

<幹線を対象とした評価>

幹線のみを対象とした場合にも、評価結果は全管路を対象とした場合と同様の傾向を示した。ただし、CASE3の I_3 が著しく大きくなっているため、CASE1とCASE3の評価結果の差が全管路を対象とした場合に比べて大きくなっている。 I_3 が大きくなった原因としては、3.3.5で述べた「a) 注入節点に接続する幹線の本数」によるものと考えられる。

<支線を対象とした評価>

支線のみを対象とした場合には、CASE2の優位はこれまでと同様であるが、CASE1とCASE3の順位が入れ替わっている。これは、3.3.5で述べた「c) 支線交点から幹線までの最短距離」によるものであると考える。

また、全管路を対象とした場合の結果に対して支線の影響が小さいのは、評価指標の中で管路容量による重み付けをしているためである。

3.5 まとめ

ここでは、モデル管網によるEPANETの解析結果から、有効水圧、残留塩素濃度および管内流速について詳述し、本研究で提案した指標による評価値と比較分析した。その結果、提案した指標は、有効水圧、残留塩素濃度および管内流速を個別に評価したのと同様な結果となり、提案した指標の有用性を示すことができた。

一方、提案した指標を適用するに当たっては、基準化を行なっているため、絶対的な評価指標として用いることができないという問題点が残されている。つまり、この指標は有限の代替案に対して、相対的な比較による検討を行なう場合に適用可能であるといえる。

4. 配水管網システム改良のケーススタディ

ここではケーススタディとして、2. で提案した指標を用いて、配水管網改良の代替案の評価を行なう。代替案の作成に際しては、第一段階として、配水管網内の幹線の配置を考えた。また、第二段階では、支管を設置することで、管網末端の行き止まり管をなくすように代替案を設定した。

これらの代替案について、2. で提案した指標を計算し、その結果が現状の管網と比較したときに、どの程度改善されたかで評価する。

4. 1 対象地域の概要

ここでケーススタディの対象とする地域は南北方向に約 3.5km、東西方向に約 2km のほぼ矩形に広がっており、その面積は約 6km² である。また、地盤高は、49m～57m で、ほぼ平坦な地域である。

このような地域に対して、現状の配水管網は、34 節点、47 管路、13 管網で構成されている。47 管路のうち 1 管路は、配水池と管網を繋ぐ管路であり、評価の対象としない。また、現状では、6 管路が管径 200mm 以上の幹線であり、40 管路が管径 150mm 以下の支線となっている。

計画目標年度 (2020 年) において、対象地域の人口は約 43,000 人となることが予測されている。このとき、人口密度は平均で約 7,000 人/km² (立川市, 多摩市程度) となる。さらに、水使用量原単位を 420[L/日・人]とすると、需要水量は 18,000m³/日である。なお、現在の人口は約 30,000 人であり、需要水量は 11,700 m³/日である。

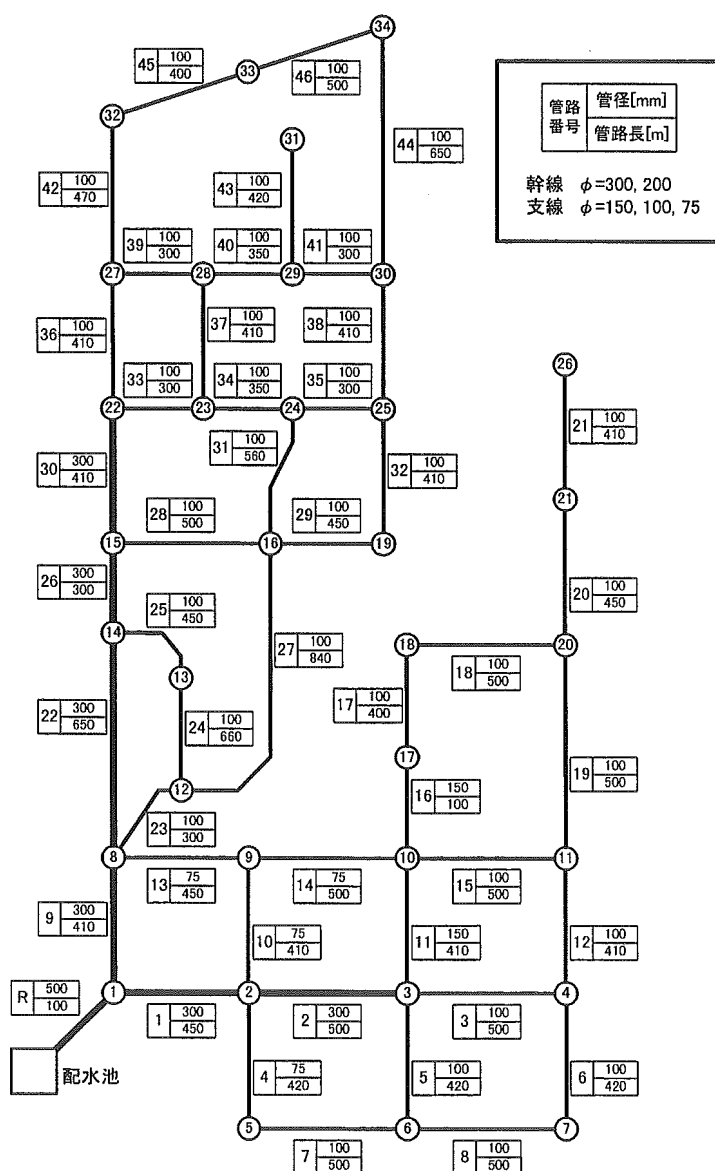


図 16 現状の配水管網

4.2 管網改良の代替案

地域内の需要水量の増加に伴って、配水管網に対する負荷は大きくなり、各管路の管内流速が上昇する。その結果、給水のサービス水準の低下を招く恐れがある。そこで、需要水量増加に対応できる管網へと改良する必要がある。

そのための施策として、ここでは、以下のような考え方で、改良の代替案を作成した。

(1) 需要水量の増加に伴う管内流量の増加に対応するため、一部の管路の管径を大きくする必要がある。ここでは、現状管網で支線として扱われている管路の一部を、管径を大きくし幹線とする。その際、幹線をどのように配置するかを検討していく。

(2) 行き止まり管となっている部分については、需要変動の影響が大きく、また、滞留時間が大きくなるなどの問題を生じる恐れがあるため、これを改善する必要がある。そこで、(1)を踏まえて、管網改良の代替案を作成したのち、行き止まり管となっている部分については、支線を設置することで、管網を形成するようにする。

ここでは、このような2段階の代替案作成を行なう。

4.2.1 幹線の改良

以上で示した2点のうち、(1)についての検討を行う。ここでは、図17に示すCase1～Case3の3つの代替案を作成した。いずれのケースも、管径100mmもしくは150mmの管路を200mmに変更し、さらに、一部に新設管を設置することで、過剰な管内流速の発生を防ぐことを目標とする。

