

# 多摩川中流部における低水時の流出の構造 並びに水質特性に関する基礎的研究

—— 地下水との相関ならびに水質の変動特性について ——

1979年

玉井 信行

東京大学工学部助教授

# 目 次

1. 研究の概要	1
2. 多摩川中流域における伏流水の挙動	2
2.1 序	2
2.2 地下水流動の基礎式と有限要素法による計算スキーム	2
2.3 多摩川中流域における河川関連施設および地質構造の概要	5
2.4 伏流水流動の現状	7
2.5 伏流水流動のシミュレーション	14
2.6 結 論	25
3. 多摩川の水質特性に関する研究	27
3.1 研究の目的	27
3.2 対象河川と利用したデータ	28
3.3 水質平均値とその意味	30
3.4 水質データの分布	35
3.5 代 表 値	50
3.6 水質データの特徴	56
3.7 流量と水質の関連性	68
3.8 無降雨期間の流量と水質の関連性	82
3.9 結 論	86

# 1. 研究の概要

いわゆる水質問題は低水流量時に汚濁の進行として顕著に現われる。しかしながら、試料の採取が難しいためあって多くの水質資料は時空間座標における局限された状態しか表わしておらず、また、水域の流動形態との対比が希薄で、いわば孤立した形での情報となっている。したがって「水質」を静的に把握のではなく、河川の流況との関連の下に動的に把握することが重要と考えられる。また、三多摩、川崎地区で活用されている地下水は、旧河道などを媒介として多摩川に関連を有していると言われ、低水時には流況に与える影響もかなり大きいと考えられるが、その実態については不明なところが多い。

さらに、流域下水道などの計画が進展すると低水時の流況が変化すると予測され、低水流出の構造を知ることが環境問題の理解にも極めて重要である。

本研究は上述のような認識の下に、多摩川の沖積面における河川水と地下水の系との相互作用、および流量による水質の動的な層別化を通して多摩川の低水流況を明らかにすることを目標として行なわれた。

本研究は昭和52年度下期および昭和53年度にわたって「とうきゅう環境浄化財団」による「多摩川流域の環境浄化に関する調査・試験研究助成金」の助成を受けて遂行された。

研究分担者は

玉井 信行	東京大学助教授	工学部土木工学科(代表)
広沢 佑喃	東京大学助手	工学部土木工学科
原沢 英夫	東京大学大学院	工学部都市工学科(現・国立公害研)

であり、この他に土木工学科応用水理研究室、都市工学科市川研究室の諸氏にはいろいろな面で御協力を頂いた。

調査・研究の範囲としては、地下水については是政橋から宿河原堰に至る河道部と右岸側の沖積層とした。建設省京浜工事事務所の河道および観測井の測水資料、川崎市の生田浄水場の測水および運転資料を解析して現況を把握するとともに、準三次元モデルによるシミュレーションを行ない、伏流水の流動を定量的に解析した。また、河道内の伏没・還元については現地観測を行った。

水質資料としては、調布堰における東京都水道局の18年間の資料を用いて、統計的な手法により解析した。そして、非溶解性・溶解性物質に分類して流量時系列との相関を考察した。さらに、確率的な取り扱い、および回帰式の経年変化を通して水質問題の動的な定量化を行った。

## 2. 多摩川中流域における伏流水の挙動

東京大学工学部 玉井 信行  
東京大学大学院 寺川 陽  
(現・建設省土木研究所)  
東京大学工学部 広沢 佑喃

### 2.1 序

日本の大都市圏における将来の水危機が指摘されて久しい。さらに、水問題も環境問題の一環として位置づけられるように、単に水量の問題でなく、水質の問題が密接に関連してきているのが最近の特徴であると考えられる。

こうした中で、最近、地下水資源の利用に対する関心が高まってきている。地下水の利用に関しては、既に、地盤沈下などの障害を惹き起した例もあるので、適正取水量の見積りが重要な問題となる。自然状態の場合にはこの値は自然涵養量を上廻らないと考えるのが安全であろう。しかしもう一方では、自然状態の地下水循環系を強化して、地下水資源のより有効な利用を図ろうとする考えもある。こうした計画の代表例は地下ダムの構想であり、表流水の豊富な時期に帯水層に貯留した水を、表流水の渇水期に使用するものである。この考えは必然的に表流水と地下水とを一体と考えた利用形態に辿りつくことになり、管理・運用面においてもこのことを念頭においた整備が望まれている。

地下水は採取の経済性、良好な水質、定温性の故に古くから活発に利用されており、上述の問題も突然発生してきたわけではない。多摩川の流域においてもその利用は盛んであり、特に、沖積層での伏流水の果す役割は大きなものと言われてきた。羽村地点において自流量のほとんどすべてを玉川上水に取得される利用形態であることは、それより下流の多摩川の低水流況において伏流水の占める役割をかなり大きくしているものと言える。したがって、上述のような環境および水資源の今日的な視点からみても、低水流況あるいは河道内での水質の良化のメカニズムを知るには、河川水と地下水とを一体とした把握が重要であると考えられる。特に、ここでは河川水との相関に着目したので伏流水という用語を用い、深層の帯水層に関しては言及していない。

対象領域は多摩川中流域右岸(是政橋から東名高速道付近まで)とし、現地観測、現地資料の解析、数値シミュレーションを通して自然的・社会経済的な現状の把握、モデルの作成ならびにそれを用いての対象地域の水理的な特徴の解析を行なった。

### 2.2 地下水流動の基礎式と有限要素法による計算スキーム

ここでは本研究において実行された数値シミュレーションの基礎をなす理論の概要を述べる。帯水層は等方的であるとし、鉛直方向の流速は水平方向の流速に比し無視でき、準一様流の仮定が成立するものとする。自由水面を有する地下水の流れを考え、 $h$ を自由水面の位置、 $z$ を不浸透層の基準面からの高さとする。水平面内の2方向 $x$ 、 $y$ 方向への単位幅流量を $q_x$ 、 $q_y$ とすると連続式は次式で与えられる。

$$S \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = W \quad (2.1)$$

ここに、Sは貯留係数であり、単位の水頭低下により単位断面の帯水層柱から浸出する水の体積に等しい。Wは単位面積当りの鉛直涵養量である。

透水係数をkとすれば流速はダルシーの法則により与えられ、準一様流の仮定から次式となる。

$$q_x = -k(h-z) \frac{\partial h}{\partial x}, \quad q_y = -k(h-z) \frac{\partial h}{\partial y} \quad (2.2)$$

ここで、透水量係数とよばれる  $T = k(h-z)$  を導入し、式(2.2)を式(2.1)に代入すれば、基礎式は次式で与えられる。

$$\frac{\partial}{\partial x} (T \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T \frac{\partial h}{\partial y}) = S \frac{\partial h}{\partial t} - W \quad (2.3)$$

ここでは式(2.3)を基礎方程式とし、汎関数を用いて有限要素法による定式化を行ない、数値シミュレーションに用いる離散形式の式を導いた。以下にその要点を述べる。式(2.3)と等価な汎関数  $\chi$  は次式で与えられる。

$$\chi = \iint \left\{ \frac{1}{2} \left[ T \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + T \left( \frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 \right] + S \left( \frac{\partial h}{\partial t} - W \right) h \right\} dx dy \quad (2.4)$$

この  $\chi$  を最小にする条件が式(2.3)と等価であることが変分法の原理より言えるので、最小値を与える条件を数値的に求めてやれば式(2.3)が解けたことになるわけである。

いま、要素としては三角形要素を用いることにし、対象領域を三角形に分割する。ある一つの要素に着目し節点を  $i, j, m$  とし、各節点における全水頭を  $h_i, h_j, h_m$  とする。そして、任意点  $(x, y)$  における  $h(x, y)$  に対しては1次式で内挿することにすれば、各節点の値により次式で表わすことができる。

$$h(x, y) = [N_i, N_j, N_m] \begin{Bmatrix} h_i \\ h_j \\ h_m \end{Bmatrix} = [N_i, N_j, N_m] \{h\}^e \quad (2.5)$$

ここに、 $N_i = (a_i + b_i x + c_i y) / 2\Delta$ ,  $a_i = x_j y_m - x_m y_j$ ,  $b_i = y_j - y_m$ ,  $c_i = x_m - x_j$  である。この関係は添字を  $j, m$  に入替えたものについても成立する。 $\Delta$  は次式を示す。

$$\Delta = \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{vmatrix}$$

$\chi$  の最小化を図るために、単一要素の微係数  $(\partial \chi / \partial h_i, \partial \chi / \partial h_j, \partial \chi / \partial h_m)$  への寄与を求める。ここに  $T$  も  $h$  の関数であるが、線型化し、繰り返しの各段階では定数として扱うことにする。

$$\left\{ \frac{\partial \chi}{\partial h} \right\}^e = \begin{Bmatrix} \frac{\partial \chi}{\partial h_i} \\ \frac{\partial \chi}{\partial h_j} \\ \frac{\partial \chi}{\partial h_m} \end{Bmatrix}^e = \iint \left[ T \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right) \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial h_i} \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right) \\ \frac{\partial}{\partial h_j} \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right) \\ \frac{\partial}{\partial h_m} \left( \frac{\partial h}{\partial x} \right) \end{Bmatrix} + T \left( \frac{\partial h}{\partial y} \right) \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial h_i} \left( \frac{\partial h}{\partial y} \right) \\ \frac{\partial}{\partial h_j} \left( \frac{\partial h}{\partial y} \right) \\ \frac{\partial}{\partial h_m} \left( \frac{\partial h}{\partial y} \right) \end{Bmatrix} + \left( S \frac{\partial h}{\partial t} - W \right) \begin{Bmatrix} \frac{\partial h}{\partial h_i} \\ \frac{\partial h}{\partial h_j} \\ \frac{\partial h}{\partial h_m} \end{Bmatrix} \right] dx dy \quad (2.6)$$

この各項の演算を行ない、各要素毎の最小化の条件  $\{\partial \chi / \partial h\}^e = 0$  を求めると次式となる。

$$[H]^e \{h\}^e + [P]^e \left\{ \frac{\partial h}{\partial t} \right\}^e - [F]^e = 0 \quad (2.7)$$

そして、これを要素全体について重ね合わせると全体の系に対する同一の形式の式を得る。

$$[H]\{h\} + [P]\left\{ \frac{\partial h}{\partial t} \right\} - [F] = 0 \quad (2.8)$$

ここに、

$$[H]^e = \frac{k}{12\Delta} (h_i + h_j + h_m - z_i - z_j - z_m) (B+C)$$

$$B = \begin{bmatrix} b_i b_i & b_i b_j & b_i b_m \\ b_j b_i & b_j b_j & b_j b_m \\ b_m b_i & b_m b_j & b_m b_m \end{bmatrix}, \quad C = \begin{bmatrix} c_i c_i & c_i c_j & c_i c_m \\ c_j c_i & c_j c_j & c_j c_m \\ c_m c_i & c_m c_j & c_m c_m \end{bmatrix}$$

また、 $[P]^e$  の  $ij$  成分を  $P_{ij}$  と書けば

$$P_{ij} = \frac{S}{4\Delta^2} \left\{ a_i a_j \Delta + \frac{\Delta}{12} (b_i c_j + b_j c_i) (X_i Y_i + X_j Y_j + X_m Y_m) \right. \\ \left. + \frac{\Delta}{12} b_i b_j (X_i^2 + X_j^2 + X_m^2) + \frac{\Delta}{12} c_i c_j (Y_i^2 + Y_j^2 + Y_m^2) \right\}$$

ここに、 $(X_i, Y_i)$  等は三角形の重心を原点とした場合の各節点の座標を示し、

$$[F]^e = \frac{W\Delta}{3} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

である。

式(2.8)における各項の内容は次の通りである。 $[H]$ は透水係数 $k$ 、不透水面の位置 $z$ が既知であるとして、 $h$ を仮定すれば、要素分割によって必然的に定まる行列である。 $[P]$ および $[F]$ も、貯留係数 $S$ および鉛直涵養量 $W$ が与えられていれば、要素分割の形状によって定まる行列である。したがって、節点数の数だけの多元連立方程式となり、水位の演算を収束するまで繰り返せばよい(今回の場合には2~3回)。

水位境界条件の考え方は次のとおりである。いま、定常の場合を考え、また、 $[H]$ が対称行列であることを用いて式(2.8)を次のように書き直す。

$$\begin{bmatrix} [H_{11}] & [H_{12}] \\ [H_{12}]^T & [H_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{h_1\} \\ \{h_2\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_1\} \\ \{F_2\} \end{Bmatrix}$$

ここに、 $\{h_1\}$ は未知水位ベクトル、 $\{h_2\}$ は境界条件として与えられた既知水位ベクトルである。これより

$$\{h_1\} = [H_{11}]^{-1} (\{F_1\} - [H_{12}]\{h_2\}) \quad (2.9)$$

として、未知水位ベクトルが求められる。

不透水面を表現するには、境界で特に何の条件も与えなければよい。これは変分原理による定式化の中で、境界に垂直な方向へのポテンシャル変化は0であることが既に用いられている故である。

さらに、本研究では河川水と地下水との相関に着目しているので、地下帯水層の境界における流出入を取り扱う必要がある。その場合には次のような方法によった。河川に接している要素内で、河川に接している辺に着目する。そして、その辺の垂直2等分線に沿うポテンシャル分布から代表流速を定めることとした。河川に接している辺の midpoint および垂直2等分線が他の辺と交わる点における水位は、3節点における水位から1次関数により内挿して求められた。

非定常計算においては式(2.8)の $\partial h / \partial t$ を差分表示し、定常計算による結果を初期条件として順次時間ステップを進めた。

## 2.3 多摩川中流域における河川関連施設および地質構造の概要

### 2.3.1 堰・用水など

低水時における河川水と地下水との相関を考えるに当っては水位の把握が重要であり、用水堰が存在すると水位が人為的にかなり変化するので、これらの配置特性を知ることが重要となる。対象とした多摩川中流域には、本来農業用として築造されてきた上河原および宿河原の頭首工、さらにその用水の配水路である二ヶ領用水がある。この三つの施設につき、今回の水理解析に関係する特徴を記す。

現在見られる上河原頭首工(約25.8Km地点)は、昭和41年6月の4号台風(洪水流量 $2,800 m^3/s$ )および同年9月の26号台風(洪水流量 $2,600 m^3/s$ )によって破壊された旧施設を昭和43年から46年にかけて撤去・復旧したものである。撤去された旧上河原堰は全長450m、高さ3.6mの鉄筋コンクリート浮ダムであった。したがって往時の堰はその下部の沖積層を通しての透水により下流への濁水補給を期待しており、以前は濁水期には堰上流部の水位がずっと低下したと言われている。しかし、昭和46年に完成した現在の堰は、その下部にパイルを3列に打ち込んであり、堰下部を通る伏流水はほとんどなく、濁水期にも上流部の水位低下は見られなくなった。

堰の水位の管理は、堰の上流側水位をA.P.27.7mに保つように水位調節ゲートを常時操作している。このゲート開度と放流量との関係が得られており、調節ゲートの開度記録より下流への放流量を算出することができる。

宿河原の頭首工は昭和24年に築造されたものであり、昭和49年の16号台風による出水ではその左岸の堤防が破壊され世間の耳目を驚かせた。ここにも上河原と同様に管理事務所は設けられているが、自動記録がとれるような機器は設置されておらず、また、二ヶ領用水への取水量も上河原に比し小さい。

二ヶ領用水は今から約400年程前の創建になるもので、長い間、現在の川崎市、横浜市一帯にまたがる水田地帯の灌漑用水源、生活用水源であった。しかし近年では農業用水として利用されているのは上流部のみで、下流部は排水路化し水質が悪化している。さらに、上流部の上河原頭首工で取水された用水の一部は川崎市の生田浄水場に入り、工業用水源として使用されている。例えば、河川の現地観測を行なった1978年7月20日午前10時においては上河原における取水量 $2.16 m^3/s$ のうち $0.69 m^3/s$ が工業用水であった。

## 2. 3. 2 地質構造

建設省では昭和51年3月多摩川流域の地質調査を行い、次の6枚の地層横断面図が得られている<sup>1)</sup>。測線は①多摩大橋を中心とし、池上本門寺と鶴見川を結ぶ線、②多摩丘陵に発し、溝ノ口、駒沢公園を結ぶ線、③多摩川原橋下流約1Kmの河川敷を中心とし、北は深大寺、南は多摩丘陵の長沢浄水場を結ぶ線、④関戸橋を中心とし、北は府中刑務所、南は多摩丘陵の連光寺を結ぶ線、⑤多摩大橋の下流、多摩川高水敷地質調査第7孔を中心とした南北方向、⑥永田橋を中心とし、北は拝島丘陵、南は多摩丘陵を結ぶ線である。今回の調査対象域に近接するものは、このうち②、③、④の測線であり、③の断面における結果を図-2.1に示す。

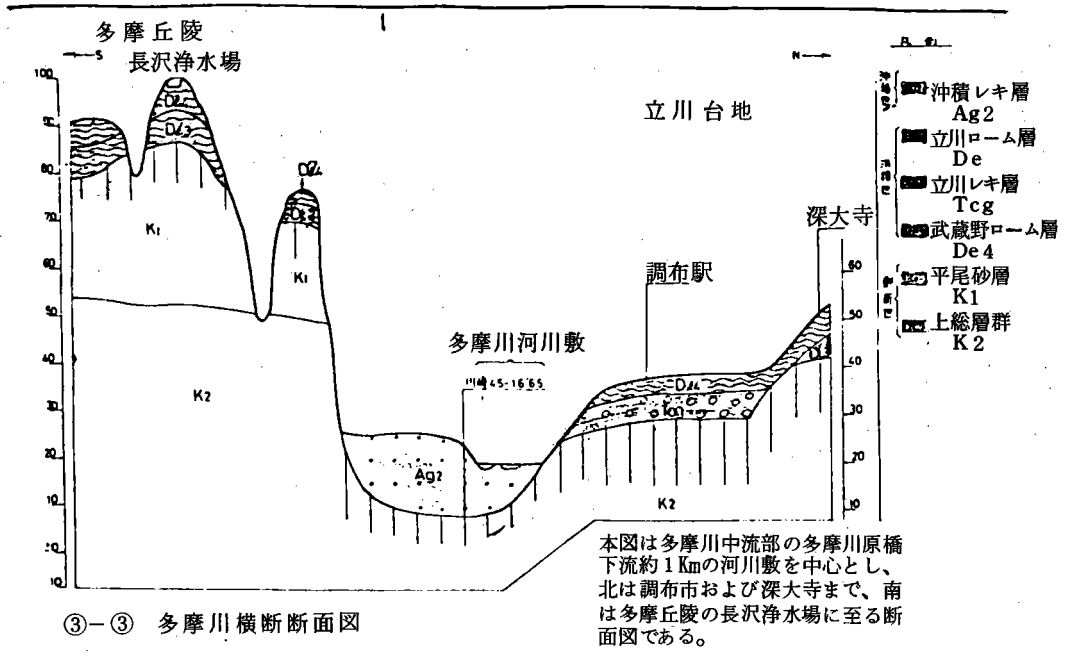


図-2.1 多摩川横断面地質図<sup>1)</sup>

多摩川流域のうち、河床およびこれに近い部分を構成する地質は大きく分けて、新河床面を形成する有楽町層上部 ( $As_2$ 、 $Ac_2$ )、有楽町層下部 ( $As_1$ 、 $Ac$ )、沖積レキ層 ( $Ag_2$ ) と、旧河床面を形成する PL段丘レキ層 ( $Ag_1$ )、立川レキ層 ( $Tcg$ ) とに分類される。

地質、地形上の観点から中流上部 (勾配 7/1000)、中流中部 (3/1000)、中流下部 (0.5/1000) の3部分に分けて考えると、上部では立川レキ層、PL段丘レキ層が卓越しており、下部では沖積レキ層が卓越している。また、こうした各層の下部にはいずれも鮮新世の上総層群が張り出しており、これが浅層地下水の不透水境界になっていると考えられる。そして、伏流水の帯水層を形成すると考えている沖積レキ層は、上流部関戸橋付近で上部幅約 1,250 m、平均深さ約 5 m であるのに対して、下流に下るとそ



の断面積を増し、多摩川原橋付近では上部の幅約2,250m、平均深さ12.5mとなっている。

東名高速道路の多摩川横断部における橋脚建設にあたり日本道路公団が実施したボーリング資料<sup>2)</sup>を参照すると、沖積層厚さは約20mであり、その下部に第3紀層が見られる。したがって、上述の傾向はさらに下流部に対しても適用できるものと考えられる。また、河川敷におけるボーリング孔内の地下水位はすべて河川水位と同一であった。

次に、数値シミュレーションの対象地域である多摩川中流域右岸(川崎市の北西部)の水理地質構造を述べる。川崎市の北部から東部にかけて利用される帯水層と地下水は、次の3つに大別することができる<sup>3)</sup>。

- ①第1帯水層：沖積層の砂質層で、地下水は自由水面を有する(第1地下水)。
- ②第2帯水層：洪積層の砂レキ層で、地下水は溝ノ口付近より上流では自由地下水、溝ノ口より下流では被圧地下水である(第2地下水)。
- ③第3帯水層：第3紀上総層群の砂層で、地下水は被圧状態である(第3地下水)。

このうち、主として利用されるのは第2地下水と第3地下水である。今回、数値シミュレーションの対象にしたのはこの第2地下水に相当している。第2地下水は、第3紀層谷部に沿って細長く帯状に川崎市内を縦断する多摩川旧河道に分布するものである。この地下水は溝ノ口付近を境に、上流側と下流側で水質が非常に異なっている。上流側は天水の補給を直接受け、かつ多摩川表流水との交流が密接であって伏流水に近い形態をとり、水質もよく水量も多い。一方、下流側の地下水は被圧状態で、かつ有機物の分解等によって還元状態にあり、第1鉄イオン、炭酸水素イオンが非常に増加する。そして、地下水の補給量は限定されるので、多量の揚水は地下水位を大きく低下させる。

水理定数でみると、第3帯水層の透水係数が $10^{-3}$ から $10^{-4}$  cm/sであるのに対し、第2帯水層の透水係数は $10^{-2}$  cm/sのオーダーである。したがって、この地域での地下水の利用は旧河道の第2地下水に集中し、それが得られない場合に限って第3地下水が利用されている。

旧河道は帯状に川崎市内を縦貫しており、最小幅300m、最大幅700m程度である。この旧河道は多摩川中下流域における唯一の帯水層で、これ以外の場所では地下水は量的に乏しく、水質も悪く着色している。このため川崎市内の工業用取水井は旧河道に集中していると言ってよい。

## 2. 4 伏流水流動の現状

### 2. 4. 1 生田浄水場付近の現況

川崎市水道局の生田浄水場は、多摩川系を水源とした上水・工業用水の併用浄水場である。図-2.2に示すように、多摩川右岸側の上河原堰付近に約20本の揚水井を有しており、これら

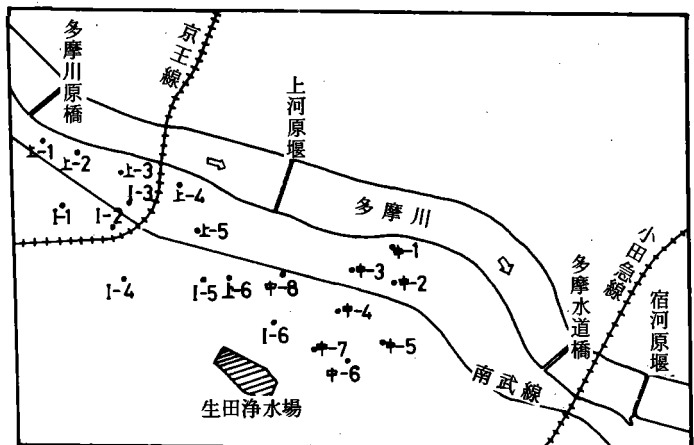
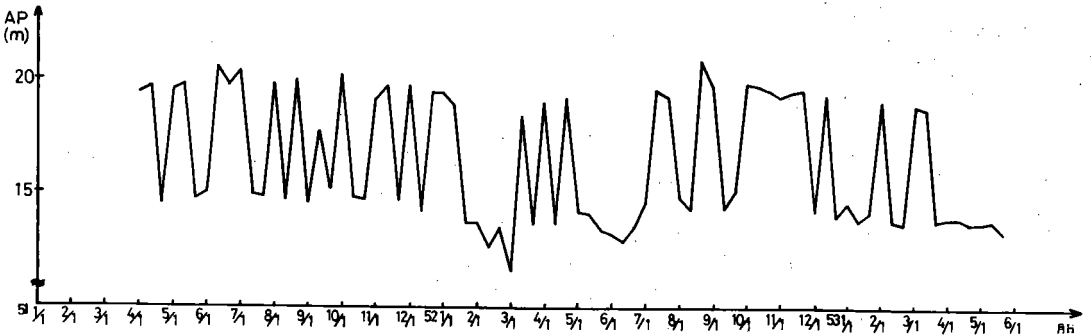


図-2.2 生田浄水場揚水井配置

を统一的に制御・運営している。これらの井戸は大きく①上水系さく井、②工業用水系さく井、③上水  
 野島系さく井の3系統に分類され、図-2.2には略号で記入されている。制御はこの系統別に行なわれ、  
 水量配分計算により経済性を考慮した各取水系統別の取水量を出し、この水量に見合った値になるように  
 取水可能量を計算し、稼動するポンプの台数を決定している。各揚水井の諸元について述べると、内径は  
 6 m、揚水量は1日当り1万 $m^3$ が標準であり、上水2号、3号、4号、6号、7号の各井戸および工水の  
 7号井が2万 $m^3$ /日となっている。



(a) 上水2号井



(b) 中野島5号井

図-2.3 揚水井水位変化図

上水系については毎日1回、工水系、中野島系については3~4日に1回の割合で水位(吸込口から水面  
 までの高さ)が記録されており、その時点でのポンプの稼動状況も記録が取られている。各井戸の吸込口  
 のA.P.標高により、観測された水位をA.P.値に換算した例を図-2.3に示す。また、これをもとにして生

田浄水場付近における地下水等高線を描いた中の1例が図-2.4である。

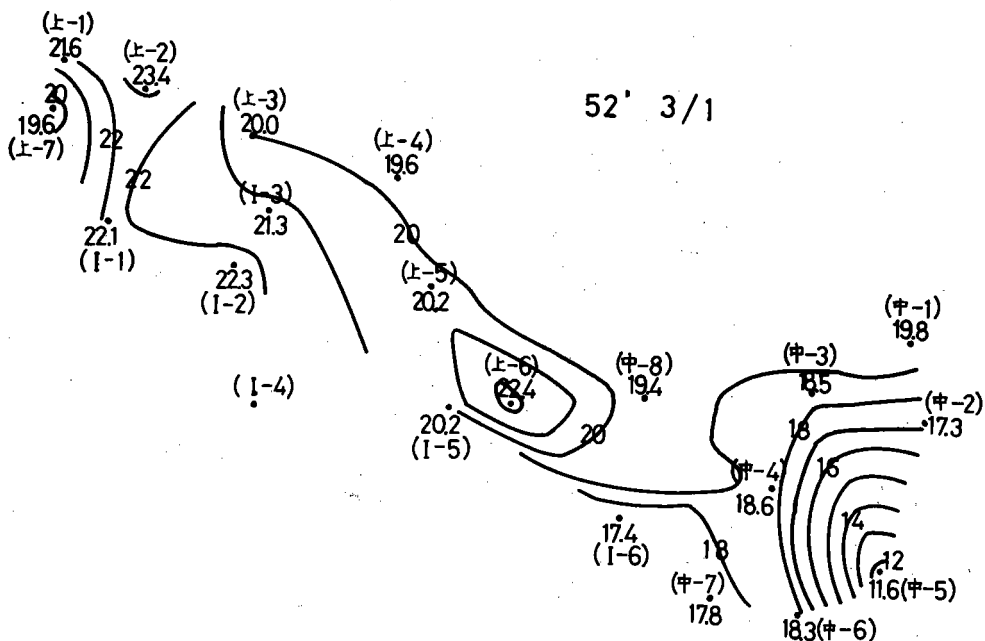


図-2.4 生田浄水場付近の地下水位図(52年3月1日)

上水系、工水系ではいずれの井戸も昭和51年末から52年前半にかけて水位の低下が見られる(図-2.3(a)参照)のに対し、中野島系ではそうした傾向は顕著には見られず、特に中野島1号井、5号井などでは揚水による水位降下が急激に生じ、逆に、揚水を停止すれば水位は速やかに回復するという特徴がある(図-2.3(b)参照)。これは地下水等高線図を見ても明らかであり、5号井のまわりなどには取水時に非常に急激なポテンシャル勾配が形成されている。これには上河原堰の存在が大きく影響しており、常に堰によって約5mの水頭差が多摩川沿いの沖積層に与えられているので、水位が低下してのち揚水を休止すると多摩川方向への急激なポテンシャル勾配により急速に伏流水が補給する故と考えられる。

各井戸の揚水特性を調べるために、川崎市水道局で行われた現地試験の結果は次の通りである。いま、自然水位が $h_0$ であるとき、揚水量 $Q$ で揚水した場合に定常に達した状態の水位が $h_1$ であったとする。すると $t$ 時間後の水位 $h$ は

$$h = h_0 - \Delta h \cdot \exp(-T/t)$$

で表わされる。 $\Delta h = h_0 - h_1$ であり、 $T$ は低下の度合いを表わす係数であり、各さく井毎に異なる値をとるとともに、揚水量の関数ともなる。

各さく井について、異なった揚水量に対しての水位変化の実測値から、前式の $\Delta h$ と $T$ との値を求めて表示したのが表-2.1である。<sup>4)</sup>

この表から、例えば、中野島1号井および5号井が揚水に対して水位低下の著しい井戸であること、また逆に、工水3号井、5号井では他の井戸と比べて水位低下が緩慢であることが分かる。

表- 2.1 揚水試験結果

揚水量 特 性 さく井名	Q <sub>1</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		揚水量 (×10 <sup>3</sup> )		
	(m) Δh <sub>1</sub>	(min) T <sub>1</sub>	(m) Δh <sub>2</sub>	(min) T <sub>2</sub>	(m) Δh <sub>3</sub>	(min) T <sub>3</sub>	(m <sup>3</sup> /d) Q <sub>1</sub>	(m <sup>3</sup> /d) Q <sub>2</sub>	(m <sup>3</sup> /d) Q <sub>3</sub>
上 水1号	1.06	3.0	2.24	4.2	2.49	4.7	16.0	22.9	25.6
2	0.89	3.1	2.03	4.8	2.63	5.7	17.3	26.6	29.4
3	0.90	2.8	2.05	4.0	2.46	5.1	18.1	28.9	32.5
6	1.21	4.2	1.99	4.5	2.69	6.6	15.0	19.3	22.8
工 水1号	0.72	3.6	1.25	4.2	/	/	10.2	15.0	/
2	1.35	4.3	2.45	5.3	2.82	5.7	16.8	21.2	24.2
3	0.75	2.5	1.15	3.0	1.25	3.3	14.0	15.3	16.0
5	0.70	2.0	1.22	2.5	1.51	3.0	15.7	24.2	25.9
6	1.12	5.8	2.08	6.1	/	/	6.6	12.1	/
中野島1号	2.15	7.2	3.14	7.9	3.60	8.1	12.5	14.0	14.7
2	1.17	3.7	2.10	4.2	2.40	4.4	12.7	18.3	20.4
3	0.88	3.9	1.20	4.0	/	/	8.5	12.4	/
4	1.00	3.0	1.57	3.4	1.80	3.6	15.1	20.3	22.2
5	3.59	15.0	5.30	16.5	/	/	10.7	13.2	/
6	1.57	4.3	2.83	4.6	3.26	5.3	15.1	22.2	25.3
7	0.68	2.0	1.27	2.4	1.50	2.6	17.3	24.5	29.7
8	0.97	4.0	1.43	4.8	/	/	11.4	15.4	/

2. 4. 2 河川流量および水位に関する現地観測結果

1978年7月20日から7月22日にかけて、多摩川の石原量水標地点から下流側へ駒井量水標地点にかけて、流量の同時観測および河川水位の水準測量を行った。この現地観測は東京大学工学部土木工学科の応用水理研究室のメンバーを中心にして実施された。この区間には上河原堰と宿河原堰が含まれており、河道内における流量収支を把握するとともに、区間内の2つの堰による水位上昇を定量的に知り、右岸側沖積層内における伏流水の挙動を計算する際の境界条件を明らかにすることが目的である。

(1) 流量収支について

われわれが企画したものと同様な同時流量観測が行なわれた例は他にもある。例えば、昭和48年11月から翌49年2月にかけて、建設省京浜工事事務所が関戸橋から駒井観測所にかけての約15kmの区間で実施したものがあつた。このときには本川内の区間分割は関戸橋、是政橋、多摩川原橋、駒井を境界として行われ、この4断面における河川流量の測定、区間内での支川、用・排水の流出入量の測定が行われた。

結論として、関戸橋—是政橋間で還元傾向、是政橋—多摩川原橋および多摩川原橋—駒井間で伏没傾向を導いている。しかしながら、この調査では測線長が大きく、今回の伏流水の流動解析を実施する区間での詳細は不明である。したがって、今回の河川調査では対象域を多摩川原橋と駒井の間約5Kmの区間に絞り、より細かな流量収支を見積ることとした。

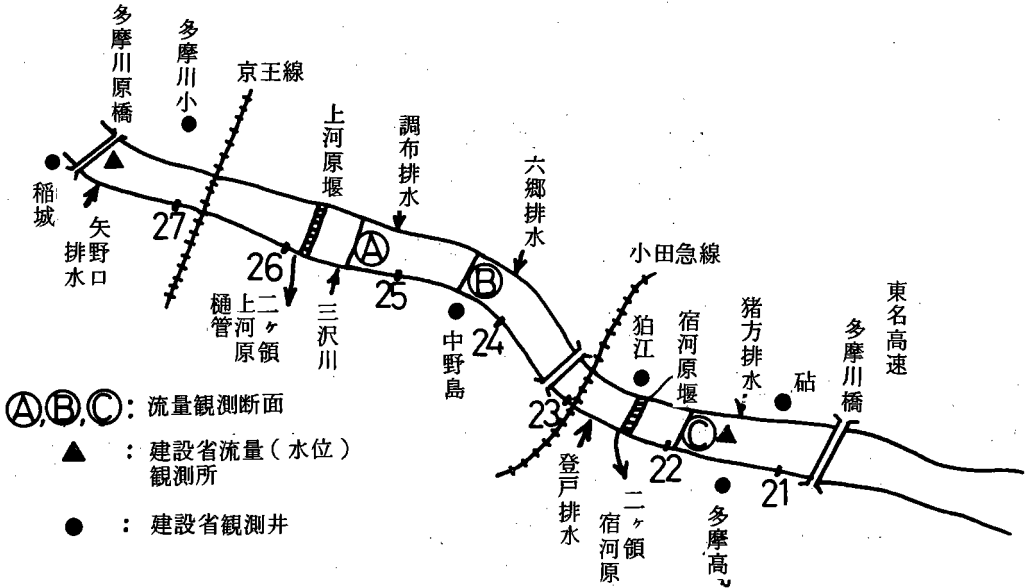


図-2.5 観測区域概略図

対象地域を図-2.5に示す。流量観測は上河原堰直下部のA断面、六郷排水の上流にあたるB断面、宿河原堰の下流にあたるC断面の3箇所で行った。これらの地点において測定された流水断面形状を図-2.6に示す。

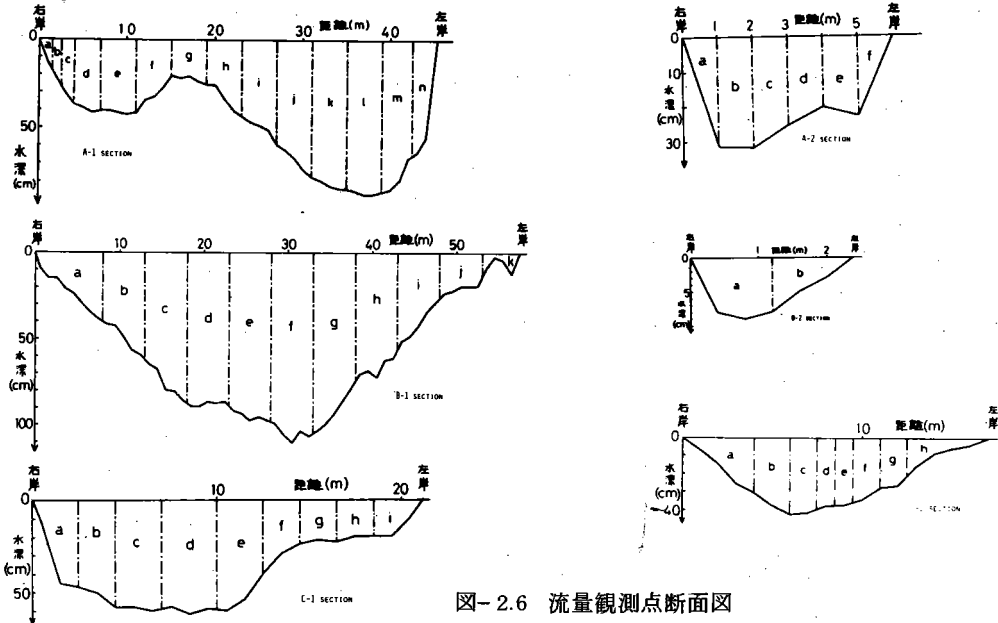


図-2.6 流量観測点断面図

区間の最上流部における河川流量は、建設省の石原地点の自記水位計の水位流量曲線を利用して決定することを計画した。この曲線は次式で与えられている。

$$Q(m^3/s) = \begin{cases} 21.78(H - 0.06)^2 & \text{水位 } 0.91(m) \text{ 以下} \\ 111.62(H - 0.54)^2 & \text{水位 } 0.92(m) \text{ 以上} \end{cases}$$

流速の測定は、水深も十分あり、流速も大きな場所ではプライス式流速計を用いて1点法(水面より水深の6割だけ下った位置の流速が平均流速に等しいと考える)により行った。水深の浅い場所では、浮子を流して表面流速を求め、それに補正係数を乗じて平均流速を求めた(水理公式集<sup>5</sup>)参照)。また、流入口が水面より高い位置にある場合には流入端で限界水深が生ずるので、エネルギー式の関係より水深を知ることにより流量を計算することができる。また、河川の横断方向の断面区分については、断面形状、水深、流速に応じて適宜選定している。

本川の各断面および排水、用水の流入につき整理した結果を表-2.2に示す。Run 1は午前中の測定、Run 2は午後における測定結果である。断面Aにおける結果がRun 1とRun 2でかなり異なっている。これは若干の手違いによりRun 1では水深の4割の深さの流速を測定してしまったので、資料の整理の段階で放物線型の流速分布を仮定し、実測値に補正係数を乗じて流速を算出した故と思われる。すなわち、放物線型の速度分布から得られる換算係数が実流速を低く見積りすぎている懸念がある。実測の観測値からもこうした傾向は類推できるが、速度分布形についての真値が不明であるので、一応、換算された値を

表-2.2 測定された流量 (単位  $m^3/s$ )

1. 矢野口排水	0.015		Run 1	Run 2
2. 二ヶ領 上河原用水	2.16	断面A	8.03	9.83
3. 三沢川	0.44	断面B	10.45	10.80
4. 調布排水	0.11	断面C	8.74	8.94
5. 六郷排水	0.0			
6. 登戸排水	0.24	X: 上河原堰	越流量	10.0
7. 二ヶ領 宿河原用水	0.87	Y: 宿河原堰		
8. 宿河原排水	0.081			
9. 猪方排水	0.019			

