial e / \partial y = -(\partial g / \partial e)^{-1} \partial g / \partial y$$
$$= -(\alpha^{\circ} A2\, \Theta^{\circ} A2')^{-1} \qquad (3.9)$$

となる。また、(3.2)式より、

$$dq / dy = \alpha^{\circ}\ \Theta^{\circ} A2'\ \ \partial e / \partial y \qquad (3.10)$$

となる。(3.10)式に(3.9)式を代入して

$$dq/dy = -\Theta^{\circ} A2' \quad (A2\ \Theta^{\circ} A2')^{-1} \qquad (3.11)$$

となる。

(3.9)式、(3.11)式において、yを異常発生時の流出の突変が起る前の値y+に設定し、

$$\begin{pmatrix} de/dy \mid y+ \\ dq/dy \mid y+ \end{pmatrix} \qquad (3.12)$$

を求める。この行列は、節点からの流出水量を流出水量突変前の値から微小変化させたときの、節点圧力と管流量の変化の度合を表している。

この行列から計測されている節点圧と管流量に対応する行を取り出し、それらの行を計測点番号の順に上から並べる。出来上った行列をPとすると、Pはモデル状態変化ベクトルを列ベクトルにもつ行列となっている。

$$P = (pN1 \quad \cdots \quad pVm) \qquad (3.13)$$

3．3．4　類似度

現実の異常発生による状態変化を忠実に表現するモデル状態変化ベクトル（これをp*で表示）を仮定すると、p*と観測状態変化ベクトルoは、

$$o = \phi^{*}\ p^{*} \qquad (\phi^{*} > 0) \qquad (3.14)$$

となる。そこで、理想的には、(3.14)式を満足するモデル状態変化ベクトルを見つけることにより、異常発生地点を発見できることになる（3.4節で述べるが、p*と同じ向きのモデル状態変化ベクトルが他にあれば、異常発生地点は一意に推定できない）。

しかし、異常発生地点が異常発生仮定節点からずれていたり（管コンダクタンス係数r°計算での管長Lの誤差）、流出水量が正確でなかったり（yの誤差）などの、モデル状態変化ベクトル計算における誤差や観測誤差のために、

$$o \neq \phi i\ pi \qquad \text{for all } i$$

となるのが一般的である。

そこで、piとoの向きの一致する度合を考え、つぎの類似度ξiを定める。

類似度ξi を、pi で生成される一次元空間へのo からの距離di と、その射影されたo の射影ベクトルo^i の向きを使って(3.15)式で定義する。ξi の値が大きいほどpi の向きはo の向きに類似していて、pi とo の向きが一致するとき、ξi＝0となる。piとo の成す角が小さい程ξiが大きくなる。

$$\xi i = \begin{cases} -di & \text{for} \quad \phi i \geqq 0 \\ -2 \cdot ||o|| + di & \text{for} \quad \phi i < 0 \end{cases} \qquad (3.15)$$

$$o\hat{}i = \phi i \; pi \qquad (3.16)$$

$$di = ||o - o\hat{}i|| \qquad (3.17)$$

|| || はユークリッドノルムである。(|) を内積とすると、φi は射影定理【44】により、

$$\phi i = (o \mid pi) / (pi \mid pi) \qquad (3.18)$$

となる。Fig.3-1 に説明図を示す。

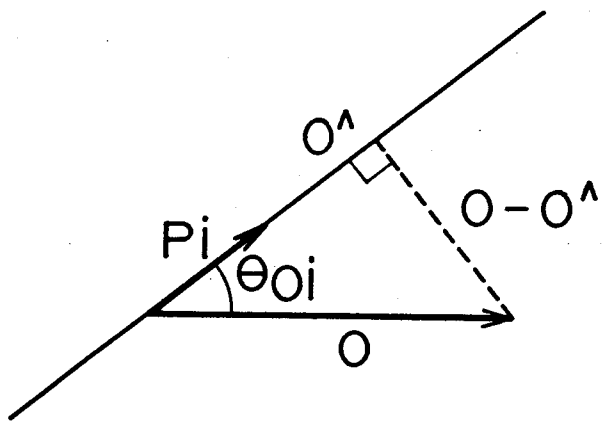


Fig. 3-1 Illustration of matching

つぎに、係数φについて簡単に述べておく。(3.14) 式において、p* 計算時の異常発生仮定節点流出水量微小変化分をΔy* とすると、φ* Δy* は異常箇所からの流出水量の近似値となる。誤差のために (3.14) が成立しない場合には、(3.14) 式の代わりに (3.16) 式を考える。o^i がo の良い近似であれば、φi

Δy_i は異常箇所からの流出水量の目安となる。

３．３．５　異常発生区域推定手順

異常発生区域推定手順を以下に示す。以下の手順は異常検知により起動される。

(1) 観測状態変化ベクトル o を (3.4) 式のように求める。

(2) モデル状態変化ベクトル p_i ($i = 1 \sim \tau$) を、(3.5) 式あるいは (3.12) 式により計算する。(あるいは、異常発生時点の流出水量に近い流出水量に対して前もって計算されている p_i を計算機メモリーから読み出す。)

(3) p_i ($i = 1 \sim \tau$) の o との類似度 ξ_i ($i = 1 \sim \tau$) を、(3.15) 式 ～ (3.18) 式で計算する。

(4) 類似度の大きい順に一定数だけモデル状態変化ベクトルをリストアップし、それらのモデル状態変化ベクトルの計算において仮定された異常発生仮定節点を求める。この節点を推定異常発生区域代表点と呼ぶ。

(5) 推定異常発生区域代表点に対応する区域の内に異常発生点が存在すると推定する。

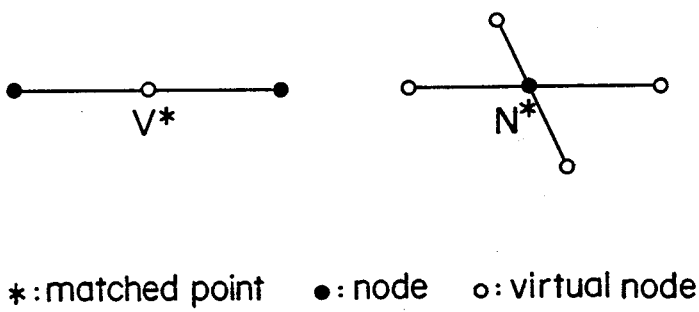


Fig. 3-2 Matching point and corresponding area

(4) において、類似度の大きい順に上位何位までを選ぶかは、計測点数や管網の構成およびモデルの誤差に関係してくる。そのため、対象管網ごとに模擬実験を通して適切な数を決める必要がある。以後(4) 項の処理をマッチングと呼ぶ。

(5) 項の推定異常発生区域代表点と区域との対応づけの一例を Fig.3-2 に示す。ここで示す対応づけは、推定異常発生区域代表点を区域の中心にして、そこから管に沿って初めて出会う節点あるいは仮想節点を区域の端とするものである。第ｉ位の類似度をもってマッチングされた推定異常発生区域代表点と対応する区域を、第ｉ位の推定異常発生区域と呼ぶ。

推定の実際的方法として、まず、配水管網全域で粗く異常発生仮定節点を配置し推定異常発生区域を求め、つぎに、その求められた区域に対して密に異常発生仮定節点を配置し異常発生区域を絞りこんでいくという方法が考えられる。

３．４　計測点配置

３．４．１　計測点配置の尺度

計測点を異常発生区域ができるだけ誤りなく推定できるように配置したい。適切な計測点配置案を選定するための尺度を述べよう。

[検知可能性]　節点ｉの異常が検知されるための必要十分条件は、ｐｉ ＝ ０となることである。

配水管網ではほとんどの場合、ｐｉ ≠0 とすることができるが、説明は後に譲り、ここでは、ｐｉ ≠0 を前提条件として仮定しておく。

[識別可能性]　節点ｉの異常発生箇所と節点ｊの異常発生箇所を別の位置として識別できる必要条件は、

$$p_i \neq \eta_{ij}\, p_j \qquad \text{for } i \neq j \tag{3.19}$$

となるように計測点が配置されることである。

(証明)　$p_i = \eta_{ij}\, p_j$ (3.20)

とすると、(3.16)～(3.18)式と(3.20)式より、ｄｉ ＝ｄｊとなり、(3.15) 式より、類似度は $\xi_i = \xi_j$ となる。　これは節点ｉと節点ｊを識別できないことを意味する。◆

(3.19)式は十分条件ではない。観測状態変化ベクトルoと向きが一致すべきモデル状態変化ベクトルがpi だとしても、誤差のために、

$$o \neq \phi i \; pi$$

となることの方が多いであろう。このとき、pi と似た向きをもつpj があれば、$\xi i \leqq \xi j$ と誤推定される可能性がある。そうならないようなpi とpj の関係について考察しよう。

pi″ を単位ベクトル

$$pi'' = pi / ||pi||$$

とする。また、Fig.3-3 に示すように、oがpi となす角度をθoi、oがpj となす角度をθoj、pi がpj となす角度をθijとする（$0 \leqq \theta \leqq \pi$）。

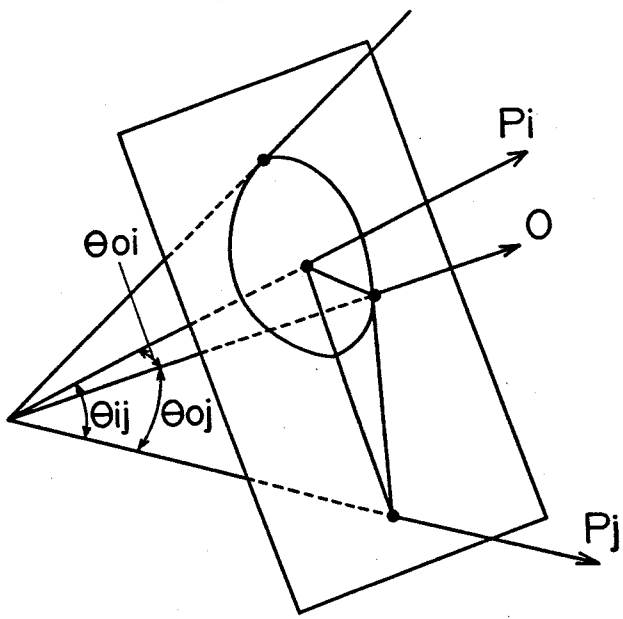


Fig. 3-3 Illustration of discrimination

[誤差耐性] 観測状態変化ベクトルoと向きが一致すべきモデル状態変化ベクトルをpi とするとき、||pi″ − pj″|| が大きくなるように計測点を配置す

れば、ξi が小さくても、つまり誤差によりpi のoの向きからのずれが大きくなっても、$\xi i > \xi j$ が成立する可能性が高くなる。

（証明）以下の補題１～３から言える。◆

［補題１］類似度ξi と角θoiの関係は、

$$\xi i > \xi j \ \langle = \rangle \ \theta oi < \theta oj$$

である。

（証明）(3.17)式～(3.19)式と、

$$\sin \theta oi = di / ||o|| \tag{3.21}$$

$$\phi \geqq 0 \quad \text{for} \quad 0 \leqq \theta oi \leqq \pi / 2$$

$$\phi < 0 \quad \text{for} \quad \pi / 2 < \theta oi \leqq \pi \tag{3.22}$$

より言える。◆

［補題２］固定されたベクトルpi とpj に対して、角θoiを一定にしてベクトルoを動かしたとき、常に$\theta oi < \theta oj$ である必要十分条件は、$\theta ij > 2\ \theta oi$ である。

（証明）角θojが最も小さくなるのは、ベクトルoが、ベクトルpi とpj から成る平面上にあり、かつpi とpj の間にくるときである。このとき

$$\theta ij = \theta oi + \theta oj \tag{3.23}$$

である。この状態において、

$$\theta oi < \theta oj \tag{3.24}$$

が成立すればよい。(3.23)式と(3.24)式より

$$\theta ij > 2\ \theta oi \tag{3.25}$$

となる。逆も明らか。◆

誤差は、角θoiを大きくする。角θijが大きな値であれば、誤差があっても(3.25) 式が成立する可能性が高くなり、$\theta oi < \theta oj$ つまり$\xi i > \xi j$ が成立する可能性も高くなる。

［補題３］$||p_i'' - p_j''||$ を大きくすれば θ_{ij} が大きくなる。

（証明）余弦定理と $||p_i''|| = ||p_j''|| = 1$ より言える。◆

識別可能性と誤差耐性を考えると、

$$\Psi_{ij} = ||p_i'' - p_j''|| \tag{3.26}$$

の Ψ_{ij} を計測位置選定の尺度とするのは適当であろう。

３．４．２　計測点配置案の評価基準

3.4.1 節の考察より、ある特定の異常発生仮定節点ｋが、他のすべての異常発生仮定節点に対して誤って判定される可能性の評価は、S_τ を p_i の添字ｉの集合とすると、

$$\Psi_k(l) = \min_{j \in \{S_\tau,\ k \neq j\}} \Psi_{kj}(l) \tag{3.27}$$

によって行える。値が小さいほど誤って判定される度合が高い。そこで、適切な計測点配置案 l^* は、

$$\Psi_k(l^*) = \max_{l \in L} \Psi_k(l) \tag{3.28}$$

となる。ここに、$\Psi_{kj}(l)$ は、Ψ_{kj} が計測点配置案ｌによって変化するものであることを示している。Ｌは計測点配置案の集合である。

誤って判定される異常発生仮定節点をｋに限定せず、すべての節点について考える場合には、計測点配置案の評価を

$$\Psi(l) = \min_{i,\ j \in \{S_\tau,\ i \neq j\}} \Psi_{ij}(l) \tag{3.29}$$

で行う。適切な計測点配置案 l^* は

$$\Psi(l^*) = \max_{l \in L} \Psi(l) \tag{3.30}$$

となる。

配水管網方程式は非線形であるために、モデル状態変化ベクトルは、線形化の点（これは流出水量の値と対応する）によって異なる。そのために、流出水量が

変化した場合において、上記の方法で選んだ計測点配置がいつも最適ではないかもしれない。そのような場合には、起りうると考えられる流出水量全域をカバーするように幾つかの流出水量代表値を与え、その下で評価する。

(3.29) 式のΨijをつぎのMΨij:

$$M\Psi ij(l) = w1\ \Psi ij(l, y1) + \cdots + wn\ \Psi ij(l, yn) \qquad (3.31)$$

に代えるのは一方法である。ここに、wi は重み係数、y1 ～yn は一日の流出水量変化における適当な時間断面での流出水量代表値であり、 Ψij (l , yi) は、計測点配置案がl 、流出水量がyi のときのΨijの意味である。

計測点配置は、異常発生による悪影響が大となる時間断面において効果的にしておく必要がある。そのためには、そのような時間断面に対応する重み係数wを小さな値にすればよい。異常の影響を大きくする要因としては、以下の項目が考えられる。

(a) 多量の異常流出。管破損の程度が同じなら流出は管網内残存水頭に比例するので、多量の異常流出は残存水頭の高い時間帯に起る。

(b) サービスの低下。水利用の多い時間帯に復旧が遅れれば市民への迷惑が大きい。

(c) 復旧体制。復旧活動が手薄になる時間帯であれば、異常影響が拡大する。

3．4．3　グラフ条件

検知可能性と識別可能性は配水管網の接続関係から調べることができる。

[定義1]

$$\Lambda\ x = c \qquad (3.32)$$

rank Λ ＝ n、　Λ ：非零対角要素をもつn x n行列、

のシステムにおいて、故障i とは、

$$\Lambda\ x = c + (0 \ldots \varepsilon i \ldots 0)' \qquad (3.33)$$

となることである。

定義１の故障に対してつぎの定理がある。

［定理１］【58,59】　故障ｉが行列 Λの非零要素に関して generic に検出可能〈＝〉 グラフΠ（Λの coates グラフ）上で節点ｉから被観測節点に至る有向道が存在する。

$$o = E x$$

において、Ｅの第ｊ列が非零のときグラフΠにおいて節点ｊを被観測節点という。

［定理２］【58,59】　故障ｉと故障ｊが行列Λの非零要素に関して generic に識別可能〈＝〉グラフΠ上で、節点ｉと節点ｊからそれぞれ被観測節点に至る、節点を共有しない有向道がある。

配水管網方程式 (3.3) 式を満足する点の近傍では、その点からのｅ、ｙの偏差を新たにｅ、ｙとすると、

$$e = (de/dy)\, y \qquad (3.34)$$

と近似的に考えることができる。(3.9) 式より、$de/dy = 0$。そこで、

$$(de/dy)^{-1} e = y \qquad (3.35)$$

となる。配水管網節点ｉでの異常発生は、3.2 節で示したように、

$$(de/dy)^{-1} e = y + (0 \,..\, \Delta y_i \,..\, 0) \qquad (3.36)$$

と考えている。

このように、本問題は定義１の問題にあてはまる。(3.9) 式からわかるように、配水管網の節点ｉと節点ｊが接続されていれば、行列 $(de/dy)^{-1}$の ij要素と ji要素 と対角要素は非零となる。つまり、$(de/dy)^{-1}$ の coates グラフΠは、配水管網節点をΠの節点に、配水管網の節点ｉと節点ｊを接続する管を、Πの節点ｉから節点ｊへの有向枝と、節点ｊから節点ｉへの有向枝に対応させ、節点自分自身へのループ枝をもつグラフとなる。これより、配水管網においてつぎのことが言える。

