

2016 年度博士論文

配水管網における漏水管理のための  
水圧制御に関する研究

2017 年 3 月

横 川 勝 也

首都大学東京

# 配水管網における漏水管理のための水圧制御に関する研究

## 目次

第1章	序論 .....	1
第1節	水道における管路の役割 .....	1
第2節	配水管網における水圧管理上の課題 .....	5
第3節	本論文の目的と構成 .....	7
第2章	配水管網における水圧制御 .....	11
第1節	緒言 .....	11
第2節	監視制御システムの概要 .....	12
第3節	水圧制御の方式 .....	13
第4節	末端圧力制御シミュレーション .....	21
第5節	水圧データの有効利用 .....	35
第6節	結言 .....	46
第3章	末端圧力推定に基づく夜間バルブ操作による漏水削減 .....	49
第1節	緒言 .....	49
第2節	対象プロセス .....	51
第3節	余剰水圧の推定と漏水削減効果の試算 .....	55
第4節	現場試験での対策立案と実効果評価 .....	59
第5節	結言 .....	65
第4章	配水管網における漏水事故の位置推定 .....	69
第1節	緒言 .....	69
第2節	対象プロセス .....	71
第3節	事故位置推定の方法 .....	74
第4節	実データによる分析結果 .....	77
第5節	結言 .....	88

第5章	配水圧力の速応性を向上する分散協調制御 .....	91
第1節	緒言 .....	91
第2節	分散協調制御とは.....	92
第3節	シミュレーションモデルの構築.....	96
第4節	シミュレーションによる速応性検証と効果試算.....	100
第5節	結言 .....	110
第6章	結論 .....	113
第1節	研究の成果.....	113
第2節	今後の課題.....	115
	謝辞.....	117
付録A	管網解析の高速化	
付録B	末端圧力を推定する方法	
付録C	制御シミュレーションで実装した各関数説明	

# 第1章 序論

## 第1節 水道における管路の役割

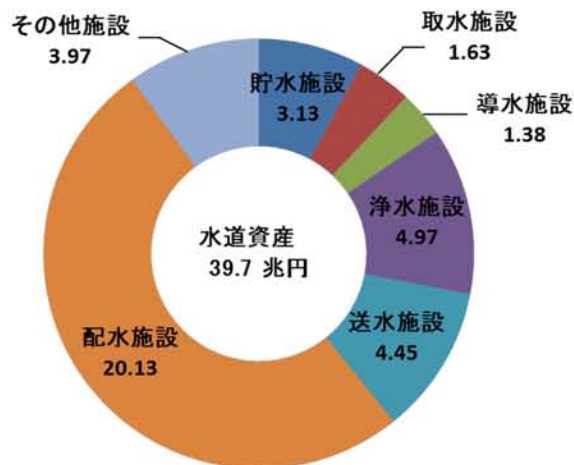
水道システムは、河川やダム等から取水した原水を浄水処理し、配水管網を経て各需要家に水を安定的に供給している。この中でも、配水プロセスにおける送水・配水管は、日常生活を維持する上で必須となるライフライン網としての役割を担っており、高度な信頼性を持って恒常的に機能する必要がある<sup>1)</sup>。

送水・配水管は、耐震機能や消火用水量の確保という観点から枝状ではなく管網を形成していることが多く、管理する管路延長も長い。一方、多くは公道内に埋設されているため、漏水や破断事故に対する地域住民への影響が大きいだけでなく、直接目視することが困難であり、その管理は非常に困難である。したがって、将来に向けた持続可能な水道システムを構築する上で、配水プロセスでの維持管理、特に漏水管理はよりきめ細やかな対策が求められてきている<sup>2)</sup>。

図1-1に示すように、送水・配水管など配水プロセスに関する資産は、水道施設の資産全体の約6割以上<sup>3)</sup>を占めている。図1-2に示すように、その大半が昭和30年代後半から昭和40年代に布設されたものであり、耐用年数40年を超える老朽管の割合は平成26年度の統計で全国平均12.2%<sup>4)</sup>を占め、管路破断などの事故発生のリスクが増加してきている<sup>5)</sup>。また、水資源の有効利用の観点からは漏水量の削減が求められるが、図1-3に示すように、世界トップクラスである我が国であっても国内平均漏水率は約7%<sup>6)</sup>であり、未だ多くの貴重な水資源が漏水しているのが現状である。さらに、環境負荷低減の観点から、国内電力消費の約1%を占める水道においてもエネルギーの削減が着目されている中、水の輸送に係るエネルギーは、図1-4に示す通り、送配水過程と取水・導水過程とを合わせて約66%<sup>7)</sup>を占めており、配水プロセスにおける省エネルギー化の取り組みが求められている。

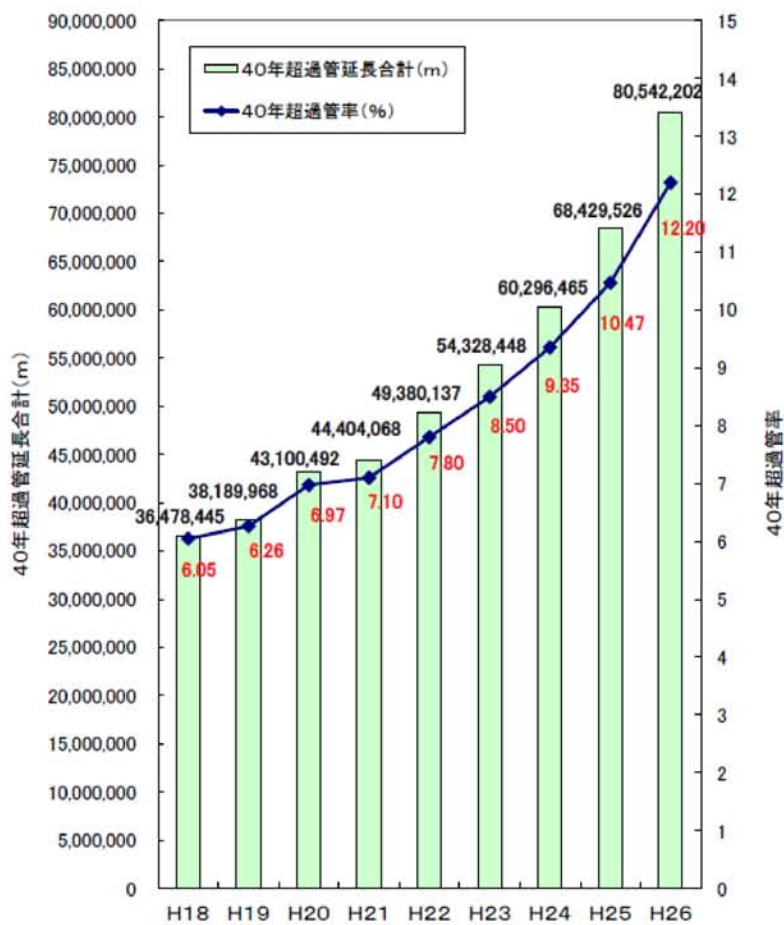
管路破断事故に対するリスク回避や漏水量の削減、省エネルギー化といった目標を達成できる配水プロセスを構築するために、まずは、老朽管更新など設備面からの対策が重要になる。中でも管路の埋設状況を詳細に把握するためには管路情報の整備が最低限必要であり、近年は管路情報を一元管理できる総合的な管路情報管理システムを採用している水道事業者が多く見受けられる。こうしたシステムで整備された管路情報に基づいて、適切な時期に老朽管を更新する、あるいは、耐震化を進めていくといった設備面からの対策は持続可能な配水プロセスを構築する上で欠かせない対策である。

次いで、比較的初期投資を低く抑えることができ、費用対効果も期待できる配水コントロールによる運用面からの対策も重要と考える。配水コントロールでは、水量・水圧・水質の把握が前提となるが、広範囲な地域住民に水を届ける配水管網の特性上、十分な数のセンサを設置できていない現状にある。特に水圧に関しては、水道施設の変更に応じて安定供給に必要な水圧を確保する程度の調整しか行われておらず、時々刻々と変化する配水管網内の流況に応じた配水コントロール方法の確立が喫緊の課題であると言える。



(「水道事業におけるアセットマネジメント (資産管理) に関する手引き」<sup>3)</sup>より引用)

図 1-1 国内における水道資産の割合



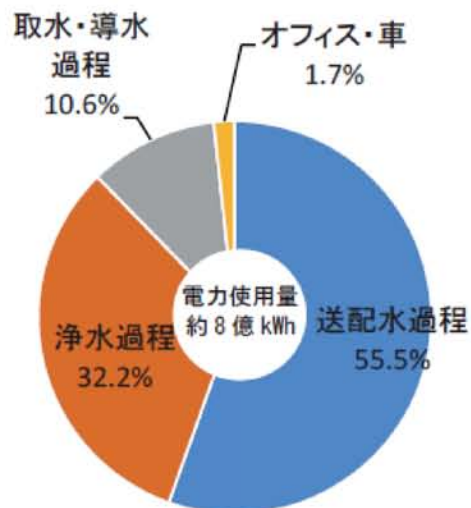
(「水道ホットニュース 第535号」<sup>4)</sup>より引用)

図 1-2 40年超過管率等の推移 (全国, 上水+用水)



(「Water Utility Management in Japan」<sup>6)</sup>より引用)

図 1-3 国内漏水率の推移



(「東京水道エネルギー効率化 10 年プラン」<sup>7)</sup>より引用)

図 1-4 東京水道における消費エネルギーの割合

## 第2節 配水管網における水圧管理上の課題

前節では、配水管網における管路破断事故に対するリスク回避や漏水量の削減、省エネルギー化といった目標を達成することが喫緊の課題であることを述べた。管路破断事故の対するリスク回避に関する既往研究としては、送配水管路事故の実態調査をアンケートしたデータに基づいて故障率曲線を推定する研究<sup>9)</sup>や、GIS (Geographic Information System) を利用して配水管路における漏水事故の起こり易さをメッシュ評価する研究<sup>9)</sup>、配水本管レベルの破損事故に伴う地上漏水による被害の想定を浸水問題として解釈する研究<sup>10)</sup>などが行われている。また、漏水量の削減に関する既往研究としては、配水管網全体の実漏水量と管路 1 本あたりの漏水発生率を決定変数とした時の漏水量との差を最小化する最適化問題に定式化して GA (Genetic Algorithm : 遺伝的アルゴリズム) を用いて漏水発生率を推定することで漏水箇所を特定する研究<sup>11)</sup>や、多数の水圧計データを取得して面的地域特性を考慮することで漏水量を推定する研究<sup>12)</sup>などが行われている。さらに、省エネルギー化に関する既往研究としては、水量によって変化するポンプの電力量変化を回帰式で表してトータル電力量の最小化を行う研究<sup>13)・16)</sup>や、水需要が少ない夜間に水圧低下が異常でない範囲で配水ポンプを停止する研究<sup>17)</sup>などが行われている。これら既往研究においては、管路の埋設状況を詳細に把握するための管路情報や過去の事故履歴といった情報の整備が必要であったり、漏水量の削減や省エネルギー化に向けた施策として老朽管更新が必要であったりなど、設備面からの対策が主要であった。

一方、配水コントロールによる運用面からの対策として、浄水の安定供給にとって重要なファクターである水圧管理に着目すると、水圧調整、水圧監視、水圧制御が挙げられる。水圧調整に関しては、日本の地形は起伏に富んでいるため、配水管網を幾つかのブロックに分割して管理して配水管網内の水圧を適切に保つことが有効である。また、減圧弁の使用などによって地形の起伏に伴う圧力変化を軽減する場合もある。これらは水圧を適切に保つことが目的であり、給水範囲が区切られた区画である配水ブロックにおける末端への適正な給水や漏水量の減少を狙っている。しかしながら、こうしたブロック化を実施するには多額の予算が必要であり、中小規模の水道事業体では必ずしも現実的でない課題がある。また、時々刻々と変化する水需要量に応じて調整すべき水圧も変化するため、こうした変化に追従できていない課題もある。具体的には、配水プロセスでの管路設計、ポンプ設計、バルブ設計は 1 日の最大水需要量を想定して行っているが、あくまである 1 状態を仮定しているのが現状であり、時々刻々と変化する水需要量に応じた水圧調整が成されていない。



また水圧監視に関しては、一般に配水管網内の水圧を適切に保って漏水を軽減するために、末端での水圧計設置による監視を行っているが、その設置位置が必ずしも末端では無い、あるいは、設置数が地域の給水面積に対して疎であることが多く、十分な水圧監視ができていない。さらに、その計測データの利用方法は、圧力制御、流量制御のフィードバック信号、流量や圧力の上下限設定による異常値検出、日報月報を作成するための基本的な情報のみで限定的である。配水管網内の水圧を把握する手法として管網解析（本論文で実施した管網解析の詳細は付録Aを参照）が用いられることが多いが、配水管路の情報や管路の設置標高、ポイントごとの流量データなど、必要なデータを事前に設定してシミュレーションによる解析を行うことが必要となるため膨大な時間がかかる。また解析にあたっては、時々刻々と変化する各節点での水需要量を設定する必要があるが、正確に設定することは困難であり、その解析精度は十分とは言えない。

さらに水圧制御に関しては、自然流下の場合にはバルブ制御、ポンプ圧送の場合にはポンプ制御を行っているが、多くの中小規模の水道事業体では、浄水場あるいは配水場からの出口である吐出圧力を一定に保つ吐出圧力制御が一般的である。この吐出圧力制御においては、水需要量が大きい朝方や夕方の水需要量を想定して、吐出圧力の設定値を与えており、時々刻々と変化する水需要に応じてコントロールしていないことが多い。一方、大規模事業体においては、配水管網内の末端圧力を測定し、その水圧を一定に保つ末端圧力制御を導入していることがある。この場合の制御方式としては、目標となる末端圧力との偏差、およびその積分の2つの要素によって制御する比例-積分制御方式（以下、PI制御方式）を用いるのが一般的である。この末端圧力制御は、末端での水圧が増加/減少してきたことを水圧計でリアルタイムに監視して、末端の水圧を目標値になるように自然流下であればバルブの開度を、ポンプ圧送であればポンプの回転数を制御するものである。一方、消防用水量など突発的な水需要の増加に応じた水圧降下があった場合には、速やかに吐出圧力を高く制御することが有効であるが、この従来からのPI制御方式では、こうした急激な変化に対する速応性は十分であるとは限らない。

### 第3節 本論文の目的と構成

前節で述べた水圧管理上の課題に対し、本研究では、比較的初期投資を低く抑えることができ、高い費用対効果も期待できる運用面からの対策である水圧の調整・監視・制御に着目する。水圧調整については、限られたデータのみから、余剰水圧を明らかとしてそれを抑制する方法を、水圧監視については、水圧データを秒周期で監視することで漏水事故を早期発見する方法を、水圧制御についてはこれまでに無い新たな制御方式として分散協調制御を提案する。

第2章では、まず、水圧制御の基礎的な方式について述べる。特に、末端圧力制御に関して、その制御方式の違いについてシミュレーションで検証した内容について説明するとともに、シミュレーション検証を行うにあたり配水プロセスのモデル化方法を一例として紹介する。また、水圧データの有効利用として、末端圧力制御を導入した場合における漏水削減効果を試算する方法や、ポンプ圧送の配水プロセスの場合には、エネルギー削減効果を試算する方法について述べる。

第3章では、限られた箇所における水量・水圧測定を用いて配水管網での運用改善に繋げるため、運転日報データのみを入力情報とした配水プロセスにおける夜間余剰水圧の分析手法を提案する。時間別配水量と水圧データを用いて、配水管網内における末端圧力の変化を時系列で推定し、余剰水圧が発生している時間帯を特定するとともに、この余剰水圧を抑制することによる漏水削減効果を示す。

第4章では、漏水事故時に生じる周辺の水圧変化を秒周期で捉え、管網モデル等の配水管網のネットワーク構造のデータを用いることなく、複数水圧計間の反応時間差から事故位置を推定する手法を提案する。一般に配水区域入口に設置している流量計データの急激な上昇で管路破断による漏水事故検知は可能であるが、地上に現れない漏水の場合にはその位置を迅速に特定することは困難である。提案手法が迅速な位置特定に有効であることを実データで検証するとともに、水圧センサ数や測定周期に対する位置特定領域面積の関係について明らかとする。

第5章では、水圧制御の新しい方式である分散協調制御を提案する。一般的な圧力制御ではPI制御方式が用いられているが、分散協調制御は外乱に対する速応性を向上できる。一般には、配水管網内の水圧が有事の際にも負圧にならないよう、一定の余裕度を加味した目標水圧を維持するよう考慮しているが、この余裕度は安定供給に寄与する一方、ポンプ圧送による配水プロセスの場合には消費エネルギーの増加になる課題がある。この課題に対し、分散協調制御による速応性の向上により、水圧の余裕度を最低限にすることで省エ

エネルギー化が可能であることを示す。

最後に第6章では、上述した研究成果を総括するとともに、配水コントロールを用いた運用面からの対策により、持続可能な配水管網システム構築への積極的な貢献ができることを示す。また、今後の発展が期待されるスマートメータを代表とするICT機器を用いた手法を含め、配水プロセスでの漏水管理の課題について考察する。

## 参考文献

- 1) 日本水道協会：水道施設設計指針，2012.
- 2) 日本水道協会：水道維持管理指針，2006.
- 3) 厚生労働省健康局水道課：水道事業におけるアセットマネジメント（資産管理）に関する手引き，2009.
- 4) 水道技術研究センター：水道ホットニュース，第535号，2016.
- 5) 水道技術研究センター：持続可能な水道サービスの管路技術に関する研究（e-Pipeプロジェクト）報告書，2010.
- 6) JWWA, Water Utility Management in Japan, IWA Workshop, 2015.
- 7) 東京都水道局：東京水道エネルギー効率化10年プラン，2015.
- 8) 荒井康裕，小泉明，稲員とよの，渡辺晴彦，國實誉治，林光夫：送配水管路事故の実態調査アンケートデータによる故障率曲線の推定方法，土木学会論文集G（環境），Vol. 36，pp.125-130，2008.
- 9) 國實誉治，稲員とよの，森永拓，小泉明，田村聡志，佐藤清和，馬野仁史：配水管路の事故危険度に関する研究，土木学会論文集G（環境），Vol.69，No.7，pp.355-361，2013.
- 10) 川口智哉，渡辺晴彦，小泉明，碓智：水道管路事故に伴う地上漏水による浸水危険度の評価，日本リスク研究学会誌，第23巻，第2号，pp.95-103，2013.
- 11) 稲員とよの，片岡麻希，小泉明，荒井康裕，佐々木史朗，芦田裕志：実数値GAを応用した漏水発生シミュレーションモデルに関する研究，土木学会論文集G（環境），Vol.35，pp.155-161，2007.
- 12) 稲員とよの，小泉明，荒井康裕，有吉寛記，横川勝也，本蔵義弘：面的地域特性を考慮した漏水量推定に関するシナリオ分析，土木学会論文集G（環境），Vol.38，pp.143-149，2010.
- 13) 増子敦，橋本貴，芦田裕志，田村聡志，荒井康裕，小泉明：電力原単位回帰式を用いた送配水エネルギーの最小化に関する研究，水道協会雑誌，第81巻，第3号（第930号），2012.
- 14) 荒井康裕，堀江俊樹，小泉明，稲員とよの，増子敦，田村聡志，山本孝：混合整数線形計画モデルによる送配水システムの電力使用量の最小化，土木学会論文集G（環境），Vol.68，No.6，pp.273-281，2012.
- 15) 荒井康裕，西江光司，小泉明，稲員とよの，石田紀彦，山崎千秋，守安純三郎：電力

使用量の削減を目的とした大規模な送配水システムへのMILPモデルの適用, 土木学会  
論文集G (環境), Vol.69, No.6, pp.149-156, 2013.

- 16) 荒井康裕, 浅野弘樹, 小泉明, 稲員とよの, 細谷昌平, 山崎千秋, 松葉香奈: 配水池  
における貯水量変動を考慮した送配水システムの電力使用量の最小化, 土木学会論文  
集G (環境), Vol.70, No.6, pp.403-409, 2014.
- 17) 横川勝也, 黒川太, 清時勝人, 山本哲平: 配水区域の統合に伴う配水ポンプ制御更新  
に向けたシミュレーション検証, 第60回全国水道研究発表会, 5-41, pp.292-293, 2009.

## 第2章 配水管網における水圧制御

### 第1節 緒言

配水管網内の多くの漏水は、地中で生じており、かつ、微量であるために、漏水を直接監視・計測することは困難である。そこで、有効率低下の主要因である漏水量や管路更新の必要性を総合的に評価し、効率的・計画的に漏水削減を支援できる漏水診断技術や、水圧の適正化に関する漏水抑制技術などが注目されてきている<sup>1)</sup>。

特に漏水抑制技術では、漏水量や漏水箇所を監視・推定し、水圧管理を行う監視制御システムの構築が重要になる。配水管網に設置した水量・水圧の限られたデータから、水圧と流量収支を管理し、圧力と漏水量の関係に基づいた漏水量推定<sup>2)</sup>を行うことで、末端圧力制御導入時の漏水量削減効果を事前に評価できる。

そこで本章では、監視制御システムで測定している水圧データに着目し、そのデータを有効利用する施策の1つである水圧制御の在り方について述べる。特に、配水管網末端での適正水圧を維持する末端圧力制御に関して、その制御性能をシミュレーション評価して、末端圧力制御に関するあるべき方式を考察する。また、水圧データの有効利用として、水圧データから漏水量を推定する方法を示し、末端圧力制御を実施した場合に得られる漏水削減効果やエネルギー削減効果を試算する方法を説明する。

## 第2節 監視制御システムの概要

一般的な配水プロセスと監視制御システム構成を図 2-1 に示す。図に示すように、ある配水池から地域的にある範囲で区切られた配水管網（以下、配水ブロック）へ浄水が供給されるプロセスであり、3つの配水ブロックから成る例である。配水ブロックへの流入量を監視するために配水ブロックの入口に一つの流量計が取り付けられている。また、配水ブロック内の圧力を監視するために一つ以上の水圧計が取り付けられている。監視制御システムは、このような配水ブロック群を対象として流量計と水圧計のデータを計測し、テレメータを介して配水ブロックの状態を中央監視している<sup>3)</sup>。また、監視制御システムは状態を監視するとともに、各配水ブロックにて測定している水圧計の測定値に基づいて、配水管網の状態を制御する。支援端末では、監視制御システムが持つ監視・制御機能に加え、運用を支援する機能を提供する。例えば、監視制御システムで収集しているデータに基づいて、配水ブロックの漏水量を推定する機能や、監視制御システムが実施している制御性能を維持するためのパラメータを調整する機能などを有する。

以上に示すように、監視制御システムは「監視」、「制御」、「支援」などの様々な機能を有するが、配水管網の状態を直接操作し、漏水量の削減や省エネルギー化といった効果に結び付きやすいのは、「制御」と「支援」に関わる機能である。以降では、第3節で監視制御システムが持つ送配水プロセスの代表的な「制御」の方法について、第4節で「支援」の一例として水圧データを有効利用する方法について説明する。

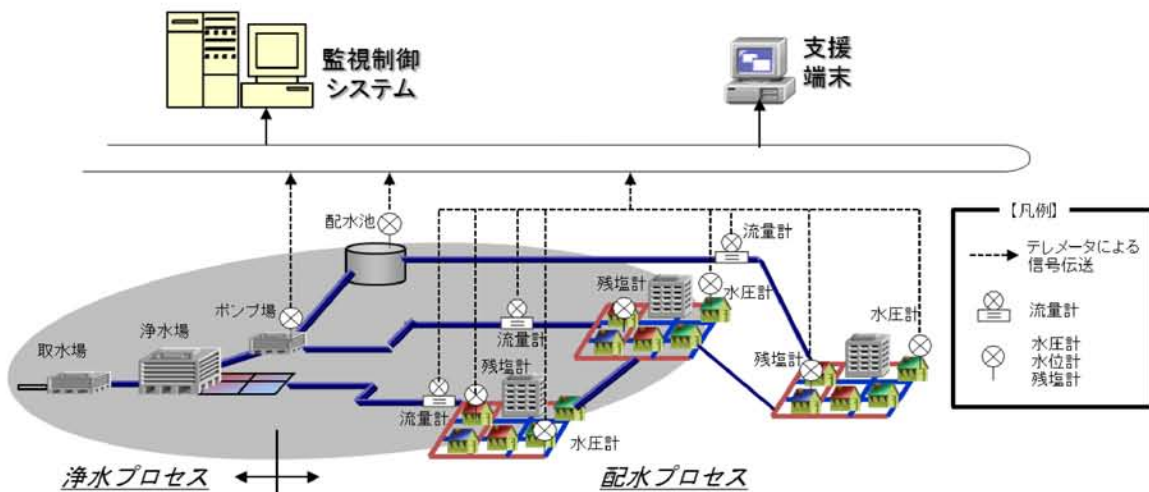


図 2-1 一般的な配水プロセスでの監視制御システム

### 第3節 水圧制御の方式

本節では、監視制御システムにおける配水プロセスでの重要な役割の一つである配水コントロールに関して、いくつかの配水プロセスを想定した場合の制御方式についてその概要を述べるとともに、特に漏水量の削減や省エネルギー化に向けて重要となる末端圧力制御の詳細を説明する。

#### (1) 水圧制御の種類

大きく3つの場合について、それぞれの制御方式を述べる。

- ①浄水場が高地にある場合
- ②浄水場が低地にある場合で配水池が高地にある場合
- ③浄水場が低地にある場合で配水池も低地にある場合

##### ①浄水場が高地にある場合

浄水場が高地にある場合、需要家と浄水場の間には高低差があるため、その水圧差（または水頭差）を利用して、浄水池から需要家へ直接、自然流下による配水を行うことが可能である。配水のためのポンプを必要としないため配水設備が少なく、ポンプの消費電力も生じないことから、エネルギー利用の観点からも効果的である。図2-2に自然流下による配水制御の構成を示す。図2-2の構成の場合、浄水池の容量を考慮しながら、水需要量に見合う流量を浄水場は確保すればよい。水需要量は需要家の生活リズムが時系列変化となって現れるため、日中は流量が多く夜間は流量が少ないといった、日変動を有する。

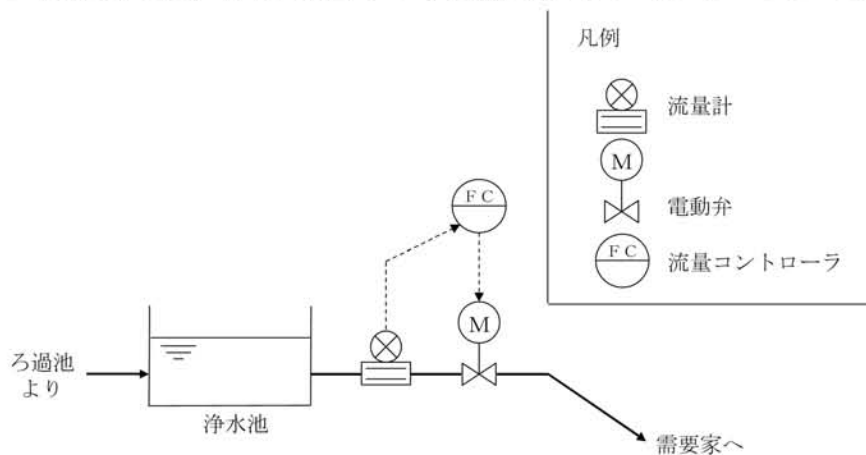


図2-2 自然流下による配水制御の構成



浄水池の容量はこのような水需要量の変化を考慮して設計されており、需要家までは自然流下で水を配水するため、特に制御を実施しない場合もあるが、最大処理流量を越えないようにバルブによって制御する場合もある。また、この場合の留意点としては、バルブ制御時にバルブ二次側の圧力が極端に低下すると、蒸気や含有気体を含む泡が発生する現象であるキャビテーションが発生し、この泡の発生・崩壊に伴って管路壁やバルブの接液部に大きい力が加わり、損傷を生ずる原因になることがあるので注意する必要がある<sup>4)</sup>。

## ②浄水場が低地にある場合で配水池が高地にある場合

一方、浄水場が低地にある場合で配水池が高地にある場合、浄水場で処理した水をポンプで高地の配水池へ送水し、高地の配水池から自然流下で配水する場合がある。図 2-3 にポンプで高地配水池へ送水する送水制御構成を示す。

図 2-3 は浄水池に加え、配水池の容量を十分に活用し、浄水池からポンプによって送水する送水量を平滑化することが可能である。送水量の平滑化は、浄水場の処理水量を平滑化することにつながり、浄水処理の安定化や運用の効率化につながる。また、配水池の容量が十分大きい場合、配水池の容量を利用できるためポンプの送水量を細かく制御する必要はなく、送水ポンプはインバータを搭載して送水流量を連続的に制御可能な可変速ポンプではなく、固定速ポンプによる一定の送水流量であることが一般的である。

送水ポンプの制御方式として最も単純なものは、配水池の水位によるポンプの台数運転である。また、送水量の平滑化や送水ポンプが消費する電力の省エネルギー化を目的として、予め需要家の需要量を予測し、予測した需要量をもとに最適化した送水ポンプの運転計画を算出し、その計画に基づいてプログラム制御を実施する場合もある。

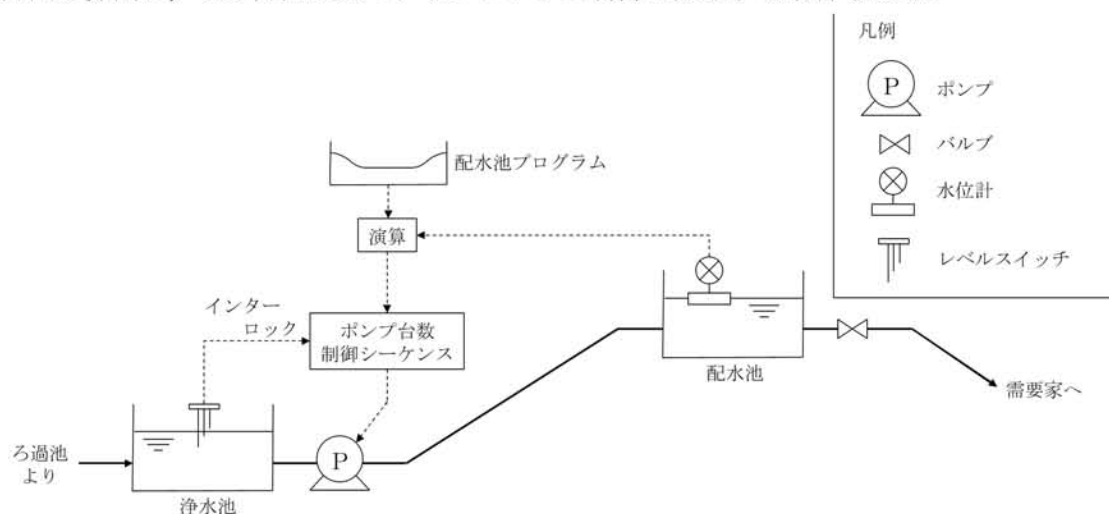


図 2-3 高地配水池から自然流下による制御の構成

このようなプログラム制御を実施するシステムは水運用システムと呼ばれ、需要量の予測方法や目的に応じたポンプ運転計画の最適化方法について多くの研究がなされている<sup>5)~10)</sup>。適用上の注意としては、浄水場から配水池までの配管途中から一段給水をしている場合などはその水量を確保するため、送水量に下限が存在する場合などがあるため、このようなプログラム制御を実施する場合は、これら浄水場の特徴に合わせて最適化計算方法を設計する必要がある。

### ③浄水場が低地にある場合で配水池も低地にある場合

さらに、浄水場が低地にある場合で配水池も低地にある場合は、図 2-4 に示すように配水池から配水ポンプで配水し、配水ポンプに連動した形で送水ポンプを制御する必要がある。この場合、送水ポンプの多くは図 2-3 と同様、固定速ポンプである。送水ポンプを制御する目的は配水池水位を一定の範囲内に収めておくことである、配水池の容量が大きい方が、運用上の利便性が高いため、配水池の容量はなるべく大きい方が望ましいが、施設上の制約により、配水池の容量が十分でない場合もある。この場合、送水ポンプにバルブを設ける、あるいは送水ポンプを可変速ポンプとして、配水ポンプと連動した送水流量制御を実施する必要がある。

逆に、近年では、設計時と比較して給水人口が減少する事業体も増加<sup>11)</sup>しており、配水池の容量が需要量に対して過度に大きくなる場合もある。この場合は、送水ポンプを完全に停止させなければならない場合もあり、この場合は浄水場の水処理や取水ポンプの制御にも影響が出てくる場合があるため、注意が必要である。

図 2-4 中の配水ポンプは需要家へ直接、送水するポンプであるため、需要量の変化に応じて細かく制御を行う必要がある。そのため、このような配水ポンプの多くは可変速のポンプを利用した配水圧力制御を実施している。配水圧力制御の構成を図 2-5 に示す。

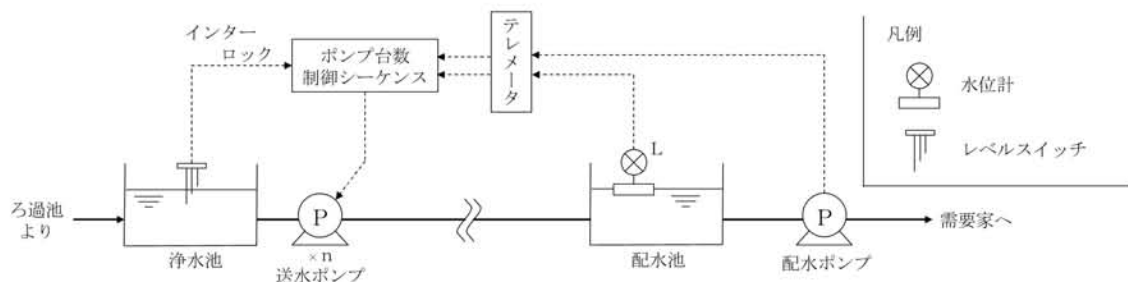


図 2-4 配水池からポンプにより配水する制御の構成

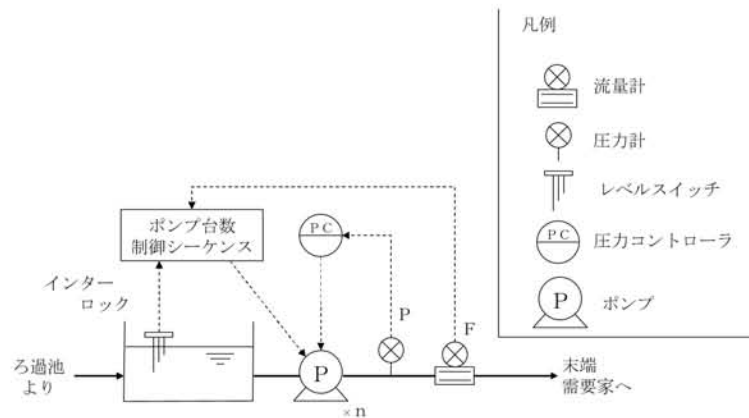


図 2-5 配水圧力制御の構成

図 2-5 は可変速ポンプによる制御構成を示しているが、バルブと固定速ポンプの組み合わせでバルブ開度制御により圧力制御を行う場合もある。また、多くの場合、配水ポンプには等容量、複数台のポンプが用いられ、配水流量に応じてポンプ運転台数を決定する。適用上の注意としては、台数を変更したときに給水圧力や流量に急変を生じないように考慮する必要がある。また、ポンプの効率は流量により変化するため、台数を変更する流量の切り替え点は、ポンプの特性を考慮して設計することが消費エネルギーの観点からも望ましい。

圧力制御の目標値の与え方には代表的なものとして以下の 3 種類が存在する<sup>3)</sup>。

- ・ 吐出圧力制御（一定値制御）
- ・ プログラム制御
- ・ 末端圧力制御

吐出圧力制御は、ポンプの吐出圧力を常時一定とする方式であり、通常、需要量が最も大きい場合に合わせ、需要家への供給圧力が不足しないような高い圧力を吐出圧力として設定するため、需要量が小さい場合には供給圧力が過大となる可能性がある。これは消費エネルギーの観点からも無駄となってしまう。プログラム制御は、昼夜間、季節間で需要が変動することを見越して、予め設定した吐出圧力のパターンを時期に応じて切り替える方式である。この方式では、末端圧力の推定が必要であり、推定する一手法については付録 B で説明している。なお、この方式の場合、吐出圧力制御と比較してエネルギーの無駄を削減できると考えられるが、時々刻々と変化する需要量の変化に対応できていない。そこで以降では、プログラム制御と比較して需要量の変化に追従できる末端圧力制御に着目する。

## (2) 末端圧力制御の方式

末端圧力制御は、時々刻々と変化する水需要に応じた圧力制御を実施するため、配水管網における末端の水圧計の値を与えられた目標値に制御する方式である。末端圧力制御は、適切な吐出圧力での水供給が可能になるため、漏水量の削減だけでなく、エネルギーの削減も期待できる。しかしながら、末端の水圧計からポンプまでに物理的に距離があるため、テレメータ等による信号を伝送するための設備が必要となること、また、制御上も応答の時間遅れが大きいこと、制御パラメータの調整が難しくなることなどの、デメリットもある。さらに末端圧力制御は、末端の圧力が配水管網内で最も低い圧力であることを前提として省エネルギー化や漏水量の削減といった効果を期待しているが、配水管網内の最低圧力点は常に変動しており、最低圧力点と末端圧力制御による末端圧力点が一致しなければ、最適とならないなどの課題もある。

図 2-6 に示すように、末端圧力制御のシーケンスは監視制御システムにおける RCS (Remote Control Station) 上に実装されており、末端の水圧に応じて適正な吐出圧力を演算し、ポンプ回転数や吐出弁開度、運転台数を出力している。また、支援端末における SVS (Server Station) では、末端圧力制御に必要な目標水圧やパラメータを調整する機能があり、オペレータは HIS (Human Interface Station) 上で表示される画面から設定が可能である。

