ＩＳＳＮ　0386－5878
土木研究所資料第2243号

土木研究所資料

昭和59年度下水道関係調査研究
年次報告書集

昭和60年10月

建設省土木研究所

Copyright © 1985 by P. W. R. I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は，土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第2243号　昭和60年10月

昭和59年度下水道関係調査研究年次報告書集

地質化学部	化学研究室	コンクリート研究室
河川部	都市河川研究室	総合治水研究室
下水道部	下水道研究室	三次処理研究室
	汚泥研究室	水質研究室
道路部	舗装研究室	緑化研究室
機械施工部	機械研究室	施工研究室
	土質研究室	
地震防災部	耐震研究室	

要　旨

本報告書集は，昭和59年度に土木研究所において実施された下水道に関係する調査研究の成果を集約して資料としてまとめたものである。報告は全35編300ページに渡り，それぞれの要約版を冒頭にまとめて載せてある。

キーワード：下水道，下水処理，高度処理，汚泥，水質技術開発

序　文

この報告書は，昭和59年度に土木研究所が実施した下水道関係の調査，研究の成果をすべて集約してまとめたものである。

土木研究所における下水道関係の調査，研究は，下水道事業調査費によるものが大部分を占めているが，ほかに土木研究所の試験研究費，環境庁予算の国立機関公害防止等試験研究費，河川事業調査費及び建設技術研究開発費などによって実施されている。

昭和59年度における新規課題は，①下水道高度処理計画及び最適プログラムに関する研究，②集落における下水処理に関する研究，③下水道整備効果の定量化及び評価に関する調査，④汚濁負荷の原単位に関する調査，⑤湖沼水質改善対策技術適用マニュアルの作成，⑥都市排水計画手法に関する調査，⑦五ケ丘地区における回分式活性汚泥処理に関する調査であり，いずれも重要な課題ばかりである。

一方終了課題は，①下水放流水中の大腸菌群の評価に関する研究，②河床付着微生物等による都市河川の水質浄化工法に関する研究，③臭気と脱臭方法に関する調査，④窒素の除去に関する調査，⑤浮遊性物質の除去および再利用に関する調査，⑥汚泥消化によるエネルギーの回収に関する調査，⑦下水汚泥と都市ごみの混焼に関する調査，⑧洪水時汚濁負荷の停滞水域の水質に及ぼす影響の調査，⑨下水道管路施設の耐震性に関する調査，⑩下水汚泥の都市緑化への利用に関する調査，ほかであり，それぞれの貴重な成果を得ている。

また，継続課題のなかでも調査が相当進展しているもの，例えば，①小規模処理場における処理特性に関する調査，②下水中の難分解性ＣＯＤ成分等の高度除去に関する調査，③リンの除去に関する調査，④下水汚泥の海洋還元に関する調査，⑤浸出水，余水の処理に関する調査，⑥汚泥性状の改善に関する調査，⑦閉鎖性水域における栄養塩負荷削減の効果評価に関する調査，⑧二次処理水の土壌による高度処理に関する調査，など成果を活用できる域に達しているものも多くある。

下水道事業の円滑な推進を図るために，まだまだ解決しなければならない技術的な課題は多い。土木研究所としても，これらに即応した調査研究を進め，下水道事業の一層の進展に寄与したいと考えている。

なお，日常業務に追われて時間がない方や，要領よく概要と結論を知りたい方達のた

め，本年度版からは全課題について要約を作り，巻頭に取りまとめて収録することとした。

最後に，これらの調査，研究に関係された各位に感謝するとともに，この報告書の積極的な御活用を願う次第である。

昭和60年10月

下水道部長　安藤　茂

目　　次

序　文

要　約 …… 1

Ⅰ　試験研究費による研究

1. 下水放流水中の大腸菌群の評価に関する研究 …… (下水道研究室) …… 39
2. 下水道高度処理計画及び最適プログラムに関する研究 …… (三次処理研究室) …… 47
3. 汚泥含有物質の流亡に関する研究 …… (汚泥研究室) …… 55
4. 河床付着生物群による浄化作用の研究 …… (水質研究室) …… 63

Ⅱ　国立機関公害防止等試験研究費による研究

1. 集落における下水処理に関する研究 …… (下水道研究室, 三次処理研究室) …… 75
2. 河床付着微生物等による都市河川の水質浄化工法に関する研究 …… (都市河川研究室, 水質研究室) ……101

Ⅲ　下水道事業調査費による研究

1. 下水道整備効果の定量化及び評価に関する調査 …… (下水道研究室) ……129
2. 臭気と脱臭方法に関する調査 …… (下水道研究室) ……147
3. 小規模処理場における処理特性に関する調査 …… (下水道研究室) ……157
4. 雨天時合流式下水の処理に関する調査 …… (下水道研究室) ……179
5. 下水中の難分解ＣＯＤ成分等の高度除去に関する調査 …… (三次処理研究室) ……187
6. リンの除去に関する調査 …… (三次処理研究室) ……195
7. 窒素の除去に関する調査 …… (三次処理研究室) ……203
8. 浮遊性物質の除去および再利用に関する調査 …… (三次処理研究室) ……217
9. 汚泥消化によるエネルギーの回収に関する調査 …… (汚泥研究室) ……223
10. 下水汚泥の海洋還元に関する調査 …… (汚泥研究室) ……229
11. 浸出水，余水の処理に関する調査 …… (汚泥研究室) ……235
12. 下水汚泥と都市ごみの混焼に関する調査 …… (汚泥研究室) ……241
13. 汚泥性状の改善に関する調査 …… (汚泥研究室) ……249
14. 閉鎖性水域における栄養塩負荷削減の効果評価に関する調査 …… (水質研究室) ……259
15. 下水処理施設における微量化学物質の挙動に関する調査 … (水質研究室) ……267
16. 汚濁負荷の原単位に関する調査 …… (水質研究室) ……277
17. 二次処理水の土壌による高度処理に関する調査 …… (水質研究室) ……283

Ⅳ　河川事業調査費による研究

1. 洪水時汚濁負荷の停滞水域の水質に及ぼす影響の調査 ……（水 質 研 究 室）…… 291

2. 河川の総合負荷量収支に関する調査 ……（水 質 研 究 室）…… 299

Ⅴ　建設技術研究開発調査費による研究

1. 建設事業への廃棄物利用技術の開発 ……（汚 泥 研 究 室）…… 307

2. 湖沼の総合的水管理技術の開発

2－1　水質予測モデルの改良 ……（水 質 研 究 室）…… 327

2－2　低湿地導入による河川水浄化 ……（水 質 研 究 室）…… 333

2－3　湖沼水質改善対策技術適用マニュアルの作成 ……（水 質 研 究 室）…… 343

Ⅵ　下水道事業調査費による他部の研究

1. 下水道管路施設の耐震性に関する調査 ……（耐 震 研 究 室）……349

2. 薬液注入工法の注入管理手法に関する調査 ……（施 工 研 究 室）…… 355

3. 都市排水計画手法に関する調査 ……（総合治水研究室）…… 361

4. 臭気と脱臭方法に関する調査 ……（化 学 研 究 室）…… 367

5. 下水汚泥の都市緑化への利用に関する調査 ……（緑 化 研 究 室）……373

Ⅶ　受託研究費による研究

1. 五ケ丘地区における回分式活性汚泥処理に関する調査 ……（下水道研究室）……381

概　要　約　集

	題名	下水放流水中の大腸菌群の評価に関する研究	昭和59年度
全体計画	昭和 57 ～ 59 年度	調査機関	建設省土木研究所　下水道研究室

（目　的）

下水道の目的の一つは，細菌学的汚染の防止にあり，下水中の大腸菌群の増殖や死滅特性などを明らかにすることは，効率的な下水道施設の設計，維持管理を行うために重要である。

本研究は，①大腸菌群の種レベルにおける同定・定量方法の開発，②下水中の細菌相の分析，③細菌の増殖・死滅特性の把握，④滅菌方法の検討，を目的として実施された。

（結　果）

下水中の大腸菌について昭和57年度から昭和59年度まで3年間調査を行った結果，次のことがわかった。

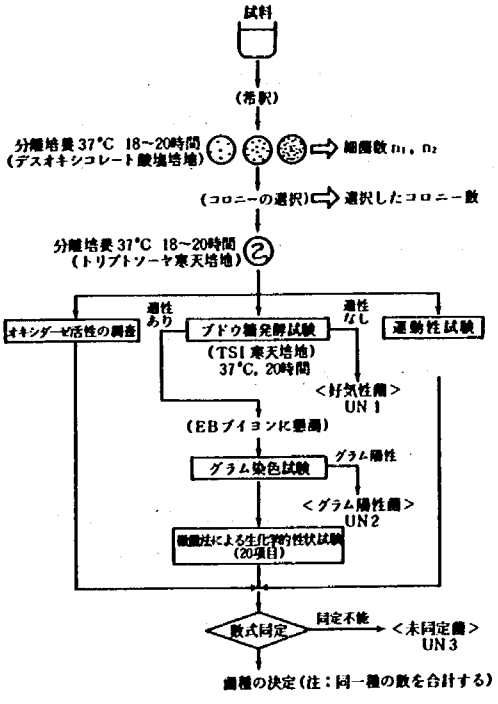
① 大腸菌群を構成する細菌種を同定し，細菌数を推計する手法の開発を行い，下水中の腸内細菌相を明らかにした（図－1 参照）。研究の過程で10属20種の細菌が分離同定された。

② デスオキシコール酸塩寒天培地で分離されるコロニーの色で腸内起源の細菌を区分することが難しいことがわかった。

③ 活性汚泥中の原生動物が下水中の腸内細菌の除去に大きく関与していることが示唆された。

④ 下水中から分離同定された腸内細菌のほとんどが，1次反応に従って自然死滅した。*E. agglomerans* は，134 日間，ほとんど死滅しなかった。

⑤ 塩素注入，柴外線照射，オゾン注入，過酸化水素注入の各消毒方法を用いて8細菌の滅菌に関する基礎的実験を行った。柴外線照射，オゾン注入が塩素の代替方法としての可能性を示した。



図－1　腸内細菌分析フローチャート

執筆者　星隈保夫
河井竹彦
中島淳子
小沢登

	題名	下水道高度処理計画及び最適プログラムに関する研究	昭和59年度
全体計画	昭和59～62年度	調査機関	建設省土木研究所　三次処理研究室

（目　的）

下水の高度処理については，一部の地域では，すでに事業が実施されているものの我が国全体にとっては，まずは二次処理の整備が優先である。しかし，長期的視点に立った場合，コンスタントに容易に得られる貴重な水資源として，下水処理水の重要性は言をまたないところであり，この「水資源としての下水処理水の再利用」において，高度処理の必要性・適用性は高まると思われる。以上の背景をふまえ，長期的視点に立っての水循環システムのあり方，その中での下水処理水再利用の位置づけを検討し，再利用の必要性・高度処理の必要性・高度処理の経済性等を研究する。またあわせて，下水道長期整備エリア（下水道マップ）及び，二次処理の普及とのトレードオフ関係の中での高度処理化プログラムに関する研究を行う。

（結　果）

(1) 全国で稼働中の高度処理実施設について，高度処理の必要理由，施設現況，運転状況，水質，建設コスト，ランニングコスト等を実態調査した。

(2) 全国の処理場における処理水再利用の実態調査を行った。その結果，

① 処理水再利用を行っている処理場数は，全処理場数の73％である。
場外再利用を行っている処理場数は，全処理場数の10％である。

② 地域別では，関東・近畿・九州沖縄の再利用率が高い。

③ 場外再利用の場合，用途別では，し尿処理場の希釈水，焼却場の洗煙，洗浄水，工業用水，修景用水の順に利用が多い。また，処理レベルでは，し尿処理場の希釈水，農業用水，消雪用水，海砂の洗浄水には主として二次処理水が，修景用水，工業用水，水洗用水には主として砂ろ過以上の高度処理をした水が利用されている。

(3) 高度処理導入及び下水道長期整備エリアの決定における費用効果分析へのアプローチとして，下水道による効果の定量化手法を提案した。

(4) 下水道長期整備エリア（下水道等集合処理システムによる処理区域）の検討へのアプローチとして，合併浄化槽システムと下水道システムとの定性的な比較評価を行った。

執筆者　野池達也
谷戸善彦
諏訪　守

	題名	汚泥含有物質の流亡に関する研究	昭和59年度
全体計画	昭和 57 ～ 61 年度	調査機関	建設省土木研究所　汚泥研究室

（目　的）

汚泥には，窒素やリン等植物に必要な栄養素が多量に含まれているため，緑農地に還元して肥料や，土壌改良材として有効に利用する方法もあり，一部の都市ではすでに実用化している。今後，汚泥は緑農地等に長期的に利用される可能性があるが，重金属等の汚泥含有物質が，土壌中に蓄積したり，地下水へ流亡する等，周辺の環境に与える影響について充分な調査研究が必要と考えられる。このため，本研究は，下水汚泥の長期連用によって，汚泥含有物質が土壌や地下水等の周辺環境に与える影響を明らかにし，汚泥の安全で有効な利用方法を確立するための資料を得ることを目的としている。

（結　果）

(1)　ライシメーター実験による収支に関する実験

①前年度と同様に，汚泥由来物質は，土壌表層から20～30 cm 程度の層に蓄積する傾向がある。

②重金属の99%程度は土壌中に蓄積し，窒素，リンは野菜類による持出しが主体と考えられる。

③多降雨時（20～30 mm／hr ）には，NO_3－Nの一時的流出が認められた。

(2)　汚泥連用による重金属等の蓄積に関する屋外圃場実験

ライシメーター実験とほぼ同じ傾向であり，汚泥施用量の多い 5 t／10アール 区では明らかに土壌中濃度が高くなっていた。

(3)　試験圃場内の地下水採水用井戸の水質については，前年度と同様に，化学肥料施用区，汚泥施用区，原地での水質の変化は同じ程度であり特別な傾向はみられない。

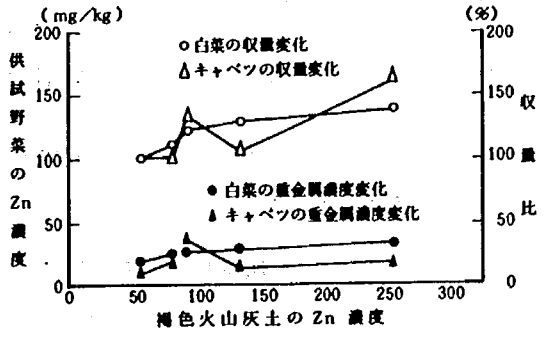
(4)　ポット栽培による土壌中の Zn が野菜類の成長と，重金属の吸収に与える影響に関する実験

①生長収量に対する影響は，供試土壌の種類によって異なった傾向が示され，一般的傾向はみられなかった。

②土壌中の Zn 添加量の増加に比例して，野菜中の Zn 濃度が高くなるのは 400 ～ 800 mg／kg ，乾土までの範囲であり，1600 mg／kg では低下している。

③ Zn 以外の重金属吸収については，Zn の添加量に関係なく，対照区のものと同じ程度であった。

④屋外試験圃場での傾向（図－1）は，Zn 濃度には関係なく，汚泥施用量が多い程成長は対照区以上に良い。白菜，キャベツ中の Zn 濃度は対照区と同じ程度であり，土壌中の Zn 濃度変化による極端な影響はなくポット実験のように顕著な傾向はみられなかった。



図－1　圃場実験野菜の Zn 吸収と収量変化

執筆者　京才俊則
岡澤邦明

	題名	河床附着生物群による浄化作用の研究	昭和59年度
全体計画	昭和57～60年度	調査機関	建設省土木研究所　水質研究室

（目　的）

河川の自浄作用を論ずる上で，河床附着微生物群が水質浄化機能に果す役割を考えることは，極めて重要である。近年河川に排出される化学物質は，産業の発達にともない種類，量とも，増加する傾向にある。これらの化学物質は，河床に棲息する細菌類，藻類，原生動物等や，流水中のさまざまな水生生物に，過大な影響をあたえていると思われる。

本節では，化学物質の中でも，環境汚染物質として，最近，新たにその存在が確認されてきた，塩素系有機溶剤をとりあげ，これら塩素系有機溶剤が河床附着微生物群および水質に与える影響について検討を行う。

（結　果）

化学物質（テトラクロロエチレン，トリクロロエチレン，1.1.1－トリクロロエタン，2.5－ジクロロアニリン）が，河床附着微生物群および水質に与える影響を評価するために，曝露時間が短期間（14日間）および長期間（69日間）の2系例の実験を実施した。

短期実験では，化学物質の影響限界濃度を決定するため実験槽内の化学物質を0～100（mg／l）（テトラクロロエチレン，0～200（mg／l）（トリクロロエチレン，1.1.1－トリクロロエタン）の間で，6段階に設定し，附着微生物群の培養を行って，水質および付着微生物群の両面から，影響濃度を推定した。

以下に，今年度の実験結果をまとめて示した。

(1) テトラクロロエチレンは，水質に対して，BOD，T－Pの増加，付着微生物群に対して，生育阻害，構成種の種類，細胞数変化等の影響があり，その影響濃度範囲は，1.0～10（mg／l）であった。

(2) トリクロロエチレンは，水質に対しては，顕著な影響をおよぼさなかった。付着微生物群に対して，生育阻害，優占種の変化（珪藻類→緑藻類）などの影響が認められ，影響濃度範囲は，0～0.1（mg／l）であった。

(3) 1.1.1－トリクロロエタンは，水質に対して（BOD，COD_{cr}，T－N，T－P）の増加をもたらし，その影響濃度は，0～0.01（mg／l），付着微生物群に対しては，生育阻害，Chl－aおよび一般細菌数の減少等の影響が見られ，その影響濃度範囲は，0～10（mg／l）であった。

長期実験では，短期実験で推定された影響限界濃度以上の化学物質が，長期にわたって，河床付着生物群に投与された場合の影響を観察した。

(1) 2.5－DCAは，実験初期から水質，Chl－a細菌数に影響があり，実験終了時（69日目）まで継続した。

(2) テトラトロロエチレン，トリクロロエチレンは，実験初期には，水質，Chl－a，細菌数に影響があったが，29日目以降は回復し，コントロールと有意な差を示さなくなった。

執筆者　安中徳二
森田弘昭
山田幸男

	題名	集落における下水処理に関する研究		昭和59年度
全体計画	昭和 59 ～ 62 年度	調査機関	建設省土木研究所 下水道研究室・三次処理研究室	

（目　的）

近年，都市の周辺地域や農山漁村などの集落において，水路，小河川，湖沼等の水質汚濁が進み生活環境の悪化，水稲栽培への影響などが問題となっている。

この最も大きな原因は，家庭雑排水，し尿浄化槽処理水の水域への放流にあることが指摘されている。

こうした地域においては，集落の規模，形態，立地条件等に適応した下水処理システムの普及が急がれている。

本研究は，集落下水処理向けと目される３つのプロセスの実用性を評価し，集落における下水処理の指針を作成することを目的としている。

（結　果）

(1) 新潟県のN村にある集落下水処理の実態調査を行い，集落における下水処理の特徴について調査した。

(2) 回分式活性汚泥法のパイロットプラントを製作し処理実験を行った。その結果，1KgBOD／m³・日という高負荷でもBODは良好に処理されること及び，処理水質を良好に維持するためにはMLSSを3000mg／ℓ以上に保つことが重要であることが分かった。

(3) バイオシェルフ法に関して，酸素移動特性に関する水理実験を行った。

執筆者　星隈保夫
高橋正宏
落　修一
中島淳子
野池達也
清水俊昭
小泉秀一

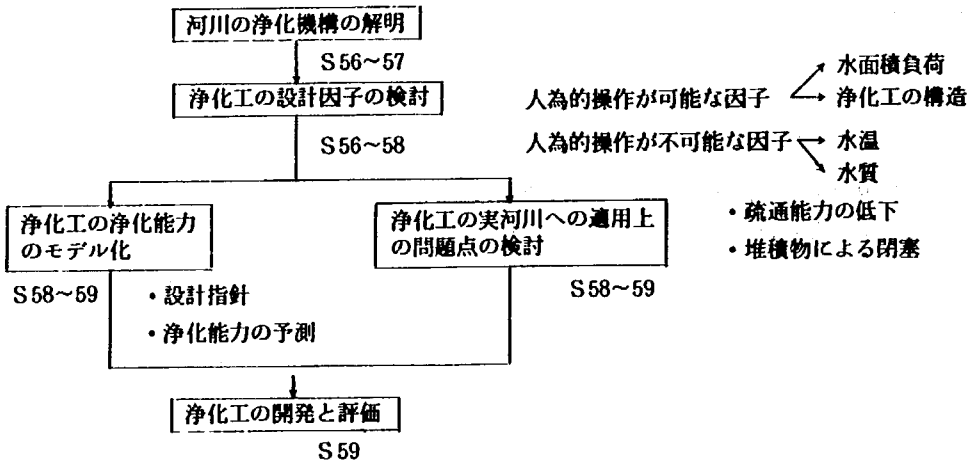
	題名	河床付着微生物等による都市河川の水質浄化工法に関する研究	昭和59年度
全体計画	昭和56～59年度	調査機関	建設省土木研究所　水質研究室・都市河川研究室

（目　的）

現在，実験段階，あるいは実規模で作られている水質浄化施設は，河川水と河床材あるいは河川内に設置した接触材との接触面積を増加させ，そこに形成される付着生物膜によって汚濁物質の酸化除去を図ろうとするものか，あるいは，浮遊汚濁物質の沈殿を促進させ除去しようとするものが主であるが，設計や維持管理の方針は必ずしも明確になっていない。本研究は，これらの浄化施設の水質浄化機構を解明し，効率的で安定した浄化能力を有し周辺の河川環境に調和した水質浄化工を開発すると伴に，浄化工の設計および機能評価の基本式を作成することを目的とする。

（研究経過）

本研究は，昭和56年度～59年度の４ケ年で実施するものであり，本年度は最終年度である。これまでの研究経過の概要を図－１に示す。



図－１　研究フロー

（流路内浄化工の設計基本式）

これまでの実験結果および文献調査等のデータを整理し，流路内浄化工の設計および評価の基本式を提案する。浄化工の浄化効率は，主に，河床単位面積負荷率と接触材の流水接触面積および水温によって決定される。そこで基本式は，これらのファクターを組み入れた形式とした。

$$E = \frac{T}{70+T}\left(39.3 + 8.0\frac{S^*}{S}\right)\left(0.4 + 0.6\frac{\theta}{20}\right)$$

E；BOD_5 除去率（%）　θ；水温（℃）　T；流下時間（min）　S；単位長さ当りの水路の流水接触面積（m^2/m）　S^*；単位長さ当りの浄化工の流水接触面積（m^2/m）

執筆者　安中徳二・森田弘昭・山田幸男
都市河川研究室　松浦茂樹・谷本光司

	題名	下水道整備効果の定量化および評価に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和59～62年度	調査機関	建設省土木研究所	下水道研究室

（目　的）

今後，安定成長下において，下水道事業を進めていくにあたっては，「下水道事業の効率的整備」が重要な課題となる。本調査は「効率的整備」に資することを目的として，下記の課題を調査するものである。

① 下水道に関する情報管理システムの確立と下水道計画への活用
② 下水道整備効果の定量化及び費用効果分析
③ 下水道投資の経済波及効果
④ 下水道の効率的整備手法の開発
⑤ 下水道計画の評価手法の開発と最適計画策定技術の確立
⑥ 維持管理の効率化手法の開発

（結　果）

59年度は上記課題の中から，下記3課題を調査した。

(1) 下水道に関する情報管理・データベースシステムの開発と下水道計画への活用に関する調査・下水道業務体系・下水道情報項目を整理するとともに，データベースの整備目標・整備計画・データベースの効果を明らかにした。

(2) 下水道の効率的整備手法に関する調査—幹線管渠の二条管計画について

① 効率的整備手法のうち，二条管・長距離圧送・暫定処理区・暫定処理場をとり上げ，各手法の特性と課題を明らかにした。

② 効率的整備計画策定手順を提示した。手順は次の5つのプロセスよりなる。

ア）問題の明確化　イ）評価基準の作成　ウ）代替案の抽出と設計　エ）代替案の分析・評価　オ）整備計画の策定

③ 幹線管渠の二条管方式を取り上げ，ケーススタディを実施した結果，二条管方式の特性，導入条件等について次のことが明らかとなった。

ア）幹線管渠の第一期建設規模の決定において，各年投資額はその結果を大きく左右する。

イ）二条管導入のメリットは，各年投資額が抑えられた条件下において，より発揮される。

ウ）幹線規模決定に係る計画フレーム値の予測巾が，大きければ，二期目の管渠施工の必要性がなくなる確率が高くなることも含め，二条管方式導入の効果は高くなる。

エ）二条管導入の効果が現われるのは，おおむね二期目の管の建設が必要となる年度頃までの間である。このように早期の投資効率を高める必要のあるとき，二条管は有効である。

(3) 終末処理場の周辺環境対策計画に関する調査

全国の処理場において，周辺住民より受ける苦情の内容・苦情を言ってくる住民の距離・周辺環境対策の導入の有無等について実態調査を行った。

執筆者　中村栄一
谷戸善彦

	題名	臭気と脱臭方法に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和 51 ～ 59 年度	調査機関	建設省土木研究所	下水道研究室

（目　的）

下水道の維持管理に当って作業環境や処理場の周辺環境の保全は重要な問題であり，特に臭気の問題が環境問題の主要な因子となっている。このため各種の脱臭設備が設置される傾向にあるが，脱臭対象とする風量や臭気物質の質や量の設定，脱臭効果等について十分な基礎データが少ないのが現状で，大風量，希薄臭気という下水道臭気の特性に合致した臭気対策を早期に確立する必要にせまられている。

本調査は下水道施設より発生する臭気の特性を検討し，その削減策，効果的な補集方法，臭気の拡散特性を検討し，脱臭のみではない総合的な臭気対策の確立を計るものである。

（結　果）

本年度は最終年度であるため，過去9年間の成果をまとめ，総合的な臭気対策の提示を行った。

(1) 全国数十ケ所の下水処理場における臭気の実態調査により，各処理プロセス毎の臭気発生量，及び原因物質の検索を行った。23種類の臭気原因物質が臭覚閾値を起える濃度で検出され，主たる臭気原因物質が各プロセス毎に決定された。

(2) 下水処理場内における硫黄化合物の発生箇所を調査し，水中硫黄化合物のかなりの部分が汚泥濃縮槽より生じること，気中への放散はセキや曝気によるものが大部分であることを確認した。

(3) 臭気対策として覆蓋を設け，内部を換気する場合，内部の温度が外部より高い時に臭気の漏出が起る可能性があり，それを防ぐため，開口部における吸引流速を 0.3 m／秒程度にする必要があることを見い出した。

(4) 合理的な臭気対策を行うため，個々の臭気発生源をできるだけ密閉化すること，そのための考え方を提案した。

(5) 下水処理場の臭気発生実態より，活性汚泥を利用した脱臭方法，土壌脱臭等が安価で効果的であることを明かにした。

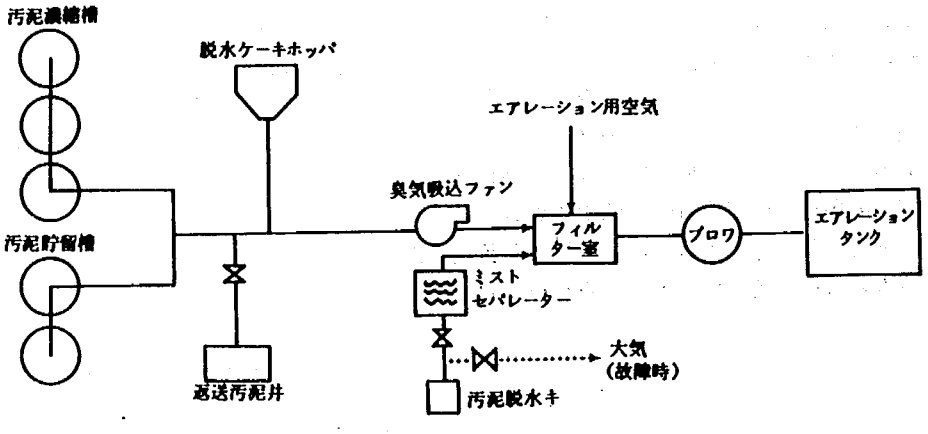


図　活性汚泥を利用した脱臭方法の例

執筆者　星隈保夫
高橋正宏

	題名	小規模処理場の処理特性に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和55～60年度	調査機関	建設省土木研究所	下水道研究室

（目　的）

近年地方中小都市においても，公共用水域の水質汚濁問題が顕在化してきており，水洗化を望む住民の声も強くなっている。このため小規模な下水道計画が各地で立案されつつあるが，従来の下水道技術は主に大都市域を対象とした技術であり，地方の中小都市にとっては財政，技術力の面で必ずしも適正な技術とは言えないのが実情である。

本研究は，以上の問題点をふまえ，水質汚濁防止に対して十分な効果を期待でき，しかも地方の特性に合致した経済的で簡便な処理方式の確立を目指すものである。

（結　果）

今年度の成果をまとめると以下のとおりである。1）高負荷の回分式活性汚泥法で良好な処理成績を安定して得るためにはHRT24時間程度が必要であり，HRT12時間では繁雑な管理作業が必要となる。2）散水沪床法は，適当な散水負荷をとることで溶解性BOD_5の除去を期待できるが，細菌類のハク離が原因と思われる処理水中SSの除去には別述の対策が必要となる。3）れき間エアレーション法清水実験を行い，溶解性のトレーサーを用いた反応タンク内は完全混合タンクに近いこと，充填物のないエアレーションタンクと比較して，有効容積当りの酸素の移動速度は，6～20%程度向上すること。4）生物学的下水処理の反応タンクに蓋覆蓋を行いその効果を検討したが，処理水質の向上は認められず，汚泥の性状も大きな変化は認められなかった。5）小規模処理施設に適用するための簡易な処理方式として，固定生物膜による処理と汚泥の沈殿・濃縮・貯留機能を1つの反応槽に組み込んだ処理方式を開発し，冬期においても良好な処理水質を得ることができた。生下水を直接投入しているにもかかわらず，汚泥発生量は除去SS量の15%程度と少なく，汚泥貯留機能も3ケ月程度正常に働くことが確認された。6）嫌気性活性汚泥法による実下水の処理実験を行った結果，溶解性BODの除去率は60～70%で安定していたが，SSの除去が不十分であり，今後固液分離の改善が必要とされる。

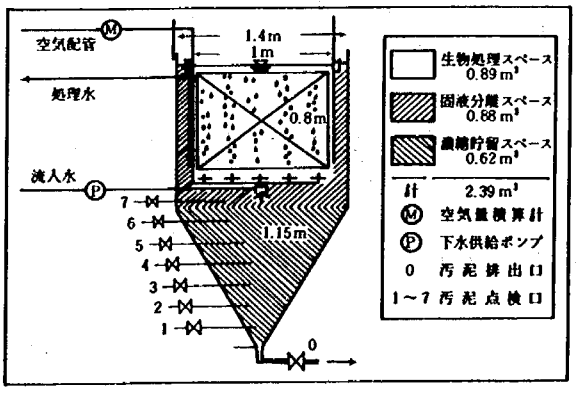


図　開発された装置の概要および機能の説明

執筆者　星隈保夫　中村栄一　高橋正宏
落　修一　中島淳子

	題名	雨天時合流式下水の処理に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和57～61年度	調査機関	建設省土木研究所	下水道研究室

（目　的）

合流式下水道の雨天時越流水は，公共用水域の汚濁の原因のひとつであり，その抑制の方法としては，雨天時下水の貯留，地下浸透などが実施されている。

本調査の目的は，雨天時合流式下水を効率的に処理する方法を開発することであり，既存の合流式下水道の改善，新規の下水道計画に資するものである。

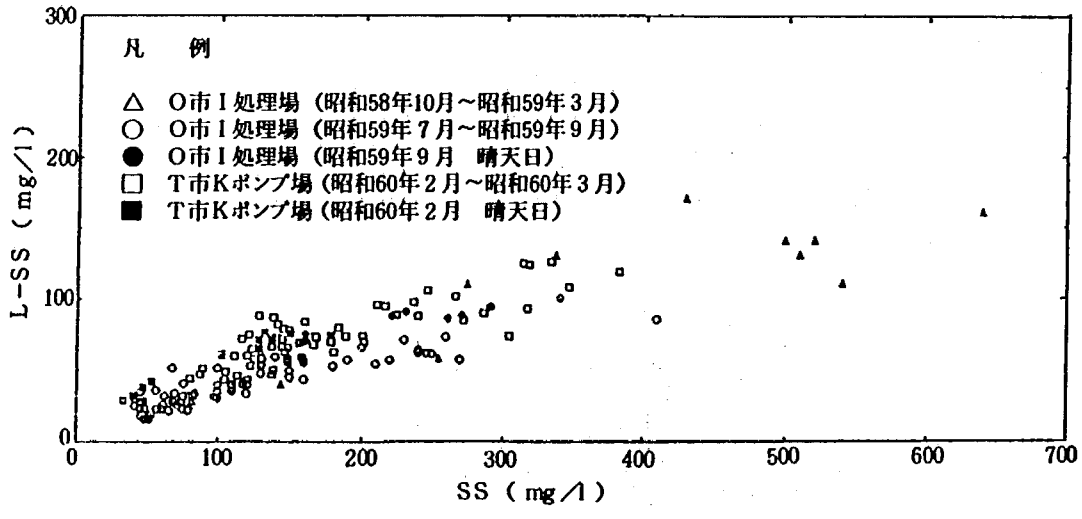
（結　果）

昭和59年度の調査は，58年度に引続き，①雨天時合流式下水の性状調査，②雨天時合流式下水の2段処理法（傾斜板沈殿池＋超急速沪過）による処理実験を実施し，以下のことが明らかとなった。

① 粒径を区分して雨天時下水の水質を分析した結果，流量ピーク時には，粒径210 μm 以上の浮遊性物質が晴天時の約3倍に増加し，全BOD_5のうち約半分を粒径210 μm 以上のBOD_5が占めていた。

② ＳＳのうち沈降しにくい物質を示すＬ－ＳＳは，ＳＳ濃度300mg／lまでは，100mg／l以下であり，30分程度の沈殿時間で相当のＳＳが除去され得ると推定された。（図－5参照）

③ 2段処理法においては，ＳＳの除去率が平均81.7%であり，短時間で相当効率よくＳＳが除去されることがわかった。



図－5　合流式下水のＳＳ濃度とＬ－ＳＳ濃度の関係

執筆者　星隈保夫
河井竹彦
小沢登

	題名	下水中の難分解ＣＯＤ成分等の高度除去に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和 55 ～ 60 年度	調査機関	建設省土木研究所	三次処理研究室

（目　的）

現在，下水処理場の多くは放流水のＣＯＤ規制を受けている。既設の下水処理場は生物処理を主体としているため生物学的に分解されにくい成分が多く流入する処理場では放流水のＣＯＤが高くなる可能性があり，ＣＯＤの高度除去のための対策が必要になる。

本調査は下水処理場におけるＣＯＤ成分の高度除去のための処理方式の確立を目的としている。

（結　果）

(1) ケーススタディとして処理水のＣＯＤが高い処理場を選び，処理過程におけるＣＯＤ及び主要有機物質の挙動を調査した。

この処理場の処理区域内にある工場の中から生物学的に難分解なＣＯＤを多量に排出しているものを選び，その工場で使用されている薬剤及びその生分解性を調査した。

(2) 実処理場にベンチスケールのプラントを設置し，実下水に非イオン系界面活性剤を添加して処理実験を行った。非イオン系界面活性剤は下水処理の過程で90%以上除去されているが，処理水のＣＯＤは少し高くなることが分かった。

執筆者　野池達也
清水俊昭
小泉秀一

	題名	リンの除去に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和 46 ～ 60 年度	調査機関	建設省土木研究所	三次処理研究室

（目　的）

リンの除去は閉鎖性水域の富栄養化防止のための有効な方法の一つである。本調査は主として，種種のリン除去法を下水中のリン除去技術として適用する場合の諸特性を把握するために行っている。調査開始から55年度までは主に凝集沈殿法が検討された。56年度以降は窒素・リンの同時除去法と晶析脱リン法の調査を行っている。前者は生物学的な窒素の除去法と生物学的なリンの除去法あるいは化学的なリンの除去法との組み合わせによる方法である。

（結　果）

(1) 合成下水によるカラム実験で水温の影響を検討し，以下の様な結果を得た。

① 10°Cにおけるリン除去率は20°Cにおけるリン除去率の約半分であったが，30°Cにおけるリン除去率は炭酸根を加えない合成下水を用いた場合は20°Cとほぼ同じであった。

② 合成下水に炭酸根を加えた場合は，30°Cのリン除去率が20°Cより明らかに高くなったが，10°Cと20°Cの差は変わらなかった。しかし，20°Cのリン除去率は炭酸根を含まない場合より低下した。

③ 合成下水に炭酸根を加えた場合は，種結晶の晶析活性が低下する傾向が見られた。

(2) 冬季における反応速度を増大させるため，フッ素添加，Ca添加量の増加，設定pHの上昇およびSVの削減をパイロットプラントで検討した。しかし，どの方法によっても十分な効果を得ることができなかった。

(3) 種結晶の晶析活性低下現象を解明するために種結晶の表面物質の組成を分析したところ，X線回折試験によって17ケ月使用後の種結晶表面物質から多量の炭酸カルシウムが検出された。このことは，炭酸カルシウムの付着が活性低下の主要因である可能性を示すものであると考えられる。

執筆者　野池達也
小越真佐司
諏訪守

	題名	窒素の除去に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和49～59年度	調査機関	建設省土木研究所	三次処理研究室

（目　的）

下水処理水に残留する窒素は閉鎖性水域での富栄養化の原因物質になる可能性を有している。またNH_4－Nは放流先での溶存酸素の消費，下流の浄水場における塩素消費量の増加等の問題点を有している。

また，下水道が農村部へ普及するに伴ない下水処理水が農業に利用されるケースが増えるものと予想される。

本調査は下水の窒素除去法の確立，及び下水処理水の農業利用の可能性の検討を目的としている。

（結　果）

(1) 生物学的窒素除去

内生脱窒法による窒素除去についてパイロットプラント実験を行った。滞留時間が12時間の条件で1年間運転を行い，51－73%の除去率が得られた。

窒素の除去率は夏期の方が冬期より低く，その原因は脱窒が不十分なためであることが分かった。

(2) 下水処理水の農業利用

かんがい水として平均T－N濃度8.5 mg／ℓ（大部分がNO_3－N）の下水処理水を用いたとき水稲への影響はほとんどなかった。

このかんがい水を用いて基肥を慣行量の1／2としたケースで収穫された米の外観，香り，味等はかんがい水として水道水を用いたものとほとんど差がなかった。

執筆者　野池達也
谷戸善彦
清水俊昭
小泉秀一
諏訪守

	題名	浮遊性物質の除去と再利用に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和47～59年度	調査機関	建設省土木研究所	三次処理研究室

（目　的）

本調査は，主として二次処理水中に残留する浮遊性物質を除去するためのろ過法の確立と設計法を開発するために実施している。調査開始から56年度までは主に急速ろ過法の調査を行った。57年度以降は簡易なろ過法と，生物学的な高度処理法による処理水のろ過について調査を行っている。59年度は生物学的窒素・リン同時除去処理水の急速砂ろ過法と長毛ろ過法によるろ過について調査を行った。また，二次処理水の粗ろ材ろ過についても検討した。

（結　果）

(1) 窒素・リン同時除去処理水を200 $m^3/m^2/d$ のろ過速度で，二層式急速砂ろ過池で処理したところ濁度とSSは70%以上除去された。

(2) 長毛ろ過法では600 $m^3/m^2/d$ のろ過速度で濁度が平均50%除去された。この時の洗浄水量比はおよそ6%であった。

(3) 粗ろ材ろ過池（有効径1.7 mm，均等係数1.3，敷き込み厚900 mm）では，二次処理水を600 $m^3/m^2/d$ のろ過速度で処理した。この時の平均の除去率は，濁度・SS・BODともそれぞれ約50%であった。

執筆者　野池達也
谷戸善彦
小越真佐司
諏訪守

	題名	汚泥消化によるエネルギーの回収に関する調査	昭和59年度
全体計画	昭和 50 ～ 59 年度	調査機関	建設省土木研究所　汚泥研究室

（目　的）

下水処理場における嫌気性消化プロセスは，汚泥の減量化と安定化とを主目的として設置されているが，消化タンクより発生する消化ガスはメタンガスが主成分であり，有効なエネルギー源となる。

本調査は，汚泥の質と消化ガス発生量との関係を明確にすると共に，既存消化プロセスの改良によるガス発生量の増大，消化ガスを用いたガス発電システムの有効性の立証および汚泥処理システムにおける嫌気性消化プロセスの位置付けについて調査することを目的としている。

（結　果）

本年度は，①消化プロセスを中心とした物質収支モデル・熱収支モデル・費用比較モデルを作成し，汚泥処理システムの中での消化プロセスの位置付けについての検討

②凍結融解処理汚泥を用いた消化実験，等を行い次の結果を得た。

(1) 処理場全体の物質収支モデル・嫌気性消化タンクおよび焼却炉廻りの熱収支モデル・汚泥処理プロセスの費用比較モデルを作成した。

(2) 上記モデルを用いた計算結果より，最終処理として焼却プロセスを設置した場合，約 100,000 m^3／日以上の処理規模の時は消化プロセスを有した方が有利であると言える。

(3) 凍結融解処理した汚泥を嫌気性消化すると，凍結融解処理を行わない汚泥と比べ，発生消化ガス量は減少する。

表　総費用比較集計結果

(百万円／年)

		規模	焼却－有		焼却－無	
		(m^3／d)	消化－無	消化－有	消化－有	消化－無
重力濃縮	真空脱水	10000	201	229	207	175
		30000	491	491	369	358
		100000	1240	1080	738	867
	加圧脱水	10000	203	253	206	166
		30000	409	482	371	327
		100000	874	945	725	743
	遠心脱水	10000	153	195	151	117
		30000	348	391	282	254
		100000	820	802	575	632
	ベルトプレス	10000	156	197	151	120
		30000	364	398	285	264
		100000	852	817	589	663

執筆者　京才俊則
大嶋吉雄
近藤次夫

	題名	下水汚泥の海洋還元に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和 53～60 年度	調査機関	建設省土木研究所	汚泥研究室

（目　的）

下水処理場から発生する汚泥の最終処分としては，陸上埋立，海域埋立，海洋還元，緑農地還元，資源化などがある。下水汚泥を海洋還元する場合，汚泥中に含まれる有害成分の混入による海洋の汚染が問題とされ，特に，海洋生物によって営まれる食物連鎖サイクル中に有害物質を含む下水汚泥が投入されたときに食物連鎖サイクルの各レベルの生物に対して，急性毒，有害重金属等の蓄積による慢性毒，産卵増殖や生長に対する影響，魚病の発生やウィルス等病原菌の消長など多くの問題があるが，今日まで，これらの問題に関する調査研究はほとんど行われていない。本調査は，これらの海洋生態系に及ぼす下水汚泥の影響を明らかにすることを目的としている。

（結　果）

本年度は，①クロレラ・ワムシ・キスを用いた実験室内食物連鎖系における，水銀・カドミウム・銅・亜鉛の各生物体内への蓄積実験　②下水処理水の放流海域における生態系調査　③下水汚泥の海洋還元を行っている都市の実態調査　④下水汚泥の海洋還元に関する各国の実態調査，等を行い，次の結果を得た。

(1) 各生体中の重金属濃度は，Zn を除く各重金属共に，生物レベルが上位になるに従い，下位の生物に比べ，生体中の重金属濃度は低下している。

(2) 最下位レベルであるクロレラ培養液中の重金属濃度が高い程，上位レベルの生物生体内の重金属濃度も高い値を示す。

(3) 下水処理水の放流海域での生態系は，放流水域以外の区域と生物種が若干異なっていた。

(4) 汚泥の海洋還元を実施している都市の多くは，従来，し尿の海洋還元を行っていた都市が多く，この歴史的経緯と現時点における埋立処分との経済比較の中で海洋還元を実施している。

(5) 汚泥の海洋還元を積極的に実施している先進国は，四方を海に囲まれているイギリスである。

表　各生体中の重金属濃度の変化

（μg／g・dry）

		クロレラ培地（海水）＊＊	クロレラ	ワムシ	キス
Cu	Controll系	0.0015	11.3	8.3	7.6
	汚泥系	0.012	49.7	10.8	14.3
	重金属系	0.1 ＊	66.9	42.4	15.3
Zn	Controll系	0.0044	27	55	212
	汚泥系	0.031	30	77	228
	重金属系	1.0 ＊	210	129	317
Cd	Controll系	ND	0.92	0.013	0.050
	汚泥系	0.0001	2.07	0.064	0.062
	重金属系	0.3 ＊	685	0.150	0.071
T-Hg	Controll系	ND	0.77	0.247	0.300
	汚泥系	0.0002	0.83	0.710	0.397
	重金属系	0.04 ＊	1.75	0.879	0.671

（注）＊　添加濃度
＊＊（mg／l）

執筆者　京才俊則・大嶋吉雄・岡澤邦明

	題名	浸出水・余水の処理に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和 58 ～ 60 年度	調査機関	建設省土木研究所	汚泥研究室

（目　的）

我国では下水汚泥の約8割を陸上埋立あるいは海洋埋立している。埋立地において発生する浸出水および余水は，高濃度の水質であり，周辺環境に種々の影響を与える。この影響を未然に防止し，埋立処分を安全に行うためには，浸出水・余水を処理する必要がある。本調査は，浸出水および余水の水質特性を把握し，効果的かつ低廉な処理法の確立を目的としている。

（結　果）

本年度は，①介在砂による浸出水浄化実験，②4年間の長期間埋立実験に用いた汚泥の分析，③埋立地における配管内の閉塞の原因となるリン酸マグネシウムアンモニウムの結晶化実験等を行い，次の結果を得た。

(1) すべての水質項目ともに水質浄化効果の発現が最も大きい介在砂は洗浄海砂であり，次に海砂・標準砂の順となる。

(2) 同一介在砂であっても浸出水の水量の相違により浄化効果は異なり，有機汚濁物質の場合は，水量が1／2になれば介在砂通退後の水質の濃度もほぼ1／2になるという直線比例関係が見られるが，N・Pの場合は水量が1／2になれば，水質は1／10～1／2になる。

(3) 埋立汚泥中に蓄積され易い金属はFCrとAsであり，浸出水として流出し易い金属は，Cd，Pb，Zn，Niである。

(4) 浸出水中でのリン酸マグネシウムアンモニウムの結晶化はpHの中性域付近で始まり，pHが上昇するに従い顕著となる。

表　カラム実験における各水質項目の変化

水質項目				pH	BOD_5(ATU)	COD(Mn)	TOC	NH_4-N	K-N	PO_4-P	T-P
浸出水投入平均濃度				7.1	39050	9685	17950	3255	3990	2.17	16.8
カラムNo.	砂の種類	浸透量(mm/年)	注入量(ml/W)		(mg/l)	(mg/l)	(mg/l)	(mg/l)	(mg/l)	(mg/l)	(mg/l)
1	標準砂	750	15	7.3	14700	5000	7400	272	450	0.29	4.2
2	洗浄海砂	750	15	8.9	2400	724	1270	51	95	0.08	0.8
3	海砂	1500	30	8.1	6200	1760	3390	917	960	0.20	3.5
4	海砂	750	15	8.7	2840	939	1650	142	193	0.03	1.6
5	海砂	375	8	8.7	1430	516	744	12	29	Tr	0.7

執筆者　京才俊則
大嶋吉雄
近藤次夫

	題名	下水汚泥と都市ごみの混焼に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和57～59年度	調査機関	建設省土木研究所	汚泥研究室

（目　的）

下水汚泥の焼却には一般に多量の補助燃料を必要とする。一方，同じ都市系廃棄物である都市ごみは自燃することが多いので，両者を混合して焼却すること（混焼）により，都市系廃棄物の効率的な焼却が行える。下水汚泥と都市ごみの混焼には補助燃料削減の他，維持管理の安定化，排煙処理，焼却灰処分の一元化など焼却施設の集中によってもたらされる利点がある。このため，本調査では我が国ではまだ実施例の余り多くない下水汚泥と都市ごみの混焼の計画資料作成を目的としている。

本調査は昭和57年度から3か年で実施されており，最終年度の59年度末に本調査の成果として，土木研究所資料第2208号「下水汚泥と都市ごみの混焼に関する計画資料」を公表している。

（結　果）

本資料の内容を要約すると次のようである。

1章から4章までは，下水汚泥，及びごみの発生量，性状，処理及び処分の現状等についてまとめた。

5章では，混焼技術の現状をまとめた。まず混焼技術が新しい汚泥焼却技術，及びごみ焼却施設と下水処理場の結合の可能性の観点から，どのように位置づけられるかについて考察した。続いて混焼の実施状況をまとめた。また，下水汚泥とごみの燃料特性は異なっているため，混焼を行うと，一般的には燃焼速度，排ガス性状，火床からの落下物量等が変化するが，その程度を考察している。最後に，混焼システムは，前処理，混合供給，焼却，後処理，熱回収プロセスから成立するとして，それぞれのプロセスに使われる要素技術の目的，現状をまとめた。

下水汚泥と都市ごみの混焼に用いられる焼却炉は，ごみ焼却炉及び汚泥焼却炉に大別される。このため6章では，ごみ焼却炉で混焼を計画する場合の留意点と考え方を各プロセスについて考察した。7章では，汚泥焼却炉で計画する場合をまとめた。

8章では，これまれ述べてきたことを基に混焼システムの構築手法を，選定フローを提示して考察した。そのフローに従ってシステムを構築する場合の選択点でのプロセス又は要素技術の選定条件，又は検討すべき事項を列挙した。

9章では，代表的混焼システムとして7システムをあげ，それぞれのシステムの混焼比（脱水汚泥重量／ごみ重量）と熱収支の関係を，脱水汚泥とごみの性状を変化させてシミュレーションした。また，汚泥とごみを別々に焼却する分離処理と混焼の経済比較を行った。

混焼実施に当っては，技術的問題点の他に行財政上の問題点も存在する。10章では行財政上の問題点を指摘した。

執筆者　京才俊則
桜井克信

	題名	汚泥性状の改善に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和 55 ～ 61 年度	調査機関	建設省土木研究所	汚泥研究室

（目　的）

近年，多くの下水処理場において，下水汚泥の濃縮性が悪くなってきている。このため消化プロセスにおいて加温熱量が増大したり，また，脱水プロセスにおいて薬品添加量が増大するなどの問題が生じている。濃縮性に係わる汚泥性状を決める因子は数多く，また，それぞれが複雑に関連するものと理解されている。このような現状から，本調査では，下水汚泥の濃縮性に関する因子を整理し，それらの因子と濃縮性との相関を明らかにすることにより汚泥性状の改善を図ることを目的としている。

（結　果）

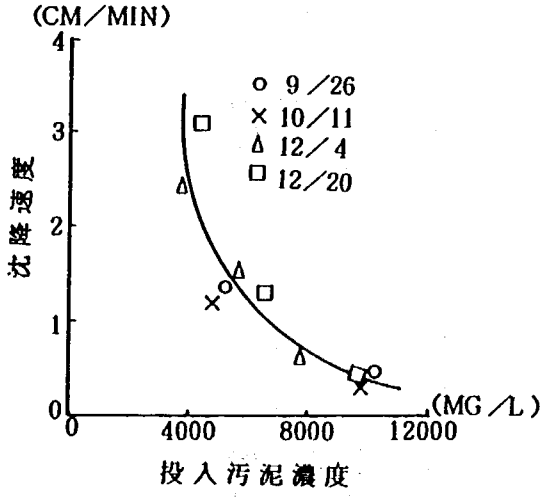
本年度は，以下の2項目について余剰汚泥を用いた調査を行った。

(1) 濃縮性評価手法の検討　汚泥の濃縮性を評価するため沈降実験が行なわれるが沈降速度や濃縮（汚泥）濃度は，投入（初期）濃度の影響を受けるため，汚泥固有の値は把握できない。そこで，この固有値を知るための手法を提案し，2種類の余剰汚泥について適用し，その有用性を検討した。提案した方法は次の通りである。

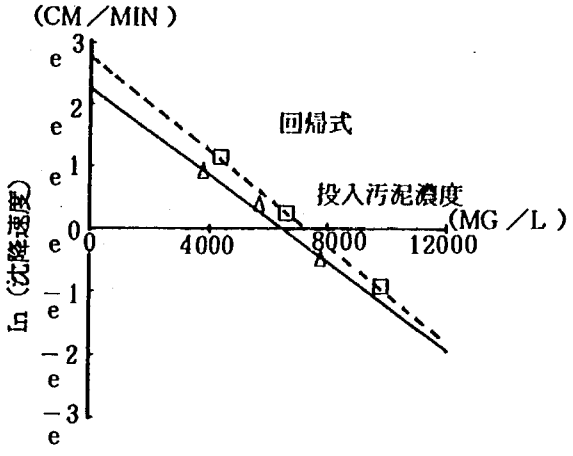
「同一汚泥の濃度を水道水により3段階（以上）に調整したものを用いて，回分式の沈降実験を行い回帰式に整理し，沈降性を表す固有値を求める。回分実験でさらに汚泥を追加投入し，濃縮汚泥濃度の飽和値を求める。」

(2) 分離濃縮の効果に関する検討　例えば初沈汚泥は腐敗性が大きく，濃縮性が良いのに対して，余剰汚泥は腐敗しにくく濃縮性が悪いなど，初沈汚泥と余剰汚泥の汚泥性状は異なるため，重力濃縮においても両者を別々に，それぞれの最適条件で濃縮する分離濃縮は検討すべきであると考えられる。

本年度は，まず濃縮に関する汚泥性状のうち余剰汚泥のガス発生特性を調査し，ガス発生休止期による濃縮を提案した。



図－1　投入汚泥濃度と沈降速度



図－2　投入汚泥濃度と沈降速度

執筆者　京才俊則，櫻井克信，白石　隆

	題名	閉鎖性水域における栄養塩負荷削減の効果評価に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和 55 ～ 63 年度	調査機関	建設省土木研究所	水 質 研究室

（目 的）

富栄養化した閉鎖的な水域では栄養塩による水域内での有機物の生産，いわゆる内部生産によって有機性汚濁が進行している場合が多く，これらの水域では栄養塩負荷の削減が必要である。内部生産の機構については明らかになりつつあり，これらを含めた水質のシミュレーションもいくつか実施されているが，下水道整備などの諸対策の効果の評価という観点からすれば，モデルの検証は極めて不十分である。このため，削減を実施した水域での水質観測も含めて効果の評価手法の調査を行い，手法を確立する必要がある。

そこで，本調査では既に富栄養化している千葉県の手賀沼をとりあげて，その周辺で進められている下水道の整備に伴って，栄養塩負荷がどの程度削減されるかを明らかにし，その削減によって閉鎖的な水域の水質がどのように改善されていくかを評価する。さらに，既に富栄養化している。あるいは進行している閉鎖的な水域の水質改善対策，及び富栄養化の防止対策の合理的な策定に結びつけていく予定である。

（結 果）

(1) 小さな排水区から年間どの程度の汚濁物が流出するかを比較的容易に推定する方法を開発した。その方法を用いて，手賀沼周辺の住宅地を主体とする常盤排水区と第２排水区の年間総流出負荷量を算出した結果を表－１に示す。人為的汚濁物という要素の強いBOD，TN，TP は年間総流出負荷量の75～80%が晴天時に流出している。溶解性成分は年間総流出負荷量のうち90%以上が晴天時に流出する。

(2) 手賀沼の植物性プランクトンは夏季に Microcystis aeruginosa, Spirulina platensis などの藍藻類が優先種となり，秋になると珪藻類の Cyclotella spp. 緑藻類の Micractinium pusillum が多く出現するようになる。

(3) 手賀沼の富栄養化モデルについて検討した。その結果，湖内の水質分布や底質分布からみて，空間的には完全混合として取り扱う物質循環モデルの概念を作成した。

表－１　1983年の常盤排水区及び第２排水区における年間総流出負荷量

Tokiwa area　kg/ha-y

	Dry weather	Rainfall ≦20㎜	Rainfall ≧21㎜	Total sum
SS	504 (26.3)	335 (17.5)	1080 (56.3)	1919
D-COD	190 (92.1)	10.9 (5.3)	5.4 (2.6)	206.3
COD	288 (66.0)	63.9 (14.6)	84.6 (19.4)	436.5
BOD	478 (76.7)	70.5 (11.3)	74.7 (12.0)	623.2
D-TN	124 (88.3)	11.0 (7.8)	5.4 (3.8)	140.4
TN	141 (82.8)	14.0 (8.2)	15.3 (9.0)	170.3
D-TP	17.5 (93.1)	0.6 (3.1)	0.7 (3.8)	18.8
TP	22.2 (77.8)	2.0 (7.1)	4.3 (15.1)	28.5

The rate of runoff is assumed 0.32 for less than 20㎜ rainfall and 0.60 for more than 21㎜ rainfall.

Daini area　kg/ha-y

	Dry weather	Rainfall ≦20㎜	Rainfall ≧21㎜	Total sum
SS	398	92.6	–	–
D-COD	193 (92.6)	8.8 (4.2)	6.6 (3.2)	208.4
COD	288	48.5	–	–
BOD	442 (74.2)	72.1 (12.1)	81.6 (13.7)	595.7
D-TN	118 (85.5)	9.3 (6.7)	10.7 (7.8)	138
TN	125 (81.4)	12.3 (8.0)	16.2 (10.6)	153.5
D-TP	9.1 (100)	0	0	9.1
TP	14.0 (75.3)	2.4 (12.9)	2.2 (11.8)	18.6

The rate of runoff is assumed 0.32 for less than 20㎜ rainfall and 0.60 for more than 21㎜ rainfall.

執筆者　安中徳二・渡部春樹・小森行也

	題名	下水処理施設における微量化学物質の挙動に関する調査	昭和59年度
全体計画	昭和 57 ～ 65 年度	調査機関	建設省土木研究所　水質研究室

（目　的）

飲料水中のトリハロメタンや地下水中のトリクロロエチレンなど化学物質による汚染が顕在化し，その規制値が設定されるにおよび下水処理施設においても，ある種の化学物質がどのような挙動を示しているかが問題になりつつある。このため微量化学物質が活性汚泥処理プロセスでどのように変化し，また影響しているのかを明らかにし，仮りに問題があるならばその除去方法や規制などについて検討する。

（結　果）

59年度の調査では，(1) 0－クロロフェノールのバッチ処理システムでの挙動と，(2) クロロホルムのバッチ処理システムでの挙動を調査した。また，(3) 2,5－ジクロルアニリン，0－クロロフェノール，クロロホルム，四塩化炭素の4物質を連続注入した，連続処理システムにおける各物質の季節変動を調査した。

(1) 0－クロロフェノールの添加量を変えたバッチ処理システムにおける物質収支を右表に示した。流入水に添加した，0－クロロフェノールを100％とした場合，添加濃度によらず処理水として流出するもの，汚泥に吸着されるもの，大気中へ揮散するものの合計は，0.5～1.8％程度であり，残りは生物分解によるものである。

表　O-CPの物質収支

mg／day

実験ケース	流入水	処理水	汚　泥	揮　散	分　解
2	18.2 (100)	0.12 (0.66)	0.17 (0.93)	0.44 (0.24)	17.9 (98.2)
3	18.7 (100)	0.42 (0.22)	0.31 (0.17)	0.48 (0.26)	18.6 (99.4)
4	94.6 (100)	1.30 (0.14)	0.30 (0.03)	2.96 (0.31)	94.1 (99.5)

（　）内は流入を100とした百分率

(2) クロロホルム添加量を変えて実施したバッチ処理システムにおけるクロロホルムの挙動は，流入水に添加したクロロホルムを100％とした場合，添加濃度によらず処理水として流出するものは0.2～1％，汚泥に吸着されるものは0.002～0.2％と極く微量であり大気中へ揮散するものが残りの99％以上であり，生物分解はほとんどないものと思われる。

(3) 微量化学物質の季節的な挙動の違いを調べるために連続処理実験を行った。2.5 ジクロルアニソンの除去率は一年間を通し，20～40％であった。0－クロロフェノールは，水温が低い冬場の除去率は60％程度であったが水温が高い夏場では95％以上の除去率を示した。また，揮発性物質のクロロホルム，四塩化炭素は，一年間を通し高い除去率を示し，それぞれ，80％，90％以上であった。

執筆者　安中徳二
渡部春樹
小森行也

	題名	汚濁負荷の原単位に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和59～63年度	調査機関	建設省土木研究所	水質研究室

（目　的）

汚濁負荷原単位は下水道計画および下水道施設の設計のための最も基礎的な資料の1つとして利用されているが，これらは社会構造の変化，生活様式の変化等によって変化するほか，地域的にもその数値の異なる性格を有するものである。

また，湖沼の富栄養化が問題になるなど，水質汚濁の機構が複雑多様化する中で，従来の有機汚濁を中心とする原単位指標以外にもリンや窒素等新たな指標に係る数値の整備，実態に対応した表示方法の整理も必要となっている。また，きめ細かい水質汚濁防止計画，あるいは下水道計画を樹立するうえで，原単位についてもより一層精度の高い情報の収集，整理が要求されるようになっている。

本調査は，このようなことを背景に従来の原単位の精度向上および面的な発生源等について新たな資料の集積を行うために実施している。

（結　果）

(1) 本調査では土地利用形態別にその面的な汚濁負荷原単位（比汚濁負荷原単位）を明らかにするため，表－1のように分類した。

表－1　汚濁負荷原単位の分類

下水道整備対象区域			下水道整備対象区域外
点的汚濁源	面的汚濁源		
	下水道整備済	下水道未整備	面的汚濁源
発生負荷原単位（g／口・人など）	住宅地，商業地，工業地などからの比汚濁負荷原単位（kg／年・ha）	住宅地，商業地，工業地などからの比汚濁負荷原単位（kg／年・ha）	田畑，自然地などからの比汚濁負荷原単位（kg／年・ha）

(2) 林地から雨天時に流出する汚濁負荷量について，裏筑波の山口川流出試験地と南多摩の筑池堰流出試験地で観測を実施した。表－2は晴天時と雨天時に分けて，その加重平均濃度を示している。晴天時と雨天時の水質で大きな差があるのがSSとCODで，それぞれ5～27倍，3～9倍に変化している。その他の項目については絶対値が小さく，晴天時と雨天時で水質に大差ないといえよう。

表－2　林地における汚濁流出濃度

	山口川		筑池堰	
	晴天時	雨天時	晴天時	雨天時
BOD	0.6	1.5	2.1	1.4
COD	1.5	14.0	2.4	6.7
D-COD	0.8	4.2	2.1	3.4
SS	11.0	58.6	2.0	535
TN	1.2	3.0	0.5	1.7
D-TN	0.9	1.2	0.4	1.4
TP	0.12	0.23	0.01	0.05
D-TP	0.11	0.08	0.01	0.01

単位：mg／l

執筆者　安中　徳二・渡部　春樹・小森　行也

	題名	二次処理水の土壌による高度処理に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和53～60年度	調査機関	建設省土木研究所　下水道部　水質　研究室	

（目　的）

貯水池，湖沼等の閉鎖性水域を放流先とする場合には，小規模下水処理施設においても，処理水中の栄養塩類を除去する必要がある。こうした場合の三次処理方法として，（植生も含めた）土壌を活用する「土壌処理法」が経済的にも実施可能な方法と考えられる。本調査は栄養塩類等に対する土壌の浄化機構及び除去能力について検討した。

① 窒素の土壌中での挙動と除去能力の評価
② リンの土壌中での挙動と除去能力の評価
③ 有機物除去量と目詰り発生負荷量の限界値
④ 細菌の除去特性
⑤ 重金属の除去特性
⑥ 総合評価と適用性

（結　果）

59年度は，上記検討項目のうち，①，④，⑤について調査検討した。

1）窒素の本質的な除去は硝酸から窒素ガスに変換させる脱窒反応を促進させることである。このため，脱窒反応が形成され易い散水装置の検討を行った結果，毛管浸透流が優勢となるような防水シートの形状が窒素除去に有効であることが明らかとなった。すなわち，窒素除去速度にMichaelis Menten式を適用させた時の脱窒菌数及び菌体維持と代謝反応の定数を大きくするような条件を与える構造にすることが必要となる。

2）細菌の土壌中における挙動を土壌の深さ及び経過時間に対して検討した。

細菌としては，大腸菌群及び腸球菌について検討し，供給原水中の細菌数 $C_{o,o}$ に対し，土壌中の細菌数 $C_{z,t}$ は深さ（z），時間（t）に対し指数的に減少することがわかった。

$$C_{z,t} = C_{o,o} \exp(-k_1 z - k_2 t),$$

ここで，k_1 は吸着速度定数（1／m），k_2 は死滅速度定数（1／日）である。

3）土壌の重金属吸着量を検討した結果，pHの影響が極めて大きいことがわかった。pHが6以上であれば，土壌の単位当り吸着量は一定を示すが，6以下の酸性側になると吸着量は激減し，pH 3以下では吸着しない。pH≒6での吸着実験から，吸着量はFreudlich（$q = kC^{1/n}$）あるいはLangmuirの式で説明できる平衡吸着現象であり，Freudlich式の1／nがCd, Cu, Znの各金属とも0.5以下であることから，比較的大きな吸着力を有していると言える。ただし，日本の多くの土壌は酸性土壌であり，pHが6以下の場合も多いので，重金属の挙動には注意が必要である。

執筆者　安中徳二
長谷川　清

	題名	洪水時汚濁負荷の停滞水域の水質に及ぼす影響の調査		昭和59年度
全体計画	昭和55～59年度	調査機関	建設省土木研究所	水質研究室

（研究目的）

近年河川や下水道管渠から排出される窒素，リン負荷の水文学的解析が進むにつれ，降雨によって自然地や農地，都市の地表面等から流送される汚濁負荷が，場合によっては晴天時の負荷よりもはるかに大きい河川があることがわかってきた。その意味では，洪水時汚濁負荷対策の相対的重要性が強調されることになるが，一方では晴天時と雨天時に流入する栄養塩類の形態がかなり異なっていることにも注意しなければならない。即ち，晴天時に流入する栄養塩類は溶解態が中心であるのに対して，雨天時の場合にはかなりの部分が粒子態であり，河口や放流口の急拡部で沈降し水底に堆積するものと，水中に浮遊するものとがある。本調査は，これらの実態を踏まえ，洪水時に大量に流入する粒子態栄養塩が閉鎖性水域の水質に及ぼす影響を評価することを目的としている。

（調査結果）

本調査は，昭和55～59年度の5ケ年で行なうものであり，55年度から57年度までの3ケ年は，洪水時に湖沼に流入する粒子態栄養塩の藻類利用可能性を，4種類の藻類はMicrocystis aeruginosa（藍藻），Chlorella ualgaris（緑藻），Selenastrum capricornucum（緑藻），Nitzschia palea（珪藻）をもちいて，藻類培養実験を行なって検討した。

58年度は，洪水時河川由来粒子態物質が，どの程度湖内に浮遊残存したままの状態であるのかを明らかにするため，霞ケ浦高浜入を対象として，粒子態物質の湖内での挙動を追跡した。

本年度は，湖内の粒子態物質の挙動をより定量的に把握するために粒子態物質の沈降特性と底泥の巻き上げ特性を数値モデル化し，このモデルを用いて霞ケ浦高浜入水域を対象とした洪水時の水質（濁度）の再現計算を行ってその妥当性を検討し，以下の結果を得た。

1）洪水時に河川から流送されたり，底泥から巻き上がった粒子態物質の湖内での挙動を数値モデルで再現することができた。

2）洪水時の湖内SSの大部分（72%）は底泥の巻き上げによるもので，河川流入SSの割合は少ない。

3）底泥の巻き上げは，かなりの部分が河口近傍で起きている。

4）今回の再現計算では，比重の軽い浮遊性の保存物質を対象としたが，生産項・分解項等をつけ加えれば，プランクトンの発生・死滅等の富栄養化機構も再現可能である。しかし，ある程度比重があり，河口部で急速に沈殿したり，湖底面近くを移動するような物質については別の考え方が必要である。

執筆者　安中徳二
森田弘昭
山田幸男

	題名	河川の総合負荷量収支に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和58～62年度	調査機関	建設省土木研究所　下水道部　水　質　研究室	

（目　的）

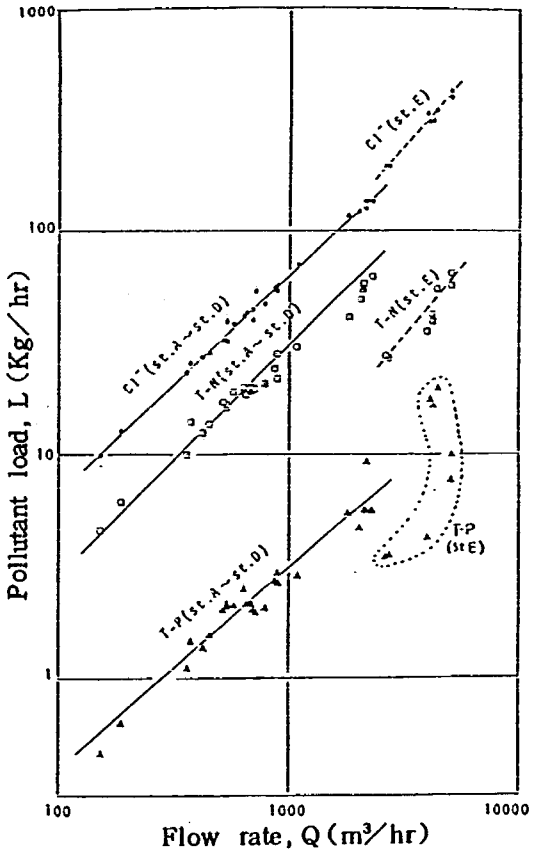
河川の汚濁負荷量を総合的に把握することが，河川管理及び水質管理上必要である。総合的に把握するためには，河川の上流から下流までの区間を多項目の水質で，長期間評価する必要がある。このため，本調査では，モデル河川の実態調査をもとにして，次の課題を検討する。

① 河川の汚濁負荷量の挙動を明らかにする。
② 負荷量収支の精度を上げる。
③ 合理的な河川負荷量調査方法を確立する。
④ 従来から行われてきた，自浄作用調査，流観の見直しを行う。

（結　果）

59年度は，前年度と同様，手賀沼に注ぐ大堀川について，夏季（8月）と冬季（2月）に24時間調査を実施した。

① 大堀川は流域30km²，流路延長8.7kmの小規模都市河川であり，下水道未整備地域であるので，家庭雑排水及びし尿処理水の影響が大きい。また，河川流量は生活パターンをよく反映しているので，夜間（0：00～6：00）の流量は極めて小さい。
② 大堀川での流出負荷量(L)との間に，$L = aQ^n$ なる関係式が成立つ。塩素イオンのような保存物質をはじめ，窒素のような非保存物質でもnはほぼ1であることから，流下時間の短い区間の調査では自浄作用はほとんど無視できる。
③ 上・下流での流量は異なっても，変動パターンが同じ場合，ある区間の上・下流の流量相関を求めると，$Q_{下} = a \times Q_{上} + b$ の関係が求まる。ここで，aは流量の増幅率，bは表流水と伏流水との水収支を示すと考えられる。一般に，上流側ではb＜0で，浸透が下流側ではb＞0で浸出が起きている結果となった。
④ 上・下流の負荷量に対する相関は，河床との反応を考慮しなければならず，十分な相関は得られていない。



図－1　負荷量(L)と流量(Q)との関係
（1985，2／12－13）

執筆者　安中　徳二・長谷川　清・小森　行也・市村よし子

	題名	建設事業への廃棄物利用技術の開発		昭和59年度
全体計画	昭和56～60年度	調査機関	建設省土木研究所	汚泥研究室

（目　的）

建設廃棄物（土砂，コンクリート廃材，アスファルト廃材等）下水汚泥，石炭灰などは毎年大量に発生しており，従来は主として埋立，または住宅造成等により処分されてきた。しかし都市化等による適当な処分地確保の困難化及び省資源の観点から，これら廃棄物の有効利用を図るための廃棄物の再利用技術の開発ならびに使用基準に関する研究を実施している。

（結　果）

本年度において，下水汚泥に関しては，主に以下のような調査を行った。

(1) 深層混合処理への廃棄物利用技術の開発

① 焼却灰（石灰系）を粘性土に添加した場合，混合率50%で2.6Kgf／cm² の強度が得られた。しかしながら，焼却灰混合率が100%程度になると含水比の低下が著しく一軸圧縮試験では，改良強度が急激に低下する。なお，セメントを組み合わせることにより改良強度を増大できる。

② 「締固めを伴う焼却灰混合処理土」の試験の結果，締固め度合に伴い改良強度が増大する傾向が認められた。

(2) 汚泥焼却灰の地盤・盛土への適用性に関する研究

盛土実験（札幌市）に用いた粗粒の焼却灰は，強度的に盛土に十分適用できること，及び浸出水についても判定基準を十分に満足するものであることがわかった。

また埋戻し工については，横浜市・札幌市における実験によって施工条件に注意を払うことによって，石灰系焼却灰は強度的には十分適用できることがわかった。

(3) 下水汚泥溶融スラグの成形と着色に関する調査

溶融スラグを成形・結晶化することによって，非常に強度の高い（抗折強度1000Kg／cm²以上），板材（150×150×10mm），立方体（40×40×40mm）やレモン形（長径35mm×短径20mm）が製造できることが確認できた。しかし素地からの着色については，効果的な方法を見つけることが出来なかった。

(4) 路盤・舗装への再利用技術の開発

試験施工（大阪府）の追跡調査によると，下水汚泥溶融スラグ路盤と粒調砕石路盤との差異は，ほとんどなかった。

しかし溶融スラグは施工性における転圧効果が低いことを考え合わせると，重交通下の道路への適用は避けるべきであるが，自転車道や歩道等の軽交通の道路の舗装には十分使用できると思われる。

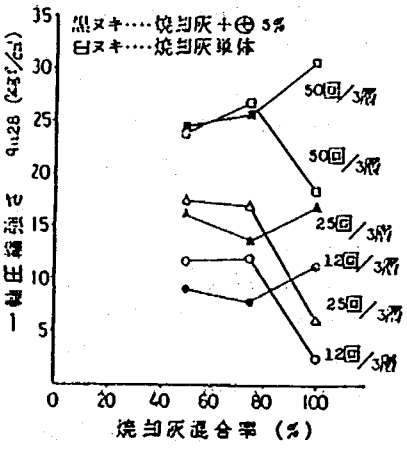


図　焼却灰混合率とquの関係
（材令28日，粘性土Ⅱ，焼却灰Ⅱ，締固めを伴う処理土）

執筆者　京才俊則
櫻井克信

	題名	湖沼の総合的水管理技術の開発 —水質予測モデルの改良—		昭和59年度
全体計画	昭和 57 ～ 60 年度	調査機関	建設省土木研究所	水　質　研究室

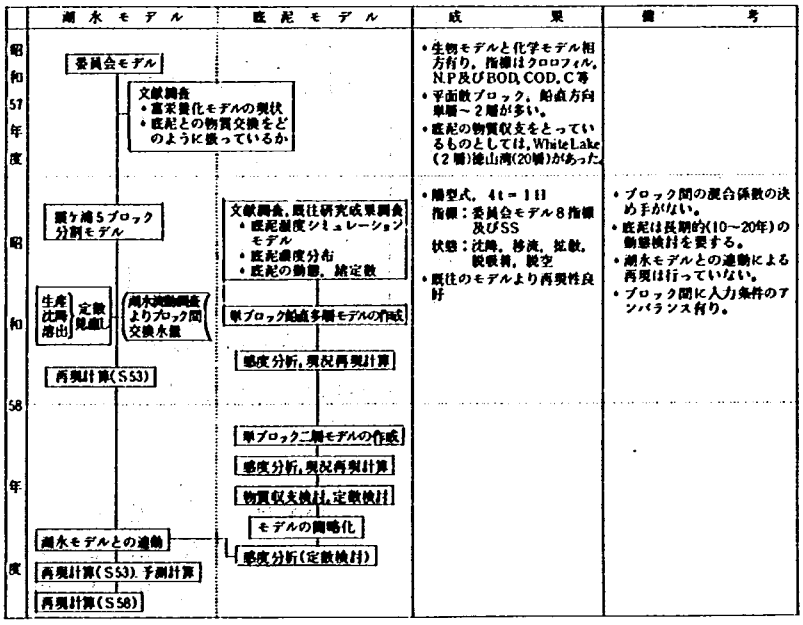
（結　果）

湖沼の富栄養化のシミュレーションまたは予測手法についての調査研究は，近年非常に活発に行われるようになり，未だ手法が確立したという段階には至っていないものの，少くとも，シミュレーションに関する限りは，相当な精度で計算が行われるようになってきた。従来の研究の多くでは，当然のことながら，富栄養化の中心的な問題である栄養塩の生物の化学的な循環についての検討が主体となっており，移流，拡散など水理学的な機構については，特殊な場合を除くと二次的問題として取扱われている。しかし，湖沼の形状や規模によっては，水質の平面分布を知り，また予測することが重要な場合もあり，湖流計算結果と組合わせて，少くともブロック分割した程度の概略の平面分布を計算できるよう計算プログラムを改良することとした。

また，湖沼内での栄養塩の循環に関しては，特に水深の浅い湖沼においては底泥からの栄養塩の回帰が大きな役割を持っており，将来水質の予測を行うに際して，底泥からの回帰をいかに与えるかが予測手法上の一つの大きな問題になっている。底泥への栄養塩の移行（沈澱）と底泥からの回帰は，栄養塩の湖内での循環の回路の一つであり，これを計算過程に含め，底泥の量と質も状態変数とすることによって上記の問題を解決できる可能性があり，このような観点から計算手法の改良もあわせて行うこととした。

（経　過）

57年度は富栄養化シミュレーションまたは予測を行った既存の例の文献的な調査を行った。58年度は計算プログラムの実際の改良を行った。改良の基礎とした計算プログラムとしては，当面の研究対象湖沼が霞ケ浦であることを考慮し，過去に霞ケ浦工事事務所と土木研究所とが共同して開発したモデルを利用することとした。本年度は，前年度に作成した底泥モデルを簡略化し，湖水モデルと連動させて，湖水質，底泥濃度の再現を行った。図－1に研究全体のフローを示す。



図－1　湖水質モデル検討の全体フロー

執筆者　安中徳二
森田弘昭
山田幸男

	題名	湖沼の総合的水管理技術の開発 —低湿地導入による河川水浄化—		昭和59年度
全体計画	昭和57 ～ 61 年度	調査機関	建設省土木研究所	水 質 研究室

（研究目的）

湖沼の水質改善対策のなかで，流入汚濁源の削減は，最も基本的なものであり，それは流域の下水道整備によって達成される。しかし，流域内で発生汚濁源の面的負荷が大きい場合には，下水道整備のみでは充分な削減効果が得られないことから，流入河川水を直接浄化することが重要となる。本テーマでは，流入河川水の直接浄化手法の中で，低湿地導入法について検討を行ない，「低湿地導入設計マニュアル」を作成することを目的とする。

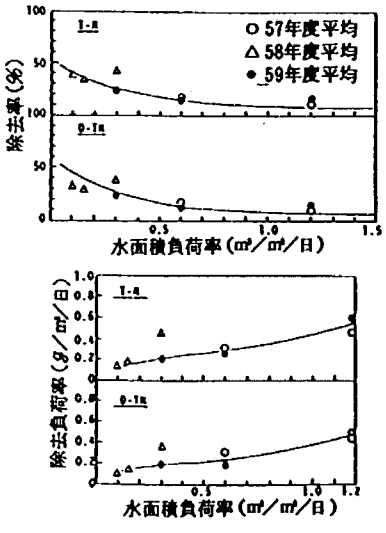
（低湿地導入による河川水浄化手法の概要）

本法は，沼沢地帯を流下する汚濁水が，自然のもつ浄化能力によって清澄化されることを積極的に利用しようとするもので，主な特徴として次の４点が挙げられる。

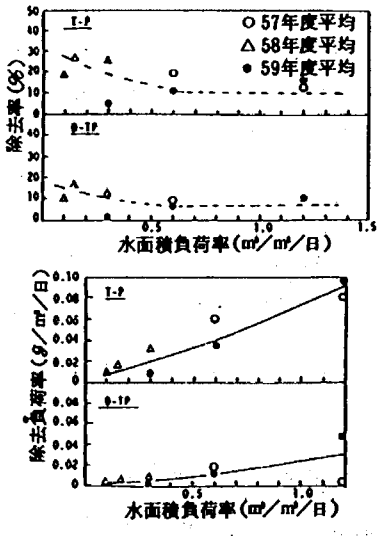
(1) 維持管理に伴う操作がほとんどいらないため，人手・エネルギー・費用を節約できる。
(2) 下水管きょのような大規模な集水システムを必要としないので，建設コストが著しく低廉である。
(3) 自然の生態系を利用するため，周辺の環境に影響を与えない。
(4) 低湿地導入法は，自然・人工を問わず自然条件（植生，気象，地形）による適用上の制約がある。

（調査結果）

これまでの調査結果を図—１，２に示す。Ｔ—Ｎで40%，Ｔ—Ｐで30%が最大の除去率であった。



図—１　水面積負荷と除去率及び除去負荷の関係（窒素）



図—２　水面積負荷と除去率及び除去負荷の関係（リン）

執筆者　安中徳二
森田弘昭
山田幸男

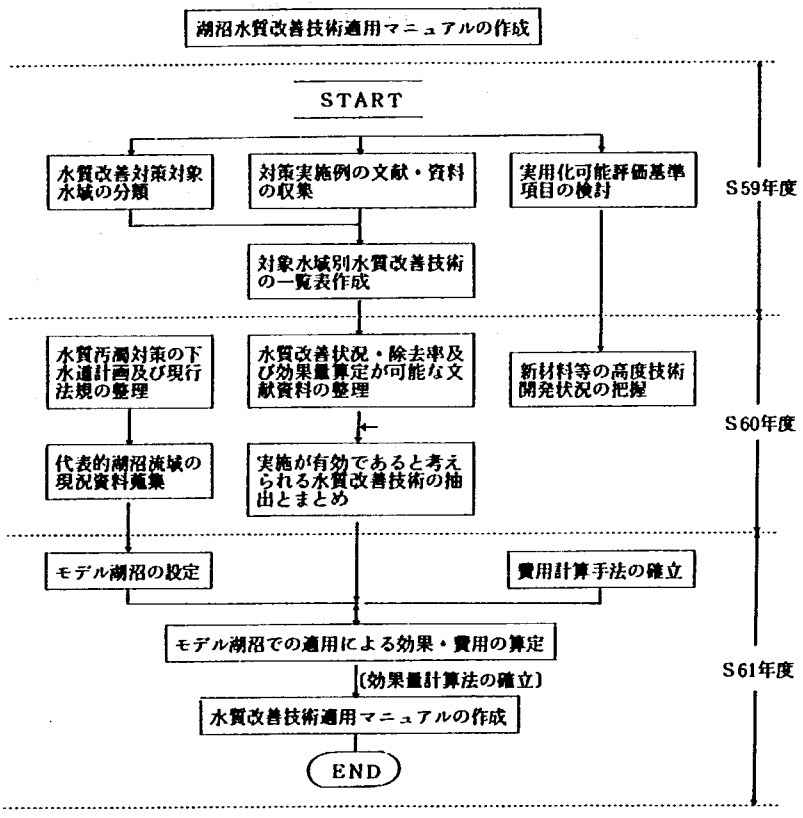
	題名	湖沼の総合的水管理技術の開発 —湖沼水質改善対策技術適用マニュアルの作成—	昭和59年度
全体計画	昭和59 ～ 61 年度	調査機関	建設省土木研究所　水　質　研究室

（研究目的）

本テーマは，湖沼の水質改善のための各種手法の調査を行うとともに，湖沼の特性に応じた適用性等の検討を行い，水質改善技術の適用マニュアルを作成することを目的としている。

（研究経過）

研究期間は，本年度より61年度までの３ケ年であり，図—１に研究フローを示す。



図—１　調査・検討のフロー（３ケ年計画）

（来年度以降の研究方針）

本年度は，総プロ内で技術開発を行っていない改善技術について文献調査を行い，その技術概要等を整理した。来年度以降，総プロ内で検討している技術についても，成果がまとまり次第整理をしていく予定である。また，図—１のフローに示したように，流域内の下水道計画との整合性の検討や水質改善状況，効果量及び費用等の定量化ができるような文献資料の再整理を行い，水質改善効果が定量化できる手法の確立を図るとともに「湖沼水質改善対策技術適用マニュアル」を作成する。

執筆者　安中徳二・森田弘昭・山田幸男

	題名	下水道管路施設の耐震性に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和55 ～59 年度	調査機関	建設省土木研究所	耐震研究室

（目　的）

下水道施設は関東地震，新潟地震，宮城県沖地震，日本海中部地震など近年の地震の度ごとに被害を受けており，これらに対する有効な耐震対策が必要とされている。本研究は下水道管路について耐震性評価法および耐震対策方法を明らかにすることを目的として実施した。

（結　果）

本年度は，１９８３年日本海中部地震における下水道管路施設の被害特性を整理するとともに，下水道管路の耐震化対策のとりまとめを行った。その結果，次のような成果を得た。

(1) 下水道管路の地震被害は，主として１）地盤条件変化部，２）構造物取付け部，３）液状化発生箇所，で発生しており，陶管および小口径管で被害率が高く，目地被害が多い。

(2) 地震時の地盤の変形に基づく下水道管きょの耐震設計および浮上り検討法を示した。

執筆者　川島一彦
大日方尚巳
後藤勝志
加納尚史

	題名	薬液注入工法の注入管理手法に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和58 ～62 年度	調査機関	建設省土木研究所	施工 研究室

（目 的）

近年，薬液注入工法は都市部でのシールド工法などによる下水道管路の設置に際して湧水防止，切羽の安定といった仮設的な目的で多く用いられている。しかし，本工法は，地盤状態，注入材料および注入工法などの様々な要因が複雑に絡み合っているため，特に注入管理が困難な工法とされている。

そこで，本課題では，注入効果に及ぼす諸要因を明らかにするとともに注入効果の予測および確認といった注入管理手法を確立することを目的としている。

本年度は，昨年度提案した電気比抵抗法と回転貫入法のうち，後者の回転貫入法の注入管理手法への適用性を見出すため以下の項目について実験的検討を加えた。

① ロッドが注入固結土に回転貫入する際に得られる貫入速度，推力，回転トルクなどのパラメータ相互の関係

② 注入固結土の強度特性と回転貫入特性（貫入速度，推力，回転トルク）の相関

③ 回転貫入法の概略検討（①，②の結果による）

（結 果）

(1) 回転貫入時に得られる回転速度，推力，回転トルクの間には比較的良好な相関がある。また，特に回転速度と推力との間には一義的な相関が認められた。

(2) 各パラメータとも注入固結土の一軸圧縮強さと対応しており，特に貫入速度と一軸圧縮強さとの間には良い相関が得られた。さらに，互層状の供試体に対する実験では，貫入速度によって固結部と未固結部の判定が可能であった。

(3) 今回の回転貫入法は，一軸圧縮強さが20 kgf／cm² 程度の注入固結土まで適用可能であることが確認された。

(4) 以上(1)～(3)の結果，回転貫入法は回転速度などのパラメータを測定することにより注入管理手法として十分適用可能である。

執筆者 鳩津晃臣
塚田幸広
中田公基
下坪賢一

	題名	都市排水計画に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和59～61年度	調査機関	建設省土木研究所	総合治水 研究室

（目 的）

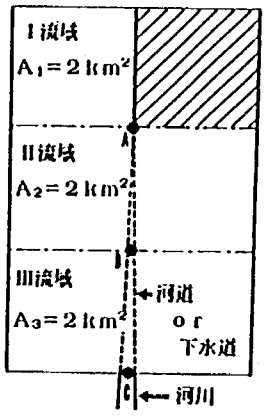
都市における雨水排除を行うためには，排水域の各地点の湛水頻度や規模のバランスのとれたものであることが望ましい。そのためには，下水道・河川を一体とした都市総合排水計画を策定する必要がある。

本研究は，総合排水計画を策定していくため，下水道・河川計画の比較検討の他，内外水の安全度の問題，事業財政の調整，都市計画における雨水排除計画の位置づけ等を検討するものである。

（結 果）

(1) 現在の下水道・河川両計画論の比較検討により，両計画の考え方，諸定数等の違いを明らかとし，合わせて両計画が現在に至るまでの変遷をとおして，下水道・河川計画の相違を明確にした。

(2) モデル流域を対象とした，流量計画・施設計画を行い，両計画による施設断面の違いを明らかにした。



モデル流域図

下水道・河川計画による施設の相違

		河川計画	下水道計画	相違率(河川/下水道)
流量計画 算定 (m^3/s)	A点	30.26	24.15	1.253
	B点	54.92	44.45	1.236
	C点	75.84	61.73	1.229
断面積(m^2)	A～B	28.1	16.6	1.62
	B～C	37.4	19.6	1.92

執筆者 山本晃一
鎌田照章

	題名	臭気と脱臭方法に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和 55 ～ 59 年度	調査機関	建設省土木研究所	化学 研究室

（目 的）

下水処理施設における低濃度臭気の脱臭方法として気相用活性炭が使用されるようになってきた。しかしながら，気相用活性炭について脱臭性能の評価法や品質規格がないため，適正な使用が必ずしもなされていないのが現状である。

このため，本調査の目的は気相用活性炭の脱臭性能評価試験法及び品質規格を作成することによって，活性炭の合理的な使用をはかることである。

（結 果）

昨年度までに，酸性ガス用活性炭及び塩基性ガス用活性炭のそれぞれの脱臭性能評価試験法（案）を提案した。

本年度は，活性炭の比表面積，細孔分布，細孔容積の物性値，及び粉末X線回折や電子顕微鏡観察結果と脱臭性能との関係を検討した結果，活性炭の脱臭性能はこれら物性値などで判断できないことが明らかとなった。すなわち，活性炭の脱臭性能は昨年度までに提案した脱臭性能評価試験法（案）で評価することが適当であることが判明した。

