

合流式下水道における雨天時流出汚濁負荷量の推定

北海道開発コンサルタント 正員 高畑征三郎
北海道大学 正員 寺島重雄 正員 神山桂一

[1] はじめに

4, 5年前から、合流式下水道の雨水吐室からの雨天時放流下水による公共水域の汚濁問題が活発に議論され始め、多くの都市で実態把握のための調査が続けられている。筆者らも札幌市琴似川排水区域において雨天時下水の調査を続けており、昭和49年度には大小合わせて30例の流出事象を観測したので、その結果を紹介する。次に、雨天時合流式下水道の流出ハイドログラフから汚濁負荷曲線を推定するための一方法として、完全混合槽モデルの利用を考え、その適合性について検討した。また、後半では、雨天時下水の汚濁度増大を避けるため、管内堆積を極力減少させる事をねらって、掃流力を考慮した下水管渠の設計法について二三の考察を加えた。

[2] 排水区域の概説

調査した琴似川排水区域Ⅷ-4000系統の主要管路図を図-1に示す。図に示すように、当排水区域は、縦約4km、横約1kmの南北方向に細長い形状をしており、最上流部は山地で、その面積は全体の17%を占めている。表-1に当排水区域の概要を示す。また、当排水区域はこの2,3年の間に水洗化が急増し、昭和49年度では、年間を通じ晴天時平均汚水量が計画汚水量の2%程を越えている。調査分析項目は、PH、電気伝導度、CODおよびTOC(とびtotalとfiltrate)、SS、VSSである。

表-1 調査対象とした排水区域概要

排水 分別 NO	用途 地域	面積 ha	平均勾配(‰)			総管渠長(m)*		水洗基数 (戸)**
			地盤	水路		φ300~600管	φ700~800管	
①	住宅	46.9	3	4.9	2.2	9,175	1,345	599
②	商業	98.4	10	7.4	3.7	10,662	2,745	745
③	住宅	129.6	15	7.7	3.0	10,480	3,260	762
④	区域外 山地	57.1	140	-	-	-	-	-
合計平均		332.0	11.2 (区域外)	6.8	3.1	30,317	7,350	2,106

* S.49.3現在 ** S.49.10現在

[3] 調査結果とその考察

[3-1] 晴天時水質 晴天時通日調査は5月および10月

の2回行なった。当該排水区域は区域外排水区として山地を有しており、5月には融雪による流出が影響して平均流量は10月のそれより大であるため水質は比較的低い値を示している。しかし、夏荷量はほとんど差がないと見てよい。(表-2)

[3-2] 雨天時水質

S.49.5~11月までに大小合わせて30事象を観測された。しかし、3つの大洪水時に停電や測定器の故障のため欠測し、当初の目的であった長期連続データを得ることができなかった。実測した一例を図-2に示す。観測された全事象をながめると、次の事が典型的に言える。1) ハイドログラフとポリユートグラフ(濃度曲線)は全

