

## 掃流能力を考慮に入れた下水管渠の設計方法

北海道開発コンサルタント 正員 高畑 征三郎  
森谷 寛

## [1] はじめに

合流式下水道において、晴天時、排水区域内に(特に管渠内に)堆積した汚濁物質が、雨天時に流出雨水により掃流運搬されて、雨水とともに雨水吐室等から無処理のまま公用水域に放流され、そこで水質汚濁問題をひき起していることは周知のとおりである。

この問題に対処する方法は2つ考えられる。一つの方法は、流出してきた汚濁雨水を何らかの方法で処理、処分する方法で、たとえば、雨水滞水池の設置、雨水沈殿池等の処理施設の設置、等がこの方法に該当する。筆者の一人は、以前にこれらの施設の合理的な設計を行なうことを目的として、合流式下水道における雨天時流出汚濁負荷量の推定方法を提案した<sup>1)</sup>。他の方法は、管渠を設計する際、管渠に十分な自掃流能力をもたせるように設計し、管渠系統内に大量の汚濁物質が沈殿堆積しないようにし、雨水吐室等からの流出雨水の汚濁負荷量をできるだけ小さくおさえる方法である。

この論文では、後者の立場に立って、合流式下水道管渠を設計する方法として、掃流能力を考慮に入れた、より合理的な設計法の1つを提案する。

今日では、新たに下水道計画を始める際、公用水域の水質汚濁をより効果的に防止するという観点から、合流式下水道を採用するケースは少なくなってきた。しかし、合流式下水道も、建設費、維持管理の立場から、捨て難い多くの利長を有しており、より合理的な設計をすることで、これらの利長はさらに増大される。また、ここで示す管渠設計の基本的な考え方は、合流式下水道においても当然、考慮されるべき性質のものである。

この論文が、下水管渠のより合理的な設計を目ざすための一つの踏み台とならん事を願うものである。

## [2] 基本的な考え方

円形管渠の木理学的設計のための横行の方法は、「下水道施設設計指針とその解説(日本水道協会)<sup>2)</sup>」によると次のとおりである。

『流速は、一般に下流に行くに従い漸増させ、勾配は次第に小さくなるようにし、次の各項を考慮して定めなければならない。(1)汚水管にあっては、計画下水量に対し、流速を最小0.6%、最大3.0%とする。(2)雨水管渠、合流管渠にあっては、計画下水量に対し、流速を最小0.8%、最大3.0%とする。』

これらの主旨は、流速が小さければ管渠底部に汚物が沈殿しやすくなり、また、逆に流速があまり大きいと管渠を損傷し管渠の耐用年数を小さくするため、管渠内流速を上記の範囲内に保たせることである。最大流速についてはさて置くとして、ここでは最小流速について考察する。

管渠内流速が極端に小さければ、管渠内に汚物が堆積沈殿し、流水の疏通能力を減少させた。また、腐敗することによって、臭やマンホールから不快な悪臭を発生する原因となり、これらの防止のため常時浚渫作業の必要を生じ、維持管理費がかさむことになる。また、前述のように、合流式下水道においては、これら沈殿汚物が公用水域の水質汚濁の主要な原因となっている。ところで、これら汚物が沈殿堆積したり、掃流されたりする現象を支配するのは、実は、管渠内流速ではなく、掃流力(せん断力)であることは明らかである。よって、管渠を設計する際には、この掃流能力を考慮しなければならないことになる。基本的な考え方は次のとおりである。要するに、汚水のもの掃流力により、管渠系統内に汚濁物が堆積することなしに掃流されるような管渠設計を行なうことである。排水区域の大きさにより異なるが、一般的には、合流式下水道管渠系統においては、設計

晴天時汚水量は設計流量に比べ、非常に小さく、このため、晴天時汚水量により掃流能力をもたせるような設計を考へるのは実際的ではない。この理由は、比較的大管径の管渠に対し、非常に少ない流量を流可場合、所定の掃流力を与えるためには、管渠勾配を比較的大きく採らねばならず、管渠建設費が大となる傾向となる。ここでは、設計最大流量の0.1~0.2倍程度の流出があった時に十分な掃流能力をもつような管渠の設計方法を提案する。この考え方は、晴天時に汚物が管渠内に堆積することは致し方ないとして、比較的小さな降雨にもなる雨天時流出、可なり、比較的頻繁に生じ得る流出事象時に管渠内の堆積汚物を全部流出してしまふという考え方である。