掲げる。このようにRun 2の測定結果の方が信頼性が高いと考えられるので、以後の推論にはRun 2における測定値を用いる。

上河原堰の越流量は、堰管理事務所における聴き取りにより次の方法で算出された。越流量は①堰上部越流量、②魚道流量、③調節ゲート流量の和で構成されるが、①は1cmの越流につき約 $1\text{ m}^3/\text{s}$ 、②は水位を調節しているので常時約 $1.5\sim 2.0\text{ m}^3/\text{s}$ である。③は幅14m、高さ1.7mの調節ゲートを全開した場合に $55\text{ m}^3/\text{s}$ であり、開度に応じた流出量が

表-2.3 調節ゲート開度と流出量

開度 ( cm )	5	10	15	20	25	30	35
流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	0.5	0.8	1.6	2.4	3.2	4.2	5.3

表-2.3のように求められているので、その時点でのゲート開度が既知であれば補間によって流量を算定できる。河道において流量観測を行った7月20日の堰

上流側水位はA.P.27.73mで、堰上部の越流水深は0.03mであり、調節ゲートの開度は0.36mであった。したがって、上河原堰よりの越流量は①= $3\text{ m}^3/\text{s}$ 、②= $1.5\text{ m}^3/\text{s}$ 、③= $5.5\text{ m}^3/\text{s}$ として、合計 $10.0\text{ m}^3/\text{s}$ と考えられる。

当初の計画では、最上流部の流入量として前述の如く石原地点の建設省の自記水位計の記録を利用する予定であったが、7月上旬の小洪水によって量水標が傾き、その修理中であったため正確な値が得られていない。また、駒井の観測所においては観測人による水位の読み取りが7時頃と16時頃の2回行われている。7月20日の読みは朝夕ともに0.76mであったことは判明したが、水位-流量曲線について最近の資料が存在していないため、流量としては使用できる資料は得られなかった。

このようにして得られた結果を整理すると、次のことが言えるであろう。A-B断面間では流量は $0.42\text{ m}^3/\text{s}$ だけ純増している。これは表-2でRun 2の結果を用い、(A+3+4)とB断面の流量とを比較した結果である。B-C断面間では(B+5+6-7+8)とC断面における値を比較して $1.32\text{ m}^3/\text{s}$ の純減である。また、上河原堰と断面Aとは約300mしか離れていないが、この区間で流量の減少が見られる。このように堰の背水部による水位上昇により、背水部および堰の直下流では河川水は伏没し、堰の下流にかなりの距離流下した段階で還元することが分かった。

(2) 水準測量について

多摩水道橋の右岸に位置するA.P.29.44mの水準点をもとに、右岸堤防上に200mおきに設置されている多摩川の距離標頭部の高さを水準測量により求めた。この距離標の高さは、建設省京浜工事事務所においても河川管理上の要請により航空写真測量により得られているが、その精度を判断すると誤差が10cm程度含まれると考えられ、今回の調査には不十分と考えられたので独自に水準測量を実施したものである。

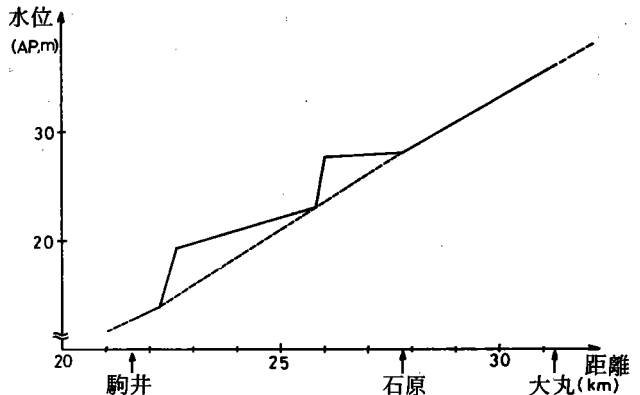


図-2.7 多摩川河川水位

ここでA.P.とはArakawa Peilの略であり、荒川河口霊岸島に設置した量水

標の零点を基準とした標高を表わす。一般の測地図の標高基準である東京湾平均海面はA.P.+1.1344mに当たる。

このようにして得られた距離標の標高をもとに、所要の数箇所において水際まで測線を展開し、河道内の水位を測定した。図-2.7は測量の結果得られた水位、および、1977年低水時における大丸、石原、駒井での観測水位をもとにして書いた距離-水位図である。横軸の距離は建設省の管内図をもとにして読み取られている。これを見ると上河原、宿河原の両堰により水位が上昇している様子がわかる。もし堰が無い場合には、水面は図中の点線のように変化するものと判断される。

### 2. 4. 3 建設省観測井データ

建設省京浜工事事務所では多摩川中流域に観測井戸を設け、自記記録計により連続観測を行っている。その結果は年毎に整理され、多摩川中流域低水流量観測調査地下水資料報告書として取りまとめられている。

上記の観測作業においては、約1カ月に1回記録紙を取り替える際に水位、水温を実測して機器の調整が行われている。1978年7月分としては、7月21日に全井戸に関してこの作業が実施されている。今回の現地調査およびシミュレーションの対象地域に近い3地点における水位は下記の通りであった。なお観測井の概略の位置は図-2.5に示されている。

稲城 30.32m、 中野島 20.94m、 多摩高 14.35m

昭和52年度の資料<sup>6)</sup>より各井戸の地下水位変動図を作成してみると次のような特徴が認められた。全部の井戸に共通するパターンとしては、冬から春の終わりにかけて水位はほぼ一定値を示し、かつ最低水位を示す。その後、夏から秋にかけて上昇し、再び冬にかけて水位は下降してゆく傾向が見られる。ただし、その変動量が中野島、狛江、多摩高、砧といった調査領域の下流側に位置する井戸では1~2mであるのに対して、中央高速下、稲城、多摩川小といった上流側に設置された観測井では4~5mの値を示している。こうした挙動を示す理由としては、2.3.2項に例示したように、帯水層の幅、深さともに上流域では小であり、下流へ向かうに従ってその断面が広がるため、地下水の流動に伴ってその変動幅が逡減するものと解釈される。これは帯水層を1次元的と考えれば理論的にも予測される結論であるので、妥当な解釈と考えられる。領域の下流側一帯には、砧浄水場、生田浄水場、工場等が存在し、揚水井が多いために流動量が減少していることも考えられるが、水位が低下した場合には河川からの涵養も考えられ、また、揚水に伴う擾乱の増幅の効果も考えられるので、前述の影響が支配的と考えられる。

## 2. 5 伏流水流動のシミュレーション

### 2. 5. 1 計算領域および計算の概要

第2.2節で述べた汎関数法による有限要素法の定式化を用いて、多摩川中流域の伏流水の流動のシミュレーションを行った。計算領域は図-2.8に示すように、是政橋付近から東名高速道路橋付近までの川崎側である。計算領域の南西側の外縁は50mの等高線にあたり、第2.3節の地質概況にも述べたように、これがほぼ沖積層の外縁であると考えられることができる。今回のシミュレーションは特に伏流水を対策とし



たため、この線を不透水境界と見なすことにした。図からも明らかのように、この部分の沖積

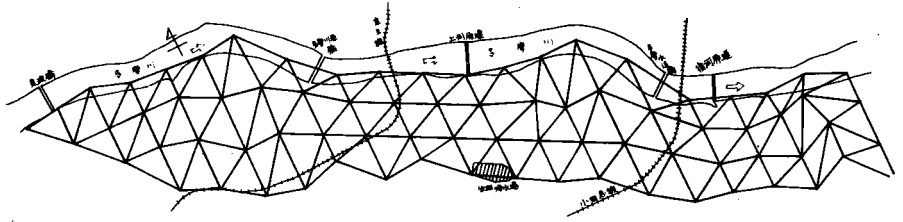


図-2.8 要素分割

層はほぼ幅 1.5 Km で、北西から南東方向に延びている。領域の上端（北端側）は多摩川の河岸とし、後述する内挿河川水位を境界条件として与えた。

節点位置は、ひとつの要素の辺長が大略 500 m の正三角形に近い形状となるように、地図上で選点した。節点数は 78、要素数は 111 である。

定常計算としては次の三つの場合について、各々数ケースずつ計算を実施した。

- (I) この領域内の伏流水の挙動に与えている上河原、宿河原両堰の影響をみるために、それぞれの堰がないと仮定した場合の定常地下水位を計算した。
- (II) 現在の二ヶ領用水の用水路は旧河道の一部を利用したものと考えられている。旧河道であれば沖積層の構成粒子径が大きく、周辺部分より透水性が大きいものと考えられる。したがって、用水路に沿う要素の透水係数を増加させて、地下水分布、河川からの伏流水への涵養パターンがどのように変化するかをシミュレートした。
- (III) この領域には既に述べたように、生田浄水場の揚水井はじめ多くの工場の取水井が点在している。これらの井戸には、伏流水の揚水ではなく、深井戸による深層取水もあるのでその区別が困難であること、また、資料が膨大なものに達するので、個々の揚水井に関する詳細な調査は現段階ではできなかった。したがって、第一段階として、各要素から一定の取水を行い、その強度を変化させることによる地下水位分布の変化および涵養量の変化を考慮した。

一方、非定常計算としては、生田浄水場の揚水井を含む要素において、揚水井の全能力に見合う揚水量を与えて水位変化をみた。また、一定期間の取水後に、取水を停止した場合の地下水位の回復曲線を求めた。

いずれの計算例においても無降雨期を想定し、地表からの涵養はないものとしている。また、河川内水位も一定と考えている。しかし、実際の伏流水の挙動は当然のことながら過去の降雨の影響を受けており、常に、非定常状態の一時点の姿を見せているのであり、厳密な意味での定常状態には達していない。したがって、現実の資料と定常計算の結果とを直接に対比する場合には、こうした前提条件の差異を念頭におく必要があるであろう。今回のシミュレーションの主目的は、地下水分布のみならず、河川水と伏流水の流動との相関関係を明らかにすることであるので、必ずしも前提条件は現実と詳細な点まで一致する必要は無いと考えられるが、このような制約条件の下で得られた結果であることは言うまでもない。

2. 5. 2 計算条件

(1) 節点座標

1/25,000の地形図上に透明方眼紙を重ね、選点した節点の平面座標を読みとり、実距離を有する座標に換算した。また、z座標としては沖積層下面のA.P.標高が必要となるが、これには安川<sup>(7)</sup>の資料および川崎市におけるボーリング資料を参考にして、各節点位置の地表高、沖積層厚さを求め、それから計算された値を求めた。x座標は東西方向、y座標は南北方向を示し、節点は西側から南北方向の列に沿って北側から番号を付している。

表-2.4 節点の空間座標値

節点	x	y	z	節点	x	y	z
1	1,250.0	7,212.5	32.1	28	5,250.0	5,750.0	16.3
2	1,750.0	7,287.5	32.1	29	5,250.0	5,250.0	16.0
3	1,750.0	6,750.0	33.1	30	5,250.0	4,625.0	17.6
4	2,250.0	7,350.0	28.6	31	5,750.0	5,950.0	16.6
5	2,250.0	6,750.0	30.1	32	5,750.0	5,500.0	15.2
6	2,375.0	6,250.0	30.6	33	5,750.0	5,000.0	14.9
7	2,750.0	7,187.5	25.9	34	5,750.0	4,675.0	15.6
8	2,750.0	6,750.0	24.6	35	6,250.0	5,712.5	15.6
9	2,750.0	6,250.0	29.4	36	6,250.0	5,250.0	12.8
10	2,750.0	5,612.5	29.6	37	6,250.0	4,750.0	13.2
11	3,250.0	7,150.0	22.5	38	6,250.0	4,212.5	13.1
12	3,250.0	6,750.0	22.9	39	6,750.0	5,450.0	14.1
13	3,250.0	6,125.0	23.5	40	6,750.0	5,000.0	11.3
14	3,250.0	5,412.5	27.1	41	6,750.0	4,500.0	10.8
15	3,750.0	7,112.5	21.9	42	6,750.0	3,925.0	10.4
16	3,750.0	6,500.0	22.1	43	7,250.0	5,312.5	13.4
17	3,750.0	5,750.0	22.1	44	7,437.5	4,750.0	10.6
18	3,750.0	5,750.0	26.1	45	7,250.0	4,250.0	9.5
19	4,250.0	7,187.5	21.1	46	7,250.0	3,650.0	9.1
20	4,287.5	6,412.5	21.1	47	7,750.0	5,250.0	10.1
21	4,250.0	5,750.0	19.6	48	7,750.0	4,500.0	9.1
22	4,250.0	4,950.0	22.6	49	7,750.0	4,000.0	8.1
23	4,750.0	6,600.0	19.6	50	7,750.0	3,475.0	8.1
24	4,750.0	6,125.0	18.6	51	8,250.0	5,250.0	7.1
25	4,750.0	5,500.0	17.1	52	8,250.0	4,500.0	7.1
26	4,750.0	5,125.0	18.1	53	8,250.0	3,750.0	7.1
27	5,250.0	6,150.0	17.3	54	8,250.0	3,000.0	7.1

表-2.4 (続き)

節 点	x	y	z	節 点	x	y	z
55	8,750.0	4750.0	6.1	67	10,250.0	3,625.0	4.1
56	8,750.0	4000.0	6.1	68	10,250.0	3,250.0	4.1
57	8,750.0	3375.0	6.1	69	10,250.0	2,625.0	4.1
58	8,750.0	2675.0	6.1	70	10,250.0	2,162.5	4.1
59	9,250.0	3925.0	5.1	71	10,750.0	3,625.0	3.1
60	9,250.0	3500.0	5.1	72	10,587.5	3,362.5	3.1
61	9,250.0	3000.0	5.1	73	10,750.0	2,887.5	3.1
62	9,250.0	2575.0	5.1	74	10,750.0	2,425.0	3.1
63	9,750.0	3750.0	5.1	75	11,250.0	3,400.0	2.1
64	9,750.0	3250.0	5.1	76	11,250.0	3,000.0	2.1
65	9,750.0	2875.0	5.1	77	11,250.0	2,375.0	2.1
66	9,750.0	2437.5	5.1	78	11,250.0	1,837.5	2.1

(2) 係数値

透水係数は各要素毎にその値を変えることができるが、今回は細部にわたる点までの資料が不足していたので、要素毎に異なる透水係数を与えることはしなかった。従来の資料を参考にして代表的な値として  $k = 0.0001m/s$  とした。旧河道の影響を算定する際には、二ヶ領用水沿いの要素の透水係数を 2~10 倍まで変化させた。また、貯留係数  $S$  の値としては、全領域で一定値 0.23 を与えた。

(3) 境界条件

2.5.1にも触れたように、領域の南側は不透水層に接していると考えた。北側は河川と接しており、ここでは河川水位と地下水位が同一であると仮定し、境界条件として河川水位を与えている。この仮定は高水敷のボーリング資料によれば妥当な仮定と考えられる。河川水位としては図-2.7に示す水準測量結果をもとに、建設省京浜工事事務所の多摩川管内図の距離標を利用して読み取った多摩川沿いの節点の河口からの距離により内挿した水位を用いた。また、領域の最下流端の4つの接点の水位は、便宜上、すべて河川沿いの節点の水位と等しいと仮定した。

用いた多摩川の水位条件を表-2.5に掲げる。ここに、ケースAは現況を表わし、それ以外は堰の効果算定するため次のように想定した。ケースBは上河原堰がなかったと仮定した場合、ケースCは宿河原堰のみがなかったと仮定した場合、ケースDは両堰がともになかったと仮定した場合を示している。

表-2.5 現況河川水位および想定河川水位 (A.P.)

節 点	A	B	C	D	節 点	A	B	C	D
1	37.7	37.7	37.7	37.7	4	35.4	35.4	35.4	35.4
2	36.6	36.6	36.6	36.6	7	34.3	34.3	34.3	34.3

表-2.5 (続き)

節 点	A	B	C	D	節 点	A	B	C	D
11	32.9	32.9	32.9	32.9	51	21.6	21.6	20.0	20.0
15	32.0	32.0	32.0	32.0	55	20.8	20.8	18.1	18.1
19	30.8	30.8	30.8	30.8	59	19.6	19.6	15.6	15.6
23	29.2	29.2	29.2	29.2	63	13.7	13.7	13.7	13.7
27	28.1	27.7	28.1	27.7	67	13.0	13.0	13.0	13.0
31	27.9	26.0	27.9	26.0	71	12.3	12.3	12.3	12.3
35	27.8	24.8	27.8	24.8	75	11.4	11.4	11.4	11.4
39	27.7	23.5	27.7	23.5	76	11.4	11.4	11.4	11.4
43	22.6	22.6	22.0	22.0	77	11.4	11.4	11.4	11.4
47	22.0	22.0	20.7	20.7	78	11.4	11.4	11.4	11.4

2. 5. 3 上河原堰、宿河原堰の影響

上述のA~Dの各ケースについて計算を実行し、水位分布を書いたものが図-2.9の(a)~(d)である。水位等高線は等ポテンシャル線を表わし、堰がある場合には堰の周辺部で等ポテンシャル線が多摩川

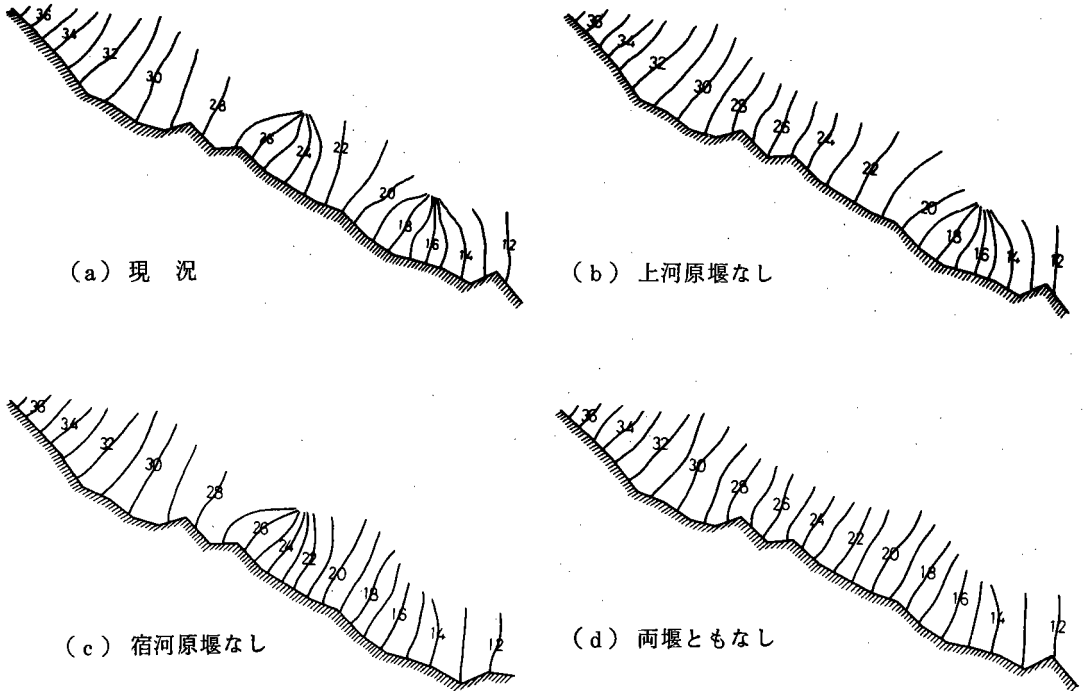
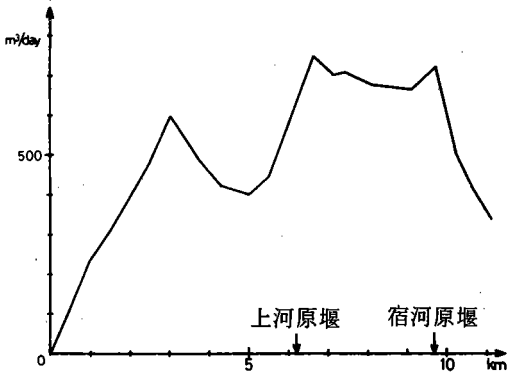


図-2.9 計算された地下水面図

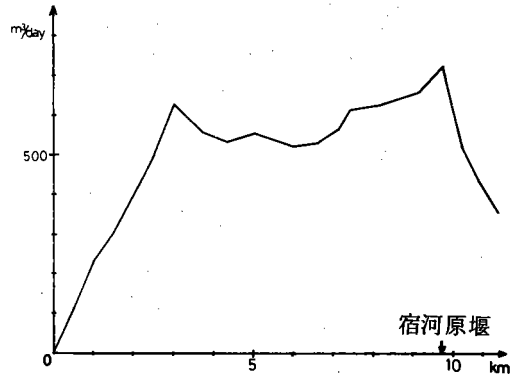
と平行な方向を向く特徴的な分布形状を示している。伏流水の流動方向は等ポテンシャル線に直交するから、これを流動パターンで言い換えると、堰の上流側で河川から沖積層に向かう流れを生じ、下流側で逆に沖積層から河川に向かう流れが存在していることを示している。こうした流動形態は後述する累積涵養量のグラフにも明瞭に示されている。

上河原堰がある場合（図-2.9 (a)）とない場合 (b) とを比較してみると、水位分布の違いは堰の上流側 2 km から下流側 1.5 km 付近にまで及んでいる（宿河原堰にまでは影響は達していない）。その水位の違いは最大 2.6 m にも達しており（堰がある場合 2.70 m、ない場合 2.44 m）、2 m 近い違いが生じている節点もかなりの数にのぼる。図-2.9 のケースの場合には領域内の揚水を考慮していないので厳密な意味での比較にはならないが、昭和 41 年に上河原堰が台風により破壊され、昭和 46 年に完全復旧されるまでの間に付近の地下水位が 4 m 近く降下したという事実を説明することができるであろう。

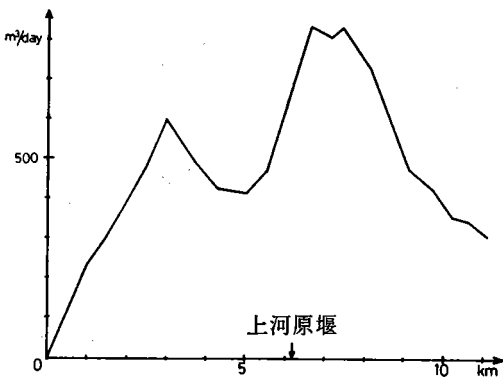
宿河原堰の有無による水位分布の差は図-2.9 (a) と (c) との比較で示される。この場合にもやはり堰の上流側約 2 km から下流側約 1.5 km にかけて堰の影響が現われていることが分かる。ただし、下流端では水位境界によって水位を固定しているという数値解析上の制約があるため、二つの場合における差は下流側では小さ目に計算されていると考えられる。



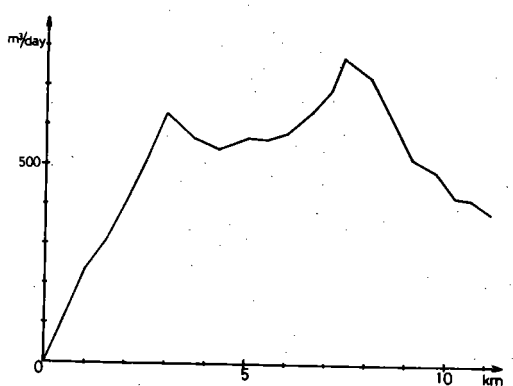
(a) 現況



(b) 上河原堰なし



(c) 宿河原堰なし



(d) 両堰ともなし

図-2.10 累積涵養量

さて、図-2.10の(a)から(d)には、堰の存在条件を変えた場合の河川水と伏流水との相互関係をグラフ化して示した。図の横軸は、上流端の節点(是政橋付近)を距離の原点とし、下流に向かって多摩川沿いの節点の川沿いの距離(Km)を示している。縦軸は計算結果のポテンシャル分布の勾配から求めた。多摩川沿いの要素と多摩川との間の流出入量を、対象地域の上流端から累加したものを示したものである。縦軸の正の値は、多摩川から伏流水の涵養されていることを示す。さらにまた、グラフの折線の傾きが正の領域では、流下に伴ない涵養量が増加するから、河川水が伏流水へと転化していることを示し、逆にグラフの傾きが負の領域では伏流水が河川水へと浸出していることになる。このグラフでは2点間における縦軸の読みの差は、その地点間の純涵養量(あるいは伏没量)を与える。

図-2.10に示される4枚のグラフに現われる第一の特徴は、上河原堰が存在する場合((a),(c))には、その上流約3Kmから下流0.5Kmの位置にかけて凹部が生じていることである。すなわち、今回の数値解析に即して言えば、堰の上流側3Kmから1Kmの位置にかけて1日当たり約200m<sup>3</sup>の水が沖積層から多摩川に入り、堰の上流1Kmの位置から堰の下流0.5Kmにかけては、1日当たり約350m<sup>3</sup>の水が河川水から伏流水へ転化している。

次に図-2.10の(a),(c),(d)を眺めると、宿河原堰が存在する場合には、堰の上流側約3Kmの区間で緩やかな変化をするもののほぼ平衡状態を保っていると考えられるのに対し、堰がない場合には同区間で一方的な還元傾向(つまり、伏流水から河川水への変化)がみられるようになることがわかる。

各計算ケースにおける領域の下流端における値は、対象とした是政橋から東名高速橋付近までの全体の流量収支を示すことになる。この値は

$$\begin{array}{ll} \text{case A} & + 339\text{m}^3/\text{d} \\ \text{case C} & + 310\text{m}^3/\text{d} \end{array}, \quad \begin{array}{ll} \text{case B} & + 356\text{m}^3/\text{d} \\ \text{case D} & + 383\text{m}^3/\text{d} \end{array}$$

となり、若干の相違はあるものの、ほとんど同一の値である。このことは、揚水を考えない限りにおいては、堰の有無によっては多摩川の河川水から伏流水への全涵養量はほとんど変化しないことを表わしている。言い換えれば、堰の存在は涵養量そのものよりも涵養のパターンに強く影響を及ぼしている。

なお、ここでの計算は透水係数を $k = 0.0001\text{m}/\text{s}$ として行っているが、涵養量(あるいは伏没量)は透水係数 $k$ と正比例の関係にあるから、帯水層を均質と考えれば透水係数が $n$ 倍となったとき、涵養量も $n$ 倍となる。したがって、累積涵養量グラフは絶対値そのものよりも、変動の形態に着目する必要がある。

#### 2. 5. 4 二ヶ領用水に沿って透水係数を増大させた場合

二ヶ領用水の用水路はかなりの部分が多摩川の旧河道を利用したものと考えられている。これを含む要素は、対象領域中に22個ある。当該の領域は、上河原堰の部分に始まり、領域の南端に沿う部分を下流側に延びている。この部分の透水係数を2倍(case2-1),

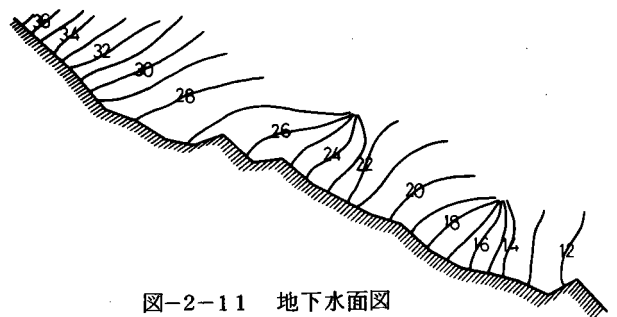


図-2-11 地下水面図

3倍 (case 2-2), 4倍 (case 2-3), 5倍 (case 2-4), 10倍 (case 2-5)に増大させ、地下水位の等高線、涵養パターンがどのように変化するかを調べた。

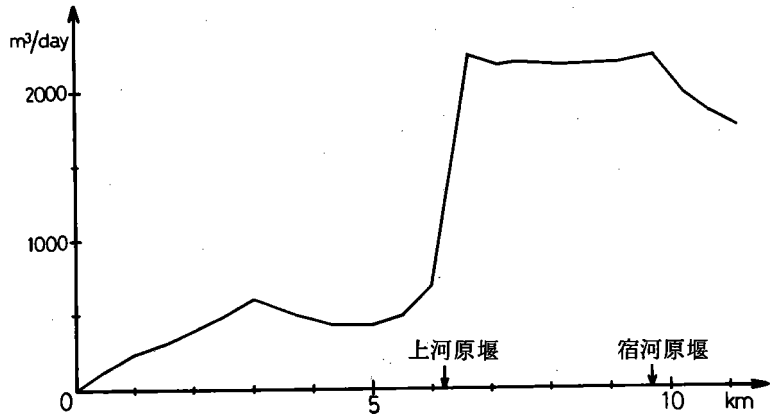
図-2.11は case 2-5について得られた地下水面図である(他の場合もおおむね同様な傾向である)。二ヶ領用水沿いの要素の透水係数以外は全く同じ条件に対して得られた図-2.9(a)と比較すると、上河原堰周辺の等ポテンシャル線が上流側に引張られた形状を呈していることがわかる。境界条件としての河川水位は両者において同一であるから、これは上河原堰の直上流部(ここに、二ヶ領用水の取入口がある)において、

等ポテンシャル線が多摩川の流水に平行な方向に近づいていることを表わしている。すなわち、伏流水の流入方向が多摩川と直角な方向に近付いていることを示している。宿河原堰付近においても、二ヶ領用水に沿った部分の水位は図-2.9(a)の場合に比し、0.2 mから0.5 m上昇している。

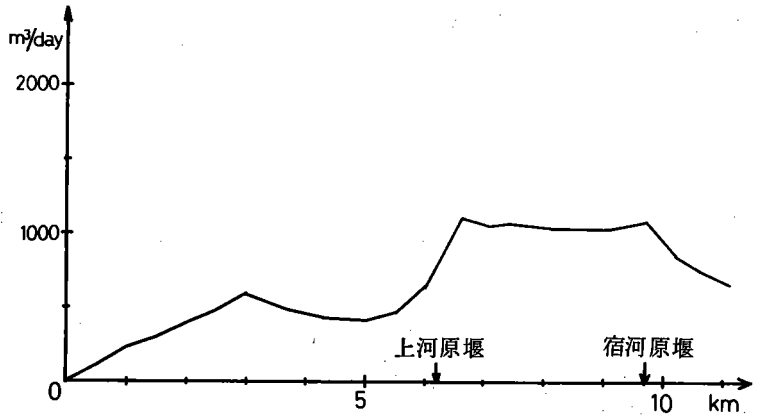
次に、図-2.10と同様な累積涵養量図を図-2.12に示す。いずれのケースも同様な形状を示しているので、ここでは2-1, 2-4のケースについて掲げる。これらの各ケースで異なっているのは、6 Kmから6.2 Km地点にかけて(ここは二ヶ領用水の取水部のある要素に相当している)の多摩川から伏流水への涵養量である。その部分における涵養量を数値で示すと次のようになる。

case 2-1 (2倍)	479 $m^3/d$ ,	case 2-4 (5倍)	1,555 $m^3/d$
2-1 (3倍)	827 $m^3/d$ ,	2-5 (10倍)	3,432 $m^3/d$
2-1 (4倍)	1,187 $m^3/d$ ,		

2.5.3で取り扱われた case A(図-2.9(a)に相当)の場合では164  $m^3/d$ であった。この case Aに



(a)



(b)

図-2.12 累積涵養量

おけるこの地点での涵養量を基準とし、二ヶ領用水に沿った要素において透水係数を所定の倍率だけ変化させた場合に、涵養量がどのように増加するかの比率を図-2.13に掲げる。横軸は透水係数の増加割合を示す。これを見ると、二ヶ領用水取入口地点における伏流水への涵養量は、透水係数の割増しに応じてほぼ直線的に増大していることがわかる。

2. 5. 5 揚水を考慮した解

前述の2項においては揚水の効果は除外して、その他の要因の影響を考察してきた。ここでは揚水強度を変化させた場合の地下水面、涵養量の挙動につき得られた結果を述べる。現実には各種の揚水井は特定の位置と固有の揚水量を有すると考えられるが、個々の井戸に関する詳細な資料は入手できなかったため、今回は全要素で均一の揚水が行われていると考え、低水時に

おける伏流水取水による平均的な効果を考慮することを考えた。参照する観測資料としては領域内にある建設省の3本の観測井(稲城、中野島、多摩高)とし、低水時における地下水位と比較することにした。低水時としては、入手した資料のうち、直前1カ月間にほとんど降水がなく、地下水位が年間最低付近にありほぼ落ちついていた1977年3月20日の値を選んでいる。

計算は全要素より  $5\text{ m}^3/\text{d}$  の取水を行った場合(case3-1),  $10\text{ m}^3/\text{d}$  (case3-2),  $15\text{ m}^3/\text{d}$  (case3-3),  $20\text{ m}^3/\text{d}$  (case3-4),  $25\text{ m}^3/\text{d}$  (case3-5),  $30\text{ m}^3/\text{d}$  (case3-6)と増加させた場合の6ケースにつき行った。

これらの結果のうち、cases 3-4, 3-6の場合についての地下水面図を示すと図-2.14の(a),(b)

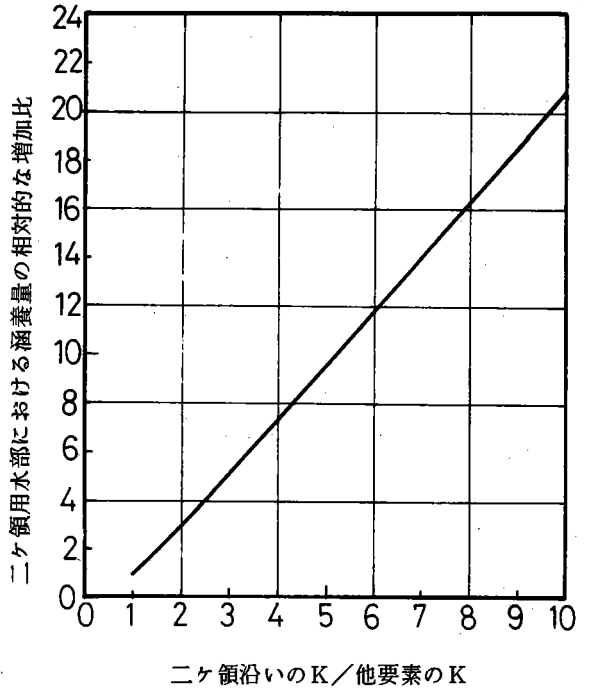


図-2.13 二ヶ領用水部における涵養量の増加

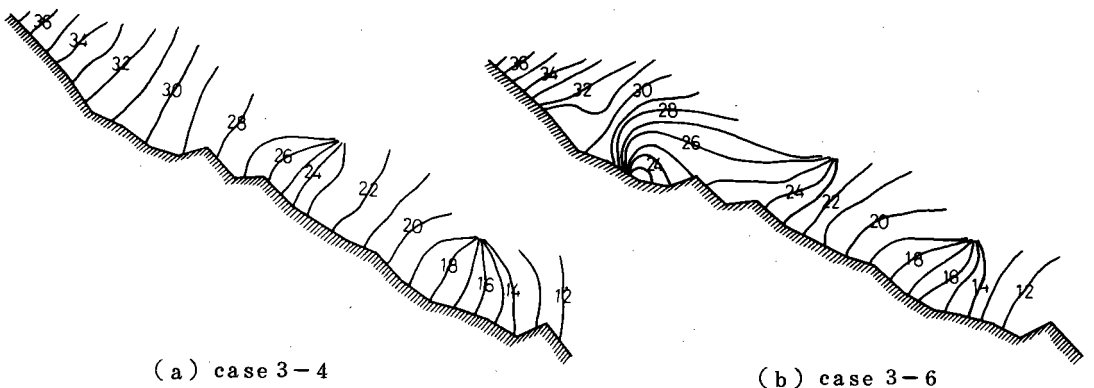


図-2.14 地下水面図(均一揚水)



のようになる。図-2.9(a)の場合と比較すると、図-2.14の結果では両者ともに等ポテンシャル線が多摩川と平行な方向へ移動していることが分かる。これは、特に、宿河原堤の直上流部にまで顕著に現われている。このことは、取水に伴ない多摩川からの河川水が伏流水へ補給されていることを表わしている、と解することができる。

ここで、稲城、中野島、多摩高に設置されている3本の建設省観測井の実測水位と計算値との比較を表-2.6に示す。

表-2.6 地下水位の比較

観測井	case	A	3-1	3-2	3-3	3-4	3-5	3-6
	77年 3月20日 取水 量	0	5m <sup>3</sup> /d	10m <sup>3</sup> /d	15m <sup>3</sup> /d	20m <sup>3</sup> /d	25m <sup>3</sup> /d	30m <sup>3</sup> /d
稲城	27.90	30.02	29.80	29.59	29.37	29.14	28.88	28.49
中野島	19.90	22.66	22.46	22.26	22.05	21.84	21.62	21.40
多摩高	13.20	12.71	12.59	12.47	12.35	12.23	12.11	11.98

稲城の観測井においては1977年3月20日は欠測であり、1月10日の水位である。この時期には他の井戸においてもあまり変動はみられない。単位はA.P.基準のmである。

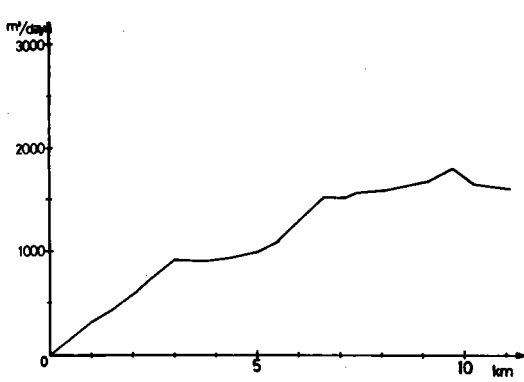
表-2.6における取水量0の場合は既に2.5.3項で述べられたものであり、参考のために掲げられている。これで見ると全域で全く取水されていないとした計算では、稲城で計算水位が約2.1m高く、中野島でも計算値が約2.8m高い。これに対し多摩高においては逆に計算された水位の方が約0.5m低く出ている。この理由は多摩高の位置が計算領域の下流端に近く、下流端の節点で強制的に11.4mという境界水位を与えていることに原因があると思われる。今回は計算時間と調査資料との関連から境界を設定したが、結果から判断すると下流端境界をもう少し遠方に設ける方が望ましかったと考えられる。

取水強度を5m<sup>3</sup>/d毎に増加させるに従い、稲城、中野島では水位が約20~25cmずつ低下し、多摩高では約10cmずつ水位が低下する。したがって、単純な予測では、稲城付近では平均約50m<sup>3</sup>/d、中野島付近では平均70m<sup>3</sup>/d程度の揚水を常時行うとすれば、計算される水位と観測値とはほぼ一致すると考えられる。

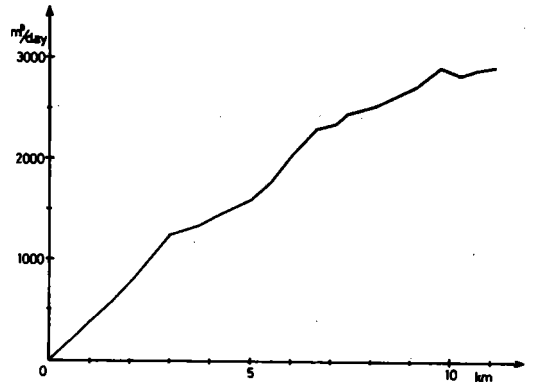
次に、累積涵養量グラフを図-2.15に示す。(a)は3-2の場合、(b)は3-4の場合に対する結果である。図-2.10の涵養量図と比べてみると全体的に量が增大していることが第1に挙げられる。第2には、上河原堰の上流側および宿河原堰の下流側で伏流水が河川水に還元する傾向が見られていたのが図-2.15ではその傾向がほとんど消失し、全領域を通じて計算値は右上がりの曲線を示すようになる。すなわち、領域内で取水することにより、河川水から沖積層への水の補給が活発になることを示している。

ここで、計算された各例について全域で多摩川から伏流水に涵養された全量と、領域内で取水した全量とを比較すると表-2.7の関係となる。

いずれの場合においても、取水することにより取水量以上の水が多摩川から伏流水へ供給される結果となっている。これは取水は各要素の代表値であるのに対し、涵養量は多摩川沿いの要素の中で局所的な水