末端圧力制御には大きく、以下の 2 通りの方式がある。

- ①パラレル方式：ポンプ回転数目標値を PI 制御器で演算する方式
- ②カスケード方式：ポンプ吐出圧目標値を PI 制御器で演算する方式

以降では、この 2 つの方式の性能についてシミュレーション検証を行い、末端圧力制御としての性能を比較評価する。

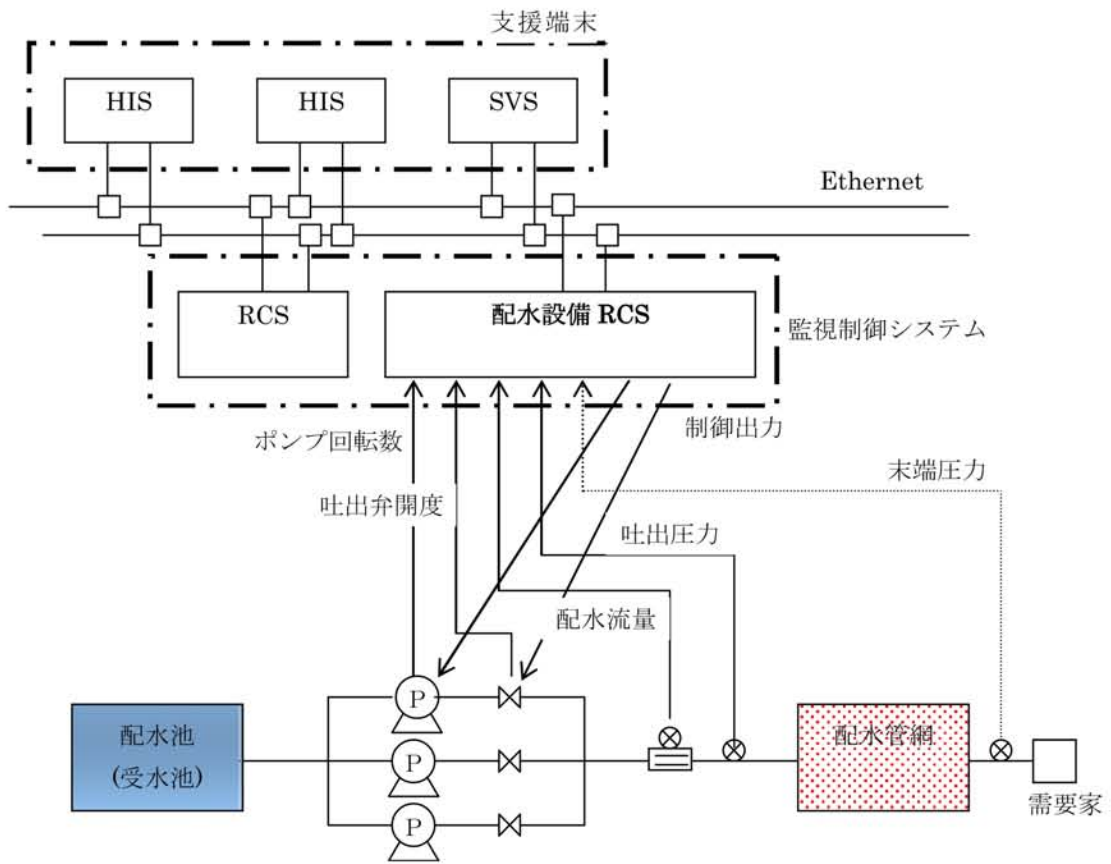


図 2-6 末端圧力制御の構成

### ①パラレル方式

パラレル方式の制御ブロック図を図 2-7 に示す。「末端圧力制御」では、配水管網末端に設置している水圧測定値  $P1pv$  の「 $m$  点移動平均」の値と末端圧力目標値  $P1sv$  に基づいて、PI 制御器（図中の PI で表示）によってポンプ回転数目標値  $Nsv$  を演算する。「回転数制御」では回転数目標値  $Nsv$  に基づいて、ポンプ回転数を制御する。また、「台数制御演算」は配水流量  $Q$  の測定値に基づいて必要なポンプ運転台数をヒステリシス演算し、ポンプ始動・停止指令を出力する。なお、「吐出圧力制御」も併用し、切り替え（スイッチ）が可能である。「吐出圧力制御」では、吐出圧力設定値  $P0sv$  と吐出圧力計測値  $P0pv$  に基づいて、ポンプ回転数目標値  $Nsv$  を演算する。

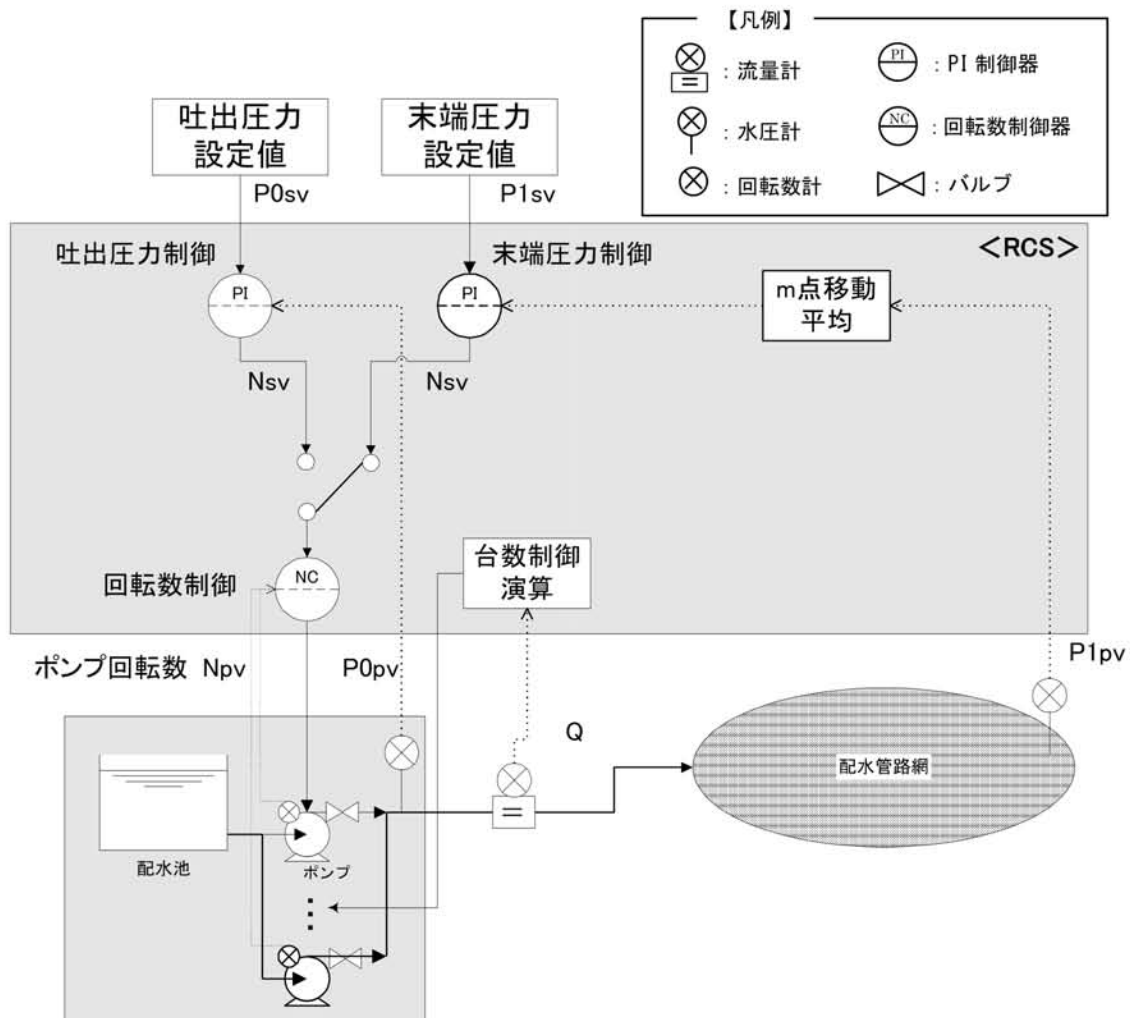


図 2-7 パラレル方式の制御ブロック図

## ②カスケード方式

カスケード方式の制御ブロック図を図 2-8 に示す。「末端圧力制御」では、配水管網末端に設置している圧力計測値  $P1pv$  の「 $m$  点移動平均」の値と末端圧力設定値  $P1sv$  に基づいて、PI 制御器（図中の PC で表示）によって吐出圧力目標値  $P0sv$  を演算する。「吐出圧力制御」では、吐出圧力目標値  $P0sv$  と吐出圧力計測値  $P0pv$  に基づいて、ポンプ回転数目標値  $Nsv$  を演算する。「回転数制御」では回転数目標値  $Nsv$  に基づいて、ポンプ回転数を制御する。また、台数制御演算は配水流量  $Q$  の計測値に基づいて必要なポンプ運転台数をヒステリシス演算し、ポンプ始動・停止指令を出力する。

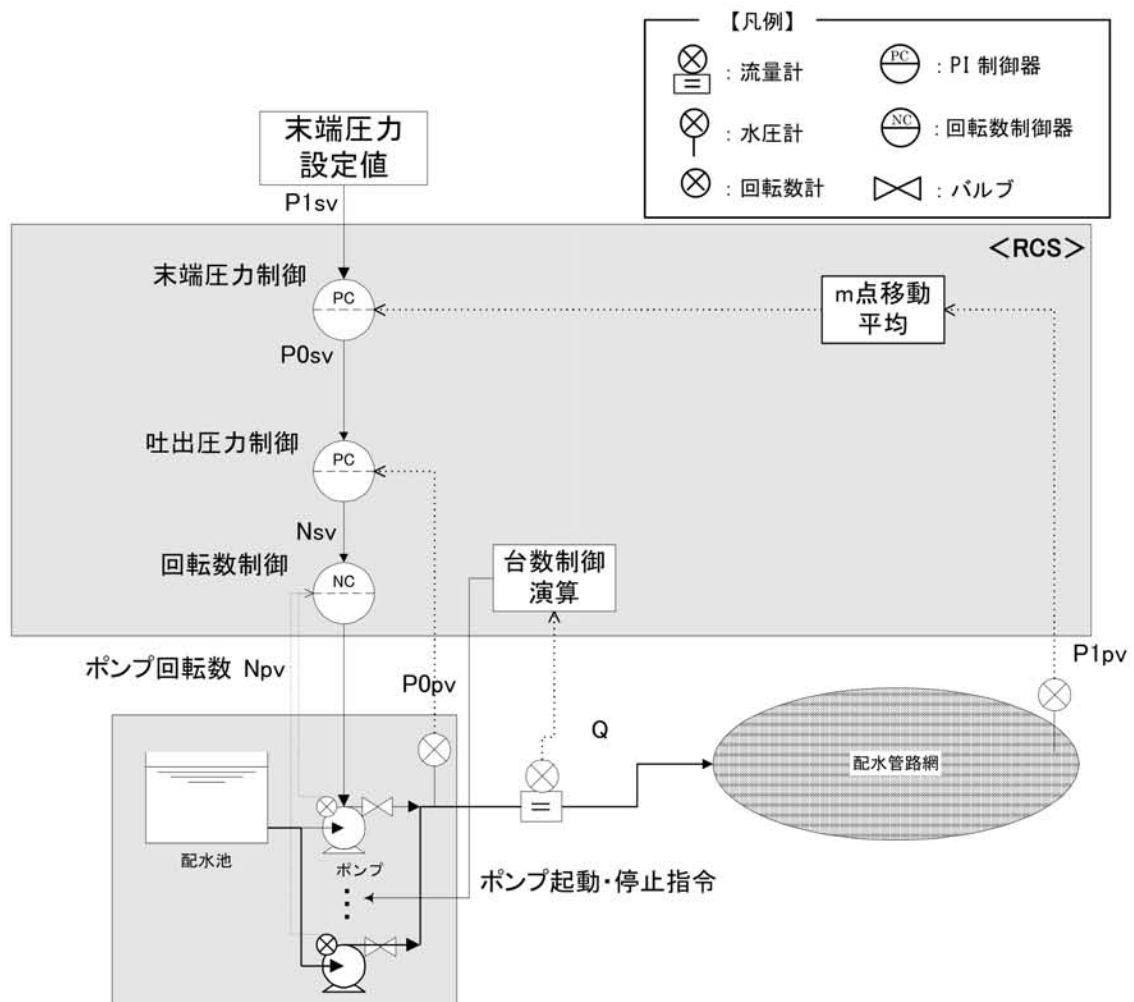


図 2-8 カスケード方式の制御ブロック図

## 第4節 末端圧力制御シミュレーション

上述した末端圧力制御の両方式の性能をシミュレーションで検証するため、各プロセスのモデリングを実施し、ある条件に基づいて評価した。実施したシミュレーションのモデリングやシミュレーション条件について説明する。

### (1) モデリング

標準的なポンプによる配水プロセスを図 2-9 に示す。主にポンプモデルと管網モデル、制御モデルとで構成されるが、制御モデルの入力となる信号は末端圧力  $P_1$  の  $m$  点移動平均値  $P_2$  とした。ポンプモデルは、ポンプからの吐出圧力  $P_0$  を出力し、管網モデルは  $P_0$  や配水管網内での水需要量の変化を考慮して、末端圧力  $P_1$  を計算する。

以降では、最大配水流量が  $1,000\text{m}^3/\text{h}$  規模である配水管網において、ある 1 日の配水流量、吐出圧力、末端圧力の実データを用いてパラメータを決定してシミュレーションモデルを構築した事例を用いて、以下の 4 つのモデルについて説明する。

- ①ポンプモデル
- ②管網モデル
- ③制御モデル
- ④ $m$  点移動平均

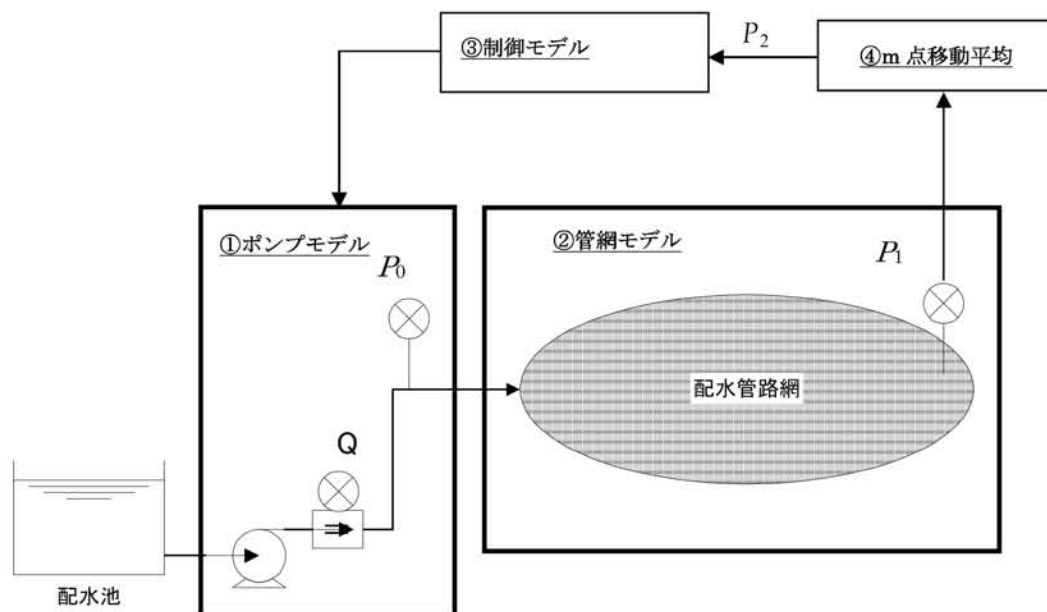


図 2-9 配水プロセスでのモデル群



### ①ポンプモデル

ポンプ吐出圧力  $P_0$ [m]は、各ポンプの性能が同一であるとすれば、ポンプ回転数  $n$  ([0, 1] の値)、ポンプ運転台数  $M$ [台]、吐出流量  $Q$ [m<sup>3</sup>/h]の関数で表現でき、一般に(2-1)式のように与えられる。なお、式中の  $a$ ,  $b$ ,  $c$  はポンプ特性で決まるパラメータである。

$$P_0 = f_p(n, M, Q) = \frac{a}{M^2}Q^2 + \frac{b}{M}Qn + cn^2 \quad (2-1)$$

ここでの事例では、表 2-1 の値に示すポンプ特性を考慮した。ポンプの  $Q$  (流量)・ $H$  (揚程) 曲線の例を図 2-10 に示す。

表 2-1 ポンプモデルのパラメータ例

ポンプ特性の値	
全揚程	57m
吐出し量	312m <sup>3</sup> /h
$a$	-2,247
$b$	32
$c$	76

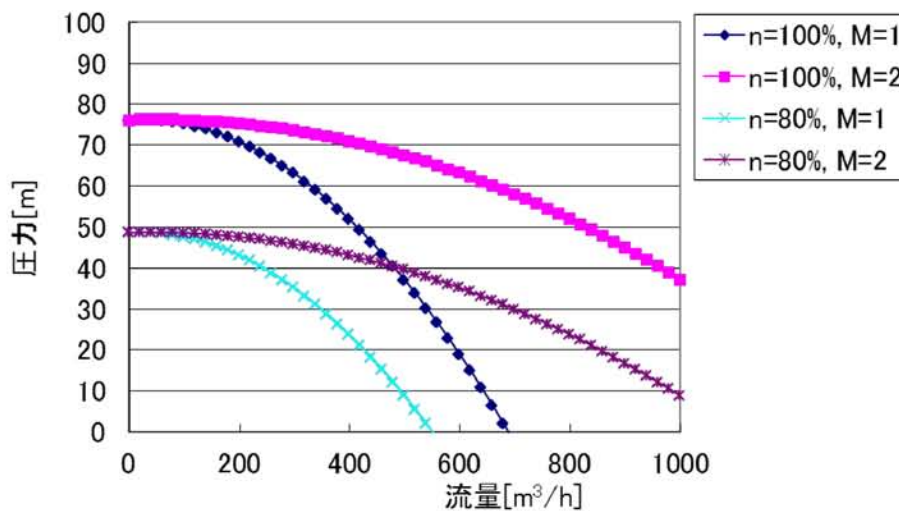


図 2-10 ポンプ Q-H 曲線 (配水ポンプの例)

## ②管網モデル

配水管網をモデル化した管網モデルを以下に示す。実際の配水管網は網目状に管路が接続されていることが一般的であるが、検討に使用したシミュレーションでは、図 2-11 に示すように、管路網 (A) を 1 本の仮想的な管路 (B) で等価的に表したもから末端圧力を演算する。演算式は(2-2)式で表す。

$$P_1 = P_0 - R(Q/3600)^\alpha + \text{標高差} \quad (2-2)$$

ここで、 $P_1$ : 末端圧力[m],  $P_0$ : 吐出圧力[m],  $Q$ : 配水流量[m<sup>3</sup>/h]を表す。なお、 $R$  [s/m<sup>2</sup>],  $\alpha$  [-]は管路抵抗係数パラメータである。標高差は  $P_0$  の設置標高が高い場合を正とした。

パラメータである  $R$ ,  $\alpha$  は、配水流量、吐出圧力、末端圧力の実データから配水流量に対する圧力損失 ( $P_0 - P_1$ ) に基づいて最小二乗法により決定することができる。ここでのシミュレーションでは表 2-2 に示すデータを仮定してパラメータを決定する。

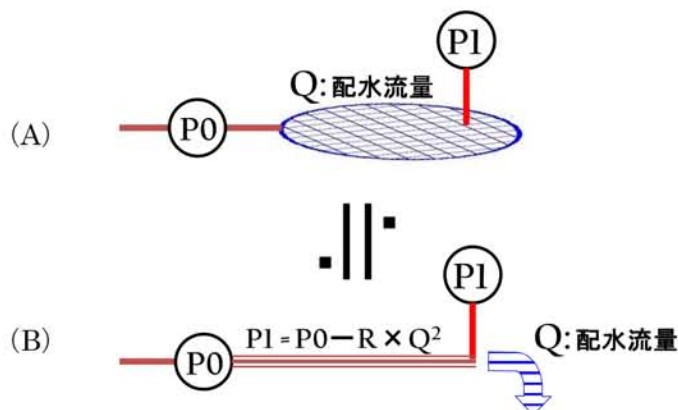


図 2-11 管網プロセスの近似

表 2-2 推定圧力損失導出に必要なデータ

配水流量 $Q$	吐出圧力 $P_0$	末端圧力 $P_1$	圧力損失	推定圧力損失 $R \times Q^\alpha$
664 m <sup>3</sup> /h	32.4m	30.3 m	2.1 m	...
...	...	...	...	...
1170 m <sup>3</sup> /h	40.7 m	29.5 m	11.2 m	...

パラメータ決定に必要な目的関数を( 2-3 )式に示す。最小二乗法などにより求解することで  $R$ 、 $\alpha$  の値を求めることができる。ここで、 $\Sigma$  の対象はデータの全期間とする。

$$\min. \sum \left\{ (P_0 - P_1) - R \times (Q/3600)^\alpha \right\}^2 \quad (2-3)$$

図 2-12 に示す実データから、圧力損失を実際に推定した。図 2-12 はある 1 日における実際の吐出圧力  $P_0$ [m] と末端圧力  $P_1$ [m] の差である圧力損失  $P_0 - P_1$  [m] に対して、配水流量  $Q$  [m<sup>3</sup>/h] に基づいて推定した圧力損失を示している。図に示す圧力損失の挙動が一致していることから、管路網内での圧力損失を表す用途であれば、( 2-2 )式に示す管網モデルは適当であると言える。なお、これらデータから最小二乗法により決定したパラメータは、 $R = 432$ 、 $\alpha = 3.03$  であった。



図 2-12 推定圧力損失の同定結果

### ③制御モデル

末端圧力を一定に制御するためのコントローラとして検討に使用した周辺の機能ブロックを含む PI 制御器の構成を図 2-13 に示す。シミュレーションで実装した「Gap 関数」、「PI 制御器」、「MV 変化率制限」、「MV 上下限」については付録 C で詳細を説明する。シミュレーションで設定した制御パラメータは表 2-3 に示す通りである。なお、比例ゲイン ( $K_p$ ) と積分時間 ( $T_i$ ) については、後述するステップ応答試験の結果から算出している。

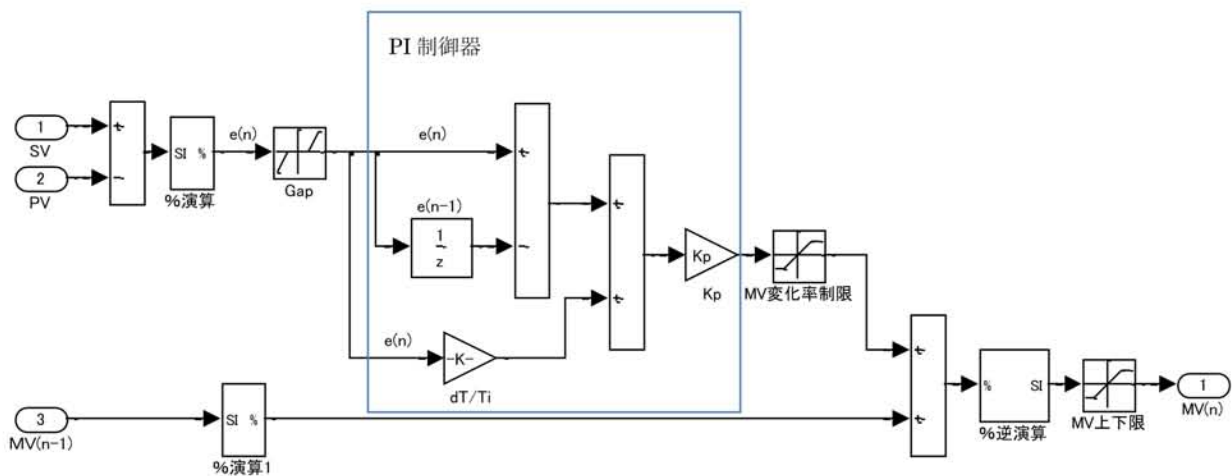


図 2-13 シミュレーションでの関数フロー (MATLAB Simulink)

表 2-3 制御パラメーター一覧

	パラレル方式	カスケード方式
SV	P1sv : 末端圧力目標値	P0sv : 吐出圧力目標値
PV	P1pv : 末端圧力 m 点移動平均値	P0pv : 吐出圧力 m 点移動平均値
MV	Nsv : 回転数目標値	P0sv : 吐出圧力目標値
%演算	0-80m - 0-60Hz	0-80m - 0-80m
Gap	0.375%	0%
Kp	0.75	0.75
Ti	1min	1min
dT	1sec	5sec, 吐出圧力制御は 1sec
MV 変化率制限	1%	1%
MV 上下限	60% - 100%	25m - 45m

また、制御パラメータ  $K_p$ ,  $T_i$  は、以下に示すようなステップ応答試験の結果から決定することができる。本事例で実施したステップ応答試験の結果を表 2-4 に示す。このステップ応答試験の結果は、(2-4)式に示す一次遅れ系+むだ時間系で表現することができる。

$$\frac{K}{1+Ts} \exp(-Ls) \quad (2-4)$$

ここで、末端圧力の変化量  $Y$  をポンプ回転数の変化量  $X$  で割った値をプロセスゲイン  $K$  とし、末端圧力の定常値の 63.2% 値に至るまでの時間を時定数  $T$  とする。むだ時間  $L$  は回転数のステップ状変化に伴って、末端圧力が変化するまでの時間である。

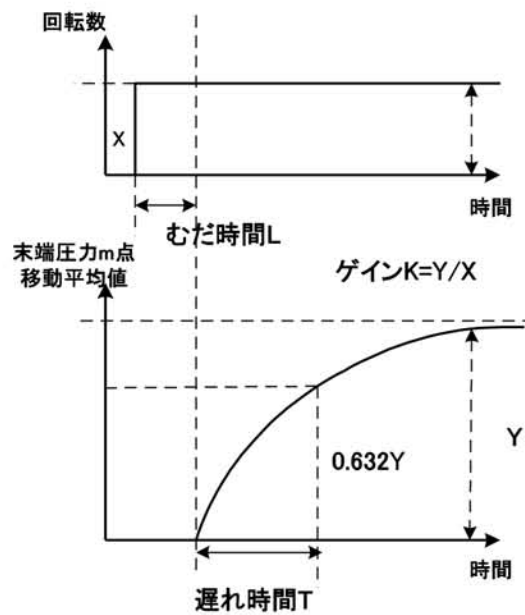


図 2-14 一次遅れ応答

表 2-4 ステップ応答試験結果一覧

	1 回目	2 回目	平均値
$X$ [%]	6.0	6.0	6.0
$Y$ [%]	5.1	6.1	5.6
$K$ [-]	0.83	1.02	0.93
$L$ [sec]	22	28	25
$T$ [sec]	45	35	50

2回のステップ応答試験から読み取ったゲイン  $K$ , 遅れ時間  $T$ , むだ時間  $L$  をもとに, 表 2-5 に示す Chien, Hrones and Reswiek (CHR) の調整則<sup>12)</sup>を用いて, 制御パラメータ  $K_p$ ,  $T_i$  を決定した. ここでの事例では, 目標値応答の行き過ぎ量 0% を目標とした PI 制御の調整則を採用し, 以下の制御パラメータを得た.

- $K_p = 0.35T/KL \cong 0.75[-]$
- $T_i = 1.17T \cong 1[\text{min}]$

表 2-5 CHR 法による PI 制御パラメータ調整則

行き過ぎ 0%	$K_p$	$T_i$
P	$0.3T/(KL)$	—
PI	$0.35T/(KL)$	$1.17T$
行き過ぎ 20%	$K_p$	$T_i$
P	$0.7T/(KL)$	—
PI	$0.6T/(KL)$	$T$

#### ④m 点移動平均

一般に末端圧力は, 様々な水需要の影響を受け, 高周波ノイズが大きいことがある. その場合には, 実用上は次式に示すように, 末端圧力  $P_1$  に対して  $m$  点移動平均をとった値をフィードバック信号  $P_2$  に用いるのが一般的である.

$$P_2 = \frac{\sum_{i=1}^m P_1(n-(i-1))}{m} \quad (2-5)$$

## (2) シミュレーション評価

上述のように構築したシミュレーションモデルを用いて、昼間から夕方にかけて流量が増加する際の吐出圧力および末端圧力の応答を確認した。シミュレーションは、パラレル方式による末端圧力制御、カスケード方式による末端圧力制御の2ケースを実施した。シミュレーションで用いた配水流量を図2-15に示す。昼間に400m<sup>3</sup>/h付近で安定している配水流量が、夕方にかけて1,000m<sup>3</sup>/h付近まで徐々に増加する15時～19時までを想定した。なお、その他に設定したシミュレーションのパラメータ値は表2-6に示す通りである。

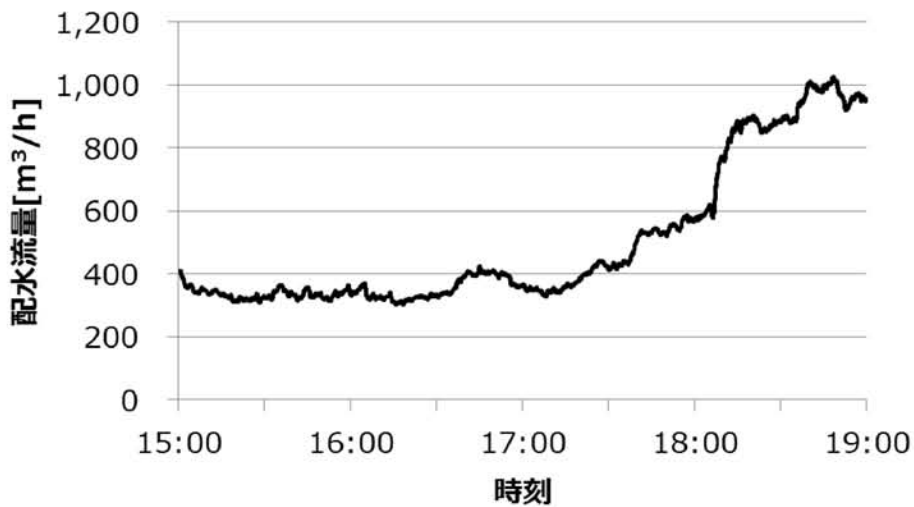


図 2-15 シミュレーションで想定した配水流量

表 2-6 その他の設定パラメータ

パラメータ	値	備考(参考図)
末端圧力目標値	30m	
標高差	2m	
ポンプ運転台数判定流量	2台目運転流量: 300m <sup>3</sup> /h 3台目運転流量: 550m <sup>3</sup> /h 4台目運転流量: 1,000m <sup>3</sup> /h 4台目停止流量: 800m <sup>3</sup> /h 3台目停止流量: 400m <sup>3</sup> /h 2台目停止流量: 250m <sup>3</sup> /h	

### ①パラレル方式でのシミュレーション結果

上述した条件下でのシミュレーション結果を図 2-16～図 2-18 に示す。図 2-16 に示すように、配水流量が増え始める 18 時付近から、末端圧力の減少を抑えるよう、吐出圧力が上昇している様子が分かる。末端圧力目標値である 30m を維持するために、吐出圧力は 40m 付近まで上昇している。また、図 2-17 に示すように、配水流量の増加に伴って、管路網内の圧力損失が大きくなることからポンプ回転数を増加させている様子も分かる。さらに、配水流量が増加してポンプ運転台数が増加すると、その回転数は所望の回転数よりも大きくなるため、ポンプ回転数を下げている様子も分かる。

また、ポンプ運転台数が増える時間帯に着目すると、ポンプ運転台数が 2 台から 3 台、3 台から 4 台に変更になるタイミングでは、一時的に約 5m 圧力が上昇している。

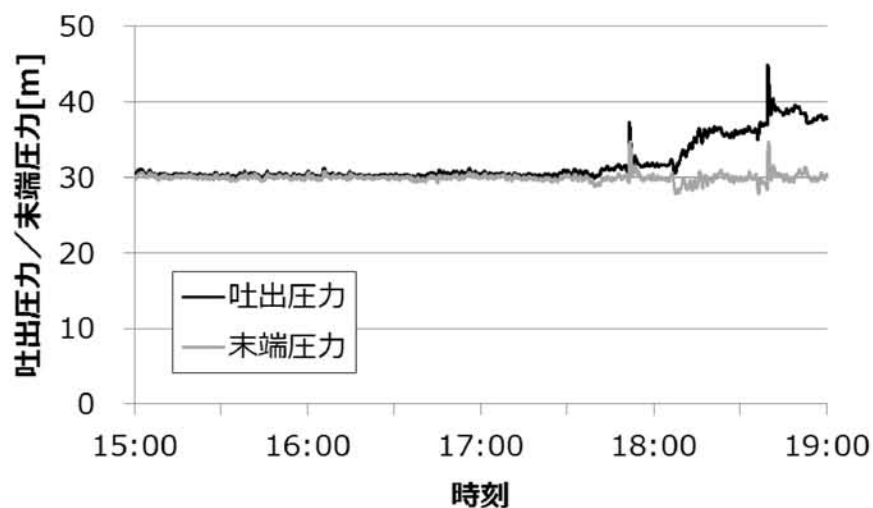


図 2-16 吐出圧力／末端圧力のシミュレーション結果（パラレル方式）



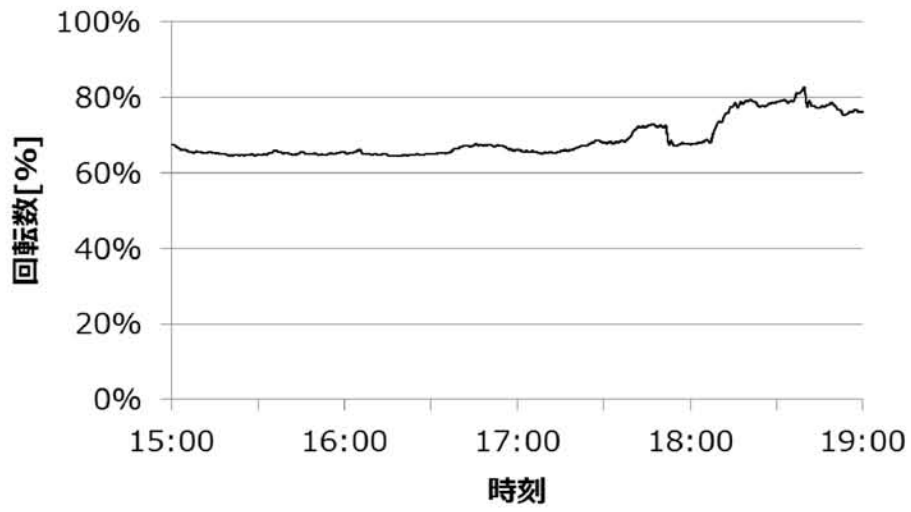


図 2-17 ポンプ回転数のシミュレーション結果 (パラレル方式)

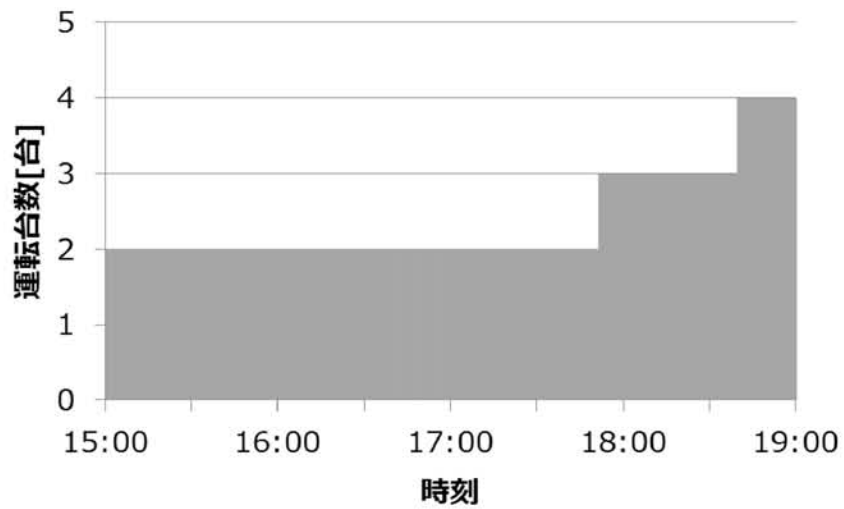


図 2-18 ポンプ運転台数のシミュレーション結果 (パラレル方式)

## ②カスケード方式でのシミュレーション結果

一方、カスケード方式での末端圧力制御結果を図 2-19～図 2-21 に示す。パラレル方式と比較して、ポンプ運転台数変更時の圧力変動が抑制できている様子が分かる。カスケード方式では、吐出圧力制御をベースに末端圧力を制御するため、吐出圧力が安定する傾向がある。また、末端圧力目標値 30m に対して、カスケード方式の方が、より末端圧力が目標値に追従している様子が分かる。さらに、パラレル方式と比較して、配水流量の増加に伴って増加する定常的な吐出圧力の上昇を抑制でき、さらに、ポンプ運転台数の変更に伴う一時的な吐出圧力の上昇も抑制できている様子が分かる。