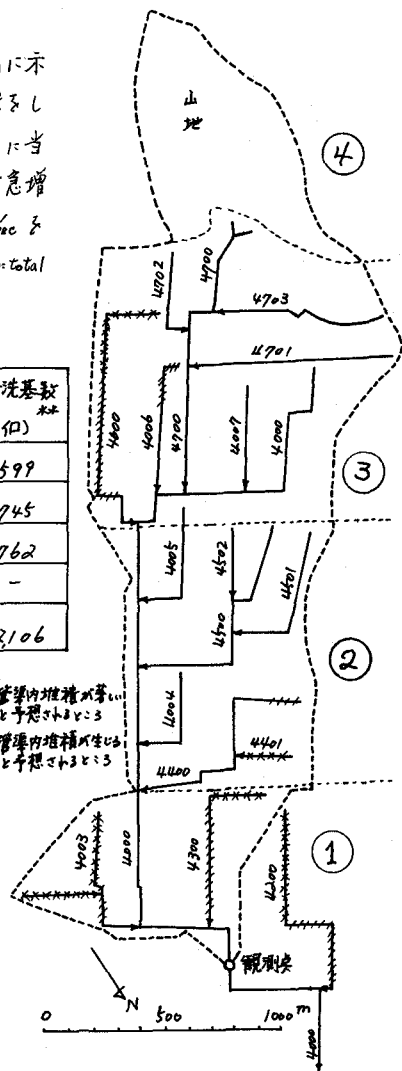


図-1 琴似川排水区域Ⅷ-4000系統

体的に相似形であるがCODのピークはハイドログラフのピークより先行し、SSのピークはハイドログラフのそれと一致する傾向がある。2) ハイドログラフのピーク時すぎるとCOD濃度は比較的早急に晴天時のものに近づくが、SSは長期間にわたって高濃度が続く。3) ハイドログラフの山が複数出現する場合、COD濃度ピークは最初の山付近に出現するが、SS濃度のピークはハイドログラフのピークの大きさに対応して出現する。この事はCOD成分の流出源は限られているのに対し、SS成分の流出源は無限に存在することを示す。4) COD濃度とSS濃度は電気伝導度と逆の相関関係にある。5) CODとTOCとVSSとは互に高い相関関係にある。6) PHの変化はほとんどなく7前後で晴天時下水のそれと同じである。7) 観測期間を通じて著しいfirst flush現象は見られなかった。

表-2 晴天時データのまとめ

* 計画汚水量 0.198 m³/sec

	8.4.9.5.13~14			8.4.9.10.17~18		
	Max.	Mean.	Min.	Max.	Mean.	Min.
* 流量(m³/s)	0.307	0.271	0.231	0.428	0.207	0.167
PH	7.3	-	6.8	7.3	-	7.1
電気伝導度(μm)	338.5	-	231.0	370.0	-	251.0
SS (PPM)	201.0	81.9	34.8	365.3	130.5	25.7
(g/s)	56.7	22.4	8.2	82.4	28.4	4.8
VSS (PPM)	65.3	37.0	15.1	215.3	62.6	7.0
(g/s)	20.1	10.9	3.5	48.6	13.7	1.2
COD (PPM)	223.2	100.1	26.8	361.4	136.0	31.0
(g/s)	63.0	27.2	6.3	81.5	28.2	5.2
TOC (PPM)	113.5	57.4	10.1	-	-	-
(g/s)	32.0	16.1	2.3	-	-	-

[3-3] 流量 vs. 夏荷量の関係

図-3と図-4に雨水流出量と流出CODおよびSSの正味の夏荷量(観測された夏荷量から晴天時夏荷量を差し引いた値)の関係と先行晴天日数をパラメータとしてプロットしている。晴天日数の計算方法が問題となるが、ここでは一応、晴天時流量の約2倍可なり最大0.5m³/sのピーク流量が生じた時から数えて日数計算を行なった。これらの図から次のことが言える。1) 流出汚染夏荷量は先行晴天日数をパラメータにとれば、ほぼ、流量と、

$$Q_s = KQ^n \quad (1) \quad \text{ここで } Q_s: \text{汚染夏荷量}, Q: \text{雨水流出量}, K, n: \text{係数}$$

の関係で表現される傾向がある。2) 全体的に見て、SS流出夏荷量はCOD流出夏荷量に比べて雨水流出量

とより良い相関関係にある。3) 一般的にCOD流出夏荷量は先行晴天日数をパラメータにとれば、流量上昇部の方が下降部より雨水流出量とより良い相関関係がある。また、先行晴天日数が8日以上の場合、流量上昇部と下降部では明らかに異なった傾向を示すが、晴天日数0~2日の場合、両者にほとんど差がない。4) SS流出夏荷量は先行晴天日数と比較的関係がなく、また、流量上昇部と下降部と同じような傾向を示す。5) 各プロットについて最小二乗直線回帰式を求めたら表3のようになった。図3において、先行晴天日数が3~7日の直線は0~2日および8日以上直線の

中間を貫くべきであるが図ではそうにならなかった。これはデータ数が少ないためで、さらに集積した後でなければ何とも言えない。そこで、図6~11では $Q_s = 242.6 Q^{1.45}$ (2)

表-3 最小二乗回帰式

先行晴天日数	流量上昇部(相関係数)	流量下降部(相関係数)
0~2	$Q_s = 162 Q^{1.52} (0.94)$	
3~7	$Q_s = 205.2 Q^{1.26} (0.78)$	$Q_s = 116.4 Q^{0.94} (0.54)$
8以上	$Q_s = 101.4 Q^{2.19} (0.84)$	$Q_s = 429.9 Q^{0.76} (0.76)$
	$Q_s = 242.6 Q^{1.45} (0.66)$	
SS	$Q_s = 1036.2 Q^{0.91} (0.81)$	