### [3] 掃流能力と限界掃流能力

水路を流れる木が水路床に及ぼす力は木圧とせん断力であり、せん断力のことを掃流力という。この力は、木の質量に作用する力のつり合いから求めることができる。図-1に示すような水路計算流状態にありとせば、 $\Delta x$ 区間について水路面の単位面積あたりに作用するせん断力(掃流能力)を、

$$\tau_0 A_s \Delta x = \rho g A \Delta x \cdot s \quad \text{①}$$

で表現される。ここで、 $\tau_0$ : 掃流能力( $\text{kg/cm}^2$ )、 $A_s$ : 水路底面積( $\text{cm}^2$ )、 $\rho$ : 水の密度( $\text{g/cm}^3$ )、 $g$ : 重力加速度( $\text{cm/sec}^2$ )、 $A$ : 水路断面積( $\text{cm}^2$ )、 $s$ : 水路勾配

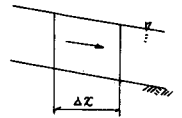


図-1. 算流状態水路

$$\text{①式から、} \quad \tau_0 = \rho g R S \quad \text{②}$$

ここで、 $R$ : 径深( $\text{cm}$ )

水路床上の堆積物は、流速が小さい間は静止しているが、流速が大きくなると、次第に不安定となり、ついには移動を開始するようになる。この始動時の掃流力の大きさを限界掃流力と呼ばれている。下水管渠の設計に用いるべき限界掃流能力値として、これまで提案されている値をまとめると、

表-1のとおりである。これらの提案値は、それぞれ研究者が、他の研究分野における理論的実験的成果を参照にして提案した値であり、これまで、木そのものを用いて行われた実験結果は見あたらぬようである。筆者らは、本邦において河川工学の分野で比較的小く知られていない岩垣公式<sup>8)</sup>を用いて、限界掃流能力を算定した。

表-1. これまで提案された掃流能力値

研究者名	参考文献No.	限界掃流能力 $\tau_0$ $\text{kg/cm}^2$
Gustaffson	3)	0.1~0.15
Schulz	4)	0.14~0.21
Lynse	5)	0.4
Paintal	6)	0.2~0.4
Kuan	7)	汚水管 0.1~0.2 雨水管 0.3~0.4

下水中の有機物粒子の比重は約1.2、無機質砂の比重は約2.65であると言われている。ここでは、1) 沈殿堆積しやが、無機質砂を主として管渠の流木疏通能を阻害する。2) 無機質に比べてこまかいような形で有機物粒子も沈殿する可能性がある。3) 有機質は凝集性があり、比較的大粒径になると、運搬するのに大きな掃流力を必要とする。等の理由により、掃流現象の考察対象粒子は、無機質砂と考へ、比重を2.65とした。

岩垣公式において、動粘性係数  $\nu = 1.31 \text{ cm}^2/\text{sec}$  (水温10°C)、粒子比重  $\rho_p = 2.65$ 、水の密度  $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$  を代入して、まとめると、粒子径  $d$  (mm) 別の限界掃流能力値  $\tau_0$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) の値は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} d \geq 0.362 & \quad \tau_0 = 80.9 d \\ 0.141 \leq d \leq 0.362 & \quad \tau_0 = 122.7 d^{3/2} \\ 0.0678 \leq d \leq 0.141 & \quad \tau_0 = 55.0 d \\ 0.00768 \leq d \leq 0.0678 & \quad \tau_0 = 9.41 d^{1/2} \\ d \leq 0.00768 & \quad \tau_0 = 226.4 d \end{aligned} \right\} \text{③}$$

③式を用いて、粒子径別に限界掃流能力値を計算すると、表-2のとおりとなる。設計対象粒子径として何mmのものを採れば、前述のようなトラブルを生じないかの判断はできない。そこで、筆者らは、表-1のKuanの提案値を比較的妥当な値と考へて採用した。 $\tau_0$ 値が0.3 $\text{kg/cm}^2$ 、0.4 $\text{kg/cm}^2$ の値は表-2から、それぞれ、粒子径