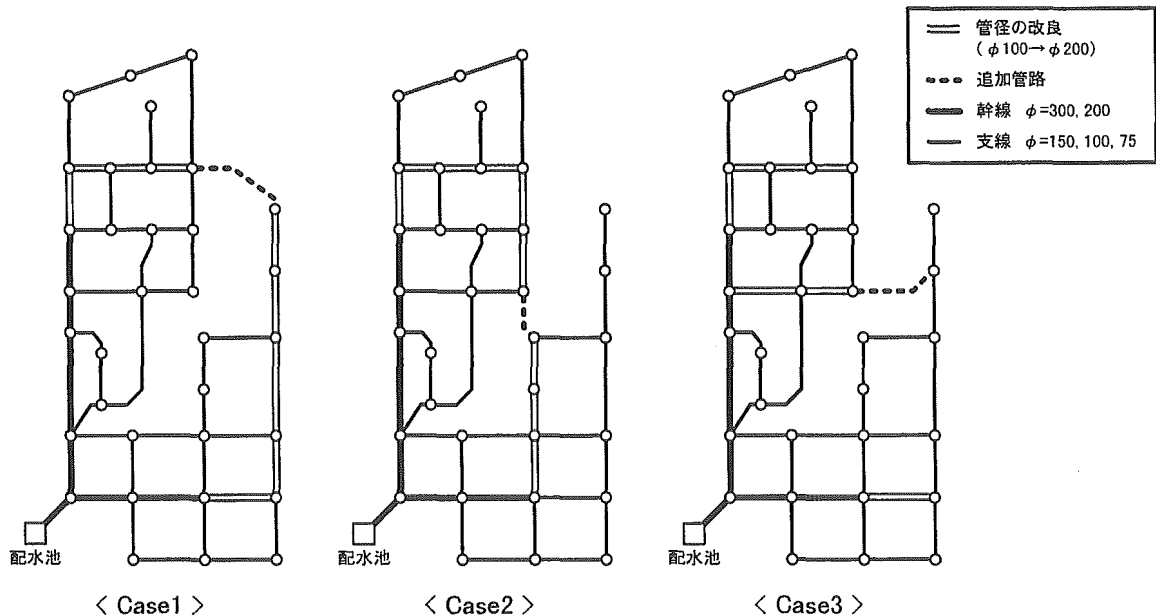


図17 幹線改良の代替案

以上の3ケースおよび現状管網に対して、2. で提案した3指標の値を計算した結果を表14に示す。

表14 幹線改良の代替案の評価結果

	現状管網	Case1	Case2	Case3
I_1	4.790	2.330	2.730	2.680
I_2	1.794	1.104	1.223	1.207
I_3	0.252	0.230	0.230	0.255

表14の結果から、(8)式から総合評価指標を計算し、代替案の比較、評価を行なう。

$$I_g = \frac{I_1}{I_{p1}} + \frac{I_2}{I_{p2}} + \frac{I_3}{I_{p3}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

I_g : 総合評価指標

I_n : 各代替案の各指標の評価値

I_{pn} : 現状管網の各指標の評価値

(8)式による各ケースの評価結果を表15および図18に示す。

表15 各代替案の総合評価指標

	現状管網	Case1	Case2	Case3
I_1/I_{p1}	1.000	0.486	0.570	0.559
I_2/I_{p2}	1.000	0.616	0.682	0.673
I_3/I_{p3}	1.000	0.914	0.915	1.014
I_g	3.000	2.016	2.167	2.247

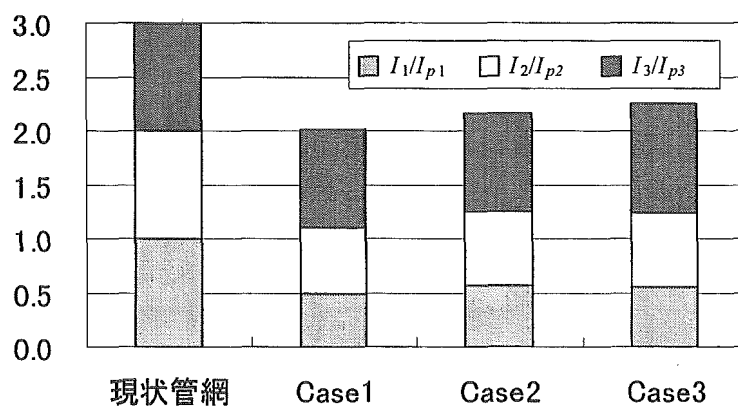


図18 各代替案の総合評価指標

以上のように、各代替案ともに現状に対して改良の効果が確認できる。特に、Case1では、総合評価指標が3割以上、低下している。

個別の指標ごとに見てみると、全ての代替案を通して、管内流速の変動の大きさを表す指標 I_1 の改善効果が比較的大きくなっている。これは、いずれのケースでも、幹線を充実させることで、管網全体として過大な流速の発生を抑えることができているためであると考えられる。

一方で、空間的なバラツキを表す指標 I_3 については、全体として、改善効果は小さい。これは、幹線を配置することで、管内流速が改善された地区がある一方で、依然として流速が過大な地域が残っているため、地域的な格差が生じたためと考えられる。

4.2.2 支線の改良

以上の幹線の改良を踏まえた上で、管網内に存在する行き止まり管の改善を試みる。ここでは、Case1～Case3 の3ケースを基本に以下の7ケースを代替案として作成した。新たに設置する支線の管径は全て100mmとする。

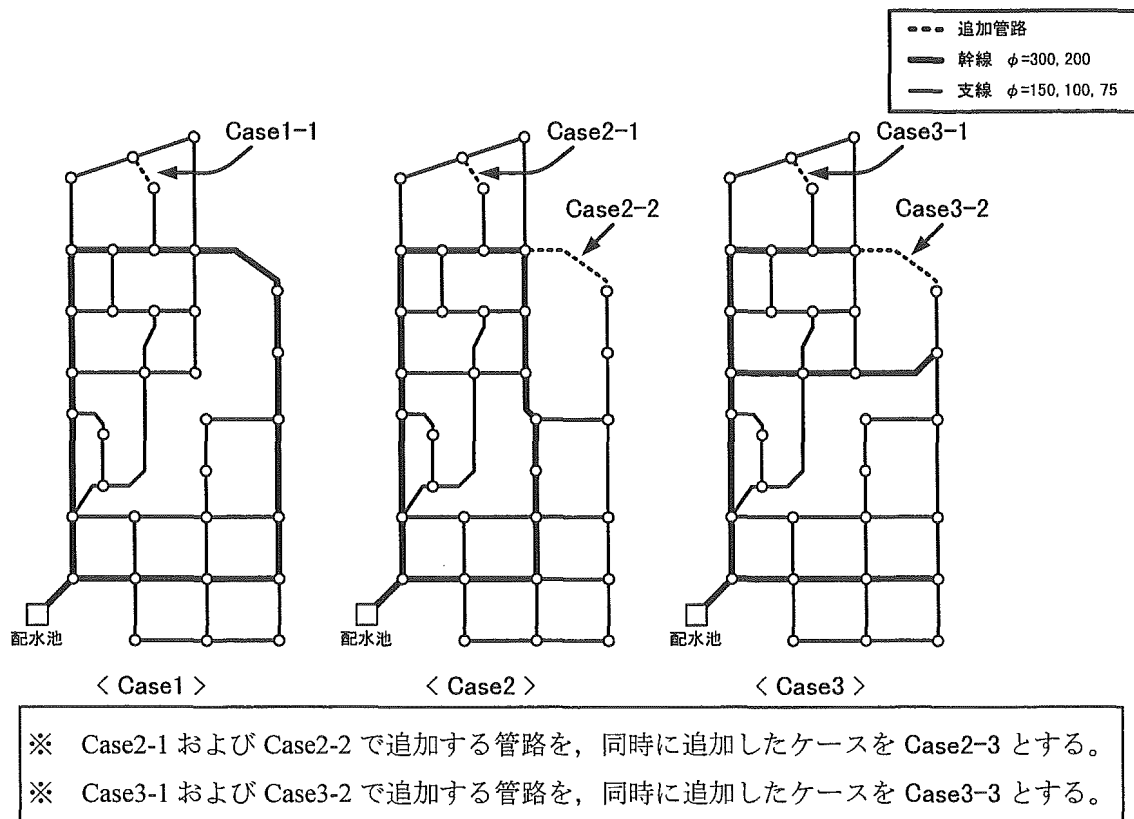


図 19 支線改良の代替案

以上の7ケースに対して、2. で提案した3指標の値を計算した結果を表16に示す。

表16 支線改良の代替案の評価結果

	現状管網	Case1-1	Case2-1	Case2-2	Case2-3	Case3-1	Case3-2	Case3-3
I_1	4.790	2.340	2.740	2.720	2.730	2.710	2.670	2.700
I_2	1.794	1.095	1.216	1.197	1.193	1.199	1.190	1.186
I_3	0.252	0.236	0.238	0.202	0.211	0.262	0.257	0.268