(a) case 3-2



(b) case 3-4

図-2.15 累積涵養量

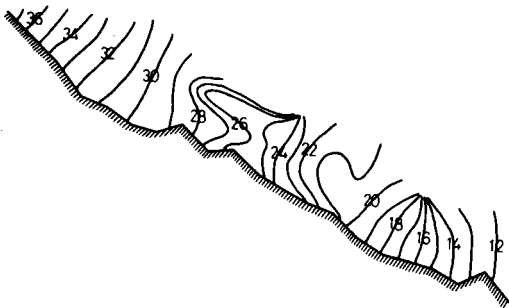
表-2.7 涵養量と取水量の比較

面勾配を用いて算定されるという、計算上の差異が影響を及ぼしている面もあると思われるが、取水により地下水位の分布が変化するので、固定水位条件を与えている下流端からの流出量も変化し、こうした結果となると考えられる。しかしながら、定常的に取水を行うとそれに見合うだけの水量が河川水から補給されるということは結論されると考えられる。

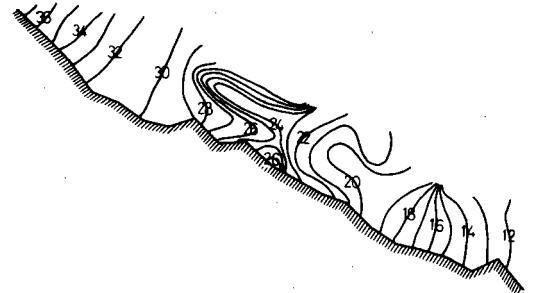
case	全涵養量	Aとの差	全取水量
A	339m <sup>3</sup> /d		0m <sup>3</sup> /d
3-2	1,609	1,270m <sup>3</sup> /d	1,110
3-3	2,262	1,923	1,665
3-4	2,926	2,587	2,220

2. 5. 6 生田浄水場揚水井群の効果

前項においては全要素で均一に揚水を行った場合を考えたが、ここでは揚水を生田浄水場の揚水井に限った場合の非定常的な挙動の解析結果について述べる。現実の生田浄水場の揚水は、2.4.1項にも説明さ



(a) 5日目



(b) 10日目

図-2.16 地下水面図

れたように、各取水系統別の取水可能量と需要量とに応じて電子計算機で取水ポンプの稼働状況を決定し、制御を行っており、全部のポンプが同時にフル稼働することはないが、ここでは集中的な取水に伴う水位低下の過程、および、取水停止後の水位回復のパターンを見るために、全部の井戸から  $10,000 \text{ m}^3/\text{d}$  の揚水を行うという条件で計算を行った。図-2.16にこの結果得られた地下水面図を示す。

(a)は揚水開始後5日目の資料であり、(b)は10日目の状態

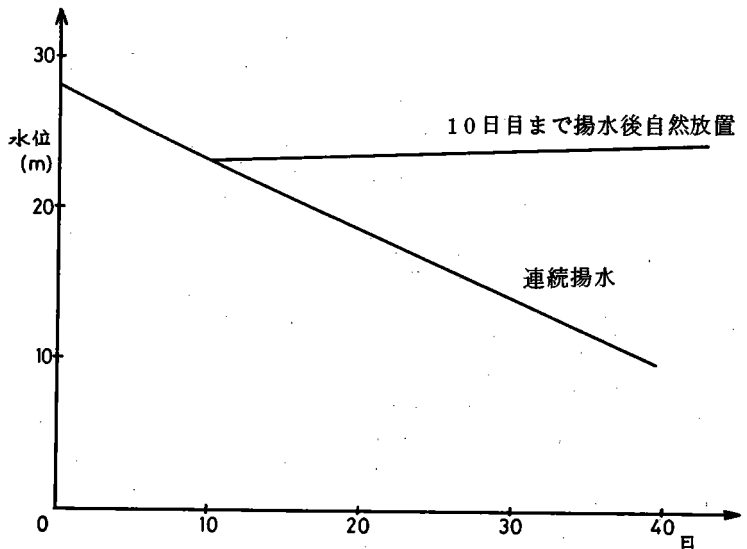


図-2.17 水位変化図

を示している。揚水井のある部分で等ポテンシャル線が多摩川に平行な方向に長く延びる形状を呈し、多摩川沿いの部分ではかなり急な水頭勾配を生じ、河川から伏流水への涵養が大きく増大していることが分かる。影響圏の拡大速度はそれほど急速ではなく、35日目までの範囲では、水位低下の影響は宿原堰付近にまでは及んでいない。

図-2.17は水位低下の著しい28番の節点における水位低下の状況、ならびに、10日目で揚水を停止して自然放置した場合の水位回復の様子を図化したものである。これによれば、水位低下は1日につき約  $4.0 \sim 4.5 \text{ cm}$  であり、回復の際の水位上昇率は1日につき約  $4 \text{ cm}$  となっている。降雨による涵養を考慮していないが、水位の回復は低下に比べてずっと遅い、ということが言える。

## 2.6 結論

今回の調査および数学モデルによる解析により得られた結論は次のようにまとめられる。

- (1) 汎関数法を用いた有限要素法によって、多摩川中流域右岸の沖積層における伏流水のシミュレーションを行った。その結果、次の諸点が明らかとなった。
  - (i) 上河原、宿原原の2つの堰の存在が周辺の地下水位、および、河川水と伏流水との相関に大きな影響をもつ。
  - (ii) 領域全体で均等に定常的な取水を行った場合、全取水量に見合うだけの水が多摩川から沖積層に補給される。
  - (iii) 局所的な取水により地下水位が低下した場合、その自然回復には長時間を要する。
- (2) 現地観測により、石原から駒井にかけての河道における流量収支を明らかにした。その結果、上河原

堰を越流した  $10.0 \text{ m}^3/\text{s}$  の流量のうち、約  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$  が堰の直下流部の断面Aまでで伏没、断面A-B間では約  $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$  が還元、断面B-C間では約  $1.3 \text{ m}^3/\text{s}$  が伏没しているという結果を得た。

2.5節における計算結果によれば、上河原堰と宿河原堰との間での河川水と伏流水との交換量は、たかだか  $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$  のオーダー（1日にして数千  $\text{m}^3$  のオーダー）であり、上述の観測結果とあわせ考えると、河道流量の伏没、還元に占める沖積層と伏流水との交換は2次的で、河道下部の砂礫層における流動が支配的であることが分かる。

さらに、堰の上流部および直下流部で伏没傾向、堰からかなり離れた下流で還元傾向を示しているので、河川水から伏流水への涵養は両堰の直上流部で行われているものと考えられる。

- (3) 建設省の地下水観測井の水位の年間変動幅は、上流域に設置されたもので  $4\sim 5 \text{ m}$  であるのに対し、下流に設置された井戸での観測例では  $1\sim 2 \text{ m}$  と小さい。これは沖積層断面積が下流になるに従って増大するため、ピークが緩和されることが主因であると考えられる。
- (4) 以上をとりまとめると、多摩川中流域においては多摩川の河川水と伏流水とは一体となって流下していると結論してよいと考えられる。換言すれば、この地域での伏流水からの取水は、河川水からの直接取水と水取支的には等価であると考えられる。
- (5) 今回の数値シミュレーションでは全体像の把握はできたが、現実を再現するという点からは詳細な点までを含めては完全を期すことはできなかった。今後は領域内における個々の揚水井の詳細な条件を明らかにし、入力情報の整備を図ることが課題であろう。また、帯水層内の流動の計算法に関して言えば、有限境界を設定した場合に、その境界の影響を打消すことのできる数値的取り扱いを開発すれば、その用途は広いものと考えられる。

## 謝 辞

この調査・研究を通じて、下記の方々にはいろいろな面で御協力を頂いた。厚く謝意を表します。とうきゅう環境浄化財団には1年半にわたって研究助成金の補助を受けた。東京大学土木工学科応用水理研究室の昭和52、53年度のメンバーには現地観測その他で協力を得た。建設省京浜工事事務所、川崎市水道局生田浄水場、自治省消防研究所細野部長には資料の提供、解釈などで大変お世話になった。

## 参考文献

- 1) 建設省京浜工事事務所：多摩川流域地質図及資料集、1976年3月
- 2) 日本道路公団：東名高速道路東京地区第3次多摩川基礎地質調査報告書、1964年
- 3) 工業用水調査グループ：川崎・横浜両市工業用水源地域調査報告、地質調査所月報第8巻、11号 1962年
- 4) 川崎水道局：浄水リポート、第3巻、別冊、1972年
- 5) 水理公式集（昭和46年改訂版）、土木学会、PP.162-170、1971年
- 6) 建設省京浜工事事務所：多摩川中流域低水流量観測調査地下水資料報告書、1978年3月
- 7) 安川 歩：自由地下水の鉛直涵養量に関する研究、東京大学大学院修士論文、1975年3月

### 3. 多摩川の水質特性に関する研究

東京大学大学院 原 沢 英 夫

(現・国立公害研究所)

東京大学工学部 市 川 新

#### 3. 1 研究の目的

河川水質データは、毎日に質的・量的に豊富化しつつあり、また現在までに各機関により測定されたデータの蓄積も膨大なものとなっている。しかしながら、これらの水質データの解釈はほとんど行なわれていないのが現状である。これは主として、河川水質データに再現性が乏しく、いかなる条件下で測定されたかが明確でないからであり、このため多くの水質データが単に記録としてのみの役割りを果たしているにすぎない。

本研究報告は、こうしたともすれば埋もれがちな水質データが河川環境を考える上で如何なる意味をもっているのかを、分布、代表値、流量との関連性の点から検討を加えたものである。また、本研究は図3-1に示したような「河川水質の定量化」に関する研究の一環であり、これまでに得られた多くの知見を基礎としている。本研究報告でとり上げた『分布・代表値』は、河川水質を静的に表現するものであり、現在河川水質を記述する指標として多く利用されている。それに対し、流量との関連性から河川水質を記述することは、河川水質の『動的』な表現であり、水質データの意味を考えていく上で重要な視点であると考ええる。

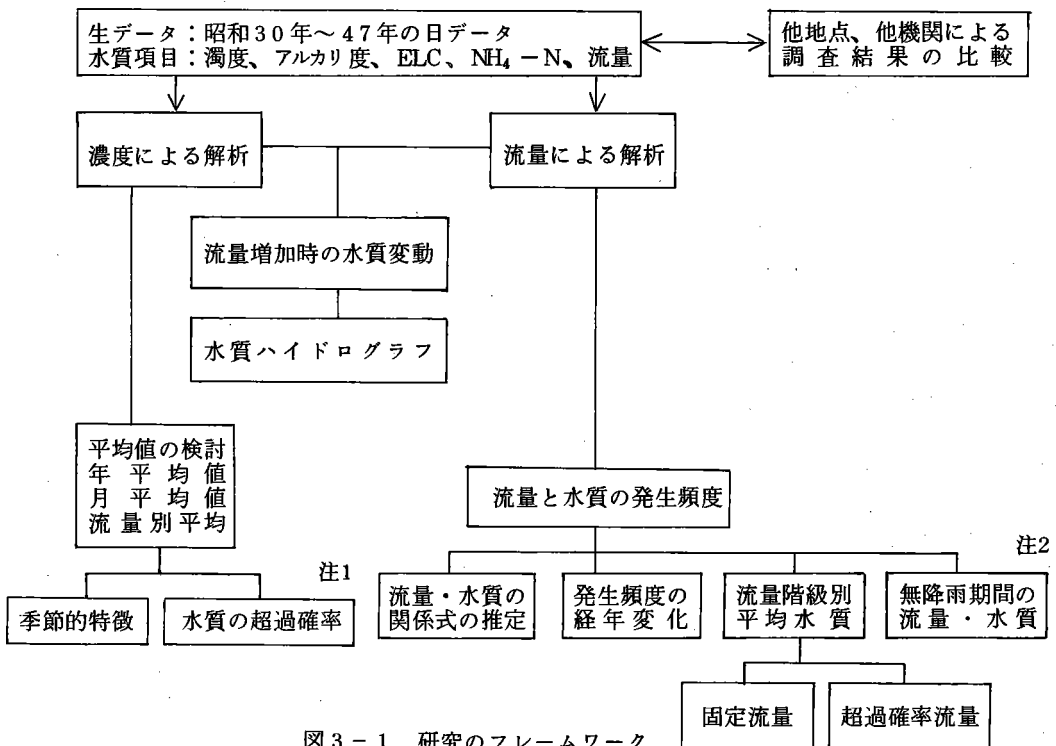


図3-1 研究のフレームワーク

本研究報告では、従来から多く利用されている河川水質の分布・代表値といった『静的』な表現方法の問題点をクローズ・アップするとともに、流量と水質の関連性から河川水質の『動的』な表現方法を提案し、河川水質環境を把握するための河川水質データのあり方を検討した。対象とした水質データのタイム・スケールは「日」単位であり、代表化（集約化）を行った時間単位は、年・月・無降雨期間である。この対象とした時間単位と分析事項の一覧表を表3-1に示した。表には、本研究報告において対応する章についても示してある。

表-3-1 対象データ期間と分析事項

対象データ期間	代表値	分布	相関	流量と水質	モデル化
年間	3-1 5	4-1	6	7-1~3	7-4
月間	3-2	4-2	—	—	—
無降雨期間	3-3	4-3	—	8	—

注1：超過確率 超過確率は、ある値をこえるデータ数が全データ数に占める割合を表わしたもので、例えば、10ケのデータのうちある値X ppmをこえるデータが3ケあれば、X ppmは超過確率30%値であるという。具体的な計算方法は、データを大きい順に並べ、その順位数に応じて正規確率紙にトーマスプロットを行ない、超過確率10、20、-----、90%に相当する値を求めた。

注2：無降雨期間 無降雨期間は、1955～1972年の18年間に、降雨観測地点—東京の降雨量が0または降雨なしの日が20日以上継続する期間を選んだ。対象とした18年間に20日以上無降雨が継続する期間は16例あり、うち5例が30日以上長期の無降雨期間である。

### 3. 2 対象河川と利用したデータ

#### 3. 2. 1 対象河川と利用したデータ

分析の対象とした河川は、多摩川で流域面積1,200 Km<sup>2</sup>、流路延長120 Kmの一級河川である（図-3-2）

利用したデータは、表-3-2に示したように各機関で測定されている流量・水質の日データである。測定されている項目は、濁度、PH、アルカリ度、COD、アンモニア性窒素（NH<sub>4</sub>-N）、電導度である。

小河内・羽村地点は、多摩川上流で都市化の影響をほとんど受けていない地点であり、小河

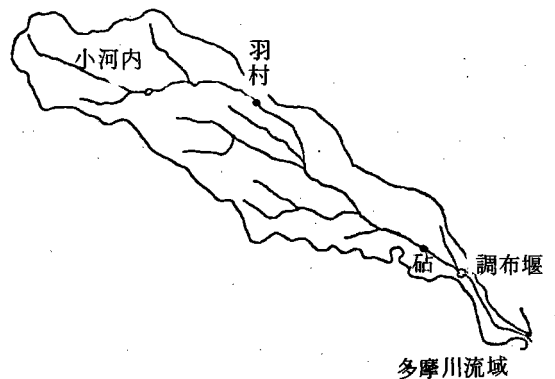


図-3-2 多摩川流域

表3-2 観測地点とデータ

	地 点	流域面積	河口からの 離	期 間	年 数	機 関
流 量	小 河 内	263 Km <sup>2</sup>	9 2 Km	1924～1972	4 9	東京都水道局
	羽 村	488	5 4	1919～1972	5 4	〃
	調 布 堰	1,190	1 3	1946～1972	2 7	〃
水 質	砧	—	2 1	1970～1972	3	〃
	調 布 堰	—	1 3	1955～1972	1 8	〃

内地点では、昭和32年(1957年)以降ダムによる貯水が行なわれている。羽村地点は江戸時代以来上水道原水の取水地点であり、流量は人為的にコントロールされている。調布堰地点は多摩川の河口より上流13Kmに位置し、防潮堰を兼ねた玉川浄水場の原水取水堰となっており、大正7年(1918年)以来、上水道源として利用されてきたが、昭和45年(1970年)9月に水質汚濁が深刻化したため、取水が停止され今日に及んでいる。なお、本研究で用いた調布堰地点の水質データは湛水部のものである。砧地点は、調布堰地点より上流9Kmに位置し、伏流水が上水道原水として取水されている。また、砧、調布堰両地点の間に、かなり汚濁した都市河川の野川が流入している。

### 3. 2. 2 日データのプロット

利用した流量・水質日データの年間変動をみるためにプロットした例が図3-3である<sup>1)</sup>。図は調布堰

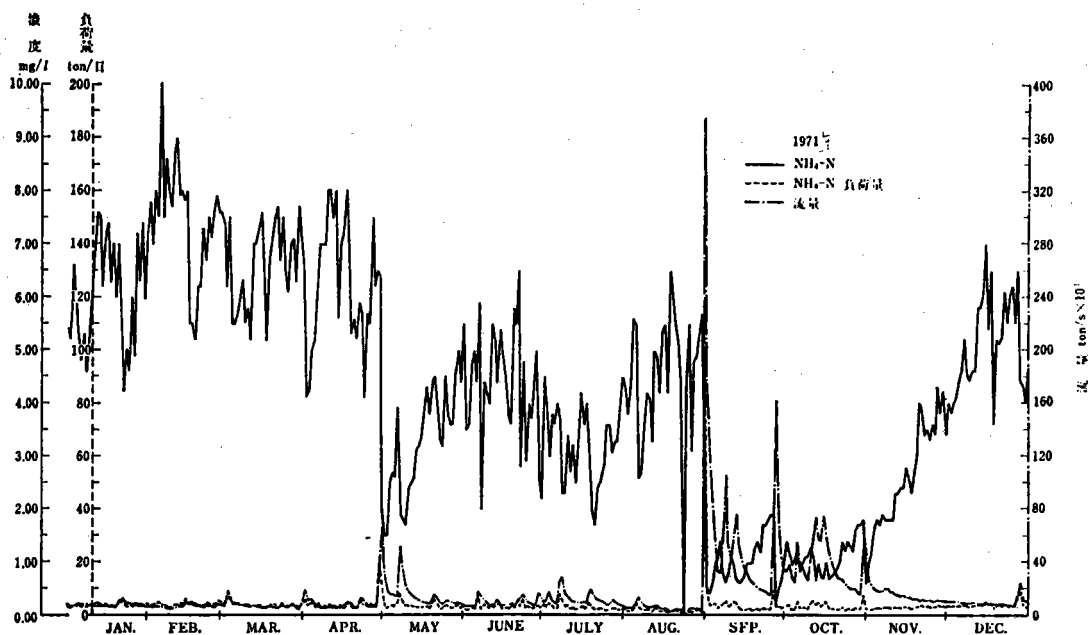


図3-3 日データのプロット(調布堰1971年)

地点1971年の $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度、負荷量及び流量である。

この図より、水質の年間変動についてのいくつかの特徴がよみとれる。濃度に注目するならば、季節変動がよみとれる事、流量増加(或いは減少)に対応した濃度減少(或いは増加)がみられるが、さらに流量が安定している冬期(12, 1, 2月)においても、濃度の変動が相当大きいことである。こうした現象が流量の微妙な変動を反映しているのか、或いは水質独特の変動(ランダム変動)なのかこの図だけでははっきりしないが、実際の水質調査を行なう場合には、サンプリングの時期について十分留意する必要があることを示唆している。

### 3. 3 水質平均値とその意味

#### 3. 3. 1 年平均値による解析<sup>2)</sup>

図3-4は、各種の平均値を求めて、その経年変化を水質項目別に示したものである。1:濁度、2:アルカリ度、3:アンモニア性窒素( $\text{NH}_4\text{-N}$ )、4:COD、5:電気伝導度である。図3-4に示した平均値は年間平均、同幾何平均、月間平均(3月)、流量階級別平均( $5\sim 10\text{ m}^3/\text{sec}$ )の4つである。年平均は、よく使用される代表値であるが、ここでは、水質の日データの分布が明らかではないので単純平均と幾何平均をとった。すなわち、この場合日データが正規分布ないし対数正規分布をしているという仮定にたったものである。

濁度については、標準偏差が平均値を上回る年がある程、データの変動が大きいために、経年的傾向は認められないが、それ以外の水質項目では同じような傾向を示している。すなわち、59年頃迄は低い値でかつ変動も少なく安定していたものが、60年代になって急激な増加がみられ、66年に谷がみられるが、再び増加し、72年に若干濃度が減少するというパターンを示している。幾何平均についてもほぼ同様な傾向を示し、絶対値はともかくパターンに差はない。

水質には当然季節的変動が考えられるので、比較のために月間平均値をとってみる。月間平均値を考える場合には、当然のことながら、データ数(サンプル数)が減少し1回の極値(他の値に比べて大きな値)が平均値に与える影響が大きくなる。例えば濁度についてみると無降雨時の平均濁度が $20\sim 30$ 度であるものが、降雨直後に $3,000$ 度に達することもある。このような極値が1つ入ると年平均値で約8度の増加となり、月平均値では $100$ 度の増加をもたらす。これは極端な例であるが、多かれ少なかれこのような傾向があり、月間標準偏差は年間のそれより大きくなっている。各月の平均値及び標準偏差を求めて、それらのうち標準偏差が他の月に比べて安定している1~3月のうち3月のデータを図3-4に示した。どの項目についても、63, 65, 68年の各年でピークが出ている。しかし68年の標準偏差はそれ以外の年のそれよりはるかに大きいことから、極値により変動している事がわかる。一方63, 65年はその期間中高濃度がつづいていた事を示している。

図には、さらに調布堰の月流量が $5\sim 10\text{ m}^3/\text{s}$ の月の水質の平均値についても示してある。濁度も含めて経年的傾向が明らかに出ていることと標準偏差が小さいことが特徴的である。この線を見ると、71, 72年が他の年に比して濃度が減少し $5\sim 10\text{ m}^3/\text{sec}$ の流量レベルでは汚染が軽減していることがわか



る。

いずれの平均値をとってみても、すべての水質項目について、60年代から汚濁が顕著になっているが、その程度が表現方法により異っている。これがもっとも顕著な例はNH<sub>4</sub>-N、電気伝導度、アルカリ度の溶解性物質指標である。CODは、溶解性物質と浮遊性物質の両者からなる指標であるが、それ程顕著な増加は認められない。

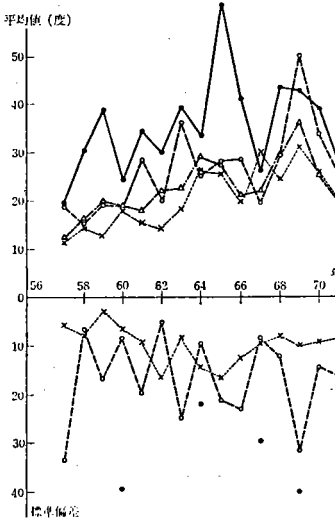


図3-4-1 濁度

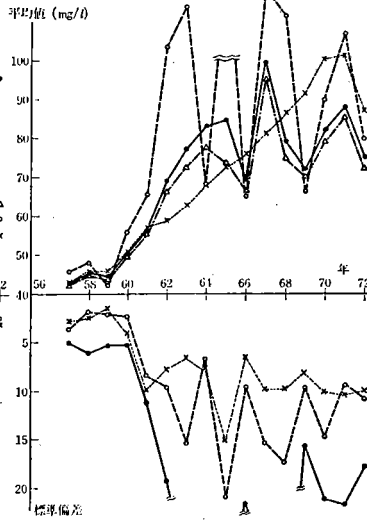


図3-4-2 アルカリ度

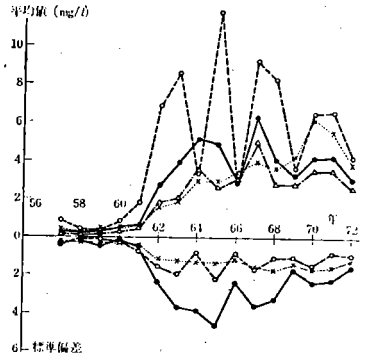


図3-4-3 アンモニア性窒素

- 年間算術平均
- △ 年間幾何平均
- 3 月月間平均
- × 流量(5~10m<sup>3</sup>/sec) 時の平均

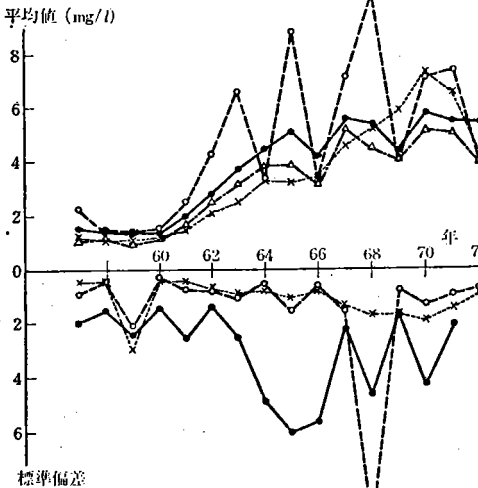


図3-4-4 COD

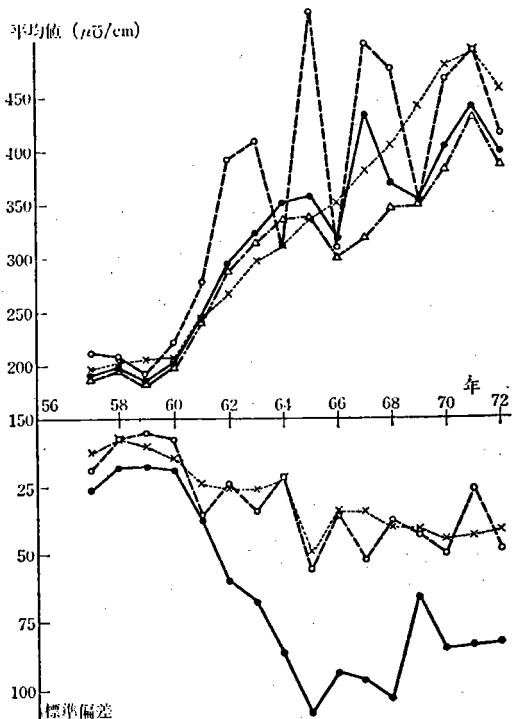


図3-4-5 電気伝導度

### 3. 3. 2 月平均値による解析<sup>3)</sup>

年平均値の検討から、平均値をとるデータの母集団として何をとりか、又水質データに極値が含まれるか否かによって、平均値のもつ意味が異なり、代表値の妥当性が失われる場合もあることがわかったが、さらに月間データについても検討する。

図3-5は、1972年の調布堰地点の流量・水質（濁度、COD、 $\text{NH}_4\text{-N}$ ）について、月平均値と超過確率値をプロットしたものである（紙面の関係上超過確率30、70%値のみをプロットした）。この図の3本の曲線を比較すると、流量と濁度については、夏期が大きく冬期が低い値となっているが、超過確率70%では年変化はほとんど認められない。平均値の場合は、冬期は30~70%の中間にあり、50%（中央値に相当）に近いことがわかるが、夏期には30%値をこえていることがあり、季節によりデータの分布が異なっていることが示されている。

一方、 $\text{NH}_4\text{-N}$ については、流量・濁度とは逆に夏期が低く冬期が高いパターンになっている。冬期に比べて夏期に低い値を示しているのは、流量による希釈効果の他に、夏期の高温時の硝化反応も進行していることが考えられる。CODについても、 $\text{NH}_4\text{-N}$ と同様に、冬期に高く、夏期に低い傾向を示すが、7月・9月では流量変動と似たパターンを示し、その平均値は超過確率30%を大きく上まわっている。

次に、図3-5で示した年間変動が、一般性をもつか、すなわち他の年にもこうした傾向がみられるのか検討するために、調布堰地点の流量、COD、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の月平均値、超過確率70%値を1955~

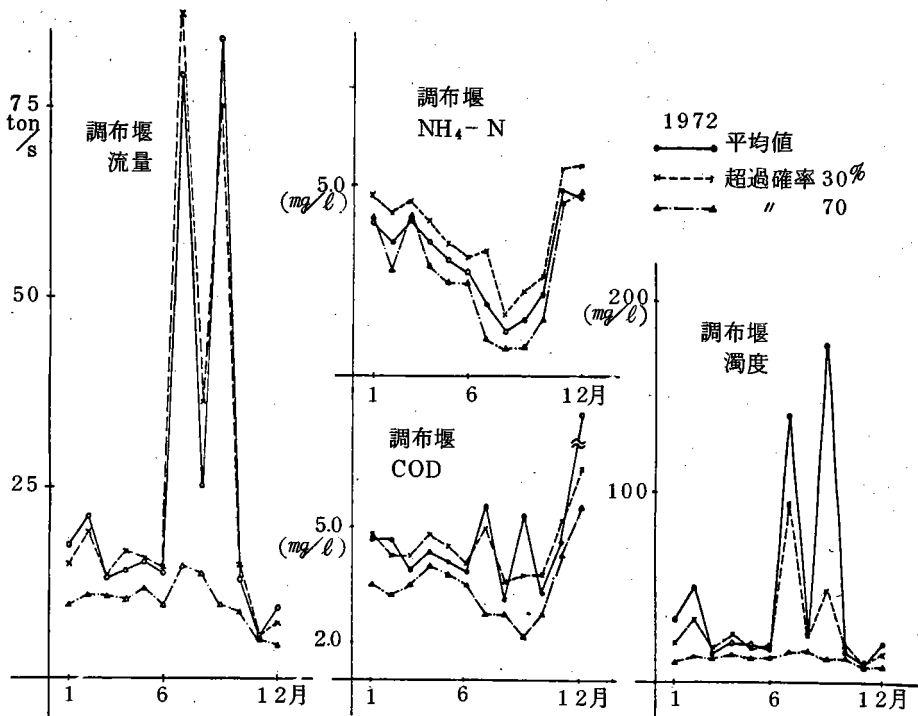


図3-5 流量・水質の月代表値（1972年）

1972年の18年間についてプロットしたのが図3-6である。図3-5でみたような各指標ごとの年間変動が毎年くりかえされているが、詳細にみると、各年の月代表値の最大値、及びその発生する月、観測値の中の変動が大きく、指標ごとにもかなり差がみられる。COD,  $\text{NH}_4\text{-N}$ では、月平均値でみると、ともに1960年以降各年の月平均値の最大値と最小値の差が増大しており、各年の月平均値の最大値は1965年まで上昇し、それ以降月平均値の最大値はバラついており一定の傾向はみられない。また、月平均値の最大値の生じる月も一定していない。

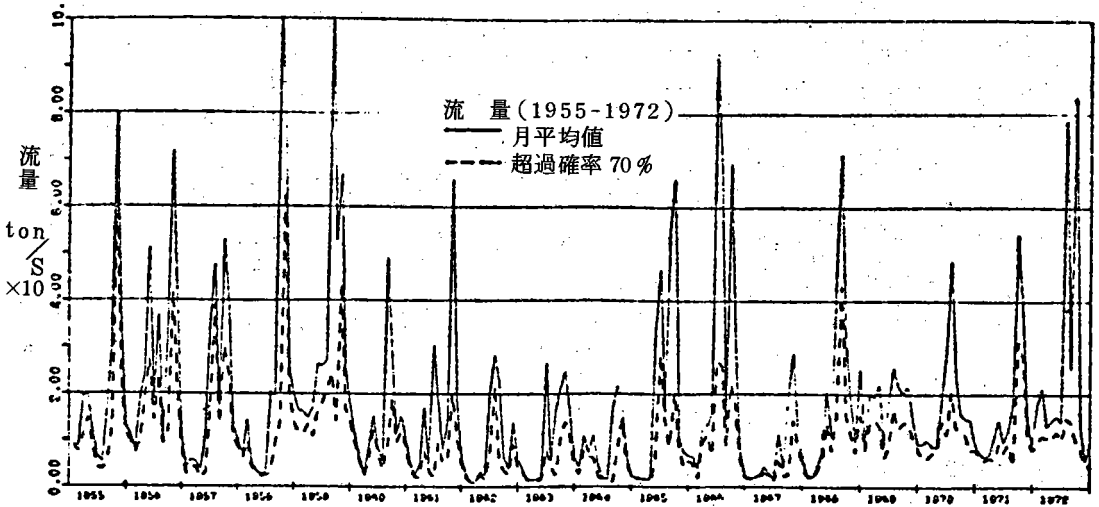


図3-6-1 調布堰地点流量の経年変化

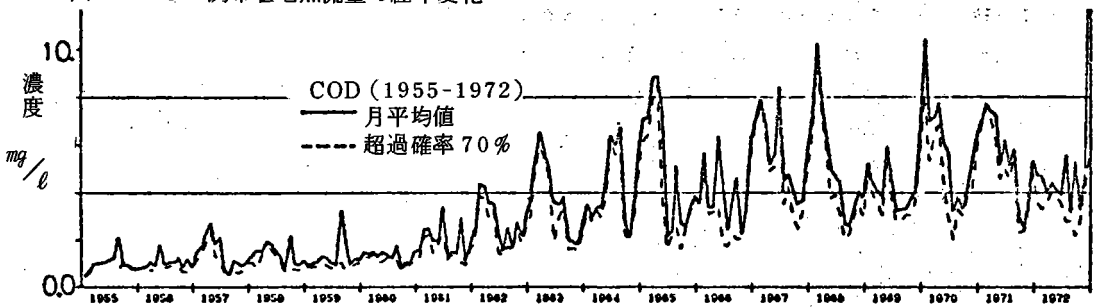


図3-6-2 調布堰地点CODの経年変化

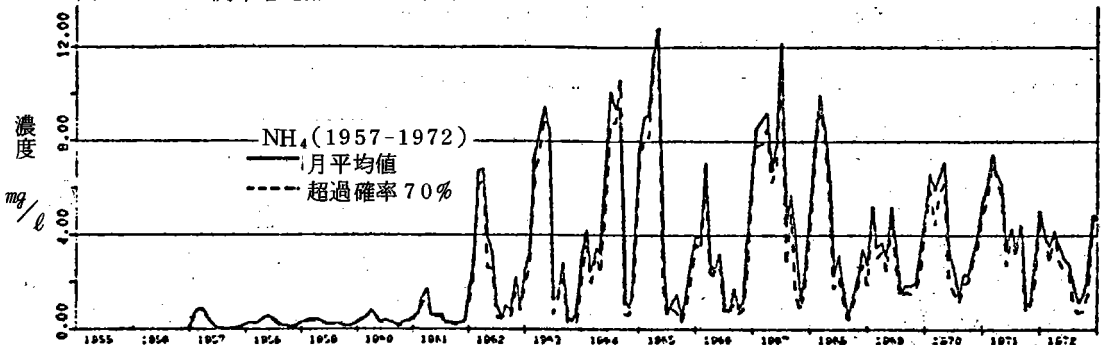


図3-6-3 調布堰地点 $\text{NH}_4$ の経年変化

超過確率70%値でみると、NH<sub>4</sub>-Nではほぼ平均値と同様なパターンを示し、両者の差は小さいがCODではパターンが異なる場合もある。例えば、1966年9月のように月平均値が急激に増加するときにも、超過確率70%値は、それに対応して増加しないことがある。こうした特徴は、全期間を通じてみられ、いずれも夏期であり出水の影響と考えられる。

流量では、月平均値・超過確率70%値による年間の変動パターンは、いずれの年も異なっているが、月平均値と超過確率70%値の差でみると夏期では大きく冬期では小さいという特徴が各年でみられる。

### 3. 3. 3 無降雨期間における水質平均値

先に定義、抽出した無降雨期間の水質、流量の平均値・標準偏差をまとめたのが表3-3である。表中流量タイプとあるのは図3-7のごとく流況を概略分類したものである。Aタイプは、7~8月のケース

表3-3 無降雨期間の流量・水質平均値

地区	ケースNo.	期間	C O D						ア ン モ ニ タ 性 集 集								
			流 量 (ℓ/s)			濃 度 (mg/l)			負 荷 量 (kg/d)			濃 度 (mg/l)			負 荷 量 (kg/d)		
			平均	標準偏差	タイプ	平均	標準偏差	タイプ	平均	標準偏差	タイプ	平均	標準偏差	タイプ	平均	標準偏差	タイプ
調 布 理 所	1	31.12.10~32.1.16	7.95	2.29	B	0.97	0.25	C	0.62	0.19	C	—	—	—	—	—	—
	2	35.1.17~2.9.10.57	3.70	—	B	1.50	0.45	C	1.44	1.13	B	0.47	0.08	C	0.43	0.14	C
	3	36.7.13~8.2.8.71	4.15	—	A	1.43	0.25	C	1.09	0.64	A	0.25	0.06	C	0.18	0.09	C
	4	37.1.19~2.29.1.60	1.22	—	C	3.90	0.81	B	0.45	0.13	C	5.76	1.71	B	0.64	0.15	C
	5	37.7.29~8.7.7.44	5.78	—	A	1.97	0.44	F	1.15	0.74	A	1.10	0.41	B	0.56	0.20	C
	6	37.12.31~38.2.1.4.21	2.79	—	B	3.68	1.77	A	1.14	0.76	B	3.44	1.98	A	0.95	0.36	C
	7	40.7.28~8.12.8.87	4.32	—	A	2.85	0.61	A	2.01	0.66	A	2.05	0.98	A	1.30	0.29	C
	8	41.1.15~2.16.3.21	1.48	—	C	4.49	0.84	A	1.16	0.38	B	6.35	1.71	A	1.59	0.46	B
	9	41.7.23~8.4.17.95	13.44	—	A	2.65	1.36	D	5.26	9.26	A	1.63	0.98	A	1.96	1.42	D
	10	43.1.19~2.7.2.00	0.32	—	C	3.32	1.00	B	1.44	0.25	C	9.60	0.83	B	1.66	0.27	D
	11	43.11.10~12.3.7.97	2.48	—	B	4.48	0.68	B	3.07	1.11	A	4.16	0.97	A	2.73	0.45	C
	12	43.12.23~44.1.11.12.43	3.30	—	B	3.72	1.01	D	3.87	0.91	D	3.16	0.74	D	3.26	0.55	D
	13	44.12.8~45.1.27.7.42	1.78	—	B	7.83	2.22	D	4.84	1.10	D	5.99	1.34	D	3.70	0.61	D
	14	46.1.23~46.2.11.6.14	1.26	—	C	7.59	0.96	C	4.01	0.83	A	7.22	1.41	A	3.71	0.48	C
	15	46.7.19~46.12.4.9.76	1.17	—	B	4.41	0.59	A	3.68	0.39	C	4.22	0.79	A	3.49	0.30	C
	16	47.11.16~47.12.6.4.62	0.77	—	C	3.22	0.74	B	2.08	0.33	C	5.46	0.53	B	2.18	0.42	B
所	13	46.12.8~45.1.27.7.42	—	—	—	3.20	0.63	B	—	—	—	3.48	1.17	B	—	—	—
	14	46.1.23~46.2.11.6.14	—	—	—	3.53	0.41	A	—	—	—	5.11	0.80	A	—	—	—
	15	46.11.19~46.12.4.9.76	—	—	—	2.58	0.41	A	—	—	—	2.49	0.78	A	—	—	—
	16	47.11.16~47.12.6.4.62	—	—	—	3.08	0.58	C	—	—	—	1.85	0.18	B	—	—	—

に多くみられる。期間前の降雨量（先行降雨量）が多いために、期間を通じて急激な減衰を示している。7~8月のケースについては上記の減衰状態を示すが、他の月のケースでもAタイプの減衰特性を示すものがみられ、比較的減衰の急な「減衰期間」と流況の安定化する「安定期間」に分けることができる。B及びCタイプは、12~2月の無降雨期間にみられる。B、Cタイプの差は先行降雨量の多寡によると考えられる。Bタイプでは期間初期にわずかな減衰がみられるが、5~7日でCタイプと同様なパターンとなる。取出した無降雨期間の流量・水質の代表値（平均値、超過確率値）と年の代表値を比較するために