［定理３］　generic に異常検知可能〈=〉異常箇所と圧力計測節点が管で接続されている。

［定理４］　異常箇所ｉと異常箇所ｊは generic に識別可能〈=〉異常箇所ｉ、異常箇所ｊからそれぞれ圧力計測節点に、管に沿い節点を共有しないで到達できる。

３．５　数値計算例と検討

Fig.3-4 において、Ｎ、Ｖ、Ｆはそれぞれ節点、仮想節点、異常箇所を示す。Ｖij、Ｆijの添字ijは、仮想節点、異常箇所の位置が節点Ｎi とＮj にはさまれ

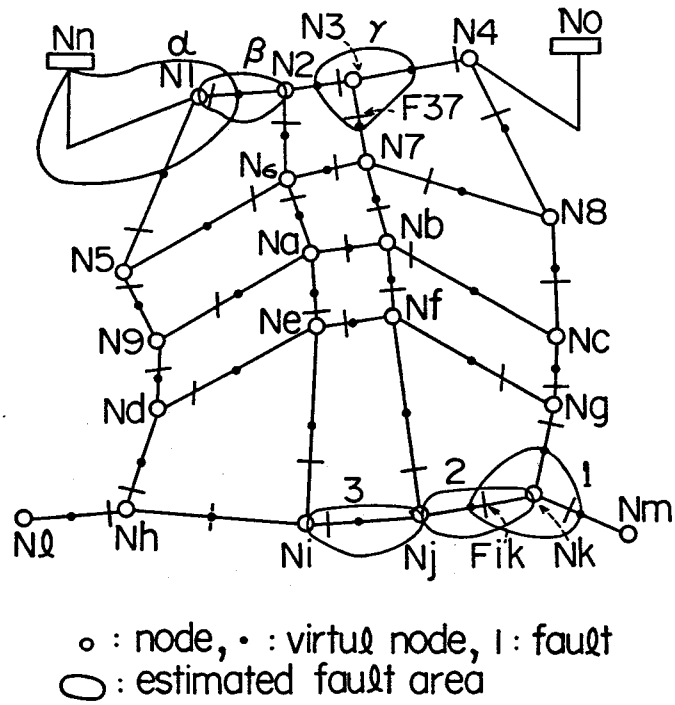


Fig. 3-4　Water distribution network for example

ていることを示している。計測は圧力計測とする。

３．５．１　計測点配置

(3.30) 式で計測点配置を行った。計測点数が、２，３、４，５個の場合の結果を Table 3-1 に示す。Ψ（１*）は、計測点を増やすごとに値が大きくなった。良い計測点配置として、評価値Ψ（１）の大きい順に３案、悪い計測点配置として、評価値Ψ（１）の小さい順に（Ψ（１）＝０の場合は、Ψij（１）＝０となる組（ｉ、ｊ）の多い順に）３案を示す。最悪の計測点配置でも、計測点数を増やすとΨij（１）＝０となる組数は減っていった。

Table 3-1　location of pressure gages

N : the number of observation points

N		good	bad
2	1	Nl Nm	Nk Nm
	2	N7 Nl	Nh Nl
	3	N8 Nl	Nj Nk
3	1	Nj Nl Nm	Nj Nk Nm
	2	Nl Nl Nm	Nf Nk Nm
	3	N3 Nl Nm	Nf Nj Nk
4	1	N4 Na Nl Nm	Nf Nj Nk Nm
	2	N4 Nb Nl Nm	Ni Nj Nk Nm
	3	N5 N8 Nl Nm	Na Nj Nk Nm
5	1	Nl Nc Ni Nl Nm	Nb Nf Nj Nk Nm
	2	N4 Nc Ni Nl Nm	Nf Ni Nj Nk Nm
	3	N2 Nc Ni Nl Nm	Ne Ni Nj Nk Nm

この管網例では、識別可能にするためにはＮｌとＮｍの観測が必要である。これは定理４からも言える。悪い計測点配置案では、計測点が集中して存在している。悪い計測点配置では、Ψ（１）が小さかったり、Ψij（１）＝０となる（ｉ、ｊ）の組があることより、効果的な異常発生区域推定ができないことがわかる。

３．５．２　異常発生区域の推定

５計測点の最適配置の下で推定を行った。この計測点配置は、$\Psi(1*) = 0$ より、識別可能条件を満たしている。Table 3-2 は 35 ケースの結果を示す。

異常は、Table 3-2の fault の箇所で発生させ、その箇所からの流出の増加を、を近くの観測節点エネルギー位が 1 ～ 1.5 m　変化する量として、また全節点からの流出水量がΔＴ間で2% 減少するとして、模擬した。この模擬計算で観測状態変化ベクトルを与えた。モデル状態変化ベクトルは、各管に１個づつの仮想節点が付加され、流出水量に±10% の推定誤差が与えられた下で、(3.12)式で求められた。なお、推定異常発区域代表点と推定異常発生区域の対応づけは3.5 節で示した方法としている。

Table 3-2 のneighborには、異常発生箇所に近い２個の節点(仮想節点を含む)が近い順番に示されている。resultの r0 には、類似度ξの大きい順に推定異常発生区域代表点が示される。

r1には、調査区域を第１位の推定異常発生区域としたときに、その調査区域内で異常発生箇所を発見できる場合には○印、r2には調査区域を第１位と第２位の推定異常発生区域としたときに、その調査区域内で異常発生箇所を発見できる場合には○印、r3には調査区域を第１位、第２位、第３位の推定異常発生区域としたときに、その調査区域内で異常発生箇所を発見できる場合には○印が記入されている。調査区域を第３位までの推定異常発生区域とすれば、多くの場合、その区域内で異常箇所を発見できる。観測点がない管網の上部で調査区域内に存在しない異常箇所があるが、その異常箇所も調査区域のすぐ近くに存在している。これについては、節点と推定異常発生区域の対応づけを変えるか、観測点を増やせばよい。

Fig.3-4 には、二つの例Ｆjk とＦ37 について、第１位、第２位、第３位の推定異常発生区域が、それぞれ（1　2　3）と（α　β　γ）で示される。

本手法では、推定異常発生区域として異常箇所から地理的に離れたものがでてくることもある（Table 3-2 では第４位の推定異常発生区域にでている）。これは、計測点を増やし状態変化ベクトルの次元を増やすことによって改善される。

Table 3-2 Result of experiment 2

r0 : matched nodes in order
r1 : o if the fault is in the first estimation area
r2 : o if the fault is in the first or second estimation areas
r3 : o if the fault is in the first, second or third estimation areas

fault	neighbour	result r0				r1	r1	r3
F48	V48 N4	V48	V37	V8c	N8	o	o	o
F8c	V8c Nc	Nc	V8c	Vbc	N8	o	o	o
Fcg	Ng Vcg	Vcg	Nb	V7b	Vbc	o	o	o
Fgk	Ng Vgk	Vgk	Vfg	Nk	Nj	o	o	o
Fjk	Vjk Nk	Nk	Vjk	Vij	Nj	o	o	o
Fij	Ni Vij	Ni	Vij	Vjk	N2	o	o	o
F15	N5 V15	V37	V56	N5	N6	-	-	o
F59	N5 V59	N6	N5	V56	Na	-	o	o
F9d	V9d N9	Nd	V9d	Vdh	Vde	-	o	o
Fdh	Vdh Nh	Vhl	Nl	Nh	Vhi	-	-	o
Fhl	Nh Vhl	Nh	Vhl	Nh	Vhi	o	o	o
F34	N4 V34	V12	N3	V23	N2	-	-	-
F78	V78 N7	N8	V78	V48	N7	o	o	o
Fbc	Nb Vab	Nc	V8c	Vbc	N8	o	o	o
Ffg	Vfg Ng	Nf	Ne	Ng	Vef	-	-	o
F23	N3 V23	Nl	V12	N3	N2	-	-	o
F67	V67 N7	Nc	V48	V8c	N8	-	-	-
Fab	Vab (Na Nb)	Vbc	N8	Nb	N7	-	-	o
Fef	Vef Ne	Ne	N2	Vde	Vef	o	o	o
F56	N6 V56	V37	N3	N7	V26	-	-	-
F9a	V9a N9	V9a	Na	N6	V6a	o	o	o
Fde	Nd Vde	Vdh	Nd	Nh	Vhi	-	o	o
Fhi	Vhi (Nh Ni)	Ni	Vhi	Vij	N2	o	o	o
Fkm	Vkm Nk	Nm	Vkm	Nk	Vjk	o	o	o
F12	Nl V12	Nl	V12	N3	N2	o	o	o
F37	V37 N3	Nl	V12	N3	V23	-	-	o
F7b	V7b Nb	Nc	V8c	Vbc	N8	-	-	-
Fbf	Vbf Nf	Nb	Vab	Vbf	Nl	-	-	o
Ffj	Nj Vfj	Nk	Vij	Vjk	Nj	-	-	-
F26	V26 N2	N3	V23	N2	V12	-	-	o
F6a	N6 V6a	N7	V67	N6	N3	-	-	o
Fae	Ne Vae	Vde	Ne	V9d	Nl	-	o	o
Fei	Vei Ni	Ni	Vij	Vhi	N2	o	o	o
N2	N2 V23	Nl	V12	N3	V23	-	o	o
N8	N8 V8c	Nc	V8c	N8	Vbc	-	o	o
Nd	Nd V9d	Vdh	Nh	Nd	Vhi	-	-	o
Nj	Nj Vij	Vij	Nk	Vjk	Nj	o	o	o

以上示したように、異常発生箇所の存在する区域を限定できることがわかった。区域が限定されることにより、さらに細かい解析や調査が効率的に行えるようになる。

３．５．３　実用化への検討

本手法は、異常検知装置で使用されている異常発生による計測値の変化の度合を、異常位置推定の情報として利用している。また、モデル状態変化ベクトルは、仮想節点を含めた配水管網の規模が現在の配水管網解析手法で扱える範囲内であれば、計算できることは３．３節の説明より明らかである。さらに、数値計算でも良い結果が得られた。これらのことより、本手法は実用的であると考えられる。ただし、扱える異常の規模は、異常検知装置で検知できるものに制限される。

推定異常発生区域代表点と推定異常発生区域との対応づけや調査区域の設定の仕方は任意性があるので、対象とする配水管網ごとに検討する必要がある。これは計測点数にも依存してくる。計測点を新たに配置する場合は、ここに示した評価基準で配置案を決めるのが有効である。

本手法は、幾つかの計測器が故障しても故障していることがわかっていれば、故障計測器を除いて使える。ただし、推定能力は落ちる。実システム構築においては、計測器故障も考慮して計測点を決る必要があろう。

３．６　結言

本章では、配水管網の異常発生時に計測値の変化から異常発生区域を推定する方法について述べた。まず、異常のモデル化について述べ、観測状態変化ベクトルを定義しモデル状態変化ベクトルを計算する二つの方法を示した。つぎに、観測状態変化ベクトルの向きとモデル状態変化ベクトルの類似度を定義し、推定異常発生区域代表点を見つける手順を示した。推定異常発生区域代表点に対応づけられた区域が推定異常発生区域となる。さらに、計測点配置選定のための評価尺度につて考察した。最後に例題の配水管網を対象にした計算例を示した。

以上の結果をまとめるとつぎのことが言える。

(1) 本手法は、実用化されている異常検知装置に使用されている異常発生による計測値の変化を異常発生区域推定の情報として使用しているし、計算時間も短いので実用性は高い。

(2) 推定の精度は計測点の個数、計測点の配置、配水管網モデルの精度に依存する。

(3) 計測点は提案した評価基準で配置すれば、よい推定ができることが明らかになった。

(4) 異常発生区域の限定は可能なことがわかった。

実システム上で検討することが今後の課題である。また、配水管網自身以外のポンプ、バルブ、計装設備の診断システムも必要である。これに対しては、本方法で用いた数理モデルに基づく診断ではなく、因果関係ツリーによる診断も一つの有効な手法であろう【37,88】。

第４章　圧力最適化問題

４．１諸言

配水管網においては需要家に対して十分な圧力で配水する必要があるが、必要以上の高圧力は望ましくない。たとえば、夜間などの需要減少時には配水管網の圧力は上昇し管破損や漏水増加を引き起す【53】。そこで、水圧を適切に制御し、漏水量を減少させ、ひいては水資源を節約させるために配水管網の圧力最適化が必要である。また、サービスの平等性に関わる地域的な圧力の均一化のためにも圧力最適化が必要である。

この問題は非線形最適化問題として定式化される【7,30,62,66】。幾つかの解法が提案されているが、実規模の管網は扱えないものが多かった。それらの方法は計算時間、収束性、メモリーの点で問題があった。実規模の管網が扱える方法としてシンプレックス(simplex) 法によるものがある【47】。この方法は直接探索法によるものである。簡単なアルゴリズムで実現できるが直接探索法であるため収束が遅く、解を正しく評価することができない。その他に、最適化は二次的に扱い計算量の少ない圧力定値化法も研究されている【68,69】。 著者は、実際の配水管網を扱う実用的方法は、少ないメモリーと短かい計算時間で求解でき、解を正しく評価することができ、簡単なアルゴリズムで実現できる方法であることが必要、との考えのもとに新しいアルゴリズムを提案した【86,87】。

第４章では、実配水管網を扱う実用的方法であることを目的とした新しい圧力最適化アルゴリズムについて述べる。この最適化法は簡約勾配法を基にしている【1,2,41,42】。 上記手法では節点エネルギーを未知変数として管網を定式化していたが、本方法では配水管網を少ない方程式で記述するために管網の補木流量を未知変数とする定式化を行う。求解法は、操作変数と多数の流量変数を含む制約付最適化問題を、制約式たる管網方程式の構造に着目し、陰関数定理により流量変数を操作変数によって表すことにより少数の操作変数だけを含む制約なし最適化問題に変換し、準ニュートン法で解くものである。

4.2 節では、管網方程式の定式化と求解における計算機メモリーとの関係を論

じる。その後に、非線形制約付非線形最適化問題の定式化を行う。4.3 節では、アルゴリズムの理論的背景と詳細なアルゴリズムについて述べる。4.4 節では、実配水管網データを使って計算機実験を行い、本アルゴリズムの有効性と配水管網圧力最適化運用の効果を明らかにする。

４．２　配水管網圧力最適化問題

４．２．１　管網の基本法則

2.2.1 節で配水管網の基本法則を述べた。そこでは流量を損失水頭で表現する式を示したが、本章では流量を未知変数として配水管網方程式を導くために、損失水頭を流量で表現する式を示しておく。

(1) 抵抗則

$$ei - ej = v\ (qij) \tag{4.1}$$

関数ｖは、

$$v = rij\ |\ qij\ |^{\alpha-1}\ qij \tag{4.2}$$

である。

管の場合は、ヘーゼンウイリアムスの式により、

$$r = 10.666 CH^{-1.85}\ D^{-4.87}\ L \tag{4.3}$$

$$\alpha = 1.85$$

バルブの場合は、ｒをｕで示すが、

$$u = fv\ (8 / g \pi^2\ d^4) \tag{4.4}$$

$$\alpha = 2$$

である。ここにｆｖはバルブの種類と開度によって決る値である。

ポンプは一定差圧を与えるポンプを考える。そこでポンプは電気回路の電圧源と同じ扱いとなる。流量－圧力特性を考慮する必要のあるポンプを扱う必要のある場合には、特性式は異なるがバルブと同様の方法で扱える。

(2) 流量の連続則

流入量は流出量と等しい。

(3) 閉路でのエネルギー平衡則

閉路での損失水頭の合計は零である。

４．２．２　管網のグラフ表現

配水管網をグラフ表現しておく。グラフ表現は定式化と解析を容易にする【76】。配水管網グラフの枝を、管、ポンプ、バルブ、配水池と仮想基準節点（エネルギー位は零）を結ぶ線分（流入枝）、配水管網節点と仮想基準節点を結ぶ線分（流出枝）とする。配水管網節点を管網グラフの節点とし流出節点と呼ぶ。基準節点と流出節点が管網グラフの節点であり、これをグラフ節点と呼ぶ。以後、単に節点と記述するときには配水管網の節点を指し、それ以外ではグラフ表現での節点を指す。配水池のエネルギー位は基準点のエネルギー位から配水池のエネルギー位まで増圧させる差圧ポンプが流入枝あるとみなして表現する。流入枝とポンプ枝を電圧源枝と呼ぶ。Table 4-1 にこれらをまとめておく。

Table 4-1　Terms of water distribution network graph

配水管網		配水管網グラフ		
配水池	———	流入枝	電圧源枝	枝
ポンプ	———	ポンプ枝	(木)	
バルブ	———	バルブ枝	(木)	
管路	———	管路枝		
流出水量	———	流出枝	(補木)	
節点	———	流出節点		グラフ節点
	———	基準節点	(１個)	

Fig.4-1 に配水管網を示し、Fig.4-2 にそのグラフを示す。

流出枝の数をｎ、電圧源枝の数をｅ、木となる管路の数をｇ、補木となる管路の数をｌとしよう。

配水管網ではポンプやバルブの数は管の数に比較すると僅かであり、ポンプ枝やバルブ枝だけでループを構成することはほとんどないので、管網グラフにおいて、流入枝、ポンプ枝、バルブ枝を木とし、流出枝を補木としてグラフを張る木を選ぶ。その木を使って切断集合基底行列【12, 34】を求める。これを以下に示すような枝の順序に整理する（バルブ枝を補木にとらざるをえない場合には、式が若干変るが扱いは同じである）。