さらに、(8)式による総合評価指標を計算した結果を、表17および図20に示す。

表17 各代替案の総合評価指標

	現状管網	Case1-1	Case2-1	Case2-2	Case2-3	Case3-1	Case3-2	Case3-3
I_1/I_{p1}	1.000	0.489	0.572	0.568	0.570	0.566	0.557	0.564
I_2/I_{p2}	1.000	0.610	0.678	0.667	0.665	0.668	0.663	0.661
I_3/I_{p3}	1.000	0.936	0.946	0.803	0.839	1.042	1.022	1.064
I_g	3.000	2.035	2.196	2.038	2.074	2.276	2.243	2.289

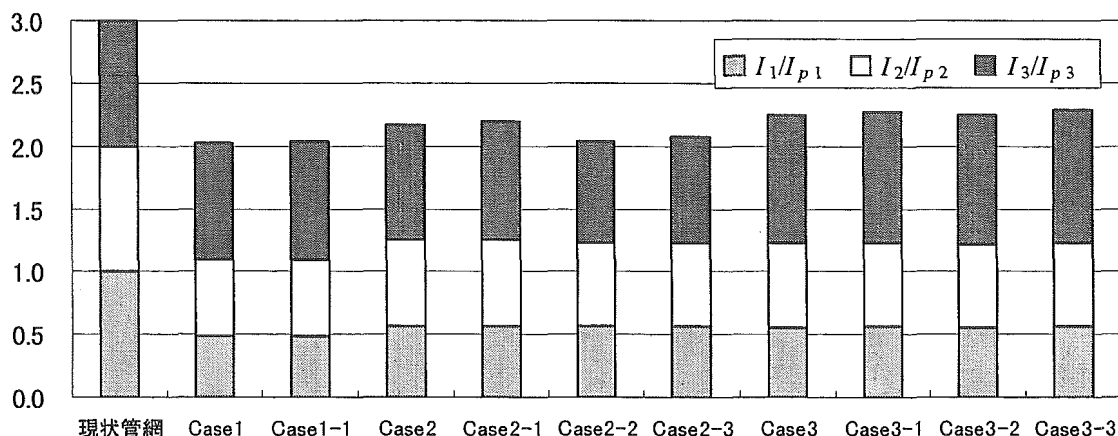


図20 各代替案の総合評価指標

以上のように、Case2-2、Case2-3については著しい改善効果が見られるものの、その他のケースでは、支線改良の効果が見られない。これは、支線配置による管内流速の改善効果が局所的なものであるためである。特に、Case2-2では、支線の配置によって管網を形成する節点が2節点あり、その地区の需要水量が、他のケースに比べて大きかったため、顕著な改善効果が出たものと考えられる。

4.3 管網解析結果の比較

ここでは、最良の結果となった Case1 の管網と現状管網について、管網解析結果の比較を行う。

①管内流速

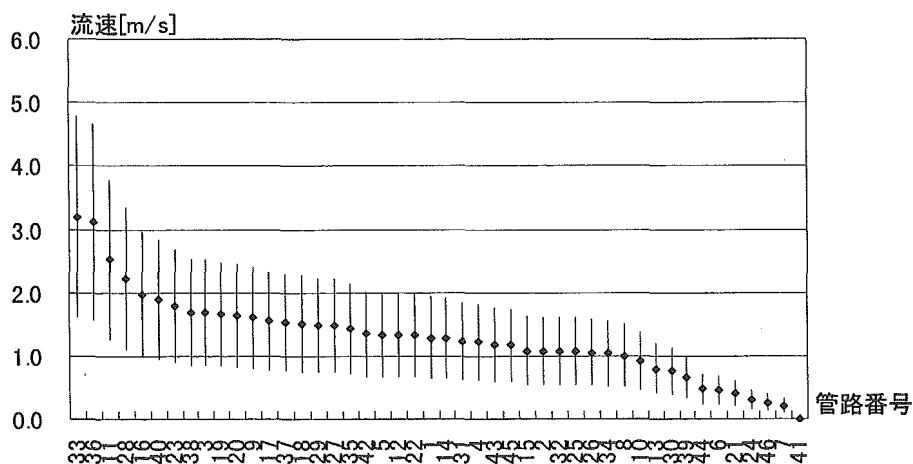


図 21 現状管網の管内流速変動

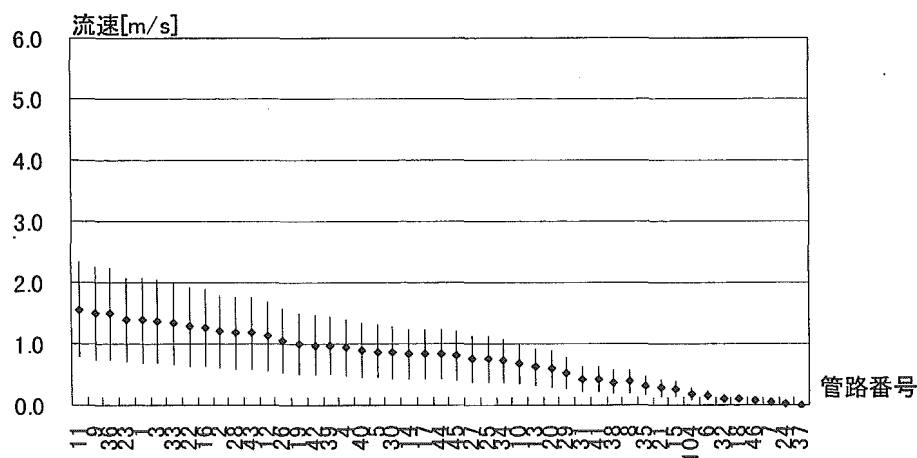


図 22 Case1 の管内流速変動

図 21、図 22 より、Case1 の改良を行うことで、各管路の流速の変動幅が小さくなるとともに、管路間のバラツキも小さくなっていることが確認できる。特に、現状管網においては、最大流速が 4.0m/s 以上となってしまいう管路が存在したが、Case1 の改良後は、最大流速が 2.3m/s となっている。