描いたのが図3-8-1である。年流況と比較すると、Cタイプでは、濁水流量～低水流量に、Bタイプでは低水流量～平水流量に、Aタイプでは平水流量以上にほぼ対応している。

各ケースのCODの代表値と年間のそれとを比較するために描いたのが図3-8-2である。無降雨期間の代表値の年分布、代表値における位置づけが、ケースによりかなり異なっていることを示している。NH<sub>4</sub>-Nについても同様な傾向がみられる。これは年1回生じるか否かの長期の無降雨期間をとると流量変動は比較的安定しているが、流量レベルが先行降雨の影響でケースにより異なるためと考えられる。

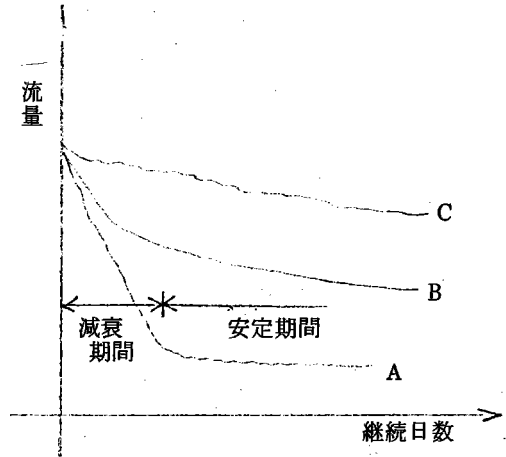


図3-7 無降雨期間の流況タイプ

### 3. 4 水質データの分布

#### 3. 4. 1 年間データの分布<sup>2)</sup>

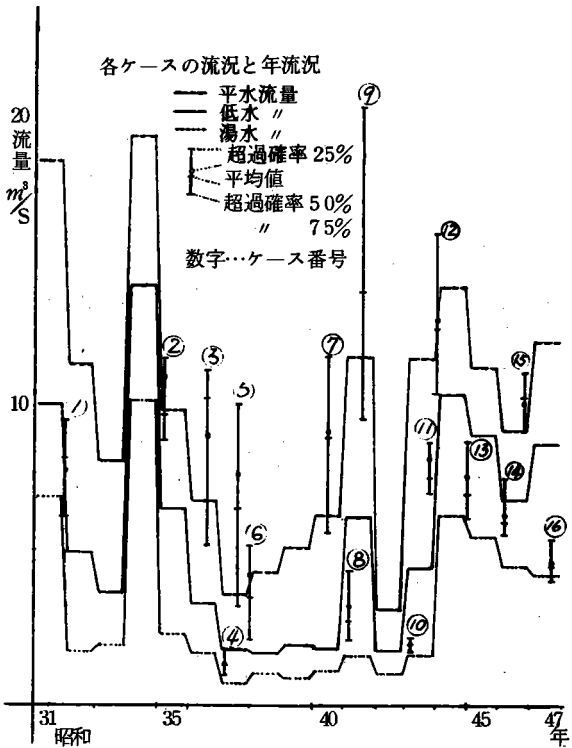


図3-8-1 調布堰 (流況)

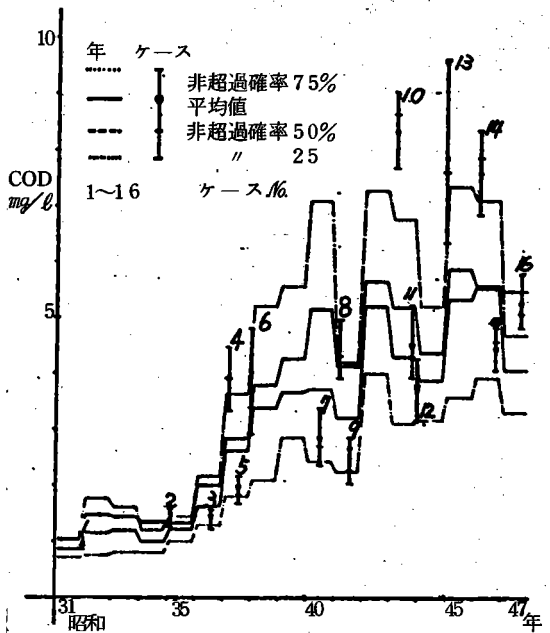


図3-8-2 調布堰COD濃度

3.3 では、平均値などの代表値を年、月、無降雨期間を対象として算定し、その問題点を指摘したが、ここではさらにデータの分布特性の面から代表値を検討してゆく。

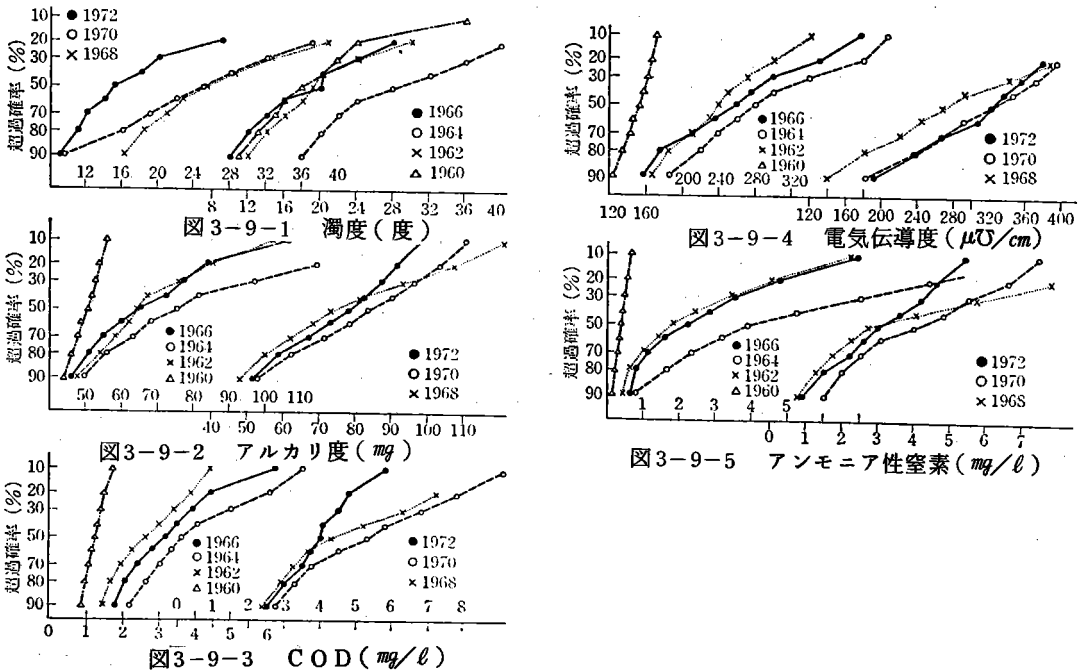


図3-9 調布堰における日データの分布形の経年変化

濃度：図3-9は、1年間の日データ(365ケないし366ケ)の累積分布曲線を正規確率紙にプロットしたものである。すなわち、年間の水質データを大きい順に並べ、その順位数に応じてトーマスプロットしたものである。なお、ここでは10%から90%迄の10%おきに9点のプロットを行った。従って、全データの80%に相当するデータの累積分布曲線を描いたことになる。このため、両端の10%に相当するデータについてはこの図からは明らかではない。水質の日データの分布を求める意図ないし目的により、この累積分布曲線の取扱い方が異なる。ここでは、代表的な水質或いは、ある頻度で生じる値(例えば超過確率75%値)を中心に議論をすすめ、超過確率10%以下の極値については3.4.5で検討する。

図3-9からいくつかの特徴的な点を読みとれる。図3-4の経年変化曲線において汚濁が余り認められなかった1960年には、ほぼ正規分布と認められること、それが年とともに上に凸の分布となり、超過確率20、10%の値が大きくなり、それとともに累積分布曲線の傾斜がなてくる傾向がみられる。すなわち、正規分布している場合には、傾斜が標準偏差と比例するため、経年的に標準偏差が大きくなっていることを示している。第2には、分布が右にズレており、1960年では超過確率10%値が1970年には、超過確率90%より小さいことがある。すなわち、10年前には10日に1度しかみられなかった汚濁が10年後ではそれ以下になるのが10日に1度しかないことを示している。第3に1972年が

小さな値となっており、項目によっては1970年、1968年の分布に近くなっているものがある。以上の特徴は、その程度が必ずしも同じではないが、どの項目にもあてはまる。

図3-9を書きなおしたものが図3-10 確率濃度マップである。横軸に年、縦軸に超過確率(正規確率目盛)をとり、等濃度曲線を描いたものである。1960年迄はほぼ直線的になっているのは、図3-9の累積分布曲線の勾配が急なところに対応していて、この等濃度線間隔では差が出てこないためである。

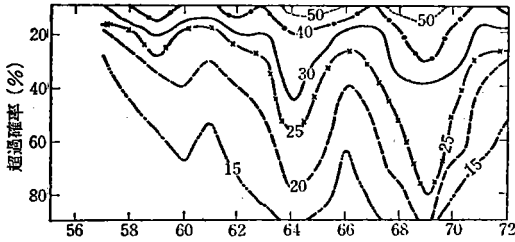


図3-10-1 濁度(度)

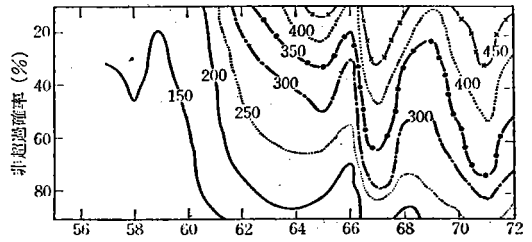


図3-10-3 電気伝導度( $\mu S/cm$ )

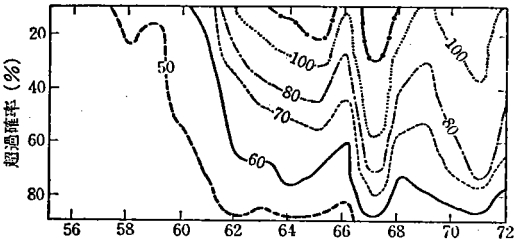


図3-10-2 アルカリ度(mg/l)

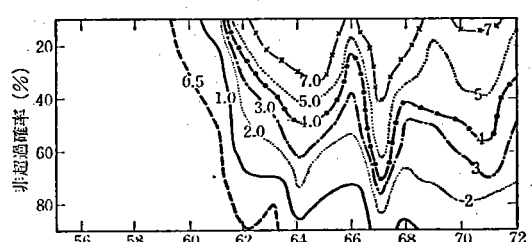


図3-10-3 アンモニア性窒素(mg/l)

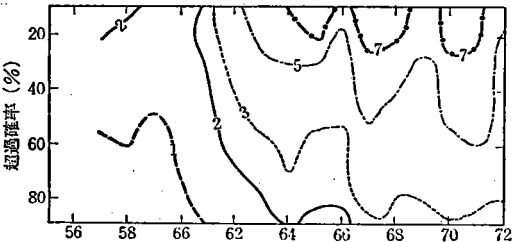


図3-10-3 COD(mg/l)

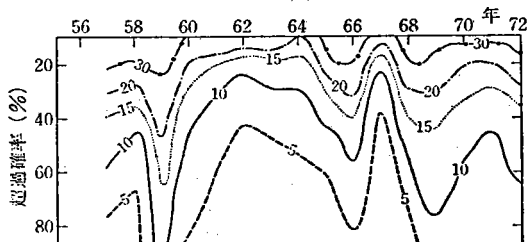


図3-11 流量( $m^3/sec$ )

### 図3-10 調布堰における超過確率の経年変化

65年迄は等濃度線が右下がりとなっているが、高濃度の場合の傾斜はゆるい。このことはベースとなる濃度(流量との対比で言えば、基底流量に相当する基底汚濁量というべきもの)が年々増加していることを示すものである。66年に不連続となっており濃度が減少している。しかし、この年を除くと67年はその前の年の傾向をうけて濃度が漸増していることがわかる。67年の超過確率20%の電気伝導度は約 $300\mu S/cm$ であるが、66年ではその濃度が70%に相当している。このような1年で大きく変動して

いる傾向は、前述の図ではよみとることは出来なかった。このような傾向はすべての水質項目に共通している。

図3-11は、流量について同様な図を示したものであるが、66、67年ないしそれ以降をみると、水質項目の図と逆の関係がみられる。すなわち、 $5\text{ m}^3/\text{sec}$ の流量は66年の超過確率では約80%であるが、67年では約40%に相当する。図3-10と図3-11を比較すると、流量の少ない時濃度が高く、流量の多い時は濃度が低いという結果になっていることがわかる。

負荷量：図3-12は負荷量(濃度×流量)について、累積分布曲線を描いたものである。負荷量の場合、分布範囲が広いので対数正規確率紙にプロットした。この図上で直線となる場合、分布はほぼ対数正規分布とみなせる。また、負荷量の年平均値を累積分布曲線上に// \ // 印で示した。

COD、 $\text{NH}_4\text{-N}$ 、電気伝導度では濃度と同様に年とともに累積分布曲線が右に移動し年々汚濁負荷量が増加傾向を示していることがわかる。それに対し、濁度では経年的な増加傾向ははっきりしない。

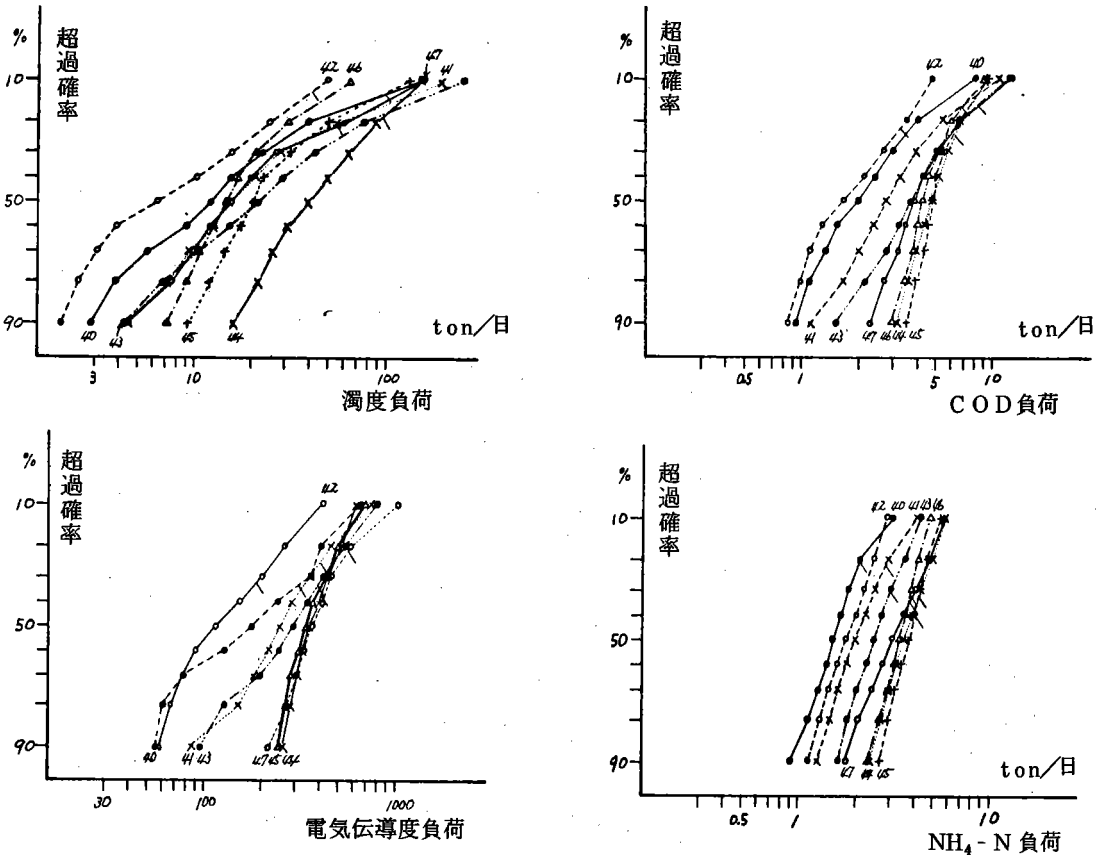


図3-12 調布堰における汚濁負荷量の分布形の経年変化

COD、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の累積分布曲線の形状から両者の分布形は、超過確率10~90%の範囲では対数



正規分布で近似できることを示している。しかし、CODとNH<sub>4</sub>-Nで年平均値に対応する超過確率値がCODでは、25%以下、NH<sub>4</sub>-Nでは40~20%となっており、CODでは超過確率10%以下の値（極値）が、年平均値に大きく影響しているためと考えられる。このように負荷量データについても濃度と同様に極値の影響が平均値にあらわれるわけだが、濃度が極値をとるだけでなく、流量自体も極値をとり両者の積であらわされるため、より複雑な傾向を示している。

### 3. 4. 2 月間データの分布<sup>3)</sup>

年間データの分布と同様に月間データの分布特性について検討する。年間の流量変動に対応して水質濃度変動することは、図3-5で示した通りであり、流量変動の大小を考慮して1月と9月の水質をとり上げた。1月は、流量変動が、毎年他の月に比べて安定している月であり、9月は流量変動が大きい月である。図3-13はCOD、NH<sub>4</sub>-Nの1、9月の累積分布曲線をプロットしたもので月平均値の位置も示してある。

1月のCODについてみると、累積分布曲線はほぼ直線とみなせる年が多く平均値も超過確率30~70%値の間にある。このことから1月のように流量変動の安定した時期においては、少数の測定データからCODの分布・代表値の推定が有効なことを示している。一方、9月においては、CODとNH<sub>4</sub>-Nによって差はあるが、1月と比較して直線とは見なしがたい。また、平均値も超過確率50~10%とバラついており、その年の流量変動の差を反映している。すなわち、流量の増加時のCODの日変化では、1~3日高濃度が発生することがあり、その尖頭濃度（ピーク値）により平均値が大巾に増加することが既に示されているが、ここでもそれと同様な傾向を示している（文献4）。例えば、1972年のCOD濃度の最大値は63.3mg/ℓである。経年的な傾向については、1月では累積分布曲線が年毎に右に移動し、1970年に最大となり1972年では逆に減少している。曲線の傾斜は、標準偏差の大きさを表しているが、年毎にゆるくなり分布も正規分布からはずれてくる。このような1月の分布の変化は、対象期間を1年とした場合の累積分布曲線の変化に対応している（図3-9参照）。9月では、累積分布曲線の位置が毎年右方に移動しているが、1月のように1970年まで増加するといった傾向はみられない。分布曲線の傾きは各年でほとんど変化がない。

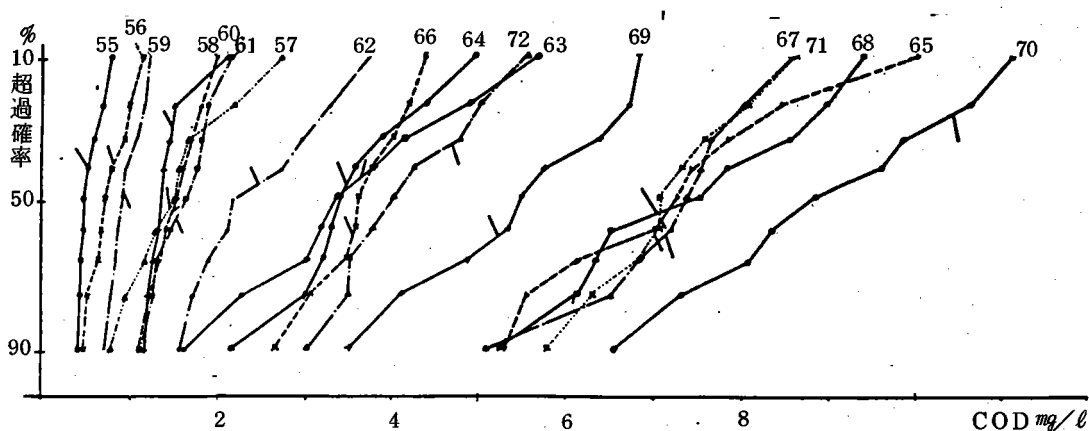
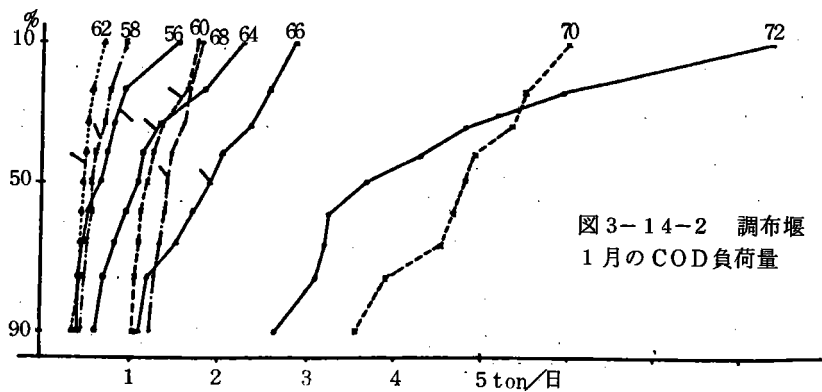
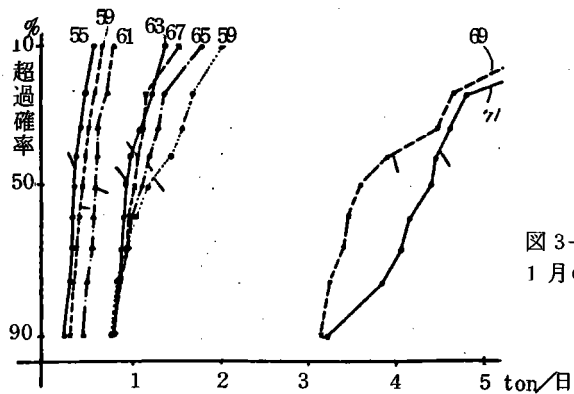
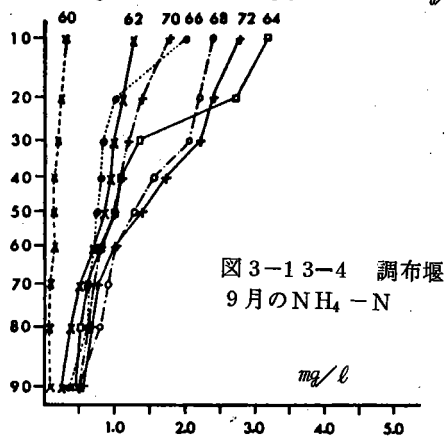
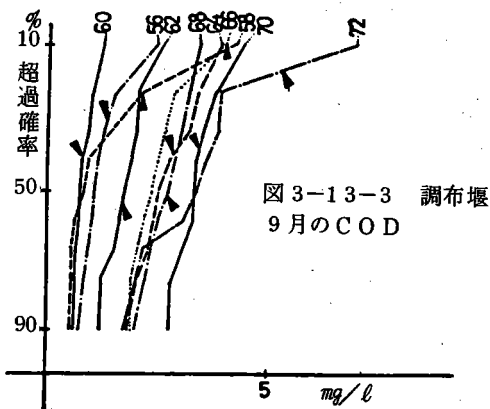
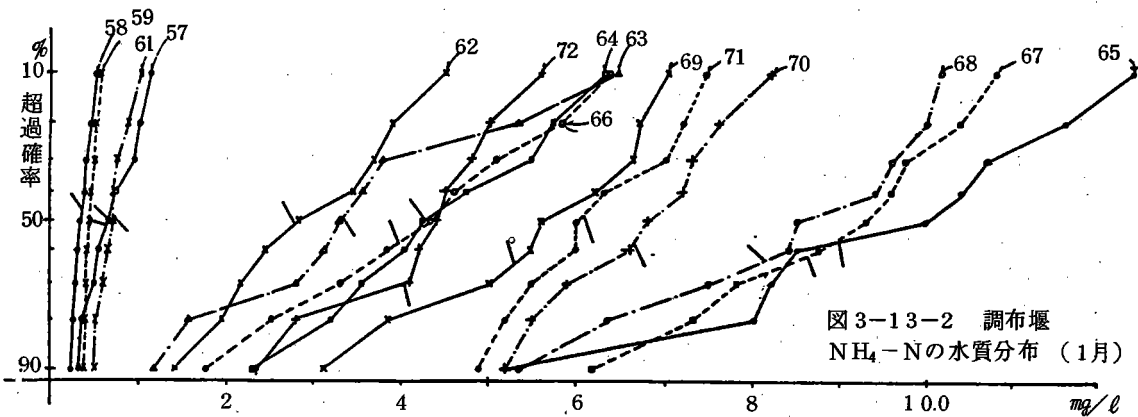


図3-13-1 調布堰1月のCODの水質分布



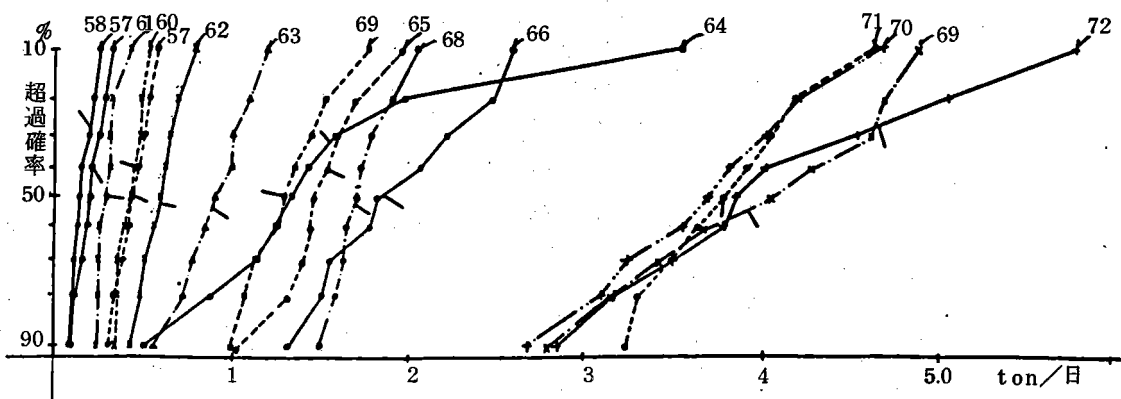


図3-14-3 NH<sub>4</sub>-N負荷量1月(調布堰)

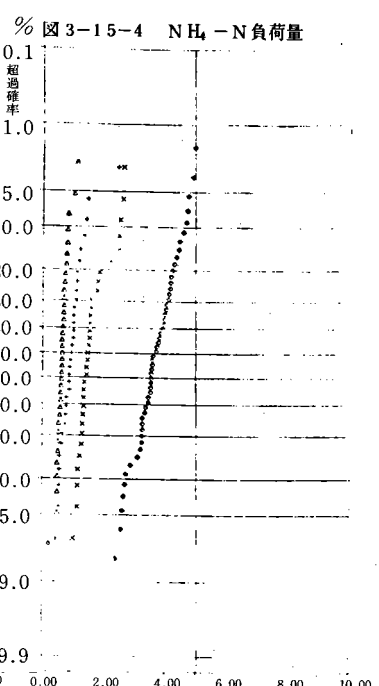
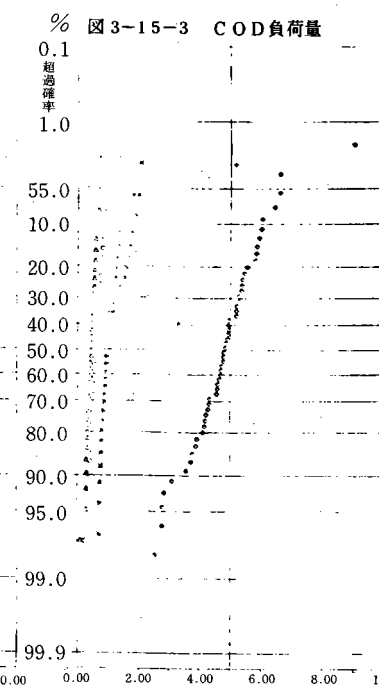
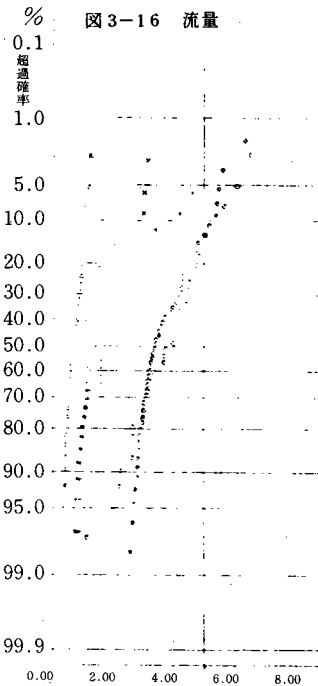
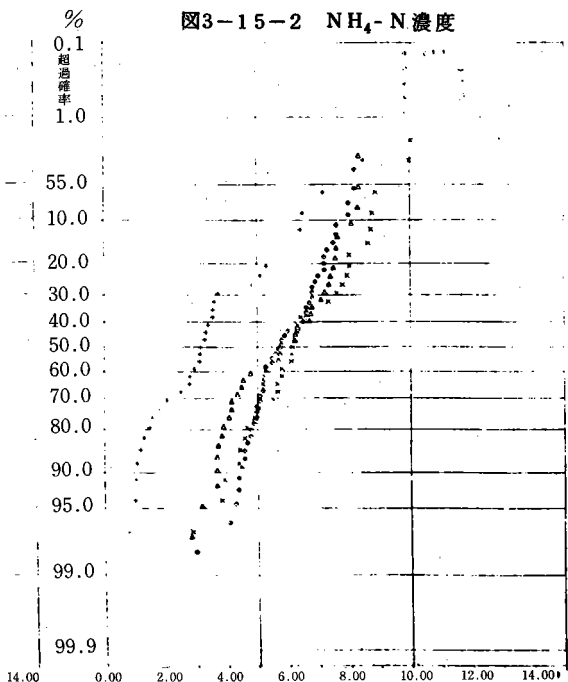
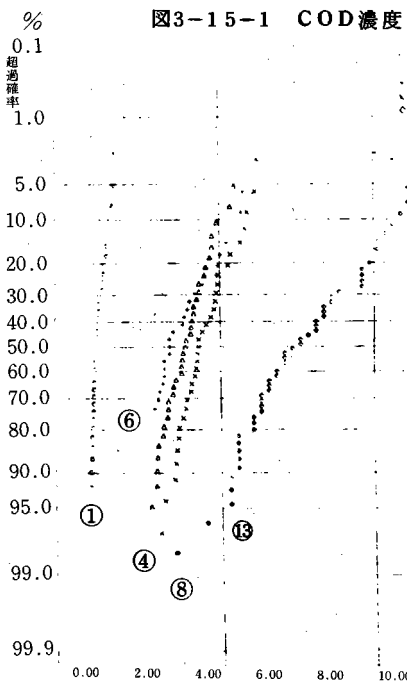
1月のNH<sub>4</sub>-Nでは、各年の累積分布曲線の形状、平均値の位置(ほぼ50%付近)から分布形は正規分布と考えてよい。経年的な特徴としては、年間或いは1月のCODでは1970年の分布曲線が最も右、すなわち汚濁が最大であったが、NH<sub>4</sub>-N1月では1965年に汚濁が最大となっている点と、COD1月では経年的に汚濁の進行がみられたのに対し、NH<sub>4</sub>-N1月では、1957~1961年と1962年以降とでその曲線の位置が大きく異なる。いいかえれば、1962年以降の汚濁の進行をNH<sub>4</sub>-NをみるとCODよりも著しかったという点である。これは、同じ有機性汚濁指標でもCODとNH<sub>4</sub>-Nでは、表現しているものが異なり、各水質項目の性質を十分理解しておくことが、河川水質データを解析していくうえで重要であることをものがたっている。

負荷量：図3-14はCOD、NH<sub>4</sub>-N1月の負荷量の累積分布曲線をプロットしたものである。COD、NH<sub>4</sub>-Nともに超過確率20%前後で折曲ったり、上に凸の曲線となっている年もみられるが、分布形は概して正規分布とみなせよう。負荷量で見ると、1955~1968年と1969~1972年には経年変化のパターンが異っており、両者の差が大きく、濃度の場合とはパターンが異なる。

### 3. 4. 3 無降雨期間の水質データの分布

無降雨期間として、無降雨の継続日数が20日以上16ケースを取出したが、ここでは、とくに継続日数30日以上5ケースについて累積分布曲線をプロットした。図3-15がCOD、NH<sub>4</sub>-N濃度についてプロットしたものである。図より、この期間のCOD、NH<sub>4</sub>-Nの濃度分布は正規分布形と考えられ、全期間のデータを用いずとも少数のデータ(例えば3日おきのデータなど)から平均値、分布形の推定が可能である。対象としたデータは、長期の無降雨期間であり数年に1度生じるような特殊な例であり、直接年間データ、月間データと比較するのはむずかしいが、ケースの多くは冬期12月~1月に生じており、3.4.2でとり上げた1月の月間分布にほぼ等しい分布形となっている。この期間における濃度分布が正規分布で近似できるのは、主に流量が安定化しているためと考えられる。参考のために、この期間の流量分布についても図3-16に示した。

図3-15 無降雨期間の水質データの分布形



### 3. 4. 4 水質データの正規化<sup>2)</sup>

ある統計量の頻度特性が明らかになると、その統計量の性質を表現するのが容易となり、かつ予測を行ったり、シミュレートさせたりすることも可能となる。とくに正規分布する場合にはその性状が明らかになっている。

従来、水質データについては、統計的ないし確率論的検討はほとんど行なわれていないのが実情である。このようなテーマに対しては、水文学でかなり研究されており、そこで開発され或いは実用化されている理論を応用することが可能と考えられる。しかしながら、水文学の研究目的と水質のそれが必ずしも同じでないので盲目的な導入はつつしむべきである。

頻度分布を理論的に求めることは不可能で試行錯誤的に定めるしか方法がない。実際には正規分布になるように変数変換を行なうというのが通常用いられる方法である。ここでは対数正規分布へのあてはめを行ない、その検討を行ってみた。すなわち次式による変換を行なう。

$$y = a \cdot \log_{10} \frac{x + b}{x_0 + b} \quad (3-1)$$

但し  $x$  : 観測値

$$x_0 : \text{観測値の幾何平均} \quad \log x_0 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \log x_i$$

$$b : \text{定数} \quad b = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 b_i, \quad b_i = \frac{X_j \cdot X_{n-j+1} + x_0^2}{2x_0 - (X_j + X_{n-j+1})}$$

$$a : \text{定数} \quad \frac{1}{a} = \frac{2}{N-1} \sum_{j=1}^N \log \left( \frac{X_j + b}{X_0 + b} \right)^2$$

$N$  : 標本数

$X_j$  : 観測値を順序数に並べたとき  $j$  番目のデータ

すなわち、一端ありの非対称分布と考え、原点をソフトさせることにより、正規分布への近似度を高めようとしている。その方法は水文学で岩井法と呼ばれるものである。水文学での岩井法の目的は極値をあてはめることにあるが、ここでは累積分布の中央部を考えているため、 $x_j$ 、 $x_{n-j+1}$ として非超過確率10%と90%、20%と80%、30%と70%、40%と60%の4組を基準にとり、その8つのデータが対数正規確率紙上で一直線に並ぶよう  $b$  を求めた。

このようにして求められた式を使用して、変数変換を行った結果を図3-17に示した。これによると濁度以外の水質は、正規化されていることがわかる。とくにCODの場合、 $b=0$ という年が多く、対数正規分布をなしていると考えられる。表3-4に各年の( $a$ 、 $b$ )値を示す。

変換式の性質から、各年の正規化を行えたと考え、各年毎に正規化されたものが、同じ母集団に属しているかという点については、十分検討を行っていない。その理由のひとつとして、ここでは日データを1年としてとっているが、1年間を1つの母集団とみなせるかどうかの検討を行なわねばならないと考える。又、各々の日データが独立と考えられるかという点も今後検討せねばならない。

図3-4 岩井法によるCODの変換の定数

年	a	b
1958	12.029	0.000
1960	3.930	0.000
1962	3.649	0.000
1964	2.750	-0.736
1966	2.732	-0.308
1969	2.559	-0.621
1970	3.830	0.701
1972	3.458	0.000

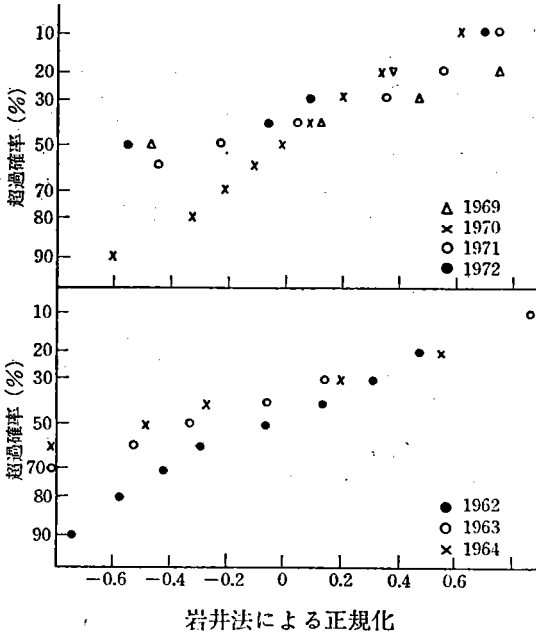


図3-17-1 濁度

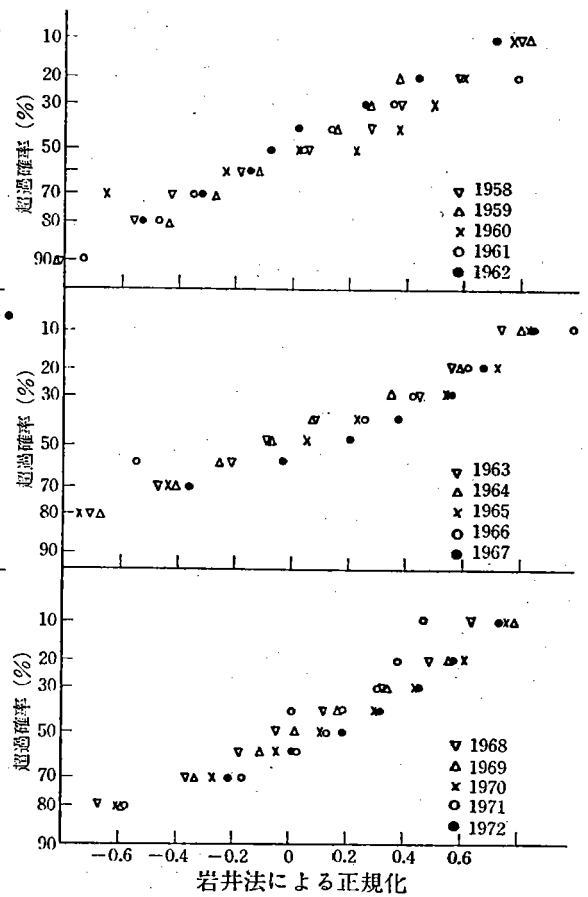


図3-17-2 アルカリ度

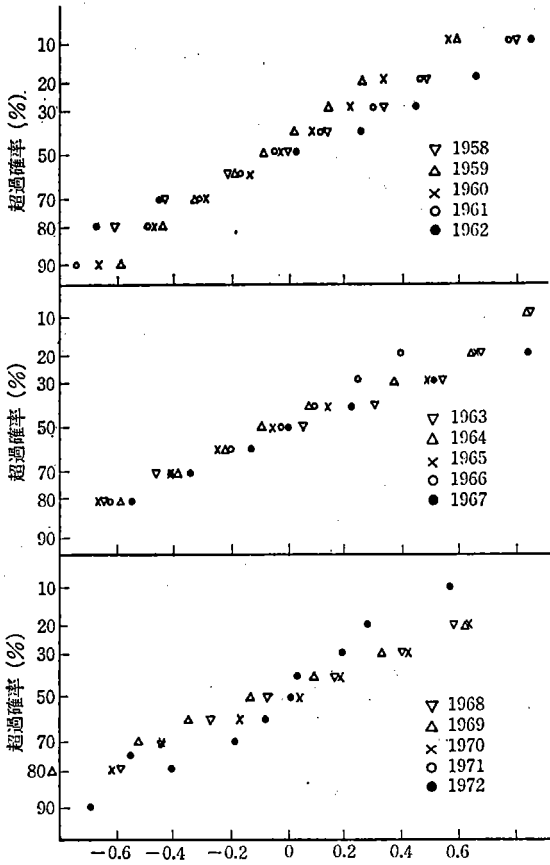


図3-17-3 岩井法による正規化 (COD)