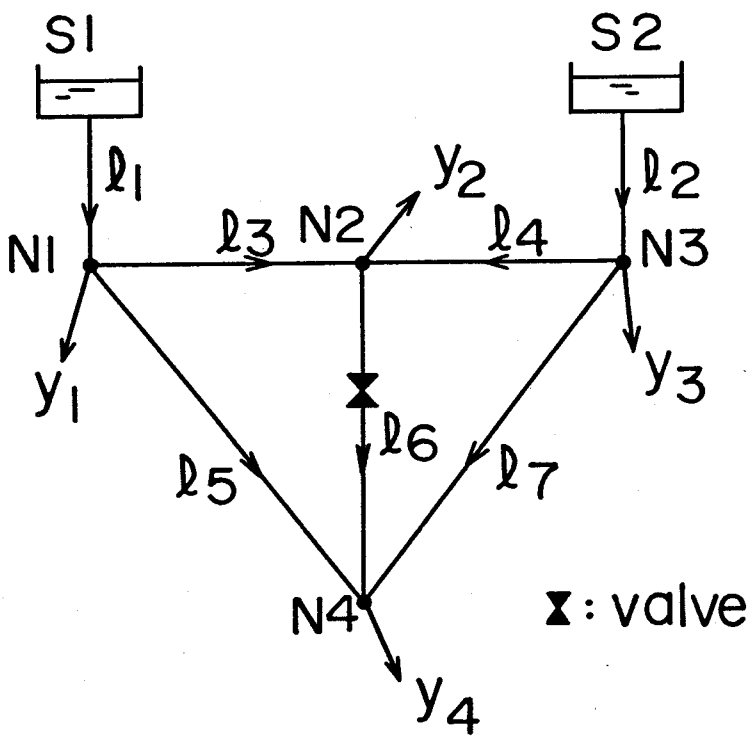


Fig. 4-1 Water distribution network

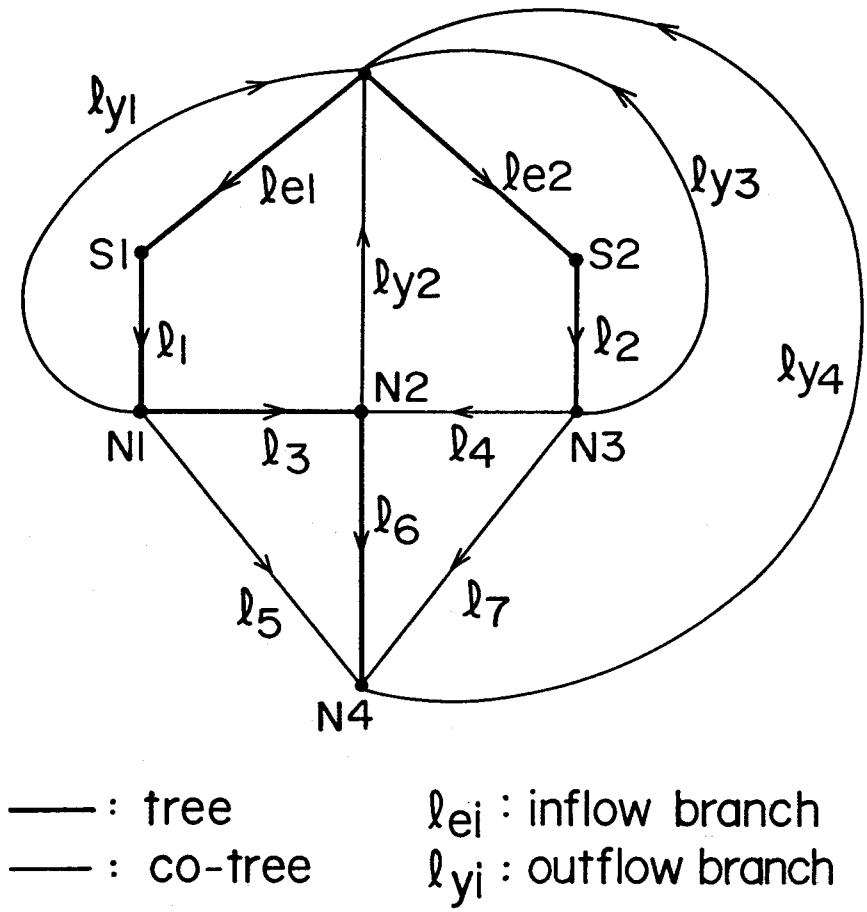


Fig. 4-2 Water distribution network graph

$$Df = [I \mid D]$$

$$= \begin{array}{c|c|c|c|c} & \text{電圧源枝木} & \text{管路枝木} & \text{管路枝補木} & \text{流出枝補木} \\ \hline \text{電圧源枝木} & I & O & DEL & DEY \\ \hline \text{管路枝木} & O & I & DGL & DGY \end{array}$$

(4.5)

ここに、DEL：e x l行列、DEY：e x n行列、DGL：g x l行列、DGY：g x n行列である。Fig.4-2 のグラフに対してはつぎの切断集合基底行列が得られる。

$$Df = [I \mid D]$$

$$= \begin{array}{c|cc|cccc|ccc|cccc} & le1 & le2 & l1 & l2 & l3 & l6 & l4 & l5 & l7 & ly1 & ly2 & ly3 & ly4 \\ \hline le1 & 1 & & & & & & 1 & & 1 & -1 & -1 & & -1 \\ le2 & & 1 & & & & & -1 & & -1 & & & -1 & \\ \hline l1 & & & 1 & & & & 1 & & 1 & -1 & -1 & & -1 \\ l2 & & & & 1 & & & -1 & & -1 & & & -1 & \\ l3 & & & & & 1 & & 1 & 1 & 1 & & -1 & & -1 \\ l6 & & & & & & 1 & & 1 & 1 & & & & -1 \end{array}$$

また、同じ木を用いて閉路基底行列【12, 34】を求める。

$$Ff = [F \mid I]$$

$$= \begin{array}{l|c|c|c|c|} & \text{電圧源枝木} & \text{管路枝木} & \text{管路枝補木} & \text{流出枝補木} \\ \hline \begin{matrix}\text{管路枝補木1閉路}\\ \cdot \\ \text{管路枝補木1閉路}\end{matrix} & FLE & FLG & I & O \\ \hline \begin{matrix}\text{流出枝補木1閉路}\\ \cdot \\ \text{流出枝補木n閉路}\end{matrix} & FYE & FYG & O & I \end{array}$$

(4.6)

ここに、FLE：l x e行列、FLG：l x g行列、FYE：n x e行列、FYG：n x g行列である。管路枝補木（流出枝補木）i 閉路とは、管路枝補木（流出枝補木）iの一つの補木と残りは木からなる閉路をさす。Fig.4-2 のグラフに対してつぎの閉路基底行列が得られる。

$$Ff = [F \mid I]$$

$$= \begin{array}{l|cc|ccccc|ccc|cccc|} & le1 & le2 & l1 & l2 & l3 & l6 & l4 & l5 & l7 & ly1 & ly2 & ly3 & ly4 \\ \hline 14\ loop & -1 & 1 & -1 & -1 & -1 & & 1 & & & & & & \\ 15\ loop & & & & & -1 & -1 & & 1 & & & & & \\ 17\ loop & -1 & 1 & -1 & 1 & -1 & -1 & & & 1 & & & & \\ \hline ly1\ loop & 1 & & 1 & & & & & & & 1 & & & \\ ly2\ loop & 1 & & 1 & & 1 & & & & & & 1 & & \\ ly3\ loop & & 1 & & 1 & & & & & & & & 1 & \\ ly4\ loop & 1 & & 1 & & 1 & 1 & & & & & & & 1 \end{array}$$

切断集合行列と閉路行列の関係から、

$$Ff\ Df' = 0 \tag{4.7}$$

となる【12,34】。(4.7) 式に、(4.5) 式と (4.6) 式を代入することにより、

$$FLE = -DEL' \tag{4.9}$$

$$FLG = -DGL' \tag{4.10}$$

$$FYE = -DEY' \tag{4.11}$$

$$FYG = -DGY' \tag{4.12}$$

が得られる。

つぎに、基準節点から木にそって各流出節点へ至る連鎖列を表す行列Bを示す。木はすべての流出節点を連結しているので、基準節点から木にそって流出節点に至る連鎖は必ず存在する。

$$B = [B1 \mid B2] = (bij) \tag{4.13}$$

$$bij = \begin{cases} 1 & :\text{グラフ節点}i\text{に至る連鎖に木の要素枝}j\text{が含まれていて向きが同じ} \\ -1 & :\text{グラフ節点}i\text{に至る連鎖に木の要素枝}j\text{が含まれていて向きが逆} \\ 0 & :\text{グラフ節点}i\text{に至る連鎖に木の要素枝}j\text{が含まれていない} \end{cases}$$

Fig.4-2 のグラフでは

B ＝［B1 ｜B2 ］

		管路枝木				流入枝木	
		l1	l2	l3	l6	le1	le2
＝	N１への連鎖	1	0	0	0	1	0
	N２への連鎖	1	0	1	0	1	0
	N３への連鎖	0	1	0	0	0	1
	N４への連鎖	1	0	1	1	1	0

となる。

４．２．３　管網の補木流量基礎方程式

配水管網の基礎法則を4.2.2 節で定めた行列によって表現する。まず、記号を示す。

qG　:管路枝木流量ｇ次元ベクトル（㎥／s)

qL　:管路枝補木流量ｌ次元ベクトル（㎥／s)

y　:流出枝流出水量ｎ次元ベクトル（㎥／s)

vG　:管路枝木損失水頭ｇ次元ベクトル（m)

vL　:管路枝補木損失水頭ｌ次元ベクトル（m)

zE　:電圧源枝木損失水頭ｌ次元ベクトル（m)

e　:流出節点エネルギー位ｎ次元ベクトル（m)

h　:流出節点残存水頭ｎ次元ベクトル（m)

k　:流出節点地盤高ｎ次元ベクトル（m)

qE　:電圧源枝木流量ｅ次元ベクトル（㎥／s)

rGi :管路枝木抵抗係数

rLi :管路枝補木抵抗係数

ui　:バルブ枝抵抗係数

添字G、L、Eは、それぞれ管路枝木、管路枝補木、電圧源枝を意味している。

流量の連続則は、

$$qG = -(DGL \quad DGY) \begin{pmatrix} qL \\ y \end{pmatrix} \tag{4.14}$$

となる。

エネルギーの平衡則は、

$$vL = -(FLE \quad FLG) \begin{pmatrix} zE \\ vG \end{pmatrix} \tag{4.15}$$

となる。

ΘG と ΘL をつぎのように定義しよう

$$\Theta G = (\ \theta Gij\ ) \tag{4.16}$$

$$\theta Gij = \begin{cases} rGi\ |qGi|^{0.85} & : \text{管} \\ ui\ |qGi| & : \text{バルブ} \end{cases} \quad \text{for } i=j$$

$$0 \quad \text{for } i \neq j$$

$$\Theta L = (\ \theta Lij\ ) \tag{4.17}$$

$$\theta Lij = \begin{cases} rLi\ |qLi|^{0.85} & \text{for } i=j \\ 0 & \text{for } i \neq j \end{cases}$$

この記号を使って流量と損失水頭の関係を表すと、

$$vG = \Theta G\ qG \tag{4.18}$$

$$vL = \Theta L\ qL \tag{4.19}$$

となる。

(4.15) 式に (4.18) 式と (4.19) 式を代入すると、

$$\Theta L\ qL + FLE\ zE + FLG\ \Theta G\ qG = 0 \tag{4.20}$$

となる。(4.20) 式に (4.9) 式と (4.10) 式の関係を使い、さらに (4.14) 式を代入して整理すると、

$$f = (\Theta L + DGL' \Theta G DGL)\, qL + DGL' \Theta G DGY\, y - DEL'\, zE = 0 \qquad (4.21)$$

となる。これが補木流量法による配水管網の基礎方程式である。この式はzE とyを与えると、qL が一意に求まる。これは、この式が回路方程式であること、流量と損失水頭の関係が単調関数であることより言える【16】。

流出節点の残存水頭を表そう。基準節点から流出節点までの損失水頭は、その木にそった連鎖列の損失水頭（電圧源揚程は負の損失水頭）を枝の向きが流出節点の方へ向いていれば加え、基準節点の方を向いていれば減じたものの合計である。この損失水頭の合計を基準節点のエネルギー位の零から減じたものが流出節点のエネルギー位となる。残存水頭はその値から地盤高kを減じたものである。そこで、

$$h = -B1\, vG - B2\, zE - k \qquad (4.22)$$

と表される。

本章で提案する最適化方法も文献【42, 60】の最適化方法も管網方程式を解くことが大きな部分をしめるので管網方程式を解く立場から本定式化と節点エネルギー位を変数とする定式化を比較しよう。節点エネルギー位を変数とする定式化では節点数x 節点数のサイズの行列の逆行列演算を必要とし、配水管網の規模が大きくなるとメモリーのサイズもそれにつれて大きくなる。一方、(4.21) 式では補木枝数 X 補木枝数 であるので、（枝数－グラフ節点数＋１）X （枝数－グラフ節点数＋１）、つまり、（管路数－節点数）X（管路数－節点数）の行列でよい。管は節点に対して直列に連結される部分が多く管が増えれば同程度に節点も増え、規模が大きくなっても（管路数－節点数）の増加は小さい。もし、管路数≧２X 節点数　の配水管網があれば節点エネルギー位を変数とする定式化の方が良いが、そのような配水管網は殆どない。管路数が節点の1.5 倍の配水管網では、本定式化は節点法による定式化に比べて方程式数で約1/2 、行列のサイズで

約1/4 となる。このように本定式化では行列のサイズが大幅に小さくなる。また、それにつれて逆行列演算の計算量も大幅に減少する。

4．2．4　問題の定式化

(4.21) 式からわかるように、残存水頭はポンプ揚程やバルブ抵抗係数（開度）を変えることによって制御できる。節点数はポンプやバルブの操作変数の数より多いので全節点の残存水頭を指定値にすることはできない。そこで、残存水頭を指定値にする問題は、指定圧ベクトルをh* で表すと、評価関数

$$J4 = (h - h^*)' W (h - h^*)$$

を最小にする問題として定式化される【66】。ここに、Wは重み係数の対角行列であり、指定圧に近づけることが望まれる節点に対応する要素は大きな値となる。この値の決定は配水地区の特性（給水人口や住宅・産業地域）などを考慮して決なければならない。

そこで、圧力最適化問題は、以下のように定式化できる。

[P1]

$$\begin{aligned} &\min\ J4(qL,\ zE,\ u) = \\ &[-B1\ \Theta G(-DGL\ qL - DGY\ y) - B2\ zE - k - h^*]'\ W \\ &[-B1\ \Theta G(-DGL\ qL - DGY\ y) - B2\ zE - k - h^*] \end{aligned} \tag{4.23}$$

$$\begin{aligned} &s.t. \\ &f(qL,\ zE,\ u) = \\ &(\Theta L + DGL'\ \Theta G\ DGL)\ qL + DGL'\ \Theta G\ DGY\ y - DEL'\ zE = 0 \end{aligned} \tag{4.24}$$

$$zEmin \leqq zE \leqq zEmax\ ,\quad umin \leqq u \leqq umax \tag{4.25}$$

[P1] において、変数は補木枝流量ベクトルqL 、電圧源枝損失水頭（ポンプ揚程）ベクトルzE、バルブ抵抗係数ベクトルu である。uiは、ΘGの要素として含まれている。[P1] は、非線形等式制約と操作変数の上下限制約のもとで

非線形目的関数を最小化する非線形最適化問題である。

４．３　圧力最適化の解法

４．３．１　理論的背景

操作変数ｚＥ、ｕを便宜上一つにまとめ、

$$x = (zE' \quad u')'$$

として表しておく。

(4.24) 式のｆ＝0　は配水管網を記述する式であり、式個数はｑＬ の次元に等しい。任意のｘ° を与えると、

$$f(qL^{\circ}, x^{\circ}) = 0 \qquad (4.26)$$

となるｑＬ° が一意に存在する。∋ｆ／∋ｑＬ　は、(4.24)式より、

$$\partial f / \partial qL = 1.85\ \Theta L + DGL'\ (C + IG)\ \Theta G\ DGL \qquad (4.27)$$

となる。ここに、

C = diag (0.85 ...1...0.85)　　：ｇ ｘ ｇ　行列

IG= diag (1.....1)　　：ｇ ｘ ｇ　単位行列

Ｃはバルブに対応する要素が１で、他の要素が 0.85 となる ｇＸｇの対角行列である。

(Ｃ＋ＩＧ) ΘＧ　は正定値行列であるので、DGL' (Ｃ＋ＩＧ) ΘＧ DGLは準正定値行列となる。また、ΘＬ も正定値行列であるので、∋ｆ/∋ｑＬ　は正定値行列となる。正定値行列は正則であるから、

$$\partial f / \partial qL \neq 0 \qquad (4.28)$$

となり、(4.26) 式と(4.28) 式より陰関数の定理によって ｑＬ° ，ｘ° の近傍で、

$$qL = qL(x) \qquad (4.29)$$

となる関数 ｑＬ（ｘ）が存在する。その微係数は (4.30) 式である。

$$\partial qL / \partial x = -(\partial f / \partial qL)^{-1} \partial f / \partial x \qquad (4.30)$$

(4.29) 式を Ｊ４（ｑＬ，ｘ）に代入することによって、［Ｐ１］は、ｑＬ° ，ｘ° の近傍で、［Ｐ２］の問題に変換される。

[P2]

$$\min \quad JR(x) = JR(qL(x),\ x) \tag{4.31}$$

$$s.t. \quad x_{min} \leqq x \leqq x_{max} \tag{4.32}$$

[P2] は、操作変数xだけを変数とし、変数の上下限制約だけをもつ非線形最適化問題である。われわれは [P1] の代りに [P2] を解けばよい。つまり、Fig.4-3 に示すように、xを与えて (4.24) 式を満たすqLを求め、その近傍でJRを最小にするxを求めるという繰返し手順で解けばよい。