0.3~0.4mm, 0.7~0.8mm 程度に対応することがわかる。可なり。例えば、 $T_c=0.3\%$ と設定して設計するということは、粒子比重が2.65で、その粒子径が約0.3~0.4mmより小さい粒子はすべて掃流され、管渠内に堆積しないように設計したことになる。

表2. 限界掃流応力値

粒子径 mm	限界掃流応力 $T_c$ kg/m <sup>2</sup>
0.1	0.19
0.2	0.25
0.3	0.28
0.4	0.31
0.5	0.34
0.6	0.36
0.7	0.38
0.8	0.44
0.9	0.50
1.0	0.55

[4] 満管流状態における流速と掃流応力の関係

下水管渠の設計を行う場合の慣行のやり方は、実際には満流で流れるだけの設計流量がとれない場合において、満流状態を想定して、雨水管および合流管においては設計流量が0.8~3.0%となるように設計される。そのため、最小流速0.8%の値を設定しても、実際には、それ以下の流速しか確保されていないことが起る。このことは末端の小管径の場合には特に著しく、したがって、ここでは汚物が堆積しやすい傾向にある。ここでは、このような不合理性はさて置くとして、まず、満流状態における流速と掃流応力の関係を管径別に算定してみよう。

基本方程式として、掃流応力の式②とマンニング等係数式④を用いる。

$$Q = \frac{A}{\pi} R^{3/4} S^{1/2} \quad \text{--- ④}$$

方程式②, ④から⑤式を求める。

$$Q = \frac{A}{\pi} R^{1/6} \left( \frac{T_c}{W} \right) \quad \text{--- ⑤}$$

∵ Q: 流量 (m<sup>3</sup>/s)  
A: 流水断面面積 (m<sup>2</sup>)  
R: 半径 (m)  
S: 水路勾配

∵ W: 水の単位重量 (=  $\rho g = 1000 \text{ kg/m}^3$ )

満流状態においては、次式が成立する。

$$T_f = W R_f S \quad \text{--- ⑥} \quad \text{∵ } d: \text{管径 (mm)}$$

$$R_f = d/4 \quad \text{--- ⑦} \quad \text{f: 満流サマックス}$$

$$A_f = \pi/4 \cdot d^2 \quad \text{--- ⑧}$$

方程式⑥~⑧を⑤式に代入すると、⑨式が求められる。

$$Q_f = \frac{0.0197}{\pi} d^{13/6} T_f^{1/2} \quad \text{--- ⑨}$$

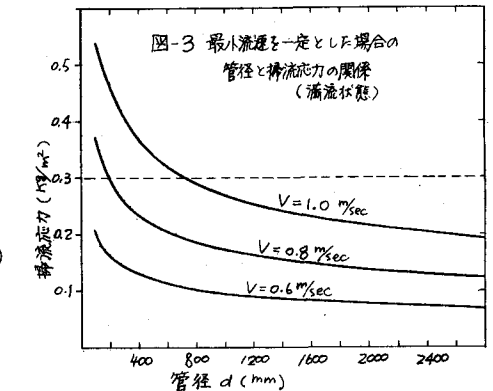
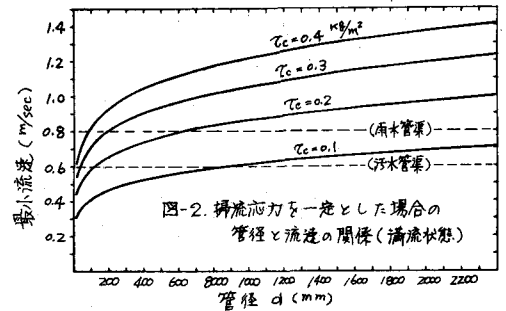
流速  $V_f$  で表現すると、次のようになる。

$$V_f = \frac{0.025}{\pi} d^{1/6} T_f^{1/2} \quad \text{--- ⑩} \quad \text{V}_f: \text{満管流時流速 (m/sec)}$$