執筆者 森 芳徳
片脇清士
守屋 進

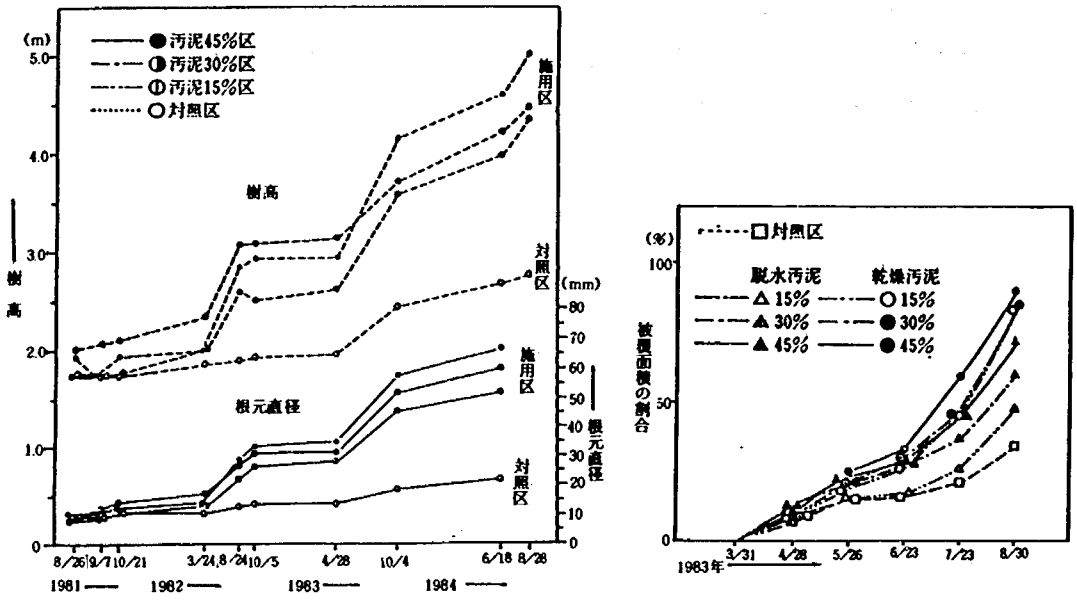
	題名	下水汚泥の都市緑化への利用に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和55～59年度	調査機関	建設省土木研究所	緑化研究室

（目　的）

本調査では，脱水汚泥を中心として都市緑化への利用に関する事項として，1）肥効性，2）土壌改良効果をとりあげ，圃場における生育試験を行うことにより具体的効果の内容を明らかにし，施用にあたっての技術的指針作成のための基礎資料を得ることを目的とした。

（結　果）

脱水汚泥（含水率80%）を体積比にして，15%程度施用することにより樹木・芝生の双方に対して生長促進効果が認められ，土壌の物理性・化学性の著しい改良効果が認められた。実験結果を参考として示す。



図Ⅳ－5　トウカエデの樹高および根元直径の経年変化

執筆者　井上忠佳
田代順孝

	題名	五ケ丘地区における回分式活性汚泥処理に関する調査		昭和59年度
全体計画	昭和59～60年度	調査機関	建設省土木研究所	下水道　研究室

（目　的）

回分式活性汚泥法は，小規模処理施設向きの処理方法として注目されている処理方式であり，一般に，①構造が簡単である，②自動運転による無人管理が可能である，③負荷変動に強いなどの長所を有している。しかし，実務的な設計方法や維持管理手法については，不明確な点が残されている。

本調査は，回分式活性汚泥法の問題点を明らかにするため住宅都市整備公団より委託を受けて実施したものである。

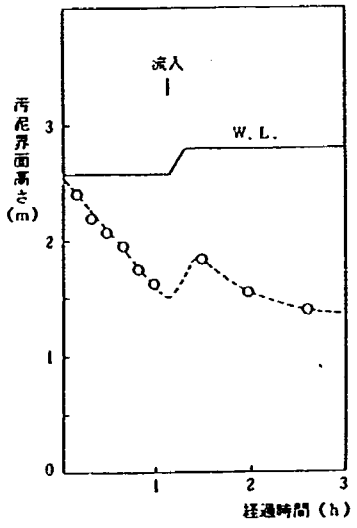
（結　果）

五ケ丘浄化センターの実施設に関する実態調査の結果は，以下のとおりであった。

① 流入下水量は，計画流入下水量の17%，BOD・SS負荷は計画負荷の7%と非常に小さいため，BOD_5，SS，COD_{MN}，窒素の除去率は，大変良好であった。

② 窒素の除去は，十分な硝化時間をとることにより更に改善される可能性があった。また，リンの除去は，現在の運転方法では困難であると考えられた。

③ 沈殿時に下水の流入があった場合には，図に示すように汚泥界面の上界が観察された。また，表面水が十分に清澄となるためには，30分程度必要であると思われた。



沈殿時に下水が流入した場合の汚泥界面の挙動

執筆者　星　隈　保　夫
高　橋　正　宏

Ⅰ　試験研究費による研究

1．下水放流水中の大腸菌群の評価に関する研究

下水道研究室　室　長　星隈保夫
主任研究員　河井竹彦
中島淳子
小沢　登

1. まえがき

水質汚濁に係る環境基準のひとつである大腸菌群数は，他の基準項目が物質の質量を対象としているのに対し生物数を対象としており，この点で特異な基準項目である。大腸菌群数は，腸内起源の病原菌による汚染を知るための指標である。しかし，従来の大腸菌群数の試験方法は動物の腸内由来の細菌のほかに土壌や植物起源の細菌をも測定している。したがって，腸内起源の細菌汚染がない場合にもその他起源の細菌を大腸菌群数として測定したり，排水される細菌が少数の場合でも水域の条件によって増殖し大きな大腸菌群数として測定される可能性がある。

下水道の目的の一つは細菌学的汚染の防止にあり，下水中の大腸菌群の増殖や死滅特性などを明らかにすることは効率的な下水道施設の設計，維持管理を行うために重要である。本研究は，①大腸菌群の種レベルにおける同定・定量方法の開発，②下水中の細菌相の分析，③細菌の増殖，死滅特性の把握，④滅菌方法の検討，の各項目について昭和57年度から昭和59年度まで３年間実施された。

2. 大腸菌群の同定・定量方法

大腸菌群（Coliform group）とは，グラム陰性，無芽胞の短かん（桿）菌で乳糖を分解しガスと酸を生成する好気性あるいは通性嫌気性菌の総称である。大腸菌群試験は，下水試験方法に定められたデスオキシコール酸塩寒天培地を用いた試験や最確数法（ＭＰＮ法）がある。また，人間や動物のふん便由来の細菌としてふん便性大腸菌群を測定するＩＭＶｉＣ反応試験や44.5℃で培養する高温培養法などがある。このような試験方法は，ＩＭＶｉＣ反応試験を除いて大腸菌群数やふん便性大腸菌群数を測定するものであり，種レベルで細菌を同定できない。ＩＭＶｉＣ反応試験も４種１群を判別するにすぎない。[1)]

細菌の分類には，動物や植物のように確定した分類法が存在していない。研究者の間で一般的に用いられている分類法は，Bergey のマニュアル[2)] による方法である。一方，細菌の同定方法はコンピュータを利用した数式同定法が急速に進歩している。数式同定法は，各菌種毎の多種類の生化学的性状に関する陽性率をコンピュータに記憶させておき，未知菌株の生化学的性状を照合させて全性状の確率に基づいた判定をコンピュータに行わせる方法である。多種類の生化学的性状試験を行うためには，同定用簡易キットが市販されており，腸内細菌用にも７種類のキットがある。本研究では，同定率の高いＮ社製の簡易キットを用い，Bergeyのマニュアルによる腸内細菌科（Enterobacteriaceae）

を中心とした表－１に示す19属66種のグラム陰性・ブドウ糖発酵性桿菌を同定し，種ごとに細菌数を推計する方法の開発を行った。

腸内細菌同定のための分析フローチャートは図－１に示すとおりであり，以下にその手順について簡単に述べる。

①デスオキシコール酸塩寒天培地による分離培養

採取した試料を希釈し，デスオキシコール酸塩寒天培地（通称デソ培地）を用いて平板塗抹法により37℃，18～20時間培養する。細菌数は発生したコロニーの色により，次の区分により求める。

大腸菌群数　：　赤色コロニーの数（n_1）

その他細菌数：　赤色以外のコロニー数（n_2）

デソ細菌数　：　全コロニー数（$n_3=n_1+n_2$）

なお，44.5℃で高温培養した場合には細菌数により，次の区分により求める。

ふん便性細菌数　：　赤色コロニーの数（m_1）

高温その他細菌数：　赤色以外のコロニー数（m_2）

高温細菌数：　全コロニー数（$m_3=m_1+m_2$）

②コロニーの精製

デソ培地より形や色の異るコロニーを選択し，トリプトソーヤ寒天培地により分離培養する。

③ブドウ糖発酵試験による通性の確認

ＴＳＩ寒天培地による。

④運動性の確認

ＳＩＭ寒天培地による。

⑤チトクロームオキシダーゼ活性の確認

⑥グラム陰性の確認

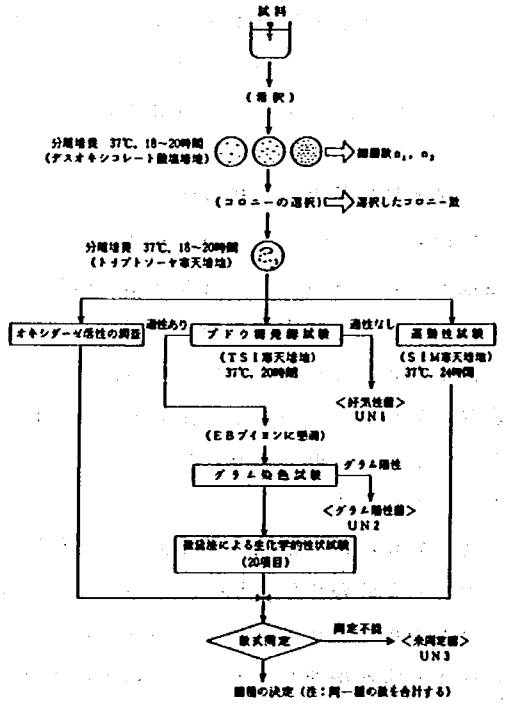
⑦Ｎ社製簡易同定キットを用いた微量法による20項目の生化学的性状の確認

⑧細菌種の同定

以上の24項目の生化学的反応結果により細菌種を同定する。

表－１　調査対象とした細菌

1	*Actinobacillus lignieresii*	34	*Providencia alcalifaciens*
2	*Actinobacillus equuli*	35	*Providencia rettgeri*
3	*Actinobacillus suis*	36	*Providencia stuartii*
4	*Aeromonas caviae*	37	*Salmonella arizonae*
5	*Aeromonas hydrophila*	38	*Salmonella choleraesuis*
6	*Aeromonas sobria*	39	*Salmonella gallinarum*
7	*Chromobacterium violaceum*	40	*Salmonella paratyphi-A*
8	*Citrobacter amalonaticus*	41	*Salmonella pullorum*
9	*Citrobacter diversus*	42	*Salmonella typhi*
10	*Citrobacter freundii*	43	*Salmonella spp.,1*
11	*Edwardsiella hoshinae*	44	*Salmonella spp.,2*
12	*Edwardsiella tarda*	45	*Salmonella spp.,4*
13	*Enterobacter aerogenes*	46	*Serratia ficaria*
14	*Enterobacter agglomerans*	47	*Serratia fonticola*
15	*Enterobacter cloacae*	48	*Serratia liquefaciens*
16	*Enterobacter gergoviae*	49	*Serratia marcescens*
17	*Enterobacter sakazakii*	50	*Serratia marinorubra*
18	*Escherichia coli*	51	*Serratia odorifera*
19	*Hafnia alvei*	52	*Serratia plymuthica*
20	*Klebsiella oxytoca*	53	*Shigella dysenteriae*
21	*Klebsiella ozaenae*	54	*Shigella flexneri*
22	*Klebsiella pneumoniae*	55	*Shigella sonnei*
23	*Klebsiella rhinoscleromatis*	56	*Vibrio alginolyticus*
24	*Morganella morganii*	57	*Vibrio cholerae*
25	*Pasteurella aerogenes*	58	*Vibrio fluvialis*
26	*Pasteurella gallinarum*	59	*Vibrio parahaemolyticus*
27	*Pasteurella haemolytica*	60	*Vibrio vulnificus*
28	*Pasteurella multocida*	61	*Yersinia enterocolitica*
29	*Pasteurella pneumotropica*	62	*Yersinia frederiksenii*
30	*Pasteurella ureae*	63	*Yersinia intermedia*
31	*Plesiomonas shigelloides*	64	*Yersinia kristensenii*
32	*Proteus mirabilis*	65	*Yersinia pestis*
33	*Proteus vulgaris*	66	*Yersinia pseudotuberculosis*



図－１　腸内細菌分析フローチャート

⑨各細菌数の推計

①で計算したn_1, n_2に⑧の同定細菌の出現割合を乗じて各細菌数を求める。

試験日数は試料採取後約5日間を要する。

より詳細な腸内細菌の分析方法は，別途，報告書[3]としてまとめられているので参照願いたい。

3. 下水中の細菌相の分析

下水中の細菌相を明らかにするために，M，B，G，Tの4箇所の下水処理場にて，流入下水および二次処理水中の細菌相を上記の方法を用いて分析した。B処理場は，分流式下水道の終末処理場であり，他の3処理場は合流式下水道の終末処理場である。処理方法はすべて標準活性汚泥法であった。T処理場の分析結果は，3月，6月，9月，12月の平均値を用いた。なお，細菌分析以外の水質分析は下水試験方法[4]によった。

3.1 流入下水

流入下水の水質および細菌相に関する分析結果は表－2に示すとおりであった。

流入下水の水質は，BOD_5＝123 mg／ℓ（102～140 mg／ℓ），COD_{Mn}＝81 mg／ℓ（75～96 mg／ℓ），SS＝165 mg／ℓ（75～252 mg／ℓ）であった。

デソ培地で分離される流入下水中の細菌数は，2.2×10^5個／mℓ（$0.09 \sim 4.2 \times 10^5$個／mℓ）であった。下水試験方法により大腸菌群とされる赤色コロニーは，平均9×10^4個／mℓであり，その他コロニーが平均1.3×10^5個／mℓであった。ところが，大腸菌群数とされる赤色コロニーの細菌種は*E. coli*を除いてその他コロニーの細菌種としても同定されている。Finegoldら[5]によれば，ふん便中の通性嫌気性菌としてよく検出される菌種は，*E. coli*であり，ときどき検出される菌種は，Escherichia属，*K. pneumoniae*, *E. cloacae*, *C. freundii*などであるとされている。今回の分析結果は，デソ培地上のコロニーの色で腸内起源の細菌を区分することが難しいことを示唆している。

表－2 流入下水の水質と細菌数

項目 ＼ 処理場		M	B	G	T	平均
	BOD_5 (mg／ℓ)	102	140	140	110	123
	COD_{Mn} (mg／ℓ)	77	96	77	75	81
	SS (mg／ℓ)	75	216	252	113	165
	pH (－)	6.3	7.1	8.7	7.4	7.4
	水温 (℃)	22.5	10.5	11.4	17.4	15.5
37℃	大腸菌群数（赤色コロニー）	1,900	440	440	830	900
	その他の細菌数（その他コロニー）	2,300	650	890	1,400	1,300
	デソ細菌数 (II)	4,200	1,090	1,300	2,230	2,200
45℃	ふん便性細菌数	160	84	130	79	110
	45℃その他の細菌数	36	11	4	23	19
	45℃細菌数	196	95	134	102	130
大腸菌群	*E. coli*	790	120	110	310	330
	A. cariae			38	60	25
	A. sobria		120		65	45
	E. agglomerans	160		38	120	80
	K. oxyloca	320	160	38	32	140
	K. pneumoniae	160	39	110	100	100
	S. liquefaciens				11	3
	UN1				15	4
	UN3	470		110	120	150
その他の細菌	*A. cariae*	180		210	390	190
	A. hydrophila	180	130		19	83
	A. sobria	350	390	410	170	330
	C. freundii	180				45
	E. agglomerans	180				45
	E. cloacae	350			130	120
	E. sakazaki	350				88
	H. alvei		65		14	20
	K. oxyloa				45	11
	K. pneumoniae			68	96	41
	P. multocida				100	25
	P. vulgaris			68	53	30
	S. liquefaciens	180				45
	UN1			68	150	59
	UN3	350	65	68	200	170

注）細菌の単位は100個／mℓ，UN1は好気性菌，UN3は未同定菌。

3.2 2次処理水

下水の2次処理水の水質および細菌相に関する分析結果は表－3に示すとおりであった。

2次処理水の水質は，BOD_5＝6.5 mg／ℓ（3.5～8.0 mg／ℓ），COD_{Mn}＝7.3 mg／ℓ（5.2～9.1 mg／ℓ），SS＝7 mg／ℓ（4～9 mg／ℓ）であり，良好な性状を示していた。

デソ培地で分離される２次処理水中の細菌数は，4.2×10^3個／mℓ（$1.57 \times 10^3 \sim 1.07 \times 10^4$個／m$\ell$）であった。大腸菌群とされる赤色コロニー数は，$5.3 \times 10^2$個／m$\ell$（$2 \times 10^2 \sim 1.1 \times 10^3$個／m$\ell$），その他コロニーは，$3.7 \times 10^3$個／m$\ell$（$1.2 \sim 9.6 \times 10^3$個／m$\ell$）であった。

細菌種の分析結果は，赤色コロニーとその他コロニーの両方で同定される細菌が存在し，流入下水の分析結果と同様の傾向を示した。

下水処理場における細菌除去は，２次処理施設で主として行われており，エアレーションタンク内の原生動物の果たす役割が大きいと考えられる。原生動物のうち，細菌を直接捕食しないのは吸管虫類程度である[6]といわれている。また，Curdsら[7]によれば，原生動物の腸内細菌に対する食性はかなり限定的であり，水処理が良好な時に検出されやすいVorticella, Opercularia, Epistylisのうち，*E. coli*を好む種類は，Epistylisのみであるとされている。

T処理場を除く３処理場の活性汚泥中の原生動物は表－４に示すとおりであった。Vorticella, Epistylis, Aspidisca等の水処理が良好な時に出現する原生動物が1,000個／mℓ以上存在し，２次処理水質からしても良好な処理が行われていたことを示している。したがって，細菌数も大巾に減少しており，デソ培地の総菌数で1／12～1／268，赤色コロニー数で1／40～1／513の減少となっていた。また*E. coli*も1／27～1／1295の減少を示していた。

4. 細菌の死滅特性

下水処理場から放流される２次処理水中の細菌は，放流先の公共用水域で様々な挙動を示す。大腸菌群や*E. coli*の生存は，水温や海水濃度の影響を受けることが知られている[8]。本研究では，下水中から分離された細菌の特性を把握するために，細菌の死滅特性について検討した。

表－３　２次処理水の水質と細菌相

項目＼処理場		M	B	G	T	平均
	BOD_5 (mg／ℓ)	6.6	7.7	8.0	3.5	6.5
	COD$_{Mn}$(mg／ℓ)	8.0	9.1	5.2	6.9	7.3
	SS (mg／ℓ)	5	9	9	4	7
	pH (－)	6.1	7.0	7.1	6.9	6.8
	水温 (℃)	22.9	10.8	11.5	17.8	16.0
37℃	大腸菌群数（赤色コロニー）	370	200	1,100	460	530
	その他の細菌数（その他コロニー）	1,200	1,400	9,600	2,400	3,700
	デソ細菌数（計）	1,570	1,600	10,700	2,860	4,200
45℃	ふん便性細菌数	15	27	89	35	42
	45℃その他の細菌数	4	1	11	9	6
	45℃細菌数	19	28	100	44	48
大腸菌群	*E. coli*	61	36	400	64	140
	A. caviae	61			250	78
	A. hydrophila				14	4
	A. sobria		55	200	47	76
	E. cloacae				13	3
	E. agglomerans	61			10	18
	K. oxytoca	92	36		1	32
	K. pneumoniae	92	36	200	20	87
	P. multocida				15	4
	UN3		36	300	28	91
その他の細菌	*A. figueiresii*			800	93	220
	A. suis				130	33
	A. caviae	460	470	4,800	660	1,600
	A. hydrophila	180	160		76	100
	A. sobria	180	620	3,200	850	1,200
	E. cloacae	92			93	46
	E. agglomerans	92				23
	K. oxsenae				25	6
	P. gallinarum			800		200
	P. multocida				120	30
	P. pneumotropica				55	17
	S. plymutica		160			40
	UN1	92			160	63
	UN3	92			120	53

注）細菌の単位は個／mℓ，UN1は好気性菌，UN3は未同定菌

表－４　活性汚泥中の原生動物と活性汚泥の性状

項目＼処理場		M	B	G
MLSS	mg／ℓ	1,718	1,506	2,184
MLVSS	mg／ℓ	1,238		1,476
MLVSS／MLSS	%	72		68
SV_{30}	%	19	9.0	22.5
SVI	mℓ／g	111	60	103
Vorticella	個／mℓ	4,280	760	2,120
Epistylis	〃	960	40	320
Aspidisca	〃	2,060	240	3,960
（上記３種計）	〃	(7,300)	(1,040)	(6,400)
Arcella	〃	2,080	1,720	320
Amoeba	〃	300	120	
Amoeba radiosa	〃		40	
Euglypha	〃	360		40
Peranema	〃	100		
Litonotus	〃	100	40	40
Tetrahymena	〃	120		160
Colpidium	〃			60
Podophrya	〃	120		
Trichocerca	〃	520		
Rotaria	〃	60		
Chaetonotus	〃	100		
Diplogaster	〃	20		

4.1 実験方法

下水中から分離された9種類の細菌をトリプトソーヤ寒天培地を用いて37℃で48時間培養する。培地上に発生したコロニーを滅菌蒸留水に懸濁させ培養液を作成する。培養液は20℃の恒温器に保存し，適時，2.で述べた方法により大腸菌群数を測定する。なお，死滅速度の測定に当っては，初期の*E.-coli*を安定期のものとするため（コールドショック[9]に類似した効果を排除するため）に培養時間を48時間とした。

4.2 実験結果

培養液中には有機物が存在しないので培養液中では細菌は増殖できず，その細菌に固有な死滅現象のみを生じると考えられる。*E. coli*を始めとするほとんどの細菌の死滅現象は，式(1)に示す1次反応によって表わすことができた。

$$-\frac{dx}{dt}=kx \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

または

$$\ell n\frac{x}{x_0}=-kt \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

ここに，

k：死滅速度定数（日$^{-1}$），　t：測定時刻（日），　x：時刻tのときの細菌数（個／mℓ）

x_0：初期細菌数（個／mℓ）

初期細菌数は，10^5個／mℓ程度とし，細菌数の測定を29～103日の間実施した。実験結果は表－5に示すとおりであった。表－5において，$t_{0.5}$は初期細菌数が半減するのに要する時間であり，$t_{0.1}$は細菌数が1／10に減少するのに要する時間である。死滅速度定数は，その定義からして値が大きいほど死滅しやすく，値が小さいと死滅しにくいことを示している。

*E. coli*の死滅速度定数は，0.0435～0.288日$^{-1}$であった。大腸菌群などの死滅速度定数は，Klock[10]が清浄な河川水中で大腸菌群について得た0.2～0.7日$^{-1}$，松本ら[11]が海水濃度を変化させ大腸菌群につ

表－5　腸内細菌の死滅特性

菌名	菌コード	性状コード	k	$t_{0.5}$	$t_{0.1}$	初期濃度	相関係数	測定数
			日$^{-1}$	日	日	10^5個／mℓ	—	回
E. coli	EC 90	Y0051473－	0.207	2.34	11.1	1.07	0.94	12
E. coli	EC 96	Y0151477－	0.0435	15.9	52.9	6.67	0.94	17
E. coli	EC 97	Y0141033－	0.141	4.91	16.3	1.43	0.97	16
E. coli	EC 99	Y0101473－	0.109	6.35	21.1	1.01	0.94	17
E. coli	B 21	Y0111037－	0.288	2.41	8.0	1.18	0.97	9
K. pneumoniae	KP 81	Y2217773－	0.53	1.31	4.34	7.86	1.00	9
K. pneumoniae	KP 91	Y2607773－	0.067	10.4	34.5	8.93	0.99	17
K. pneumoniae	KP 98	Y2617673－	0.064	10.9	36.2	3.18	0.96	16
E. sakazaki	M 3	Y2661447－	0.11	6.59	21.9	4.36	0.94	16
P. vulgaris	A 34	Y7102044－	0.32	2.19	7.27	3.48	0.95	16
C. freundii	A 39	Y1401477－	0.16	4.36	14.5	0.51	0.90	16
S. marcescens	A 56	Y2653367－	0.022	31.9	106	14.6	0.87	16
A. sobria	A 27	Y0321041 4	0.31	2.26	7.5	101	0.95	13
E. cloacae	B 40	Y2665477－	2次反応的に減少					
E. agglomerans	A 5	Y2705077－	減少せず					

いて求めた0.178～0.432日$^{-1}$，中西[12]が得た大腸菌群0.6日$^{-1}$，ふん便性大腸菌0.4日$^{-1}$などがある。これらの値と比較すると，*E. coli*の死滅速度定数が小さく大腸菌群やふん便性大腸菌群よりも*E. coli*が死滅しにくいものと考えられる。

*E. coli*以外の細菌も，2種の例外を除けば一次反応に従って死滅した。死滅速度定数は，最大が*K. pneumoniae*の0.53日$^{-1}$，最小が*S. mascescens*の0.022日$^{-1}$であった。同一種として同定された細菌種でも株によっては死滅速度定数が大きく異っており，死滅速度が*E. coli*では5倍，*K. pneumoniae*では8倍程度のひらきがあった。

*E. cloacae*と*E. agglomerans*は，他の細菌種とは異なり1次反応的には死滅しなかった。*E. agglomerans*は，134日目まで測定を継続したが，ほとんど減少がみられなかった。*E. cloacae*は，初期に安定状態を示しその後2次反応的に細菌数が減少した。

今回の実験は，有機物の存在しない状態で細菌の死滅特性を測定したが，有機物の存在する自然の水域では増殖も加わるため，見かけ死滅速度は遅くなるものと考えられる。自然死滅以外の細菌の減少は，原生動物による捕食，日光中の紫外線による殺菌等により生じると考えられるが，公共用水域を細菌汚染から保全するためには下水道の整備，終末処理場の良好な維持管理が大切である。

5. 細菌の滅菌方法の検討

下水道における細菌の滅菌方法は，3.で述べた活性汚泥を用いた2次処理施設と消毒施設が代表的なものである。消毒施設は，化学的酸化剤を用いる方法が多く採用され，わが国における消毒方法は，塩素，次亜塩素酸ナトリウム，次亜塩素酸カルシウムを注入する方法が大半を占めている。このうち塩素消毒については，次のような問題点が指摘されている。

①残留塩素が公共用水域へ流出する問題

②有機塩素化合物が生成される問題

したがって，塩素に代わる消毒剤を検討する必要があり，ここでは，3.で分離された8種の細菌をターゲット菌とし，消毒方法として塩素注入，紫外線照射，オゾン注入，過酸化水素注入の4方法を用いて滅菌方法の検討を行った。

5.1 滅菌実験の方法

下水中で定量された代表的な腸内細菌を，トリプトソーヤ寒天培地を用いて37℃，18～20時間増菌培養した後，蒸留水中に10^6～10^7個／mℓ程度になるように細菌懸濁液を調整し，表－6に示す滅菌条件で実験を行った。

塩素注入と過酸化水素注入方法では，塩素や過酸化水素を所定の初期濃度で注

表－6 滅菌方法と実験条件

滅菌方法	滅菌条件
塩素注入	塩素初期濃度0.1～10.0ppmの間で5段階とし、接触時間をそれぞれ0～60分間の7段階とした。
紫外線照射	紫外線ランプからの照射距離20～60cmの間で4段階、照射時間を0～7分間の5段階とした。
オゾン注入	オゾン注入量2.85～17.10 mg/lの間で4段階とし、注入後0～30分の間に5回分析した。
過酸化水素注入	過酸化水素濃度を5～600 mg/lの間で4段階とし、注入後0～60分の間に5回分析した。

入し，注入後の経過時間ごとに細菌数を測定した。紫外線照射方法は，紫外線ランプ（殺菌線出力3.2 W，主波長254nm）からの照射距離を設定し，照射継続期間を変化させて細菌数を測定した。オゾン注入方法は，単位時間当りのオゾン注入量を一定とし，注入時間によってオゾンの全注入量を変化させ，注入後の細菌数の経時変化を求めた。

5.2 滅菌実験の結果

滅菌実験に用いた消毒剤は，化学的酸化剤3種類と紫外線であったが，8菌種に対する滅菌効果は表－7に示すように，消毒剤の種類によっては同一細菌に対してもそれぞれ異った滅菌結果が得られた。

8種類の細菌のうち，どの消毒剤に対しても耐性の高い種は，*E. agglomerans*, *E. cloacae*, *K. pneumoniae* であった。これらの菌種は，表－5に示した自然死滅でも長期間の死滅日数を示していた。

消毒剤では，過酸化水素が細菌に対する滅菌効果の低い傾向を示しており，400～600mg／ℓ の初期濃度で60分間の接触時間とっても完全死滅しない細菌種が存在した。紫外線は，照射量0.9 W／m²，7分間でどの細菌も死滅させることができた。オゾンは，注入量2.85 mgO_3／ℓ，15分間でどの細菌も死滅させることができた。

6. まとめ

下水中の大腸菌群について昭和57年度から昭和59年度まで3年間調査を行った結果，次のことがわかった。

①大腸菌群を構成する細菌種を同定し，細菌数を推定する手法の開発を行い，下水中の腸内細菌相

表－7 細菌の完全死滅条件

滅菌方法	塩素注入		紫外線照射		オゾン注入		過酸化水素注入	
細菌	初期塩素濃度(ppm)	死滅時間（分）	照射量(w/m²)	照射時間（分）	オゾン注入量(mg·O₃/l)	注入後経過時間（分）	過酸化水素注入量(mg/l)	接触時間（分）
Escherichia coli（運動性なし）	5	30	0.9	7	11.4	1	10	40
			2.0	6			20	20
			3.3	1			40	10
	10	1	5.0	1	17.1	1 以下	80	10以下
Escherichia coli（運動性あり）	3	60	0.9	3	2.85	15	完全死滅せず（400 60）	
	6	10	2.0	6	5.70	1 以下		
	10	1	3.3	1	11.40	1 以下		
			5.0	1	17.10	1 以下		
Enterobacter agglomerans	5	30	0.9	5	17.10	7	20	60
			2.0	3			40	10
			3.3	3			80	10以下
	10	10	5.0	3				
Enterobacter cloacae	5	30	0.9	3	11.4	7	完全死滅せず（600 60）	
			2.0	3		1 以下		
			3.3	3				
	10	10	5.0	3	17.1			
Klebsiella pneumoniae	10	60	0.9	5	11.4	1	50	40
			2.0	5			100	10
			3.3	5			150	10以下
			5.0	1	17.1	1 以下	200	10以下
Klebsiella oxytoca	5	5	0.9	5	2.85	1 以下	完全死滅せず（600 60）	
			2.0	5	5.70	1 以下		
			3.3	1	11.40	1 以下		
	10	1	5.0	1	17.10	1 以下		
Vibrio fluvialis	1	60	0.9	7	5.70	1	50	20
	3	15	2.0	1	11.40	1 以下	100	20以下
	6	15	3.3	1	17.10	1 以下	150	10
	10	1	5.0	1			200	10以下
Aeromonas caviae	－	－	0.9	3	2.85	15	完全死滅せず（600 60）	
			2.0	1	5.70	1 以下		
			3.3	1	11.40	1 以下		
			5.0	1	17.10	1 以下		

を明らかにした。研究の過程で10属20種の細菌が分離同定された。

②デスオキシコール酸塩寒天培地で分離されるコロニーの色で腸内起源の細菌を区分することが難しいことがわかった。

③活性汚泥中の原生動物が下水中の腸内細菌の除去に大きく関与していることが示唆された。

④下水中から分離同定された腸内細菌のほとんどが，1次反応に従って自然死滅した。*E. agglomerans* は，134日間，ほとんど死滅しなかった。

⑤塩素注入，紫外線照射，オゾン注入，過酸化水素注入の各消毒方法を用いて8細菌の滅菌に関する基礎的実験を行った。紫外線照射，オゾン注入が塩素の代替方法としての可能性を示した。

引用文献

1) Greenberg, A. E., et al. Standard Methods (15th edition), p. 825, American Public Health Association, Washington (1980)

2) Beuhanan, R. E., Gibbons, N.E., co-editors, Bergey's Manual of Determinative Bacteriology (8th edition), Williams. Wilkins, Baltimore (1974)

3) 建設省土木研究所，下水の細菌学的研究，土木研究所資料第1955号，昭和58年3月

4) 下水試験方法（1974年版），日本下水道協会

5) Finegold, S. M. et al, Effect of diet on human fecal flora : comparision of Japanese and American diets, The Ame Jour. of Clinical Nutrition, Vol. 27, No. 12, p. 1456 (1974)

6) 千種，活性汚泥の生物相，p. 9，西原環境衛生研究所（1979年11月）

7) Curds, C.R. et al. The Feeding Habits and Growth Rates of Some Fresh Water Ciliates Found in Activated Sludge Plant, Jour. of App. Ecol., Vol. 3, p. 127 (1966)

8) 中村他，大腸菌群の生育特性と消毒の影響，土木技術資料，Vol. 23, No. 7, pp. 373−378 (1981)

9) 高橋，大腸菌の冷却ショックと食塩ショック，微生物の生態8，p. 33, 学会出版センター

10) Klock, J. W., Survival of Coliform Bacteria in Wastewater Treatment Lagoons, J. WPCF, Vol. 43, No. 10, p. 2071 (1971)

11) 松本他，海水中のふん便性指標細菌に及ぼす海水濃度および温度の影響，日本下水道協会誌，Vol. 13, No. 141, p. 64, (1976年2月)

12) 中西他，大腸菌群の汚濁負荷解析，土木学会論文集，第345号／II－1，p. 141 (1984年5月)

2．下水道高度処理計画及び最適プログラムに関する研究

三次処理研究室　室　長　野池　達也
主任研究員　谷戸　善彦
諏訪　守

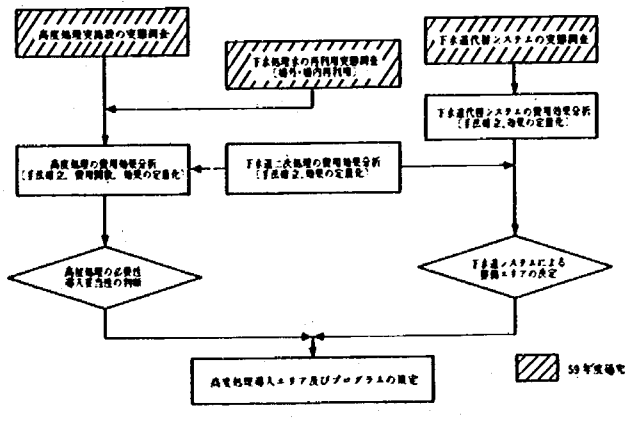
1．まえがき

我が国の下水道普及率は昭和59年度末現在で34％であり，まずは二次処理による普及率の拡大が急務となっており，高度処理については，湖沼の富栄養化防止・水質環境基準の達成対策として，極めて限定された地域において，実施されているに過ぎない。しかし，長期的視点に立った場合，コンスタントに容易に得られる貴重な水資源として，下水処理水の重要性は言をまたないところであり，この「水資源としての下水処理水の再利用」において，高度処理の必要性・高度処理の適用性は高まるものと思われる。こうした中で個別の箇所においては，「高度処理を導入する必要があるか。」「高度処理を導入するのが経済的か。」「高度処理を導入する時期はいつが適切か。」等を判断する指針を明らかにする必要が生じてきている。また，国全体としての高度処理導入エリア，高度処理化最適プログラムの策定も必要と考えられる。

2．研究目的

本研究の目的は，高度処理の必要性・導入妥当性の判断のための費用効果分析手法を提示し，それを基に，高度処理導入の判断指針を得ることであり，あわせて，国全体としての高度処理エリアの考え方及び二次処理の普及との財源上におけるトレードオフの中での高度処理化プログラムの提示へのアプローチを試みることである。

初年度の59年度は，高度処理実施設の実態及び下水処理水の再利用の実態を明らかにすると共に，高度処理の費用効果分析手法の考え方を提示することを目的に研究を進めた。また，高度処理化プログラムの検討に際し，前提として必須の下水道システムによる整備エリア（集合処理エリア）の決定方法の検討を行った。



図－1　本研究の全体フロー

3．研究方法

本研究の全体フロー及び59年度の研

究内容を図－1に示す。59年度は，文献調査・既存資料の収集・解析を行うとともに，高度処理実施設の実態調査及び下水処理水の再利用実態調査については，建設省より，全国の下水処理場宛に，調査票を送付し，回収した調査票を解析した。また，一部の処理場に対しては，現地踏査を実施した。

4. 研究結果

4.1 実施設における高度処理の実態

59年度末現在，全国で約600箇所の処理場が稼動しているが，うち高度処理を実施中の処理場は，表－1に示す11箇所である。(実験として高度処理を実施中の箇所は除いている。) 処理方式で分類すると，おおむね次の4種類となる。

①標準活性汚泥法（又はステップエアレーション法)＋砂ろ過　　6箇所

②オキシデーションディッチ＋砂ろ過　　1箇所

③凝集剤添加循環法＋砂ろ過　　3箇所

④標準活性汚泥法＋硝化脱窒槽＋凝集沈殿　　1箇所

放流水質は①でBOD 3～7 ppm，SS 3 ppm以下，③でBOD 1～3 ppm，SS 1 ppm以下，T－N 3～9 ppm，T－P 0.4 ppm以下となっている。

地区	施設名	処理場名	処理フロー（現在稼働中のもの）	高度処理開始年次	高度処理の目的	処理能力（日最大／日平均）（立方メートル／日）	現在処理人口 千人	現在処理面積 ha	日報水質 流入/放流 (mg/l)	現況水質 流入/放流 (mg/l)	高度処理導入による分担費用（1人あたり）円	高度処理導入による分担費用（1立方メートルあたり）円
琵琶湖流域下水道	守山西	守山	標準活性汚泥法→砂ろ過	56	富栄養化防止	57100/21800	72	1053	BOD S S 200/10 190/10	BOD S S 193/3.5 142/0.8	26.6	2.6
	栗東・湖南	栗東	標準活性汚泥法→砂ろ過	51	同上	50000/32290	58	6104	BOD S S 160/5 170/1	BOD S S 111/5 89/1以下	47.2	0.4
	湖北	湖北	ハニカム担体添加標準活性汚泥法→砂ろ過	58	富栄養化防止	17800/10400	42	776	BOD S S 190/10 200/10 T-N T-P 25/15 5.0/3	BOD S S 52/1以下 30/1以下 T-N T-P 21.1/8.5 2.0/0.4	59.2	6.3
大和川流域下水道	寺岡川	柏寺	標準活性汚泥法→砂ろ過	50	富栄養化防止	17600/17000	91	850	BOD S S 220/8 200/15	BOD S S 172/2 167/2	89.1	11.1
	狭山池	狭山池中堂	PAC添加標準活性汚泥法→砂ろ過	57	富栄養化防止	10000/10000	38	607	BOD S S 180/5 240/6 T-N T-P 30/10 3.3/0.5	BOD S S 213/2.6 220/9.9 T-N T-P 32.1/6.3 4.4/0.1	93.4	29.8
	狭山池	狭西	PAC添加標準活性→砂ろ過	59	富栄養化防止	狭山池 1500 1300	6	93	BOD S S 180/5 150/6 T-N S S 30/10 3.3/0.5	BOD S S 192/1.1 160/0.3 T-N T-P 29.3/2.4 3.6/0.06	102.7	
公共下水道	磯長池	大山田	標準活性汚泥法→硝化脱窒→凝集沈殿	55	富栄養化及び水質保全	大山田川 4700 2300	10	276	BOD S S 186/5 200/5 T-N T-P /3 /1	BOD S S 148/0.8 156/2.0 T-N T-P 19.7/2.2 4.4/0.9	51.9	13.1
	大阪池	平野	標準活性汚泥法→砂ろ過	55	富栄養化防止	100000/32200	373	2437	BOD S S 160/4 110/5	BOD S S 148/5.7 164/3.7	19.3	2.3
	神戸池	玉津	標準活性汚泥法→砂ろ過	56	同上	18800/9500	63	1091	BOD S S 160/4.7 140/2.2	BOD S S 144/3.1 167/1	96.7	30.9
	神戸池	有野	ステップエアレーション法→砂ろ過	52	水質基準達成	5300/2800	19	142	BOD S S 200/10 250/10	BOD S S 158/6.4 144/3		
特環	志摩八賀浦	神島	オキシデーションディッチ→砂ろ過	57	富栄養化防止	210/91	0.8	8.7	BOD S S 235/20 210/20 T-N T-P 40/20 6.0/5	BOD S S 314/1.3 139/1.8 T-N T-P 57.6/5 6.8/0.5		

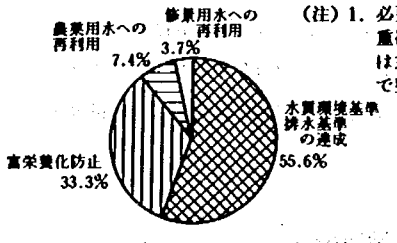
表－1　高度処理実施中の処理場の概要

(注) 1. 流入水の過半を高度処理しているものとした。
2. 実験として高度処理を実施中のものは除いた。
3. 処理フロー，処理能力，処理水量，処理人口，処理面積，現況水質は60年1月現在とした。
4. 維持管理費は，58年度実績

4.2 高度処理の必要性・導入妥当性の検討へのアプローチ

4.2.1 現時点における高度処理の必要性の認識

現在における高度処理の必要性に対する考え方を表わすものとして，高度処理の事業認可を受けている処理場における，高度処理必要理由をまとめたものを図－2に示す。図－2からわかるように現時点においては，高度処理は，規制中心的であり，流総計画において水質環境基準の達成維持のために高度処理が必要とされている箇所及び排水基準の遵守のために高度処理が必要な箇所等に限定されている。高度処理の目的としては，湖沼等の富栄養化の防止及び上水源等の観点より重要とされる河川の水質保全が中心である。



(注) 1. 必要理由が重複するものは主要な方で整理した。

図－2　高度処理必要理由別処理場数（事業認可処理場）

4.2.2 将来における高度処理の必要性・導入妥当性の方向

高度処理の導入の理由として，将来は，水質環境基準・排水基準の達成，富栄養化の防止に加え，下水処理水の再利用のためによるものが増加すると考えられる。また，再利用の場合も，水不足による必然性からでなく，経済性を考慮しての自主的な再利用がクローズアップされるものと思われる。さらに，再利用に関連して，閉鎖循環方式による直接再利用のみでなく，水系全体を考慮した開放循環系の中での高度処理の必要性・妥当性の判断（例えば上流の下水処理場で高度処理をすべきなのか，下流の水利用者が取水後高度処理すべきか。）が必要となろう。こうした場合，高度処理の必要性・導入妥当性等に関する判断が必要となるが，その判断手法は未確立であり，その確立が急務となっている。

4.2.3 下水処理場における処理水再利用の実態

上で述べたように将来の高度処理の必要性を考える時，処理水の再利用は一つの大きな鍵となると考えられることにより，現在の下水処理場における処理水再利用の実態を調査した。

(1) 処理水再利用の実態

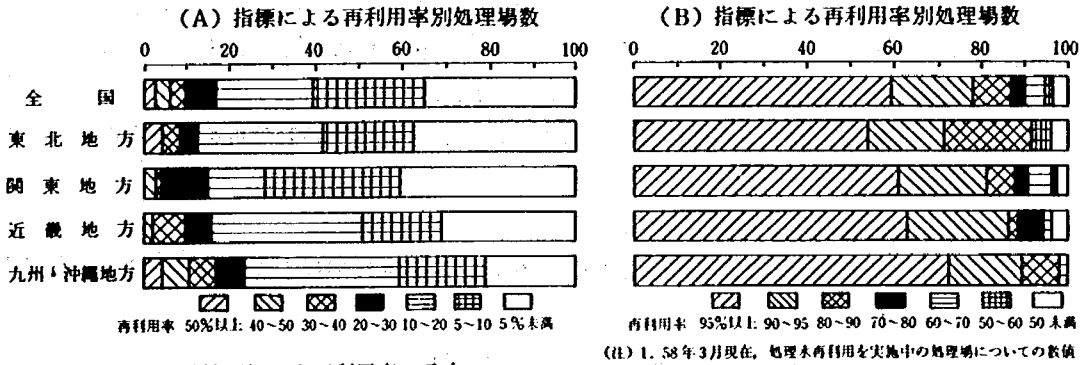
昭和58年3月現在において，全国の処理場のうち，処理水を再利用（処理場内・場外両方を含む。）している箇所数を地方別に示したものが表－2である。表－2において，北海道・東北・中国四国・九州沖縄地方の再利用率が高いのは，再利用の必要性が高いということではなく，これらの地方では最近新しく通水した処理場が多いことより，設計段階より場内再利用設備を設置していることが多いことによるものと思われる。

表－2　地域別処理水再利用処理場数

		全処理場数A	再利用実施処理場数B	B/A (%)
公共下水道	北海道	36	28	77.8
	東北	29	24	82.8
	関東	106	76	71.7
	中部・北陸	102	64	62.7
	近畿	80	52	65.0
	中国・四国	53	44	83.0
	九州	61	50	82.0
	計	467	338	72.4
流域下水道		41	38	92.7
特定公共下水道		8	3	37.5
特環下水道		13	6	46.2
合計		529	385	72.8

(注) 1. 58年3月現在

再利用水量/流入水量，(B)＝処理場内再利用水量/(処理場内再利用水量＋水道水使用量）という二つの指標で再利用率を求め，地域毎に示したものが図－3である。(B)により処理場で使う水のうち，どの位の割合の水を処理水再利用で賄っているかのおおむねの目安がつくと思われるが，全国平均と比べ，関東・近畿・九州沖縄では再利用率（(B)の値）の高い処理場が多く，水不足等の問題より，下水処理水の有効利用に対する意識が高いと判断される。



(注) 1. 58年3月現在，処理水再利用を実施中の処理場についての数値
2. (A) 再利用水量（場内＋場外)/流入水量
(B) 処理場内再利用水量/(処理場内再利用水量＋水道水使用量)

図－3　地域別処理水再利用率の分布

また，(A)の値は，処理場の規模等によって相当ばらつくものの過半数が10%以下となっている。

(2) 処理水の場外再利用の実態

処理場の外における再利用（場外再利用）の実態を表－3に示す。60年1月現在，51箇所の処理場で場外再利用が実施されており，用途別ではし尿処理場の希釈水等に使用されているものが26%，焼却場の洗煙洗浄等に使用されているものが22%と多く，ついで工業用水，修景用水への利用が多い。処理レベルとしては，し尿処理場の希釈水，農業用水，消雪用水，海砂の洗浄水には主として二次処理水が，修景用水，工業用水，水洗用水には主として砂ろ過以上の高度処理をした水が利用されている。再利用のコストについては，処理レベルが一様でないこと，配管等の延長等が箇所により大きく違うこと，まだ計画数値まで水量が達していないところも多いこと等より，一概には言えないが，砂ろ過で配管延長がそう長くないところでは，維持管理費が1m³あたり10円以下のところも何カ所かあり，砂ろ過程度の処理の場合には，比較的安価に再利用水を得られるものと思われる。また，使用料を徴収しているところは9カ所あり，使用料金は，東京都新宿副都心及び福岡市におけるビル水洗用水への再利用以外では，1m³あたり10円以下である。なお，福岡市の使用料金は，上水料金と一致させており，1m³ 275円である。

表－3　場外再利用の実態

用途		処理場外再利用処理場数	Share (%)	場外再利用水の処理レベル内訳 二次処理	砂ろ過	砂ろ過＋高度オゾン	料金徴収処理場数	実例
生活系	ビル水洗用水・散水用水	2	3.9		1	1	2	福岡市・東京都新宿副都心
	消雪用水	1	2.0	1				伊豆長岡町
	防塵等散水用水	1	2.0	1			1	高知市
	農業用水	5	9.8	5				足利市・熊本市
	修景用水・公園用水	6	11.8	1	5			立川市・今治市
工場系	工業用水	3	5.9	1		2	2	東京都三河島・名古屋市千年
	国鉄貨車洗浄用水・貨車トイレタンク洗浄用水	1	2.0	1			1	東京都芝浦
	海砂洗浄用水	4	7.8	4			2	赤穂市・姫路市
公共系	し尿処理場希釈水	13	25.5	8	5			大宮市・東大神市
	ゴミ焼却場・汚泥焼却場洗煙洗浄用水	11	21.5	4	7		1	高槻市
	下水道幹線ポンプ場用水・管渠洗浄用水	4	7.8	1	3			横浜市
合計		51	100.0	27	21	3	9	

(注) 1. 60年1月現在

以上の処理水再利用の実態調査により，次の点が明らかになった。

①処理水再利用を実施している処理場は全国の3/4程度の処理場であり，残りの処理場に関しても経済性等を考慮の上，再利用実施を検討（当面は場内再利用からでも）する必要がある。

②既に場内再利用を実施している処理場においても，さらに広用途に処理水を利用し，再利用率を高めることを検討する必要がある。

③場外再利用は，未だ全処理場の1割弱しか実施してないが，し尿・ゴミ焼却場用水，修景用水，農業用水等への利用については将来性もあり，今後，積極的に検討すべきである。

4.2.4 高度処理の必要性・導入妥当性の判断手法の検討

高度処理の必要性・導入妥当性の判断の有力手法としては費用効果分析を上げることができる。

(1) 費用効果分析

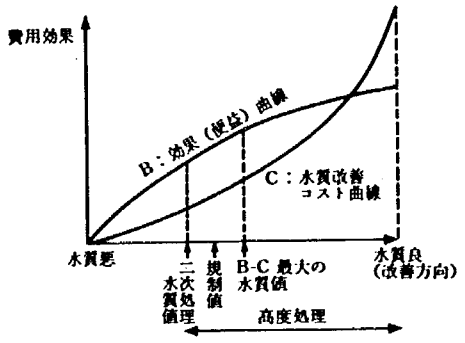
費用効果分析の基本は，以下である。

高度処理に係る建設・維持管理等の費用をC（Cost），高度処理による効果（便益）をB（Benefit）とするとき，

①B/C≧1であるか，B－C≧0であること（採否）

②方式等の選定にあたってはB/C：最大であるかB－C：最大を選定すること（選定）

なお，費用効果分析にあたっては，被害（D(Damage)）についても計量化するケースもあるが，(例えばB/(C+D)≧1あるいは（B−D)/C≧1で判断する。）今ケースでは上記を基本にして良いと考えられる。費用効果分析の概念図を図−4に示す。



図−4　高度処理に係る費用効果分析の概念図

図−4に示すように，規制値（排水基準値又は、水質環境基準達成のために流総によって決められている放流水質）により高度処理をせざるを得ない場合においても，原則的には，規制値をクリヤーする領域において費用効果分析を行い，B/C：最大（1以下であるかもしれないが）又はB−C：最大（負であるかもしれないが）の点を見い出す努力をすべきであろう。

(2)　高度処理及び二次処理の費用

従来より，高度処理費用関数としては，例えば表−4のような式[1]が提案されているが，最近の生物処理を中心とした高度処理技術の進歩によって，窒素・リン除去を含む新しい処理方式も種々実用化されており，来年度以降，新たに検討を進める予定である。

表−4　高度処理に係る費用関数の例

高度処理方式	費用関数	
	建設費	維持管理費
急速砂ろ過法	$C=107.0Q^{0.636}$	$M=10.99Q^{0.475}$
活性炭処理	$C=167.9Q^{0.648}$	$M=7.38Q^{0.665}$

(注) 1. C：建設費（百万円）M：維持管理費（百万円/年）
Q：計画処理水量（千m³/日）

(3)　効果の定量化へのアプローチ

B−C（又はB/C）の最大値を求めるためには，高度処理のみならず通常の二次処理の効果についても定量化を図らねばならない。下水道による汚水の排除及び処理による効果の内容と定量化への試案を表−5に示す。費用効果分析による判断という考え方は，効果を定量化（それも貨幣換算化）するという前提にたっていることにより，定量化方法については今後の重要課題の一つである。

表−5　下水道による効果と定量化へのアプローチ

区分	効果項目	内容	定量化へのアプローチ
I.周辺環境の整備	1. 伝染病被害の減少 2. ネトバエ・キズ虫等害虫駆の減少 3. 悪水路の減少 4. 都市のイメージの向上	(1) 伝染病予防費用・治療費の減少 (2) 住民の不安解消 (3) 生産・労働活動の一時停止の減少 (4) 食料品・飲食店被害の減少 (1) 公的私的環境費用の減少 (2) 生活の快適性の向上 (1) 公的私的消防費用の減少 (2) 都市景観の向上 (3) 都市の安全性の向上 (4) 暗渠化による利用土地増大	1. (1)(3)(4) 2. (1) 3.(1)(4)は計量可 4. を中心に快適性向上等については，地価で計量可 $B=\alpha\times\beta\times P\times S$ α：土地の期待利回り　β：地価上昇率 P：地価　S：面積
II.トイレの水洗化	1. し尿処理システムの不要化 2. 浄化槽の不要化 3. 生活の快適性の向上 4. 土地の利用価値の増大	(1) し尿処理建設費・維持管理費の減少 (2) し尿収集費用の減少 (3) 汲取作業・バキュームカーに対する不快感の解消 (4) し尿処理場の跡地利用 (5) 汲取り費用負担の減少 (1) し尿浄化槽設置費・維持管理費の減少 (2) 建築可能面積の増大 (3) 雑排水路汚濁の解消 (1) 屋内の悪臭・衛生状態の改善 (2) 快適性の向上 (1) 家屋構造の中高層化	3. (1)(2) 4. (1)は土地価値に含まれる 他は計量可
III.水質の保全	1. 水質維等の確保 2. 自然環境の保全	(1) 上水・工水の水源確保 (2) 上水・工水の浄化経費の減少 (3) 農業用水の水源確保 (4) 農業への被害の軽減 (5) 水産資源の保全 (6) 水産被害の減少（漁獲量・魚種・汚濁イメージによる市場価格） (7) 地下水汚染被害の減少 (8) 水理要被害の減少（船舶・港湾施設の耐用年数の増大） (1) 河川，湖沼，海域のレクリエーション機能，観光資源の被害減少 (2) 都市景観の向上 (3) 住民の精神衛生上の効果	上工水 $B=(f(C_1,Q)-f(C_2,Q))\times Q$ 農水　$B=f_1(C_2)\times f_2(C_2)-f_1(C_1)\times f_2(C_1)\times M$ 水産　$B=f_2(C_2)-f_2(C_1)$ f：水質値C，取水量Qにおける浄水経費　f_1：農業収穫量関数　f_2：農作物市場価格関数　f_3：水産漁獲関数 C_1：改善前の水質　C_2：改善後の水質　M：農産面積
IV.その他	1. 資源の有効利用 2. 下水道施設の有効利用 3. 経済効果	(1) 処理水再利用による水資源開発費用の減少 (2) 下水再利用による下水道建設・維持管理費用の減少 (3) 下水汚泥の有効利用による資源消費量の減少 (4) 汚泥消化ガス発電による電力設備投資減少 (5) 節水意識の向上 (1) 処理場のオープンスペースの有効利用 (2) 覆蓋化による立体的有効利用 (3) 雨水源の再雪調利用 (1) 建設・維持管理による雇数効果 (2) 都用促進効果 (3) 住宅等開発促進効果 (4) 開発技術の応用効果	1. (1)(2)(3)(4)計量可 2. (2)は $B=\alpha\times P\times S$ α：土地の期待利回り　P：周辺地価　S：面積 3. (1)は，産業連関分析により可

(4) 処理水再利用の場合の費用効果分析

処理水の場内再利用の場合の費用効果分析については，新たに付加する再利用設備（高度処理を伴うことが多いと考えられる）の費用と再利用により軽減される費用（例えば水道料金）との相殺により費用を求め，再利用水により機能が担保されるならば，原則としては効果は一定と考えて良いと思われる。但し，場外再利用の場合は，効果を定量化して費用効果分析を行うこととなろう。

4.3 高度処理化プログラム検討へのアプローチ

高度処理化プログラムを考えるとき，まず財源一定下において，トレードオフ関係となる二次処理の普及との順序を検討する必要があるが，この際，下水道システムによる二次処理区域（集合処理区域）はどこまでが妥当であるかを明らかにせねばならない。59年度は，集合処理区域を明らかにするためのアプローチとして，下水道システム（集合処理システム）の代替施設として，合併浄化槽を取り上げ，合併浄化槽と下水道システムとの比較評価を行った。

両システムを比較評価する場合，地域特性に係わらず決まってくるものと，地域特性により評価が変化するものがある。評価項目と評価結果及び地域特性との関係について，定性的に整理したものを表－6に示す。

表－6に示すように，合併浄化槽システムは，即時に水洗化できること等大きなメリットのある反面，施設の安定性に乏しく放流水質の十分な管理が行き届かず水質汚濁防止上問題があること，耐用年数が短いこと等大きな問題もあり，また費用面でも適正な維持管理をすれば，相当高いことが判明した。山村，散居集落等地域特性によっては下水道システムは経済的に不合理で採用すべきでないところもあり，そうした地域では合併浄化槽を採用すべきものの，それ以外の地域においては，適正な維持管理を考えると，合併浄化槽はあくまでも暫定的施設として位置づけ，最終的には下水道システムとすることが望ましいと思われる。参考として，合併浄化槽の水質分析結果を表－7[2]に示す。

表－6 下水道システムの評価項目とそれに基づく下水道及び合併浄化槽両システムの比較評価

評価項目（適正概念）	内容	比較評価	
		下水道システム（集合処理システム）	合併浄化槽システム（戸別）
効率性	・建設費	地域特性による	20～30万円／人
	・維持管理費	地域特性によるが3000-12000円／年人	12000-15000円／年人
	・効果の発現までの時間	地域特性によるが，5-10年かそれ以上	即
	・緊急的な対応の可能性	×	○
	・不確実性への対応	比較的難	比較的易
公平性	・住民間の不公平性	整備順位により不公平性あり	下水道整備区域との間にあり
良好な社会環境の維持	・二次公害の発生	△処理場周辺の一部，建設中等	△浄化槽流末水路の汚染
	・快適な住環境	○	○
	・周辺環境の整備	○	△浄化槽流末水路の汚染
良好な自然環境の維持	・河川流量の確保	△	○
	・水質汚濁の防止	○	△
	・生態系へのインパクト	△	△
施設機構の維持	・維持管理の容易性	△	×
	・維持管理体制	○	×
	・変動に対する緩衝能力	○	△
	・地震等に対する安全性	○	△
	・施設の耐用年数	○	×動力部5年，本体10-15年
資源の有効利用	・省資源・省エネルギー	△地域特性による	△
	・処理水の再利用	○地域特性によるが，可能性あり	×不可
	・汚泥の有効利用	○地域特性によるが，可能性あり	×不可
制度	・事業基盤	○	×
	・法制度	○	△
事業実施可能性	・事業実施可能性（用地問題・住民関係）	△	○

（注）1. 地域特性 ・自然的条件…地形，水質，河川，水質基準，用地
・社会的条件…住民意識，人口，集落，地縁，産業，し尿処理汚泥処分先，公共基盤整備，行政能力
・経済的条件…所得，市町村の財政状況

5. 今後の方針

表－7　合併浄化槽の水質分析結果の例

対象浄化槽	BOD平均水質			処理方式	処理対象人口(人)	設置後の経過年数(年)	維持管理状況	管理基準適合状況	水質基準適合状況
	流入水質(mg/l)	処理水質(mg/l)	処理効率(%)						
A	179.4	15.4	91.5	長時間曝気	136	10.5	1週間毎点検 1回/月点検	○	○
B	230.5	120.0	47.9	長時間曝気	168	9.8	2回/月点検 (清掃時のみ)	×	×
C	218.4	1.8	99.2	活性汚泥	126	7.7	1回/月点検清掃	○	○
D	224.3	32.8	85.4	長時間曝気	77	5.5	2回/月点検	○	○
E	229.4	27.3	88.1	接触曝気	49	1.2	1回/月点検	○	○
F	204.3	99.5	51.3	長時間曝気	20	10.7	1回/年清掃のみ	×	×
全体概要	179.4～230.5	1.8～120.0	47.9～99.2						

(注) 1. 水質基準：BODの除去率70%以上、処理水のBOD 60 mg/l以下

60年度以降は，高度処理の必要性・導入妥当性の判断のための費用効果分析手法の開発のために，高度処理費用関数の作成及び効果の定量化方法の検討を進めるとともに，下水道代替システム（合併浄化槽等）と下水道システムとの総合評価手法を開発し，それに基づき，長期的な下水道整備エリア決定の考え方（下水道マップ策定マニュアル）を検討する予定である。また，今後の高度処理問題にとって一つの鍵をにぎると考えられる処理水の再利用について，再利用の可能性・再利用の経済性等について，さらに検討を進める予定である。

参考文献

1) 建設省都市局下水道部監修：流域別下水道整備総合計画調査指針と解説；昭和58年

2) 望月倫也，岩下久生：流域下水道の経済性と河川の水質浄化効果について；月刊下水道 Vol.8, No. 5 (1985)

3．汚泥含有物質の流亡に関する研究

汚泥研究室　室　長　京才　俊則
研究員　岡澤　邦明

1. 研究の目的と必要性

下水道の普及に従い，下水処理に伴って発生する汚泥の量は膨大なものになってくる。現在，発生した汚泥の約77%が，陸上埋立，海面埋立等で処分されているが，埋立処分地の確保には限度がある。

汚泥の処分に関する問題は，下水道事業を推進する上で，重要な問題の1つとなっており，埋立処理以外の汚泥処分方法の確立が求められている。一方，汚泥には，窒素やリン等植物に必要な栄養素が多量に含まれているため，緑農地に還元して肥料や，土壌改良材として有効に利用する方法もあり，一部の都市ではすでに実用化している。また，汚泥には重金属が含まれているが，適正に管理されている畑地に汚泥を施用しても，野菜類に吸収される重金属量は，慣行施肥の場合と同じ程度であることは，昭和52年～昭和56年度までの本研究室の研究で確認されている。今後，汚泥は緑農地等に長期的に利用される可能性があり，重金属等の汚泥含有物質が，土壌中に蓄積したり，地下水へ流亡する等，周辺の環境に与える影響について充分な調査研究が必要と考えられる。このため，本研究は，下水汚泥の長期連用によって，汚泥含有物質が土壌や地下水等の周辺環境に与える影響を明らかにし，汚泥の安全で有効な利用方法を確立するための基礎資料を得ることを目的としている。

2. 58年度までの研究成果

1）土壌を充填したカラムによる重金属蓄積と流亡に関する実験

14元素の重金属混合液（K，Ca，Na，Mg，Mn，Zn，Cr，Fe，Cd，Ni，Pb，As，Cu，Hg）で濃度は各元素とも10mg／ℓをカラム上部より注入して，各元素の蓄積と流出について検討してきた結果 a）流出しやすい元素は，K，Ca，Na，Mgであり，つぎに流出しやすい元素は，b）Mn，Ni，Zn，Hg，Cdのグループであった。流出しにくい元素として，c）Cu，As，Cr，Pb，Fe 等のグループに分れる傾向があった。

2）ライシメーターによる汚泥施用による物質収支に関する実験（年間5t／10a，10t／10aの施用量）

①汚泥由来の多くの物質は，90%以上，土壌表層（20～30cm程度）に蓄積する傾向がある。②ライシメーター底部からの流出水の水質は，濃度が低くμg／ℓ（mg／ℓの1／1000）のオーダーであり，地下水汚染の心配はないものと考えられる。③作物体による土壌系外へ持出される物質は，リン，窒素，カリウム，炭素が主体であり重金属の流出量は極めて少なく1%以下であること等の傾向があった。

3）屋外試験圃場による重金属等の蓄積に関する実験

3段階の汚泥施用区（1.25t／10a区，2.5t区，5t区），対照区には化学肥料区，および，化学肥料＋汚泥1.25t区の合計5区について，汚泥連用実験を行っているが，施用量が少ないのでライ

シメーター実験ほど明確な差はないが，汚泥由来物質の土壌中においての濃度は，汚泥施用量の増加に伴って高くなる傾向を示している。

4）試験圃場（果樹）内の地下水採水用井戸の水質調査

井戸は，化学肥料区内，汚泥施用区内，原地の3箇所に設置してあり，各々の水質を定期的に採水し分析しているが，各区とも大きな差はなく，特別な傾向は認められていない。

3. 59年度の実験結果の要旨

1）カラム実験による重金属の蓄積と流出に関する実験

カラム実験のその後の変化はほとんどないが，重金属混合溶液を23.7 ℓ注入した時点でCu が破過した。14元素中破過せずに残っている元素はPb，As，Cr，Feの4元素で，29.0 ℓ注入後も土壌中に蓄積し続けている。

2）ライシメーター実験による収支に関する実験

①前年度と同様に，汚泥由来物質は，土壌表層から20～30cm程度の層に蓄積する傾向がある。
②重金属の99%程度は土壌中に蓄積し，窒素，リンは野菜類による持出しが主体と考えられる。
③多降雨時（20～30㎜／hr）には，NO_3－Nの一時的流出が認められた。

3）汚泥連用による重金属等の蓄積に関する屋外圃場実験

ライシメーター実験とほぼ同じ傾向であり，汚泥施用量の多い5 t区では明らかに土壌中濃度が高くなっていた。

4）試験圃場内の地下水採水用井戸の水質については，前年度と同様に，化学肥料施用区，汚泥施用区，原地での水質の変化は同じ程度であり特別な傾向はみられない。

5）ポット栽培による土壌中のZn が野菜類の成長と，重金属の吸収に与える影響に関する実験

①生長収量に対する影響は，供試土壌の種類によって異なった傾向が示され，一般的傾向はみられなかった。②土壌中のZn添加量の増加に比例して，野菜中のZn濃度が高くなるのは400～800㎎／kgまでの範囲であり，1600㎎／kgでは低下している。③Zn以外の重金属吸収については，Znの添加量に関係なく，対照区のものと同じ程度であった。④屋外試験圃場での傾向は，Zn濃度には関係なく，Zn濃度が多い程成長は対照区以上に良く，白菜，キャベツ中のZn濃度も対照区と同じ程度であり，ポット実験のように顕著な傾向はみられなかった。

4. 59年度の実験結果

59年度は，57年度から行っている，1）カラム実験，2）ライシメーター実験，3）屋外圃場実験4）果樹試験圃場内の地下水水質調査を継続するとともに，新たに，5）土壌中Znが野菜の重金属吸収と生育に与える影響を調べるために，ポット実験を行った。1）～4）の継続実験と調査については，大きな変化や特別な傾向はなく，特に，カラム実験と地下水の水質変化はほとんどないため，要旨のみとした。ライシメーター実験と圃場実験は，前年度の傾向とほとんど変らず，汚泥施用による汚泥由来物質が，土壌表層に蓄積して濃度が高くなった程度であるので，収穫野菜と栽培跡地土壌の分析結果をまとめた。59年度は，上記，5）のポット実験の結果を重点的に報告する。

4.1 ライシメーターを用いた汚泥含有物質の収支に関する実験

1）実験条件は，前年度と同様，対照区には化学肥料を施用し，汚泥施用区は10アール当り5 tと

10tの2区で，各区とも2基のライシメーターを使用した。供試汚泥は，表－1に示したM処理場の石灰系脱水ケーキである。ライシメーターの表層20cmまでの土壌と混合して散水し，約1ケ月間安定化させてから赤大根の種子を播種した。

表－1　供試汚泥の分析結果　　単位 (mg/kg・dry)

元素名 / 土壌名	T－Hg	Cd	Cu	Zn	Pb	Cr	Ni	Mn	K	T－N (%)	T－P (%)	T－C (%)
水戸処理場(M)	1.545	3.396	312.2	1,548	125.6	35.20	20.99	1,147	3,870	2.13	1.23	18.18
戸頭処理場(T)	0.467	3.212	75.7	339	53.82	18.16	67.28	181	772	2.75	0.61	22.08
日立コンポスト	1.054	2.113	232.0	704	51.80	22.75	47.38	393	3,278	3.79	1.06	38.14

表－2　ライシメーター実験　供試野菜の分析結果　　(mg/kg・dry)

項目	区名	基No.	1本当り生体重	T－N (%)	T－P (%)	T－C (%)	T－Hg	As	Cd	Cu	Zn	Pb	Cr	Ni	Mn
赤大根(葉)	対照区	1	3.34g	6.756	1.64	37.04	0.039	0.363	4.774	13.94	158.1	3.14	1.46	16.38	1,208
		2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	5t区	3	13.91g	5.026	1.58	35.58	0.005	0.094	1.401	9.97	56.0	6.86	tr	37.88	59
		4	17.92g	4.724	1.25	34.28	0.000	0.000	1.411	10.33	58.7	5.60	tr	31.00	166
	10t区	5	1.24g	5.124	1.51	37.88	0.011	0.045	1.477	14.19	59.1	5.17	tr	29.96	177
		6	2.78g	5.175	1.71	36.70	0.020	0.136	1.114	9.14	55.1	4.19	tr	20.21	106
赤大根(根)	対照区	1	0.51g	3.840	1.53	32.96	0.000	0.028	2.996	7.67	176.4	2.18	1.22	17.57	257
		2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	5t区	3	2.76g	3.515	0.90	35.07	0.002	0.000	0.361	8.05	53.7	3.32	1.29	20.76	13
		4	2.72g	3.586	1.57	38.86	0.000	0.174	0.342	8.05	50.7	2.22	tr	17.86	24
	10t区	5	0.22g	—	3.69	31.16	—	1.540	0.086	5.82	31.7	tr	tr	19.68	18
		6	0.42g	3.146	1.72	34.80	0.017	0.323	0.358	7.61	47.8	2.32	tr	18.70	17

表－3－1　ライシメーター実験　跡地土壌分析結果　　(mg/kg・dry)

項目 / 分析項目		T－N (%)	T－P (%)	T－C (%)	T－Hg	As	Cd	Cu	Zn	Pb	Cr	Ni	Mn
対照区	前年度表層土壌	0.180	0.140	1.800	0.131	14.34	1.490	56.5	93.5	35.10	5.74	65.8	—
	2－10 cm	0.222	0.146	3.022	0.116	36.90	1.513	61.1	121.3	39.65	6.58	75.6	966
	2－20 cm	0.188	0.076	1.919	0.091	29.60	1.300	52.4	114.8	35.07	5.30	69.0	1,011
	2－30 cm	0.214	0.068	1.919	0.079	30.70	1.294	53.3	106.4	34.11	5.46	69.0	975
	2－40 cm	0.169	0.067	1.868	0.081	40.34	1.392	53.2	104.1	34.23	4.96	76.0	1,018
	2－50 cm	0.156	0.067	1.827	0.077	32.70	1.278	51.6	92.3	33.67	6.08	67.0	934
汚泥5t区	前年度表層土壌	0.230	0.290	2.800	0.276	15.55	1.000	67.0	167.2	42.80	6.60	65.4	—
	4－10 cm	0.326	0.250	3.650	0.478	41.39	2.040	86.0	361.5	54.31	8.20	78.8	1,065
	4－20 cm	0.156	0.106	2.253	0.158	43.45	1.354	57.7	146.6	36.74	6.43	77.6	1,006
	4－30 cm	0.150	0.070	1.920	0.117	35.90	1.093	48.4	107.8	30.61	5.19	65.7	869
	4－40 cm	0.143	0.053	1.784	0.086	34.23	0.984	42.7	83.7	26.93	4.01	61.5	782
	4－50 cm	0.167	0.082	1.809	0.086	53.44	1.601	65.1	128.5	39.38	6.08	91.8	1,231
汚泥10t区	前年度表層土壌	0.330	0.260	2.900	0.355	17.58	1.220	74.2	192.0	49.00	8.70	72.0	—
	6－10 cm	0.417	0.380	4.629	0.613	50.28	2.059	125.3	552.0	54.30	10.31	102.2	1,220
	6－20 cm	0.253	0.128	2.516	0.228	34.66	1.205	61.8	221.7	36.74	5.01	62.5	900
	6－30 cm	0.206	0.047	1.836	0.078	39.07	0.898	46.1	90.9	30.61	4.26	52.3	803
	6－40 cm	0.199	0.085	1.838	0.110	65.25	1.825	75.2	145.2	26.93	7.58	94.6	1,352
	6－50 cm	0.181	0.069	1.835	0.104	15.17	1.220	63.3	124.4	39.38	8.34	80.5	1,273

2）実験結果

発芽後，1基当り9本の苗を残して，約4ケ月間栽培したのち収穫した。収量と収穫野菜（赤大根）分析結果を表－2に示した。

同表中の対照区No.2は，栽培途中でアブラムシの害により枯れてしまったため空らんとなっている。

また，栽培跡地土壌については，表層から10cm間隔で下層に向って80cmまでサンプリングした。分析結果を表3－1に示す。同表には，表層から50cm以下の土壌の分析結果は変化がなくほぼ同じ程度であるので省略した。また，各区の最上段には前年度の表層土壌分析結果を示してある。

収量の傾向を表－2に示す1本当りの生体重でみると，汚泥5t区が最も良く，次は対照区，汚泥10t区の順である。汚泥10t区は，葉が濃緑色でやや萎縮した部分があり，窒素過剰障害の傾向があった。重金属の吸収については，汚泥10t区No.5の赤大根（根）のAsが高い値を示しているが収量が少なく，充分なサンプル量が得られずに分析したため大きな誤差を生じたものと考えられる。

As以外の元素では，特に問題となる傾向はなかった。

栽培跡地土壌の傾向は，①汚泥施用量が多くなると各成分濃度も高くなる。②濃度が高くなる。

土壌層は30cm程度までである。

表－３－２　ライシメーター流出水量と水質

実験区名	ライシメーターNo	流出水No	流出水量(L)	Hg (μg/ℓ)	As (μg/ℓ)	Cd (μg/ℓ)	Cu (μg/ℓ)	Cr (μg/ℓ)	Zn (μg/ℓ)	Pb (μg/ℓ)	Ni (μg/ℓ)	pH	EC mμ/cm	ORV (mV)	NH_4 (mg/ℓ)	NO_3 (mg/ℓ)	NO_2 (mg/ℓ)	O－P (mg/ℓ)
対照区	No 1	1	5.36	0.31	37.9	11.6	34.5	15.0	258.0	107.0	436.8	7.35	4.97	275	0.51	483	0.08	0.13
		2	6.68	0.11	9.0	10.5	18.4	18.0	110.0	92.9	344.8	7.84	4.29	264	1.29	396	0.06	0.02
		3	10.22	0.17	27.9	8.4	13.8	10.0	114.0	78.6	344.8	8.27	4.12	220	0.90	381	0.09	0.03
	No 2	1	5.45	0.26	21.4	11.6	20.7	10.0	250.0	71.4	321.9	7.43	4.66	232	0.90	418	0.06	0.01
		2	3.20	0.11	18.3	9.5	18.4	10.0	236.0	777.1	275.9	7.43	4.19	237	1.80	344	0.06	0.05
		3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
汚泥5t区	No 3	1	4.70	0.04	94.0	18.9	38.2	11.0	166.0	140.0	643.7	6.99	8.33	243	0.60	925	0.06	0.09
		2	4.00	0.00	41.3	17.9	23.0	10.0	128.0	128.6	597.7	7.34	7.25	240	0.24	780	0.07	0.06
		3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	No 4	1	4.63	0.04	47.8	15.8	59.8	12.0	218.0	107.1	505.7	6.92	6.15	242	0.59	694	0.09	0.12
		2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
汚泥10t区	No 5	1	5.28	0.00	22.7	18.9	78.2	20.0	254.0	128.6	643.7	7.42	7.60	234	0.26	865	0.06	0.05
		2	4.84	0.00	13.4	21.1	37.7	10.0	262.0	128.6	643.7	7.33	8.13	234	0.34	940	0.06	0.07
		3	3.20	0.00	23.8	16.8	34.5	15.0	402.0	100.0	666.7	7.35	8.06	223	0.23	840	0.07	0.08
	No 6	1	5.35	0.00	26.7	15.8	204.6	10.0	162.0	114.3	551.7	6.95	6.95	221	1.13	690	0.08	0.08
		2	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	—	—
		3	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	—	—

③前年度表層土壌との比較でも，汚泥施用区の方は濃度が高くなっていた。

表３－２には，時間降雨量が20～30㎜／kgに相当する量を４日に一度のペースで３回散水して得た，浸透流出水量と水質を示す。同表中の重金属濃度は，すべてμg／ℓのオーダーであり重金属による地下水汚染の心配はない。重金属以外の項目は硝酸態（NO_3—N）窒素の濃度が対照区を含めて高い値であり，一時的流出がみられた。その他の項目は，地下水汚染の心配はないと考えられる。表３－３には，59年度実験結果による収支を示した。同表には，T－N，T－P，T－Hg，Cd，Cu の６元素の施用量に対する野菜の吸収率，浸透流出率，土壌への残留率を示してある。

表－３－３　ライシメーター実験の収支計算

実験区	分析項目	施用量(g)	赤大根による吸収量		浸透流出量		持出量の合計		土壌への残留量	
			吸収量	吸収率%	流出量	流出率%	合計量	持出率%	残留量	残留率%
対照区	T－N (g)	50.0	2.206	4.41	6.27	12.5	8.476	16.95	41.524	83.05
	T－P (g)	21.83	0.572	2.62	0.68	0.003	0.573	2.62	21.257	97.38
	T－Hg(μg)	—	1.20	—	2.95	—	4.15	—	—	—
	Cd (mg)	—	0.157	—	0.157	—	0.314	—	—	—
	Zn (mg)	—	5.562	—	2.20	—	7.762	—	—	—
	Cu (mg)	—	0.454	—	0.31	—	0.764	—	—	—
汚泥5t区	T－N (g)	100.3	7.825	7.36	5.350	5.03	13.175	12.39	93.125	87.61
	T－P (g)	61.5	2.304	3.75	0.00049	0.0008	2.305	3.75	59.195	96.25
	T－Hg(μg)	7,725	0.65	0.008	0.19	0.002	0.84	0.01	7,724.0	99.99
	Cd (mg)	16.98	0.211	1.24	0.117	0.69	0.328	1.93	16.652	98.07
	Zn (mg)	7,740	9.528	0.12	1.151	0.02	10.679	0.14	7,729.0	99.86
	Cu (mg)	1,561	1.658	0.11	0.274	0.02	1.932	0.13	1,559.0	99.87
汚泥10t区	T－N (g)	213.0	1.024	0.48	7.750	3.64	8.774	4.12	204.2	95.88
	T－P (g)	123.0	0.367	0.30	0.0006	0.0005	0.368	0.30	122.6	99.70
	T－Hg(μg)	15,450	0.61	0.004	0.000	0.000	0.61	0.004	15,449.0	99.99
	Cd (mg)	33.98	0.023	0.07	0.17	0.50	0.193	0.57	33.79	99.43
	Zn (mg)	15,480	1.142	0.007	2.48	0.016	3.60	0.02	15,476.0	99.98
	Cu (mg)	3,122	0.215	0.007	0.000	0.028	1.115	0.04	3,121.0	99.96

土壌への残留で，重金属は，99％程度は土壌中に蓄積し，窒素は95～83％で，野菜と浸透流出による持出しがあるが，多降雨がなければ浸透流出はない。リンは，99～96％であり，浸透流出はほとんどなく野菜による持出しだけと考えてよい。以上の結果，重金属は土壌中に残り，窒素とリンは野菜による持出しが主体と考えられる。また，多降雨時に硝酸態窒素の一時的流出が認められた。

4.2　屋外圃場による汚泥連用実験

1）実験条件

①供試汚泥は表－1に示したT処理場の石灰系脱水ケーキである。②供試野菜は，白菜，キャベツ，大根の3種類である。③汚泥施用量は，10アール当り，1.25 t，2.5 t，5.0 t区で，対照として化学肥料区と，汚泥1.25 t＋化学肥料区の5区である。

表－4　圃場実験の収穫量と分析結果　(mg／kg・dry)

項目	元素名	全収量(kg)生体重	収穫個数	1個当たりの生体重(kg)	Cd	Cu	Zn	Pb	Cr	Ni	Mn
白菜	対照区	41.79	24	1.74	0.555	6.33	17.57	5.13	0.88	7.71	66.58
	汚泥1.25t＋化肥区	47.88	24	1.99	0.500	6.09	25.48	4.99	0.95	5.55	14.99
	汚泥1.25t区	51.34	24	2.14	0.101	6.42	27.83	2.83	0.96	5.62	13.16
	汚泥2.50t区	54.17	24	2.26	0.235	7.91	28.25	5.28	0.71	5.23	11.30
	汚泥5.00t区	58.36	24	2.43	0.338	8.15	31.78	4.49	0.51	7.51	10.82
キャベツ	対照区	8.32	23	0.36	1.367	5.06	16.20	12.35	0.86	14.07	121.52
	汚泥1.25t＋化肥区	8.64	23	0.38	0.490	3.92	25.80	13.78	0.72	9.07	20.24
	汚泥1.25t区	11.08	24	0.46	0.542	4.33	38.42	16.40	0.98	13.68	25.61
	汚泥2.50t区	8.94	21	0.43	0.646	2.91	18.45	6.64	0.78	12.82	13.84
	汚泥5.00t区	13.52	24	0.56	0.865	4.23	19.58	5.05	5.46	12.65	18.21
大根－葉－	対照区	3.72	20	0.18	0.040	2.02	10.68	tr	1.11	4.40	51.45
	汚泥1.25t＋化肥区	9.42	24	0.39	0.311	2.26	20.88	tr	1.64	7.41	7.11
	汚泥1.25t区	8.66	24	0.36	0.086	2.20	16.84	tr	0.00	7.20	4.32
	汚泥2.50t区	7.16	18	0.40	0.000	3.95	19.04	tr	0.69	7.74	4.64
	汚泥5.00t区	4.95	19	0.26	0.000	3.15	25.07	tr	0.57	4.22	6.08
大根－根－	対照区	9.49	20	0.47	1.152	4.28	11.52	5.11	0.87	7.68	352.01
	汚泥1.25t＋化肥区	20.69	24	0.88	0.658	4.37	14.10	7.85	0.78	13.06	43.24
	汚泥1.25t区	17.71	24	0.74	0.630	4.28	17.11	7.52	0.76	12.51	18.01
	汚泥2.50t区	13.65	18	0.76	0.566	4.73	17.38	5.38	0.77	13.47	18.59
	汚泥5.00t区	7.61	19	0.40	0.622	4.98	17.42	5.97	1.53	16.13	22.40

2）実験結果

①収量は，表－4に示したように汚泥施用量の増加に伴って多くなっている。②汚泥連用による窒素過剰障害は現れていない。③重金属の吸収は，特に問題となる傾向はなく，対照区と同じ程度である。④跡地土壌の経年変化は，表－5に示すように，ライシメーター実験結果のように顕著な傾向はないが，汚泥5 t区でCd，Cu，Zn，Cr，T－Nが増加している。T－Hg，T－Pは，前年度に比べて逆に低い値であるが，Pbと同様に大差ないと考えられる。

表－5　圃場実験の栽培跡地土壌分析結果　(mg／kg・dry)

項目	元素名	pH	T-Hg	Cd	Cu	Zn	Pb	Cr	T－N(%)	T－P(%)
57年度跡地土壌	対照区	－	0.155	1.773	53.8	145.4	22.16	4.92	0.308	0.230
	汚泥1.25t化成肥	－	0.155	1.623	38.7	83.6	19.29	2.85	0.272	0.184
	汚泥1.25t区	－	0.130	1.190	31.2	81.9	15.80	5.05	0.254	0.158
	汚泥2.50t区	－	0.269	1.560	41.7	98.1	21.40	7.70	0.468	0.179
	汚泥5.00t区	－	0.373	1.680	47.5	104.8	22.34	8.27	0.164	0.212
58年度跡地土壌	対照区	－	0.044	0.767	38.2	60.8	30.01	4.60	0.116	0.074
	汚泥1.25t化成肥	－	0.092	1.435	46.7	98.0	36.40	5.40	0.119	0.102
	汚泥1.25t区	－	0.080	1.387	48.8	99.3	37.19	6.00	0.081	0.077
	汚泥2.50t区	－	0.122	1.548	64.0	133.2	44.38	7.90	0.059	0.115
	汚泥5.00t区	－	0.221	1.582	77.0	230.2	47.57	9.90	0.239	0.274
59年度跡地土壌	対照区	5.38	0.036	1.333	48.7	48.2	31.08	6.11	0.130	0.067
	汚泥1.25t化成肥	7.22	0.138	1.698	54.9	78.9	36.02	6.32	0.142	0.078
	汚泥1.25t区	7.74	0.053	1.505	54.8	75.2	31.00	7.30	0.143	0.081
	汚泥2.50t区	7.83	0.132	1.779	67.0	111.2	37.40	7.55	0.155	0.080
	汚泥5.00t区	7.84	0.169	2.741	109.4	249.4	43.92	13.17	0.368	0.194

4.3　ポット栽培による土壌中Znが，野菜類の生長と，重金属の吸収に与える影響に関する実験

本実験の目的は，汚泥中に含有する有害重金属で最も含有量が高いZnが，汚泥の連用により土壌中に蓄積した時に，野菜類の生長や，重金属の吸収にどのような影響があるかを調べることである。

1）実験条件

①供試土壌　土壌の種類と成分を表－6に示す。②Znの添加は，$ZnSO_4 \cdot 7H_2O$塩を水溶液として添加した。添加濃度は，乾土1 kg当り100 mg，200 mg，400 mg，800 mg，1600 mgの5段階とした。

さらに無添加の対照区を設けた。③供試ポットは白色磁製の試験栽培用ポット（1／5000アール）を用い，1区2連で栽培した。④供試野菜は，小松菜，小カブ，レタスの3種類で播種から実験を開始した。⑤Zn添加土壌のpH調節，Zn溶液は酸性であり，土壌への添加量に応じてpHが酸性になるため，各区のZn添加土壌のpHが7.0になるように炭酸カルシウムで調節した。

⑥施肥設計，窒素（Nとして1 g）を硫安で与え，リン（P_2O_5として1 g）は過リン酸石灰，カリ（K_2Oとして1 g）は硫酸カリウムを施用した。⑦給水は，重金属の混入をさけるため蒸留水で行っ

た。⑧生育日数，野菜の種類によって異なるが，収穫野菜の重金属を測定するために必要な収量が得られるまで行うこととした。

2）実験結果

各供試土壌による野菜類の生育経日変化を図－1，図－2に示した。

供試野菜のうちレタスは播種後2週間経過しても発芽しなかったため再度播種した。

このためレタスは，発芽したばかりでまだ分析は行っていない。

表－6　供試土壌の分析結果

(mg／kg・dry)

土壌名＼項目	T-HG	Cd	Cu	Zn	Pb	Cr	Ni	Mn	T-N	T-P	T-C (%)
褐色火山灰	0.028	1.992	70.6	68.0	37.25	8.02	65.03	716	1,462	614	1.646
沖積土壌－既耕	0.072	1.580	48.0	74.9	45.60	4.17	38.63	845	1,287	1,259	1.365
沖積土壌－原野	0.054	1.688	54.7	483.1	48.82	3.32	34.61	740	1,402	590	1.675
黒ぼく土壌	0.015	2.207	106.9	59.3	41.22	11.30	83.82	1,044	3,189	822	4.635

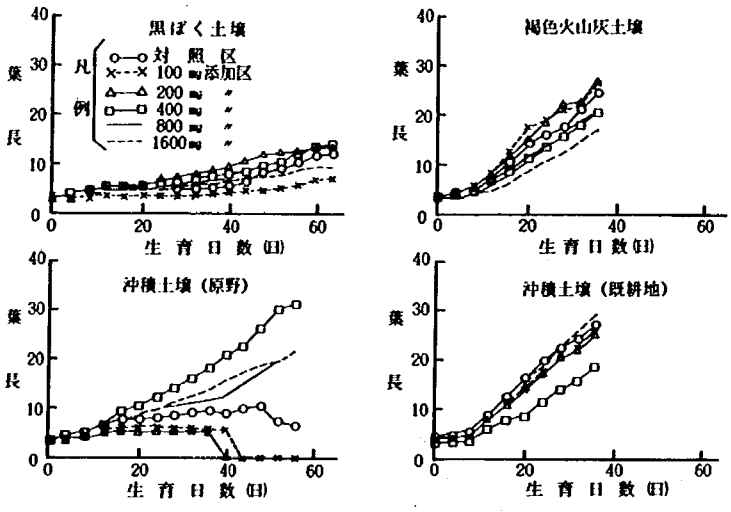
図－1に，各供試土壌による小松菜の生育状況を示す。同図からZn添加量により多少の差はあるが全体的に良く生長した土壌は，褐色火山灰土壌と沖積土壌（既耕地）である。重金属の分析には，葉長が20cm以上の生長が必要であるが，対照区，Zn添加区のすべての区で収穫できた。

黒ぼく土壌は，全体的に生長が悪く，分析に必要な収量は得られないため，栽培を継続している。

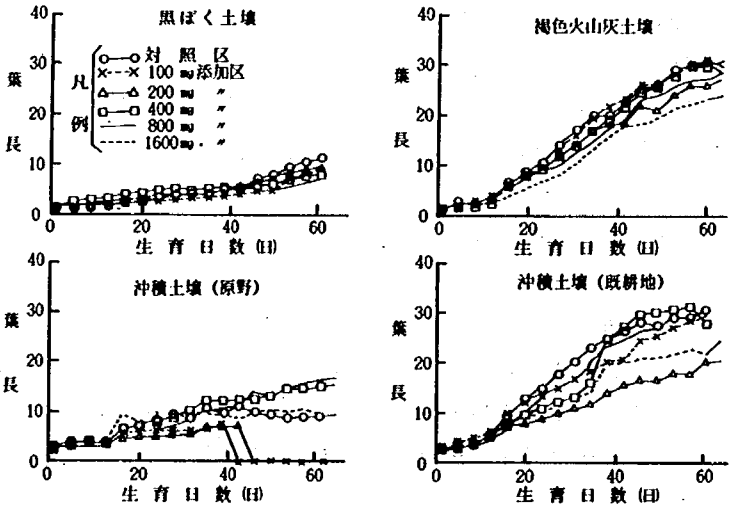
沖積土壌（原野）では，Zn添加量が200 mg，100 mg，対照区の順に枯れてしまったため，重金属の分析は出来なかった。Zn添加量が400 mg，800 mg，1600 mgのものは収穫することが出来た。

生育が悪かった黒ぼく土壌は，T－Nの含有量が高く窒素過剰障害の可能性がある。沖積土壌（原野）の原因は，不明である。

小カブの生育状況を図－2に示すが，小松菜と同様の傾向であった。



図－1　小松菜の生育変化



図－2　小カブの生育変化

各野菜の収量と重金属の分析結果を，表－7小松菜，表－8小カブ（葉），表－9小カブ（根）に示した。また，野菜の収量とZn吸収量の変化を図－3に示した。

表－7の褐色火山灰土壌の小松菜の収量は，Zn添加量の増加に伴って減少している。重金属の吸収はZnがZn添加量の増加に伴って増加しているが，比例関係があるのは400㎎添加までである。最大吸収値を示したのは800㎎添加区の571㎎／kgであり1600㎎添加区は345㎎／kgと低くなっている。

