

上水道送配水管路の設計上の諸問題

扇 田 彦 一

要 旨 送水管路および配水管網は、上水道における最重要施設の一つであるにもかかわらず、従来、その設計は、必要以上に安全を見込んだ合理性の少ない方法で行われてきた。本文は、その基本設計上の重要問題について、実用的見地から、合理的かつ経済的な設計条件を見出そうとする最近の研究の要点を述べたものである。

1. 緒 言

上水道における用語の定義¹⁾としては、取水施設から浄水場まで原水を導くことを「導水」、浄水場から配水池まで浄水を送ることを「送水」そして配水池の浄水を給水区域内に配給することを「配水」ということになっている。しかし、本文でいう「送水」は、上記の導水と送水とをあわせて、取水施設から配水池まで水を導く広い意味をもたせてある。両者の差違は水質の点だけであつて、しかも、原水でも水道用水である以上、いかに濁つても水理学的に浄水と区別して考える必要があるほどの差はないからである。

送水管と配水管とをあわせて考えれば、建設費からみると、わが国の事例では上水道全建設費の 59% 強を占め、とくに小規模水道に多い地下水水源のものでは浄水施設をはぶくので、上水道施設は取水施設を除き送配水管のみとなる。「上水道とは管路である」とも極言できるのである。また、その使命からみるときは、上水道の三要素といわれる水質、水量、水圧のうち、水質の保全に重要な任務をもち、水量と水圧の確保には直接主役をなすものであつて、その設計が適正を欠くときは、ただちに上水道の運営を不健全ならしめるにとどまらず、生活・生産・消火用水を潤沢に供給するという上水道本来の意義を失わしめる結果となる。ことに、昭和 27 年 10 月 1 日以来、公営企業体として新発足した上水道は、地方公営企業法（昭.27.8.1. 法律第 292 号）により「企業の経済性を発揮する」（第 3 条）ように運営することを経営の基本原則とするのであつて、これを完全にするためには、質量ともその最重要部分を占める送配水管路の設計の適正なことが要件となるのである。

しかるに、送配水管路関係の技術は、現実の研究並びに設計面では、浄水関係の長足の進歩に比していちじるしい立ち遅れを示している。管関係でも、その材質・製法・継手・塗装などの構造関係では、研究もさかんに

われ、技術の進歩もみられるのであるが、管路の断面・配置などに関する水理的基本設計の面における研究は内外とも非常に幼稚である。この原因は簡単には断定し得ないが、従来の設計技術者には、いたずらに給水の安全度確保の重要性に藉口して、(1) 経済性への無関心、(2) 自然流下至上主義への盲信、の弊があつたことを反省せざるを得ない。(1) は、地方公営企業法以前の考え方であつて、水道を他の土木工事と同一視した往時の技術者からの伝統であり、(2) は管材およびポンプの技術の幼稚であつた昔時の技術者の遺物である。さらに、網目を構成している配水管路に対する流量計算法が複雑困難なため普及度が低く、これをカバーするのに、あまりに実際と遊離した大胆な仮定（常に必ずしも安全側とはいいがたい）のもとに計算を行うことから、不合理かつ不経済な設計結果を招いていたのである。

本文は、送水管路および配水管網の水理的基本設計について、もつぱら実用的見地から、合理的かつ経済的考慮をもととした方法が最近行われる気運にあるので、その重要な問題についての新しい研究の要旨を略述したものである。なお管路の流量公式としては、すべて上水道界において最も普遍的でかつ実用上利点の多い Hazen & Williams 公式を用いてある。

2. 送水管路の経済的設計

送水管路は、すべて始点・終点ともに自由水面（池井）を有する単一管路であつて、ときに途中に分岐または合流管をもつことはあつても、管網を構成することは少ないから、流量計算は簡単かつ正確に行われる。そして、自然流下式単一管路の場合は、解答はただ一種しか生ぜず、しかもこれがまた合理的かつ経済的な設計となるので問題はない。ところが、ポンプ加圧送水の場合および途中に分岐・合流管を有する場合には、合理的な設計としては無数の組合せが考えられるので、そこに経済的設計の考慮が必要となるのである。

(1) 計算能率からみた計算方法の比較²⁾

管路の水理計算の手段としては、筆算（対数計算）による精密法のほかに、公刊されている流量表、曲線図表、ノモグラフを用いる方法および計算尺を使う方法の 5 種が実用されている。これらの優劣を計算能率の点から比較してみた。計算能率は、所要時間が短かつ精度の高いものが優れたものとして、両者の度合を表わす数

* 正員 工博 東京都水道局建設部計画課長

の相乗積で示すこととし、5名の計算者に流量・管径・動水勾配の3つのうちいずれか2つを与えて、残りを求める問題を各3題ずつ与えて所要時間を実測し、また算定結果を検討した。結果を総括すれば表-1のとおりである。

表-1 管路水力計算法別計算能率順位総括表

計算法	能率種別		
	所要時間能率	精度能率	総合能率
(a) 対数計算	5	1	1
(b) 流量表	4	4	4
(c) 対数曲線図表	1	3	3
(d) ノモグラフ	2	5	5
(e) 計算尺	3	2	2

表-1を参考とすれば、用途および問題の種類に応じて最も適当な計算法を採用することができる。すなわち、総合して、信頼して用いられるのは(a)のほか、(c)および(e)であつて、(d)および(b)は略算の場合を除き信頼度が低い。用途別には、送水管路の設計などで時間よりも精密度を要求する場合は(a)を、配水管網の計算のごとく回数が多く、精度よりも時間の短いことを必要とする場合には(c)および(e)を用いばよいといえる。後2者のうち、時間的には(c)、精度的には(e)がそれぞれ優れている。

2) 自然流下式送水で分岐または合流する流量のある管路の経済的設計³⁾

このような管路の設計にあたり、従来は、単一管路の場合と同様に、始終点水位を結ぶ直線を動水勾配線として各区間の管径を算定していた。しかし、最も経済的な管径とは全管路敷設費が最小となる場合であるから、流量の大なる区間の動水勾配を大にして管径の縮少をはかり、流量の小なる区間の動水勾配を小にした方が経済的となるわけである。そして、管路の延長、分岐・合流点の位置および流水状態に応じて各区間別に最も経済的な動水勾配線、従つて管径がただ一つ存在する。よつて、経済的動水勾配線は、分岐の場合は下方凸、合流の場合は上方凸の曲線の性状をそれぞれ呈することとなる。