図-2 流量水質実測例(8.4.9.7.30)

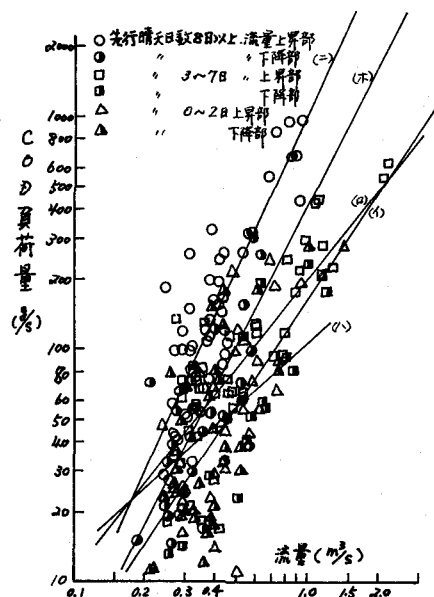
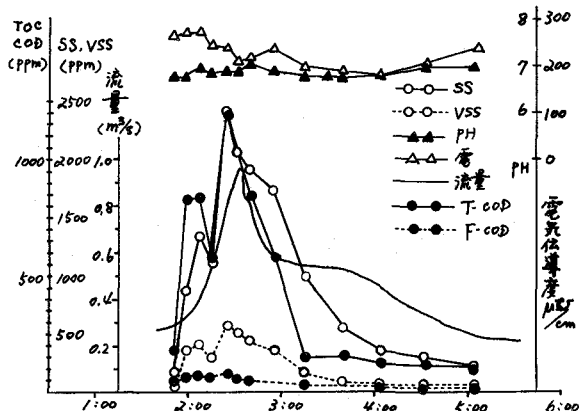


図-3 流量 vs. COD 夏荷量

を用いて推定してみた。

[4] 完全混合槽モデルによる流出COD負荷量の推定

汚濁物質の指標として何をとりかということは問題であるが、ここではCODを考える。汚濁物質の流出負荷量推定の計算手続は図-5のごとく考えられる。この図のうち、降雨量から流出ハイドログラフを算定することは別の問題であると考え、ここでは、流出ハイドログラフ以降の事柄について考察する。雨天時における汚濁物質の概念的な流出機構は、晴天時に排水区域内（地表面、屋根、側溝、雨水溝、汚水溝、下水管渠等）に沈殿・堆積した汚濁物質が、雨天時に雨水によって掃流・運搬される現象であると言える。このような流出機構の中身を考えると、自然現象を対象とする解析を行う際はほとんどそうであるが、実際の流出機構は非常に複雑であり、その具体的な解明は不可能に近い。問題となる事項を列挙すると、1) 出水前の排水区域内での汚濁物質の堆積量の場所的な分布の把握、2) ある掃流力が加わった時に、それまで堆積、沈んでいた物質が水流中にとり込まれる量の算定、3) 水中にとり込まれた物質の運搬量の算定、等が考えられる。これらの事項のすべてが既知でなければ、前述の計算手続による流出負荷量の正確な算定はできないが、現地調査の困難さ、既往の計算式の実際の排水区域への適用の困難さ等の多くの困難ともなう。ここでは、このような複雑な流出機構を思い切ってマクロにとらえ、完全混合槽モデルを用いて流出負荷量を推定する方法を採用した。実測データから流出COD負荷量に關し、次の事が定性的に言える。1) 流量が同程度の場合でも、その事象が生起する以前の排水区域の状態がかわり、排水区域内の残積COD物質の多少（≒先行晴天日数の多少）により、流出COD負荷量は極端に異なり、約10倍の差が生じることもある。2) 雨水流出が継続すると流量あたりの負荷量（=濃度）は相対的に漸減し、一般的には（流量 vs. 負荷量）曲線はループを描く。3) 流出ハイドログラフのピークが近接して複数出現するような事象では、はじめのピークに比べて2番目のピーク付近ではCOD負荷量は小さくなる。以上、3つの定性的な知見から、COD負荷量を推定するためのモデルが具備すべき特性として次の事項が考え上ってくる。i) 先行晴天日数が大きい程、排水区域内に堆積するCOD物質量は大きくなる。ii) 同一雨水流量の場合、排水区域内に残積するCOD物質が大きい程、流出COD負荷量は大きくなる。iii) 排水区域内に残積するCOD物質量が等しい場合、雨水流出量が大きい程、流出COD負荷量は大きくなる。