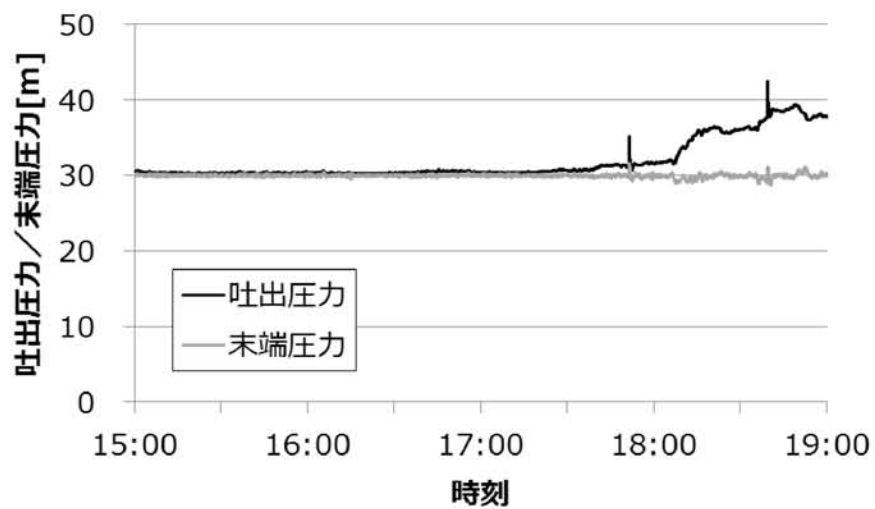


図 2-19 吐出圧力 / 末端圧力のシミュレーション結果 (カスケード方式)

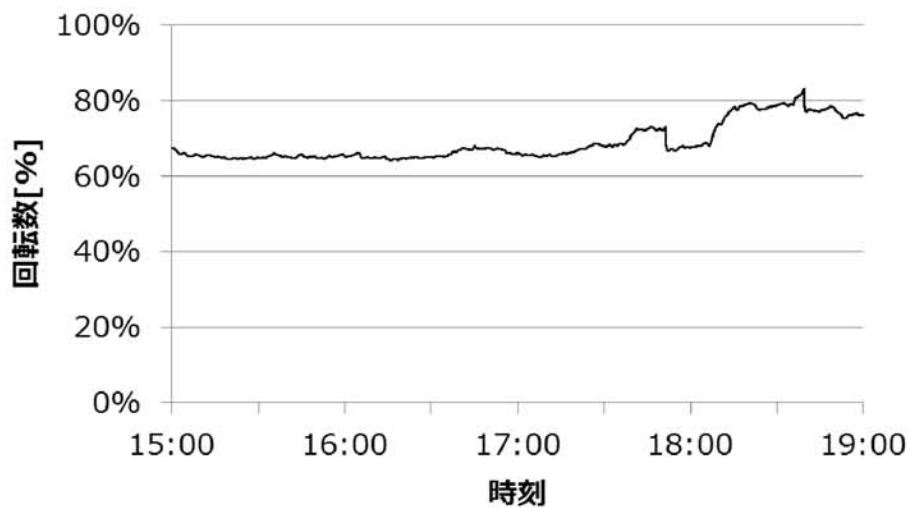


図 2-20 ポンプ回転数のシミュレーション結果 (カスケード方式)

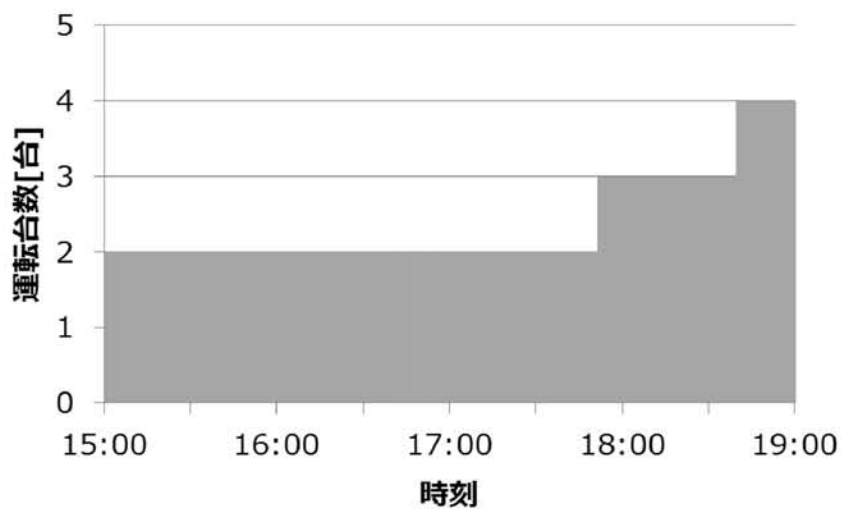


図 2-21 ポンプ運転台数のシミュレーション結果 (カスケード方式)

パラレル方式，カスケード方式それぞれにおける，

- ・ 目標値誤差[m/sec]
- ・ 最大末端圧力偏差（目標末端圧力との差）[m]
- ・ 最大吐出圧力[m]

を評価した結果を表 2-7 に示す。 目標値誤差  $E$  [m/sec]は次式で示す 1 秒あたりの誤差であり，

$$E = \sum_{t=1}^n \frac{|P_1(t) - P_{1sv}|}{n} \quad (2-6)$$

$P_1(t)$  : 末端圧力，

$P_{1sv}$  : 末端圧力目標値 (30m)，

を表す。

表 2-7 に示すように，パラレル方式はカスケード方式と比較して，ポンプ運転台数変更時の圧力変動が大きいこと，また目標値誤差，最大末端圧力偏差（目標値との偏差），最大吐出圧力，何れの評価項目においてもカスケード方式の方が優秀であることが分かった。

表 2-7 シミュレーション結果一覧

	パラレル方式	カスケード方式
目標値誤差 $E$	0.305m/sec	0.139m/sec
最大末端圧力偏差	4.79m	1.62m
最大吐出圧力	45.0m	42.5m
ポンプ運転台数変更時の 圧力変動	±5.3m	±3.4m

以上のシミュレーション検証の結果、末端圧力からポンプ回転数を直接フィードバックするパラレル方式の場合、カスケード方式と比較して、ポンプ運転台数変更時には圧力変動を抑制できないことが懸念されることが分かる。また、吐出圧力の状態を考慮していないため、吐出圧力の上下限（例えば 25m-45m）の範囲を逸脱する回転数になる恐れもある。したがって、「ポンプ運転台数変更時は吐出圧力制御に切り替える（カスケード方式に切り替える）」、「吐出圧力の上限值を超える値は出力しない」といったファンクションブロックを追加する必要がある。一方、末端圧力から吐出圧力制御をフィードバックするカスケード方式の場合には、より良好な制御応答を得ることができる。

本節では、末端圧力制御の性能をパラレル方式、カスケード方式に対してシミュレーションにより比較評価した。同じ末端圧力目標値、同じ配水流量の増加であっても、制御方式の違いにより管内の水圧応答が異なり、カスケード方式の制御性能が優れていることが分かった。結論として、末端圧力制御を実施する場合には、カスケード方式を推奨する。

## 第5節 水圧データの有効利用

一般に水圧と漏水量とは相関関係があることが知られており<sup>2)</sup>、漏水量は水圧の  $n$  乗に比例する。

$$L = ch^n \quad (2-7)$$

ここで、

$L$  : 漏水量[m<sup>3</sup>/s]

$c$  : 配水支管, 給水管の延長や漏水孔の形状, および面積に依存する漏水係数[-]

$h$  : 管網節点の圧力値[m]

$n$  : 実験乗数[-]

であり、本論文での実験乗数  $n$  については、1.15 を採用した<sup>13)</sup>。

この(2-7)式の関係を利用することにより、末端圧力制御を実施する場合の漏水削減効果、およびポンプ圧送の場合にはエネルギー削減効果を事前に試算することができる。本節では、これらの試算方法について述べる。

### (1) 末端圧力制御導入による漏水削減効果の試算方法

管網解析は、管路の接続や口径、長さといった管路情報をモデル化し、各節点（ノード）での水需要量を与えることで、各節点での水圧を計算（推定）することができる。計算された各節点での水圧に対して、水圧と漏水量の相関関係である(2-7)式を組み込むことによって、節点ごとの漏水量を推定することができる。配水ブロック全体での漏水量は把握できるとして、各節点で推定した漏水量の総和が全体での漏水量に近くなるように、漏水係数  $c$  を修正しながら管網計算を繰り返す。

事例として対象とした簡易的な配水管網モデルを図 2-22 に示す。なお、図中の丸印(○)内の数字は節点番号を管路横の数字は管路番号を表す。また、それぞれの節点と管路の緒元については表 2-8、表 2-9 に示す。また、表 2-8 中に示す漏水係数  $c$  は、配水ブロック全体の漏水量と圧力の平均値から導出した値であり、本試算ではすべてのノードに対して同一の値を設定した。

表 2-8 と表 2-9 における「出力(計算結果)」に示した結果は、1 日の総配水流量が 3,800m<sup>3</sup>/日である配水管網において、そのうち漏水量として 980 m<sup>3</sup>/日（漏水率換算で 25%）を仮定した場合で、1 日の最大配水流量として 240L/sec であった時間帯における結果である。なお、管網計算を繰り返し行った結果として、漏水係数  $c$  は 0.0005 を採用している。

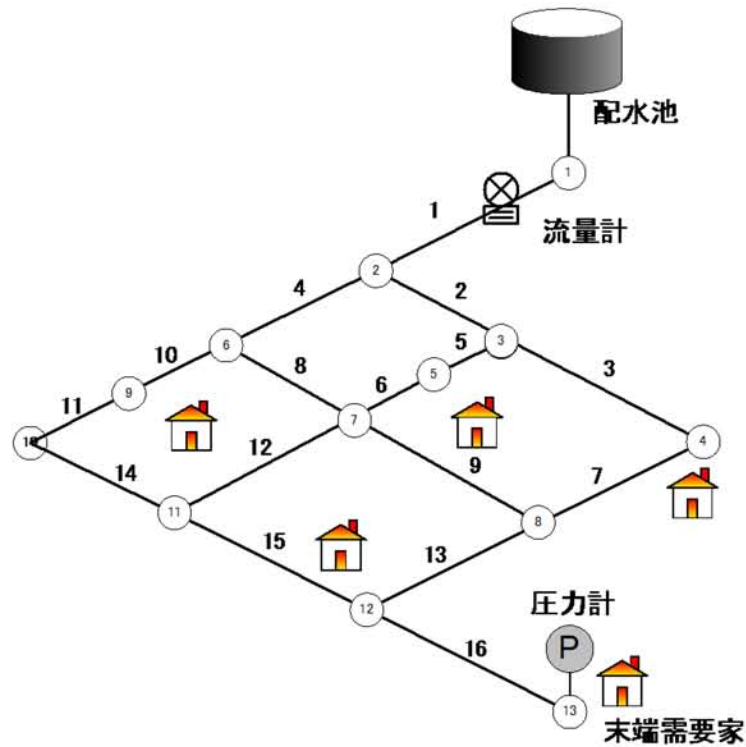


図 2-22 配水管網の簡易モデル

表 2-8 配水管網モデルのパラメーター一覧 (節点)

節点No.	水量 L/sec	動水位 m	地盤高 m	漏水係数	有効水頭 m	漏水量 L/sec	実需要量 L/sec
1	-240.000	47.78	0.00	0.00005	47.78	-28.804	-211.196
2	20.000	39.68	0.00	0.00005	39.68	3.546	16.454
3	20.000	32.27	0.00	0.00005	32.27	2.814	17.186
4	20.000	25.98	0.00	0.00005	25.98	2.212	17.788
5	20.000	29.79	0.00	0.00005	29.79	2.574	17.426
6	20.000	31.54	0.00	0.00005	31.54	2.744	17.256
7	20.000	28.75	0.00	0.00005	28.75	2.474	17.526
8	20.000	24.79	0.00	0.00005	24.79	2.099	17.901
9	20.000	29.05	0.00	0.00005	29.05	2.503	17.497
10	20.000	25.93	0.00	0.00005	25.93	2.207	17.793
11	20.000	24.77	0.00	0.00005	24.77	2.097	17.903
12	20.000	22.39	0.00	0.00005	22.39	1.876	18.124
13	20.000	20.00	0.00	0.00005	20.00	1.658	18.342

← 入力 (設定値)

→ 出力 (計算結果)

表 2-9 配水管網モデルのパラメーター一覧 (管路)

始点	終点	管径	延長	流速係数	流量	流速	動水勾配
		mm	m		l/sec	m/sec	o/oo
1	2	400	1,000	130	240.00	1.91	8.10
2	3	300	1,000	130	107.21	1.52	7.41
3	4	200	1,000	130	33.76	1.07	6.29
2	6	300	1,000	130	112.79	1.60	8.13
3	5	250	500	130	53.45	1.09	4.97
5	7	250	500	130	33.45	0.68	2.09
4	8	200	1,000	130	13.76	0.44	1.20
6	7	250	1,000	130	39.20	0.80	2.80
7	8	200	1,000	130	26.29	0.84	3.96
6	9	250	500	130	53.59	1.09	4.99
9	10	200	500	130	33.59	1.07	6.23
7	11	200	1,000	130	26.36	0.84	3.98
8	12	200	1,000	130	20.05	0.64	2.40
10	11	200	1,000	130	13.59	0.43	1.17
11	12	200	1,000	130	19.95	0.64	2.38
12	13	200	1,000	130	20.00	0.64	2.39





上述した管網計算を配水流量の比率に応じて繰り返した結果を表 2-10 に示す。表中の  $\beta$  は需要比率を表し、 $\beta = 1.0$  の場合に最大配水流量（今回の事例では 240L/sec）を表す。本シミュレーションは  $\beta$  を 1.0 から 0.2 まで変化させた時の解析結果である。例えば、吐出圧力が 40.0m で  $\beta$  が 0.8（192L/sec）の場合は、末端圧力が 21.61m であり、全節点からの漏水量の総和である全漏水量が 27.557L/sec であることを表す。

また、これらの値に対して、横軸を吐出圧力、縦軸を全漏水量とした図を図 2-23 に示す。図中では、末端圧力が 20m 未満にならないことを条件とし、その境界を黒色の点線で図示している。

表 2-10 管網解析による需要比率と供給水圧の結果

吐出圧力 [m]	$\beta = 1$		$\beta = 0.8$		$\beta = 0.6$		$\beta = 0.4$		$\beta = 0.2$	
	末端圧力 [m]	全漏水量 [L/sec]	末端圧力 [m]	全漏水量 [L/sec]	末端圧力 [m]	全漏水量 [L/sec]	末端圧力 [m]	全漏水量 [L/sec]	末端圧力 [m]	全漏水量 [L/sec]
47.78	20.00	28.804	29.39	36.565	36.98	43.017	42.68	47.995		
45.00			26.61	33.308	34.20	39.686	39.90	44.574		
42.50			24.11	30.415	31.70	36.721	37.40	41.562		
40.00			21.61	27.557	29.20	33.787	34.90	38.578		
38.40			20.00	25.748	27.60	31.927	33.30	36.684	36.99	39.809
37.50					26.70	30.886	32.40	35.624	36.09	38.738
35.00					24.20	28.021	29.90	32.702	33.59	35.782
32.50					21.70	25.193	27.40	29.814	31.09	32.858
30.80					20.00	23.294	25.70	27.870	28.67	30.888
30.00							24.90	26.961	28.59	29.967
27.50							22.40	24.148	26.09	27.113
25.00							20.00	21.487	23.59	24.297
22.50									21.09	21.523
21.41									20.00	20.328

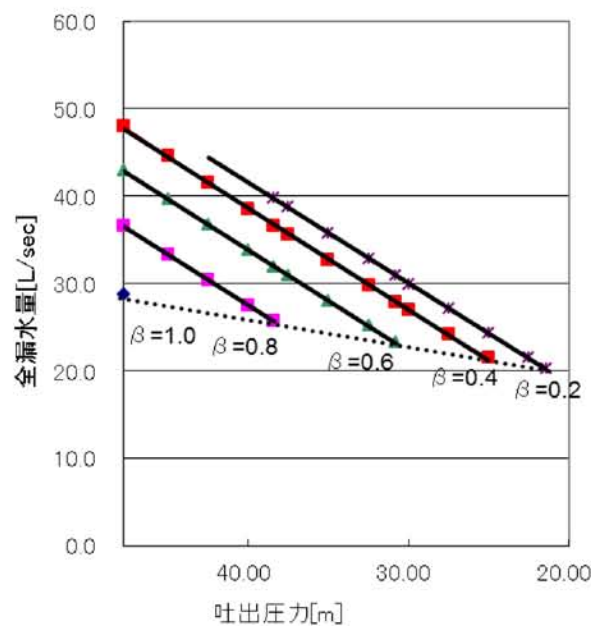


図 2-23 給水水圧と需要比率に関する全漏水量

図 2-23 に示すように、漏水量  $L$  と供給水圧、および節点需要量との関係はおおよそ比例関係にあることから、

$$L = a_1 H + a_2 \beta + a_3 \quad (2-8)$$

と書くことができる。

ここで、 $H$  は吐出圧力[m]、 $\beta$  は最大水需要時を 1.0 とした需要比率、 $a_i$  ( $i=1,2,3$ ) は調整パラメータである。つまり、時間単位で変化する  $\beta$  に対応した漏水量を推定することが可能である。末端圧力制御時は図 2-23 中の黒い破線上を推移するように吐出圧力をコントロールすることから、末端圧力制御導入時の漏水削減効果を計算することができる。

1 日の需要比率に応じて変化する需要量と漏水量を図 2-24 に示す。

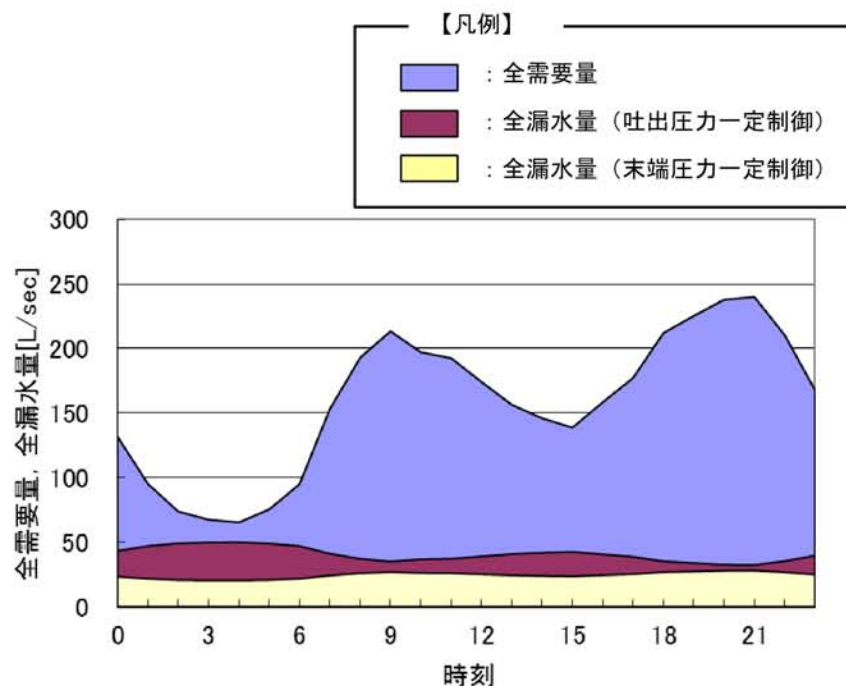


図 2-24 1 日の漏水シミュレーション結果 (末端圧力制御時を含む)

吐出圧力一定制御時と末端圧力一定制御時の1日の漏水量を比較すると、図 2-25 のようになる。吐出圧力一定制御の場合には、980m<sup>3</sup>/日の漏水量であったのに対し、末端圧力一定制御の場合には、約 590m<sup>3</sup>/日の漏水量まで抑制できる結果であった。したがって、漏水率換算では、漏水率 25%から 17%まで改善できる見込みとなる。

このような手順で漏水量の削減を試算することで、末端圧力制御導入に対する費用対効果を事前に見積もることができるようになる。

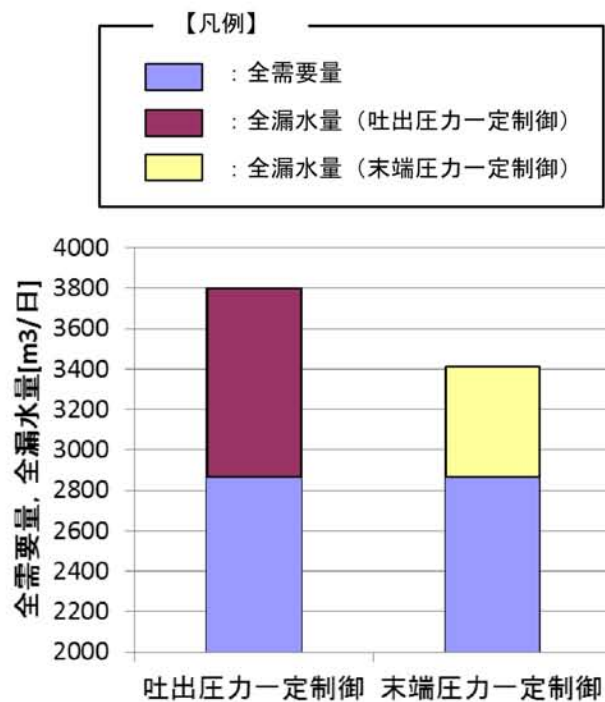


図 2-25 漏水量の比較

(2) 末端圧力制御によるエネルギー削減効果の試算

配水ポンプによる圧力制御では、圧力の余剰（エネルギーの無駄）が生じている場合がある。例えば、固定速ポンプのように吐出圧力を一定に制御（吐出圧一定制御）している場合、流量（配水量）が減少する夜間では、昼間と比較して配水管網内の圧力が過剰になる。一方、配水量に応じてインバータ制御でポンプ吐出圧力を調整、すなわち、末端圧力を計測または推測してポンプ吐出圧を自動制御（末端圧力制御）する場合には、配水管網内の圧力を常に適切な値に維持することができる。

両ポンプ圧力制御方式の比較を表 2-11 に示す。吐出圧力制御は吐出圧力 ( $H_1$ ) が一定になるように回転数を  $N_1$  に制御するのに対し、末端圧力制御は流量変動に対し、管路抵抗を加味して末端圧力が一定になるように回転数を  $N_2$  に制御する。一般に  $N_1 > N_2$  である。

表 2-11 圧力制御方式の比較

	Q(流量)-H(揚程)曲線のイメージ	説明	備考
吐出圧力制御	<p>The graph shows head H on the vertical axis and flow Q on the horizontal axis. A curve labeled '管路抵抗曲線' (pipe resistance curve) rises from the origin. Two pump performance curves are shown, labeled <math>N_1</math> and <math>N_2</math>. The <math>N_1</math> curve is higher than the <math>N_2</math> curve. A horizontal dashed line at head <math>H_1</math> intersects the <math>N_1</math> curve at flow <math>Q_1</math> and the <math>N_2</math> curve at flow <math>Q_2</math>. An arrow points from <math>Q_1</math> to <math>Q_2</math>, indicating a decrease in flow while maintaining the same discharge pressure <math>H_1</math>.</p>	<p>流量変化<math>Q_1 \rightarrow Q_2</math>に対し、回転数を<math>N_1 \rightarrow N_2</math>に制御することで、吐出圧力(<math>H_1</math>)を一定に保つ。</p>	<p>流量変化に伴って、末端圧力は上昇している状態。</p>
末端圧力制御	<p>The graph shows head H on the vertical axis and flow Q on the horizontal axis. A curve labeled '管路抵抗曲線' (pipe resistance curve) rises from the origin. Two pump performance curves are shown, labeled <math>N_1</math> and <math>N_3</math>. The <math>N_1</math> curve is higher than the <math>N_3</math> curve. A horizontal dashed line at head <math>H_0</math> intersects the <math>N_1</math> curve at flow <math>Q_1</math> and the <math>N_3</math> curve at flow <math>Q_2</math>. An arrow points from <math>Q_1</math> to <math>Q_2</math>, indicating a decrease in flow while maintaining the same end pressure <math>H_0</math>. The discharge pressure at <math>Q_2</math> is labeled <math>H_2</math>, which is lower than <math>H_1</math>.</p>	<p>流量変化<math>Q_1 \rightarrow Q_2</math>に対し、回転数を<math>N_1 \rightarrow N_3</math>に制御することで、吐出圧力を<math>H_2</math>まで下げ、末端圧力(<math>H_0</math>)を一定に保つ。</p>	<p>最適な圧力で配水することにより、エネルギーロスを低減。</p>

省エネルギー効果 $\Delta P$  [W]は，図 2-26 の四角 (□) で囲んだ範囲に相当し，具体的には下記式より求められる．圧力の差  $(H_1 - H_2)$  [m] が大きければそれだけ得られる効果も大きくなる．ただし，実際に得られる省エネ効果は 1 日の配水量 (流量  $Q_2$  [m<sup>3</sup>/s]) の変動に依存することに注意する．

$$\Delta P = \alpha Q_2 (H_1 - H_2) / \eta \quad (2-9)$$

ここで，

$\alpha$  : 重力加速度 [m/s<sup>2</sup>] × 流体密度 [kg/m<sup>3</sup>],

$\eta$  : ポンプ効率 [-] × 電動機効率 [-],

を表す．

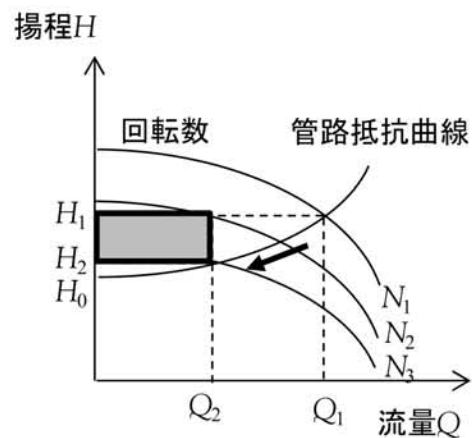


図 2-26 末端圧力制御による省エネ効果を表す図

図 2-26 に示す省エネ効果は、ある時間断面の効果であるため、実際に得られる省エネルギー効果は 1 日の需要量の変動（配水流量の変動）に依存する。そこで、ある事例を設定して、年間に得られる省エネルギー効果を試算する。

試算する際に用いた条件は以下の通りである。

【試算の条件】

- ・ 1 日の最大水需要量は 800m<sup>3</sup>/h でその時のポンプ消費電力は 400kW と仮定
- ・ 吐出圧力制御では最大水需要量の時に末端圧力 30m を保持
- ・ 末端圧力制御はすべての時刻で末端圧力が 30m になるようポンプ回転数を制御
- ・ 同じような水需要パターンが 1 年間継続すると想定
- ・ 費用換算には 16 円/kWh を採用（基本料金等は含まず）

図 2-28 に示す配水流量の変化を想定した場合における、1 日の電力量、吐出圧力、および末端圧力の変化を計算した結果を図 2-28 と図 2-29 に示す。図 2-28 は吐出圧力を 50m 一定で制御しており、この吐出圧力は最低圧力が 30m 以上になるよう設定されている時の結果である。また、図 2-29 は末端圧力が 30m で一定になるよう制御されている結果である。これらの図に示すように、吐出圧力制御の時の電力量は概ね配水流量の変化と同様に推移するのに対し、末端圧力制御では配水流量が少ない時間帯で大幅な電力削減量を示すことが分かる。

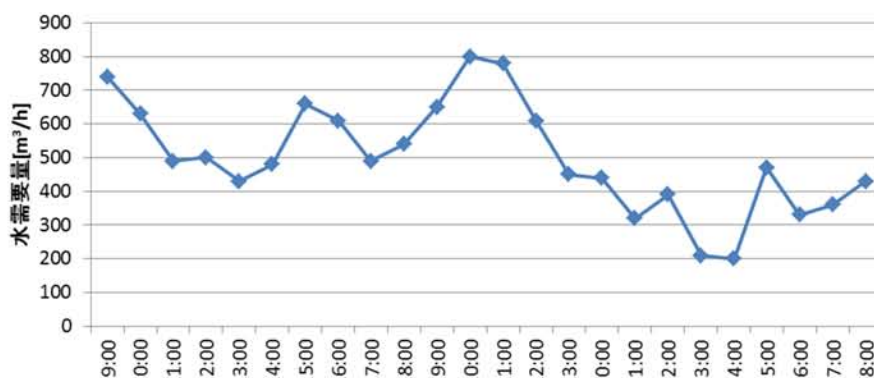


図 2-27 試算に用いた 1 日の水需要量

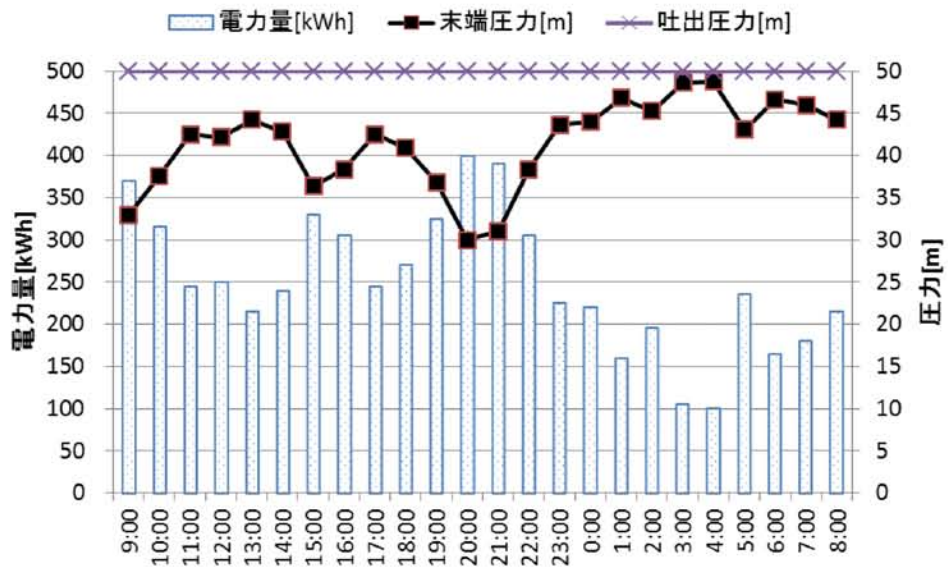


図 2-28 1 日における電力量（吐出圧力制御）

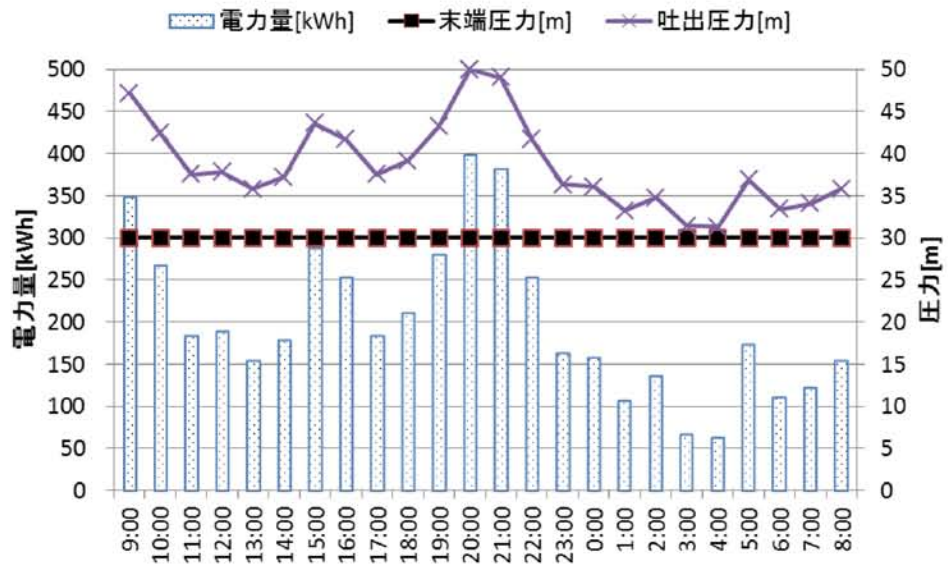


図 2-29 1 日における電力量（末端圧力制御）

この事例で想定した条件で年間の電力費の削減効果は、図 2-30 示すように、吐出圧力制御の時は 3,506 万円/年の電力費に対し、末端圧力制御では、2,820 万円/年の電力費となり、約 20%の省エネ効果が期待できることが分かる。

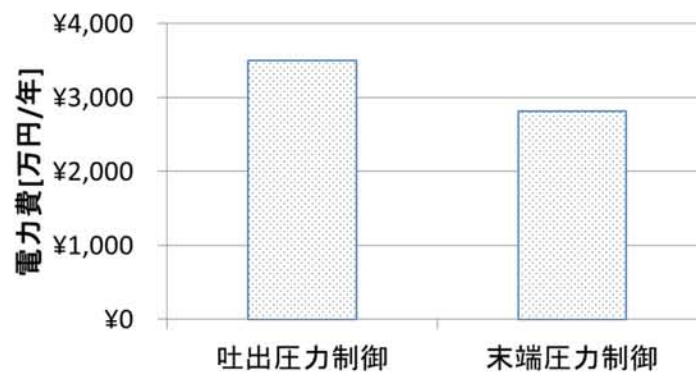


図 2-30 年間電力費の比較



## 第6節 結言

近年、配水区域における需要末端の濁度や残留塩素、水圧などをテレメータ等を用いて中央に伝送し、集中管理するニーズが高まっている。これらは、単に末端での水質を監視するだけでなく、より効率的な配水管理を目指している。こうした要求に対し、監視制御システムは、データの収集、日報・月報の作表などの機能は充実しているが、収集しているデータを十分に活用できていない課題がある。

中でも浄水の安定供給の観点から重要なデータである水圧に着目し、末端圧力制御の有るべき制御方式について言及した。パラレル方式、カスケード方式それぞれに対して、配水プロセスを構成するプロセスや機器をモデリングすることによるシミュレーションで両方式の性能を検証し、配水管網における末端圧力制御に関してはカスケード方式が適切であることを示した。

また、末端圧力制御を導入することによる漏水削減効果やエネルギー削減効果を試算する手法について述べ、費用対効果を見極めた上で末端圧力制御を導入することができることを示した。

## 参考文献

- 1) 厚生労働省：水道事業における環境対策の手引書（改訂版），pp. III-98-III-103, 2009.
- 2) 高桑哲男：配水管網の解析と設計，森北出版，1978.
- 3) 日本水道協会：水道施設設計指針，2012.
- 4) 日本水道協会：水道用バルブハンドブック，1987.
- 5) 黒川太，難波栄作，高橋郁雄，小林主一郎：ニューロ・ファジィ応用浄水場送水運用制御，電気学会研究会資料. IIC, 産業計測制御研究会, pp. 31-36, 1997.
- 6) 坂本義行，横川勝也，黒川太，芦木達雄，磯田浩一，山崎謙一：配水池容量の小さい最適送水計画問題への一考察，電気学会研究会資料 IIC, 産業計測制御研究会, pp. 53-58 2002.
- 7) 横川勝也，坂本義行，八重樫淳，川田行彦：水道広域化に対応する水運用最適化システム，環境システム計測制御学会誌，第8巻，第2号, pp. 37-41, 2003.
- 8) 高橋 信補，足立 進吾，武本 剛，梅木 実：水道の経営効率化に寄与する送配水系ソリューション，日立評論，97巻，8月号, pp. 439-442, 2015.
- 9) 高橋信補，鯉淵裕史，足立進吾，武本剛，小泉賢司：水道送水システムにおける電力デマンドレスポンスのためのポンプ運転スケジューリング方式. 電気学会論文誌 C, 第136巻，第8号, pp. 1200-1208, 2016.
- 10) 大島 信夫：水道の効率化を支援する情報統合型カオス需要予測，明電時報，第343号, pp. 12-18, 2014.
- 11) 厚生労働省：新水道ビジョン，2013.
- 12) 須田信英：PID 制御，システム制御情報ライブラリー 6, pp. 25, 1992.
- 13) 末石富太郎，雄倉幸昭：漏水量と水圧の関係，第17回全国水道研究発表会講演集, pp.118-119, 1966.