まず、管路の単位長あたり敷設費を管径の函数として式に表わし、次に分岐の場合ならば一般的な図-1において、総敷設工費を動水勾配線の高さを表わす x の函数として表現し、これを最小とする条件から、経済的動水勾配線の高さが求められ、これから各区間別経済的管径が算定される。一般に n 点における経済的動水勾配線の高さは、始点水位から次式の x_n の位置となる。ただし、管は立型鑄鉄管(JIS G 5521)普通圧管とする。

$$x_n = \frac{\{m_{n-1}^{0.494}(f_n - f_{n-1})h + m_n^{0.494}(1-f_n)x_{n-1}\}}{\{m_{n-1}^{0.494}(f_n - f_{n-1}) + m_n^{0.494}(1-f_n)\}} \quad (1)$$

最も簡単な分岐点1コの場合の経済的動水勾配線は図-2から求められる。これにより、従来の方法に比し5~10%程度の工費の節減が期せられる。しかも、その

図-1 自然流下式分岐管路一般図

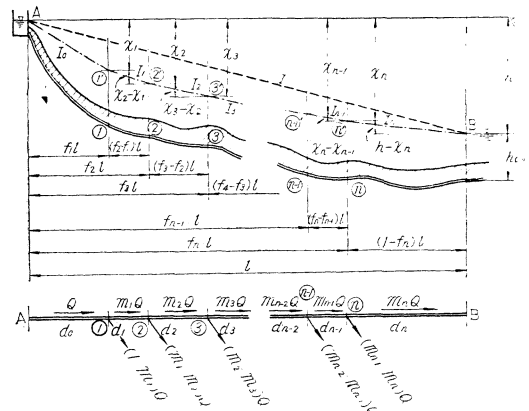
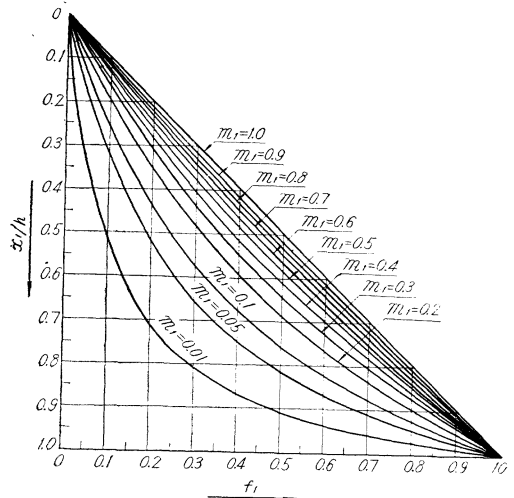


図-2 自然流下式分岐管路の経済的動水勾配線図表 (n=1の場合)

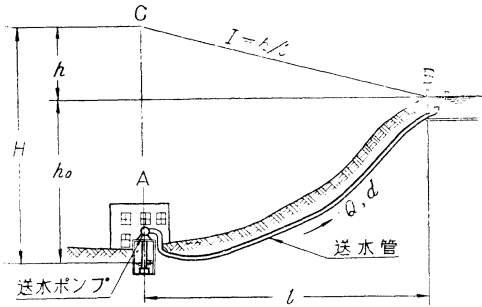


割合は、管径の大なるほど、区間別流量の変化率の大なるほど、かつ分岐・合流点が全路線の中央に近いほど大である。なお、物価変動および粗度変化の影響はきわめて微弱で、実用上無視しうる程度である。

(3) ポンプ加圧式単一管路の経済的設計⁴⁾

一般にポンプをもつて揚水した水を直接管路で導く施設において、建設費と経常費の両方を含む経費から経済性を考えると、ポンプ揚程と管径とは互いに逆となる関係を有し、両経費の和を考えた場合、これを最小ならしめる条件を満たす管径が与えられた流量に対してただ一つ存在する。この経済的条件に影響するファクターとしては、管内面粗度、ポンプの予備容量増率と合成能率、ポンプおよび管路の減価償却率と固定資産保存率、管敷設工費、ポンプの施設費と上家建築費、電力料金、年利率などであるが、このうち始めの3項は純技術的、次の2項は半ば技術的半ば法規的のもので、いずれも経済事情とは無関係であるが、後の5項は時勢に応じて変動す

図-3 ポンプ加圧送水管説明図



るものである。

図-3 に示すポンプ加圧送水管路において、一定水量を年間を通じて揚水するものとして、管路およびポンプ施設の年利子、減価償却費、固定資産保存費と動力費（電力料）との和を最小ならしめる条件から経済的管径 d (mm) を求めると次式をうる。ただし、減価償却費の耐用年数と償却方法は地方公営企業法によつた。

$$d = \left[\frac{6535.30 \times 10^{10} \{1.33 e_2 (r + 0.066) + 0.1483 e_3\}}{\alpha \beta (r + 0.023)} \cdot \frac{Q^{2.85 / (\beta + 4.87)}}{m_n^{1.85 / (\beta + 4.87)}} \right]^{1 / (\beta + 4.87)} \quad (2)$$

ここに、 e_2 : 1kW 当りポンプ設備費 (円), r : 年利率, e_3 : ポンプ上家 (鉄筋コンクリート造) 1坪当り建築費 (円), e_1 : 1kWh 当り電力料金 (円), α, β : 1m 当り管敷設工費 (円) $e_1 = r + \alpha \cdot d^\beta$ の常数。いま、昭和 31 年 8 月 1 日現在の物価体系および東京都水道局の敷設仕様をもとにして各種管を用いた場合の経済的諸元を (2) 式から求めて図示すると図-4 のようになる。

諸項変化の経済的管径におよぼす影響の度を検するに α, β が最も大きく、 r がこれにつき、 e_2 および e_1 がほぼ同率でこれに続き、 e_3 は最も小で無視できる程度である。