そのほかの重金属吸収は特別な傾向はなく対照区と同じ程度であった。

一方，沖積土壌（既耕地）の収量は，一番悪い区は，Zn400㎎添加区で対照区に比べて約52%であり，褐色火山灰土壌のように極端に収量が低下することはない。Znの吸収は，褐色火山灰土場の場合と同様であるが，最大吸収を示したのは400㎎添加区の804㎎／kgである。

そのほかの重金属は特別な傾向はない。

小カブ（葉），（根）の傾向は，小松菜とほぼ同様

表－7　小松菜の重金属濃度　(mg／kg・dry)

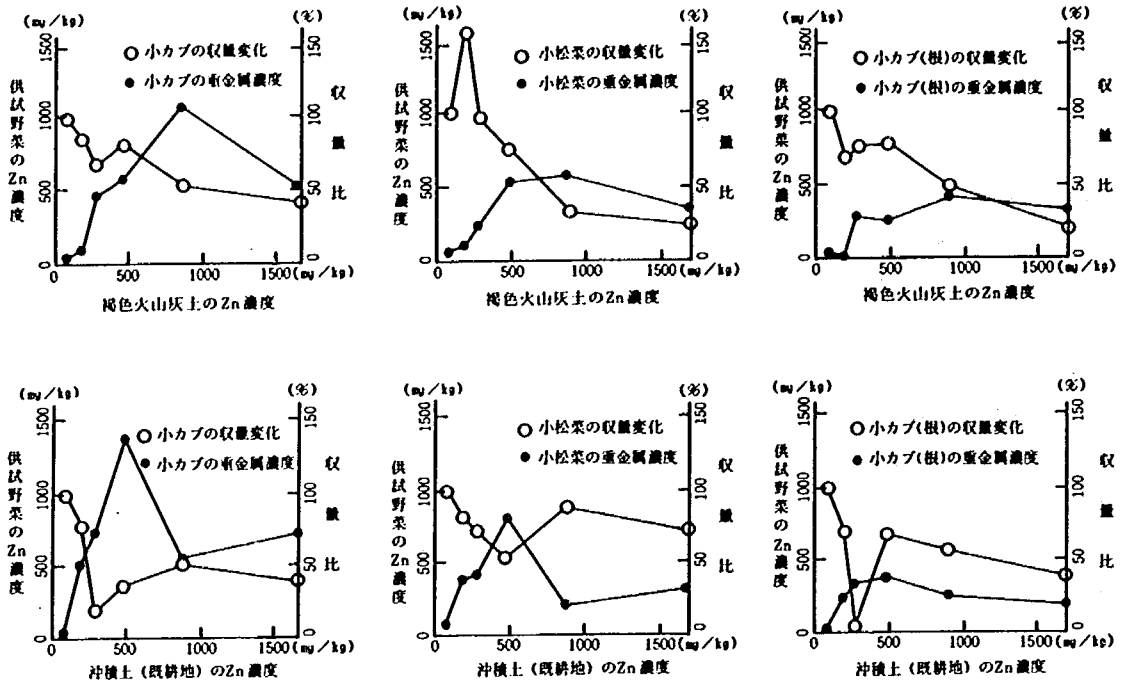
項目		収量 (g／dry)	Cd	Cu	Zn	Pb	Cr	Ni	Mn
褐色火山灰土	対照区	5.803	0.929	7.166	23.2	8.868	1.689	13.93	56.58
	Zn 100ppm添加区	9.305	0.620	7.546	82.2	8.863	tr	14.11	59.95
	Zn 200ppm添加区	5.599	0.830	7.575	220.0	8.716	tr	12.97	58.11
	Zn 400ppm添加区	4.401	0.893	8.486	533.0	6.253	2.585	11.86	63.03
	Zn 800ppm添加区	1.800	0.862	6.421	571.0	7.240	2.585	27.92	38.35
	Zn1600ppm添加区	1.400	1.410	6.678	345.0	9.350	tr	24.49	34.14
沖積土－既耕地－	対照区	9.196	2.905	7.496	54.3	4.732	tr	15.46	131.65
	Zn 100ppm添加区	7.501	1.899	8.110	369.5	6.468	tr	11.09	89.83
	Zn 200ppm添加区	6.600	1.059	7.264	403.0	8.474	tr	10.90	69.10
	Zn 400ppm添加区	4.759	0.732	7.617	804.9	9.228	tr	14.14	35.15
	Zn 800ppm添加区	8.000	0.907	5.726	191.8	8.016	tr	11.93	29.58
	Zn1600ppm添加区	6.601	0.672	5.434	308.6	8.063	tr	10.37	24.48
沖積土－原野－	対照区	—	—	—	—	—	—	—	—
	Zn 100ppm添加区	—	—	—	—	—	—	—	—
	Zn 200ppm添加区	—	—	—	—	—	—	—	—
	Zn 400ppm添加区	21.700	1.077	7.756	361.3	7.759	1.231	9.45	49.86
	Zn 800ppm添加区	7.900	1.226	6.908	784.6	7.535	1.196	6.46	48.44
	Zn1600ppm添加区	10.200	1.204	7.450	1,000.1	7.646	1.301	8.88	48.80

表－8　小カブの重金属濃度（葉）　(mg／kg)

項目	元素名	収量 (g／dry)	Cd	Cu	Zn	Pb	Cr	Ni	Mn
褐色火山灰土	Zn 無添加区	24.536	1.331	6.920	23.9	7.818	1.331	12.84	49.23
	Zn 100ppm添加区	21.270	0.980	6.796	79.6	9.765	0.918	14.60	42.85
	Zn 200ppm添加区	16.731	0.929	7.641	464.2	9.558	tr	13.27	50.94
	Zn 400ppm添加区	20.089	0.708	7.884	570.8	9.461	1.287	14.99	77.87
	Zn 800ppm添加区	13.191	0.613	8.758	1,073.2	10.871	1.363	13.15	70.88
	Zn1600ppm添加区	10.164	0.667	6.604	516.6	8.404	tr	12.87	38.68
沖積土－既耕地－	Zn 無添加区	26.649	1.770	10.649	42.5	5.995	tr	7.79	121.34
	Zn 100ppm添加区	20.846	1.236	8.587	509.4	6.486	tr	7.38	75.37
	Zn 200ppm添加区	5.753	1.177	10.682	738.9	5.069	1.207	9.96	89.32
	Zn 400ppm添加区	9.697	1.222	7.990	1,386.1	7.895	0.626	10.34	67.36
	Zn 800ppm添加区	13.269	0.560	5.942	543.3	7.025	1.024	7.08	22.84
	Zn1600ppm添加区	10.350	0.535	6.176	701.5	8.528	1.069	11.55	31.28
沖積土－原野－	Zn 無添加区	—	—	—	—	—	—	—	—
	Zn 100ppm添加区	—	—	—	—	—	—	—	—
	Zn 200ppm添加区	—	—	—	—	—	—	—	—
	Zn 400ppm添加区	2.501	3.004	21.928	2,075.6	25.232	12.015	47.76	90.12
	Zn 800ppm添加区	5.775	4.088	24.426	2,383.8	30.820	4.193	34.59	170.88
	Zn1600ppm添加区	—	—	—	—	—	—	—	—

表－9　小カブの重金属濃度（根）　(mg／kg・dry)

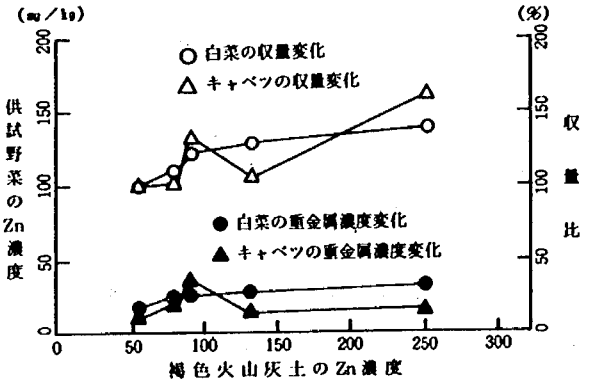
項目	項目	収量 (g／dry)	Cd	Cu	Zn	Pb	Cr	Ni	Mn
褐色火山灰土	Zn 無添加区	11.80	0.063	5.057	13.3	2.655	1.201	3.22	7.58
	Zn 100ppm添加区	8.17	0.000	2.759	11.7	tr	tr	0.00	2.10
	Zn 200ppm添加区	9.06	0.177	5.174	280.6	tr	tr	4.70	8.28
	Zn 400ppm添加区	9.34	0.000	5.447	246.6	tr	tr	2.57	10.44
	Zn 800ppm添加区	5.60	0.000	4.621	419.7	tr	tr	1.57	9.10
	Zn1600ppm添加区	2.50	0.000	4.012	333.7	tr	tr	6.20	6.68
沖積土－既耕地－	Zn 無添加区	10.77	0.509	5.123	33.3	1.797	tr	2.73	19.85
	Zn 100ppm添加区	7.41	0.218	6.572	231.5	2.291	tr	0.30	12.54
	Zn 200ppm添加区	1.38	0.000	6.282	356.3	tr	tr	0.00	11.19
	Zn 400ppm添加区	7.32	0.156	4.968	383.4	tr	tr	0.64	5.65
	Zn 800ppm添加区	6.35	0.000	4.646	270.9	2.196	tr	0.00	7.23
	Zn1600ppm添加区	4.39	0.000	4.509	202.0	1.936	tr	2.31	7.51
沖積土－原野－	Zn 無添加区	—	—	—	—	—	—	—	—
	Zn 100ppm添加区	—	—	—	—	—	—	—	—
	Zn 200ppm添加区	—	—	—	—	—	—	—	—
	Zn 400ppm添加区	0.37	0.000		48.4	0.000	tr	0.00	tr
	Zn 800ppm添加区	1.36	4.191	4.191	510.9	tr	tr	tr	8.98
	Zn1600ppm添加区	—	—	—	—	—	—	—	—



図—3　供試野菜の Zn 吸収と収量変化

であるが，小カブの葉の最大吸収値は，褐色火山灰土壌で1073mg／kg，沖積土壌(既耕地)は1366mg／kgであり，小松菜より高い値であった。

以上がポット実験の結果である。ポット実験の褐色火山灰土壌と同じ土壌で行っている圃場実験結果（表—4，表—5参照のこと）を図—4に示した。白菜とキャベツの収量は，土壌中のZn濃度が高く（汚泥施用量が多くなる）なっても，対照区より増加している。また，Znの吸収濃度は対照区と同じ程度である。



図—4　圃場実験野菜のZn吸収と収量変化

ポット実験結果と圃場実験結果を比較すると全く逆の傾向が示された。この原因は，土壌に添加したZnの形態が全く異っていることに大きな要因があると考えられる。ポット実験は，液状（溶解性）で添加したので植物に吸収され易く，野菜に高濃度になるまで吸収され，その結果生育阻害を起して枯れ死したり，生育障害により収量が低下したものと考えられる。圃場実験は，汚泥中に含まれたZnであり，有機物や無機物と何らかの結合をした形態で，植物には吸収され難く，また，阻害や障害は非常に小さいと考えられる。この両実験結果の傾向から，重金属を溶液状で添加した実験で，汚泥由来の重金属の野菜に対する影響を検討することは適切でないと考えられる。

4．河床付着生物群による浄化作用の研究

水質研究室　室　長　安中　徳二
研究員　森田　弘昭
山田　幸男

1. まえがき

今日ほどさまざまな意味で河川の浄化機構が，注目を浴びている時代はなかったであろう。一般に，どのような有用な資源，技術も恒常的に供給あるいは供用されている時期には，恩恵の受け手側に覚醒した意識はなく，河川の浄化機構が注目をあつめていることは，とりもなおさず河川とその恩恵の受け手側との平衡状態に，変化が生じてきていることを意味する。河川と受け手側のこの平衡状態に，インパクトを与えた要因の中でもっとも大きな影響を与えたものは，次の二点である。第1点は，流域の開発に伴う河川の汚濁でありこの現象に対する受け手側の応答は，広範でかつ深刻なものであった。第2点は，河川のもつ浄化能力の工学的利用価値が，多くの人々に認識され始めたことである。本研究は，このような背景のもとに，上記2点の立場から，河川の浄化機構を解明し新たな河川と受け手側の平衡状態を構築することを主題とするものである。

2. 河床附着微生物群に与える有機塩素化合物の影響調査

2.1 研究目的

河川の自浄作用を論ずる上で，河床付着微生物群が水質浄化機能に果す役割を考えることは，極めて重要である。近年河川に排出される化学物質は，産業の発達にともない種類，量とも，増加する傾向にある。これらの化学物質は，河床に棲息する細菌類，藻類，原生動物等や，流水中のさまざまな水生生物に，過大な影響をあたえていると思われる。

本節では，化学物質の中でも，環境汚染物質として，最近，新にその存在が確認されてきた，塩素系有機溶剤をとりあげ，これら塩素系有機溶剤が河床付着微生物群および水質に与える影響について検討を行う。

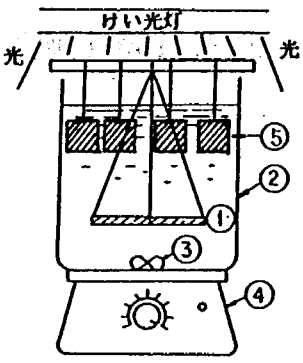
2.2 実験装置

実験は，大型ビーカーおよび小型環流水路を用いた。装置の概要は，58年度の報告書に記載してある[1]。なお，本年度は，大型ビーカー内に素焼スレート板（25 cm^2）を4枚図－1のように装備した。

2.3 実験方法および実験条件

各実験共通の条件として，室温20℃，照明は，螢光灯で12時間間隔の明暗のサイクルを与えた。

1日1回半分の水を交換した。



図－1　実験装置（大型ビーカー）

＜化学物質の影響評価実験（短期）＞

実験条件を表－1に示す。実験は，大型ビーカーを用いた。各実験とも2週間，基本栄養（スキムミルク；10（㎎/ℓ））で，付着板（素焼スレート板；100 ㎠×1枚，25 ㎠×4枚）上に微生物を生育させてから，化学物質を投入した。水質分析および付着微生物の調査は，化学物質投与後，2日目，4日目，7日目，14日目におこなった。

表－1　化学物質の影響評価実験（短期）の実験条件

	供試化学物質	濃度（㎎/1）	実験期間	運転条件	滞留時間
実験1	テトラクロロエチレン	0, 0.01, 0.10 1.0, 10, 100	8/24-9/18	半連続式	48 hr
実験2	トリクロロエチレン	0, 0.01, 0.10 1.0, 10, 200	10/1-11/2		
実験3	111－トリクロロエタン	0, 0.01, 0.10 1.0, 10, 200	11/14-12/13		

＜化学物質の影響評価実験（長期）＞

表－2に実験条件を示す。実験は，小型環流水路を用いた。＜化学物質の影響評価実験（短期）＞と同様に化学物質を投入する前に4週間ほど，基本栄養（スキムミルク；10（㎎/ℓ））を投与しながら，微生物の培養を行った。水質分析および付着微生物の調査は，化学物質投入後2週間ごとにおこなった。

表－2　化学物質の影響評価実験（長期）の実験条件

	供試化学物質	濃度（㎎/1）	実験期間	運転条件	滞留時間
RUN1	コントロール	0	60, 11, 23 61, 2, 18	半連続式	48 hr
RUN2	2,5－ジクロロアニリン	10			
RUN3	テトラクロロエチレン	10			
RUN4	トリクロロエチレン	10			

供試化学物質の物性

ⓐ　テトラクロロエチレン（$CC\ell_2=CC\ell_2$）

無色透明のエーテル様芳香のある重い液体（比重1.62）で，エーテル，クロロホルム，ベンゼンと任意の割合で混合する。水への溶解度は，0.015（g/100 ㎖（20℃））でおもに金属，機械部品等の脱脂洗浄剤，一般溶剤，塗料のシンナーの抽出剤，殺菌剤原料として使用されている。本化学物質の植物，魚類にあたえる影響は，イネの短期生育試験（供試化学物質を含む寒天培地上に，1群50個体の供試種子をならべ，29℃暗所において5日間観察した結果の平均値）の結果で，葉に対する成長阻害が，供試化学物質濃度10（㎎/ℓ）で10％[2]，ヒメダカによる24時間TL_m値が2.0（㎎/ℓ）と報告されている[3]。

ⓑ トリクロロエチレン（$HCl=Cl_2$）

クロロホルム臭のある無色透明の揮発生　不燃性液体で，水に対する溶解度0.1（g／100 ml（20℃））でおもに，金属，機械部品等の脱脂洗浄剤，一般溶剤，塗料のシンナーの抽出剤，殺菌剤原料として使用される。本化学物質の植物，魚類にあたえる影響は，イネの短期生育試験（供試化学物質を含む寒天培上に，1群50個体の供試種子をならべ，29℃暗所において5日間観察した結果の平均値）の結果で，葉に対する成長阻害が，供試化学物質濃度10（mg／l）で3％[2]，ヒメダカによる24時間TL_m値が93.3（mg／l）と報告されている[3]。

ⓒ 1.1.1－トリクロロエタン（Cl_3CCH_3）

無色透明の揮発性液体で，クロロホルム類の臭気があり，水への溶解度は，0.09（mg／100 ml（20℃））金属，機械部品等の脱脂剤，洗浄剤，ドライクリーニング用洗浄剤，抽出溶剤，抽出剤，接着用溶剤として使用される。本化学物質のヒメダカにあたえる影響は，24時間TL_m値で109.0（mg／l）と報告されている[3]。

ⓓ 2.5－ジクロロアニリン

58年度報告書参照[1]。

2.4　化学物質の影響評価方法

本実験では，流水中に存在する化学物質が，水質および付着微生物群に与える影響を，以下の二つの方法で評価した。

① 実験系内の水質の変化から化学物質の影響を評価する方法

あるレベル以上の化学物質に曝露される付着微生物群は，群集構成によって程度の差はあるが，代謝活動に異常をきたすと思われる。その結果，例えば従属栄養のバクテリア類では，有機物摂取速度が低下し，相対的に系内のBODが高くなる。また，藻類の生育が抑制される場合には，栄養塩の利用速度が低下し，系内の栄養塩濃度が上昇する。それゆえ，間接的ではあるが系内の水質を検討すれば，付着生物の代謝活動を推定することができると考えられる。

② 付着微生物群の増殖過程および構成種の変化から化学物質の影響を評価する方法

一般に化学物質のもつ毒性を評価しようとする場合，魚貝類や原生動物などの水生生物に対する致死濃度を評価指標とする場合が多い。しかし，生物体を死に至らしめるレベル以下の化学物質でも，生物体の成長を阻害したり，突然変異を起こさせたりすることは，よく知られており，昨年度の実験でも，化学物質を与えた系では，明らかに付着生物量が少なく，正常な生育を阻害しているのが観察された[1]。そこで本年度は，実験装置内に付着生物の増殖過程を定量できるように，付着板の小片（25 cm^2）を懸垂し，付着生物群（ILとして分析）の増殖速度を比較した。また，付着生物群の群集構成も変化していると考えられるので，生物群の同定およびchl－a，一般細菌数の定量を

行った。

なお以下の報告では，①の「実験系内の水質の変化から化学物質の影響を評価する方法」を判定法Ⅰ，②の「付着微生物群の増殖過程および構成種の変化から化学物質の影響を評価する方法」を判定法Ⅱと略記する。

3. 実験結果および考察

3.1 化学物質の影響評価実験（短期）

① 大型ビーカー内における化学物質の揮散特性について

今回の実験に使用した3物質（テトラクロロエチレン，トリクロロエチレン，1.1.1.－トリクロロエタン）は，いずれもHenrry定数が大きく（テトラクロロエチレン：1.12，トリクロロエチレン：0.51，1.1.1－トリクロロエタン：0.63）揮散しやすいことが知られている[4]。今回の実験でも，実験装置（大型ビーカー）内の化学物質は，比較的短時間で大気中に移動してしまい，水中に残存している量はかなり少ないと思われる。そこで，これらの化学物質の揮散特性を把握するために，次のような実験を実施した。

実験は，本実験〔基本栄養（スキムミルク：10㎎/ℓ）を投与し，付着板上に付着微生物が生息している状態〕と同じ装置（大型ビーカー）を3つ用意して，それぞれのビーカーに3つの化学物質を10（㎎/ℓ）になるように溶解させ，本実験と同じ実験条件で運転し，それぞれの化学物質の濃度を，1時間間隔で測定した。表－3に分析結果ならびに，各物質の揮散定数（K_{LY}）を示す。表－4は，本実験における化学物質の濃度変化から，この減少が一次反応であると仮定して，揮散定数（K_{LY}）を求めた結果である。

表－3 各化学物質の理論揮散量および理論揮散定数

TIME (hr)	テトラクロロエチレン (㎎/ℓ)	トリクロロエチレン (㎎/ℓ)	1.1.1.－トリクロロエタン (㎎/ℓ)
0	9.7	9.5	9.8
1	9.4	9.3	9.8
2	9.2	8.1	9.7
3	9.2	7.9	9.5
4	9.1	7.9	9.3
5	8.9	6.7	8.3
K_{LY}	5.4 (1/day)	8.3 (1/day)	4.1 (1/day)

表－4 本実験における各化学物質の揮散定数

（テトラクロロエチレン）

	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5	RUN6
設定濃度 (㎎/ℓ)	0.01	0.1	1.0	10	100
24時間後流水濃度 (μg/ℓ)	0.10	0.10	0.50	2.70	12.10
K_{LY} (1/day)	2.0	3.0	3.3	3.6	3.9

（トリクロロエチレン）

	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5	RUN6
設定濃度 (㎎/ℓ)	0.01	0.1	1.0	10	200
24時間後流水濃度 (μg/ℓ)	0.20	0.30	0.20	0.10	0.40
K_{LY} (1/day)	1.7	2.5	3.7	5.0	5.4

（1.1.1－トリクロロエタン）

	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5	RUN6
設定濃度 (㎎/ℓ)	0.01	0.1	1.0	10	200
24時間後流水濃度 (μg/ℓ)	0.40	1.40	4.30	9.40	39.70
K_{LY} (1/day)	1.4	1.9	2.4	3.0	3.7

表－3の結果より，それぞれの実験系で設定した化学物質濃度で曝露されている時間は非常に短かく，設定濃度の10％以上の期間は，テトラクロロエチレン10.5（hr），トリクロロエチレン6.9（hr），1.1.1－トリクロロエタン13.7（hr）であった。しかし，壁面，付着板への初期吸着は，ほとんどないため，流水中に溶解している化学物質に

ついては，ビーカー内の生物に均等に作用していると思われる。

本実験における化学物質の減少速度は，前述の実験より求めた揮散速度よりも小さく，生物に利用され減少している可能性は，少ないことが考えられる。また，3種類の化学物質とも，設定した化学物質濃度の初期濃度が高いほど，得られた揮散速度定数が大きい，これは，化学物質が高濃度になると，水に溶解することなく，液体のまま大気中に揮散する部分が多く，みかけ上，大きな揮散速度が観測されたものと考えられる。

② 実験Ⅰ

判定法Ⅰ

表－5に，テトラクロロエチレンの設定濃度と，14日間培養後の流水の水質分析結果（供試化学物質投与後，24時間後の水質）を示す。

表－5　テトラクロロエチレンの設定濃度および流水中の水質分析結果

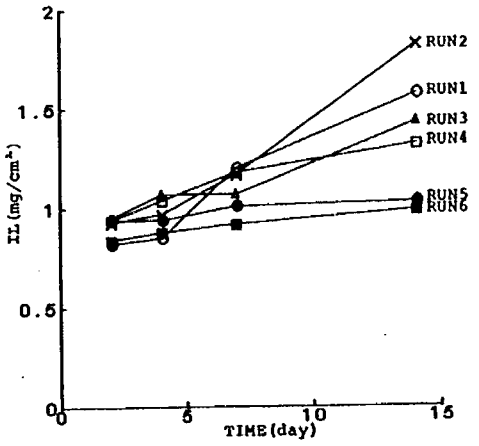
	設定濃度 (mg/l)	24時間後の水質				
		流水濃度 (μg/l)	BOD (mg/l)	COD_{Cr} (mg/l)	T-N (mg/l)	T-P (mg/l)
RUN1	0.00	0.00	1.1	7.7	0.29	0.04
RUN2	0.01	0.10	1.3	6.0	0.31	0.05
RUN3	0.10	0.10	1.3	9.5	0.25	0.04
RUN4	1.00	0.50	2.2	7.1	0.29	0.01
RUN5	10.0	2.70	2.3	8.8	0.26	0.03
RUN6	100.0	12.10	1.3	8.6	0.36	0.08

テトラクロロエチレン投与にともなう，系内の水質には，明瞭な違いが見られる。テトラクロロエチレン濃度が上昇するにつれ，BOD，T－Pが増加し，100（㎎/ℓ）では，BODが低下した。これは，従属栄養細菌の活動が阻害されたためと考えられる。表－5から，テトラクロロエチレンが，流水の水質に影響をあたえ始める濃度は，1.0～10（㎎/ℓ）の間であると推定される。

判定法Ⅱ

図－2に，付着板上（25㎠）に生息した，付着生物（IL）の2日目，4日目，7日目，14日目の現存量を示す。単位は，1㎠当りの強熱減量の㎎数である。

コントロールおよびRUN2～RUN4には，現在量に有意の差は見られないが，RUN5，6では，明らかに，生育阻害が認められる。



図－2　付着生物（IL）の経時変化

表－6は，付着板上の微生物群の同定結果であるが，RUN1～RUN4では，生物の種類，量とも豊富であるが，RUN5，6では，種類量とも減少している。

これらの結果を総合的にみると，本実験では，テトラクロロエチレンが付着生物の増殖に影響をおよぼす濃度は，1.0～10（㎎/ℓ）の間にあると考えられる。

② 実験Ⅱ

判定法Ⅰ

表－7に，トリクロロエチレンの設定濃度および14日間培養後の流水の水質分析結果（供試化学物質投与後，24時間後の水質）を示す。

この実験からは，トリクロロエチレンの水質にあたえる影響を明確に観察することはできなかった。若干，COD_{cr}，T－Nでコントロールと，それ以外のRUNで変化が見られた程度であった。これは，トリクロロエチレンの大型ビーカー内での理論揮散速度が大きく〔K_{LT}＝8.3(1/日)〕，7時間程度で設定投与濃度の10％に減少してしまうため，付着生物が化学物質に曝露している時間×量の積分値が小さいためと思われる。

表－6　付着微生物群同定結果

	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5	RUN6
珪藻類						
Epithemia sorex		3600				
Gomphonema constricutum				1800		
Nitzschia palea	100800	35100	469800	11700	13600	900
Synedra filiformis	1198800	914400	1400400	703800	27900	
Synedra ulna	1800	9900	900	127800		
緑藻類						
Scenedesmus acutus	3600	11700	75600			7200
Scenedesmus quadricauda		3600	12600			
Stigeoclonium sp.			12600			
chl-a (μg/cm²)	0.40	0.79	1.52	1.44	0.70	0.60
一般細菌 (10⁶個/cm)	2.48	1.80	1.43	1.20	1.13	1.15

表－7　トリクロロエチレンの設定濃度および流水中の水質分析結果

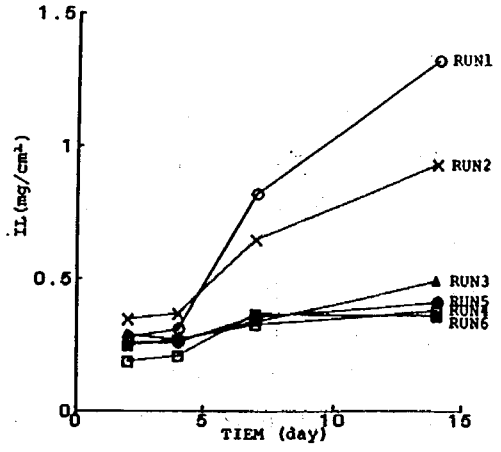
	設定濃度 (mg/l)	24時間後の水質				
		流水濃度 (μg/l)	BOD (mg/l)	COD_{cr} (mg/l)	T-N (mg/l)	T-P (mg/l)
RUN1	0.00	0.00	1.3	10.6	0.47	0.05
RUN2	0.01	0.20	1.8	14.7	0.52	0.04
RUN3	0.10	0.30	1.2	13.3	0.55	0.04
RUN4	1.00	0.20	1.7	12.4	0.47	0.05
RUN5	10.0	0.10	1.6	15.1	0.72	0.07
RUN6	200.0	0.40	1.2	14.6	0.55	0.05

判定法Ⅱ

図－3に，生育した付着生物（IL）の2日目，4日目，7日目，14日目の現存量を示す。

トリクロロエチレン投与にともなう，付着微生物の成長阻害は，RUN2（0.01㎎/ℓ）から見られ，RUN3（0.10㎎/ℓ）より高い濃度では，著しく生育が阻害されているのが認められる。

表－8に，付着微生物群の同定結果を示した。コントロールと他のRUNでは，種類数，量とも明らかな差がある。化学物質を投与したRUNでは，濃度が増加するにしたがい，優占種が珪藻類から緑藻類へと変化し，単位面積当りの一般細菌数も減少している。以上の結果を総合的に考えてみるとトリクロロエチレンの影響濃度は，0～0.1（㎎/ℓ）の間であるといえる。



図－3　付着生物（IL）の経時変化

④ 実験Ⅲ

判定法Ⅰ

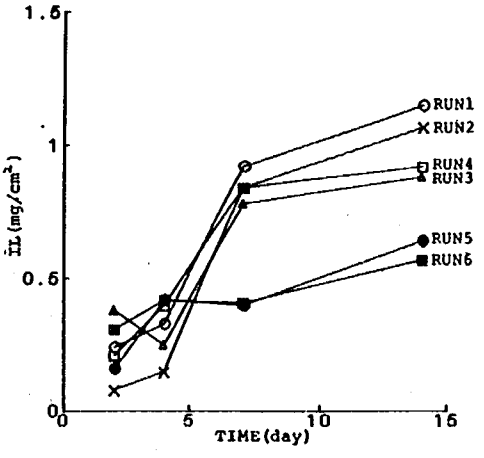
1.1.1－トリクロロエタンは，今回の実験に使用した3物質（テトラクロロエチレン，トリクロロエチレン，1.1.1－トリクロロエタン）中，最も生産量（82,000t，57年度）が多く，理論揮散定数がK_{LT}＝4.1（1/日）と他の3物質と比べて小さいことから，河川水中に存在する可能性が高い。実際，環境庁の全国調査[5]でも，河川水中に存在する濃度は，他の2物質と比べ数十倍高い（0.2～93.0μg/ℓ）。したがって，この物質のもつ化学的性質いかんによっては，水生生物に与える影響を最も考慮しなければならない。表－9に，1.1.1－トリクロロエタンの設定濃度および14日間培養後の流水の水質分析結果（供試化学物質投与後，24時間後の水質）を示す。化学物質を投与した系では，BOD，COD_{cr}，T－N，T－Pとも増加しており，明らかに付着生物群に対して，影響を与えているのが認められる影響濃度は，0～0.01（mg/ℓ）の間であると思われる。

表－8　付着微生物群同定結果

	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5	RUN6
藍藻類						
Nostoc sp.	81000		5400			
珪藻類						
Nitzschia frustulum	7200					
Nitzschia palea	16200	425000	551000	14400	402000	3600
緑藻類						
Chaetophora sp.		8000	58000			421000
Scenedesmus acutus	2700		7000	14400	402000	18800
Scenedesmus ecornis	7200					
Schroederia setigera				900		
chl-a (μg/cm²)	0.50	0.30	0.43	0.30	0.19	0.33
一般細菌 (10⁶個/cm)	4.82	4.17	2.52	1.27	1.37	1.11

表－9　1.1.1－トリクロロエタンの設定濃度および流水中の水質分析結果

	設定濃度 (mg/l)	24時間後の水質				
		流水濃度 (μg/l)	BOD (mg/l)	COD$_{cr}$ (mg/l)	T-N (mg/l)	T-P (mg/l)
RUN1	0.00	0.00	1.1	12.4	0.49	0.03
RUN2	0.01	0.40	5.5	21.8	1.04	0.10
RUN3	0.10	1.40	3.6	15.2	0.69	0.04
RUN4	1.00	4.30	2.3	12.8	0.66	0.07
RUN5	10.0	9.40	3.1	13.3	0.79	0.07
RUN6	200.0	39.70	1.6	15.5	0.68	0.05



図－4　付着生物（IL）の経時変化

② 判定法Ⅱ

図－4に，付着板（25cm²）上に生育した，付着生物（IL）の2日目，4日目，7日目，14日目，の現存量を示す。1.1.1－トリクロロエタンによる生育阻害の影響は，RUN4（1.0mg/ℓ）までは，明確には認められないが，RUN5（10mg/ℓ）以上の濃度では，7日目以降の現存量に大きな差が見られた。表－10に，付着微生物群の同定結果を示した。1.1.1－トリクロロエタンの濃度の増加とともに，総細胞数が減少している。また，chℓ－a，一般細菌数も，コントロールと他のRUNで明瞭な差がみられる。以上のことから，1.1.1－トリクロロエタンの影響濃度は，

0～10（㎎/ℓ）の間にあることが推定される。

表－10　付着生物群同定結果

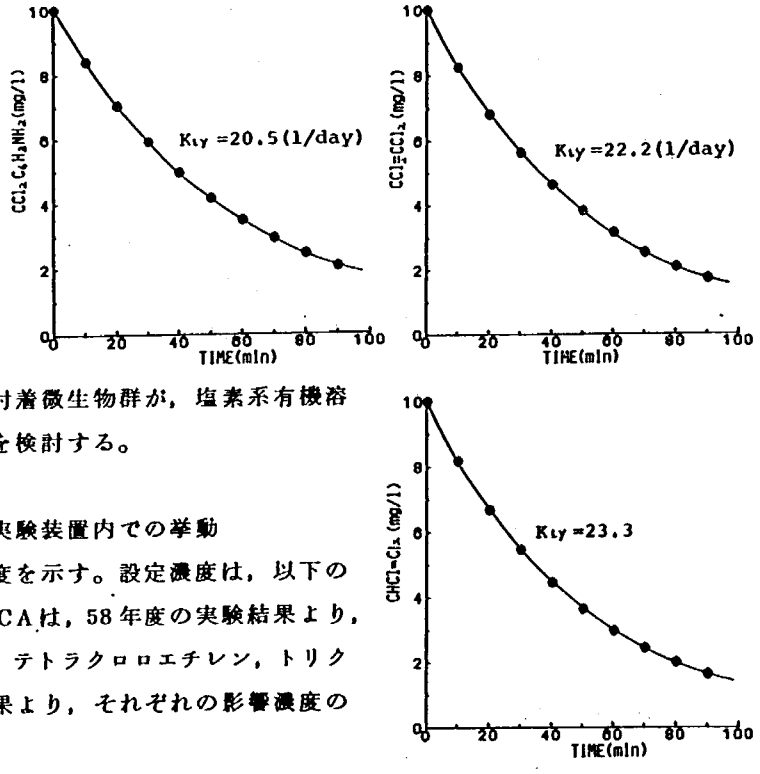
	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5	RUN6
藍藻類						
Oscillatoria sp.			324000			
Xenococcus sp.	4320000					
珪藻類						
Nitzschia palea	567000	38000	43000	166000	293000	675000
緑藻類						
Gloeocystis ampla			14000			
Kirchneriella contorta			11000			9000
Scenedesmus acutus	284000		11000	61000	18000	288000
Stigeoclonium sp.		2397000				
渦鞭毛藻類						
Peridinium sp.			900	3600	14000	
chl-a (μg/cm²)	0.70	0.26	0.30	0.63	0.30	0.34
一般細菌（10⁶個/cm）	15.70	5.23	7.83	6.57	4.60	3.79

3.3　化学物質の影響評価実験（長期）

①　目　的

河川水中に，検出される塩素系有機溶剤が，近年上昇する傾向にある。その理由は，第1には，使用量，生産量が増加したことである。また，分析精度の向上も理由としてあげることができる。

塩素系有機溶剤は，主にクリーニング，金属の洗浄剤として使用され，その一部が生活雑排水と一諸に，河川に流出してくる。河川中の生物は，微量ではあるが，長期間にわたって，これら塩素系有機溶剤の影響を受けることになる。本実験では，河床付着微生物群が，塩素系有機溶剤によって受ける慢性的な影響を検討する。



図－5　3物質の揮散量の推定

②　化学物質の投与濃度および実験装置内での挙動

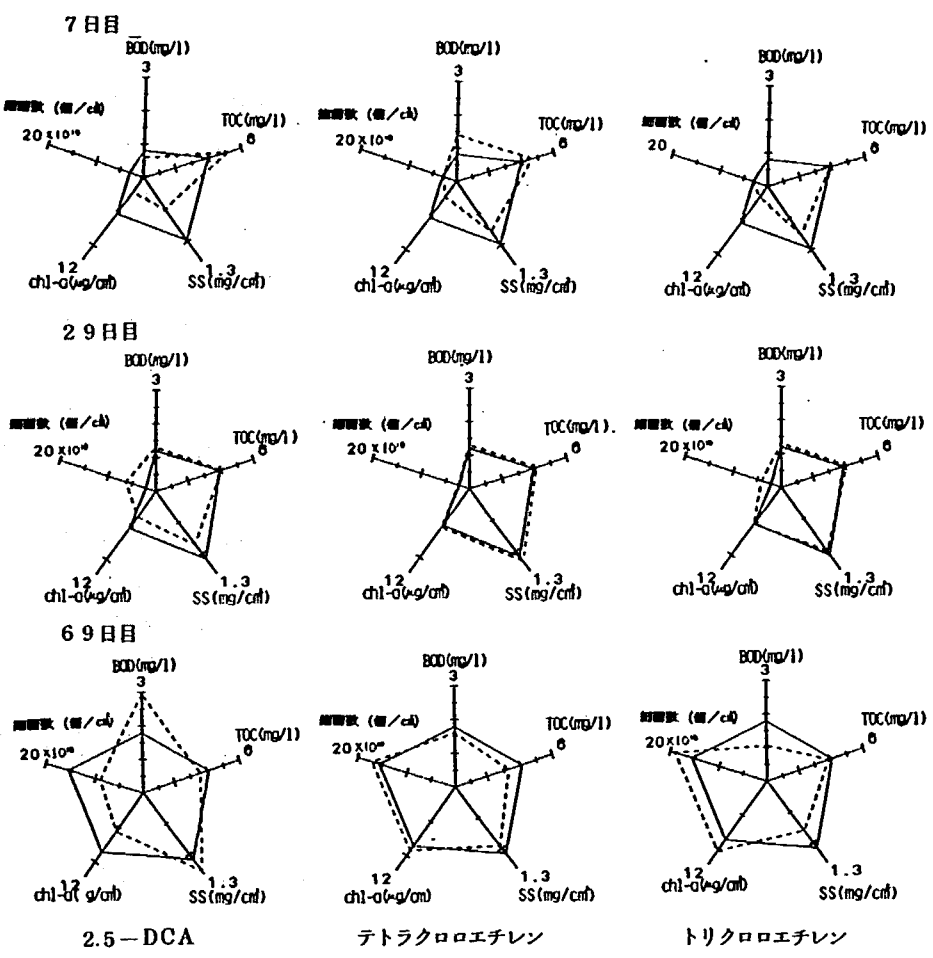
表－2に，化学物質の設定濃度を示す。設定濃度は，以下の方針のもとに決定した。2.5－DCAは，58年度の実験結果より，その影響範囲である10（㎎/ℓ），テトラクロロエチレン，トリクロロエチレンは，実験Ⅰ，Ⅱの結果より，それぞれの影響濃度の範囲内である10（㎎/ℓ）とした。

実験に使用した化学物質は，いずれも揮散性物質であるため，小型環流水路内での揮散速度を酸素移動係数（再ばっ気係数）から推定した[6]。図－5は，求められた揮散速度をそれぞれの設定濃度を初期値としてプロットしたものである。3物質は，いずれも1時間で約80％が揮散し，24時間後の残存量は1％以下となった。

③ 化学物質の影響評価実験（長期）調査

化学物質投与後の各RUNの水質分析結果，付着生物中のchℓ－a，一般細菌数を図－6に示す。図中で実線は，コントロール槽の分析データを示す。

2.5－DCAのRUNでは，投入後7日目の水質，付着生物の生育状況がかなり悪化している。29日目には，一般細菌数がやや回復してくるが，69日目においても，全体的に状況はよくなく，BODの増加，chℓ－a，一般細菌数の低下が見られる。以上の結果から，2.5－DCAは10（㎎/ℓ）以上の濃度になると，短期的にも長期的にも，影響がでることがわかった。



図－6　化学物質投与後の水質，付着生物分析結果

テトラクロロエチレン，トリクロロエチレンでは，7日目にやや水質およびchℓ－a，一般細菌に影響がでるが，29日目以降では，ほとんどコントロール系と変わらない状況となっており，今回の実験における，テトラクロロエチレン，トリクロロエチレン投与後24時間の水路内の濃度は，実河川で検出される濃度（テトラクロロエチレン：0.5～1.6 μg/ℓ，トリクロロエチレン：0.2～0.3 μg/ℓ）とほぼ等しいことから，この程度の濃度では，水質，付着微生物群に対して，ほとんど影響を与えないことが推定される。

4. まとめ

今年度の実験結果をまとめ，以下に示す。

化学物質（テトラクロロエチレン，トリクロロエチレン，1.1.1－トリクロロエタン，2.5－ジクロロ

アニリン）が，河床付着微生物群および水質に与える影響を評価するために，曝露時間が短期間（14日間）および長期間（69日間）の系列の実験を実施した。

短期実験では，化学物質の影響限界濃度を決定するため実験槽内の化学物質を0～100（㎎/ℓ）（テトラクロロエチレン，0～200（㎎/ℓ）（トリクロロエチレン，1.1.1－トリクロロエタンの間で，6段階に設定し，付着微生物群の培養を行って，水質および付着微生物群の両面から，影響濃度を推定した。

その結果

1）テトラクロロエチレンは，水質に対して，BOD，T－Pの増加，付着微生群に対して，生育阻害，構成種の種類，細胞数変化等の影響があり，その影響濃度範囲は，1.0～10（㎎/ℓ）であった。

2）トリクロロエチレンは，水質に対しては，顕著な影響をおよぼさなかった。付着微生物群に対して，生育阻害，優占種の変化（珪藻類→緑藻類）などの影響が認められ，影響濃度範囲は，0～0.1（㎎/ℓ）であった。

3）1.1.1－トリクロロエタンは，水質に対して（BOD，COD_{cr}，T－N，T－P）の増加をもたらし，その影響濃度は，0～0.01（㎎/ℓ），付着微生物群に対しては，生育阻害，chℓ－aおよび一般細菌数の減少等の影響が見られ，その影響濃度範囲は，0～10（㎎/ℓ）であった。

長期実験では，短期実験で推定された影響限界濃度以上の化学物質が，長期にわたって，河床付着生物群に投与された場合の影響を観察した。

1）2.5－DCAは，実験初期から水質，chℓ－a，細菌数に影響があり，実験終了時（69日目）まで継続した。

2）テトラトロロエチレン，トリクロロエチレンは，実験初期には，水質，chℓ－a，細菌数に影響があったが，29日目以降は回復し，コントロールと有意な差を示さなくなった。

参考文献

1）村上他：昭和58年度下水道関係調査研究年次報告書集，土研資料第2129号，P21～28

2）昭和53年度版，ケミカルアセスメント・アニュアルレポート「化学性物質と環境」環境庁環境保健部保健調査室

3）「塩素化有機物の水棲生物に対する毒性の調査報告書」建設省土木研究所水質研究室（昭和57年）

4）「トリクロロエチレン等の低減対策」日本水道協会誌，第53巻第2号（第593号）（昭和59年2月）

5）三宅酉作；用水と廃水「水道水中の微量有機塩化合物の除去とその実施例」Vol 4，№10

6）京才俊則；水質汚濁研究「水中に溶解している揮発性物質の放散に関する研究」Vol，№4（1981）

Ⅱ　国立機関公害防止等試験研究費による研究

1．集落における下水処理に関する研究

建設省土木研究所
下水道部下水道研究室　星隈　保夫
高橋　正宏
落　修一
中島　淳子
下水道部三次処理研究室　野池　達也
清水　俊昭
小泉　秀一

研究期間　昭和59年度～昭和62年度
昭和59年度予算額　29,159千円

Wastewater Treatment in Small Communities

(FY 1984 — 1987)

Y. Hoshikuma, M. Takahashi,
S. Ochi, J. Nakajima,
T. Noike, T. Shimizu, S. Koizumi
Sewage Works Division,
Advanced Waste Treatment Division
Water Pollution Control Department
Public Works Research Institute,
Ministry of Construction

Recently the water pollution of small streams, ponds, or lakes becomes quite a problem in small communities such as farming villages. The main reason of the pollution is the discharge of gray water and the effluent of on-site treatment system for night soil.

So, one of the most effective plans to prevent water pollution is to treat gray water and night soil efficiently.

The purpose of the study is to develop the most appropriate treatment system for small communities. The summary of the study in 1984 is as follows.

1. The investigation on the full-scale treatment plant in rural area in Niigata pref. shows that the effluent water quality is excellent, and the plant consumes about 1kwh of electric power per 1m³ of the influent.
2. The pilot plant research on the batch treatment is done in a sewage-treatment plant in Ibaragi pref. The result shows that the BOD of the effluent is excellent even BOD loading is high, such as 1kg.BOD/m³ d, and sludge control is important to keep water quality excellent. MLSS should be maintained below 3000mg/l.
3. The characteristics of Oxygen transfer for thin layer (bio-shelf treatment system) are examined.

1. はじめに

近年，都市の周辺地域や農山漁村などの集落において水路，小河川，湖沼の水質汚濁が進み，周辺環境の悪化，水稲栽培に対する影響が問題となっている。その最も大きな原因は家庭雑排水，し尿浄化槽処理水等の水域への放流にあることが指摘されている。

これらの地域では雑排水とし尿の混合した，いわゆる合併汚水（下水）を効率的に処理することが水質汚濁防止のための基本的な対策となる。この場合，集落の規模，形態，立地条件等に適応した処理システムの開発が急務となっている。

以上の観点から本研究では既存の集落下水処理施設の実態調査を行ない，課題の整理をするとともに，集落下水向けと目されるいくつかの処理プロセスの適用性について評価し，集落における下水処理に関する指針を作成することを目的としている。昭和59年度に実施した研究は次の通りであり，以下の各章で詳述する。

イ．集落の下水処理施設の実態調査

ロ．回分式活性汚泥法に関する調査

ハ．バイオシェルフに関する水理実験

2. 集落の下水処理施設の実態調査

集落における下水及び下水処理の実態を把握するため新潟県のA村にある農村集落排水処理施設を対象として調査を行なった。集落及び施設の概要を表－２－１，表－２－２に示す。

対象集落は農業を主な産業としており，近年，人口の増減がほとんど見られない。処理人口についても同様の傾向にある。

表－２－１　調査対象集落の概要

人　　口	936人（S．60．２現在）
面　　積	約40 ha
主な産業	農　業
処理人口	886人（S 59．3現在）
水洗化率	100％
処理水量	264 m^3/日（S 58．7現在）

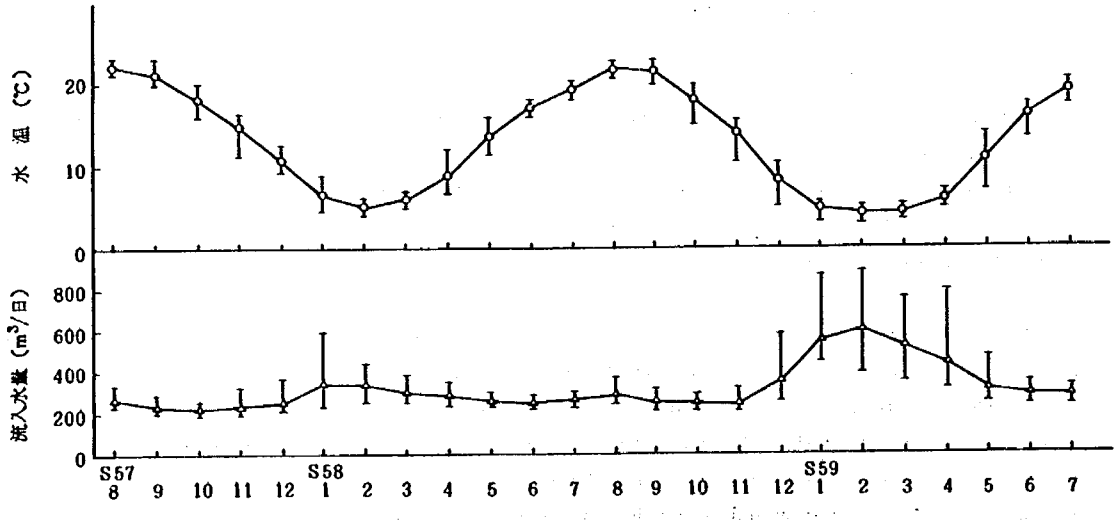
表－２－２　調査対象施設の概要

管　　渠	分流式，硬質塩化ビニル管（ϕ200 mm）延長8.2 km，圧送部分ではϕ100 mm の鋳鉄管を使用
中継ポンプ場	４カ所，各カ所に水中ポンプ２台設置
処理場	長時間エアレーション法，汚泥は濃縮後搬出，敷地面積1490 m^2

以下，村で保管する運転日報と土研で実施した調査結果を基に集落の下水処理の実例を紹介する。運転日報のデータは昭和57年８月～59年７月の２カ年，土研の調査は昭和59年８月に行なったものである。

2.1　流入下水の性状

流入下水の水量，水温の経年変化を図－２－１に示す。水量をみると夏期に少なく，冬期に多くなる傾向がある。これはA村が積雪地域に属しているためであり，冬期に消雪用水が処理場へ流入することが主な原因である。消



図－２－１　流入下水の水温，水量の経年変化

雪用水の流入は流入下水の水温低下を招いており，冬期には3°Cぐらいまで下がっている。

流入水量のバラつきは冬期の方が大きく，月毎に最大と最小の比をとると2.0～2.5となっている。

次に流入下水のＢＯＤとＳＳの年間の変化を図－２－２に示す。分析試料は月１回，午前10時採取のものである。ＢＯＤ，ＳＳの両者とも似たような挙動を示しており，夏～秋に高く，冬に低い値となっている。

2.2　処理場の運転

処理場における処理のフロー及び主要諸元を図－２－３，表－２－３に示す。処理場の運転管理は全て委託に出されており，毎日午前中に受託会社の担当者が来て機器点検，スクリーンかすの搬出，水温その他の測定等の作業を行なっている。汚泥は月１～４回の頻度で搬出されている。

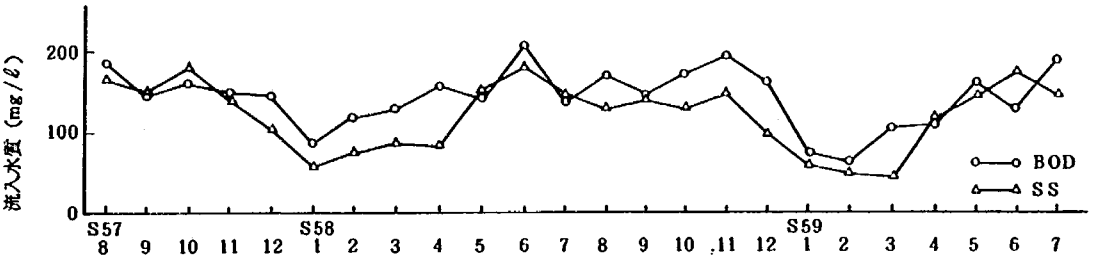
表－２－３　処理場の主要諸元

施設名	容量	滞留時間*
曝気沈砂池	2.1 m^3	11 min
調整槽	120 m^3	11 hr
曝気槽	466 m^3	42 hr
沈殿槽	115 m^3	10 hr
濃縮槽	10.5 m^3	—
貯留槽	28.3 m^3	—

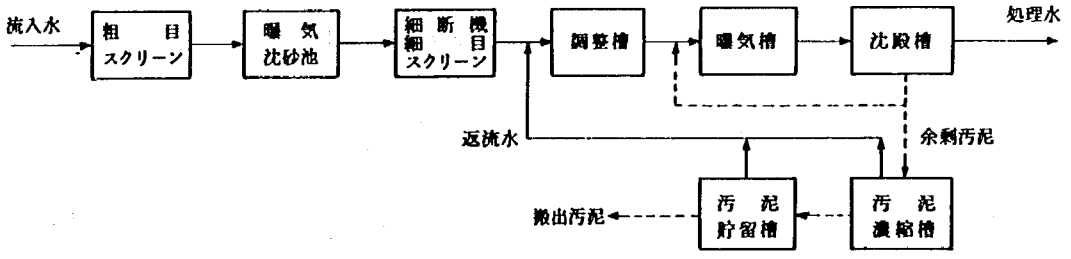
＊滞留時間は現在処理水量ベース（Q＝264 m^3/日）

水処理は流量調整を受けたあと長時間エアレーション法で行なわれている。エアレーションタンクのＤＯは運転日報によると１mg/ℓ以下のことが多い。

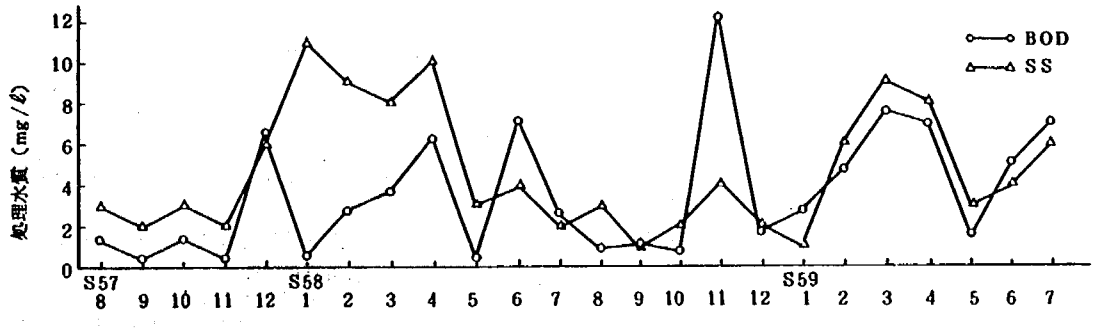
処理水質の経年変化を図－２－４に示す。水質項目，試料採取方法は流入水質と同じである。年間を通してど



図－２－２　流入水質の経年変化（午前10時採水の分析値）



図－２－３　処理場の処理フロー



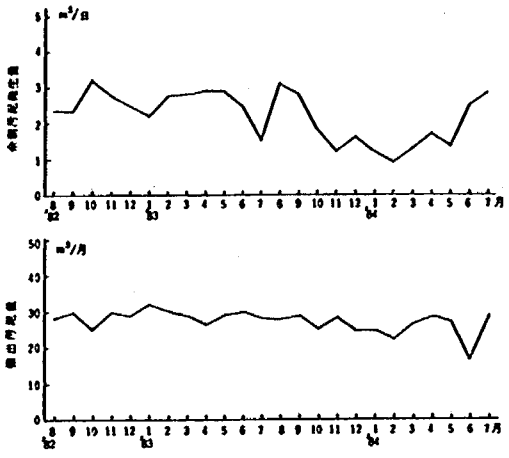
図－２－４　処理水質の経年変化（午前10時採水の分析値）

ちらの項目も概ね10 mg/ℓ 以下におさまっており良好に処理されている。

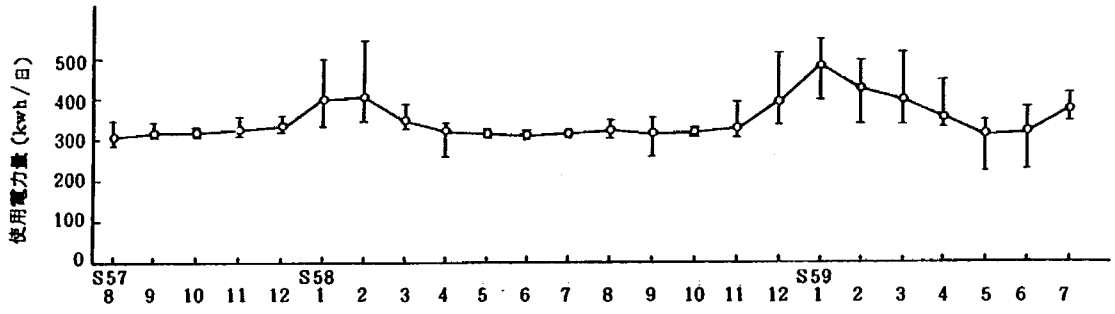
余剰汚泥の引抜量及び場外搬出汚泥量の経年変化を図－２－５に示す。昭和58年の夏まではほぼ毎日余剰汚泥が引抜かれ，量は２～３ m^3/日となっているが，58年の秋に施設の改造があり引抜量が約1/2に下がっている。貯留汚泥の場外搬出は月に１～４回程度行なわれており，その量は月あたり25～30 m^3 である。

処理場の使用電力量の経年変化を図－２－６に示す。使用電力量は冬期に少し高くなる他は300～350 kwh/日とほぼ一定の値を示しており，処理水量１ m^3 当り約１ kwh の消費量となっている。

次に処理場の処理機能について土研調査時のデータを基に少し詳しく報告する。



図－２－５　余剰引抜量及び場外搬出汚泥量の経年変化

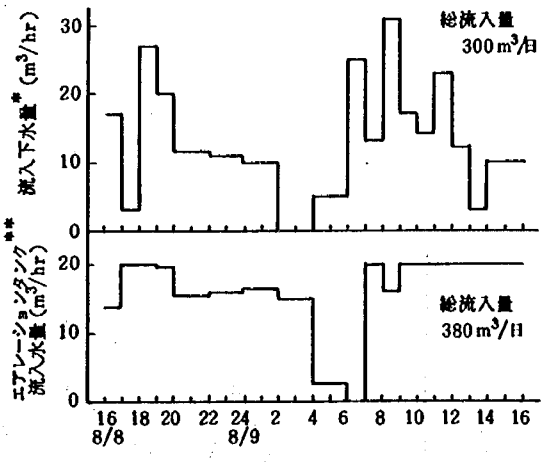


図－２－６　使用電力量の経年変化

本処理場はスクリーン，コミニュータの後に調整槽を設けて流量の平滑化を図っている。図－２－７に調査当日の調整槽の入りと出（流入下水とエアレーションタンク流入水）の日間変動を示す。このデータは各々測定方法が異なっているので絶対値の比較は難しいが傾向の読みとりには使えると判断できる。図－２－７をみると流入のバラつきが調整槽でかなり緩和されており，調整の効果が発揮されていることが分かる。

エアレーションタンク流入水の水質の日間変動を図－２－８に示す。深夜の２～４時にかなり高濃度の値がみられるが，それ以外の時間帯では概ね均一な水質となっている。

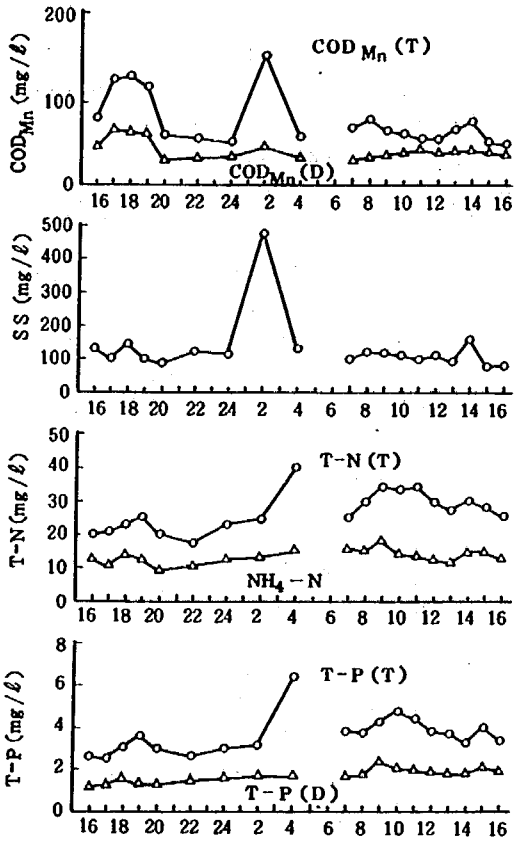
処理水の水質については48時間の調査を行なっている。結果を図－２－９に示す。ＳＳは１時刻を除き全て10 mg/ℓ 以下となっており，良好に固液分離されていることが分かる。ＣＯＤは10 mg/ℓ 前後，Ｔ－Ｎ．15 mg/ℓ，Ｔ－Ｐ．２mg/ℓ 強でほぼ一定の値を示して



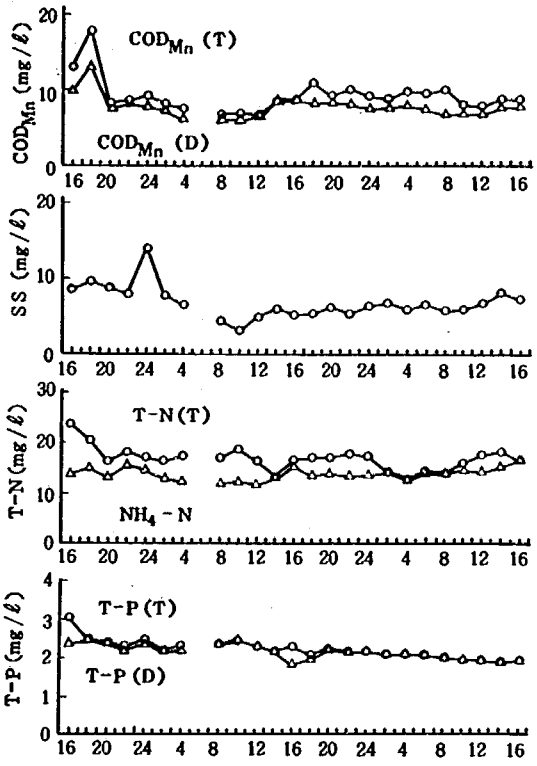
図－２－７　流入下水量とエアレーションタンク流入水量の日間変動

＊：流入下水量は積算流量計の読みから算定

＊＊：エアレーションタンク流入水量は調整槽出口のポンプの稼動時間から算定したもの



図－２－８　エアレーションタンク流入水の水質の日間変動



図－２－９　処理水質の日間変動

いる。

Ｔ－Ｎのうち酸化態のＮはほとんどなく，硝化が起きていないことが推定される。

以上本処理場の運転状況を総括すると，流量調整付きで，硝化抑制型の長時間エアレーション法が良好に機能しているといえる。運転管理上の課題としては冬期の流入水量の増加にどう対応するかがあげられる。

3. 回分式活性汚泥法に関する調査

3.1　はじめに

回分式活性汚泥法は，活性汚泥法の最初の実規模プラントとして英国のSalfordで採用された処理方式である。[1] その後，処理場規模が大型化するに従い連続流式の標準活性汚泥法が主流を占めるに到った。回分式活性汚泥法に再び注目したのはPasveer[2]であり，小規模な家庭排水や工場排水の処理施設として回分式オキシデーションディッチを適用した。さらにバルキングを起した回分式オキシデーションディッチの運転条件を変更することにより，バルキングが改善されると同時に窒素除去も行われたと報告している。[3] この時の運転条件は，水理学的滞留時間（ＨＲＴ）３日，１サイクル６時間で４時間がエアレーション，沈殿・排水が各１時間である。下水は１サイクル当りタンク容量の約８％分が投入された計算であり，変更前はエアレーション工程時に下水を均等流入させていたものを，排水時間の終り頃に一時に流入させるよう変更したものである。流入水質，処理水質の測定結果を表－３－１に示す。

表－３－１　Pasveer による処理成績[3]

項　目	流入水 (mg/ℓ)	処理水 (mg/ℓ)
COD_{Cr}	873	51
塩素イオン	148	147
Total N	64.5	3.5
Total P	13.2	5.4
BOD_5	485 †	4.0

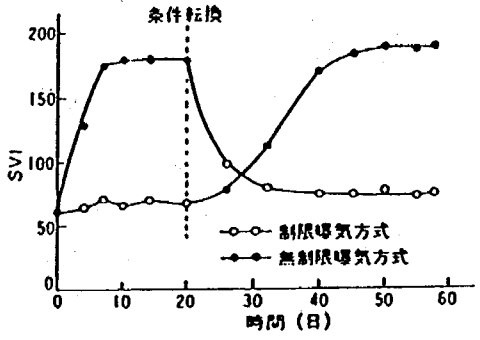
†：ＣＯＤ値より換算
流入水量　152 m³/日

1970年代後半よりIrvineらが回分式活性汚泥法を種々の排水に適用し，その効果を確認した。集落排水向けの施設ではHRT 3.5日，1サイクル24時間，うち流入7～10時間，エアレーションは流入開始より5時間が経過した後に始まり6時間行なわれた。反応タンクは撹拌機によって流入開始より22時間撹拌されており，沈殿・排水は各1時間である。Irvineら[4]の報告では14°Cの水温において，流入水，処理水のBOD_5はそれぞれ132.7 mg/ℓ であり，流入水のアンモニア性窒素（NH_4^+-N）（12.4 mg/ℓ）はほぼ完全に硝化され，処理水中の酸化態窒素（$NO_2^--N+NO_3^--N$）は4.3 mg/ℓであった。また，エアレーション時間6時間，沈殿・排水を各1時間，BOD・SS負荷を0.3（kg・BOD/kg・SS・日）とした3台の実験装置において下水の流入時間をそれぞれ2, 4, 5時間とした実験では，処理水質に差はなく汚泥の沈降性が大きく異なったとしているが，流入時間との間に明確な関係は見い出せなかったとしている。[5] 更に流入水量1200 m^3/日の実規模プラントにおける報告では，[6] HRT 9.4時間，BOD-VSS負荷0.3 kg・BOD/kg・VSS-日という高負荷運転も行っている。この時の1サイクルは6時間で，流入が約3時間，エアレーションは流入開始と同時に始り約3.6時間，沈殿・排水が各々0.7時間づつ，休止が1時間である。エアレーション時間中にMLDOが2 mg/ℓに達するような運転を行うことにより，硝化・脱窒が冬期でも起き，流入NH_4^+-Nが約20 mg/ℓの時，処理水中の（$NH_4^++NO_2^-+NO_3^-$）−Nが3 mg/ℓ程度と報告されている。但しタンク水面上に厚いスカムが生成され，処理水には影響ないものの厳冬期にスカムが凍結し，上澄水回収装置が作動しないことが運転上のトラブルとして報告されている[6]

オーストラリアにおいては1965年より小規模施設向きの回分式活性汚泥法が採用されている。[7] 反応タンクの形状はオキシデーションディッチ型のものと，通常のエアレーションタンク型のものとの2種類があるが，下水流入が常にあることが，他の回分式処理施設と異なる。この施設はBOD・SS負荷が0.04（kg・BOD/kg・SS-日）とかなり低く，HRTも40時間以上あると考えられる。1サイクルは6時間で，エアレーション，沈殿，排水がそれぞれ4.5，1，0.5時間である。エアレーションを間欠的に行うことにより，85％以上の窒素除去率を得ることができたと報告されている。[8]

日本においては太宰ら[9][10]が精力的に研究を継続している。太宰らによると，現在主に中小の産業排水処理に用いられている回分式活性汚泥処理は，運転管理が簡単で，建設費や用地も少なくてすむが，バルキング現象の抑制が困難であることが欠点であった。彼らは，排水の注入時には曝気を停止して一時的に嫌気状態を作ることでバルキングを抑制できるということを見出した。[9] このような方法を制限曝気方式と名付け，注入開始と同時に曝気を行なう方法を無制限曝気方式として区別している。

図－3－1は流入BOD_5 1,000 mg/ℓの流物排液を，BOD・SS負荷0.5 kg・BOD/kg・SS・日となるように2系列の同様の培養槽で処理したときのSVIの変化を示している　1つの系列は制限曝気法で，他は無制限曝気法で処理をし，20日目に曝気方式を互いに転換したものである。図に示されるように，曝気方式とSVIは非常に密接な関係にあることがわかる。



図－3－1　曝気方式とSVIの関係[10]

また，制限曝気方式の回分処理においては，リンおよび窒素の除去が標準活性汚泥処理（完全混合型）と比較して非常にすぐれていると述べている。[9] すなわち，標準活性汚泥法でのリンおよび窒素の除去率はそれぞれ28％，14％であったが，制限曝気方式回分処理では同一の原水に対してそれぞれ99％，77％の除去率を得ている。このときのBOD・SS負荷は0.5，MLSS 4,000～5,000 mg/ℓである。ただし，太宰らは主に産業排水を対象としており，都市下水とはBOD濃度，BOD_5：窒素：リンの比率，排水の流入パターン等が大きく異なっている。これらの結果を下水処理に応用するためには，さらに検討が必要であろう。

都市下水処理の分野での回分式活性汚泥処理に関する報告としては早川ら[11]のものがある。これは，下水の流入は連続的に行なわれるが，曝気，沈殿，排水の各工程を回分式で行なうものであり，団地下水を用いて18 m^3槽の規模で実験を行なった。この結果，BOD_5，COD_{Mn}浮遊物質とも良好な処理成績を得，また50～70％の脱

窒率を得ることができた。ただし，ＳＶＩは大部分が100～180 mℓ/g の範囲内にあり，同じ下水を処理している連続流式活性汚泥処理施設の汚泥と大差はなかった。本法において沈殿工程時に下水が流入する場合，連続流入式の沈殿槽と同様の水理状態になる可能性があるのではないかという疑問が残る。また，雨天時等に流入水量パターンが急変する場合の対策等が求められよう。

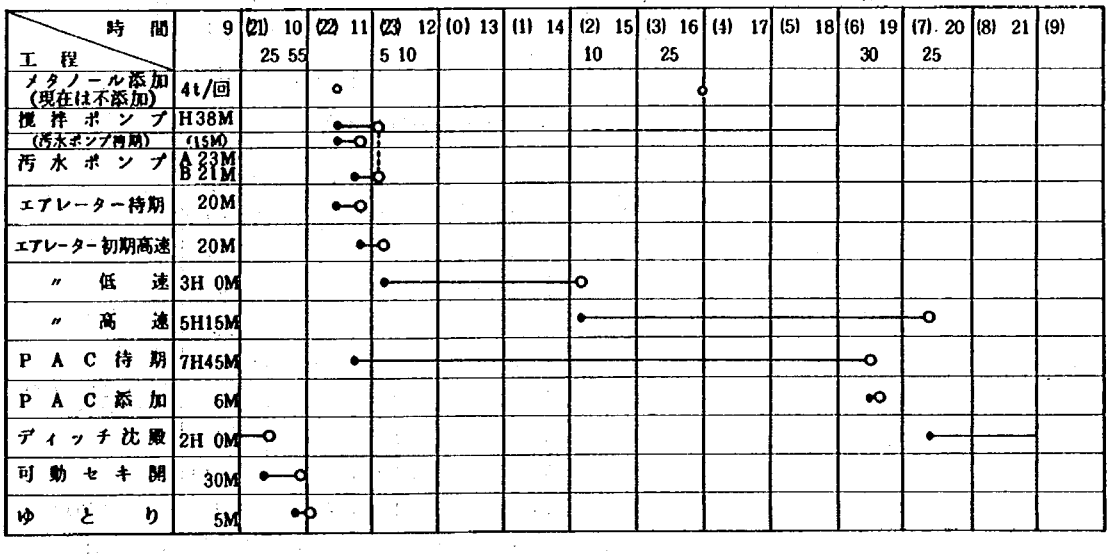
建設省土木研究所では1980年より回分式活性汚泥処理のパイロットプラント実験を行なった[12]。この実験プラントは容積160 m³，深さ2 m，(1982年よりは容積225 m³，水深2.8 m) のオキシデーションディッチ型装置であり，タテ軸型，および横軸型の2種類のエアレーション装置が設置された。

1サイクルは12時間であり，流入2時間，反応6.25時間，沈殿0.75時間，排水3時間で構成されている。反応時間中に，エアレーターを15分運転，30分停止の繰り返しを行うことにより，90％の窒素除去率と0.22kwh・エアレーター/m³・処理水という良好な消費電力効率を得た。但し，この時のＨＲＴは48時間，ＭＬＳＳは5,000～10,000 mg/ℓ であり，かなりの低負荷運転と言える。

岡田[13]らも室内実験にて本法の脱窒・脱リン機構の解明に取り組んでおり，窒素，リンの除去率としてそれぞれ87，90％という良好な値を得ている。但し，1サイクル内の嫌気・好気時間の配分，ＭＬＳＳ濃度，ＢＯＤ容積負荷を変化させると，除去率が低下する現象が見られ，安定した処理条件の解明には更に検討が必要である。

オキシデーションディッチ型の回分式活性汚泥法で生物学的脱窒とＰＡＣを利用した同時凝集法によるリン除去を小規模な実施設に適用した例について，報告がある。[14),15),16)]中村らは，窒素除去のための管理指標として，硝化に対してはＤＯが，脱窒に対してはｐＨが有効であること，同時凝集法に用いる凝集剤として，ｐＨを比較的低下させないＰＡＣが硝化を阻害しないため優れていること等を述べている。[14)] この施設の運転は，12時間1サイクルで，図－３－２に示す通りである。[15)] 流入水，処理水の水質は表－３－２に示す通りであり非常に良好である[16)]。但し，この表より運転条件を計算すると，ＨＲＴが約5日間，ＢＯＤ・容積負荷約0.06kg-BOD/m³・日，ＢＯＤ・ＳＳ負荷約0.01 kg-BOD/kg-ss・日 であり，低負荷の運転が行なわれていることがわかる。

以上，回分式活性汚泥法の現状を見ると，非常に良好な処理成績を挙げ得る処理方式と言えるが，その運転条件は，個々の現場によって異っており，特に窒素・リン除去を目的とする場合，流入水の組成（特にＢＯＤ$_5$：Ｎ：Ｐ比），ＭＬＳＳ濃度，1サイクル当りの工程時間や排水量が反応槽体積に占める割合，水温等の条件の組み合せによって，最適な運転方法は異っている。本節で取り上げた報告から良好な処理成績が得られた場合の運転条件を表－３－３にまとめた。現在のところIrvineら[6)]の報告を除くと，いずれも低負荷条件での運転が主であり，この場合は窒素除去は生物学的に行われるが，リン除去は期待できない。生物学的リン除去が生じている例



図－３－２　オキシデーションディッチ型小規模実施設（沖の島）の運転工程[14)]

は早川ら[17]と岡田ら[13]の報告であり，比較的高負荷条件で運転されている。

本研究では，低負荷より高負荷までの幅広い運転条件において，リン・窒素除去を含めた処理性能の評価と設計・運転管理手法を明らかにすることを目的としている。低負荷条件においてはBOD_5，窒素の除去については問題はない。今後は低負荷時に生物学的脱リンがどの程度期待できるか，余剰汚泥引き抜きのための管理指標は何か，相対的に大きな電力消費量をいかに削減するかが課題となろう。高負荷条件では，BOD_5，窒素，リンの除去を安定させるための運転条件を見い出すことが必要となろう。

表－3－2　沖ノ島における処理成績

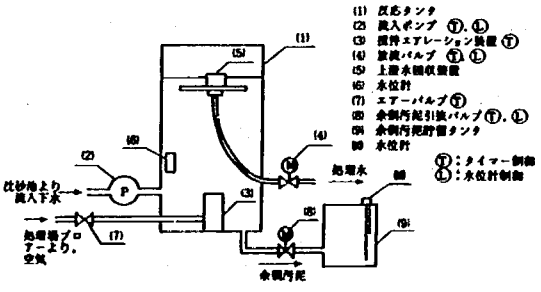
		春 59年3～5月平均	夏 58年6～8月平均	秋 58年9～11月平均	冬 58年,59年12～2月平均
処理水量(m^3/日)		88.7	84.3	80.7	80.0
水温 (°C)		13.7	25.2	21.1	10.1
pH	流入	7.2	7.2	7.3	7.1
	処理	6.9	6.9	6.8	6.9
SS (mg/ℓ)	流入	157	138	192	230
	処理	1.7	1.3	1.7	2.3
BOD_5 (mg/ℓ)	流入	257	198	162	177
	処理	1.7	2.3	1.3	1.3
T－N (mg/ℓ)	流入	73.5	56.0	58.7	61.1
	処理	6.2	3.8	6.3	6.3
T－P (mg/ℓ)	流入	7.7	7.8	9.2	10.6
	処理	0.25	0.28	0.20	0.15
MLSS(mg/ℓ)		5,350	3,160	4,550	5,750
P.A.C注入量 (ℓ/日)		4.9	8.4	12.1	11.5
メタノール注入量 (ℓ/日)		9.5	9.5	9.2	12.5

3.2　パイロットプラント実験

本実験は昭和59年8月より運転を開始したNo.1プラントと昭和60年1月よりのNo.2プラントについての調査結果である。両プラントは茨城県取手市戸頭終末処理場内に設置してあり，処理場の沈砂池流出水を原水として使用している。当処理場は，処理人口約10,000人の団地処理場であり，流入下水のほとんどが生活系排水である。処理場の場内返送水は原水採取位置より下流にあるため，本実験に影響はない。

3.2.1　パイロットプラントの概要

パイロットプラント（以下プラントと呼ぶ）は，高水位時の容積3 m^3，水深2 mの鋼製円塔型の反応タンクと余剰汚泥貯留タンク（V＝0.5 m^3）より構成されている。プラントのフローシートを図－3－3に示す。エア



図－3－3　プラントフローシート

表－3－3　回分式活性汚泥法の運転条件

出典	HRT (h)	サイクル時間 (h)	1サイクル当り 流入水量/タンク体積	流入時間 (h)	反応時間 (4)	沈殿時間 (h)	排水時間 (h)	MLSS (g/ℓ)	備考
Pasveer[3]	72	6	0.08	0.3	A/O：4	1	1	4～6	
Irvineら[4]	84	24	0.29	7～10	A：5,O：6 A：11	1	1	1.4～2.1	
Irvineら[6]	9.4	6	0.64	3	A/O：3.6	0.7	0.7	2.3	$FeCl_2$によるリン除去
Goronszy[8]	40以上	6	0.15以下	常時	A/O：4.5	1	0.5	3.4～5.6	
太宰ら[9]	48	24	0.5	8	O：13	2	1	不明	BOD1,000～2,500の工場排水
早川ら[19]	24	6	0.33	3	A/O：4	1	1	不明	
土木研究所[12]	48	12	0.25	2	A/O：6.25	0.75	3	5～10	
岡田ら[13]	41	95	0.67	2	A：2.O：3 A：3.A：0.3	1	0.17	3.3	人工下水BOD400
中村ら[15]	120以上	12	0.1以下	0.33	A：3 O：5	2	0.5	5程度	PACによるリン除去

＊A：嫌気工程，O：好気工程，A/O：嫌気・好気同時

レーション装置は，送気管よりの空気を水中回転翼にて分散させ，タンク底部より気泡を発生させるものであり，送気を止め回転翼を作動させることにより，タンク内を撹拌することができる。上澄水回収装置はフロート式で水面の変動に追従する。スカムを取り込まないよう取水部は水面下15 cmの位置にある。反応タンク内の水位は水圧感知式の水位計で常時モニターされており，高水位，低水位，警報水位の3種類を自由に設定できる。余剰汚泥の引き抜きは，カレンダータイマーによって曜日・時刻を指定し，余剰汚泥貯留タンクの水位計により引き抜き量を指定して，自動的に行うことができる。下水流入量は，流入ポンプ（可変速スネークポンプ）の回転数によって調整する。空気は処理場ブロアーより分岐し，電磁弁によってコントロールしている。送気管には圧力調整弁，送気量調整用ニードル弁，面積式送気量計が設置されている。主な設計諸元を表－3－4に示す。また，制御方式・タイマー仕様を図－3－4に示す。昭和59年度の運転条件は図－3－5に示すように，No.1がHRT 12時間，1サイクル6時間，1サイクル当りの排水量はタンク容量の50％であり，No.2がHRT 24時間，1サイクル12時間，排水量はタンク容量の50％である。No.1は嫌気・好気を交互に30分単位で繰り返し，No.2は流入時間を嫌気，流入終了後を好気としている。

3.2.2 プラントの酸素供給特性

運転開始前に酸素供給特性を調査するため，清水実験を行った。実験手法は，タンク内に所定の水深まで水道水を満し，触媒として塩化コバルトを0.5 mg・Co/ℓ，脱酸素剤として亜硫酸ナトリウムを100 mg/ℓ添加し，撹拌装置でよく混合し，DOを0とした後，所定量の送気を行った。DOメーターでDOの経時変化を記録し，飽和に達した時点でタンク内の水の水温測定及び採水を行い，ウインクラー・アジ化ナトリウム変法で，DO値を求めた。この時のt°Cにおける総括酸素移動係数（$K_{La}(t)$）は経過時間T(h)と$\ln\{Cs-C(T)\}$をプロットした時の傾きより求められる。（Cs：飽和DO値(mg/ℓ)，C(T)：時刻TのDO濃度(mg/ℓ)）

20°Cの水温への換算は3.1式によった[18]

$$K_{La}(20)=K_{La}(t)\times 1.024^{(20-t)} \quad \cdots\cdots (3.1)$$

この時の酸素供給能OC(20)(g-O_2/時)は3.2式で

$$OC(20)=K_{La}(20)\times 8.84\times\left(\frac{1033+\frac{H}{2}}{1033}\right)\times V \quad \cdots\cdots (3.2)$$

H：散気水深(cm)

V：タンク内水量(m^3)

酸素溶解効率ε(％)は3.3式で求めた。

$$\varepsilon=OC(20)\div\left\{\frac{Q\times\sqrt{\frac{293}{273+ta}}}{1{,}000}\times 60(\text{min})\times 297.5(\text{g-}O_2/\text{m}^3\text{-air})\right\}\times 100 \quad \cdots\cdots (3.3)$$

ta：送気温度(°C)

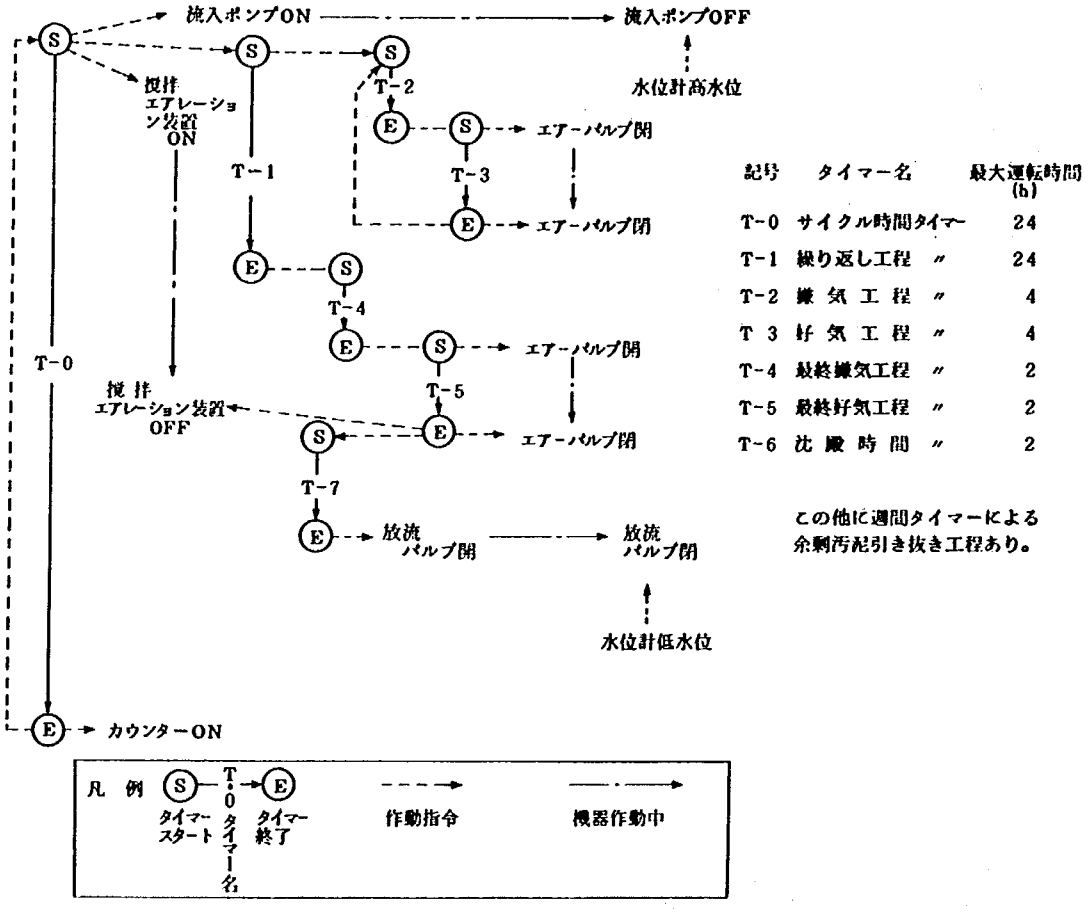
Q：面積式送気量計の読み(ℓ/分)

実験はタンク内水深を1，1.5，2 mの三段階に変化させ，水深の影響を調べるとともに，送気量を水深1，1.5 mの場合100・150・200 ℓ/分，2 mの場合75・100・125 ℓ/分として行った。

$K_{La}(20)$，OC(20)，εの測定結果を図－3－6，3－7，3－8に示す。図－3－7より，水深1 mの場合は水深2 mの場合に比べ40％程度酸素供給能力が低下することがわかる。但し，送気圧が一定であるため，水深1 mの時には，2 mの場合の1.8～1.9倍の送気量が見込めるので，実用上の酸素供給量の減少分は20％以下

表－3－4　プラントの設計諸元

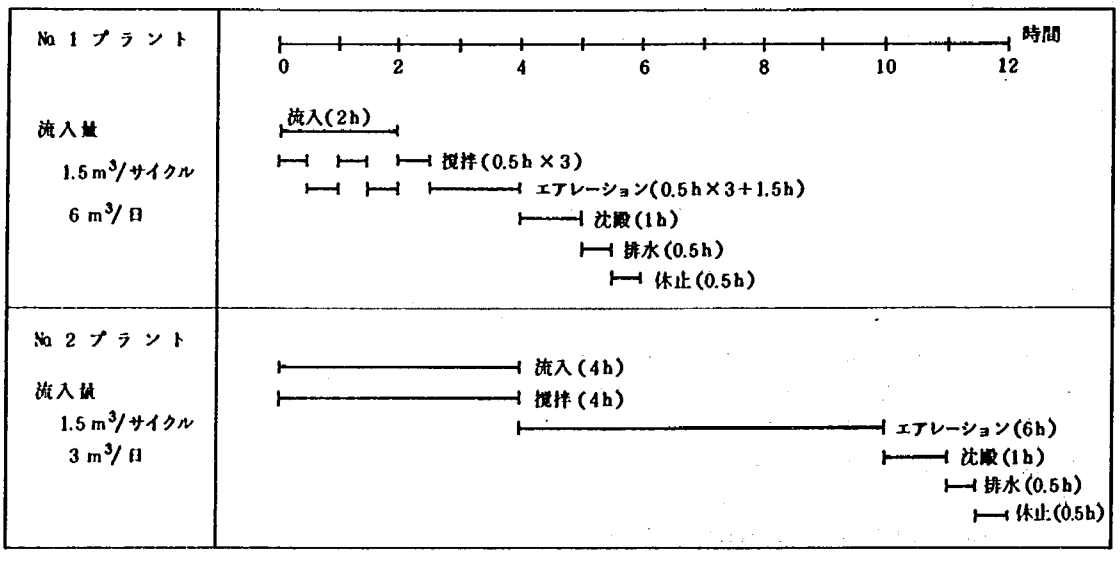
反応槽容量	3 m^3
流入水量	300 ℓ～3.000 ℓ/h 可変速スネークポンプによる任意設定
1サイクル当りの排水量	0～2 m^3/サイクル，水圧検知型水位計により任意設定
上澄水排除方式	フロート式　水面下20 cmのスリット付パイプによる
水面積	1.5 m^2
排水パイプ長さ	0.37～2.96 m　8段階調整可能
送風量	0～100 m^3/日　処理場の送気管より分岐
エアレーション・撹拌装置	水中撹拌機　200 W



記号	タイマー名	最大運転時間 (h)
T-0	サイクル時間タイマー	24
T-1	繰り返し工程 〃	24
T-2	嫌気工程 〃	4
T 3	好気工程 〃	4
T-4	最終嫌気工程 〃	2
T-5	最終好気工程 〃	2
T-6	沈殿時間 〃	2

この他に週間タイマーによる余剰汚泥引き抜き工程あり。

図－3－4　プラントの制御方式



図－3－5　昭和59年度の運転条件

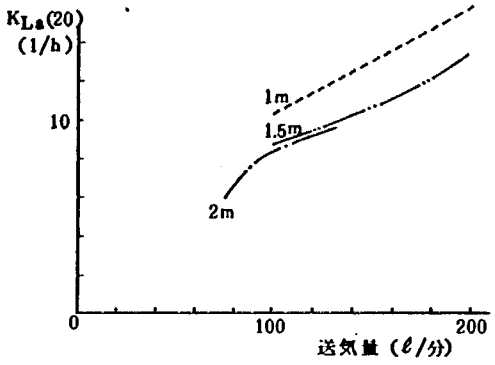
である。

なお，活性汚泥混合液中における酸素移動についてはかなりのバラツキがあるものの，清水中における移動速度と同等かそれ以上の値が観測されている。

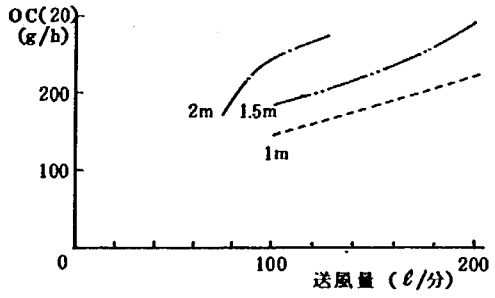
3.2.3 プラントの運転実績

No.1プラントは昭和59年7月より運転を行ったが，初期故障が生じたため実際に安定した処理が行なえた期間は昭和59年9～11月と昭和60年3月中旬以降である。図－3－9は全期間のＭＬＳＳの変動であるが，運転開始当初と冬期はＭＬＳＳが極端に低く，処理水質も悪化した。故障の主な原因は水位計と，配管の凍結であった。当初，触針式の水位計を使用していたが，発生したスカムが電極に付着したり，ケーシング部に侵入して短絡を起すなどの事態が生じた。このため10月27日より水位計を圧力感知式に変更した。また回分式は下水の流入が間欠的になるため，着水井より反応タンクへの配管部や放流管内に水の停滞があると凍結を起すことがある。本プラントの場合，配管径も細い(50A)ため，厳冬期にしばしば凍結した。このため配管にドレン口を設け，常時，水を流す等の対策をほどこしたが，12月末より3月始めまでは，正常な運転ができなかった。