完全混合槽モデルはこれらの特性を一応備えている。完全混合槽モデルの基本式は次のとおりである。

$$dc/dt = D(C_0 - C) \quad (3) \quad \text{ここで、} C: \text{槽内濃度、} C_0: \text{流入水濃度、} D: \text{弁数率、} t: \text{時間}$$

ここで、 $C_0 \approx 0$ とし、(3)式の両辺に V をかけて、

$$P = V \cdot C \quad (4) \quad D = Q/V \quad (5)$$

とあくと、
$$\frac{dP}{dt} = -D P = -\frac{Q}{V} P \quad (6) \quad \text{ここで、} P: \text{槽内残留物質質量、} V: \text{槽容積}$$

$$Q: \text{流入水量}$$

となる。以上のような完全混合槽モデルを排水区域からの雨天時流出COD負荷量の推定に適用するには、表4のような対応を考えればよい。この完全混合槽モデルの適用の成否は、いかに合理的な V 値および流出開始前の排水区域内残積COD物質量 P_0 値を設定できるかにかかっていると言えてよい。この2つの変数について少し考察1)

注1) Rosener & Kibler も彼らの論文の中で、ある時刻における汚濁物質の除去量は残積汚濁物質量に比例すると、 $\frac{dP}{dt} = -K P$ を提案している。

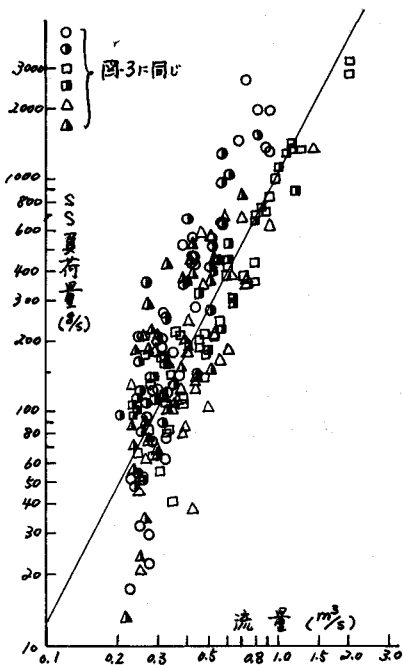


図-4 流量 vs. SS負荷量

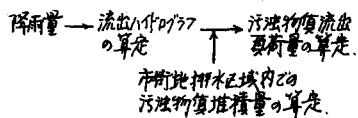


図-5 負荷量算定の計算手続

際を加えよう。

(1) V値の意味およびその算定

完全混合槽における槽容積を表わす変数であるこのV値は、出現する負荷量曲線の立場から考えると、流出が始まってから負荷量曲線のピークが出現するまでの時間に関する変数である。この値は実際には、排水区域の形状、面積、地表勾配、管渠勾配、堆積COD物質の粒径、密度分布等の多くの変数を統合した非常に不確定な値であるが、ここでは排水区域固有の値であると考えて、次のように決定した。槽内物質の流出量(rate)は槽内残留物質の時間的变化に等しいので、(7)式が成立する。

$$Q_s = -dP/dt = Q/V \cdot P \quad (7) \quad \text{ここで } Q_s: \text{流出負荷量}$$

今ここで、流入水の時間的变化量として sine 波 $Q = a \{1 + \sin(bt - c)\}$ (8) と考えてみよう。

$$t=0 \text{ のとき } P=P_0 \text{ として、(6) 式を積分すると } \ln \frac{P}{P_0} = -\frac{a}{V} \left\{ t - \frac{1}{b} \cos(bt - c) \right\} = -A \quad (9)$$

$$\text{となり、} \quad P = P_0 e^{-A} \quad (10)$$

が求められる。(8) 式および (10) 式を (7) 式に代入すると、

$$Q_s = \frac{aP_0}{V} e^{-A} \{1 + \sin(bt - c)\} \quad (11)$$

が求められる。次に槽内残留物質のピーク流出量の発生時刻 t は、 $dQ_s/dt = 0$ とおいて、

$$b \cos(bt - c) - \frac{a}{V} \{1 + \sin(bt - c)\}^2 = 0 \quad (12)$$

の解として求められる。逆に、実測データから値が知られると、その t に対応するV値は (13) 式で算定される。

$$V = \frac{a \{1 + \sin(bt - c)\}^2}{b \cos(bt - c)} \quad (13)$$

(1) P_0 値の意味およびその算定

流出開始前の排水区域内残存COD物質量を表わすこの P_0 値は、負荷量曲線のピークの高さに関係する最も重要な変数である。ここでは一応 (14) 式のような単純な表現を用いたが、さらに検討を要するところである。

$$P_0 = P_{dep} \cdot N \cdot \Delta t + P_B \quad (14)$$

ここで、 P_B : 前の流出終了時の排水区域内残存COD量、 N : 先行晴天継続 Δt 数、 Δt : 時間、 P_{dep} : 晴天時に排水区域に付加されるCOD物質量