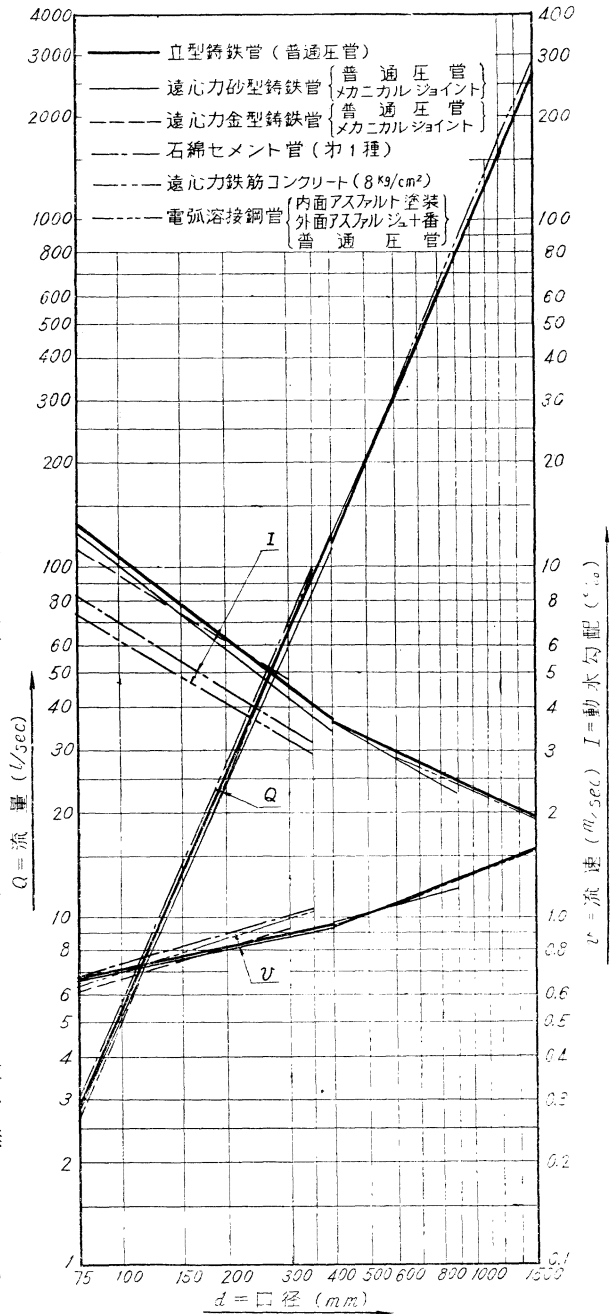
(4) ポンプ加圧式送水で分岐または合流する流量のある管路の経済的設計⁽⁵⁾

この場合の経済的設計条件は、上掲 (2) と (3) との結果を組合わせて誘導することができる。(2) 式に相当する第 n 区間の経済的管径は次式で表わされる。

$$d_n = \left[\frac{65357 \times 10^{10} \{1.33 (r + 0.066) e_2 + 0.148 e_3\}}{\alpha \beta (r + 0.023)} \cdot \frac{Q^{2.85 / (\beta + 4.87)}}{m_n^{1.85 / (\beta + 4.87)}} \right]^{1 / (\beta + 4.87)} \quad (3)$$

この関係を図示すれば図-5 のようになる。この場合

図-4 水道用各種管経済的諸元図 (昭.31.8.1.現在)



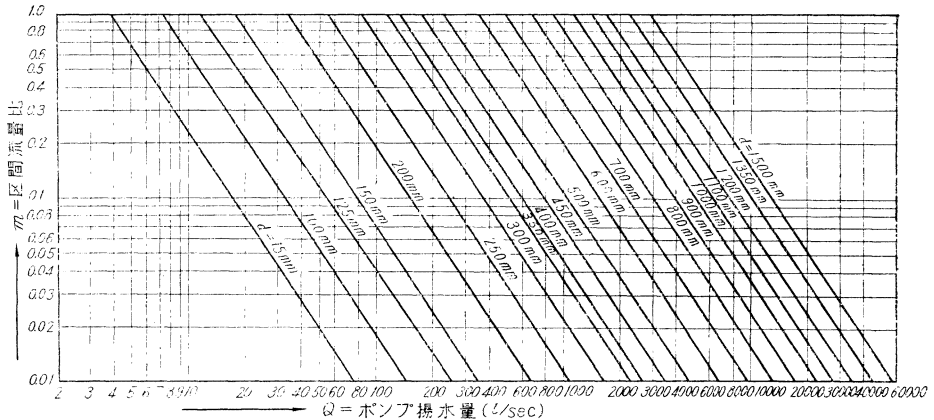
のいちじるしい特徴は、ポンプ揚水量 Q と分岐合流流量比 m とが一定ならば、分岐合流点の位置 f のいかんにかかわらず各区間の経済的管径が一定なことである。

(5) 低落差管路の経済的送水方式⁽⁶⁾

一般に、送水管路において、始点水位が終点水位よりいくらかでも高ければ、自然流下送水が可能であるが、その落差が僅少、従つて動水勾配がいちじるしく緩な場

合には、いたずらに大径の管路を用いるよりも、むしろ始点に送水ポンプ、または途中で送水増圧ポンプを設置して加圧送水を行った方が、総経費を比較すると経済的となる場合がある。そして、自然流下・ポンプ

図-5 分岐流量あるポンプ加圧送水管路の経済的口径曲線



加圧両送水方式のいずれが経済的であるかの限界をなす落差が、そのときの経済条件において、与えられた流量と管路延長に対してただ一つ存在する。この限界落差 h_c は、自然流下式の場合とポンプ加圧式の場合との送水施設の年間総経費を等値することによつて求められる。最近の物価に対し、立型铸铁普通圧管の場合の管路延長 1000 m についての h_c は次の方程式を図式で解いて求めることができ、これを図示したものが図-6 である。

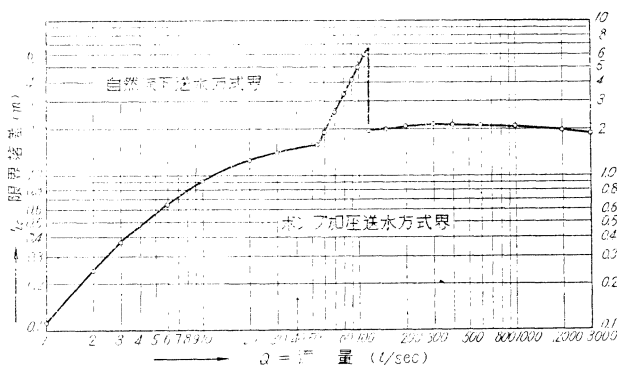
管径 75~350 mm :

$$4\,039\,552 Q^{0.551} h_c^{-0.197} - 4\,166\,635 Q^{0.511} + 384\,159 Q h_c - 130\,680 = 0$$

管径 400~1500 mm :

$$4\,935\,128 Q^{0.673} h_c^{-0.262} - 4\,465\,289 Q^{0.633} + 384\,159 Q h_c - 130\,680 = 0$$