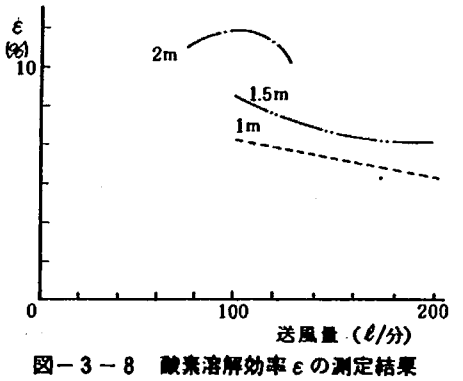
ここでは，比較的安定した運転が行われた9月19日～10月24日のデータを扱うものとする。図－3－10はBOD_5，溶解性BOD_5，D－BOD_5の処理状況を示したものである。流入BOD_5濃度はかなり高く，BOD容積負荷（エアレーション時間ベース）で0.39～1.05kg-BOD/m^3・日と標準活性汚泥法と比較して1～3倍程度高い負荷をかけているにもかかわらず，処理性能は安定している。但し後述するようにＭＬＳＳ濃度が設定値より上昇すると汚泥の流出が生じるため，処理水BOD_5も悪化する。（10月1日，10月18日）



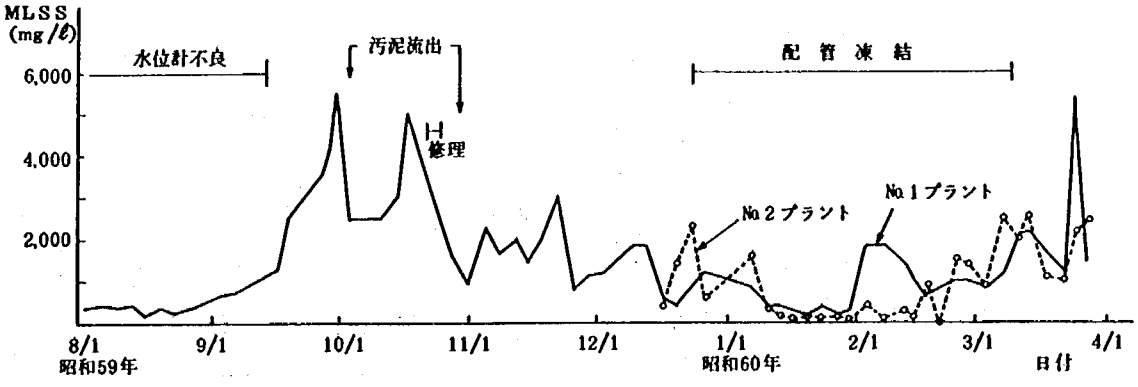
図－3－6　総括酸素移動係数$K_{La}(20)$の測定結果



図－3－7　酸素供給能力OC（20）の測定結果



図－3－8　酸素溶解効率εの測定結果

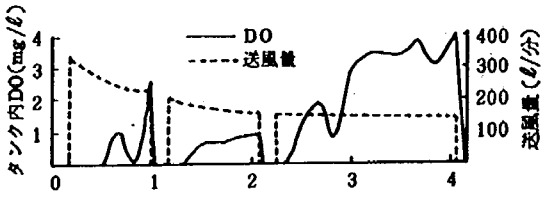


図－3－9　プラント・ＭＬＳＳの変動

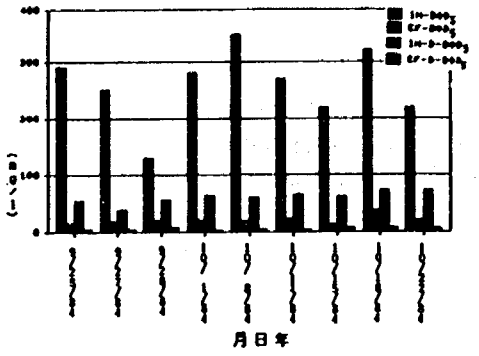
図－３－11はＳＳの処理状況とＭＬＳＳ濃度との関係を示したものである。処理水ＳＳが悪化したのは10月１日と10月18日であり，いずれの場合もＭＬＳＳが5,000 mg/ℓ 以上となっている。他の報告[3),8),12),15)]によると，5,000 mg/ℓ 以上の場合でも安定した処理成績を挙げているケースもあるが，いずれも低負荷条件での運転であり，本プラントの条件とは異なる。高負荷で運転を行う場合には，ＭＬＳＳ 3,000 mg/ℓ 程度を目安として管理を行うことが望ましい。

窒素の処理状況を図－３－12に示す。図－３－12より窒素の除去はあまり行なわれていないことがわかる。詳細な分析結果として表－３－５に示すように，アンモニア性窒素が残留しており硝化が起らなかったためである。この期間，硝化を促進させるため反応工程中の好気時間を3.5時間としている。図－３－13は９月28日に実施した精密試験時におけるタンク内ＤＯの変化を示しており，下水が流入している２時間目までは，１mg/ℓ以下であったが，流入が停止してからは急激にＤＯが上昇しており，酸素不足のため硝化が抑制されることはなかった。図－３－14は同時に測定した混合液及び汚泥単位重量当りの呼吸速度と酸素要求量を示したものである。混合液１ℓ当りの呼吸速度は減少しているが，下水の流入によって汚泥濃度が希釈されたためであり，汚泥１ｇ当りの呼吸速度（比呼吸速度）は１サイクル中ほとんど一定である。通常，比呼吸速度は基質摂取時に最大となり内生呼吸時に最小，硝化反応時はその中間の値を取る。戸頭処理場の本施設活性汚泥の比呼吸速度はエアレーションタンク流入部で15～20mg/g・時であるが，本プラントの汚泥は常に同程度の呼吸活性を有していることとなり，かなりの過負荷となっていることが伺われる。昭和60年３月末現在でも硝化率（処理水中NO_3^-－Ｎ濃度/流入水中NH_4^+－Ｎ濃度）は約10%である。

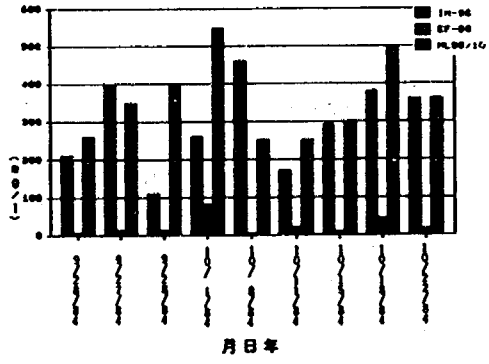
図－３－15はリンの処理状況である。処理水中のリンの形態は，汚泥の流出がない場合には溶解性リン（Ｄ－Ｐ）が大部分を占めるが，その除去率は日によって大きく変動した。９月22日，及び10月22日はＤ－Ｐ濃度が１mg/ℓ 以下となっており，生物学的リン除去が起きてい



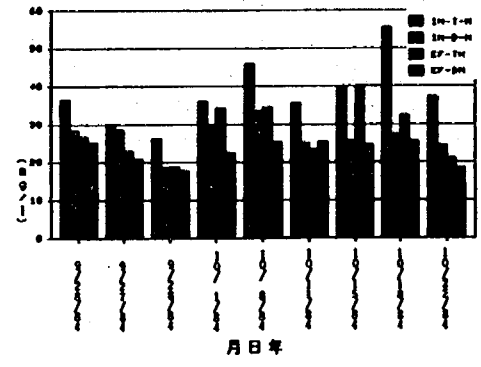
図－３－13　タンク内DO送風量の変化



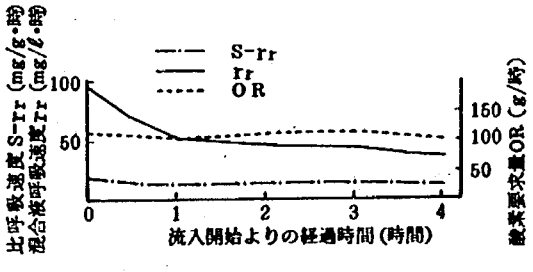
図－３－10　BOD_5，D－DOD_5 の処理状況



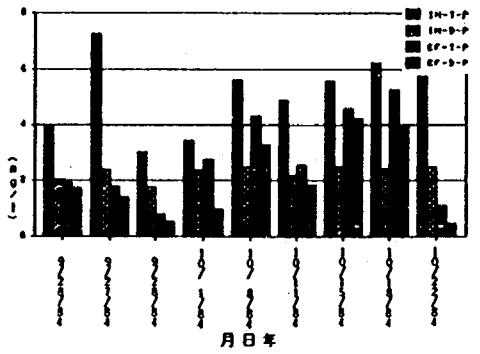
図－３－11　SS除去とMLSSの関係



図－３－12　T－N，D－Nの処理状況



図－３－14　呼吸速度の変化



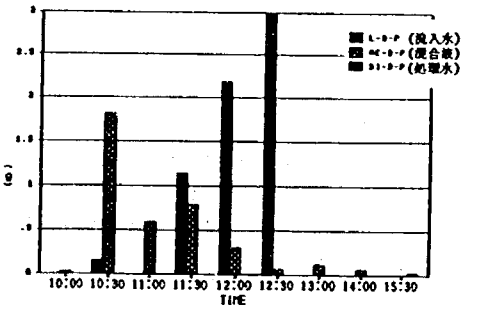
図－3－15　T－P，D－P

るものと思われる。昭和60年3月末に，リン除去能が安定して起きている時に，流入水，混合液，処理水中のリン負荷量を経時的に調査した結果を図－3－16，及び図－3－17に示した。図－3－16は1サイクル6時間運転のNo.1プラントのもので運転条件は図－3－5に示した通りである。スタート時，混合液中のD－Pは総量で0.03gであったが，嫌気状態で下水が流入した最初の30分間に1.8gまで上昇した。この間の流入下水によるD－Pの持ち込み分は0.3gであるので1.5gが汚泥より放出されたことになる。30分毎に嫌気・好気状態を繰り返し，12時30分までに3gのD－Pが流入したが，混合液中には0.06gのD－Pしか残留していなかった。

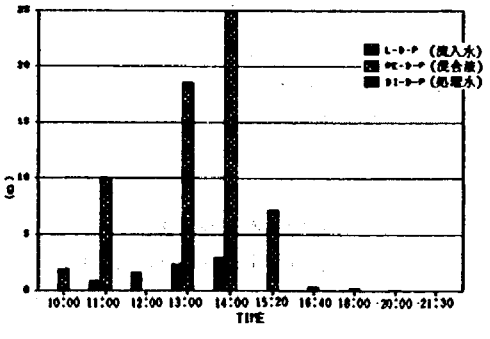
図－3－17は図－3－5の運転条件におけるNo.2プラントの結果である。スタート時より4時間が嫌気状態で下水を流入させる工程であり，下水よりの持込みD－Pが3gであるのに対して，混合液中では1.9gから24.8gと22.9gも増加している。14時より好気状態に入り，約4時間で混合液中D－Pは0.3gに減少し，最終的に放流された量は0.03gであった。

なお，昭和59年9月20日より10月22日までの詳細な水質分析結果を表－3－5に示した。

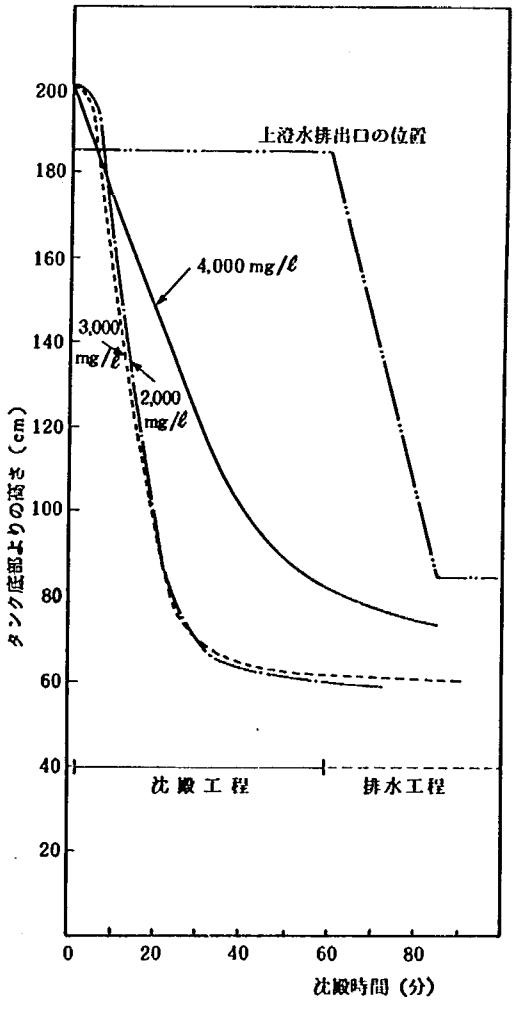
本プラントにおける汚泥の沈降状況を図－3－18に示す。図には高水位時のMLSSがそれぞれ2,000，3,000，4,000 mg/ℓ の時の場合，沈殿・排水工程における汚泥



図－3－16　No.1プラントにおけるD－Pの挙動



図－3－17　No.2プラントにおけるD－Pの挙動



図－3－18　MLSS濃度が変化した時の汚泥の沈降状況

表－3－5　9月20日～10月22日の分析結果

日付 月 日 年	経過日数	IN-BOD$_5$ (mg/l)	IN-D-BOD$_5$	IN-SS	IN-VSS	水温 °C	pH	IN-T-N mg/l	IN-O-N	IN-K-N	IN-D-K-N	IN-NH4-N	IN-NO3-N
9/20/84	1	290	55	210	200	23.5	7.64	35.51	29.41	35.4	28.3	23.8	.07
9/27/84	8	250	39	400	350	23	7.95	29.92	28.42	29.5	25.4	4.09	.02
9/28/84	9	130	57	110	97	22	8.17	26.15	18.75	25	17.6	2.38	1.11
10/ 1/84	12	280	63	260	240	24	7.71	36.04	29.04	36	29	25.7	.02
10/ 5/84	19	350	61	460	420	20	7.23	45.86	33.46	45.8	33.4	25.3	.04
10/11/84	22	270	65	170		20	7.58	35.45	25.05	35.4	25	24.9	0
10/15/84	26	220	62	290	270	21	7.75	39.86	25.46	39.8	25.4	24.9	.03
10/18/84	29	320	73	380	370	21	7.56	55.65	27.25	55.6	27.2	26.7	.03
10/22/84	33	220	73	360		19	7.32	37.44	24.44	37.4	24.4	24.1	.03

0

IN-NO2-N	IN-T-P	IN-O-P	IN-PO4-P	EF-BOD$_5$	EF-BOD$_5$-ATU	EF-D-BOD$_5$	EF-SS	EF-TN	EF-ON	EF-K-N	EF-D-K-N	EF-NH4-N	EF-NO3-N
.04	3.98	2.04	1.57	15	7	5	6	26.72	25.12	24.2	22.6	21.1	1.17
0	7.26	2.4	2.03	17	6	5	13	22.89	20.89	22.4	20.4	2.85	.43
.04	3.02	1.76	1.48	20	8	7	13	18.97	17.77	16.4	15.2	1.85	1.97
.02	3.44	2.36	2.19	21	8	3	83	34.25	22.45	32.8	21	14.6	0
.02	5.6	2.48	2.19	19	12	5	5	34.49	25.29	34.2	25	18.6	.15
.05	4.9	2.18	1.93	23	9	3	20	23.4	25.29	23.4	20	19.6	.02
.03	5.58	2.5	2.24	14	12	7	9	40.04	24.64	39.8	24.4	24.2	.02
.02	6.22	2.44	2.22	38	26	7	45	32.52	25.52	32.4	25.4	24.6	0
.01	5.74	2.48	2.13	20	18	6	16	21.12	18.72	20.8	18.4	17	.28

EF-NO2-N	EF-T-P	EF-O-P	EF-PO4-P	MLSS	MLVSS	MLSS/100
1.35	1.92	1.73	1.42	2600	2100	260
.06	1.78	1.39	1.04	3500	2900	350
.6	.8	.52	.32	4000	3300	400
1.45	2.76	.98	.79	5500	4500	550
.14	4.32	3.3	3.07	2500	2100	250
.22	2.56	1.83	1.64	2500	2100	250
.22	4.6	4.24	3.81	3000	2500	300
.12	5.28	3.96	3.8	5000	4300	500
.04	1.11	.46	.37	3600	3100	360

界面の経時変化を示した。また，上澄水排出口の位置も同時に示してある。図よりMLSSが3,000 mg/ℓ 以下では，汚泥の沈殿性に影響がないことがわかる。4,000 mg/ℓ では沈降速度も減少し，排水工程に入っても界面が安定しておらず，汚泥が流出する危険性がある。

3.2.4　プラント実験のまとめ

本年度の実験結果をまとめると以下のとおりである。

(1)　1サイクル6時間，BOD容積負荷（エアレーション時間ベース）1 kg-BOD/m^3・日という高負荷条件において，BOD，SSの処理は良好であった。

(2)　上記の運転条件にて，MLSS濃度は急激に上昇するため，MLSS 3,000 mg/ℓ を上限とするタンク内の汚泥管理が重要である。

(3)　高負荷条件下ではアンモニア性窒素の硝化は不十分であり，脱窒はほとんど行われなかった。

(4)　リンについては，生物学的脱リンが十分行える見通しを得た。

(5)　高負荷条件における酸素要求量は高く，40mg-O$_2$/ℓ・時 程度の呼吸速度を示した。これはほぼ流入水のBOD負荷に相当する酸素要求量である。

(6)　水位の変動による酸素供給量の変動は，適当なエアレーション装置を選ぶことにより解消できる。

(7)　汚泥の沈降性の面からも，MLSSは3,000mg/ℓを上限とするべきである。

3.3　今後の課題

昭和60年3月よりNo.2プラントが稼動し，No.1より低い負荷条件での運転に入っている。今後は硝化・脱窒とリン除去の両方を安定して達成する運転条件を見い出すとともに，その場合の管理方法を確立する予定である。また，No.1のような高負荷条件において，より安定したBOD$_5$，SS，リンの除去を行うための，運転・管理手法も明らかにしていく予定である。

4.　バイオシェルフに関する水理実験

バイオシェルフは，水路上に形成された生物層上に汚水を薄層流（Thin sheet flow）で流下させ浄化する方法である。

この特徴は，浄化に必要な酸素を大気からの再曝気で

助うことと，浄化に関与する生物層の生物種を微生物，そう類，比較的高等な水生動物，水生植物等の広範囲なものにできること等である。ただし，これらの特徴を利用して汚水を浄化するためには，流入汚水中に固形性物質ができるだけ含まれず，溶解性物質主体の汚水であることと，汚水の有機物濃度が比較的低いものであること（現時点ではBOD_5・ATUが50mg/ℓ 程度と考えている）等を満足していなければならない。

以上のことから，バイオシェルフによる汚水の浄化方法を確立するためには，以下のことが主な研究課題となる。本年度は，薄層流における流況や再曝気現象を把握するための水理実験を実施した。

- o 浄化機構の解明
  - • 薄層流における流況や再曝気現象の水理学的な把握
  - • 生物層を構成する生物種と浄化作用の関係の把握
- o システム化への課題
  - • 下水等の簡易処理方法（バイオシェルフの前処理方法）の開発
  - • 生物層を構成する生物種毎の生育環境の整備
  - • 生物種の異なる生物層の組み合せの評価

4.1 実験装置及び実験方法

実験は，屋内に設置した実験水路に各種の条件下で脱酸素を行なった水道水を流下させ，必要な項目の測定を行なった。

(1) 実験装置（図－4－1）

o 水路――透明アクリル樹脂製で幅15cm，深さ15cmの正方形断面を有する水路長4mのものを可変勾配用架台に固定してある。

o ポイントゲージ――水深を測定するために，0.1mm単位まで正確に読み取れるものを水路長を5等分したその中間点に5台固定してある。

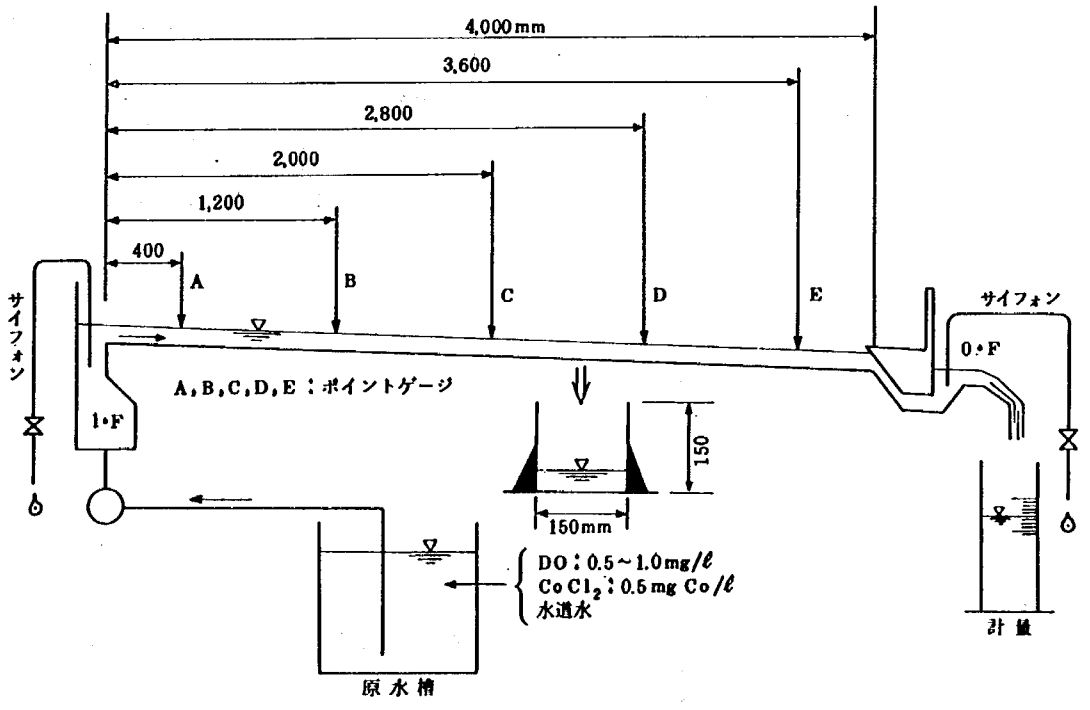
o ポンプ――流量設定範囲が1～25ℓ/minの無脈流定量ポンプ。

o 原水槽及び原水――容量が0.80m^3あり，亜硫酸ナトリウムでDOが0.5～1.0mg/ℓに調製され，かつ塩化コバルトを0.5mg-Co/ℓ含んだ水道水。

o サイフォン――DO測定用の試料を採水するために流入側と流出側に配置され，採水位置の調節及び脱着ができるようになっている。

(2) 実験条件

実験は，5種類の水路勾配で行ない，各勾配で原水の水温が異なる2つのケースについて流量を変化させた。



図－4－1 バイオシェルフ水理実験装置概要

o 勾配── 5/10,000, 1/1,000, 5/1,000, 1/100, 2/100

o 水温──水道水：9～15°C
水道水＋湯（水道水）：20～30°C

o 流量── 1～24 ℓ/min

(3) 測定項目

1) 直接測定項目

流量の安定や水位計の読み，トレーサー（ウラニン）の流下等から流況が安定したと思われた時点で以下の項目を測定した。

o 流量──流出側において，一定時間内にメスシリンダー内に入った量を測定する。

o 水深── 5地点のポイントゲージで読み取る。

o DO──流出側と流入側で，正確に5本ずつDOビンに採水し，ウインクラーアジ化ナトリウム変法により定量し，それぞれの平均値をDO（mg/ℓ）とする。

o 水温──流出側と流入側の水温を気象庁検定の水銀棒状温度計で測定し，双方の値の平均値を水温とする。

o 気圧──気象庁検定の気圧計で測定する。

2) 間接測定項目

o 平均水深──水路縦断の面積を流路長で除した。

o 平均流速──流量を，平均水深から求めた水路横断方向の流下面積で除した。

o 平均流下時間──水路縦断の面積と横断幅から水路上の全水量を求め，それを流量で除した。

o 再曝気係数──（4.1）式で求めた[19]。

$$k_2=\{\ell og(C_S-C_{IN})-\ell og(C_S-C_{OUT})\}/t \quad \cdots\cdots(4.1)$$

ここに，k_2：10を底とする再曝気係数（sec^{-1}）
(C_S-C_{IN})：流入側のDO不足量(mg/ℓ)
(C_S-C_{OUT})：流出側のDO不足量(mg/ℓ)
C_S ：水中の飽和DO濃度（mg/ℓ）
C_{IN} ：流入水中のDO濃度（mg/ℓ）
C_{OUT}：流出水中のDO濃度（mg/ℓ）
t ：平均流下時間（sec）

4.2 実験結果及び考察

(1) 流況の判定

解析を進めるに際しては，まず実験した流況が層流であるか，乱流であるか，或は層流と乱流との遷移領域にあるかを判別しておく必要がある。

これらを判別するには，Reynolds数（Re）と摩擦損失係数（f′）との関係から流況を表わしたMoody のダイヤグラム[20] を利用する方法がある。いま，平均流速を$\overline{v}$（cm/sec），径深をR（cm），水の動粘性係数をν（cm^2/sec）とするとReynolds数は（4.2）式で表わされる[21]。

$$Re=\frac{\overline{v}\cdot R}{\nu} \quad \cdots\cdots(4.2)$$

一方，摩擦速度$U_*=\sqrt{\tau_0/\rho}$ を用いると，等流では底面に働く剪断応力は $\tau_0=\rho\cdot g\cdot R\cdot i$ であるから摩擦速度は（4.3）式で表わされる[22]。

$$U_*=\sqrt{g\cdot R\cdot i} \quad \cdots\cdots(4.3)$$

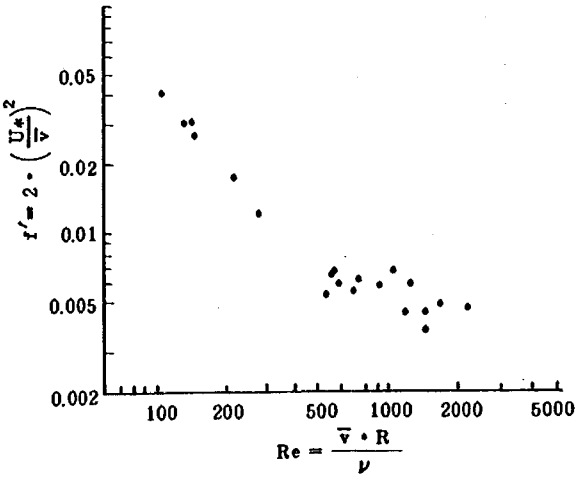
ここに，ρ：水の密度（gr/cm^3）
g：重力加速度（≒980 cm/sec^2）
i：水路底面勾配

又，剪断応力と摩擦損失係数には，一般的に（4.4）式の関係がある[22]から，摩擦損失係数は最終的に（4.5）式で表わされる。

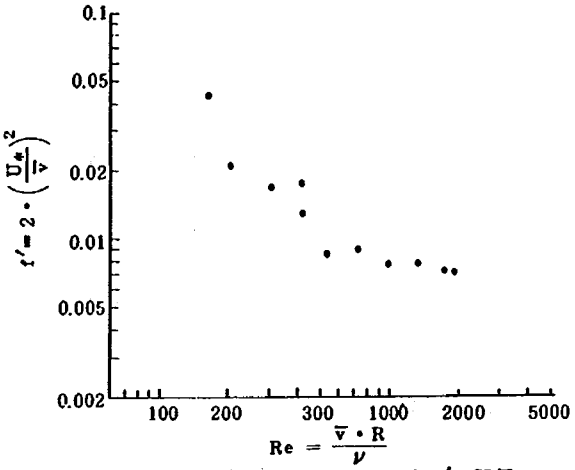
$$\tau_0=f'\cdot\rho\frac{\overline{v}^2}{2} \quad \cdots\cdots(4.4)$$

$$f'=\frac{2\cdot g\cdot R\cdot i}{\overline{v}^2}=2\left(\frac{U_*}{\overline{v}}\right)^2 \quad \cdots\cdots(4.5)$$

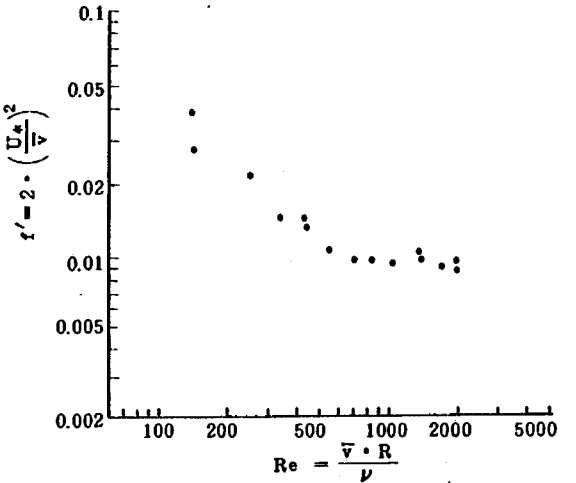
本実験におけるReと f′をそれぞれ（4.2），（4.5）式から求め，これらの関係を図－4－2～4－6に示した。各水路勾配により多少の違いはあるものの不連続点が，500＜Re＜600で見い出せる。従って，この点より小さいReynolds数の流れが層流であり，この点よりReynolds数が大きくなると乱流との遷移領域の流れになると考えられる。さらに大きくなると完全な乱流域に入る。遷移領域と完全乱流の判別については，石原ら[23]



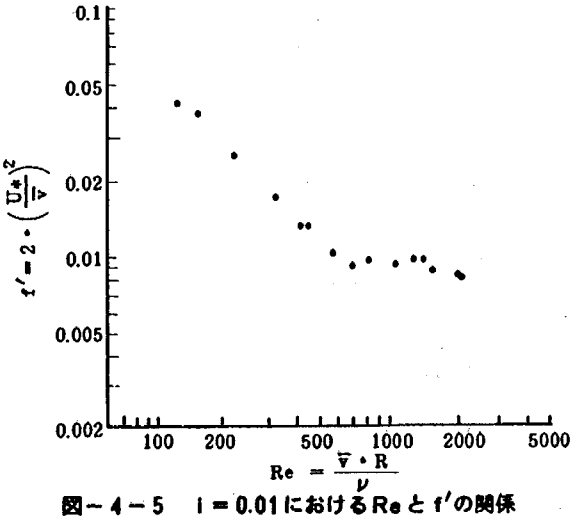
図－4－2 i＝0.0005におけるReと f′の関係



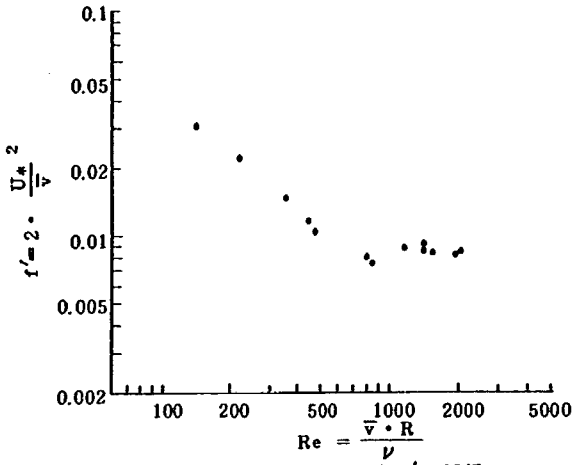
図－4－3　i＝0.001におけるReとf′の関係



図－4－4　i＝0.005におけるReとf′の関係



図－4－5　i＝0.01におけるReとf′の関係



図－4－6　i＝0.02におけるReとf′の関係

は薄層流に関する研究からRe≒1,500 を見出しているが，本実験では，ポンプの能力上，これ以上のReynolds数が取れなかったため明確な変化点が見い出せない。

このようなことから，本実験では，不連続点が生じたReynolds数で流況を分け，それよりも小さい方を層流として，又，それよりも大きい方を遷移領域として解析した。

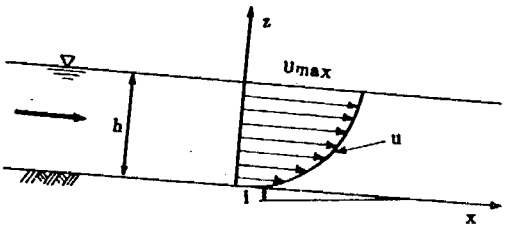
(2)　層流における平均流速

図－4－7のような水路縦断面上に座標軸を取ると，層流における任意の縦断面上での平均流速を表わす(4.6)式が得られる[23]。

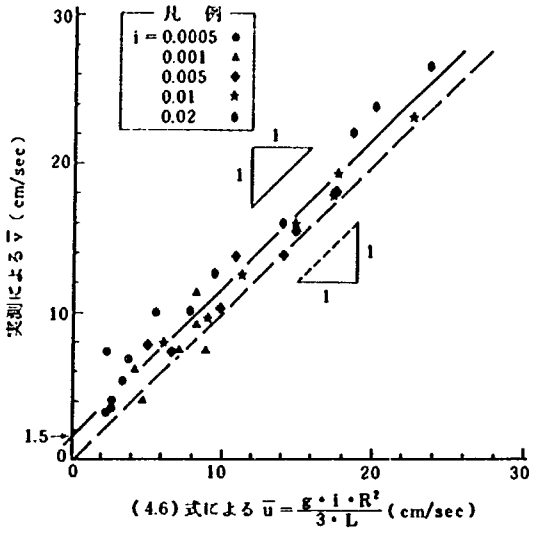
$$\bar{u} = \frac{g \cdot i \cdot h^2}{3 \cdot \nu} \quad \cdots\cdots (4.6)$$

図－4－8は，(4.6)式でhの代りにRを用いた$\bar{u}$と実測値から求めた$\bar{v}$との関係を示したものである。双方には良好な相関性が認められるものの，実測値は(4.6)式で求めた値よりも平均して1.5 cm/secだけ大きな値となるような傾向を示している。

この原因について，(4.6)式の適用性について考えてみると，(4.6)式で直接求めた場合は，水路壁面の影響



図－4－7　層流における流速分布モデル



図－4－8 層流における平均流速
――(4.6)式と実測値の比較――

が加味されないことと，(4.6)式では水路底面勾配 i が用いられているが，実際は動水勾配 I を用いるべきであること等が考えられる。ここで，前者は，(4.6)式の値に負に作用するものであることと，本実験では水路幅 B と平均水深 h の比が全般的に 25 < B/h であったこと等からこの影響は小さいものと思われ，図－4－8の結果には後者が大きく影響しているものと思われる。しかし実用上は，動水勾配よりも水路底面勾配を用いる方が便利であることから，(4.6)式を適用しても良いものと思われる。その場合は，厳密には(4.7)式を用いるべきと考える。

$$\bar{v} = \frac{g \cdot i \cdot R^2}{3 \cdot \nu} + 1.5 \quad \cdots\cdots (4.7)$$

(3) 遷移領域における平均流速

遷移領域では，層流や完全乱流に比べて詳細に記述されたものは少なく，公式としても取り上げられていない。

そこで，ここでは河川や水路等で広く利用されているマニングの平均流速公式を適用してみる。マニングの平均流速式は(4.8)式で与えられる[24]。

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad \cdots\cdots (4.8)$$

ここに，V：平均流速(m/sec)
n：マニングの粗度係数
R：径深(m)
I：水面勾配又は動水勾配

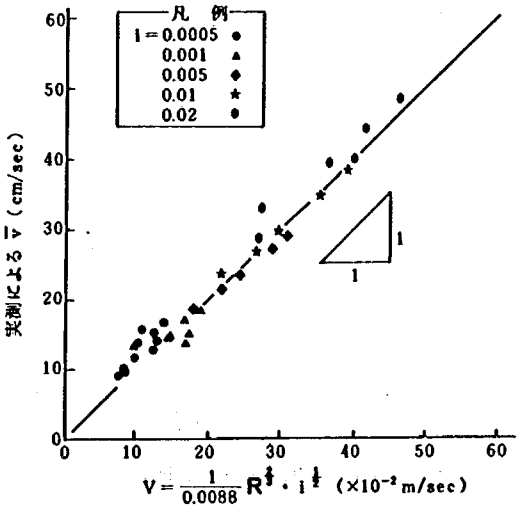
(4.8)式の粗度係数 n は，同じ粗面を持った流路でも流況の違いにより異なった値を取る。しかし，滑面水路の場合で，水深が 10 cm よりも浅く，かつ水路底面勾配が 0.003 よりも急な場合は n ≒ 0.0088 とほぼ一定の値となることが知られている(但し，$\nu = 0.01$ とした場合)[22]。

そこで，いま一義的に(4.8)式において n = 0.0088，I = i として，本実験における平均流速を求め，実測値から求めた v̄ と比較したのが図－4－9である。双方は，良好な相関性のもとに値もほぼ一致している。

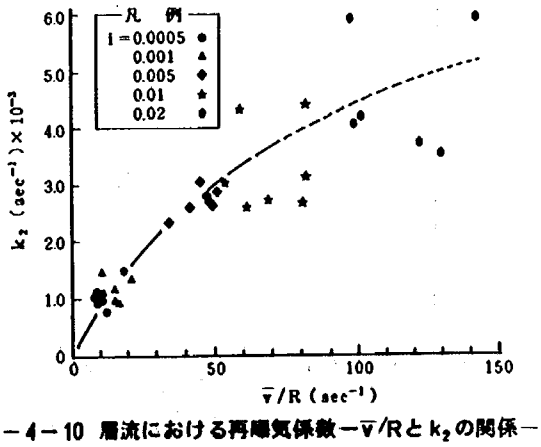
この結果から，遷移領域における平均流速は，マニングの平均流速式により n を一定，I ≒ i として求めることができると言える。

(4) 再曝気係数

再曝気係数(k_2)は，一般に流速に比例し，水深に反比例するものと考えられる。本実験における k_2 と $\bar{v}/R$ の関係を示したのが図－4－10と図－4－11である。

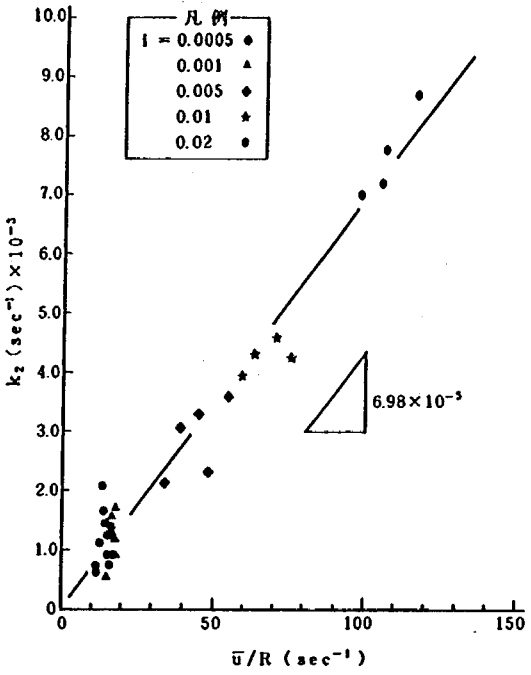


図－4－9 遷移領域における平均流速
－マニングの平均流速式と実測値の比較－

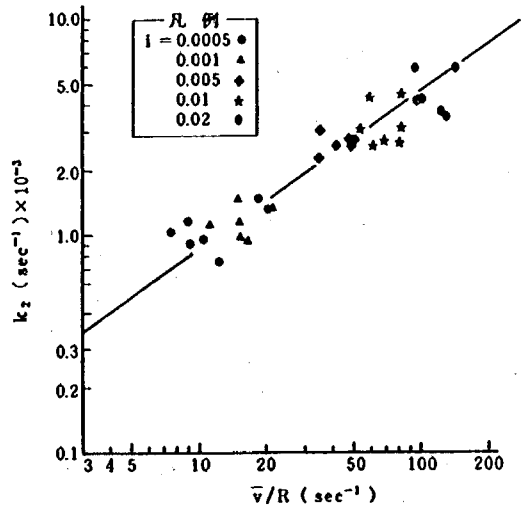


図－4－10 層流における再曝気係数－$\bar{v}/R$と k_2 の関係－

これらの結果から，遷移領域においては k_2 と $\bar{v}/R$ の間に良好な比例関係が認められ，(4.9) 式で表わされる。一方，層流では $\bar{v}/R$ の増加とともにデータのばらつきが大きくなり，又，遷移領域とは異なる傾向を示している。層流における k_2 は，図－4－12に見られるよう $\bar{v}/R$ との間に (4.10)式で表わされる指数関係がある。



図－4－11　遷移領域における再曝気係数
－ $\bar{v}/R$ と k_2 の関係－



図－4－12　層流における再曝気係数
－ $\bar{v}/R$ と k_2 の関係－

遷移領域において

$$k_2 = 6.98 \times 10^{-5} \cdot \frac{\bar{v}}{R} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.9)$$

層流において

$$k_2 = 1.61 \times 10^{-4} \cdot 10^{0.732 \log \frac{\bar{v}}{R}} \quad \cdots\cdots (4.10)$$

1) 層流における再曝気係数

層流では，水深方向の流速成分がゼロのため，大気から補給された酸素は水深方向の溶存酸素の濃度勾配に比例した分子拡散によってのみ下層に輸送される。従って，再曝気係数は単純に流速のみの関数ではないと考えられる。

そこで，ここでは平岡，田中共著の移動現象論の中で扱われている浸透モデルを発展させた層流流下液膜への物質吸収のモデル[25]に適用してみる。そこでは，物質の液中での平均濃度を表わす無次元量 Π_b と，物質移動を表わすための平均の Sh (Sherwood) 数 Shm を用いてそれぞれ (4.11) 式，(4.12) 式で表わしている。

$$\Pi_b = 1 - \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cdot e^{-b_n \cdot \tau} \quad \cdots\cdots\cdots (4.11)$$

$$Shm = \frac{2}{3 \cdot \tau} \cdot \Pi_b \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4.12)$$

ここに，a_n と b_n は，係数であり，表－4－1で与えられる。

τ は，無次元量であり，(4.13) 式で与えられる。

$$\tau = \frac{D \cdot x}{u_{max} \cdot h^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4.13)$$

ここに，D：水中における酸素の分子拡散係数 (cm^2/sec)

x：流下方向の距離 (cm)

u_{max}：水の表面流速 (cm/sec)

h：水深 (cm)

又，Sh 数は，一般的に (4.14) 式で表わされる[26]

表－4－1　(4.11)式における a_n と b_n の数値[25]

n	a_n	b_n
1	0.7857	5.121
2	0.1001	39.31
3	0.0360	105.6
4	0.0181	204.7

$$Sh = \frac{R \cdot k_L}{D} \quad \cdots\cdots (4.14)$$

ここに，k_L：水中における酸素移動係数（cm/sec）

今，再曝気係数 k_2 と酸素移動係数 k_L の関係を $k_2 \fallingdotseq k_L/R$ とし，層流における任意の縦断面上での平均流速を $\bar{u} = 2 \cdot u_{max}/3$ とすると，平均流下時間 t の間における再曝気係数 k_2 は，水深 h の代りに径深 R を用いて，(4.15) 式で表わされる。

$$k_2 = \frac{1}{t}\left(1 - \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cdot e^{-b_n \cdot \frac{2 \cdot D \cdot t}{3 \cdot R^2}}\right) \quad \cdots\cdots (4.15)$$

本実験で実測した k_2 と (4.15) 式から求めた k_2 を比較したのが図－4－13である。双方には比例関係が認められるが，(4.15)式で求めた再曝気係数は実測値よりも約1.5倍高い値を示しており，本実験での再曝気現象には適用できない。しかし，層流における大気からの酸素の供給は，浸透説[27]により説明できるものと思われ，今後の課題として残される。本実験で実測した k_2 を (4.15) 式との関係で表わすと (4.16) 式となる。

$$k_2 = \frac{0.594}{t}\left(1 - \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cdot e^{-b_n \cdot \frac{2 \cdot D \cdot t}{3 \cdot R^2}}\right) \quad \cdots\cdots (4.16)$$

2) 遷移領域における再曝気係数

ここでは，実河川に適用できる村上の式[19]を適用してみる。村上は，乱流場での再曝気係数を，表面更新理論[28),29)]をもとに水深方向の変動流速に着目して発展させ，(4.17) 式で表わしている。

村上の式

$$k_2 = 3.21 \times 10^5 \frac{G^{3/8} \cdot \rho^{1/2} \cdot \nu^{3/8} \cdot D^{1/2}}{\sigma^{1/2}} \cdot \frac{n^{3/4} \cdot V^{9/8}}{H \cdot R^{1/2}} \quad \cdots\cdots (4.17)$$

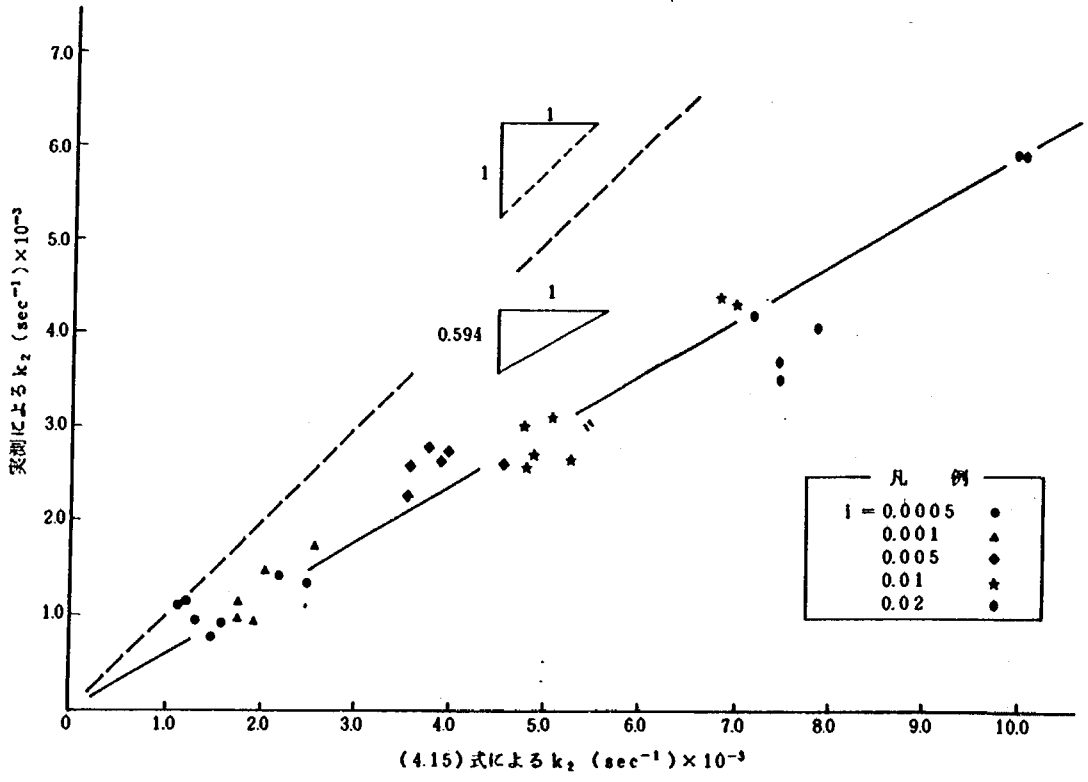
ここに，k_2：再曝気係数（day^{-1}）

G：重力加速度（$\fallingdotseq 9.8\ m/sec^2$）

ρ：水の密度（kg/m^3）

ν：水の動粘性係数（m^2/sec）

D：水中での酸素の分子拡散係数（m^2/sec）



図－4－13　層流における再曝気係数－(4.15) 式と実測値の比較－

σ：表面張力（kg/sec^2）

n：マニングの粗度係数

V：平均流速（m/sec）

H：水深（m）

R：径深（m）

本実験で実測したk_2と村上の式で（3）項の場合と同様にn≒0.0088として求めたk_2を比較したのが図－4－14である。双方の値は一致はしていないもののi≧0.005の範囲で比例関係が認められる。この結果でi＜0.005の範囲での相関性が得られなかったのは，(3)項で述べたnに関する現象の現われだと思われる。しかし，(3)項での遷移領域における平均流速がマニングの平均流速式で表わせたことを考えると，同じマニングの平均流速式を導入している村上の式で全体が比例関係にならなかった現象は説明できない。

現時点で，遷移領域における流況は水理学的に解明されておらず，そこでの再曝気現象も理論的に解明することは困難と思われる。しかし，当領域が，層流と乱流とが混合した領域と考えるならば，ここでの再曝気現象は1）で取り上げた浸透説や，表面更新理論により何らかの方法で表現できるものと思われ，今後の課題として残る。この可能性については浸透説をもとにした例として次の3）に取り上げた。

本実験での実測値を村上の式との関係で表わすと，i≧0.005の範囲において(4.18)式となる。

$$k_2 = 2.30\times10^{-5}\,\frac{G^{3/8}\cdot\rho^{1/2}\cdot\nu^{3/8}\cdot D^{1/2}}{\sigma^{1/2}}\cdot\frac{n^{3/4}\cdot V^{9/8}}{H\cdot R^{1/2}} \qquad (4.18)$$

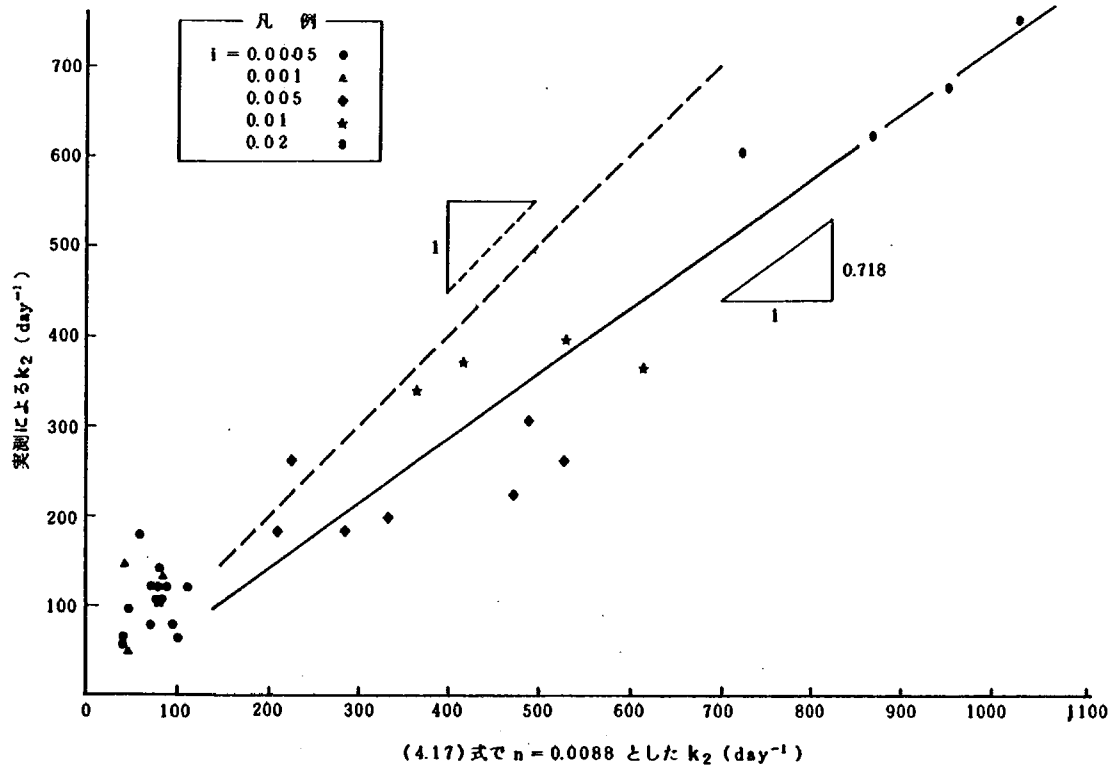
（n＝0.0088）

3）薄層流における再曝気現象への浸透説[27]の適用性

――水の流れ及び乱れを全く考慮しない場合――

ここでは，前項の1），2）で述べたように，層流や遷移領域における再曝気現象には，何らかの形で浸透説が適用できるという筆者の考えを前提に記すものであり，現時点ではその可能性を示したにすぎない。

水が完全に静止していて水深が深いものであり，それが大気と連続的に接触し，かつ大気の交換は常時行なわれているとすると，浸透説に基づいたこのようなモデルでは，接触時間Tの間における水中への平均的な酸素の吸収速度は(4.19)式で与えられ，水中における酸素移



図－4－14　遷移領域における再曝気係数 － 村上の（4.17）式と実測値の比較 －

動係数は(4.20)式となる[27]。

$$Q = \sqrt{\frac{4 \cdot D}{\pi \cdot T}} \cdot (C_S - C_0) \quad \cdots\cdots\cdots (4.19)$$

ここに，Q：接触時間Tの間における酸素の平均吸収速度（mg/cm²・sec）

T：接触時間（sec）

C_0：水中における初期溶存酸素濃度（mg/ℓ）

$\pi \fallingdotseq 3.1416$

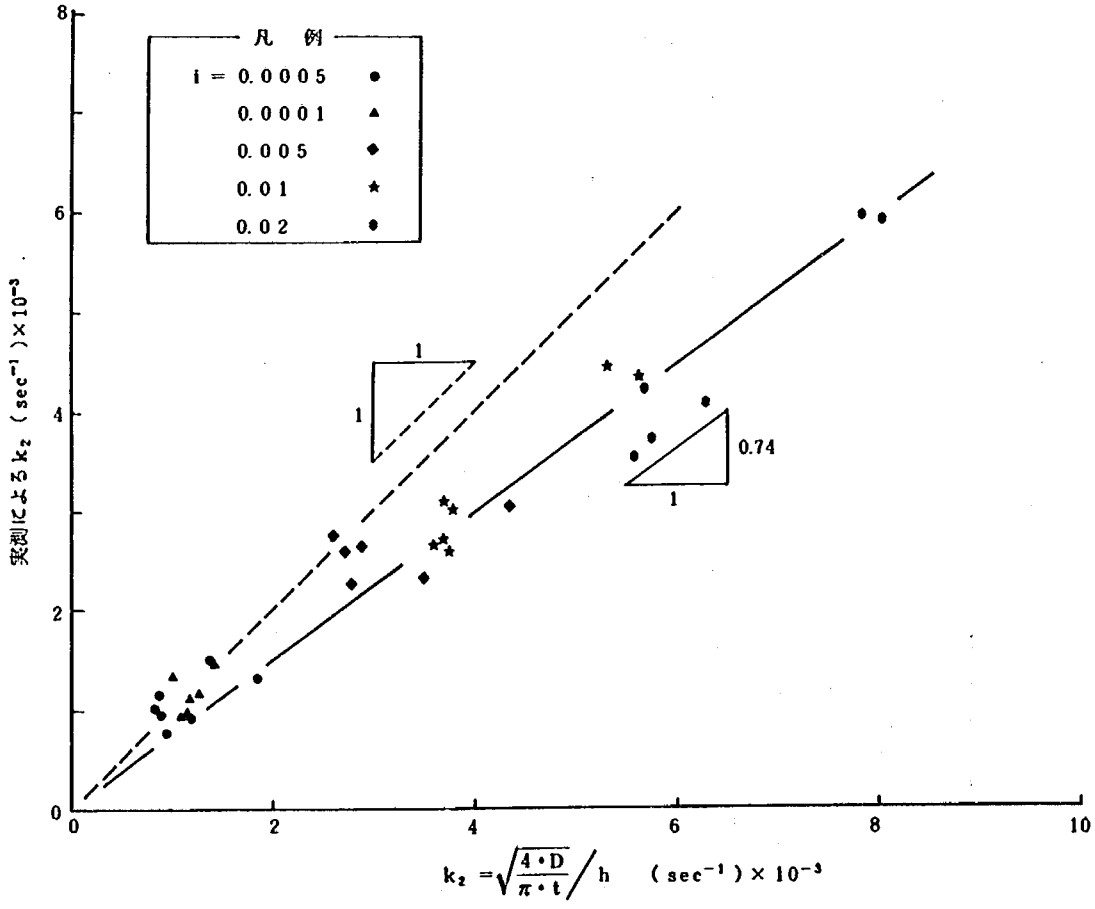
$$k_L = \sqrt{\frac{4 \cdot D}{\pi \cdot T}} \quad \cdots\cdots\cdots (4.20)$$

今，本実験での水路幅Bと水深hの比が25＜B/hであったことからR≒hとして，一義的に再曝気係数を$k_2 \fallingdotseq k_L/h$で表わす。又，Tの代わりに平均流下時間tを用いる。このk_2と実測値のk_2とを比較したのが図－4－15と図－4－16である。層流および遷移領域での双方には良好な相関性がみられ，これらの関係式は次のように表わされる。

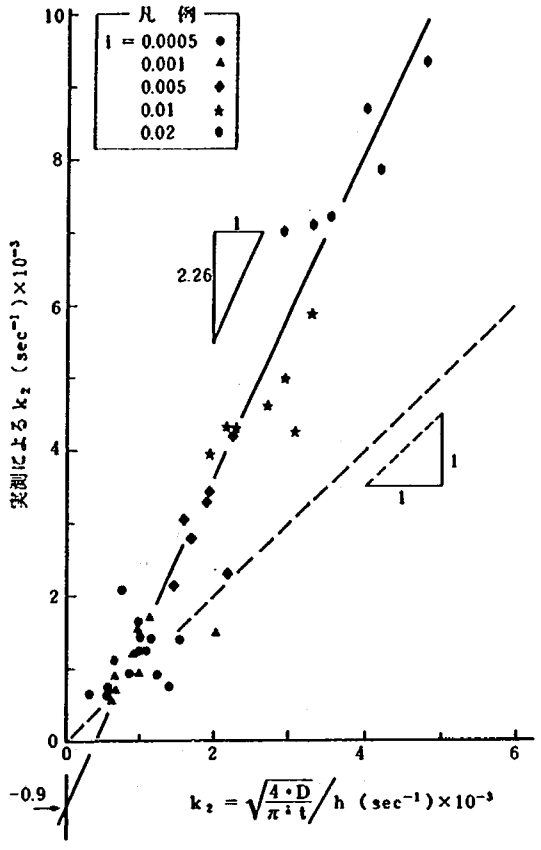
$$\left.\begin{aligned} k_2 &= \alpha \sqrt{\frac{4 \cdot D}{\pi \cdot t}} \\ &\text{ここに，} \alpha\text{：係数} \\ &\text{遷移領域において} \\ k_2 &= \beta \sqrt{\frac{4 \cdot D}{\pi \cdot t}} + \gamma \\ &\text{ここに，} \beta, \gamma\text{：係数} \end{aligned}\right\} \quad (4.21)$$

ここで，(4.21)式におけるα，β，γを，再曝気係数を浸透説に基づいて表わした場合の層流および遷移領域の流況を表わす係数と定義できる。従って，以上の結果から薄層流域への再曝気現象に浸透説が適用できる可能性は大きいものと思われる。

図－4－15から，層流においては特徴的な傾向がみられ，比較的緩勾配i＜0.005では一致しており，i＞0.005では$\alpha \fallingdotseq 0.74$の関係になっている。ここでは，$k_2$を求める際にtを用いたが，$t \fallingdotseq L/\bar{u}$および$T \fallingdotseq L/u_{max}$とし，層流における$\bar{u} = 2 \cdot u_{max}/3$の関係を用



図－4－15　層流における再曝気係数 －（4.20）式と実測値の比較 －



図－4－16　遷移領域における再曝気係数
－（4.20）式と実測値の比較－

いると，αは1.125となり，幾分双方の値は近いものになる。しかし，i＝0.005 当りで双方に変化点がみられる現象については本実験から得られたデータからは説明できず，実験上のなんらかの要因が影響しているのかもしれない。この現象の解明は今後の課題である。

(4.21)式におけるα，β，γは次のようになる。

層流のi＜0.005において　$\alpha \fallingdotseq 1$

層流のi＞0.005において　$\alpha \fallingdotseq 0.74$

遷移領域において　$\beta \fallingdotseq 2.26$　$\gamma \fallingdotseq -9 \times 10^{-4}$

4.3　薄層流に関する水理実験のまとめ

本実験で得られた薄層流に関する知見をまとめると次のようになる。

(1)　層流から遷移領域に移るのは，$500 < Re = \bar{v} \cdot R/\nu < 600$であり，実用上は，Reynolds数500を変換点と仮定できる。

(2)　平均流速を求める場合は，次の式を適用して差し支えないものと思われる。

1）層流（Re＜500）において

$$\bar{v} = \frac{g \cdot i \cdot R^2}{3 \cdot \nu} + 1.5$$

2）遷移領域（500＜Re＜2,000）において

$$V = \frac{1}{0.0088} R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

(3)　再曝気現象を理論的に解明することはできなかったが，本実験で適用を試みたモデルや仮定から得られた再曝気係数を表わす実験式を次にまとめる。

1）平均流速と径深の関数として表わした場合

o　層流（Re＜500）において

$$k_2 = 1.61 \times 10^{-4} \cdot 10^{0.732 \log \frac{\bar{v}}{R}}$$

o　遷移領域（500＜Re＜2,000）において

$$k_2 = 6.98 \times 10^{-5} \frac{\bar{v}}{R}$$

2）水の流れを無視し，浸透説[27]に適用した場合

o　層流（Re＜500，かつi＜0.005）において

$$k_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot D}{\pi \cdot t}}$$

o　層流（Re＜500，かつi＞0.005）において

$$k_2 = 0.74 \sqrt{\frac{4 \cdot D}{\pi \cdot t}}$$

o　遷移領域（500＜Re＜2,000）において

$$k_2 = 2.26 \sqrt{\frac{4 \cdot D}{\pi \cdot t}} - 9 \times 10^{-4}$$

3）層流（Re＜500）において，流速分布を加味した浸透説[25]に適用した場合

$$k_2 = \frac{0.594}{t} \left(1 - \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cdot e^{-b_n \cdot \frac{2 \cdot D \cdot t}{3 \cdot R^2}} \right)$$

a_n，b_nは，表－4－1を適用する。

4）遷移領域（500＜Re＜2,000，かつi≧0.005）において，村上の式[19]に適用した場合，

$$k_2 = 2.30 \times 10^{-5} \frac{G^{3/8} \cdot \rho^{1/2} \cdot \nu^{3/8} \cdot D^{1/2}}{\sigma^{1/2}} \cdot \frac{n^{3/4} \cdot V^{9/8}}{H \cdot R^{1/2}}$$

$n = 0.0088$

4.4　今後の課題及び謝辞

本実験により薄層流における平均流速や再曝気を現象

として把握することはできたが，理論的な解明にまでは及ばなかった。特に，再曝気現象についてはバイオシェルフにおける生物学的な浄化作用を把握する上で重要であり，今後，更に詳細な解析を行ない理論的に解明する必要がある。

最後に，

本実験を実施するに際して終始御指導を仰いだ中村栄一氏に感謝の意を表するとともに，実験やデータの整理解析に際し多大の御協力をいただいた木島年幸，飯田良子の両氏に心から御礼申し上げる。又，浅野富夫博士には実験に先立ち水理実験の基礎を御教授賜ったことを記して感謝の意を表するものである。

使用記号一覧

C_S ：水中における飽和溶存酸素濃度 (mg/ℓ)
C_{IN} ：流入水中の溶存酸素濃度 (mg/ℓ)
C_{OUT} ：流出水中の 〃
C_0 ：水中における初期溶存酸素濃度 (mg/ℓ)
h ：水深 (cm)
H ： 〃 (m)
i ：水路底面勾配
I ：水面勾配又は動水勾配
R ：径深 (cm)
R ： 〃 (m)
B ：水路幅 (cm)
$\bar{v}$ ：水路における平均流速 (cm/sec)
V ： 〃 (m/sec)
u ：任意の縦断面上における任意の水深での流下方向の流速 (cm/sec)
$\bar{u}$ ：任意の縦断面上における流下方向の平均流速 (cm/sec)
u_{max} ：任意の縦断面上における流下方向の最大流速（層流では表面流速を表わす） (cm/sec)
t ：平均流下時間 (sec)
T ：気液の接触時間 (sec)
ρ ：水の密度 (gr/cm³)
ρ ： 〃 (kg/m³)
g ：重力加速度 (≒980 cm/sec²)
G ： 〃 (≒9.8 m/sec²)
ν ：水の動粘性係数 (cm²/sec)
ν ： 〃 (m²/sec)
D ：水中における酸素の分子拡散係数 (cm²/sec)
D ： 〃 (m²/sec)
σ ：水の表面張力 (kg/sec²)
π ：≒3.1416
Re ：Reynolds 数
Sh ：Sherwood 数
Shm ： 〃 の平均値
f' ：摩擦損失係数
U_* ：摩擦速度 (cm/sec)
τ_0 ：剪断応力 (gr/cm・sec²)
k_2 ：再曝気係数 (1/sec)
k_2 ： 〃 (1/day)
k_L ：酸素移動係数 (cm/sec)
Q ：水の平均酸素吸収速度 (mg/cm²・sec)
n ：マニングの粗度係数
Π_b ：水中での酸素の平均濃度を表わす無次元量
τ ：$=D \cdot x/u_{max} \cdot h^2$
x ：流下方向の距離 (cm)
α ：層流の流況を表わす係数
β ：遷移領域の流況を表わす係数
γ ： 〃

参考文献

1) Alleman・Prakasam, "Reflection on seven decades of activated sludge history" Journal WPCF, Vol.55, No.5, 1983 May.
2) Pasveer, "New developments in the application of Kessner brushes (Aeration rotors) in the activated sludge treatment of trade-waste waters", Waste Treatment, Pergamon Press, 1960.
3) Pasveer "A case of filamentous activated sludge", Journal WPCF, Vol.41, No.7, 1969 July.
4) Irvine et al. "Sequencing batch treatment of wastewaters in rural areas", Journal WPCF, Vol.51, No.2, 1979. February.
5) Dennis・Irvine, "Effect of fill and react ratio on sequencing batch biological reactors", Journal WPCF, Vol.51, No.2, 1979. February.
6) Irvine et al. "Municipal application of sequencing batch treutment" Journal WPCF, Vol.55, No.5, 1983. May.
7) Goronszy, "Intermittent operation of the extended aeration process for small systems", Journal WPCF, Vol.51, No.2,

1979. February.
8) Goronszy, Barnes" Nitrogen removal in continuous-flow sequentially aerated activated sludge system" Process Bioch. Vol. 17, No 1, 1982.
9) 太宰, 他 " 効率的微生物処理技術の開発に関する研究" , 昭和55年度排水処理の高度化に関する総合研究, 環境庁企画調整局研究調整課, 57, 1981.
10) 太宰甫郎, 他 " バルキング防止のための新しい回分式活性汚泥法の開発" , 下水道協会誌, 19, 214 1982.
11) 早川 登ほか " 連続流入回分式活性汚泥法による排水処理" , 用水と廃水, 24(6), 28, 1982.
12) 建設省土木研究所 " 昭和55年度下水道関係調査研究年次報告書集, 土木研究所資料第1709号, p.33, p.69, 昭和56年8月 ; 昭和56年度下水道関係調査研究年次報告書集, 土木研究所資料第1858号, p. 25, p.69, 昭和57年8月 .
13) 岡田ら, " 回分式活性汚泥法による脱窒・脱リンに関する研究", 第21回下水道研究発表会講演集, 1984.
14) 中村ら, " 間欠式OD法における処理機能解析" , 第21回下水道研究発表会講演集, 1984.
15) 多田・山岡, " オキシデーションディッチ法による処理実績", 公害と対策, 1984年12月号臨時増刊.
16) 多田・岩見, " 近江八幡市(沖島)における下水道", 下水道協会誌, Vol. 21, No 21, No 247, 1984.12.
17) 早川ら, " 連続流入回分式活性汚泥法による窒素・リンの同時除去" , 第21回下水道研究発表会講演集, 1984.
18) Committee on Sanitary Engineering Research " Effect of water temperature on stream reaeration " Proc. ASCE. J. Sanitary Engineering Div. SAS. Nov. 1961.
19) 村上, "河川における再曝気" 第6回衛生工学研究討論会 講演論文集 pp45.
20) 水理公式集 昭和46年度改訂版 土木学会 p. 36.
21) 〃 〃 〃 p.102.
22) 応用水理学 中II 石原藤次郎編 丸善(株) pp.404.
23) 石原, 岩垣, 合田, "薄層流に関する研究(第1報)" 土木学会論文集第6号 .
24) 水理公式集 昭和46年改訂版 土木学会 p. 381.
25) 移動現象論 平岡正勝, 田中幹也共著 朝倉書店 pp. 109 .
26) 反応工学 井本立也著 日刊工業新聞社 p. 251.
27) 〃 〃 〃 p. 264.
28) D. J. O'Connor and W. E. Dobbins "Mechanism of reaeration in natural streems" Trans. ASCE. Vol. 123, 1958. pp. 641.
29) W. E. Dobbins "BOD and Oxygen relationships in streams" Proc. ASCE, SA 3, 1964 pp. 53.

2．河床付着微生物等による都市河川の水質浄化工法に関する研究

担当機関及び担当者
建設省土木研究所
下水道部水質研究室　安中　徳二
森田　弘昭
山田　幸雄
河川部都市河川研究室　松浦　茂樹
谷本　光司
研究期間　昭和56年～昭和59年度
昭和59年度予算額　25,104千円

Purification of Urban Rivers by Periphyton Activities

(FY-1981-1984)
Public Works Research Institute, Ministry of Construction
Water Quality Division
T. Annaka, H. Morita, Y. Yamada
Urban River Division
S. Matuura,　K. Tanimoto

The water quality of rivers in Japan has generally improved in recent years. [1] This has become possible by the control of wastewater from industries and places of business in conformity with the Water Pollution Control Law established at the end of 1970 and by the progress of construction of sewage systems. However, there are still many rivers and lakes not satisfying the Environmental Water Quality standards in many districts mainly due to delay in taking measures against domestic wastewater. And thus it is required to quickly improve the water quality environment in the relevant water areas.

Reduction in pollutant sources is the most basic of the measures for improving the water quality of rivers, and this can be achieved by reduction of discharging loads at pollutant sources and construction of sewage systems. However, as long as there are human activities within river basins, it is actually impossible to greatly reduce the discharge of pollutants to the living environment. Also, it is difficult to develop the sewage systems at an early stage in view of the scale of the sewage development projects.

Under such circumstances, it becomes necessary to develop some alternative systems in addition to the basic measures stated above. As one alternative system, there are some trials of aggressive utilization of purification capacity possessed by rivers. It is well known that rivers have a great purification capacity called "self-purification."

Most of the water quality improvement measures are still in development stages but several full-scale facilities have been already constructed. In these facilities, the contact area between river water and river bed in increased for increasing in periphytons formed thereon. [7]

This study intends to clarify the water quality purification mechanisms of the water quality purification works

within watercourses, to finally develop the water quality purification works having an efficient, stable purification capacity harmonized with the surrounding environment and to establish formula to estimate effects of purification works on watercourses. Results of the four year research on purification works in watercourses are briefly summarized as follows.

1. Efficiency of the purification works placed in watercourses can be expressed an equation below.

$$E=\frac{T}{70+T}\left(39.3+8.0\frac{S^*}{S}\right)\left(0.4+0.6\frac{\theta}{20}\right)$$

where:

E: BOD_5 romoval rate (%)

T: flow-through period (min)

S^*: specific surface area of purification works (m^2/m)

S: river bed area (m^2/m)

θ: Water temperature (℃)

2. Metabolism of periphytons attached to the river bed can be quantified by means of Odum's diurnal curve method.

3. Among several works of different surface materials examined, one with artificial sods showed best performance.

1. はじめに

最近のわが国の河川水質環境は，総体的にみて改善の傾向がみられる[1]。これは，昭和45年末に公害国会で制定された水質汚濁防止法による工場，事業所などからの排水規制あるいは，下水道整備の進捗に負うところが大きい。しかし，生活雑排水対策の遅れなどから，望ましい水質環境基準に達していない，河川，湖沼等が各地に数多く残っており，早急に当該水域の水質環境の改善を図る必要がある。河川水質環境改善対策の中で，流入汚濁源の削減は，最も期本的なものであり，排出源のカットおよび下水道の整備によって達成されるが，流域において人間の活動がある限り，汚濁源の環境への排出を完全に削減することは，現実的に不可能であり，下水道整備についても，その事業規模から早期達成は，困難な状況にある。このような背景から，前述の基本的対策のほかになんらかの代替システムの開発が必要となりその一手法として河川のもつ自浄能力を積極的に活用し，水質改善を図ろうとする試みがある。この水質改善対策は，まだ実験段階のものが大部分であるがすでに実規模の施設も幾つか建設されている[2)~6)]。これらの施設は，河川水と河床材あるいは，河川内に設置した河床材との接触面積を増加させ，そこに形成される付着生物膜によって汚濁物質の酸化除去を図ろうとするものか，あるいは，浮遊汚濁物質の沈殿を促進させ除去しようとするものが主であるが，設計や維持管理の方針は必ずしも明確になっていない。本研究は，これらの浄化施設の水質浄化機構を解明し，効率的で安定した浄化能力を有し周辺の河川環境に調和した水質浄化工を開発すると伴に，浄化工の設計および機能評価の基本式を作成することを目的とする。

2. 流路内浄化工の概要

2. 1 流路内浄化工の浄化機能について

河川に流入した汚濁物質は，一時的に河川水質を悪化させるが，河川水の流下とともに水質は，除々に浄化され回復していく。これは，河川の自浄作用と言われ，流路内浄化工もこの自浄能力を積極的に利用しようとするものであるが，浄化工あるいは河川を処理施設として考えた場合，その浄化能力の評価には，いくつかの問題点がある。

第1点は，粒子態の汚濁物質を沈殿によって，水中から除去した場合，確かに浄化工，あるいは河川の流入部流出部では，汚濁物質の減少が観察されるが，洪水時には再浮遊し，下流に運搬されることとなる。このため浄化工あるいは，河川は一時的な堆積場所ということになり下水処理のような実質的な浄化はあまり期待できないということである。

第2点は，栄養塩濃度が高く，日照が充分に河床まで

届くような浅い河川では，付着性藻類が増殖し，大気中のCO_2を固定し，新に河川内に有機物を合成する。有機物の減少を自浄作用とする考え方からすれば，この現象は自浄作用ということになる。

これらの問題は，次の２つの観点から検討する必要がある。（1）浄化対象とする物質，（2）対象とする水域および時間スケール

第１の問題についてまず水域を河川のみに限れば，洪水時に堆積物が流送され，河川水質が悪化する期間はごく短かく，"浄化"の起こっている期間の方がはるかに長いことである。

さらに洪水時の河川の第一の使命が，多量の流水を安全に流下させることであり，このときの人間による河川利用は，ほとんど考えられないことから，洪水時に一時的にもたらされる水質悪化それ自体は人間を含めた河川環境にあまり直接的な影響を与えない。ということになる。この立場に立てば，沈澱による粒子態物質の除去は，浄化と考えてよいことになる。しかし，水域の水質が，時々刻々の負荷量によって規定されているのではなく，かなり長い期間の総合的な負荷量によって決定される湖沼や内湾が河川の流下先であるような場合には，洪水時を含めた長期間の総負荷量が少なくなる浄化対策でない限り，その水域の浄化の効果は乏しいということになる。

第２の問題は，河川であれ，湖沼や内湾であれ水域内で進行する富栄養化が引き起す二次的な障害に関するものである。河川あるいは浄化工内で合成された有機物（付着性藻類）は下流域，あるいは，湖沼，内湾の有機汚濁の供給源となりうる[7]。それゆえ有機物の除去を目標とする浄化工は，できるだけ有機物の分解を促進し，生産を抑制する機能のものでなければならないが，河川から湖沼，又は内湾までは一つの水域でありその中で生産される有機物量は，水域内に存在する栄養塩量に規定され，一定と考えれば河川での有機物が生産されない場合には，その分が湖沼，又は内湾で生産される可能性を残すこととなる。すなわち湖沼又は内湾の側からみれば浄化工の機能いかんによって有機物量の内部生産に由来するものと河川から流入する分の構成比は変っても，総量は一定であると考えられる。したがって，分解を促進し，生産を抑制するような浄化工の効果は，浄化工設置区間から下流の河川域に有効であると言える。

浄化工によって栄養塩除去を目標とした場合には，別の考え方が必要である。浄化工での栄養塩の除去機構は，粒子態栄養塩の沈澱以外に溶解性の栄養塩と藻体という固形物（付着性藻類）に変換し，水中から除くプロセスが基本となる。一度固定された栄養塩も，洪水時に河床の堆積物とともに流送され，湖沼，内湾に流入することになるが，粒子態の栄養塩は，大部分が流入後速かに沈澱し底泥化する。栄養塩は，底泥から溶出することになるが，溶解性で流入するものに比べれば，湖水への直接的な影響の程度は小さい。それゆえ溶存態の栄養塩を固形物（付着性藻類等）に変えるような，浄化工は実質的な湖沼，内湾の水質に影響する負荷量を少なくする効果があると評価できる。

以上の観点から，浄化工の浄化能力を検討する場合には，どの汚濁物質の浄化を行なうとしているのか，あるいは，対象水域をどこと考えているのかを，明確にしておく必要がある。

２．２　浄化工の分類

河川の水質改善のための浄化工を大別すると，河川の流路内に設けるものと，河川水路外に設けるものとがあり本研究では，前者について検討を行なった。流路内浄化工が具備すべき条件は水質浄化機能の他に（1）洪水を安全に流下させること，（2）平水時あるいは洪水時に浄化工が破壊されないこと，の２点がある。

浄化工を浄化効果と維持管理の観点から考えた場合，両者には一般に正の相関があり，浄化効果の高いものは，高度な維持管理を必要とし維持管理をあまり必要としないものは，浄化効果も低い。

表2-1に流路内浄化工の分類を示す。

（1）河床形態改良型

河床形態を水との接触面積を増加させるように変え，沈澱や付着微生物群による浄化を促進しようとする方法である。具体的には，人工水草やひもを河床に張りつけたり，レンガやブロック等を河床に固定して，付着生物の生息面積を大きくし固形物の沈澱や捕捉ができるポケットを確保するものである。

この種の浄化工では，平水時には，固形物の沈澱・捕捉が行われる。流量増大時に，堆積物の洗い出しが起って，再び沈澱・捕捉のためのポケットが作られることを期待しているが，河床材料は，河床勾配や掃流力などで定まってくるので，適用範囲には限界がある。また，流水接触面積や沈澱，捕捉のためのポケットもあまり大きいものではない。維持管理はそれほど必要としないが，浄化効果もあまり大きくない浄化工に属する。

（2）接触材料投入型

この形式の浄化工は，籠状，網状，ひも状の接触材を河床に定着させたり，水面上から懸垂させたりして，流

表2-1　流路内浄化工の分類

型　式	研究例および実施例	維持管理の程度	浄化効果の大小
河床形態改良型	人工芝の河床張付け　：土木研究所水質研究室 ひも状接触材の河床張付け　：茨城県土浦市 〃　：国立公害研究所陸水環境研究室[10]	小 小～中 中	小 小 中
接触材投入型	ひも状接触材の懸垂　：土木研究所水質研究室 あみ状接触材の河床固定　：茨木県石岡市 波板状接触材の河床固定　：神奈川県公害センター[11]	小 中 中	小 小 中
沈殿池型	河道拡幅による濁質トラップ：土木研究所　都市河川研究室	中～大	中
エアレーション型	落差拡幅によるバッ気　：土木研究所　都市河川研究室 散気エアレーションによるバッ気：建設省	小 小	小 小

水との接触面積を増加させたり，沈澱，捕捉のポケットを確保するものである。河床に接触材を定着させるタイプのものは，河床形態改良型に比べると，付着微生物量もかなり大きくできるうえに，固形物の沈澱，捕捉も効率よく行えるが，逆に異物や捕捉した固形物などによる詰りや，装置の破損の危険性がでてくる。それゆえ，洪水時の完全性を確保するために，計画断面外に設置することや，大型の夾雑物を除去するためのスクリーンと土砂を除去するための沈砂池の設置が必要である。この種の浄化工は，浄化効果は高いが，相当の維持管理を必要とする。

ひも状や網状の接触材を，水面上から水中に懸垂するタイプのものは，沈澱効果は期待できないが，固形物質による閉塞や，洪水を阻害する心配もなく，維持管理も，ほとんどいらない。

（3）沈澱池型

取水ゼキの堰水区間を利用したり，流路にふくらみを設けたり，傾斜板を流路に設置して沈澱を促進するタイプのもので，定期的なしゅんせつと組み合わせれば，除去効果は大きくなるものと思われる。

（4）エアレーション型

有機汚濁が著しく，溶存酸素が欠乏しているような河川において，機械攪拌，エアーの吹きこみ，セキの落差利用等によってDOを供給し，有機物の好気的な分解を図ろうとするものである。この方法は，BODの減少には，幾分は役立つが栄養塩の除去に関しては，効果がない。

本研究では，主に河床形態改良型の浄化工と，接触材投入型の懸垂タイプの浄化工について検討を行った。

3．流路内浄化工の機能評価

3．1　研究経過

本研究は，図3-1に示すような，フローに基づいている。

段階Ⅰ　還流水路および実河川において，有機物や栄養塩の浄化能力の調査，河床付着微生物群の同定，定量，付着性藻類による有機物の生産量の推定等の実験を実施し，河川の浄化に関する基本的な検討を行った。

段階Ⅱ　段階Ⅰの調査結果から浄化に影響する因子を抽出し，人為的操作が可能なものと，不可能なものにわけ，前者については，浄化工設計の基本項目とし，後者についても，浄化能力の予測に用いることとした。本研究では，人為的操作が可能なものとして，流下時間，浄化工の流水接触面積，溶存酸素，浄化工の設置方式をとりあげ，人為的操作が不可能なものとして，水温と水質を設定した。

段階Ⅲ　Ⅲ$_1$では，Ⅱで抽出した影響因子を，実験水路のデーターを用いて，モデル化した。

Ⅲ$_2$は，浄化工の実河川適用性に関する調査として，浄化工が河川の洪水疎通能力に与える影響について，数値計算を行ない，安全性の検討を行った。また堆積

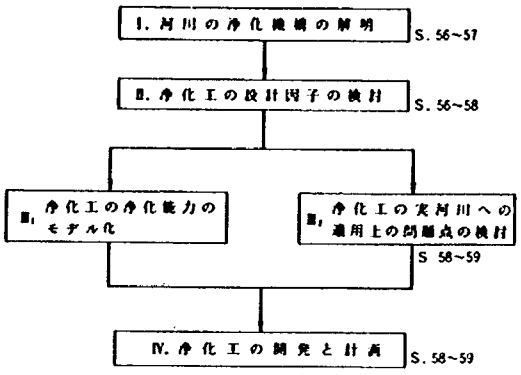


図3-1　研究フロー

物によって閉塞した浄化工の浄化能力の回復を，実験水路に模擬洪水を発生させ検討した。

段階Ⅳ　これまでの成果を取りまとめ，浄化工の機能評価の基本式を提案した。

3．2　研究施設の概要

本研究で利用した，大型河川模型は，2系統あり，それぞれの諸元を以下に示す。

○環流型実験水路

本施設は，全長290m のステンレス製循環水路であって，深さ500mm，路床部の幅500mm，側壁上端部の幅1,500mm の台形断面を有する（図3-2，写真3-1参照）。一旦円形のタンクに貯留された水は，循環用ポンプで水路上端部に送られ，傾斜1/1000の水路を自然流下して再びタンクにもどるしくみになっている。水路は全く同型のものが南北方向に並行して5本設置されており，各水路のタンクには，あらかじめ設定された流量で上水を連続的に供給することができる。

○実河川水供給型水路

本実験装置は，茨城県湖北浄化センター内に，設置しており，霞ケ浦に流入する小河川，境川からポンプアップした河川水を供給できる構造になっている。

本体は，コンクリートブロック製で表面は防水処理をほどこしてある。全長は，往復で300m，高さ40cm，幅60cm の矩形断面（図3-3，写真3-2参照）をもち，2本の水路が併設してある。

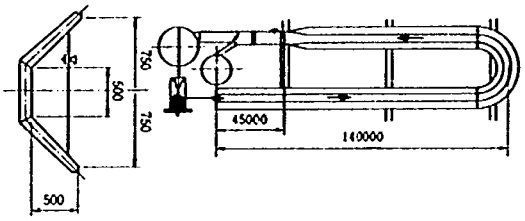


図3-2　還流水路

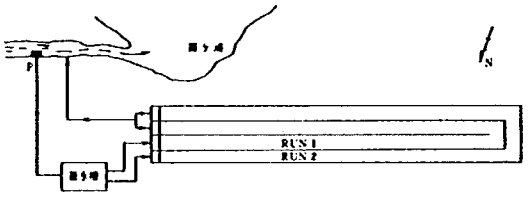


図3-3　実河水供給型水路



写真3-1

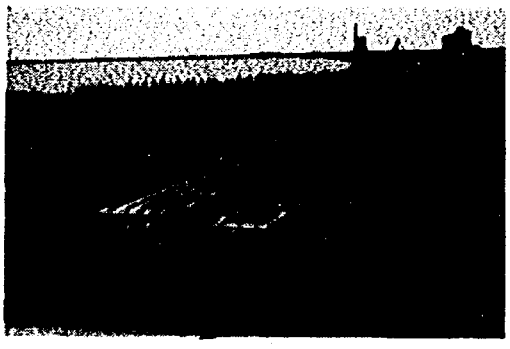


写真3-2

3．3　汚濁物質の浄化機能

流路内浄化工で除去対象としている汚濁物質は有機物（BOD_5）と栄養塩（窒素，リン）であり，浄化の考え方は2章で述べたとおりである。溶存性の汚濁物質の浄化能力については，56年度より環流水路実験で継続して

検討を行っており，58年度からは実河川水供給型水路を用いて粒子性の汚濁物質を含めた浄化能力の検討を始めた。

58年度までの実験結果については，これまでの報告書に詳述してあるので，本節では主に59年度の実験結果を中心に報告を行うこととする。

3.3.1 環流水路実験

（1）実験条件

実験期間は，59年10月1日から59年12月25日までで，水路は，人工汚濁水が上流から下流まで流下しそのまま水路外に流出する流下方式で運転した。

接触材は前年度までの実験で最も効果的であった人工芝と，新たに閉塞の恐れのない懸垂型のもの（人工芝を裏返しにしたものとひも状接触材）を設置した。採水は流入地点，中間地点2点，流出地点の計4地点で，週2回午前11時ごろ行った。

表3-1に実験条件を示す。

接触材の配置方法を図3-4に示す。

（2）有機物（BOD_5）の除去機能のモデル化

有機物は，BOD_5 を指標に用いた。環流水路は屋外に設置してあるため，水温，気温，日照等の実験条件をコントロールすることはできないが，実験時の水温をパラメーターにして，大きく3ケースにわけた。ケースⅠは，水温が20℃ 前後，ケースⅡは，15℃ 前後，ケースⅢは，10℃ 前後を基準にしている。水温は流入部と流出部で測定しその平均を用いた。採水を行った午前11時ごろの水温は，56年度の調査結果より，ほぼ日平均水温であることがわかっている。表3-2にケースごとの水温と流入 BOD_5 を示す。

有機物の除去機能のモデル化は，次のステップに従って実施した。

ステップⅠ

有機物の除去に最も大きな影響を与える因子は，浄化工内を流れる汚濁水の流下時間であり，まず各 Run，ケースごとに流下時間（T）と，除去率（E）の関係を曲線に近似した。除去率と流下時間は一般に正の相関があるが，ある一定の値に漸近すると考えられ，そのような性質をもつ曲線として，次の二つを検討した。

$$\text{Ⅰ}\quad E=a\left(1-e^{-bT}\right)$$

$$\text{Ⅱ}\quad E=\frac{bT}{a+T}$$

水路のデータから，各数式の a，b 値を決定し，相関係数を求めた結果，Ⅱ式の方がやや高い値を示した。

Ⅰ式では，r＝（0.52～0.74），Ⅱ式では，r＝（0.56～0.92）であったため monod タイプのⅡ式を採用した。

ステップⅡ

同じ Run のケース毎のデータから，水温の効果を抽出し温度補正項を作成する。

ステップⅢ

水温と流下時間を一定にした場合の，各 Run ごとの除去率の違いから，浄化工の性能を抽出し浄化工の性能

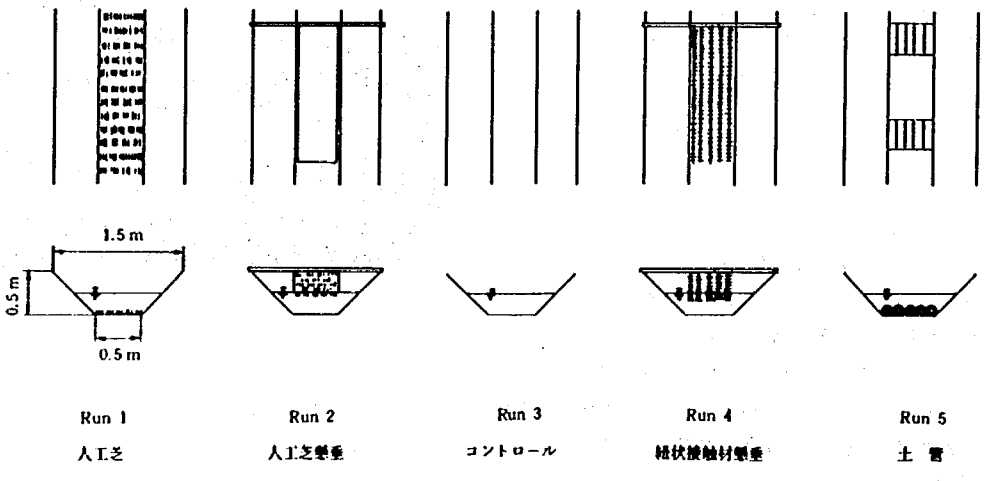


図3-4 接触材の配置方法

表3-1　59年度環流水路実験条件

	RUN 1	RUN 2	RUN 3	RUN 4	RUN 5
河床形態	人工芝	人工芝単幕	ステンレス	ひも状接触材の単幕	上 皆
運転条件	表下方式				
スキムミルク投与濃度(mg/l)	20 ～ 50				
平均水深(cm)	10				
流下時間(min)	280	260	320	310	310
流水接触面積(㎡/m)	4.98	3.98	0.78	1.78	1.03

表3-2　実験時の水温と流入 BOD_5 濃度

	水温 (℃)			流入BOD_5濃度 (mg/l)
	ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ	
RUN 1	19.8～21.9	12.7～15.8	7.5～10.6	6.1～27.3
RUN 2	18.9～21.9	12.8～15.8	7.5～10.9	10.8～24.3
RUN 3	18.8～21.9	13.3～14.9	7.9～10.8	10.4～23.0
RUN 4	18.6～21.8	14.3～15.7	7.2～10.9	5.7～25.7