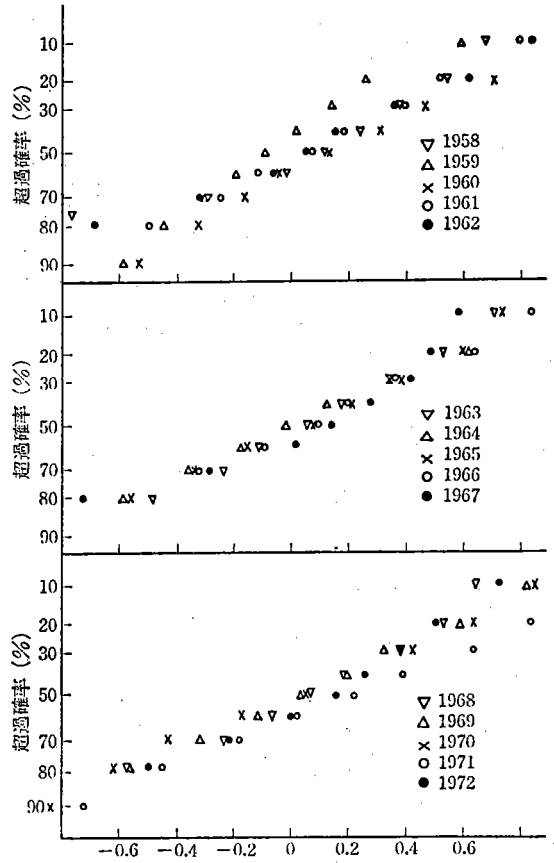


図3-17-4 岩井法による正規化 (電気伝導度)

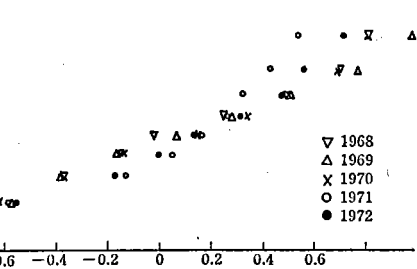
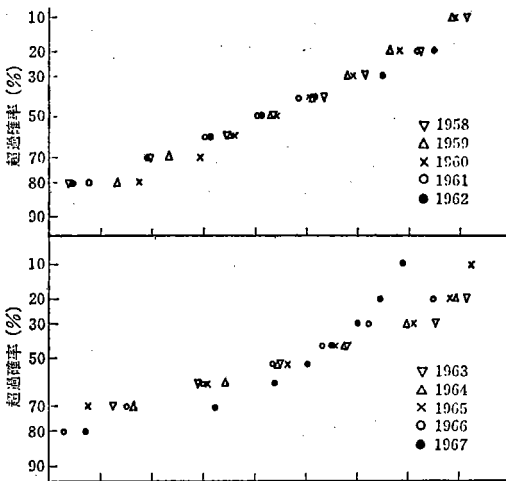


図3-17-5 岩井法による正規化 (NH<sub>4</sub>-N)

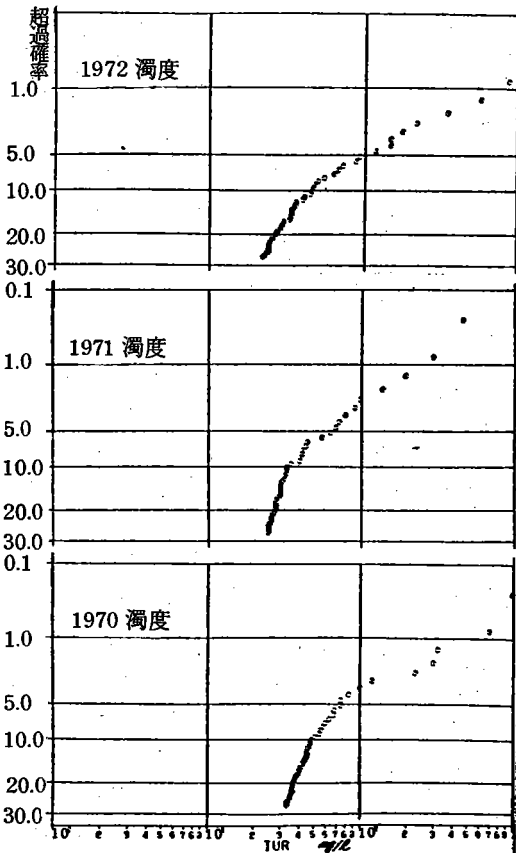


図3-18 濁度の累積分布(調布堰)

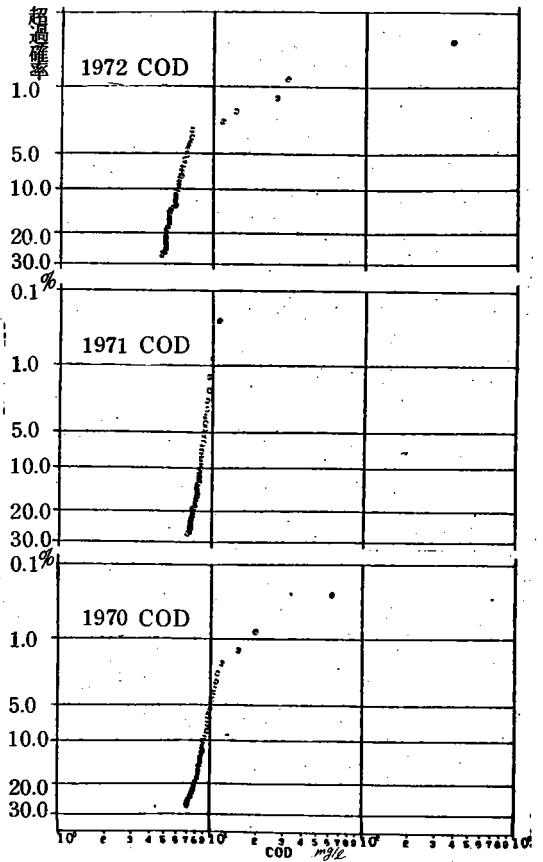


図3-19 CODの累積分布(調布堰)

### 3. 4. 5 極値の検討

CODの年間或いは月間分布の検討から、比較的大きな値(極値)が存在すると、平均値などの代表値を算定する際に大きく影響することが示された。こうした極値がひとつであれば、統計的な極値(異常値)の棄却検定方法が利用できるわけであるが、実際のデータでは、極値が複数個存在し、単に極値として捨てるだけでは十分ではなく何らかの原因があると考えべきである。これまでの考察から、COD、濁度の非溶解性指標では、流量増加時に極値が出現しており、流量がこれらの極値発生に大きく影響していると考えられる。以下COD、濁度をとりあげ超過確率30%以下のデータについて検討する。

図3-18、19は、各々濁度、CODについて1970~1972年の日データ(超過確率30%以下)を対数正規確率紙上にプロットしたものである。濁度では、超過確率10%値付近で折れ曲がっているのに対し、CODでは曲線の折れ曲りがみられる年(1970、72年)とみられない年(1971年)がある。1970、72年では、超過確率3%付近で折れており、この点に対応するCODの値以上と値以下では分布の性質が異なっていることを示している。極値と流量との関係を調べるために、水質データを順序数に並びかえ、各データに対応する流量を求めた例として1972年のCOD、濁度を表3-5に



示す。

CODの場合、図3-19より曲線の折れ曲り点以上の値は9ヶあり、流量との対応を調べると50 ton/s ~ 800 ton/sと高流量時にこれらのCOD値が生じていることがわかる。10番目以降のCOD値では、いくつか高流量に対応している他は10 ton/s以下の流量のときもあり、とくに5 ton/s以下の時が多い。

CODに対し濁度では、超過確率10%点付近で折れ曲り点と考えられデータ数は30程度ある。

表3-5では、25番までの濁度を示したわけであるが、CODとは若干異った様相を呈している。すなわち、ほとんど対応する流量が大きいことである。また濁度と流量は比例関係とはなっていない。

以上から、非溶解性物質指標でも濁度、CODではその極値出現の要因が異なっていることがわかる。濁度では高濃度は高流量に対応して出現しているのに対し、CODでは高濃度出現は高流量及び低流量時の全く逆の流量条件で発生している。この流量と水質の関連性についてはさらに3.7で検討する。

非溶解性物質指標の極値を平均値計算に取入れるか否かの極値の棄却問題は、水文学の分野でも研究されているが、いずれも極値がひとつの場合であり、COD、濁度のように複数個存在する場合に利用できる棄却判定に関する統計理論はみあたらない。しかし、既存の棄却判定法を水質データに逐次適用することも考えられる。棄却検定法の適用を試みる前に、まず年平均値、標準偏差の計算に極値がどの程度影響しているかをみる。すなわち、

最大値から順次1、2、-----のデータを除いた場合の標準偏差を計算し、値がどのように変化するかを1970~1972年について示したのが図3-20である。極値のない1971年では、データを除いた影響がほとんどないのに対し、1972年では、除去数10ヶまで、1970年では6~7ヶ程度まで年平均値、標準偏差が減少する傾向がみられる。また、標準偏差の方が年平均値に比べて減少の割合は大きい。図3-20-2は濁度についてであるが、CODと同様、標準偏差が平均値に比べて減少する割合が大きくなっている。極値として除去できるデータ数は図からは、はっきりわからないが、おおむね20ヶ程度であり、年平均値・標準偏差も安定するようだ。

表3-5 COD、濁度の順位と対応する流量

順位	COD (mg/l)	対応する 流量 (ton/s)	濁度 (mg/l)	対応する 流量 (ton/s)
1	379.65	82.51	3300.0	827.03
2	63.28	827.08	1500.0	170.05
3	30.37	170.05	890.0	229.09
4	27.34	86.15	720.0	86.15
5	25.82	112.49	580.0	414.67
6	18.22	229.09	500.0	171.47
7	13.92	59.27	350.0	178.99
8	11.90	414.66	340.0	112.49
9	11.39	328.17	220.0	35.50
10	9.62	17.18	200.0	182.27
11	7.09	3.70	180.0	137.76
12	7.09	12.25	160.0	328.17
13	7.09	4.37	150.0	180.19
14	7.09	171.47	150.0	121.43
15	6.83	4.25	150.0	66.28
16	6.58	4.37	140.0	131.79
17	6.58	7.25	120.0	46.34
18	6.58	4.13	120.0	125.30
19	6.58	4.73	94.0	167.69
20	6.58	8.09	93.0	67.55
21	6.33	5.37	75.0	61.61
22	6.33	46.34	73.0	44.85
23	6.33	182.27	69.0	41.24
24	6.07	10.56	68.0	82.13
25	6.07	4.37	66.0	34.91

以上から、CODでは1972年10ヶ、1970年7ヶ、濁度では各年20ヶ程度極値を除けば、年平均値、標準偏差は、各々代表値、バラツキの指標として安定した指標となる。この図による極値除去方法もひとつの方法となりえるわけだが、除去(棄却)基準を統計理論から定めることができれば、客観性(再現性)が増すと考えられる。異常データの棄却検定方法としては、いくつかあるがここでは『増山の棄却検定方法』を利用し極値を逐次判定していく方法を考える。

文献5を参考にし検定の手順を概略示せば、

- ①仮説：不良標本 $X_0$ (この場合最大値)と他の標本(その平均値 $\bar{X}$ )とに有意差なしとする。

$$X_0 = \bar{X}; \left( \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n-1} X_i \right) \quad (3.2)$$

n: サンプル数

- ②次式により $t_0$  値を求める。

$$t_0 = \frac{|X_0 - \bar{X}|}{\sqrt{S^2 \cdot \frac{n+1}{n}}}$$

$$\text{ここに } S^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (X_i - \bar{X})^2}{n-1} \quad (3.3)$$

この $t_0$  が、自由度 $n-1$ の七分布に従うことを利用する。ただし、 $\bar{X}$ 、 $S^2$  は $X_0$ を除いたデータについての値。

- ③自由度 $n-1$ 、有意水準(危険率) $\alpha$ の $t_\alpha$ 値をt分布表から求める。

- ④ $t_0$  と $t_\alpha$ を比較して

I)  $t_0 \geq t_\alpha$  ……  $X_0 \approx \bar{X}$ : すなわち、異常値として棄却(危険率 $\alpha$ )

II)  $t_0 < t_\alpha$  …… 仮説採択: すなわち、異常値として棄却できない。

以上が『増山の棄却検定法』であるが、年間データを対象としているので( $n=365$ )大標本のため、 $t_0$  は $(X_0 - \bar{X})/S$ で近似できる。すると $t_0$  は正規化変数に相当し、 $X_0$ を除いたデータの分布に対し $X_0$ がどこに位置するかでデータの異常を判定することになる。また、 $X_0$ を最大値としているので $X_0 > \bar{X}$ であり、分布の右スソ部分が問題であり、右図の斜線部分を $\alpha$ とすると、大標本ではt分布が正規分布に近づくことを利用し、正規分布表から $\alpha$ に対する $Z_\alpha$ を求め

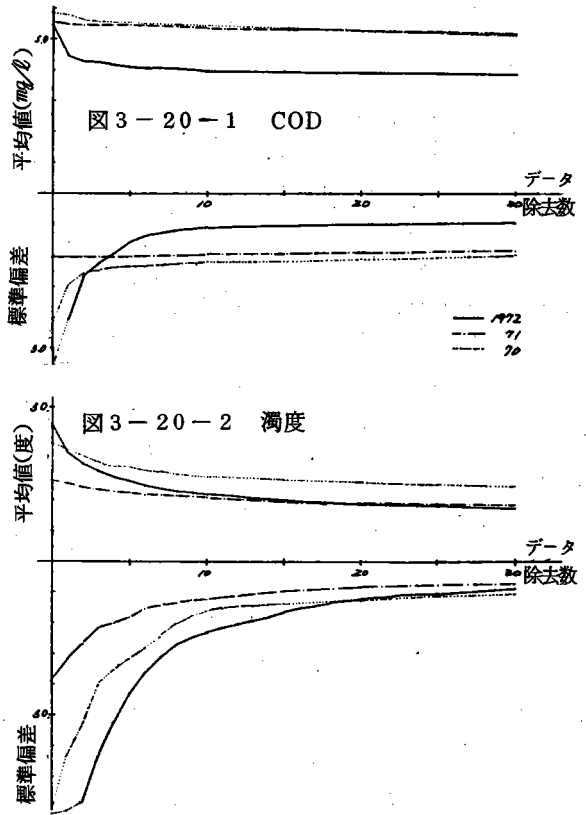
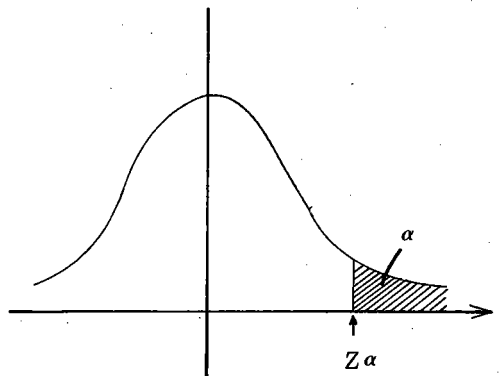


図3-20 極値を除いたときの平均値・標準偏差



る。  $Z_{\alpha} = 1.65$  ( $\alpha = 0.05$ )、  $Z_{\alpha} = 2.33$  ( $\alpha = 0.01$ )、  $Z_{\alpha} = 3.08$  ( $\alpha = 0.001$ )となる。先述の  $t_0$  を「異常率」と呼び、棄却基準を  $Z_{\alpha} = 3.08$  ( $\alpha = 0.001$ ) とすれば、異常率  $t_0$  が  $t_0 > Z_{\alpha}$  の時に、この値  $X_0$  を異常値(極値)として棄却しない危険率は0.1%であるといえるわけである。1972年のCODについて  $t_0$  値をもとめたのが表3-6である。CODでは、棄却基準を  $Z_{\alpha} = 3.08$  (危険率 = 0.001) とすると1972年では極値が10ヶ存在し、これらの値を除いて平均値を計算した方がよいわけである。実際に極値を除いた場合の平均値、標準偏差を全データから求めた値と比較すると表3-6である。極値を除いたデータと全データ

表3-6 CODの  $t_0$  値(1972年)

順位	$X_0$ mg/l	n	$\bar{X}$ mg/l	S mg/l	$t_0$
0		366	5.48	2.003	
1	375.65	365	4.46	4.07	91.08
2	63.28	364	4.30	2.66	22.14
3	30.37	363	4.22	2.23	11.45
4	27.34	362	4.16	1.93	11.99
5	25.82	361	4.10	1.56	13.90
6	18.22	360	4.06	1.37	10.32
7	13.92	359	4.03	1.27	7.78
8	11.90	358	4.01	1.20	6.57
9	11.39	357	3.99	1.14	6.48
10	9.62	356	3.98	1.10	5.12
11	7.09	355	3.97	1.09	2.86
12	7.09	354	3.96	1.08	2.89
13	7.09	353	3.95	1.06	2.96
14	7.09	352	3.94	1.05	3.00
15	6.83	351	3.93	1.04	2.78

では平均値・標準偏差が相当異なるが、前者の平均値は全データの中央値にほぼ等しくなっている。

この棄却基準をかえると異常値の数がかわってくるわけだが、先の図3-20も考えあわせるとCODでは棄却基準として  $Z_{\alpha} = 3.08$  (危険率  $\alpha = 0.001$ ) が適当ではないかと考えられる。この基準を他の年のCODに適用してみる。1971年では、いずれの値も  $t_0 < 3.08$  となり、年間データに極値が存在しないことと対応している。1970年では、  $t_0 > 3.08$  の値が5ヶ存在し、極値を除いたデータの平均値・標準偏差を全データの場合と比較すると表3-7のようになる。この年の例では、平均値は余り変化していないが、標準偏差は小さくなっている。また、極値を

表3-7 データ除去数と年平均値・標準偏差

除いたときの平均値は全データの中央値とほぼ等しい事がわかる。

濁度についてもこの方法を適用したが、棄却基準  $Z_{\alpha} = 3.08$  ではかなりのデータ数が異常値(極値)と判断され、図3-20において、平均値・標準偏差が徐々に減少していることに対応

		除去数	平均値	標準偏差	中央値
1972年	全データ	/	mg/l 5.48	mg/l 2.003	mg/l 4.05
COD	極値を除いたデータ	10	3.98	1.10	
1970年	全データ	/	5.86	4.22	5.32
COD	極値を除いたデータ	5	5.53	2.34	

している。COD、濁度では、その極値出現の要因が異なるため、濁度についてはCODとは別の棄却基準を設ける必要があろう。

以上COD、濁度の年間データ(1970-1972)を例として極値の処理を考えたわけだが、棄却検定を行なうデータが大標本で、かつ異常値(極値)が標本全数に比べて少ない(10ヶ前後)CODの場合であれば、ここでとり上げた極値の棄却検定を逐次行っていく方法が利用できる。しかし、実際に得

られる水質データは小標本の場合が多いであろうことを考慮すると極値の処理方法もかわってくると考えられる。

大標本と小標本の差、水質項目の違いで極値の扱いがかわってくるわけだが、統計理論（異常値の棄却検定）を利用することにより、極値の取扱いに客観性（再現性）が増すと思われる。そのためには、極値判定基準が問題であり、その適当な値を定めるには、さらに多くの水質データについて、系統的に整理・解析していく必要がある。

### 3. 5 代 表 値

#### 3. 5. 1 代表値の比較

多くの水質データから、そのもつ性状を表現する方法は数多く存在する。水質の場合どのような指標をとったらよいかを以下検討してみることにする。

代表値としては次のようなものがあげられよう。

表 3-8 代表値のリストアップ

中央値を示すもの	中央値	Md	累積曲線の50%値
	中央値の対数	Nd $\phi$	$-\log_2 Md$
	最頻値	Mo	度数分布の最大な点
	平均値(算術)	$\bar{X}$	$\sum X_i/n$
	平均値(幾何)	Mg	$\sqrt[n]{x_1 x_2 \cdots X_n}$
	Inmanの中央値	M $\phi$	$(P_{16} + P_{84})/2$
分散を示すもの	Folkの中央値	Mz	$(P_{16} + P_{50} + P_{84})/3$
	4分位偏差	ODa	$(P_{25} - P_{75})/2$
	4分位偏差の対数	OD $\phi$	$(-\log_2 P_{25} + \log_2 P_{90})/2$
	90%偏差	PD $\phi$	$(-\log_2 P_{10} + \log_2 P_{90})/2$
	Traskの分散係数	So	$\sqrt{Q_{25}/Q_{75}}$
	標準偏差	$\sigma$	$\sqrt{\frac{1}{n} \sum (X_i - \bar{X})^2}$
対称の尺度	Inmanの分散	$\sigma\phi$	$(P_{84} - P_{16})/2$
	4分位歪み(算術)	Ska	$(P_{25} + P_{75} - 2Q_{50})/2$
	”(幾何)	Sk $\phi$	$\sqrt{P_{25}/P_{75}/Q_{50}^2}$
ピークの大きさを示すもの	4分位歪みの対数	Sk $\phi$	$(-\log_2 P_{25} - \log_2 P_{75} + 2 \log_2 P_{50})/2$
	尖度	K	$(P_{90} - P_{10})/(P_{75} - P_{25})$

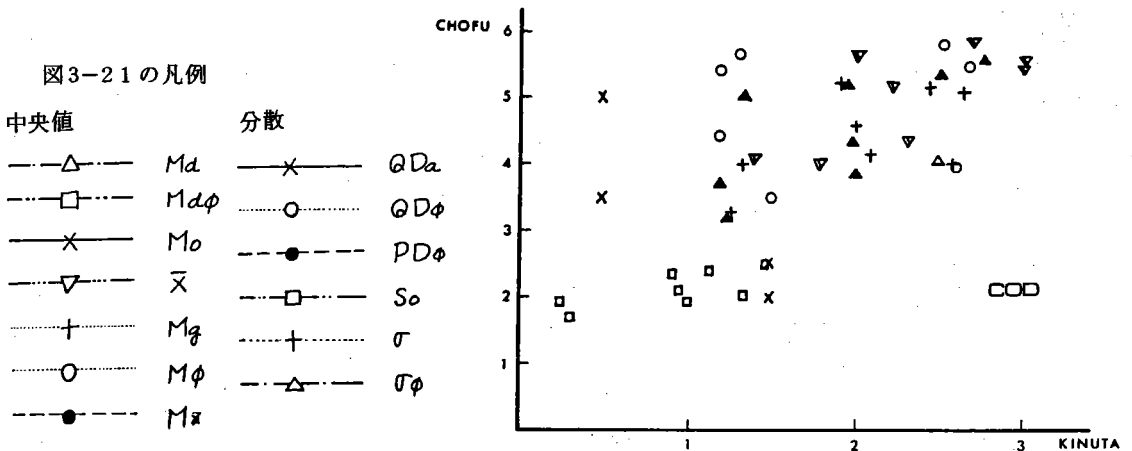
表 3-9 に COD の代表値を示し、図 3-21 にそれを図化した。中央値でいうと調布堰では 1966 年

に谷となり、1970年迄増加していき1972年にふたたび減少するという傾向が、どの指標でもよみとれる。但し最大となるのが、指標により1970年の場合と71年の場合とがある。砧地点では、経年的に増加している指標と1968、69年に減少している指標がある。分散でいうと、調布堰はほとんどの指標で1965年が最大で以後年々減少しているが、砧地点では1970年が最大となっている指標が多い。対称性についてみると0に近い値をとるものが、分布形が対称である事を示しており、砧地点では対称となって

表3-9 各種の代表値

COD (mg/l)	中 央 値							分 散							対 称			尖度 K
	Md	Mdφ	Mo	X	Mg	Mφ	Mz	QDa	QDφ	PDφ	So	σ	σφ	Ska	SkG	SkGφ		
調 布 堰	1965	3.70	1.89	2.0	5.14	3.97	5.04	4.59	2.34	0.78	1.19	1.71	5.96	3.11	1.06	0.16	1.11	1.52
	66	3.19	1.67	2.5	4.12	3.27	3.47	3.37	0.97	0.45	0.89	1.37	5.62	1.47	0.01	0.23	0.77	2.24
	67	5.19	2.38	5.0	5.64	5.20	5.68	5.52	1.63	0.53	0.79	1.82	2.27	2.32	0.43	0.14	1.24	1.74
	68	4.28	2.10	3.5	5.18	4.51	5.40	5.04	1.83	0.56	0.98	1.48	2.98	2.67	0.65	0.16	1.15	1.91
	69	3.87	1.95	3.5	4.36	4.12	4.43	4.24	1.01	0.36	0.62	1.28	1.64	1.39	0.31	0.20	1.04	1.88
	70	5.32	2.41	4.0	5.86	5.15	5.82	5.65	1.89	0.52	0.86	1.43	4.21	2.53	0.14	0.13	1.15	1.68
	71	5.56	2.48	6.0	5.52	5.10	5.44	5.48	1.58	0.43	0.66	1.34	2.03	2.41	-0.06	0.13	1.16	1.85
	72	4.05	2.02	4.0	5.47	4.00	3.92	3.97	0.70	0.26	0.60	1.19	20.0	1.14	-0.06	0.21	0.96	2.36
砧	1965	1.19	0.25	1.5	1.79	1.33	1.37	1.31	0.30	0.34	0.65	1.27	3.53	0.46	0.10	0.66	0.20	2.17
	66	1.24	0.31	1.5	1.37	1.27	1.51	1.43	0.27	0.31	0.64	1.24	0.63	0.58	0.03	0.65	0.16	2.28
	67	1.90	0.92	0.5	2.07	1.92	1.33	1.40	0.59	0.44	0.77	1.35	0.82	1.33	0.12	0.39	0.49	2.43
	68	1.95	0.96	0.5	2.21	2.04	1.20	0.79	0.56	0.39	0.74	1.31	0.96	1.19	0.16	0.39	0.55	2.50
	69	2.03	1.02	0.5	2.31	2.10	1.20	0.80	0.48	0.33	0.74	1.26	1.76	1.20	0.10	0.39	0.54	2.89
	70	2.53	1.34	3.5	2.71	2.46	2.57	2.56	0.75	0.44	0.72	1.36	1.37	1.03	-0.01	0.29	0.60	1.65
	71	2.78	1.48	3.5	3.03	2.65	2.70	2.73	0.64	0.34	0.64	1.26	4.60	0.85	-0.01	0.28	0.70	1.75
	72	2.53	1.33	2.5	3.05	2.60	2.61	2.58	0.52	0.29	0.57	1.22	3.78	0.68	0.10	0.32	0.70	1.98

図3-22



いる事がわかる。尖度は1に近い程分布が集中しており大きくなると巾広く分布している事を示すものである。1965年近くは、砧地点の方がバラツキが多かったのが、1972年には逆転して、調布堰の方が変動が大きい事がわかる。

これによると確率分布を用いた指標：Inman、Folkの中央値はほぼ同じパターンを示しているが50%値はそれと若干異なる値を示している。もし、分布形が直線なら3者は同じであるが、上に凸の場合は中央値が低くなり両者の差から直線分布との差が推定出来る。最頻値はこれらと異なった値をとることが多い。MED $\phi$ として中央値の2を底とした対数をとったものは、1mg/l以下の場合にはマイナスとなり、それ以上の場合にはプラスとなり、対数をとるためその値は小さくなっている。CODについて砧と調布堰の地点の両者をプロットすると図3-22で示されるが、中央値が両者の相関とみることが出来るが他の指標では、両者の相関はあまりみとめられない。

紙面の関係で図に表示しなかったが、分散を示す指標についていうと、指標のとり方によってその大きさが異なる。4分位偏差と標準偏差を比べてみると、2地点ともほぼ同じような比となっているのが興味をひく。

これらの図および表をみると、中央値及び4分位偏差を用いて、代表値および分散の程度を示すのが、水質とくに「しばしばおこる時の水質」を推定するのに有効と考えられる。

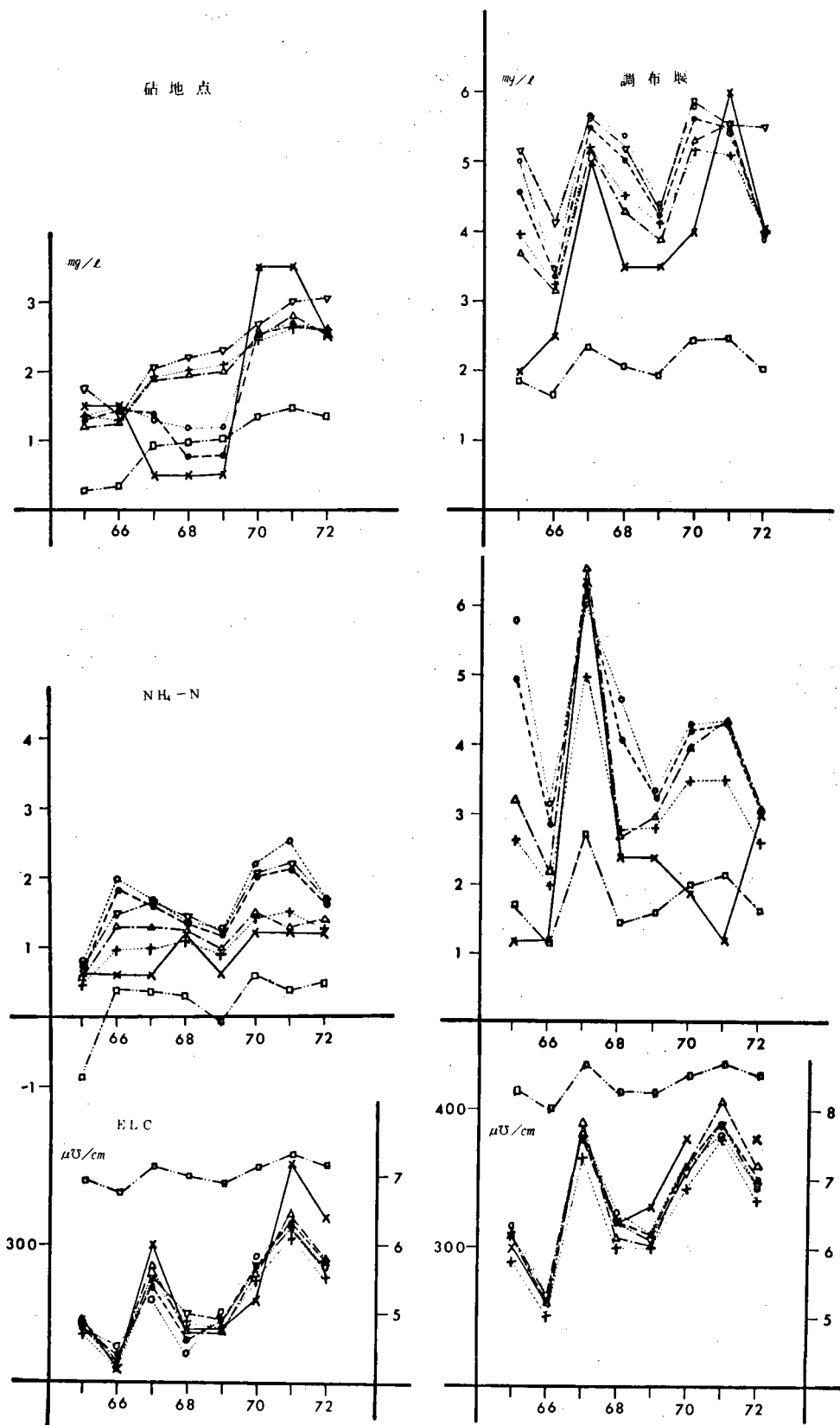


図3-21-2 各種代表値の経年変化(中央値)

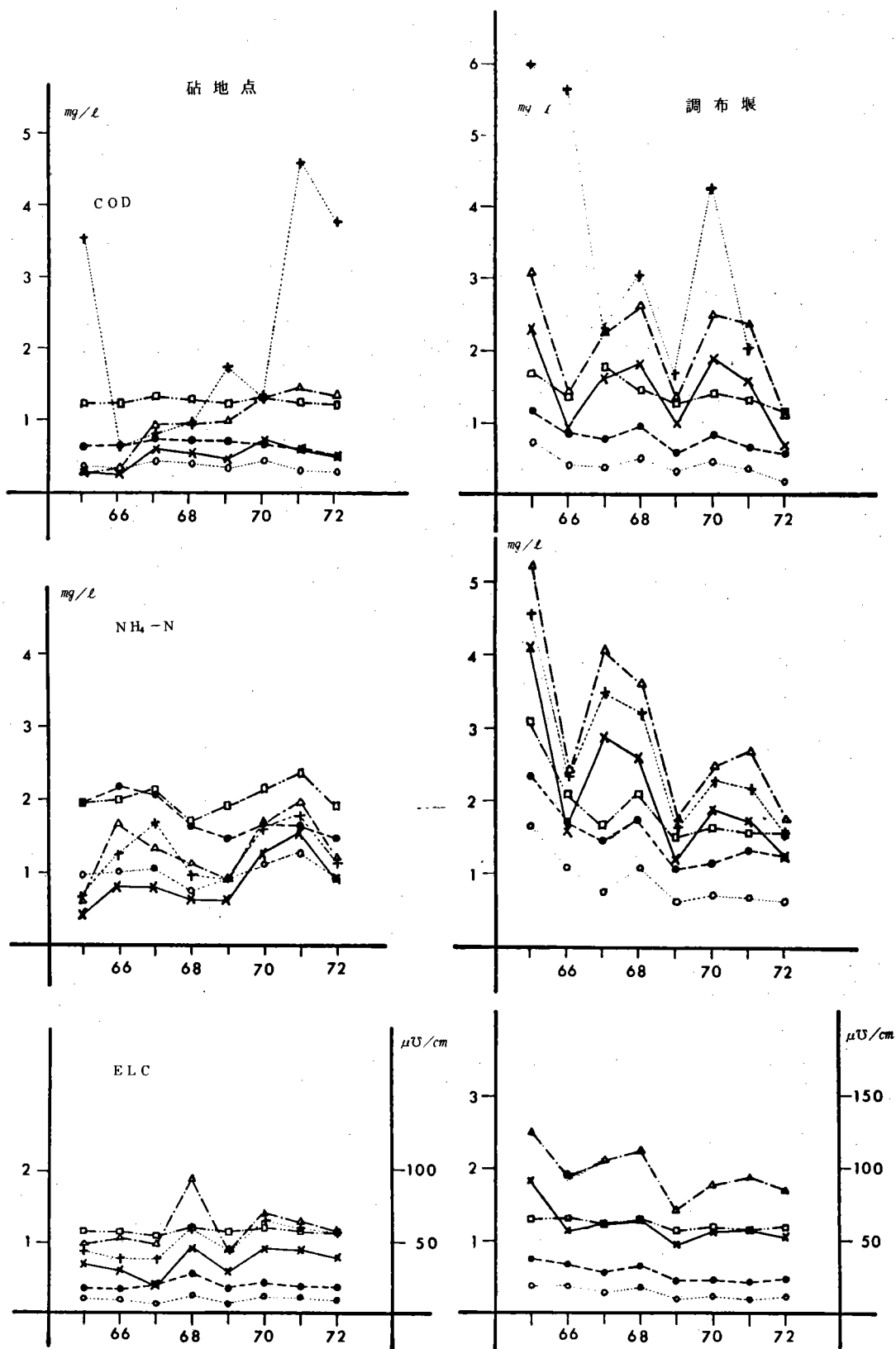


図3-21-2 各種の代表値の経年変化(分散)



### 3. 5. 2 サンプル間隔と代表値

研究の対象としている水質データは日データであるが、実際の河川水質調査データとして、このように毎日のデータを得ることは、経費、人力の面から不可能ではないにしてもかなり困難なことである。ここでは、日データを利用しサンプル間隔をかえることによって得られたデータの代表値・分布について検討する。

図3-23に示したように1年間の水質日データを対象とし、機械的に5、10、15、20、25、30日間隔でデータを取り水質標本とした。データ数は各々72、36、24、18、14、12である。次に各サンプル間隔で得られたいくつかの水質標本の代表値（平均値、超過確率値）を求め、全データの代表値、すなわち年平均値、年超過確率値との比較を行った。各水質標本の平均値、超過確率値をここでは、標本平均値、標本超過確率値と呼ぶ。また、標本平均値及び標本超過確率値のバラツキを評価するために、標本平均値及び、標本超過確率値間の平均値、標準偏差を求めた。

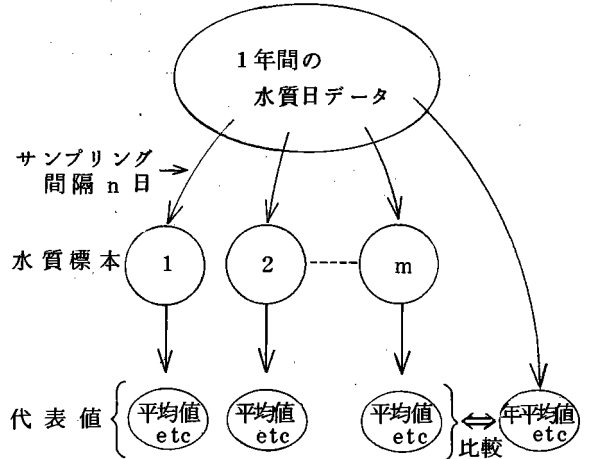


図3-23 サンプル間隔とデータ

図3-24は、横軸にサンプル間隔を、縦軸に〔標本代表値間平均値/年代代表値〕及び標本代表値間標準偏差を調布堰地点1971年のCOD、NH<sub>4</sub>-Nについて示したものである。〔標本超過確率値間平均値/年超過確率値〕では、NH<sub>4</sub>-Nの超過確率75%値を除くと、サンプル間隔によらず、1.0~1.1の範囲に入っている。また、標本平均値間平均値は年平均値に等しい。次に標本代表値間の標準偏差をみると、サンプル間隔が長くなる程大きくなる傾向があり、標本のデータ数が少なくなるにつれて標本ごとの代表値のバラツキが大きくなることを示している。さらに、標本平均値が標本超過確率値に比べてバラツキが小さいといった特徴がみられる。以上から、サンプル間隔を20~30日として得られた水質データ（データ数18~12）の代表値（平均値、超過確率値）は、年代代表値の周辺に分布していると考えられる。この分布のバラツキ程度が、先の標本代表値間の標準偏差にあたるわけだが、このバラツキの多少を判定するために、順序統計量の分布に関する理論を利用した。

順序統計量は、データを大きい順に並べかえたものを新しく変数としたもので、データの母集団が正規分布する場合には順序統計量の期待値、標準偏差が表として与えられている<sup>6)</sup>。ここで扱っているのは超過確率であるので順序統計量の期待値・標準偏差（理論値）を変換して超過確率値の期待値・標準偏差とした。図3-25はこのようにして求めた超過確率値・標準偏差（理論値）を、標本超過確率値間平均値・標準偏差（年平均値、標準偏差により基準化を行った）すなわち計算値とともにプロットしたものである。標準偏差についてみると理論値に比べ実際のデータから求めた計算値のバラツキの方が小さいことが示されている。標本平均値については、平均値の分布から求めた標準偏差の理論値は、CODで0.59mg/L、

NH<sub>4</sub>-Nで0.63 mg/lとなり、実際のデータから求めた値（標本平均値間の標準偏差、CODで0.34 mg/l、NH<sub>4</sub>-Nで0.32 mg/l）の方が小さい。以上から、30日間隔で得られる小標本（データ数12）からでも、年平均値及び超過確率値の概略値を得ることができ、さらに水質の年分布形の推定もできることを示している。こうした小標本による代表値、年分布形の推定は、他の年、他の水質項目についても可能である。ただし、