図-6 送水方式経済的限界落差曲線 (l=1000 m)



ただし、 $Q=55\sim 120$ l/sec 間において曲線が不連続をなしているのは、管径 350 mm 以下と 400 mm 以上とで埋設土被を異にするという敷設仕様によつたためである。

3. 管網の解析方法と計算操作

(1) 解析方法の種類

管網 (Pipe network or pipeline network) とは、網目式に配列された一群の管水路であつて、閉管路 (Closed circuit) の集合からなる。この網目は構造的なものではなく、水理的なものであるから、正確には管路網または管水路網というべきものであるが、水道界の慣例に従つて管網ということとする。上水道管路のうちでも、網目構成が常態であり、しかもこれによつてのみ機能の完全が問せられるのは配水管網である。よつて、以下に述べる管網はすべて配水管網を対象とするものである。



管網各管路内の流量を解析することは、単一管路の場合と異なり、当然簡単ではなく、直接解答は算出されない。しかしその解明への努力は 19 世紀末からぼつぼつ行われ、1930 年代に入つてようやく実用化の段階に入つた。いま発達の順序にその種類をあげれば次のごとくである。

- (1) 数学的解析法 (Mathematical analysis method)
- (2) 試算法 (Trial and error method)
- (3) 等値管法⁷⁾ (Equivalent pipe method)
- (4) 図解法⁸⁾⁹⁾ (Graphical solution method)
- (5) 区画法⁹⁾ (Cut and try method)
- (6) 電氣的相似法¹⁰⁾¹¹⁾ (Electrical analogy method)
- (7) 反覆近似法¹²⁾¹³⁾ (Successive approximation method)
- (8) 一次近似法¹⁴⁾¹⁵⁾ (Linear approximation method)

以上の 8 種の方法について、種々の観点から検討を加えてみると、(1)、(2)、(5) には適用性または合理性などの点で致命的な欠陥があつて、配水管網への実用性にとぼしく、(3) および (4) は特殊の限られた場合にしか利

用されず、結局、あらゆる管網への実用性を有するものは(6)、(7)、(8)の3種である。このうち、(6)は最も能率が高いが装置費用の点でわが国現段階では普遍的利用は困難であり、(8)は計算の単純性の点で劣るので、結局、最も実用的な解法は(7)であるといえるし、現実にはこれが最も普及をみている。なお、(6)は網目の多い複雑な管網でも短時間で結果が得られ最もすぐれた方法であるが、現在では発祥地の米国内ですら都市水道用には1~2台しか稼働していない状況で、わが国では小規模な試作の域を出でない¹⁶⁾¹⁷⁾。しかし、最近における電気計算機類のめざましい発達状況からみて、わが国でも実用化されるのは遠い将来ではないと考えられ、かつその時期の一日も早からんことを水道設計技術者の一人として待望するものである。

(2) 反覆近似解法

この方法は、計算に時間を多く要する欠点はあるが、費用を要せず、反覆修正回数を増すほどいくらかでも精度を高められるし、計算も機械的に行われるのでいちじるしい労力はいらぬ。東京都水道局では、昭和31年3月~4月に、淀橋浄水場構内で内径75mm管をもつて75.103mの外廓の実在の配水管網に近い規模をもつ田型、型、型の簡単な管網を造成し、これに流入出点および流量を変えて計53種の流水実験を行い、各管路の流量と損失水頭とを実測した。この結果と、実測によつて得た流速係数を用いて行つた計算値とを比較したところ、単純平均誤差は流量で2%、損失水頭で8%であり、管内面粗度を適確につかむかぎり、管網計算は十分な信頼度をもつて配水管網の設計に適用しうることが明らかとなつた¹⁸⁾。

この方法は Hardy Cross¹⁹⁾ の創案後、Doland²⁰⁾、Fair²¹⁾、Howland & Farr²²⁾、網川²³⁾ などによつて計算操作の簡便化について改良が施されて今日におよんでいる。この4改良法はいずれも理論的には正しくて差違がないので、その計算能率を所要時間と精度の2点から、実際の管網について実測して比較検討したところ、表-2の結果を得た²⁴⁾。

表-2 管網計算改良法別計算能率順位総括表

方法	能率種別		
	所要時間能率	精度能率	総合能率
(a) Doland 法	2	2	2
(b) Fair 法	3	4	3
(c) Howland & Farr 法	1	3	1
(d) 網川 法	4	1	4

表-2を利用して、用途および目的に応じて最も適当な計算法を採用することができる。すなわち、概算でも結果を早く知りたいときは(c)を、精度を高くする必要がある場合には(d)がよいが、その反面、前者は精度が落ち、後者は時間が多くかかる。(a)、(b)両法が時間、精度とも前二者の中間に位し、かつ能率においては

両者ほとんど差違がないが、運算の機械的進行からくる労力の軽減と誤差介入度の低い点から、(b)が一般的には配水管網の設計に最も実用的である。以下の計算もすべて(b)を用いて行つてある。なお、この方法の実際計算操作上の具体的問題についても考察が行われている²⁵⁾²⁶⁾。

以上はすべて与えられた管網への流入出量が既知で、各管路の流量と損失水頭とを求める場合であるが、逆に流入出点間の落差を与えて流入出量を計算する場合の解析法についての研究も行われている²⁷⁾²⁸⁾。

(3) 計算所要時間²⁹⁾

計算に時間を多く要することが、反覆近似法の普及を妨げている実状にかんがみ、その時間が従来漠然と考えられているものほど多くはないことを明らかにし、あわせて配水管網設計計画の樹立に資せしめ、さらに計算所要時間の分析を目的として、網目数2,4,9,16コの4種の管網について、初心者と経験者に同一問題を与えて計算せしめ、各段階の所要時間を実測した。この場合管網計算所要時間 T は次式で表わされるとした。

$$T = T_a + NT_b + T_c \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 T_a : 仮定流量の決定所要時間、 T_b : 反覆修正計算1回当たり所要時間、 T_c : 最終損失水頭算出所要時間、 N : 反覆修正回数。 $T_a \sim T_c$ を管網目数 n の函数として実測値から最小自乗法で算定すれば次式をうる(単位 min)。