補正項を作成する。

ステップⅣ

温度補正項と浄化工の性能補正項を組み入れた，除去率一流下時間曲線を作成する。

以下に上記のステップに従った計算過程を示す。

計算過程

ステップⅠ

図3-5に BOD_5 の除去率と流下時間の関係を示す。

図中の実線は，BOD_5 の除去率（E）と流下時間（T）を Monod タイプの曲線に近似した計算結果である。

$$E=\frac{B\cdot T}{A+T} \qquad \cdots\cdots (3\text{-}1)$$

(3-1) 式の場合，A が反応速度の大小を表わし，B/A が浄化工の浄化能力の限界を表わすものと考えることが出来る。

ステップⅡ

同一の浄化工におけるケース毎の B/A 比の違いは，水温の効果によるものと考えられることから，B/A 比とその時の水温の関係を，一次回帰式で近似した。なお各ケースで得られた (3-1) 式で A 値がほぼ等しいことから，回帰式では B 値と水温を変数にした。計算結果を表3-3に示す。

表3-3　B 値と水温の関係

	回帰式	備考
RUN 1	$B=36+2.5(\theta)$　$r=0.99$	θ：水温(℃) r：相関係数
RUN 2	$B=34+2.5(\theta)$　$r=0.99$	
RUN 3	$B=13+1.6(\theta)$　$r=0.99$	
RUN 4	$B=28+1.6(\theta)$　$r=0.99$	

表3-4　BOD 除去率（E）と流下時間（T）と水温（℃）の関係

	モデル式　$\frac{E\ (\%)}{T\ (min)}$　θ (℃)
RUN 1	$E=\frac{T}{68+T}\ 88\{0.42+0.58(\frac{\theta}{20})\}$
RUN 2	$E=\frac{T}{71+T}\ 83\{0.42+0.58(\frac{\theta}{20})\}$
RUN 3	$E=\frac{T}{78+T}\ 45\{0.28+0.72(\frac{\theta}{20})\}$
RUN 4	$E=\frac{T}{68+T}\ 60\{0.46+0.54(\frac{\theta}{20})\}$

表3-5　B 値と流水接触面積

	B値	流水接触面積 (㎡/m)	流水接触面積比
RUN 1	88	4.98	6.4
RUN 2	83	3.98	5.1
RUN 3	45	0.78	1.0
RUN 4	60	1.80	2.3

相関係数が各水路とも非常に高く，水温が10～20度の範囲では，B 値を水温で充分に説明できる。さらに水温の回帰式の基準を20℃ として，(3-1) 式に組み入れると，表3-4のようになる。RUN3のコントロール水路を除いて，他の接触材を投入した水路の BOD_5 除去率に関する温度効果は，ほぼ同一とみなせる。

ステップⅢ

次に接触材の効果を検討する。表3-4で得られた BOD_5 除去率（E）を表わす式で，水温と流下時間が同じ場合の各水路ごとの除去率の違いは，接触材の効果の違いによるものと考えることができる。接触材の浄化性能を左右する因子は材質や形状ではなく流水接触面積で

あることが昭和58年の調査で確認されており，ここでは水路の単位長さ当りの各接触材の流水接触面積と，除去率を比較検討してみる。

表3-4の各式でA値および温度補正項を同一と仮定し，B値と流水接触面積比（$）の関係を一次回帰式で近似した。流水接触面積比とは，接触材を設置していない水路の1m当りの流水接触面を分母にし，接触材を入れた水路の接触材の表面積を水路自体の流水接触面を加算したものを分子にした値である。

$$B=39.3 + 8.0\$ \quad r=0.99$$

B値と流水接触面積比は，非常に良い正の相関がありBOD_5除去効果と流水接触面積の相関が高いことが確認できた。

ステップⅣ

以上の結果を総括し，本年度の環流水路におけるBOD_5の除去効果に関して以下の式を導入した。

$$E=\frac{T}{70+T}\left|0.4+0.6\left(\frac{\theta}{20}\right)\right|\cdot(39.3+8.0\$)$$

E；BOD_5除去率（%）

T；水路流下時間（min）

θ；水路平均水温（℃）

$；流水接触面積比（−）

（2）栄養塩類（T-N，T-P）の除去機能のモデル化

栄養塩類の浄化に関しても，有機物の除去機能のモデル化と同様の手法で解析を行なったが，除去率と流下時間を充分に説明できる曲線回帰式が得られなかった。また，水温による除去率の違い，接触材間の除去率の違いも見られなかった。全体的な傾向として，流下時間が増加すると除去率も上昇する。またコントロール水路と接触材を投入した水路では，接触材を投人接触材を投入した水路の方が，除去率が高かった。

実験期間中に観測された。T-N，T-Pの除去率の全データを図3-6，図3-7に示す。T-N，T-Pとも接触材を投入した水路では，5時間程度の流下時間で約40%の除去率が得られた。

3.3.2 実河川水供給型水路実験

（1）実験概要

環流水路の実験では，主に溶解性の汚濁物質の浄化効果を検討したのに対し，本水路では，実河川水を用いて浮遊性汚濁物質の浄化効果も，検討した。また，浄化工の実河川適用性に関する観点から，浄化工の閉塞に伴う浄化効果の低下の連続調査と模擬洪水による浄化効果の回復実験を行った。

（2） 実験条件

本水路の運転は，59年9月22日から59年12月6日まで行なった。模擬洪水実験は，11月7日に実施した。採水は，|0，20，40，80，120，160，200，240，300m| の計9地点で週2回の割合で行った。実験条件を表3-6に示す。また，接触材の配置方法を図3-8に示す。

（3）実験結果

・平均除去率

表3，7〜8に，9月22日から11月6日までの46日間の汚濁物質の平均の除去率を示す。環流水路実験でも人工芝接触材の方が，ひも状接触材よりも浄化効率が高かったが，本実験でも同様の結果が得られ，接触材の流水接触面積が，浄化効率に大きい影響をもつことがわかった。さらにRUN 1とRUN 2ではRUN 1の方が粒子態の汚濁物質の除去効果が高く，人工芝浄化工の固形物の捕捉効率の良いことがわかる。

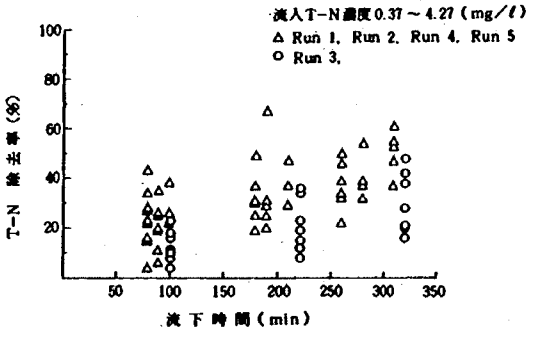


図3-6 T-N除去率と流下時間

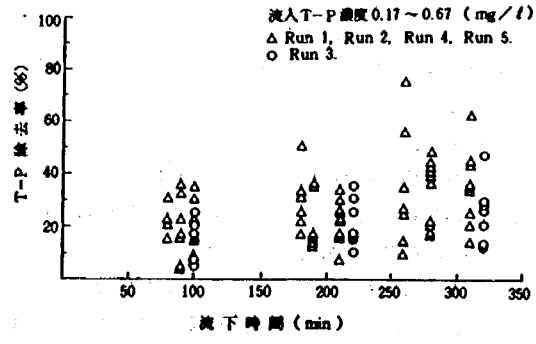


図3-7 T-P除去率と流下時間

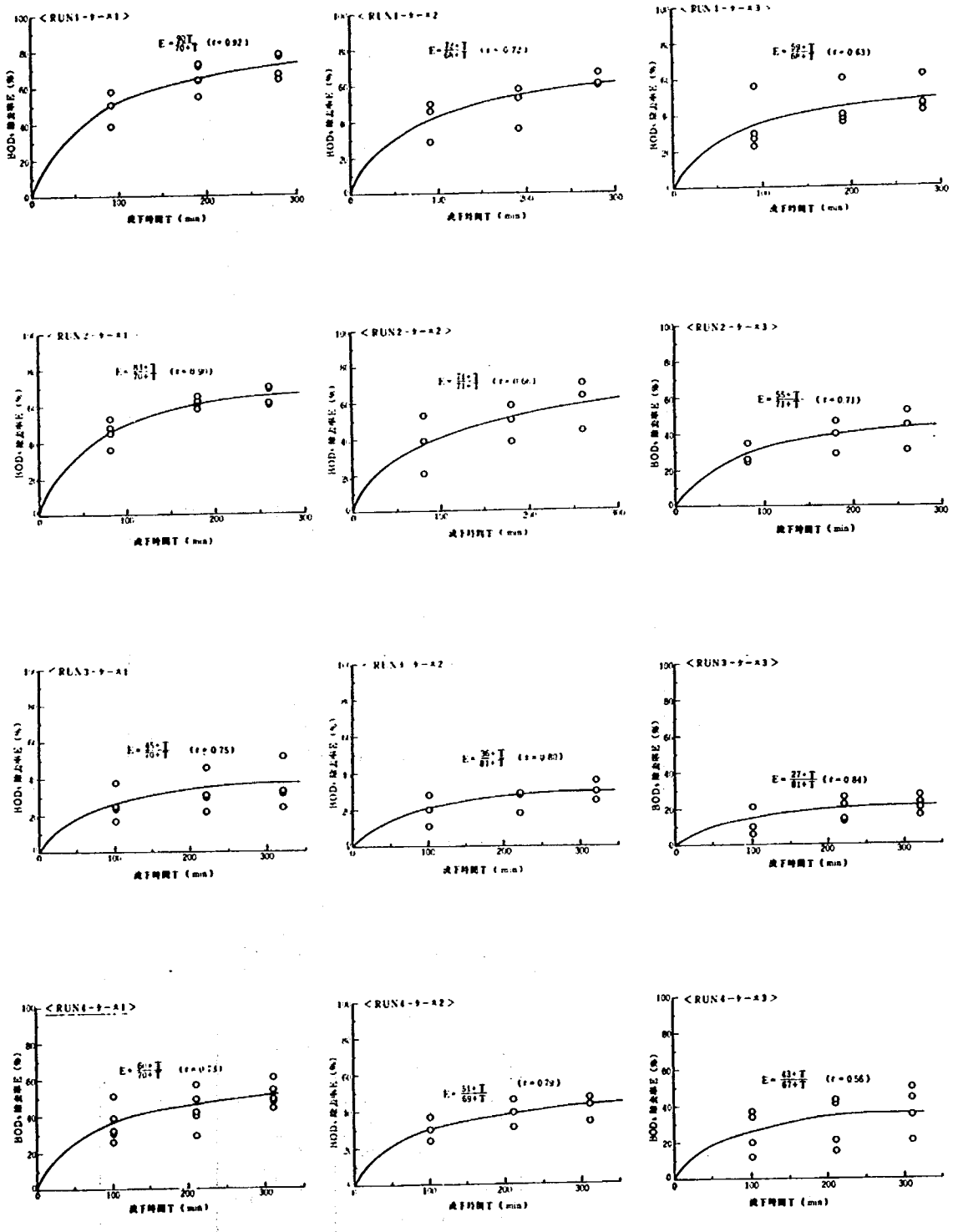


図3-5　BOD除去率と流下時間の関係

表3-6　59年度実河川水供給型水路実験条件

	RUN 1	RUN 2
接触材の種類	人工芝	ひも状接触材
流水接触面積 (㎡／m)	5.94	1.50
平均水深 (m)	0.15	
流量 (㎥／min)	0.58	
流下時間 (min)	30	

・浄化工の閉塞に伴う除去率の低下

図3-9～10に，SS，BOD，T-N，T-Pの除去率の経時変化を示す。

RUN 1（人工芝）では，固形物の堆積に伴う除去率の低下が観察された。これは，固形物の沈殿捕捉ポケットの減少および付着面積の減少によるものと思われる。なお，RUN 2（ひも状接触材）では，RUN 1ほどの除去率の低下は見られなかった。図3-9中にSSの除去率のみを示す。表3-9に，肉眼による定性的な観察ではあるがRUN 1の固形物による閉塞の状況を示す。図3-11は，RUN 1の模擬洪水実験前の底泥の堆積物の分析結

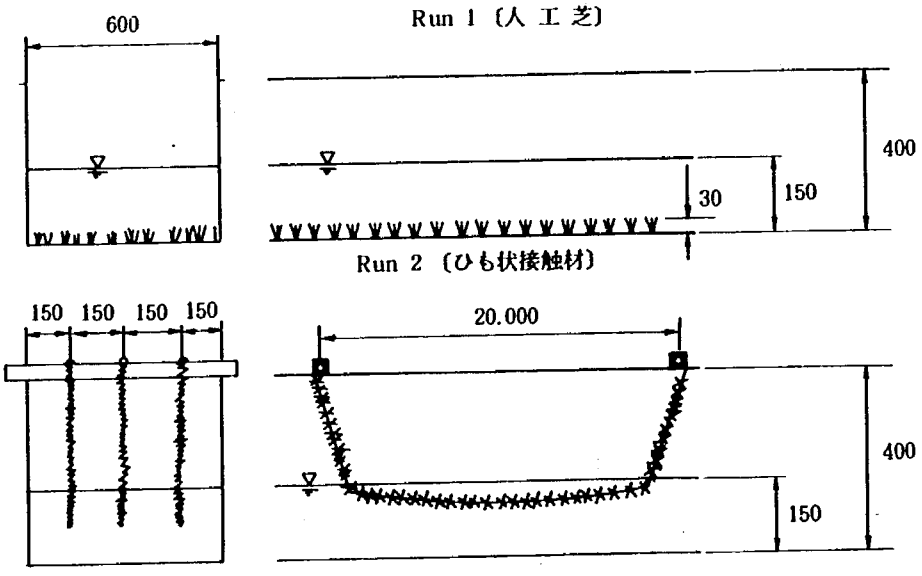


図3-8　接触材の配置方法

表3-7　汚濁物質の除去率〔RUN 1　人工芝〕

		流入濃度 (mg／l)	流出濃度 (mg／l)	除去率 (%)		水温 (℃)
SS		11.7 (6.0～20.0)	6.3 (4.0～9.6)	46.2		14.5
BOD	P	2.8 (0.9～9.2)	1.5 (0.5～3.2)	46	32.0	11.3～20.1
	D	2.2 (0.8～5.1)	1.9 (1.0～5.9)	14		
N	P	0.40 (0.10～0.94)	0.30 (0.03～0.72)	25	9.2	
	D	2.66 (2.50～3.35)	2.48 (2.34～2.91)	7		
P	P	0.14 (0.04～0.24)	0.11 (0.00～0.16)	21	12.1	
	D	0.19 (0.12～0.30)	0.18 (0.12～0.30)	5		

＊　測定回数11回
＊＊　P：粒子態　　D：溶存態
＊＊＊　流入濃度，流出濃度は平均値と上限値，下限値を示す。

果である。堆積量は入口から出口にかけて，堆積量が指数的に減少しているが，堆積物の性状（$\frac{IL}{SS}$）は，流下方向に大きな違いはなかった。

・模擬洪水による掃流効果

実河川に設置した浄化工は，固形物によってしだいに閉塞し，浄化能力が低下するものと考えられる。本調査でも，図3，9～10に示すように，時間の経過とともに浄化能力が低下していくのが観察された。流路外に設けた浄化工では，河川水の流入を一時止めるなどして，堆積物の除去を行うことが比較的簡単に出来るが，流路内に設置した浄化工では，堆積物の除去作業は難しい。それゆえ流路工浄化工の堆積物の除去は，通常は洪水による掃流効果を期待し，大型の異物等による閉塞時のみ，人為的な除去作業を行うものとする。

平水時に堆積する粒子態物質が，どの程度の洪水によって流出するか，あるいはその流出の程度はどの位かという点についてはすでに多くの研究[12) 13)]がなされているが，浄化工に堆積するような，粘性汚濁物質や付着微生物のはくり，流出を充分に説明できる理論は未だ報告されていない。そこでここでは浄化工を設置可能な中小河川で，比較的頻繁に発生するような規模の洪水（洪水流量÷平水流量≒10）を想定し，模擬洪水実験を行なって，浄化工に堆積する固形物のフラッシュ効果を検討した。

模擬洪水は，大型水中ポンプ（5m³/min）を通常の河川水供給ポンプ脇に設置し同じ河川水で再現した。

流出開始から終了まで約210分で，最大5 m³/min，総

表3-8　汚濁物質の除去率（RUN 2　ひも状接触材）

		流入濃度 (mg/l)	流出濃度 (mg/l)	除去率 (%)		水温 (℃)
SS		10.8 (6.8～16.6)	6.8 (4.0～8.4)	37.0		14.0
BOD	P	2.12 (1.06～3.43)	2.28 (1.26～3.13)	-7.5	10.3	11.3～20.1
	D	1.78 (1.08～2.30)	1.19 (0.39～1.71)	33.1		
N	P	0.69 (0.43～1.23)	0.75 (0.30～1.26)	-8.7	5.5	
	D	2.86 (2.27～4.65)	2.48 (1.94～3.33)	13.3		
P	P	0.15 (0.05～0.22)	0.11 (0.07～0.14)	26.7	13.3	
	D	0.18 (0.05～0.28)	0.15 (0.02～0.26)	16.7		

× 測定回数7回
×× P：粒子態　D：容存態
××× 流入濃度，流出濃度は平均値と上限値，下限値を示す。

表3-9　水路の閉塞状況

	9/22	9/27	10/8	10/18	10/29	11/7 洪水前	11/7 洪水後
RUN 1	通水開始	0～50m 泥に埋没	0～100m 泥に埋没 100～250m 付着生物出現	0～150m 泥に埋没 150～300m 付着生物	0～200m 泥に埋没 200～300m 付着生物	0～250m 泥に埋没 250～300m 付着生物	付着生物はすべて剥離。1～10mm ほど泥が残る。
RUN 2		0～100m 泥がコンクリート面を被覆	0～200m 泥がコンクリート面を被覆 0～100m 付着生物出現	0～300m 泥がコンクリート面を被覆 0～150m 付着生物出現	同　左 0～300m 付着生物	同　左 同　左	同　左 同　左

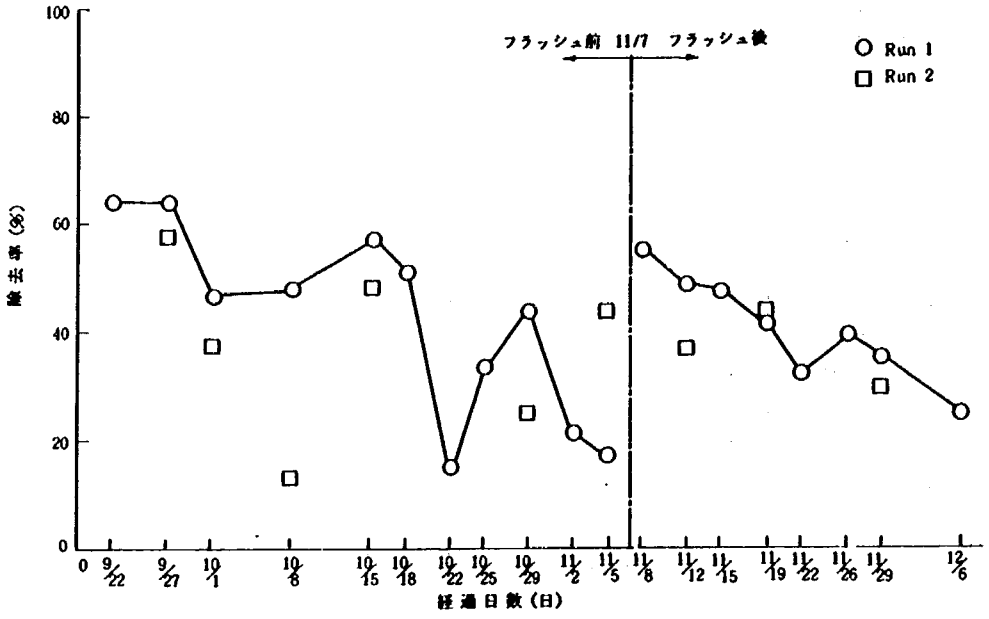


図3-9 SS除去率の経日変化

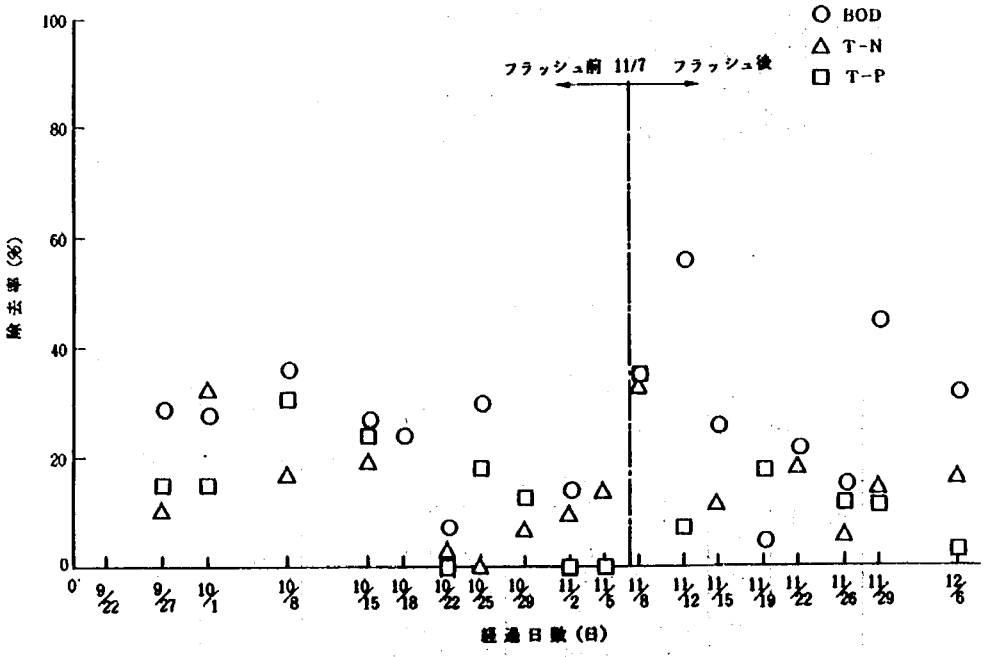


図3-10 除去率の経日変化

流量913.5m³であった。

洪水直前の水路底は，前半の250m区間は泥で人工芝が完全に埋っている状態で水路後半の50m区間は，大きく成長した糸状性のバクテリアによって，人工芝が見えない状態であった。

図3-11にフラッシュ前の堆積状況，図3-12にフラッシュ後の堆積状況を示す。

また実験時の流量とSSの経時変化を図3-13に示す。

図3-9～10に示されている通り，洪水によるフラッシュ効果は，明らかである。肉眼による観察でも，洪水前には，まったく埋没していた人工芝が洪水後には，水路全長で見られた。表3-10にこの洪水によって流出した汚濁物質の総量を示す。表中のIは，水路出口で実測した流量と水質によって求めた流出量，IIはフラッシュ前後の底泥の堆積量と，BOD，N，P含有率から求めた流出量である。

表3-10　総流出量

		SS (kg)	BOD (g)	T-N (g)	T-P (g)
総流出量	I	95.7	6,602	487	1,184
	II	100.3	6,921	512	1,244

この洪水後の汚濁物質の浄化効率を図3-9～10に示す。

洪水前には，明らかに低下していた除去率も洪水後には，回復しており洪水のフラッシュ効果を確認できた。

・底泥の物質収支

模擬洪水実験前までの，水路の運転期間は9月22日～11月6日の46日間であった。この間の汚濁物質の平均除去率から，水路内に堆積した量を推定してみる。流量は毎日一定で，46日間で

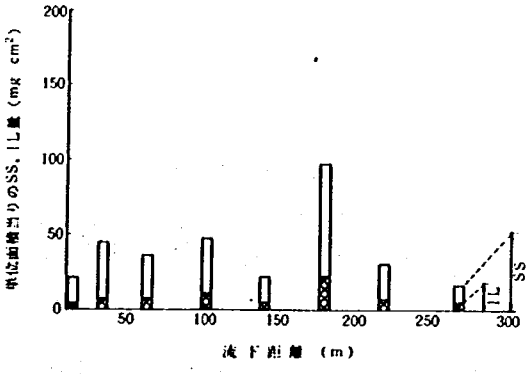


図3-11　底泥の堆積状況〔フラッシュ前〕RUN 1

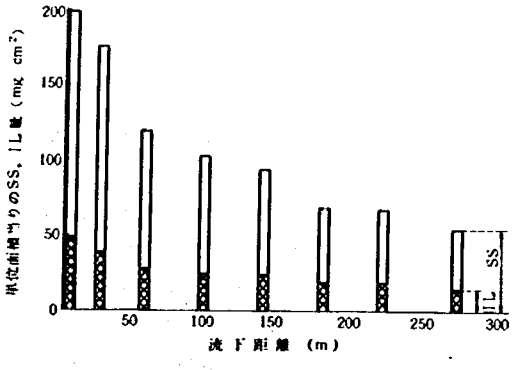


図3-12　底泥の堆積状況〔フラッシュ後〕RUN 1

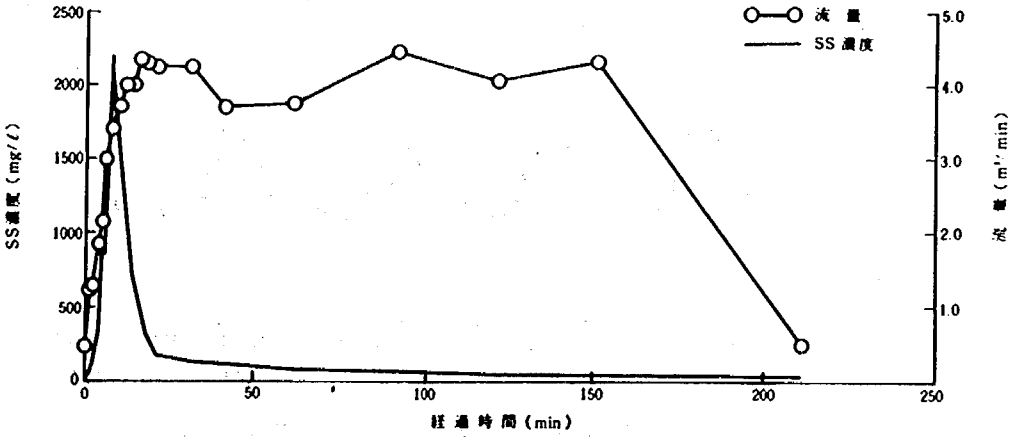


図3-13　模擬洪水によるSSの経時変化

$$582(\ell/分)\times60\times24\times46=38552m^3$$

の流入があった。SS，N，Pは，流入中から減少して除去率としてカウントされたものは，すべて底泥に移行したものとして考え，BOD_5については除去されたもののうち，粒子態の部分のみが底泥に移行したと仮定した。表3-11に計算結果を示す。

さらに11月7日の底泥の堆積量とその時の汚濁物質の含有率から求めた堆積量を表3-12に示す。

平均除去率から求めた堆積量にくらべ，実際に堆積している量はかなり小さい。これには，2つの理由が考えられる。第1点は，平常の採水においては，水路内で増殖し流下してくる大型の付着生物をカウントしていないので，付着生物に固定され流出したものが底泥の減量分となっている。また各汚濁物質の残存率をみるとT-Pが0.58でBOD，0.24，T-N，0.19と，保存物質で高く，非保存物質では低いことから底泥内の分解気化に伴う減少分もあると思われる。

3．4内部生産の推定手法

河川の自浄作用を論ずる際，「真の」あるいは「狭義の」という形容詞が置かれた場合，一般に有機物の無機化現象をさす。しかし通常の河川では，この自浄作用とともに，一次生産者（藻類等）による有機物の合成活動も同時に進行しており，これは「自浄作用」とか「内部生産」とよばれている[7]。この内部生産が，ただちに河川環境に悪影響を与えるわけではないが，少なくとも当該河川が流入する湖沼や内湾等に対する有機物負荷の増大には寄与する。それゆえ，浄化工設置区間内の，ネットの有機物収支を定量することが重要となる。

相崎は，河川水中に入れた塩ビ板上に付着して棲息する微生物群集を，付着板ごと取出して河川水とともに密封容器に入れ，中のDO濃度の変化から付着微生物群集の生産・呼吸作用を測定するという方法を案出した[14]。しかし，河床付着微生物群の代謝作用は，流速や底面摩擦力等，水理学的条件の影響を受ける場合もあるため[15][16]，生産力や呼吸速度を把握する場合には，現地で直接測定を行った方がよい。本研究では，このような観点から付着性藻類による光合成や従属栄養微生物による呼吸等を含めた総括的な有機物収支を，H. T. Odumの提案した日変化曲線法（diurnal curve method）[17]を用いて検討した。

表3-11　推定堆積量

	流入濃度 (mg／l)	流出濃度 (mg／l)	堆積量 (kg)
SS	11.70	6.30	208.2
P・BOD	2.77	1.50	49.0
T-N	3.06	2.78	10.8
T-P	0.32	0.28	1.5

表3-12　汚濁物質含有率から求めた堆積量

	含有率 (mg／g・SS)	堆積量 (g，SSのみkg)	堆積量／推定堆積量
SS	—	170.9	0.82
BOD	69.0	11.81	0.24
T-N	5.1	2.11	0.19
T-P	12.4	872	0.58

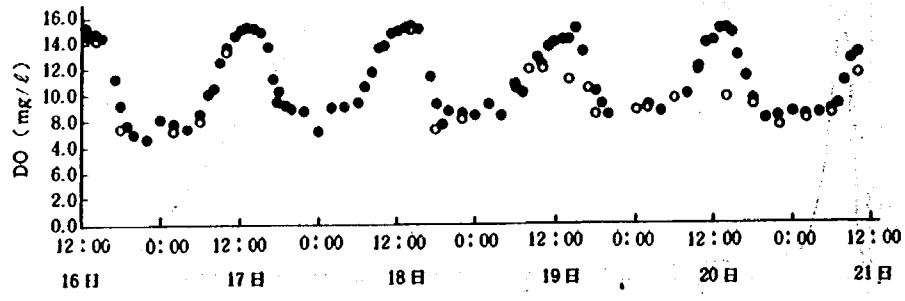


図3-14　還流水路におけるDO濃度変動パターン（11月16日～21日）
（黒丸は流水中の濃度，白丸は路床材間隙水中の濃度を示す。）

流水の自由表面における酸素移動と，微生物群集の生産・呼吸活動に伴う酸素収支，および上水供給による水の交換を考えれば，還流水路水中のDO（溶存酸素）変動は次式に従う。

$$\frac{dC}{dt}=K_2(Cs-C)+q(Cin-C)+\beta \quad \cdots\cdots (3\text{-}2)$$

C：流水DO（mg/l）　Cs：飽和DO（mg/l）

Cin：供給水DO（mg/l）

β：群集純生産速度（$mgO_2/l\cdot hr$），

K_2：水路再ばっ気係数（1/hr），

q：水路希釈率あるいは滞留時間の逆数（1/hr）

(3-2) 式の左辺（$\frac{dC}{dt}$）を差分式で近似し，水温，DOの時系列データから β を求めることができる。なお，再ばっ気係数を推定する方法には，現在1）水理公式によって求める方法，2）DOの時系列データーからスペクトル解析によって求める方法，3）ガストレーサーによって求める方法があり，河川特性に応じて，最も適した推定手法を用いればよい。環流水路実験では，水理公式のうち，村上の式[18]を用いて再ばっ気係数を求めた。

昭和56年度の調査結果より，流水中のDO収支によって内部生産を定量する手法を説明する。この時の水路の運転条件は，循環方式で投入基質はスキムミルク（625/day），河床は礫，平均流速24.6（cm/s），滞留時間1.9（日）であった。

図3-14は，昭和56年11月16日～21日に測定した環流水路流水中のDO変動パターンである。DOの変動幅が大きい程，水中に棲息する微生物群集中の代謝作用が大きいと考えられる。図中の白丸は，礫河床中の間隙水でサイホンで採取し，DOを測定した結果であるが，流水中のDO濃度とほぼ等しく，流水と礫河床内間隙水の交換が十分に行なわれていることを示している。このデータを（3-2）式に入れて，群集純生産速度を求めたのが図3-15である。

群集純生産速度は，昼間は正，夜間は負の値となっている。純生産速度は（総生産速度）－（呼吸速度）と定義されるから，日射量が大きくなること，藻類の光合成活動が生物群集全体の呼吸量を上回ることを示している。

図3-16は，実験期間中の水温と，日照量の時間的変動を示す。両者とも群集純生産速度と類似した時間変動を示し，群集純生産への寄与率の高いことを暗示している。

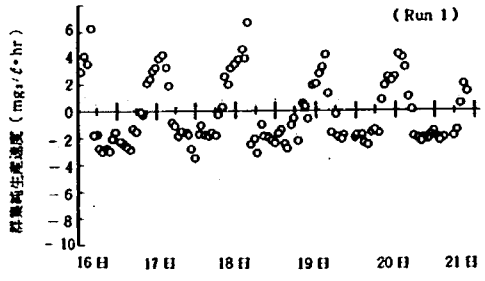


図3-15　群集純生速度の変動（11月16日～21日）

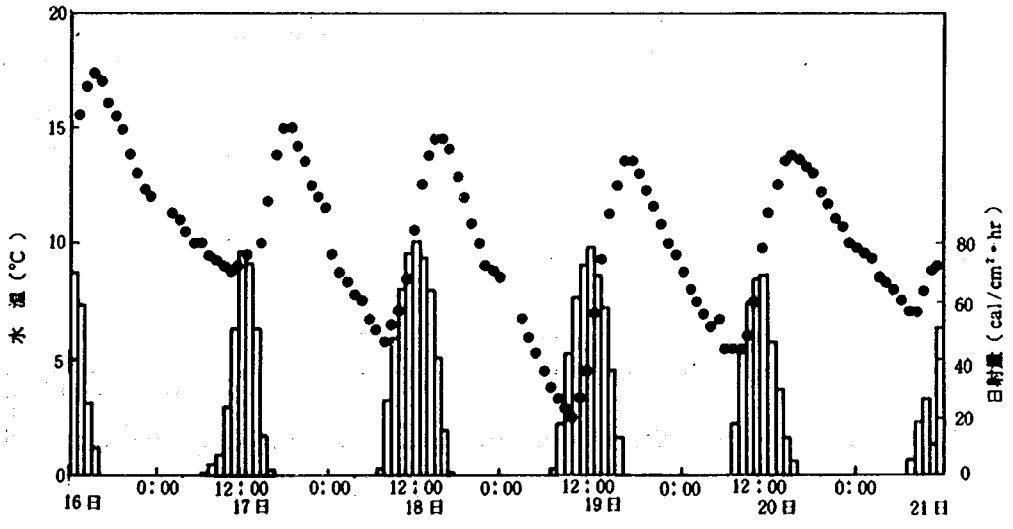


図3-16　水温（黒丸）と日射量（ヒストグラム）の時間的変動

図3-17に群集純生産速度と日射量との関係を示す。群集純生産速度は，0.25～0.5 (MJ/m^2) ではほぼ飽和に達することから，それ以上の日照量における群集生産速度の変動は，水温が律速となっているものと思われる。
以上のような手法によって河川内の有機物収支を定量することが可能である。

3．5　DOの補給法

付着微生物による水質浄化は，微生物活動に必要な溶存酸素が河川水中に十分存在することが前提となる。しかし，一般に水質浄化工設置の対象となるような汚濁の著しい河川においては，溶存酸素量が不足しているので，路床材を設置するだけでは浄化効果が期待できない場合が多い。そこで人工的なばっ気が必要となる。ここでは，流路内における人工的ばっ気工法の一例として急勾配水路の設置についてその効果を水理実験および現地調査により検討する。

イ）実　験

実験は図3-18に示す実験装置内に種々の急勾配水路模型を設置し，あらかじめ実験水中の溶存酸素量を強制的に0にした上でポンプにより実験水を還流させ溶存酸素量の増加量を測定するという方法で実施した。

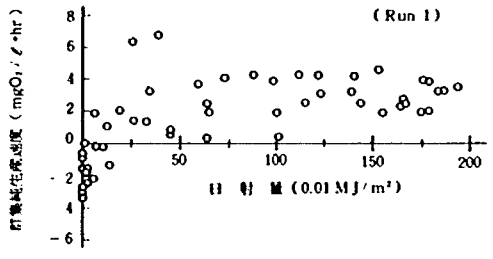


図3-17　群集純生産速度の変動（11月16日～21日）

実験は，56年度，57年度の2ケ年で実施した。実験に使用した急勾配水路模型はステンレス製で，勾配1：0.5～1.16のものである。このうち勾配1：4の模型については，表面が平坦なものの他に，イボ型突起（図3-19），あるいは桟型突起をとりつけたものも用いた。
それぞれの水路模型を用いた実験状況は写真3-3～6のようになっている。勾配1：0.5の水路では流水は水路頂で剥離し落下する滝状の流れとなる。このため水路下流部では多量に気泡が混入し，表層部から底面付近まで白濁している（写真3-3）。勾配1：2の水路の場合，射



写真3-3　実験状況（勾配1：5）

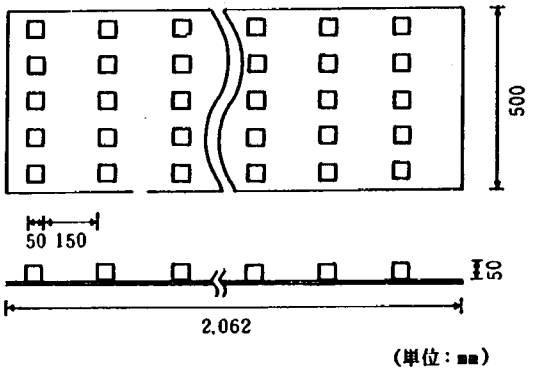


図3-19　イボ型突起設置水路

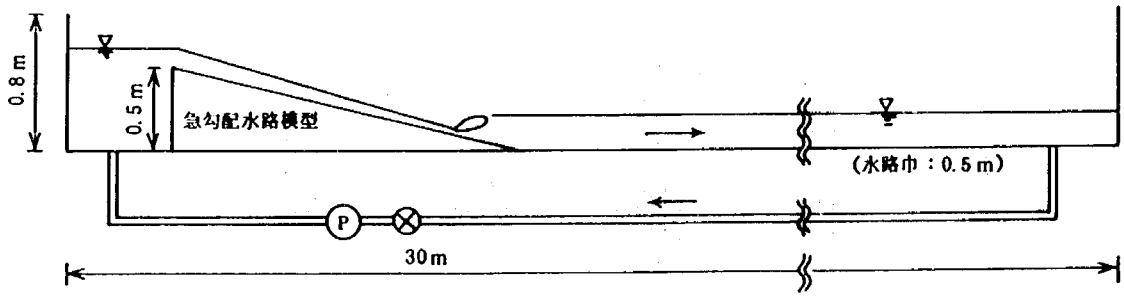


図3-18　実験装置

流状態で斜面に沿って流下した後，斜面下流部で跳水が発生している。跳水部の表層付近では気泡の混入が見られる（写真3-4）。勾配1：16の水路は勾配1：2とほとんど同じ状況を示す。斜面にイボ型突起を設置すると流水が突起に衝突を繰返しながら流下するため，斜面上では激しく波立つ流れが観察される（写真3-5～6）

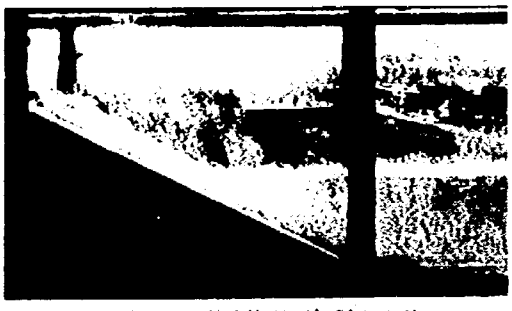


写真3-4　実験状況（勾配1：2）



写真3-5　実験状況（イボ型突起設置）

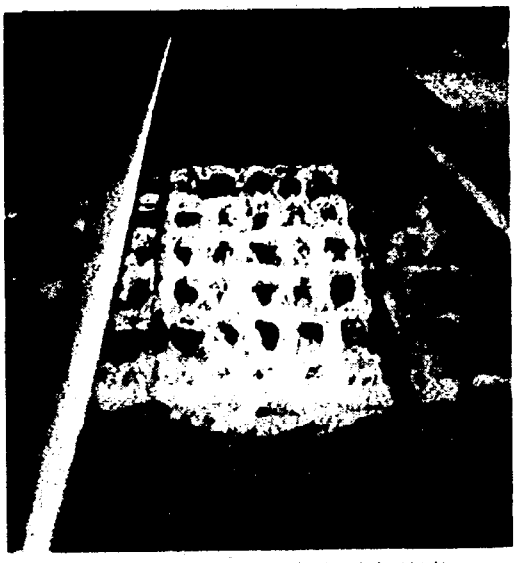


写真3-6　実験状況（イボ型突起設置）

ロ）　実験結果と考察

ばっ気効果を表わすパラメータとしては，一般に再ばっ気係数，あるいは飽和溶存酸素量に対する不足量の減少率が用いられるが，急勾配水路の場合，通過時間が短いので不足量減少率が適当である。実験においては，実験水一循環（急勾配水路平均一回通過）当りの不足量減少率 R を採用する。

R と再ばっ気係数の関係は以下のように示される。まず，飽和溶存酸素量に対する不足量 D は次式で示される。

$$\frac{dD}{dt}=K_1L-K_2 \qquad \cdots\cdots 3\text{-}3$$

ここに，L：単位体積水塊の酸素要求量（mg/l），K_1：脱酸素速度係数（1/day），K_2：e を底とする再ばっ気係数（1/day），t：時間である。K_2は水深，流速，水温等によって変化するが，ここでは実験水一循環中の平均的な K_2を考えておく。

実験水中では $L=0$と考えられるので3-3式の右辺一項を省略し，$t=0$で $D=D_0$（飽和溶存酸素量）として積分すると，

$$D=D_0e^{-K_2t} \qquad \cdots\cdots 3\text{-}4$$

が得られる。

3-4式より実験水一循環当りの不足量減少率 R は

$$R=\frac{D_0e^{-K_2t_1}-D_0e^{-K_2(t_1+\Delta t)}}{D_0e^{-K_2t_1}}=1-e^{K_2\Delta t} \qquad \cdots\cdots 3\text{-}5$$

で与えられ，一循環中の平均的な再ばっ気係数は

$$K_2=-\frac{1}{\Delta t}\ln(1-R) \qquad \cdots\cdots 3\text{-}6$$

と表わせる。ただし，Δt（day）は一循環に要する時間（実験水総体積÷流量）である。

実験中は5分または10分間隔で採水を行い，採水間隔当りの不足量減少率を求めているので，これを一循環当りの不足量減少率 R に換算する必要がある。例えば10分間の不足量減少率 R_{10} と R の関係は，R の単位が日なので

$$R=(1-R_{10})^{\frac{\Delta t\times 24\times 60}{10}} \qquad \cdots\cdots 3\text{-}7$$

となる。

図3-20は実験中の溶存酸素濃度変化の一例である。溶存酸素濃度は実験中に飽和値に達することはなく，飽和値の90％程度まで増加すると，その後は還流を続けても変化しなくなる。ただし，溶存酸素増加中のRの値はほぼ一定値を示しており，Rは流水中の溶存酸素濃度に影響されないことがわかる。

さて，水路内の水は，①急勾配水路上流の水平水路，②急勾配斜面，③跳水部，④下流の水平水路，⑤ポンプにより圧送される管路内の５つの部分を通過して一循環する（ただし，イボ型粗度を用いた実験では跳水は観察されないし，桟粗度板の実験においても不明瞭である)。

このうち⑤はまったく外気に触れないため酸素が供給されることはない。次に④におけるばっ気効果について考えてみる。

村上によれば，水温20℃における再ばっ気係数は次式で与えられる。

$$k'_2=22.56n^{4/3}V^{9/8}/H^{3/2} \qquad \cdots\cdots (3\text{-}8)$$

ここに，k'_2：10を底とする再ばっ気係数（1/day)，n：Manningの粗度係数，V：平均流速（m/s)，H：水深（m）である。さらに水温T℃の時の再ばっ気係数k'_Tとの関係は，

$$k'_T=k'_2\times 1.024^{(T-20)} \qquad \cdots\cdots (3\text{-}9)$$

で与えられる。

実験結果より，$V=0.09\sim0.17$m/s，$H=0.17\sim0.3$mであり，$n=0.009$として(3-8)式に代入すると，$k'_2=0.017\sim0.082$となる。次に$k'_2=0.082$，$T=10$℃を(3-9)式に代入すると$k'_T=0.052$を得る。さらに水平水路部分流過時間を150秒とし，(3-7)式に代入すると$R\fallingdotseq0$となり，④においては溶存酸素はほとんど増加しないことがわかる。

まったく同じ理由で①におけるばっ気効果も無視することができ，結局ばっ気は②と③で行われることがわかる。ただし，実験ケースによっては跳水は観察されないし，跳水が発生しても②と③でのばっ気効果を分離することは困難であり，ここでは両者をあわせて急勾配水路のばっ気効果と考えておく。したがって，ばっ気効果に影響を与える要因としては，流量，下流水位，斜面長，斜面勾配，斜面の特性等が挙げられる。以下では実験結果をもとにこれら諸要因と溶存酸素不足量減少率Rの関係を考察する。

図3-21～22に単位巾流量と溶存酸素不足量減少率Rの関係を示す。

Rは単位巾流量に関係なくほぼ一定か，単位巾流量の増加に伴ってごくわずか減少する傾向にあるようであ

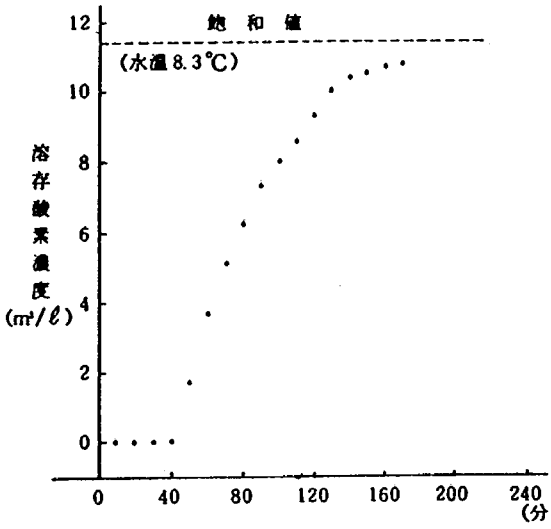


図3-20　実験中の溶存酸素濃度の時間変化

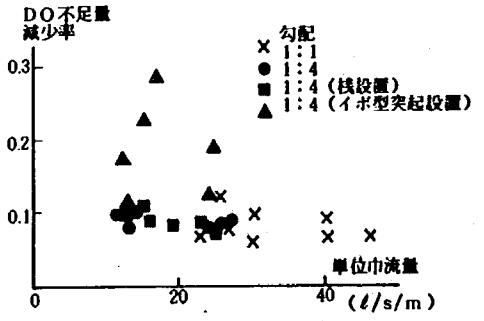


図3-21　溶存酸素不足量減少率と単位巾流量

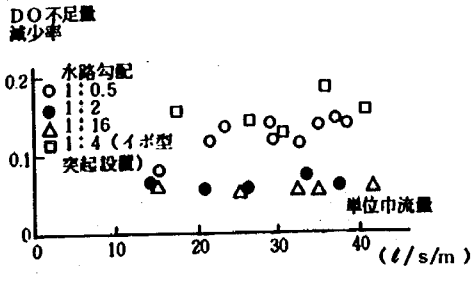


図3-22　単位巾流量qと溶存酸素不足量減少率R

る。急勾配水路の勾配が1：1～1：16の範囲では，Rの値は6～9％程度である。この場合，斜面に桟型の突起を設置してもばっ気効果に変化は見られない。急勾配水路の勾配が1：0.5の場合，Rは13％と大きい。勾配1：4の水路の斜面にイボ型突起を設置したケースではRは15％とさらに大きい。

前述の実験状況（写真3-3～3-6）と図3-21～21を対比すると，急勾配水路通過時の流況がばっ気効果を決定する最大の要因となっていることがわかる。すなわち勾配1：1～1：16の水路では，急勾配水路下流で跳水が発生し，この跳水により空気中の酸素がとりこまれて溶存酸素不足量が6～9％減少する。勾配が1：0.5と急になると，流水が水路から剥離して落下する滝状の流れとなる。滝の下部では激しい波立ちが見られ，多量の空気の混入により表層から底面まで白濁する。その結果，ばっ気効果は13％程度まで向上する。斜面にイボ型突起を設置した場合には，明瞭な跳水は見られない。しかし斜面上では，流水がイボ型突起に何度も衝突を繰返し，激しく波立ちながら流下する流況が見られる。その結果，ばっ気効果は12～29％にもなり，平均でも15％程度と最も高い値となる。

ハ）現地調査

東京都内谷沢川（等々力公園内）において急勾配水路のばっ気効果現地調査を実施した。調査地点は図3-23に示すように50mを隔てて勾配1：7，1：4.6　の落差工が設置されている（調査地点の上下流にも同様の落差工が連続的に設置されている）。調査は57年2月22日午前9時～23日午前9時に実施した。採水時間間隔は3時間，採水地点は図5-6に示す4地点とした。

調査地点の流量は40～90ℓ/s（単位巾流量は10～20ℓ/s/m），水深は調査地点③で4～6cm，水温は5.8～8.2℃であった。

調査結果を図3-24a，bに示す。溶存酸素濃度は1日の内でも時間的に変動しているが，落差工の通過により溶存酸素量が増加することがわかる。

調査結果よりそれぞれの落差工における溶存酸素不足量減少率の平均値を求めると，勾配1：7で3.4％，勾配1：1.46で4.7％となった。現地の流況（写真3-7）を見ると，流れにかたよりがあるため横断的に不均一な跳水が発生している。したがってばっ気効果は断面内の一部分でしか期待できず，結果として溶存酸素不足量減少率が実験結果（約6％）を下まわったものと考えられる。

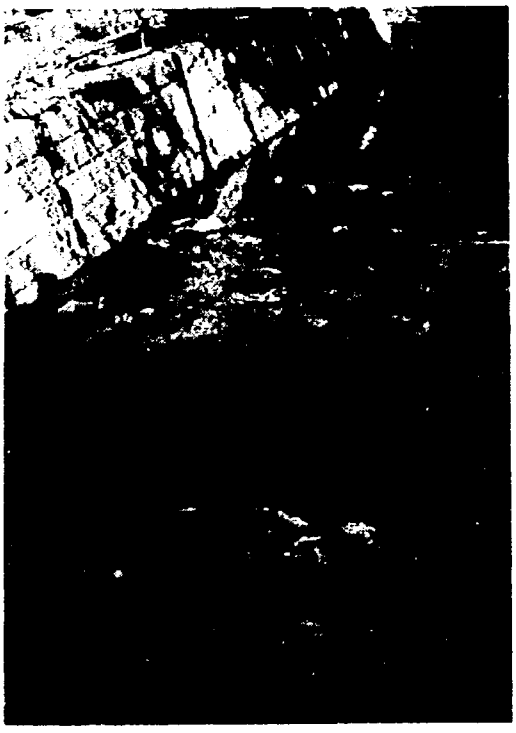


写真3-7　落差工によるばっ気状況

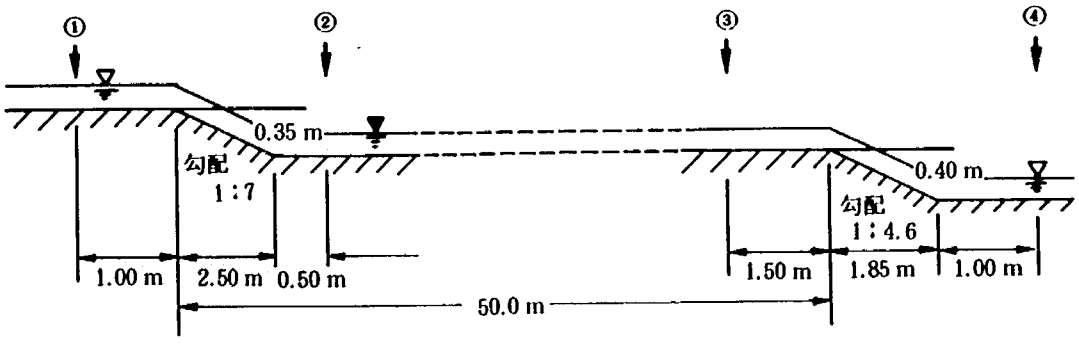


図3-23　調査地点の概要

落差工設置の効果をみるために，落差工がない場合の水路のばっ気能力を試算してみる。落差工がない場合には，それぞれの落差工下端を包絡したものが河床となり河川水は等流状態で流下するものと仮定する。水路はコンクリート三面張なので粗度係数 n を0.015，単位巾流量を18 ℓ/s（日平均）とすると水深 h=0.031m，流速 v=0.587m/s を得る。これを村上の式[18]

$$k_2=22.56n^{3/4}i^{9/8}/h^{3/2} \qquad \cdots\cdots (3\text{-}10)$$

に代入すると k_2=7.279（10を底とする再ばっ気係数，水温20℃）となる。ひとつの落差工が受けもつ距離を50mとすると流下時間 Δt は約85秒となるから，溶存酸素不足量減少率 R と再ばっ気係数 k_2 の関係式

$$R=1-10^{-k_2\Delta t} \qquad \cdots\cdots (3\text{-}11)$$

より R=0.016が得られる。もちろんこの値はいくつかの仮定をおいた上での試算値ではあるが，落差工における R は0.034～0.047と試算値の2～3倍となっており，落差工設置によりばっ気効果は大巾に向上するといえる。

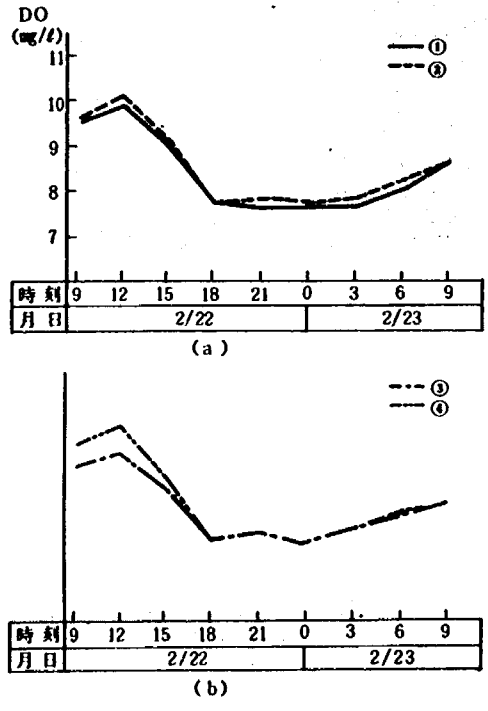


図3-24　調査結果

ニ）他のばっ気工法との比較

ばっ気工法には，散気式ばっ気，表面ばっ気，タービン式ばっ気，せきによる方法等がある。それぞれのばっ気効果等については，杉木[19]により内外の調査・研究成果が整理されている。このうち散気ばっ気，表面ばっ気，タービン式ばっ気は，いずれも電気的エネルギーを消費する工法であり，せきによる方法や本研究で検討している急勾配水路による方法はこの点で大きなメリットをもっている。

以下では，村上らが実施したせきによるばっ気効果の実験結果を紹介し，急勾配水路による方法と比較してみる。

せきによるばっ気の実験条件を表3-13に，実験結果を図図　号に示す。図より溶存酸素不足量減少率と落下高は次の関係にあることがわかる。

$$R=10^{-cH} \qquad \cdots\cdots (3\text{-}12)$$

ここに，R：溶存酸素不足量減少率（＝せき落下後の溶存酸素不足量÷落下前の溶存酸素不足量），H：落下高，C：定数である。定数 C は，せき落下地点の水深が小さいほど大きくなるようである。

急勾配水路の実験では落下高を変化させた調査は行っていない。水路の落差はすべて50cmで，下流水深はほぼ30cmであるから，落下高は20cmとなる。これを H として溶存酸素不足量の実験結果を（3-12）に代入して逆算された C の値を表に示す。表にはせきによるばっ気実験の結果も記入してある。せきによるばっ気では，落下地点の水深が0.3mの場合の C の値は0.289である。急勾配水路の中で勾配1：0.5のケースの C がほぼ同程度の値となっている。このことは，流水が水路から剥離して，せき下流と同じような流況を呈することからも納得できる。急勾配水路における他の実験ケースは，せきの場合とは流況の違いが大きく，（3-12）式のような関係が成立するかどうかの検証はできていない。表中の C の値は，せきによる実験結果と比較するため，一応（3-12）式に基づいて試算したものである。表の値から見る限り，勾配1：1～1：16の急勾配水路は，せきに比べてばっ気効果が劣るようである。しかし，斜面にイボ型突起を設置したケースの C の値は，せきに比べても遜色なく，十分実用の可能性があるものと考えられる。

ホ）適用性と留意事項

最後に急勾配水路の実河川への適用性について検討す

表3-13　定数Cの比較

ばっ気工法	落下地点の水深（m）	C	備考
急勾配水路　1：0.5	0.3	0.302	
〃　1：4	0.3	0.353	イボ型突起設置
〃　1：1～1：16	0.3	0.134	
せき	0.1	0.405	
	0.2	0.332	
	0.3	0.289	
	0.387	0.250	

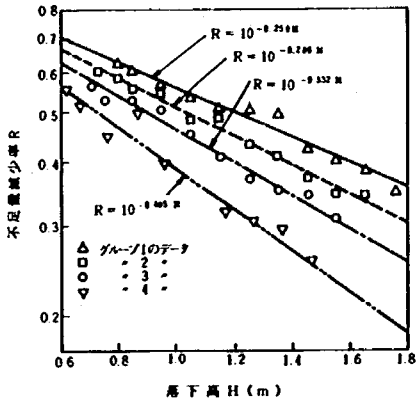


図3-25　不足減少率と落下高との関係

る。

実験範囲は，単位巾流量10～40.ℓ/s/mであり，都市内の小河川はほぼこの範囲内にあると考えられる。また急勾配水路の高さは，河積や河床勾配にもよるが，水深より小さいか同程度ではばっ気効果はあまり期待できない。逆に大き過ぎると河道内の流況を乱し，また疎通能力も低下して治水上許容されないものとなる。この意味から実験で用いた高さ0.5mは実河川に適用する場合の妥当な高さと考えられる。さらにばっ気効果を高めるためには，急勾配水路を数個直列に並べる方法が考えられる。河川水が急勾配水路を通過するたびに溶存酸素不足量は等比級数的に減少するからである。ただし溶存酸素量が飽和値の80～90%に達すると水路の効果は急激に低下する。

また，実河川にこのような水路を設置する場合，上流側は堰上げ状態になるので連続的に設置する時には水路間の距離を充分とらないと効果が低下する。さらに水位の上昇により流速が低下し，河川が本来有していた自浄能力を減ずることにもなるので，ばっ気効果の評価に当ってはその分を差し引く必要があり，比較的自浄能力が高い河川に適用する場合には，その得失を検討しておかなければならない。

3．6　出水時の安全性

本研究では，河川流路内に設置される水質浄化工（装置）の開発を目的としている。このような工法を用いる場合，平時における水質浄化効果を明らかにするのはもちろんのこと，出水時に生ずる水理的問題点，およびその対策をも検討しておくことが不可欠となる。

流路内に装置を設置することに起因する出水時の問題点としては，

① 出水時の掃流力増大に伴う装置の損壊，流失

② 装置設置に伴う水位上昇

の2点が挙げられる。以下ではこの2点について考察を行う。

イ）出水時の掃流力

流路底面に働く掃流力 τ_0 は次式で定義される。

$$\tau_0=\rho gRI,\quad U_*=\sqrt{\tau_0/\rho}=\sqrt{gRI} \qquad \cdots\cdots (3\text{-}13)$$

ここに，τ_0：掃流力，ρ：水の密度，g：重力加速度，R：径深，I：エネルギー勾配，U_*：摩擦速度（掃流力を速度の次元で表したもの）である。エネルギー勾配は，

$$I=n^2v^2/R^{1/3} \qquad \cdots\cdots (3\text{-}14)$$

で表わされる。ここに，n：粗度係数，v：平均流速である。

出水時には，一般に径深 R，エネルギー勾配 I が増加するので，掃流力 τ_0 も増加する。そして τ_0 がある値より大きくなると河床の砂礫等が移動を始める。砂礫等が移動を開始する限界掃流力は，その粒径によって異なる。両者の関係については，実験に基づく種々の公式が提案されている。一例として以下に岩垣の式[18]を示す。

$$\begin{aligned}
&R_*\geqq 671\ ;\ u^2{}_{*c}=0.05(\sigma/\rho-1)gd\\
&162.7\leqq R_*\leqq 671\ ;\ U_{2*c}=\{0.01505(\sigma/\rho-1)g\}^{25/22}\\
&\nu^{-3/11}d^{31/22}\\
&54.2\leqq R_*\leqq 162.7\ ;\ U_{2*c}=0.034(\sigma/\rho-1)gd\\
&2.14\leqq R_*\leqq 54.2\ ;\ U_{2*c}=\{0.1235(\sigma/\rho-1)g\}^{25/32}\\
&\nu^{7/16}d^{11/32}\\
&R_*\leqq 2.14\ ;\ U_{2*c}=0.14(\sigma/\rho-1)gd \qquad \cdots\cdots (3\text{-}15)
\end{aligned}$$

ここに，$R_*=\sqrt{(\sigma/\rho-1)g}\,d^{3/2}/\nu$，$U_{*c}$：限界摩擦速度，$\sigma$：砂礫等の密度，$d$：砂礫等の平均粒径，$\nu$：水の動粘性係数（水温の関数）である。現地河床では，このような式に従って河床材料の移動，洗掘，堆積が繰り返されていると考えることができる。

流路内浄化工を河床に設置した場合，掃流力の増大により装置が損壊するケースとしては，次の３つが考えられる。

① 浄化工の支持地盤である現地河床を構成する，砂，粘土等の河床材料が掃流されることにより損壊する場合

② モルタル，ひも等で固定せずに設置される，コンクリート・ブロック，礫，レンガ等の浄化工そのものが掃流される場合

③ 浄化工を固定する，モルタル，ひも等の支持力が掃流力に抗し切れずに損壊する場合

①の現象が生じるかどうかは，現地河床材料データ，および出水時の河床変動特性（洗掘，堆積，およびその繰返し）を調査することにより明らかになる。洗掘にせよ，堆積にせよ，出水時に河床が大きく変動するような地点は，浄化工設置には不適当である。流域や河川の上下流の条件から，やむを得ずこのような地点に浄化工を設置する場合には，河床を維持，固定する対策を併用する必用がある。

②については，前述の限界掃流力に関する公式が参考となる。出水時の掃流力は（3-13）式により容易に求められる。これと，（3-15）式から求められる砂礫等，浄化工材料の限界掃流力とを比較することにより掃流現象が生じるかどうか，またそれを防止するには浄化工材料の諸元をどのように選べば良いかの一応の目安が得られる。

③の現象は，②の防止策として浄化工材料を固定する場合に検討しなければならない課題である。しかし，この点については既往の研究事例が少なく，机上検討のみで容易に結論を出すことはできない。モルタル，ひも等，固定する手法にもよるが，実験等により，どの程度の掃流力に抗し得るものかを確認しておく必要があろう。

ロ）装置設置に伴う水位上昇

河床に構造物を設置すると，それにより流水は堰上げられ，上流側の水位が上昇する。しかし本研究で対象としている浄化工は，あまり高さのあるものではなく，背水の堰上げという面での問題はないと考えられる。ここでいう装置設置に伴う水位上昇とは，浄化工の設置により浄化工周辺区間の粗度係数が増大し，それに伴って水位が上昇することを指している。

通常，河道の粗度係数は，河床が土または砂礫の場合0.03～0.035程度，コンクリート三面張河道の場合0.015～0.025程度といわれている。これに対して浄化工設置区間の粗度係数は，材料や設置方法によって異なる。浄化工を設置した場合にも，必ず粗度係数が現地河道より大きくなるというわけではない。

以下では，簡単な仮定のもとに，粗度係数変化が水位に与える影響について考察する。

まず図3-26に示すような河道を考える。

浄化工を設置しない状態では河川水は等流状態で流下すると仮定する。これにより

$$h_0=(n_0^2q^2/i)^{3/10} \qquad \cdots\cdots (3\text{-}16)$$

が得られる。ここに，h_0：水深（等流水深），n_0：現河道の粗度係数，q：単位巾流量（$=Q/B$），i：河床勾配である。

つぎに図3-27に示すように，長さlの区間に浄化工を設置する場合を考える。浄化工設置区間の粗度係数をn（$>n_0$）とし，河床高は変化しないものとする。これにより，図3-27に示すように，浄化工上流端の水深はh_1（$>h_0$）となる。また浄化工の上流側では，水深が再びh_0にまで戻るのに長さLの区間を要する。この２点が，浄化工設置による粗度係数の増加が水位に与える影響であるといえる。その影響の程度を表わす無次元パラメータをそれぞれ次のように定義する。

$$\beta=h_1/h_0 \quad , \quad \eta=L/h_0 \qquad \cdots\cdots (3\text{-}17)$$

βはn/n_0，l，qの関数となる。またηはβの関数として表わされる。

表3-26，3-27において，断面AB間のBernoulliの式は，それぞれ次のように表わされる。

$$Z_A+h_0+\frac{v_A^2}{2g}=Z_B+h_0+\frac{v_A^2}{2g}-\frac{n_0^2q^2}{2}\times\left(\frac{1}{h_0^{10/3}}+\frac{1}{h_0^{10/3}}\right)l \qquad \cdots\cdots (3\text{-}18)$$

$$Z_A+h_0+\frac{v_A^2}{2g}=Z_B+h_1+\frac{v_B^2}{2g}-\frac{n^2q^2}{2}\times\left(\frac{1}{h_0^{10/3}}+\frac{1}{h_0^{10/3}}\right)l \qquad \cdots\cdots (3\text{-}19)$$

ここに，Z：河床高，v：平均流速であり，添字A，Bは

それぞれ断面A，Bにおける水理量であることを意味している。(3+18) 式と (3−19) 式の左辺は同一であるから，右辺もまた相等しい。$\beta=h_1/h_0$ を用いて両式を整理すると，β と n/n_0 の関係式

$$\left(\frac{n}{n_0}\right)^2=\frac{2\{1+h_0/il\{(\beta-1)+(F_0^2/2)\cdot(1/\beta^2-1)\}\}}{1+1/\beta^{10/3}} \quad \cdots\cdots (3\text{-}20)$$

が得られる。ここに F_0 は断面Aにおけるフルード数で，

$$F_0^2=q^2/gh_0 \quad \cdots\cdots (3\text{-}21)$$

で定義される。

η と β の関係式は，断面BC間のBernoulli式，

$$Z_B+\beta h_0+\frac{F_0^2}{2\beta^2}=Z_C+(1+\varepsilon)h_0+\frac{F_0^2}{2(1+\varepsilon)^2}$$

$$-\frac{n_0^2q^2}{2}\left\{\frac{1}{(\beta h_0)^{10/3}}+\frac{1}{\{(1+\varepsilon)h_0\}^{10/3}}\right\} \quad \cdots\cdots (3\text{-}22)$$

より次のように求められる。

$$\eta=\frac{L}{h_0}=\frac{2\{\{(1+\varepsilon)-\beta\}+(F_0^2/2)\{1/(1+\varepsilon)^2-1/\beta^2\}\}}{(1/\beta^{10/3}+1/(1+\varepsilon)^{10/3}-2)i} \quad \cdots\cdots (3\text{-}23)$$

(3-19) 式と (3-23) 式に基づき，n/n_0 と β，η との関係を調べたものが図3-28，29，30，31である。n/n_0 が大きくなると，β，η はともに増大することがわかる。その程度は，i が大きいほど (図3-28) また q，n_0 が小さいほど (図3-29，30) 大きくなる。河床勾配 i が大きくなると，β の増加傾向が強まり，η は逆に河床勾配が小さい時に増加傾向が強い。

なお，図の縦軸はすべてそれぞれの状態における等流水深 h_0 で無次元化して表わしている。実際の水位上昇量 (h_1-h_0) や，背水影響区間長 L は図中に示す h_0 の値より容易に算出できるが図は省略する。

以上の考察は，一様矩形断面河道での流れという最も簡単な場合におけるものであるが，およその目安を得るためには，これで十分と考えられる。ただし，実際に流路内浄化工を設計する段階では，設置予定地点上下流の河道特性等を考慮した上で，より詳細な検討を行う必要があろう。検討の手法としては，水路が一様でない点，および場合によっては流れを不定流として扱う点を除き，先に述べたと全く同じ手法を用いることができる。

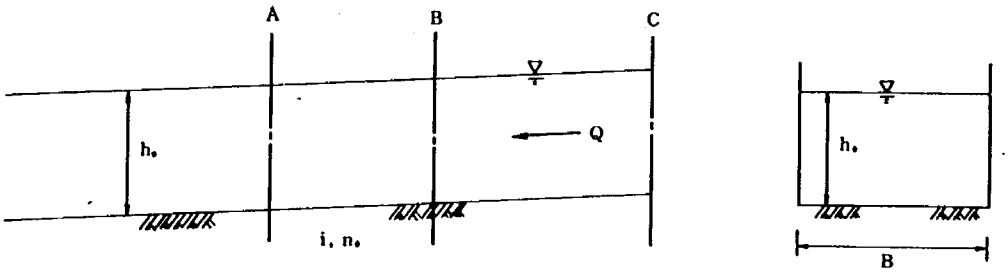


図3-26　浄化工設置前の河道

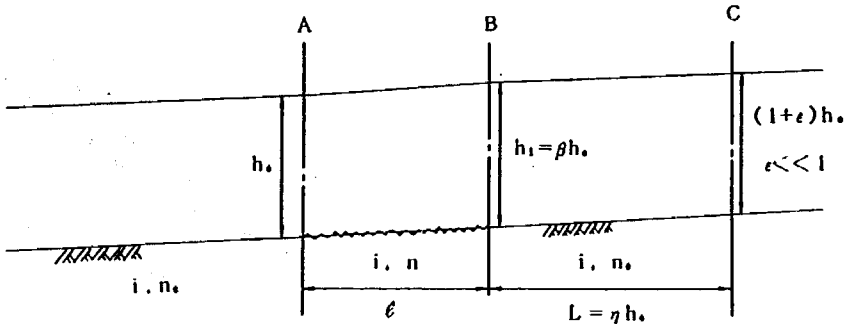


図3-27　浄化工設置後の河道

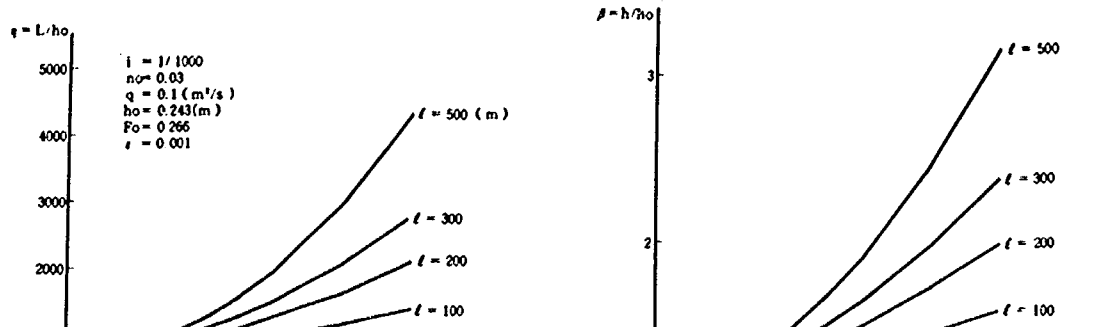


図3-28　種々の ℓ に対する n/no と β，η の関係

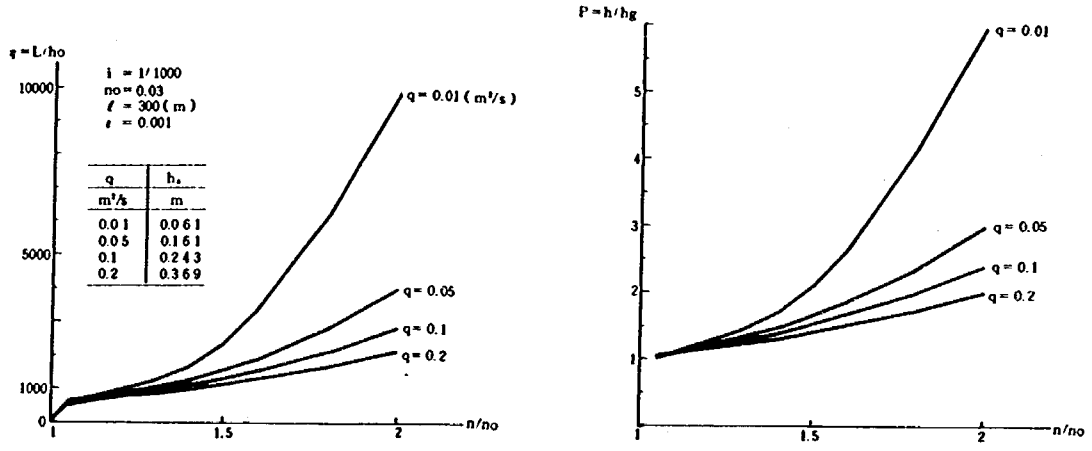


図3-29　種々の g に対する n/no と β，η の関係

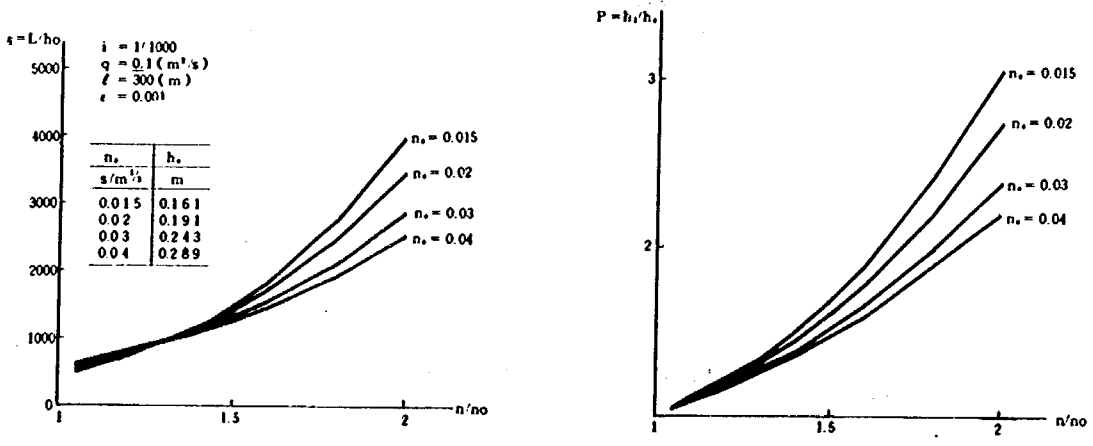


図3-30　種々の no に対する n/no と β，η の関係

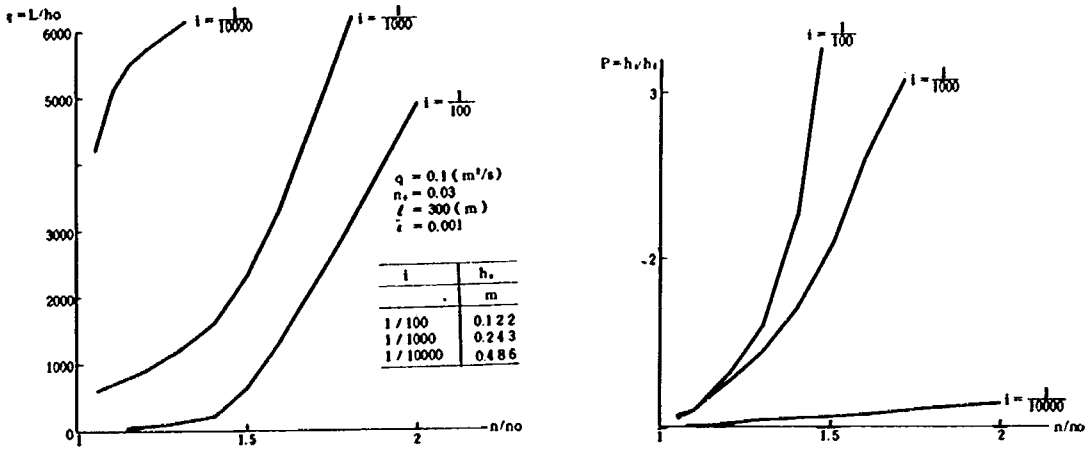


図3-31　種々のiに対するn/noと β，η の関係

4．流路内浄化工の設計

4．1　設計の基本事項

流路内浄化工の浄化効果を決定するものは，前章までで検討したように，流下時間と流水接触面積であり，設計に際してもこの二点が基本事項となる。また，浄化効果には，直接関係がないが流水を安全に流下させることができる構造であることも重要な基本事項である。

4．2　設計基本式および適用条件

・設計基本式

$$E=\frac{T}{70+T}\left(39.3+8.0\frac{S^*}{S}\right)(0.4+0.6\frac{\theta}{20})$$

E；BOD_5除去率（%）

θ；水温（℃）

T；流下時間（min）

S；単位長さ当りの水路の流水接触面積（㎡／m）

S^*；単位長さ当りの浄化工の流水接触面積（㎡／m）

本式から，設定された除去率を満足するために必要な流下時間ならびに接触材の流水接触面積が計算される。また，水温の補正項から年間の平均的な除去率や水質変動を予測することができる。

・洪水時の安全性

洪水時の安全性には，浄化工自体の強度と流路抵抗の問題があり，3章3．6節のような検討を充分に行う必要がある。

・DOの補給

除去BOD量に見合う溶存酸素の補給が必要であり，流入BOD濃度が高い場合には3章3．5節で検討したようなDO補給設備が必要である。またDO補給がおいつかないような水質の河川には，この種の浄化工は適用できない。

・接触材の種類

接触材は，流れをあまりさまたげない形状で，洪水時には捕捉した固形物が流れやすいものであることが必要である。また，材質的には化学物質や微生物によって変質しないこと，流水や日照に対して耐久性をもつことが必要である。

引用文献

1）環境庁：昭和58年度版環境白書
2）建設省関東地方建設局京浜工事事務所，昭和58年
3）矢野洋一郎：多摩川水環境整備計画，No. 413，昭和55年12月。
4）建設省九州地方建設局筑後川工事事務所，昭和55年3月。
5）建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所：鴨川浄化実験（中間報告），昭和52年7月。
6）静岡県浜松土木事務所：西遠流域下水道事業，礫間放流実験調査，昭和58年12月。
7）小林節子：河川の汚濁負荷に及ぼす着生微生物の影響—印旛沼流入河川桑納川の汚濁とミズワタおよび着生藻類—，第15回日本水質汚濁研究会年次学術講演会講演集，昭和56年3月。
8）森田弘昭：洪水時に湖に流入する粒子性栄養塩の挙動〔水質汚濁研究第8巻　第4号233-238　1985〕

9) 小島貞男：自然の浄化力を利用した水質改善，用水と廃水24（1），5（1982）
10) 岡田光正：水路浄化法による生活雑排水処理に関する基礎的研究　用水と廃水 Vol. 26, No. 6 (1984)
11) 橋本　茂：接触酸化溝による水質浄化　第19回水質汚濁学会講演集
12) 馬場洋二：降雨流出がある場合の河口部の ss 浮遊移動シミュレーション，土木研究河川部都市河川研究室。
13) E. Partheniades, NATO ADRANCED STUDY WSTITUTE ON ESTUARY DYNAMICS. LECTURE 16—Engineering Preperties of Estaorine Sediments, 1975.
14) 相崎守弘：多摩川における付着性微生物群集の現在量と生産量の季節変化，日本生態学会誌，28，p. 123～134，1978.
15) Novotný, V. ：Boundary layer effect on the course of the self-purification of small streams, Advanses in Water Pollution Research, (The Ⅳ-th Int. Conf.) Prague, p. 39-55, 1969.
16) Maurice A. Lock：The effect of flow patterns on uptake of phosphorus by river periphyton, Limnol. Oceanogy., 24（2），p. 376-383, 1979.
17) Odum, Howard T. : Primary production in flowing waters, Limnol. Oceanogr., 1, p. 102-117, 1956.
18) 水理公式集　土木学会
19) 杉本昭典：水質汚濁　技報堂

Ⅲ　下水道事業調査費による研究

1．下水道整備効果の定量化及び評価に関する調査

下水道研究室　室　　長　星隈　保夫
研　究　員　高橋　正宏
三次処理研究室　主任研究員　谷戸　善彦

1. 調査の目的と必要性

昭和59年度末現在，我が国の下水道普及率はわずかに34%であり，下水道整備に対する国民のニーズは非常に強いものがある。また，浸水の防除，公共用水域の水質保全という国土の保全の観点からも下水道整備の必要性は高い。しかし，昨今の財政事情の悪化により，下水道事業の進捗ははかばかしくないのが現状である。また，長期的視点から見ても，我が国の経済は21世紀に向けて，安定成長を基調に推移すると予想され，今後は，かつての高度成長期のような，公共事業費の大巾増加は，まず望めないと考えられよう。こうした中で，下水道事業を進めていくにあたって，今後は「下水道事業の効率的整備」が極めて重要な課題となろう。

本調査は，この「下水道事業の効率的整備」に資することを目的として，下水道の効率的整備手法の開発，下水道計画策定技術の確立，下水道計画の最適化を図るための計画評価手法の開発を行うものである。本調査の調査課題は以下である。

①下水道に関する情報管理システムの確立と下水道計画への活用
②下水道整備効果の定量化及び費用効果分析
③下水道投資の経済波及効果
④下水道の効率的整備手法の開発
⑤下水道計画の評価手法の開発と最適計画策定技術の確立
⑥維持管理の効率化手法の開発

2. 59年度の調査内容

初年度の59年度は，上記①～⑥のうち，①④⑤のうちの一部について調査を実施した。具体的には，次の3課題である。

(1)下水道に関する情報管理・データベースシステムの開発と下水道計画への活用に関する調査
(2)下水道の効率的整備手法に関する調査－主として幹線管渠の二条資計画について－
(3)下水道終末処理場の周辺環境対策計画に関する調査

2.1　下水道に関する情報管理・データベースシステムの開発と下水道計画への活用に関する調査

我が国の下水道行政の領域は，下水道普及の進展，社会経済状況の変化，国民の要求の多様化高度化等により，小規模下水道・処理水の再利用・汚泥の有効利用・省資源省エネルギー対策等

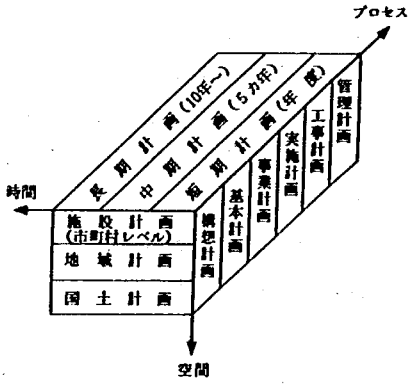
へと急速に拡がりつつある。さらに我が国の下水道事業も，普及率がまだまだ低いといいながらも，その実績においてようやく蓄積ができ，多くの知見が得られる段階となった。このように，下水道計画の分野が拡がり，また仕事量も増える状況の中で，取り扱う情報の種類や量は，飛躍的に膨大化しており，ここに下水道に係る情報管理システム構築の必要性が高まっている。

情報管理システムの構築と一口に言っても，その開発自体に相当の金額・人員・期間を要するので，活用目的と効果を明確にしておく必要がある。一つの目的は，日常のルーティン業務における作業（情報の検索・集計・簡単な解析等）の効率化であるが，これのみでは，情報管理システムを構築するにしては効果が少ないので，やはり，下水道計画立案へ生かすことが重要であろう。

2.1.1. 下水道計画

(1)下水道計画の構成

下水道計画には，いくつかの観点から見た下水道計画があり，おのおのの中に，上位レベルの計画から下位レベルの計画まである。観点として，①プロセス②時間③空間の三点を把え，下水道計画の構成を示したのが図－1である。



図－1　下水道計画の構成

1）プロセスを軸とした計画構成

a）構想計画

下水道整備構想，下水道改造構想等，何かをやろうとする主体（市長等）の動機づけがおこり，計画が芽ばえる段階である。

b）基本計画

マスタープランである。構想が煮つまり，実行へ第1歩を踏み出す段階である。都市計画決定までが該当する。

c）事業計画

具体的な施設の構造，配置，能力，財政計画等を設定した実施可能な計画である。事業認可の計画がこれに該当する。

d）実施計画

認可，予算，組織等，事業実施の条件が整い，いつでも仕事にかかれるという段階の計画である。

e）工事計画

実施設計が終了し，工事に入る段階の計画である。

f）管理計画

完成した下水道施設をどう維持管理経営していくかの計画である。

2）時間を軸とした計画構成

公共事業に係る土木計画は，大規模であり完成までに時間を有することが多いため，時間を長

期，中期，短期等に分割し，各段階における目標を設定し，計画を策定することが多い。

長期計画は，10年以上の計画であり，昭和54年８月の都市計画中央審議会による「今後の下水道整備のあり方についての答申」で示された「昭和75年頃までに下水道普及率90%」等はこれに該当する。中期計画は，５年程度の計画であり，五箇年計画がこれに該当する。短期計画は，毎年度の工事計画等である。

3） 空間を軸とした計画構成

空間の階層が上位になるほど，社会的・経済的・政治的側面が大きくなり，下位の空間の計画ほど，技術的側面が大きい。

国土計画は，国の下水道整備五箇年計画等である。地域計画は，地方公共団体が計画主体になるものが多く，例えば，流域別下水道整備総合計画がこれに該当する。施設計画は，個々の市町村等の具体的な下水道施設計画であり，○○市公共下水道計画等がこれに該当する。

⑵下水道計画の特徴

他の土木計画と比較した場合の下水道計画独自の特徴として以下を挙げることができる。

①広域に目を向けての計画である。

下水道の大きな目的の一つは，公共用水域の水質保全であり，また下水道は水循環サイクルの中の重要な一構成要素である。かかる観点より，常に公共用水域の広がり（流域，上下流）を認識して計画を立案する必要がある。

②整備に長期間を要し，部分供用が難しい計画である。

下水道は，面（面整備）＋線（管渠）＋点（処理場）から構成されており，全体がつながらないと機能が発揮されない計画である。また事業費も非常に大きい計画である。

③目的が多目的であり，評価が複雑である。

a)浸水防除b)生活環境整備c)水洗化d)公共用水域の水質保全等下水道の目的は非常に広汎にわたっており，評価が複雑である。

④都市計画等の上位計画を与件とすることが多い。

これら上位計画の変更等による計画入力の不確実性の問題が生じることが多い。

⑤土木・建築・機械・電気・化学等の分野を総合した総合計画である。

⑥維持管理が非常に重要な計画である。

建設のみで，機能が果せるものではなく，そのあと永久に続く維持管理が重要である。

⑶今後の下水道計画に要求されるもの

下水道事業は，昭和40年代以降，急成長を遂げたが，その急成長が故に，日々の建設に追われ計画技術に対して十分に目を向けることができなかった。また，歴史の新しさ故に，ストックが少なく，計画（Plan）→ 実施（Do）→ 評価（See）→計画（Plan）というループを形成して計画技術の向上を図ることが困難であった。

しかし，今や，ストックも増加し，今後は，下水道計画の立案に際し，以下の諸点が要求されよう。

①計画入力の決定に際しての予測の精度の向上

②①は限度があるので，合わせて，管渠・処理場の段階施工計画など，不確実性への対応性の強い新しい計画技術の創出

③既存計画のPlan→Do→Seeにおける「See技術」即ち評価手法の確立と計画へのフィードバック

④国民の多様・高度なニーズの把握と，それに基づく計画策定上の新たな視点（公平性，安全性，省エネルギー，親水環境など）の導入

⑤効率性（安く，早く，良い施設を作る。費用効果・時間軸の考慮）の追求，地域特性の十分な考慮

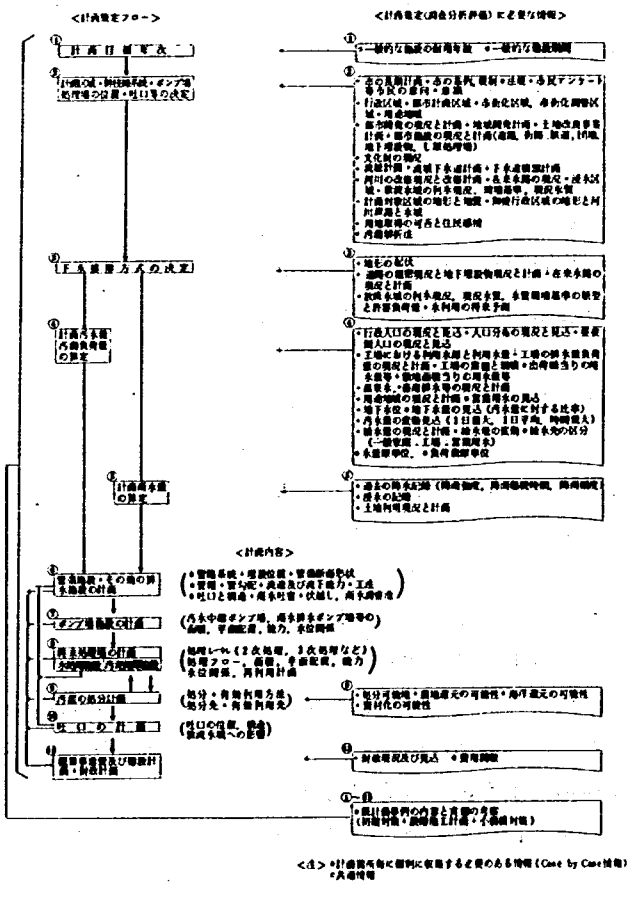
⑥先端技術（バイオテクノロジー，ハイテクノロジー）の十分な考慮

2.1.2. 下水道計画と情報

下水道計画の立案過程と情報の関わりについて考察する。前述の如く，下水道計画の種類は多いので，ここでは，市町村が下水道事業を実施する場合に必ず最初に立案しなければならないマスタープランである「下水道基本計画」を取り上げた。下水道基本計画の策定フローと計画内容及び各段階で必要となる情報を図－２に示す。策定フローの各ステップ毎に調査→分析→評価が行われるが，それに必要な情報を右側の ▱ の中に示している。