注意すべきことはCOD、濁度の非溶解性物質指標にみられるように比較的高い濃度（極値）が出現する場合には、超過確率値75、50、25%等はその影響を受けないが、超過確率20%値以下及び平均値は極値に影響され大きく値が変化する可能性があることである。このため、小標本（例えば年間12ケのデータ）による年代代表値・分布の推定は、各水質項目の特性（高濃度の出現の有無など）を十分把握した上で行なう必要がある。

注3：正規母集団（平均 $\mu$ 、分散 $\sigma^2$ ）からとった標本の平均値は $\mu$ 、分散 $\sigma^2/n$ の正規分布する。

### 3. 6 水質データの特性

#### 3. 6. 1 水質の相関

水質項目がどのような関係があるかと図3-26に示した。これは、横軸にCODの濃度を取り、縦軸にNH<sub>4</sub>-Nおよび電導度を取り、ある組合せに対して、何回発生するかを調べ、その回数に応じて記号

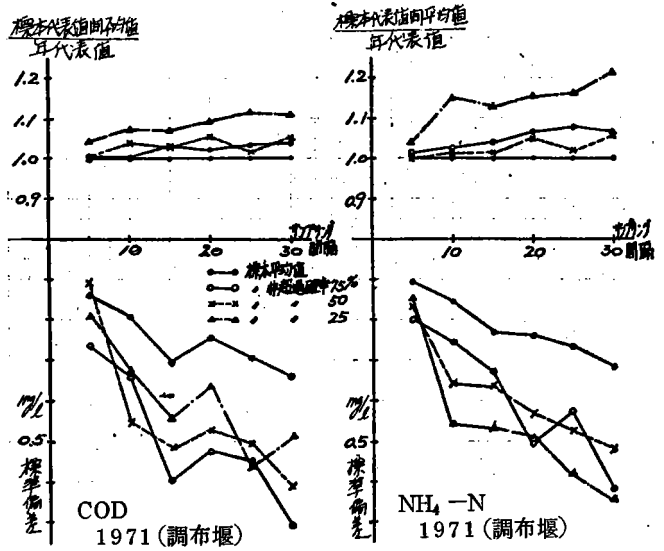


図3-24 標本代表値の分布

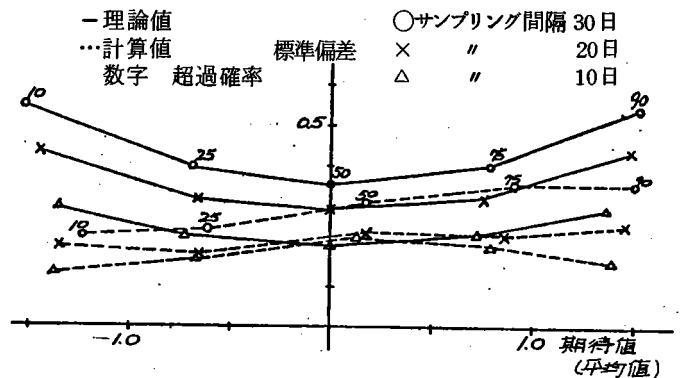


図3-25 超過確率値の分布

で示したものである。砧地点は、調査回数が少ないために、1966年68年のプロットする数が少ない。

調布堰地点でみると、CODの値にくらべて、 $\text{NH}_4\text{-N}$ が高濃度となっており、勾配が大きくなっており、横軸(COD軸)の切片は小さいが、年をへるに従がい、勾配が小さくなりかつ切片が大きくなっている。このことは、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の濃度の増加より、CODの増加の方が大きい事を示している。又、CODが $10\text{mg}/\ell$ の近くで、 $\text{NH}_4\text{-N}$ および電導度が小さい所がいくつかある。これは降水等の出水時に浮遊物質が流出し、それと共にCODが大きくなっているが、溶解性物質は希釈されて小さな値となるためと考えられる。

CODと電導度の関係を見ると、逆に勾配が急になることと、切片が経年的に大きくなっていることが示されている。

砧地点についていうと、COD $6\text{mg}/\ell$ 以上は出水時のデータということが出来るが、 $2\sim 4\text{mg}/\ell$ の所にデータが集中しており、 $\text{NH}_4\text{-N}$ 、電導度の分布の巾が大きく、両者を回帰直線等で近似する事が困難なことを示している。

表3-10は、各指標間の相関係数を示したものである。1月と9月について1968、1970、1971の3年について求めたものである。この表をみると、年・月によって同じ水質項目同志でも、相関係数が大巾に異なる事に気がつく、例えば濁度とCODの場合1968年1月のみ $0.74$ であるが他は $(-0.31\sim -0.78)$ の範囲にある。とくに9月の場合は、 $-0.69\sim -0.78$ とほぼ一定である。今迄の考察で相関性の高いと考えられていた溶解性物質同志、 $\text{NH}_4\text{-N}$ と電導度の場合も $(-0.02\sim 0.91)$ と分布している。この場合も、9月の場合は $0.83\sim 0.91$ とかなり近い値となっている。相関係数がほぼ同じ値を示しているのは、CODと電導度で6ヶの値はすべて $0.85\sim 0.94$ の間に入っている。又、流量と電導度や $\text{NH}_4\text{-N}$ の場合は $-0.5\sim -0.8$ の間にあるものがあるが $0.13$ となるときもある。

一般的にいえば、9月の値の方がほぼ一定の値を示しているが、1月の場合には相関係数のバラツキは多い。これは9月の場合、個々の値をとる範囲が広く、1つの傾向を示すためほぼ一定の相関係数となっている。一方1月の場合は、とる値の巾がせまく2つの水質項目の平均値のまわりに、分布しているため、計算上の相関係数の示す値が変動しやすいためである。

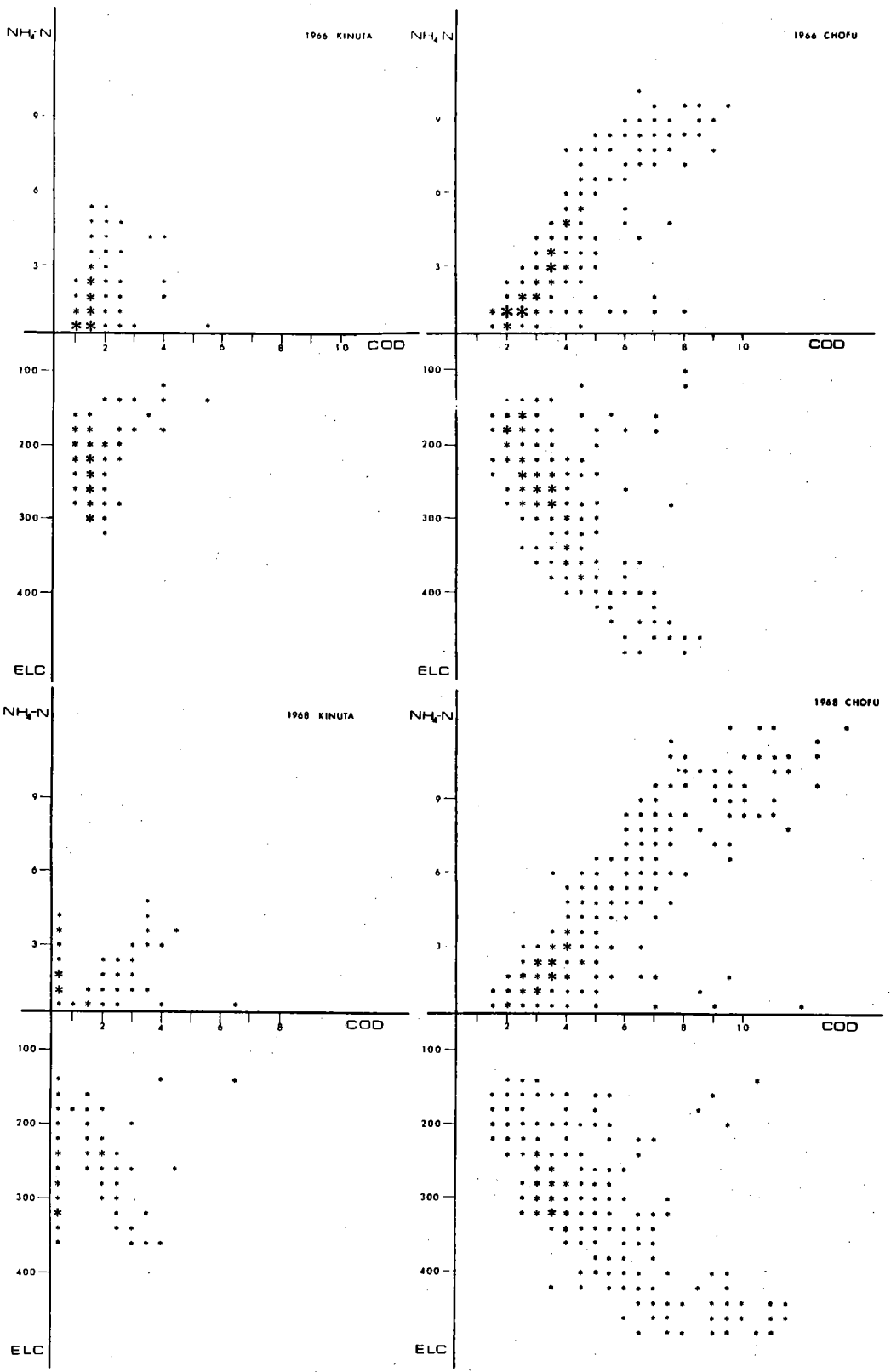


図3-26 水質項目の相関図(1)

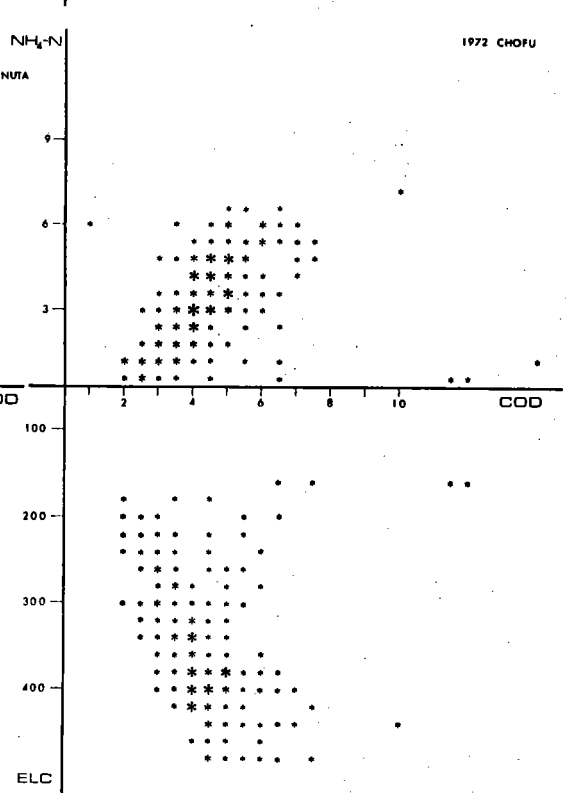
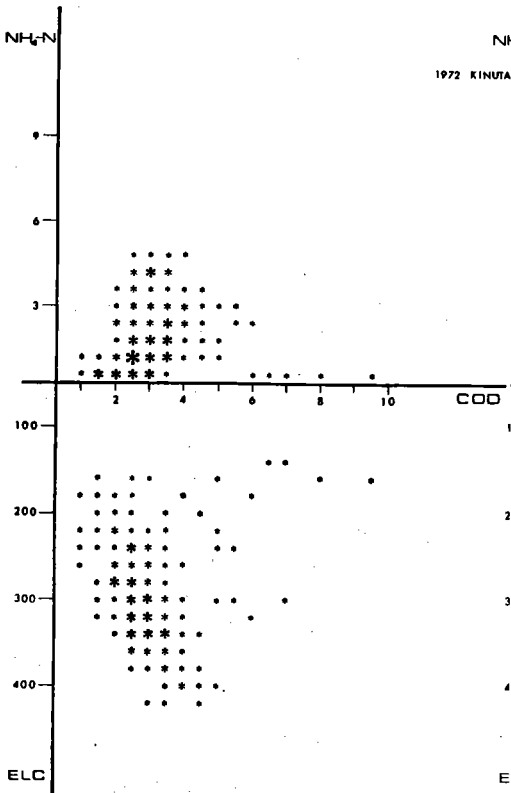
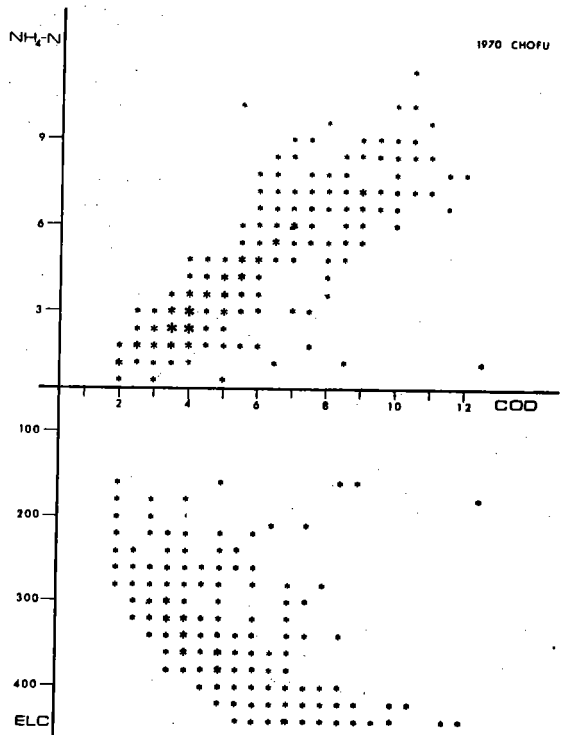
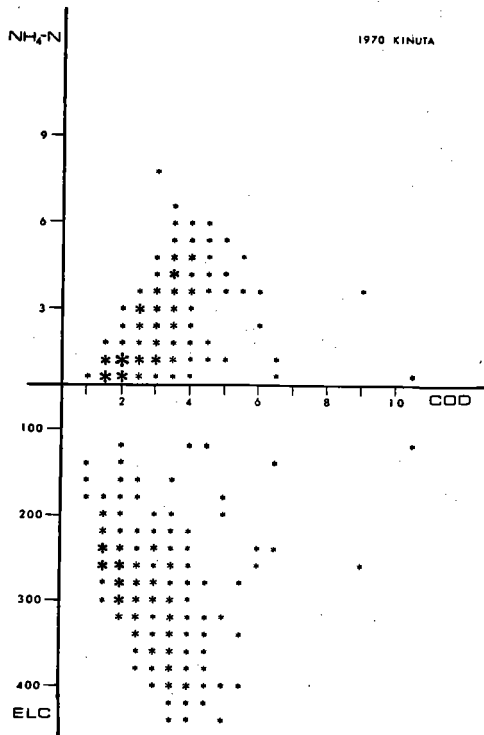


図3-26 水質項目の相関図(2)

表 3-10 水質相互間の相関係数

	1 月						9 月					
	濁度	COD	アルカリ度	電導度	NH <sub>4</sub> -N	流量	濁度	COD	アルカリ度	電導度	NH <sub>4</sub> -N	流量
1968年												
濁度	1.00	0.74	0.73	0.66	0.72	-0.63	1.00	-0.78	-0.26	-0.69	-0.66	0.93
COD		1.00	0.86	0.91	0.94	-0.81		1.00	0.61	0.88	0.94	-0.41
アルカリ度			1.00	0.88	0.94				1.00	0.60	0.68	
電導度				1.00	0.86	-0.78				1.00	0.83	-0.85
NH <sub>4</sub> -N					1.00	-0.81					1.00	-0.85
流量						1.00						1.00
1970年												
濁度	1.00	-0.61	0.99	-0.56	-0.11	1.00	1.00	-0.78	0.43	-0.80	-0.73	0.83
COD		1.00	-0.52	0.89	0.69	0.98		1.00	0.02	0.94	0.88	0.13
アルカリ度			1.00	-0.47	0.02				1.00	-0.02	0.10	
電導度				1.00	-0.02	-0.59				1.00	0.85	-0.83
NH <sub>4</sub> -N					1.00	0.13					1.00	-0.76
流量						1.00						1.00
1971年												
濁度	1.00	-0.31	0.19	0.03	-0.27	0.56	1.00	-0.69	0.90	-0.80	-0.65	0.92
COD		1.00	0.44	0.85	0.65	0.17		1.00	-0.46	0.95	0.89	0.85
アルカリ度			1.00	0.70	0.23				1.00	-0.57	-0.36	
電導度				1.00	0.58	0.21				1.00	0.91	-0.81
NH <sub>4</sub> -N					1.00	0.57					1.00	-0.68
流量						1.00						1.00

### 3. 6. 2 水質の季節性

#### 3. 6. 2-1 水質の季節的変動

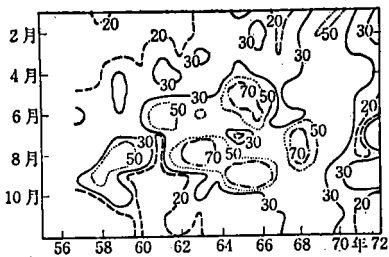
図 3-5、図 3-6 から水質の年間変動には季節的変動が顕著にみられる。図 3-27 ~ 29 は、季節的変動及び経年的傾向をみるのに適した等濃度マップである（図 3-27 は調布堰地点、図 3-29 は砧地点）。調布堰地点については、COD でみると年々濃度が上昇していることが明らかになることと、冬から春にかけて濃度が高く、夏から秋にかけて低い値となっていることがわかる。9 ~ 10 月は 70 年代において 2 mg/l 前後であるものが、4 月迄は 5 mg/l をこす年が多い。これは河川等において分解作用等の速度の差によるものと考えられるが、定量的に説明するには致っていない。図 3-28 は同様な方法で流量の等流量曲線を描いたものである。月間平均 5 m<sup>3</sup>/s 以下という日が、60 年 ~ 68 年にかけての冬・春期にみられる。これが丁度濁度の 30 度線に対応していると考えられる。一方 7 ~ 8 月にかけて月間平均 50 m<sup>3</sup>/sec という線がみられる。日本の平均低水比流量が 1 m<sup>3</sup>/sec / 100 Km<sup>2</sup> といわれていることから考えると、50 m<sup>3</sup>/sec というのは、流域面積 5,000 Km<sup>2</sup> の河川の低水流量に相当する。多摩川では、羽村地点で取水されていることもあり、低水流量は 5 ~ 10 m<sup>3</sup>/s の間にあり、50 m<sup>3</sup>/sec 以上流れる日は 1 年

で30日以下という年が多い。それにもかかわらず、流量の月間平均が $50\text{ m}^3/\text{sec}$ をこすというのは、先に述べたように流量の極値が入るためである。このような流量の大きい日は、河川流速も大きくなり掃流効果も大きくなるので河床状況が一変し、その前後において水質に与える影響も大きいものと考えられる。このような流況が年ごとに変動するため、水質も変動し経年変化をさらに複雑なものとしている。

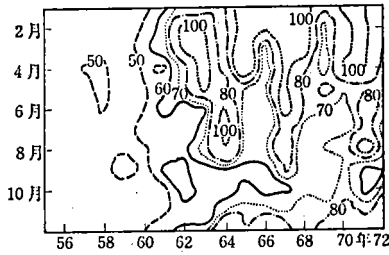
図3-29は砧地点について等濃度マップを描いたものである。調布堰地点の水質に比べ低い値となっている。NH<sub>4</sub>-N、電気伝導度では、夏～秋に濃度が低く、冬～春にかけて濃度が高いといった季節的なパターンがよく出ている。また、NH<sub>4</sub>-Nでは、夏期の濃度の経年変化はほとんどみられないのに対し冬期では経年変化が著しい。CODについてはNH<sub>4</sub>-Nのように明確な季節変動はみられない。また、1969年の5月前後に $5\text{ mg}/\ell$ 程度の高濃度が発生しているが、その原因ははっきりしない。

### 6. 2. 2 流量・水質月代表値の自己相関係数<sup>3)</sup>

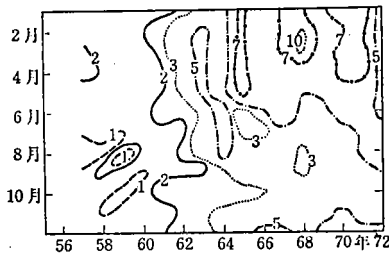
データの時系列としての特徴を表わす指標のひとつとして、自己相関係数がある。ここでは、流量・水質月代表値の自己相関係数を求めコログラムを描いて、流量・水質月代表値の変動特性を調べた。自己相関係数(コログラム)は、何日か離れたデータどうしの相関を示すもので、時系列としてのデータの特徴が抽出できる。



(1) 濁度(度)

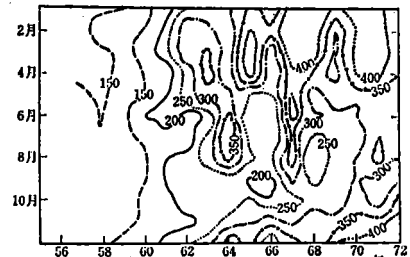


(2) アルカリ度(mg/l)

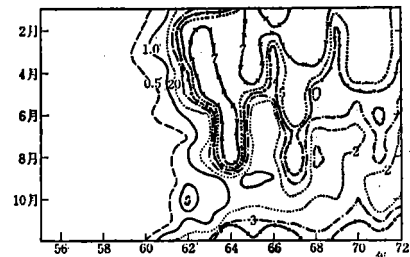


(3) COD(mg/l)

図3-27 等濃度マップ(調布堰)



(4) 電気伝導度( $\mu\text{S}/\text{cm}$ )



(5) アンモニア性窒素(mg/l)

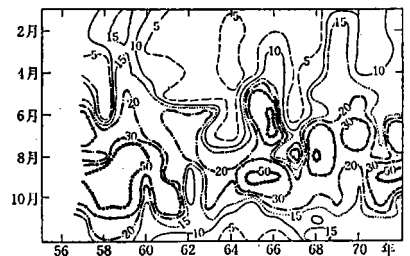
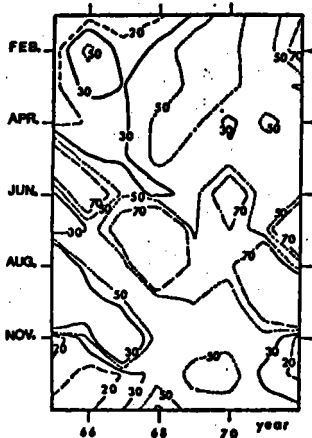
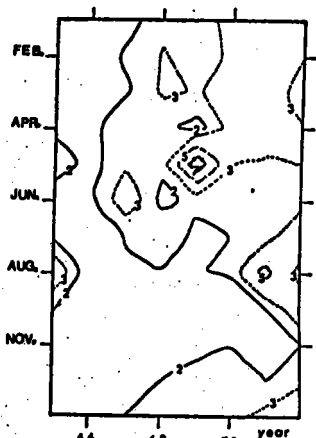


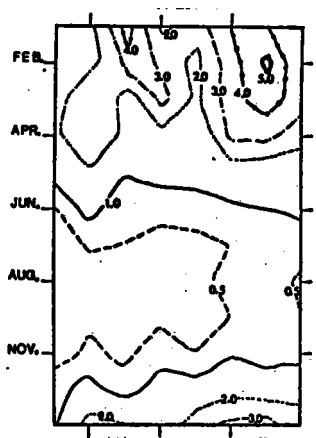
図3-28 等流量線  $\text{m}^3/\text{sec}$



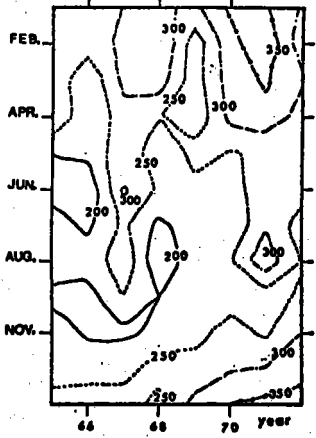
(1) 濁度(度)



(2) COD(mg/l)



(3) アンモニア性窒素(mg/l)



(4) 電気伝導度(μΩ/cm)

図3-29 等濃度マップ(砧地点)

流量月代表値：調布堰地点の流量月代表値（月平均値、超過確率値）のコレログラムを描いたのが図3-32～図3-35である。比較のために小河内地点と羽村地点の流量月代表値のコレログラムを併せて描いてある。各地点のデータの対象期間は、

- ① 小河内地点 1924～1972年 (49年間)
- ② 羽村地点 1919～1972年 (54年間)
- ③ 調布堰地点 1955～1972年 (18年間)

である。

図3-32は、月平均流量によるコレログラムである。この場合地点によりデータ数が異なるわけだが、



データ数の10～20%のラグまでは信頼性があると考えられ、ラグ30カ月程度までは相互比較が可能である。図3-26、図3-27から、調布堰の月平均流量の季節的変動が観察されたわけだが、コレログラムを描くとこの季節性は明確になる。3地点のコレログラムは、形状に若干差はあるが、ほぼ同様な傾向を示している。ピークは11カ月～12カ月の位置に生じており、季節的変動といっても完全に12カ月ではないことがわかる。

データが完全に周期的(例えばsin関数)であれば、そのコレログラムは、概略図3-30のようになる。この場合、無限・連続データによる理論曲線であり、実際は有限・離散化データのために誤差が生じ、さらに月代表値の変動はかなり複雑なパターンであるために、図に示した理論的な曲線とは異ったパターンとなる。しかし、原時系列が周期的なパターンを含むのであれば、そのコレログラムも周期性を示し、そのピークの相対的な大きさを季節性の強さが評価できる(図3-31)。すなわち、時系列の周期性(季節性)と、ランダム成分(雑音成分)の相対的な大きさが評価できるわけである。

図3-33は、羽村地点の月超過確率30、70%値のコレログラムである。月平均値と同様に季節的変動が存在することがわかる。ピークの高さは平均値とほとんど差はないが、超過確率30、70%値を比較するとわずかではあるが差が生じている。超過確率30%値が70%に比べピークが低く位置もラグ11カ月である。

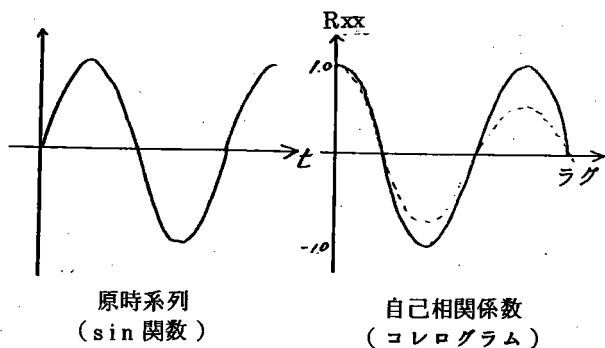


図3-30 理論的コレログラム

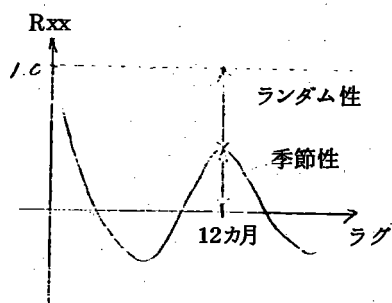


図3-31 コレログラムの特質

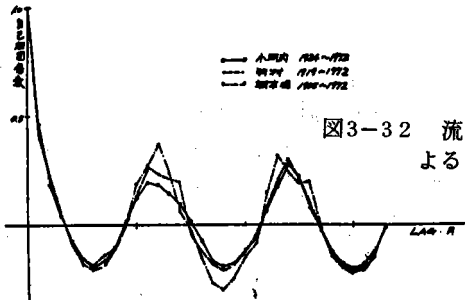


図3-32 流量の地点別月平均による自己相関係数

図3-35 調布堰 流量1955~1972 月代表値の自己相関係数

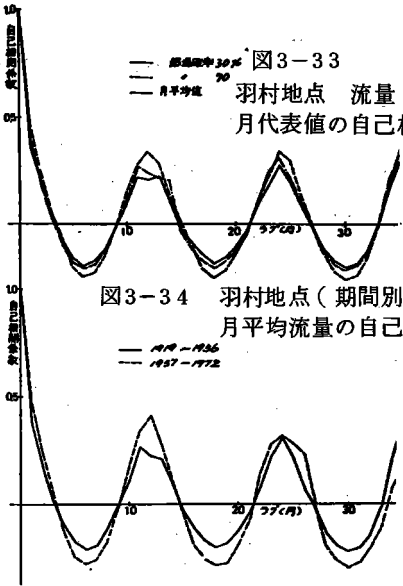


図3-33 羽村地点 流量 月代表値の自己相関係数

図3-34 羽村地点(期間別) 月平均流量の自己相関係数

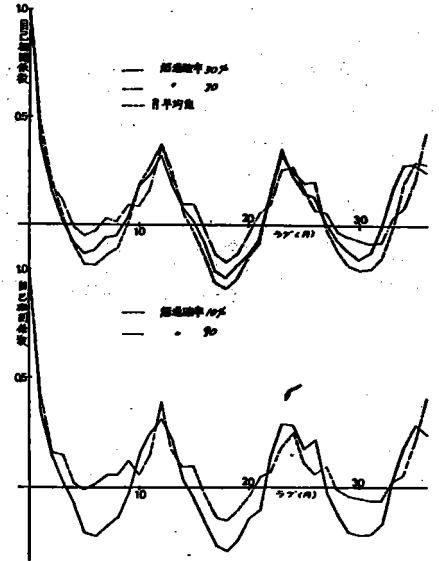


図3-34は羽村地点の月平均値を小河内ダム竣工前と後の期間に分離した場合のコレログラムである。ラグ12カ月付近に注目すれば、1956年(竣工前)では、ピークが11カ月に生じ自己相関係数0.27に対し、1957~1972年(竣工後)では12カ月にピークが生じ、その大きさは0.40である。ピークの高さが季節変動の相対的な大きさを示しているから、ダム建設前後で流況に若干ではあるが差が生じているといえる。

図3-35は、調布堰地点の月平均値、月超過確率10、30、70、90%値のコレログラムを比較したものである。ピークの位置及び大きさにはほとんど差はみられないが、ラグ6カ月付近の値では、各指標で異っており、超過確率が大きい程0に近いという特徴がみられる。これは、超過確率90%値が他に比べて変動が安定しているためと考えられる。

水質月代表値：[COD] 図3-36は調布堰地点CODの月平均値及び月超過確率30、70%値のコレログラムである。3者とも同様なパターンであるが、流量のような明確な周期性は出ていない。これは、水質では経年変化すなわち傾向変動が顕著で、その影響がコレログラムに現われたためと考えられる。この傾向変動の影響を除去するために、12カ月移動<sup>注4</sup>平均値を計算しこの値を傾向変動とみなし、傾向変動を除去したデータともとの平均値によるコレログラムを図3-37に示した。12カ月移動平均値は、年周期以下の高周波部分をカットしたことになり、1年以上の長周期成分が残された変動となる。この変

動をここでは傾向変動とみなしているわけである。

原データ（月平均値）から12か月移動平均値を除いた残差データのコレログラムでは、年周期（12か月）でピークがみられ、流量同様季節性が存在することがはっきりする。またCODでは、流量のコレログラムのピーク（12か月）に対し相対的に大きく水質変動と流量変動では、水質（COD）の変動が相対的に季節性が強いと言える。

12か月移動平均値を傾向変動成分とみなしたわけであるが、さらに振幅の増大、すなわち図3-6でみたような月平均値の変動範囲が経年的に増大していることも考慮する必要がある。例えば、移動平均値計算時に同時に標準偏差を求め、12か月移動平均値を除いた値（残差データ）をこの標準偏差で割るといった操作である。図3-38は、この残差データを標準偏差で割る操作を調布堰月平均流量にほどこした場合である。標準偏差で割るといった一種の基準化を行っても、コレログラムでみると、そのパターンにほとんど差はない。

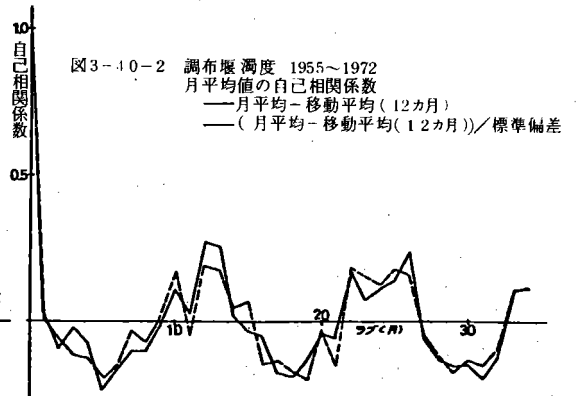
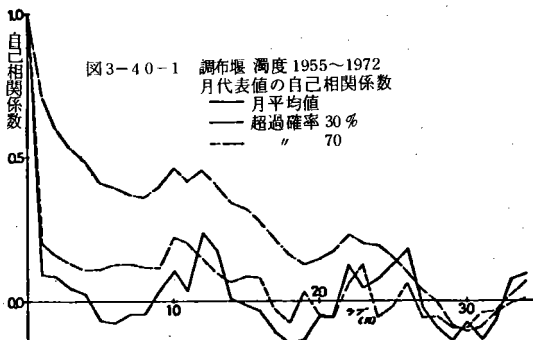
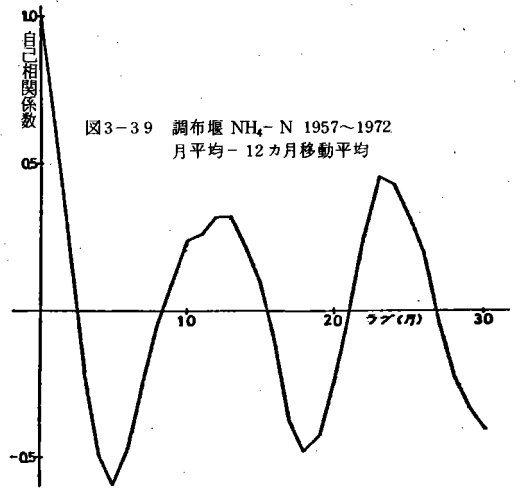
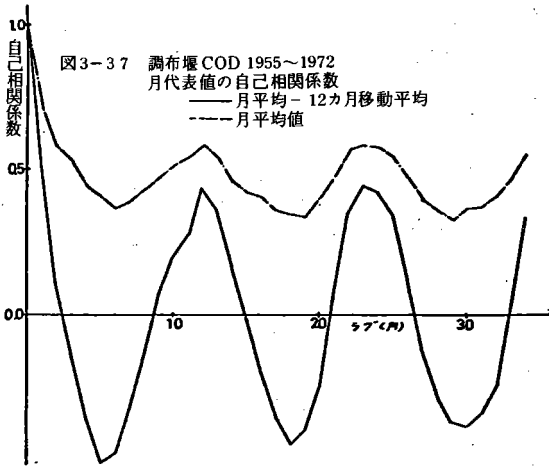
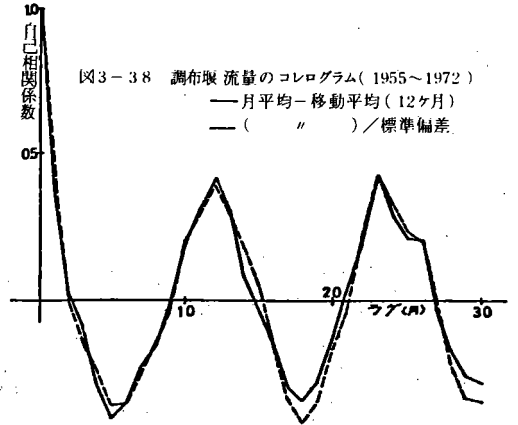
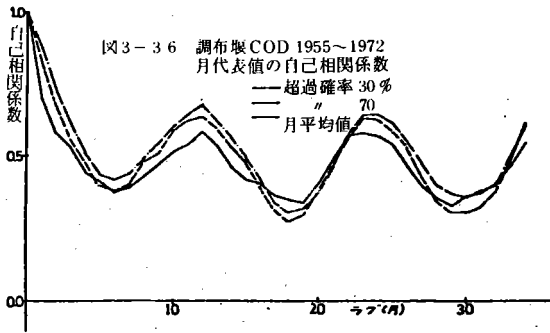
〔NH<sub>4</sub>-N〕 図3-39は、NH<sub>4</sub>-Nのコレログラムである。（但し、12か月移動平均値を除いた場合）。CODと同様に、12か月移動平均を除いたデータでは、12か月周期が卓越しているが、ラグ10、11、13カ月の値も12カ月のピークに近い値となっており、年周期といっても、NH<sub>4</sub>-Nの場合、2～3カ月の幅がある。

〔濁度〕 図3-40は、濁度の月平均値及び月超過確率70、30%値のコレログラムを示したものである。各代表値のコレログラムは、流量、CODにみられたパターンとは相当異なる。月平均値では、流量・COD程明確な年周期性はみられない。超過確率70%値のコレログラムから、この70%値では経年変化が傾向変動+弱い周期性からなることを示している。月平均値のコレログラムが流量変動を反映し、周期性（12か月）を示すのに対し、70%値は流量の影響のない濁度の値を示しており、経年的にこの値が上昇していることがわかる。

注4：12か月移動平均値  $X_{12}(t)$

$$X_{12}(t) = \frac{1}{12} \left[ \sum_{i=-5}^5 X(t+i) + \frac{1}{2} \{ X(t-6) + X(t+6) \} \right] \quad (3.4)$$

但し、 $X(t)$ は $t$ か月目の月平均値。また残差時系列（月平均値-12か月移動平均値）のデータ数は12ヶ減少する。

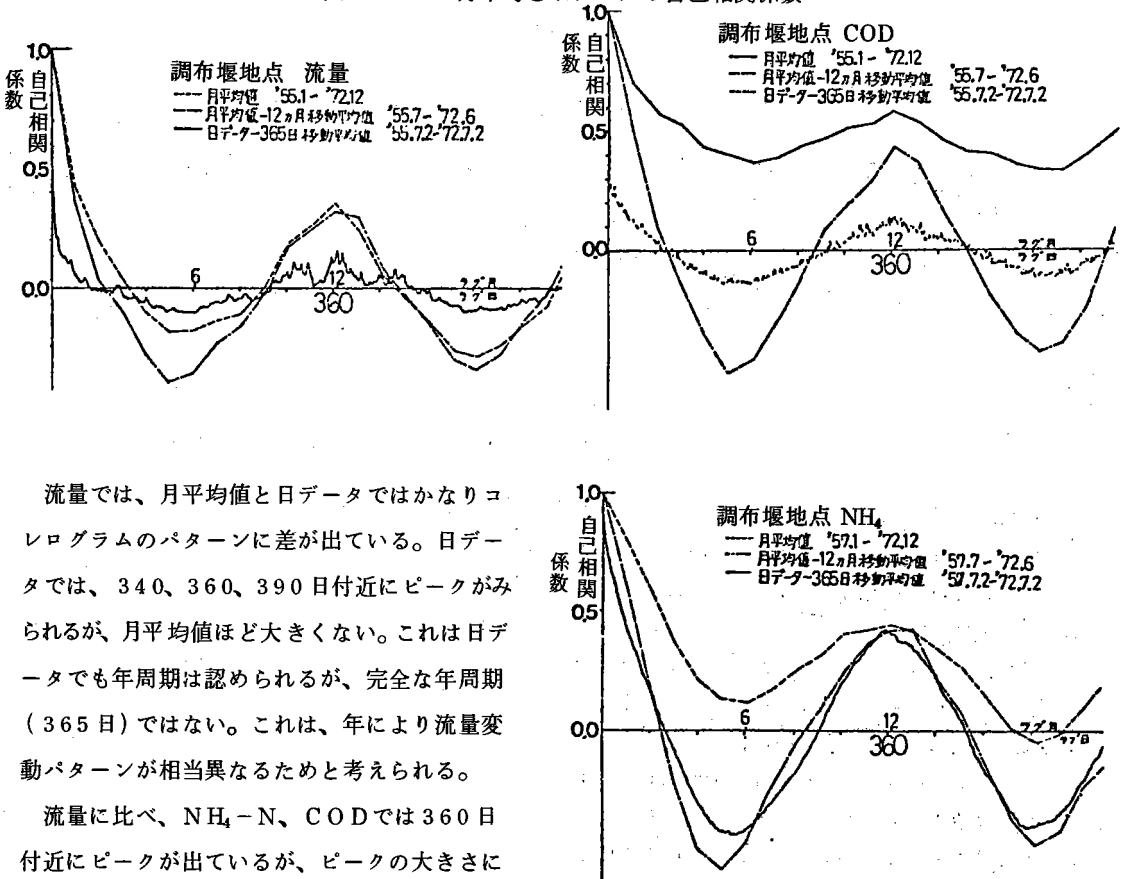


超過確率 30% 値では、月平均値と超過確率 70% 値のコレログラムの中間的なパターンとなっている。図 3-40-2 は、月平均値から 12 カ月移動平均値を除いた値についてのコレログラムであるが、月平均値の場合とほとんど差はみられない。