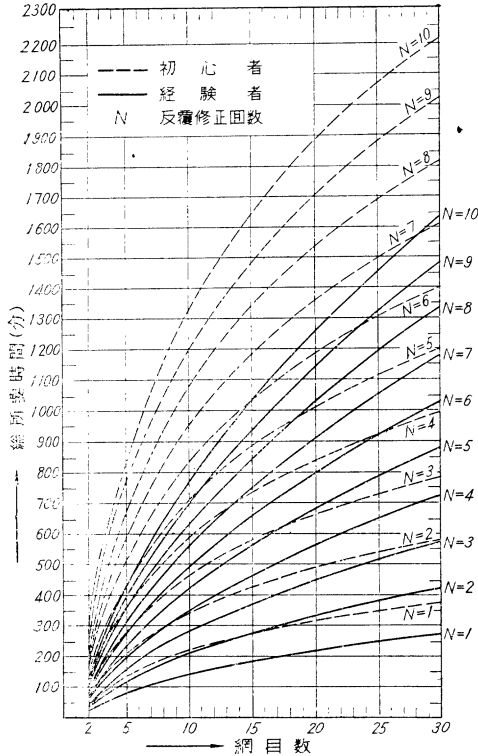
$$\left. \begin{aligned} \text{経験者 } T &= 121.0 n^{0.144} + N(28.4 n^{0.515} - 30.0) \\ &\quad + 52.9 n^{0.202} - 181.9 \\ \text{初心者 } T &= 742.6 n^{0.0313} + N(431.3 n^{0.124} \\ &\quad - 452.4) + 103.5 n^{0.209} - 864.3 \end{aligned} \right\} \dots(6)$$

(6)式を図示すれば図-7をうる。この図を利用することにより、与えられた管網に対する計算所要時間を、目的から要求される精度に応じて N を想定すれば、計算者の経験度および能力に応じて適宜推測することができる。なお、わが国都市水道の配水管網について調査したところ、管網の網目数 n と管路数 m との間には次の関係が存する³⁰⁾ので、これを(6)式に代入することによつて、管路数に応じて所要時間を求める実験式をも誘導することができる。

$$n = 0.1993 m^{1.11} \dots\dots\dots(7)$$

また、 T を階段別に分析した結果、 $T_a \sim T_c$ は網目数に比例しては増さないが、これは T_b が N の進むほど漸減するためであり、初心者では $T_a > T_b > T_c$ であるが、経験者では $T_b > T_a > T_c$ の順となり、また初心者と経験者との差違の大きい順序は T_c, T_b, T_a であることがわかつた。さらに、 T は T_b 、 T_b は T_c にそれぞれ支配されるから、結局、 T を減ずるためには T_c 、すなわち Q から h を求める計算(実際には流量図表の読み方)に習熟することが早道であり、事実、経験者

図-7 管網計算総所要時間図表



積むほど短縮しうるものであることが明らかとなった。

4. 管網の特性と配水効果

(1) 単一管路と相似の性質²¹⁾

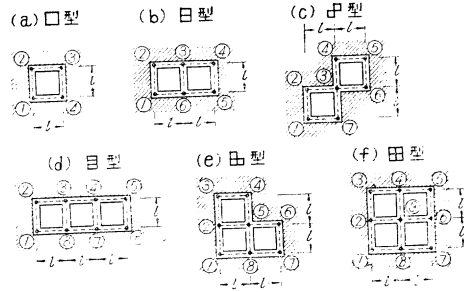
一般に、管路の水利的諸元としては、流入出力・管径・延長・内面粗度の4つがあるが、管網においてこれを構成する全管路を通じて、これらの諸元が一樣に相似的に変化するかぎり、これを全体として考えると、単一管路の場合と相似の性質を有することが管網計算による検討の結果わかった。すなわち、任意の管網において、流入出力が全管網を通じ一樣に変化するならば、構成各管路の流量はその変化率に正比例して増減するだけで相互の割合には変りがない。また、各管路の延長・管径・粗度が全管網を通じて一樣に変化するかぎり、構成各管路の流量は不変である。ただ、各管路の損失水頭は変化諸元の種類と変化率とに応じて増減するだけである。

管網のこの性質は、管網計算の単純化、配水管網の設計および管網の性質究明に便利に應用することができる。

(2) 等値管長表²²⁾

前項の管網の性質を利用して、簡単な管網を水利的に同一条件の1本の単一管路に等値することを試みた。すなわち、図-8に示す網目数1~4コ程度の簡単な街路網において、全接合点を通過することを条件として配水

図-8 基本的街路網図



管網を敷設することを考えて175種におよぶ基本的管網をとり出し、このおのおのについて、任意2点(交叉点または隅角点をとる)間を同径単一管路に等値した場合の延長を求めて l の倍数として表にまとめた。この表は、全管路等径かつ等間隔の配置であるかぎり、管径・延長・流量・内面粗度には無関係に適用できる。

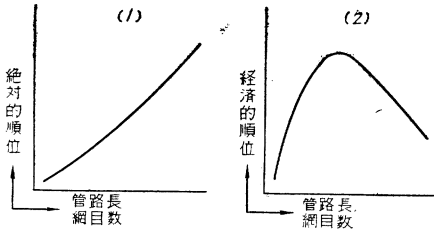
この種の管網は、現実の都市水道の配水管路にそのまま、または骨格管路として実在するので、この表を応用することにより、任意の管径・間隔・流量・流入出点に対して、各種の水利計算を管網計算によらずに簡単迅速に行うことができる。この等値管長表をさらに多くの種類の管網について計算しておけば、あたかも構造力学におけるラーメンの曲げモーメント表のように広く活用されることが期待できると思うものである。

(3) 配水効果²³⁾

配水管網としての要件は、管路上全地点の水圧が目的に応じた許容最低値以上であり、かつ可及的に均等であることである。この要件を数値で表わすのに、管路の全接合点で等量が出流する場合を考えると、一流入点から全流出点にいたる摩擦損失水頭の平均をとり、さらに全接合点についておのおのを流入点とする場合の総平均値を考え、これをその管網の配水効果を表わす指数と考えると、この指数は前項の等値管長表の数値の総平均値と、常に一定の関係の有することが証明されたので、結局、後者の値で管網の配水効果を代表させることがわかった。

よつて、基本的管網についてその配水効果を数値で表わしてその絶対的優劣に順位を付し、次に管網の性質を管路の経済的設計条件に結びつけることによって、管網の配水効果における経済的優劣が数値的に導かれ、これに順位をつけることができた。管網構成と配水効果との関係は、絶対的順位の場合と経済的順位の場合とでいちじるしく異なり、大体図-9に示すような傾向を有している。以上の結果をもととして、配水管網の設計を合理的かつ経済的に、しかも迅速に行うことができる。たとえば、街路網が与えられた場合、その目的により、経済にとらわれず配水効果の大なるものが要求される場合に