## 第3章 末端圧力推定に基づく夜間バルブ操作による漏水削減

### 第1節 緒言

漏水削減は水資源の有効利用の観点だけでなく、浄水にかかる薬品コストや水輸送に要するポンプの消費エネルギーを削減でき、環境負荷低減にも大きく寄与する。漏水を削減する方法としては、老朽管更新や漏水管修繕といった予防保全的対策のほかに、配水管網内の余剰水圧を抑制する運用制御的対策がある。予防保全的対策は漏水を生じる管孔そのものを塞ぐことができるため、その効果は大きい更新や修繕に必要な費用が高い。一方で、運用制御的対策は配水ポンプや減圧できる電動弁の運転方法を改良することで成されるため、比較的低い費用で効果を期待することができる。そこで本章では、運用制御的対策に着目し、自動制御を導入するより前の対策として、夜間に電動弁を操作することによって夜間最小流量を低減する対策事例を示す。

国内の上下水道事業は建設から維持管理の時代に入って久しく、従来の部分的な運用維持管理委託（O&M）だけでなく、自治体上下水施設の運用を民間企業が包括的に請け負う包括委託が増加してきている。また、中国、東南アジア、中東などの新興国では、上下水道インフラの立ち上げから維持管理までを行う水事業運営ビジネスが注目される中、日本も公民連携（PPP：Public Private Partnership）の枠組みで、自治体と民間企業が連携して新興国で水事業を行う動きが加速しており<sup>1)</sup>、例えば水事業運営ビジネスにおける ICT（Information and Communication Technology）を意識した施策が求められている<sup>2)</sup>。

浄水場や配水池から浄水を需要家まで供給する配水プロセスでは、管網データや多くのセンサデータから漏水検知や診断を行っているが<sup>3),4)</sup>、これらデータが少ない中小規模の事業体では、一般には限られた箇所でのセンサ情報（流量、水圧）から、運用改善に繋げることが重要である。本章では、運転管理データ（運転管理日報や月報など）のみから配水プロセスにおける夜間の余剰水圧を分析する。ここでの余剰水圧とは、朝方や夕方の水需要が多い時間帯の水圧に比べて夜間増加する水圧を示す。また、現地での水圧測定の結果から、余剰水圧を抑制するために、オペレーションの改善策を立案する。さらに、この施策による漏水削減効果を検証する。

以下、第2節では対象とした配水プロセスや運用制御的対策の基となるデータと、余剰水圧を推定するためのモデル化の方法について述べる。第3節では実データに基づいて余剰水圧を推定した結果と余剰水圧を抑制した場合の漏水削減効果を試算する。そして、第4節では、配水区域内における末端圧力の変化を時系列で推定し、余剰水圧が発生している

時間帯を特定するとともに、余剰水圧を抑制できる電動弁の操作量をデータのみから明らかとする。また、その結果として得られる漏水削減効果の見込みを示す。

## 第2節 対象プロセス

対象とした配水プロセスを図 3-1 に示す。約 2 万  $\text{m}^3$ /日の中小規模の水道事業で、第 1 および第 2 浄水場で浄水処理を行ったのち、第 1 および第 2 配水池を経て市街地に浄水を供給するプロセスである。また、テレメータ等で常時計測するのは費用の関係で困難であったが、より安価に水圧を測定できる自動水圧測定器が 2 箇所設置されており、水圧を 10 時、11 時、12 時、19 時、20 時の正時にのみ測定値を記録している。この時間帯での記録は、水需要量が多くなる時間帯に適切な水圧が保たれているかを確認することが目的であって、比較的水圧が高くなると思われる水需要量が少ない夜間は測定できていない。さらに、中央監視室から運転員がオペレーションできるバルブは 1 カ所の電動弁のみである。このように、漏水量の削減に向けて利用できるデータは限られたプロセスを対象とする。

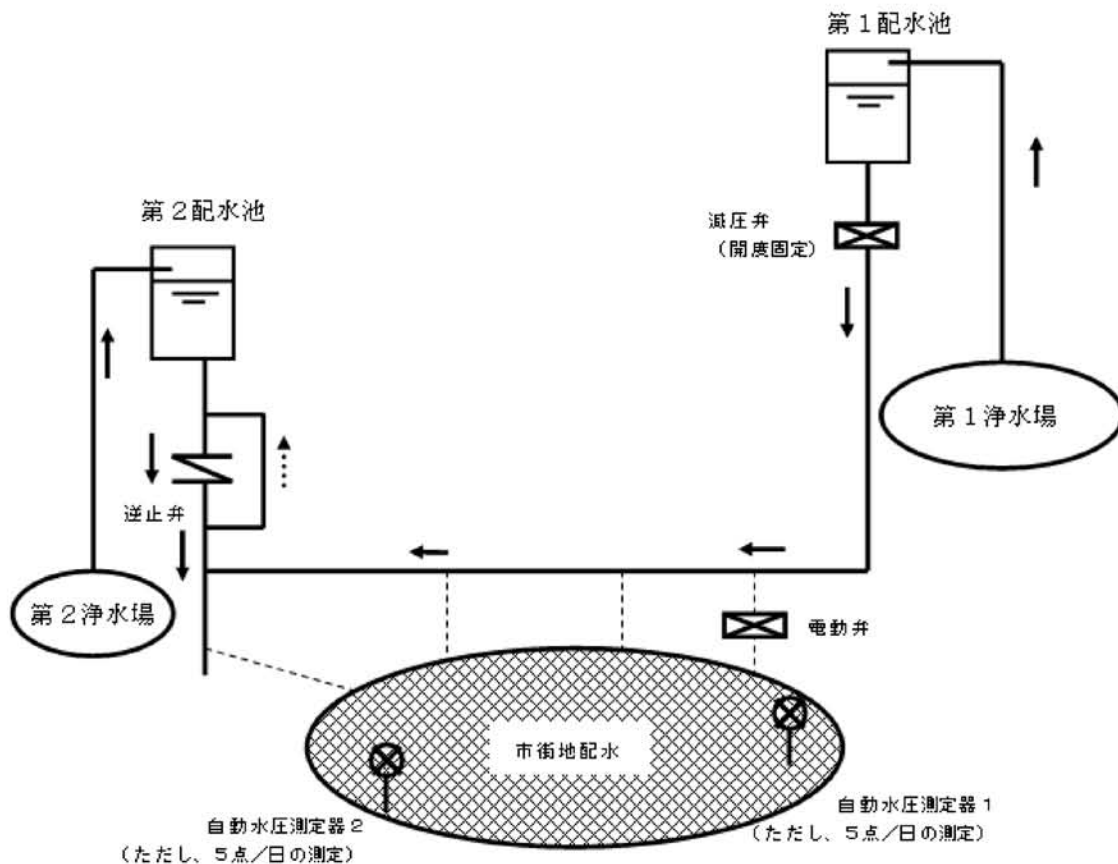


図 3-1 対象となる配水プロセス

このような配水プロセスにおいて、中央監視システムで収集できるデータのみから夜間の余剰水圧を推定するためには、推定モデルが必要になる。一般的には、市街地配水区域の管路図面から管路1本1本の口径や長さや各管路の接続状況などを調べた上で管網モデルを構築し、管網解析により配水区域の水圧を推定する<sup>5),6)</sup>。しかしながら、上記作業には多大な時間や費用を費やすだけでなく、夜間の各需要家の水使用量を正確に知ることは困難であり、管網解析に必要な節点需要量を正しく設定することは一般に難しい。

そこで、現時点で測定可能なデータのみから夜間の水圧を推定するための簡易モデルを構築する。具体的には、2箇所の浄水供給点と2箇所の水圧測定点を単純に管路で繋いだ図3-2に示す簡易モデルを考える。本モデルでは、物理法則である流量収支およびエネルギー収支を表す次式のようにモデル化する。(3-1)式は流量収支を、(3-2)式はエネルギー収支を表す。なお、M点の浄水供給、m点の水圧測定の場合には(3-1)式はM本、(3-2)式は2M+m-1本の連立方程式となる。エネルギー収支については管路壁面による圧力損失のみを考慮し、圧力損失はヘーゼンウィリアムズ式<sup>12)</sup>に従って、流量の1.85乗に比例することとする。

$$\begin{cases} Q_1 = Q_a + Q_x \\ Q_2 + Q_x = Q_b \end{cases} \quad (3-1)$$

$$\begin{cases} (h_1 + H_1) - P_a = r_1 Q_1^{1.85} \\ P_a - (P_A + H_A) = r_a Q_a^{1.85} \\ P_a - P_b = r_x Q_x^{1.85} \\ (h_2 + H_2) - P_b = r_2 Q_2^{1.85} \\ P_b - (P_B + H_B) = r_b Q_b^{1.85} \end{cases} \quad (3-2)$$

ここで、

$h_1$  : 第1配水池水位[m],

$h_2$  : 第2配水池水位[m],

$Q_1$  : 第1配水池配水流量[m<sup>3</sup>/h],

$Q_2$  : 第2配水池配水流量[m<sup>3</sup>/h],

$P_A$  : 自動水圧測定器Aの圧力[m],

$P_B$  : 自動水圧測定器Bの圧力[m],

$H_1$  : 第1配水池標高[m],

- $H_2$  : 第 2 配水池標高 45[m],
- $H_A$  : 自動水圧測定器Aの標高25[m],
- $H_B$  : 自動水圧測定器 B の標高・25[m],

であり, これらは中央監視システムなどから入手可能で, 標高の値は対象プロセスの設置標高である. また,

- $P_a$  : 分岐点aの圧力[m],
- $P_b$  : 分岐点bの圧力[m],
- $Q_a$  : 分岐点aから自動水圧測定器Aへの流量[m<sup>3</sup>/h],
- $Q_b$  : 分岐点bから自動水圧測定器Bへの流量[m<sup>3</sup>/h],

であり, 中間変数を表す.

なお, 調整すべき未知パラメータは管路抵抗 $r_i$ [-]である.

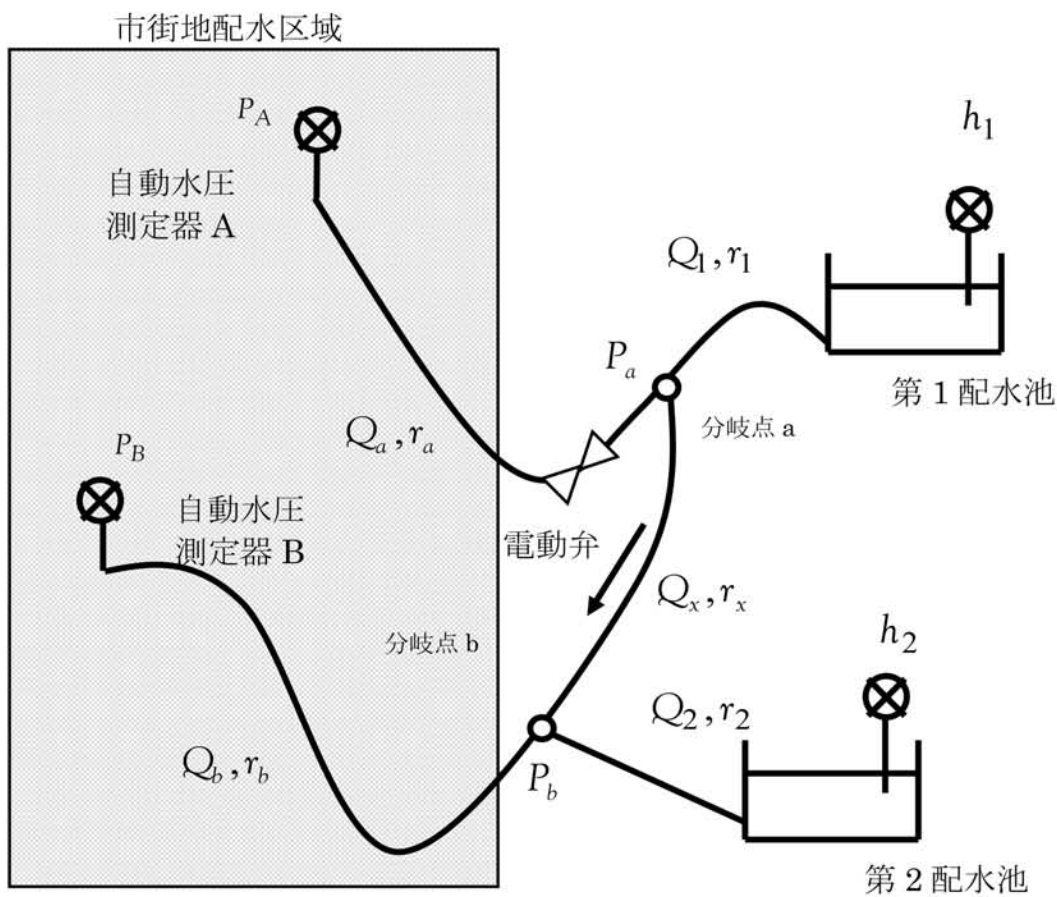


図 3-2 市街地配水区域の簡易モデル



上述した配水プロセスを対象に、運用制御的対策で漏水削減を検討した手順について、フローを図 3-3 に示す。対象とする配水プロセスをモデル化したのち、中央監視システムから得られている実データに基づいて、モデルのパラメータを調整する。調整後のモデルが実測されている水圧を精度良く表すことが可能である場合には、その圧力を抑制するアクチュエータ（ポンプやバルブ）を選定し、現地での測定によりその減圧効果を確認して施策を立案する。最後に、立案した施策による漏水削減効果を確認する。次節以降は、概ねこのフローに従って詳細を説明する。

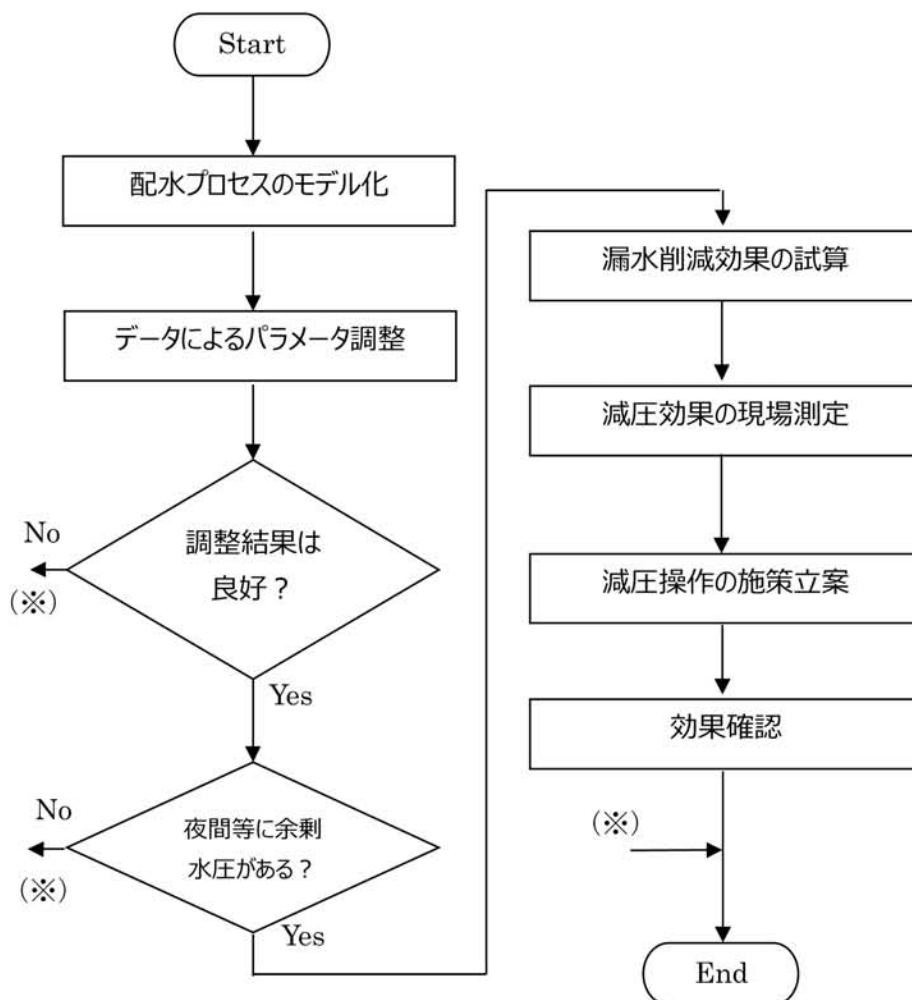


図 3-3 検討フロー

### 第3節 余剰水圧の推定と漏水削減効果の試算

前述した簡易モデルに対して1日における水圧変化を推定し、余剰水圧の有無を推定する。限られた測定データのみで推定する必要があるため、(1)項では既知である配水池流量や1日5点の自動水圧測定器による末端圧力の実データを用いて(3-1)式および(3-2)式における未知パラメータ $r_i$ を同定する。(2)項では、その結果であるモデルを用いて、1日の水圧変化を推定し、余剰水圧の有無を調べる。さらに、(3)項では、その余剰水圧を抑制した場合の漏水削減効果を調べる。

#### (1) パラメータ $r_i$ の同定

(3-1)式および(3-2)式の連立方程式に対して、未知パラメータである $r_i$ を同定する。同定に用いるデータは77日×5点の385サンプルとし、(3-3)式に示す評価関数 $J$ が最小になる $r_i$ を決定する。

$$J = \sum_{t=1}^{385} \left[ \left( P_A(t) - \hat{P}_A(t) \right)^2 + \left( P_B(t) - \hat{P}_B(t) \right)^2 \right] \quad (3-3)$$

ただし、 $\hat{P}_A$ と $\hat{P}_B$ は推定値を表し、(3-1)式と(3-2)式の関係から(3-4)式で表現される。

$$\begin{aligned} \hat{P}_A &= (H_1 - H_A) + h_1 - r_1 Q_1^{1.85} - r_a Q_a^{1.85} \\ \hat{P}_B &= (H_2 - H_B) + h_2 - r_2 Q_2^{1.85} - r_b Q_b^{1.85} \end{aligned} \quad (3-4)$$

(3-3)式の最小化問題を解いた結果を表3-1に示す。 $r_x$ の値が大きいのは市街地配水区域を管路1本のみで表現した簡易モデルであるためである。

表 3-1 管路抵抗の計算結果

変数	値
$r_1$	10
$r_a$	181
$r_x$	30794
$r_2$	10
$r_b$	883

表 3-1 に示す値を用いて推定した  $P_A$  と  $P_B$  の結果は図 3-4 に示す通りである。  $P_A$  と  $P_B$  の測定値と推定値との平均絶対誤差はそれぞれ 3.38m, 2.57m であり、測定値と(3-4)式による推定値との重相関係数はそれぞれ 0.187, 0.297 であった。ここで、大きさ  $N$  の任意標本の重相関係数を  $R$  とするとき、次式で定義される統計量  $t$  値は自由度  $N - k$  の  $t$  分布に従うことから、それぞれの  $t$  値は 3.725, 6.087 と計算される。ここでは  $N=385$  で、 $k$  はモデル式のパラメータ数で、(3-4) 式では  $k=2$  となる。

$$t = |R| \sqrt{\frac{N-k}{1-R^2}} \quad (3-5)$$

自由度 383 で有意水準 1% の時の  $t$  値である  $t_{0.01}$  は  $t$  分布表から 2.589 であり、  $P_A$ ,  $P_B$  の双方において、  $t > t_{0.01}$  が成立することから、有意な相関があると言える。

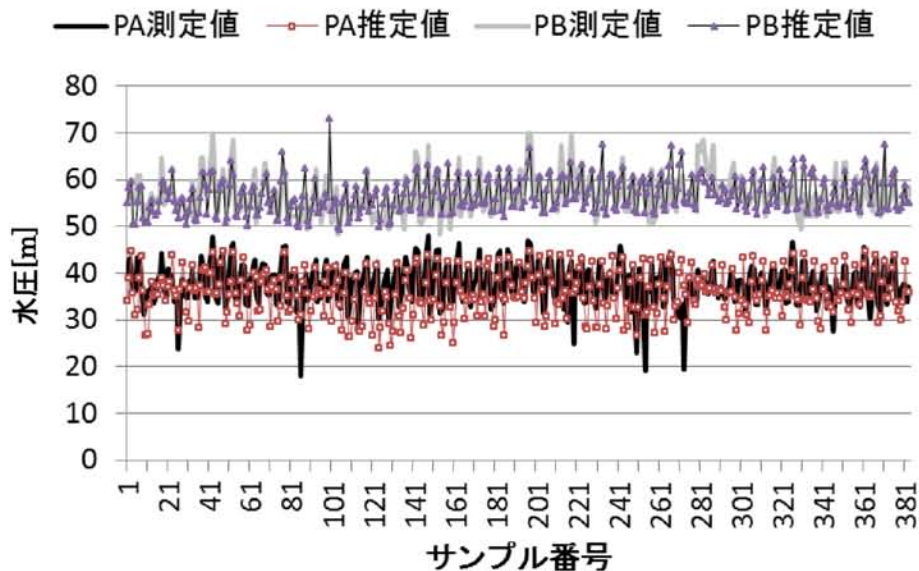


図 3-4 同定後の推定結果

## (2) 余剰水圧有無の確認

前節で得た(3-4)式を用いて、1日の水圧変化を推定した結果を図3-5に示す。図で示した時刻における配水流量は、(1)項で用いた77日分データの平均値を示している。図に示す通り、 $P_A$ 、 $P_B$ それぞれ4時をピークに最も水需要量が多い20時の水圧と比べて、水圧が約10m高いことが明らかとなった。各測定点が末端圧力とは限らないが、水需要量が多い時間帯では約10m低い水圧で十分給水できていることから、水需要量が少ない夜間の水圧は余剰であると言える。なお、11時～17時も比較的水圧が高い時間帯であるが、比較的水需要が少なく安定している22時から翌朝7時までを夜間の余剰水圧と定義し、これを抑制することを試みた。なお、1時～5時の時間帯に $Q_2$ が負の値を示しているが、これは逆流していることを表す。

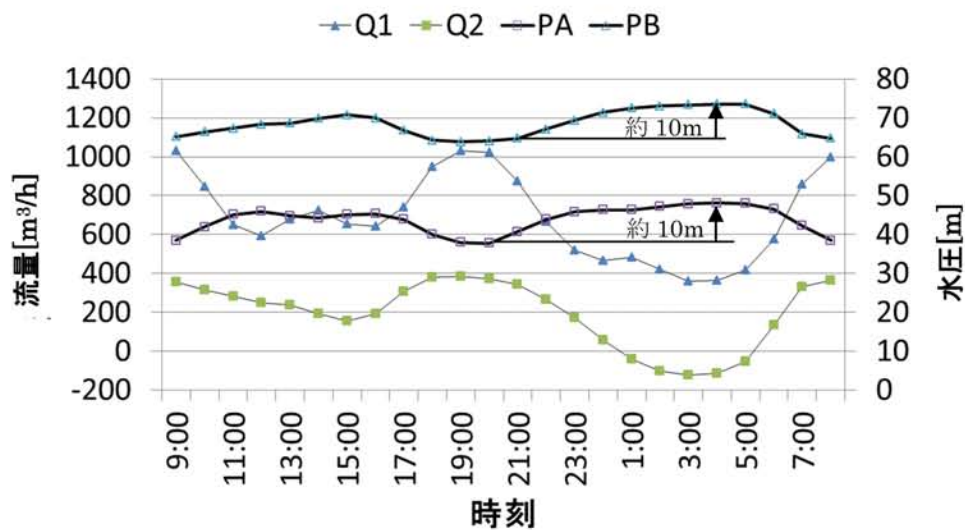


図3-5 モデルによる1日の水圧変化

### (3) 漏水削減効果の推定

夜間に生じている余剰水圧10mを抑制した場合の漏水削減効果を推定する。一般に配水区域内の水圧と漏水量との比率には、以下の関係があることが実験的に確認されている<sup>8)・11)</sup>。

$$\frac{l}{l_0} = \left( \frac{E}{E_0} \right)^\alpha \quad (3-6)$$

ここで、

$l$  : 漏水量[m<sup>3</sup>/h],

$E$  : 有効水頭[m],

$\alpha$  : 実験乗数[-],

を表し、添え字の0は圧力調整前の漏水量および有効水圧を示す。(3-6)式は、配水本管での減圧によって、配水支管や給水管での漏水を水圧抑制率 $E/E_0$ の $\alpha$ 乗に比例して削減できることを示している。 $\alpha$ は0.5~1.5の範囲を取ることが一般的であるが、ここでは実験的に算出された1.15<sup>12),13)</sup>を採用した。

対象とする配水区域での夜間の平均的な水圧を $P_0$ [m]、1日の漏水量を $L_0$ [m<sup>3</sup>/日]とすると、1日のうち水圧を $P_0 - \Delta P$ まで $h$ 時間だけ抑制した時の1日の漏水量 $L_1$ [m<sup>3</sup>/日]は、以下の式で表現できる。

$$L_1 = \frac{(24-h) + h \left( \frac{P_0 - \Delta P}{P_0} \right)^{1.15}}{24} L_0 \quad (3-7)$$

電動弁に比較的近い $P_A$ に関して言えば、夜間の平均的な水圧 $P_0$ を50mとし、夜間の5時間だけ水圧を10m抑制できたとすると、(3-7)式に従い、

$$\frac{L_1}{L_0} = \frac{(24-5) + 5 \left( \frac{50-10}{50} \right)^{1.15}}{24} = 0.953$$

となり、1日の漏水量を約5%削減可能と推定することができる。

#### 第4節 現場試験での対策立案と実効果評価

前節までに、夜間の余剰水圧を抑制することで漏水削減が見込めることが分かった。本節では、現場試験として、実際に夜間の水圧測定を実施して余剰水圧を確認するとともに、バルブ操作による余剰水圧の抑制について説明する。また、夜間最小流量の分析によってその効果を検証する。

##### (1) 減圧効果の現場測定

まず、夜間に減圧が可能なアクチュエータの性能を知る必要がある。そのため本配水プロセスでは、中央監視システムから余剰水圧を抑制できる 1 ヶ所の電動バルブの開度を夜間に絞った場合の  $P_A$  および  $P_B$  付近の 1 日の水圧測定を実施した。結果を図 3-6 に示す。従来からの弁開度は 25%であったのに対し、段階的に 1%ずつ 21%まで絞っていった結果である。図に示すように、夜間の弁開度を絞ることによって  $P_A$  および  $P_B$  が減少していることを確認することができた。キャビテーションの発生を抑制するために、弁開度を 21%より絞ることができないシステム上の制約があるため、現場測定も 21%までとしている。

なお、図 3-6 で示している弁開度が 20%より小さい時の末端圧力は、弁開度 21%から 24%までの末端圧力の測定値に基づいて、弁開度  $u$  (%) に対する圧力損失  $C_v$  [m] を (8) 式で近似し、最小二乗法により得られたパラメータ  $c$  および  $n$  を用いて、外挿した場合の参考値である。

$$C_v = c \left( \frac{100}{u} \right)^n \quad (3-8)$$

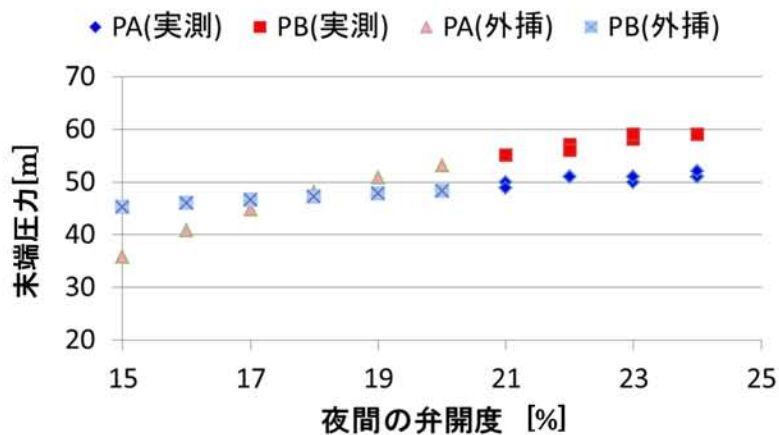


図 3-6 弁操作による末端圧力の変化

また、図3-7に示すように、電動弁の操作で末端圧力が下がったことによって、1日の夜間最小流量も減少していることを確認できた。夜間最小流量とは、夜間の時間帯で水使用量の全く無いと考えられる夜間の時間帯における最小の流量をいう。配水区域の規模にも依存するが、夜間最小流量の変化を漏水量の変化とみなすことによって、配水区域の漏水量変化を捉えることができる<sup>14)</sup>。

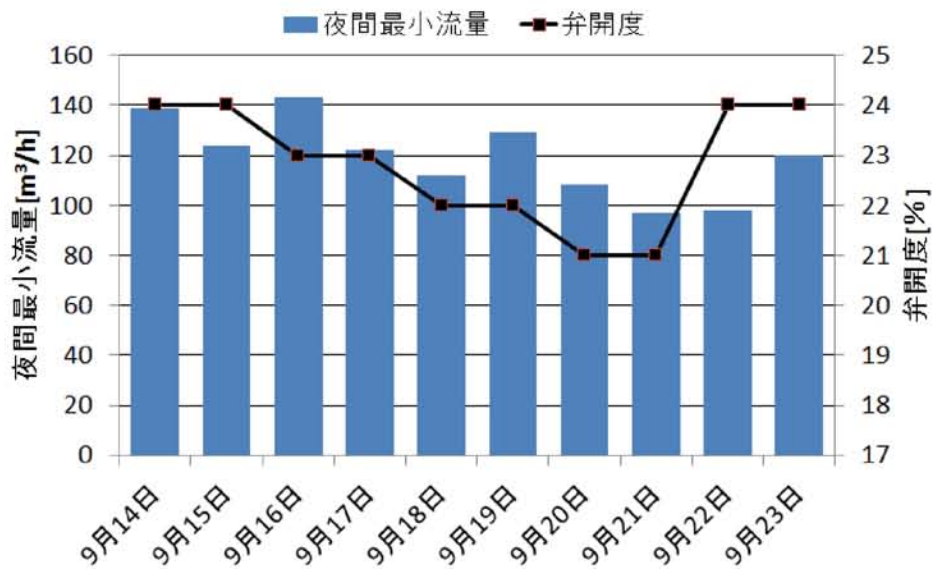


図 3-7 弁開度に伴う夜間最小流量の変化

## (2) 運転改善方法の立案

前項でバルブ操作によって余剰水圧を抑制できることが分かった。本項では、夜間にバルブ操作する時間帯を特定し、さらに現場でバルブ操作する開度を決定する。

図3-8に現場測定した $P_A$ および $P_B$ 付近の1日の水圧変化を示す。図に示すように、両水圧とも22時から水圧が高くなり始め、水需要が増え始める翌朝7時まで概ね10mから15m程度の余剰水圧を確認できた。したがって、22時から翌朝7時の時間帯で電動弁を操作することが可能と判断した。

また、前掲の図3-6に示したように、例えば $P_B$ を50mに維持する程度で良ければ弁開度を19%まで絞ることは可能となるが、システム上の制約を優先して最小の弁開度を21%までとした。

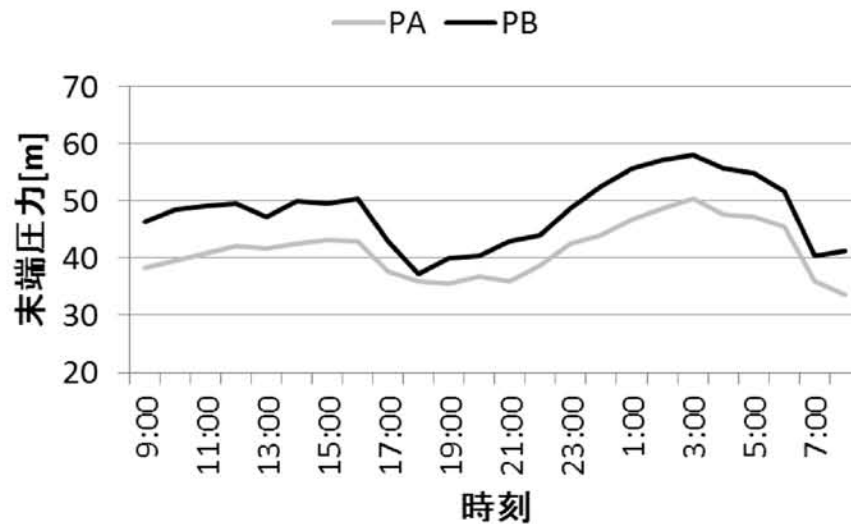


図 3-8 1日の水圧変化 (測定値)



さらに、図3-9に示すように、21%開度にする時間帯は余剰水圧が現れる前後2時間分の余裕をもたせ、実運用上は翌0時～翌朝5時までとした。

結果的に立案した運用方法は以下である。

- ・ 夜間以外（7時～22時）は従来通り25%または27%開度
- ・ 22時～翌0時は24%開度
- ・ 翌0時～翌5時までは21%開度
- ・ 翌5時～翌7時は24%開度

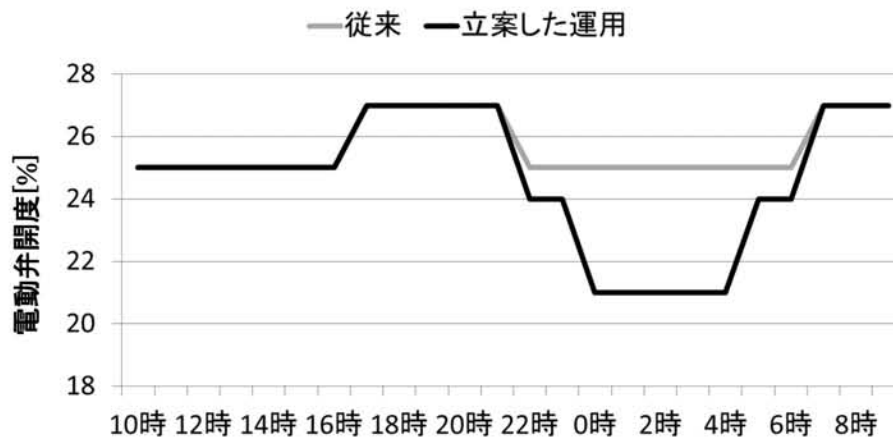


図 3-9 立案した運用 (バルブ操作)

### (3) 漏水削減効果の検証

夜間最小流量を指標として漏水削減効果の検証を行った。第2節に示した対象プロセスにおけるある1日の夜間最小流量 $Q_{\min}$ は、次式で表される。なお、式中の括弧( )内の数字は1日24時間分の時刻を表す。

$$Q_{\min} = \min[Q_s(0), Q_s(1), \dots, Q_s(23)]$$
$$Q_s(t) = Q_1(t) + Q_2(t) \quad (3-9)$$

前項で立案した施策を実運用として実施した約3ヶ月間の結果を図3-10に示す。図はその1年前の同時期の夜間最小流量も示している。図に示す通り、夜間にバルブ操作を行うことによって、1日の夜間最小流量が継続して減少していることが分かる。H23年のものを従来とし、H24年の結果を今回とすると、図3-11に示す箱ひげ図に示す通り、平均値で約40m<sup>3</sup>/hの差があるとともに、両分布に対するP値は0.00 (<0.05) で有意な差があることを確認できた。バルブ開度を21%にしている5時間すべてで同様の効果が得られていると仮定すると、漏水量は40m<sup>3</sup>/h×5h=200m<sup>3</sup>/日削減可能と試算できた。

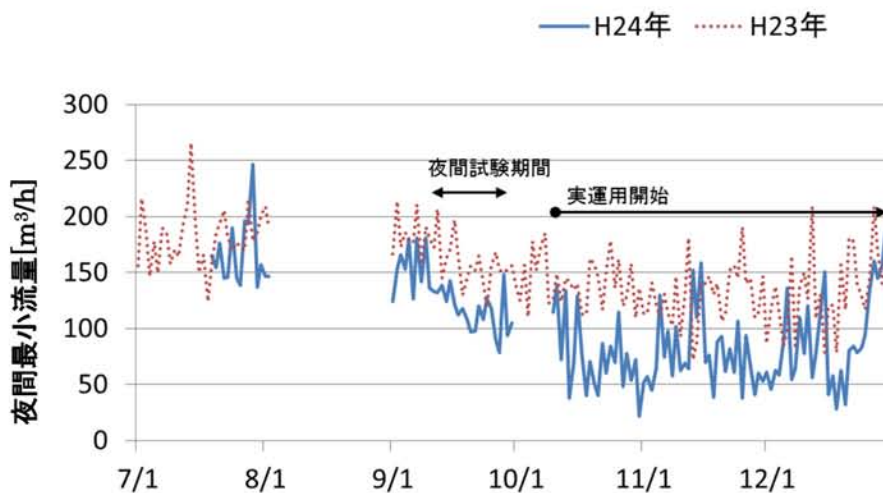


図 3-10 夜間の弁操作による夜間最小流量の減少

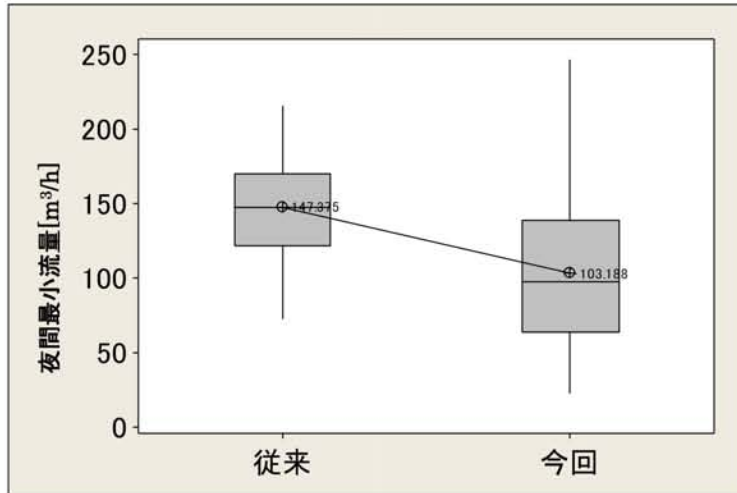


図 3-11 夜間最小流量の箱ひげ図

この見込みの漏水量削減効果を図3-12に示す。本章で対象とした配水プロセスは、2万m<sup>3</sup>/日規模の配水管網であり、その漏水量は平均3,125m<sup>3</sup>/日である。今回の対策で得られた200m<sup>3</sup>/日の漏水量削減は、漏水量の約6.4%削減に相当する。また、無効水量とここでの漏水量は等しいとして有効率に換算すると、従来は、 $\frac{(20,000 - 3,125)}{20,000} = 0.844$ であったのに対し、今回は、 $\frac{(20,000 - 3,125)}{20,000 - 200} = 0.853$ となり、約1%の有効率向上に相当する。

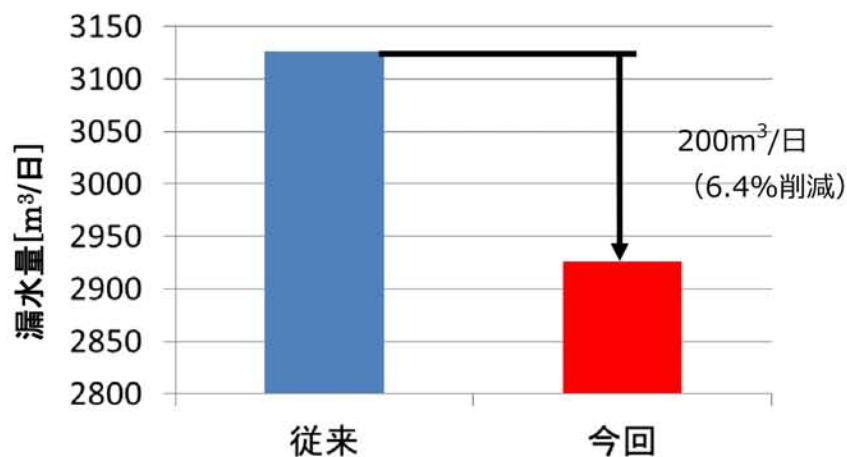


図 3-12 得られた漏水削減効果

## 第5節 結言

本章では、限られた測定点で、かつ、24時間中5点の限られた時間帯での水圧データしか得られていない市街地への配水プロセスに対し、まず測定可能なデータのみから比較的水圧が高くなる夜間の水圧が余剰であるかを調べる方法を示し、その余剰水圧を抑制することによる漏水削減効果を試算する方法を示した。これらの方法により、対象としている配水プロセスで夜間に電動弁を絞る操作をすることのメリットを事前に把握することができ、民間企業が包括委託を受託している場合などに委託元である自治体等に対する運転改善の主旨を定量的に説明できると考える。対象とした配水プロセスでは、朝方や夕方の水需要が多い時間帯と比べて夜間の余剰水圧が10m程度あることを簡易モデルで明らかとし、その余剰水圧の抑制により漏水量を5%削減できる見込みを得た。

一方、夜間の余剰水圧を抑制することで漏水削減の効果が期待できることは一般に知られているが、どの程度まで弁開度を絞ることができるのかを明らかにすることは簡単ではない。そこで、現場試験を実施して、実際の余剰水圧を確認するとともに、弁開度に対する末端圧力を測定することで現実的な夜間の弁開度を決定する手法を一例として示した。さらに実効果として夜間最小流量が減少することを確認し、夜間のバルブ操作によって漏水量を6.4%削減できることを示した。

一般にこのような一連の改善施策は、多くのセンサデータや管網データが必要になるが、上述してきたような手順によって、より安価に漏水削減の効果が期待できることを検証できた。この事例では、安全面で余裕をもった夜間の弁開度操作であったが、夜間だけでなくリアルタイムでの末端圧力制御を導入することによってさらなる漏水削減効果を期待することができる。

ICT活用の重要性が高まる中、一般に配水プロセスでは、多くのデータを取得するにはコストがかかる。特に、公民連携で水事業を行う場合には、第一段階として現状得られるデータのみから簡易的な推定を行って施策の効果を確認し、その後現場測定によって推定結果の裏付けを取りながら、実施策に展開することがその事業の特性上からも効果的と考える。そして、運転員によるオペレーションの負荷が高い施策を実施する場合には自動制御などのシステム導入を検討し、予算に見合った具体的な施策をシステム化してさらなる改善効果を得るといった段階的なスキームが重要と考える。

## 参考文献

- 1) 厚生労働省健康局：新水道ビジョン，2015.
- 2) Antonio Candeliera, Davide Soldi, Dante Conti, Francesco Archetti: Analytical Leakages Localization in Water Distribution Networks through Spectral Clustering and Support Vector MACHINES – the ICeWater approach, 16th Conference on Water Distribution System Analysis, WDSA, 2014.
- 3) T. Hill, G. Symmonds, The Smart Grid for Water: How Data Will Save Our Water and Your Utility, Ingram Pub Services, 2013.
- 4) P.C.D. Milly, J. Betancourt, M. Falkenmark, R.M. Hirsch, Z.W. Kundzewicz, D.P. Lettenmaier, R.J. Stouffer: Stationarity is dead: whither water management?, Science, 319, 2008.
- 5) Z.Y. Wu, P. Sage, D. Turtle, M. Wheeler, M. Hayuti, S. Velickov, C. Gomez and J. Hartshorn: Leak detection case study by means of optimizing emitter locations and flows, in Annual Water Distribution Systems Analysis Conference 2008, South Africa, pp. 758-768, 2008.
- 6) Z.Y. Wu, P. Sage and D. Turtle: Pressure-Dependent Leakage Detection Model and Its Application to a District Water System, J. Water Resour. Plann. Manage. 136 pp.116-128, 2010.
- 7) 米谷栄二：土木計画便覧，丸善出版，1976.
- 8) Jakobus Ernst van Zyl: Theoretical modeling of pressure and leakage in water distribution systems, 16th Conference on Water Distribution System Analysis, WDSA, 2014.
- 9) Shingo Adachi, Shinsuke Takahashi, Hiromitsu Kurisu, Hideyuki Tadokoro: Estimating area leakage in water networks based on hydraulic model and asset information, 16th Conference on Water Distribution System Analysis, WDSA, 2014.
- 10) Sam Fox, Richard Collins, Joby Boxall, Dynamic leakage: Physical study of the leak behaviour of longitudinal slits in MDPE pipe, 16th Conference on Water Distribution System Analysis, WDSA, 2014.
- 11) Francesco De Paola, Enzo Galdiero, Maurizio Giugni, Raffaele Papa, Gianfranco Urciuoli: Experimental investigation on a buried leaking pipe, 16th Conference on Water Distribution System Analysis, WDSA, 2014.