実際の計算は、(6)、(7) 式を次のような差分形におし、逐次計算を行なうことのできる。

$$P_{t+\Delta t} = P_t e^{-\frac{Q}{V} \Delta t} \quad (14)$$

$$Q_s = P_t (1 - e^{-\frac{Q}{V} \Delta t}) / \Delta t \quad (15)$$

ここで、 P_t および $P_{t+\Delta t}$: それぞれある時刻 t および $t+\Delta t$ における排水区域内残存COD物質量

Q_s : $t \sim t+\Delta t$ 間に流出してくるCOD負荷量(rate)

[5] 変数値の決定と琴似川排水区域への適用

(a) 計算時間間隔 雨水吐室からの雨天時放流水による水域汚染問題、雨水滞水池の設計の問題、流出下水の処理の問題を考える時、非常に短時間の水質変動を追うのはあまり意味がない。ここでは $\Delta t = 15$ 分にとった。

(b) 晴天時における堆積COD量 この値を推定するには長期間連続データを要する。前述のように49年度のデータは途中で重要な回の欠測を含む。実測データから推定することは不可能であった。Gammson²⁾はNorthampton Systemにおいて表-5のような値を報告している。今回の計算では排水区域内で堆積するCOD負荷量を $P_{dep} = 288 \text{ kg} (= 3.0 \text{ kg/分})$ とおいた。この値は得られた全実測データにできるだけ合うようにtrialで設定した値であり、表-5の比で0.12に相当する。

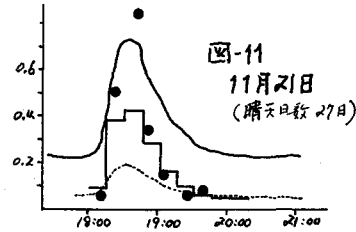
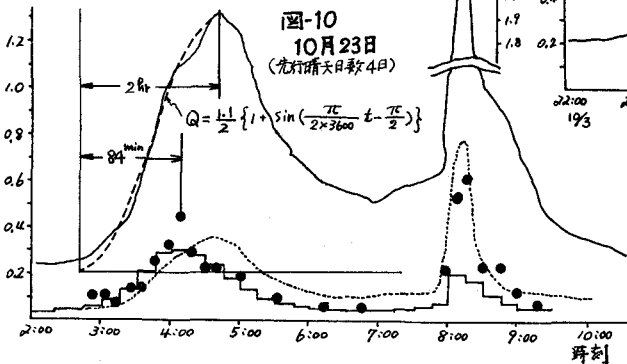
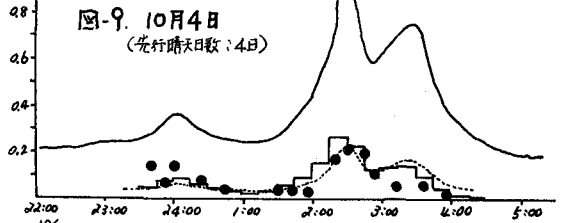
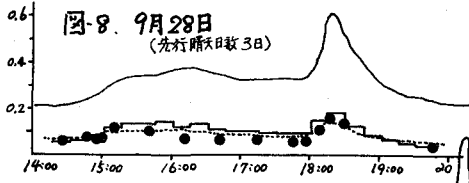
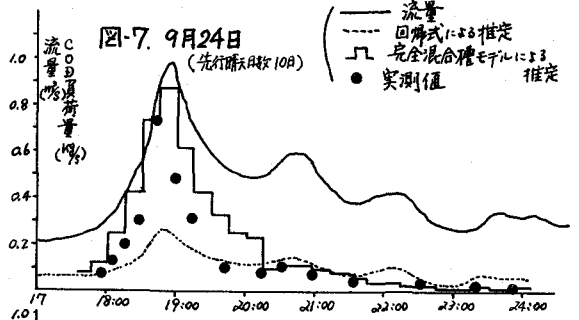
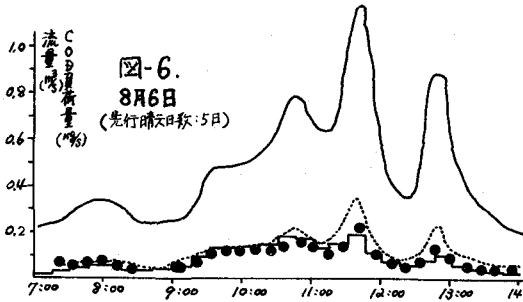
表-5 Northampton における推定値(1960-62)