掃流応力  $T_f$  についてまとめると次式のようになる。

$$T_f = 0.2704 \frac{V_f^2}{d^{1/3}} \quad \text{--- ⑪}$$

方程式⑩を用い、粗度係数  $n=0.013$  とし、掃流応力  $0.1 \sim 0.4 \text{ kg/m}^2$  の場合の管径と満流時流速の関係を示したのが図-2である。方程式⑪を用い、満流時流速  $0.6, 0.8, 1.0\%$  の場合の管径とその時の掃流応力の関係を示したのが図-3である。図-2は、ある最小流速値を与えると、満流状態においては、管径が大きくなるにつれて掃流力は減少することを示している。可なり。可すべての管渠について最小流速値を固定すると、小管径の場合に比較して大管径の場合、掃流効果としては有効に働かないことを示す。図-3は、ある限界掃流応力値を確保するための管径ごとの必要最小流速値を示す。前節で述べたように、管渠は限界掃流応力  $0.3 \text{ kg/m}^2$  を必要とするとき、慣用の設計法である最小流速  $0.8\%$  を確保すればよい場合は、管径  $200 \text{ mm}$  以下に限られる。管径  $400 \text{ mm}$  の時は約  $0.9\%$ 、管径  $2000 \text{ mm}$  の時は  $1.2\%$  の最小流速値を確保する必要があることがわかる。



[5] 部分流状態における掃流力に関する二、三の考察

前節での掃流能力に関する知見をもとに考察すると、掃流能力の確保の立場からは比較的小管径管渠の方が有利のように見える。しかし、この事は満流状態について言えるものであり、実際には、末端の小管径管渠において満流状態で流れる事はほとんどなく、従ってここでは汚物の堆積が著しいのが通常である。従って、管渠設計に際しては、満流流量に比較し極端に設計流量が小さい場合、何らかの配慮を必要とする。ここでは、部分流を考慮する事により、(1) ある限界掃流能力を確保するため、(2) ある最小流速を確保するため、満流状態を想先して設計した小管渠勾配に対し、実際の管渠勾配をどの程度増大させねばならないか、について考察する。

(1). ある限界掃流能力を確保するような管渠の勾配 ;

満流状態における流量を  $Q_f$ 、その時の管勾配を  $S_f$  とすると、その時の掃流能力  $T_f$  は⑫式で表現される。一方、流量  $Q_1 (< Q_f)$  の時、 $T_f$  を確保する管勾配を  $S_1$ 、その時の径深を  $R_1$  とすると、⑬式が成立する。

$$T_f = K R_f S_f \quad \text{--- ⑫} \quad T_f = K R_1 S_1 \quad \text{--- ⑬}$$

⑫, ⑬式の右辺を等しいとみると、次式が得られる。

$$S_1/S_f = R_f/R_1 \quad \text{--- ⑭}$$

⑭式の右辺は、もし水深  $y$  を与えると、 $y/d$  の関数として表現されるときの径深の水力特性曲線の逆数値として値が得られる。

(2). ある最小流速を確保するような管路勾配 ;

同様に、流量  $Q_1$  のときの流速  $V_1$  は次式で与えられる。

$$V_1 = R_1^{2/3} S_1^{1/2} / n \quad \text{--- ⑮}$$

流量  $Q_1$  のとき、流速  $V_1$  を確保するためには、管路勾配を  $S_1$  にせねばならないとすると、次式が成立する。

$$V_1 = R_1^{2/3} S_1^{1/2} / n \quad \text{--- ⑯}$$

⑮, ⑯式の右辺を等しいとみると、⑭式に対応して⑰式が得られる。

$$S_1/S_f = (R_f/R_1)^{4/3} \quad \text{--- ⑰}$$

⑰式も同様に、水力特性曲線からその値が得られる。今、 $y/d = 0.1 \sim 0.6$  のときの⑭, ⑰式を表現したのが図-4である。図-4を見ると、 $y/d$  が 0.4 以下の部分流の場合、最小流速を用いた方法に比較して、限界掃流能力を用いた方法の方が管路勾配が小さくてよいことがわかる。たとえば、 $y/d = 0.2$  とした場合、最小流速アプローチの場合、満流状態に対し、勾配を約 2.7 倍急にせねばならないが、一方、掃流能力アプローチの場合、必要な勾配は約 2 倍で済むことになる。