下水道計画立案にデータベースを生かすことを考えるとき，これらの情報のうち，どの情報をデータベース化するべきか。これについては，次のように考えられる。一言でいって，「Plan(計画)→Do(実施)→See(評価)」の考え方，実態，事例をデータベース化するべきである。内容的には図－２の○印の共通情報が主となろうが，●印の個別情報についても地域特性を考慮の上，データベース化することが望ましいだろう。これにより，予測精度の向上，予測技術・評価技術の向上に資することとなろう。

但し，データベースの下水道計画立案への活用は，限界があることを認識すべきである。即ち，情報ニーズは時代とともに，またＴＰＯにより変わるものであり，すべてに応えられるデー



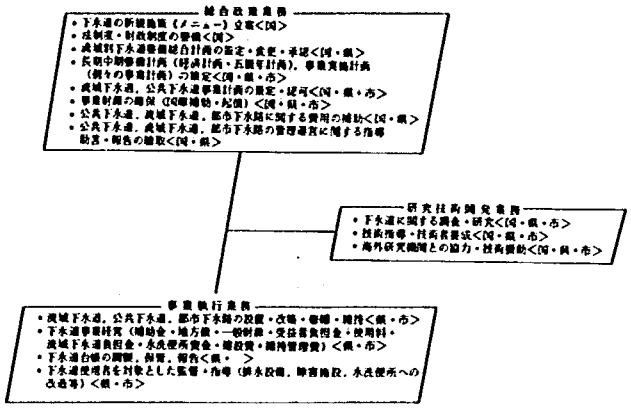
図－２　下水道基本計画の策定フローと必要情報

タベースは存在しないからである。しかし，データベースが不要であるわけではない。一般的・普遍的なもの，事例，現況等は整備しておいて，計画立案のときには，まずデータベースを使い，＋αとして個別情報を収集すべきである。要は，下水道計画におけるデータベースの役割は，「個別の計画策定支援」であり，また，「計画技術の向上支援」である。

2.1.3. 下水道情報の管理とデータベースシステム構想

(1)下水道業務体系とデータベース化の位置づけ

下水道事業体系を業務内容より見た場合，図－3のように分類できると考えられる。下水道情報のデータベース化は，総合政策業務における意思決定及び計画策定支援，事業執行業務における効率化，研究技術開発業務における支援に必要な情報の提供を課題とする下水道情報管理体系の核となるものとして位置づけられる。



図－3　業務内容より見た下水道事業体系

(2)下水道情報項目

下水道にかかる情報項目の一覧を表－1に示す。

(3)データベース構想立案の視点

表－1の膨大な情報のうち，どこまでをデータベース化の対象とするかは，ハード面の制約，必要性とコストを勘案して，現実的な範囲を設定する必要がある。なお，ここでのデータベースとは次の定義による。『データベースとは，ある目的のためにデータの構造を意識してデータを計算機システム内に蓄積し，必要に応じてその中に含まれる情報を自由に検索・更新を行うことが可能なデータの集団である。』なお，データベースの対象とならない情報についても，共通の形式や，蓄積範囲等の統一を図るものとする。

(4)データベースの整備目標

データベースの整備目標を，表－2に示す。時期としては短期，中期，長

表－1　下水道情報項目

大項目	中項目	小　項　目
個別計画地区情報	施設情報	・基礎調査情報 ・基本計画情報 ・事業計画情報 ・実施・発注設計情報 ・建設工事情報 ・管渠現況情報 ・ポンプ場現況情報 ・処理場現況情報
	維持管理情報	・維持管理諸元情報 ・流入・処理水質情報 ・処理水・汚泥再利用情報 ・処理水の水系への影響情報 ・周辺地域への環境影響情報
	流域処理区情報	・関連市町村の人口・産業動向情報 ・関連市町村の市街化区域人口等の情報 ・関連市町村の土地利用・規制情報 ・地形・地質・気象情報 ・下水道と流域との関わりに関する情報
	事業経営情報	・施設整備事業費情報 ・維持管理費情報 ・事業経営情報 ・自治体の財政情報 ・組織情報
法制度指針情報	法制度等情報	・法制度情報 ・条例・規制情報
	指針情報	・計画・設計指針情報 ・維持管理指針情報

（注）上記以外に研究技術開発情報がある。研究技術開発情報には、計画設計技術情報・建設技術情報・処理技術情報・汚泥解析情報・再利用技術情報等がある。

期の３時点に分けた。

表－２　下水道データベース整備目標

計画期別	目標時期	整備目標	備考
短期計画	昭和60年	i) ベース化情報は，国を次百画等計画の立案上必要な基礎を得るために必要な情報 ii) データベースシステムの範囲は，都道府県下水道部	i) 本省電子計算機との連携には手動定型表が多いので，ベース情報の統計処理結果をフロッピーに収める程度の処理にとどめる。 ii) したがって，ハードウェアは下水道部に設置するパソコンをベースとする。 iii) 本省電子計算機との連携及び中期計画で対象となる関連研究・技術情報のデータベース化のための準備を進める。また，都道府県段階での個的データの統合化を検討する。
中期計画	昭和63年頃	i) 本省下水道部と土木研究所までにけたデータベースシステムとする。 ii) ベース化情報は，本省の総合政策業務上必要な全ての情報と，本省の事業執行業務の効率化につながる情報とする。 iii) 土木研究所では，関連研究・技術報文・図面を整理し，その検索システムをデータベースシステムに取組む。 iv) この他，５カ年計画の初年度毎の都市計画区域，市街化区域，人口集中地区，山村振興地域及び，下水道計画・汚水・雨水排水区域，整備区域の関連情報を集約する。 （例：都道府県別に１kmメッシュ入りの１／10万白図をベース図とする。）	i) 本省電子計算機と連携し，本省下水道部及び土木研究所にパソコン専用端末を設置する。 ii) 下水道事業団のSTICS（設計施工基本情報基礎）試験部研究データシステム及び下水道協会の下水道統計電算処理は個別に実施する。但し，本省データベースと下水道統計との連携を図る。 iii) 都道府県・市町村での事業データ・整備者への報告データの網羅化を図る。 iv) 下水道関係機関での研究・技術報告書・データ資料の検索を可能とする環境の網羅化を図る。
長期計画	昭和70年頃	i) 全下水道関係機関にサービス範囲を拡げたデータベースシステムの整備を目標とする。 ii) ベース化情報は中期計画対象情報に都道府県市町村段階での総合政策業務の適正化につながる関連研究・技術報文事例情報を加える。	i) データベースシステムの中央電子計算機を下水道協会その他機関（新規の情報センター等）に設置する方向を追求する。 ii) データベースは都道府県段階での総合政策業務に関わる情報及び市町村を含めた下水道事業の適正化に資する研究・技術・事例情報に限る。 iii) その他土木事業執行に係る情報は，都道府県，市町村に一定様式でフロッピー等で登録する体制を整備する。

(5)下水道データベース整備計画

下水道データベース整備の全体計画を表－３に示す。短期・中期・長期毎の①目標年次②目的③ベース化対象情報④収集システム⑤更新システム⑥利用システム⑦管理システム⑧ハードウェアシステムの計画を示した。

(6)下水道データベースシステムの効果

下水道データベースシステムの構築により次の効果が期待できる。

①日常の事業執行業務等における検索・集計等作業の効率化

②総合政策業務における意志決定支援情報の即時検索・す早い解析による総合政策業務の効率化

③研究技術開発業務における知見の集積の合理化及び研究技術開発の効率化

④国・都道府県・市町村間で下水道情報ネットワークが組め，情報量の拡大，鮮度の高いタイムリーな情報の即時入手が可能となる。

⑤計画技術の向上

次の諸点より，下水道データベースシステムの構築は，計画技術の向上に資すると考えられる。

i) 計画情報，設計情報，実績情報の積み重ねにより，計画→実施→評価→計画というループが情報管理システム利用者間で可能となり，適切な先例の収集・過去の事例分析が可能となり，計画技術が向上する。現在は，まだ，ループが一計画者の経験のみのループということが多いと思われる。

ii) 情報領域及び情報量の拡大並びに情報鮮度の向上により，計画における分析・予測精度が高まる。

iii) 計画における情報収集速度が速まり，計画策定スピードが高まる。

iv) 新たな計画手法，予測・分析手法にも柔軟に対応できる可能性が高まる。

2.1.4　今後の課題

60年度からは，以上に述べた下水道データベース基本構想に基づき，具体的なデータベースシステムの開発に入ることとしており，土木研究所においては，まず，「下水処理場の維持管理実

表－3　下水道データベース整備全体計画

主たる使用者の代表	短期	中期				長期					
	本省	本省	土研	事業団	協会	本省	土研	事業団	協会	都道府県市町村	住宅都市整備公団・地域振興整備公団
目標年次	～昭和60	～昭和63頃				～昭和70頃					
目的	6次五箇年計画支援＋α（日常業務の円滑化）	・毎年度予算要求支援 ・基本情報蓄積 ・日常業務の円滑化	・ソフト研究・研究データ蓄積	・設計施工情報部門（STICS）	・下水道統計の電算処理		・文献検索		・下水道設計の電算処理 ・人材・研究情報検索	・下水道詳細情報蓄積 ・下水道台帳の電算処理	・下水道技術計画情報蓄積
ベース化対象情報 小↑詳細度↓大	①1次～5次五計実績（事業量，事業費，政策目的別単価） ②現在の施設稼動状況 未供用投資額 ③事業認可と進捗度 長期目標と進捗度（投事業） ④新たな政策・制度化のための分析情報（補対率，高度処理，公費負担） ⑤全国の基本情報 ⑥地域基本情報	⑦毎年度調査票データ（施設基本情報，維持管理情報，経営情報） ⑧基本設計検討書 ⑨毎年度予算要望書（県より） ⑩事業執行上問題点情報 ⑪効果事例情報 ⑫工夫事例情報＋①～⑧	⑬土研研究データ	⑭設計施工基本情報 ⑮試験・研究データ	⑯下水道統計	①～⑨	⑰下水道文献情報 ⑱ ⑲全国の公的民間研究調査機関のデータ	⑱ ⑳設計施工詳細情報	① ②下水道人材情報 ㉑下水道研究発表会情報	㉒設計施工基本情報 ㉓試験研究情報 ㉔下水道台帳 ㉕施設詳細情報 ㉖維持管理詳細情報 ㉗事業経営詳細情報 ㉘詳細設計情報 ㉙発注施工詳細情報 ㉚予算詳細情報	㉛新市街地における下水道情報
上記情報の状況 収集者	本省	本省	土研	事業団	本省・協会	本省	土研	事業団	本省・協会	都道府県市町村	両公団
新規または既収集	59年度に新たに収集	ほとんど既	既	既	既	ほとんど既	新規(⑰以外)	⑱は新規	㉑，㉒は新規	ほとんど既	ほとんど既
更新者	本省	本省	土研	事業団	本省・協会	本省，下水道情報センター	土研，下水道情報センター	事業団，下水道情報センター	本省，協会，下水道情報センター	都道府県，市町村，センター	両公団，センター
更新頻度	五箇年は5年毎	毎年1度	毎年1度	⑭通直 ⑮毎年1度	毎年1度	毎年1度	⑰は通直，または3ケ月に1度，あとは毎年1度	⑱⑲通直 ⑳毎年1度	①は半年に1度①②は毎年1度	毎年1度	毎年1度
主たる使用者	本省	本省，土研	土研	事業団	協会	本，土，事，センター	土，事，センター，公団	同左	本，土，事，協，センター，公団	都道府県，市町村	両公団
使用可能者	本省	本省，土研				本省，土研，事業団，協会，センター，都道府県，公団					
処理提供形態	今後の検討による	生情報，計数整理，統計処理情報				同左					
データベース管理者	本省	本省または土研				下水道情報センター					
ハードウェア整備目標	当面は，本省下水道部パソコン	本省電子計算機 → 本省下水道部パソコン兼用端末，土研電子計算機 → 土研 同左，下水道事業団 → STICS パソコン，下水道協会 → 電算機 パソコン				本省電子計算機 → 本省下水道部パソコン兼用端末，情報センター → パソコン兼用端末 同左 同左 同左 同左 同左 同左 → 本省下水道部，土研，協会，事業団，都道府県，市町村，両公団					

（＊情報所持の階層化　：中央データベース，□個々が所有）

態データベース」を開発する予定である。

2.2　下水道の効率的整備手法に関する調査－主として幹線管渠の二条管計画について－

下水道の効率的整備手法の開発を最終目標とした調査（1の調査課題の④）として，59年度は以下の3項目の検討を実施した。

①効率的整備のための技術的手法の特性の把握

②効率的整備のための技術的手法の導入を図るための計画評価手法及び計画策定手順の提示

③ケーススタディによる幹線管渠の二条管方式の評価

なお，効率的整備手法としては，計画的側面の強い，次の4つ，即ち，a)幹線管渠の二条管方式による段階的建設　b)管渠の圧送方式　c)既設処理場の活用（暫定処理区）　d)暫定処理場を取り上げた。また③のケーススタディーについては，4つの中から，a)のみを取り上げた。

2.2.1.　調査方法

効率的整備のための技術的手法の特性・課題を把握し，あわせて，下水道計画評価手法の検討ならびにケーススタディの参考とするために，既往の効率的整備の計画例，実施例の中から，次の事項に関しアンケート調査を実施した。アンケート先は，都道府県及び政令指定都市とした。

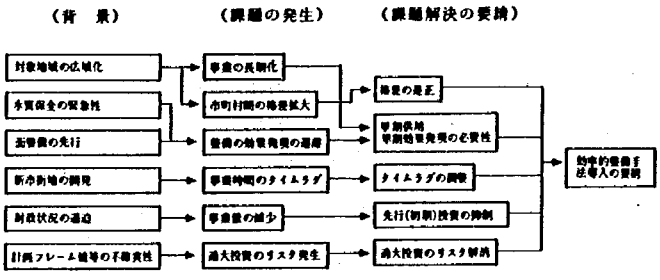
1)手法導入の背景　2)計画内容　3)計画評価方法，採択の根拠　4)メリット，問題点，留意点，5)事業実施状況

また，効率的整備計画策定のあり方を検証し，あわせて効率的整備手法の導入条件を検討するために，ケーススタディによるシミュレーションを実施した。なお，ケーススタディは，現実の流域下水道計画を参考にした一つの幹線系統を対象に行った。

2.2.2　調査結果

(1)効率的整備のための技術的手法の特性と課題

アンケート調査の回答を基に，効率的下水道整備のための技術的手法の導入が図られている背景をまとめたものが図－4である。図－4の課題の解決が，効率的整備手法に求められている役割である。



図－4　効率的整備手法導入の背景

各手法別の特性及び課題を表－4に示す。導入のメリットとしては，以下のようにまとめることができよう。

①初期投資の抑制　②早期の供用開始，普及率の向上　③関係市町村間の公平性の確保　④将来の計画フレーム等の変化に対する適応性増大　⑤緊急の整備を必要とする地区の早期供用　⑥全体事業費の経済性　⑦システムの安全性確保（①～③は共通，④は二条管，⑤は暫定処理場と二条管，⑥は圧送，⑦は暫定処理区）

また，問題点課題は，以下のようにまとめることができよう。

《設計上の課題》①接続マンホールの構造（二条管）②処理場設計基準（暫定処理場）

《計画，計画評価上の課題》①接続点の制約による関連公共下水道の負担増（長距離圧送）②新たな計画区域の導入に対する柔軟性の問題（長距離圧送）③用地の確保（暫定処理場，長距離圧送）④施設・用地の将来利用（暫定処理区，暫定処理場）

《行政上の課題》①法手続・制度面の整備（暫定処理場）②他事業者との調整（二条管）

(2)効率的整備計画の評価基準

効率的整備のための技術的手法を導入すべきか否かの判断及び複数の手法間の比較評価を行うためには，「評価基準」が必要となる。この「評価基準」の作成プロセスを図－5に示す。

効率的整備計画の評価基準作成上の留意事項は以下である。

1)問題の明確化の重要性

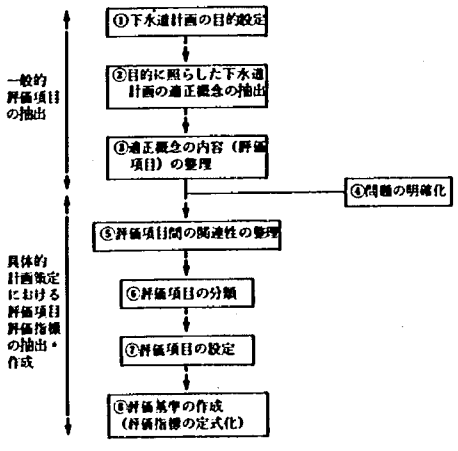
問題の背景を明確にし，計画の目的を具体的に設定することは，最も重要なプロセスの1つである。これにより，評価項目が明確となる。今回実施したアンケートに基づく図－4より，効率的整備計画問題の一般的評価項目としては，次のようなものが妥当であると判断される。①経済性②効果の早期発現③プロジェクト当初における投資効率④公平性⑤過大投資のリスク解消⑥システムの安全性。

2)多面的評価

一つの評価項目のみで判断するのでなく，複数の評価指標による多面的評価が必

表－4　効果的整備諸手法の特性及び課題

項目 手法	メリット	デメリット	計画策定上、実施上の課題
効率的手法共通	1.初期（先行）投資の抑制 →投資効果大 2.早期供用、普及率の向上 →水質保全目的の達成 負担金に対する公平性の確保 財政の健全化 施事業との整合		（計画策定） 1.総合的な効率性評価の手法 2.中間目標値の設定方法 3.整備順位の決定 （行政） 1.法手続、制度面の整備
二条管	1.将来の変動に対する適応性増大 →過大投資のリスク減少	1.全事業費（名目）の増大 2.接続関所の構造の複雑化 3.二条管と既設管（一条）と高さの整合 4.第二期工事における施工性の悪化 5.管渠維持管理費の増大 6.管径が細くなるため勾配を急にする必要がある	（計画策定） 1.第一期規模の設定基準 （行政） 1.道路管理者との協議の困難性
長距離圧送	1.全体事業費の経済性 2.不明水量の制減	1.維持管理費の増大及び維持管理必要箇所の増加 2.接続点の制約→関連公共下水道の負担増、新たな計画区域とりこみに対する柔軟性の欠如 3.ポンプ場用地の取得	（設計） 1.初期対策、高揚程対策
暫定処理区	1.遊休施設の活用 2.暫定処理場、コミプラ等の二重投資抑制 3.将来、二処理区連結によるシステムの安全性確保	1.本来の処理区の幹線建設が予測より遅れた場合の対策 2.全事業費（名目）の増大	（計画策定） 1.暫定幹送管の将来利用 2.暫定処理規模の設定 3.放流先変更になる場合あり （行政） 1.地域間の整備順位の公平性 2.暫定施設への補助
暫定処理場	1.特定地域について、早期供用が図れる 2.民間エネルギー利用の可能性	1.維持管理費の増大 2.全事業費（名目）の増大 3.暫定処理場用地の確保	（計画・設計） 1.暫定処理場施設、用地の将来利用 2.暫定処理場の設計基準 （行財政） 1.暫定処理場の法的位置づけ 2.単独事業の場合、市町村の財政圧迫 3.暫定施設への補助の扱い



図－5　下水道計画評価基準の作成プロセス

要である。

3)評価期間のとり方・中間年次の評価

手法導入の効果が発揮される期間は限定されるので，評価期間のとり方が問題となる。逆に，手法導入の効果が現われる期間を明らかにすることも代替案の分析として重要である。

4)空間的な評価対象範囲のとり方

問題点に応じ，空間的にどの範囲の評価対象を取り上げるのが妥当かが異なる。例えば，関係市町村単位を対象とするか，全計画地域を対象にするか等である。

5)費用・効果の時間修正

下水道の建設は，長期間を要するため，こうした計画を評価する際の問題として，時間要素の考慮の問題がある。異時点に発生する費用及び便益を同時点に修正して評価する手法として，割引率を用いた現在価値法があり，本問題の場合，この採用が妥当と考えられる。この場合，効果発現の時期の差を考慮するならば，指標化された効果量についても割引率によって現在価値化を行う意味はあると考えられる。

(3)効率的整備計画策定手順

効率的下水道整備計画策定手順を図－6に提示した。図－6は，大きく次の5つのプロセスに分類できる。

1)問題の明確化

施行上の問題点の抽出と背景整理を行う。この結果は，評価項目の抽出及び効率的施行のための技術的手段として何が適当かを判断するための情報となる。

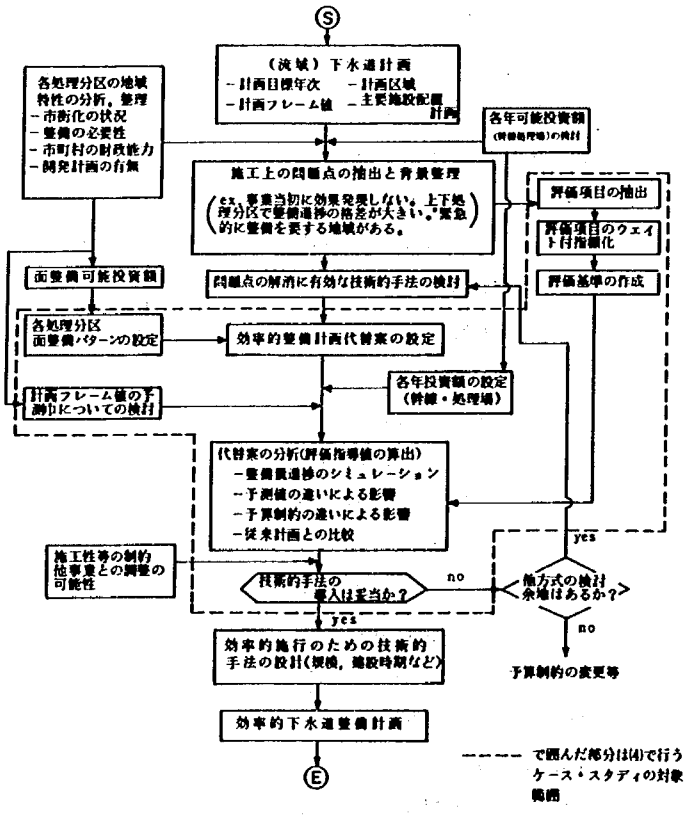
2)評価基準の作成

3)代替案の抽出と設計

問題解決のために有効と考えられる技術的手法について，考えられる案を複数設定し，その内容を設計する。

4)代替案の分析・評価

各代替案について，2)で作成した評価基準に照らして評価を行う。評価は，単に費用比較のみで十分の場合もあるが，効果量を求める場合は，施設整備量を時間的・空間的に追跡していくのが，現実的



図－6　効率的下水道整備計画策定手順

な評価につながると考えられる。また，施設整備量が，計画者がコントロールできないあるいはコントロールの困難な要因によって影響を受け，それが評価結果に反映する場合には，その要因（条件）を決定論的に設定してシミュレーションをするだけでは不十分であり，これらの要因の差により，評価結果がどう変わるかを明らかにしておくべきである。図－6では，こうした要因として，各処理分区の面整備パターン，計画フレーム値の不確実性，予算制約をとり上げている。

5)整備計画の策定

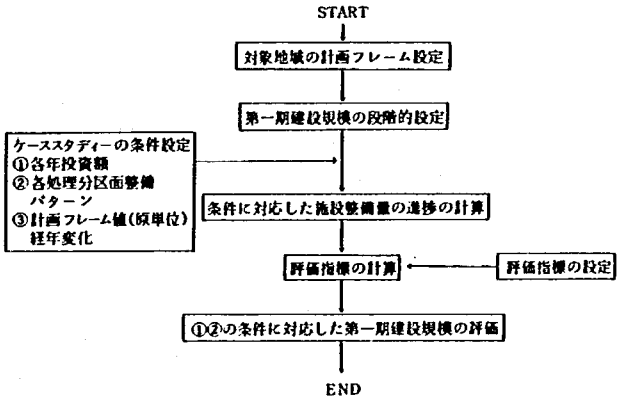
代替案評価の結果，妥当な案が選択されれば，詳細な計画内容の設計を行い，効率的整備計画が策定される。

(4) ケーススタディ ― 幹線管渠の二条管方式の評価 ―

本ケーススタディは，上記(3)で提示した計画策定手順の適用を図ることにより，提示した手順を検証するとともに，効率的整備手法の導入条件を検討することを目的として行った。今回は，幹線管渠の二条管方式を対象として，その第一期建設規模を複数案設定し，評価の対象とする問題を扱った。即ち，ケーススタディの具体的な目的は，「どのような条件下で，どのような幹線管渠の第一期建設規模が妥当であるかを検討し，あわせて，二条管導入の有効性について評価すること。」にある。また，第一期建設規模の評価にあたっては，後述のように複数の評価指標を設定し，これらを並列的に検討し，評価項目間のウエイトづけは行わなかった。

1)ケーススタディの手順

ケーススタディの手順を図－7に示す。



図－7 ケーススタディの手順

2)ケーススタディの対象地域

本ケーススタディにおいては，現実の流域下水道計画を参考に，一つの幹線系統を対象に実施した。対象地域の概要は図－8及び表－5に示すとおりである。なお，汚水量原単位は処理分区によって差をつけてはいない。

(3)ケーススタディの方針及び基本的条件

幹線管渠の第一期建設規模は，最終的な設計水量に対する比率として，次の4段階を設定した。なお，比は，全幹線区間一律に設定した。①1／1（一括建設）②3／4 ③1／2 ④1／4

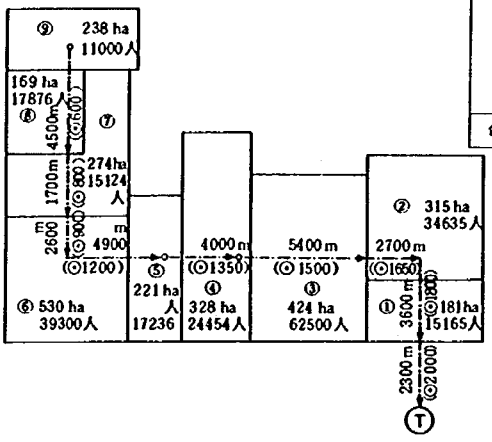
本ケーススタディで取り上げた二条管の第一期建設規模ならびに二条管導入の効果に影響すると考えられる要因には以下がある。

①投資額……二条管導入の発端は，厳しい予算制約下における幹線管渠の遅れにある。予算制約条件により，二条管導入の効果は異なると考えられる。

②関連処理区の面整備開始年

表－5　ケーススタディ対象区域の概要

処理分区	幹線延長 区間距離 (m)	幹線延長 通加距離 (m)	面積 (ha)	現況 人口 (人)	現況 人口密度 (人/ha)	将来 人口 (人)	将来 人口密度 (人/ha)
①	2300	2300	181.0	11665	64.4	15165	83.8
②	3600	5900	315.0	26642	84.6	34635	110.0
③	2700	8600	424.0	48077	113.4	62500	147.4
④	5400	14000	328.0	18811	57.4	24454	74.6
⑤	4000	18000	221.0	13258	60.0	17236	78.0
⑥	4900	22900	530.0	30231	57.0	39300	74.2
⑦	2600	25500	274.0	11634	42.5	15124	55.2
⑧	1700	27200	169.0	13751	81.4	17876	105.8
⑨	4500	31700	238.0	8462	35.6	11000	46.2
合計	31700		2680.0	182531	68.1	237290	88.5



図－8　ケススタディ対象区域

(注)（ ）内は幹線管渠一括建設の場合の管径

③計画フレームの予測値の経年的変化…事業開始にあたって行われる計画フレーム値の予測は，従来決定論的に一つの値が求められてきた。しかし昨今の状況を見ると，人口・原単位等の経年変化が安定しているケースが多く，このような地域を対象に計画策定を行う場合，二条管導入により，最終的な規模決定を第一期管の能力に不足が生じた時点で行うことができ，過大投資となるリスクを抑えることが可能であると考えられる。

本ケーススタディにおける入力条件の一覧表を表－6に示す。

4)評価指標

(2)で述べた評価指標（評価基準）をもとに，具体的に次の評価指標を設定した。

①建設費及びその現在価値

割引率は7.5%とした。

表－6　ケーススタディの入力条件

項目		設定内容・設定値
条件を複数設定したもの	1.各年投資額	供用開始までの投資額は，供用開始を第5年度末とし管渠については，一括建設の場合についても，最下流接続点（L＝2300m）まで建設でき，かつ処理場を一括建設できる額とした。(7.を参照) 第6年度以降の投資額は，幹線並びに処理場の整備がおおむね20年及び25年で終了できるように，次の2ケースを設定した。 ①18億円／年（20年）　②14億円／年（25年）
	2.関係市町村面整備パターン	面整備パターンとして，下流都市から順次1年ずらしで，面整備をスタートするケースと中流の大都市を先行しあとは下流都市から1年ずらしで面整備をスタートするケースの2ケースを設定した。各都市（処理分区）での面整備進捗は，20年間各年5%の面整備とした。
	3.計画フレーム値の予測巾	1人当たりの時間最大水量について，20年後に計画原単位まで増加するケース（680ℓ→850ℓ）と，現況固定（680ℓ）の2ケースを設定した。
4.計画処理区域		図－8の9市町村について，表－5のように，面積・人口を設定。市街化の状況は，考慮していない。
5.施設計画諸元	幹線延長，接続箇所，処理場規模，系列数	図－8のとおり設定。1幹線系統を対象とした。 1市町村1箇所の接続とした。 全体 142400㎥／日（日最大）　8系列
6.費用関数	幹線	C＝0.27 D（C：千円/m　D：口径mm）←流総指針用
	処理場	地：3000百万円　共通施設：7000百万円 水量比例施設　全体　16000百万円（1系列2000百万円：17800㎥/日）面整備は費用の対象外
7.供用開始年		流域下水道の供用開始年を第5年度末とした。 供用開始までの初期投資額は，用地3000百万円　共通施設7000百万円　処理施設2000百万円（1系列）幹線管渠1242百万円　（各ケース共通）
8.水洗化率		考慮せず
9.管径と管渠の余裕		一括建設時で管径が800mm以下の区間については，分割施工の経済性は小さいと判断し，二条管にはしなかった。 管渠の余裕は0.100㎥／sec（φ600相当）で100%，2.336㎥／sec（φ2000相当）で50%とし，その間は内挿した数字を用いた。また，第1期管はその対象下水量に対して余裕率を考慮し，第2期管では，2条合計の下水量に対しての余裕を第1期管と合わせて確できれば良いとした。
10.幹線管渠の建設順序		1期管が最上流に到達する前に，1期管設計流量を超える箇所が生じた場合，建設順序は，1期管（未完了）→2期管（完了）→残りの1期管とした。その他の場合は，1期管→2期管（ただし1期終了から2期管スタートまで間があくことあり）とした。

(注) 4.から10.までは，各ケース共通の条件

②下水道整備によりもたらされる効果

i) 各年における延べ処理人口

ii) 各年における延べ使用料収入を現在価値化したもの

iii) i)を現在価値化したもの

③費用効果度比（B／C）

②と①の比率

④公平性

i) 各処理分区の供用開始年

ii) 処理人口あたりの市町村負担金の額

iii) 各処理分区の延べ処理人口

⑤処理人口1人あたりの起債償還額の変化

5)計算結果

表－7に示す8ケースについて，シミュレーションを行った。

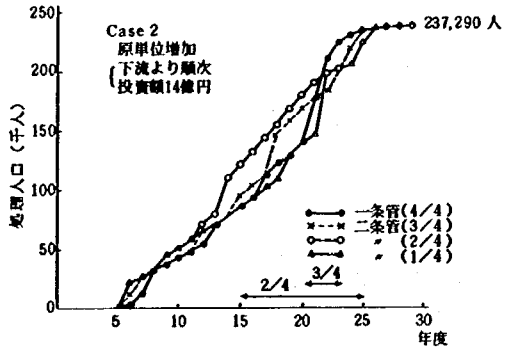
このうちCase2及びCase6における年度別の処理人口の変化を図－9及び図－10に示す。

また，各ケースにおける第一期建設規模の適正値，各処理分区間の公平性の傾向，効果の発現時期の傾向等についてまとめた総括表を表－8に示す。

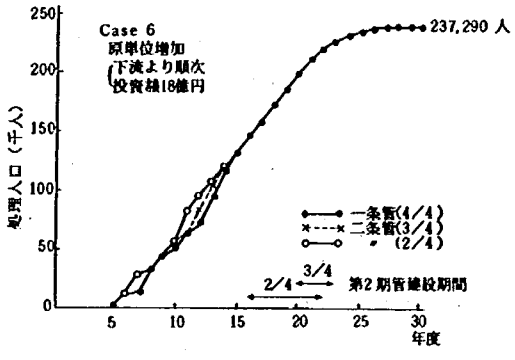
表－7　シミュレーションを実施した8ケース

Case	面整備パターン	各年投資額	原単位予測パターン
Case1	下流から順次	14億円	680l/人／日
Case2	〃	〃	680→850
Case3	中流大処理区先行	〃	680
Case4	〃	〃	680→850
Case5	下流から順次	18億円	680
Case6	〃	〃	680→850
Case7	中流大処理区先行	〃	680
Case8	〃	〃	680→850

第一期建設規模の変化による費用と効果量の変化を図－11に示す。図－11では，第一期建設規模を全体規模の0.3～1.0に変化させたとき，30年間の延べ処理人口，総投資額の現在価値，及びこれらの比が一括建設における値を基準としてどのように変化するかを示した。図－11に示したケースは，表－7のCase1及びCase2である。図－11より，第一期建設規模の全体規模に対する比率は，0.4以上の範囲では，規模が小さくなるほど，効果も増大するが，費用も増え，これらの比率は，0.5～0.8の範囲で高くなることがわかる。



図－9　年度別処理人口の推移（Case2）



図－10　年度別処理人口の推移（Case6）

表－8　ケーススタディ計算結果の総括表

各年投資額(億円)	面整備パターン	ケース		第一期建設規模 ¼	¾	¼	⅛	公平性についての傾向(一括建設との比較)	効果の発現時期の傾向	二条管導入の評価
14	下流より	1 原単位固定 2 4段単位増加	①	18年	18年○	15年○	23年(6)	¼規模で№②より上流で格差増大	10年後のB/Cは一括建設に比べ¼，¾で2割増 ½で4割増	○¼規模では，約10年後に幹線の増設が必要となり，それ以降では早期供用の効果はない。さらに上流処理区での格差を増大させる。 ○¾，¾規模共，一括建設に比べていずれの評価指標においてもB/Cは大きくなる。中間年次の効事性，原位の予測パターンに依存せず一定の効果がみられるところから¾規模が適正規模と言えよう。ただしCase 2 では№8より上流への到達がおくれる。
			②	0.051	1.09	1.20	1.19			
			③	0.184	1.04	1.02	0.98			
			④	0.481	1.06	1.04	1.01			
			①	23年	25年(6)	26年(7)	26年(4)	¼，¾，¾共№⑧より上流で格差増大	10年後のB/Cの一括建設に対する増加率は，Case 1 よりやや小さいが，½規模での20年後の増加率大	
			②	0.083	1.03	1.10	0.97			
			③	0.165	1.00	1.03	0.95			
			④	0.498	1.02	1.08	0.97			
	№6先行	3 原単位固定 4 4段単位増加	①	20年	18年○	16年○	23年(4)	¼規模で№②より上流で格差増大	Case-1 とほぼ同様 ¼規模では，20年後において一括建設に劣る結果となっている。	○¼規模については，Case1.2 と同様 ○¾~¾規模で二条管導入のメリットが発揮されることについてはCase1.2 と同様Case4 とCase2を比べると両者の差は小さい。
			②	0.070	1.07	1.20	0.94			
			③	0.186	1.03	1.01	0.94			
			④	0.481	1.05	1.04	0.95			
			①	23年	25年(6)	26年(6)	26年(5)	¼で№⑧より上流，¾及び¾規模では№⑦より上流で格差増大	10年後についてはCase-1 とほぼ同様。20年後はいずれの規模においても増加率大	
			②	0.084	1.05	1.08	1.00			
			③	0.166	1.00	1.02	0.97			
			④	0.515	1.03	1.06	1.00			
18	下流より	5 原単位固定 6 原単位増加	①	14年	13年○	12年○	10年○	二条管導入により不公平性が改善されている	一括建設での幹線終了年度以前における効果の早期発現となり比率は大きい。	○処理分区間の不公平性の改善，一括建設での幹線終了年度以前での効果の早期発現ではメリットがある。 ○事業期間全体での効果は小さい。 ○¾規模では幹線整備の遅延において一括建設と差が小さく原単位の伸びが小さいと予測された場合は建設費が小さくなるとの効果が現われている。
			②	0.029	1.06	1.18	1.41			
			③	0.187	1.03	1.00	0.99			
			④	0.498	1.03	1.02	1.02			
			①	15年	14年○	12年○	今回の計算ルールでは発生汚水量を流下できない状況が生じた。	¾規模で不公平性が改善されている	Case 5 と同様	
			②	0.033	1.09	1.20				
			③	0.178	0.99	0.98				
			④	0.584	1.00	1.00				
	№6先行	7 原単位固定 8 原単位増加	①	14年	14年○	12年○	17年(8)	公平性の格差増大は，¾規模の№③でわずかにみられるにすぎない ¾では不公平性が改善	Case 5 と同様	同上
			②	0.028	1.10	1.26	1.14			
			③	0.189	1.03	1.00	0.98			
			④	0.498	1.05	1.02	1.02			
			①	15年	15年○	13年○	21年(6)	¾規模で№⑦より上流で格差増大	Case 5 と同様	
			②	0.031	1.10	1.34	1.03			
			③	0.180	0.99	0.99	0.96			
			④	0.584	1.01	1.01	1.00			

6)二条管方式の評価

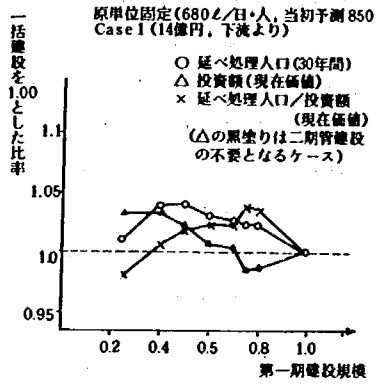
二条管方式を対象に行ったケーススタディを通じて，二条管方式の特性，メリット，あるいは導入することが有効な条件等について以下の内容が明らかとなった。

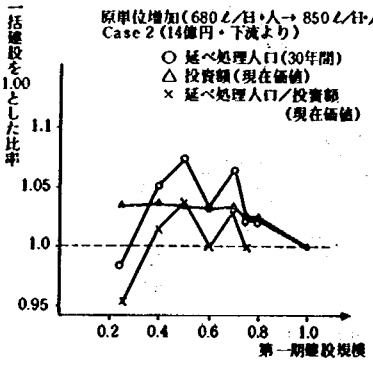
①管渠施設は，流下能力に対する規模の経済性が大きいため，二条管を布設することは，事業費自体ではメリットになりにくい。

②関係市町村間の不公平性の是正のためには，一期管の建設終了までは，いずれの地点においても，管渠の能力不足を生ぜず，二期管建設の必要がないことが要件である。

③幹線管渠の第一期建設規模の決定において，各年投資額の設定は，その結果を大きく左右する要因である。

④二条管導入のメリットは，各年投資額が抑えられた条件下において，より発揮され





図－11
第一期建設規模の変化による費用と効果量の変化

注
(上) Case 1
(下) Case 2

る。

⑤幹線規模決定に係る計画フレーム値の予測巾が大きければ，二期目の管渠施工の必要性がなくなる確率が高くなることを含め，二条管方式導入の効果は高くなる。

⑥二条管導入の効果が現れるのは，図－9に示すように，おおむね二期目の管の建設が必要となる年度頃までの間である。このように早期の投資効率を高めることが地域の諸条件から重要であると判断されれば，その導入は目的にかなったものとなる。

⑦事業全体の投資効果と関係市町村間の公平性とは，必ずしも同時に満足される要因ではない。

2.2.3　今後の課題

本調査では，効率的下水道整備計画問題を扱う場合の計画策定手順及び計画評価手法の提案を行った。しかし，ここで提示した手法は当然のことながらまだ確立されたものではない。今後，ここで示した策定手順の適用を積み重ねていくことによって，よりよい計画策定手法，計画評価手法が生み出されることが期待される。

2.3.　下水道終末処理場の周辺環境対策計画に関する調査

下水道計画の評価手法の開発と最適計画策定技術の確立を目標とした調査（1の調査課題の⑤）の一部として，59年度は，下水道終末処理場の周辺環境対術計画に関する調査を実施した。

下水道終末処理場は，家庭・工場等から排出される生活排水・産業排水等を処理して，公共用水域の水質保全を図る都市の根幹的公共施設である。しかし，狭隘な国土の日本の場合，処理場と生活空間が接近している場合が多く，処理場からの悪臭等いわゆる二次公害の問題の発生の可能性がある。このような問題に対して，現在は，地方公共団体がケースバイケースに対応している状況にあるが，今後は，地域特性等に応じて適切な環境対策が（それも計画段階からの対策が）望まれるところである。本調査は以上の背景をふまえて，下水道終末処理場における周辺環境問題及び周辺環境対策の実態を調査・分析し，周辺環境対策計画のあり方を提示しようとするものである。初年度の59年度は，全国実態調査より，周辺環境問題の現状と周辺環境対策の実態を明らかにした。

2.3.1　調査方法

周辺環境問題の現状及び周辺環境対策の実施・効果を把握するため，建設省より，全国の下水処理場宛に，実態調査票を送付し，回収して分析を行った。対象処理場は，58年3月末現在，供用中の終末処理場526箇所とした。調査は，59月11月に送付し，12月に回収した。回収率は100％である。526箇所の内訳は，公共下水道463箇所，流域下水道42箇所，特定公共下水道8箇所特定環境保全公共下水道13箇所である。

2.3.2.　調査結果

59年度は，周辺環境問題の現状を浮き彫りにするものとして，「周辺住民からの苦情」をとり上げ，その内容，頻度等を調査した。また，苦情に対する措置としての周辺環境対策の実態と効果についても調査を行った。

(1)環境悪化要素

処理場の周辺地域に影響を与える可能性のある環境悪化要素及びそれによる悪化環境の内容，

影響度合を左右すると考えられる条件を，表－9に示す。

(2)住民からの苦情の実態

1)苦情内容

表－9で示した環境悪化要素毎に，全国の526処理場のうちの何%の処理場がかつて住民からの苦情を受けたことがあるかを示したものが図－12である。図－12より，悪臭が断然多く，40%の処理場が苦情を受けており，あと　騒音，放流水質（発泡を含む），害虫の順となっている。

(2)苦情を言ってくる住民の処理場からの距離

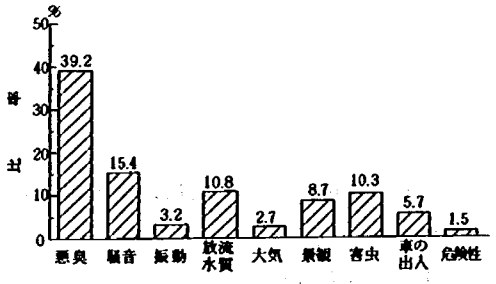
環境要素毎に，苦情を言ってくる住民の処理場からの距離（最頻と最長）を表－10に示す。表－10は，各環境要素毎に苦情を受けたことのある処理場総数に対するシェアーで示している。

いずれの環境要素においても，「50m未満に住んでいる住民が最も頻繁に苦情を言ってくる」とする処理場が最も多いが，振動などはその率が85%であるのに対し，放流水質は36%であり，環境要素の特色がよくでている。また，最長距離は，振動では100 m，危険性では300 m，騒音では500 m，景観・害虫では1000 mであるが，この距離は，それぞれの環境要素の影響限界とも判断できよう。一方，悪臭，放流水質，大気，車の出入は，その特性上，ある程度やむをえないことであるが，1000m以上離れた住民からの苦情も見られる。

(3)苦情と対策の必要性の認識

表－9　環境悪化要素と影響度合を左右する条件

環境悪化要素	被影響要素（悪化環境）	影響度合を左右する条件
悪　臭	不快，イメージダウン 居住性低下 土地価格・住宅価格の低下 営業損失 土地利用 労働条件低下	発生源との距離 風向 周辺土地利用 風量の有無 汚水・汚泥処理方法
騒音・振動	（同上）	（同上）
放流水質汚染 （発泡も含む）	放流水域の汚染 水中生物の死滅 下流河川の利水不可能 地下水汚染，井戸水汚染 土壌質悪化 健康被害 景観悪化	河川自浄作用 処理能力 河川利用形態 故障・過負荷 汚水・汚泥処理方法
大気汚染	健康被害 労働条件低下 居住性低下	風向 汚泥処理方法 周辺土地利用
景　観 （ﾊﾛｰも含む）	処理場のイメージ 労働環境 地域のイメージ	配置 スペース 建物のデザイン 緑被度 敷地内土地利用 周辺景観
害虫発生	健康被害 労働条件低下	発生源との距離 周辺土地利用
車の出入り （搬出入車・ﾀﾝｸﾛｰﾘｰ等）	大気汚染 騒音 悪臭 交通事故 地域のイメージダウン	周辺土地利用 周辺交通状況
危険性	施設内事故 流出率の増大による内水被害	地形的立地条件 風量の有無 雪の有無
その他 （低周波等）		



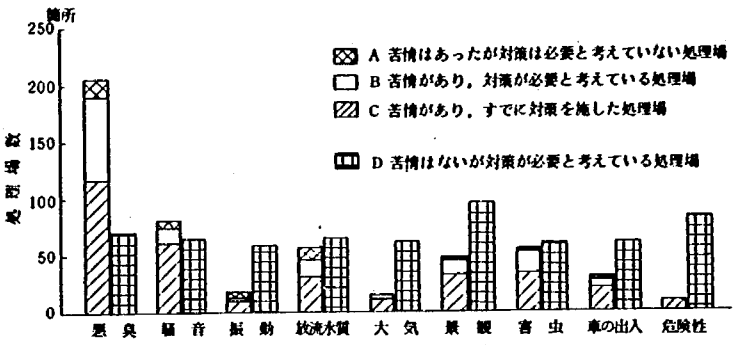
図－12　過去に苦情を受けたことのある処理場の全処理場に対する比率（環境悪化要素毎）

項　目		50メートル未満	100メートル未満	300メートル未満	500メートル未満	1000メートル未満	1000メートル以上
悪　臭	最頻	60.5%	20.5%	12.1%	4.2%	1.1%	1.6%
	最長	27.7%	22.9%	27.7%	12.1%	5.4%	4.2%
騒　音	最頻	77.2	15.7	5.7	1.4	0	0
	最長	58.0	30.0	10.0	2.0	0	0
振　動	最頻	84.6	15.4	0	0	0	0
	最長	50.0	50.0	0	0	0	0
放流水質	最頻	35.7	21.4	21.4	3.6	7.2	10.7
	最長	18.7	21.9	15.6	12.5	9.4	21.9
大　気	最頻	81.8	0	9.1	0	0	9.1
	最長	30.0	10.0	20.0	10.0	20.0	10.0
景　観	最頻	55.2	27.6	13.8	0	3.4	0
	最長	35.0	50.0	5.0	5.0	5.0	0
害　虫	最頻	75.6	6.7	8.9	4.4	4.4	0
	最長	42.5	17.5	12.5	20.0	7.5	0
車の出入	最頻	63.1	21.1	5.3	0	0	10.5
	最長	27.8	33.3	11.1	11.1	5.6	11.1
危険性	最頻	53.8	7.7	15.4	7.7	7.7	7.7
	最長	50.0	0	50.0	0	0	0

表－10　苦情を言ってくる住民の処理場からの距離（最頻と最長）

(注) 各環境悪化要素毎に，その要素に対する苦情をかつてうけたことのある処理場総数に対するその距離が最頻あるいは最長とする処理場数の比率で示している。

苦情の有無と対策の必要性に対する認識について，環境要素毎にまとめたものを図－13に示す。Aは，苦情はあったが対策が必要とは考えていないものであり，処理場側の影響度合の認識と住民の認識の食い違いが見られる部分であるが，絶対数は少ない。一方，Dは，今のところ苦情はないものの，処理場側では，周辺住民への影響を懸念しているものであり，Aとは逆の認識となっているものである。A＋B＋Cに比較し，Dの認識の処理場数が多い環境要素は，振動，大気，景観，危険性等である。なお，必要性の認識の判断者は，事業主体（地方公共団体）である。

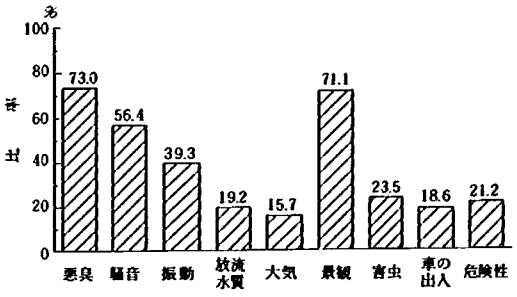


図－13　苦情の有無と必要性の認識

(3)周辺環境対策の実態と効果

1)周辺環境対策の実施状況

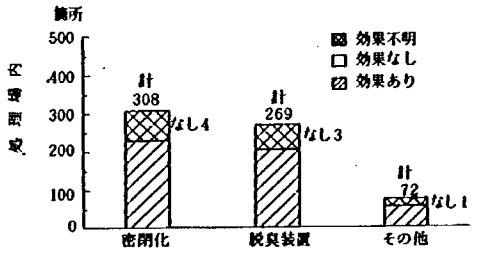
環境要素毎に，全国の526の処理場のうち，何%の処理場が，昭和59年11月1日現在，すでに環境対策を講じているかを示したものが図－14である。悪臭対策を講じている処理場は全処理場の73%と非常に多く，次いで，景観対策，騒音対策となっている。なお，環境対策導入済の中には，設計時点から環境対策をほどこしている箇所と，供用開始後に新たに環境対策を導入した箇所の両方が含まれている。



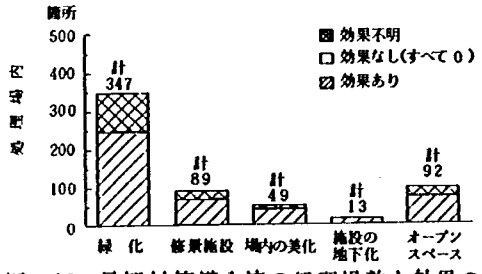
図－14　環境対策を既に導入済の処理場数の全処理場数に対する比率(環境悪化要素毎)

2)環境要素別の対策内容とその効果

図－14に示した既に環境対策を導入済の処理場において，いかなる具体策を取ったのか，そしてその効果があったのかを，悪臭と景観について示したものが図－15，図－16である。



図－15　悪臭対策導入済の処理場数と効果の有無



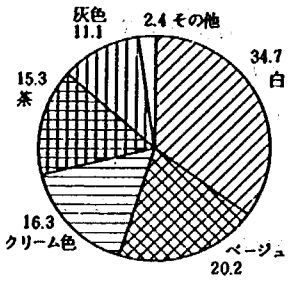
図－16　景観対策導入済の処理場数と効果の有無

また，景観対策として建物の外部仕上げの色採の問題がある。今回調査した全国の処理場の管理棟を色彩別に分けたものを図－17に示す。

2.3.3　今後の課題

次年度以降は，モデル都市を選定して，処理場周辺住民のアンケート調査及び処理場周辺の環境

実態（環境質）の調査を実施し，59年度に実施した全国実態調査の分析とあわせて，処理場の立地条件・苦情実態・環境対策・環境実態（環境質）の相互関係を明らかにし，それに基づき，地域特性に応じた周辺環境対策計画のあり方を提示していく予定である。



図－17　全国の処理場の管理棟の色彩

3. 今後の検討課題

60年度以降は，今回報告した2.1及び2.3の調査を継続するとともに，1で調査課題としてとりあげた下水道整備効果の定量化及び費用効果分析(②)，下水道投資の経済波及効果(③)，維持管理の効率化手法の開発(⑥)についても調査を進めることとしている。また，このうち2.3及び②については，具体の都市をモデル都市として選定し，ケーススタディ方式により，検討を進める予定である。

2．臭気と脱臭方法に関する調査

下水道研究室　室　長　星隈保夫
研究員　高橋正宏

1. 調査の目的と必要性

下水道施設に関する臭気問題は，過去においては余り問題とされなかったが，近年維持管理の重要度が増すに従い臭気対策の検討が必須のものとなってきている。また下水道施設の建設にあたって，特に終末処理場やポンプ場については周辺住民の関心も高く，反対運動によって用地取得や工事が遅れることも少なからず生じてきており，計画・設計の段階で充分に臭気対策を練っておく必要にせまられている。本調査は下水道施設の特性に合致した総合的臭気対策を確立することを目的とし，特に以下の諸点に重点を置いた調査を行なったものである。　1）下水道施設より発生する臭気成分の質と量を明らかにし，人間の嗅覚との関係を定量的に表現する。　2）臭気発生量の予測と，環境影響評価手法を検討する。　3）下水道処理施設の運転，維持管理状況の特性を解析し，それに適した換気方法を検討する。　4）発生臭気成分の質と量に見合った合理的脱臭法について検討する。

2. 昭和58年度までの調査の概要

本調査は昭和51年度を初年度として，本昭和59年度を最終年度としている。初年度は臭気と脱臭方法全般に関する資料の収集と実態を調査することに重点を置いた。[1]　昭和52～53年度は実際の処理場を対象としての臭気の実態調査を行い，判明した各種の臭気物質についてその嗅覚刺激と物質濃度の関係を明らかにした。また全国の下水処理場を対象とし，臭気対策に関するアンケート調査を行った。[2)3)]昭和54～55年度は脱臭処理すべき空気量を減らす意味から，エアレーションタンクの臭気分布状況や酸素活性汚泥法，ステップエアレーション法，超深層エアレーション法，回転円板等の実測データを収集するとともに，臭気捕集量を決定するための室内実験を開始した。[4)5)]56年度は臭気捕集実験を継続するとともに汚泥焼却炉からの臭気排出実態調査を行った。[5)]57年度は，活性汚泥を用いた脱臭方法の評価を行うとともに，二階タンク，天日乾燥床，自然形汚泥焼却炉等，今後の普及が予想される施設について臭気データを収集した。また開水路よりの臭気発生量を予測するための室内実験を行った。[6)]昭和58年度は沈殿池・濃縮槽等のセキより発生する臭気物質量を求めるための室内実験を行い，前年度の開水路の結果と合せて，面発生源よりの臭気発生量の予測方法を提案した。また，主な臭気原因物質である硫黄化合物が処理場内でどのような挙動を示すか調査するため，２ケ所の実処理場にて24時間の連続調査を行った。更に臭気の環境中での拡散予測手法を検証するため，あるし尿処理場において事前予測結果と現状調査結果のつき合せを行った。[7)]

本年度は調査の最終年度であるため，過去８ケ年間の成果に本年度の成果を加え，下水道施設の臭気対策について総合的な検討を加えた。

3. 下水道施設の臭気の特性

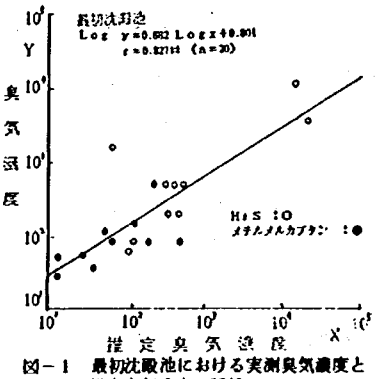
3.1 臭気原因物質の検討

下水道施設より発生する臭気原因物質は多種類に渡るが，昭和51年度よりの調査で嗅覚閾値以上の濃度で検出された物質は表－1に示すとおりである。これらの化合物のうち主な原因物質を求めるため，実測した臭気濃度と，検出された物質濃度を閾値で除した推定臭気濃度が最大の物質の関係を各施設毎に求めたものが，図－1～7である。沈砂池，最初沈殿池，汚泥洗浄タンク，及び汚泥濃縮タンクでは，下水や汚泥が嫌気的な状態になるため，硫化水素やメチルメルカプタンが共通して主要な臭気原因物質であった。汚泥脱水機も大部分は上記2物質が原因と言えるが，消化汚泥を石灰添加によって脱水する場合はトリメチルアミンのようなアルカリ性の臭気物質が発生し，アンモニアの刺激臭と合わせて別種の悪臭を生じる。エアレーションタンクにおいては，傾向的にはメチルメルカプタンが主要な臭気物質と言えるが，実測された臭気濃度が推定臭気濃度より高い値をとることが多く，機器測定で検出された以外の物質が関与している可能性がある。但し，臭気濃度は，特殊な例（し尿投入等）を除くと1000以下であり，エアレーションタンクに民家が隣接している等の場合以外は問題は生じない。汚泥焼却炉は，二酸化窒素やアルデヒド類が原因物質であり，他の施設とは異なる臭気対策が必要と言

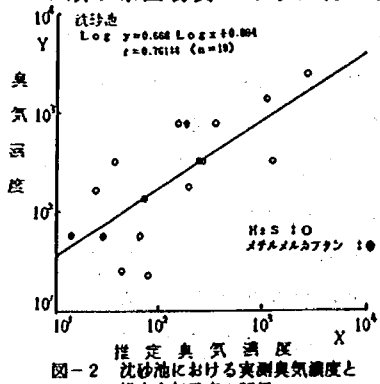
表－1　下水臭と関係深い物質例

分　類	化学式	名　称	閾値(ppm)	臭気の特徴
	H_2S	硫化水素	0.00041	腐卵臭
	NH_3	アンモニア	1.54	刺激臭
メルカプタン類 $(C_nH_{2n+1}SH)$	CH_3SH	メチルメルカプタン	0.00007	たくあん臭
サルファイド類 $(R-S-R')$	$(CH_3)_2S$	ジメチルサルファイド	0.003	腐ったキャベツ臭
	$(CH_3)_2S_2$	ジメチルサルファイド	0.0022	のり臭
アルデヒド類 $(R-CHO)$	HCHO*	ホルムアルデヒド	0.41	刺激臭
	CH_3CHO	アセトアルデヒド	0.0015	エーテル様刺激臭
	C_2H_5CHO	プロピオンアルデヒド	0.0Q067	くさいホルムアルデヒド臭
	$(CH_3)_2CHCHO$	イソブチルアルデヒド	0.00055	
	C_3H_7CHO	n－ブチルアルデヒド	0.00029	
	$(CH_3)_2CHCH_2CHO$	イソバレルアルデヒド	0.000069	
	C_4H_9CHO	n－バレルアルデヒド	0.00041	
ケトン類 $(R-CO-R')$	CH_3COCH_3 *	アセトン	30	溶剤臭
インドール類	C_9H_7N	スカトール	0.0000056	ふん便臭
	C_8H_7N	インドール	0.0003	塩酸・酢酸混合臭
脂肪酸類 $(R-COOH)$ $C_1\sim C_4$	CH_3COOH	酢　酸	0.0042	食酢臭
	C_2H_5COOH	プロピオン酸	0.0057	不快臭，甘い酢酸臭
	C_3H_7COOH	酪　酸	0.00019	汗臭(チーズ臭)
	$(CH_3)_2CHCOOH$	イソ酪酸	0.0015	
	$(CH_3)_2CHCH_2CHO$	イソ吉草酸	0.000078	
	C_4H_9COOH	n－吉草酸	0.000037	
酸化窒素類	NO_2	二酸化窒素	0.03	
アミン類	$(CH_3)_3N$	トリメチルアミン	0.000027	腐った魚臭

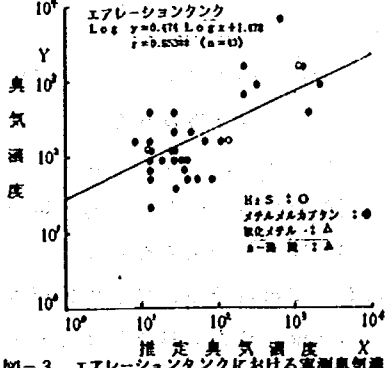
(注) *印：無臭室法の臭気強度1に対応する濃度
無印：三点比較式臭袋法



図－1　最初沈殿池における実測臭気濃度と推定臭気濃度の関係



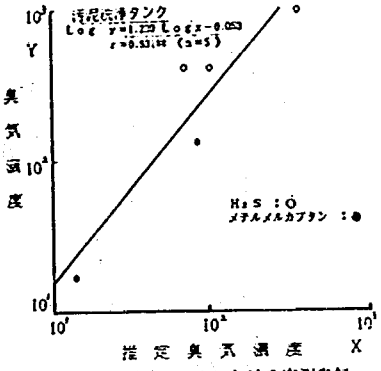
図－2　沈砂池における実測臭気濃度と推定臭気濃度の関係



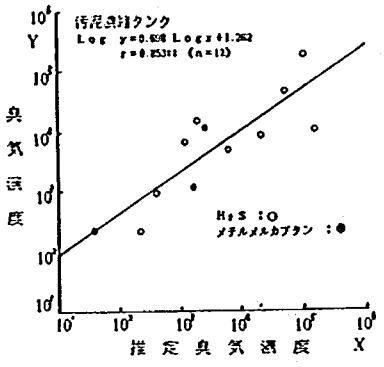
図－3　エアレーションタンクにおける実測臭気濃度と推定臭気濃度の関係

える。

各施設の臭気濃度を見ると汚泥濃縮タンク，脱水機，汚泥焼却炉で1000を超えるケースがあるが，その他の施設はおおむね1000以下であり，特殊な場合を除いて問題となることはないと考えられる。



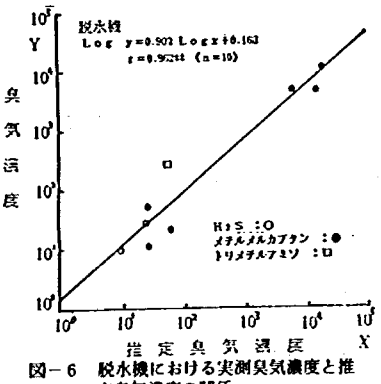
図－4　汚泥洗浄タンクにおける実測臭気濃度と推定臭気濃度の関係



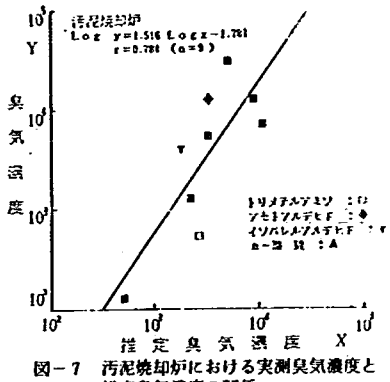
図－5　汚泥濃縮タンクにおける実測臭気濃度と推定臭気濃度の関係

3.2　臭気発生源の検討

硫黄化合物が主な臭気原因物質であることが確認されたが，これらが下水中でどのような形態で存在し，どこから供給されるのかを調査した。



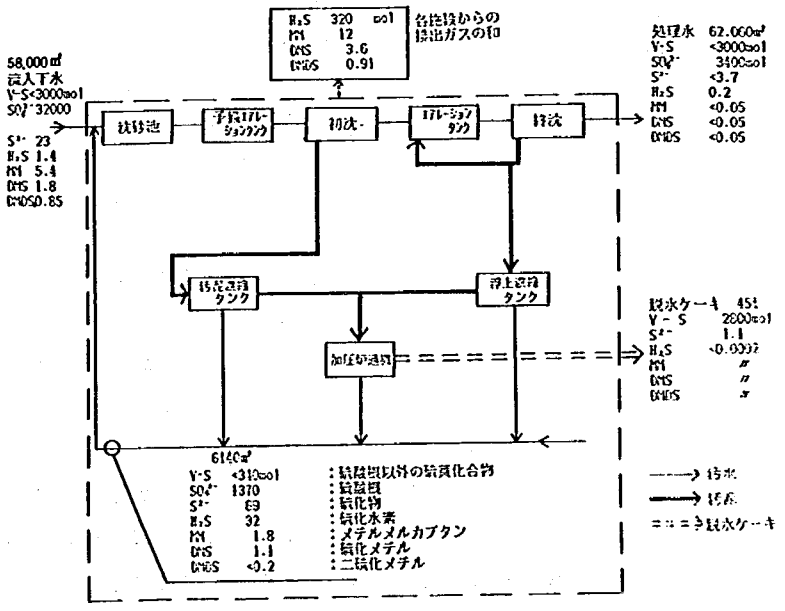
図－6　脱水機における実測臭気濃度と推定臭気濃度の関係



図－7　汚泥焼却炉における実測臭気濃度と推定臭気濃度の関係

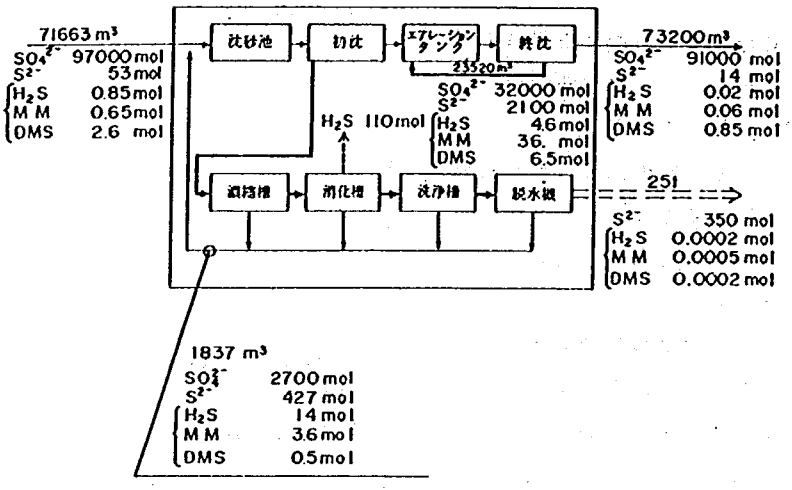
下水中の硫黄化合物の大部分は硫酸根で占められ，他にタン白質中の硫黄と，硫化物の分析方法で検出される硫黄化合物（硫化水素，硫化メチル，金属硫化物等）がある。家庭下水を中心とした流入下水を受け入れている下水処理場にて，水中，及び汚泥中の硫黄化合物濃度を測定し，その流れをモル当量で示したものが図－8～10である。

N処理場は，流入水量58,000㎥／日の分流式下水道処理場であり，流入水の生物化学的酸素要求量（BOD_5）で平均240 mg／ℓと我国の処理場としてはかなり高い濃度の下水を受け入れている。最初沈殿池汚泥は重力濃縮，余剰汚泥は加圧浮上濃縮を行った後，両者を混合して塩化第二鉄，石灰添加後，加圧脱水機にて脱水を行っている。調査は夏季（9月5～6日）に実施した。図－8に示すように硫化物は流入下水よりも場内返水中に多



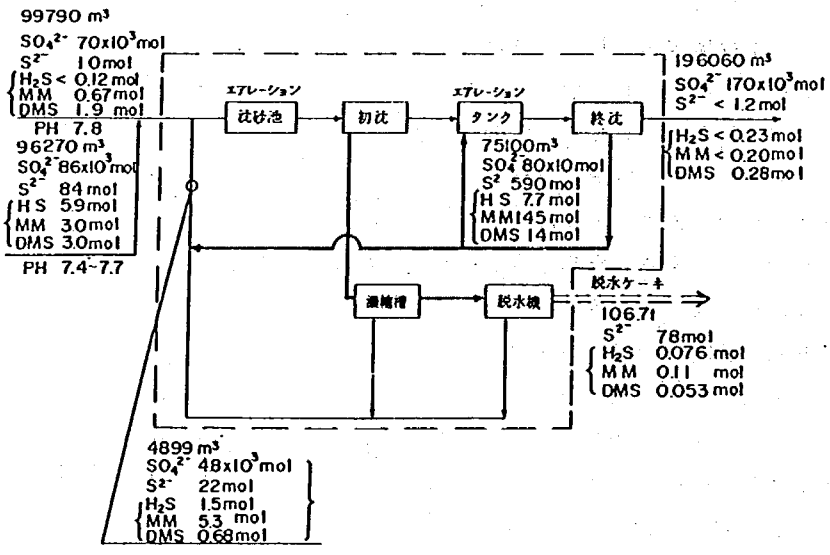
図－8　　N処理場における硫黄化合物の流れ

量に含まれており，更に場内返水中硫化物のほぼ100%が，最初沈殿池汚泥の重力濃縮タンク越流水に起因するものであった。また，沈砂池から最初沈殿池へ下水が揚水される間で，原因不明の硫化水素の増加があり，最初沈殿池において大量の硫化水素が気中へ放出された。後日の確認試験より，沈砂池下流のポンプ井で多量の硫化水素が調査当日発生した可能性が示され，臭気の発生機構はかなり偶発的要素を含むことが認識された。



図－9　　T処理場における硫黄化合物の流れ

T処理場は，流入水量72,000㎥／日の合流式下水処理場で，流入水BOD_5の平均が140mg／ℓであった。余剰汚泥は最初沈殿池に送られ最初沈殿池汚泥といっしょに重力濃縮タンクへ移送される。濃縮汚泥は消化・洗浄の後，石灰を添加して真空脱水される。調査は秋季（10月26～27日）に実施した。ここでも，図－9に示すように，硫化物は場内返水中に多く，その由来は汚泥濃縮タンクからのものが56%である。消化タンク脱離液からは35%でありあまり大きな負荷ではなかった。T処理場は臭気の捕集を行っていないため，消化ガス以外は気中への放出量は不明である。



図－10　　K処理場における硫黄化合物の流れ

K処理場は，流入水量195,000㎥／日の合流式下水処理場で，流入水BOD_5は150mg／ℓであった。汚泥の流れは濃縮タンクまではT処理場と同じであり，消化を行わずに，ポリマー添加後遠心脱水，及び石灰と塩化第二鉄添加後の加圧脱水を行っている。調査は冬季（3月21～22日）に行った。調査前日に降雪があったため，流入水水温は10°C前後と低かった。図－10に示すように流入水は2系統の管より

流入しており，下段の流入水中硫化物が上段に比べかなり多くなっているが，これはある時間帯に採水したサンプル1つだけが異常に高濃度の硫化物を含んでいたためであり，これ以下のサンプルについては2系統ともほぼ等しく，N，T処理場と較べ，硫化物負荷量が小さいことが解る。また場内返水に起因する負荷量も小さく，低水温期における硫化物発生量の低下を示している。

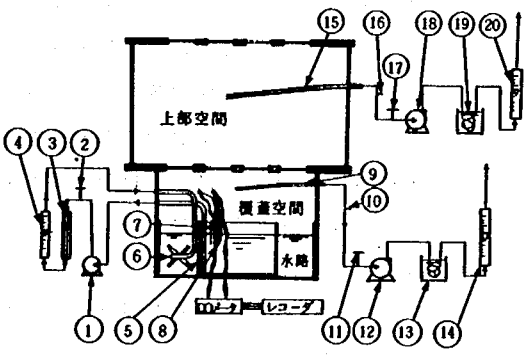
下水中の硫黄化合物については，濃度の変動が激しいことや，採水後の安定性に問題があるため，ここに示した調査例では，硫黄の処理場内での収支を明らかにすることはできなかったが，場内返水中の負荷がかなり大きいこと，最初沈殿池等の水処理施設では水中の硫化水素等は増加せず，汚泥中でのみ増加することが明らかとなった。

4. 臭気発生のメカニズム

下水，又は汚泥中の臭気が気中に移動する現象は，気・液間の物質移動現象としてとらえることができ，下水処理場では主に，沈砂池等の開水路，最初沈殿池等のせき，エアレーションタンク等の曝気水路における物質移動を取り扱うことが重要である。また，臭気対策を行う場合には，通常，対象施設を覆蓋することが多いので，気中の臭気物質濃度は，覆蓋内の換気量の影響を受けることとなる。ここでは，室内実験にて，換気，及び物質移動現象を検討した結果を述べるものとする。

4.1 換気量に関する検討

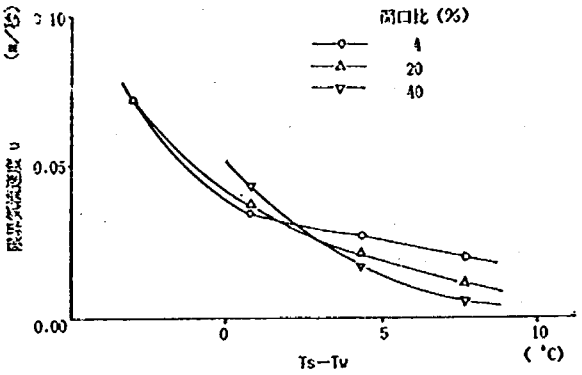
下水処理施設を覆蓋し，換気する場合の考え方は，覆蓋内から臭気が漏出しない程度の換気を行うことを基本とすべきである。エアレーションタンクを覆蓋し，換気を行う場合は，エアレーション風量の2～3割増の換気を行えば経験的に十分である。最初沈殿池・汚泥濃縮タンク等では覆蓋内を負圧にすることで漏出を防ぐことができるが，覆蓋内と外気に温度差がある場合は熱対流効果によって，漏出を防ぐために必要な換気量は異なる。図－11に示す実験装置は換気に関する一連の実験を行った装置であり，ポンプの駆動力で循環する円形水路をスリットを設けた覆蓋で被い，上部空間（処理場の作業空間に相当）を設置したものである。熱対流効果の実験では，覆蓋空間の容積は0.153㎥であり，水路水深は25cmでメチルメルカプタン6.5 mg／ℓを溶解させ，循環水流を生じさせた覆蓋の開口面積比を4，20，40%に変化させ，換気量を調整して，開口部の平均通過気流速度を0.005～0.2 m／秒に設定した。この時の水温Twと上部空間の気温Tsを測定し，上部空間でメチルメルカプタンが検出されない気流速度を，限界気流速度uとした。図－12は，TwとTsの差と限界気流速度の関係を示したものであり，TwがTsより小さくなる程，漏出を防ぐための限界気流速度は大きくなることを示している。汚泥濃縮タ



①水流ポンプ
②水流量調節弁
③冷却管
④流量計
⑤水の吹込み口
⑥水の吸出し口
⑦DO電極
⑧温度補償用電極
⑨吸引管（覆蓋空間）
⑩臭気採取口（〃）
⑪流量調節弁（覆蓋空間）
⑫ファン（〃）
⑬冷却装置（〃）
⑭流量計（〃）
⑮吸引管（上部空間）
⑯臭気採取口（〃）
⑰流量調節弁（〃）
⑱ファン（〃）
⑲冷却装置（〃）
⑳流量計（〃）

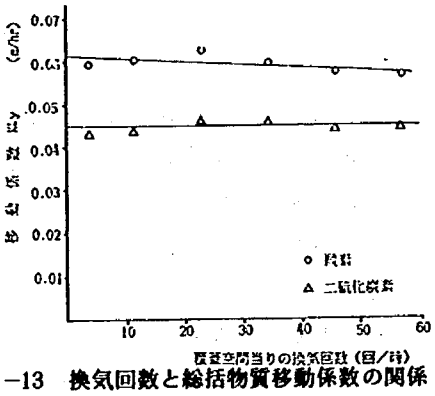
図－11 換気量に関する実験装置の概要

ンクや脱水機等，密封化が可能な施設は開口比を1％以下にすることができるため，設計上の限界気流速度を0.2 m／秒としても換気量はわずかで済む。沈砂池や最初沈殿池は，流入，流出部が開口部となるため，比較的大きな換気量が必要となるが，シートで開口部を小さくするような工夫をすることにより換気量を削減できる。



図－12　温度差と限界気流速度の関係

図－11に示した実験装置を用いて，覆蓋空間の換気量と，酸素，及び二硫化炭素を対象物質とした場合の気中から水中，及び水中から気中への総括物質移動係数の関係を調査した。図－13に覆蓋内の換気回数と水中の濃度変化より求めた酸素，及び二硫化炭素の単位水面積当りの総括物質移動係数K_{Ly}の関係を示した。換気回数を4～57回／時の間で変化させたが，二硫化炭素のK_{Ly}は一定であった。酸素のK_{Ly}は若干減少する傾向にあるが，工学上ほぼ一定と見なせる範囲である。この結果より，通常の換気量の範囲では，臭気原因物質の総括移動係数は，水路固有の値をとることが推定される。



図－13　換気回数と総括物質移動係数の関係

4.2　水路，及びセキにおける総括物質移動係数

総括物質移動係数を決定するためには，固々の現場で実測する必要があるが，臭気原因物質の場合分析手法が難しく，正確な値を得ることは困難である。そこで，水路やセキ，曝気水路等で多くのデータの蓄積のある酸素の総括物質移動係数を用いて，他の物質のそれを推定する方法が京才[8]により提案された。以下の仮定が成立する場合，水中に解離していない揮発性物質の総括酸素移動係数は(1)式による。ⅰ）対象物質の気体境膜における移動係数は，液体境膜のそれに比して無視できる程小さい。ⅱ）気中に放散された対象物質は速やかに拡散するため，その気中分圧は無視できる程小さい。ⅲ）対象とする液体は完全混合である。　この時

$$K_{Ly} \;/\; K_{Lz} = (Vcz \;/\; Vcy)^{0.3144} = \beta y,z \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここにK_{Ly}：対象物質ｙの単位水面積当り総括移動係数（ｍ／時），K_{Lz}：物質ｚ（ここでは酸素）の総括移動係数（ｍ／時），Vcz：物質ｚの臨界体積（㎥／g－mol），Vcy：物質ｙの臨界体積（㎥／g－mol），$\beta y,z$：ｙとｚに関する定数

上記の関係を臭気原因物質に適用するため，水路及びセキの模型を用いた実験を行った。水路については図－11に示した装置を用い，塩化コバルト0.5 mg－Co／ℓ添加した水道水に，亜硫酸ナトリウムを加え溶存酸素（DO）を2 mg／ℓ程度に落し，対象物質として二硫化炭素，硫化水素，メチルメルカプタン，硫化メチル，又は二硫化メチルのうち1物質を10 mg／ℓ溶解した試水を使用した。装置内を換気回数4回／時で換気しながら，主に11，23 cm／秒の流速で試水を循環させ溶存酸素の上昇をＤＯメータで，対象物質の減少を経時サンプルのガスクロマトグラフ分析で測定した。但し，二硫化炭素と二

硫化メチル以外の物質は，亜硫酸ナトリウムの酸化を妨害したため，これらの物質と同時に測定した酸素移動係数は使用せず，二硫化炭素の実験で得られた酸素移動係数を使用した。

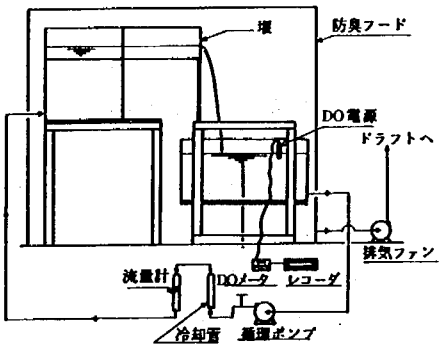
表－2に各物質毎の移動係数を求めた結果を示した。得られた$K_{L}y$，及び$K_{L}o_2$より求めた$\beta y,o_2$の値は臨界体積より計算した値に比べ82～116％の範囲となり，実用上有効な値を得ることができた。

表－2　硫黄化合物と酸素の移動係数の実測値より求めたβy_2と計算値の比較

物質	循環流速	臨界体積	移動係数		移動係数の比 $\beta y,z$		実験値／計算値
	(cm／秒)	cm/mol	$K_{L}y$ (m／時)	K_{L},20 (m／時)	実験値	計算値	(％)
二硫化炭素	3.3～23	170[9]	0.0390*	0.0519*	0.751	0.76	98
硫化水素	23	98.5[9]	0.0666	0.0630**	1.06	0.912	116
メチルメルカプタン	11 23	145[9]	0.0333 0.0453	0.0377** 0.0630*	0.883 0.719	0.807	109 89
硫化メチル	11 23	201[9]	0.0272 0.0483	0.0377** 0.0630	0.721 0.767	0.728	99 105
二硫化メチル	11 23	260[10]	0.0209 0.0307	0.0355 0.0557	0.589 0.551	0.672	88 82
酸素	—	73.4[9]	—	—	—	—	—

*流量を変化させた17ケースの平均値　　** 二硫化炭素を用いた実験の値

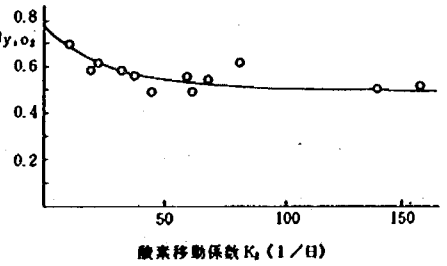
セキを用いて同様の実験を行った。使用した装置の概要を図－14に示す。セキの形状は最上部の幅150mmの直角ゼキであり，落下高さは75～350mm，セキの単位長さ当りの越流負荷を58～285㎥／m・日に変化させ，落下地点の水深は50mmに固定してある。装置はアクリル樹脂製のカバーで被われており，換気回数7.6回／時で換気を行っている。水路を用いた実験と同様の手順で二硫化炭素を用いた実験を行った。落下高さ及び越流負荷を変化させ，得られた，セキ1個当りの酸素移動係数K_{2},o_2（1／日）と対象物質の移動係数K_{2},y（1／日）の比よりBy,o_2を求め，酸素移動係数との関係を示したものが図－15である。セキにおいては酸素移動係数 K_{2},o_2が大きくなるにつれてβ値は小さくなりK_{2},o_2が50（1／日）以上でほぼ一定の値をとることが示された。セキにおける物質移動は落下地点における気泡を中心とした気液接触面で行われると考えられ，気泡中では，上記の仮定のうちii)が成り立たないことがβ値の変化する原因と考えられる。硫化水素等の他の物質についても，K_{2},o_2が37.3及び60.8（1／日）の条件で実験を行い，$\beta y_2,o_2$を求めた。



図－14　堰による物質移動実験装置の概要

表－3に，計算より求めたβ・水路，及びセキの実験より求めたβを示した。β値は水路を用いた実験では，計算値にかなり近いが，セキでは計算値の30～70％であった。

但し，流入下水1㎥当りの硫化水素の移動速度を，代表的な開水路である沈砂池と，最初沈殿池のセキとで今回の実験結果をもとに比較すると1：330となり圧倒的にセキにおける物質移動が大きいことが示された。（計算条件は，沈砂池：水面積負荷1,800㎥／㎡・日，移動係数1.6m／日，最初沈殿池：セキの越流負荷250㎥／m・日，セキの個数5個／m，セキ1個当りの移動係数15（1／日））



図－15　酸素移動係数とBy,o_2の関係（二硫化炭素）

なお曝気水路においても，気泡が主たる気液接触面であるため，セキと同様の結果となると考えられるが，現在の

ところ，検討は加えていない。

表－3　水路及びセキにおけるβ値の比較

物質名	計算値 $\beta_{c,o_2}=(\frac{k_L a_1}{V_{o_2}})$	水路からの移動実験		堰からの移動実験	
		実験値 $\beta=k_{L_2}/k_{L_1 o_2}$	実験値/計算値	実験値 $\beta'=k_{L_2}/k_2$	実験値/計算値
二硫化炭素	0.764	0.750	0.982	0.563 0.493	0.737 0.645
硫化水素	0.912	1.06	1.16	0.375	0.411
メチルメルカプタン	0.807	0.883 0.719	1.09 0.891	0.439 0.465	0.544 0.576
硫化メチル	0.728	0.721 0.767	0.990 1.05	0.397 0.432	0.545 0.593
二硫化メチル	0.672	0.589 0.551	0.876 0.820	0.229 0.207	0.341 0.308

注）水路の場合の上段及び下段の値はそれぞれK_{L_2} 0.0377m/時，及び 0.063m/時
セキの場合の上段及び下段の値はそれぞれK_{L_2} 37.3 V 日，及び 60.8 V 日

5. 臭気対策の計画と技術

5.1 臭気対策計画

下水処理場における臭気対策の目的は，周辺住民の不快感をなくし，種々の苦情が生じないようにすることである。このため，場内の緑化や，公園化等，周辺住民との隔和を図る方法の1つとして臭気対策を位置付けるべきである。

悪臭公害をおおまかに評価する基準として臭気排出強度（Odor Emittion Rate, O.E.R.）がある。[2] これは臭気排出源の排気量（N㎥／分）に臭気濃度を乗じた値であり，悪臭公害の程度O.E.R.には表－4に示す関係が知られている。[1] 下水処理場のO.E.R.が10^7を超えることは希であるが，何らかの突発的要因により，10^6を上廻るO.E.R.となることがありその対策が必要となる場合がある。

表－4　ＯＥＲと悪臭公害の起こり具合

臭気排出強度 (N㎥/分) (Total OER)	悪臭公害の起り具合	発生業種の代表例	備考
10^6以下	特殊な場合を除いて起こらない。	パン工場，醸造工場	
$10^{5\sim6}$	現在小規模の公害が起こっているかその可能性を内在している。	塗装，塗料工場，印刷，インク工場，皮革工場，ＦＲＰ工場，飼・肥料工場，下水処理場	悪臭の最大到達距離は1～2Kmで悪臭苦情も500m以内が中心で，1Km以遠はまずないといえる。
$10^{7\sim8}$	小～中規模の公害が起こっている。	鋳造工場，し尿処理場，養豚養鶏場，石油化学工場	悪臭の最大到達距離は2～4Kmで悪臭苦情は1Km範囲内である。
$10^{9\sim10}$	大規模の公害が起こっている。	ＫＰ工場，セロファン工場，へい獣処理場，レイヨン工場	悪臭の最大到達距離は10Km以内で悪臭苦情は2～3Km範囲内である。
$10^{11\sim13}$	最大の発生源でその例は少ない。	公害対策をしていない大規模のＫＰ工場	悪臭の最大到達距離は数10Kmに及び被害も4～6Kmの範囲に及ぶ。

既存の処理場にて臭気対策を計画する場合には，臭気発生源の調査を行ったうえで，最も合理的な臭気対策を行わなくてはならない。図－16に既存処理場における臭気対策のフローチャートを示した。新規に建設を行う場合には，既存の処理場で得られたデータをもとに臭気発生量の予測を行うが，いずれの場合も現存の臭気捕集技術，脱臭技術を十分理解した上で，図－16のフローチャートを参考にすべきであろう。

5.2 臭気対策技術

臭気対策技術は，脱臭技術のみを指すものではなく臭気発生量の少ない，又は臭気対策の容易な水処理，汚泥処理プロセスの選択，作業工程の改良，臭気の合理的捕集法等も含めた技術を言う。ここでは主に臭気捕集と脱集について言及し，他については詳細な報告書[1)~7)]を参照されたい。

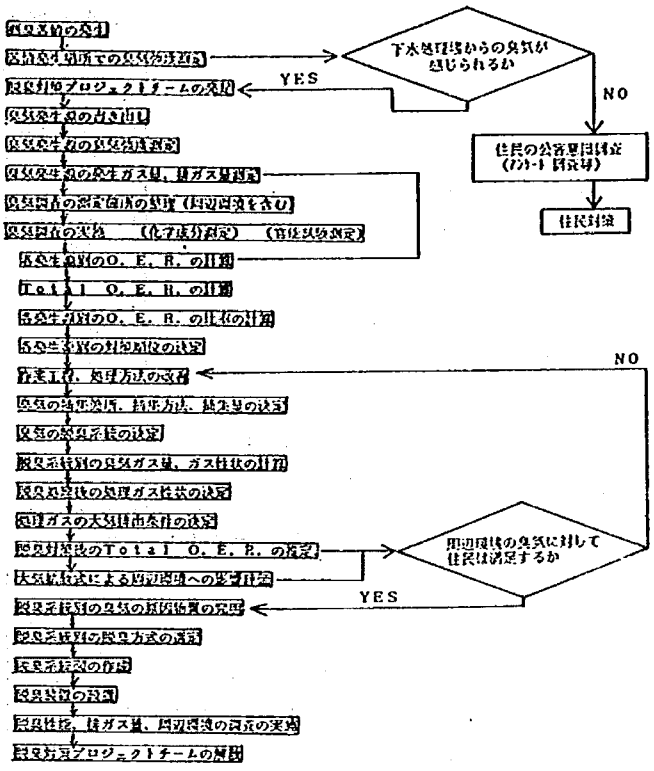
5.2.1 臭気捕集方法

臭気捕集方法の例を図－17に示す。図中①のように臭気発生源のある室内空気を捕集し脱臭する場合には，捕集空気量が大きくなり，逆に排気中の臭気物質濃度は薄くなる。大風量，希薄濃度の臭気を脱臭対象とすることは，設備・維持管理費とも不経済であり，脱臭効果も悪化する。このため②に示すように臭気発生源のみを覆蓋し，局所強制排気を行うことを原則とする。又，事務所等の居住空間が，臭気発生源と同じ建屋内にある場合は，③に示すように局所強制排気の他，居住空間のみを換

気する方法もある。

臭気発生源の覆蓋の例を図－18に示す。汚泥濃縮タンク等が屋外に設置されている場合は単式覆蓋を行う。建屋内において，臭気発生源より臭気捕集を行う必要がある場合には，二重覆蓋を行うことが望ましい。沈砂地の揚砂施設や，スクリーン，脱水機等は，機種によっては覆蓋をすることで作業性が悪化するものがあるので，その選択に当って留意する。

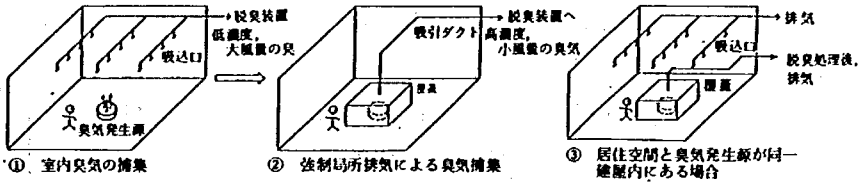
覆蓋内の強制排気量は第４章の実験結果より，開口部における気流速を0.3m／秒とすれば十分である。汚泥濃縮タンク等，明白な開口部がない施設においては，覆蓋内が極端な負圧となることを避けるため，直径50mm程度の通気管を覆蓋上に設けることも考慮すべきであろう。



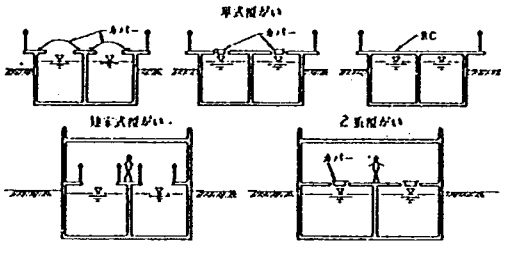
図－16　臭気対策のフローチャート

5.2.2　脱臭技術

現在，下水処理場の臭気に対して，適用可能な脱臭方法を表－５に示した。通常原臭の臭気濃度は数百～10,000程度であり，水酸化ナトリウム，次亜塩素酸ナトリウム，等による薬液洗浄や，イオン交換樹脂，活性炭，添着活性炭等を用いた吸着法による実績が多い。土壌脱臭法は，敷地面積を多く必要とする欠点があるが，上述の方法に較べ維持管理が楽でランニングコストも低く，優れた脱臭能力を有する。本法の施設例を図－19に示した。