- 12) 高桑哲男：配水管網の解析と設計，森北出版，1978.
- 13) 末石富太郎，雄倉幸昭：漏水量と水圧の関係，第17回全国水道研究発表会講演集，pp.118-119，1966.
- 14) K. Behzadian, Z. Kapelan, D.A. Savic, A. Ardeshir: Stochastic sampling design using multi objective genetic algorithm and adaptive neural networks, *Environmental Modeling and Software*, pp. 530–541, 2009.
- 15) 横川勝也，稲員とよの，小泉明，難波諒，杉野寿治：末端圧力推定に基づく夜間バルブ操作による漏水削減，*土木学会論文集G (環境)*，Vol.72，No.7，pp.449-455，2016.



## 第4章 配水管網における漏水事故の位置推定

### 第1節 緒言

水資源の有効利用や省エネ・省コスト等の観点から、漏水の自動検知・位置推定に対するニーズが高まっている。特に管路破断による漏水の事故（漏水事故）は、水供給サービスの停止だけでなく、その規模によっては床上・床下浸水事故をはじめ<sup>1)</sup>、地盤崩壊等により多額の修繕費用が発生することから、迅速な検知・位置特定が必要である。また、日本全国に敷設された水道管路は約64万kmにも及ぶ一方で、経験豊富な職員の退職や人口減少に伴い、職員1人あたりが対応すべき管路延長が増加傾向にあることから、今後、より迅速な漏水事故の検知・位置特定が求められる<sup>2),3)</sup>。

一般に、配水区域入口に設置している流量計におけるモニタリングデータ（流量データ）の急激な上昇で大規模な漏水事故の検知は可能であるが、漏水が地上に現れない漏水（地下漏水）の場合にはその位置を迅速に特定することは困難である。さらに、夜間や積雪時に生じた漏水事故などは、例え地上に現れる漏水であっても発見そのものが難しい状況にある<sup>4)</sup>。

事故の検知に関しては、監視制御(SCADA:Supervisory Control And Data Acquisition)システムから得られる流量データに基づいて、大規模な漏水であれば流量値を監視することで検知し<sup>5)</sup>、あるいは小規模な漏水であれば、Wavelet解析を応用して低周波成分での流量変化で漏水を検知する方法や累積和を監視してある閾値を逸脱した場合に漏水と判定する手法が知られている<sup>6)</sup>。

一方で、位置特定に関しては、WSN(Wireless Sensor Network)での多点・高速による水圧測定データに基づいて、水圧反応時間差から破断位置を推定する手法が知られている<sup>7)</sup>。この手法では、事故位置との距離差を測定し、管路ネットワークのグラフ構造を用いて、その距離差がある箇所をダイクストラ法<sup>8)</sup>を利用して求解している。また、グラフ上の全ノードに関して予め伝搬距離等をすべて計算しておいて、圧力波の距離差が想定されるものと最も近く、かつ、その観測された圧力波の振幅の減衰率が想定されるものと最も近いものを選んでノードを特定する方法もある<sup>9)</sup>。

しかしながら、これらの手法は何れも管路ネットワークのグラフ構造（管網データ）を用いているため、管網データが整備されていない場合には利用できない。また、そのデータを整備するには、地中に埋設されている管路の口径や長さ、材質などの情報や管路ごとの接続関係を調べる必要があり、多くの時間とコストを要する。さらに、GIS（地図情報シ



システム)が整備されていても、管路更新や新設に対するデータ更新が必要になり、常に最新の管網データを保持するためには、多大な労力と費用を要する<sup>10)</sup>。

一般に、配水区域入口に設置している流量計データの急激な上昇で管路破断の漏水事故検知は可能であるが、地上に現れない漏水の場合にはその位置を迅速に特定することは困難である。そこで本章では、管路破断時に生じる周辺の水圧変化を秒周期で捉え、管網モデルといった配水管網のネットワーク構造のデータを用いることなく、複数水圧計間の反応時間差から漏水事故が発生した位置を推定する方法を提案する。具体的には、管路破断時に生じる水圧変化を秒単位で捉え、複数水圧計間の反応時間差から管路が破断した位置を双曲線を用いて絞り込む方法を提案する。

## 第2節 対象プロセス

本章で対象とするデータ監視のシステム、および分析対象とした配水ブロックの諸元と漏水事故データについて述べる。

### (1) 監視制御システムによるデータ監視

本章で対象とする監視制御システムの概略を図4-1に示す。1つの配水池から各配水ブロックへ浄水が供給される管網ネットワークであり、配水ブロックへの流入量を監視するために入口に一つの流量計が設置されており、配水ブロック内の圧力を監視するために2つ以上の水圧計が設置されている。これら配水ブロックを対象として流量および水圧データを最速0.85秒周期でデータを蓄積し、テレメータを介してリアルタイムで中央監視している。なお、双方向通信による各センサの時刻同期機能やWeb上でのデータ監視、異常時のSMS(Short Message Service)通報機能も備える。

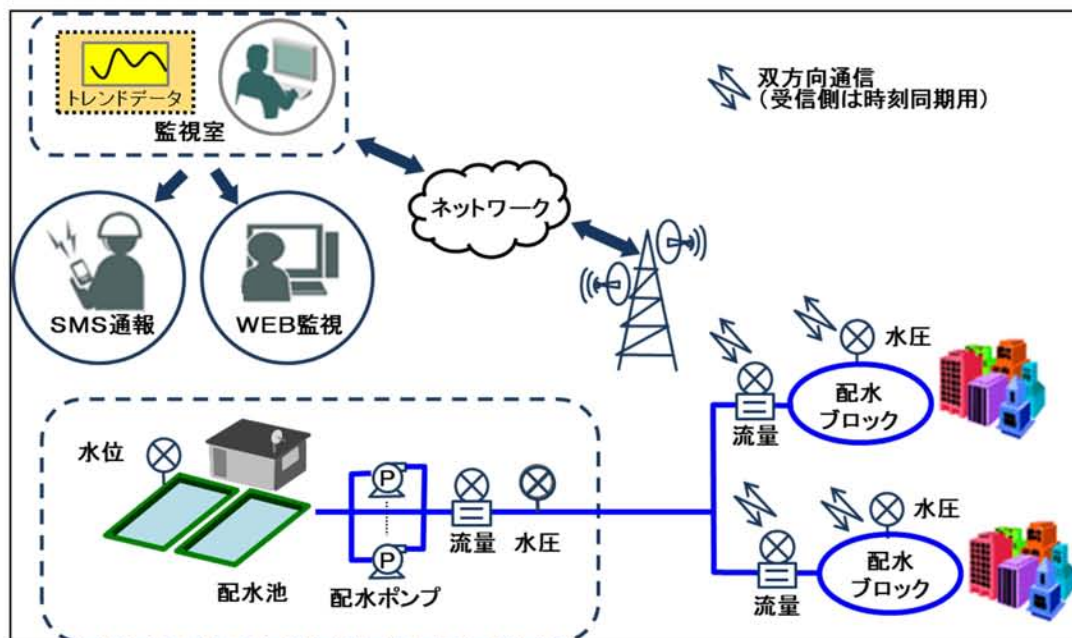


図 4-1 システム構成図

## (2) 対象となる配水ブロックと分析対象データ

図4-1に示す監視制御システムを備えた配水プロセスにおいて、2013年7月に発生した管路破断による漏水事故発生後のデータ分析により、事故位置の推定を行った。評価に用いたデータを表4-1に示す。Aブロック、Bブロックの2配水ブロックを対象とし、その領域面積は概ね4km×5kmの20km<sup>2</sup>である。また、主要管路とセンサ設置位置を図4-2、図4-3に示す。

Aブロックは約7,000m<sup>3</sup>/日規模の配水ブロックで、入口に1つの流量計(Q<sub>A</sub>)、ブロック内に4つの水圧計(P<sub>A1</sub>~P<sub>A4</sub>)が設置されている。またBブロックは約5,000m<sup>3</sup>/日規模の配水ブロックで、入口に1つの流量計(Q<sub>B</sub>)、ブロック内に3つの水圧計(P<sub>B1</sub>~P<sub>B3</sub>)が設置されている。

分析した漏水事故は、Aブロックでは漏水事故により、最大で250m<sup>3</sup>/hの流量変化が発生し、Bブロックでは最大で500m<sup>3</sup>/hの流量変化が発生した。なお、両事故は住民による通報によってその位置を特定できたため早期復旧できた事例である。

表 4-1 分析用の漏水事故データ

対象 ブロック	Aブロック	Bブロック
規模	約 7,000 m <sup>3</sup> /日	約 5,000 m <sup>3</sup> /日
水圧計	4 個	3 個
事故発生 日時	2013/7/22 11:30	2013/7/23 10:58
最大流量変化	+250m <sup>3</sup> /h	+500m <sup>3</sup> /h
復旧時間	2.5h	0.5h
最大水圧変化	-0.3MPa	-0.7MPa
漏水管路の口径	150mm	200mm
主要管路の口径	300mm	300mm

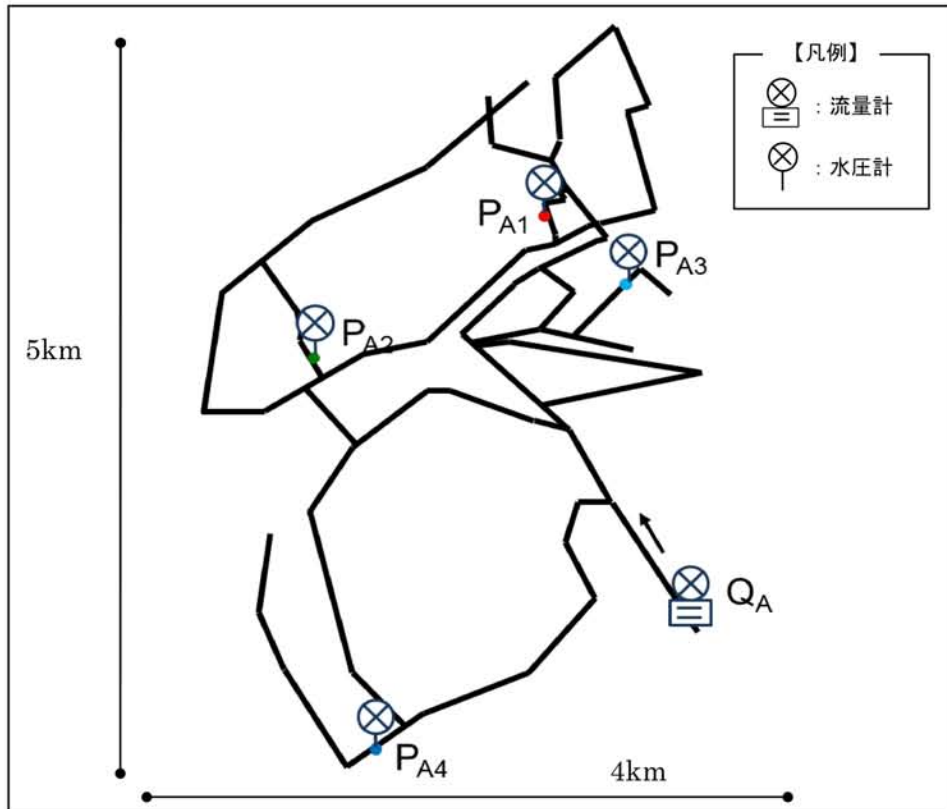


図 4-2 管網図 (Aブロック)

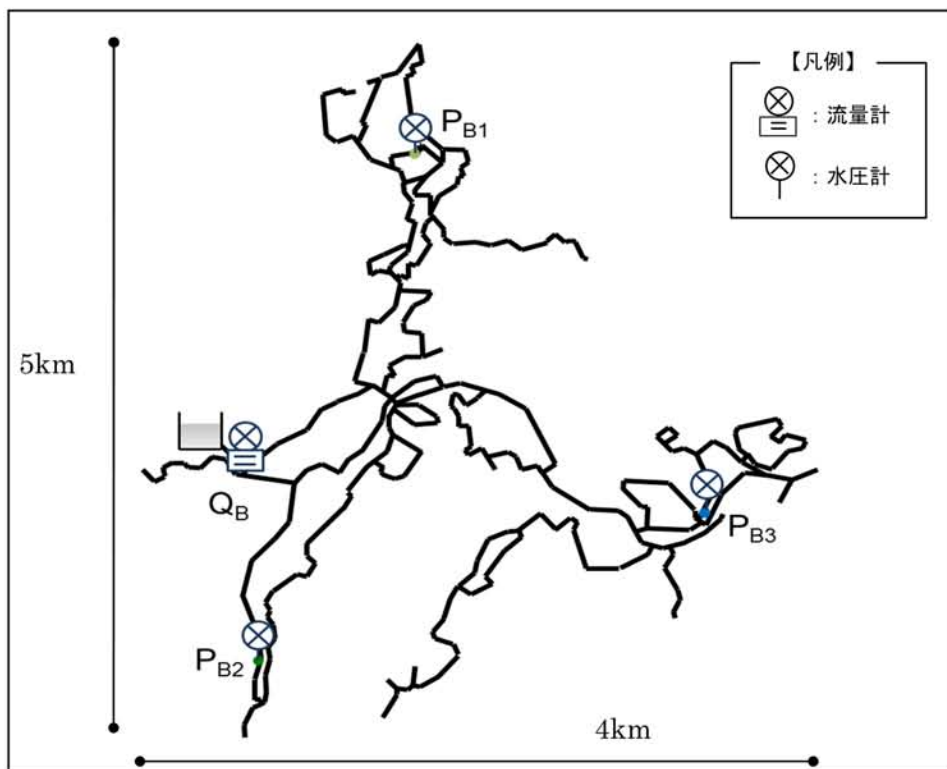


図 4-3 管網図 (Bブロック)

### 第3節 事故位置推定の方法

#### (1) 距離差の推定

事故発生直後、配水ブロック内の水圧は急激に降下する。この水圧降下を複数の水圧計で捉えることができれば、水圧計の位置に応じて水圧降下を開始する時刻が異なるため、水圧計間の反応時間差  $\Delta t$  [sec] を得ることができる。さらに、この反応時間差に圧力伝播速度  $\alpha$  [m/sec] を乗じることで、漏水事故の発生位置と各水圧計の距離差  $d$  [m] を得ることができる。

$$d = \alpha \Delta t \quad (4-1)$$

#### (2) 双曲線による事故位置の推定

一般には管網ネットワークのグラフ構造によって圧力波の伝播経路が異なるため、前述した既往研究のように、管路1本1本を圧力波が伝播する挙動を管網モデルなどを利用して模擬し、(4-1)式で得られる距離差  $d$  を満足する位置を探索している。しかしながら、既往研究の手法では管網データが必要不可欠でありGISを保持していない、あるいは整備されていない場合には利用できない。そこで本章では、このような管網ネットワークのグラフ構造を利用しない方法での事故位置の推定を試みる。

漏水事故発生位置を点  $R(x,y)$  とし、2つの水圧計間の距離差を  $L$  とする。漏水事故発生に伴う圧力変化は、管網ネットワークを構成する管路1本1本を圧力波が伝播した結果として水圧計で測定されるが、グラフ構造を用いない方法として、漏水事故に伴う圧力波が同心円状に伝播することを仮定する。この時、(4-1)式で得られる事故発生位置からの距離差  $d$  は図4-4の位置関係になる。2つの水圧計の位置をそれぞれ点  $P(-L/2,0)$ 、点  $Q(L/2,0)$  とし、事故位置から最初に圧力波が到達した点  $Q$  までの距離差を  $z$  とすると、(4-2)式、(4-3)式を導くことができる。(4-2)式は図中の①の三角形から、(4-3)式は図中の②の三角形に対するピタゴラスの定理から導くことができる。

$$(L/2 - x)^2 + y^2 = z^2 \quad (4-2)$$

$$(L/2 + x)^2 + y^2 = (z + d)^2 \quad (4-3)$$

(4-2)式, (4-3)式の $z$ を消去する式変形を行うことで, 漏水事故の発生位置 $(x,y)$ は距離差 $d$ ,  $L$ を用いて(4-4)式で表現する.

$$\frac{4x^2}{d^2} - \frac{4y^2}{L^2 - d^2} = 1 \quad (4-4)$$

この(4-4)式は双曲線方程式であり, 漏水事故の発生位置がこの曲線上であることを意味している. この双曲線を複数描くことで漏水事故の発生位置を絞り込むことができる. 実際には計測時間幅の影響により, 圧力伝播速度 $\alpha$ を一定値として定めることは難しいため, ある範囲 $\alpha_1 \sim \alpha_2$ [m/sec]といった幅を考慮することで, 漏水推定箇所集合は曲線から面となり, 曲線を境界とした領域で与えられる. この領域推定を異なる水圧計間の組合せごとに繰り返し行い, それらが重なる領域を抽出することで, 漏水箇所を推定する.

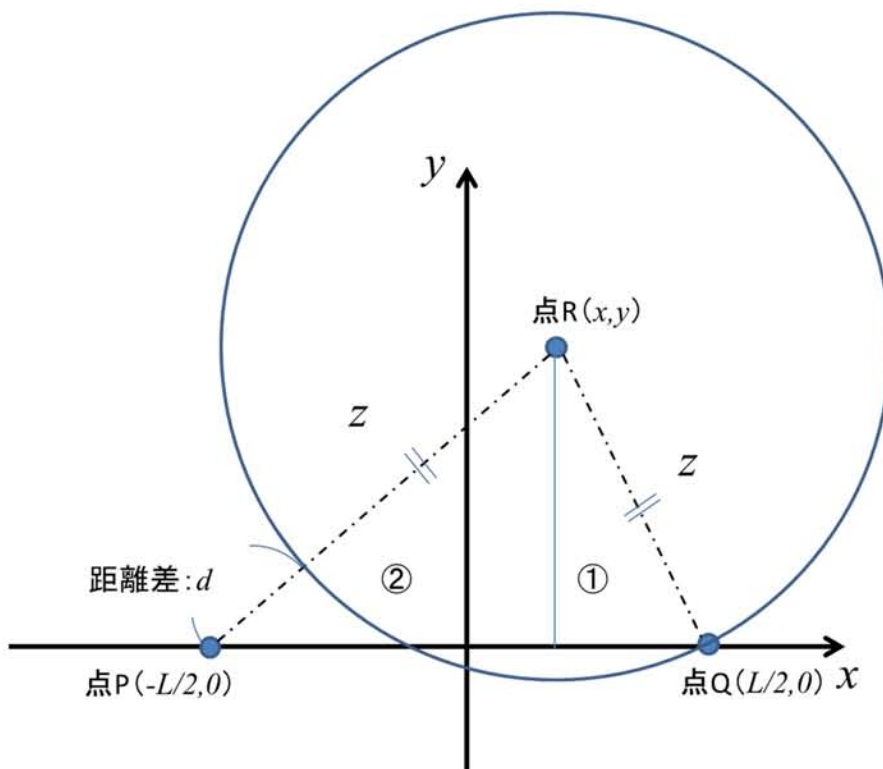


図 4-4 位置推定の概念図

例えば、 $L=2000$ とし、 $\alpha=600\sim 800$ とすると、 $\Delta t=1.7$ 、 $\alpha=600$ の時は(1)式より $d=1020$ となり、また $\alpha=800$ の時は $d=1360$ となり、(4-4)式に示す双曲線を描くと、図4-5に示すような2本の双曲線に挟まれた事故位置の推定領域を得る。

なお、1本の管路の圧力伝播速度 $\alpha$ は管材質や管の口径、肉厚などに依存し、一般には次式で表現できる<sup>1)</sup>。

$$\alpha = \sqrt{\frac{K}{\rho}} / \sqrt{1 + \frac{DK}{bE}} \quad (4-5)$$

ここで、 $K$ は水の体積弾性率 [ $\text{N}/\text{m}^2$ ] を、 $\rho$ は水密度 [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]、 $D$ は管の内径 [ $\text{m}$ ]、 $b$ は管の肉厚 [ $\text{m}$ ]、 $E$ は管材質の体積弾性率 [ $\text{N}/\text{m}^2$ ] を表す。

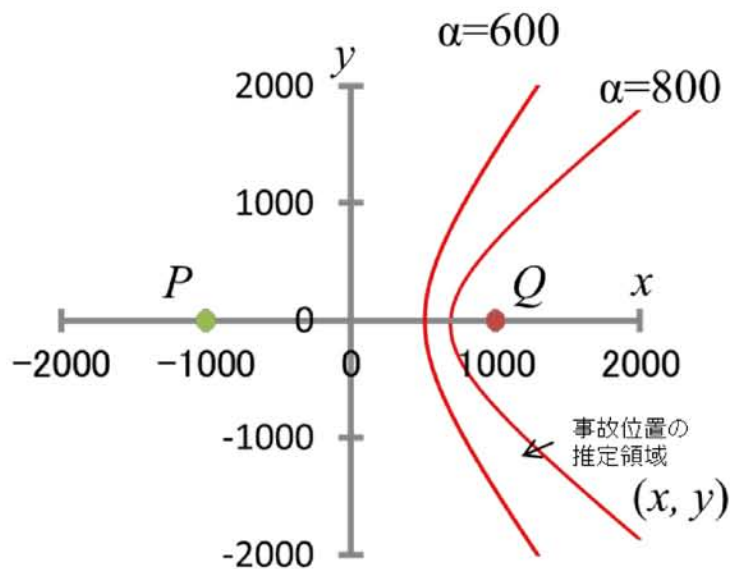


図 4-5 双曲線で描く事故位置の推定

## 第4節 実データによる分析結果

提案手法の妥当性を分析するため、まず(1)圧力伝播速度の測定を行った。その後、前掲の表4-1に示した2つの漏水事故データから(2)水圧反応時間差を測定し、提案した双曲線による(3)漏水事故の位置推定を行った。さらに、得られた結果に基づいて、(4)水圧計の性能と推定精度について分析した。

### (1) 圧力伝播速度の測定

伝播する圧力波の速度を知るために、漏水事故では無く、予め位置を把握している大型受水槽の稼動に伴う水圧変化を測定した<sup>12),13)</sup>。分析対象としているAおよびBブロックで主幹となる管路と同様の口径、管材質である、口径300mm、ダクタイル鋳鉄管で測定した結果を図4-6に示す。図は急激な流量変化に伴う圧力変化の時間差をより詳細に捉えるため、受水槽稼動直後である時間帯(12時25分30秒～12時27分30秒)を拡大した図である。受水槽稼動直後に配水池出側の流量計の値は上昇し始め、それに伴って水圧計①の圧力降下が生じている。その後、3.4秒の遅れをもって水圧計②の圧力降下が生じている様子が分かる。

大型受水槽と水圧計設置位置、流量計の関係は図4-7に示す通りで、水圧計①と②間の距離差は約2,400mである。本システムのデータ測定周期が0.85秒であることから、この3.4秒の遅れに±0.85/2秒の計測時間幅を考慮して、圧力伝播速度は620～800m/sであることが判明した。

なお、主要な管路に対し、 $K=2\times 10^9$ 、 $\rho =1,000$ 、 $D=0.3$ 、 $b=0.007$ 、 $E=150\times 10^9$ として(4-5)式により圧力伝播速度を算出すると1,128m/sとなった。今回測定した圧力伝播速度は理論式から算出される値よりも遅い。これは管路ネットワークに設置された水圧計間の管路は1本の管路ではなく分岐や合流があること、管の口径や肉厚は一定ではないこと、水に気体の混入がある、などの要因が考えられる。

以降では、実態により近い水圧計間の圧力伝播速度として、 $\alpha =620\sim 800$ を採用した。



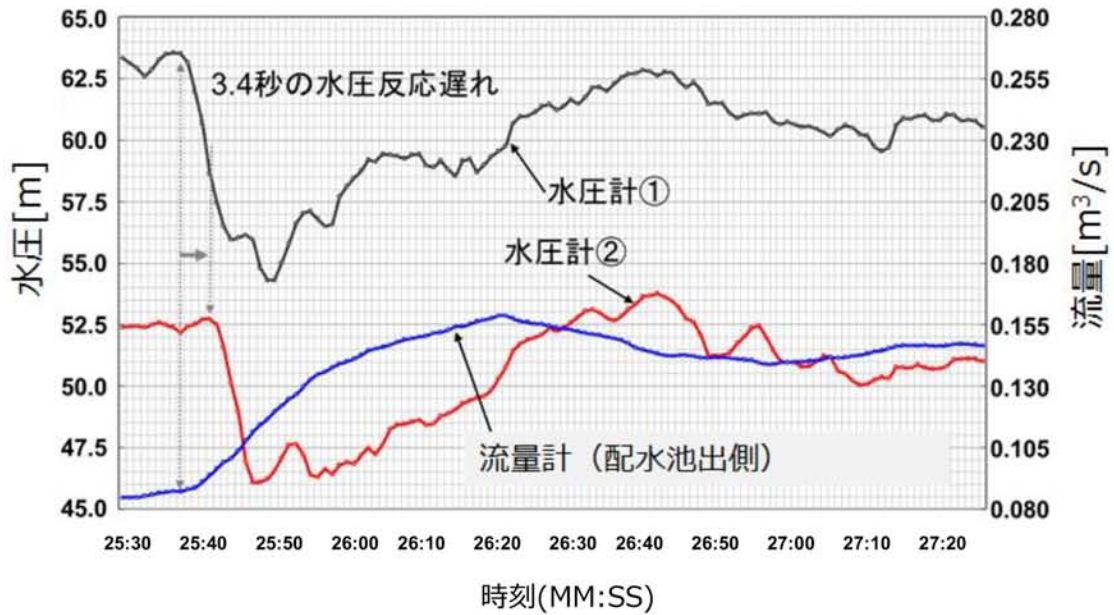


図 4-6 大型受水槽に伴う水圧降下

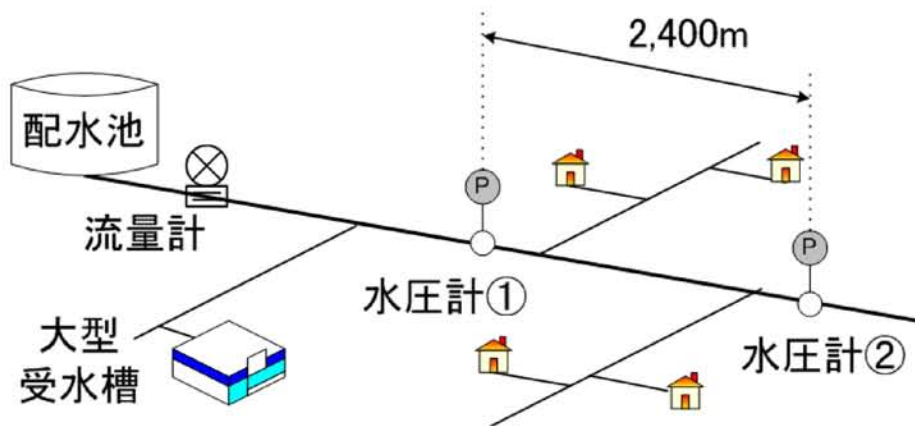


図 4-7 大型受水槽と水圧計の設置位置関係

(2) 水圧反応時間差の測定

漏水事故直後の流量、水圧の変化を図4-8、図4-9に示す。Aブロックでは、 $P_{A1}$ が低下し始めた時刻を0とすると、 $P_{A2}$ 、 $P_{A3}$ 、 $P_{A4}$ はそれぞれ1.7、3.4、5.1秒後に低下し始めていることが分かる(表4-2)。また、Bブロックも同様に $P_{B1}$ が低下し始めた時刻を0とすると、 $P_{B2}$ 、 $P_{B3}$ はそれぞれ1.7、3.4秒後に低下し始めていることが分かる(表4-3)。

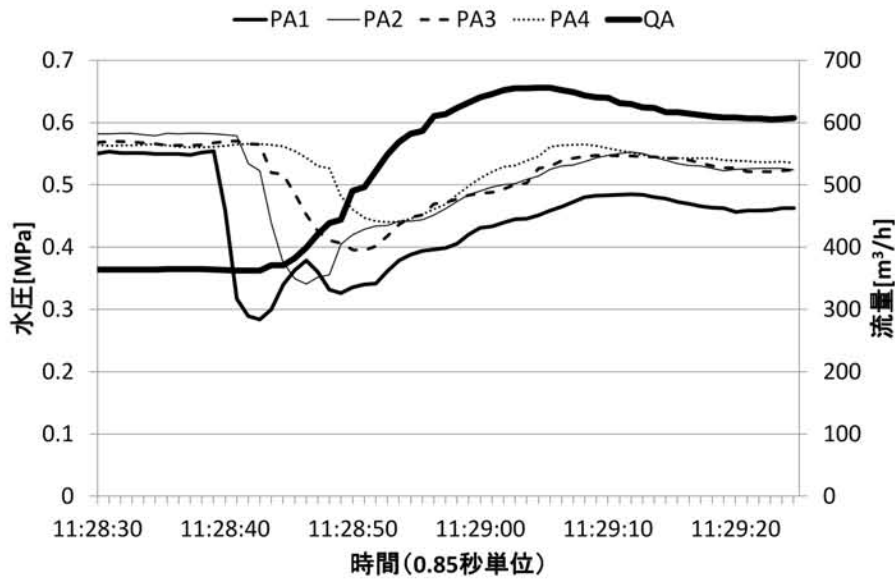


図 4-8 Aブロックの事故時データ

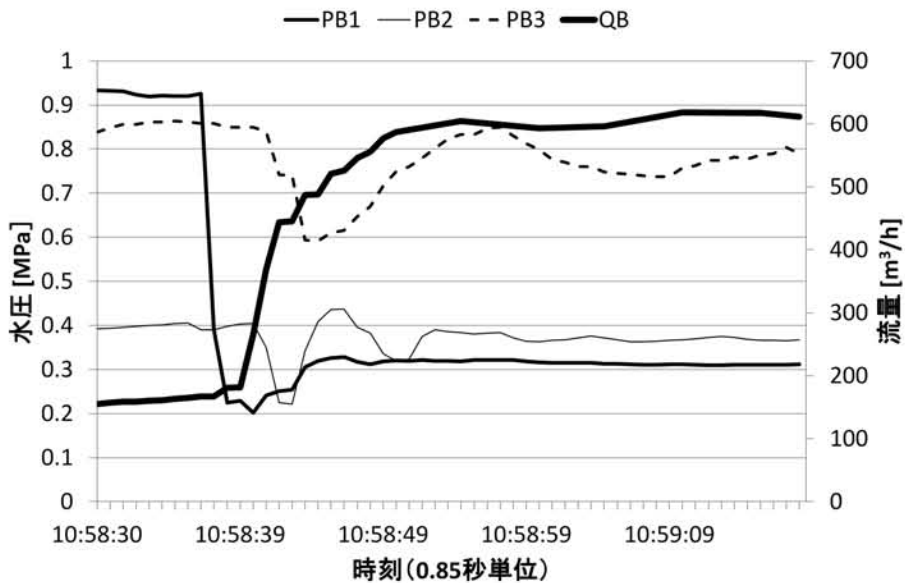


図 4-9 Bブロックの事故時データ

表 4-2 各水圧計の反応時間差 (Aブロック) (単位[s])

	P <sub>A1</sub>	P <sub>A2</sub>	P <sub>A3</sub>	P <sub>A4</sub>
P <sub>A1</sub>	—	1.7	3.4	5.1
P <sub>A2</sub>		—	1.7	3.4
P <sub>A3</sub>			—	1.7
P <sub>A4</sub>				—

表 4-3 各水圧計の反応時間差 (Bブロック) (単位[s])

	P <sub>B1</sub>	P <sub>B2</sub>	P <sub>B3</sub>
P <sub>B1</sub>	—	3.4	4.25
P <sub>B2</sub>		—	0.85
P <sub>B3</sub>			—

また、これら時間差に圧力伝播速度の測定結果から得られた圧力伝播速度である620～800m/sを乗じた結果を表4-4、表4-5に、各水圧計間の距離を表4-6、表4-7に示す。

表 4-4 事故位置との推定距離差 (Aブロック) (単位[m])

	P <sub>A1</sub>	P <sub>A2</sub>	P <sub>A3</sub>	P <sub>A4</sub>
P <sub>A1</sub>	—	1,054～1,360	2,108～2,720	3,162～4,080
P <sub>A2</sub>		—	1,054～1,360	2,108～2,720
P <sub>A3</sub>			—	1,054～1,360
P <sub>A4</sub>				—

表 4-5 事故位置との推定距離差 (Bブロック) (単位[m])

	P <sub>B1</sub>	P <sub>B2</sub>	P <sub>B3</sub>
P <sub>B1</sub>	—	2,108～2,720	2,635～3,400
P <sub>B2</sub>		—	527～680
P <sub>B3</sub>			—

表 4-6 各水圧計間の直線距離 (A ブロック) (単位[m])

	$P_{A1}$	$P_{A2}$	$P_{A3}$	$P_{A4}$
$P_{A1}$	—	2069	644	4195
$P_{A2}$		—	2200	3250
$P_{A3}$			—	3758
$P_{A4}$				—

表 4-7 各水圧計間の直線距離 (B ブロック) (単位[m])

	$P_{B1}$	$P_{B2}$	$P_{B3}$
$P_{B1}$	—	2,668	2,645
$P_{B2}$		—	2,127
$P_{B3}$			—

### (3) 漏水事故の位置推定

表 4-4 および表 4-5 に示す漏水事故位置との推定距離差から(4-4)式を用いて双曲線を描くことを繰り返した結果を図 4-10, 図 4-11 に示す. 図中の記号は描かれた双曲線と水圧計, 圧力伝播速度の関係を示しており, 例えば「A1-A2-620」は,  $P_{A1}$  と  $P_{A2}$  の水圧計間で 620m/s の伝播速度を想定して描かれたものを表す.