以上から、濁度の経年変化を月平均値で考えると、COD、NH<sub>4</sub>-N のような傾向変動を伴った経年変化はみられない。濁度は水質指標であるが、その変動特性は流量のそれに近い。

月平均値と日データによるコレログラム：図 3-41 は、調布堰流量、COD、NH<sub>4</sub>-N の月平均値及び 12 カ月移動平均値を除いた値のコレログラムと、日データから 365 日移動平均値を除いたデータについてのコレログラムを併せて描いたものである。

図 3-41 月平均と日データの自己相関係数



流量では、月平均値と日データではかなりコレログラムのパターンに差が出ている。日データでは、340、360、390日付近にピークがみられるが、月平均値ほど大きくない。これは日データでも年周期は認められるが、完全な年周期（365日）ではない。これは、年により流量変動パターンが相当異なるためと考えられる。

流量に比べ、NH<sub>4</sub>-N、CODでは360日付近にピークが出ているが、ピークの大きさに差がある。すなわち、CODではピークが月平均値に比べ日データが相対的に小さくなっているのに対し、NH<sub>4</sub>-Nでは両者の差はほとんどない。このように、NH<sub>4</sub>-Nでは月平均値、日データのコレログラムに差がみられず、流量・CODではその差が顕著にあらわれる理由のひとつは、月平均値自身の性質によると考えられる。すなわち、流量、CODでは降雨期に比較的大きな値（極値）が出現するために月平均値がこれらの値に影響されることは先述したとおりであるが、こうした極値が日データの自己相関係数の計算には、余り影響しないためと考えられる。流量・CODに対し、NH<sub>4</sub>-Nは溶解性物質指標であり、降雨時であっても、極値の発生はみられ

ず、年間変動パターンが月平均値でも日データでも余り差がないためコログラムが似たパターンになったのであろう。

### 3. 7 流量と水質の関連性

これまで、流量・水質データの代表値・分布の性質について検討を行ってきたわけだが、ここでは両者の関連性について調べる。

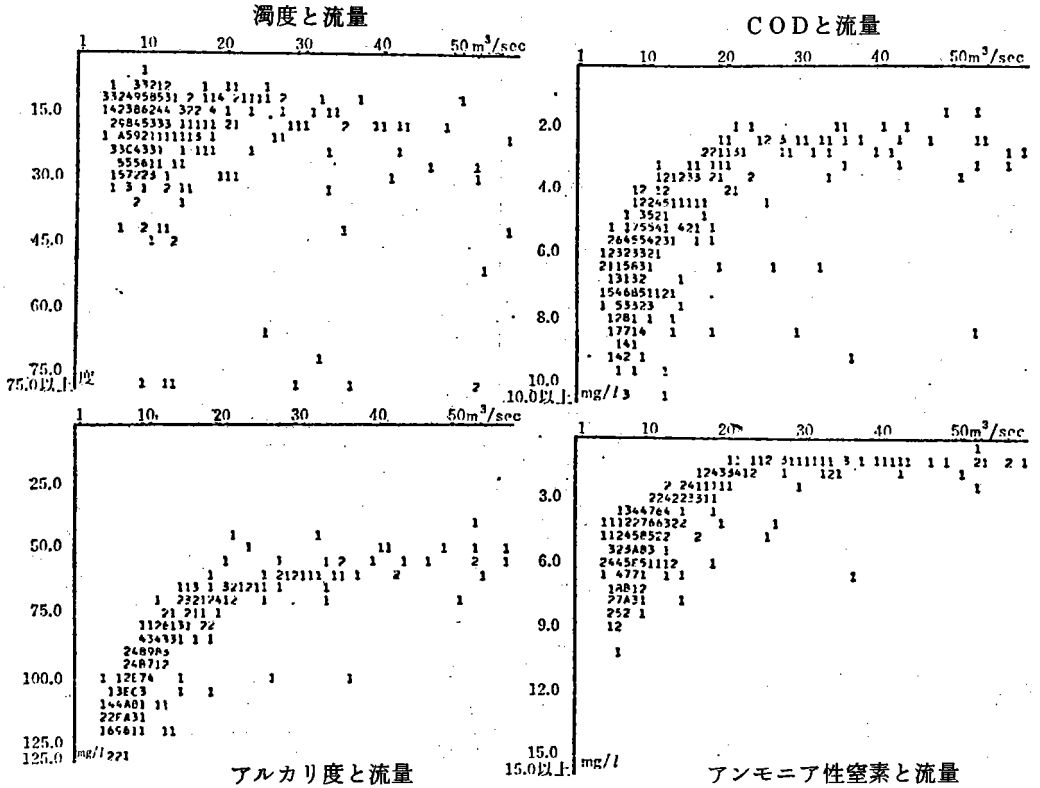


図3-42 流量と水質の発生回数(調布堰：1971)英文字は10回以上

#### 3. 7. 1 流量と水質の発生状況<sup>2)</sup>

ある流量に対してどんな水質が発生しているのかを示したのが、図3-42である。図3-42は横軸に流量をとり、 $1 m^3/sec$  おきに縦軸に水質を項目に応じて最大濃度をとり、25等分してそれぞれの範囲に入っている日数を数え、その回数を示したものである。図中の英文字は、10回以上の場合であり、10回をA、11回をB、以下15回迄A、B、Cの順にし、15回以上をFとして示したものである。

この図の特徴は、第1に低流量時において濃度が高く、 $20 m^3/sec$  以上になると、濃度が小さくかつ安定していることである。しかしながら低流量時に発生している濃度に巾があることが示されていて、図からは流量と水質の関係を定量的に示すことは難しい。第2には、濁度については上に述べたような定性

的な関係は明らかでない。この図をより理解するために、各流量毎の分布を求め、その中央値をプロットし、図3-43に示した。この図からいくつか興味ある事実が読みとれる。第1に濁度については、流量との相関が認められないことである。第2には、伝導度について言うと、 $20 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の値でみると経年的に  $180 \mu\text{S}/\text{cm}$ から  $280 \mu\text{S}/\text{cm}$ へと増加している。さらに低流量時においても濃度が大きくなっていることがあげられる。このため、この曲線は右下に下がっていることがあげられる。第3には、1960年と言えば、この曲線がほぼ直線であり、流量によってもあまり変化していないという事があげられる。この第3の特徴は非常に重要なことである。すなわち、河川水質というのが流況に影響されなかった、またたとえ影響を受けても、それ程大きくなかったということの意味するものである。これは図3-9でも示したよ

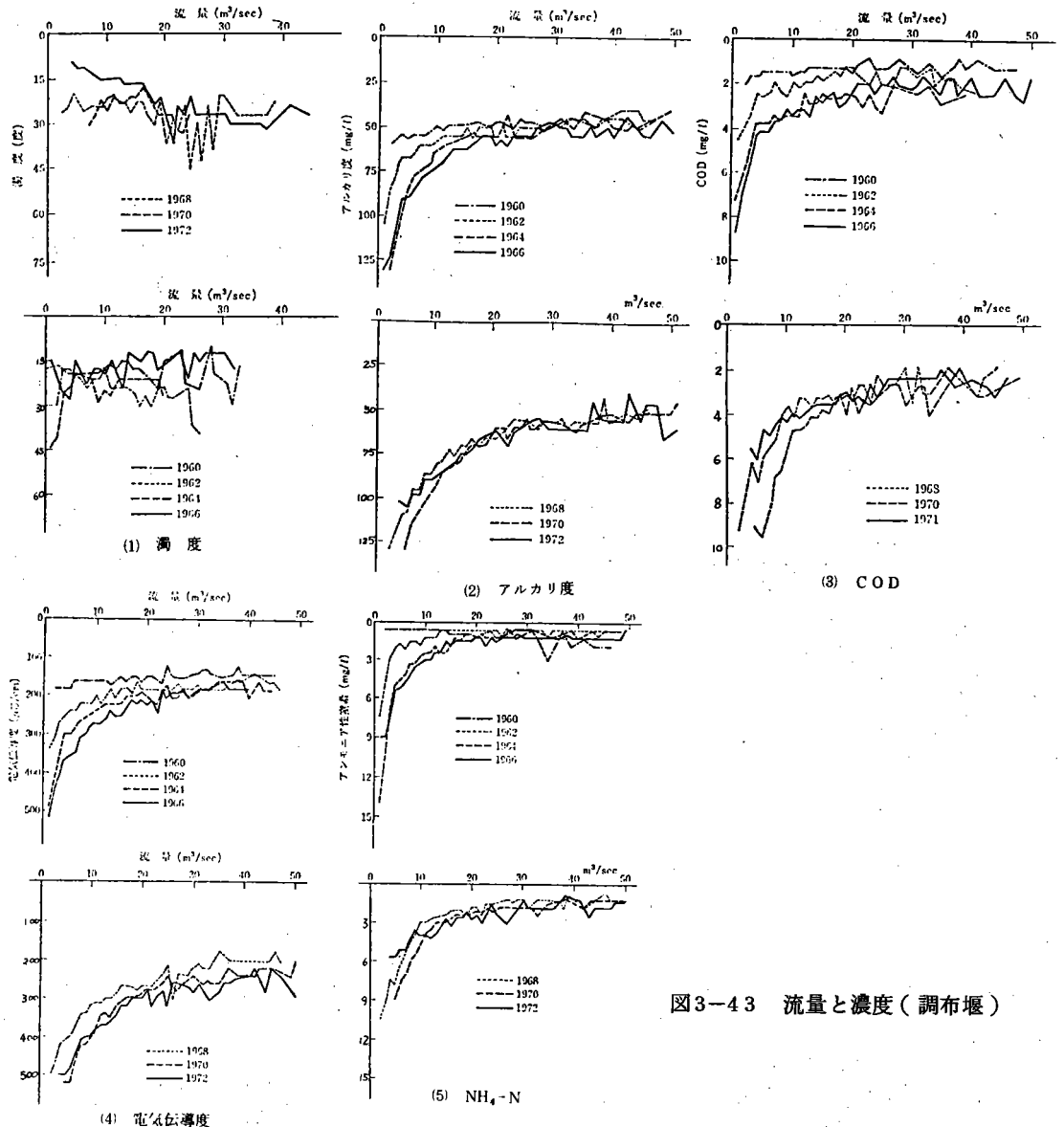


図3-43 流量と濃度(調布堰)

うに、この時の日データは正規分布しており、かつ標準偏差も小さかったのであり、少量の水質データでその地点の水質を定量的に表現できることを示すものである。一方、最近の河川水質は、その発生が不規則であり、少量のデータで表わす水質の意味は極めて限られているか、ないしはその発生条件をよほど吟味しないと誤った結論をもたらす危険性の大きいことを示しているものと思われる。

### 3. 7. 2 流量階級別発生頻度の特性<sup>2)</sup>

次に一定流量巾における水質の発生が、どのようになっているかを調べてみる。その場合、流量巾をどのようにとるべきかについて問題はあるが、ここでは、 $6.1 \sim 8.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $8.1 \sim 10.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ の2つを考えてみる。すでに述べたように、年度毎に流況が異なるので、その区間に相当する流量の発生回数も異なる。表3-11に、 $10.0$ 、 $8.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ の順位数と、それぞれの区間の流量の発生回数を示した。例えば、 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合、順位数で75番から276番と差があり、区間の発生回数も17回から65回

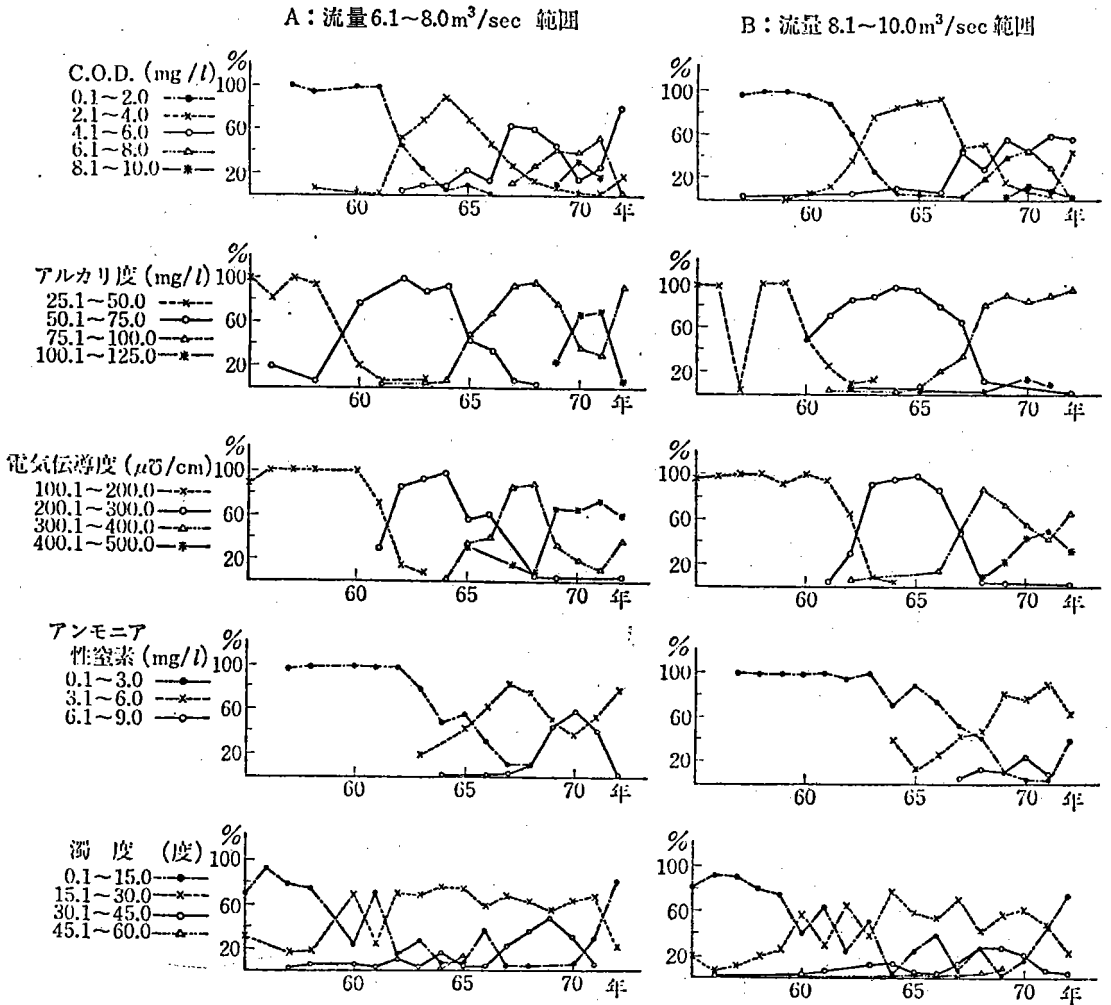


図3-44 流量巾における水質の発生頻度：経年変化



と変化している。そのため、その区間の水質データの分布を調べる際にもデータ数に制限されることと、回数 of 絶対値の比較が意味のないことから、各水質の発生回数の百分率をとり図3-44に示した。図3-44はそれぞれの流量巾において濃度がどの程度の比重をめているかを経年的に示したものである。CODの8.1~10.0  $m^3/sec$  の流量区間で言えば、61年迄は、2  $mg/l$  以下の水質しか観測されなかったが、64年には、2.1~4.0  $mg/l$  のものにおきかわっていることを示しており、70年代では、いろいろな濃度が発生していることがわかる。しかし、図3-44で示した、この流量範囲では極値と考えられるような異常な値は存在しなかった。

表3-11

年	流 量 ( $m^3/sec$ )	8.1~10.0		6.1~8.0	
		10.0の 順位数	発生回数	8.0の 順位数	発生回数
1955		211	62	273	42
1956		273	62	335	27
1957		205	29	234	29
1958		169	15	184	33
1959		354	12		0
1960		172	57	229	52
1961		118	28	146	51
1962		87	20	107	27
1963		104	24	128	25
1964		89	31	120	45
1965		151	17	168	23
1966		204	38	242	36
1967		75	23	98	27
1968		203	26	229	26
1969		276	45	321	38
1970		205	52	257	77
1971		154	61	215	93
1972		225	65	290	30

### 3. 7. 3 流量階級別水質の平均値<sup>2)</sup>

前節の考察から、ある一定流量巾をとることにより、水質の発生がバラツキはあるにせよ、我々のコントロールできる範囲内にあることが示された。そこで、図3-45に、一定流量巾の水質の平均値をとり、その経年的変化を示した。これは、図3-4に一部示したものであるが流量2.5、5.0、10.0、20.0、40.0  $m^3/sec$  をとり、それぞれの巾における平均水質を示したものである。この図によると、流量が少ない程濃度が高いことがわかる。しかしながら、濁度の場合には、そのような定性的なことすら言えない。全体的にいえることは、70年をピークとして水質の改善が認められることである。しかしながら、2.5  $m^3/sec$  以下についてみると、年によっては、それに相当する流量の日が存在しないこともあり、これから直ちに結論を出すことは危険である。

このような年度による流況の差をなくすために、流量区間の単位として超過確率をとり、同様に平均値を求めたのが、図3-46である。この図は、水質の超過確率の経年変化と同じパターンをしていることが興味深い。図3-47は2つの図を1つにまとめたものである。これから水質の超過確率のもつ意味がはっきりする。すなわち、CODで言えば、流量の超過確率20~40%の流量の平均水質は水質の超過確率50%値に相当することがわかる。又、逆に低水流量(超過確率75%)の水質の超過確率30%値に相当することがわかる。

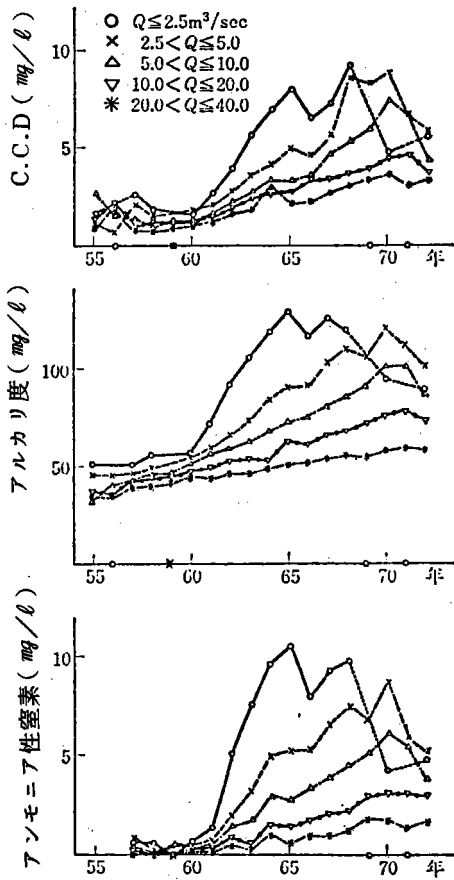


図3-45-1 固定流量巾の平均濃度

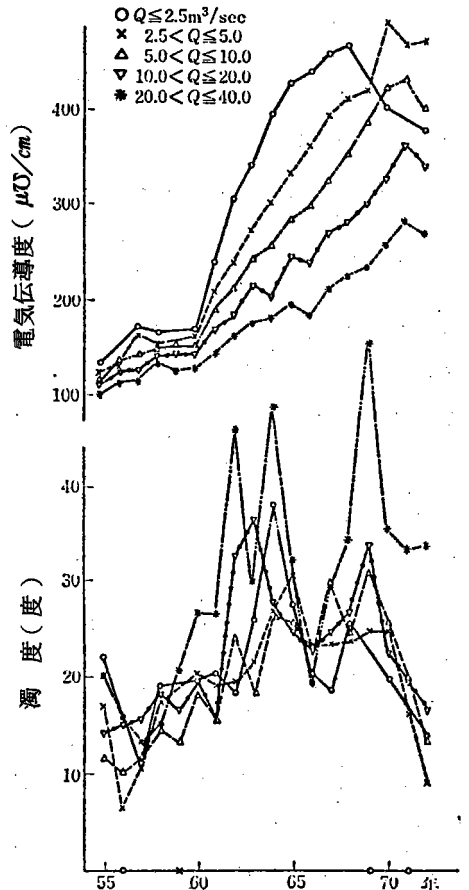


図3-45-2 固定流量巾の平均濃度

### 3. 7. 4 流量・水質の関係の定量化

先の図3-42 COD、濁度では、濃度と流量の定量化が難しいことが示されているが、アルカリ度、電気伝導度、 $\text{NH}_4\text{-N}$ では、流量と水質の間に逆相関がみられるので、定量化を試みた。

調布堰流量・水質（濃度）を両対数グラフにプロットしたのが図3-48である（調布堰1970年アルカリ度、電気伝導度、 $\text{NH}_4\text{-N}$ ）。アルカリ度、電気伝導度、 $\text{NH}_4\text{-N}$ を両対数紙にプロットすると、濃度流量との間に高い負の相関があることが明確になる。

表3-12に年間のデータについて濃度と流量の相関係数を示した。但し、相関係数は対数変換を行ったデータについて算定してある。アルカリ度、電気伝導度、 $\text{NH}_4\text{-N}$ では各年で流量と高い負の相関がみられるのに対し、濁度、CODでは年による変動が大きく、濁度では正の相関～無相関といった関係がみられる。

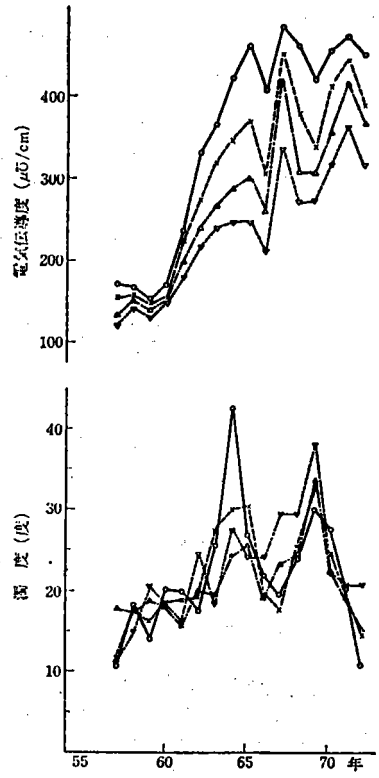
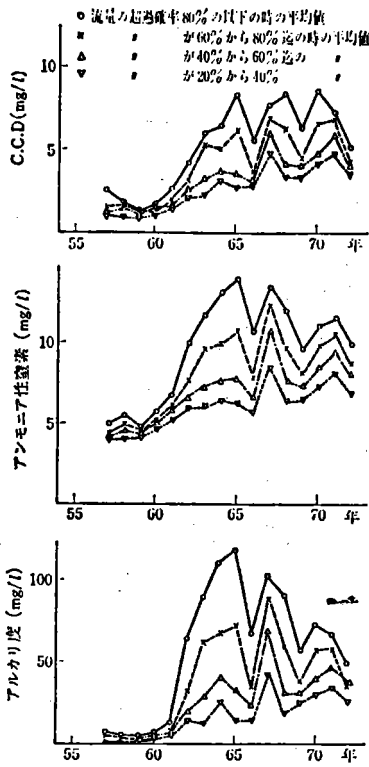
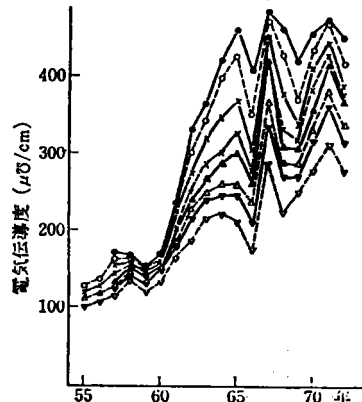
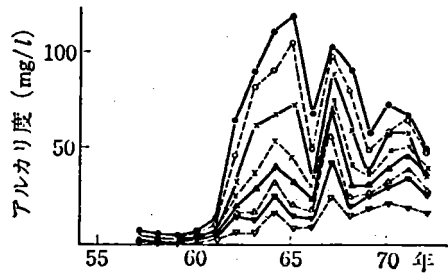
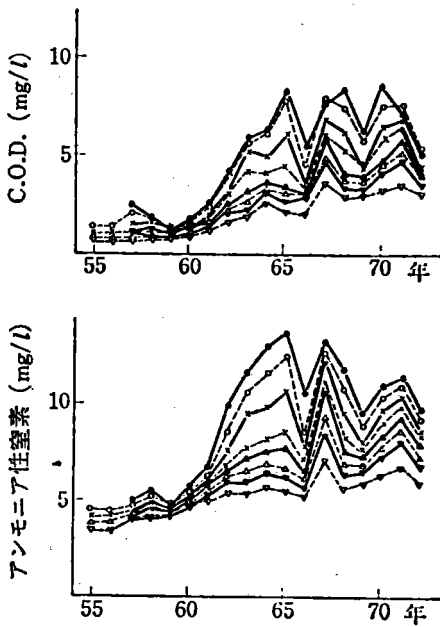


図3-46 超過確率量の平均濃度



水質の超過確率

● 超過確率流量幅の平均濃度

○ 20

× 40

△ 60

▼ 80%

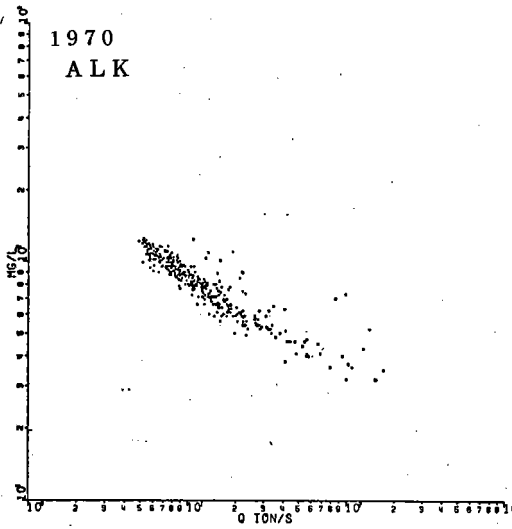
● 流量の超過確率80%以下の時の平均値

□ が60%から80%迄の時の平均値

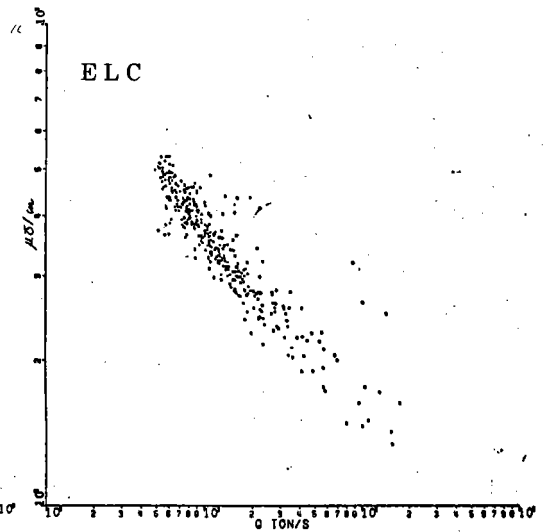
△ が40%から60%迄の

▼ が20%から40%

図3-47 水質の経年変化



(1) アルカリ度 (調布堰1970年)



(2) 電気伝導度 (調布堰1970年)

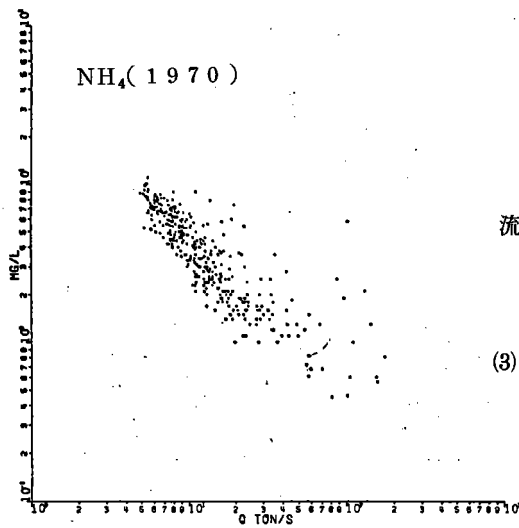


図3-48  
流量・濃度の両対数プロット

(3)  $\text{NH}_4\text{-N}$  (調布堰1970年)

### 3. 7. 5-1 回帰分析

流量 $Q$ と水質濃度 $C$ の関連性を示す最も簡単な式は、流量増加による希釈効果を表現するもので次式で表わされる。

$$C = \alpha \cdot Q^\beta \quad (3.5) \quad \alpha, \beta : \text{定数}$$

文献7には、汚濁の余りすすんでいない自然河川における流量と水質濃度（主に無機物質濃度）の関係を検討し、両対数プロットでは直線近似が可能、いかえれば(3.5)式があてはまるとしている。さらに流量の季節的な変化に対し、濃度-流量がドーナツ状の回帰をするとし、物理的な意味づけを行っている。同様な研究が日本の有機汚濁の余りすすんでいない河川についても行なわれている。

これらの研究は、自然に近い状態の河川における水質を対象としているので、人間活動による有機汚濁の影響もほとんどないため、水質変動現象に与える流量の影響が大きいかを強調している。

また、文献8には、(3.5)式は流量及び成分濃度が等比級数的に変化する場合であるとし、式中の定数については

- I)  $\beta = 0$  ; すなわち  $C = \text{一定}$ 。流量に無関係に濃度一定。
- II)  $\beta > 0$  ; 流量が増加すると濃度が増加。
- III)  $\beta < 0$  ; 流量が増加すると濃度が減少。
- IV)  $1 > \beta > 0$  或いは  $-1 < \beta < 0$  ; 濃度変動より流量変動が大。
- V)  $\beta > 1$  或いは  $\beta < -1$  ; 流量変動より濃度変動が大。

また、CODについては、ある一定流量までは、濃度と  $\log(Q)$  の関係は負相関であるが、ある流量以上では正の相関関係があるとしている(図3-49)。

文献で示されている図3-49のようなCODの変動はこの研究で対象としている年間のCOD日データについてもみられる(図3-53)。

この研究で対象としている多摩川は、有機汚濁河川の代表ともいえる河川であり、水質濃度の変動は単に流量のみでなく各種の要因が複雑にからみあって生じている。このため、上記のごとく自然河川に適用可能と思われるアプローチ方法のみでは水質現象の一面を把握できるにすぎない。しかしながら、水質現象のバックボーンとして流量の果たす役割りは非常に大きいことは、先述したとおりであり、水質と流量の関係を十分検討しておくことが重要な点である。

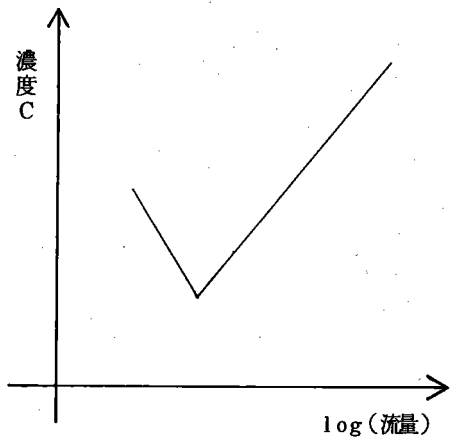


図3-49

図3-48から溶解性物質指標では、(3.5)式の適用が可能と考えられる。各水質項目について係数 $\alpha$ 、 $\beta$ を最小2乗法により算定した。比較のために濁度・CODについても係数を求めた。

(3.5)式の両辺の対数をとると  $\log C = \log \alpha + \beta \log Q$  ここで新たに  $Y = \log C$ 、 $X = \log Q$ 、 $a = \log \alpha$ 、 $b = \log \beta$  とおけば、 $Y = a + bX$  となり、回帰係数  $a$ 、 $b$  を最小2乗法により決定すればよい。

$$Y = a + bX \dots\dots\dots (3.6)$$

$$b = S_{xx} / S_{xy} \quad \text{ここに} \quad S_{xx} = \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}), \quad \bar{X} = \sum_{i=1}^n X_i / n$$

$$a = \bar{Y} - b\bar{X} \quad S_{xy} = \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y}), \quad \bar{Y} = \sum_{i=1}^n Y_i / n$$

係数 a、b が決定すると、 $X_i$  ( i 番目の流量値 Q の対数 ) に対する濃度の対数の予測値  $\hat{Y}_i$  が計算できる。すなわち、

$$\hat{Y}_i = a + bX_i = (1 - r) \bar{Y} + r \frac{\sigma_y}{\sigma_x} X_i \quad (3.7)$$

ここに r : データ (  $X_i, Y_i$  ) の相関係数

$\sigma_x, \sigma_y$  : X, Y の標準偏差

$\hat{Y}_i$  :  $X_i$  に対する Y の予測値

表 3-12 に、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  及び (重) 相関係数を示した。(重) 相関係数 ( 実測値  $Y_i$  と予測値  $\hat{Y}_i$  との相関係数 ) はこの場合単回帰なので相関係数の絶対値に等しい。

以下、回帰式として意味をもつ溶解性物質指標 ( アルカリ度、電気伝導度、 $\text{NH}_4\text{-N}$  ) について検討を加える。

表 3-12 回帰係数

① アルカリ度

年度	相関係数	(重)相関係数	$\beta$	$\log \alpha$	Q=5 ton/s	Q=10ton/s	Q=15ton/s
S. 33	-0.796	0.796	-0.088	1.746	48.36	45.19	43.90
35	-0.498	0.498	-0.096	1.791	52.95	49.54	47.65
37	-0.897	0.897	-0.208	1.957	64.81	56.10	51.57
39	-0.879	0.879	-0.309	2.104	77.27	62.37	55.03
41	-0.921	0.921	-0.236	2.079	82.04	69.66	63.31
42	-0.871	0.871	-0.264	2.148	91.93	76.56	68.79
45	-0.918	0.918	-0.379	2.318	113.00	86.90	74.52
47	-0.749	0.749	-0.274	2.178	96.94	80.17	71.74

単位 mg/l

② 電気伝導度

年度	相関係数	(重)相関係数	$\beta$	$\log \alpha$	Q=5ton/s	Q=10ton/s	Q=15ton/s
S. 33	-0.700	0.700	-0.080	2.246	154.9	146.6	141.9
35	-0.691	0.691	-0.115	2.286	160.6	148.3	141.5
37	-0.949	0.949	-0.209	2.506	229.0	198.2	182.1
39	-0.950	0.950	-0.271	2.641	282.9	234.4	210.0
41	-0.945	0.945	-0.291	2.714	324.0	264.8	235.4
43	-0.951	0.951	-0.292	2.780	376.6	307.6	273.3
45	-0.919	0.919	-0.354	2.926	477.1	373.2	323.3
47	-0.928	0.928	-0.284	2.856	454.5	373.2	332.7

単位  $\mu\text{C/cm}$

表 3-12 続き

③ NH<sub>4</sub>-N

年度	相関係数	(重)相関係数	$\beta$	$\log \alpha$	Q=5ton/s	Q=10ton/s	Q=15ton/s
S. 33	-0.628	0.628	-0.354	-0.298	0.285	0.223	0.193
35	-0.560	0.560	-0.381	-0.073	0.458	0.351	0.301
37	-0.872	0.872	-0.734	723	1.622	0.975	0.724
39	-0.891	0.891	-0.814	1.113	3.500	1.991	1.431
41	-0.873	0.873	-0.664	1.034	3.714	2.344	1.791
43	-0.892	0.892	-0.818	1.288	5.203	2.951	2.118
45	-0.848	0.848	-0.794	1.422	7.362	4.246	3.077
47	-0.803	0.803	-0.617	1.127	4.962	3.236	2.520

④ COD

⑤ 濁度

年度	相関係数	(重)相関係数	$\beta$	$\log \alpha$	相関係数	(重)相関係数	$\beta$	$\log \alpha$
S. 33	-0.187	0.187	-0.080	0.157	0.340	0.340	0.210	1.004
35	-0.093	0.093	-0.042	0.128	0.352	0.352	0.240	1.045
37	-0.586	0.586	-0.226	0.554	0.612	0.612	0.331	1.130
39	-0.681	0.681	-0.288	0.784	-0.018	0.018	-0.009	1.475
41	-0.285	0.285	-0.135	0.661	0.405	0.405	0.279	1.021
43	-0.618	0.618	-0.286	0.951	0.556	0.556	0.343	1.113
45	-0.402	0.402	-0.281	1.021	0.468	0.468	0.488	0.866
47	-0.013	0.013	0.007	0.597	0.837	0.837	0.806	0.341

図 3-50 は、回帰直線の経年的な変化をプロットしたものである。アルカリ度では流量 5~20 ton/sec の範囲では、経年的に傾きが増加するとともに、直線の位置が上昇している。例外として、1964年は傾きが1970年とほぼ等しいが位置は62、66年の中間となっている。また、1972年は傾きが、1970年より小さくなり、20 ton/sec 前後では、70年と同一レベルであるが、5~20 ton/sec では1970年以下であることがわかる。また、流量 50~100 ton/sec といった高流量に対応する水質濃度は回帰直線の変化からみる限り経年的な差はない。

アルカリ度では、高流量 50~100 ton/sec で回帰直線の差はみられないが、電気伝導度では、対象とする 5~100 ton/sec の範囲で回帰直線に経年的な差がみられる。概して傾き、レベル(位置)の上昇が経年的にみられるが、例外として1960年は1958年とほぼ同じレベルであり、72年は70年とほぼ同じレベルであるが、傾きが減少している。

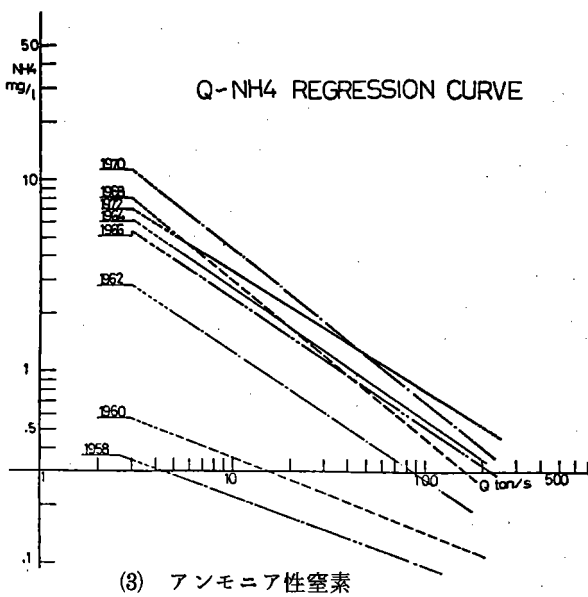
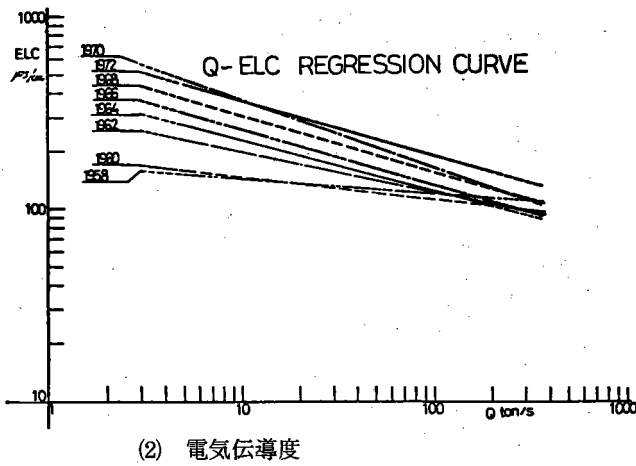
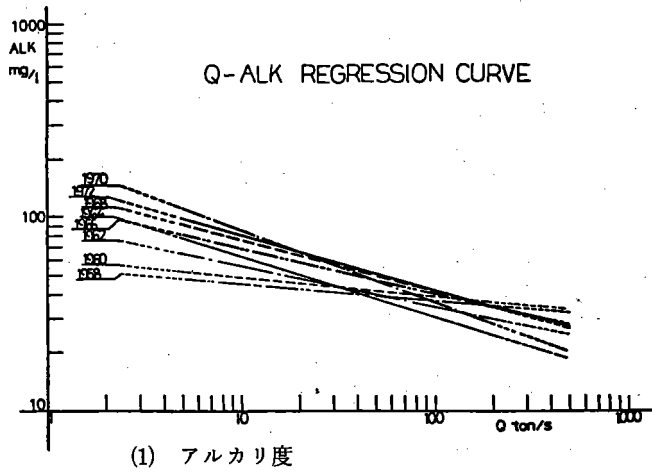