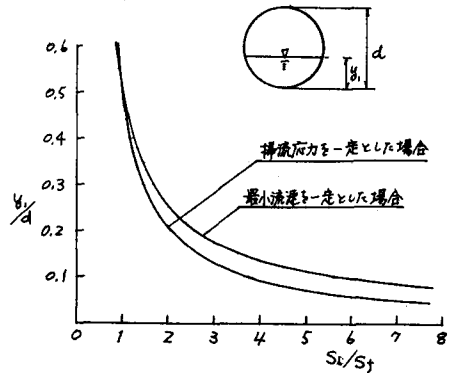


図-4. 部分流状態における必要最小管勾配の比

前述のように、慣用の設計法では満流状態を想先して勾配および断面を決定している。しかし、管渠内の汚物の堆積とその掃流問題を考えるとき、このような設計は明らかに不合理であり、部分流を考慮に入れるべきである。また、一般的には管渠建設費は、管勾配が大きくなると管渠の土被りが増大すると、山崩れ等の費用の増大とともに急激に増大する。これらの考察をふまえると、図-4の示唆するものは、最小流速アプローチに比較し、限界掃流能力アプローチはより経済的な設計方法であると言える。

### [6] 掃流能力を基礎とした合流式下水管渠の設計法に関する一提案

第[2]節で述べたように、この節の目的は、一般的に管渠設計に用いるような、例えば、5~10年確率降雨といった大洪水時ではなく、もっと頻繁に生起するような小さな流量(満流時の0.1~0.2倍の流量)時に管渠内に堆積した汚濁物質を掃流してしまうような管渠を設計する手順を本稿で示すことである。

(6-1) 掃流設計対象流量(Q) ; 排水区域の地形、人口の密集度によって異なるが、一般的には、合流式下水道の場合、晴天時汚水量と設計流量の比は、支管では3~4%、本管では4~5%程度である。一方、合流式下水道の場合、晴天時汚水量の2~3倍を越えた量は雨水吐室から無処理のまま公共用水域に放流される。そ

ここで、この無処理放流下水による公衆用水域の水質汚濁問題を考慮に入ると、晴天時汚水量の3倍量も越えた時長にせよ下水道内に堆積した汚濁物質はすべて掃流され、下水処理場に運搬してしまうような管路系統を設計することが合理的である。よって、ここでは、掃流設計対象流量を、 $(0.03 \sim 0.05) \times 3 = 0.1 \sim 0.2$ 、すなわち、設計流量の1~2割程度の流量とする。

(6-2). 限界掃流応力；第[3]節で述べたように、 $0.3 \sim 0.4 \text{ kg/m}^2$  を採用するものとする。

(6-3). 設計方程式の誘導；基本式として、マンニングの等流公式を用い、満流状態(設計流量)について⑧式が成立し、掃流対象流量 $Q$ について⑩式が成立する。

$$Q_f = A_f \cdot R_f^{2/3} S^{1/2} / n \quad \text{--- ⑧} \quad Q = A R^{2/3} S^{1/2} / n \quad \text{--- ⑩}$$



設計流量 $Q_f$ に対する掃流設計対象流量 $Q$ の比 $\alpha (= 0.1 \sim 0.2)$ とすると、 $\alpha$ は次式で表現される。

$$\alpha = \frac{\frac{D^2}{8} (\theta - \sin \theta) \left[ \frac{D}{8} (1 - \frac{\sin \theta}{\theta}) \right]^{2/3}}{\frac{\pi D^2}{4} \left( \frac{D}{8} \right)^{2/3}} = \frac{\theta}{2\pi} (1 - \frac{\sin \theta}{\theta}) \quad \text{--- ⑫}$$

表-3. ⑫式の解

$\alpha$	$\theta$
0.10	1.9217
0.15	2.1482
0.20	2.3329

⑫式の解は表-3に示すとおりである。

次に、 $\alpha$ 満流時における平均掃流応力値を限界掃流応力値に等しいとよくと、

$$\alpha R I = \tau_c \quad \text{--- ⑬} \quad \text{--- } \alpha \text{満流時とは、満管流量の}\alpha\text{倍の流量時のことである。}$$

となり、 $\tau_c$ を維持するための必要な管渠勾配は、次式のように算定される。

$$S = \frac{\tau_c}{\alpha R} = \frac{\tau_c}{\alpha (1 - \frac{\sin \theta}{\theta}) \cdot D/4} \quad \text{--- ⑭}$$