双曲線で囲まれた範囲の中でも, 最も早く反応した水圧計に関して描かれた双曲線で囲まれた領域を漏水事故位置の推定領域として特定する(図中の網掛け部). すなわち, 双曲線描画から推定領域を特定するまでの手順は以下となる.

#### Step1: 描画できない双曲線の抽出

表 4-4, 表 4-5 に示す事故位置との推定距離差が表 4-6, 表 4-7 に示す水圧計間の直線距離より短い場合には双曲線を描画しない.

#### Step2: 双曲線の描画

Step1 以外の双曲線をすべて描画する.

#### Step3: 推定領域の図示

描かれた双曲線のうち, 最初に反応した水圧計に関して描かれた双曲線で囲まれた領域を漏水事故位置の推定領域とする.

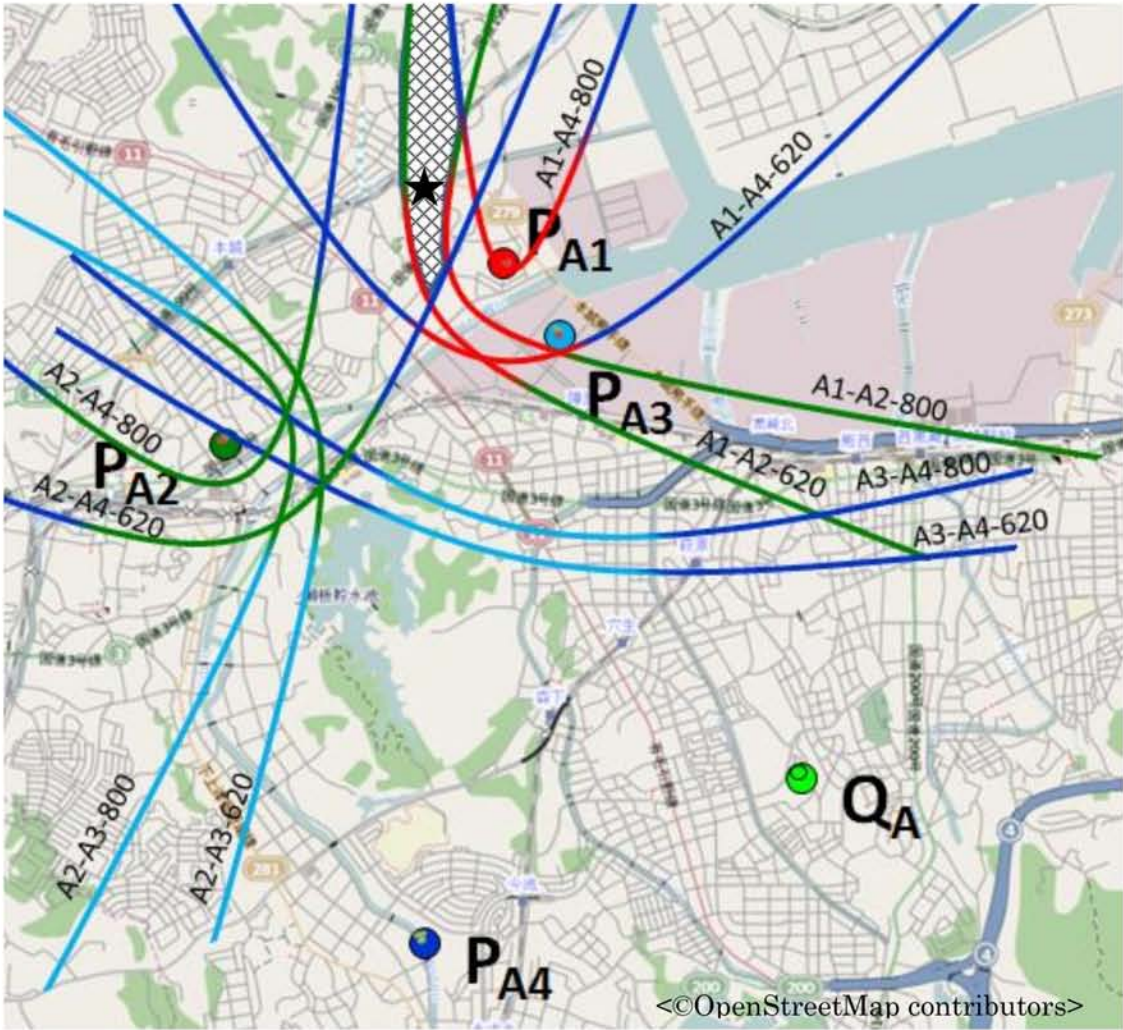


図 4-10 Aブロックの推定事故位置

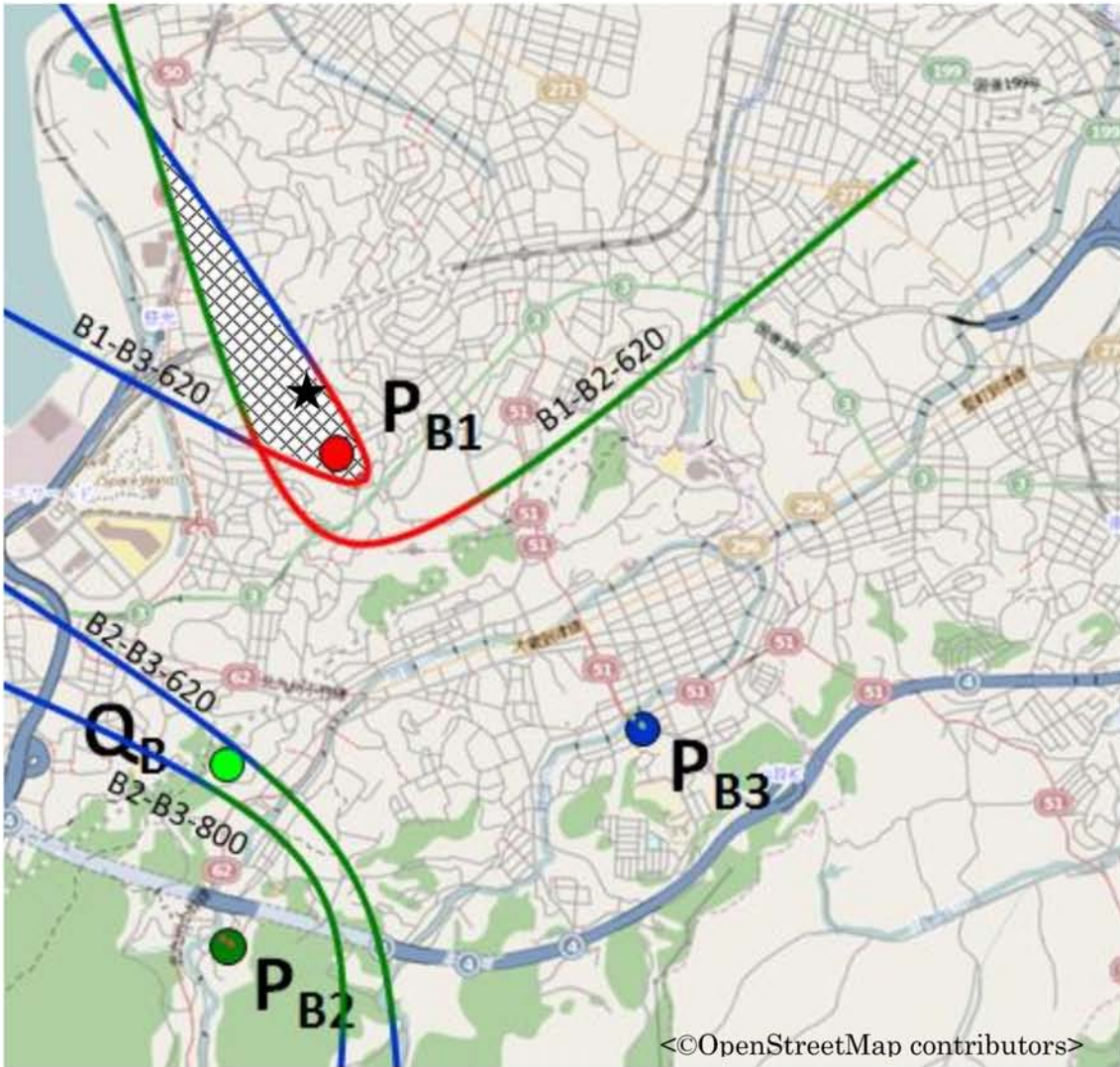


図 4-11 Bブロックの推定事故位置

Aブロックにおいては、推定領域の範囲は概ね $0.1\text{km}^2$ であった。配水ブロック領域 $20\text{km}^2$ に対して、200分の1の領域まで漏水事故の位置を限定したことになる。実際の漏水事故位置（図中の星印（★））もこの領域に含まれることから、本手法の有効性を確認できた。また、Bブロックにおいては、推定領域の範囲は概ね $0.2\text{km}^2$ であった。このブロックでの実際の漏水事故位置も同じくこの領域に含まれており、水圧計が3個でも本手法の有効性を確認することができた。何れのブロックにおいても水圧降下の反応が早い水圧計( $P_{A1}$ や $P_{B1}$ )の周辺での事故と判断するよりも、詳細に事故位置を絞り込めていると言える。

なお、Aブロックには4つの水圧計が存在し、水圧計間の組合せ数は6であるから、最大で12本の双曲線を描くことができるのに対し、水圧反応時間差から得られる距離差よりも実際の水圧計の距離の方が短い場合には双曲線を描けないため、実際には10本の双曲線が描かれた。Aブロックにおける $P_{A1}$ と $P_{A3}$ の直線距離は644mであるのに対し、得られた事故位置との推定距離差は2,108~2,720mであり、2本の双曲線を描くことができない。これは、実際の圧力波は管路を伝播するのに対し、水圧計間の距離は直線距離で与えていることに起因する。図4-2に示すように、 $P_{A1}$ と $P_{A3}$ は直線的に管路が接続されていないため、伝播距離が長くなる。

このように、事故位置に対して特異な位置関係にある水圧計の組合せの場合には双曲線を描けない状況も存在するが、通常の水圧計間で描かれる双曲線で本来の事故位置は特定できていることや、一般的な管網ですべての水圧計の位置関係が特異になることは考えにくいことから、本手法は有効であると考えられる。



#### (4) 水圧計の性能と推定精度に関する考察

本手法による漏水事故の推定精度（推定領域）は、水圧計の数および水圧計の測定周期に依存する。今回の分析結果では、Aブロックは水圧計数が4に対して漏水事故の推定領域を0.1km<sup>2</sup>まで絞り込み、Bブロックでは水圧計数が3に対して漏水事故の推定領域を0.2km<sup>2</sup>まで絞り込むことを確認した。水圧計の数  $n$  に対する水圧計間の組合せ数は  ${}_n C_2$  で表わされ（Cはコンビネーション）、今回の分析では  $n=3$ の時の組合せ数は3、 $n=4$ の時の組合せ数は6である。つまり組合せ数が2倍になると、推定領域を絞り込む機会確率が2倍になるため、推定領域の面積を半分程度に絞り込める可能性がある。この仮定に基づくと、組合せ数だけ双曲線を描く機会があるため、水圧計の数  $n$  と推定領域  $Z$  [km<sup>2</sup>]とは以下の比例関係にあると考える。

$$Z \propto \frac{1}{{}_n C_2} \quad (4-6)$$

また、水圧計の測定周期  $T$  [sec]についても、高速になるほど水圧反応時間差を高解像度に認識でき、結果として事故発生位置からの距離差  $d$  をより精度よく把握することができる。例えば、1秒周期だと最小でも620m単位でしか分からないが0.5秒周期だと310m単位の分解能で距離差が分かる。つまり、測定周期が2倍高速になると事故発生位置からの距離差も2倍精度が上がる。このことから、水圧計の測定周期  $T$  [sec]と推定領域  $Z$  [km<sup>2</sup>]についても次式の比例関係があると考えられる。

$$Z \propto T \quad (4-7)$$

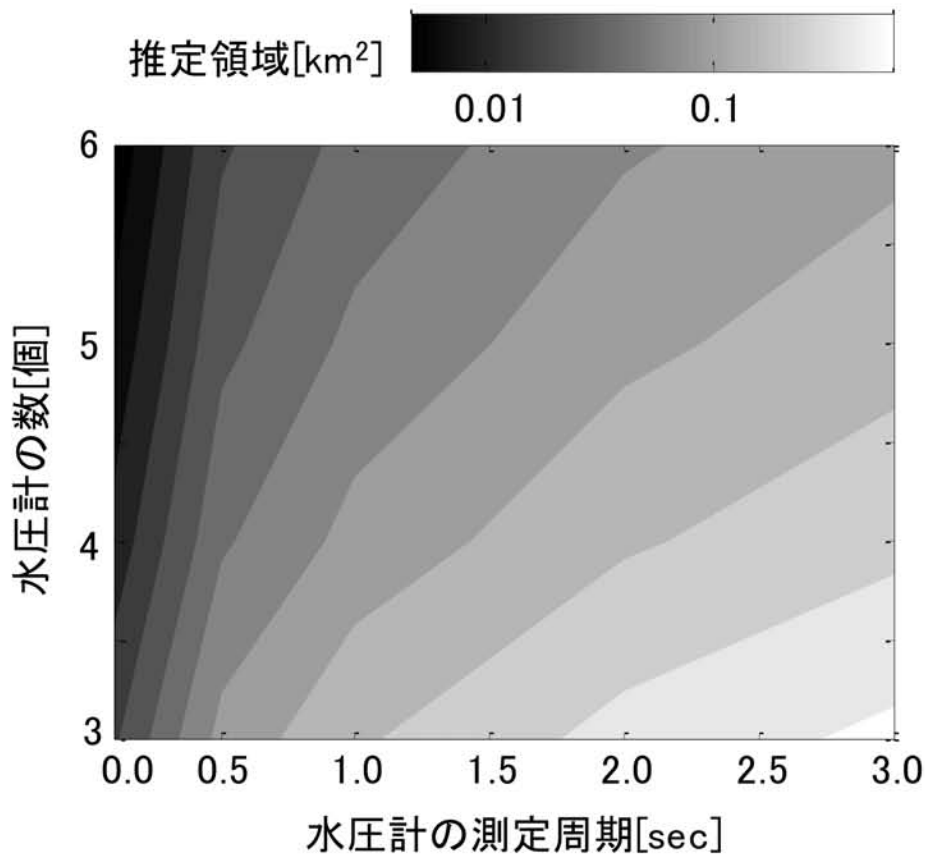
すなわち(4-6)式、(4-7)式の比例関係を改定すると、推定領域  $Z$  は次式が成立する。

$$Z = k \frac{T}{{}_n C_2} \quad (4-8)$$

ここで、 $k$  は比例係数であり、 $n=4, T=0.85$ の時に $Z=0.1$ 、 $n=3, T=0.85$ の時に $Z=0.2$ であったことから、 $k \doteq 0.706$  を得る。ただし、(4-8)式は今回分析した対象の面積と同程度（20km<sup>2</sup>）であることが前提となる。また、水圧計の測定周期  $T$  については配水ブロックの規模に依存するが、Bブロックの場合には平均の水圧計間の距離が2,480mで、圧力伝播速度が最速の800m/sとすると、 $T$  が3.1未満でないとは時間差を読み取ることができない。したがって、測定周期  $T < 3.1$  が(4-8)式の適用条件となる。なお、水圧計が3個以上存在しないと領域を絞り込めないことから、 $n \geq 3$  は本アルゴリズムの適用条件である。

この(4-8)式の仮定に従うと、水圧計の数が6で測定周期が0.5secの場合には、推定領域Zは0.034km<sup>2</sup>程度を期待できる試算になる。この関係式に基づく推定領域を図4-12に示す。図は水圧計の数が3以上で、測定周期3.0[sec]以下を表示している。図に示すように、推定領域は水圧計の数が多いほど、測定周期が短いほど小さくなる。例えば、面積20 km<sup>2</sup>の配水ブロックで0.01km<sup>2</sup> (100m×100m) 程度の推定領域を求めるシステムを構築するためには、ブロック内に測定周期0.3[sec]の水圧計が6個程度か、あるいは測定周期0.1[sec]の水圧計が4個程度必要になると考えられる。

なお、これら結果は分析した2ケースでの試算のため、 $k$  の値については、今後、分析データを追加して精度の向上を図る必要があると考えている。



(ただし領域面積 20km<sup>2</sup>程度の配水ブロックに対して)

図 4-12 水圧計の測定周期および数に対する推定領域

## 第5節 結言

水圧反応時間差を識別できるよう0.85秒周期で収集した水圧データに基づいて、漏水事故の発生位置を双曲線理論に基づいて推定する手法を提案した。提案手法の有効性を実際の破断事故事例データで分析し、配水ブロック20km<sup>2</sup>の範囲内に4つの水圧計が設置されている場合には、事故位置を0.1km<sup>2</sup>で限定できること、3つの水圧計が設置されている場合には、事故位置を0.2 km<sup>2</sup>程度に限定できることを、それぞれ1事例であるが確認することができた。

また、これらの結果に基づいて、水圧計の数と測定周期に対する推定領域を仮定した。水圧計の数が多いほど、測定周期が短いほど、本手法による漏水事故位置の推定精度は向上する。本章での検証結果が、漏水事故を特定したい領域面積や予算を考慮して位置推定に必要なシステム構成を決定する目安になることを期待する。

なお、本手法は管網モデルを利用せずに効果が期待でき、比較的システム化が容易であることも特徴である。ただし、システム化にあたっては、水圧反応時間差を自動算出する機能や、大型受水槽稼働あるいは消火栓利用といった漏水事故では無い水圧変動とを区別する機能などの周辺機能の開発が望まれる。

## 参考文献

- 1) 川口智哉, 渡辺晴彦, 小泉 明, 碓 智: 水道管路事故に伴う地上漏水による浸水危険度の評価, 日本リスク研究学会誌, 第 23 卷 第 2 号, pp.95-103, 2013.
- 2) 厚生労働省健康局: 新水道ビジョン, 2015.
- 3) 荒井康裕, 小泉 明, 稲員とよの, 渡辺晴彦, 国實誉治, 林 光夫: 送配水管路事故の実態調査アンケートデータによる故障率曲線の推定方法, 環境システム研究論文集, Vol.36, pp.125-130, 2008.
- 4) 岐阜県都市建設部水道企業課: 管路ナビゲーションシステム, 2015(閲覧), [http://www.pref.gifu.lg.jp/kendo/jogesuido/suido/kensui/kanro-navi/pdf/index.data/kanro\\_navi3.pdf](http://www.pref.gifu.lg.jp/kendo/jogesuido/suido/kensui/kanro-navi/pdf/index.data/kanro_navi3.pdf).
- 5) 豊中市上下水道局: 漏水防止基本計画, 第 2 版, 2014.
- 6) Seshan Srirangarajan, Michael Allen, Ami Preis, Mudasser Iqbal, Hock Beng, Lim and Andrew J. Whittle: Wavelet-based Burst Event Detection and Localization in Water Distribution Systems, Journal of Signal Processing Systems, DOI 10.1007/s11265-012-0690-6, 2012.
- 7) Jordi Meseguer, Josep M. Mirats-tur, Gabriela Cembrano, Eduard Bonada and Vicenc Puig: Leakage Detection and Localization Method Based on a Hybrid Inverse/Direct Modeling Approach Suitable for handling Multiple-leak Scenarios, 11th International Conference on Hydroinformatics, 2014.
- 8) E. W. Dijkstra: A note on two problems in connexion with graphs. Numerische Mathematik, 1, 269–271, 1959.  
<http://www.m3.ma.tum.de/twiki/pub/MN0506/WebHome/dijkstra.pdf>.
- 9) D. Misiunas, M. F. Lambert, A. R. Simpson and G. Olsson: Burst detection and location in water distribution networks, Water Science and Technology, Water Supply, 5 (3-4), pp.71-78, 2005.
- 10) 沖 大幹, 吉村和就: 水ビジネスに挑む, pp.72-73, 技術評論社, 2009.
- 11) 玉井信行: 水理学 2, 土木工学基礎シリーズ 5-2, 培風館, pp.150-152, 1989.
- 12) K. Yokokawa, F. Kurokawa, A. Yukawa, Y. Motokura, S. Kiyama and N. Ooishi: An Analysis to Detect a Change of Water Flow and Pressure in Water Pipe Network, The 7th International Symposium on Water Supply Technology, pp. 551-559, 2006.
- 13) 横川勝也, 湯川敦司, 本蔵義弘: 配水管網の状態変化を捉える一解析法, 第 7 回衛生工

学シンポジウム, Vol.15, pp.141-144, 2007.

- 14) 横川勝也, 稲員とよの, 小泉明, 難波諒, 杉野寿治 : 配水管網における漏水事故の位置推定に関する研究, 土木学会論文集 G (環境), Vol.71, No.6, pp.433-440, 2015.

## 第5章 配水圧力の速応性を向上する分散協調制御

### 第1節 緒言

河川やダムから取水した原水を浄水場にて浄水処理し、管路網を経て各需要家に水を供給する、いわゆる水の安定供給は水道事業者にとって大きな使命の一つである。特に、「水を配る」配水プロセスにおいては、配水管が網目状に広がる管網で構成されているとともに、災害時のバックアップ等を考慮して複数の配水拠点からなることがある。この配水管網内の水圧は、定常時には、複数の水供給点と複数の需要点との需給バランスを考慮して制御される一方、途中の管路で消防用水量があったり、漏水管のメンテナンスなどで一部管路で断水があったりと、有事の際であっても負圧にならないよう、定常時に維持する水圧は一定の余裕度をもってコントロールしているのが一般的である。

一方、この余裕度が無駄に大きいと定常時に維持すべき水圧が高くなるため、水圧との依存関係がある漏水量の増加が懸念される。また、ポンプによる圧送の場合には漏水量の増加に加え、消費エネルギーの増加も懸念される。

そこで本章では、これらの課題を解決する手段として、ポンプ制御の改良によって有事の際の水圧速応性を向上させ、水圧の余裕度を削減することが期待できる分散協調制御を提案する。一般的なポンプの圧力制御では、目標水圧との偏差と偏差の積分の2つの要素によって制御するPI制御方式が用いられるが、分散協調制御は、外乱に対する速応性を向上できることが期待されている。ここでの速応性の向上とは、水需要量の増加によって急激に低下する配水管網内の最小水圧を速やかに検知して、ポンプの回転数やバルブの開度を速やかに制御することによって、従来よりも水圧低下を抑制することを意味する。

ここでは、ある4つのポンプ、4つの配水ブロックからなる配水管網を想定し、分散協調制御による速応性についてシミュレーション検証する。また、この制御方式によって得られる速応性のメリットを活かして、定常時には維持すべき水圧の余裕度を最低限に抑えることが可能であることを示す。さらに、これによる省エネ性や漏水削減効果について試算する。また、速応性を向上することによる別のメリットとして、想定した配水管網において負圧にならない限界需要量をシミュレーションにより明らかとし、漏水事故などの有事に対する耐故障性の観点からも分散協調制御のメリットを考察する。

## 第2節 分散協調制御とは

複数のサブシステムが相互作用しながら協調動作する分散協調制御が注目されている<sup>1)4)</sup>。一般的なポンプ制御は、水圧を所望の値にコントロールするために、各ブロックそれぞれでPI制御を行っているのに対し、本章で提案する分散協調制御は、隣接するブロックの水圧も加味して自ブロックの水圧をコントロールすることが特徴である。すなわち分散協調制御では、配水管網内の水圧低下を複数のポンプが検知して、従来よりも水圧低下を抑制する方向に速やかに同時制御する方式をとる。

図 5-1 に両者の違いをブロック線図で示す。図に示す分散協調制御器が、本来制御対象ではない他方の水圧も検知している点が特徴である。なお、図 5-1 では 2 つのサブシステムの例を示している。以下、分散協調制御の状態方程式とコントローラ設計について説明する。

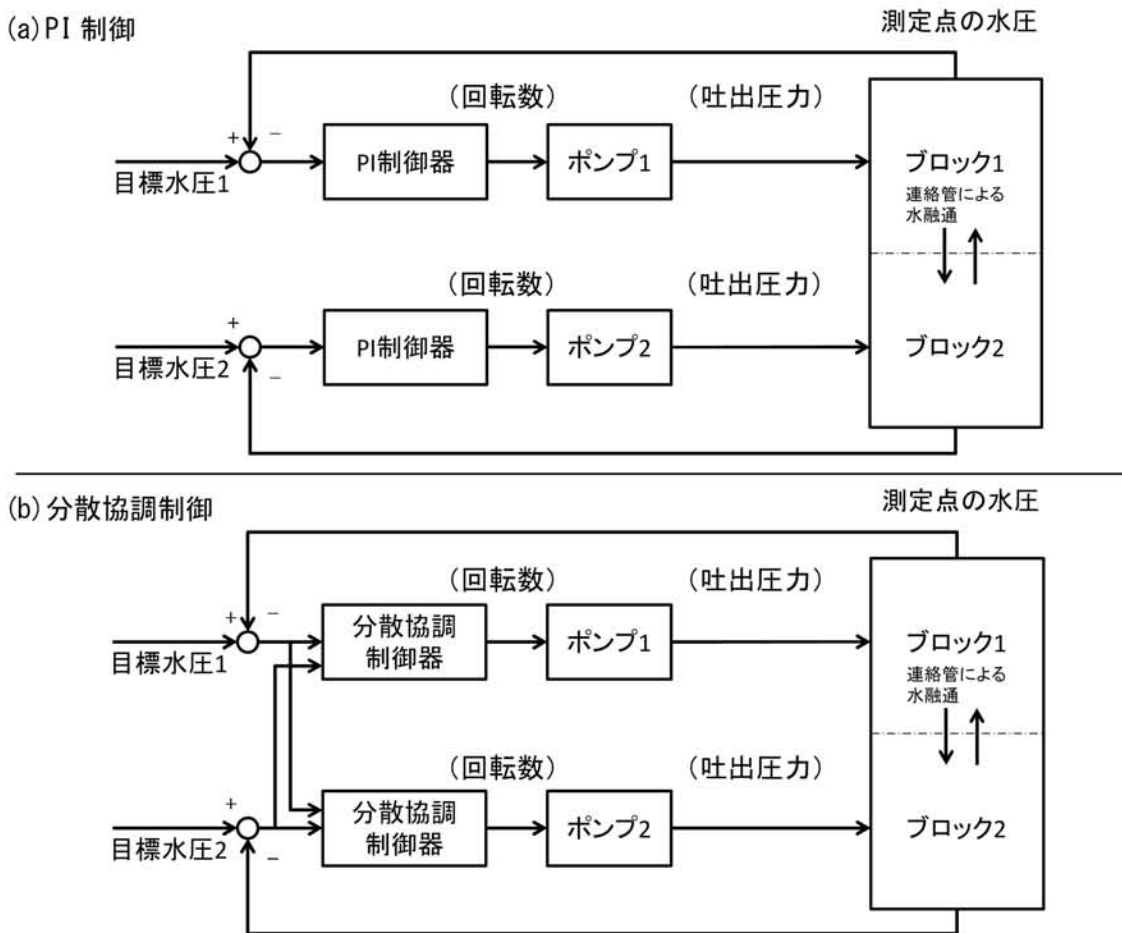


図 5-1 PI 制御 (a) と分散協調制御 (b) の違い

### (1) 分散協調制御の状態方程式

複数のサブシステム（配水ブロック）が存在し、それらが相互に影響を及ぼしあうネットワーク構造を持つシステムの動特性を、(5-1)式に示す状態方程式で記述する。

$$\dot{x} = DLx + u + d \quad (5-1)$$

ここで、 $x \in \mathbb{R}^n$  ( $n$  はブロック数) は各ブロックで測定している水圧[MPa]を表し、 $u \in \mathbb{R}^n$  は各ポンプの吐出圧[MPa]、 $d \in \mathbb{R}^n$  は水需要量や消防用水量などに伴う各ブロックのポンプから水圧測定点までの水圧損失[MPa]を意味する。

また、(5-1)式の $L \in \mathbb{R}^{n \times n}$  はネットワークの各点の接続状況を表す行列で、(5-2)式に示すような重み付きグラフラプラシアンと呼ばれる。

$$L: \begin{cases} L_{ij} = - \sum_{j \in N_i} c_{ij} & (i = j) \\ L_{ij} = c_{ij} & (i \neq j, j \in N_i) \\ L_{ij} = 0 & (i \neq j, j \notin N_i) \end{cases} \quad (5-2)$$

ブロック $i$ とブロック $j$ が連絡管で接続されている場合には $c_{ij} = 1$ 、接続されていない場合には、 $c_{ij} = 0$ となる。また、対角項 $L_{ii}$ はブロック $i$ に接続しているブロックの数に負号を付けた値となる。また、 $D \in \mathbb{R}^{n \times n}$  は $L$ にかかる係数行列であり、あるブロックから他のブロックに影響を与える相対的な大きさを示すもので、連絡管の水圧損失効果を表す。

本章では、(5-1)式における $u$ をPI制御ではなく、分散協調制御の方式でコントロールする。



## (2) コントローラ設計

(5-1)式に示すシステムに対し、これまでのポンプ制御は一般に、(5-3)式に示すPI制御を行っている。

$$u_i = -K_P(x_i - r_i) - K_I \int (x_i - r_i) dt \quad (5-3)$$

ここで、 $K_P$  は比例ゲイン[-]、 $K_I$  は積分定数[-]を、 $r_i$  は節点  $i$  番目の目標水圧[MPa]を表す。

一方、本章で提案する分散協調制御のコントローラは(5-4)式である。

$$u_i = -K_P(x_i - r_i) - K_I \int (x_i - r_i) dt - K_{DP} z_i - K_{DI} \int z_i dt \quad (5-4)$$

$$\dot{z}_i = (x_i - r_i) - DL z_i$$

図5-2の1点鎖線で囲った部分に示すように、PI制御が自身の状態量 $x_i$ と目標値 $r_i$ との偏差、およびその積分にそれぞれゲイン $K_P$ および $K_I$ を掛けてフィードバックを行うのに対し、分散協調制御では、点線で囲った部分のように、PI制御項に加え、自身の状態量 $x_i$ と隣接するブロックの状態量 $x_j$ との偏差およびその積分にそれぞれゲイン $K_{DP}$ 、 $K_{DI}$ を掛けてネガティブフィードバックを行う。そのため、各入力 $u_i$ の計算には、自身の状態量 $x_i$ に加え、隣接する点の状態量 $x_j$ を必要とする。この状態量 $x_j$ の情報を用いて制御を行うことで、個別にPI制御を行うよりも突発的な外乱に対する速応性を期待できる。

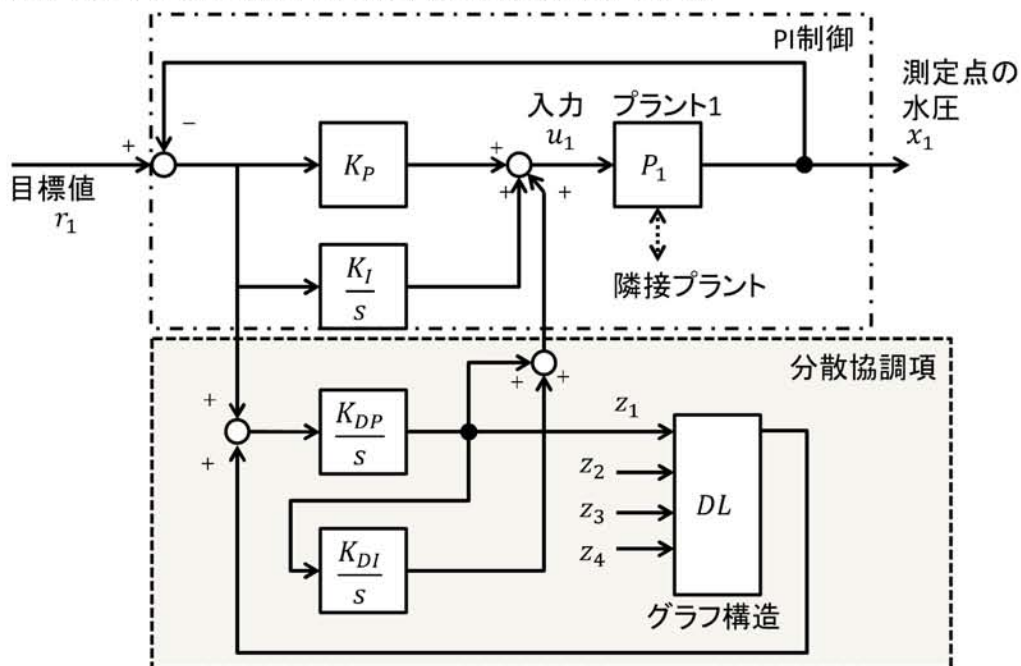


図 5-2 分散協調制御のブロック線図

本章での分散協調制御の特徴は、隣接エリア間の状態量の差( $z_i - z_j$ )をフィードバックすることで、外乱による突発的な状態 $x_i$ の値の変動に対して、周囲の状態 $x_j$ が $x_i$ とは逆方向に動くように入力が加わり、外乱による変動を周囲に分散し抑える効果を生むことである。また、積分項の効果により、時間経過に応じて状態量の差( $z_i - z_j$ )が収束することを保証しているため、システム間の協調動作に加え、システムの全状態を目標値に近づける効果も得ることができる。

### 第3節 シミュレーションモデルの構築

一般的なポンプ制御で用いられる PI 制御よりも、提案する分散協調制御の方が、外乱に対する速応性の向上を期待できる。そこで、ある余裕度を持った水圧に維持するポンプ制御において、浄水の安定供給や消防用水量などを考慮したシミュレーションモデルや条件を用いて、速応性の観点で PI 制御と分散協調制御を比較評価する。

#### (1) 管網モデル

本章でシミュレーションの対象とする配水プロセスを図5-3に示す。図に示すように、4つの配水ブロックから成り、各ブロックごとにポンプが設置されている。黒丸印(●)で示した水圧測定点で測定している水圧をある一定値に維持するようポンプ吐出圧を制御し、各ブロック間を接続する連絡管が設置されている。また、各ブロックの領域面積は $3\text{km} \times 3\text{km} = 9\text{km}^2$ とし、人口密度は $500\text{人}/\text{km}^2$ 、1人当たりの1日最大給水量として約 $450\text{L}/\text{日}$ を想定し、 $2,000\text{m}^3/\text{日}/\text{ブロック}$ の水需要を仮定した。

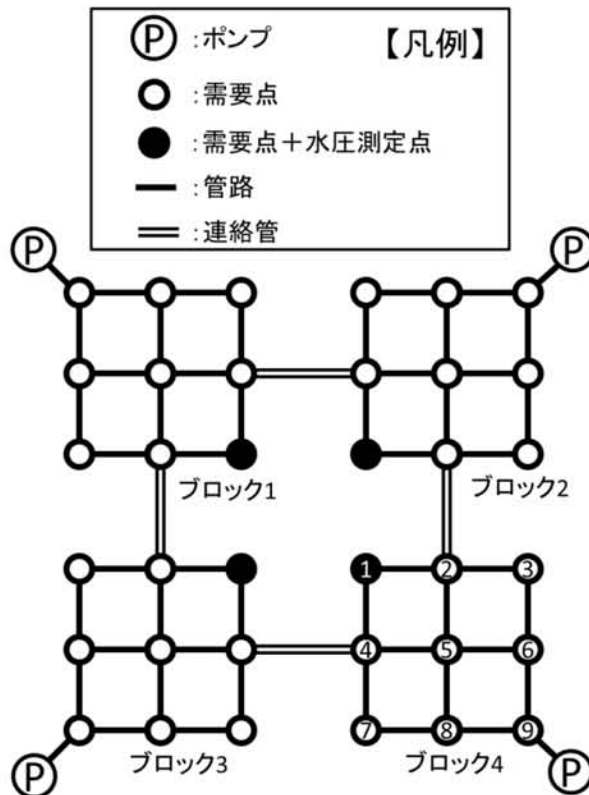


図 5-3 対象とした配水プロセス

また、ポンプの機械的な遅れとして、時定数10秒の1次遅れを考慮し、ポンプの最大吐出圧力は100mとした。左上、右上、左下、右下の順に各ブロックには番号1,2,3,4が付与されており、ブロック内の需要点にも左上から番号が1,2,⋯,9と付与されている。本管網モデルの緒元を表5-1に示す。なお、すべての需要点の標高は30mとしたが、標高差がある場合でも本方式は適用可能である。

このとき、連絡管に関する緒元は同一で、(5-1)式に示した行列 $D$ は単位行列になることから、 $DL$ は次の(5-5)式の値となる。

$$DL = \begin{bmatrix} -2 & 1 & 1 & 0 \\ 1 & -2 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & -2 & 1 \\ 0 & 1 & 1 & -2 \end{bmatrix} \quad (5-5)$$

表 5-1 配水プロセスの緒元

種別	項目	数値	単位
管路	長さ	1,500	m
	口径	0.15	m
	摩擦損失係数	0.026	-
連絡管	長さ	5,000	m
	口径	0.15	m
	摩擦損失係数	0.026	-
需要点	水需要量	0.00257	m <sup>3</sup> /s
	標高	30	m