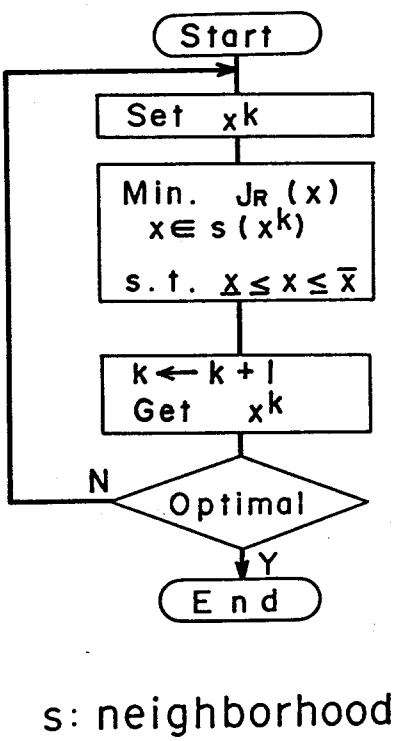


Fig. 4-3 Illustration of P2

[P2] の目的関数JRの簡約勾配ベクトル dJR/dx は

$$dJR/dx = \partial J4/\partial x + \partial J4/\partial qL \ \ \partial qL/\partial x \tag{4.33}$$

この式に (4.30) 式を代入すると、

$$dJR/dx = \partial J4/\partial x + \partial J4/\partial qL \ (\partial f/\partial qL)^{-1} \partial f/\partial x \quad (4.34)$$

となる。ゆえに、簡約勾配ベクトル dJR/dx は (4.34) 式で計算できる。

本問題では (4.21) 式と (4.22) 式を使って計算し以下の式が得られる。

$$dJ4/dqL = 2 \times 1.85 \times (h-h*)' \ W \ B1 \ \Theta G \ DGL \quad (4.35)$$

$$dJ4/dx = (dJ4/dzE \quad dJ4/du) \quad (4.36)$$

$$dJ4/dzE = -2 \times (h-h*)' \ W \ B2 \quad (4.37)$$

$$dJ4/du = -2 \times (h-h*)' \ W \ B1 \ QU \quad (4.38)$$

$$\partial f/\partial qL = 1.85 \ \Theta L + DGL' \ (C + IG) \ \Theta G \ DGL \quad (4.39)$$

$$\partial f/\partial x = (\partial f/\partial zE \quad \partial f/\partial u) \quad (4.40)$$

$$\partial f/\partial zE = -DEL' \quad (4.41)$$

$$\partial f/\partial u = -DGL \ QU' \quad (4.42)$$

ここに、

$$h = -B1 \ vG - B2 \ ZE - k$$

$$QU = (Quij) \quad : \ m \times m \ 対角行列$$

$$Quij = \begin{cases} |qGi| \ qGi & : \ i=j \ かつ \ qGi \ がバルブ流量 \\ & \quad (木枝 i がバルブ) \\ 0 & : \ その他 \end{cases}$$

$$qG = -DGL \ qL - DGY \ y$$

つぎに、最適性の判定法を示す。原問題［P1］のラグランジェ関数は、

$$L = J4(qL, x) - \lambda 1' \ f(qL, x) - \lambda 2' \ (x - x\min) - \lambda 3' \ (x\max - x) \quad (4.43)$$

Lに対するクンタッカー (Kuhn-Tucker) 条件は、(4.44) ～ (4.48) 式である。

$$\partial L/\partial qL = \partial J4/\partial qL - \lambda 1' \ (\partial f/\partial qL) = 0 \quad (4.44)$$

$$\partial L/\partial x = \partial J4/\partial x - \lambda 1' \ (\partial f/\partial x) - \lambda 2' + \lambda 3' = 0 \quad (4.45)$$

$$\partial L/\partial \lambda 1 = f = 0 \quad (4.46)$$

$$\lambda 2' \ (x - x\min) = 0 \ , \ \lambda 3' \ (x\max - x) = 0 \quad (4.47)$$

$$\lambda 2' \geqq 0, \quad \lambda 3' \geqq 0 \tag{4.48}$$

(4.45)式より、

$$\partial J4/\partial x - \lambda 1' (\partial f/\partial x) = \lambda 2' - \lambda 3' \tag{4.49}$$

この左辺の値は、(4.47)式より以下のようになる。

$$\partial J4/\partial xi - \lambda 1' (\partial f/\partial xi)$$

$$= \begin{cases} 0 & \text{for} \quad xi\ min < xi < xi\ max \\ -\lambda 3i \leqq 0 & \text{for} \quad xi = xi\ max \\ \lambda 2i \geqq 0 & \text{for} \quad xi = xi\ min \end{cases} \tag{4.50}$$

ここに、$\lambda 1'$ は(4.44) 式より

$$\lambda 1' = \partial J4/\partial q \quad (\partial f/\partial qL) \tag{4.51}$$

である。そこで、(4.49) 式の左辺は、

$$\partial J4/\partial x - \partial J4/\partial qL \quad (\partial f/\partial qL)^{-} \quad \partial f/\partial x \tag{4.52}$$

となり、(4.34) 式の dJR/dx と等しい。

ゆえに、原問題［Ｐ１］のクンタッカー条件は

$$f = 0 \tag{4.53}$$

$$\partial JR/\partial xi \begin{cases} = 0 & \text{for} \quad xi\ min < xi < xi\ max \\ \leqq 0 & \text{for} \quad xi = xi\ max \\ \geqq 0 & \text{for} \quad xi = xi\ min \end{cases} \tag{4.54}$$

と表せる。

この式は［Ｐ２］においてつぎのことを意味している。(4.34) 式で計算した簡約勾配ベクトル dJR/dx が (4.54) 式の条件を満足していれば、その点は原問題［Ｐ１］のクンタッカー条件を満足することになる（［Ｐ２］は常に (4.53) 式を満足している）。

最適値探索の過程は、ｘを変化させ、管網方程式を解きｑＬを求め、目的関数を評価することの繰返しである。そこで、ｘを変化させたときに、ｑＬを管網方程式の解近傍へ設定できれば非線形の管網方程式求解に費やす時間の短縮化が実現できる。この目的のためにつぎの関係式を示しておく。管網方程式 ｆ（qL^m

$, x^m) = 0$ に対して、qL^m, x^m での接平面（D　V）は、

$$(\partial f / \partial qL)\ V + (\partial f / \partial x)\ D = 0$$

で表される。そこで、qL^m, x^m の近傍での x^m の変化方向ベクトル D に対応する qL^m の変化方向ベクトルは、

$$V = -(\partial f / \partial qL)^{-1} (\partial f / \partial x)\ D \qquad (4.55)$$

である。

以上、求解法の理論的背景を述べた。ここで述べた方法は、操作変数xを管の径や長さとしてもそのまま成り立つ。このことは、提案方法が配水管網の設計問題【8,10,11,21,29,57】にも有効であることを意味する。

4．3．2　アルゴリズム

アルゴリズムをFig.4-4 のフローチャートに示す。フローチャートの説明をしよう。

(1)　操作変数と補木流量変数の初期値を設定する。

(2)　準ニュートン法による探索方向計算公式（後述）で使用するH行列の初期設定をする。

(3)　操作変数ベクトルxによる簡約勾配ベクトル dJR/dx を (4.34) 式～(4.42) 式で計算する。

(4)　解の最適性の判定を行う。判定は基本的には (4.54) 式において0を$\varepsilon 1$で代用したクンタッカー条件で判定するが、数値計算上必ずしもクンタッカー条件を満足する点に到達するとはかぎらず、その点の近くで繰返しを重ねることもあるので、終了判定条件として残存水頭の変化が十分小さくなった場合に終了させる収束条件を追加している。　この判定条件は、　$max |hi^{m+1} - hi^m| < \varepsilon 2$ を続けてNLOOP回満足することである。NLOOPはフローチャートに示されるループの繰返し回数に対する条件である。この条件でストップするときには勾配ベクトル dJR/dx を表示し、x^{m+1} がどの程度解に近いかの判定材料とする。

(5)　準ニュートン法による操作変数ベクトルxの探索方向を

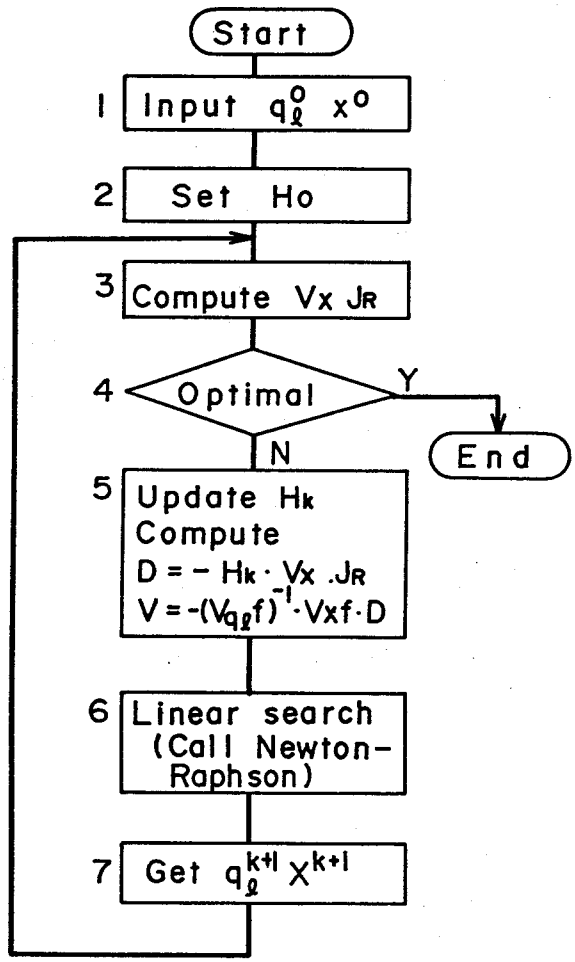


Fig. 4-4 Flowchart of optimization algorithm

$D = -H^m \ (\partial JR/\partial x)$

で計算する。要素xiがxiの上下限制約の境界上にあれば、D においてxi に対応する要素を0とする。ただし、 $-(\partial JR/\partial xi)$ が許容方向で、$|\partial JR/\partial xi|$ が十分に大きければ、xi の値を境界から離す。これは、

探索径路のじぐざぐを防止することを目的としている。

(6) Dの方向に2次補間法【38】で線形探索を行う。また、操作変数をD方向へ動かしたときの補木流量変数ベクトルqL の変化方向Vを (4.55) 式で計算しておく。

(7) (6) で見つけられた操作変数をD方向に動かしたときの最適点を x^{m+1} , qL^{m+1} とする。mはループの繰返し回数である。

(5) 項と (6) 項の内容について説明を追加しよう。

勾配法には、1次微係数を使用する最急降下法や2次微係数を使用するニュートン法がある。最急降下法は、アルゴリズムが簡単であるが収束が遅いという性質をもつ。一方、ニュートン法は収束は速いがヘッセ行列を必要とすることやその正定値性が問題となっている。これらの欠点を克服するものとして準ニュートン法が開発され【20, 24】、これは現在では制約なし最適化のもっとも有効な方法とされている【38】。探索方向

$$D = -H \ (\partial JR / \partial x) \tag{4.57}$$

に対して、ニュートン法では $H = (d^2 JR/dx^2)^{-1}$ であるが、準ニュートン法では1次微係数を使って $(d^2 JR/dx^2)^{-1}$ の近似となるHが求められる。

本アルゴリズムではもっとも有効な公式として知られているフレッチャー (Fletcher) 等によって提案された以下の公式【20】を使用する。

$$\begin{aligned} H^{m+1} = H^m &- \{\delta^m (\gamma^m)' H^m\} / \{(\delta^m)' \gamma^m\} \\ &- \{H^m \gamma^m (\delta^m)'\} / \{(\delta^m)' \gamma^m\} \\ &+ [1 + \{(\gamma^m)' H^m (\gamma^m)\} / \{(\delta^m)' \gamma^m\}] \\ &\times [\{\delta^m (\delta^m)'\} / \{(\delta^m)' \gamma^m\}] \end{aligned} \tag{4.58}$$

ここに、

$$\delta^m = x^{m+1} - x^m \text{、}$$

$$\gamma^m = (\partial JR / \partial x)\Big|_{x^{m+1}} - (\partial JR / \partial x)\Big|_{x^m}$$

この公式で得られるHは遺伝正定値性をもつ。また、Hは対称行列となるのでメモリーの節約を実現できる。

線形探索の2次補間法に必要な3点を見い出すために囲い込みアルゴリズムを使用するが、その過程においてはステップ幅を変化させるごとに目的関数の値を計算しなければならず、そのために管網方程式を解く必要がでてくる。結果的に一回の線形探索を行うのに数回の管網方程式の求解が必要になる。以下に、管網方程式を高速に解かせるために採用した方法を示す。

ニュートンラフソン (Newton-Raphson) 法は非線形代数方程式の高速解法である。そこで、(4.24) 式の管網方程式をニュートンラフソン法で解く。xが与えられたとき、

$$f(qL,\ x) = 0$$

となるqLは、

$$qL,i+1 = qL,i - \left(\partial f / \partial qL \Big|_{qL,i}\right)^{-1} f\ (qL,i\ ,\ x) \tag{4.59}$$

の繰返し法で求まる。しかし、本アルゴリズムでは、$\partial f / \partial qL$ が正定値対称行列であることを利用し、逆行列計算を避け (4.59) 式を

$$\left(\partial f / \partial qL \Big|_{qL,i}\right) \Delta qL,i+1 = -\ f\ (qL,i\ ,\ x) \tag{4.60}$$

$$\Delta qL,i+1 = qL,i+1 - qL,i$$

とし、(4.60) 式をコレスキー (Choleski) 法【31, 77】で解きqLを求める。収束判定条件は

$$max\ |\Delta qL,i+1| \leqq \varepsilon 3$$

とする。

ニュートンラフソン法での収束までの繰返し回数を少なくするために、以下の方法で (4.60) 式の初期値qL,oを解に近づける。(4.55) 式で示したように、

$$f\ (qL(o),\ x(o)) = 0$$

となる点 qL(o)、x(o) からこの式を満足しながら、xをD方向に動かすとき、

qL はV方向に動く。そこで、x(n+1)を

$$x(n+1) = x(o) + \sigma(n+1)\ D \tag{4.61}$$

としたとき、

$$f\ (qL(n+1),\ x(n+1)) = 0 \tag{4.62}$$

を解くためのニュートンラフソン法における初期値 qL(n+1),o を、

$$qL(n+1),o = qL(n) + (\sigma(n+1) - \sigma(n))\ V \tag{4.63}$$

と設定する。ここに、σはステップサイズ、nは線形探索の囲い込みアルゴリズムにおけるステップサイズ変更の回数を示す。n＝0は線形探索における基準点、つまりループmでの最適点である。

計算時間の短縮には繰返し計算の計算量を減らすことが効果的である。そのためには、

(A) 効率よい探索方向の発見

(B) 管網方程式の高速求解

が必要である。(A) は準ニュートン法によって実現されている。(B) はニュートンラフソン法をコレスキー法で解き、そのときの初期値を解の近くに設定することによって実現されている。

4．3．3 プログラム

前節で示したアルゴリズムを検討するためにプログラムを作成した。このデータ構造について簡単に述べておく。

接続関係を表すデータを行列構造で格納しておれば演算は簡単になるが、零要素の格納領域を必要とするためメモリーが多くなる。一方、行列構造以外のデータ構造をとると【たとえば文献50】、一般に行列演算のための処理が複雑になるがメモリーは少なくてすむ。そこで、処理の複雑さとメモリー減少の効果を考えて適当なデータ格納形式を決めた。

具体的には、(4.22) 式、(4.37) 式、(4.38) 式の接続行列B1、B2と、(4.23) 式、(4.24) 式の切断集合行列基底行列の部分行列 DGYについては、枝の始終節点表、木・補木表、節点の連結表で表現した管網接続構造から直接求める。

B1、B2、DGYのためのメモリーはない。切断集合基底行列の部分行列DGLは頻繁に使用するのでつぎのように表現する。DGLは±1、0の値しかもたないので、たとえば、±7を行列の7列目の要素が±1の値であると解釈することによって、DGL行列は非零要素数＋行数のメモリーに格納できる。一方、(4.35) ～ (4.42)式の左辺部のなかの ∂f/∂qL は、本アルゴリズムで頻繁に使用するし、管網方程式を解く際に多くの非零要素が出てくる行列であるので、行列構造で値を格納する。この行列は対称であるので上三角部だけ格納する。

以上の方針で作ったプログラムのメモリーを示す。管網方程式を解くのに必要なメモリーはワーキングメモリーを含めて

$$7 + 4N + 2(N-1)(\Omega - N+1)S + (\Omega - N+1)(\Omega - N+2)/2$$

である。ここに、Ω:枝数、N:節点数、S:切断集合基底行列の部分行列 DGLの非零要素率（例を示すと、140 節点・300 枝の管網で0.08、4.4 章の例題では0.06）である。

このほかに、最適計算のためのメモリーがワーキングメモリーを含めて

$$M(M + 1)/2 + 10M + 3(\Omega - N + 1)$$

である。ここに、M:操作変数の数である。一例として200 節点、300 枝、10 操作変数、S＝0.07の配水管網の場合を示そう。この数字は、この規模が扱えれば特に大規模な配水管網以外は実用上十分扱えるという意味であげている。管網方程式を解くのに約 11.4kWのメモリーを必要とし、最適計算のために約 0.5kWのメモリーを必要とする。合わせて11.9kWのメモリーとなる。

プログラムの実行手続は数値計算の誤差チェック部を含めてFORTRANで約600ステップである。

4．3．4　検討

配水管網は、電気回路と似ている。そこで、電気回路の解析手法について調べておく。配水管網と対応させて、節点が閉路より多い回路を考えよう。

解析手法として、節点法、閉路法、混合法、タブロー法 がある【15,49】。節

点法は、2 章で示した配水管網の節点エネルギー法と同じものであり、メモリーを多く必要とする。閉路法は、本章で定式化に使った補木流量法と同じものである。混合法は、2 章でも述べているが、本問題ではそのような定式化は必要ないし、また、式の数が閉路法よりも多くなる。タブロー法【25】は、解析的に基礎方程式を立てる必要がなく数値解析を容易にするが、すべての関係式をタブローに格納するため、必要メモリーが多くなる。