図－17　臭気捕集方法の例



図－18　覆蓋の方法の例

また，活性汚泥の脱臭能力を利理するエアレーション酸化法も簡易な施設で，高い脱臭能力を有する方法である。図－20は汚泥処理系の臭気を吸引ファンで集めブロアーへ送っている処理場の例であり，ファン出口で5,000であった臭気濃度がエアレーションタンク排気で200以下に低下した。

6. 謝辞

本研究は，安藤茂元下水道研究室長のもとで開始され，以来9年間，全国の下水処理場関係者より，多大の御支援をいただき，ここに終了したものである。協力をいただいた関係各位に厚く御礼申し上げるとともに，調査に当り，分析，解析等を担当された重田芳廣・石黒智彦氏を始め(財)日本環境分析センターの方々に感謝の意を表すものである。

表－5　下水処理施設の臭気に適用できる脱臭方式

	汚水　汚泥に伴わる臭気		汚泥乾燥・焼却排ガス臭気
	100㎥／分以上	100㎥／分未満	
高濃度臭気（臭気濃度1万以上）	○ 薬液洗浄＋吸着法	○ 直接燃焼法 ○ 薬液洗浄＋吸着法	
中臭気濃度（臭気濃度1千～1万）	○ 薬液洗浄＋吸着法 ○ 吸着法（化学・物理吸着併用） ○ 土壌脱臭法 ○ エアレーション酸化法	○ 直接燃焼法 ○ 薬液洗浄＋吸着法 ○ 吸着法（化学・物理吸着併用） ○ 土壌脱臭法 ○ エアレーション酸化法	○ 直接燃焼法 ○ 薬液洗浄法 ○ アンモニアによる接触還元法
低臭気濃度（臭気濃度1千未満）	○ 薬液洗浄法 ○ 薬液洗浄＋吸着法 ○ 吸着法 ○ 土壌脱臭法 ○ エアレーション酸化法		○ 薬液洗浄法 ○ アンモニアによる接触還元法

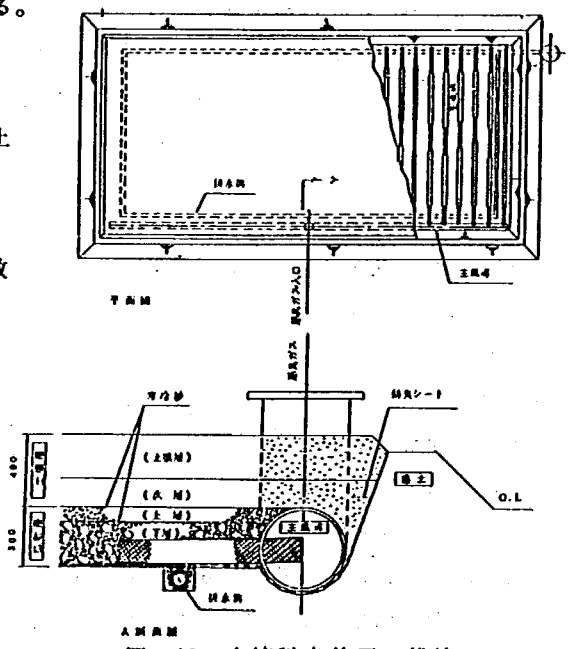
参考文献

1)～7)　"臭気と脱臭方法に関する調査"，建設省土木研究所　土研資料 1257，1454，1525，1609，1946，2089，2199号

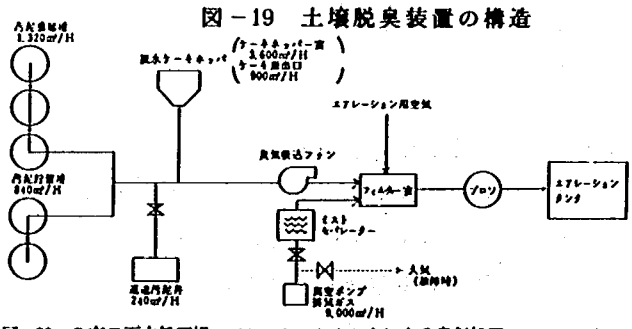
8）京才俊則 "水中に溶解している揮発性物質の放散に関する研究"　水質汚濁研究，Vol. 4　No. 4. 1981

9）Reid R.C. "Properties of Gases and Liquids Third Edition" MacGrow Hill

10）9）より計算



図－19　土壌脱臭装置の構造



図－20　S市F下水処理場エアレーションタンクによる臭気処理フローシート
ブロワー容量　19,800㎥/H
臭気処理風量　18,000㎥/H

3．小規模処理場における処理特性に関する調査

下水道研究室　室　　長　星隈　保夫
主任研究員　中村　栄一
研　究　員　高橋　正宏
落　　修一
中島　淳子

1. 調査の目的と必要性

昭和57年度末現在で稼動中の公共下水道終末処理場529ヶ所であり，新規に認可を受ける地方公共団体は毎年50件程度ある。これらの新規箇所は近年地方の市町村が中心であり，昭和57年度において流域下水道関連以外の公共下水道新規箇所は19件あったが，計画処理水量10,000m^3/日未満の小規模な処理場が，16件，84%を占めていた。この中には3,000m^3/日未満の処理場が10件も含まれている。

今後の小規模下水処理場の設計にあたっては，維持管理が容易で，高度な潜在処理能力をもつ処理方式，例えばオキシデーションディッチ法，長時間エアレーション法，ラグーン，土壌被覆式れき間エアレーション法などを積極的に採用していくべきであろう。本調査は上述の処理方式に対して設計指針，維持管理指針の確立を目的とするものであり，地域特性に合致した簡易的な管理のみで，高度な処理水質が得られる施設を設計するために，基礎的な実験を通じて，様々の改善を加えていくものである。

本調査は昭和55年度が初年度であり，長時間エアレーション法，オキシデーションディッチ法に関する調査を実施した。長時間エアレーション法については室内実験を中心とし，エアレーション時間と汚泥発生量の関係を調査した。この結果，溶解性の基質を対象とした場合，除去有機物当りの汚泥発生量はエアレーション時間に影響されないことが明らかとなった。オキシデーションディッチ法はパイロットプラントによる処理実験を開始し，有機物，浮遊物質の除去能力が非常に高く安定した処理成績を得ることができた。

昭和56年度はオキシデーションディッチパイロットプラントを用いて，回分運転方式の処理性及び操作条件を明らかにするとともにエアレーション装置の動力効率を散気板と比較する実験を行った。長時間エアレーション法については，引き続き室内実験にてその処理特性を明らかにするとともに，実施設における実態調査を行い，維持管理上の問題点を調査した。

また農山漁村地区での下水道計画の策定に当っては，基礎資料としての水量，水質原単位の地域特性，これらの地域での晴天時，雨天時における汚濁負荷量，側溝等の水路における自浄作用などのデータが必要と考えられるため，小集落排水調査として上述の項目に関する実態調査を開始した。

昭和57年度もオキシデーションディッチパイロットプラントを用い，回分運転時の必要酸素供給量，

混合攪拌能力に関する実験を行った。更に長時間エアレーション法の実態調査・パイロットプラント実験を通じてその問題点を明らかにするとともに，小集落排水の特性についての調査を引き続き行った。また，当年度より下水の嫌気性処理に関する基礎実験を開始し，維持管理が容易で消費エネルギーの少ない処理方式の開発を目指すこととした。

昭和58年度は，回分式オキシデーションディッチパイロットプラントを連続式に切り換え，必要酸素量や汚泥発生量等，設計上の諸数値を求める実験を行ない，必要酸素量が溶解性生物化学的酸素要求量（D-BOD_5)・混合液強熱減量(MLVSS)・溶解性ケルダール窒素（K－N）との関係で表現できること，汚泥生成量は除去された浮遊物質量（SS）の60～75%であることを見い出した。土壌被覆れき間エアレーション法では，実下水を用いた小型実験装置，及び2ケ所の実施設について，処理性，汚泥の発生量，維持管理上の留意点を調査し，9ケ月間安定した処理性を示したこと，汚泥生成量は槽内の酸素濃度分布により流入ＳＳ量の60～90%に変化すること。余剰汚泥の排除方式に問題があること等を明らかにした。

接触酸化法については，小型実験装置を用いて，実下水を生物膜法により処理した場合の基礎的問題(BOD_5，窒素等の除去，汚泥発生量等）を検討し，安定した処理性能を示すまで5ケ月程度の期間が必要であることを示した。

本年度は高負荷の回分式活性汚泥法に関する調査を開始するとともに，生物膜法の一種である散水沪床法の実態に関する現地調査を行った。また昨年度に引き続き，れき間エアレーション法の特性を明らかにするため混合特性・酸素供給能に関する清水実験を行うとともに，土壌による覆蓋が処理に関与する生物に与える影響を評価するための室内実験を行った。接触酸化法の問題点である固液分離のための前処理を，簡易に行うことを目的として，改良型接触酸化法（汚泥の沈殿・貯留機能を兼ねる）パイロットプラントを作成し，実下水の処理実験を行った。更に嫌気性微生物を下水処理に適用するうえでの実際上の問題点を明らかにするため，実下水を用いた嫌気性活性汚泥法の処理実験を行った。

2. 調　査　結　果

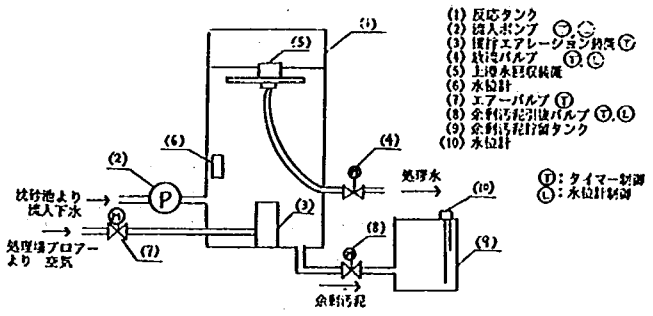
2.1　回分式活性汚泥法

昭和55年度より，オキシデーションディッチ型の低負荷回分式活性汚泥法（BOD・容積負荷0.1 Kg－BOD_5/m^3・日以下）について調査を行い，その操作条件やBOD_5,窒素の除去能力を明らかにしてきた。今年度からは高負荷運転での同法の処理性能・設計・維持管理手法を明らかにするための調査を開始するものである。

2.1.1　実験装置の概要

使用した実験装置フロージートを図－1に示す。装置は鋼製円塔形で，水面積1.5m^2である。エアレーション装置は，水中機械式エアレーション装置であり，送気管よりの空気を水中攪拌翼にて分散させ，タンク底部より気泡を発生させるものである。送気を停止し，攪拌翼を回転させることにより，攪拌のみを行うことができる。上澄水回収装置はフロート式で水面の変動に追従し取水部はスカムを取り込まないよう，水面下15cmの位置にある。装置の運転はタイマーとレベルスイッチによる完全自動運転である。

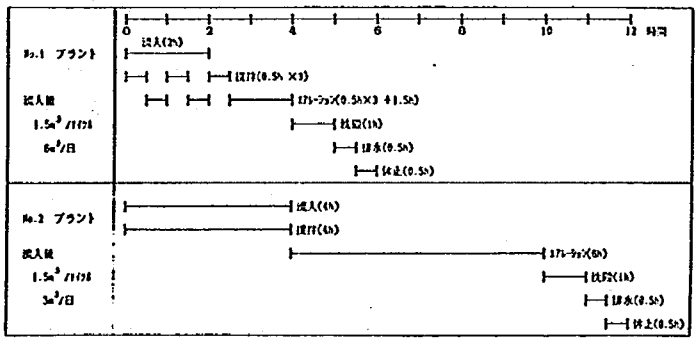
同じ仕様の実験装置を２台取手市戸頭終末処理場に設置した。当処理場は処理人口約10,000人の団地下水処理場であり，流入下水はほとんどが生活系排水である。２台の運転条件は図－２に示すようにNo.１を１サイクル６時間　１回当りの排水量はタンク容量の50%とし，水理学的滞留時間（HRT）12時間とした。No.２は１回当りの排水量はNo.１と同じであるがサイクル時間・ＨＲＴは２倍の12時間24時間に設定した。但しNo.２は　昭和60年３月より正常運転に入ったため本報告では主にNo.１の結果を扱うものとする。



図－１　プラントフローシート

2.1.2　実験結果

No.１プラントの９月20日より10月22日までの処理成績を表－１に示す。流入BOD_5の平均は約260㎎／ℓであり，処理水中で21㎎／ℓとやや高い値になっている。この原因は，処理水中へのSSのリークがあることと，アンモニア性窒素の酸化による酸素消費があるためである。SSのリークは，主に高水位時のMLSS濃度が3,000㎎／ℓを



図－２　昭和59年度の運転条件

表－１　No.１プラントの処理成績

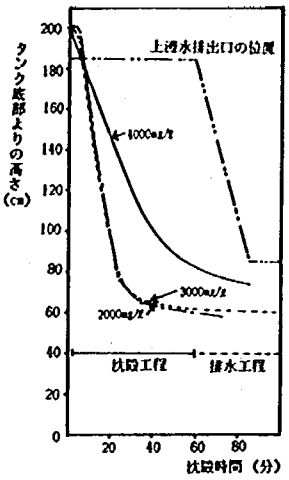
	月日 年	IN-BOD_5 (㎎/ℓ)	IN-D-BOD_5	IN-SS	水温 ℃	PH	IN-T-N ㎎/ℓ	IN-D-N	IN-K-N	IN-D-K-N	IN-NH_4-N	IN-NO_3-N	IN-NO_2-N	IN-T-P	IN-D-P	IN-PO_4-P
流入水	9/20/84	290	55	210	23.5	7.64	36.51	28.41	36.4	28.3	23.8	.07	.04	3.98	2.04	1.57
	9/27/84	250	39	400	23	7.55	29.92	26.42	29.9	28.4	4.03	.02	0	7.26	2.4	2.03
	9/28/84	130	57	110	22	8.17	26.15	18.75	25	17.6	2.08	1.11	.04	3.02	1.76	1.43
	10/ 1/84	280	63	260	24	7.71	36.04	29.04	36	29	25.7	.02	.02	3.44	2.35	2.19
	10/ 8/84	350	61	460	20	7.23	45.86	33.46	45.8	33.4	25.3	.06	.02	5.6	2.48	2.19
	10/11/84	270	65	170	20	7.58	35.45	25.05	35.4	25	24.9	0	.05	4.9	2.18	1.93
	10/15/84	220	62	290	21	7.75	29.86	25.46	29.8	25.4	24.9	.03	.03	5.58	2.5	2.24
	10/18/84	320	73	380	21	7.56	55.65	27.25	55.6	27.2	26.7	.03	.02	5.22	2.44	2.22
	10/22/84	220	73	360	19	7.32	37.44	24.44	37.4	24.4	24.1	.03	.01	5.74	2.48	2.13
	平均	259	61	293	22	7.66	38.1	26.7	37.9	26.5	23.2	.15	.03	5.08	2.29	2

	月日 年	EF-BOD_5	EF-D-BOD_5	EF-SS	EF-TN	EF-DN	EF-K-N	EF-D-K-N	EF-NH_4-N	EF-NO_3-N	EF-NO_2-N	EF-T-P	EF-D-P	EF-PO_4-P	混合液	MLSS	MLVSS
処理水	9/20/84	15	5	6	26.72	25.12	24.2	22.6	21.1	1.17	1.35	1.92	1.73	1.42		2600	2100
	9/27/84	17	5	13	22.89	20.89	22.4	20.4	2.85	.43	.06	1.78	1.35	1.01		3500	2930
	9/28/84	20	7	13	18.97	17.77	16.4	15.2	1.85	1.97	.6	.8	.52	.33		4000	3330
	10/ 1/84	21	3	83	34.25	22.45	32.8	21	14.6	0	1.45	2.76	.98	.73		5500	4500
	10/ 8/84	19	5	5	34.49	25.29	34.2	25	18.8	.15	.14	4.32	3.3	3.07		2500	2100
	10/11/84	33	7	28	33.4	25.32	33.4	20	19.6	.02	.22	2.56	1.83	1.64		2500	2100
	10/15/84	14	7	9	48.84	24.64	39.8	24.4	24.2	.02	.22	4.6	4.24	3.81		3000	2500
	10/18/84	38	7	45	32.52	25.52	32.4	25.4	24.6	0	.12	5.28	3.96	3.8		5000	4300
	10/22/84	20	6	16	21.12	18.72	20.8	18.4	17	.28	.04	1.11	.46	.37		3600	3100
	平均	21	5	23	28.27	22.85	27.4	21.4	15.07	.45	.47	2.79	2.05	1.81		3600	3000

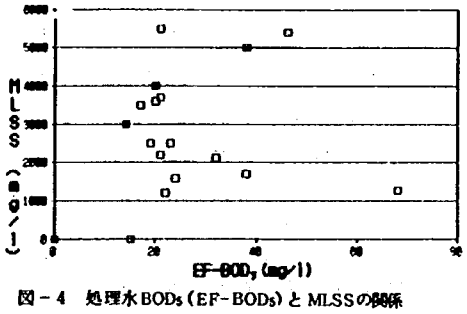
注：IN＝流入水　　EF＝処理水を示す

超える場合に生じている。図－３は沈殿・排水工程時における，汚泥界面の沈降状況と，上澄水排出口の位置を示したものである。MLSSが2,000・3,000㎎／ℓの場合は沈殿開始後25分程度で等速沈降が終了し，１時間後にはタンク容積にして30%の位置で界面が安定するが，4,000㎎／ℓでは沈降速度も遅く，界面の安定する位置も水面に近くなる。また図－４～８は表－１のデータに昭

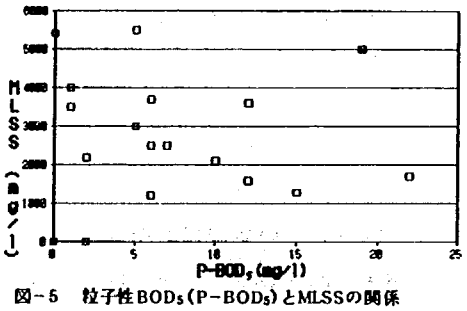
和60年3月のデータを加えて，MLSS と処理水中の BOD_5，粒子性 BOD_5 (P−BOD_5)，窒素性 BOD_5 (BOD_5−BOD_5−ATU)，溶解性 BOD_5 (D−BOD_5) 及びＳＳの関係を示したものである。BOD_5 は20㎎／ℓを超えるものが大部分であるが，Ｐ−BOD_5，D−BOD_5 はそれぞれ20㎎／ℓ，8㎎／ℓ以下が大部分を占める。BOD_5 が特に悪化するのはMLSSが2,000㎎／ℓ以下の時と5,000㎎／ℓ以上の時であり，これはＳＳの場合も同様であるので，処理水中のSS(EF−SS)が BOD_5 の増加に寄与しているものと思われる。また図−６より，窒素性 BOD_5 が10㎎／ℓを超える場合がかなりあることがわかり，これが処理水 BOB_5 悪化のもう１つの原因である。



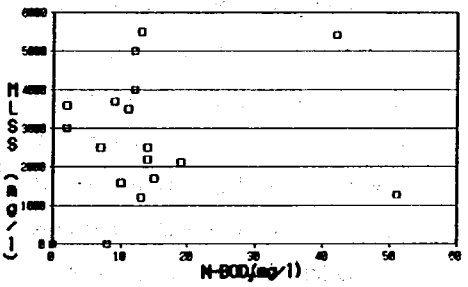
図−３ MLSS濃度が変化したときの汚泥の沈降状況



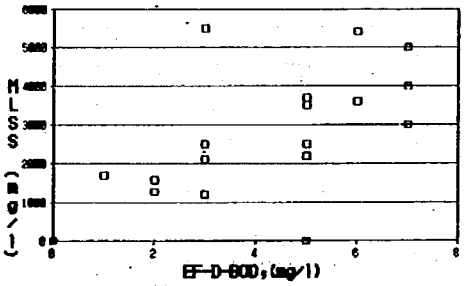
図−４ 処理水 BOD_5 (EF−BOD_5) とMLSSの関係



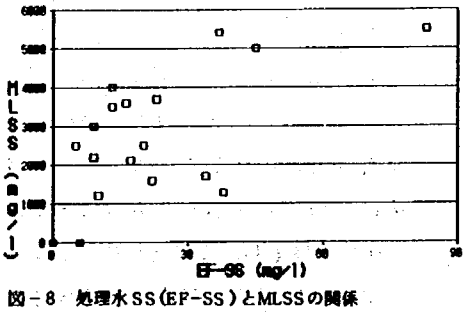
図−５ 粒子性 BOD_5 (P−BOD_5) とMLSSの関係



図−６ 窒素性 BOD_5 (N−BOD_5) とMLSSの関係



図−７ 処理水溶解性 BOD_5 (EF−D−BOD_5) とMLSSの関係



図−８ 処理水SS(EF−SS)とMLSSの関係

No.１プラントにおいて，ＳＳの除去を確実に行うためにはタンク内のMLSSを2,000～3,000㎎／ℓの範囲に保つことが必要である。但し，今回の運転条件では，１日当りの流入ＳＳによるMLSSの増加量は平均500㎎／ℓ以上あるため，汚泥管理をかなり厳密に行う必要がある。更に，ＳＳの除去が制御可能であるとしても，BOD_5 の除去のため窒素性 BOD_5 を制御しなくてはならない。窒素性 BOD_5 が発現しないようにするためには，汚泥滞留時間(SRT)を短くし硝化菌の増殖を抑えるか，逆に長くし，NH_4^+−Ｎを完全に硝化するかの２通りの方法がある。前者の場合，MLSSが希薄になり，ＳＳや有機物の除去に支障をきたす。後者の場合はMLSSを高濃度にする必要があり，汚泥の沈降性が悪化する恐れがある。

本プラントのように，ＳＳを多量に含む生下水を直接処理する場合，No.１のような高負荷運転では処理の安定性にかなり問題があることが明らかとなったため，No.２プラントにおいては1／2の負荷条件による運転を開

始したところである。現在，No.2は，正常運転に入って1ケ月程経過しているが，MLSS 2,500㎎／ℓ程度で硝化がほぼ完全に起きており，BOD_5 も10㎎／ℓ以下で運転が行われている。

2.1.3 まとめ

回分式活性汚泥法を生下水の処理に適用する場合，MLSS の管理が可能な運転条件を設定しなくてはならない。沈殿時の汚泥の沈降性はMLSS濃度に大きく依存し，本プラントのようにタンク容積の50%を排水する場合にはMLSSの上限は 3,000㎎/ℓ 程度である。より高濃度のMLSSを維持したい場合には，サイクル時間等を増大する必要がある。

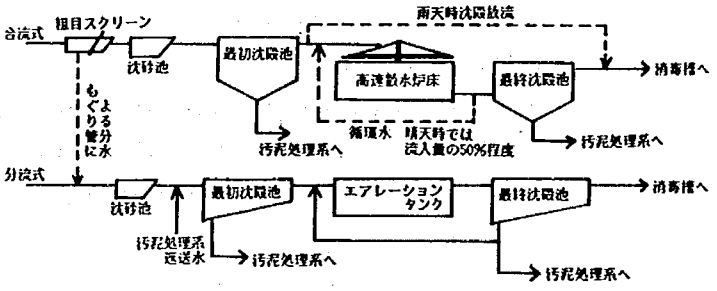
また，流入水中のＳＳに起因するMLSSの増加分が大きい場合には，窒素性 BOD_5 の制御が困難であるため，完全な硝化が行われる領域までSRTを延長する必要があり，本プラントの場合は反応時間を2倍に（流入水量を1/2に）することで対応した。

2.2 散水沪床に関する現地調査

2.2.1 調査対象施設の概要

散水沪床法は従来，小規模処理施設に適した処理方式と考えられており，本調査においても，活性汚泥法の有力な代替案の1つに位置付けられている。M市T処理場は場内に活性汚泥法と高速散水沪床法の2つの処理系列を有する処理場であり，両方式の比較に便利なことから，ここで24時間調査を行い，散水沪床法の特性について調査した。調査は昭和60年2月27日午前9時～28日午前9時の間に行い，各系列の流入水，最初沈殿池越流水，処理水を採水，分析するとともに，大腸菌群数・一般細菌数の計測を行った。更に，上記試料についてＳＳ成分の粒径分布の測定を行った。活性汚泥・散水沪床生物膜については，その比呼吸速度を測定するとともに，後者では沪床内の深度方向での比呼吸速度の分布も測定した。図－9にT処理場のフローシートを示す。

流入下水は2系統あり，散水沪床へは合流式の排水区よりの系統が，活性汚泥へは分流式系統に合流式の一部が合流して流入している。調査日2月27日の正午より翌28日午前6時までの間13.5㎜の降雨があり，合流式系統の流入水量が増加したが沈



図－9 T処理場フローシート

殿放流量 2,300㎥，分流系への分水分が推定で 5,000㎥ であり，雨水流入量は合流式の計画流入水量 43,000㎥/日に対して17%に相当する量であった。但し，水質的にはかなり希薄な流入水となったことは明らかである。

両系列の24時間調査における水質分析結果を表－2に示す。リン，窒素については両系統ともほぼ同様な傾向を示しているがBOD_5, D-BOD_5, ＳＳ等は散水沪床法が劣っていることが明らかである。処理水中のＳＳ，及び溶解性 BOD_5 とも改善の余地があると思われる。

2.2.2 ＳＳの処理性

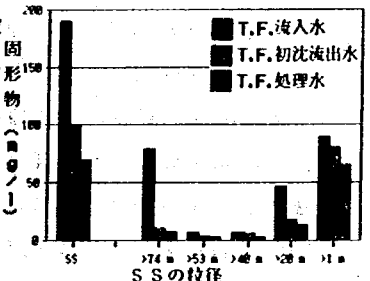
図－10，11は散水沪床系 (T.F.) と活性汚泥系 (A.S.) の流入水，最初沈殿池流出水，処理水(A.S.

系はなし)のSSの粒径分布を，20μm以上はふるい法で，20～1μm間はGF/B沪紙法で測定した結果である。T.F.系もA.S系も流入水中のSSは74μm以上，20～40μm，1～20μmの3つの区分が主要な要素となっており，最初沈殿池では当然粒径の大きな区分が除去される。A.S.系で40μm以下の区分が初沈流出水で増加しているのは，汚泥処理系よりの返送水の影響である。T.F.処理水では，前段の初沈流出水中に存在していた各区分が20%程度除去されるのみで，特に除去され易い粒径区分は見当らない。これに対してA.S.系ではSSは5mg/l以下まで除去され，残存SSのほとんどは20～1μmの間にあると考えられる。両系列の細菌試験結果を示した表－3によると，T.F.系では大腸菌群は50%程度の除去率を示しているが，一般細菌はほとんど除去されていない。この結果と図－10から散水沪床では，微生物由来のSSのハク離が起っている可能性がある。

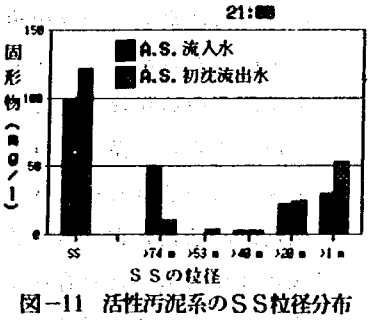
表－2　両系列の水質分析結果

採水箇所	水質項目	BOD (mg/l)	D-BOD (mg/l)	COD (mg/l)	SS (mg/l)	TS (mg/l)	VS (mg/l)	DS (mg/l)	NH4-N (mg/l)	NO3-N (mg/l)
活性汚泥法	流入水	135	76	106	131	439	215	305	14.75	.72
	初沈出	71	41	78	71	376	162	304	19.05	.64
	処理水	3	2	10	2	246	51	243	12.3825	.90
散水口床法	流入水	121	62	96	111	363	170	252	12.78	.73
	初沈出	54	34	46	45	267	109	221	11.5275	1.54
	処理水	27	12	29	27	233	77	206	13.2525	.69

		NO2-N (mg/l)	D-K-N (mg/l)	K-N (mg/l)	D-T-N (mg/l)	T-N (mg/l)	PO4-P (mg/l)	D-P (mg/l)	T-P (mg/l)
活性汚泥法	流入水	.13	21.75	28.7	22.6	29.5	1.7	1.86	3.05
	初沈出	.20	28.28	32.5	29.1	33.3	1.9	2.45	3.28
	処理水	.62	13.68	14.6	15.2	16.1	.9	1.04	1.26
散水口床法	流入水	.11	21.20	25.6	22.0	26.4	1.6	1.71	2.55
	初沈出	.09	15.45	19.0	17.1	20.6	1.2	1.38	1.87
	処理水	.36	14.69	19.2	11.3	15.0	1.6	.87	1.24



図－10　散水沪床系のSS粒径分布



図－11　活性汚泥系のSS粒径分布

2.2.3　溶解性BOD5の処理性

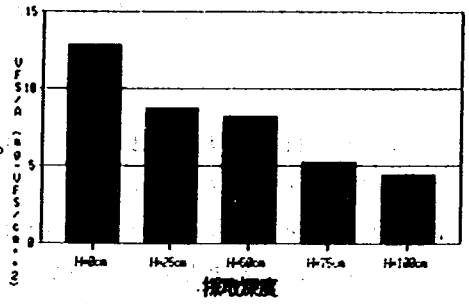
溶解性BOD5の除去は生物膜によって行われるため散水沪床内の生物膜量及び呼吸速度を調査した。図－12は沪床内を堀り下げ，25cm毎に沪材(石)を3～4個採取して，そこに付着する固形物の強熱減量を求めた結果である。深度と生物量はかなり相関が高いことがわかる。ところが，これはミミズ・沪床バエといった大型動物が浅い所に大きな割合で生息することが原因であり，細菌レベルではやや様相が異なることが，図－13よりうかがわれる。図－13は，同じ沪材を生物膜をつけたまま，直径30cmのウィット沪過鐘内に処理水で水封し，スターラーで鐘内を撹拌しながら，水中溶存酸素の減少速度をDOメーターで記録して得た生物膜の呼吸速度をもとに作成したものである。生物膜1mg当りの呼吸速度(Rr-FS)は，深いほど高くなっており大型

表－3　両系列の細菌試験結果

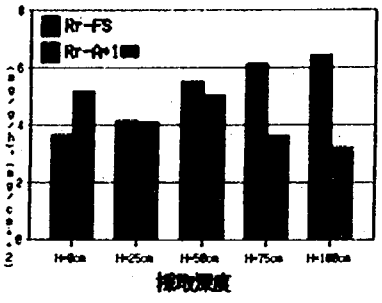
(N/ml)

細菌 / 試料		大腸菌群（デソ培地法）[1]						一般細菌（普通寒天培地法）[1]					
		新系列			旧系列			新系列			旧系列		
採水時刻		流入水	初・出	処理水	流入水	初・出	処理水	流入水	初・出	処理水	流入水	初・出	処理水
2/27	9:00	30×10^5	36×10^5	3.5×10^3	4.3×10^5	3.1×10^5	1.4×10^5	2.9×10^6	2.5×10^6	1.6×10^4	2.6×10^6	2.2×10^6	2.0×10^6
	17:00	21×10^5	21×10^5	3.3×10^3	1.3×10^5	1.5×10^5	5.3×10^4	2.1×10^6	1.0×10^6	5.7×10^4	8.2×10^5	1.8×10^6	1.3×10^6
2/28	5:00	6.1×10^4	6.1×10^4	6.9×10^3	2.3×10^4	2.2×10^4	5.6×10^4	5.0×10^5	4.2×10^5	3.3×10^4	2.6×10^5	4.3×10^5	5.9×10^5
	9:00	2.0×10^5	2.3×10^5	5.6×10^3	1.8×10^6	1.3×10^5	5.0×10^4	1.1×10^6	1.0×10^6	3.2×10^4	6.1×10^6	5.8×10^5	4.9×10^5

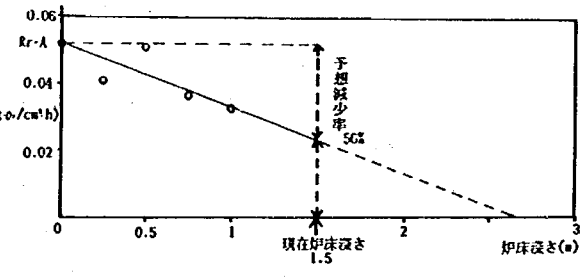
動物と細菌類の存在割合が深さ方向に異なることを示している。大型動物が沪床表面近くに多く存在するのは，沪床下部程，流出してしまう確率が高くなることが原因の1つと考えられる。又，図－13には沪材単位表面積当りの呼吸速度（Rr－A）も示しているが，これは沪床表面で高く，下部へ行く程低下する傾向にある。Rr－Aは，各深度における利用可能な基質濃度平均値と平衡に達していると考えられる。しかし，表面より100 cmの位置でも，Rr－Aは表面に比べ40%程度の減少しか見られず，かなりの利用可能な基質が残存するものと思われる。散水沪床における生物膜と下水の接触による深さ方向の基質の減少割合を0次反応と，さらに残存基質濃度と沪材単位面積当り呼吸速度は比例すると仮定すると，図－14より，沪床底部でのRr－Aの減少率は56%であり，BOD_5の減少率50%とよく一致する。又，図より利用可能な基質がなくなるのは沪床深さを2.65 mとした場合，又は水面積負荷を1.5/2.65=0.57倍にした時と予想される。現在の水面積負荷は約18 m^3/m^2・日であるのでこれを10 m^3/m^2・日程度にすればよいことになる。



図－12　単位沪材面積当りの生物膜の強熱減量(VFS)の深度分布



図－13　呼吸速度の深さ分布

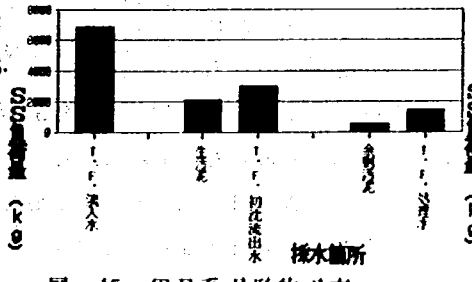


図－14　Rr－Aと沪床深さの関係

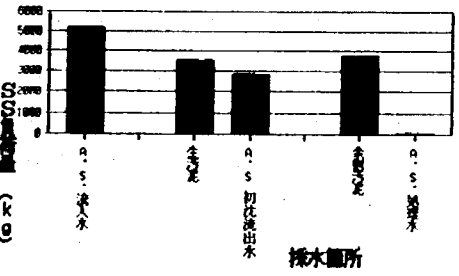
2.2.4　汚泥生成量

汚泥生成量に関する両方式の比較は以下の方法によった。T·F·系，A·S·系とも生汚泥・余剰汚泥の引き抜きポンプが作動している時間帯に1～3分間隔で引き抜き管より採泥し，各汚泥の固形物量を求め，これと流入水，最初沈殿池越流水，処理水中の固形物量より，その収支を計算した。図－15，16にT·F·系，A·S·系の固形物収支を示した。

T·F·系では約3,000 kgの固形物が散水沪床へ流入し，その半分近い1,440 kgが処理水中へ流出した。処理水と余剰汚泥中の固形物を加えたT.F.系内での固形物の発生割合は，流入固形物に対して約67%であった。これに対してA·S·系では133%と増加した。表－2より，エアレーションタンクでのV.Sの除去量



図－15　T·F·系固形物収支



図－16　A·S·系固形物収支

が111㎎/ℓ であるのに対し，散水沪床では32㎎/ℓ と非常に少なく，これが汚泥生成量の違いとなって表われるものと思われる。

2.2.5　まとめ

散水沪床法において1つの問題となっている処理水のけん濁現象は，その粒径分布の変化パターンや細菌の除去特性より，沪床内の細菌が微細フロックとなってハク離しているものと考えられる。この問題を解決するためには，沪床流出水を単にスクリーンや砂沪過で処理するのみでは，十分とは言えず，別途の解決手法が必要であろう。一例として，薬品凝集沈殿や，生物学的凝集が検討課題となろう。また溶解性BOD_5の除去では，水面積負荷を調整することにより，かなりの改善が見込めるが，流入BOD_5濃度が高い場合には，処理効率を上げ，沪床ハエの飛散を防ぐため，処理水を循環させる必要がある。

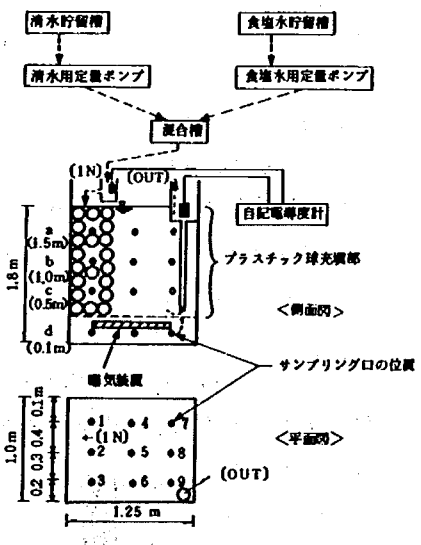
汚泥の発生量は，処理水中へ流出する固形物が多いため，見かけ上小さいが，これを完全に回収した場合には，流入固形物量の70%程度となり，これに最初沈殿池で発生する汚泥量を加えると，オキシデーションディッチ等，汚泥滞留時間の長い生下水を直接処理する活性汚泥法とそう大きな違いはないものと考えられる。

2.3　れき間エアレーション法に関する調査

れき間エアレーション法では反応タンク内に堆積した汚泥の排除方法や，効率的なエアレーション法に関して未解決の部分が多い。今年度はパイロットプラントを用いた清水実験を行い，反応タンク内の混合状況，酸素移動効率を調査した。

2.3.1　実験内容

使用した装置は図－17に示したように深さ1.8m，水面積1.25㎡の鋼製水槽であり，れきの代替として直径15㎝のプラスチック球を，水面から1.5mの間に充填した。れき層の下にエアレーション装置が設置してあり，今回は乾式通気量2,000ℓ/分･本の散気管6本をタンク底部に均一に配置した全面エアレーション方式，同じ散気管一本を側壁寄りに設置した片面せん回流式，及び粗大気泡式散気デスク1個を中央に設置する方式の3通りについて検討した。



図－17　混合状況調査手法

反応タンク内の混合状況は図－17に示したように食塩をトレーサーとして，流入，流出側の電気伝導度を自動記録するとともに，タンク内に36ケ所の採水ポイントをあらかじめセットし，20～60分間隔で一斉に採水し，電導度の槽内分布を求めた。プラスチック球充填部の空隙率は45～46%であり，下部空間を含めた有効容積率は54～55%であった。実験は，各エアレーション方式毎に，有効容積に対する水理学的滞留時間2～8時間，送気量50~150ℓ/分（空塔速度4～12㎝/分）で行ったが，いずれの場合も，ほとんど完全混合槽として扱える結果となり，死領域率も0～10%であった。又，タンク内の電導度分布も，入口付近がやや高い他はほぼ均一であった。

反応タンクにおける酸素移動を測定するため，図－18に示すように，タンク内の中央，及び下部空間に溶存酸素計を設置し，近くに採水口を設けた。使用した水は，霞ケ浦浄化センター処理水を砂沪過したもので，触媒として塩化コバルトを0.5㎎－Co／ℓ添加し，亜硫酸ナトリウムを100㎎／ℓ加えた後，循環ポンプでタンク内を撹拌し，槽内溶存酸素(DO) を０とした。

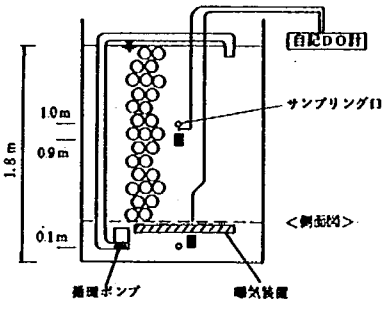


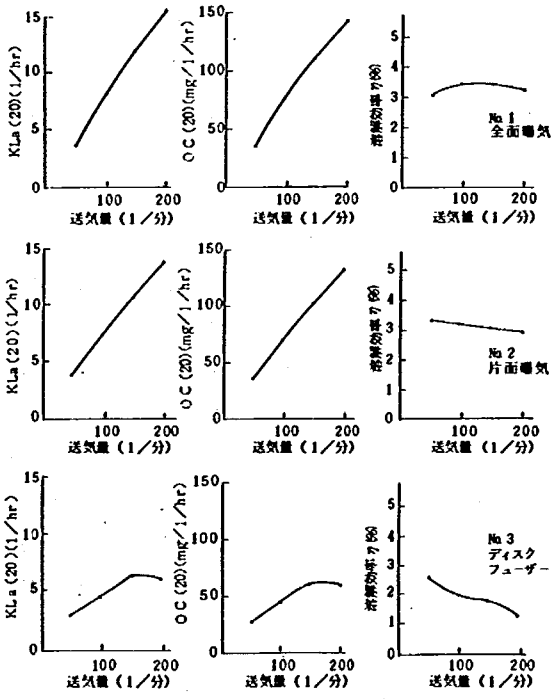
図-18 酸素移動実験装置概要図

実験条件を表－４に示した。実験に当ってはタンク内ＤＯが飽和に達したと思われるまで，所定の送気量でエアレーションを行った。エアレーション停止直前に各採水ポイントより採水を行い，ウインクラー・アジ化ナトリウム変法によりDOを測定し，この値で，DOメーターの自記記録を補正した。実測飽和濃度法により，総括酸素移動系数を求めた後，同時に測定した水温・気圧を用いて20℃，１気圧の標準状態における総括酸素移動係数KLa(20)を求めた。酸素移動量OC(20)はKLa(20)とCs(20)＝8.86㎎／ℓを水深補正した値により求め，更に送気量(0℃一気圧に補正）より酸素溶解効率ηを求めた。

表－４　酸素移動実験条件一覧表

RUN No	0－1	0－2	0－3	0－4	0－5	0－6	0－7	0－8	0－9	0－10	0－11	0－12
反応槽No	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3	3
送気量(ℓ／分)	50	100	150	200	50	100	150	200	50	100	150	200

結果を図－19に示す。全面曝気．片面曝気では，KLa(20)，OC(20)とも送気量にほぼ比例して上昇しており，ηは3.1～3.6%でやや全面曝気法が優れているものの，大きな違いはなかった。ディスクフューザーは，送気量150ℓ／分で，最もOC(20)が高くなり，ηは28～15%であった。

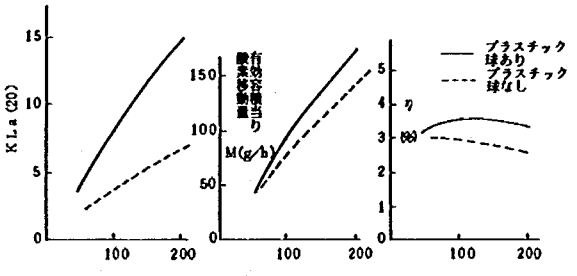


図－19　送気量とKLa，OC，溶解効率との関係

同じ装置を用いて，充填物がない場合の全面曝気方式によるKLa(20)，酸素移動量M（g／h），及びηを，今回の値と比較した結果を図－20に示した。

2.3.2　まとめ

タンク内の混合状況は食塩のような溶解性物質をトレーサとする限り，完全混合で死領域もかなり少ないことが明らかとなった。今後は懸濁性物質がどの程度堆積するかについて，実下水による実験を行う予定である。又，酸素移動については，プラスチック球を充填



図－20　充填物の有無による酸素移動の差異

することにより，有効容積当りの酸素移動量は増加することが確認された。但し，充填物によって有効容積が55%に減少することには留意しなくてはならない。

2.4 下水の生物処理に対する土壌覆蓋の効果に関する調査

生物処理に対する土壌覆蓋の効果は，生物反応槽を土壌で覆蓋するため，土壌中の微生物が反応槽内に供給され処理に関与する微生物の処理活性が高揚されること等が期待される。

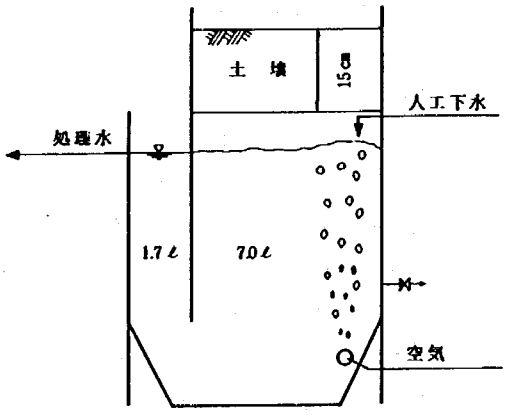
本調査は，下水の生物学的処理法において好気的な反応槽の上部空間を土壌覆蓋した場合に，下水の処理成績に対してどのような効果が現われるかを室内実験により調べたものである。

2.4.1 実験方法

ここでは，実験上，反応槽内部が生物学的に比較的均一な系が保て，且つ実験条件の設定や微生物の取扱いが容易であること等から土壌覆蓋を連続式の完全混合型活性汚泥法に適用した。

実験は，20℃の恒温室に設置した連続式完全混合型の活性汚泥実験装置(図−21)延べ9台を用い，2回に分けてそれぞれ約90日間実施した。実験条件（表−5)は，同一のエアレーション時間で土壌覆蓋した場合としない場合のケースがあり，エアレーション時間を4種類に設定した。又，各装置には$BOD_{5,ATU}$が100〜150mg/lになるように水道水で調整した人工下水（表−6）を連続的に供給した。

実験期間中は，定期的に水質分析と汚泥引抜き(目標MLSS:1,500mg/l) を行ない，2回目の実験では活性汚泥中と覆蓋土壌中の他栄養細菌やキチン分解菌，セルロース分解菌，硝化菌等の生息状況も調べた。これらの微生物の定量法は文献2)〜4)を参考にして定めたものであり，表−7に示す。



図−21　実験装置の概要

表−5　実　験　条　件

実験区分	第1回				第2回				
エアレーション時間(hr)	4		24		4	8		12	24
土壌覆蓋	有	無	有	無	有	有	無	有	有

表−6　人工下水の成分表

成分	混合比	成分	混合比
ペプトン	1	KH_2PO_4	0.29
肉エキス	1	KCl	0.20
酵母エキス	1.14	$MgSO_4$	0.10
デキストリン	0.47	NaCl	0.06

表−7　細　菌　定　量　法

対象細菌		他栄養細菌	キチン分解菌	セルロース分解菌	硝化菌
計数法		平板培養法	平板培養法	MPN法	MPN法
培養温度(℃)		27	27	27	27
培養日数(day)		10	14	30	40* 60**
地域組成	水1ℓに溶かす。又は、混合する。他栄養細菌とキチン分解菌は水道水1ℓに、セルロース分解菌と硝化菌は蒸留	トリプトン 2g グルコース 1g 寒天 9g	コロイドキチン懸濁液(キチン含量1.5〜2.0g) 500mℓ $MgSO_4 \cdot 7H_2O$ 0.5g $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ 0.01g K_2HPO_4 0.7g KH_2PO_4 0.3g 寒天 15g	$NaNO_3$ 0.5g KCl 0.5g $MgSO_4 \cdot 7H_2O$ 0.5g $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ 少量 K_2HPO_4 1.0g	KH_2PO_4 100mg EDTA-Fe 6mg $MgSO_4 \cdot 7H_2O$ 50mg $CaCl_2 \cdot 2H_2O$ 20mg $NaHCO_3$ 20mg $(NH_4)_2SO_4$* 6mg as N $NaNO_2$** 6mg as N
	pH	中性	7.0〜7.2	7.5	7.5〜8.0
	その他の添加物			底厚寒天板No.2を短冊に切り，試験管内で寒天の一部が液面から出るようにする。	$CaCO_3$ 少量と石英砂少量を予め試験管に入れ乾熱滅菌を施しておく。(170℃−1hr)
滅菌法		オートクレーブ 121℃−20min	オートクレーブ 121℃−20min	オートクレーブ 121℃−20min	沪過 0.2μのメンブレンフィルター
試料の前処理		試料中の菌を分散させるために，超音波処理を施す。(本実験では，蒸留水100mℓ中にテフロン試験管に7mℓの試料を入れたものを浸し，100W−2minの超音波処理とした。)			

*：亜硝酸菌に適用。　**：硝酸菌に適用。

2.4.2 実験結果および考察

ここで取り上げる図表等の数値は，全て定常状態にあると思われた期間のデータに依るものである。

(1) 処理水質

土壌覆蓋した場合と，しない場合の平均的な処理水質を，活性汚泥中の微生物の浄化活性が現われると思われる溶解性で，エアレーション時間を加味して比較したのが，表－8である。これから，溶解性の処理水質は，エアレーション時間の違いに関係なく，土壌覆蓋してもしなくても殆んど変わらないものである。

表－8 土壌覆蓋の有無と平均的な処理水質

エアレーション時間(hr)		23.2		3.86	
土壌覆蓋の有無		無	有	無	有
流入水	BOD_5,ATU	115.56			
	COD_{Mn}	78.18			
	K－N	20.46			
	T－P	6.59			
処理水（溶解性）	BOD_5,ATU	2.66	3.14	4.58	4.22
	COD_{Mn}	12.67	12.36	12.57	13.45
	$NO_{(2+3)}^{-}N$	12.79	13.37	13.64	11.02
	NH_4^+-N	2.79	2.49	2.73	3.95
	$PO_4^{3-}-P$	4.32	4.32	5.37	5.64

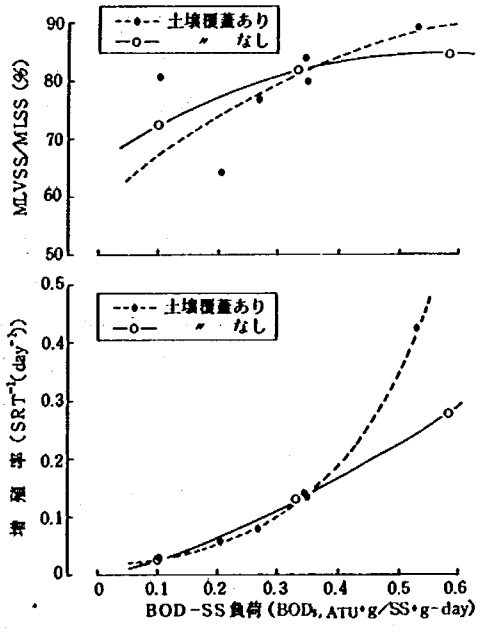
(単位；mg／ℓ)

この結果には，活性汚泥に比較的利用されやすい人工下水を用いたという実験的な制約が含まれるものの，流域下水道の最初沈殿池流出水をドレーン模型で連続処理したときの結果[5),6)]と一致するものであり，下水道においては，土壌覆蓋することによる処理水質の向上は望めないと言える。

(2) 活性汚泥の性状

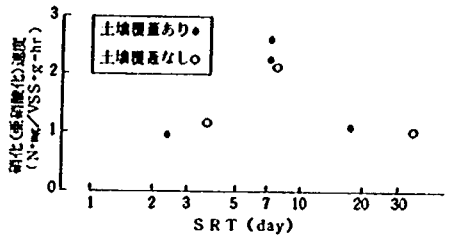
土壌覆蓋の有無による$BOD_{5,ATU}$－SS負荷とMLVSS／MLSS，$BOD_{5,ATU}$－SS負荷と増殖率の関係を図－22に示した。活性汚泥中の強熱減量の割合いは，土壌覆蓋しない場合は$BOD_{5,ATU}$－SS負荷と良好な関係が認められるが，土壌覆蓋した場合は値の分散が大きい。全体的な分布からみると，土壌覆蓋の有無により活性汚泥中の強熱減量の割合が大幅に変化することはない。

一方，活性汚泥の増殖率は$BOD_{5,ATU}$－SS負荷と良好な関係が認められ，$BOD_{5,ATU}$－SS負荷が低い場合は土壌覆蓋の有無による差は殆んどないと言えるが$BOD_{5,ATU}$－SS負荷が高くなると土壌覆蓋した方の増殖率が著しく高くなる傾向を示している。活性汚泥を検鏡した結果では，土壌覆蓋した活性汚泥にはかびの存在が認められ，特に負荷の高い活性汚泥では大量に確認されたことから，増殖率の相異はかびに依る所が大きいものと思われる。



図－22 $BOD_{5,ATU}$－SS負荷とMLVSS／MLSSおよび増殖率の関係

SRTと硝化速度の関係を図－23に，$BOD_{5,ATU}$－SS負荷と基質の摂取速度の関係を図－24に示した。



図－23　SRTと硝化速度の関係

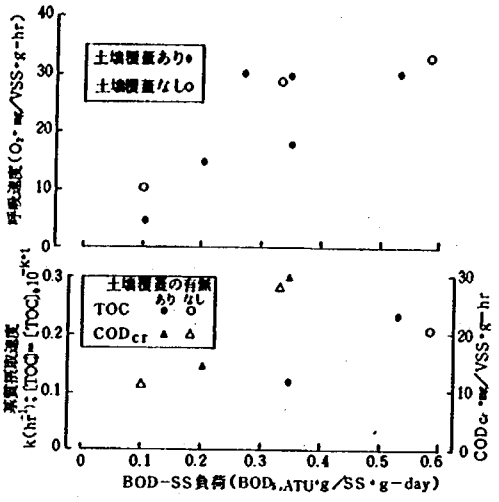
全体的な傾向として，硝化速度は6－8dayのSRTでピークを示し，呼吸速度と基質の摂取速度はBOD5,ATU−SS負荷が高くなる程大きなものとなっている。土壌覆蓋した場合としない場合を比較すると，SRTが比較的短い場合で土壌覆蓋した方の硝化速度が幾分高いものとなっている以外は双方に有意な差は認められない。

(3)　細菌相

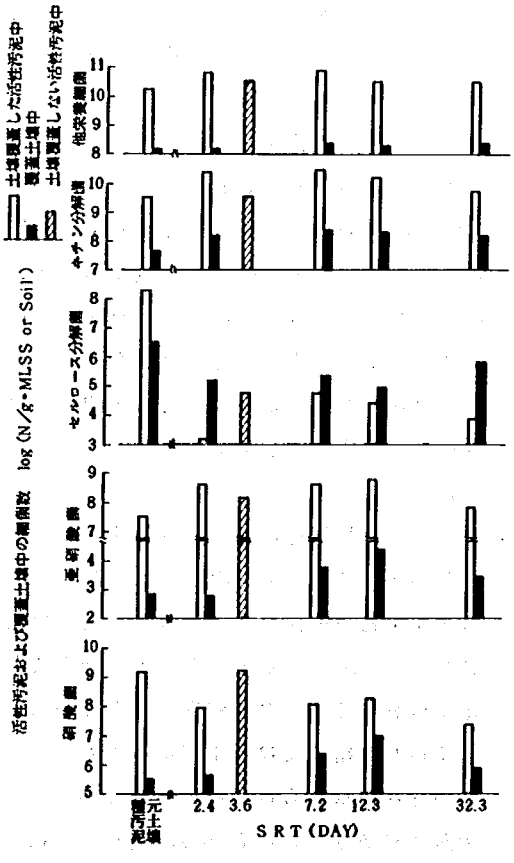
図－25は，活性汚泥中と覆蓋土壌中の他栄養細菌，キチン分解菌，セルロース分解菌，亜硝酸菌，硝酸菌等の生息状況を活性汚泥のSRTをベースに比較したものである。

土壌覆蓋したことにより活性汚泥中で明らかに増加した菌はキチン分解菌と亜硝酸菌であり，逆にセルロース分解菌と硝酸菌は相対的に減少している。一方，覆蓋土壌では元土壌より減少したのがセルロース分解菌だけであって，他の細菌においては多少の差はあるものの増加している。このことから，土壌覆蓋の効果はキチン質の分解の促進と亜硝酸化の促進にあると考えられ，亜硝酸化に関しては，前述の硝化速度の結果を裏付けるものである。

尚，活性汚泥中のセルロース分解菌の減少は，流入水中にセルロース成分が入っていなかったことにもあると思われ，実験後期にエアレーションタンク部に東洋ろ紙No 2を細かく切って混入し，1ケ月ほど様子をみたがセルロース分解菌の生息状況に有意な変化は，認められなかった。



図－24　BOD5,ATU−SS負荷と呼吸速度および基質の摂取速度の関係



図－25　活性汚泥および覆蓋土壌中の細菌の生息状況の比較

2.4.3 結　論

土壌覆蓋の効果について本実験結果をまとめると次の 1)～4) になり，下水の生物学的な処理法に対する直接的な効果はほとんどない。むしろ，覆蓋することによる景観の保持や脱臭，或いは寒冷地等におけるエアレーション時間を長く採った処理法の反応部の保温等の効果が大きい。但し，本実験で取上げなかった他の微生物や微量活性物質等の評価は今後の課題である。

(1) 処理水質に対して：土壌覆蓋による処理水質の向上は認められない。

(2) 浄化速度について：土壌覆蓋による基質の摂取速度や呼吸速度の向上は認められないが，ＳＲＴがおよそ 2～10dayの範囲で亜硝酸化速度を幾分高める。

(3) 増殖速度について：$BOD_{5,ATU}$-SS負荷が 0.35Kg-$BOD_{5,ATU}$/kg-SS-day より低い場合は土壌覆蓋してもしなくてもほとんど変わらない。

(4) 微生物の供給について：覆蓋土壌からはキチン分解菌と亜硝酸菌の供給があったと思われたが，汚泥発生量の軽減等に寄与すると思われるセルロース分解菌について認められなかった。

2.5 単一槽で汚泥の濃縮と貯留を兼ねた下水処理法の開発に関する調査

小規模下水道の下水処理施設においては既存の大規模下水道の場合にも増して維持管理の簡素化が要求される。そのためには複雑な操作なしでも安定した処理水質が得られる水処理法と，そこで発生する汚泥の取り扱いを簡略化した総合的な下水処理法を開発する必要がある。

ここでは，水処理法に複雑，且つ高頻度の操作を必要としない固定生物膜法の適用を考え，そこで発生する汚泥と流入下水中の固形分は，同一槽内で固液分離され，同一槽内に濃縮貯留されるようなひとつの槽で水処理から汚泥の濃縮貯留までを行う下水処理法を想定した。

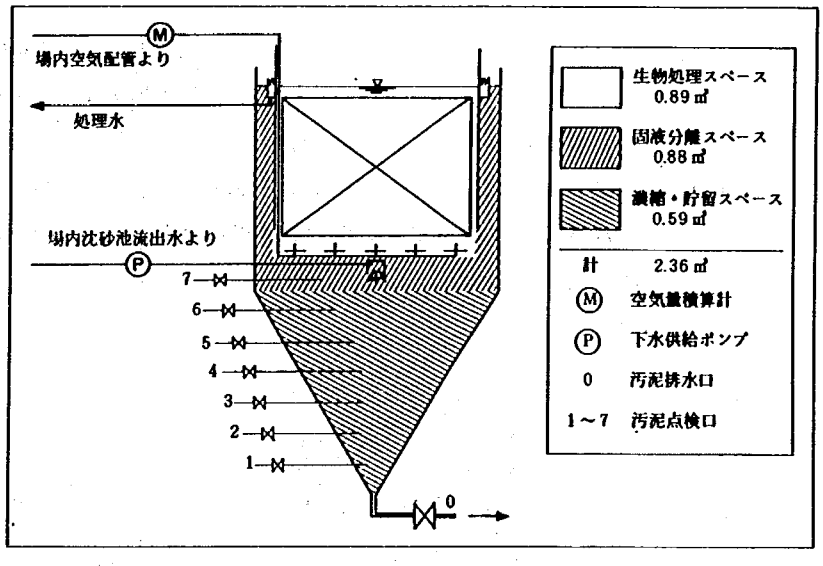
2.5.1 調査方法

調査は，全容量が約 2.4 ㎥の実験装置を住宅団地の下水処理場の屋外に設置し，当処理場の下水を連続的に処理しながら処理成績の調査を行っているものであり，現在も継続中である。

(1) 実験装置の概要

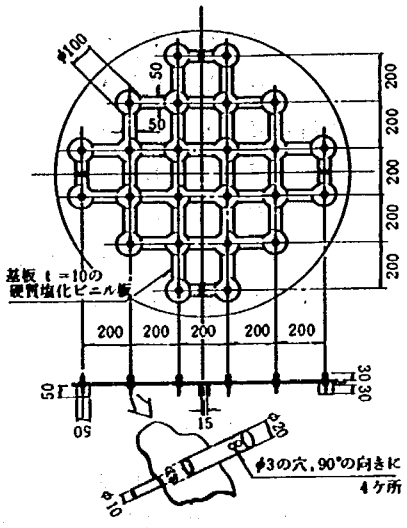
実験装置の概略は図－26に示す構造となっており，槽は鋼板製で，φ：1,400×H:1,150㎜の円筒とφ:1,400×H:1,150 の円錐体容器の組み合せ構造となっている。

槽の内部は，機能上，主に生物学的な水処理を行うスペースと，固液分離を図るスペース，汚泥の濃縮・貯留を図るスペースに分けられる。



図－26　実験装置の概要および機能の説明図

生物処理スペースの最下部には，図－27に示したような塩化ビニル製の散気装置が取り付けてあり，散気装置には，気泡の上昇に伴なう上下方向の水流が出来るだけ固液分離スペースまで及ばないような工夫がなされている。又，その上部には，接触材としてモール状ヒモ材を，長さが80㎝のものを5㎝間隔で合計314ｍ縦方向に敷設してある。

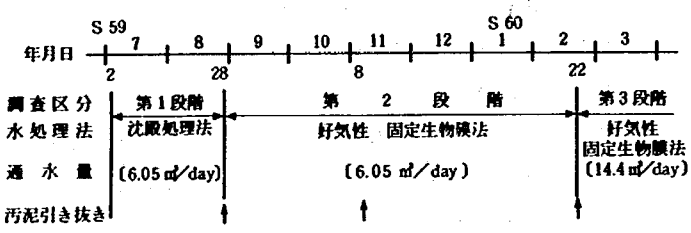


図－27　散気装置の概要

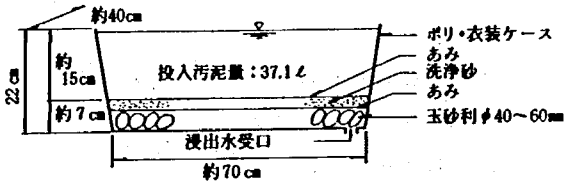
(2)　調査方法

調査は，昭和59年７月から昭和60年３月までの間に，運転法を３段階に変え，その間，週１回の割合いで流入下水と処理水の24時間混合試料を作成し，SS，$BOD_{5,ATU}$，N，P等を分析した。又，必要に応じて貯留汚泥を引抜き，その量を調べた。なお，運転条件等については図－28に表わした。

第１段階調査は，下水を生物処理しないで，単に沈殿処理した場合の処理成績をみるために，接触材や散気装置がない状態で実施したものである。第２段階と第３段階の調査は，下水を生物処理した場合で，双方の違いは後者の通水量が前者の約2.4倍になっている。第２段階の調査では，運転終了時点で，引抜き汚泥の乾燥床試験（図－29）を屋内と屋外で同時に実施した。なお，第３段階の調査は現在も継続中である。



図－28　調査フローおよび実験装置の運転法

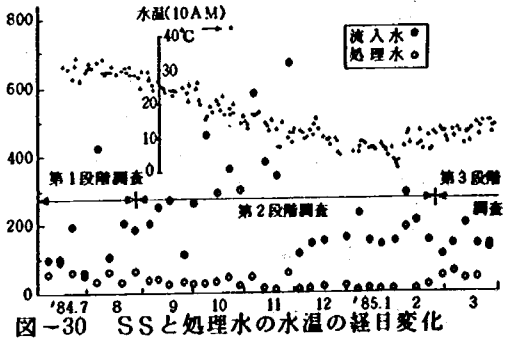


図－29　乾燥床試験に用いた容器の概要

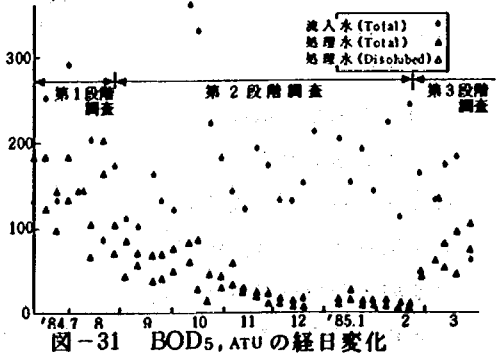
2.5.2　処理水質

(1)　処理水質

調査期間中における流入水と処理水のSSと$BOD_{5,ATU}$の経日変化を図-30と図-31 に示した。又，各段階の調査における平均的処理成績として，流入水と処理水の平均水質と除去率を



図－30　SSと処理水の水温の経日変化



図－31　$BOD_{5,ATU}$の経日変化

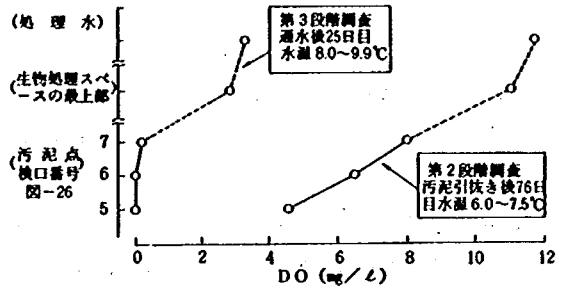


図-32 第2段階と第3段階調査における槽内のDO分布

表-9 各調査毎の平均的な処理成績

実験区分		第1段階	第2段階	第3段階
考慮期間		7/2~8/28 58日間	11/19~2/22 96日間	2/23~3/30 36日間
空気倍率		0	20	8
流入水質 (mg/ℓ)	SS	168	222	146
	BOD_5-ATU	171.9	171.5	140.0
	T-N	32.0	30.0	29.9
	T-P	4.32	3.59	2.94
処理水質 (mg/ℓ)	SS	54.8	10.75	63.8
	BOD_5-ATU	152.5	13.00	87.8
	$D^{*}BOD_5$-ATU	111.1	5.36	53.0
	T-N	30.8	28.2	29.5
	NH_4^+-N	25.0	27.5	27.4
	NO_{2+3}^--N	0.05	1.51	0.03
	T-P	3.69	3.70	2.73
	PO_4^{3-}-P	2.33	2.52	2.16
除去率 (%)	SS	67.4	95.2	56.3
	BOD_5-ATU	11.3	92.4	37.3
	T-N	3.8	6.0	1.3
	T-P	14.6	-3.1	7.1

*: Disolubed

表-9に示した。

第1段階の調査では，沈殿処理であるために処理水質は良くない。特に，沈殿時間が長くなっていることから処理水中の溶解性の$BOD_{5,ATU}$が高くなっているのが特徴であり，流入水中の溶解性$BOD_{5,ATU}$(76.1mg/ℓ)よりも約1.5倍高いものであった。又，この期間中は，スカムの発生が著しく，1日1回の除去作業では追い付けなかった。実験後半の20日間は，スカムを排除しないままにしておいた所，厚さが15cm近くの堅固なスカムを形成した。

第2段階の調査では，運転開始後，処理水質が徐々に良くなり約70日経過した時点で$BOD_{5,ATU}$が20mg/ℓを下回った。その後も，冬期に入り水温が低下していくにもかかわらず，処理水質は良くなり，水温が10℃以下でも$BOD_{5,ATU}$は10mg/ℓ前後であった。表-9の処理成績は，$BOD_{5,ATU}$が20mg/ℓを下回った後の値である。この表からも分かる通り，固液分離も良好になされており，本調査期間中における運転法は高級処理の範中に入るものである。本調査期間中の槽内のDO分布の一例を第3段階調査時と一諸に図-32に示した。DOは過剰となっており，実際は空気倍率を10~15倍で運転しても良さそうである。

第3段階調査は継続中であり，表-9の値は必ずしも定常状態ではないが，第2段階調査時に比べて大分劣る。これは，通水量の増加に伴ない生物処理の時間が短縮されたことと，水流の大きさや分布が変化し固液分離に支障を来している可能性がある。又，槽内のDO(図-32)も第2段階に比べ少なくなっている。

(2) 汚泥の濃縮・貯留性

汚泥引抜き直前における汚泥の濃縮・貯留スペースの汚泥濃度分布とpHの変化を各調査時毎

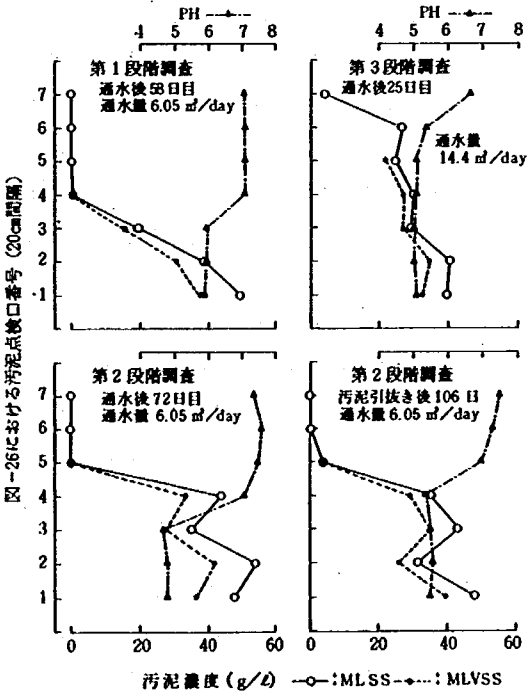


図-33 槽内における汚泥の濃縮・貯留状況

に図－33に示した。

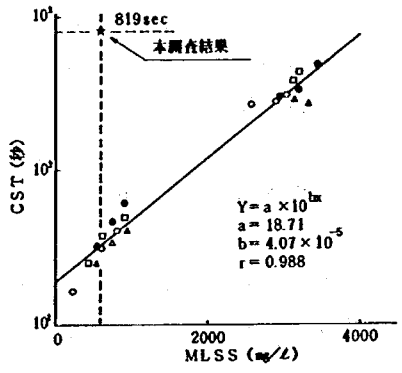
汚泥の濃縮は，全段階の調査において良好なものとなっており，４％前後の濃縮汚泥が得られることを示している。一方，汚泥の貯留については，第２段階の調査では106日間汚泥引抜きをせず，又，第３段階の調査では25日間汚泥引抜きをしなかったが，処理水には何の影響も無く濃縮汚泥の貯留性についても良好な処理法と言える。

各調査での汚泥貯留量（第２段階＝108日分；第３段階＝25日分）をその間の除去ＳＳ量当りで求めた所，第１段階と第２段階調査での汚泥貯留量は除去ＳＳ量の15％前後であり，第３段階調査では約60％であった。このことは，本処理法における汚泥の発生量が非常に少ないことを示唆したものであり，汚泥の貯留性を高めた要因となっている。ただし，第１段階の調査については発生したままのスカムの量が考慮されていないため，実際は15％よりもっと高い発生率となる。汚泥発生率が低い原因は，貯留されている間に汚泥の酸醗酵が進み，汚泥が可溶化したことによるものと思われ，pHの変化もこのことを示唆している。又，第３段階調査での汚泥発生率が第２段階時よりも大分高くなっているのは，貯留日数が短いために酸醗酵の効果が現われにくかったものと推察され，この時点での濃縮性も他より幾分悪いものとなっている。

(3)　貯留汚泥の処理

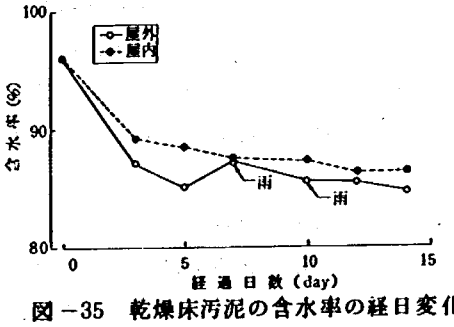
貯留汚泥の処理性については，第２段階の調査でのみ調べたものである。

実験開始後72日目に引抜いた貯留汚泥について，その汚泥濃度を調整して，汚泥の脱水性を表わすCapillary Suction Time (CST) 測定した所，SS：5,900㎎/ℓでCST：819secの値を得た。この結果は，図－34に示すように，長時間エアレーション法の余剰汚泥に比べて非常に高いものであり，沪紙を詰らせる微粒子成分が多いことを示している。



図－34　長時間エアレーション法余剰汚泥のMLSSとCSTの関係（当所，汚泥研究室）

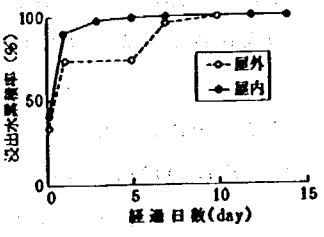
CSTの調査結果から，本処理法における汚泥は機械脱水に向かない可能性もあることから本調査の終了時点では乾燥床による汚泥処理を試みた（2月22日～3月9日）。



図－35　乾燥床汚泥の含水率の経日変化

乾燥床汚泥の含水率の経日変化を図－35に示した。屋外に設置したものは，降雨の影響を受けるが屋内よりも良好な結果を示した。又，この結果から，乾燥の度合いは別にして，乾燥日数は屋外でも屋内で15日程度で十分と思われる。

浸出水量の累積図を図－36に示した。浸出水は，全水量の約８割が１日目までに浸出してくる結果となっており，実用上は，この割合の水量負荷が浸出液の処理を図る場合の目安となる。



図－36　浸出水量累積図

表－10は，汚泥投入量に対する全浸出水量の割合（浸出率とした）と，浸出水の加重平均による水質を示した。浸出率は，屋外の方が10%程度高いものとなっているが，これは降雨による影響が現われているものであり，実際には80%程度と見なせる。一方，水質は，酸醗酵汚泥からの浸出液としてみるならば，非常に良好なものと言える。一般に，４%近い汚泥が酸醗酵期にあるとするならば，そこの抽出液のBOD5は数万ppmのオーダーにあることが想像され[7]，又，COD_{Mn} やK－N，T－Pについても本調査結果よりも10倍近い値となるだろう。このような結果を考慮すると，濃縮・貯留スペースにおいては，汚泥の貯留期間が長かったために，酸醗酵が十分に進行しそこで発生した多量の揮発性脂肪酸を含んだ醗酵液は，汚泥の圧密により上部に浸出して生物処理に供されたこと，又，貯留部に残った醗酵液は，その内部に生息している各種の偏性嫌気性細菌に資化され，醗酵液中の有機物濃度が低くなったことが考えられ，ここでは汚泥の消化が良好に進行していたとすることができよう。又，ＣＳＴ値が非常に高かった原因も偏性嫌気性細菌の繁殖にあったものと思われる。しかし，K－NやT－Pが除去された原因については今後の研究に待たなければならない。

表－10　浸出水の浸出率と平均的な水質

	浸出水量※ (%)	SS (mg/ℓ)	BOD_5-ATU (mg/ℓ)	COD_{Mn} (mg/ℓ)	K－N (mg/ℓ)	T－P (mg/ℓ)
屋外	90.3	426	1,826	414	253.6	34.7
屋内	80.8	613	1,974	507	265.7	31.4

※：投入量に対する浸出水量の割合

2.5.3　結論及び今後の課題

小規模下水道に適した下水処理法として，単一槽内で，固液分離や生物処理，汚泥の濃縮・貯留等を兼ねた下水の連続処理法を開発するために，図－26のようなモデルを想定して調査を実施した結果，有用な成果を得ることができた。

本処理法は，低水温（8℃）下でもBOD_5, ATU，ＳＳともに10mg/ℓ前後と良好な処理水質が得られ，高級処理に位置付けられるものである。槽下部においては，固液分離された流入下水由来の固形物や生物膜の剝離汚泥等が５%前後にまで濃縮され，３ヶ月強の貯留日数が確保できた。又，濃縮・貯留された汚泥は低温消化の範中にあることが想像され，汚泥の発生率も除去ＳＳ量当り15%と非常に少なく，そこで脱離液（浸出水）の濃度も酸醗酵期にある汚泥の一般的な濃度の 1/10 程度であった。このようなことから，本処理法を汚泥の低温消化を兼ねた下水の高級処理法として実用化できることが示唆されたと言えよう。

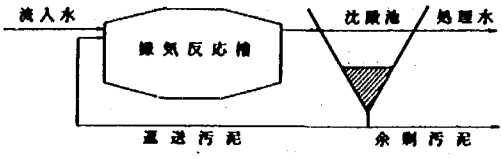
なお，実用化に際しては，流入下水の負荷変動に対する応答性や処理装置としての水理学的な相似率の問題等が大きな課題となるだろう。又，引抜き汚泥のＣＳＴ値が非常に高かったことから，本調査では乾燥床による汚泥処理を試みたが，機械脱水への適用性についても調査する必要がある。

研究上は，貯留汚泥浸出水中のK－NやT－P濃度が低かったことに着目し，揮発性脂肪酸を主基質とした偏性嫌気性細菌の代謝特性を把握したい。今後は，本調査に用いた実験装置は本法を多段生物処理法へ適用した場合を想定した調査に供する予定である。

2.6　嫌気活性汚泥法の調査

本調査は，下水の二段生物処理法の一段目として嫌気性処理法を考え[8]，嫌気性処理法の下水処理への適用の可能性を探る目的で実際の下水の連続処理を試みたものである。

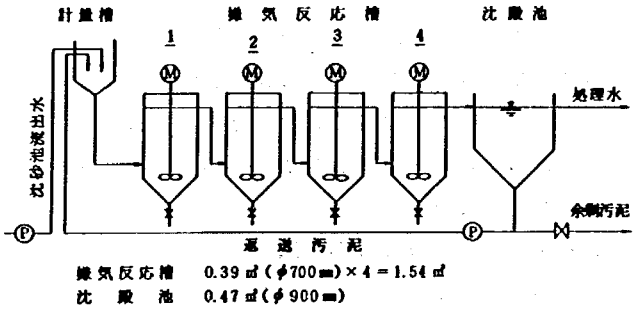
嫌気活性汚泥法は，活性汚泥法と同じ処理フローになっており(図−37)，嫌気反応槽が活性汚泥法のエアレーションタンクに相当する。又，沈殿池や返送汚泥は活性汚泥法の場合と同じ意味を持つ。嫌気活性汚泥法と活性汚泥法との相違点は，嫌気活性汚泥法では嫌気反応槽を可能な限り酸素の浸入を防いだ状態で撹拌すること，及び，処理に関与する微生物が活性汚泥法の場合には主に偏性好気性細菌や通性嫌気性細菌であるのに対し，嫌気活性汚泥法では偏性嫌気性細菌が主体である。



図−37　嫌気活性汚泥法の処理フロー

2.6.1　調査方法

調査は，図−38に示すような嫌気反応槽が直列・4槽に分かれている実験装置を住宅団地の下水処理場の屋外に設置し，当処理場の沈砂池流出水を表−11の運転条件で連続処理したものである。



図−38　実験装置の概要および処理フロー

調査は昭和58年度から実施しており，初年度は嫌気反応槽の撹拌を当槽内のガスによるガス撹拌で実施し，本年度は機械撹拌で実施した（図−38は機械撹拌で記載してある。)又，実験装置には，運転に先立ち，種汚泥としてM市下水処理場の嫌気性消化汚泥を嫌気反応槽内でMLSSが約1,500㎎/ℓになるよう投入した。

表−11　実験装置の運転条件

処理水量	1.44 ㎥/day
嫌気反応槽設計滞留時間	25.7 hr
設計沈殿時間	7.8 hr
沈殿池水面積負荷	2.26 ㎥/㎡·day
返送率	100%

2.6.2　調査結果

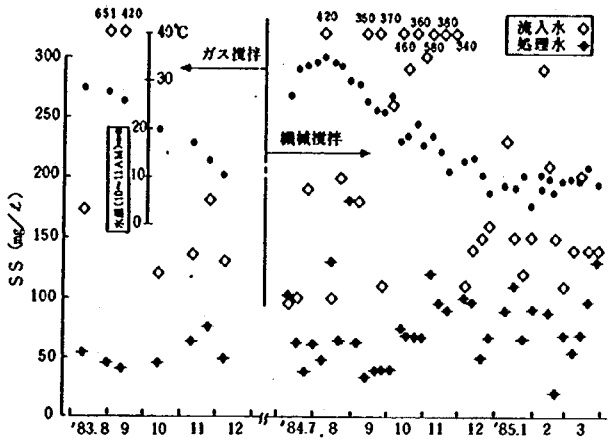
(1)　実験装置の運転状況

嫌気反応槽をガス撹拌した調査では，当初は間欠曝気による撹拌とし，その量は1槽当り流入水量に対して瞬間的には約18倍，日平均で3～5倍となるような運転を行った。この条件での槽内の撹拌は，運転初期はスムーズに行われていた。しかし日数が経つにつれ第1槽に流入水中のＳＳ成分が蓄積し，約2ケ月で2万ppm近くに達した。このため，槽間の連結パイプ(φ50㎜）に目詰りが生じ実験装置としての機能が維持できなくなった。このようなことから，運転開始後約2ケ月で連続撹拌に切り換えた。しかし，必ずしも充分な撹拌が得られている状況にはなく，各槽間での微少な曝気量の相異になると思われる一部の槽に片寄ったMLSSの蓄積が生じた。この現象は一時的に解消しても再度同一の槽で起ったり，また別の槽で起ったりして，嫌気反応槽内を定常的なものとして運転することは困難であった。ガス撹拌による方法が良好な結果を示さなかったので，嫌気反応槽を機械撹拌した調査を実施した。撹拌は，282rpmで7.5分間に0.5分の間欠撹拌として運転した。このときの撹拌状況は良好なものであり，各槽間のMLSSも比較的均一に保たれていた。しかし，運転初期に約1,500㎎/ℓあった

MLSSは徐々に薄くなり，運転開始後4ケ月目当りから200㎎/ℓ前後に落ち着いた。このようなことから本調査では余剰汚泥は引き抜いていない。

(2) 処理水質

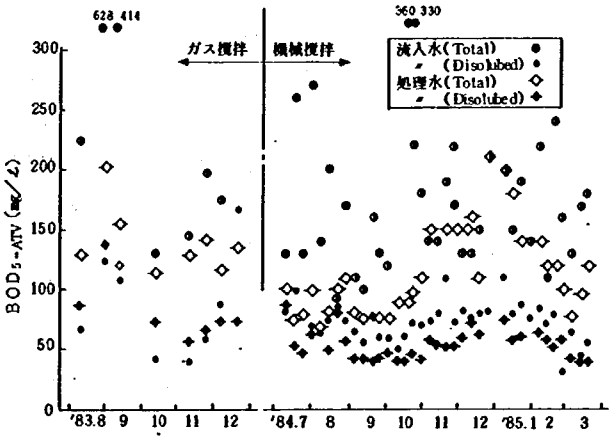
流入水質と処理水質の経日変化を，SSについて図－39に，$BOD_{5,ATU}$について図－40に示した。又，図－39には嫌気反応槽内の午前10～11時における平均的な水温も示した。なお，これらの図に表わしたデータは，ガス撹拌，機械撹拌とも運転開始後約3ケ月目からのものである。



図－39 流入水及び処理水中のSSと嫌気反応槽内の平均的な水温の経日変化

処理水質は，ガス撹拌の場合でも機械撹拌の場合でも大きな違いはなく，又，良好なものではない。しかし，機械撹拌の場合では特徴的な傾向がみられ，11月から2月の冬期に掛けて処理水質が極端に悪化し，それは処理水中のSSの増加に起因していると思われる。

処理水の$BOD_{5,ATU}$に着目すると，全$BOD_{5,ATU}$は100～150㎎/ℓと非常に高いものであるが，溶解性(D)の$BOD_{5,ATU}$は50～80㎎/ℓと比較的良好なものとなっている。一般に，下水を嫌気性処理する過程では，初期に流入水中のSS成分が可溶化され，他の溶解性の有機物と同様に揮発性脂肪酸に分解され溶解性の$BOD_{5,ATU}$を引き上げる作用がみられる。そこで生成された揮発性脂肪酸，



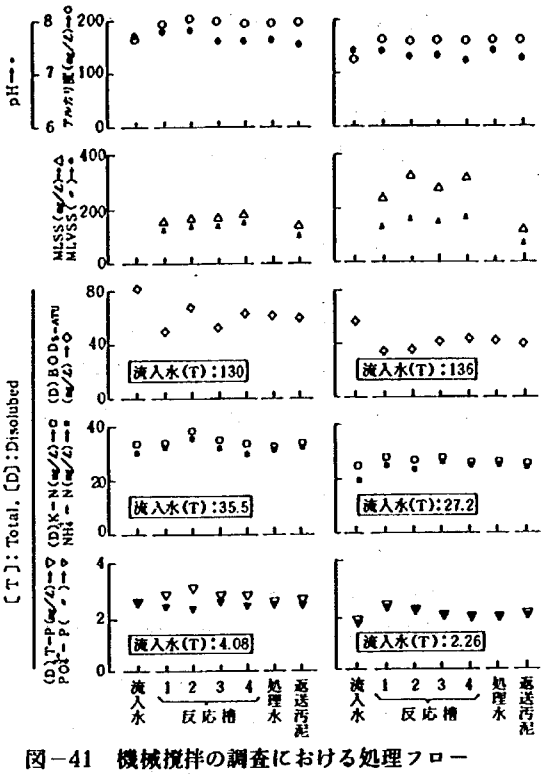
図－40 流入水及び処理水の$BOD_{5,ATU}$の経日変化

中でも酢酸や酪酸等はメタン生成菌等に徐々に資化され，溶解性の$BOD_{5,ATU}$はその後減少するものである。この現象はバッチテスト等では明確に現われる[8]が，本調査のように混合系で連続処理を行っている場合には嫌気反応槽内でどこまで反応が進んでいるのか把握することは難しい。

(1)の項で述べた理由から機械撹拌の調査データについてのみまとめると，①処理水中の溶解性の$BOD_{5,ATU}$は流入水のそれよりも低いものであること，②流入水中のSSは6割前後除去されていること，③調査期間中の反応槽内のMLSSは200㎎/ℓ前後であり，しかも余剰汚泥を引き抜いていないこと等が上げられる。これらを総合すると，6割前後除去されたSS分は反応槽で可溶化していることになり，処理水中の$BOD_{5,ATU}$を引き上げる方向に作用していたことになる。しかし，

実際は処理水中の溶解性のBOD5,ATUは流入水中のそれよりも低いことから，可溶化した物質は殆んど可溶化と同じ速度で吸着あるいは分解されていたとすることができる。

図－41には，機械撹拌の調査での12月と3月における処理フロー毎の水質調査結果を示した。全体的に，処理フロー毎の顕著な水質変化はみられないが，流入水と比較すると浄化の傾向は伺がわれる。ここでは，流入水は返送汚泥による希釈作用を受け，第1槽から第4槽の反応槽を通過する間に徐々に浄化されていると言える。又，前述で考察したように各反応槽内では可溶化と可溶化した物質の分解等とが殆んど同じ速度で進行していると考えられる。



図－41　機械撹拌の調査における処理フロー毎の水質変化

(3)　処理成績

ガス撹拌の調査と機械撹拌の調査における平均的な処理成績として，SSとBOD5,ATUについて表－12にまとめた。全BOD5,ATUでみた場合，処理成績は非常に悪いものとなっているが，溶解性BOD5,ATUでは除去率が60～70%と安定したものとなっている。このことから，嫌気活性汚泥法を下水処理法として適用するには固液分離に問題点があり，これを改善すれば，嫌気性処理法は有効な下水処理法と位置付けられる可能性がある。

表－12　嫌気活性汚泥法による平均的な処理成績

			流入水(mg/ℓ)	処理水(mg/ℓ)	除去率(%)
S58年度 ガス撹拌		(T) BOD_{5}-ATU	273	141	48
		(D) 〃		85.0	69
		SS	258	52.9	80
S59年度 機械撹拌	S59.7～S60.3 (全体)	(T) BOD_{5}-ATU	174	113	33
		(D) 〃		54.4	68
		SS	233	84.2	64
	S59.11～S60.3 (冬期)	(T) BOD_{5}-ATU	116	146	12
		(D) 〃		60.7	63
		SS	241	104	57

(T): Total　(D): Disolubed

2.6.3　まとめ

嫌気活性汚泥法による住宅団地下水の連続処理実験を全容量が約2㎥の実験装置により，反応槽の設計滞留時間が約26hr，設計沈殿時間が約8hrの条件で行った。反応槽内の撹拌は，当初槽内のガスで行ったが良好な結果は得られず，間欠の機械撹拌とした。

その結果，反応槽内のMLSSや返送汚泥のMLSSは200㎎/ℓ付近で安定し，余剰汚泥としては全く引き抜いていない。処理水質は，全BOD5,ATUが平均して110㎎/ℓ以上であり，又，除去率も10～50%と悪いものであった。しかし，溶解性BOD5,ATUは，流入水の全BOD5,ATUに対して60～70%の安定した除去率が得られ，処理水質の悪化はSSの流出による分が大きかった。一方，SSは，常時60%程度の除去率が得られていたが，処理水質の向上には寄与していなかった。

本調査での浄化を溶解性BOD5,ATUで考察した所，嫌気反応槽では除去されたSS量に相当する分が嫌気的に浄化されたとみなせる。しかし，これは余剰汚泥を引抜いていないことと，反応槽内

のMLSSが200㎎/ℓ位であったこと等を加味すると相当な浄化量となり，そこでの偏性嫌気性微生物による浄化機構の解明は今後の課題である。

下水の嫌気性処理法の可能性については，本調査結果からMLSSが200㎎/ℓ程度で，処理水中のSSさえ除去すれば比較的良好な処理が行われると考えられる。来年度は図－38の実験装置に固定生物膜法を適用した調査を実施する予定である。

3. 今年度のまとめと今後の課題

今年度の成果をまとめると以下のとおりである。① 高負荷の回分式活性汚泥法で良好な処理成績を安定して得るためにはHRT24時間程度が必要であり，HRT 12時間では繁雑な管理作業が必要となる。② 散水沪床法は，適当な散水負荷をとることで溶解性 BOD_5 の除去を期待できるが，細菌類のハク離が原因と思われる処理水中のＳＳの除去には別述の対策が必要となる。③ れき間エアレーション法で溶解性のトレーサーを用いた清水実験を行い，反応タンク内は完全混合タンクに近いこと，充填物のないエアレーションタンクと比較して，有効容積当りの酸素の移動速度は，６～20％程度向上することが判明した。④ 生物学的下水処理の反応タンクに土壌覆蓋を行いその効果を検討したが，処理水質の向上は認められず，汚泥の性状も大きな変化は認められなかった。⑤ 小規模処理施設に適用するための簡易な処理方式として，固定生物膜による処理と汚泥の沈殿・濃縮・貯留機能を１つの反応槽に組み込んだ処理方式を開発し，冬期においても良好な処理水質を得ることができた。生下水を直接投入しているにもかかわらず，汚泥発生量は除去ＳＳ量の15％程度と少く，汚泥貯留機能も３ケ月程度正常に働くことが確認された。⑥ 嫌気性活性汚泥法による実下水の処理実験を行った結果，溶解性BODの除去率は60～70％で安定していたが，ＳＳの除去が不十分であり，今後固液分離の改善が必要とされた。