## (2) 消防用水量モデル

消防法第 20 条第 1 項の規定 <sup>2)</sup>に基づき、消防水利の基準として、口径 150mm 以上の管路に 1m<sup>3</sup>/min (0.0166m<sup>3</sup>/s) の給水能力を有することと定められている。したがって、消防用水量としてある時間に図 5-4 に示すような、外乱  $d$  が発生した場合を考えると、水需要量  $N$  は、(5-6)式に示すように与えた。

$$d(t) = \begin{cases} 0 & (t < t_{dist}) \\ d_0 \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{1}{T_s}(t - t_{dist})\right) \right\} & (t \geq t_{dist}) \end{cases} \quad (5-6)$$

$$N(t) = N_0 + d(t)$$

外乱の大きさ  $d_0$ : 0.0166 m<sup>3</sup>/s  
 外乱の開始時刻  $t_{dist}$ : 50 s  
 外乱の時定数  $T_s$ : 5 s  
 通常の水需要量  $N_0$ : 0.00257 m<sup>3</sup>/s

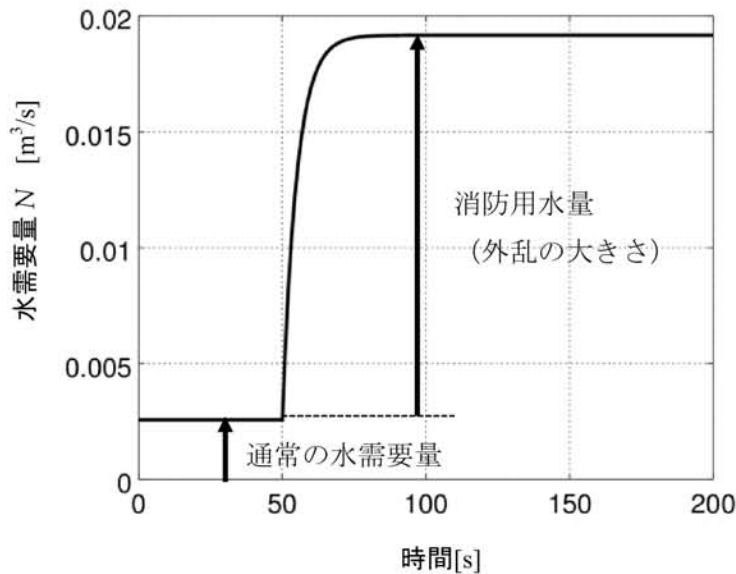


図 5-4 消防用水量として与える外乱

### (3) 制御系設計

シミュレーションで用いる制御パラメータの値を表5-2に示す。シミュレーションでは比較のため、比例ゲイン $K_P$ と積分定数 $K_I$ についてはPI制御、分散協調制御ともに同じ値を用いた。

表 5-2 制御パラメータ設計値

制御方式	パラメータ値	
PI制御	$K_P$	0.001
	$K_I$	0.0001
分散協調制御	$K_P$	0.001
	$K_I$	0.0001
	$K_{DP}$	0.0005
	$K_{DI}$	0.00001

#### 第4節 シミュレーションによる速応性検証と効果試算

以降では、突発的な消防用水量や漏水事故が発生し、それに伴う水圧降下をシミュレーションで模擬して、分散協調制御による速応性向上の効果をPI制御と比較検証する。まず、ケース①として、消防用水量が発生した場合を想定し、速応性が向上することにより、定常時の目標水圧を下げる、すなわち水圧の余裕度を低減できる可能性を検証する。また、ケース②として、大規模な漏水事故が発生した場合を想定し、ある需要点での通常の水需要に加えて、事故に伴う漏水量を徐々に加算していき、負圧にならない限界の漏水量を算出する。この負圧にならない限界の漏水量を限界需要量と定義し、PI制御と比較して、分散協調制御の場合には、配水管網としての耐故障性を高める効果について検証する。

なお、何れのケースもブロック4で消防用水の使用や漏水事故が発生したと仮定し、ケース①で発生させる消防用水量の位置はブロック4の需要点1に相当する黒丸印（●）の地点とする。

##### (1) 消防用水量を想定したシミュレーション（ケース①）

本ケースでのシミュレーション結果を図5-5および図5-6に示す。図5-5に示すように、PI制御の場合には消防用水量によって水圧が0.30MPaから0.14MPaまで0.16MPa降下している。一方、図5-6に示すように、分散協調制御の場合には、その水圧降下は0.12MPaに抑制できている様子が分かる。

消防用水量など様々な外乱を想定しても安定給水が可能となる目標水圧を定めて運用を行っている配水ブロックに対して、この結果は、0.30MPaを目標水圧として運用している場合には、定常時における目標水圧を0.26MPaまで低く運用できることを示している。この定常時における目標水圧を低く抑える効果は、ポンプ圧送の場合には消費電力の削減、自然流下の場合であっても漏水量の削減を見込むことができる。

なお、仮に定常時の目標水圧を0.30MPaから0.26MPaまで下げた場合に同様な消防用水量が外乱として発生した場合のシミュレーション結果を図5-7に示す。この場合の水圧低下も0.12MPaであり、従来のPI制御の時の最低水圧と同等の水圧低下に収まっている。

このことから、分散協調制御を導入することにより、定常時に維持すべき水圧の余裕度を削減できる可能性を示唆している。

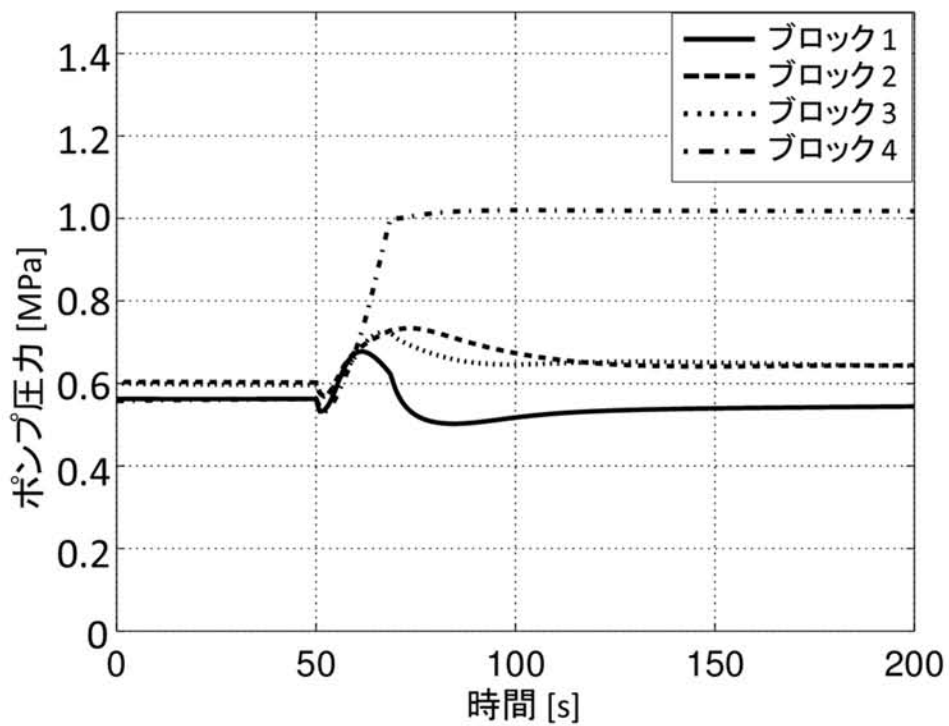
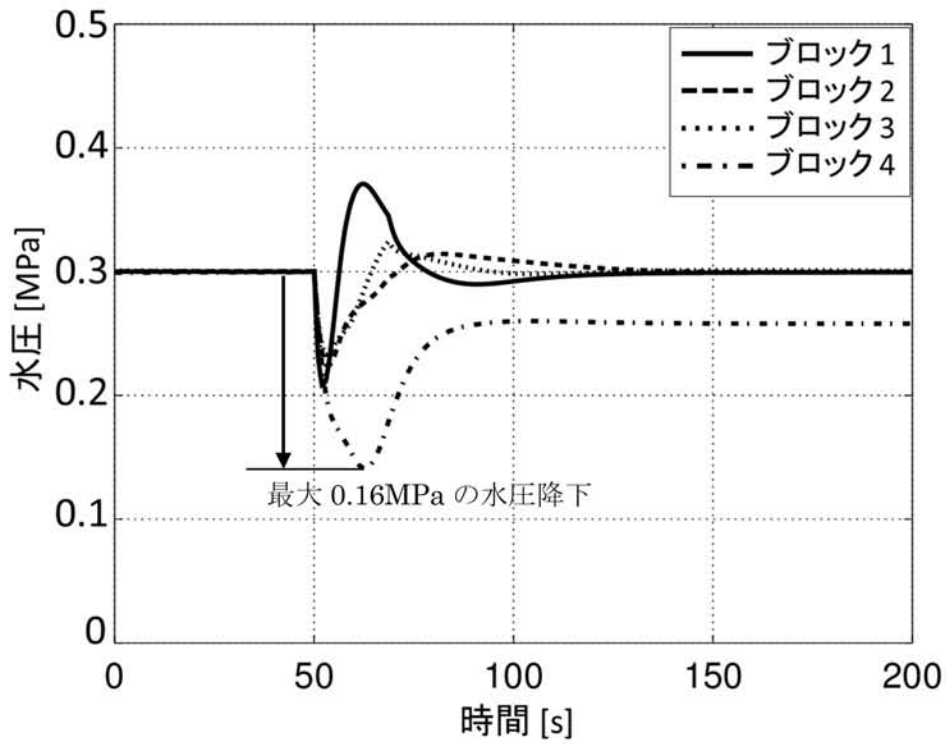


図 5-5 PI 制御での外乱応答 (上: 末端圧力, 下: ポンプ吐出圧力)



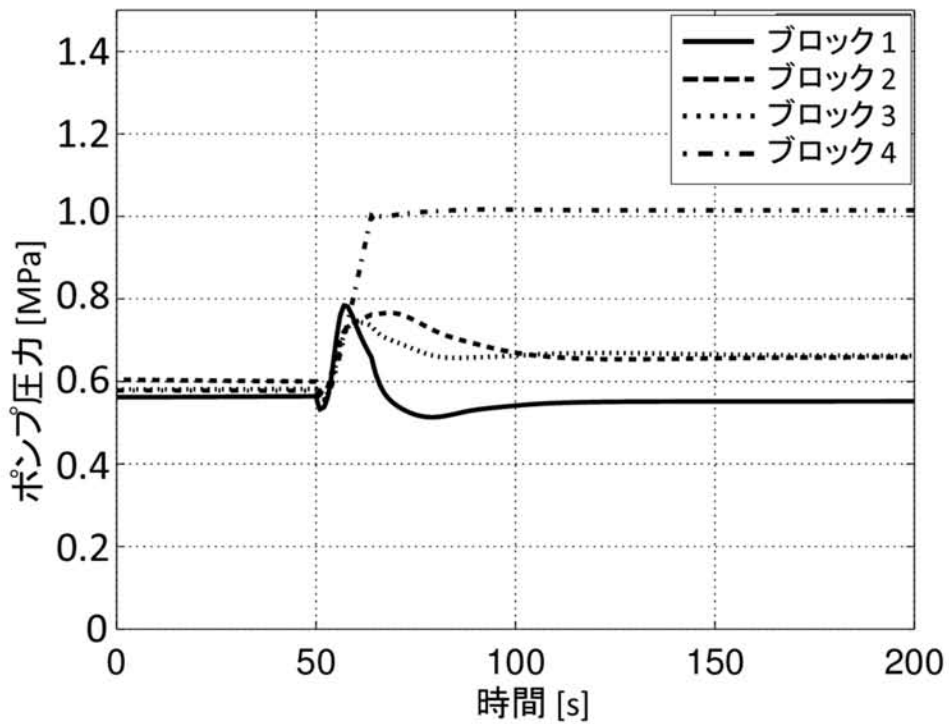
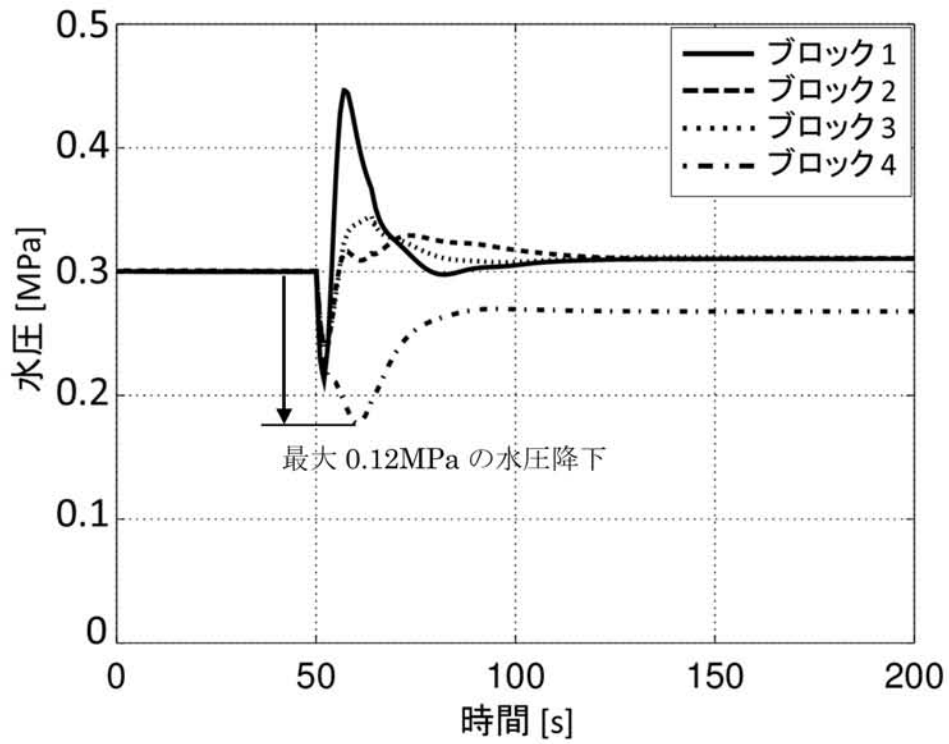


図 5-6 分散協調制御での外乱応答（上：末端圧力，下：ポンプ吐出圧力）

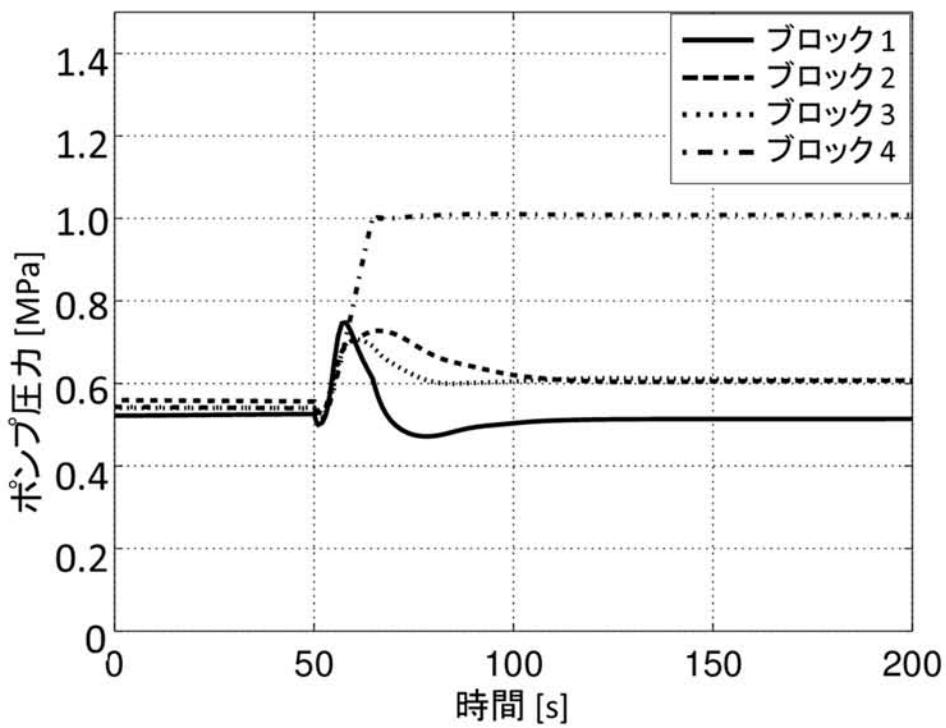
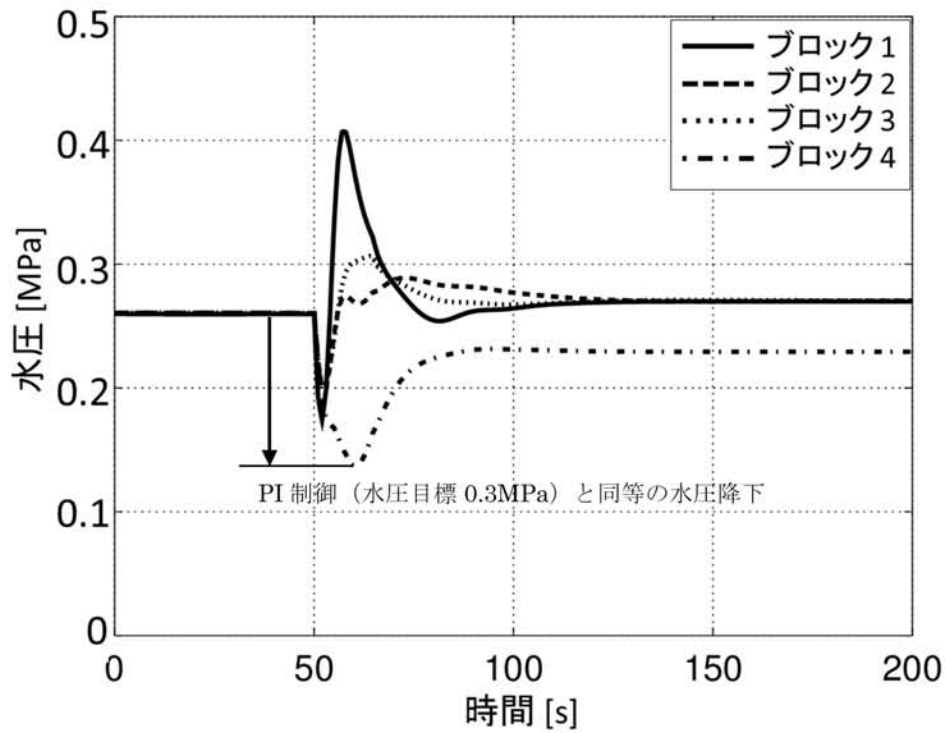


図 5-7 分散協調制御で目標値を下げた場合の応答

この結果は、分散協調制御を導入することにより、非定常時の外乱に対する速応性を上げることで、定常時に維持すべき余裕度を削減できる可能性を示唆している。具体的には、目標水圧を0.30MPaから0.26MPaまで低く運用できる。以降では、この0.04MPaの余裕度を抑制することによる消費エネルギー削減量、漏水削減量を評価する。

消費エネルギーに関しては、定常時に水圧 $P$ を維持している配水管網において、水圧を $\Delta P$ だけ抑制した場合の消費エネルギーの削減効果 $\Delta E(\%)$ は(5-7)式で計算できる。

$$\Delta E = \left(1 - \frac{P - \Delta P}{P}\right) \quad (5-7)$$

すなわち、今回のシミュレーション検証においては、(5-7)式に目標水圧 $P = 0.30\text{MPa}$ 、圧力差 $\Delta P = 0.04\text{MPa}$ を当てはめて削減効果を計算すると、 $\Delta E = 1 - (0.30 - 0.04)/0.30 = 13.3\%$ の消費エネルギーを削減できる見込みとなる。

また、漏水量削減に関しては、一般に配水区域内の水圧と漏水量との間には、以下の(5-8)式の関係があることが実験的に確認されている<sup>7)9)</sup>。

$$\Delta L = \left(\frac{P - \Delta P}{P}\right)^\alpha \quad (5-8)$$

ここで、 $L$ ：漏水削減率[%]、 $\alpha$ ：実験乗数[-]を表す。

上式は、配水本管での減圧によって、配水支管や給水管での漏水を水圧抑制率 $(P - \Delta P)/P$ の $\alpha$ 乗に比例して削減できることを示している。なお、 $\alpha$ は0.5~1.5の範囲を取ることが一般的であるが、本章では実験的に算出された1.15を採用した<sup>10)11)</sup>。

漏水量が水圧に依存することから、水圧を $\Delta P$ だけ抑制した場合の漏水削減効果を試算することができる。すなわち、今回のシミュレーション検証においては、(5-8)式に目標水圧 $P = 0.30\text{MPa}$ 、圧力差 $\Delta P = 0.04\text{MPa}$ を当てはめて計算して、 $\Delta L = ((0.30 - 0.04)/0.30)^{1.15} = 15.5\%$ の漏水削減効果を期待することができる。

仮に表5-1に示す8,000m<sup>3</sup>/日規模の需要に対する配水プロセスでの有効率が80%だったとすると、無効水量は2,000m<sup>3</sup>/日となるが、無効水量と漏水量が等しいとして、この量を15.5%削減できたとすると、無効水量は1,690 m<sup>3</sup>/日となり、有効率を82.5%まで向上できる見込みとなる。

(2) 大規模な漏水事故を想定したシミュレーション (ケース②)

ケース②では、管網内で大規模な漏水事故が発生した場合を想定する。漏水事故に対する耐故障性を評価するため、漏水発生後に水圧が低下し、ブロック内で最も水圧が最低となる点に着目する。例えば、図 5-8 および図 5-9 に示すように、需要点 1 で発生した漏水量が  $0.0121\text{m}^3/\text{s}$  の時は負圧にならずに回復できているが、シミュレーション条件である漏水量を徐々に増やしていき、ある時最低の水圧が負になった時の漏水量を算出する。このとき、水圧が最低となる点の値が負圧となった時の漏水量を限界需要量と呼び、この値を耐故障性の指標として考える。すなわち、限界需要量が大きいほど、大きな漏水事故に耐えられることを意味しており、耐故障性が高いと判断する。

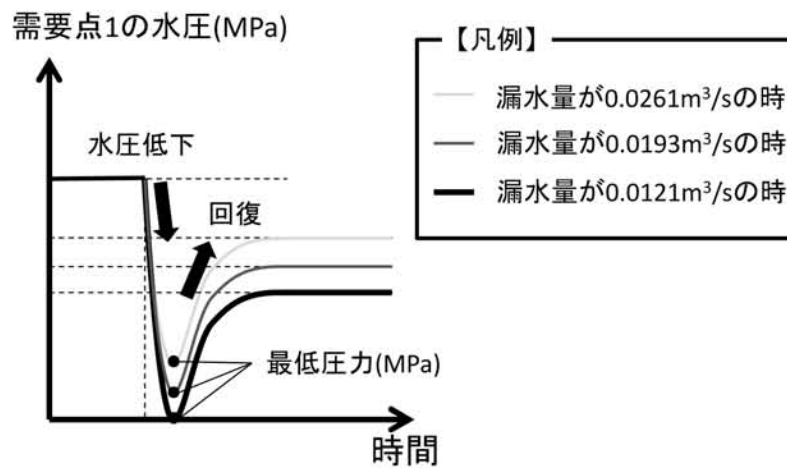


図 5-8 需要点 1 に漏水量を仮定した場合の応答

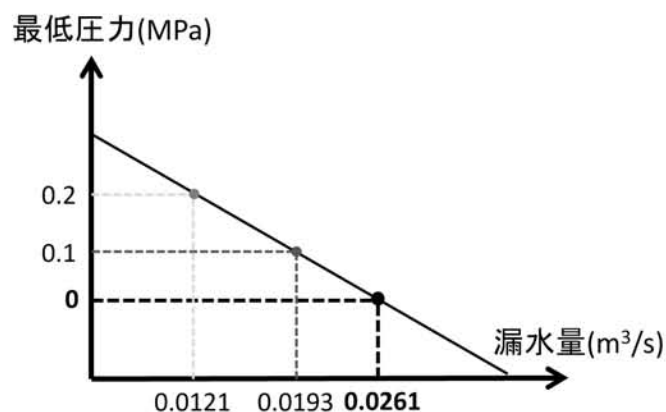


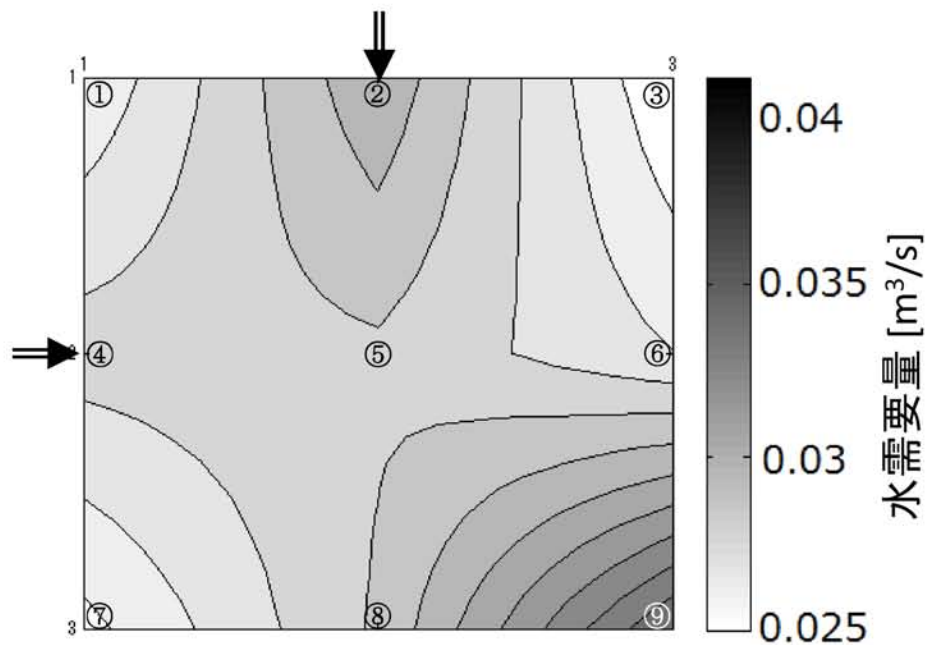
図 5-9 需要点 1 における限界需要量

ここで、負圧にならない限界需要量を需要点1~9ごとにシミュレーションにより求めた結果を示す。各需要点に対する限界需要量を表5-3、表5-4に示し、表の値を等高線表示したものを図5-10、図5-11に示す。なお、等高線は図5-3に示したブロック4と同じ配置で描かれており、左上がブロック4の需要点1、右下が需要点9を表している。

表 5-3 PI 制御による限界需要量

(単位:m<sup>3</sup>/s)

需要点 1	0.0261	需要点 2	0.0303	需要点 3	0.0251
需要点 4	0.0282	需要点 5	0.0285	需要点 6	0.0269
需要点 7	0.0257	需要点 8	0.0288	需要点 9	0.0349



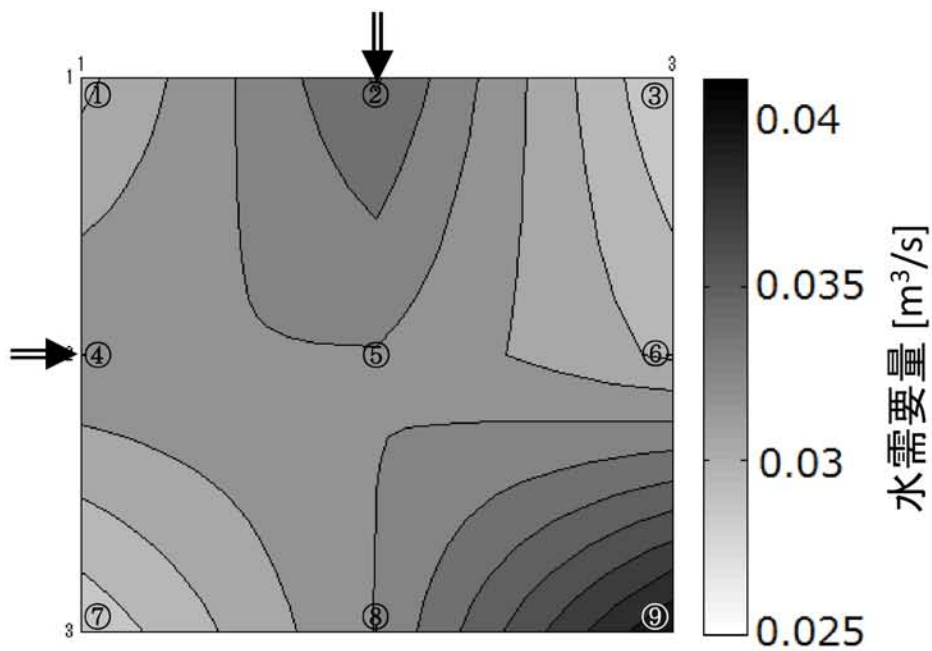
(注：丸印 (○) 内の数字は需要点番号，矢印 (⇒) は連絡管を表す.)

図 5-10 PI 制御による限界需要量 (等高線表示)

表 5-4 分散協調制御による限界需要量

(単位:m<sup>3</sup>/s)

需要点 1	0.0303	需要点 2	0.0350	需要点 3	0.0285
需要点 4	0.0327	需要点 5	0.0327	需要点 6	0.0304
需要点 7	0.0287	需要点 8	0.0328	需要点 9	0.0402



(注：丸印 (○) 内の数字は需要点番号，矢印 (⇒) は連絡管を表す.)

図 5-11 分散協調制御による限界需要量 (等高線表示)

図5-10、図5-11に示すように、PI制御、分散協調制御共に負圧とならない限界需要量は需要点により異なり、ポンプや連絡管に近いほど、限界量が大きくなる傾向にある。また、表5-3、表5-4に示すように、分散協調制御の限界需要量の方がPI制御よりも大きく、差は最大で需要点9の場合の $0.0053\text{m}^3/\text{s}$ 、最小で需要点7の $0.0030\text{m}^3/\text{s}$ となった。

なお、今回のシミュレーションでは、需要点1から9に引いた対角線に対して対称な条件を設定しているが、図表に示す結果は対称になっていない。これは、ブロック番号が若いポンプから順に水圧制御が行われると仮定しており、ブロック3と連絡管が接続されている需要点4よりもブロック2と連絡管が接続されている需要点2の方が比較的速やかにバックアップを受けることができ、限界需要量が高い傾向になるためである。また、需要点2から需要点4に向けて水の流れが生じ易いことから、需要点3、6よりも需要点7、8の方が限界需要量が高い傾向になると考えられる。

このように、自ブロックのポンプから近く、連絡管からも近い需要点は限界需要量が高く、ポンプから遠く、連絡管からも遠い需要点は限界需要量が小さいという理論上の傾向とは一致していることから、今回のシミュレーション結果は妥当であると考えられる。

ここで、図5-12にPI制御と分散協調制御それぞれにおいて、突発的に発生した漏水の規模に対して、配水ブロック内の最低水圧を示す。例えば、縦軸の最低水圧 $0.18\text{MPa}$ は、図5-6に示したように、消防用水量である $0.0166\text{m}^3/\text{s}$ が発生した場合に、分散協調制御を実施している時の水圧降下を表しており、最低水圧 $0.14\text{MPa}$ はPI制御を実施している時の水圧降下を表している。図5-12では、消防用水量よりもさらに漏水量を徐々に増やしていった結果である。

最低水圧が $0\text{MPa}$ を下回らない、すなわち負圧にならない限界需要量は、PI制御の場合には $0.026\text{m}^3/\text{s}$ であるのに対し、分散協調制御では、 $0.030\text{m}^3/\text{s}$ まで負圧にならないことが分かる。過去に実際に発生した同規模の管路（管径 $150\text{mm}$ 、圧力 $0.30\text{MPa}$ ）における漏水事故による漏水量を調べると<sup>6)</sup>、漏水の規模は $0.006\text{m}^3/\text{s}\sim 0.070\text{m}^3/\text{s}$ 程度まで変化する。そのため、小規模～中規模（ $\sim 0.030\text{m}^3/\text{s}$ ）の漏水事故に対しては、分散協調制御が濁水発生の防止や最低水圧の上昇に有効であると言える。

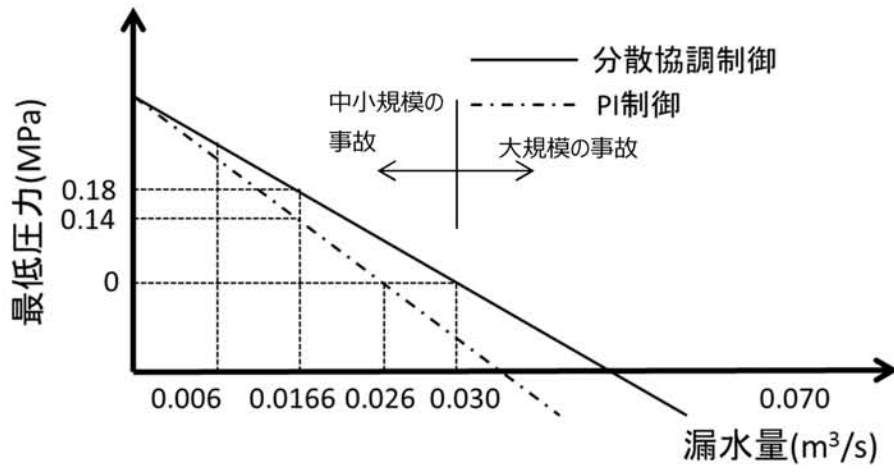


図 5-12 負圧にならない限界需要量



## 第5節 結言

上水道における配水管網は、浄水を安定的に需要家へ配るライフラインの役割を担っており、管路網内の水圧が有事の際にも負圧にならないよう、一定の余裕度を加味した目標水圧を設定して維持するよう考慮している。この余裕度は安定供給に寄与する一方、自然流下での配水プロセスの場合には、漏水量が増加するとともに、ポンプ圧送の場合には漏水量の増加に加え、消費エネルギーの増加になるというトレードオフの課題がある。この課題に着目し、本章では、火事などに起因する消火栓使用量の増加や突発的な漏水事故など急激な水需要の増加といった外乱に対してロバストな分散協調制御を提案した。

提案した分散協調制御は、ブロック間の協調動作を生み出す協調項として、「目標値との偏差」に「隣接するブロックとの状態量の差」を加えた積分器を導入したことを特徴とする。この協調項により、目標値への追従性能を落とすことなく外乱による突発的な状態変動を隣接ブロックと協力して抑制することを可能とした。

提案手法の有効性を評価するため、隣接する配水ブロック間での分散協調制御による効果をシミュレーション検証した。具体的には、4つの配水ブロックから成る配水管網のシミュレーションにおいて、従来のPI制御と提案手法を比較し、突発的な外乱に対する速応性が向上することを示した。この速応性の向上は、定常時に維持すべき水圧の余裕度を削減できる可能性を秘めており、ポンプによる水輸送に係る省エネルギー化や漏水量の削減を期待できる。あるいは、突発的な漏水事故時に負圧にならない耐故障性としての効果を期待できる。

中小規模の水道事業体では、広域化への対応として配水区域を統合・連携する動きが進みつつある。本章で対象とした配水プロセスは、このような中小規模の4つの等価な配水ブロックが連結されたプロセスを仮定した。実際には配水ブロックが等価であることは考えにくいですが、本章で示した分散協調制御による速応性の向上は確認できたと考える。また、大規模な配水プロセスに対しても、配水区域内で監視すべき水圧計が増える可能性はあるが、分散協調制御を適用する効果は同様に期待できる。

ただし、図5-5と図5-6との対比からも分かるように、分散協調制御では、PI制御と比べて一時的に水圧が上昇する結果になることが多い。この一時的な水圧上昇により漏水を誘発しないことを事前に確認することが実用上は必要になる。また、ブロック間に一定以上の標高差がある場合など、隣接していても双方向での協調動作が困難で効果が得られないケースも想定される。本方式が有効な配水ブロック間の条件等については今後も検討が必要と考える。

埋設年数 40 年を超える老朽管の布設割合が増加する一方、管路更新予算がひっ迫している現状がある。こうした中、設備投資による対策だけでなく、配水圧力コントロールといった運用面からの対策も求められている。本来はこうした大規模な漏水事故を発生させないよう、老朽管の更新や漏水調査が設備の維持管理にとって最も重要な施策であり、漏水に伴う被害を抑制することが求められる。一方、有事の際に従来では負圧になるような漏水事故に対しても、ポンプやバルブなどの制御によって、濁水発生などの二次災害を抑制することも重要と考える。

## 参考文献

- 1) T. Sadamoto, T. Ishizaki, and J. Imura: Hierarchical Distributed Control for Networked Linear Systems, Proc. of 53rd IEEE Conference on Decision and Control, pp. 2447-2452, 2014.
- 2) M. Andreasson, D. V. Dimarogonas, H. Sandberg and K. H. Johansson: Distributed control of networked dynamical systems: Static feedback, integral action and consensus, IEEE Transactions on Automatic Control, Vol. 59, No. 7, pp. 1750-1764, 2014.
- 3) 森欣司, 佐野耕一, 宮本捷二, 井原廣一: フォールトトレランス性を保証する分散制御システムの自律可制御性, 計測自動制御学会論文集, 第20巻, 第5号, pp. 375-382, 1984.
- 4) 東俊一, 石井秀明, 桜間一徳, 永原正章, 林直樹, 畑中健志: マルチエージェントシステムの制御, コロナ社, 2015.
- 5) 総務省消防庁: 消防水利の基準, 1964.
- 6) 川口智哉, 渡辺晴彦, 小泉明, 碓智: 水道管路事故に伴う地上漏水による浸水危険度の評価, 日本リスク研究学会誌, 第23巻, 第2号, pp. 95-103, 2013.
- 7) Jakobus Ernst van Zyl: Theoretical modeling of pressure and leakage in water distribution systems, 16th Conference on Water Distribution System Analysis, WDSA, 2014.
- 8) Shingo Adachi, Shinsuke Takahashi, Hiromitsu Kurisu, Hideyuki Tadokoro: Estimating area leakage in water networks based on hydraulic model and asset information, 16th Conference on Water Distribution System Analysis, WDSA, 2014.
- 9) Sam Fox, Richard Collins, Joby Boxall, Dynamic leakage: Physical study of the leak behaviour of longitudinal slits in MDPE pipe, 16th Conference on Water Distribution System Analysis, WDSA, 2014.
- 10) 高桑哲男: 配水管網の解析と設計, 森北出版, 1978.
- 11) 末石富太郎, 雄倉幸昭: 漏水量と水圧の関係, 第17回全国水道研究発表会講演集, pp.118-119, 1966.