以上より、本問題において、メモリーと計算時間を少なくするために、補木流量法により配水管網を定式化したのは適当と言えよう。より速い計算とメモリー減少を図るためには、 $\partial f / \partial q_L$ を係数行列とする線形代数方程式求解の並列計算や少メモリー化【33, 77】について検討することが有効であろう。なお、回路を分割し分割回路を独立に計算し全体を統合する回路解析手法【 6,13,58】もあるが、対象とする配水管網では、分割しなくても実用上十分扱えること、アルゴリズムを簡単にすること、仕切りバルブにより構造が変る管網に対して適切な分割を計算機で行わせるのが困難と考えられたことより、分割解法は考慮されなかった。

非線形代数方程式の数値解法として、ニュートンラフソン法を使用している。ニュートンラフソン法は初期値が良いと効率的であるが、初期値が悪いと収束しないことがあるという性質をもつ。収束が保証される方法として区分線形化法【39,60】があるが、本手法においては、初期値を解近傍に設定できるためニュートンラフソン法の使用が効果的である。

本手法は、配水管網の設計問題にも利用できることを述べたが、設計にあたっては、運用の経済性を考慮することが重要である。平地での圧力操作はポンプによって行われる。そこでは、ポンプの電力コストが経済性に関わってくる。ポンプ運転電力は、ポンプ揚程 X ポンプ流量 に比例するので【54】、目的関数に、ポンプ揚程 X ポンプ流量 の項を追加することにより考慮できる。

4．4　数値計算例

提案方法は少ないメモリーで実現され実規模の配水管網のモデルを扱えること

が明らかにされたので、本節では計算時間の面から本アルゴリズムの有効性を確かめるために実験を行う。なお、解判定条件は、クンタッカー条件の０近似を $\varepsilon 1 = 10^{-4}$、残存水頭の許容誤差を $\varepsilon 2 = 0.5$ m 、NLOOP＝１とし、ニュートンラフソン法の収束判定条件は $\varepsilon 3 = 10^{-4}$ m^3 /S とした。

４．４．１　準ニュートン法と最急降下法の比較

準ニュートン法の有効性を確認するために収束性について最急降下法と比較する。Fig.4-5 の配水管網を例とする。管の規格は Table 4-2 に示す。ｚE1、ｚE2を可変揚程とし、目標残存水頭を全流出節点とも 30 mとし、目的関数の重み行列Wを単位行列とした。解は、ｚE1＝30.7 m 、ｚE2＝32.4 m である。Table 4-3 は、求解までの繰返し回数を示す。準ニュートン法では初期値に関係なく平均６回の線形探索で解に到達したが、最急降下法では初期値によっては収束判定条件にかかって終了し最適解に到達しないものもあった。最適解が得られたものでは平均26回の線形探索を要した。

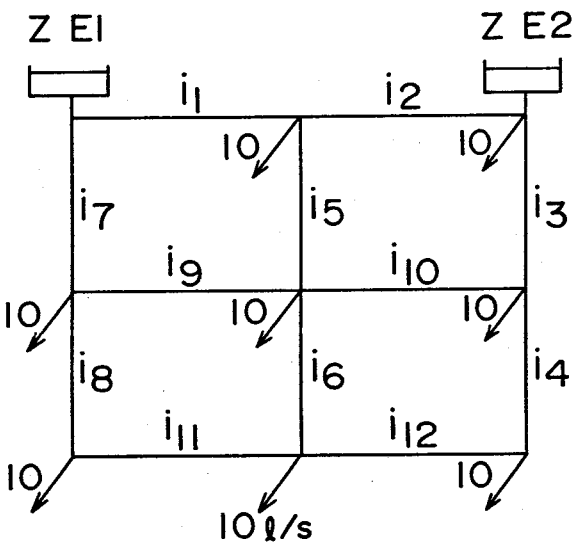


Fig. 4-5　Water distribution network for experiment 1

Table 4-2 Pipe data

pipe	d (m)	l (m)	c
i1	3.05	457.2	130.
i2	2.03	304.8	130.
i3	2.03	365.8	120.
i4	2.03	609.6	120.
i5	2.03	853.4	120.
i6	2.03	335.3	120.
i7	2.03	335.3	120.
i8	2.03	762.0	120.
i9	2.03	243.8	100.
i10	1.52	396.2	100.
i11	1.52	304.8	100.
i12	2.54	335.3	130.

Table 4-3 Comparion of Q.N.M (quasi Newton method) and S.D.M (steepest descent method)

initial value		iteration	
		Q.N.M	S.D.M
10	10	6	not solve
50	50	5	20
90	90	6	29
10	90	6	43
40	10	6	13
20	50	6	23

実際の配水管網データ（120 節点、3 配水池、150 管、4 個の計画バルブ）で、３個の揚程変数を操作変数として実験した。全データを示すことができないので結果だけを示す。準ニュートン法では初期値に関係なく５～７回の繰返しで解が得られたが、最急降下法では７～４０回の繰返しを要し、初期値が最適解の近くにあれば準ニュートン法と同程度の繰返しで解が得られたが、初期値を最適解か

ら離すにつれて繰返し回数が多くなつた。

以上の結果から、最急降下法は準ニュートン法の４～７倍の繰返しを必要とし、最適解に到達しない場合もあることがわかった。また、最急降下法では初期値の与え方によって繰返し回数が大きく変化するが、準ニュートン法では繰返し回数は初期値に関係なかった。

４．４．２　実運用に応じた計算例

実際の配水管網を例として、求解までの繰返し回数、計算時間、ニュートンラフソン法における繰返し回数を調べた。Fig.4-6 に示す流出水量変化のａ～ｆに対応する６ケースについて調べた。Fig.4-6 の縦軸は、点ａの流出水量を１としたときの比率を示している。流出水量は、図に示すように一日のうちで朝と夕に山をもつパターンで変化している。流出水量が変化すれば残存水頭が変化するので、流出水量の変化がある許容幅より大きくなればポンプやバルブを操作することによって圧力の最適化を行う。３個の揚程変数と４個のバルブ抵抗係数変数を操作変数として計算した。操作変数の上下限制約は

$$60 \leqq zE1 \leqq 74$$

$$64 \leqq zE2 \leqq 74$$

$$70 \leqq zE3 \leqq 74$$

$$0 \leqq ui \leqq 2500, \quad i=1\sim4$$

である。初期値は、一期前の最適値としている。たとえば、ｅの点での最適化計算での初期値はｄの点での最適値としている。実運用においては、同時刻の前日の最適値がわかっているので、より最適解に近い初期値を与えることも可能であろう。その場合にはTable 4-3 に示す結果の数値はより小さな値となるであろう。

結果をTable 4-4 に示す。６ケースのうち３ケースはクンタッカー条件で終了した。求解までに実行した線形探索は平均３回、ニュートンラフソン法をCALLした総回数は平均7.7 回であった。管網方程式を解くのに要したニュートンラフソン法での繰返し回数は平均2.4 回であった。これは、(4.62) 式と (4.64) 式によって初期値を解の近くに設定できたことによる。ちなみに、初期値を固定し

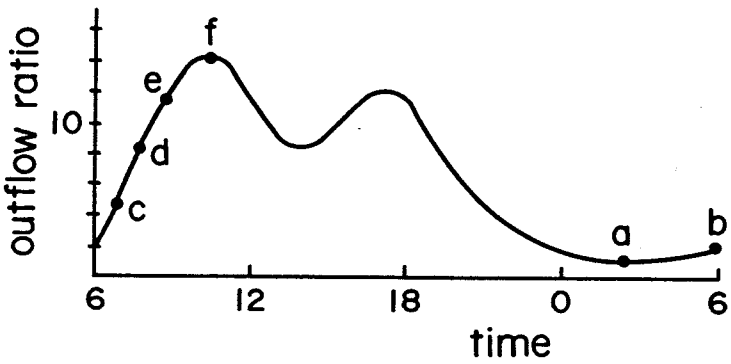


Fig. 4-6 Hourly outflow pattern

Table 4-4 Result summary of experiment 2

Linear search	3	
Newton-Raphson CALL	7.7	
Iteration in Newton-Raphson	2.4	
Computation time (VAX 11/780)	8.7	sec

た場合には平均9 回の繰返しを必要とした。計算時間はミニコンピュータＶＡＸ 11/780 で平均 8.7 秒であった。計算時間は計算機に依存するので計算時間を別の観点から評価しよう。単純に計算すると、上の処理はニュートンラフソン法で 7.7 X 2.4 ≒ 18.5 回の繰返しと、３回の線形探索・収束チェックを行ったことになる。探索方向計算・収束チェックに要する時間はニュートンラフソン法による管網方程式の求解までの繰返し回数に換算すると3.5 回であった。そこで、全

処理時間は、18.5+3 X 3.5 =29 回の繰返しを要する時間となる。管網解析を行う場合は初期値を解の近傍に設定することができないことから求解に9 回程度（上の実験結果）の繰返しを必要と仮定すると、最適解を求めるのに要する時間は管網解析を 3 回行う程度の時間となる。

実験結果から、提案方法の計算時間の短さがわかる。

つぎに、配水管網の圧力最適化の有効性を確かめる。Fig.4-6 の流出水量の変化に応じた最適平均残存水頭をFig.4-7 に示す。漏水量Σは、

$$\Sigma = c\,h^{1.15} \quad , \quad c:\text{係数}$$

であるから【74】、Fig.4-7 より漏水減少の効果も明らかである。Fig.4-7 における a , b , f 点ではすべての操作変数が境界上にきているため平均残存水頭が３０ｍから離れた値となっている。これは操作可能内での最良の結果である。

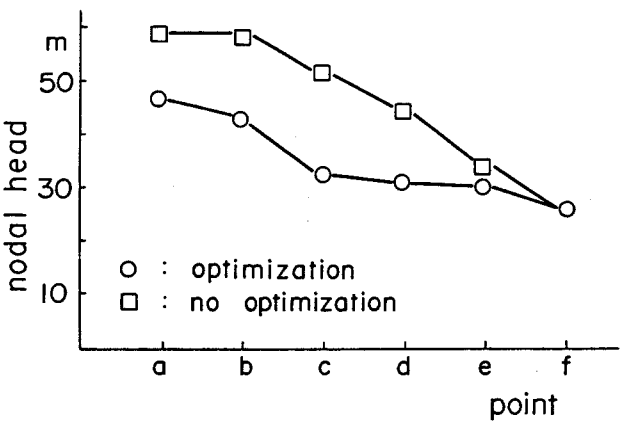


Fig. 4-7 Comparison between pressure optimization and no optimization of pressure

以上の結果より、配水管網における圧力最適化の有効性は明らかである。

本計算例では、指示圧は、常に 30 ｍに一定にしているが、実運用では需要がとり出せるだけの残存水頭以上あれば十分だと考えられる。そのため、夜間は昼間よりも低い残存水頭で良いと考えられる。ただし、消火栓の残存水頭は考慮し

ておく必要がある。

４．５　結言

配水管網の圧力最適化の実用的解法について述べた。まず、配水管網の補木流量法による基礎方程式を示し、これが計算時間とメモリーの点から優れていることを示し、圧力最適化問題の定式化を示した。つぎに、解法の理論的背景、アルゴリズム、作成したプログラムについて述べた。最後に実際の管網データを用いて計算機実験を行った。

本章の結果をまとめるとつぎのようになる。

(1) 少ないメモリーで実現でき計算時間が短い圧力最適化アルゴリズムを開発した。

(2) このアルゴリズムはプログラム化と計算実行例によりその有効性が確認された。

(3) 配水管網の圧力最適化運用が漏水減少に有効であることが示された。

(4) 管網設計において管径、管長を変えることも、圧力最適化においてバルブ抵抗係数を変えることも管抵抗係数を変えることにあたることから本アルゴリズムは配水管網設計問題にも適用できる。

本アルゴリズムの特徴を以下にまとめておく。

(1) アルゴリズムが簡単である。

(2) 少ないメモリーで実現できる。

(3) クンタッカー条件による解判定ができる。

(4) 可能領域内を探索していくアルゴリズムであるため途中で打ち切っても、打ち切り時の点は初期点を改良したものとなっている。

(5) 準ニュートン法により早い収束が実現されている。

(6) 操作変数を変更しながら繰り返し管網方程式を解く過程において、初期値を解近傍に設定することと管網方程式の解法にコレスキー法を使用することで計算量の減少が実現されている。

本手法を需要推定手法【65,67,84】と有機的に結合して使用すれば配水管網の

圧力最適化運用が可能であると考える。今後の課題は、流向に制限のある管網における実用的解法の開発である。

第５章　圧力制御バルブの設置位置決定問題

５．１　諸言

配水管網は、最大需要時において需要家が水を取り出すのに必要な最低水圧が確保できるように設計されている。供給源の圧力が制御できない自然流下式の配水管網では、需要が減少する夜間に、水圧は上昇し、管破損や漏水増加を引き起す【51,52,53】。そこで、減圧のためにバルブが必要になる。

バルブは、少ない個数で制御効果があがるように設置されることが望まれる。これを見つける問題は、膨大な組合せの数を持つ組合せ問題であり、さらに定式化が困難な現場での施工・保守上の条件や地形的制約も存在するため、設計者による、総合的な評価を必要とする問題でもある。人の判断が不可欠なことから、この問題の計算機による完全自動解決は難しい。

この問題の解決には熟練設計者と多大の時間を必要としていた。従来は、地盤高の変化する位置がバルブ設置によいとの目安【52】を参考に、試行錯誤的にバルブ設置位置を検討していた。設計者は、バルブ位置とバルブ抵抗係数を仮定し、配水管網方程式を解き管網状態を評価し、併せて現場での制約を考慮するという手続きを繰り返していた。その後、等水圧線を目安に利用する方法や最適化シミュレーションを利用する考え方が示された【27】。しかし、まだ、適切なバルブ位置を与えるという問題は残されたままであった。管網に対して膨大な数のバルブ設置管の選び方があるが、それに比べて、試行できる回数ははるかに少ない。このため、限られた試行のなかで良い決定を行うには、あらかじめ試行候補として最適に近そうな案を選択しておくことが必要である。

第５章では、設計者の負担を軽減させ容易に適切なバルブ位置を見つけることのできるような、システマチック手法を提案する【91】。本方法は、バルブ設置位置決定問題を数理計画法で解くものではなく、設計者が現在行っている手順に即してその最適化と効率化を図ろうとするものである。この方法の特徴は、バルブ設置の組合せの膨大さに対してはヒュリスティクス、バルブ抵抗係数については最適化手法による自動決定、人の判断の必要性に対してはインターラクティブ

手法を採用した点にある。5.2 節で問題を述べ、5.3 節でヒューリスティクスを推測し、5.4 節でバルブ設置位置決定手順を示し、5.5 節で実管網データによる使用例を示すことにより本手法の有効性を確かめる。

５．２　バルブ設置位置決定問題

５．２．１　配水管網方程式

管の損失水頭と流量の関係は、

$$v = r \mid q \mid^{0.85} q \tag{5.1}$$

であり、バルブでは、

$$v = u \mid q \mid q \tag{5.2}$$

である。uは (4.4) 式に示されたようにバルブの開度によって値が変る。

管にバルブが設置されると、その管での損失水頭と流量の関係は、

$$v = (r \mid q \mid^{0.85} + u \mid q \mid) q \tag{5.3}$$

と表すことができる。バルブを設置しそのバルブ開度を変えることは、バルブが設置された管の抵抗係数を動かすこととみなせる。以後の説明のために、管の特性を、(5.1) 式ではなく、

$$v = (r \mid q \mid^{0.85} + \beta u \mid q \mid) q \tag{5.4}$$

と表しておく。ここに、βはバルブの設置を表す変数で、$\beta = 1$はバルブが設置されることを、$\beta = 0$は設置されないことを示す。

4章と同様に補木流量法による基礎方程式を導くと

$$f(qL, y, u, \beta) =$$
$$(\Phi L + DGL' \Phi G\, DGL)\, qL + DGL' \Phi G\, DGY\, y - DEL'\, zE = 0 \tag{5.5}$$

となる。ここに、

$$\Phi L = (\phi Lij) \tag{5.6}$$

$$\phi Lij = \begin{cases} rLi \,|qLi|^{0.85} + \beta Li \; uLi \,|qLi| & \text{for } i = j \\ 0 & \text{for others} \end{cases}$$

$$\Phi G = \{ \phi Gij \} \tag{5.7}$$

$$\phi Gij = \begin{cases} \left.\begin{array}{ll} rGi \,|qGi|^{0.85} + \beta Gi \; uGi \,|qGi| & :管 \\ uGi \,|qGi| & :バルブ \end{array}\right\} & \text{for } i = j \\ 0 & \text{for others} \end{cases}$$

βLi (βGi) = 1 :バルブ設置が仮定されたとき

0 :その他

また、節点残存水頭は、

$$h = -B1 \; \Phi G \; qG - B2 \; zE - k \tag{5.8}$$

となる。ここに、

$$qG = -DGL \; qL - DGY \; y \tag{5.9}$$

である。

5．2．2 問題の説明

バルブ設置位置決定問題の目的を以下に示す。

(1) 配水管網では、残存水頭が適正範囲に入るように設備を整えることが望まれるので、できるかぎり多くの流出点の残存水頭を適正範囲に入れる。

(2) 設備費・維持費の経済性や運用・保守の容易性を考えて、バルブ個数を少なくする。

(3) 地形や土地使用などの現場での制約に関して設置しやすい位置とする。

(1) 項の制御性の向上は (2) 項の目的と相反し、バルブの増加をまねく。また、(1) 項と (2) 項の目的に適した位置が (3) 項の目的にも合うとはかぎらな