⑭式を⑬式に代入して、 $D$ について整理すると、⑮式で求めらる勾配時の管径が次式のように求められる。

$$D = 6.124 \left[ \frac{1 - \frac{\sin \theta}{\theta}}{\alpha} \right]^{3/5} (n \cdot Q_f)^{4/5} \quad \text{--- ⑮}$$

また、 $\alpha$ 満流時に限界掃流応力 $\tau_c$ を維持するための満流時最小流速は⑬式から、その時の $\alpha$ 満流時流速は⑩式から求められる。

$$V_f = \frac{Q_f}{\frac{\pi}{4} D^2} \quad \text{--- ⑯} \quad V = \frac{\alpha Q_f}{A} = \frac{8\alpha \cdot Q_f}{D^2 (\theta - \sin \theta)} \quad \text{--- ⑰}$$

(6-4). 計算の手順； $\alpha$ 満流時において、掃流応力 $\tau_c$ を維持するような管渠の設計手順は次のとおりである。

- 1). 設計流量の算定 合理法その他により満流時設計流量 $Q_f$ を算定する。
- 2).  $\alpha$ の指定  $\alpha$ の値を0.1~0.2に決める
- 3). 最小勾配の計算 方程式⑮を用いる。
- 4). 管径の計算 方程式⑮を用いる。
- 5). 流速の計算 満流時流速は⑩式から、 $\alpha$ 満流時流速は⑰式から求める。

(6-5). 設計図表例；1例として、 $\tau_c = 0.3 \text{ kg/m}^2$ 、 $\alpha = 0.1$ 、マンニング粗度係数 $n = 0.013$ とした時の、いろいろの設計流量に対応する設計諸元を図-5に示す。この図はあくまでも、ある与えられた設計流量に対して、管勾配、流速の値は与えられた値以上の値を採ることが望ましいといった値を示している。また、管径の値は、図に示された管勾配の値に対応する値である。

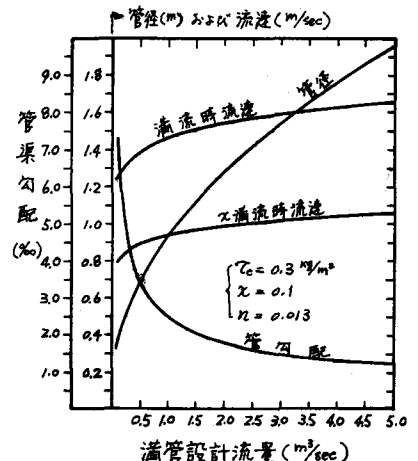


図-5. 設計図表例

(6-6). 実際の排水区域への適用；

すでに建設されている合流式管渠で、所要の掃流応力が確保されているかどうかを、管径と管勾配および満流時流速の値から検討

してみよう。この場合は、管径をパラメータとした方程式②および③式を用いた方が都合がよい。

$$V_f = \left(\frac{R}{\alpha}\right)^{2/3} S^{1/2} / n \quad \text{--- ②}$$

$\alpha = 0.1$ ,  $\tau_c = 0.3 \text{ kg/m}^2$ ,  $n = 0.013$  の場合の計算例を表-4に示す。すなわち、各管径に對して、表4に示した勾配および満管流速の値以下で設計されている管渠は、管内汚濁物質の掃流の立場から不利な設計であると言える。

今、例として、S市、K排水区域Ⅷ-4000系統の管渠に上述の考え方をあてはめてみよう。当排水系統は排水面積332haを有し、その管渠系統図を図-6に示す。図中の××××印部および////印部は、表-4の値を参考にして、それぞれ、相当堆積があると予想される部分および堆積が生じる可能性があると思われる部分を示す。これらの予想は、現地踏査の結果と非常によく一致していた。

これらの管渠系統のうち、現地踏査の結果特に汚物の堆積が著しかったⅧ-4200系統について、管渠縦断面図を図-7に示す。図に示すように、既設の管渠は、始末から約315Mの地長で、約70cmマンホール段落ちを設けているため、全体的に緩勾配となっている。表-4に示した最小勾配を用いて修正管底高を示したのが同図の破線であり、このように設計することにより、汚物の管渠内堆積は相当程度防止できるであろう。

[7]. あわい).