②有効水頭

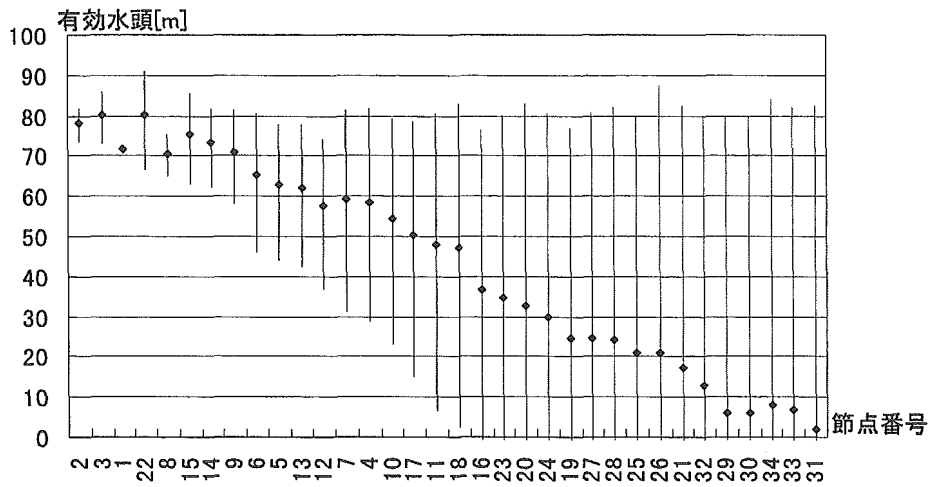


図 23 現状管網の有効水頭変動

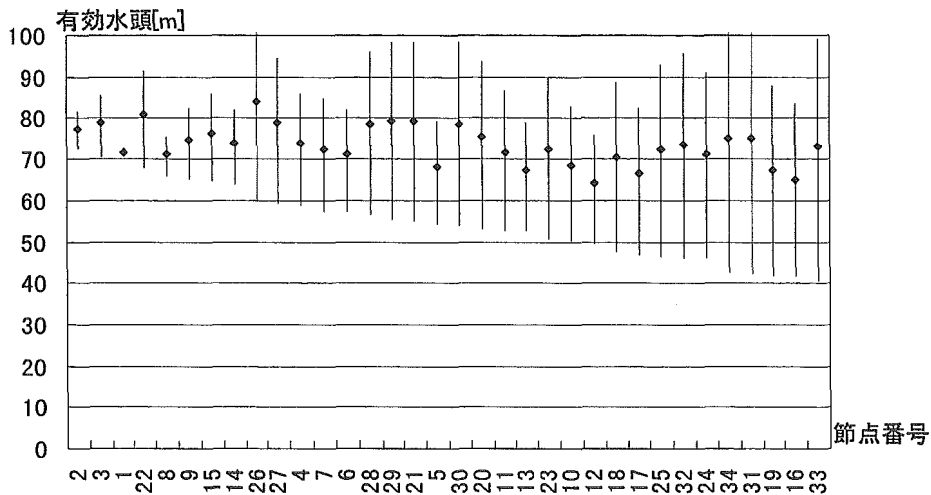


図 24 Case1 の有効水頭変動

図 23 より、現状管網において需要水量が上昇した場合には、18 節点で有効水頭が 15m を下回り、その中の 16 節点では負圧となってしまふ。一方、図 24 より Case1 の改良を行った場合には、全ての節点で十分な水圧を確保することができていることが分かる。

③残留塩素濃度

ここで、各管路の残留塩素濃度減少係数 (k 値) については以下のように設定した。

- ・ 幹線 (300mm) : $0.72[\text{hrs}^{-1}]$
- ・ 支線 (100mm) : $1.5[\text{hrs}^{-1}]$

また、配水池の注入塩素濃度を 1.0mg/L としたときの現状管網および Case1 での各節点の残留塩素濃度の変動を以下に示す。

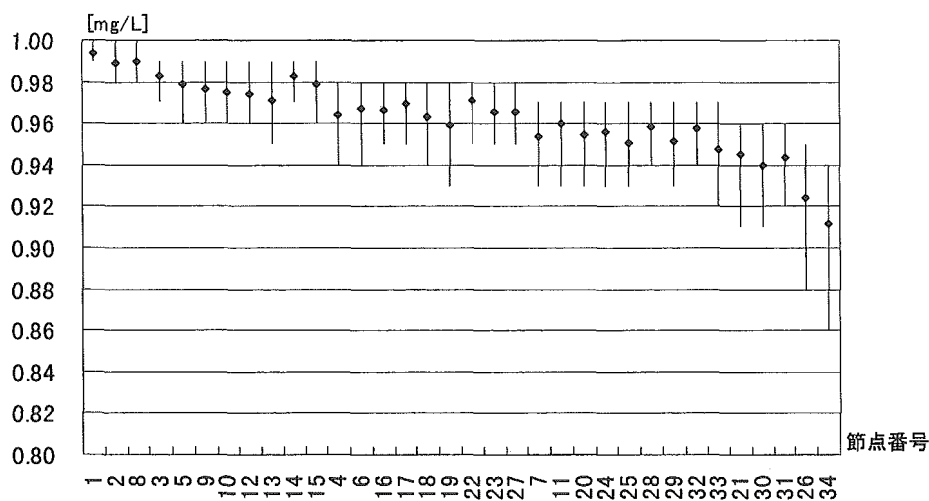


図 25 現状管網の残留塩素濃度変動

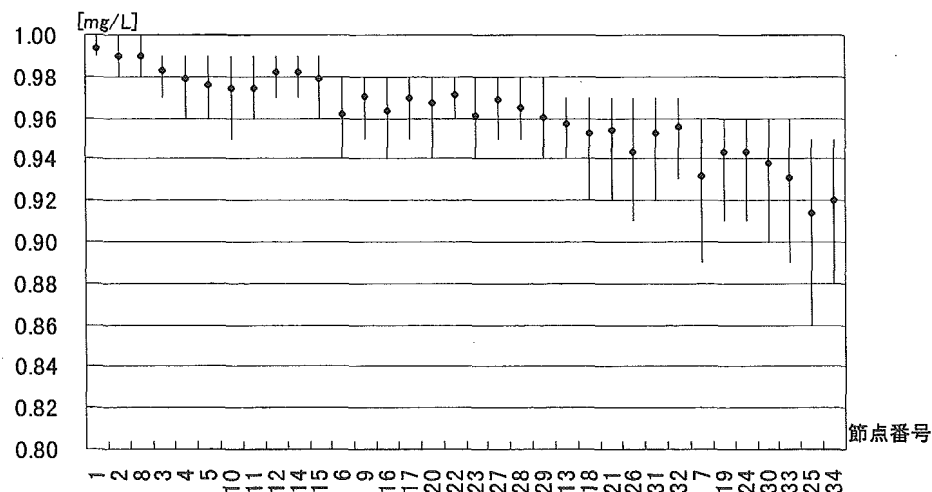


図 26 Case1 の残留塩素濃度変動

図 25、図 26 より、残留塩素濃度に関しては、Case1 の改良後も著しい変化は見られない。これは、Case1 の改良により、各管路の流速が平均として低下したためであると考えられる。

④まとめ

以上の 3 点を踏まえると、管内流速および有効水圧に関しては、Case1 の改良を加えることで、著しい改善が確認された。一方で、残留塩素濃度に関しては、その改善効果は小さいことが分かった。

5. おわりに

本研究では、水需要変動に伴う各管路の管内流速の時間変動や、その地域的な偏りを評価するとともに、有効水圧や水質（残留塩素濃度）といった配水管網のサービス水準をも同時に評価できる新たな方法を提案した。すなわち、①管内流速の絶対的な変動の大きさ、②管内流速の時間変動、③管内流速の空間的なバラツキを評価する 3 つの指標を提案し、これらの指標の総合化により配水管網の状態を相対的に評価するものである。

まず、モデルケースとしてグリッド状の管網を対象に、幹線と支線の配置代替案を比較することにより、提案した指標の有用性を示すことができた。そして、ケーススタディでは、人口の増加が見込まれる地域を対象に、需要水量の増加に対応するための管網整備代替案を設定し、提案した指標を用いた評価手法により、その比較評価を行った。その結果、配水管網に対して、大きなループ状の幹線を配置する代替案がもっとも有効であることが分かった。また、この代替案は現状管網の管網解析結果と比較した結果からも、各節点における有効水圧の面で優れていることが確認された。