	SS	$10^6 Q_s$ 値	BOD	NH_4-N
堆積負荷量	0.32	0.18	0.10	0.03
流入負荷量				

(c) V値 図10に示すハイドログラフを sine 曲線と近似し、また、実測負荷量曲線から得た $t = 84$ 分(図-10 参照)を方程式(13)に代入して $V = 4000$ を得た。

(d) 初期堆積量 本格的に観測を始めた7月30日を計算のスタートとし、この時の初期堆積量を $P_0=6000$ kgとした。また、8月6日の前半の大流出時にハイドログラフを欠測したため、後半の初期堆積量を $P_0=500$ kgと仮定した。

計算結果の一部を図-6から図-11に示す。同図には前述の最小自乗回帰式による計算値もプロットしている。最長3ヶ月間の短期間のシミュレーションであるので、適合性を即断することはできないが、一部を除いて良好な結果を得ている。なお、結果の詳細は講演時に述べる。



[6] 掃流能力を基礎とした合流式下水管渠の設計

合流式下水道における雨天時放流水による公共水域の汚染問題に対処する方法として2つの方法が考えられる。1つは流出してきた下水を何らかの方法で処理、処分する方法で、他の1つは管渠を設計する時、管渠に充分な自掃流能力を与え、管渠系統内に大量の汚濁物質が堆積しないようにし、流出雨水をできるだけcleanに保つ方法である。後者の考え方をとるとした時、管渠設計時に例えるば10年確率、5年確率といったような洪水がなく、もっと頻繁に生起する、より小さい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の勾配(流速)を設定する事での目的が達せられるはずである。この節では、こうした設計法を検討してやる。

[6-1] 掃流限界流量および限界掃流能力値 限界掃流能力値は $0.3 \sim 0.4 \text{ kg/m}^2$ とした³⁾。また、琴似川排水区域において、設計汚水量と満管流量の比を調べたところ、支管では約3%、本管では約4~5%であった。掃流限界流量(管渠内堆積物を掃流してしまう流量)を目安として、汚水量の3倍(雨水吐室におけるセキ頂の設計流量)を考えると、掃流限界流量は満管流量の1~2割程度の値を考えればよいことになる。

[6-2] 設計方程式の誘導 満流状態の変数はすべてサックスする。Manningの公式から

$$Q_f = A_f R_f^{2/3} S_f^{1/2} / n \quad (6)$$

$$Q = A R^{2/3} S^{1/2} / n \quad (7)$$

ここで: Q : 掃流限界流量, A : 断面積, R : 径深, S : 勾配, n : 粗度係数

が成立する。また、掃流限界流量は α 満流量($\alpha=0.1\sim0.2$)とすると、

$$\alpha = Q/Q_f = \frac{\theta}{2\pi} (1 - \sin\theta/\theta) \quad (18)$$

となる。ここで、 α 満流時における平均掃流応力を限界掃流応力 τ_c に等しいと置いて、

$$\gamma \cdot R \cdot S = \tau_c \quad (19) \quad \text{ここで } \gamma: \text{下木の比重量}$$

となり、必要な管渠勾配は(60)式のようになる。

$$S = \frac{\tau_c}{\gamma R} = \left[\frac{\tau_c}{\gamma \left[1 - \frac{\sin\theta}{\theta} \right] \frac{D}{4}} \right]^{1/2} \quad (20)$$

(20)式を(16)式に代入して D について解くと必要な管径は

$$D = 6.142 \left[\frac{1 - \sin\theta/\theta}{\tau_c} \right] (n \cdot Q_f)^{2/3} \quad (21)$$