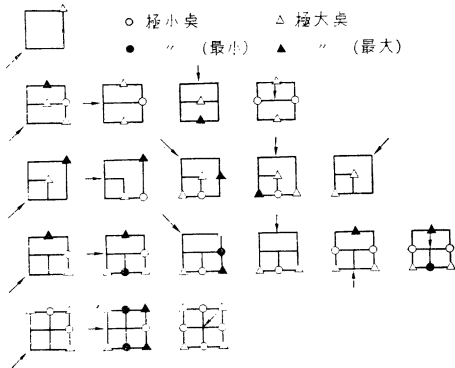
図-9 管網構成と配水効果の関係



は絶対的優劣順位の高い管網型式を、また財政の制約があつて、管路敷設延長の割合に配水効果の大きな管網型式を選ぶ必要がある場合には、経済的優劣順位の高いものをそれぞれとればよい。また、配水効果の点からみた管網の一般的性質をうかがうことができる。

等値管長表より、各流入点からの摩擦損失水頭を流出点を移動して考え、田型管網についてその極大点と極小点とを拾つて流入点別に図示すれば 図-10 のようになる。図-10 から、配水効果のよい流入点および流出点の相対位置が明瞭となり、消火栓その他の流出分岐は図の極小点にできるだけ近く設けた方が有利であり、極大点の近くは避けた方がよいと判断できる。

図-10 田型管網流入点～流出点損失水頭極小極大点



5. 計画配水量と水圧

(1) 配水管網の設計方針

上水道の目的とするところは、一般需要者の使用水量と消火用水量との供給にある。しかし、後者を必要とするのは火災時にかぎり、それも短時間であり、大部分の時間は使用水量のみである。火災時以外を平時とすれば、火災時配水量は平時配水量に消火水量が加算されたものとなる。

配水管の容量は、計画最大配水量と許容最低水圧とから定まる。最大配水量が平時と火災時とで異なるのは当然であるが、いずれが大であるかは、都市の性格と面積、給水人口、建物の容積率によつて異なり、大体の傾向としては、小都市では火災時が、大都市では平時の方

がそれぞれ大となる。また、配水管の保持すべき許容最低水圧は、消防ポンプの使用を建前とするかぎり、火災時の方が平時のそれよりも低いことはない。結局、配水管路を設計するにあつては、まず平時と火災時と別個に計画最大配水量と許容最低水圧とを選び、別々におおのの水利条件を満たす配置および管径を設計し、両設計を比較して大なる方の管径を採用するのである。

配水管路の設計方法は、従来、最も明確を欠いたものの一つであつたが、以上の方針の確立は、管網流量計算の実用化と相まつて、配水管網設計の合理化を促進した次第である。

(2) 平時における配水量と水圧³⁴⁾

平時における配水管の設計流量は計画時間最大配水量である。これは、計画1日最大給水量にある倍率を乗じて定めるのであるが、この倍率は、給水人口の小なるほど大に、またポンプ加圧配水方式では自然流下配水方式におけるよりも大となる傾向にある。また、計画1日最大給水量は計画1人1日最大給水量に計画給水人口を乗じて定めるが、わが国水道の実例をみると、前者が過小に、後者が過大に見積られ、その結果として計画1日最大給水量が過小となつて、計画目途年次に達しないうちに給水不足を招く一原因となつているから、設計にあつて注意を要する。

平時の許容最低配水圧をいくらにとるかは、都市の性格・建物の高低・需要者の使用目的によつて一様ではないが、特殊の使用条件に対しては特別の措置を講ずるほかはない。たとえば、水圧利用の工業用や、数少い高層建築への給水は、個々の増圧ポンプに委ねることとし、一般的には給水栓数、水量ともに最も多い家事用水について考えればよい。そして家事用水となれば、建築物の何階まで給水することを目途とするかの問題に帰する。最悪の条件のもとに、給水管の延長・管径・流量・給水栓の数と高さを想定して、配水支管から建物1~3階にある給水栓に至る損失水頭を計算した結果、配水管の許容最低水圧としては、大体、 $1.5 \sim 2.0 \text{ kg/cm}^2$ が妥当であつて、前者では2階、後者では3階までの給水が可能であることがわかつた。わが国の現状では、一応の標準として、大都市で 2 kg/cm^2 、中小都市で 1.5 kg/cm^2 をとるのが実用上適当と思われる。なお、東京都では戦前から 2 kg/cm^2 をとつている。

(3) 火災時における配水量と水圧³⁵⁾

火災時における配水管の設計流量は、計画平時配水量と計画最大消火水量との和である。この場合の計画平時配水量としては、計画時間最大配水量を考えれば、いつ火災が起きても消火に支障なく理想的であるが、これでは都市の大小の別なく、配水管径は火災時配水量から決定されることとなる。米国におけるように³⁶⁾、上水道が

消防用に使用されることとともない増加した水道施設の設置費を、都市の一般会計から水道会計に交付することが認められないかぎり、とくに中小都市では財政的に水道経営が成り立たないこととなる。

わが国における火災発生頻度と水道配水量の変化とを、年間月別および1日時刻別の統計について調べたところ、月別にも時刻別にも、一方のピークは他方の谷にあたり、両者のピークの合致することは考えなくてよいことがわかった。従つて、火災時の計画平時配水量としては、計画時間最大配水量をとることは安全にすぎ、計画1日最大配水量が妥当であると考えられる。事実、この水量でも、盛夏時を除けば水道ピーク時の火災にも対処でき、また、盛夏ピーク時の火災にも火点付近の人が多少の平時使用の減少を忍べば消火水量にこと欠かなくてすむのである。

消防ポンプを使用する場合、ポンプの最大吸水高および吸管延長を想定して、消火栓のとりついている配水管で保持されるべき許容最低水圧を水管放水量別に算定してみると、内径150mm配水管が最も条件が悪く、手引ポンプ（放水能力100gal/min）では大体±0m、ポンプ自動車（放水能力200~400gal/min）では、最大+2.3m~11.1m程度である。