なお、今後の課題として、代替案の組み合わせ問題の検討、管網整備に伴う費用対効果分析による評価⁶⁾が残されている。

最後に、本研究を遂行する際に協力を得た東京都立大学大学院工学研究科の稲員とよの助教授に謝意を表すとともに、東京都立大学大学院土木工学専攻修士課程の吉井恭一郎君に感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 小泉明, 稲員とよの, 荒井康裕, 具滋茸: 水需要予測に関する季節別モデル分析, 水道協会雑誌, 第 68 巻, 第 9 号, pp.37~47 (1999)
- 2) 稲員とよの, 小泉明: 配水管網における残留塩素濃度推定に関するニューラルネットワークの応用, 水道協会雑誌, 第 71 巻, 第 8 号, pp.2~10 (2002)
- 3) Lewis A. Rossman: EPANET2 USERS MANUAL (2000)
- 4) 今田俊彦: 配水ブロックシステム化による既設配水管網の再編成計画に関する研究, 北海道大学博士論文 (2003)
- 5) Akira Koizumi, Toyono Inakazu, Shiro Kawaguchi: Graphic Simulation of Pipe Network Analysis for Water Supply Control, Memoirs of Faculty of Technology, Tokyo Metropolitan University No.38, pp.73~84 (1988)
- 6) 小棚木修, 小泉明, 渡辺晴彦: 水道管路の更新順序と投資水準の適正化に関する研究, 環境システム研究論文集, 第 31 巻, pp.169~177 (2003)

管網解析による滞留箇所の把握に
関する基礎研究

金沢大学工学部

宮島 昌克

1. はじめに

本報告は、(財)水道技術研究センターから金沢大学工学部に委託された「管網解析による滞留箇所の把握に関する基礎研究」について取りまとめたものである。本研究の目的は、(財)水道技術研究センターが実施している「水資源の有効利用に資するシステムの構築に関する研究」¹⁾の管路第2研究グループが取り組んでいる「管網再形成および未利用エネルギーに関する研究」のための基礎研究として、濁水発生箇所を管網解析を通して明らかにすることであり、管網形状と流速、流向の関係から滞留箇所を把握することである。

2. 金沢市の上水道配水管網における管網解析

2.1 管網解析手法

本研究で行う管網解析にはアメリカ環境保護局が開発した管網解析ソフト (EPANET) を用いる。その機能および解析原理は EPANET2 Users Manual (2000) に詳細に述べられており、プログラムとその説明書はインターネットからダウンロードすることが可能である (<http://onenature.com/ict/download1.html>)。本研究ではネットワークにおける各ノードの地盤高、需要水量と各リンクの管径、管路長より各リンクの流量および流速を求める。

2.2 金沢市の上水道配水管網のモデル化および解析に必要な諸量

本研究で対象としたのは、金沢市の計画給水区域であり、幹線配水本管として位置付けられている管路で構成されている管網である。主に管径 300mm 以上の管路で構成されている。金沢市の上水道管路概要図²⁾を基に管網をノードとリンクによってモデル化した。図 2-1 に示すように、管網は配水場 5 箇所、ノード 172 箇所、リンク 220 本から構成されている。

水の取り出しはノードにおいて発生するものとする。一般に、ノードはリンクが交差する地点に設定されるが、本研究ではその他に、一本の幹線配水本管であっても、その間に給水ブロックに続く配水枝管が接続されている場合には、図 2-2 に示すようにその地点でリンクを分割し、ノードを設置した。こうすることで配水状況をより詳細にシミュレートできると考えられる。

管網解析に必要な諸量を以下に示す。ノード条件として各ノードの地盤高、需要水量がある。平成 12 年金沢市調査統計課資料³⁾に基づいた町丁目の人口を基本単位として、各ノードの人口を割り当て、需要水量を算出した。また、リンク条件としては、各リンクの上流側および下流側のノード番号、管径、管路長がある。