い。そのため、本問題は、決定にあたって設計者の判断に基づく総合的評価を必要とする問題である。また、本問題は、バルブ設置管（１、０変数ベクトルβの値）を決める問題であり、膨大な組合せの数が存在する組合せ問題でもある。

問題解決にあたっては、以上の特徴を考えて、ヒューリスティク解探索と設計者とのインターラクティブ手法を採用する。

５．３　ヒューリスティクス

５．３．１　接続関係による推察

配水管網の接続関係から概略的にバルブ設置位置について推察しよう。

高水圧状態の管網を考える。減圧の対象となる節点の集合をＧ、Ｇ以外の節点の集合をＫと表す。ＧとＫを分離する管の集合を切断集合と呼び、そのなかで、ＫからＧへ向う管の集合をK-〉Ｇ切断集合、ＧからＫへ向う管の集合をG-〉Ｋ切断集合と呼ぶ。管の向きは考慮対象となる管網状態の流れの向きである。

切断集合のすべての管で圧力を調整できるならば、ＧはＫから圧力的に分離でき独立に圧力を調整できる。つまり、切断集合に圧力操作装置を設置すればよいと考えられる。

ＧとＫの接続関係を考えよう。自然流下配水方式では、高台の配水池から低地盤地域へ配水するように構成されている。また、一般に地盤勾配より動水勾配の方が小さい。節点の残存水頭はエネルギー位から節点地盤高を引いたものであるので、一般に低地盤地域は高圧力となり、その地域は管網の下流部にくるようになる。そこで一般には、ＧとＫの接続関係は Fig.5-1-（1）に示すようになる。そこでは、G-〉Ｋ切断集合は空である。この場合はK-〉Ｇ切断集合のすべての管にバルブを設置することによりＧを減圧できる。

その他の場合についても簡単にみてみよう。

管網の下流部において、低地盤地域から高地盤地域へ配水する必要のある配水管網では Fig.5-1-（2）に示すようなＧとＫの接続関係となる。この場合も、K-〉Ｇ切断集合にバルブを設置すればよい。Ｇの減圧によって図中のＺも減圧されるが、それによってＺの残存水頭が下がりすぎることはない。というのは残存水

頭が最も下がる需要量最大時においてもZの残存水頭が適正範囲以下にならないように配水管網は設計されている（必要なら図中Pの位置にポンプが設置されている）からである。

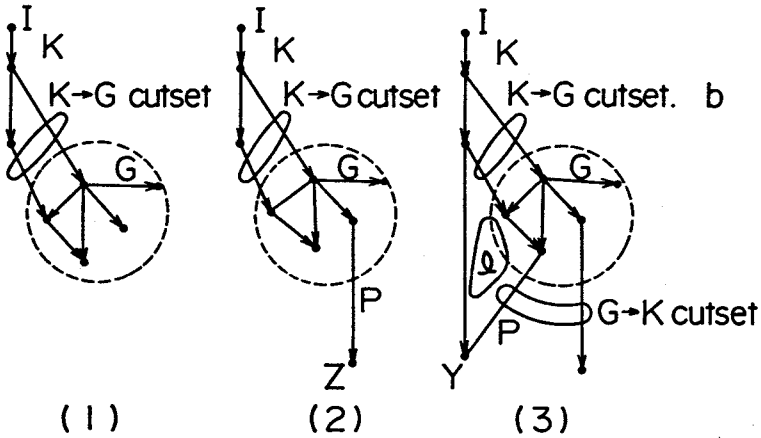


Fig. 5-1 High-pressure region in water distribution network graph

Fig.5-1-（3）は、図中YへGを経由する配水ルートとGを経由しない配水ルートが存在する場合である。ただし、このように配水管網が設計されることは少ない。図中Pの流向が変化しないように構成されている配水管網では、ここにポンプが設置されている。この場合、図中bの位置のバルブで減圧した分をPの位置のポンプで加圧することにより、図中1のループのエネルギー平衡則を保つことができ、結果的にGを減圧できる。もし、Pにポンプがなければ、エネルギー平衡則のために、bのバルブ操作だけではPの管で逆流する可能性もあるし、Gの減圧も不可能かもしれない。bのバルブ操作で管Pが逆流するのであれば、Pにもバルブをつけることにより Fig.5-1-（1）と同じ状態になりGを減圧できる。

いまみてきたように、いずれの場合においても基本的にはK-)G切断集合にバルブを設置すればよいと言えよう。

５．３．２　減圧対象節点集合の選定

残存水頭の適正範囲は20 m以上、40 m未満とする。適正範囲を越える最大の値を h_{max} と表す。適正残存水頭範囲への減圧が可能な減圧対象節点集合Ｇを考えよう。

（１）　減圧対象節点集合

Ｇにおける残存水頭の最大値を $\bar{h}$ 、最小値を $\underline{h}$ と表す。

ＧとＫを分離するすべての管において、管の両端の二つの節点のうち、Ｇに含まれる節点をδ（m）減圧するとしよう（$\delta > 0$）。このとき、Ｇではほぼ一様にδ減圧される。$\bar{h}$、$\underline{h}$は減圧後、それぞれ、$\bar{h}-\delta$、$\underline{h}-\delta$となり、それらが適正範囲に入る必要から、

$$\bar{h}-\delta < 40 \tag{5.10}$$

$$\underline{h}-\delta \geqq 20 \tag{5.11}$$

となる。(5.10) 式と (5.11) 式より、

$$\bar{h}-20 < \underline{h} \tag{5.12}$$

が得られる。また、$\delta \geqq 0$と (5.11) 式より、

$$\underline{h} \geqq 20 \tag{5.13}$$

となる。

４０ｍを越す残存水頭のなかの最小値を $\underline{h}_{\rho}$ と表す。そこで、

$$\underline{h}_{\rho} \geqq 40 \tag{5.14}$$

$\underline{h}_{\rho}$は適正範囲を越えているので、$\underline{h}_{\rho}$の値を持つ節点は必ずＧに含まなければならない。そこで、

$$\underline{h} \leqq \underline{h}_{\rho} \tag{5.15}$$

となる。

(5.12) ～ (5.15) 式がＧの条件である。

また、(5.12) 式と (5.15) 式より

$$\bar{h} < \underline{h}_{\rho} + 20 \tag{5.16}$$

がいえる。そこで、$h_{max} \geqq \underline{h}_{\rho} + 20$ のときには、残存水頭を適正範

囲に減圧できない節点が存在することになる。

（2） n段階圧力操作の場合の減圧対象節点集合

$h_{max} \geqq \_h_\rho + 20$ のときには、Fig.5-2 に示すような2段階以上の圧力操作が必要である。もちろん、$h_{max} < \_h_\rho + 20$ のときに、2段階以上の圧力操作を行ってもよい。

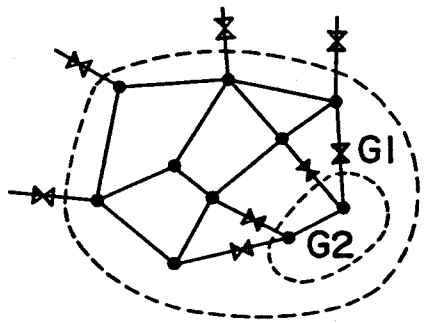


Fig. 5-2 Illustration of two-step pressure control

n段目の圧力操作の減圧対象節点集合をGn とし、Gn における残存水頭の最大値を $\bar{h}_n$、最小値を $_h_n$と表す。$\_h_{n\rho}$ を

$$\_h_{n\rho} > \bar{h}_{n-1} \tag{5.17}$$

を満足する最小値とする。n－1段目までの圧力操作によって、$_h_{n-1}$までが適正範囲に入る。この減圧後の状態において、あと1段の圧力操作で適正範囲に入ればよい。$n \geqq 2$とする。(1) 項の場合と同様の理由により、(1) 項の (5.12) ～ (5.15) 式に対応して、

$$(\bar{h}_n - \sum_{1}^{n-1} \delta_i) - 20 < (\_h_n - \sum_{1}^{n-1} \delta_i) \tag{5.18}$$

$$(\_h_n - \sum_{1}^{n-1} \delta_i) \geqq 20 \tag{5.19}$$

$$(\_hn\rho - \sum_{1}^{n-1}\delta i) \geqq 40 \tag{5.20}$$

$$(\_hn - \sum_{1}^{n-1}\delta i) \leqq (\_hn\rho - \sum_{1}^{n-1}\delta i) \tag{5.21}$$

が得られる。(5.18) ～ (5.21) 式と $\delta i \geqq 0$ より、

$$\bar{}hn - 20 < \_hn \tag{5.22}$$

$$\_hn \geqq 20 \tag{5.23}$$

$$\_hn \geqq 40 \tag{5.24}$$

$$\_hn \leqq \_h\rho \tag{5.25}$$

となる。

(5.17) 式、(5.22) ～ (5.25) 式が条件である。

KiはGi以外の節点集合とする。i段階の圧力操作では、Ki-〉Gi切断集合がバルブ設置位置となる。

5．3．3　管網方程式からの推察

一般には、Ki-〉Gi切断集合のすべての要素にバルブを設置することはできない。そのため制御効果の高い位置にバルブを設置すべきである。

すべての管について、バルブ設置による減圧効果をシミュレーションにより調べることは効率的でない。そこで、すべての管にバルブを設置したと仮定（$\beta = 1$）して、バルブ抵抗係数値の節点エネルギー位に対する感度（以後感度と略）を利用することを考えよう。感度は以下のようにして導出できる。管網方程式

$$f\ (qL,\ y,\ u,\ \beta) = 0$$

において、

$$\partial f / \partial qL \neq 0 \tag{5.26}$$

となるので、陰関数の定理より、

$$\partial qL / \partial u = -\ (\partial f / \partial qL)^{-1}\ \partial f / \partial u \tag{5.27}$$

(5.8) 式と (5.9) 式より、

$$dh / du = \partial h / \partial u - \partial h / \partial qL\ \ \partial qL / \partial u \tag{5.28}$$

となる。(5.28) 式に (5.27) 式を代入すると (5.29) 式が得られる。

$$dh/du = \partial h/\partial u - \partial h/\partial qL\,(\partial f/qL)^{-1}\,\partial f/\partial u \qquad (5.29)$$

dhi/duj は、管jの抵抗係数値が変化したときの節点iの残存水頭の変化の度合を表している。

そこで、以下のことが推察できる。

(1) 減圧効果の大きいバルブ設置管は、減圧対象節点集合の多くの節点iに対して、|dhi/dujl が大きい管jである。

(2) バルブ設置の目的は、管の抵抗を増し節点残存水頭を下げることであるから、減圧したい節点iに対して、dhi/duj が負の値となる管jにバルブを設置する必要がある。

5．3．4 バルブ抵抗係数値の決定法

減圧対象節点の残存水頭の多くを適正範囲に入れるようなバルブ抵抗係数値を求める方法を考えよう。ここでは、バルブ設置位置は既知である。この問題は、基本的には4章の最適化問題と同じものである。制約条件は、管網方程式を満足することと、バルブ抵抗係数がその上下限制約内にあることである。ただし、目的関数は、(5.30)式であり、今、適正範囲に入れようとしている減圧対象節点についてだけ、指定値からの差の二乗和計算を行う。

目的関数JG の最小化:

$$\min JG = \sum_{i \in G} wi\,(hi - 30)^2 \qquad (5.30)$$

は、Gの節点の多くを20m　40mの適正残存水頭範囲に入れると推察される。この推察の理由を示す。

wi＝1 としよう。Gの節点の残存水頭は、[_h　¯h] の値域に存在する。理想的には、バルブ抵抗係数の変化はこの値域の残存水頭のすべてをほぼ同じ値だけ変化させ、[_h－δ　¯h－δ] の値域に移動させる。つまり、(5.30) 式は、

$$\min_{\delta} \sum_{i \in G} \{ (hi-\delta) - 30 \}^2$$

と同じである。Gの残存水頭が、[_h ¯h] の区間で一様 （このとき、[_h－δ ¯h－δ] でも一様）と仮定すると、最小となるのは、この値域の中心:{ (_h－δ) － (¯h－δ) }／２ が３０になるときである。(5.12) 式より、

$$(\bar{h} - \delta) - (\underline{h} - \delta) < 20$$

であるので、このとき、(_h－δ) は２０以上、(¯h－δ) は４０以下の値となる。

現実には、残存水頭が一様に分布していない場合もある。その場合には重み係数ｗによって調節する。

ｎ段階減圧において、ｋ段目までのバルブ抵抗係数を決定する場合には、

$$JG = JG1 + JG2 + \cdots + JGk \qquad (5.31)$$

とし、ｉ段目のバルブ抵抗係数の決定と目的関数ＪＧｉ を対応させる。

５．３．５ ヒューリスティクスのまとめ

5.3.1 ～5.3.4 節で推察したことをまとめる。

減圧対象節点集合Ｇを (5.12) ～ (5.15) 式 （ (5.17) 式、(5.22) ～ (5.25) 式）を満たすように選び、Ｋ－)Ｇ切断集合のなかで制御効果の高い位置、つまり、Ｇ内のｈｉ に対して、ｄｈｉ／ｄｕｊ が大きな負値となる管ｊにバルブを設置すればよい。また、バルブ抵抗係数ｕは、(5.30) 式を目的関数とする圧力最適化問題を解くことにより決定できる。

５．３．６ 数値実験

ヒューリスティクスを数値実験で検討しよう。対象とする配水管網を Fig.5-3 に示し、諸データをTable 5-1 、Table 5-2 に示す。Table 5-1 に示す節点からの流出水量をｙ、節点の地盤高をｋ、配水池のエネルギー位 Ｘ（－１）をｚＥ、Table 5-2 の抵抗係数をｒに与え、(5.5) 式と (5.8) 式を解くと、Table 5-1

に示す残存水頭が得られる。適正範囲の上限を越える節点は、

$$H=\{N6,\ N7,\ N10,\ N11,\ N14,\ N15,\ N18,\ N19,\ N20,\ N22\}$$

である。これはバルブ設置前の状態である。Table 5-3 にバルブ設置位置を示し、そのバルブによる操作結果を Fig. 5-4 に示す。

二つの項目について調べよう。

（1）減圧対象節点集合の選び方とバルブ抵抗係数決定法

1段階の圧力操作を考える。$\bar{h} = 55.6$、$\underline{h}_\rho = 45.9$ であるので、(5.12) ～ (5.15) 式より、

$$35.6 < \underline{h} \leqq 45.9$$

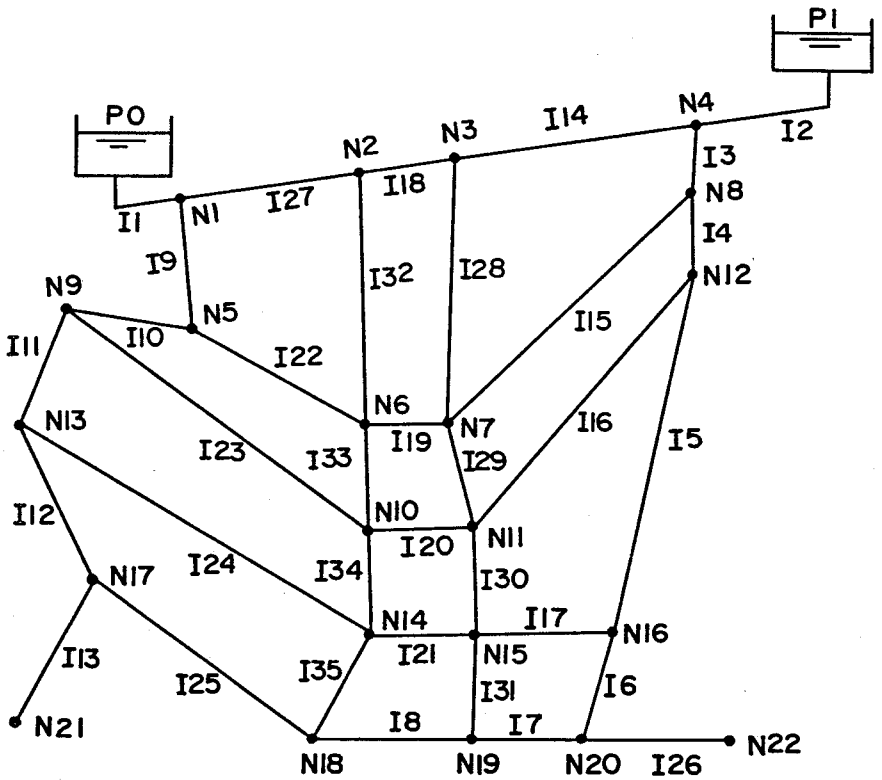


Fig. 5-3 Water distribution network for experiment

Table 5-1 Node data of water distribution network without control valves

k: elevation (m), y:outflow (l/s)
h: efficient head (m)
P0: 85(zE=-85) P1: 80(zE=-80)

node	k	y	h	node	k	y	h
N1	50	70	26.6	N12	34	90	29.0
N2	48	130	25.9	N13	28	120	33.0
N3	48	60	25.9	N14	8	40	53.0
N4	48	70	27.3	N15	8	60	52.0
N5	36	120	29.7	N16	23	70	37.8
N6	10	70	55.6	N17	20	80	39.2
N7	10	90	55.6	N18	10	90	48.8
N8	35	200	30.7	N19	10	100	48.8
N9	29	100	34.2	N20	13	90	45.9
N10	10	50	52.9	N21	20	120	38.8
N11	10	50	52.9	N22	10	90	47.2