## 第6章 結論

### 第1節 研究の成果

浄水の安定供給にとって重要なファクターである水圧に着目し、今後の配水コントロールに求められる水圧調整、水圧監視、水圧制御の在り方について検討した。限られた箇所での水圧測定データをもとに夜間の余剰水圧を抑制することによる漏水削減効果の定量化や、複数箇所における高周波数での水圧監視による管路破断事故位置の推定方法を提案するとともに、隣接する配水ブロックの水圧測定データを相互利用して消防用水量などの突発的な水需要量の増加に対してロバストな水圧制御による省エネルギー化手法を提案してきた。

第1章は序論であり、水道における管路の役割と配水コントロールの重要性と課題について述べるとともに、本論文の構成を示した。

第2章では、本研究で対象とする監視制御システムにおける配水コントロールの機能概要と末端圧力制御の方式について述べ、末端圧力制御の導入による漏水削減やエネルギー削減効果を試算する方法を示した。これにより、配水コントロールによる運用面からの漏水管理に効果のある末端圧力制御を導入する際の参考になることを期待する。

第3章から第5章にかけては水圧管理として水圧調整、水圧監視、水圧制御それぞれの課題に対し、表6-1に示す結論を得た。

第3章では、限られた箇所における水量・水圧測定を用いて配水管網での運用改善に繋げるため、運転日報データのみを入力情報とした配水プロセスにおける夜間余剰水圧の分析手法を提案した。時間別配水量と水圧データを用いて、配水管網内における末端圧力の変化を時系列で推定し、余剰水圧が発生している時間帯を特定するとともに、この余剰水圧を抑制することによる漏水削減効果を示した。本章で採用した簡易的な推定手法による夜間の余剰水圧が10mであったのに対し、実測した夜間の水圧値は10m～15mであったことから、詳細な管網モデルを用いることなく、実用上十分な精度で推定できることを明らかとした。また、夜間の余剰水圧を抑制することによる漏水量の削減効果を事前に試算した結果も、夜間最小流量から分析できる削減効果とほぼ同等の結果を示すことができた。こうした効果を事前に試算して費用対効果を意識しながら段階的に施策を行っていくスキームを検討することができた。

第4章では、漏水事故時に生じる周辺の水圧変化を秒周期で捉え、管網モデル等の配水管網のネットワーク構造のデータを用いることなく、複数水圧計間の反応時間差から事故位

置を推定する手法を提案した。一般に配水区域入口に設置している流量計データの急激な上昇で管路破断の漏水事故検知は可能であるが、地上に現れない漏水の場合にはその位置を迅速に特定することは困難である。これに対し、本章では、提案した双曲線による位置推定の手法は秒周期での水圧測定を行うことで、迅速に位置特定が可能であることを、2つの実事象によるデータ分析から示すことができた。また、水圧センサ数や測定周期に対する位置特定領域面積の関係について考察を行い、今後特定したい事故の領域面積に応じたシステム提案の目安を知ることができた。今後、実システムへの適用を検討し、発見が困難な漏水事故を早期に発見し、大事故を未然に防止できればと考えている。

第5章では、水圧制御の新しい方式である分散協調制御を提案した。一般的な圧力制御では比例-積分制御（PI制御）方式が用いられているが、分散協調制御は外乱に対する速応性を向上できる。配水管網内の水圧が有事の際にも負圧にならないよう、一定の余裕度を加味した目標水圧を維持するよう考慮しているが、この余裕度は安定供給に寄与する一方で、ポンプ圧送による配水プロセスの場合には消費エネルギーの増加になる課題がある。この課題に対し、提案した分散協調制御による速応性の向上は、定常時に維持すべき水圧の余裕度を削減できる可能性を秘めており、ポンプによる水輸送に係る消費エネルギーの削減や漏水量削減を期待できる、あるいは、突発的な漏水事故時に負圧にならない耐故障性としての効果を期待できる。

表 6-1 各章での課題と結論

	課題	既往研究との差分	オリジナリティ（新規性）	分かったこと
3章 水圧調整	時々刻々と変化する水圧変化に対応できていない (中小規模向け)	・管網モデル無し ・事前の水圧測定無し	(既存データのみから推定可能な) 簡易管網モデルの導入	・実測とそん色が無いレベルで 余剰水圧を推定可能 ・漏水量の削減効果も試算可能  余剰水圧推定：10m 余剰水圧実測：10m~15m 漏水量の削減試算：5.0% 漏水量の削減効果：6.4%
4章 水圧監視	地下漏水の位置を速やかに発見できない	・管網モデル無し ・秒周期での水圧測定 ・リアルタイム位置推定	水圧反応時間差の測定による双曲線アルゴリズムでの位置特定	・水圧データのみで管路破断事故位置を特定できる ・特定したい事故の領域面積に応じた水圧測定数や周期の目安を提示  2 / 2ケースで的中 水圧変化を伴う漏水であれば推定可能
5章 水圧制御	末端圧力制御は自ブロックのみで隣接ブロックは考慮していない	・隣接ブロックとの協調	新たな制御方式として分散協調制御を導入	【シミュレーションでの検証】 ・事故に対する耐久性が約15%向上 ・あるいは省エネルギー化／漏水量の削減効果を13%~15%程度得ることが可能 ・一定の効果見込みを提示

## 第2節 今後の課題

今後、限られた予算の中で効率的に漏水管理を実施するための情報に対する必要性がますます高まると考えられる。各水道事業体では監視制御システムを活用した異常時の迅速な対応や、マッピングシステムとの連携による効率的な管路更新など様々な取り組みが行われている中、水圧調整による適正給水（漏水削減）や水圧監視による漏水事故位置推定、高度な水圧制御の導入などについて、研究を進めてきた。

第1章で述べた水圧調整、水圧監視、水圧制御それぞれの課題に対し、本研究では、表6-2に示すように、限られた点での水圧測定データをもとに夜間の余剰水圧を抑制することによる漏水削減効果の定量化や、複数箇所における高周波数での水圧監視による管路破断事故位置の推定方法を明らかにするとともに、隣接する配水ブロックの水圧測定データを相互利用して消防用水量などの突発的な水需要量の増加に対してロバストな水圧制御による省エネルギー化手法を提案した。その他、ブロック化による対策や水道スマートメータデータの利活用といった配水管網における漏水管理上、有用と思われる施策はいくつかあるが、これらの施策についても今後の発展が期待される。

ICT活用の重要性が高まる中、一般に配水プロセスでは、多くのデータを取得するにはコストがかかる。特に、公民連携で水事業を行う場合には、第一段階として現状得られるデータのみから簡易的な推定を行って施策の効果を確認し、その後現場測定によって推定結果の裏付けを取りながら、実施策に展開することがその事業の特性上からも効果的と考える。そして、運転員によるオペレーションの負荷が高い施策を実施する場合には自動制御などのシステム導入を検討し、予算に見合った具体的な施策をシステム化してさらなる改善効果を得るといった段階的なスキームが重要と考える。

埋設年数40年を超える老朽管の布設割合が増加する一方、管路更新予算がひっ迫している現状がある。こうした中、設備投資による対策だけでなく、配水圧力コントロールといった運用面からの対策への期待が高まっており、持続可能な配水管網システム構築に向けて、水圧調整、水圧監視、水圧制御による積極的な貢献が重要になると考えられる。

表 6-2 水圧管理における現状の課題とあるべき姿

	現状	課題	有るべき姿
水圧調整	ブロック化による対策	多額の予算が必要	事業統合などによる広域化
	減圧弁による対策	時々刻々と変化する水圧変化に対応できない	余剰水圧推定による減圧
水圧監視	末端での水圧測定	水圧計設置数が少ない 水圧データを2次活用できていない	水圧データの有効利用 (管路破断事故位置の推定)
	管網解析による水圧推定	時々刻々と変化する水需要の変化は 模擬できない	水道スマートメータなどによる 水需要量のリアルタイムデータ取得
水圧制御	PI制御	自ブロックしか見ていない	隣接ブロックとの協調制御方式による 新たな付加価値の創出

■：本研究の対象外

□：本研究の対象

## 謝辞

本研究は多くの関係者の皆様からのご支援、ご鞭撻を賜り、まとめることができました。ここに心から御礼を申し上げます。

首都大学東京参与であり、同大学都市環境学部特任教授であられる小泉明先生、並びに、同大学院教授の稲員とよの先生には、研究全般にわたっての懇切丁寧なご指導と貴重なご意見を賜ったのみならず、研究者としての姿勢や考え方を折に触れてご教示頂きました。研究の方向性や意義付けに関して、真摯にご助言を下さったことで、本論文の道筋を立てることができ、心より感謝申し上げます。また、学位論文の審査におきましては、同大学院准教授の荒井康弘先生、および横山勝英先生から有益なご指導とご助言を数多く頂き、深く感謝申し上げます。さらに、同大学院助教の山崎公子先生、および特任准教授の國實菅治先生には、不慣れな社会人としての大学院生活や研究活動の遂行において、親身にご支援とご助言を頂きました。首都大学東京大学院での研究遂行は、筆者にとって大変貴重な経験になりました。この経験と諸先生方のご指導を今後の研究活動に活かすべく、これからも研鑽を重ねて参る所存です。

筆者は、株式会社東芝に入社後、現電力・社会システム技術開発センターに配属され、制御・シミュレーション技術を通じて、水道システム、特に配水コントロールの研究開発に従事してきました。その当時、本研究に寄与する業務に専念できる環境を与えて頂いた黒川太氏（現主幹）、坂本義行氏（現研究部長）に深く御礼申し上げます。また、当時の業務の中で、本蔵義弘氏（現（株）司エンジニアリング部長）、湯川敦司氏には、配水プロセスの知識や管網解析といった一連の知識をご指導頂き、深く御礼申し上げます。さらに、有吉寛記氏（現フジテコムテクニカルフェロー）を始め、加藤高敏氏、杉野寿治氏（現参事）、中村博之氏（現グループ長）からは、社会人として首都大学東京大学院へ入学するにあたっての動機付けを頂き、背中を押して頂いたことは大変有り難く、深く感謝申し上げます。

そして筆者が、同大学院へ入学して研究を遂行するにあたっては、同センターの澤田彰氏（現室長）、システム制御・ネットワーク開発部の馬場賢二氏（現部長）には、多大な便宜を図って頂くと同時に、業務との両立について寛大なご理解を頂きました。心より感謝申し上げます。また、同部のシステム制御・最適化技術開発担当の皆様には、本研究を遂



行するにあたって、数々のご助力とご協力を頂きました。特に、難波諒氏（現主務）、勝山裕輝氏（現主事）には、共同研究者として本研究遂行のために絶大なるご尽力を頂きました。お二人の成果無くして、本研究の成果はなかったと確信しております。お二人の積み重ねて下さった成果に、心から敬意を表すとともに、深く御礼申し上げます。

最後に、この活動を理解し、常に支えてくれた家族に感謝の意を表します。

## 付録 A 管網解析の高速化

本論文でのシミュレーションで用いた管網解析では、グラフ理論を用いた非圧縮性流体の「運動方程式」、「質量保存式」に加え、「閉回路（ループ）の圧力損失式」の考え方を導入することにより、演算時間の短縮、すなわち高速化を図っている。本節では、各式それぞれについて説明する。また、各式から得られる「連立常微分方程式の解法」について説明する。

説明のため、管路網モデルの例を図 7-1 に示す。水道管路網はグラフ理論で扱うグラフと定義され、いくつかの節点（ノード）とそれらのノード対を両端とする枝（エッジ）から成る。ノードは管路継手や枝分かれのある圧力測定点や水需要家の集合を、エッジは管路を表している。

図 7-1 に示すノード数 5 の管路網では、管路の接続状態や管路情報などを表 7-1、表 7-2 のように定義することができる。

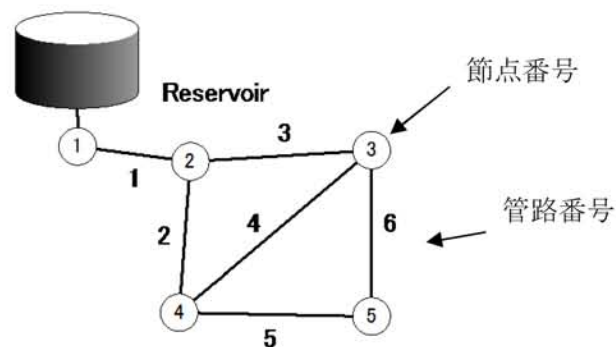


図 7-1 ノード数 5 の管路網の例

表 7-1 ノード（節点）情報の例

節点番号	水需要量[m <sup>3</sup> /s]	標高[m]
①	$q_1$	$H_1$
②	$q_2$	$H_2$
③	$q_3$	$H_3$
④	$q_4$	$H_4$
⑤	$q_5$	$H_5$

表 7-2 エッジ (管路) 情報の例

管路番号	始点	終点	口径[m]	長さ[m]	摩擦損失係数[-]
1	1	2	$D_{12}$	$L_{12}$	$\lambda_{12}$
2	2	3	$D_{23}$	$L_{23}$	$\lambda_{23}$
3	2	4	$D_{24}$	$L_{24}$	$\lambda_{24}$
4	3	4	$D_{34}$	$L_{34}$	$\lambda_{34}$
5	3	5	$D_{35}$	$L_{35}$	$\lambda_{35}$
6	4	5	$D_{45}$	$L_{45}$	$\lambda_{45}$

### (1) 運動方程式

水道管路網の各管路を流れる流体の運動方程式は(7-1)式で表される.

$$\frac{dv_{ij}(t)}{dt} = \frac{1}{\rho L_{ij}} \{p_i(t) - p_j(t)\} + \frac{g}{L_{ij}} (H_i - H_j) - \frac{\lambda_{ij}}{2D_{ij}} v_{ij}(t) |v_{ij}(t)| \quad (7-1)$$

ここで,

$p_i(t)$  : 時刻  $t$  における節点  $i$  の圧力[Pa]

$v_{ij}(t)$  : 時刻  $t$  における節点  $i$  から節点  $j$  を流れる管路の流速[m/s]

$H_i$  : 節点  $i$  の標高[m]

$\rho$  : 流体の密度[kg/m<sup>3</sup>]

$g$  : 重力加速度[m/s<sup>2</sup>]

$L_{ij}$  : 節点  $i$  から節点  $j$  を結ぶ管路の長さ[m]

$D_{ij}$  : 節点  $i$  から節点  $j$  を結ぶ管路の口径[m]

$\lambda_{ij}$  : 節点  $i$  から節点  $j$  を結ぶ管路の摩擦損失係数[-]

である.

右辺の第 1 項は, 有効水圧差による圧力損失, 第 2 項は, 標高差による圧力損失, 第 3 項は, 流体と管路壁面での摩擦による圧力損失を表す.

(7-1)式の行列表現は(7-2)式となり，行列の列数は存在する管路数と等しい．

$$dP = L \frac{dV}{dt} + RV|V| - E \quad (7-2)$$

ここで，式中の「 $\cdot$ 」はベクトルの要素ごとの積を表す． $V$  は区間流速ベクトルで(7-1)式の  $v_{ij}(t)$  を縦ベクトル表現したものである．

また各行列やベクトルの成分は，

$$L = \rho \begin{bmatrix} L_{12} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & L_{23} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & L_{45} \end{bmatrix},$$

$$R = \frac{\rho}{2} \begin{bmatrix} L_{12}\lambda_{12}/D_{12} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & L_{23}\lambda_{23}/D_{23} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & L_{45}\lambda_{45}/D_{45} \end{bmatrix},$$

$$E = \rho g \begin{bmatrix} H_1 - H_2 \\ H_2 - H_3 \\ \vdots \\ H_4 - H_5 \end{bmatrix},$$

$$V = \begin{bmatrix} v_{12} \\ v_{23} \\ \vdots \\ v_{45} \end{bmatrix}, \quad dP = \begin{bmatrix} p_1 - p_2 \\ p_2 - p_3 \\ \vdots \\ p_4 - p_5 \end{bmatrix} \quad \text{である.}$$

なお，変数の添え字は図 7-1 に示すノード数 5 の検証用モデルに沿った表記である．

## (2) 質量保存式

各ノードごとの質量保存式は、次式で表される。

$$A(SV) = q \quad (7-3)$$

ここで、

A : 接続行列

S : 区間断面積[m<sup>2</sup>] (対角が 0 の正方行列で表現したもの)

q : 節点 i の水需要量[m<sup>3</sup>/s]

であり、

$$S_{ij} = \frac{\pi}{4} D_{ij}^2 \quad (7-4)$$

である。

接続行列 A とは、有向グラフにおいて、各行 p がグラフの各節点に、各列 k がグラフの各枝に対応し、各要素 A<sub>pk</sub> がそれぞれ次式で与えられる p × k 行列であり、(7-5)式の定義に従う。

$$A_{pk} = \begin{cases} -1 & : \text{枝 } k \text{ が点 } p \text{ を始点としている時} \\ 1 & : \text{枝 } k \text{ が点 } p \text{ を終点としている時} \\ 0 & : \text{それ以外の時} \end{cases} \quad (7-5)$$

また、既約接続行列とは、有向グラフが連結である時、任意の 1 点に対応する行を取り除いて得られる行列である。以降で説明する既約接続行列は接続行列の 1 行目を取り除くこととする (この操作は、ある 1 節点の圧力を 0 で規定していることと同義である)。

図 7-1 に示すノード数 5 の管路網の場合には、接続行列 A は以下となる。

$$\begin{array}{c} \text{ノード番号} \end{array} \begin{array}{c} \text{①} \\ \text{②} \\ \text{③} \\ \text{④} \\ \text{⑤} \end{array} \begin{array}{c} \text{A} = \end{array} \begin{array}{c} \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 \end{matrix} \\ \left[ \begin{array}{cccccc} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & -1 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & -1 \end{array} \right] \end{array} \begin{array}{c} \text{管路番号} \end{array} \quad (7-6)$$

検証用モデルの例で(7-3)を表現すると、以下となる。

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & -1 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} S_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S_{23} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & S_{24} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_{34} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & S_{35} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & S_{45} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_{12} \\ v_{23} \\ v_{24} \\ v_{34} \\ v_{35} \\ v_{45} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} l_1 \\ l_2 \\ l_3 \\ l_4 \\ l_5 \end{bmatrix} \quad (7-7)$$

また、有効水圧差である  $dP$  と各ノードの圧力値  $P_i$  は、 $P_1$  を 0 とすると次式の関係にある。

$$dP = \begin{bmatrix} -P_2 \\ P_2 - P_3 \\ P_3 - P_4 \\ P_4 - P_5 \end{bmatrix} = A_t^T P = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \end{bmatrix} \quad (7-8)$$

### (3) 閉回路（ループ）における圧力損失式

グラフ構造が閉回路（ループ）を形成している場合、ループを一巡すると圧力損失が 0 となる法則を得ることができる。すなわち、ある始点となる節点からループを辿って始点に戻ると、 $dP=0$  である。これを式で表現すると、

$$B dP = 0 \quad (7-9)$$

ここで、

$B$  : 基本閉路行列

であり、各行  $i$  がグラフの各基本閉路  $F_i$  に、各列  $k$  がグラフの各枝に対応し、各要素  $B_{ik}$  がそれぞれ次式で与えられる  $i \times k$  の行列である。

$$B_{ik} = \begin{cases} -1 & : \text{閉路 } F_i \text{ が枝 } k \text{ を負の向きに含んでいる時} \\ 1 & : \text{閉路 } F_i \text{ が枝 } k \text{ が正の向きに含んでいる時} \\ 0 & : \text{それ以外の時} \end{cases} \quad (7-10)$$

すなわち、図 7-1 に示す検証用モデルの例では、

管路番号 1 2 3 4 5 6

$$B = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 1 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 1 & -1 \end{bmatrix}$$

となる。



このグラフにおいて、閉回路を作らない枝集合のことを木 (Tree) といい、木に含まれない枝集合を補木 (Cotree) という。任意のひとつの補木と木の集合により、閉路が一意に決定し、これを基本閉路と呼ぶ。グラフの基本閉路の数は、補木の数と等しい。基本閉路行列  $B$  は、接続行列  $A$  と基本閉路行列  $B$  の間にある次式の関係により求めることができる。

$$AB^T = [A_c \quad A_t] \begin{bmatrix} I \\ B_t^T \end{bmatrix}^T = A_c + A_t B_t^T = 0 \quad (7-11)$$

ここで、添え字の  $c$  は補木、 $t$  は木を表す。この検証用モデルの例では、要素が 1 である管路が補木 (管路番号 3 と 5) となり、上述の  $B$  の列を入れ替えると、

$$B = [I \quad B_t] = \begin{matrix} & \begin{matrix} \text{管路番号} & 3 & 5 & 1 & 2 & 4 & 6 \end{matrix} \\ \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 & -1 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & -1 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

I                      B<sub>t</sub>

となる。基本閉路の定義から補木に関する成分は必ず単位行列となる。

同様に接続行列  $A$  についても、補木 (管路番号 3 と 5) が前列になるよう入れ替えて、

$$A = [A_c \quad A_t] = \begin{matrix} & \begin{matrix} \text{管路番号} & 3 & 5 & 1 & 2 & 4 & 6 \end{matrix} \\ \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -1 & 0 \\ 0 & -1 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

A<sub>c</sub>                      A<sub>t</sub>

となる。

なお、この接続行列に対して、節点①の圧力を 0 で規定した既約接続行列を考えると、 $A_t$  は、管路数を  $M$  をループ数を  $F$  とすると、 $(M-F) \times (M-F)$  の正方行列となる。

このように木と補木の成分に分けることで独立させて計算を行うことが可能となる。これは非線形連立常微分方程式の次数を削減することになり、計算時間を短縮することができる。

#### (4) 連立常微分方程式の解法

上述したように、(7-2)式、(7-3)式、(7-9)式が支配方程式である。これら3式をそれぞれグラフの木および補木の部分に分けて書き下すと、

$$A_c S_c V_c + A_t S_t V_t = q + l \quad (7-12)$$

$$dP_c + B_t dP_t = 0 \quad (7-13)$$

$$dP_c = R_c V_c \cdot |V_c| + L_c \frac{dV_c}{dt} - E_c \quad (7-14)$$

$$dP_t = R_t V_t \cdot |V_t| + L_t \frac{dV_t}{dt} - E_t \quad (7-15)$$

となる。

(7-12)式を時間微分して、木での流速  $V_t$  について解くと、

$$\frac{dV_t}{dt} = -S_t^{-1} A_t^{-1} A_c S_c \frac{dV_c}{dt} \quad (7-16)$$

となり、(7-14)式、(7-15)式を(7-13)式に代入し、さらに(7-12)式、(7-16)式から、以下を得る。

$$\begin{aligned} & \left( L_c - B_t L_t S_t^{-1} A_t^{-1} A_c S_c \right) \frac{dV_c(t)}{dt} \\ & = - \left( R_c + B_t R_t S_t^{-1} A_t^{-1} A_c S_c \right) V_c \cdot |V_c| + E_c + B_t E_t + B_t R_t S_t^{-1} A_t^{-1} (q + l) \end{aligned} \quad (7-17)$$

(7-17)式は、変数  $V_c$  に関する非線形連立常微分方程式であり、この  $V_c$  を解くことで、 $V_t$  を次式で得ることができる。

$$V_t = -S_t^{-1} A_t^{-1} A_c S_c V_c \quad (7-18)$$

以上の手順によって、各節点の需要量  $q_i$  と表 7-1 および表 7-2 に示す節点情報および管路情報を与えることで、各管路を流れる流速  $V$  および各節点の圧力  $P$  を高速に計算（推定）することができる。

## 付録 B 末端圧力を推定する方法

配水管網の適切な圧力保持のためには、配水管網内の圧力挙動を把握することが有効である。従来、この圧力挙動の把握には管網解析手法を用いて、(1)水圧供給点（例えば、配水池）から適切な水圧で水供給を行なっているか、(2)水圧不足の地域はないか、(3)過剰な水圧の地域はないかを確認する必要があった。また、管網解析を行うには、配水管網の土木構造データ、配水管節点からの流出量(需要量)の割付け等、多くの手間と時間を要した。

そこで、測定可能な配水管網内の圧力データから、土木構造データや需要量を割付けることなく、配水管網の圧力挙動を把握する手法を検討したので紹介する。

図 7-2 に示すように、浄水場や配水池における吐出圧力と配水管網での末端圧力、各流量計測値から重回帰分析により挙動モデルを構築することによって、末端圧力を推定する。推定した末端圧力から配水管網圧力管理のために圧力等高線を描画したり、配水圧力制御を行い、適切な配水管理を実現する。

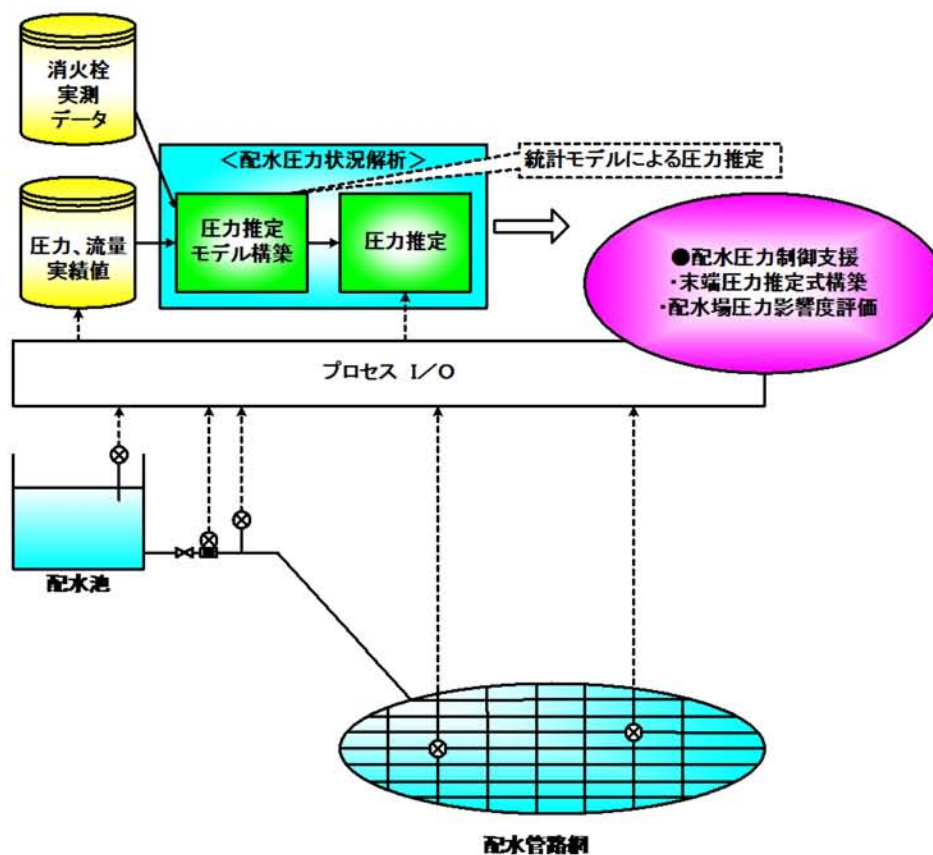


図 7-2 配水圧力状況解析および圧力挙動解析

(1) 重回帰分析による末端圧力推定

N回分の計測値セットに対して、浄水場および配水池吐出圧力値  $\{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{ip}\}$  と推定したい末端圧力値  $y_i (i=1, 2, \dots, N)$  の間に次のような線形関係が成立すると仮定する。

$$\begin{cases} y_1 = \beta_0 + \beta_1 \cdot x_{11} + \beta_2 \cdot x_{12} + \dots + \beta_p \cdot x_{1p} + e_1 \\ y_2 = \beta_0 + \beta_1 \cdot x_{21} + \beta_2 \cdot x_{22} + \dots + \beta_p \cdot x_{2p} + e_2 \\ \dots \\ y_N = \beta_0 + \beta_1 \cdot x_{N1} + \beta_2 \cdot x_{N2} + \dots + \beta_p \cdot x_{Np} + e_N \end{cases} \quad (7-19)$$

ここで、 $\beta_i$  : 偏回帰係数  $e_i$  : 残差とする。上式を行列表現すると次式になる。

$$\mathbf{y} = \mathbf{z}\boldsymbol{\beta} + \mathbf{e} \quad (7-20)$$

式中の行列は以下に示すとおりである。

$$\mathbf{y} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_N \end{bmatrix}, \quad \mathbf{z} = \begin{bmatrix} 1 & x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1p} \\ 1 & x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2p} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ 1 & x_{N1} & x_{N2} & \dots & x_{Np} \end{bmatrix}, \quad \boldsymbol{\beta} = \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \vdots \\ \beta_p \end{bmatrix}, \quad \mathbf{e} = \begin{bmatrix} e_1 \\ e_2 \\ \vdots \\ e_N \end{bmatrix}$$

浄水場および配水池吐出圧力値  $\{x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{ip}\}$  と推定したい末端圧力値  $y_i$  とが線形関係にあることから、浄水場および配水池吐出圧力値に対する推定したい末端圧力値  $y$  の予測値  $\hat{y}$  を次式で与える。

$$\hat{y} = b_0 + b_1 \cdot x_1 + b_2 \cdot x_2 + \dots + b_p \cdot x_p \quad (7-21)$$

ここで、 $b_0, b_1, \dots, b_p$  は  $\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_p$  の推定値を示し、最小自乗法によって求める。

## (2) 推定演算例

先述した重回帰分析によって得た回帰式がデータにどの程度当てはまっているかを数量的に示す指標として次式で示す決定係数が知られている。

$$R^2 = 1 - \frac{S}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (7-22)$$

ここで、 $R^2$ ：決定係数

$y_i$ ：推定すべき地点  $i$  の末端圧力値

$\bar{y}$ ：計測された推定点の圧力平均値

$S$ ：計測された末端圧力値と推定値の自乗誤差和

とする。このとき、以下の結果を得た。

表 7-3 モデル推定結果一覧(1/2)

推定点	M	S	T	Y	NN	MI	SK	TO	TS
決定係数	0.941	0.899	0.940	0.830	0.600	0.908	0.897	0.944	0.863
重相関係数	0.970	0.948	0.969	0.911	0.775	0.953	0.947	0.972	0.929
平均自乗誤差	0.352	0.705	0.349	1.035	2.627	0.616	0.706	0.360	1.779

表 7-4 モデル推定結果一覧(2/2)

推定点	D	MO	MU	O	H	MP	DT	DS	DK
決定係数	0.901	0.874	0.859	0.879	0.890	0.905	0.893	0.843	0.894
重相関係数	0.949	0.935	0.927	0.938	0.943	0.951	0.945	0.918	0.945
平均自乗誤差	0.614	0.745	0.863	0.793	0.659	0.606	0.649	0.986	0.674

表 7-3 および表 7-4 より、推定点 NN の決定係数値が 0.600 と低いですが、その他の地点では 0.830~0.944 と良好な結果を得た。同定精度を見るために、重相関係数および平均自乗誤差を見ると、推定点 NN はそれぞれ 0.775 及び 2.627 と最も低く、推定点 TO が 0.972 および 0.360 と最高となっている。また、最も精度の悪い推定点 NN を推定した場合には平均自乗誤差が 2.627 であるから、平均して約 1.62m の誤差であることがわかる。なお、表 7-3 および

表 7-4 あわせて 18 地点の推定を行った結果、15 地点の推定結果が末端圧力点で同定誤差が±1m 以内となる末端圧力推定モデルを構築できたことが分かった。また、残りの 3 地点の同定誤差は 1.02m(推定点 Y)、1.62m(推定点 NN)、1.33m(推定点 TS)であった。

### (3) 推定末端圧力を用いた圧力制御

2章で述べた末端圧力推定技術（プログラム制御）を利用して、図 7-3 に示す末端圧力制御支援機能を実現できる。これは配水ブロック流入点における流量および圧力、消火栓圧力データを用いて、末端圧に関して妥当な上下限值(図 7-3 の画面例における破線)を設定し、その範囲に収まっているデータの配水ポンプ吐出圧力値を表示している。

この配水ポンプ吐出圧力値から末端圧推定技術を適用して、推定式をもとめることによって、この配水ブロック全体に対する圧力推定式（システムヘッド）が構築できる。

これにより配水ポンプの圧力制御を行えば、末端圧を適切に制御することが可能となる。

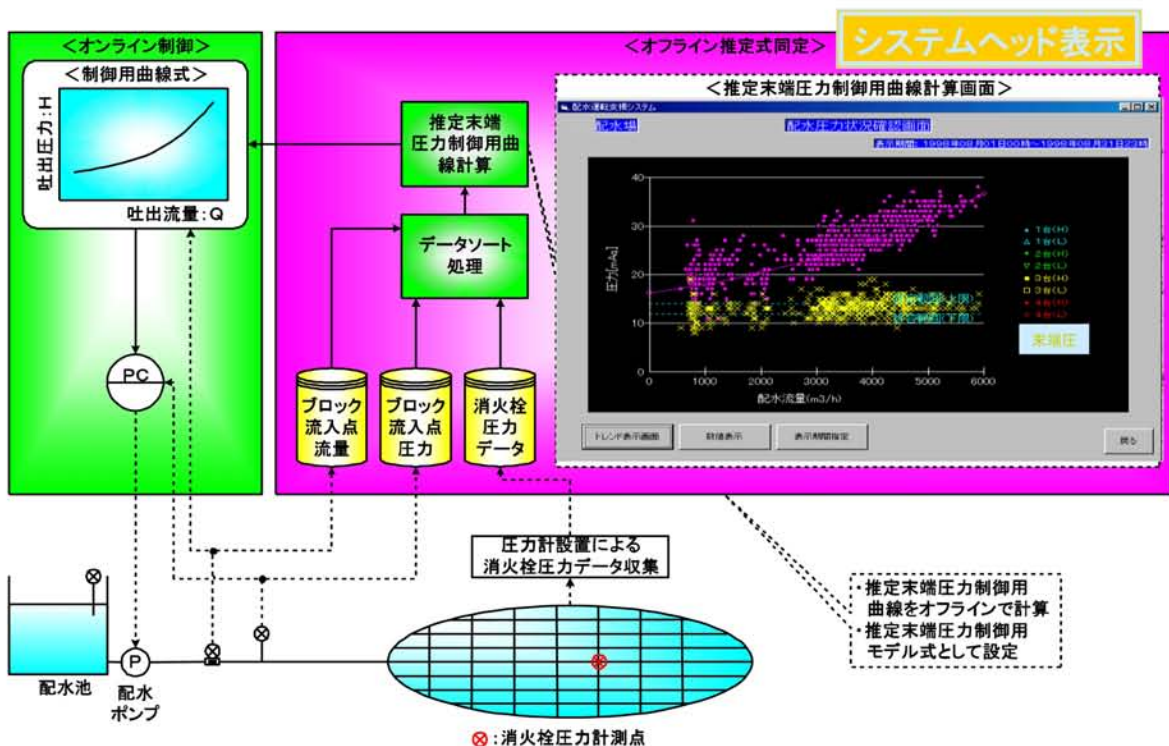


図 7-3 末端圧力制御支援機能（イメージ）

## 付録 C 制御シミュレーションで実装した各関数説明

### (1) Gap関数

本関数は、指定された領域内に不感帯（ゼロ出力）を生成する。つまり、不感帯の下限値と上限値の間の入力（下限より大きく、上限より小さい）は、出力はゼロとなる。ここでは、目標とする末端圧力と実際の末端圧力との誤差がある一定の範囲内であれば目標値と一致していると判断する。

#### 【例】

入力：末端圧力目標値と末端圧力計測値の誤差（P1err）

出力：If P1err > 不感帯下限 AND P1err < 不感帯上限

$$P1err = 0$$

$$\text{Else } P1err = P1err$$

### (2) PI制御器

本関数は、一般的なPI制御を模擬しており、 $SV - PV = e(n)$ に基づいて必要な操作量目標値を演算する。演算は次に示す(7-23)～(7-25)式によって行う。

$$MV(n) = MV(n-1) + \Delta MV(n) \quad (7-23)$$

$$\Delta MV(n) = Kp \left\{ e(n) - e(n-1) + \frac{\Delta tb}{Ti} e(n) \right\} \quad (7-24)$$

$$e(n) = SV - PV \quad (7-25)$$

ここで、

$MV$  : 時刻  $n$  の操作量目標値

$\Delta MV$  : 時刻  $n$  の操作量変化量

$SV$  : 制御対象の目標値

$PV$  : 制御対象の状態量

$e(n)$  : 今回制御周期の偏差

$e(n-1)$  : 前回制御周期の偏差

$Kp$  : 比例ゲイン

$T_i$  : 積分時間

$\Delta tb$  : 制御周期

である。

### (3) MV変化率制限

前回の回転数と今回の回転数との偏差がある閾値以上の場合は、その閾値で制限する関数。

入力：回転数 (Npv)

出力：If  $|\Delta N_{pv}| < \text{閾値}$

$$\Delta N_{pv} = \Delta N_{pv}$$

Else  $\Delta N_{pv} = \text{閾値}$

### (4) MV上下限

信号の範囲を制限する関数である。予め設定された上限値と下限値を基に、入力信号が下限 と上限 のパラメータで指定された範囲内にある場合、入力信号は変更されることなく出力される。入力信号がこれらの範囲外にある場合、信号は上限値または下限値で固定される。

入力：吐出圧力目標値 (P0sv)

出力：If  $P0sv > \text{下限値}$  AND  $P0sv < \text{上限値}$

$$P0sv = P0sv$$

Else  $P0sv = \text{上限値 or 下限値}$