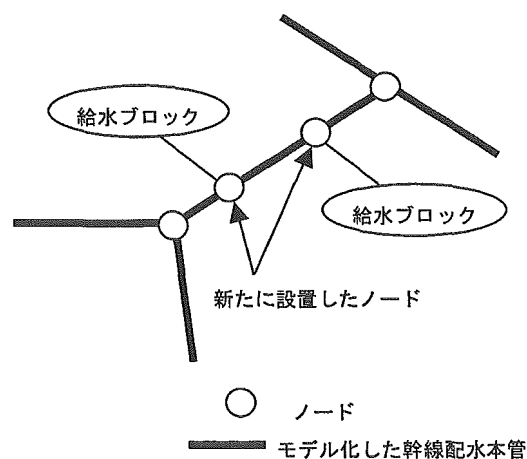


図 2-2 ノードの設置についての概念図

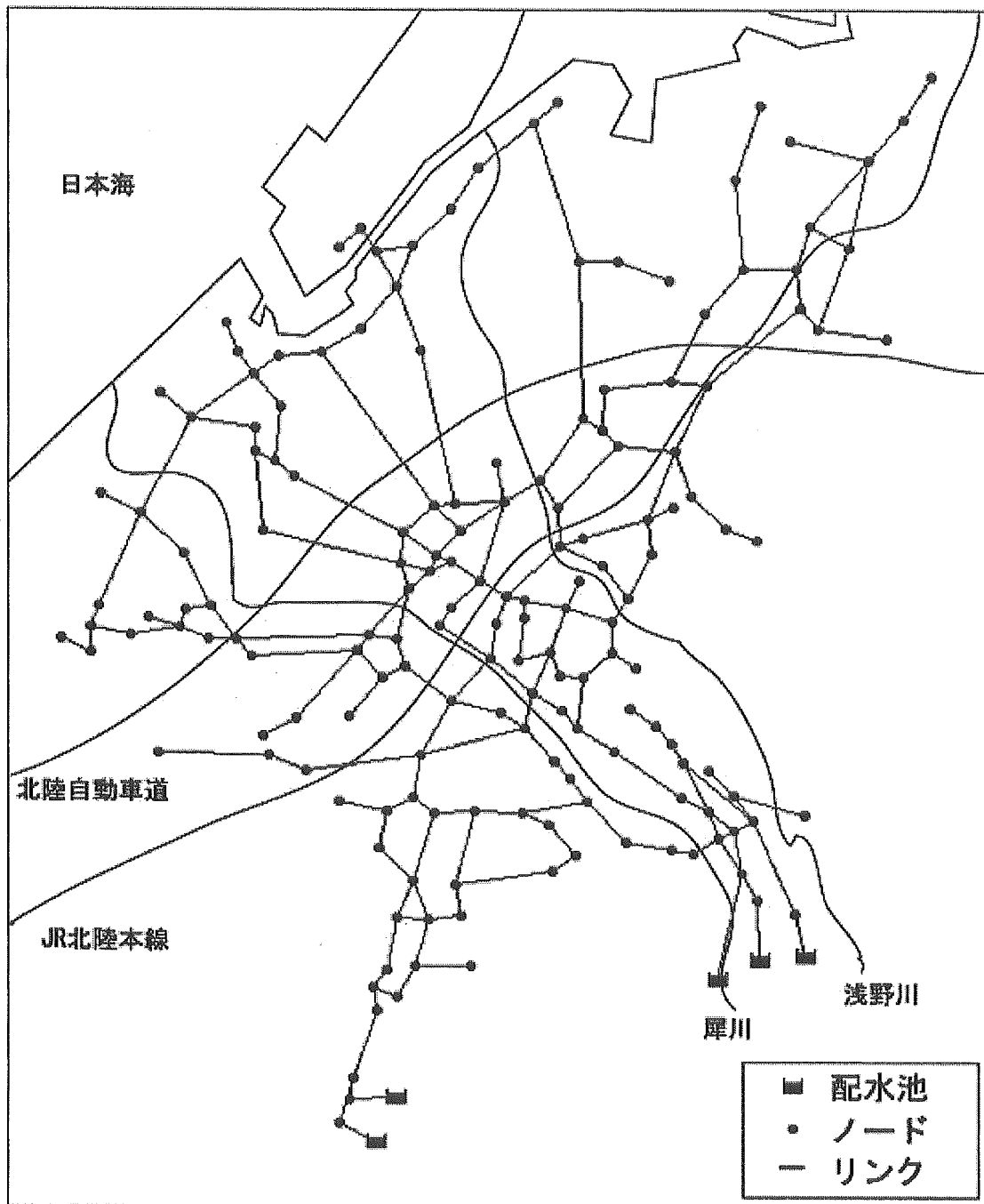


図 2-1 金沢市の上水道管路網モデル

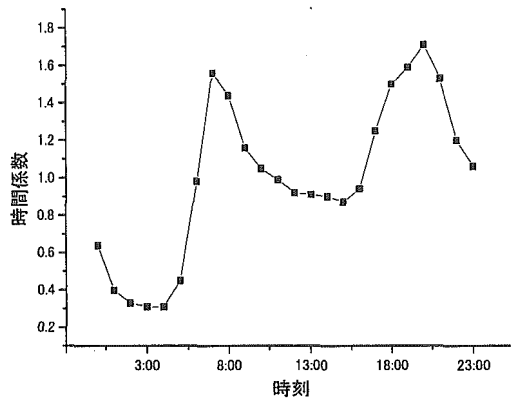


図 2-3 各時刻における時間係数

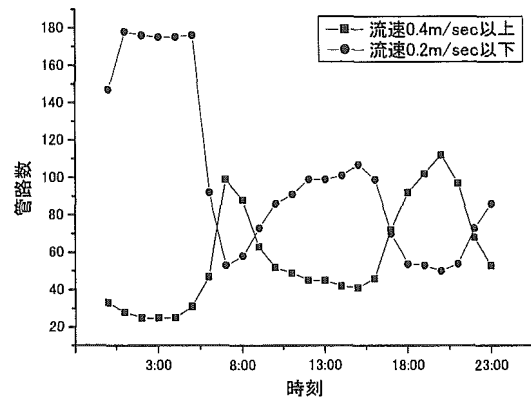


図 2-4 各流速の管路数

2.3 管網解析結果および考察

既往の研究⁴⁾により、管内流速が 0.4m/sec 以上の管路において、錆や砂などの濁質はほとんど沈殿しないこと、また管内流速が最大でも 0.1~0.2m/sec 程度にしかならない管路において、濁水発生の大きな要因となる濁質の滞留が起こることが明らかとなっている。そこで本研究では、1日を通して流速が 0.2m/sec 以下となる管路を滞留部とし、滞留部における管網形状の特徴について考察する。なお、ここで管路とはリンクのことを指している。図 2-3 に各時間の需要水量を 1日の総需要水量で除した値である時間係数を示す。この時間係数と各節点の 1時間当たりの平均需要水量をかけ合わせることで、各節点の時間ごとの需要水量を決定し、1日の配水状況を EPANET を用いてシミュレートする。

解析の結果、24時間の各時刻において各管路の流速が 0.4m/sec 以上であった管路数と 0.2m/sec 以下であった管路数を図 2-4 に示す。図 2-4 より、流速 0.4m/sec 以上であった管路数は時間係数のグラフと同じような形をしており、需要水量が大きくなる 7時、20時の時間帯において大きな値となっている。一方、流速 0.2m/sec 以下となる管路数は需要水量が大きくなる時間帯においては小さく、需要水量が小さくなる時間帯で大きな値となっている。また、各管路の流速の時間変化を考察したところ、ほとんどの管路で需要水量の増加にともなって流速も増加することがわかった。

つぎに、各時刻における管網解析結果、すなわち 24 ケースのうち、それぞれの管路の流速が 0.2m/sec 以下となるケースをカウントした。この結果、流速 0.2m/sec 以下となるケースが 24 ケースとなる管路、すなわち 1日を通して流速が 0.2m/sec 以下となる管路数は 50 であった。この 50 本の管路は 1日の中で水の需要が最も大きくなる 20時の解析において流速が 0.2m/sec 以下となった管路 50 本と完全に一致しており、20時の解析において流速 0.2m/sec 以下となる管路は 1日中流速が 0.2m/sec を下回っていることになる。図 2-5 において赤色で示されている管路が 1日を通して流速が 0.2m/sec 以下となった 50 本の管路を表わしており、矢印は流向を示している。図 2-5 によると 50 本の管路は最下流へと向う行き止まり管路 18 本とそれ以外のループを形成する管路 32 本とに分類できる。最下流へと向う行き止まり管路においては、管径と需要水量によって流速が決定される。このため行き止まり管路は管網形状の影響を受けないと考えられる。そこで 50 本の管路の中で最下流に向う行き止まり管路である 18 本の管路を除いた管路 32 本について、管網形状との関係を考察する。

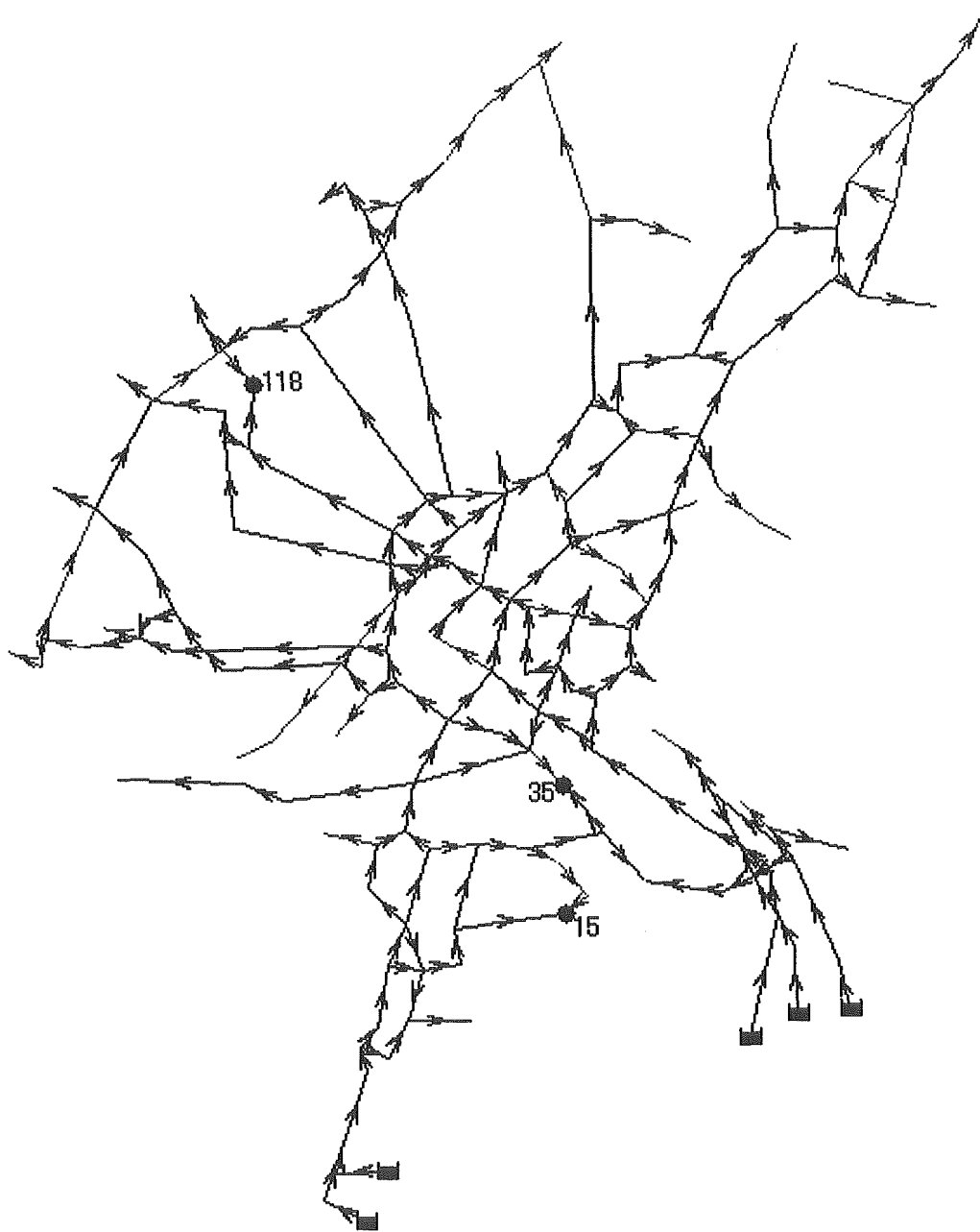


図 2-5 管網系における滞留管路

滞留管路はいずれもループを形成しているが、節点 15、35、118 においては流出管路が接続しておらず、これらの節点に流入する管路の一方は滞留管路である。これはループ内にある行き止まり管路であると考えられ、このような管路がループ内に存在することは滞留管路を発生させる大きな要因になると考えられる。また、他の滞留管路の多くは複数の流入管路が接続する節点に流れ込む管路であり、流速の低下に影響していると考えられる。