Table 5-2 Pipe data of water distribution network without control valves

r: resistance coefficient
p: pipe

p	r	p	r	p	r	p	r
I1	7.2	I10	9.8	I19	88.9	I28	118.5
I2	6.1	I11	15.7	I20	88.9	I29	88.9
I3	26.2	I12	26.1	I21	88.9	I30	88.9
I4	16.4	I13	26.1	I22	41.7	I31	266.7
I5	26.1	I14	26.1	I23	23.7	I32	148.2
I6	34.9	I15	39.1	I24	237.1	I33	88.9
I7	77.3	I16	207.4	I25	266.7	I34	88.9
I8	61.9	I17	207.4	I26	27.8	I35	502.3
I9	27.9	I18	15.7	I27	13.1		

Table 5-3 List of valve locations

NO.	valve	NO.	valve
1	none	12	I9
2	all	13	I3 I9 I28 I32
3	I1 I2	14	I15 I16 I28 I32
4	I14 I27	15	I15 I16 I22 I23
5	I3 I9	16	I15 I16 I22 I23
6	I4 I10		I28 I32
7	I5 I11	17	I15 I16 I17 I22
8	I6 I12		I24 I28 I32
9	I28 I32	18	I6 I15 I16 I17
10	I15 I22		I22 I24 I28 I32
11	I3		

となる。そこで、減圧対象節点集合Gは、さきに示したH、あるいはHに

$$35.6 < h < 40$$

の残存水頭をもつ 節点N16、N17、N21 のなかの任意の節点を加えたものとなる。

このようにGを選び、その切断集合の要素にバルブを設置した例がFig.5-4 に示される、

Ｎｏ.8, Ｎｏ.9, Ｎｏ.10, Ｎｏ.14, Ｎｏ.15, Ｎｏ16, Ｎｏ.17, Ｎｏ.18 である。 Ｎｏ.16, Ｎｏ.17, Ｎｏ.18 では、Gの節点の残存水頭が適正範囲に減圧されている。バルブ個数の少ないＮｏ.8, Ｎｏ.9, Ｎｏ.10, Ｎｏ.14, Ｎｏ.15 では、４０m以上の残存水頭も残っているが、２０m以下に減圧されている節点はない。

その他のバルブ設置位置案は減圧対象節点集合の選択において

$$\_h > 35.6$$

が守られていなく、２０m以下に減圧される節点が出てきている。

以上の結果は、5.3.1 節と 5.3.2 節の推察と一致する。また、Ｎｏ.16, Ｎｏ.17, Ｎｏ.18 の結果は、5.3.4 節で示したバルブ抵抗係数決定法が適当である

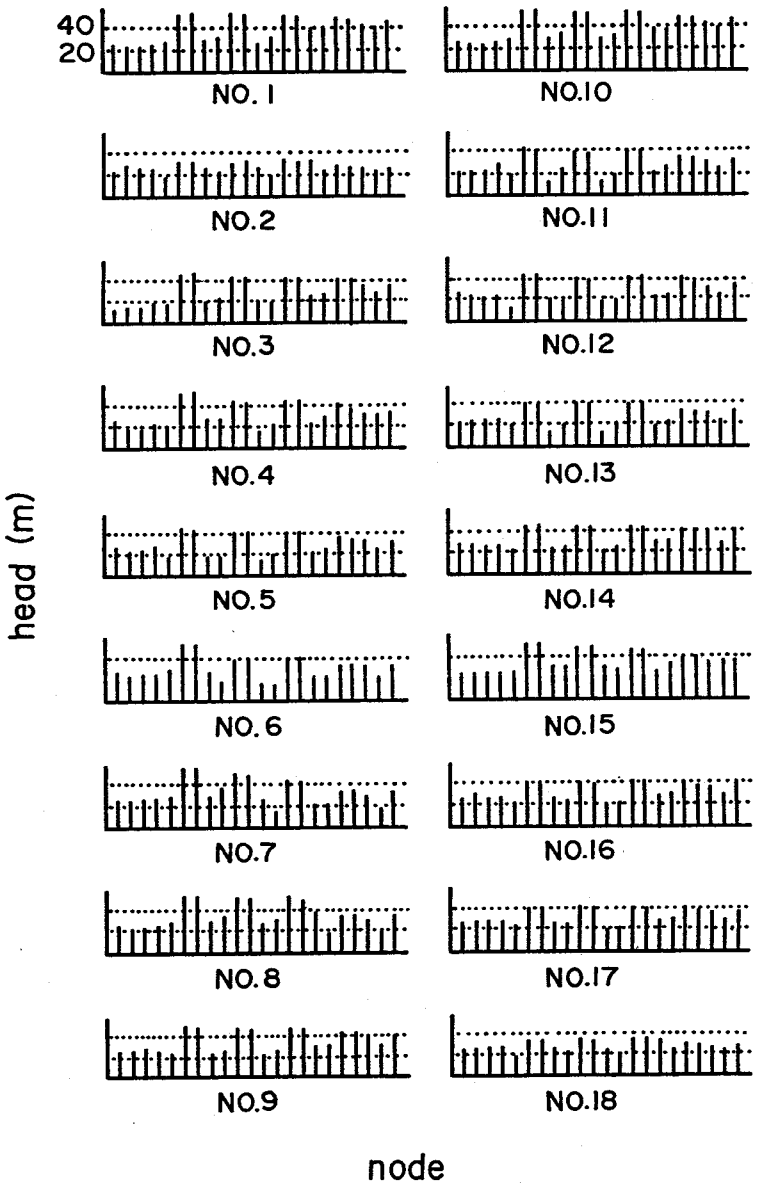


Fig. 5-4 Result of experiment

ことも示している。

（2）感度について

Table 5-4 のN7 とN15 に対する感度をみてみよう。I1, I2, I3, I9 は、N7とN15 に対して絶対値が大きくて負の値となる感度をもっている。表には示されていないが、Hの全節点に対しても同様である。これらの管にバルブを設置した例が、No.3, No.5, No.11, No.12 である。 No.11 とNo.12 の例では、設置されたバルブは1個であるが、大きな減圧効果を示している。2個のバルブが設置された No.3～No.10 のなかでは、負の大きな感度をもつ位置にバルブのある No.3とNo.5 の例が他よりも大きな減圧効果を示している。

Table 5-4 Sensitivity of resistance coefficients to pressures of nodes 7 and 15 (E-n = 10^{-n})

node	I1		pipe		I35
N7	-0.52	-0.43	-0.14	-6.3E-5	1.8E-4
	5.9E-5	1.6E-6	4.1E-8	-0.12	-4.5E-3
	-1.1E-3	-8.1E-5	0.	-9.9E-3	-9.1E-5
	-1.6E-6	-5.5E-7	7.9E-5	1.1E-5	-7.5E-7
	-3.5E-6	-5.0E-5	-1.3E-5	6.0E-7	-2.1E-6
	0.	-2.5E-2	-1.1E-2	5.3E-4	6.0E-5
	2.0E-6	-7.4E-3	4.2E-5	6.0E-5	-5.3E-7
N15	-0.52	-0.43	-0.14	-5.4E-2	-2.4E-2
	-7.8E-4	-2.1E-5	1.2E-6	-0.13	-9.3E-2
	-4.4E-2	-2.7E-3	0.	-9.8E-3	-1.2E-5
	-3.2E-5	1.4E-4	1.5E-4	-1.3E-6	-3.2E-6
	-4.2E-4	6.8E-6	-7.2E-5	2.6E-5	-7.2E-5
	0.	-2.3E-2	-1.0E-2	-4.6E-3	-5.5E-3
	4.4E-4	-7.4E-3	-4.4E-3	-3.2E-3	2.1E-6

No.9 (バルブ位置I28 とI32) と No.10 (バルブ位置I15 とI22) を比べよう。どちらも節点N6 とN7 に接続する管にバルブが設置されているが、No.9 の方が大きな減圧結果を得ている。この違いは、I28と I32 がそれぞ

れＩ15 とＩ22　よりも感度の絶対値が大きい点にある。

N7 に対して正の感度をもつＩ5 または　Ｉ6 にバルブが設置されているＮｏ．7とＮｏ.8 では、N7 は減圧されていない。

以上の結果は、バルブ個数が限られている場合には、値が負で絶対値の大きな感度をもつ管にバルブを設置すべきという推察と一致する。

５．４　バルブ設置位置決定手順

計算機と設計者の相互協力によるバルブ設置位置決定法は、

(1) 計算機によるヒュリスティクスによるバルブ設置位置βの発見

(2) 設計者による諸条件（ 5.2.2 節 (3) 項）の考慮の下でのβ値の仮定

(3) 計算機によるバルブ抵抗係数値ベクトルｕの決定

(4) 設計者による総合的評価（ 5.2.2 節 (1) , (2) , (3) 項）

の各要素から構成される。

以下に手順の一例を示す。この例は、まず何段の圧力操作を行うかを決め、それに従ってバルブ設置位置を決めていく手順である。何段の圧力操作を行うかは (d) で決める。

(a)　残存水頭が最大となる最小流出水量を想定し、この値をｙに設定して管網方程式　(5.5) 式と(5.8) 式を解き、管網状態を求める。これは、残存水頭最大の状態で減圧可能ならば、より低い残存水頭の状態でも減圧可能であるとの考えからである。

(b)　この状態で、感度　ｄｈ／ｄｕ　を (5.29) 式で計算する。

(c)　残存水頭40ｍ以上の節点ｉの多くに対して、ｄｈｉ／ｄｕｊ が負の大きな値となる管ｊを見つける。これは、管につぎの評価値を与えることによって行える。Ｍを40ｍ以上の残存水頭をもつ節点の個数、ｗを正の重み係数とすると、評価値は、{－Σwi（ｄｈｉ／ｄｕｊ）／Ｍ　|ｉ ∈ Ｉ40 }　である。値が大きいほどよい。ここに、Ｉ40＝{ｉ | ｈｉ〉40　}　である。

(d)　評価値の良い管が、Ki-〉Gi　切断集合になることを基本にし、地形的条件、物理的制約を考慮して、 (5.17) 式、 (5.22) ～ (5.25) 式の条件の下

で、Gi を選ぶ。

(e) (d) で求められた切断集合において、評価値が大きいものから順にバルブ設置を仮決定する。これは、βを仮決定することである。

(f) 仮決定されたβの下で、バルブ抵抗係数ベクトルuを (5.30) 式を目的関数とする圧力最適化により求める。同時に管網状態が求められる。これは、最小需要のみならず最大需要ででも試みるのがよい。

(g) 設計者は (f) の結果を評価する。もし、(d) で仮決定したβが良くなさそうだと設計者が判断すれば修正のために (d) へ戻る。この基準は設計者が決めるものであり、配水管網の形態が違えば基準も違うだろうし、一律には決定できないが、つぎの事項は考慮されるべきであろう。

(1) 新たに残存水頭が適正範囲外に出た節点がないかどうか、

(2) Gi の多くの節点が適正範囲に入ったかどうか、

(h) バルブ追加が必要と判断したら (d) へ行く。

以上、手順の一例を示した。(g) の修正では、混乱をさけるために新しく追加された位置のみの修正を原則とする。それ以前に設定されたバルブ位置を修正したい場合には、本手続きとは別の新たな手続きで試行するのがよい。手順を一度終了することを一手続きと言う。数手続き行えば適切なバルブ位置が発見できるであろう。

何段階で減圧するかを、バルブの仮設置ごとに再考したい場合もあろう。そのときには、(h) で (b) にもどればよい。

5．5 数値計算例

本方法を現実の配水管網 (120節点、150管) のデータに適用してみる。

Table 5-5 には、No.1 ～ No.12 のバルブ位置案で圧力制御を行った場合のシミュレーション結果を示す。需要は最小需要としている。評価値Jは、残存水頭の分布状況を示すために求めたもので、管網全域を残存水頭値の近いものどうしをまとめることにより20分割し、各部分から一つずつ選ばれた代表節点に対して、

$$J = \Sigma\ (hi - 30)^2$$

で算出した。

Ｎｏ.1 の例はこれまで提案されていたバルブ位置である。Ｎｏ.2～Ｎｏ.6 の例は圧力制御システム設計経験のない人が試行した例である。 Ｎｏ.2 ～Ｎｏ.6 は一連の作業ではあるが、先に試行したバルブ位置がよい位置であるとの保証がないため、先に与えたバルブ位置も一部変更するような作業を行っている。このために試行回数の増加やバルブ個数の増加が結果の良さにつながっていない。良いバルブ位置の発見が難しい様子がうかがわれる。なお、Ｎｏ.1～Ｎｏ.6 においてもバルブ抵抗係数値は 5.3.4 節の方法で求めている。バルブ抵抗係数値も与える必要があるならばバルブ位置の決定はさらに困難となることが予想される。

一方、Ｎｏ.7～Ｎｏ.12 の例は、同じ試行者が４章の手順を実行していった一手続きの例である。未経験者であるので現場の条件は考慮していない。 Ｎｏ.7 はヒューリスティクスによって見つけられた位置の一つにバルブを設置したものである。4 個のバルブによるＮｏ.1の案と同等の結果をただの１回の試行で得ている。６回の試行でＮｏ.12 の案が得られた。Ｎｏ.12 は良い結果を出力している。簡単に良いバルブ位置が見つけられていく過程がよくわかる。

Table 5-5 Result of experiment applying to the real water distribution network

M: the number of valves
J: $\Sigma(hi - hi^*)^2$ $hi^* = 30$(m)
N: the number of nodes whose heads are more than 40(m)

NO.	M	J	N	NO.	M	J	N
1	4	7797	72	7	1	7088	73
2	5	7846	73	8	2	3659	46
3	5	7884	72	9	3	2360	21
4	5	6944	65	10	4	2142	18
5	6	7598	70	11	5	1409	15
6	7	7625	71	12	6	1264	4

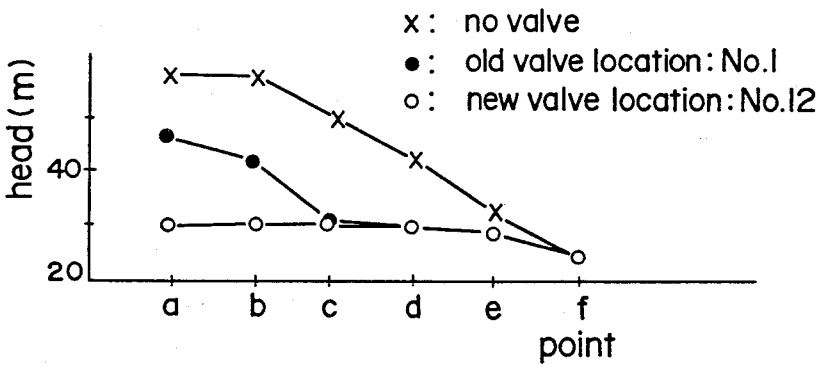


Fig. 5-5 Comparison between old valve location and new valve location of control simulation

Ｎｏ.12 のバルブ位置で Fig.4-6 の一日の需要変化に対して圧力制御シミュレーションを行ったものが Fig.5-5 に示される。縦軸は残存水頭の平均値である。以前に案として出されていたバルブ位置による圧力制御シミュレーションも同図に示されているが、それは、需要が減ってくると満足に減圧できないという結果となっている。一方、Ｎｏ.12 では需要の変動にかかわらず残存水頭は一定に制御されていることがわかる。

以上、適用例を通して本方法の有効性が確認された。

５．６ 結言

本章では、配水管網の圧力制御システム設計におけるバルブ設置位置決定法を提案した。まず、バルブ設置位置決定問題を説明した。つぎに、バルブ設置位置発見のヒューリスティクスを配水管網の接続関係と管網方程式から推察した。また、適切なバルブ抵抗係数値を最適化問題を解くことにより求める方法を示した。これらを数値実験によって確かめた。以上の結果に基づいてバルブ設置位置決定の手順を示した。最後に、実配水管網を対象に計算例を示した。

本章で得られた結果をまとめると以下のようになる。

(1) バルブ設置位置選定のヒューリスティクスとしてつぎのことが明らかになった。

(a) 減圧対象節点に流入する管にバルブを設置すればよい。

(b) 減圧対象節点ｉに対してｄｈｉ／ｄｕｊ が負の大きな値となるｊの管にバルブを設置すればよい。

(c) 減圧対象節点は減圧対象地区を規定する式に従って決めればよい。

(2) 減圧対象節点の残存水頭を適性範囲に入れるバルブ抵抗係数を決定する方法が確立された。

(3) バルブ設置位置決定の手順が構成された。

(4) 提案した手順に従うと、簡単に適切なバルブ設置位置が選定できることが実配水管網を対象とした計算例によって示された。

本方法は計算機と設計者との相互協力によってバルブ設置位置を決定する構成となっている。本方法によって設計者の負担は軽減し、いままで経験者の試行錯誤によって行われてきたバルブ設置位置の決定が、短時間で容易に行えるようになる。

相互協力がさらに容易に行えるようにマン・マシンシステムを改良することが必要である【92】。バルブ設置位置決定支援システムを知識ベース型システムとして構成することは有効であると考えられる【85】。知識ベースシステム構築の際のキーポイントは適切な知識があるかどうかであるが、このシステムでは本章で明らかにされたヒューリスティクスが知識として格納されることになる。

第６章　　結　　論

以上本論文は、配水管網運用の最適化に関する幾つかの提案をまとめたものである。得られた主な結論を章ごとにまとめるとつぎのようになる。

第２章では、まず、ｘについてのあいまい情報が利用できるときに、Ａｘ＝ｃ(rank Ａ〈dim　ｘ）を真実度に注目して解くあいまい情報による状態推定法を提案した。つぎに、あいまい情報による状態推定法を応用した新しい管網解析手法を提案した。

(1) 確定的な情報だけから知りたい値を求めることができないときに、あいまい情報をファジィ集合に変換し定量的に扱い利用することにより、値を推定することが可能となった。

(2) 配水管網の流出水量が未知、その結果として配水管網の状態が推定できない現状において、限られた計測情報と流出水量に関するあいまい情報を定量的に処理することにより、流出水量と配水管網状態を真実度により重みづけられた値として推測できることが明らかになった。