この論文をまとめることになった理由は、筆者らが日常の管渠設計業務において、「設計指針」の中に少しの疑問を感じたことによる。ここでは、管渠設計に掃流能力を降し入れることで、より合理的に設計する手順の提案を試みた。しかし、筆者らはこの設計法を未だ設計業務で適用したことはない。それは、限界掃流能力値の妥当性が危うなことであり、提案した設計手順をさらに洗練されたものに改善する必要があるためである。慣用の下水管渠の水理学的設計法には多くの改善すべき点があり、この論文は、より合理的な管渠設計のための第一歩としたい。

[参考文献]

- 1) 「合流式下水道における雨天時流出汚濁負荷量の推定」高畑、寿島、神山。第12回衛生工学研究計議会論文集。昭和51年度
- 2) 「合流式下水道における雨天時流出汚濁負荷量の推定法」高畑、下川、神山。土木学会北海道支部研究報告会論文報告集。昭和52年度
- 3) Gustafsson, B., Lecture Notes for Sanitary Engineers, Kungliga Tekniska Hogskolan, Stockholm Sweden, 1964
- 4) Schultz, H., "Uber die Berechnung der unteren Grenzgesehwindigkeiten in Kanalisationenetzen," Wasserwirtschaft und Wassertechnik, Heft 7, Jahrgang, 1960
- 5) "下水道施設設計指針と解説" 日本下水道協会 1972
- 6) Jayne, D. K., "Hydraulic Design of Self-Cleaning Sewerage Tunnels," J. of the Sanitary Engineering Division, ASCE. Vol. 95. No. SA1. 1969.
- 7) Paintal, A. S., "Hydraulic Design of Self-Cleaning Circular Sanitary Sewers." Water and Sewage Works. 1972
- 8) Kuan, M. Y., "Sewer Line Design based on Critical Shear Stress." J. of the Environmental Engineering Division, ASCE. Vol. 100. No. EF2. 1974
- 9) 「水理公式集」土木学会。昭和46年度

表-4. 計算例

管径 D (m)	管勾配 S (%)	満管流速 V <sub>f</sub> (%)
0.25	9.387	1.174
0.30	7.823	1.210
0.35	6.705	1.242
0.40	5.867	1.269
0.45	5.215	1.295
0.50	4.694	1.318
0.60	3.911	1.358
0.70	3.353	1.394
0.80	2.934	1.425
0.90	2.608	1.453
1.00	2.347	1.479
1.10	2.133	1.503
1.20	1.956	1.525
1.35	1.738	1.555
1.50	1.565	1.582
1.65	1.422	1.608
1.80	1.304	1.631
2.00	1.173	1.660
2.20	1.067	1.687
2.40	0.978	1.711
2.60	0.903	1.734
2.80	0.838	1.756
3.00	0.782	1.776

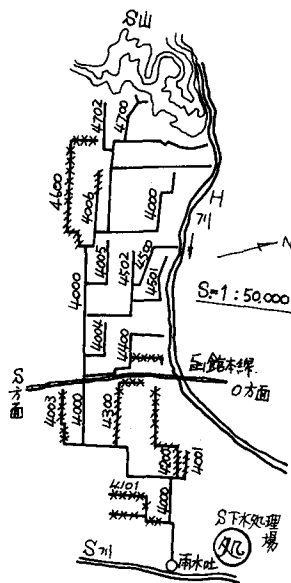


図-6. K-排水区域Ⅷ-4000系統図

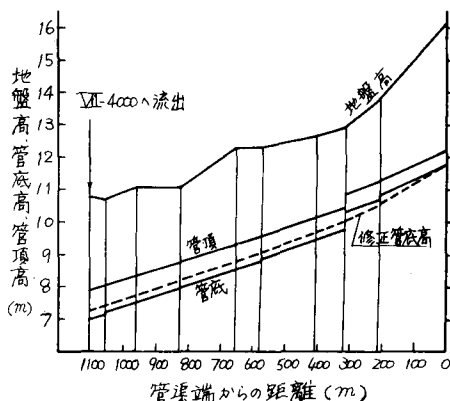


図-7. Ⅷ-4000系統縦断面図