として求まり、また、 α 満流時に τ_c を維持するための満流流速は

$$V_f = Q_f / \pi D^2 \quad (22) \quad \text{から求められる。}$$

1例として、 $\alpha=0.1$ 、 $\tau_c=0.3 \text{ kg/m}^2$ 、 $n=0.013$ とした時の計算結果を図13に示す。得られた知見を琴似川排水区に適用したところ、図1に示すような汚濁物質の管渠内堆積状態が予想され、現地調査とほぼ一致した結果が得られた。このうち最も堆積の多い4200系統についての管渠縦断面図を図14に示す。図に示されるように、既設管渠は先端から315 mの地点で700 mmの段落ちを設けたため、全体的に緩勾配になっている。上で述べた方法で計算した修正管底高を採用すれば、管渠内堆積は相当防止できるだろう。

[7] まとめと問題点

1) 雨水流出ハイドログラフから流出COD負荷量を推定するため
の方法として、完全混合槽モデルを応用し、その可能性を示した。
2) 長期にわたる管渠内での汚濁物質の堆積を防止するための管渠の設計法を示した。

流出COD負荷量を推定するための完全混合槽モデルの適用には多くの問題点が残っているが、それらは今後の課題としたい。主な問題点を列挙すると次のようである。1) V 値の決定方法……ここでは図10のハイドログラフを $\sin$ 波で近似して決定したが、同様な手法を多数のデータに適用して、この排水区域の最適 V 値を決めねばならない。2) P_{dep} 値の決定……ここでは実測負荷量曲線のすべてにできるだけ適合するように試行計算の末決定したが、この値は、さらなるデータの集積の後、修正されるかも知れない値である。また、別の観点からこの値を得るような実測、解析を要する。3) このモデルでは、特に図10のように大雨水流出の後にさらに大流出が生じたような場合、後の流出時には汚濁負荷量は極端に小さくなってしまい、実際の流出をfollowできないようである。4) 流出初期の堆積量 R 値の推定方法……ここでは(14)式を用い、排水区域内の堆積量の飽和値は設定しなかった。また、堆積したCOD物質の生物学的酸化等による減少は考えなかったが、検討を要する。5) この論文で述べたようなモデルを適用するには、いろいろな係数値を決定するためのデータが不足しており、さらに集積している。また、物理的諸条件の異なった他の排水区域について、 V 値、 P_{dep} 値等の係数をまとめて整理していくことが必要であると考えられる。

最後に、この研究を続けよう各種測定の製作、サンプリング、分析、データ整理等を行って下さった共同研究者、篠田孝典、山本正二氏、北海道庁、広島県、新

意を表す。

参考文献

- 1) Roesner 等 "A Model for Evaluating Runoff-Quality in Metropolitan Master Planning" April, 1994
- 2) Gammon 等 "Storm-Water Investigation at Northampton" J. Inst. Sew. Purif. 1963
- 3) Kuan "Sewer Line Design Based on Critical Shear Stress" J. ASCE, E2, April 1994
- 4) 山本正二 "合流式下水道における雨天時下水の本質、水量変化の基礎的調査研究" 昭和49年度、土木学会論文

α	θ
0.10	1.9217
0.15	2.1482
0.20	2.3329

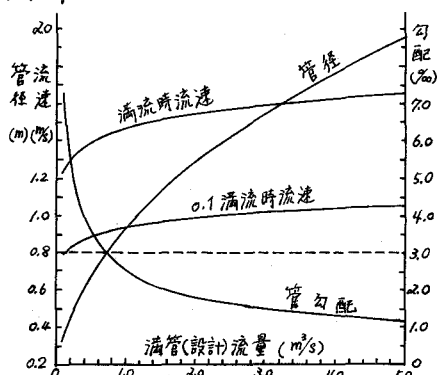
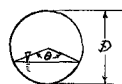


図-12 $\alpha=0.1$ 満流時に掃流応力 $\tau_c=0.3 \text{ kg/m}^2$ を維持するための諸関係

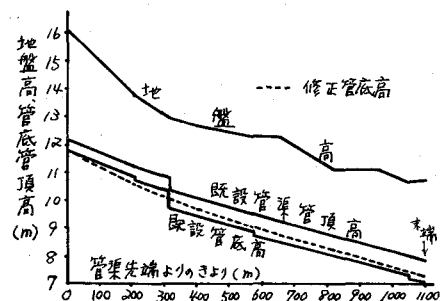


図-13 琴似川 VII-4200系統について