第３章では、配水管網の異常発生時に、オンライン計測の計測値の変化から異常発生区域を推定する方法を示した。この方法は観測された状態変化ベクトルの向きと似かよった向きをもつモデル状態変化ベクトルを見つけることに基づいていた。さらに推定に適した計測点配置法を述べた。

(1) 本方法は有効に機能することが明らかになり、実現性の高いものであることが示された。

(2) 推定の精度は計測器配置に依存することが示され、提案した計測点配置法に従って計測点配置を行えばよい推定結果が得られることが明らかになった。

第４章では、配水管網の圧力最適化問題の実用的解法を提案した。

(1) 本アルゴリズムでは少ないメモリーと小さなプログラムサイズで実現でき短時間で最適解を求めることが可能なことが、プログラム化と実配水管網を対象とした計算例によって明らかになった。

(2) 配水管網の圧力最適化運用が漏水減少に有効であることが明らかになった。

第５章では、配水管網圧力制御システムにおけるバルブ設置位置決定法を提案した。

(1) バルブ設置位置選定のためのヒューリスティクスが明らかになった。

(2) 適切なバルブ抵抗係数を最適化問題を解くことにより決定する方法の有効性が確認された。

(3) バルブ設置位置決定手順に従うと簡単にバルブ設置位置が選定できることが実配水管網を対象とした計算例で示された。これは第４章の結果と合わせると最適な圧力制御システムの構成が可能となったことを意味する。

第２章、第４章、第５章の結果より、配水管網の圧力最適化運用実現の基本技術が確立された。また第３章の結果より、あわせて異常監視の高度化を実現できよう。

今後に残された課題としては、配水管網の最大真実度推定値の高速求解プログラムの開発、異常発生区間推定法の実配水管網での検討、流向に制限がある場合での実用的圧力最適化アルゴリズムの検討、バルブ設置位置決定法での使い易いマン・マシンシステムの開発がある。

謝　　辞

大阪大学工学部電子工学教室　児玉慎三教授には、本研究をまとめるにあたり御懇篤な御指導を賜った。

大阪大学工学部電子工学教室　寺田浩詔教授、電気工学教室　藤井克彦教授、鈴木胖教授には本研究をまとめる過程において御討論と御審査をいただいた。

また、筆者の所属する三菱電機株式会社中央研究所前所長　馬場準一博士（現在、同社顧問）、同所システム研究部前部長　上村勝彦博士（現在、制御製作所開発部部長）、同部次長武田捷一博士には、本研究を行う機会を与えていただくとともに、有益な御教示と深い御配慮を賜った。また、同部第３グループ主幹福田豊生博士には、本研究の過程において有益な御指導をいただいた。

三菱電機株式会社における諸先輩、同僚にはご厚意あふれる御激励と御援助をいただいた。特に、制御製作所公共部課長　中堀一郎博士、主事小沢純一郎氏をはじめとする関係各位には、実用的観点から有益な御教示をいただいた。さらに、中央研究所システム研究部の方々には、暖かい御援助と御協力をいただいた。

以上の方々に対し心より感謝の意を表します。

参 考 文 献

(1) J. Abadie and J. Carpentier: Generalization of the Wolfe reduced gradient method to the case of nonlinear constraints, in Optimization, Academic Press, pp.37-47, 1969

(2) J. Abadie: Application of the GRG algorithm to optimal control problem, in Nonlinear and Integer Programming, North Holland Publishing Co., pp.191-211, 1972

(3) 青木: 管網流量計算の厳密解析法、水道協会雑誌、377号、pp.29-33, 1966

(4) Pascal Arrac: A new method of leak detection in distribution systems under pressure: Acoustic correlation, International water supply association, No.3, pp.410-417, 1982

(5) 浅居、C.V.Negoita、他編著: あいまいシステム理論入門、オーム社、1978

(6) 浅井、田中、森: 変形ダイアコプティクスによる回路網解析と最適分割数、電子通信学会論文誌、Vol.J66-D、No.1、pp.97-104、1983

(7) 綾: 配水施設のシミュレーション(II)、水道協会雑誌、568号、pp.29-44、1982

(8) 綾: 配水施設のシミュレーション(III)、水道協会雑誌、569号、pp.16-30, 1982

(9) Pramod R. Bhave: Node flow analysis of water distribution system, Proc. of ASCE, Vol.107, No.TE4, pp.457-467, 1981

(10) Pramod R. Bhave: Optimization of gravity-fed water distribution systems: Theory, Proc. of ASCE, Vol.109, No.EE1, pp.189-205, 1983

(11) Pramod R. Bhave: Optimization of gravity-fed water distribution systems: Application, Proc. of ASCE, Vol.109, No.EE2, pp.383-395, 1983

(12) R.G.Busacker and T.L.Saaty (矢野、伊理 訳): Finite Graphs and Networks: An Introduction with Applications, 培風館, 1970

(13) Leon O.Chua and Li-Kuan Chen: Diakoptic and Generalized Hybrid Analysis、IEEE Transactions on Circuits and Systems、Vol.CAS-23, No.12、pp.694-705、1976

(14) Derrik A. Clarke, Edward A. McBean andS. A. Al-Nassri: Uncertainties in water distribution systems, Proc. of ASCE, Vol.107, No.HY10, pp.1263-1267, 1981

(15) 電気学会: 電気工学ハンドブック、1980

(16) C.A.Desoer and F.F.Wu: Nonlinear Monotone Networks, SIAM Jour. Ap. Math., 26,315 ,1974

(17) 土木学会: 水理公式集、1963

(18) R.P.Donachie: Digital program for water network analysis、Proc. of ASCE, Vol.100, No.HY3, pp.393-403, 1974

(19) R. Epp and A. G. Fowler: Efficient Code for Steady-State Flow in Networks, Proc. of ASCE, Vol.96, No.HY1, pp.43-56, 1970

(20) R.Fletcher: A new approach to variable metric algorithms, The Computer Journal, Vol.13, No.3, pp.317-322, 1970

(21) R.E. Featherstone, et al: Optimal diameter selection for pipe network, Proc. of ASCE、Vol.109, No.HE2, pp.221-234, 1983

(22) 福田: パラメトリック求解法による配水管網の解析、電気学会論文誌、101巻、C分冊5号、pp.121-128, 1981

(23) 福田: 進行波理論による送水管路の異常検知法、計測自動制御学会論文集、Vol.18、No.10、pp.1005-1012、1982

(24) Donald Goldfarb: Extension of davidon's variable metric method to maximization under liner inequality and equality constraints, SIAM J. of Appl. Math. Vol.17, No.4, 1969

(25) Gary D. Hachtel, Robert K. Brayton and Fred G. Gustavson: The Sparce Tableau Approach to Network Analysis and Disign, IEEE Transactions on Circuit Theory、Vol.CT-18、No.1、pp.101-103,1971

(26) 半田、築山 :配水管網における圧力コントロール、計測自動制御学会シンポジウム制御理論と実システムへの応用、pp.40-46, 1983

(27) 長谷川、嶋内、加藤、松本: 配水コントロールのための監視制御点位置決定法の開発、第29回全国水道研究発表会講演集、pp.228-229、1978

(28) 波多野、松井、金谷: ディジタル演算器を使った配水管路異常検出装置、第34回全国水道研究発表会講演集、pp.389-391, 1983

(29) Helmi M. Hathoot: Minimum-cost design of horizontal pipelines, Proc. of ASCE, Vol.110, No.TE3, 1984

(30) 平沢、他: 上水道配水管網の圧力最適化とオンライン圧力制御、第26回全国水道研究発表会講演集、pp.49-51, 1975

(31) 伊理: 数値計算、朝倉書店、1981

(32) Lewis T. Isaacs and Kevin G. Mills: Linear Theory Method for Pipe Network Analysis, Proc. of ASCE, Vol.106, No.HY7, pp.1191-1201, 1980

(33) Jocheau A.G.Jess and H.G.M.Kess: A Data Structure for Parrallel L/U Decomposition、IEEE Transactions on Computers、Vol.C-31, No.3、pp.231-239、1982

(34) 児玉、池田、須田: 制御工学者のためのマトリックス理論、 システムと制御、Vol. 16 、No. 1, pp.40-53, 1972

(35) 小出: 管網計算のエネルギー的意義、水道協会雑誌、496号、pp.25-36、1976

(36) 小出: 水圧による流出量変動を考慮した管網計算、 水道協会雑誌、521号、pp.12-19、 1978

(37) 古河、宮崎、新谷: 時間・確率付有効グラフ逆方向探索による故障源推定法、計測自動制御学会論文集、18、pp.1140-1144, 1982

(38) 今野、山下: 非線形計画法、 日科技連出版社、1978

(39) 熊谷: 区分線形化手法を用いた非線形システム解析、計測と制御、Vol.21 No.6、pp.48-56、1982

(40) Chan F. Lam and M. L. Wolla: Computer Analysis of Water Distribution Systems: Part II, Proc. of ASCE, Vol.98, No.HY3, pp.447-460, 1972

(41) L. S. Lasdon, A. D. Waren, A. Jain and M. Ratner: Design and testing of a Generalized reduced gradient code for nonlinear programming, ACM Transactions on Mathematical Software, Vol.4, No.1, pp.34-50, 1978

(42) L. S. Lasdon and A. D. Waren: The Status of Nonlinear Programming Software, Operations Research, Vol.27, No.3, pp.421-456, 1979

(43) Perre F. Lemieux: Efficinet Algorithm for Distribution Networks, Proc. of ASCE, Vol.98, No.HY11, pp.1911-1920, 1972

(44) D. G. Luenberger: Optimization by Vector Space Metod, John Wiley & Sons, Inc., 1969

(45) 前田、村上: 変動パターンを用いた上水道の時間需要予測、第18回SICE学術講演会予稿集、pp.525-526、1979

(46) 宮岡、松本: 最小費用流計算による管路網解析法、 電気学会論文誌、101巻、C分冊11号、pp.261-268、1981

(47) 宮岡、船橋: ネットワークフロー理論の応用による大規模配水管網の圧力最適化法、 電気学会論文誌、102巻、C分冊3号、pp.59-66、1982

(48) T. A. Marlow: Improuved Design of Fluid Networks with Computer, Proc. of ASCE, Vol.92, No.HY4, pp.43-62, 1966

(49) 成田、小林: 電気回路理論、昭晃堂、1978

(50) 日本オペレーションリサーチ学会: ネットワーク構造を有するオペレーションリサーチ問題の電算機処理に関する基礎研究、 1973

(51) 日本水道協会: 水道協会雑誌-水道用バルブ特集号、Vol.53, No.3, 1984

(52) 日本水道協会: 厚生省監修 水道施設設計指針・解説、1977

(53) 日本水道協会: 水道維持管理指針、1970

(54) 日本水道協会: 省エネルギー水道システムの設計に関する調査報告書、水道協会雑誌、Vol.54, No.8, 1985

(55) 日本水道協会: 水道統計の経年分析、 水道協会雑誌、Vol.53、No.8、pp.68-102、1984

(56) 西川、宇土: 配水ネットワークにおける拡張定常流計算の基礎と基本定常流計算の総合的考察、 電気学会論文誌、104巻、C分冊6号、pp.133-140, 1984

(57) 西川、宇土: 信頼性を考慮した配水管網の最適設計法、 水道協会雑誌, 53巻、5号、pp.2-12、1984

(58) 太田、前田、児玉、武田: 線形システムの故障診断、電子通信学会資料 CAS82-143、1982

(59) 太田、前田、児玉、伊藤: コンパートシステムの故障診断、電子通信学会論文誌、Vol.J67-A, No.8, pp833-840, 1984

(60) T.Ohtsuki, T.Fujisawa, and S.Kumagai: Existence Thorems and A Solution Algorithm for Piecewise-Linear Resistor Networks, SIAM J. Math. Anal. Vol.8、No.1、pp.69-99、1977

(61) 小沢: 配管網のネットワーク的解析、第27回全国水道研究発表会講演集、pp67-68、1976

(62) 小沢: 配水管網における末端圧保持問題の解法、電気通信学会 回路とシステム理論研究会資料、CST76-60、pp.9-16、1976

(63) 小沢: グラフ理論の応用小特集-2、 電子通信学会、Vol. 62, No.7, pp.755-763, 1974

(64) 王 扶桑: 有効率向上のための漏水調査の効率化、水道協会雑誌、51巻、5号、 pp.55-71、 1982

(65) 坂根、甲田、村川: 配水コントロールにおける配水状態推定法、水道協会雑誌、 410号、 pp.23-31、 1968

(66) 佐藤: 等圧配水制御に関する研究、水道協会誌、466号、pp.7-32、1971

(67) 瀬古沢、船橋、宮岡、嶋内: カルマンフィルタによる需要推定を用いた配水管網の流量・圧力制御、 昭和56年電気学会全国大会講演論文集、pp.1806-1807、1981

(68) 瀬古沢、船橋、宮岡、増位: 区分線形化による配水管網のフィードバック制御、 計測自動制御学会論文集、Vol.18、No.8、pp.28-35、1982

(69) 瀬古沢、船橋、増位、宮岡 :重複分散制御方式による配水管網の圧力定値化、 計測自動制御学会論文集、Vol.21、No.1、pp.20-27、 1985

(70) Uri Shamir, Charles D.D.Howard: Water distribution systems analysis, Proc. of ASCE, Vol.94, No.HY1, pp.219-234, 1968

(71) Moses Siedler: Obtaining an analytical grasp of water distribution systems, Journal of American Water works association, Vol.74 No.12, pp.628-630, 1982

(72) 菅野: あいまい集合と論理の制御への応用、 計測と制御、 Vol.18、No.2、 pp.8-18、1979

(73) 高桑: 配水ネットワークの解析法とその応用、 電気学会雑誌、96巻、6号、pp.527、 1976

(74) 高桑: 配水管網の解析と設計、森北出版、1978

(75) 丹保: 上水道、技報堂出版、1982

(76) 常松: 管路水輸送システムのグラフ理論的解析、土木学会論文報告集、229号、 pp.21-30、 1974

(77) 戸川: マトリックスの数値計算、オーム社、1971

(78) 土田、竹内、小泉: 電話回線利用による自動検針システム、第36回全国水道研究発表会講演集、pp.44-46、1985

(79) 築山、福田: GMDHによる配水量モデル構造分析と配水量予測、昭和54年電気学会全国大会講演論文集、pp.1576-1577、1979

(80) 築山、福田: 配水管網の流量水頭推定手法、 第31回全国水道研究発表会講演集、pp.216-218、1980

(81) 築山、福田: 配水管網の運用モデルとヒュリスティクな操作決定法、第20回SICE学術講演会予稿集、pp.587-588、 1981

(82) 築山、福田: 不確実な流出流量情報にもとづく管網コントロール、第32回全国水道研究発表会講演集、pp.117-119、1981

(83) M.Tsukiyama, T.Fukuda: A Heuristic Methodology of Estimation and Control for Large Scale Water Supply Network, Proceedings of The IFAC 8th World Congress, 1981

(84) 築山、福田: あいまい情報による変数推定法と配水管網への応用、計測自動制御学会論文集、VOL 17、NO.9、 pp.887-893、1981

(85) M.Tsukiyama, T.Fukuda and S.Takeda: On Knowledge base Design for Plant Systems -Representation of Knowledge by Frame Structure, IFAC Simposium Computer Aided Design of Multivariable Technological Systems, pp.215-220, 1982

(86) 築山: 配水管網における実用的圧力最適化法、計測自動制御学会論文集、VOL 18、NO.3、pp.233-240, 1983

(87) 築山: 非線形最適化手法による配水管網の圧力最適化法、 第22回SICE学術講演会予稿集、pp.399-400、1983

(88) 築山: 異常事象の因果関係を使用するシステムの情報集約法、電気学会論文集C, VOL. 59, NO.C11, pp.83-90, 1984

(89) M.Tsukiyama: A Method of Plant Data Summarization Based on Cause-consequence Relation Disturbance Model, Electrical Engineering in Japan, Vol.104, No.2, pp.119-127, 1984

(90) 築山: 配水管網の異常場所の推定方法、 第27回自動制御連合講演会、pp.313-314、1984

(91) 築山: 配水管網圧力制御システムにおけるバルブ設置位置決定法、計測自動制御学会論文集、 VOL 21、NO.3、 pp.21-28、1985

(92) 築山、斉藤: 配水管網シミュレータ運用支援システム、 第36回全国水道研究発表会講演集、PP.279-281、1985

(93) Thomas M. Walski: Technique for calibrating network model, Proc. of ASCE, Vol.109, No.WR4, pp.363-373, 1983

(94) 和歌森、宮岡、船橋: 知識ベースによるプラント緊急時制御、 計測自動制御学会 知識工学シンポジウム、pp.149-154、1983

(95) Don J. Wood and Carl O. A. Charles: Hydraulic Network Analysis Using Linear Theory, Proc. of ASCE, Vol.98, No.HY7, pp.1157-1170, 1972

(96) Don J. Wood and A. G. Rayes: Reliability of algorithms for pipe network analysis, Proc. of ASCE, Vol.107, No.HY10, pp.1145-1161, 1981

(97) Felix F.Wu: Solution of Large-Scale Networks by Tearing、 IEEE Transactions on Circuits and Systems、Vol.CAS-23、No.12、pp.706-713、1976

(98) 吉村: 区分線形化近似による管網解析手法、電子通信学会論文誌、Vol. J66-A、No.4、pp.297-304、1983

(99) L.A.Zadeh: Fuzzy Sets, Information and Control, 8, pp.338-353, 1965

(100) L.A.Zadeh: Fuzzy Sets as a Basis for a Theory of Possibility, Fuzzy Sets and Systems、1、pp.3-28, 1978

(101) L.A.Zadeh: Outline of a new Approach to the Analysis of Complex Systems and Decision Processes, IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, Vol.SMC-3, No.1, 1973