消火用水量については、古来から行われている Kuichling, Freeman の両公式および現在なお米国で標準とされている National Board of Fire Underwriters の式¹⁾は、いずれも建物構成の異なるわが国にそのまま適用するにはいちぢるしく過大である。わが国には、消防法²⁾（昭.23.7.24, 法律第186号）第20条にもづく消防水利の基準（昭.24.8.22, 消研第54号）があるが、これはあくまでも消防の立場のみからみた理想案であつて、消防自体の能力がこの基準にほど遠い現在、水道のみに消火能力の充実を望むことは無意味である。米国の標準よりは低いとはいえ、このまま適用することは、わが国の水道の財政を圧迫するものであるのみならず、配水管網の設計に利用するには不便な要素を多く含んでいる。消火用水量の水道に対する負担をわが国の実情に合うよう緩和し、とくに小規模水道への荷重を軽くすることを考えて、消防水利の基準を実際の配水管網設計に適用するのに便なるように改めたものが、日本水道協会でも基準として採用³⁾されている。

6. 結 言

上水道は、他の公営企業のみならず、土木系統の技術分野のうちで最も低い水準にあるものの一つではなからうか？というのが筆者年来の持論である。これは、根本的には、その経営が法律上、市町村の公営を原則としているところに原因があると思われる。なかでも送配水管路は、最重要施設でありながら、その基本設計面におけ

る進歩が最も遅れているようである。上水道が地方公営企業として新発足して以来、設計面にも経済性の発揮が要請されたため、ここ数年にわかに送配水管路の設計にも合理的かつ経済的な考慮が払われるに至つた。しかし、まだ解決されない問題が多く、なかでも最も重要な配水管網の経済的設計の問題は、現段階では試算によるのほかに、多数数目的都市水道には適用できず、今後の研究にまたなければならぬ。ひろく土木学界各位の御教示を期待してやまない次第である。

終りに、筆者のこの問題の研究について終始御懇篤な御指導を賜つた京大教授石原、岩井両博士に深甚な感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 日本水道協会：水道施設基準，昭.30.10, p. 6
- 2) 扇田彦一：管路水理計算法の能率に関する実測的比較，水道協会雑誌，254号，昭.30.12, pp. 5~18
- 3) 扇田彦一：分岐または合流する流量のある送配水管の経済的設計，水道協会雑誌，226号，昭.28.8, pp. 26~38
- 4) 扇田彦一：ポンプ加圧送水管線の経済的設計，水道協会雑誌，234号，昭.29.4, pp. 3~19; 237号，昭.29.7, pp. 11~13
- 5) 扇田彦一：ポンプ加圧送水分岐または合流する流量のある管路の経済的設計，水道研究（東京都水道局）25号，昭.30.11, pp. 1~6
- 6) 扇田彦一：低落差送水管路の経済的送水方式，水道協会雑誌，252号，昭.30.10, pp. 9~20
- 7) 扇田彦一：等値管法と円計算とその管網解法への応用，水道協会雑誌，201号，昭.26.7, pp. 23~32
- 8) 木間 仁：流量計算法，昭.25.11, pp. 74~83
- 9) 星野貞二：管網の流量計算法に就いて，水道協会雑誌，172号，昭.24.2, pp. 7~16
- 10) 扇田彦一：管網流量の電氣的解法について，水道協会雑誌，208号，昭.27.2, pp. 26~34
- 11) たとえば，M.S. McIlroy: Nonlinear Electrical Analogy for Pipe Networks, Pr. ASCE, July 1952, Separate No. 139
- 12) 扇田彦一：管網の流量計算法に就いて，水道協会雑誌，105号，昭.17.2, pp. 14~25
- 13) 扇田彦一：管網流量計算法の応用例，水道協会雑誌，183号，昭.25.1, pp. 22~34
- 14) M.S. McIlroy: Pipe Network Flow Analysis using Ordinary Algebra, JAWWA, May 1949, p. 422
- 15) M.S. McIlroy: Linear-Approximation Method of Computing Pipeline Network Flows, Paper on File in Eng. Societies Library, New York, 1947
- 16) 沖 巖・野本尚志・瀬波正人：逆電気回路網による流水管網の解析，火災の研究II，災害科学研究会，昭.28.11, pp. 124~129
- 17) たとえば，三山 醇・薄羽利久・喜多 薫・阿部修平：管網内流量の電氣的計算法について，昭.30.11
- 18) 東京都水道局：管網流水実験に関する報告書，昭.31.5
- 19) Hardy Cross: Analysis of Flow in Networks of Conduits or Conductors, Eng. Expt. Station, Univ. of Illinois, Nov. 13. 1936
- 20) J.J. Doland: Simplified Analysis of Flow in Water Distribution System, ENR, Oct. 1, 1936, pp. 475~477
- 21) G.M. Fair: Analyzing Flow in Pipe Networks, ENR, Mar. 3, 1938, pp. 343~344
- 22) W.E. Howland & F. Farr, Jr.: Balancing Head Losses in a Pipe Network, ENR, Feb. 27, 1941, pp. 50~51
- 23) 絹川新一郎：Hardy Cross法による管網流量計算の簡速化について，水道協会雑誌，218号，昭.27.12, pp. 36~46
- 24) 扇田彦一：管網解析法としてのCross法における諸改良法の計算能率比較，水道協会雑誌，261号，昭.31.7 pp. 26~37
- 25) 扇田彦一・松田暢夫：クロス法による管網流量計算における仮定流量の決定方法について，水道協会雑誌，178号，昭.24.8, pp. 7~13

- 26) 扇田彦一：配水管網計算の実際操作について，水道研究（東京都水道局），27号，昭.31.4，pp. 6～13
- 27) 松田暢夫：管網流量計算の二方法について，水道研究（東京都水道局），11号，昭.25.9，pp. 5～13
- 28) 岩崎保久：逆管網による管網流量の解析，水道研究（東京都水道局），26号，昭.31.1，pp. 18～32
- 29) 扇田彦一：管網計算の所要時間について，水道協会雑誌，263号，昭.31.9，pp. 14～23
- 30) 扇田彦一：管網の構成形態上の性質について，水道研究（東京都水道局），29号，昭.31.10，pp. 14～21
- 31) 扇田彦一：管網における単一管路と相似の性質について，水道協会雑誌，240号，昭.29.10，pp. 6～15
- 32) 扇田彦一：配水管網の等値管長表とその応用，水道協会雑誌，265号，昭.31.11，pp. 24～31
- 33) 扇田彦一：管網の配水効果と特性について，水道協会雑誌，267号，昭.32.1，pp. 40～49
- 34) 扇田彦一：平時における計画配水量と許容最低水圧について，水道協会雑誌，259号，昭.31.5，pp. 3～15
- 35) 扇田彦一：火災時における計画配水量と許容最低水圧について，水道協会雑誌，256号，昭.31.2，pp. 2～8
- 36) たとえば，D.A. Root & T.R. Camp: Equitable Charges for Fire Protection, Water & Sewage Works, Mar. 1955, pp. 103～111
- 37) National Board of Fire Underwriters: Standard Schedule for Grading Cities and Towns of the United States with Reference to their Fire Defences and Physical Conditions, adopted Dec. 14, 1916, edition of 1942, p.14
- 38) 日本水道協会：水道施設基準，昭.30.10，p. 108