図3-50  
回帰直線の  
経年変化



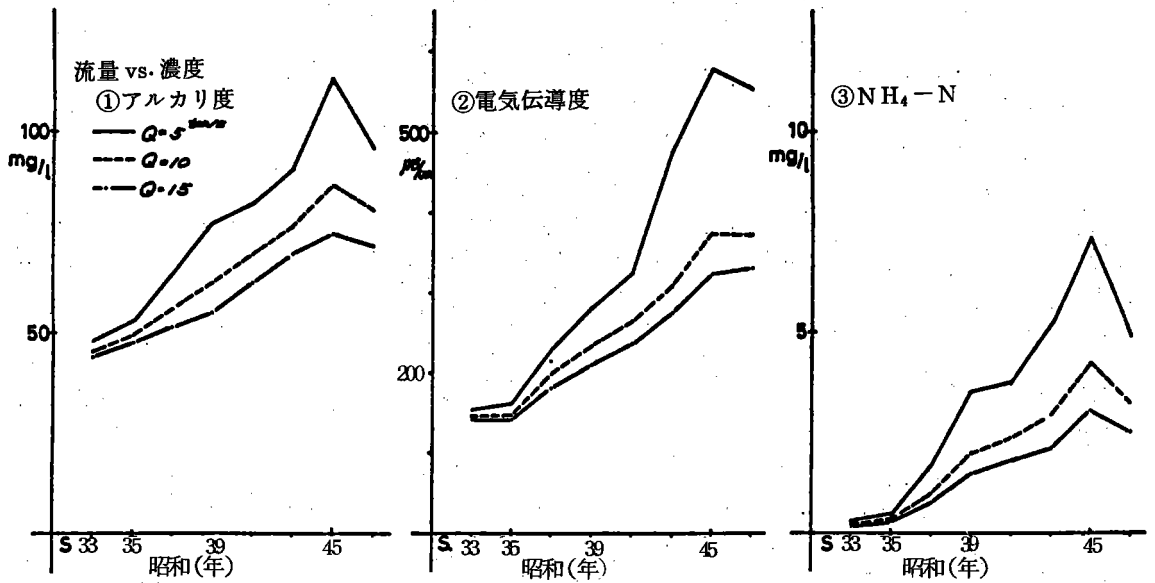


図3-51

$\text{NH}_4\text{-N}$ では1960年以前と以後でかなりレベルの差が生じている。1972年は70年より傾きが小さく  $10 \text{ m}^3/\text{sec}$  以下の流量では1968年に近い。又、 $50 \sim 100 \text{ m}^3/\text{sec}$  では濃度変動範囲が  $1.0 \text{ mg/l}$  以下であり年による差はほとんどない。

次に(3.5)式より一定流量(5、10、15  $\text{m}^3/\text{sec}$ )に対応する濃度を求め結果を表3-12及び図3-51に示した。各流量(5、10、15  $\text{m}^3/\text{sec}$ )での濃度の経年的パターンは、1960年以前の変化は少く1960年以後~70年まで増加しつづけ、1972年で減少している。この傾向は各水質項目についてみられる。

### 3. 7. 5-2 水質の予測

(3.5)式は係数 $\alpha$ 、 $\beta$ が求めれば、流量 $Q$ を与えると濃度 $C$ が算出でき、簡単な予測モデルとみることでもできる。例として1970年のアルカリ度、電気伝導度、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の回帰式を用いて70年、71年の濃度を予測することを考える。予測式は(調布堰1970年)

$$\text{アルカリ度 (mg/l)} \quad C = 208.0 \times Q^{-0.379} \quad (3.8.1)$$

$$\text{電気伝導度 (\mu V/cm)} \quad C = 843.3 \times Q^{-0.354} \quad (3.8.2) \quad Q \text{ は流量 } \text{m}^3/\text{sec}$$

$$\text{NH}_4\text{-N (mg/l)} \quad C = 27.54 \times Q^{-0.794} \quad (3.8.3)$$

図3-52は、1970年のデータから求めた回帰式を1971年の流量データに適用した場合である。アルカリ度、電気伝導度では、全体的にあてはまり具合は良いが、数日単位の細かい変動及び急激な濃度変動をうまく再現できていない。 $\text{NH}_4\text{-N}$ では、予測値と実測値がかなりズレる場合があり、1970年のデータから求めた式を71年に適用するのは無理であった。これは、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の年間分布が年によりかなり異なることが主な原因と考えられる。

次に非溶解性物質指標である濁度、CODの予測を検討する。濁度、CODでは流量との相関関係も一定ではなく、溶解性物質指標のように流量のみの関数では記述できない。

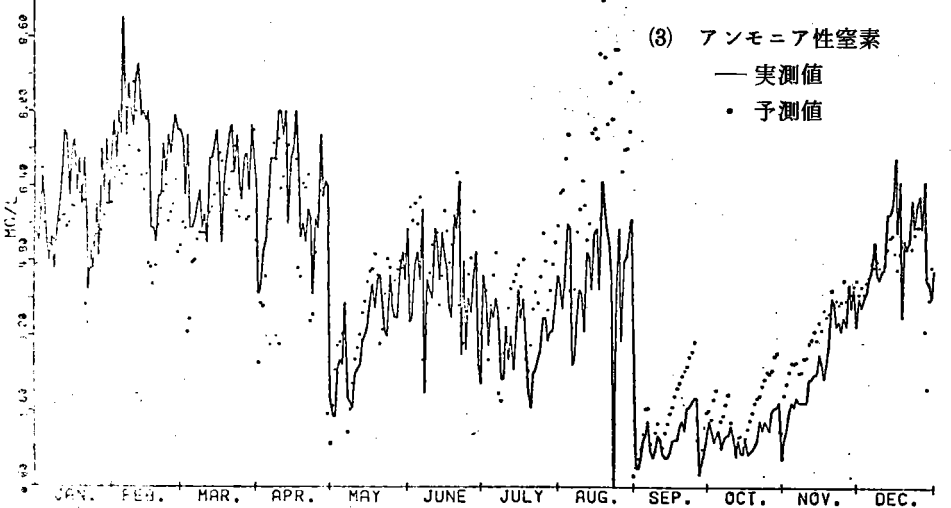
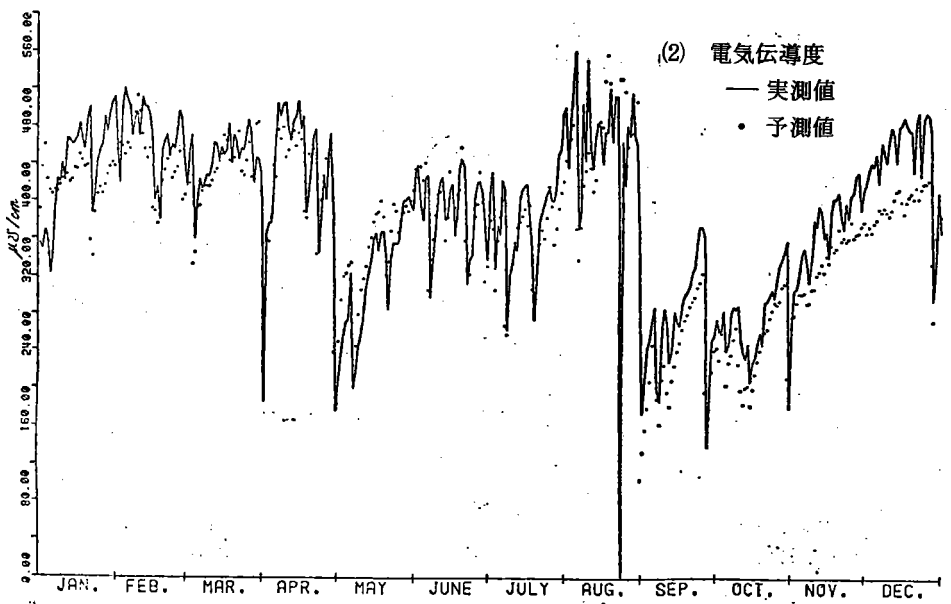
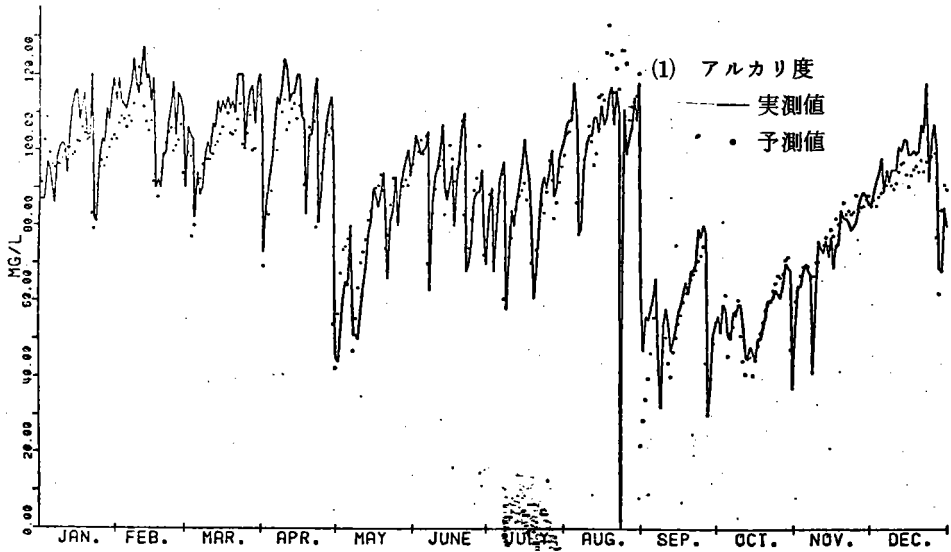


図3-52

濁度では、表3-12に示すように、流量と正の相関を示す年が多く、流量の「希釈作用」だけでなく「掃流作用」も関連してくると考えられる。CODでは、低水流量では、流量と負の相関が強く、流量増加に従って濃度減少がみられるが、ある一定流量をこえるとまた大きな値が出現するようになる(図3-53)。こうした濁度・CODの特徴を考慮して次式で示すような重回帰式による予測を検討した。

I) タイプ1

$$C(t) = a \cdot Q(t) + b_1 R(t-1) + b_2 R(t-2) + \dots + k$$

$$= a \cdot Q(t) + \sum_{i=1}^n b_i \cdot R(t-i) + k \quad (3.9)$$

II) タイプ2

$$C(t) = a_0 \cdot Q(t) + a_1 Q(t-1) + a_2 Q(t-2) + \dots + k$$

$$= \sum_{i=0}^n a_i \cdot Q(t-i) + k \quad (3.10)$$

ここにC(t) : t日目の濃度

R(t-i) : i日目の降雨量(t日基準) mm

Q(t-i) : i日目の流量(t日基準) m<sup>3</sup>/sec

n : 影響日数

a<sub>i</sub>, b<sub>i</sub> : 係数

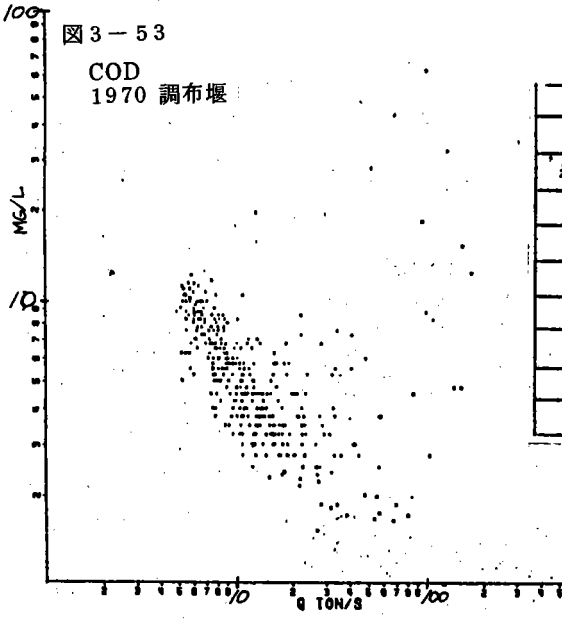
k : 定数

タイプ1、2を調布堰1971年のデータに適用した。影響日数nとしては両タイプとも2、3を選んだ。

表3-14は、従属変数(濁度、COD濃度)と独立変数(Q(t-i), i=0,1,2,を、各々Q<sub>0</sub>, Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>,と表示、R(t-i), i=1,2,3,を各々R<sub>1</sub>, R<sub>2</sub>, R<sub>3</sub>と表示)相互の相関係数を示したものである。また、表3-14は、各タイプ別に係数a<sub>i</sub>, b<sub>i</sub>を一覧表としたものである。COD、濁度の単相関係数はCOD(-0.198)、濁度(0.465)であるので、濁度ではタイプ1の②式を、CODではタイプ2の③式を用いると重相関係数(あてはまりの良さ)は若干大きくなる。

得られた式を用いて、1971年の濁度、CODを予測した結果を図3-54に示した。図3-54-1は濁度の場合であり、式中に降雨量R<sub>1</sub>, R<sub>2</sub>が独立変数として入っているため、降雨のない流量の安定した時期では予測値がほぼ一定値となり、実測値の変動を表わしえない。濁度の場合、他の水質項目と異なり流量増加による急激な増加現象がみられるのが特徴であるが、これを予測値は表わしていない。

図3-54-2は、CODの場合であるが、式中の係数の大きさから、定数項の大きさが支配的であり、流量の安定した時期ではほぼ一定値となる。この一定値も実測値の平均的な値を表わすには致らず式のあてはまりは悪い。これは、CODの変動が複雑なためと考えられ、1年間の日データをもとにした重回帰式では濃度変動を表現するのは難しい。しかし、COD、流量の相関図(図3-53)等から、流量により水質データを分離し、低水流量に対応する濃度:高水流量に対応する濃度で各々回帰式を決定すれば、予測の精度は増すと考えられる。分離する流量値としては調布堰地点の場合20m<sup>3</sup>/sec前後と考えられる。



	COD	濁度	Q0	Q1	Q2	Q3	R1	R2	R3
COD	1.00	.184	-.198	-.323	-.417	-.442	.020	-.147	-.223
濁度		1.000	.463	.438	.199	.032	.536	.379	.115
Q0			1.000	.593	.384	.290	.707	.397	.227
Q1				1.000	.593	.384	.383	.707	.397
Q2					1.000	.593	-.011	.383	.707
Q3						1.000	.049	.011	.383
R1							1.000	.340	-.018
R2								1.000	.340
R3									1.000

表 3-13 独立、従属変数間の相関係数

	独立変数								定数	標準誤差	F値	P値
	流量 (TON/S)											
	Q0	Q1	Q2	Q3	R1	R2	R3					
濁度	0.135				1.372	0.647	0.122	15.35	0.514	42.77	I-D	
	0.155				1.324	0.687		15.55	0.580	60.45	Ⓐ	
	0.482	0.455	-.013	-.261				15.11	0.490	28.02	Ⓑ	
	0.464	0.452	-.159					13.52	0.514	42.77	Ⓒ	
C	-.026				0.059	-.012	-.020	5.86	0.331	11.00	I-D	
	-.029				0.058	-.018		5.83	0.315	13.12	Ⓒ	
D	0.021	-.009	-.014	-.022				6.22	0.490	28.06	Ⓒ	
	-.006	-.009	-.026					6.09	0.427	26.57	Ⓒ	

表 3-14 重回帰式のタイプと係数

### 3. 8 無降雨期間の流量と水質の関連性

ここでは、一般には流量が安定していると考えられる無降雨期間の流量、水質の関連性について調べる。対象としたのは、継続日数 20 日以上は無降雨期間 16 ケースである。無降雨期間の流量・水質濃度及び負荷量 (COD、NH<sub>4</sub>-N) を継続日数に対してプロットした例を図 3-55 に示した。図のうち (A) は濃度、(B) は負荷量である。

無降雨期間をとくに取上げるメリットとして流量変動が水質に与える影響を除けると考えたが、冬期のケースのように僅か漸減傾向がみられるが安定した流況となる場合以外では、概して流量変動がみられ、流量の影響を完全に除くことはできない。

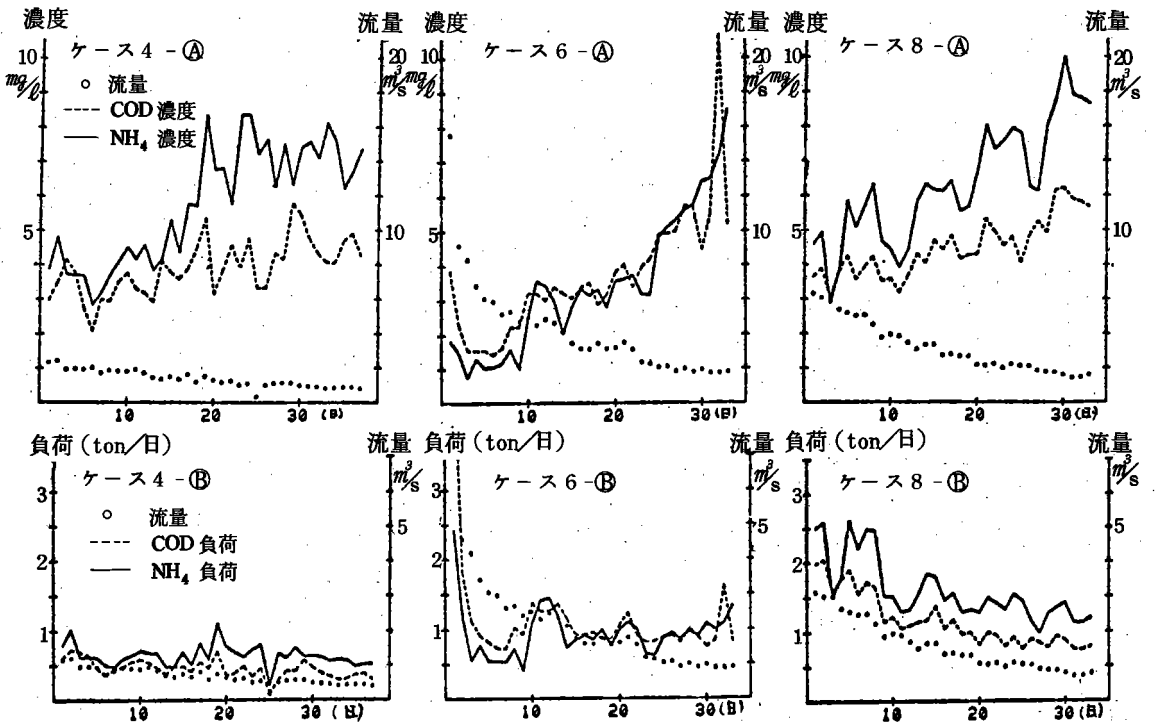
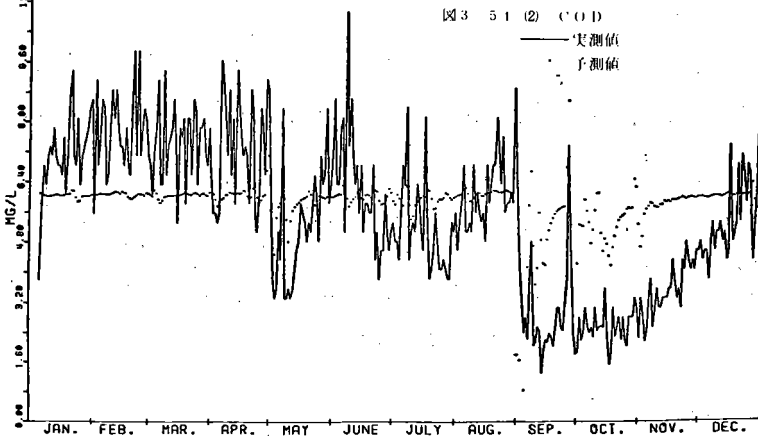
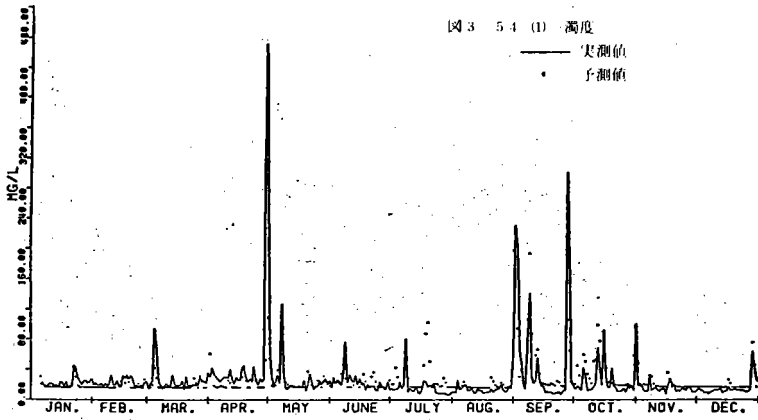


図3-55 無降雨期間の流量と水質

図をみると、COD、NH<sub>4</sub>-Nでは流量の漸減に対応して濃度が上昇している。全体の傾向としては上昇しているが、さらに1～2日といったスケールの短期の変動（細かい変動）もみられる。この変動は、COD、NH<sub>4</sub>-Nで異っており、流況の比較的安定した時期であることを考慮すると、発生汚濁量の変動を反映しているとも考えられるが水質（濃度）自身のもつランダム性（雑音）と考えた方が妥当であろう。この水質のランダム性は、サンプリング条件、測定誤差等の制御不可な要因によるものであろう。このような水質変動の特性を調べるために、各ケースの水質濃度X(t) (t:日)を次式に示すように、傾向変動（トレンド）成分X<sub>T</sub>(t)とランダム変動成分X<sub>N</sub>(t)に分離することを考えた。

$$X(t) = X_T(t) + X_N(t) \quad (3.11)$$

X(t) : t日目の濃度（原変動）

X<sub>T</sub>(t) : 傾向変動（トレンド）成分

X<sub>N</sub>(t) : ランダム変動成分

トレンド成分とランダム変動成分の分離方法としては、トレンド成分を移動平均値で近似し、原変動から移動平均値をひいた「残差」をランダム変動成分とする方法を用いた。移動平均巾は7日とした。

移動平均をとることによって濃度変動の全体の傾向が明らかになる。図3-56は、無降雨期間各ケースのCOD、NH<sub>4</sub>-Nの移動平均を示したものである。原変動にみられた細かい変動が平滑化されなめらかな曲線となる。流量変動に対応する濃度変動パターンは、いくつかのパターンに分類することができる。

① 期間を通して上昇傾向を示す。② 上昇傾向からほぼ一定レベルに達する。③ 期間を通してほぼ一定レベル。④ ①～③の複合型。各ケースの濃度の傾向変動のパターンを表3-3に示した。流量パターンに対応させて考えると、流量が安定化するにつれて濃度のパターンは①→②→③と変化すると考えられる。

原変動から移動平均を除いた値をランダム変動とした。このランダム変動の大きさを評価するために、ケースごとに（原変動-移動平均）の標準偏差を計算し、ケースの平均濃度に対してプロットしたのが図3-57である。COD、NH<sub>4</sub>-Nともに水質濃度の平均レベルが上昇する程、ランダム変動の大きさが増すことがわかる。回帰直線の勾配は、CODでは0.13、NH<sub>4</sub>-Nでは0.10（図中A点を除いた場合）であり、濃度レベルに対して10%程度のランダム変動があることを示している。相関係数は各々、0.87、0.90である。さらにランダム変動の累積分布曲線、コレログラムを図3-58、59に示した。分布はほぼ正規分布とみなせるが、コレログラムからは完全にランダムな変動ではないことがよみとれる。水質濃度の細かい変動は、無降雨期間に限らず、年間の日データの変動でもみられる（例えば図3-3）。

実際の水質調査にあたっては、こうした水質の変動特性を十分考慮する必要がある。例えば、流量の比較的安定していると考えられる無降雨時の水質調査を考える場合には、単に1回のサンプリングでは、ここで調べたような細かい変動の影響を受けるため、複数回のサンプリングを行ない、データの平均化を行ってこの変動を消すか、或いは、予め変動の大きさを検討しておき、水質データの解析・評価を行なう際には、変動の大きさも評価してやるといった処理が必要であろう。

図3-60は負荷量の移動平均（7日）を示したものである。負荷量の傾向変動パターンを分類すると、① 流量変動の影響が大きい。② 期間初期を除いてほぼ一定負荷量。③ 期間を通じてほぼ一定負荷量。

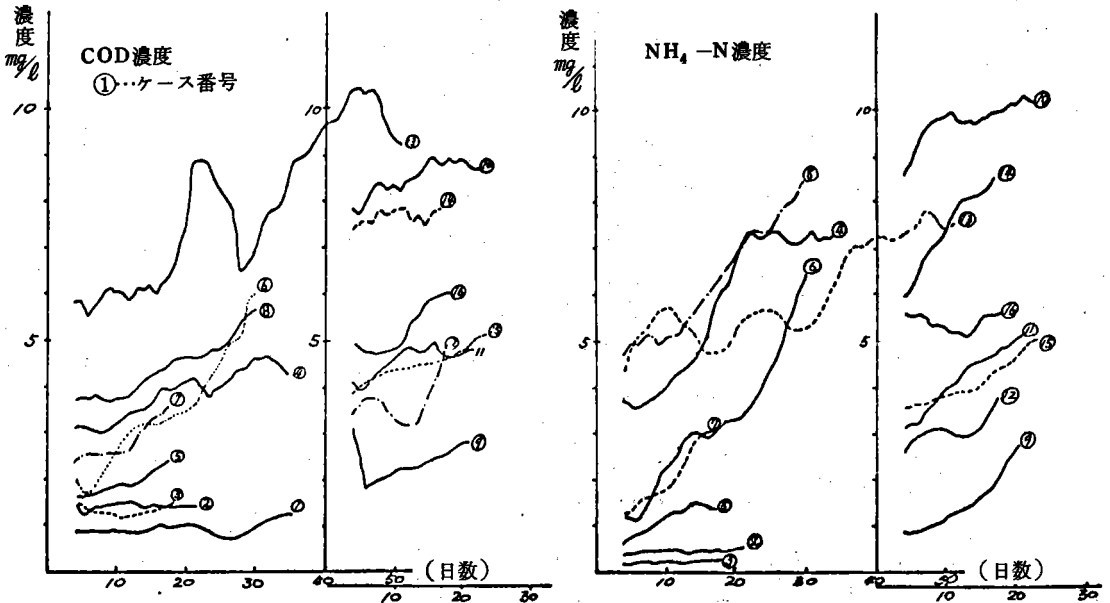


図3-56 7日移動平均(COD)

①②③の複合型のパターンになる。各ケースのパターン分類を表3-3に示した。濃度では同一ケースでCOD、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の傾向変動パターンに差はみられなかったが、負荷量では両者に差が生じているケースが多く、CODに比べ $\text{NH}_4\text{-N}$ の傾向変動は安定しているといった特徴がみられる。負荷量変動にも細かい変動(ランダム変動)がみられ、ランダム変動の標準偏差と平均負荷量間の回帰直線の勾配はCODでは0.27(相関係数 $r=0.79$ )、 $\text{NH}_4\text{-N}$ では0.08( $r=0.84$ )と両者のランダム変動の相対的な大きさの差が顕著である。

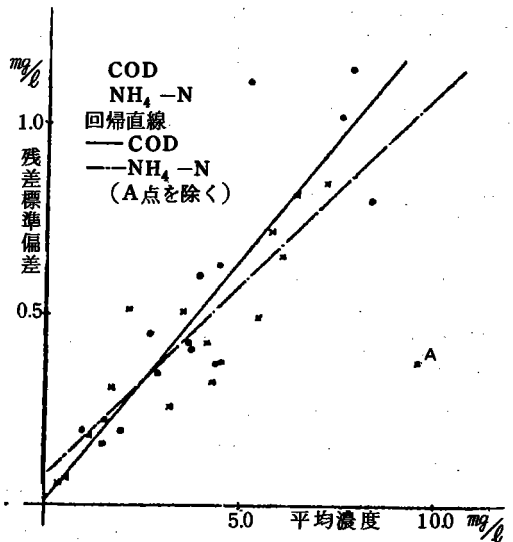


図3-57 ケースの平均濃度と  
残差標準偏差

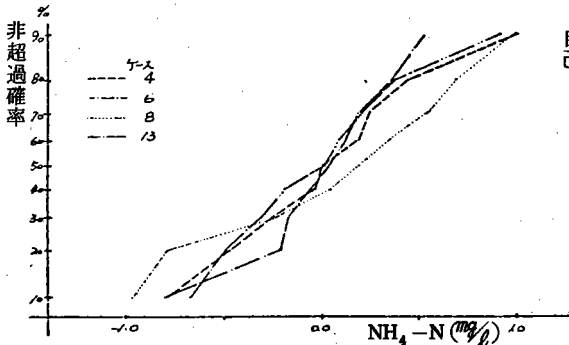


図3-58 残差の累積分布線 (NH<sub>4</sub>-N)

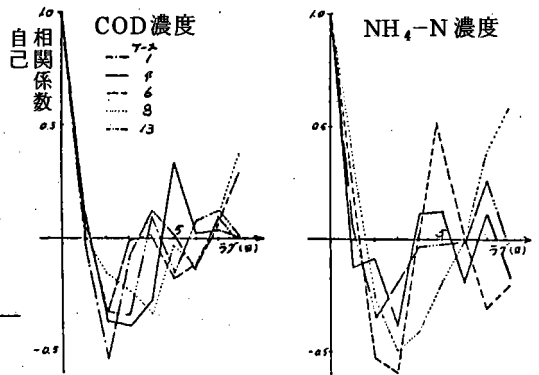


図3-59 残差変動のコログラム

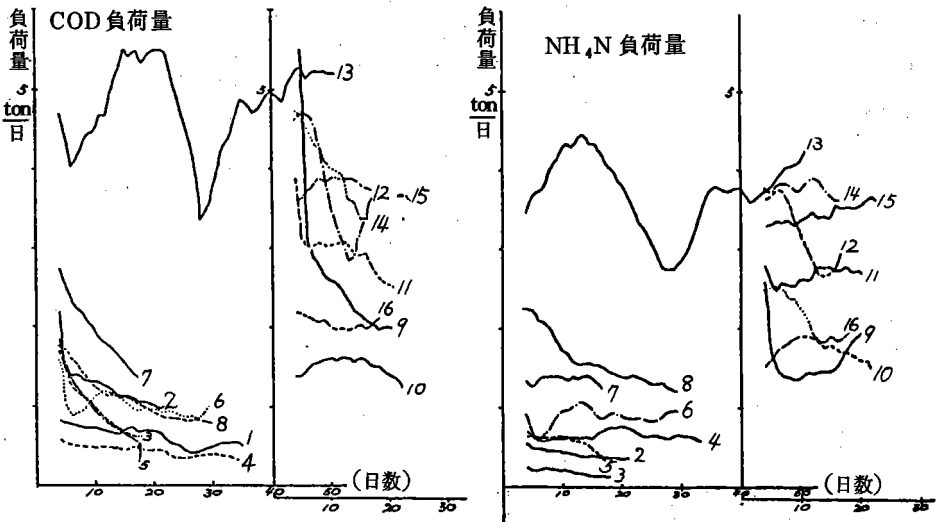


図3-60 負荷量の移動平均 (1~16ケース番号)

### 3. 9 結 論

河川水質の特性を、多摩川の日データを基にして、解析を行ってきた。その結論をまとめるに当り、もう1度研究の流れを記してみたい。

- |        |             |             |         |
|--------|-------------|-------------|---------|
| 1 step | : 日データの特徴把握 | 生データのプロット   | ← 年単位   |
|        |             | 平均値の算出とその比較 |         |
| 2 step | : 代表値の選出    | 平均値と極値の関係   | ← 年、月単位 |
|        |             | 超過確率の導入     |         |
|        |             | 無降雨期間の代表値   |         |



3 step	: データの分布形推定	濃度および負荷量の分布形 正規化の可能性 極値を除外したときの分布形	← { 年、月、単位 無降雨期間
4 step	: 各種代表値の比較	各種代表値の算出と比較 サンプリング間隔	
5 step	: 水質の相関	水質項目同志の相関 コレログラムによる分析	
6 step	: 流量と水質	マトリックス表示 一定流量時の水質 流量による水質表示のモデル化	
7 step	: 水質の変動の解析	経年変動とノイズの分離	← 無降雨期間
8 step	: 結論	データの解析法 採水計画に対する指針	

以上述べてきたように本研究の最終結論は、水質データをどう解釈すべきか、解釈する際の理論的根拠を与え、又、これから新規に河川水質調査を行うためにはどのような点を考慮して、採水調査計画をたてるかを、提言することにある。しかし、水質データは経年的変動・流量による影響・発生源の問題等多くの因子から成り立っており、一口に代表水質をいうことは出来ないのが実際なのではなからうか。

1 stepとして結論づけられた事は、水質には季節変動・日変動さらに経年的変動がある事があきらかになった点で、これらの因子をあきらかにするために、以下の作業を行うこととした。

2 stepは、水質を表現する方法として平均値をとり上げたが、極値により大きく変動する事があきらかになった。とくに小標本の場合、1つの極値が入ることにより平均値が大きく異なり、代表値として他の地点・時期の比較が行なえない場合に、十分検討しなければならない事を示した。この欠点を克服するために、超過確率という概念を導入した。超過確率は、極値にひきづられる事なく、データの分布の1つの代表値を示すことと、それがどの程度発生するかを示す指標であるので効用が大きい事が示された。もう1つの代表値として極値が降雨時に発生する事が多い事から、その時期をはずす意味で無降雨期を選び、各種の代表値の検討を行った。しかし、先行降雨やデータ間の変動があり、無降雨期間のみを無条件にえらんでも、代表的な水質がえられない事が示された。

3 stepは、超過確率から分布形を推定する作業を行った。超過確率は、累積度数分布を表わすことから確率紙にプロットする事により分布形が推定出来る。60年代前半迄は、水質濃度は正規分布しておりかつ標準偏差が小さい事がわかったが、近年汚濁が進行すると共に、上に凸の分布形になり正規分布といえなくなっている。そこで岩井法という正規化(対数変換)を行ない、正規化を試みる程度、正規化出来る事があきらかとなった。又、極値が正規化およびそれに伴う平均値・標準偏差に影響を与えている事から、極値を除外する棄却検定を行った。危険率は0.001とすると正規分布の棄却基準は、3.08となりCODの場合1970年では10ヶ、1972年は5ヶ除くことにより、中央値と平均値が対応す

ることが示された。

4 stepは、理論的にいわれている各種の代表値を選定し比較を行った。年間値の場合各代表値間に大きな差はみとめられなかったが、詳細にみると各代表値で微妙な差が認められた。この中からどの代表値をえらぶかは、今後の課題である。同時に365コの日データから、標本をつくった場合、その標本がもとの母集団とどのような差があるかを検討した。水質の場合統計理論値と、実際の計算値を比較すると、平均値ではあまり差がないが、標準偏差で見ると、計算値の方が小さい値となっている。又サンプリング間隔を大きくすると、標準偏差が大きくなっていくが、20日間隔だと10日間隔の場合とほとんど差がなかった。

5 stepでは、水質項目同士、自己相関等の相関関係を示した。当然の事ながら溶解性物質指標と、浮遊性物質指標とに大きな差がみとめられた。自己相関係数をコログラムでみてみると、流量には、経年的な変動成分がみられないが、水質には経年変動が大きい事が示された。データから1年間の移動平均値を除いた残差成分のコログラムは、流量のコログラムとほぼ一致していた。

6 stepは、流量と水質の関係を解析したものである。最初に流量と水質のマトリックス表示を行ない、一定流量時の水質の分布形を調べ、次いでその中央値及び平均値をとった。これにより、水質の悪化のパターンを明確に示すことが出来た。とくに、一定流量巾として流量の超過確率をとるとその巾の中の水質の平均値は、水質の超過確率と対応する事が示された。例えば、低水流量時の水質は超過確率30%の水質に対応している事があきらかになった。これは、地点(調布・砧)水質指標にかかわらずいうことが出来た。

流量水質のマトリックスから、水質を流量で表現するモデル化を行ない、溶解性物質の場合 $C = \alpha \cdot Q^\beta$  (C:濃度、Q:流量、 $\alpha$ 、 $\beta$ :定数)で表現出来る事があきらかになった。しかし、前年の回帰式から今年の水質を予測する事は困難であった。浮遊性の指標の場合、重回帰式による解析を行ったが、よいモデルはえられなかった。

7 stepは、水質を傾向変動とランダム変動に分離するのを無降雨期間について行ない、濃度については、ランダム変動は平均濃度の約10%を示すが、負荷量ではCOD 0.27、 $\text{NH}_4\text{-N}$ で0.08と両者に大きな差がある事が示された。これらの事から、採水調査を行う場合には無降雨期間に1回のサンプリングを行うのではなく、複数回調査を行ってその平均値をとり、ランダム変動成分を除去するか、なんらかの形で予めランダム変動の大きさを検討しておき、それを基にして水質データの評価を行うべきことを提言した。

膨大なデータから、まだまだ抽出すべき問題点はあると思われるが、水質データに関する評価法について検討を行ない、一定程度の結論がえられたものとする。今後検討すべき事項は次の通りである。

- (1) 他地点・他河川との比較
- (2) 日データの評価：データの1日の変動は存在するのか。
- (3) 発生源ないし流入汚濁量と水質の関係
- (4) 平均値・超過確率という総合化指標は、データの連続性(継続性)にふれていないので、一定水質がどの程度継続するかを検討すべきであろう。水質は、突発的な瞬間値よりも、継続する場合を対象

としなければならないと考える。

(5) 水質の予測モデルの確立

(6) 水質指標の総合化

等があげられよう、今後研究を重ねていきたいと考えている。

謝辞 本研究を行うにあたり、東京都水道局の御好意により、膨大なデータを借用し、解析する事が出来た。ここに厚く感謝の意を表する次第である。又、本データをコンピュータにファイル化、及び、計算その他の労を、東京大学工学部都市工学科、横山道子技官の手による所が多い、あわせて感謝する。

#### 参考文献

1. 日本地球学会編  
水汚染の機構と解析 (1978)
2. 市川 新・横山道子  
河川水質の定量化 水道協会誌502号(1976、7)
3. 市川 新・原沢英夫  
多摩川の流量・水質の構造解析 土木学会水理講演会(1977)
4. 市川 新  
水質ハイドログラフに関する研究 土木学会水理講演会(1975)
5. 岸根卓郎  
理論・応用 統計学 (1966)
6. 日本規格協会  
統計数値表 JSA-1972 (1972)
7. Charles G. Gunnerson  
Stream flow and quality in the Columbia River basin ASCE  
(1967)
8. 半谷高久  
水質調査法 (1974)