ループ形状は管内流速を大きくするためには不利と考えられているが、図 2-5 によると全てのループにおいて滞留管路が発生しているわけではないことがわかる。一般に上流から下流に水が流れていくにつれて、各節点における需要水量の取り出しによる流量の減少、また需要水量の取り出しや管路壁面との摩擦によるエネルギーの損失によって管内流速は低下する。しかし、下流域に位置するループであっても滞留管路を有しないものや、比較的上流域に位置するループ内で滞留を起こしているものもある。これには各節点の需要量や地盤高などの影響のほかには管網形状の影響を受けていると考えられる。そこで、つぎにループ形状に着目して、考察する。

ここでは管網内に存在する各ループについて考察を行う。ここで対象とするループは、管網の最も上流域において滞留管路が発生したループよりも下流に位置するループである。図 2-6 にループ形状の概念図を示す。ループにおいては流れが 2 つに分流する節点と分流した流れが再び合流した節点が必要存在する。各ループにおいて流れが分流する節点をループの始点、合流する節点をループの終点とする。各ループは 1 つの環を形成する節点および管路、さらに始点に流入する管路と終点から流出する管路で構成されるものとする。ただし、1 つのループに複数の始点あるいは終点が存在する場合もある。図 2-7 に各ループの番号を示す。

図 2-7 によれば、ループ番号 18、31 で示される下流域に位置するループであっても滞留部が発生していない場合や、反対にループ番号 11、12 など示される比較的上流域に位置する管網内部のループ内で滞留が発生している場合がある。このことから同じループであってもその形状の違いによって濁水発生要因となるものとそうでないものが存在すると考えられる。そこでその形状の違いを考察する。

図 2-7 に示すそれぞれのループを見た場合、ループの終点に流入する 2 本の管路のうちどちらか一方の管路で滞留が起こることが多い。40 個あるループの中で滞留管路を含むループは 30 個あるが、そのうち終点に流入する管路で滞留が発生しているケースは 24 ケースあった。始点から流出する管路で滞留が発生しているケースが次に多く 13 ケース、その他の管路で滞留が発生しているケースが 7 ケースであった。表 2-1 に各ループ内での滞留の有無、始点および終点での滞留の有無を示す。滞留が生じている場合を○で示す。表 2-1 によると、滞留管路が存在する全てのループにおいて始点または終点のいずれかで滞留が生じている。このためループの始点または終点の形状が大きく影響していると考えられる。ループ終点では流出管路数よりも流入管路数のほうが大きくなる場合が多いため、行き止まり管路のように流速の低下に影響するのではないかと考えられる。また、ループ始点では流入管路数に対して流出管路数が大きくなる場合が多いため、流量が分散されて流速の低下を引き起こしていると考えられる。

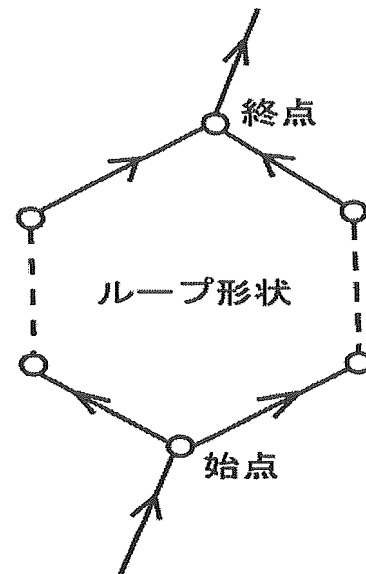


図 2-6 ループ形状の概念図

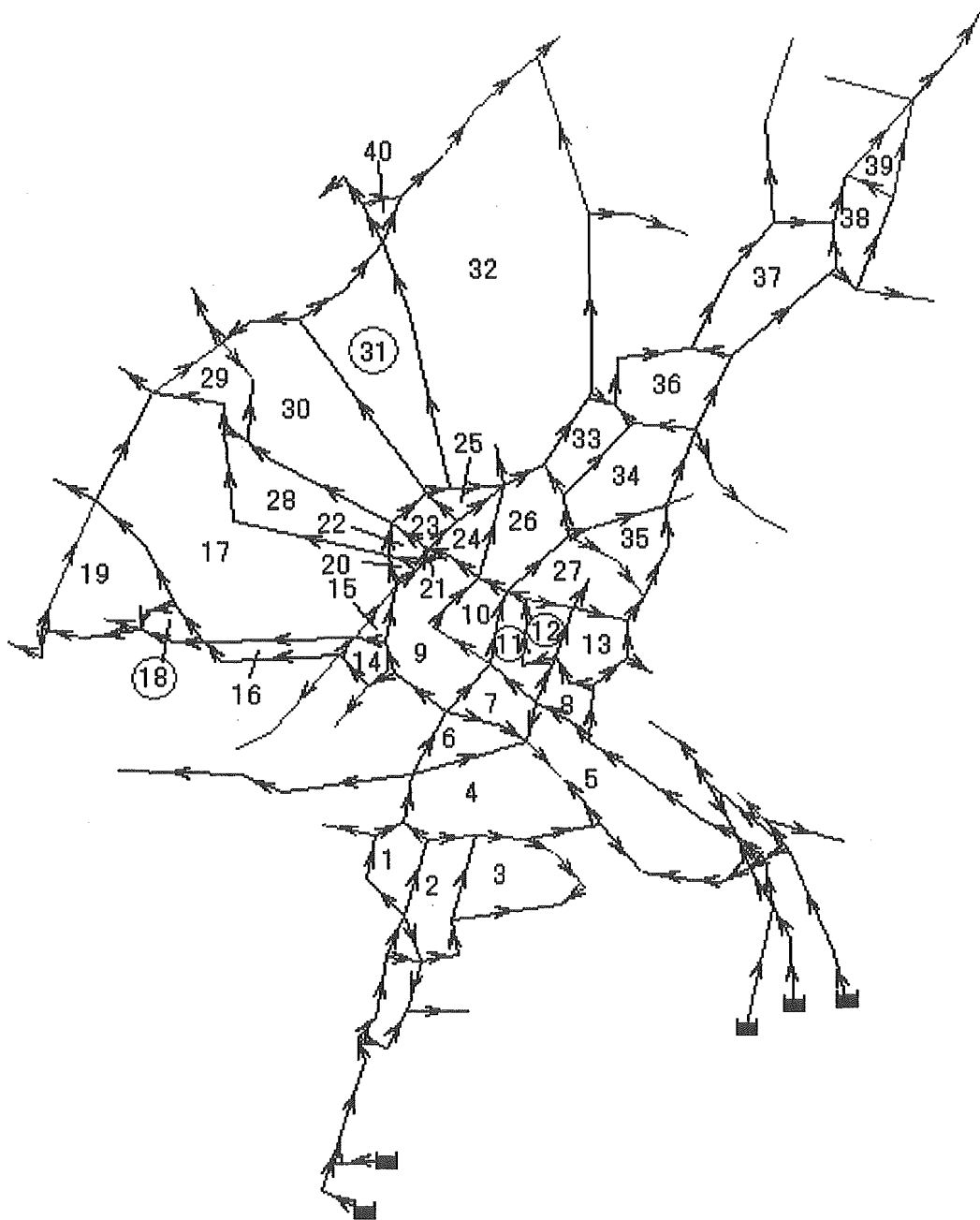


図 2-7 ループ番号

2.4 まとめ

本章では金沢市の上水道配水管網を対象に管網解析を行い、その結果について考察した。本章で得られた成果をまとめると次のようになる。

- 1) 管網解析の結果、1日の最大流速が0.2m/sec以下となる滞留管路は全管路220本中50本であった。このうち最下流へ向う行き止まり管路が18本、その他が32本であり、管網内部においても比較的多くの滞留管路があることがわかった。
- 2) ループ内においても行き止まり管路となる場合があり、このときこの管路は滞留管路となっていた。
- 3) ループ内の滞留管路は管網内のループの終点に流れ込む管路である場合が最も多く、次にループ始点から流出する管路である場合が多いことがわかった。