会 員 欄

新しい手法の正しい導入 正 員 中 村 慶 一

ミリタリ・エンジニアリングに対するシビル・エンジニアリングの部門から各工業技術分野が独立してゆき，細分化されるにつれて，互いに他の分野と遠くなり，特に建設技術の分野では，ひがんだ物のいい方をすれば取り残された観さえあつた。しかし技術手段そのものをながめると共通した手法が大部分で，そのため機械工業と化学工業といったような相当離れていると思われる技術分野でも，品質管理，実験計画等を共通の場にして互いに情報の交換が活潑に行われている。このことは最近山陽地区の各工場の技師達と品質管理を中心とした定期的の会合を持つようになって，とくにわれわれの分野の立遅れとともに痛感する。今後こうした共通の技術手段を導入してゆく上に，そのことからの本質を見きわめた上での，正しい見方に立つて行く必要があると思われる。以下気のついた二，三の例についてふれてみよう。

1. 推計的手法の導入 推計的手法という前述の品質管理の問題がまず出てくる。この手法は大量生産だけでなく，少量多品種の生産の場でも有効で，この点からすればわれわれの建設事業もまた例外でない。コンクリートの品質をその強度で管理することがよく行われているが，

試験結果が悪くてもすでに打つてしまった構造物にアクションを取りうる場合はまれである。品質はつくり込まれるべきもので，検査によつて作られるものでないという品質管理の原則からしても強度のバラツキに關係する因子を管理状態に保つような方向に今後の努力が向けられるべきであろう。また最近極値の問題が話題にのぼることが多い。これは5月19日京都で行われた統計科学研究会の6つの講演のうち2つまでが極値の問題を扱っていることでも裏がきされる。この問題は戦前簡単な形で中央気象台の高橋技師によつて最大日雨量の推定に用いられていた。のちアメリカの統計学会誌に破断強度の推定の問題が発表され，3年ほど前に小河原正己氏の棄却限界の援用による方法が中四地建より遅れて提出された。各気象台ではこれにもとづいて最大日雨量のリターンペリオドを計算しておられると聞いている。最近さらに日本電信電話公社の田口玄一氏も電線の破断強度をサンプルの値をもとにして，そのサンプルの何万倍もの長さの線について推定する方法を発表しておられる。これらはまさに，われわれの最大洪水量推定の問題に援用しうるので，ただ得られた標本の分布をあこれこれと正規分布に近似するように

直して，単純な面積計算で推定するようなやり方は，あまり推計的手法の正しい導入とはいえないような気がする。

2. ORの手法の導入 戦時中，米・英両国で作戦そのものの科学的検討に科学者が動員されオペレーションズ・リサーチ・グループを作つて，神風特攻機による被害を最小にする問題，もつとも効果的な機雷敷設の問題等を始めとしてめざましい成果をあげた。戦後この手法があらゆる分野に応用され，経済学の方でやかましくなつた産業連関もORの一部門のリニヤール・プログラミングの応用なら，オートメーションの基礎となつた情報の理論もORの手法の一つである。われわれも大きくは開発規模の決定から，小は機械定期整備間隔の決定に至るまで，OR援用の余地が多分にあるように思われる。

以上わずかに二，三の例をあげたが，これ以外にも他部門では日常茶飯事だが，われわれに耳新しい有用な手法が少くない。学会でもこうした問題を取り上げてその本質を誤らず，またわれわれの使いやすい形にして紹介していただくと同時に，われわれも他の分野の技術者達と接触しながら，正確な情報の交換をもつと活潑に行う必要があるのではなからうか。

(筆者：建設省中四地建局広島機械整備事務所)

土木工学論文抄録	第3集	A4判 230頁	頒価：500円	会員特価：250円 (〒70円)
同	第4集	A4判 273頁	頒価：450円	会員特価：225円 (〒70円)
同	第5集	A4判 378頁	頒価：1200円	会員特価：800円 (〒80円)

紙を螺旋状に巻きエンドレスパイプとした我国最初の新製品です。
規格表 (特許申請中)

フジチューブ

内径(%)	50	100	150	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
内厚(%)	2.5	3.5	3.5	5.0	6.0	8.0	10.0	10.0	10.0	11.0	11.0	12.0

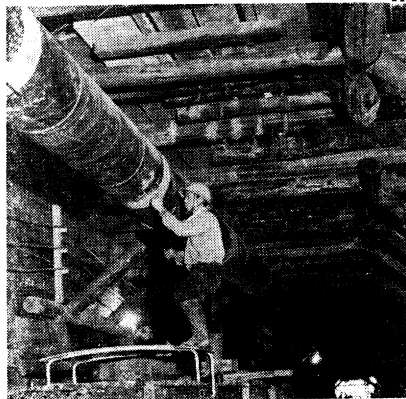
建築・土木の円柱建造に最適のもので
す。フジチューブを立てその中にコン
クリートを流し込むだけで正確な円柱
が簡単に建造することが出来ます。

フジボイド

スラブの軽量化に使用されます。
スラブ又は壁体のコンクリート打ちの
際、フジボイドをせき板とせき板の中
間に排列し、その周囲にコンクリート
を流し込み、いわば継目なしのコンク
リートブロックを現場にて作成出来る
副期的な製品です。

フジエアダクト

従来より隧道用の空気調整用パイプは、鉄板製の
ものが用いられていますが、非常に重く且つジョ
イントに多大の手間
を要しますが、フジ
エアダクトを使用
すれば軽量で取扱い
易く、而も価格が極
めて低廉であります。



隧道用エアーダクト施工の実況
(福島県只見線滝沢隧道工事)
鹿島島設施工



藤森建材株式会社

東京・東京都中央区日本橋通1の5 (中内ビル) TEL (28) 6271-2
大阪・大阪市西区土佐堀通1の1 (大同ビル) TEL (44) 0225-7569

(カタログ・見本進呈)