表 2-1 滞留の有無

ループ番号	滞留	始点滞留	終点滞留
1	○		○
2	○		○
3	○		○
4	○	○	○
5	○		○
6			
7			
8			
9	○		○
10	○	○	
11	○		○
12	○		○
13			
14	○		○
15	○		○
16	○	○	
17	○	○	
18			
19	○		○
20			
21	○	○	
22			
23			
24			
25	○		○
26	○		○
27	○	○	○
28	○		○
29	○	○	○
30	○		○
31			
32	○	○	○
33	○	○	○
34	○		○
35	○	○	
36	○	○	
37	○		○
38	○	○	○
39	○	○	○
40	○		○

3 滞留部評価指標の提案および検討

3.1 概説

第2章では金沢市の上水道配水管網において管網解析を行った。その結果、濁水発生要因である滞留部が生じるループにはいくつかの特徴があることがわかった。本章では、その特徴を定量的に評価するための指標を提案し、検討する。

3.2 評価指標の提案および検討

3.2.1 断面積比

ループ内にある行き止まり管路においては必ず滞留が生じていたため、この行き止まり管路に着目した。行き止まりとなる節点では、流入管路のみが接続しており、流出管路が存在しないために流れが滞留すると考えられる。このように流入に対する流出の割合が流速低下に影響していると考えられるため、ある節点に流入する管路の断面積の和と流出する管路の断面積の和との比をとったものである断面積比を評価指標として提案する。ある節点において断面積比が小さな値であるとき、すなわち流出管路の断面積の和が流入管路の断面積の和に比べて小さいとき、その節点に流入する管路で流速が低下すると考えられる。反対に、断面積比が大きな値となるとき、すなわち流出管路の断面積の和が流入管路の断面積の和に比べて大きいとき、その節点から流出する管路で流速が低下すると考えられる。

各ループの滞留管路はループ始点または終点で生じることが多いため、始点および終点において断面積比を求めた。図3-1に示すループ28に注目すると、滞留が生じているループ終点において管径350mmの管路2本が流入しているが、流出については管径250mmの管路が1本のみとなっており、断面積比は0.26となった。表3-1にループ28における各管路の管径、流量、流速を示す。また、図3-2に示すループ4に注目すると、滞留が生じているループ始点において、管径450mmの管路が1本流入しているのに対し、管径900mmの管路2本が流出しており、断面積比は8.00となった。表3-2にループ4における各管路の管径、流量、流速を示す。

表3-1 ループ28における各管路の管径、流量、流速

リンク番号	管径(mm)	流量(l/sec)	流速(m/sec)
124	350	64.09	0.67
125	350	28.86	0.30
126	350	6.19	0.06
128	600	122.48	0.43
129	450	87.75	0.55
130	450	72.19	0.45
136	250	25.18	0.51
153	600	120.11	0.42
154	600	104.05	0.37

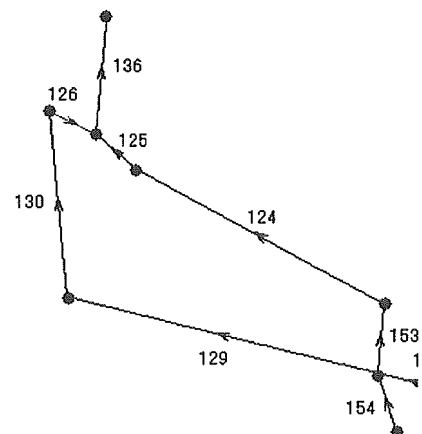


図3-1 ループ28

表 3-2 ループ 4 における各管路の管径、流量、流速

リンク番号	管径(mm)	流量(l/sec)	流速(m/sec)
25	450	92.93	0.58
28	900	21.23	0.03
31	350	91.70	0.95
32	900	91.87	0.14
33	900	38.16	0.06
34	900	932.97	1.47
63	300	63.37	0.90
64	300	45.75	0.65
65	250	7.67	0.16
66	200	14.68	0.47

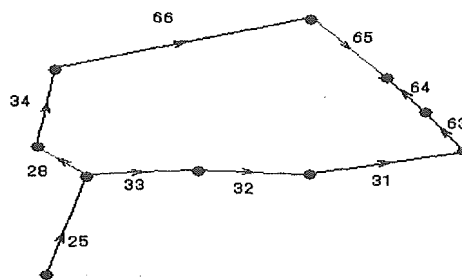


図 3-2 ループ 4

表 3-3 は各ループの始点で求めた断面積比を値の小さいものから順に示したものである。表 3-3 によると、ループ始点での断面積比が平均値 1.74 より大きくなる 11 ケースすべてにおいて滞留が生じている。表 3-4 は各ループの終点で求めた断面積比を値の小さいものから順に示したものである。表 3-3 によると、ループ終点での断面積比が平均値 0.67 より小さくなるループ 19 ケースのうち 17 ケースで滞留を生じている。以上のことから断面積比は滞留を生じるループの形状の特徴をよく表わしていると考えられる。

3.2.2 管径比

滞留を生じていたループにおいては始点で分流する際、または、終点で合流する際に流量に大きな偏りがみられた。この流量の偏りは管径に影響されていると考えられる。そこで各ループの環を形成する管路の管径の最大値と最小値の比として表わされる管径比を評価指標として提案する。あるループにおいて管径比が大きな値となるとき、すなわち環を形成する管路の管径に大きなばらつきがあるとき、そのループでは滞留を生じると考えられる。各ループについて管径比を求めた。図 3-3 に示すループ 11 に着目すると、管径の最大値が 1000mm であるのに対し、最小値は 150mm となっており、管径比は 6.67 であった。このときループ始点において分流する際、さらにループ終点において合流する際に流量に大きな偏りがみられ、流量が少ないほうの管路で滞留が生じている。表 3-5 にループ 11 における各管路の管径、流量、流速を示す。

表 3-5 ループ 11 における各管路の管径、流量、流速

リンク番号	管径(mm)	流量(l/sec)	流速(m/sec)
107	400	56.74	0.45
108	150	13.63	0.77
109	300	35.79	0.51
110	300	26.88	0.38
111	1000	241.37	0.31
113	500	303.07	1.54
114	500	287.99	1.47
115	350	6.84	0.07

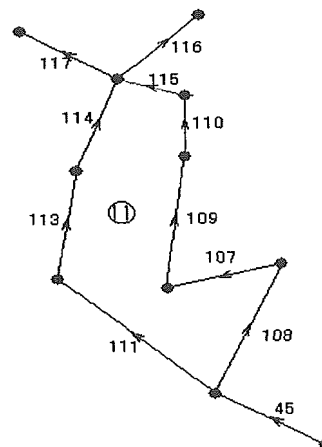


図 3-3 ループ 11