今後は，回分式活性汚泥法にてHRT= 24時間の運転条件におけるリン・窒素の除去方法の開発，れき間エアレーション法における，汚泥の堆積状況と運転条件の関係の把握・及び堆積汚泥の除去方法の確立，固定生物膜処理に汚泥貯留を兼ねた処理方式を他の処理方式と組み合せることによる効果の解明，固定生物膜法による生下水の嫌気性処理の効率化，等の課題につき検討する予定である。

なお，本調査の遂行に当っては，関係地方自治体の方々に種々の御協力をあおいだこと，また，木島年幸氏，飯田良子さん，中村勇雄氏には，実験・分析に当り多大の労をおかけしたことをここに記し，感謝の意を表するものである。

参考文献

1) 下水試験法，日本下水道協会，1974
2) 土木研究所資料第1664号 生物学的硝化脱窒処理による窒素の除去 昭和55年度
3) 土壌微生物実験法 土壌微生物研究会編 1981
4) 陸水生物生産研究法 陸水生物生産測定方法論研究会編 1969
5) 土木研究所資料第2129号 昭和58年度下水道関係調査研究年次報告書集 pp86
6) 落，星隈，小沢 土壌被覆型固定生物膜法（接触材の効果と土壌覆蓋の効果）
第22回 下水道研究発表会投稿中

7) 汚泥消化によるエネルギー回収に関する調査　昭和50年度実験データ
土木研究所汚泥研究室資料
8) 土木研究所資料第2010号　昭和57年度下水道関係調査研究年次報告書集　pp 87

4．雨天時合流式下水の処理に関する調査

下水道研究室　室　長　屋隈保夫
主任研究員　河井竹彦
小沢　登

1. まえがき

下水道の役割は，①雨水排除（浸水の防除），②汚水排除（生活環境の改善），③公共用水域の水質保全の３点をあげることができる。生活環境の改善には，周辺環境の改善，便所の水洗化が含まれると考えられる。

下水の排除方式は，雨水と汚水を同一管渠で排除する場合には合流式，雨水と汚水を別々の管渠系統で排除する場合には分流式と区分されている。合流式下水道は，雨天時に未処理の下水を公共用水域へ直接放流する構造を有するため，公共用水域の水質保全の観点から，新規の下水道計画では，この10年間ほとんど採用されていない。一方，分流式下水道は，雨天時にも未処理下水を放流せず，公共用水域の水質保全のためには好ましいと考えられてきたが，分流式雨水は，都市形態，降雨状況によっては相当高濃度の汚濁物質量（ＳＳ）を含む場合も報告されており，また，汚水管への雨水浸入の問題も指摘されてきた。

合流式下水道は，分流式と比較して，建設費が安く，浸水対策と汚濁対策を同時に解決できるなどの長所もあり，雨天時越流水対策を行えば，下水道に求められる役割を充分満足できるシステムであると考えられる。合流式下水道を古くから採用してきた，わが国の大都市では，システムの改善のために，雨天時流出水量の抑制を主体とする各種の越流水対策が実施されている。

本調査は，合流式下水道において雨天時に発生する下水を効率的に処理する手法を開発することを目的としており，既存の合流式下水道の改善，新規の下水道計画の立案に資するため，昭和57年度より実施している。

2. 昭和58年度までの調査成果

昭和57，58年度の調査成果は，以下のとおりであった。

2.1　雨天時合流式下水の水量，水質に関する実態調査と対策効果

雨天時合流式下水（以下，雨天時下水とする）を処理する場合の効果的なしゃ集容量を検討するために，雨天時下水の実態調査を行った。調査結果を検討した結果，晴天時時間最大下水量の３倍の下水量（3Q）を越えてしゃ集容量を上げても，未処理の越流水による流出負荷量は減少するものの，雨天時総流出BOD_5（生物化学的酸素要求量）負荷量は，ほぼ一定となり効率的ではないことがわかった。

雨天時下水の溶解性BOD_5濃度は，雨水のBOD_5濃度を０と仮定すれば，雨水量が増加し

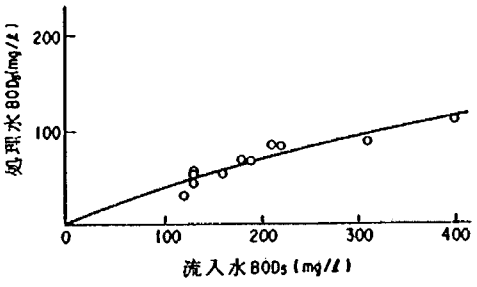
ただけ希釈され，低い濃度となる排水区が存在した。またＢＯＤ5の排水基準最大値を30mg／ℓ，２次処理水質を20mg／ℓと仮定した場合に，雨天時下水の処理施設に必要とされる処理水ＢＯＤ5の濃度を晴天時流入下水量に対する水量比をパラメータとして示した。

2.2　雨天時下水の処理基礎実験

雨水時下水の処理方法を検討するため，①凝集沈殿法，②ヘリカル分水装置，③２段処理法（傾斜板沈殿池＋超急速ろ過）について，０市１処理場で実際の雨天時下水を用いて実験を行った。

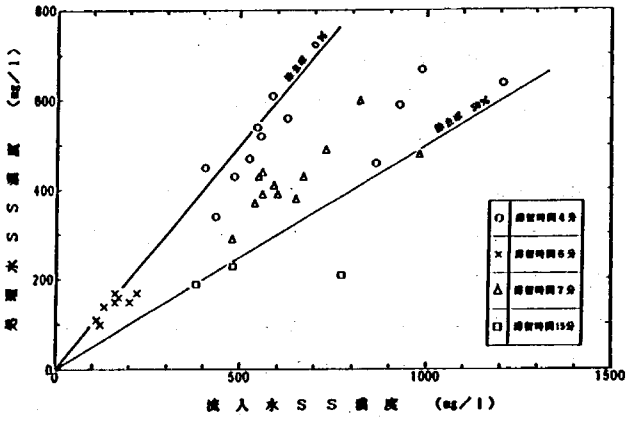
(1)　凝集沈殿法

凝集沈殿池は，直径 1.7m，高さ 1.5m，有効容量 2.6 ㎥の円形沈殿池を用いた。実験条件は，凝集剤としてＰＡＣを15mg／ℓ添加し，滞留時間を60分とした。



図－１　凝集沈殿除去効果

処理結果は，図－１に示すとおりであった。流入下水のＢＯＤ5濃度は，120～400mg／ℓ，処理水のＢＯＤ5濃度は30～110mg／ℓであった。ＢＯＤ5除去率は，流入水ＢＯＤ5が200，400mg／ℓのときに，60，70％であった。



図－２　ヘリカル分水装置によるＳＳ除去効果

(2)　ヘリカル分水装置

ヘリカル分水装置は，雨水吐室と同様に一定量を越えた下水を分水すると同時に負荷削減を行う装置である。負荷削減は，貯留，重力沈降，慣性力の３つの効果によって得られる。

調査結果は，図－２に示すとおりであった。滞留時間が15分の場合に，ＳＳ除去率が50～70％であり，滞留時間が長ければ長いほど，ＳＳの除去率が高くなる傾向にあった。

(3)　２段処理法

実験装置は，傾斜板沈殿池が幅 2.0m，長さ 5.6m，深さ 3.35m，ろ過塔がφ500mm× 5.3 mであった。

実験結果は，流入下水ＳＳ濃度が128～664mg／ℓのときに，沈殿池流出水ＳＳ濃度が45～331mg／ℓ，ろ過水ＳＳ濃度が29～103mg／ℓであり，全体のＳＳ除去率は73～91％であった。ろ過塔のＳＳ補捉量は，2.0～11.1kg／㎡となり，ろ過速度は542～1,093 m／日であった。

3.　昭和59年度の調査結果

昭和59年度の調査は，①雨天時下水の性状の把握，②２段処理法について昭和58年度より継続して

実施した。

3.1 雨天時下水の性状

3.1.1 調査の目的

雨天時下水の性状については，汚濁ポテンシャル（負荷量）を把握するために数多くの調査が実施されてきたが[1)]，雨天時下水の処理性を評価するための性状（例えば，粒径別のＳＳやBOD5の濃度分布，沈降速度分布など）に関する調査は極めて少ない。一般に，下水の処理プロセスは，対象下水の水質，発生状況に適したプロセスを選定すべきであり，雨天時下水の処理を事業実施する場合にも，まず，当該下水の性状を充分に把握する必要がある。

本節においては，Ｔ市Ｋポンプ場において実施した雨天時下水の水質調査結果とＯ市Ｉ処理場で行った雨天時下水処理調査で得られた流入下水の分析結果について検討した。

3.1.2 調査の方法

Ｔ市Ｋポンプ場は，排水面積177haの合流式処理区の雨水ポンプ場であり，晴天時には流入下水の全量が処理場へ自然流下で送水され，雨天時には，流量が2,000㎥／時（晴天時時間最大流量の４～５倍）を越える分の下水が河川へポンプ排水される。

表－１　雨天時下水性状特性調査の測定及び分析項目（Ｔ市Ｋポンプ場）

	構成	分析項目	現場測定項目	☆流量測定	採水間隔
晴天時調査（1回）	晴天時水質調査	BOD5 S－BOD5（注1） CODMn，S－CODMn SS，L－SS（注2） VSS，TS，VTS	水温 ＰＨ 透視度 （水位）	1時間毎	2時間毎
	ＳＳ流径別水質調査	BOD5，CODMn TS （5段階にろ別した各ろ液について） （注3）			
※雨天時調査（3回）	雨天時水質調査	BOD5，S－BOD5 CODMn，S－CODMn SS，L－SS VSS，TS，VTS	水温 ＰＨ 透視度 （水位）	各採水時毎	降雨開始後1時間は10分毎 1時間から4時間は20分毎
	ＳＳ流径別水質調査	BOD5，CODMn TS （5段階にろ別した各ろ液について）			

※調査対象降雨は、原則として5㎜/hr,20㎜/ 降雨程度とし、ある程度の先行降雨日数を有する降雨とした。
（注1）Ｓ－BOD，Ｓ－CODについては、GF／Bろ紙でろ過した水を検水とした。
（注2）Ｌ－ＳＳは、試料をメスシリンダー（1ℓ）内で撹拌後30分沈降させた上澄み液のＳＳとした。
（注3）5段階にろ別するろ紙、ふるいは原則として下記のものを使用した。
☆流量は、ポンプ場既設のパーシャルフリュームにより測定した。

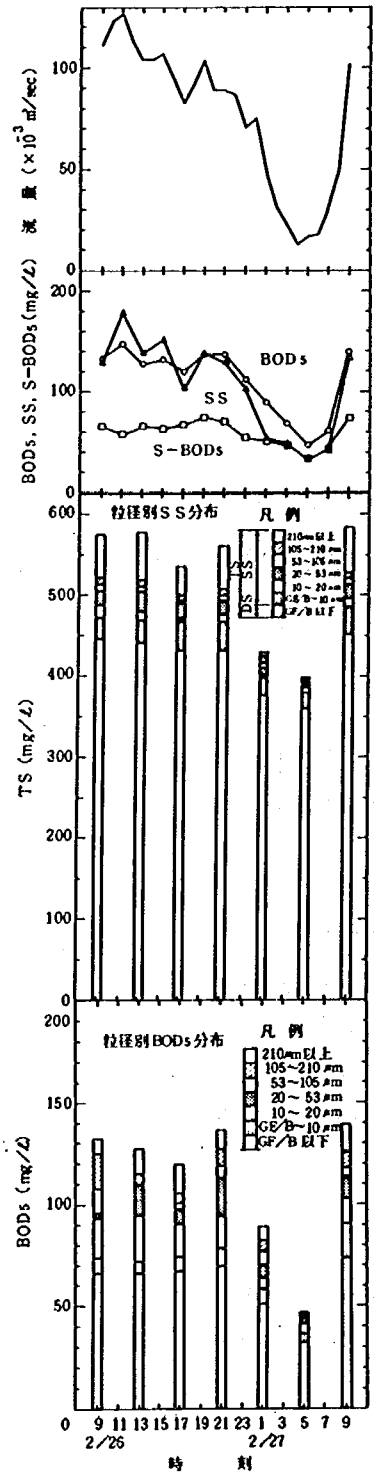
ろ紙		ふるい	
規格	粒子保持能	規格	粒子保持能
ミリポアろ紙	10.0μm	ＪＩＳ規格 ＪＩＳ規格 ＪＩＳ規格 ＪＩＳ規格	20μm 53μm 105μm 210μm

性状把握のための調査は，晴天時24時間調査を１回と雨天時調査を３回実施した。測定，分析項目は，表－１に示すとおりである。この調査項目のうちＳＳ粒径別水質調査は，試料を10μmのミリポアろ紙と４種類のふるいで分別し，それぞれの分別試料についてＢＯＤ５，ＣＯＤMn，蒸発残留物（ＴＳ）を求めた。Ｌ－ＳＳは，軽いＳＳ（Light ＳＳ）を意味し，下水試験方法[2)]の30分間沈殿性物質の分析方法における30分沈殿後の上澄液の浮遊物質量である。

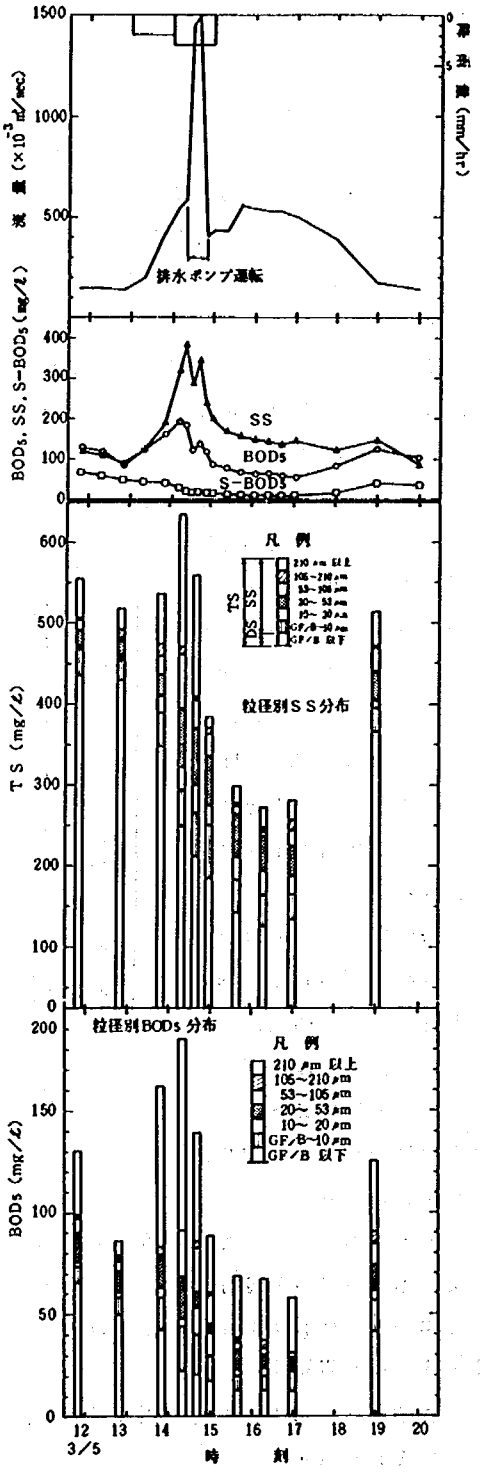
3.1.3 調査の結果

調査結果は，晴天時24時間調査結果を図－３に，雨天時下水調査の代表的と思われる結果を図－４にそれぞれ示す。

晴天時の流量変動は，９～13時に１山で最も高いピーク，17～21時に第２のピークがあり，夜間の２～４時に最低流量があるパターンを示した。水質項目のＢＯＤ５，ＳＳも流量と同様の傾



図－3　晴天時合流式下水の24時間水質調査結果



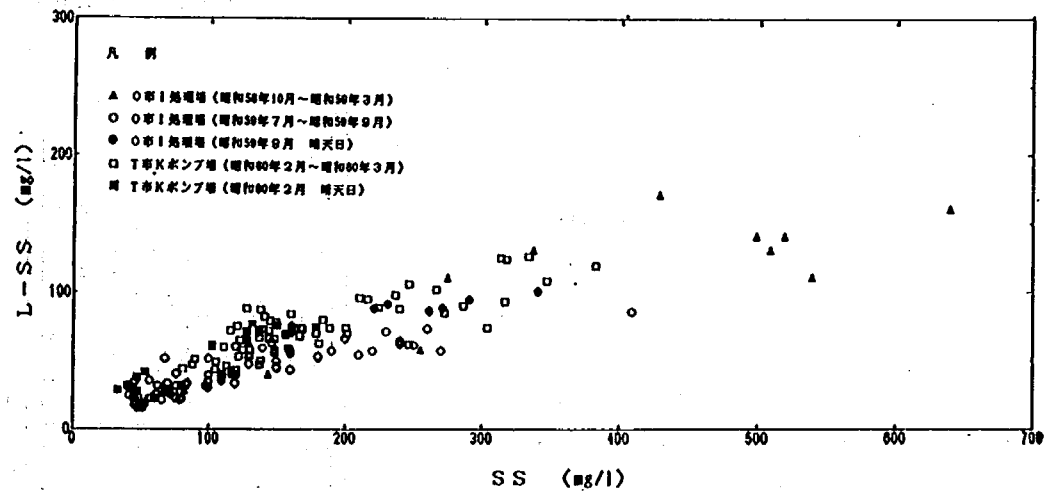
図－4　雨天時合流式下水の水質調査結果

向を示し，生活系排水を主体とした晴天時下水であることがうかがわれる。粒径で分別されたＴＳは，公称孔径１μｍのガラスファイバーろ紙（以下GF／Ｂという）を通過した溶解性物質（DS）が約70～90％を占めていた。残りの浮遊性物質（ＳＳ）は，昼間には粒径210μm以上のものが約50％近くであるが，深夜の低流量・低水質時にはGF／Ｂ～10μmの小粒径の占める割合が大きかった。また，粒径で分別されたＢＯＤ5は，GF／Ｂを通過する溶解性ＢＯＤ5が全体の約50％で，残りの粒子性ＢＯＤ5では，粒径10～210μmの間の占める割合が大きかった。

一方，雨天時の調査では，調査結果の例として示した降雨は，全降雨量５mmと小さな雨であったが，流量，水質ともに明らかなピークを示した。水質のピークは，ＳＳで晴天時の約２倍，ＢＯＤ5で晴天時の約1.5倍であった。粒径別のＴＳは，GF／Ｂを通過する溶解性物質の濃度が低下し，粒径210μm以上の浮遊物質が，晴天時の約３倍に増加している。また，粒径別のＢＯＤ5は水質のピーク時に210μm以上のＢＯＤ5が全ＢＯＤ5の約半分を占め，溶解性ＢＯＤ5が約10％程度となっていた。

以上のことより，雨天時下水の流量ピーク時の水質は，粒径210μm以上の浮遊物質が多くなり，溶解性物質が少なくなる傾向を示し，降雨による流量の増加により，晴天時に管きょ内に堆積した汚濁物質が掃流されるとともに，溶解性物質が希釈されることが推測される。

さらに，浮遊性物質（SS）のうち沈降しにくい物質を代表すると考えられるＬ－ＳＳについてＴ市Ｋポンプ場で得られたデータをＯ市Ｉ処理場で得られたデータとともに検討した。ＳＳとＬ－ＳＳの関係は，図－５に示すような結果となった。ＳＳとして測定される物質のうち，30分間では沈降しにくい軽い物質は，ＳＳ濃度が高くなるほど，その割合が小さくなる傾向にあった。ＳＳ濃度が300mg／ℓまでの範囲では，Ｌ－ＳＳ濃度が100mg／ℓ程度であり，30分間程度の滞留時間の沈殿池で相当部分のＳＳが除去され得ると考えられる。また，ピーク流量時のＢＯＤ5は，先にも述べたように粒径が大きなＢＯＤ5が大半を占めていたため，ＢＯＤ5の相当部分も沈殿処理で除去可能なことを示唆している。



図－５　合流式下水のＳＳ濃度とＬ－ＳＳ濃度の関係

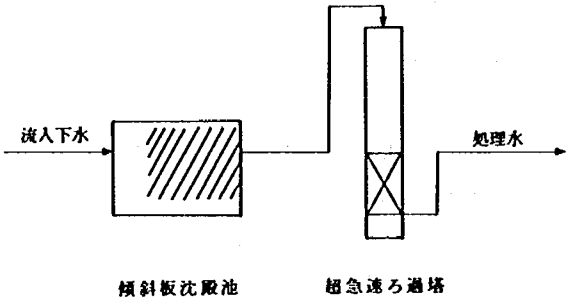
3.2　雨天時合流式下水の処理実験

3.2.1　処理実験の目的

雨天時合流式下水の処理方法の1つとして，2段処理法（傾斜板沈殿池＋超急速ろ過）の事業化を図ることを目的として，処理効率を中心とした調査を継続し，検討を行った。

3.2.2　処理実験の方法

2段処理法の実験装置は，O市1処理場内に設置し，雨天時に処理実験を行った。実験のフローシートは，図－6に示すとおりであった。



図－6　2段処理法実験フローシート

傾斜板沈殿池の寸法は，幅2.0m×長さ5.6m×有効水深3.35mであり，池内に傾斜板が設置された。

超急速ろ過塔は，直径0.5m×高さ5.3mの寸法で，ろ材を2m充てんした。用いたろ材の粒径分布は，表－2に示すとおりであった。ろ材Aは，膨張性頁岩を原料として焼成された建設用骨材である。ろ材Bは，下水汚泥の焼却灰から造粒，焼成された人工軽量骨材である。ろ材A1，A2，A2・Bは，ろ材A，Bから粒径でふるい分けしたものである。各実験No.ごとのろ材構成は，表－3に示すとおりであった。

表－2　ろ材の粒径分布

重量比　%

粒径(mm) / ろ材	1～2	2～3	3～4	4～5	5～6	6～8	8～10	10～12	12～15	15～20	20以上
A	-	-	-	0	3	7	15	22	30	2	0
B	1	40	57	2	0	-	-	-	-	-	-
A1	-	-	-	-	-	-	0	30	67	3	0
A2	-	-	2	93	5	-	-	-	-	-	-
A2.B	-	18	28	51	3	-	-	-	-	-	-

表－3　ろ過実験のろ材構成

ろ材構成記号	(上) ろ材深度(m) (下) 0 / 1.0 / 1.5 / 2.0	実験No.
I	A1	1
II	A / A2・B	2～5
III	A / A2・B / B	6～8
IV	A / B / A2・B	9～10
V	B	11～15
VI	A / B	16～21

実験装置の運転は，降雨開始後，流入下水の水位が設定値以上となった時に開始し，ろ過塔の損失水頭が2.6m以上となった時点，または，ろ過継続時間が4時間を越えた時点で終了とした。

処理の終了後に，空気や水による逆洗浄を行ない，次の実験の準備をした。

3.2.2　処理実験の結果

実験期間は，昭和58年10月から昭和59年9月までの1年間であり，合計21回の処理実験を実施した。このうち，14回の実験結果について検討した。

(1)流入下水の性状

流入下水の性状は，実験No.6～10（11月～3月）にSS，BOD_5 ともに濃度が高く，平均水質でSSが422～664mg/ℓ，BOD_5 が198～505mg/ℓであった。これに対して，実験No.1～5

(10月)，実験No.11～21（6～9月）においては，流入下水の平均水質は比較的低く，ＳＳが76～251mg／ℓ，BOD_5が29～137mg／ℓであった。これらの分析結果は，排水区域内の発生汚濁負荷量を一定と仮定すれば，降雨頻度の少ない冬季には，晴天日数が多く管きょ内の流量が少ないため堆積汚泥量が多くなり，1度，降雨があるとこれらの堆積物が掃流され流入下水の濃度が高くなること，逆に，降雨頻度の多い夏季には，管きょ内の流量も多く堆積汚泥量も少なくなり，1降雨当りの流出負荷量が減少するため流入下水濃度が低下することを示していると推察される。

(2)ＳＳ，BOD_5の除去効果

2段処理法におけるＳＳやBOD_5の除去効果は，表－4，図－7，図－8に示すとおりであった。

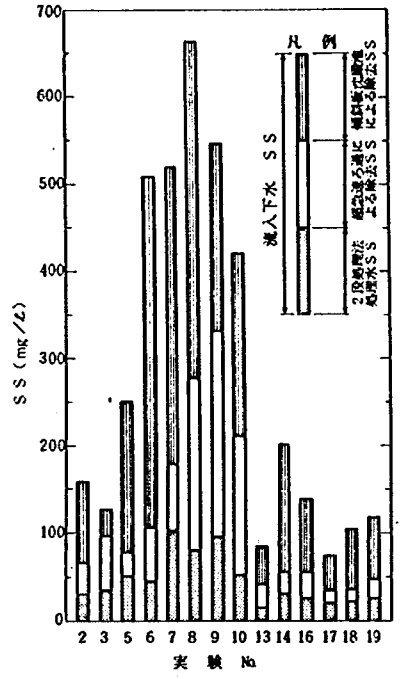
傾斜板沈殿池の滞留時間は，3.7～88分であったが，15分前後の実験が多かった。傾斜板沈殿池のＳＳ除去率は，25～79.2％（平均58％），BOD_5除去率は21.4～71.4％（平均40.7％）であった。

超急速ろ過塔のろ過速度は，513～1,093m／日で，開発目標とした1,000m／日の実験をすることができた。超急速ろ過塔のＳＳ除去率は，32.5～75.4％（平均53.9％），BOD_5除去率は，15.1～50.0％（平均28.3％）であった。

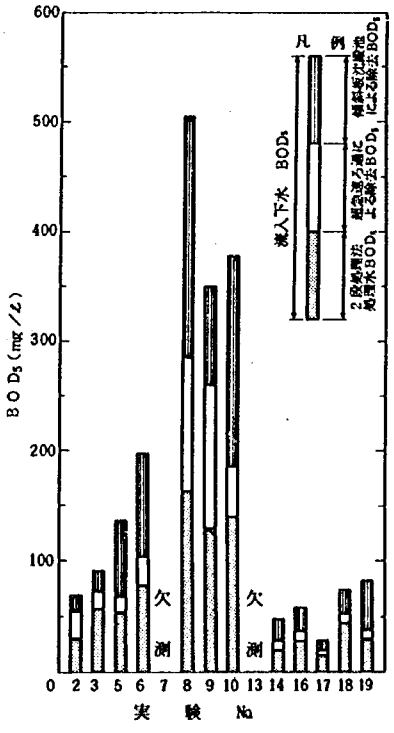
2段処理法としての総合的な除去率は，ＳＳで72.4～91.4％（平均81.7％），BOD_5で38.0～67.7％（平均

表－4　2段処理法実験結果

実験No.	降雨量(mm)	傾斜板沈殿池			超急速ろ過塔			2段処理法総合除去率(%)	
		滞留時間(分)	除去率(%)		ろ過速度(m/日)	除去率(%)			
			SS	BOD_5		SS	BOD_5	SS	BOD_5
2	15.5	8 ～10	58.5	21.4	618	56.1	45.5	81.8	57.1
3	17.0	3.7～5	25.0	21.7	1,093	65.1	20.8	73.8	38.0
5	18.8	10 ～15	69.3	50.4	1,055	32.5	20.6	79.3	60.6
6	8.3	7.6～10	79.2	47.5	1,014	58.5	25.0	91.4	60.6
7	8.3	7 ～11	65.8	—	1,065	42.1	—	80.2	—
8	17.0	5 ～20	58.3	43.6	940	71.1	42.8	88.0	67.7
9	15.3	15	39.6	25.7	542	71.3	50.0	82.7	62.9
10	10.4	15	50.0	51.1	513	75.4	24.3	87.7	63.0
13	10.5	—	52.3	—	908	63.4	—	82.6	—
14	11.3	10 ～16	72.9	71.4	971	43.6	28.6	84.7	58.3
16	7.9	6.7～10	60.0	37.3	1,036	53.6	24.3	81.4	52.5
17	21.0	13.5～48	55.3	34.5	1,027	38.2	21.1	72.4	48.3
18	14.5	23 ～88	66.7	29.3	1,036	37.1	15.1	79.0	40.0
19	8.0	7.6～19	60.2	54.2	1,032	46.8	21.1	78.8	63.9



図－7　2段処理法のSS除去効果



図－8　2段処理法のBOD_5除去効果

56.1%）であった。この処理法におけるＳＳの除去率は，比較的高いと思われるが，ＢＯＤ$_5$の除去については，今後，検討の必要があると思われる。

(3)ろ材の洗浄

超急速ろ過塔内のろ材の洗浄は，空気逆洗浄，水逆洗浄の順序で行った。空気逆洗浄は，1,470 m／日×10分間～2,940m／日×20分間の条件で，水逆洗浄は，990m／日×4分間～2,030m／日×4分間の条件で実施した。洗浄結果は，ＳＳの収支がとれない場合もあったが，補足されたＳＳのうち39～89%が洗浄される結果を示した。

4. まとめと今後の課題

昭和59年度の調査は，58年度に引続き，①雨天時合流式下水の性状調査，②雨天時合流式下水の2段処理法による処理実験を実施し，以下のことが明らかとなった。

① 粒径を区分して雨天時下水の水質を分析した結果，流量ピーク時には，粒径210 μm以上の浮遊性物質が晴天時の約3倍に増加し，全ＢＯＤ$_5$のうち約半分を粒径210μm以上のＢＯＤ$_5$が占めていた。

② ＳＳのうち沈降しにくい物質を示すＬ－ＳＳは，ＳＳ濃度300mg／ℓまでは，100mg／ℓ以下であり，30分程度の沈殿時間で相当のＳＳが除去され得ると推定された。

③ 2段処理法においては，ＳＳの除去率が平均81.7%であり，短時間で相当効率よくＳＳが除去されることがわかった。

また，今後の課題として，以下の項目について調査を継続する必要がある。

① 雨天時合流式下水の性状として，沈降速度分布の調査を行ない，粒径別性状と共に検討し，処理性の把握のための指標を求めること。

② 2段処理法におけるＢＯＤ$_5$の除去効率を高める実験を行うとともに，ろ材の構成及び逆洗方法についてさらに検討を行うこと。

参考文献

1）例えば，建設省土木研究所：下水管路施設設計の合理化に関する調査報告書（IV）－ 合流式下水道の改良に関する調査 －，土木研究所資料第1704号（昭年56年8月）

2）下水試験方法（1974年版），p.p. 77～78，日本下水道協会

5．下水中の難分解COD成分等の高度除去に関する調査

三次処理研究室　室　長　野池　達也
研究員　清水　俊昭
小泉　秀一

1. 調査の目的と必要性

水質汚濁防止にかかわる水質総量規制制度の導入により下水処理場の多くは放流水のＣＯＤの規制をうけることとなった。しかし，既設の下水処理施設は生物処理を主体としているため，生物学的に分解されにくい，いわゆる難分解成分といわれるものの除去性は極めて悪いのが現状である。現在の流入下水中には，し尿，工場排水等による生物学的に難分解な各種のＣＯＤ成分が含まれており，多くの下水処理場で処理法の改善等の対応が必要になるものと考えられる。

本調査は下水処理施設におけるＣＯＤ成分の高度除去のための最適処理方式の確立，微量特定物質の挙動の解明を目的として実施するものである。

2. 58年度までの調査成果

(1) 既設下水処理場におけるＣＯＤの実態調査を実施し，各処理場に対してアンケート方式により，流入・流出水のＣＯＤ濃度，除去率，および，それらに対する工場排水の影響等を検討した。対象としたのは10都市，58処理場である。工場排水の混入率を段階的に区分し，処理水のＣＯＤをみると，混入率0の場合，約13mg/ℓで，混入率が高くなるとＣＯＤも高くなり，混入率30～45％では約25mg/ℓであった。この結果，通常の生物処理での限界値は13mg/ℓ程度であろう。工場排水の混入率の比較的高い処理場では，処理区域内の業種が単純になっており，その業種の地域性がみられ，その代表的な業種は繊維，化学，食料品などであった。

(2) 粉末無機吸着剤（マグネシウム系，カルシウム系）による下水二次処理水からのＣＯＤ除去に関する室内実験を行った。吸着沈殿法では，ＣＯＤ除去能力が活性炭に比較してかなり劣ること，処理効率を維持するには使用済の吸着剤を返送して反応槽内の吸着剤濃度を数千mg/ℓまで高める必要のあること，処理コストは硫酸バン土による凝集沈殿法とほぼ同等となること，が明らかになった。助剤ろ過法では，ＣＯＤ除去面で吸着沈殿法よりすぐれること，プレコートおよびボディーフィード量がＣＯＤ除去効率に影響を及ぼすこと，が確認された。

(3) 単段式硝化脱窒法におけるＣＯＤ除去効率について検討した結果，標準活性汚泥法に比較して溶解性ＣＯＤは低くなるが，処理水中に流出すをＳＳ量が多いためにトータルで評価した場合には差が認められなかった。また，単段式硝化脱窒処理水を急速ろ過池，活性炭吸着塔に通すことによってＣＯＤ－Ｔは22.6mg/ℓから12mg/ℓまで下げられることが判明した。

(4) 各種洗剤の下水処理に与える影響では，下水処理場における各種界面活性剤の実態把握，活性汚泥性細菌の増殖活性に対する影響，エアレーションタンク内のＤＯレベルと洗剤の分解性，界面活性剤の混入濃度と処理水質への影響，について実施した。その結果，流入下水中のＭＢＡＳは平均4.7mg/ℓ，ＣＴＡＳ3.1mg/ℓ，粉石けんの成分が4.1mg/ℓであった。ＭＢＡＳ，ＣＴＡＳは初沈ではほとんど除去されず生物処理で80～90％除去され，粉石けんの成分は初沈で50～70％除去され，生物処理を行った後の除去率を比較するといずれも同程度であった。合成洗済に現在使用されている界面活性剤は100mg/ℓ程度でも細菌の増殖阻害はみられなかった。エアレーションタンク内のＤＯが低濃度の場合にＤＢＳの分解率は悪くなるようであるが，下水処理場に通常流入する程度では問題はないであろう。合成洗剤の場合，界面活性剤として20mg/ℓ，粉石けんの場合30mg/ℓ添加した結果，処理水質への影響はなく，粉石けんでは他の洗剤に比べ活性汚泥中の生物が多くなった。

(5) 各業種の工場排水のＣＯＤ生分解度に関する調査を行い，紡績，繊維製品，有機顔料，合成染料，有機化学工業製品の各製造業の排水は難分解性ＣＯＤを多く含むことが判明した。また，これらの業種の工場排水混入率と処理場の処理水ＣＯＤ濃度との間には明確な相関関係は認められず，業種区分の細分化，サンプル採取法などに検討の余地のあることが示された。

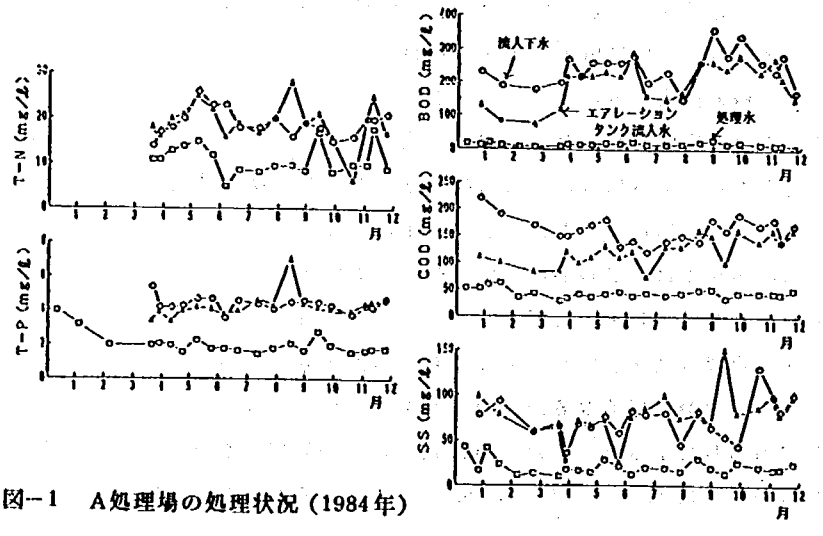
(6) 工場排水が多量に流入する下水処理場においてケース・スタディを実施し，一般的に分解性が悪いとされている非イオン界面活性剤が流入下水中にかなり高い値を示したこと，流量調整槽が設置されたことによりかなり負荷の平滑化効果が認められたこと，運転方式の見直しにより改善の可能性があること，工場排水のＣＯＤ生分解度には同一の区分に分類される業種であっても事業所間で差違が存在すること，が明らかになった。

3. 59年度の調査結果

本年度は，これまでケース・スタディを行なってきたＡ処理場の処理状況の把握，Ａ処理場に排水を放流している工場で使用されている有機系の薬剤についてのＣＯＤ原単位及び生分解性の検討，生分解度の劣る薬剤について易分解性成分との共存下での挙動の把握，非イオン界面活性剤を含む下水の処理実験を実施した。

3.1 Ａ処理場の処理状況

図－１にＡ処理場の流入下水，エアレーションタンク流入水，処理水のBOD，COD_{Mn}，SS，Ｔ－Ｎ，Ｔ－Ｐの年間の変化を示す。表－１は図－１に示した各水質項目について季節毎及び通年の平均値と除去率をまとめたものである。



図－１　Ａ処理場の処理状況（1984年）

A処理場で問題となっているＣＯＤ$_{Mn}$をみると流入下水で年平均162mg/ℓ，冬期には200mg/ℓをこえている。昭和55年度に実施した調査では全国58処理場の流入水のＣＯＤの平均は74mg/ℓであり，これと比べるとA処理場は2倍以上の値となっている。

処理水では年平均45mg/ℓで冬期には50mg/ℓを超えることがある。

表－1 A処理場における水質分析結果

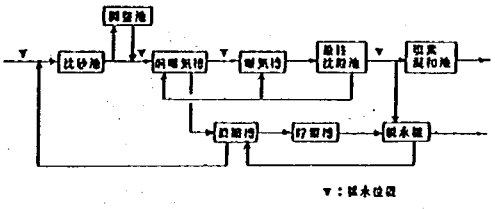
	BOD$_5$					COD$_{Mn}$					S S				
	春	夏	秋	冬	平均	春	夏	秋	冬	平均	春	夏	秋	冬	平均
流入下水	245	247	260	200	243	157	145	168	193	162	61	72	85	77	73
曝気槽流入水	205	215	230	97	200	109	127	143	98	122	55	80	99	79	78
終沈流出水	18	22	16	15	18	40	45	44	52	45	19	20	21	25	21
除去率	93	91	94	93	93	75	69	74	73	72	69	72	75	68	71
	T － N					T － P									
	春	夏	秋	冬	平均	春	夏	秋	冬	平均					
流入下水	19.7	19.0	18.3	-	19.0	4.6	4.3	4.3	-	4.4					
曝気槽流入水	20.3	19.8	17.6	-	19.2	3.8	4.7	4.3	-	4.3					
終沈流出水	12.7	8.4	12.1	-	11.1	2.0	1.8	2.0	(3.1	1.9					
除去率	36	56	34	- -	(42)	57	58	53	-	(57)					

ＢＯＤは流入下水で年平均243mg/ℓで，処理水では20mg/ℓ前後の値となっている。ＢＯＤ，ＣＯＤに比べると流入下水のＳＳは年平均で73mg/ℓとかなり低くなっており，流入下水のＢＯＤ，ＣＯＤ$_{Mn}$は溶解性のものが多いことを示唆している。

次に処理の工程における有機成分の挙動をみるため，A処理場の処理フローと主な有機成分の分析値を各々図－2，表－2に示す。表－2をみると流入下水中に非イオン界面活性剤が高濃度に含まれており，処理水に6mg/ℓ残存している。代表的な非イオン界面活性剤である，ＰＯＥＡＥ（ポリオキシエチレンアルキルエーテル）とＰＯＥＡＰＥ（ポリオキシエチレンアルキルフェニルエーテル）で溶解性ＣＯＤ$_{Mn}$を測定すると界面活性剤1ｇ当りＣＯＤ$_{Mn}$ 0.7～0.9gという値を得ている。仮りに非イオン界面活性剤1ｇがＣＯＤ$_{Mn}$ 0.8gに相当するとすると処理水ＣＯＤのうち非イオン界面活性剤に由来する分の割合は13％となる。

表－2　主要な有機成分の分析結果

	流入下水	嫌気槽流入水	曝気槽流入水	終沈流出水
ＢＯＤ	62	62	34	3.4
ＣＯＤ	110	89	78	36
タンパク質	11	10	9.7	6.3
炭水化物	13	12	11	8.3
脂質	1.7	1.2	1.0	0.59
揮発性有機酸	2.8	1.7	0.9	0.2
（酢酸）	(2.3)	(1.5)	(0.7)	(0.2)
（ﾌﾟﾛﾋﾟｵﾝ酸）	(0.3)	(0.1)	(0.1)	(N D)
（i－酪酸）	(0.1)	(N D)	(N D)	(N D)
（n－酪酸）	(0.1)	(0.1)	(0.1)	(N D)
（i－吉草酸）	(N D)	(N D)	(N D)	(N D)
（n－吉草酸）	(N D)	(N D)	(N D)	(N D)
フミン酸・フルボ酸	8.9	7.8	5.4	5.0
タンニン	5.1	4.5	3.6	1.0
尿　素	0.39	0.33	0.21	0.17
陰イオン界面活性剤	1.4	1.6	1.3	0.54
非イオン界面活性剤	15	13	11	6.0
ＴＯＣ	84	75	65	56



図－2　処理フローと採水位置

表－2に示した成分では流入下水のＴＯＣの約35％，処理水のＴＯＣの約25％にしかならず，表－2にあげた成分以外の成分がＴＯＣの値を高めているものと考えられる。

3.2 工場で使用されている薬剤に関する調査

前年度実施した工場排水の主要工程ごとの水質及びＣＯＤ生分解度の調査から染色法及び染色される繊維の種類により排水性状が異なることが明らかとなった。本年度は排水性状に大きな影響を

及ぼす薬剤について調査を行なった。調査対象工場は5工場で，各工場の概要と使用している主要な薬剤を表－3に示す。本年度の調査では表－3の薬剤の中から排水のCODに大きな影響を及ぼすと考えられるものをピックアップし各薬剤のBOD，COD，COD生分解度を調べたのが，表－4である。BOD　COD_{Mn} の測定は各薬剤の1000mg/ℓ溶液を調整して行なったもので，表－4には薬剤1g当りのBOD，COD_{Mn} 量として表示している。

表－4には薬剤のパンフレット，販売元の聞き取り調査等で判明している主要成分を示している。主要成分が同じであっても生分解度はかなり異なっているものがあり，主要成分から生分解度を推定するのは難しい。これは薬剤により主要成分の比率，他の成分の種類と量が異なっているためと推定される。

生分解度試験で生分解度がマイナスを示したF.4という薬剤について生分解度試験時のTOC，CODの挙動を示したのが図－3である。試験では薬剤をCOD_{Mn}（D）で約100mg/ℓになるよう活性汚泥に添加しており，図－2は24時間のうちにCODとTOCがどれだけ変化したかを示している。CODではF4を添加しないものでは，2～3mg/ℓしか増えていないのに，F4を添加した場合には20mg/ℓも増加している。CODの増加に平行してTOCも増加していることから，これらの成分の増加は薬剤が活性汚泥に対して阻害作用ない

表－3　調査工場の概要および主要使用薬剤

業種区分		工場	排水量(㎥/日)	除外施設	混合排水水質			使用薬剤
No	内容				BOD(mg/ℓ)	COD(mg/ℓ)	生分解度	
57	毛繊物機械染色整理工程	B	20,370	—	66	83	67.0	酸性染料，洗剤，樹脂，均染剤，ソーダ灰
		C	8,420	散水ろ床	397	762	45.6	カチオン染料，防腐，抱剤
58	繊物機械染色整理工程	D	8,370	加圧浮上，散水ろ床	434	351	79.8	次亜塩素酸ソーダ，過酸化水素，蛍光漂白剤，硅素，苛性ソーダ
		E	18,350	加圧浮上，ろ過	346	776	65.9	染料，洗剤，静電防止剤，染色助剤
61	特状繊維・糸染色整理工程	F	5,670	接触酸化	178	143	69.6	酸性染料，カチオン染料，柔軟剤，繊染剤，防虫剤

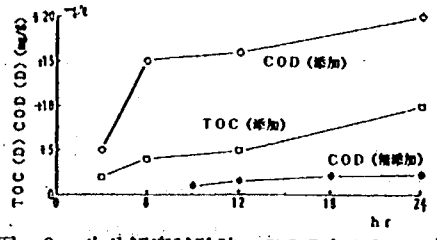
表－4　調査対象薬剤リストとそのBOD，COD生分解度

工場		製品名	主要成分	使用目的	使用量(kg/年)	BOD(mg/ℓ)	COD(mg/ℓ)	COD/BOD	生分解度(%)	NB-COD(mg/ℓ)	NB-COD(kg/年)
B	B1	ｱﾙｶｽﾗﾝ-RB		染色用助剤	800	32.1	401	12.5	92.0	311	249
	2	ﾊｲﾄﾞﾛ-ﾙ900	ｼﾗﾝ系	還元染用	200	242	430	1.78	59.5	174	35
	3	ﾏﾝﾛｰﾙB11	ｲｿｼｱﾇﾙｴﾁﾚﾝｱﾙｷﾙｱﾐﾝ	染色用助剤	8,000	54.1	258	7.60	78.3	191	1,527
	4	ｴﾏﾙｹﾞﾝ-LHC300	非(ｲｵﾝ) 化合物	染色用助剤	8,000	15.9	141	8.87	21.8	110	882
	5	ﾀｲﾎﾝSS		染色用助剤	1,500	581	98.2	0.17	24.0	74.6	112
	6	ﾊｲﾎﾝSR	非(ｲｵﾝ) 化合物	洗剤	1,200	133	114	0.86	55.7	50.5	61
	7	ﾊｲﾎﾝTS300		柔軟剤	4,000	10.5	7.5	0.70	87.5	2.4	10
	8	ﾊｲﾀｰ-BBS		蛍光染用	1,000	25.3	408	16.1	0	408	408
	9	ﾌﾛﾗ-FSF	ﾌﾙｲﾝ酸	染色用促染剤	9,000	1.1	3.6	3.27	35.1	2.3	21
	10	ﾋﾒﾉﾝG	高級ｱﾙｺｰﾙ 硫酸ｴｽﾃﾙﾀｲﾌﾟ	洗剤	21,000	570	43.3	0.076	58.4	18.9	397
	11	ﾋﾒﾉﾝM		洗剤	9,000	532	78.2	0.15	62.6	29.2	263
	12	ﾗﾝﾊﾟｸ	ﾗﾝｸﾞﾗﾝ誘導体	柔軟剤	1,500	38.1	177	4.65	22.4	137	206
C	C1	A-0980		連続用洗剤	6,000	587	731	1.25	84.9	257	1,540
	2	E-30		抵染用洗剤	46,000	78.6	444	5.65	53.5	206	9,457
	3	DDK728		柔軟剤	8,000	7.8	170	21.8	93.5	11.1	88
	4	ﾗﾗﾝｻﾝA	非(ｲｵﾝ) 界面活性剤	浸透剤	15,000	11	195	17.7	7.4	181	2,709
	5	ｱﾐﾝｵｷｻｲﾄﾞ113	非(ｲｵﾝ) 界面活性剤	柔軟剤	4,300	11	150	13.6	92.8	10.8	46
	6	ｼﾘｺｰﾝ779-83000	ｼﾘｺｰﾝｴﾏﾙｼｮﾝ	柔軟剤	1,000	14.6	203	13.9	91.9	16.4	16
D	D1	ｲﾙﾐﾝ-NSP		蛍光染料（緑白）	1,000	20.3	855	42.1	6.2	802	802
	2	ｼﾝﾀｰ7		湿板き剤	330	54.5	38.1	0.70	85.2	5.8	2
	3	ﾌﾛｰ97616	植物性せっけん	ｿｰﾋﾟﾝｸﾞ	3,000	1,090	243	0.14	87.0	31.6	97
	4	ﾀｲﾄﾛｻﾝﾀｰ	ｱﾙｷﾙｴｽﾃﾙ	柔軟剤	21,700	143	46.5	0.33	70.6	13.6	295
	5	ﾀｲﾄｰﾋﾞ	酵素ｱﾚﾙｰﾋﾞ	湿板き剤	2,800	44.7	128	2.82	66.5	42.2	114
E	E1	GOP-01H		助剤	33,714	12.8	143	11.2	10.4	128	4,320
	2	TC-194	特殊高分子化合物	柔軟剤	22,840	478	74.1	0.16	97.2	2.1	47
	3	ﾃｴﾀｰ8		柔軟剤	17,000	5.0	88.9	13.8	91.9	5.6	100
	4	ﾄﾚﾌｫｰﾙ		抱剤	54,750	135	495	3.67	58.9	198	10,807
	5	ﾋﾒﾉﾚｰﾄﾞCS		助剤	10,370	1.0	31	31.0	(-)*	31	322
	6	ﾋﾒﾉﾝ-6		洗剤	7,200	4.3	185	43.0	3.7	178	1,283
	7	強色酸ﾀｰ8		助剤	43,465	145	118	0.80	95.4	5.3	232
	8	ﾌﾛﾗﾝﾀｰﾝ		助剤（粗剤し）	38,517	87	37.4	0.43	89.0	11.6	447
	9	ﾍﾞﾀｰCS	酵(ｲｵﾝ) 化合物	柔軟剤	6,770	10.9	77.6	7.12	90.6	1.1	8
	10	ﾎﾝﾀｰ6		洗剤	1,350	127	245	1.93	80.8	96.0	130
	11	ﾜｷﾀｰ880	陰(ｲｵﾝ) 化合物	助剤	91,210	2.4	57.7	24.0	2.2	56.4	1,701
F	F1	Flｺﾛﾝ		ﾌﾗﾝ用SG剤	13,728	67.5	106	1.57	41.3	62.2	854
	2	TR-100		ﾕﾆﾛﾙ用SG剤	11,116	2.7	88.5	25.4	24.8	51.6	574
	3	ｿﾙﾄﾗﾝNT-TG	蛍色ｻﾝ錯塩	染色用助剤	7,750	0.5	5.7	11.4	57.8	2.4	19
	4	ｶﾀｲﾄﾝBX	第4 級ｱﾝﾓﾆｳﾑ塩	ﾌﾗﾝ用柔軟剤	24,810	11.1	211	19.0	(-)*	211	5,194
	5	ﾋﾒﾉﾝP-E280	陰(ｲｵﾝ) 化合物	ﾕﾆﾛﾙ用柔軟油剤	2,578	418	78.3	0.19	62.8	29.1	75
	6	ﾋﾒﾉﾝP00	非(ｲｵﾝ)-陰(ｲｵﾝ) 界面活性剤	ﾌﾗﾝ用柔軟油剤	818	660	244	0.37	30.0	171	139
	7	ｻﾝﾄﾛﾙAR	陽(ｲｵﾝ) 化合物	ﾌﾗﾝ用均染剤	28,820	376	25.3	0.067	38.3	16.1	432
F	8	ｻﾝﾌｧﾝﾀｰ10		ﾌﾗﾝ用柔軟剤	3,000	103	749	7.27	85.5	109	326
	9	ﾀｲﾀｰﾑ-LB-PS		ﾕﾆﾛﾙ用均染剤	1,404	19.7	213	10.8	25.7	158	222
	10	ﾀﾙﾀｰ447	万番旗1-76化合物	蛍色助剤	357	781	373	0.47	6.7	348	124
	11	ﾀｰﾄﾛﾝ	陽(ｲｵﾝ) 化合物	ﾄｲﾛﾝ用綿繊油剤	400	48.6	7.3	0.15	53.1	3.4	1
	12	ﾀﾛﾝ0248	陽(ｲｵﾝ) 活性剤	ﾄｲﾛﾝ用綿繊油剤	1,106	201	71	0.35	7.3	66.8	74
	13	ﾆｭｰﾀﾛﾝBS	非(ｲｵﾝ)-陰(ｲｵﾝ) 界面活性剤	ﾄｲﾛﾝ,ﾚｰﾖﾝ用均染剤	510	183	295	1.61	14.1	253	129
	14	ﾊｲﾊﾟｰBC	ｵｷｼｴﾁﾚﾝｸﾞﾘｺｰﾙｴｽﾃﾙ-76	ｿｰﾋﾟﾝｸﾞ 剤	8,430	138	181	1.31	63.0	67.0	183
	15	ﾊｲﾛﾝE	第4 級ｱﾝﾓﾆｳﾑ塩	ﾌﾗﾝ用均染剤	1,275	157	234	1.49	47.6	123	156
	16	ｾﾙﾛｿﾙ-40MA	脂肪族ｴｽﾃﾙ	ﾕﾆﾛﾙ用分散剤	3,900	19	232	12.2	2.6	226	859
	17	ﾍﾟｰﾀｰ416	ｲｵﾝ誘導体	ﾌﾗﾝ用柔軟剤	1,022	1.4	122	87.1	98.4	10.6	17

*:(-) は生分解度ﾏｲﾅｽを示す

し毒性を有しているため汚泥の一部が死に溶解したためと考えられる。

表－４には各薬剤毎にＨＢ－ＣＯＤ濃度と年間負荷量を示している。生分解度がマイナスの薬剤についてはＣＯＤ＝ＨＢ－ＣＯＤとした。ＨＢ－ＣＯＤ濃度が200 mg/g以上の薬剤は９あり，用途としては蛍光染料，糊料，均染剤，緩染剤等で特定用途に片寄ることはない。各工場でＨＢ－ＣＯＤ負荷量の高い薬剤は異なっており，Ｂ工場では非イオン化合物を主要成分とする染色助剤，Ｃ工場では捺染等に用いられる糊剤，Ｄ工場では蛍光漂白剤，Ｅ工場では糊剤，Ｆ工場では緩染剤が各々負荷量が多い。今回の調査では糊剤の負荷が高く，表－４のＨＢ－ＣＯＤ負荷の総量のうち53％を占めていた。



図－３　生分解度試験時のTOCとCODの変化量(添加薬剤　Ｆ－４)

表－５　各工場のＣＯＤ，ＨＢ－ＣＯＤ負荷量

	COD (D) 負荷量(kg/年)		HB-COD 負荷量(kg/年)	
	薬剤	実測	薬剤	実測
B	6,240	16,550	4,170	5,500
C	29,940	67,900	13,900	36,980
D	2,960	29,530	1,310	5,970
E	65,360	161,630	27,450	55,050
F	13,190	8,640	9,360	2,630

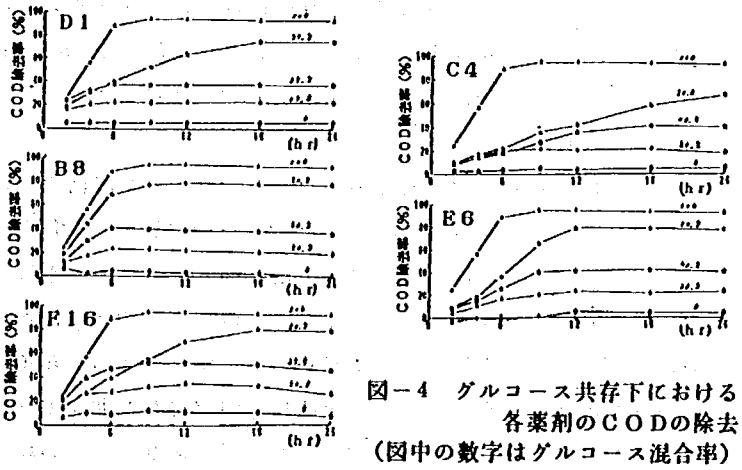
各工場のＣＯＤ，ＨＢ－ＣＯＤの年間負荷量を表－５に示す。表中の「薬剤」は表－４より，「実測」は表－３から求めている。表－５をみるとＦ工場以外はいずれも「薬剤」の値が「実測」の値より小さくなっている。この原因として，今回の調査では全ての薬剤を対象としていないこと，工場排水中には薬剤由来以外のＣＯＤ成分が含まれていること等が考えられる。薬剤以外に由来するＣＯＤとして繊維が考えられる。繊維から溶出するＢＯＤとＣＯＤを調べた結果を表－６に示す。ＣＯＤの溶出量が大きいのはタオル生地であり，100ｇ当り1.52ｇのＣＯＤが溶出している。

表－６　繊維から溶出するＢＯＤ$_5$およびＣＯＤ$_{Mn}$

試料	先染ツイード	後染用ニット	後染用毛布	後染用起毛物	タオル生地
BOD	53.8	713	155	313	666
COD	104	683	255	295	1,520

（浴比１：10，30分煮絞，GF/Bろ過）　（単位mg/100g）

今年度調査した薬剤のうち特に生分解度の低かった５つの薬剤（Ｂ８，Ｃ４，Ｄ１，Ｅ６，Ｆ16）についてグルコースとの共存下でＣＯＤがどのように除去されるかについて実験を行なった。実験では薬剤とグルコースとをＣＯＤ（Ｄ）濃度に基づき５段階の混合率を設けて行なった。結果を図－４に示す。図中の「100」はグルコースのみ，「０」は薬剤のみを表わしている。グルコース混合率100％のものはＣＯＤ除去率90％以上を示しているが，混合率０のものは除去率10％以下である。混合率が20，40，80％のものについては，除去



図－４　グルコース共存下における各薬剤のＣＯＤの除去
(図中の数字はグルコース混合率)

率と混合率がほぼ一致する結果となっており，グルコースのみが除去されたと考えられる。

このことから生分解度の低いＣＯＤ成分はグルコースのような生物分解されやすい成分と混合されても分解度の向上を期待することは難しいといえる。

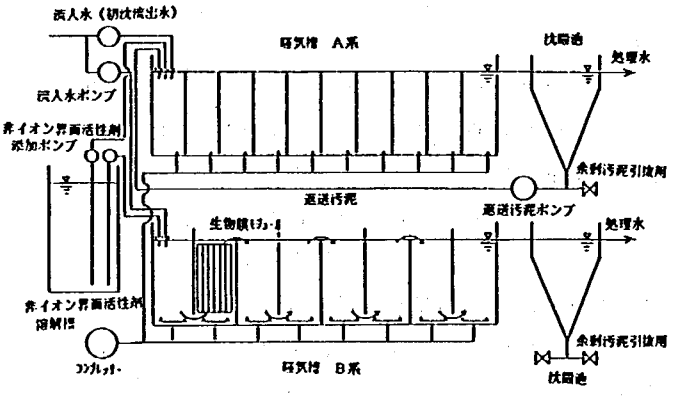
3.2 非イオン界面活性剤を含む下水の処理実験

通常，下水処理場の流入下水中に含まれる非イオン界面活性剤の濃度は，約3mg/ℓといわれているが，昨年度の調査で工場排水の流入の多い処理場で20mg/ℓを越える値を示していた。非イオン界面活性剤は分解性が悪いといわれており，処理水のＣＯＤを高める原因のひとつと考えられる。

ここでは，この非イオン界面活性剤に着目して，既存の下水処理施設でどの程度の除去が可能であるのかについて，実下水を用いて実験を行った。

3.2.1 調査方法

家庭下水を主として受け入れている下水処理場に図－5に示す小型実験装置2基（A系：浮遊法，B系：生物膜法）を設置して行なった。各装置の主要諸元は表－7に示すとおりである。原水には当処理場の初沈流出水を用い，これに非イオン界面活性剤を20 mg/ℓになるように添加した。非イオン界面活性剤は，ポリオキシエチレンアルキルフェノールエーテル，重合度n＝17.5のものを用いた。実験条件を表－8に示す。A系ではＳＲＴの処理に及ぼす効果を見るために，高水温期と低水温期のそれぞれにＳＲＴを10日と20日とに変えて運転を行なった。B系では，流入水量（滞留時間）を2段階に変えて，同様にその処理の及ぼす効果を検討した。水質分析は，週1～3回の頻度で定時に採取したグラブサンプルについて行なった。分析法は，非イオン界面活性剤をＪＩＳＫ0102（1982）に拠った他は下水試験方法（1974）に準じた。



図－5 フ ロ シ ー ト

表－7 装 置 諸 元

		A系	B系
好気槽	槽数	1槽	8槽
	容積	107ℓ	169ℓ
	生物膜モジュール	－	ポリエチレン製網基材（13mmﾋﾟｯﾁ）180mm×170mm 5枚（1槽当たり）
沈殿池容積		46ℓ	46ℓ

表－8 実 験 条 件

実験区分	系	水温 ℃	流入水量 mℓ/min	活性剤添加量 mg/ℓ	返送率 %	SRT B	好気槽滞留時間 hr
1	A	高	210	20	25	10	8
	B	〃	140	〃	－	－	20
2	A	〃	210	〃	25	20	8
	B	〃	280	〃	－	－	10
3	A	低	210	〃	25	10	8
	B	〃	140	〃	－	－	20
4	A	〃	210	〃	25	20	8
	B	〃	280	〃	－	－	10

3.2.2 実験結果

表－9に実験期間中の処理場のＣＯＤと非イオン界面活性剤の分析結果，表－10に各実験区分ごとの水質分析結果（各実験区分での平均値）を示す。流入水のＣＯＤ濃度はA系，B系ともに全期間を通じて70 mg/ℓ前後の値であった。このときの初沈流出水のＣＯＤは約46 mg/ℓであり，流入水ＣＯＤとの差が添加した非イオン界面活性剤由来のＣＯＤである。実際に今回使用した非イオン界面活性剤のＣＯＤ原単位は，1 g･O_2/g･活性剤であり，上記の結果とほ

ほ一致する。処理水ＣＯＤ・Ｄは，系列ごとに見ると運転条件による大きな相違は認められず，Ａ系で10～12 mg/ℓ，Ｂ系で14～18 mg/ℓという結果であった。ただ系列間では若干の違いがあり，全体的に浮遊方式（Ａ系）の方が低い値を示す傾向があった。非イオン界面活性剤についてもＣＯＤと同じような傾向が見られ，初沈流出水の濃度が約3 mg/ℓで，流入水が約23 mg/ℓとなり，処理水についてもＡ系で1.4～2.0 mg/ℓ，Ｂ系で2.1～3.1 mg/ℓと系列間で若干違いがある。非イオン界面活性剤が約20 mg/ℓ前後除去されているが，実際に生物学的に酸化，分解，あるいは吸着等による除去であるのかは不明である。

表－9　処理場のＣＯＤと非イオン界面活性剤

	初沈流出水	2次処理水
COD	39.8～57.1 45.9	7.1～10.8 8.8
非イオン界面活性剤	2.4～4.2 3.1	0.8～1.5 1.2

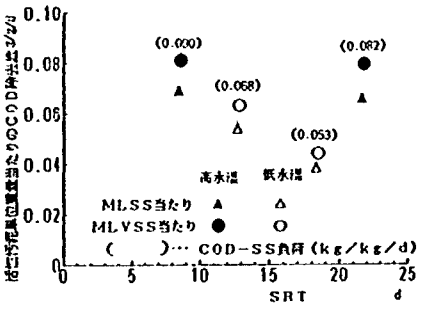
単位：mg/ℓ　上段：範囲　下段：平均
※実験区分1～4の期間中の値

表－10　水質分析結果

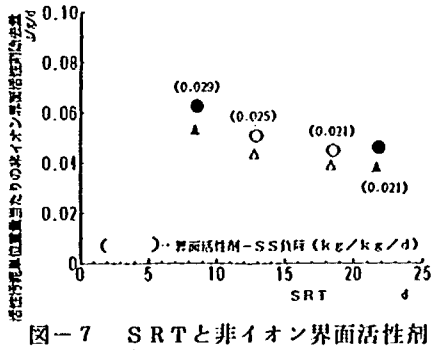
実験区分			1		2		3		4	
系列			A	B	A	B	A	B	A	B
流入水	水温		22.9	22.9	20.1	20.0	17.4	17.4	16.0	16.0
	BODATU		61.6	59.7	103.0	95.4	101.0	101.0	98.3	104.0
	COD	T	65.2	66.9	78.9	74.7	66.1	67.5	67.2	73.2
		D	40.7	44.2	42.5	47.1	43.9	47.9	43.1	47.5
	非イオン界面活性剤		21.2	24.3	20.0	20.9	23.9	25.3	25.2	26.9
	SS		68.9	59.5	78.2	63.7	64.0	51.4	72.5	53.4
	アルカリ度		193	101	195	194	188	192	193	195
	K-N-T		25.95	25.95	26.81	26.92	29.76	29.49	31.06	31.70
	NO1-N		0.03	0.02	0.10	0.02	0.08	0.06	0.08	0.06
	T-P-T		3.79	3.72	4.16	4.09	3.82	3.53	3.81	3.81
処理水	BODATU		8.8	7.6	9.5	11.1	7.3	8.0	9.4	9.8
	COD	T	15.4	15.8	15.9	24.1	13.9	16.4	18.7	21.9
		D	10.2	13.9	12.0	17.5	11.6	17.6	11.5	16.3
	非イオン界面活性剤		2.0	2.3	1.7	2.6	1.9	3.1	1.4	2.1
	SS		7.0	3.9	8.1	5.1	8.2	3.8	10.6	7.3
	アルカリ度		51.0	99.5	47.5	149	46.0	143	49.3	159
	K-N-T		2.20	10.94	3.18	19.07	2.35	10.59	5.70	22.46
	NO1-N		15.17	9.01	14.38	6.71	16.74	5.21	17.61	5.83
	T-P-T		2.53	3.37	3.28	3.34	2.91	3.15	3.13	3.15

単位：mg/ℓ　BODATU：測定時にATU 1mg/ℓを添加　NO1-N：(NO2＋NO3)-N

図－6，7は活性汚泥単位重量当り1日に除去されるＣＯＤと非イオン界面活性剤のＳＲＴとの関係を示したもので，各実験区分の平均値を表わしている。全体の傾向として，ＳＲＴが長くなるに従って汚泥単位重量当りの除去量が減少してくる。しかし，汚泥単位重量当りの負荷が小さくなるにつれて，その除去量が低下する傾向も認められる。つまり，今回の調査でＳＲＴを長くした場合に見られた汚泥単位重量当りの除去量の減少が，実際に汚泥の活性を有する割合が減少したためなのか，あるいは汚泥当りの負荷が小さくなったための見かけ上の現象なのかは明らかでない。図－8は生物膜法における滞留時間ごとの単位生物膜当り1日に除去されるＣＯＤ量および非イオン界面活性剤量を示している。滞留時間（あるいは負荷率）の処理に及ぼす効果は必ずしも明確でない。これは，検討を行なった滞留時間の範囲がそれほど広くないこと

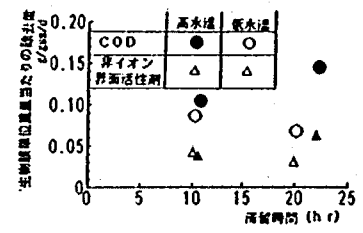


図－6　ＳＲＴとＣＯＤ除去量との関係

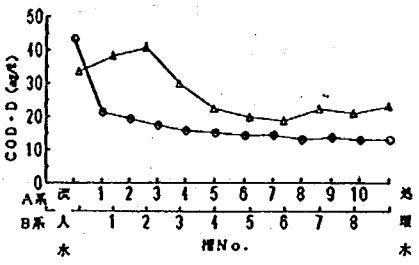


図－7　ＳＲＴと非イオン界面活性剤除去量との関係

に加えて生物膜量測定の困難さ，また，測定された生物膜のうち活性を有する部分が不明であること等もその原因となっていると考えられる。図－6，7と単位生物量当りの除去量を比較すると，



図－8　滞留時間と生物膜単位重量当たりの除去料との関係



図－9　ＣＯＤの槽別変化

条件によって幾分異なるが，ＣＯＤ，非イオン界面活性剤ともに生物膜法の方が高い値を示した。各実験装置内の流下方向のＣＯＤ・Ｄの変化を図－９に示す。Ａ系では第１槽目でほぼ除去が完了し，それ以降の槽での減少は極めて小さいのに対し，Ｂ系では流入端での顕著な減少傾向は認められず，流下するにつれて徐々に除去されていた。この図は実験区分２の時の値を示したもので，この傾向は他の実験区分でも見られる。

6．リンの除去に関する調査

三次処理研究室　室　長　野池　達也
研究員　小越　真佐司
清水　俊昭
小泉　秀一
諏訪　守

1．調査の目的と必要性

今日，瀬戸内海や琵琶湖などの停滞水域における富栄養化が社会的な問題となっている。富栄養化の原因物質としては窒素，リンの寄与する所が大きいといわれている。下水道の整備に伴ない停滞水域へ流入する窒素，リンのうち下水処理水に由来するものの割合が高くなることが予想され，水域によっては下水処理水中の窒素，リン濃度をより低く抑える必要性が指摘されており，栄養塩類の除去技術の確立が期待されている。本調査は栄養塩類のうちリンを対象とし，その除去手法の確立，設計及び維持管理上の問題点を解明することを目的としている。

2．昭和58年度までの調査結果

55年度までの調査結果は，石灰凝集沈殿法および金属塩凝集沈殿法による除去に大別される。

石灰凝集沈殿法では主として有機物，リン等の除去状況を明らかにするとともに，凝集沈殿により生じた石灰汚泥からの生石灰回収法の調査を行った。また処理系へのリンの負荷の回帰が大きい汚泥系循環水や生下水への適用についての調査を行った。金属塩凝集沈殿では主として各種金属塩凝集剤の性能比較を行い，硫酸バン土が最も優れていることを明らかにするとともに，リン除去効率改善のためのモル比制御，pH制御の有効性，硫酸バン土汚泥の返送の有効性，固液分離方法等種々の因子を取り出しその効果を調査した。また再凝集法の実用性，および金属塩汚泥の脱水方法等についての調査も合せて行った。

56年度以降は晶析脱リン法，凝集剤添加硝化脱窒法，生物学的窒素・リンの同時除去法に関する調査を行った。晶析脱リン法は汚泥の発生しない脱リン法として注目されている方法であるが，パイロットプラント実験の結果，種結晶の性能が経時的に劣化し初期の性能が長期にわたって維持できないこと，処理水pHが高いこと，水温の影響があること等の重要な問題点が見出された。凝集剤添加硝化脱窒法は化学的リン除去法と生物学的窒素除去法の組合せによる窒素・リンの同時除去法であるが，最終沈殿池からのSS流出が生じやすい点を除けば十分実用的な方法であることが判明した。生物学的窒素・リンの同時除去法は前年度から調査を開始し，嫌気・好気法と内生脱窒法を組合せた方法では窒素除去は安定して行われたがリン除去は降雨の影響等検討すべき点の多いことが判明した。

3. 昭和59 年度の調査結果

昭和59年度は前年度に引き続き晶析脱リン法に関する調査と活性汚泥による生物学的窒素・リンの同時除去法について調査を行った。

3.1 京都パイロットプラントにおける晶析脱リン法の実用化に関する調査

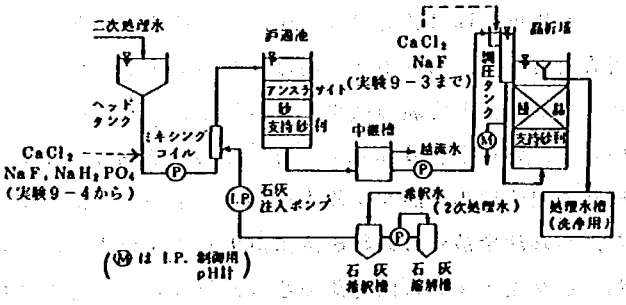
3.1.1 運転条件

今年度は晶析反応槽前段に砂ろ過を設置したプロセスでの長期の処理性能の把握，種結晶の性状の変化および冬期の処理性能を向上させる手法の3点について主に検討した。また，一部を除き全期間にわたって処理性能を向上させるためにカルシウムを添加した。冬期の処理性能向上のためには通水速度の削減，設定pHの上昇，添加カルシウムの増量，フッ素添加などを実施した。今年度全期間の運転条件は表－1に示す通りである。

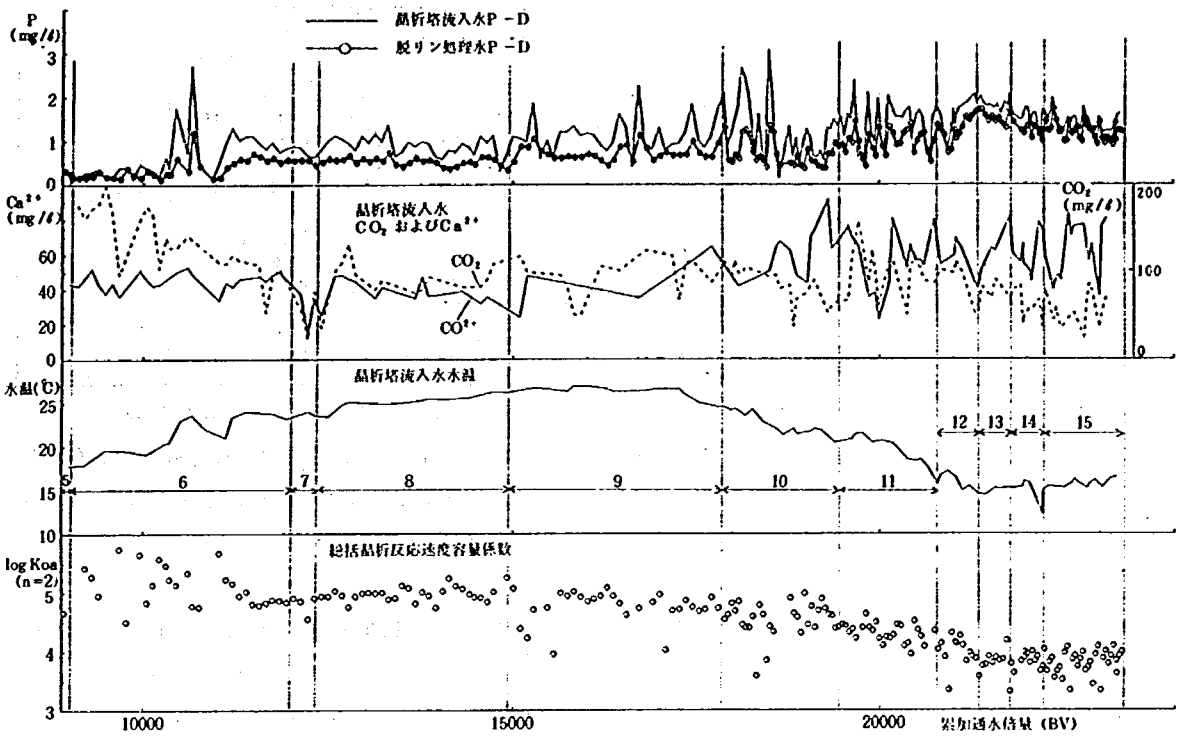
実験区分5～8はカルシウムおよびフッ素の添加効果を検討するために行った実験である。実験区分9はpHの影響を確認するために行った実験，実験区分10はカルシウム添加濃度の影響を確認するために行った実験である。実験区分11以降で冬期の処理性能向上のための手法を検討した。すなわち，実験区分11を標準として実験区分12以降カルシウム添加量を増し，実験区分13以降は設定pHを0.2上昇させ，実験区分14以降は通水速度をSV 2 からSV 1.5に減少させ，実験区分15ではさらにフッ素を2 mg／ℓ の割合で添加した。なお，実験区分10－5以降でリンを0.5 mg／ℓの割合で添加しているのは，例年秋冬期になると生じるリン濃度の大きな変動によって原水リン濃度が0近くまで低下することを防ぐためのものである。また，実験区分9－3以前はカルシウムおよびフッ素の添加位置は晶析塔入口の調圧槽であったが，実験区分9－4以降は原水ラインに設けた薬

表－1 晶析脱リン実験プラント運転条件

実験区分		期間	RUN No	累加通水倍量 (BV)	空塔速度 (SV)	設定pH	Ca添加濃度 (mg/ℓ)	F添加濃度 (mg/ℓ)	P添加濃度 (mg/ℓ)	備考
5		4.3 ～ 4.5	23	8924 － 9021	3.5	9.0	0	0	0	
6		4.10～ 6.24	24－28	－12031	3.87	9.0	10.3	1	0	4.27－5.28停止
7		6.26～ 6.28	29	－12302	3.87	9.0	0	0	0	
8		6.29～ 8.5	30－39	－14999	3.87	9.0	10.3	0	0	7.26－8.16洗浄時
9	1	8.7 ～ 8.12	40－41	－15541	3.87	8.5	10.3	0	0	塩素注入を停止
	2	8.14～ 8.19	42－43	－16083	3.87	8.75	10.3	0	0	
	3	8.21～ 9.2	44－47	－17074	3.87	9.0	10.3	0	0	
	4	9.4 ～ 9.13	48－50	－17886	3.87	9.0	20	0	0	以降Ca 添加位置変更
10	1	9.18～ 9.30	51－53	－18306	2	9.0	20	0	0	(ろ過池前に)
	2	10.5 ～10.11	54－55	－18586	2	9.0	0	0	0	
	3	10.12～10.21	56－58	－18962	2	9.0	10	0	0	
	4	10.23～10.28	59－60	－19242	2	9.0	30	0	0	
	5	10.30～11.1	61	－19382	2	9.0	30	0	0.5	
11		11.2 ～12.20	62－72	－20830	2	9.0	20	0	0.5	
12		12.21～ 1.17	73－77	－21338	2	9.0	30	0	0.5	
13		1.18～ 1.27	78－80	－21758	2	9.2	30	0	0.5	
14	1	1.29～ 2.17	81－85	－22138	1.5	9.2	30	0	0.5	
	2	2.19～ 2.21	86	－22229	1.5	9.4	30	0	0.5	最終ろ過となる
	3	2.22～ 2.24	87	－22234	1.5	9.2	30	0	0.5	
15		2.26～ 3.31	88－97	－23289	1.5	9.2	30	2	0.5	



図－1 実験プラントフローシート及び薬注位置

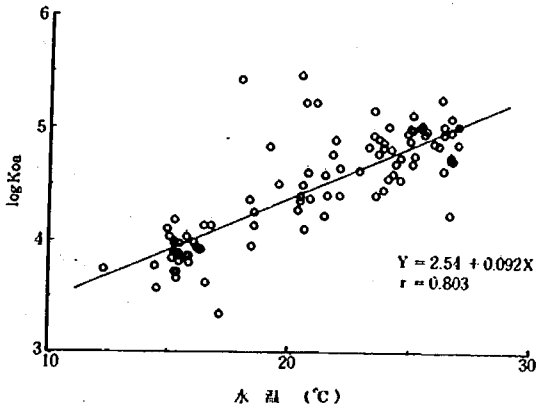


図－２　晶析脱リン実験プラントにおける処理状況（通年）

注口から注入した。図－１にフローシートと共にこれらの薬品注入位置を示した。その他，実験区分７以降は晶析塔の洗浄間隔をそれ以前の標準280時間から標準70時間へと４分の１に短縮し，種結晶表面への有機物付着等を抑制することとした。

3.1.2,　リン除去の状況

本年度の通年の処理状況は図－２の上段のグラフに示す通りである。全体の傾向は前年度と同様で，夏期には比較的安定した処理水リン濃度が得られていたが秋から冬にかけて水温の低下と共に流入水リン濃度の変動が大きくなって，リンの除去も十分行われなくなった。



図－３　水温とlog Koa の関係

晶析塔流入水中のカルシウムイオン濃度とCO_2濃度の状況は図－２の２段目のグラフに示す通りである。本年度は前年度と異なり，原水中のMアルカリ度が秋から冬にかけて低い状態が続いた。また，カルシウム添加を実施したため年間を通じてカルシウム濃度はほぼ40 mg/ℓ 以上に維持され，添加量を増した秋冬期においては平均60mg/ℓ 程度となった。このように，秋冬期においては例年より晶析反応にとって有利な状態となっていたが，水温低下の影響を補うには十分ではなかったようである。

表－2　実験区分6，8，11および15の水質分析結果等

区分		二次処理水 pH	二次処理水 Mアルカリ度(mg/ℓ)	二次処理水 D－Ca (mg/ℓ)	晶析塔流入水 水温(℃)	晶析塔流入水 pH	晶析塔流入水 D－Ca (mg/ℓ)	晶析塔流入水 P－D (mg/ℓ)	脱リン処理水 水温(℃)	脱リン処理水 pH	脱リン処理水 D－Ca (mg/ℓ)	脱リン処理水 P－D (mg/ℓ)	P除去率 (%)	P除去速度 (g/hr/m³)	log Koa
6	平均値	7.03	139	26.8	21.6	8.95	56.0	0.77	21.8	8.71	54.6	0.43	44.2	1.32	5.09
	範囲	6.68 ～ 7.23	116 ～ 155	22.3 ～ 30.6	17.9 ～ 24.4	8.75 ～ 9.15	49.5 ～ 62.3	0.09 ～ 2.71	17.7 ～ 24.4	8.32 ～ 9.01	47.8 ～ 59.2	0.14 ～ 1.17			
8	平均値	6.66	93.5	23.3	25.3	8.80	48.4	0.93	25.5	8.47	51.3	0.52	44.1	1.59	5.01
	範囲	6.35 ～ 7.00	71.4 ～108.4	22.5 ～ 24.1	33.4 ～ 26.3	8.66 ～ 8.93	48.1 ～ 48.7	0.31 ～ 1.36	23.8 ～ 26.6	8.18 ～ 8.73	50.0 ～ 52.6	0.34 ～ 0.73			
11	平均値	6.77	95.3	26.9	19.2	8.68	56.9	1.33	18.8	8.48	55.9	0.96	27.8	0.74	4.25
	範囲	6.35 ～ 6.98	49.8 ～142.4	21.0 ～ 31.8	15.7 ～ 21.5	8.15 ～ 8.84	47.4 ～ 72.8	0.53 ～ 2.36	15.2 ～ 21.3	8.21 ～ 8.66	47.2 ～ 69.2	0.43 ～ 1.44			
15	平均値	6.21	40.9	22.4	15.7	8.74	72.4	1.34	15.5	8.76	72.6	1.11	17.2	0.35	3.86
	範囲	5.85 ～ 6.50	27.4 ～ 50.8	19.5 ～ 24.6	15.2 ～ 16.5	8.00 ～ 9.07	64.2 ～ 82.8	1.18 ～ 1.69	14.9 ～ 16.3	8.50 ～ 8.95	68.2 ～ 80.8	0.91 ～ 1.45			

図－2の下段のグラフは総括晶析反応速度容量係数(Koa)の対数の経時変化を示したものであり，年度後半では水温の低下と共に減少する傾向があきらかである。図－3は水温とlog Koaの相関を示したもので，pH，Ca濃度，Mアルカリ度等の異なるデータを全て含んでいるにもかかわらずかなり高い相関々係を示しており，水温の影響が卓越していることを示すものと考えられる。

3.1.3　フッ素添加の効果

表－2は同じ実験条件の運転を比較的長く続けた実験区分の結果を示したものである。ここに示した結果のうち実験区分6では実験区分8より低水温でMアルカリ度が高いけれども脱リン効率は実験区分8と同等である。この両区分間の設定条件の違いはフッ素添加の有無だけであり，フッ素添加によってリン除去性能が向上したものと思われた。

一方，実験区分15は実験区分11よりpHを0.2上昇させたり，フッ素添加を行ったりした区分であるが，脱リン効率は区分11より劣っている。表－2より，この両区分間では，他に，Mアルカリ度の点でも区分15の方が有利であったことがわかる。このように区分6と15で相異なる結果が得られたことから，フッ素添加が晶析脱リン反応にプラスの影響を与えるかどうかについては今後室内実験等で検討し明らかにする予定である。

3.1.4　pH，SVおよびカルシウム濃度の影響

表－3は，実験区分9－1～10－4の結果を示したものである。実験区分9－1と3で設定pHは0.5異なるが，その差はlog Koaで0.56となっている。区分9－2は設定pHが8.75で1と3の中間の設定値であるがlog Koaは最大である。これは，このときの原水Mアルカリ度が低かったことによるものと思われるが，定かではない。設定pHで0.5の差に対応するlog Koaの差は56年度の実験でも0.47であったことから，Δ pH＝Δ log Koa と考えることができよう。

実験区分9－4と10－1はSVが異なる他は同じ条件の実験であり，log KoaはSVによって変化しないはずであるから，区分9－4と10－1の間のlog Koaの差は水温やアルカリ度の差によるものと考えられる。なお，SVを3.87から2に

表－3　実験区分9，10の水質分析結果等

区分	晶析塔流入水 水温(℃)	晶析塔流入水 pH	晶析塔流入水 *アルカリ度(mg/ℓ)	晶析塔流入水 Ca^{2+}(mg/ℓ)	晶析塔流入水 P－D(mg/ℓ)	処理水 P－D(mg/ℓ)	P－D除去率(%)	log Koa
9－1	26.6	8.34	89	47	1.02	0.87	14.7	4.31
9－2	26.6	8.63	53	－	1.22	0.63	48.4	4.96
9－3	26.5	8.88	89	－	1.26	0.71	43.7	4.87
9－4	25.4	8.68	103	－	1.47	0.90	38.8	4.71
10－1	23.9	8.67	121	42	1.92	0.91	52.6	4.55
10－2	22.4	8.74	147	51	3.06	1.34	56.2	4.42
10－3	21.7	8.83	84	52	0.85	0.55	35.3	4.60
10－4	21.9	8.72	140	72	0.87	0.53	39.1	4.66

*アルカリ度は二次処理水の値

下げたことによって，リン除去の状況は多少改善され，水温が低下したにもかかわらず，除去率が増加した。

実験区分10－2～4でカルシウム添加率を変えてその影響を検討したが，10－2と3では添加率が10mg/ℓ異なるにもかかわらず流入水中のカルシウム濃度に差が生じなかった。これは，原水のアルカリ度の差に起因するものと考えられる。また，区分10－3と4の間にはカルシウム濃度で20mg/ℓの差があるが，Mアルカリ度の差も大きいため，log Koaの差はほとんどないという結果になったと考えられる。

pH，アルカリ度，カルシウム濃度とKoaの間の関係については今後室内実験や統計解析の手法等を用いて更に検討を進める予定である。

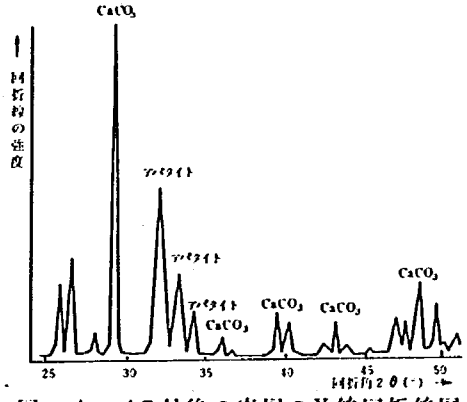
3.1.5　種結晶の変化

表－4は，昨年度交換した種結晶の組成の変化を示したものである。なお，表の最下段は交換前の古い種結晶の組成を参考までに示したものである。

表－4　種結晶の組成分析結果

	Ca	P	Al_2O_3	SiO_2	F	C	V S
使用後1ケ月	34.9	14.6	0.07	3.2	3.22	1.7	2.7
使用後15ケ月	34.4	14.2	0.20	3.4	2.99	2.1	3.0
使用後17ケ月の表面物質	31.5	10.2	0.50	9.9	2.35	4.2	7.1
旧・使用後（27ケ月）	34.4	13.5	0.19	4.3	2.41	2.3	

使用後1ケ月のものと15ケ月のものとの間にはあまり大きな差は見られないが，17ケ月目に採取した種結晶の表層部分だけを剥離したものは，カルシウムとリンの含有率が5％程度減少しており，炭素とけい酸分および強熱減量が増加していた。また，この時のX線回折試験の結果では，アパタイトのピークを上回る強度の炭酸カルシウムのピークが検出された。これらのことから，種結晶の表面には炭酸カルシウムや有機物質の付着が生じていたことはほぼ確実であり，種結晶の性能低化に影響していた可能性は否定できない。



図－4　17月後の表層のX線回折線図

なお，冬期の対策をいくつか実施したにもかかわらず，十分な性能を維持できなかったことについては，種結晶の脱リン能力の経時的な劣化と水温低下とが重なっていたために，経時劣化分を補っただけで水温低下による能力低下分を補えなかったということも考えられるので，今後，同一種晶を継続して使用し，検討を続けることにしている。

3.2　晶析脱リン法に関する基礎的検討実験

3.2.1　水温等の影響因子に関する検討

昨年度に引き続き晶析脱リン法における水温等の影響因子を室内カラム実験において検討を行った。昨年度における実験結果は，水温が10°C低下すると反応速度は2分の1以上低下し，種晶の性能が劣化した状態においてはより大きな影響が現われた。また，反応速度定数log Koaが通水時間の増加に伴い急激な低下を示したが，この原因としては流入原水のリン濃度の負荷変動が大きかったことや，Ca濃度（20～30mg/ℓ）が低かったこと，pH調整に消石灰を用いたために炭酸カルシウム等の不純物も含まれ，晶析反応に悪影響を及ぼしたことなどが考えられた。今年度はこのような

実験結果に基づき，晶析脱リン法の水温とアルカリ度の影響のうち主として水温の影響による除去効率の検討を行った。

(1) 実験方法

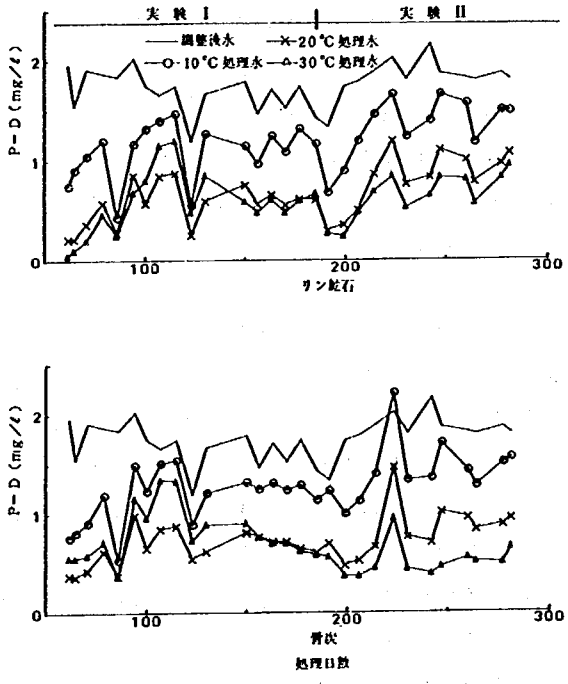
リン鉱石，骨炭をそれぞれ内径 30mm 長さ 0.75mの透明なアクリル製カラム３本に 75mℓずつ充填した。通水方法は下向流で，通水速度は SV 4 （300mℓ/h）とした。原水は蒸留水に，KH_2PO_4，$CaCl_2$，$NaHCO_3$を溶かし，HClによって pH を約７～7.5 に調整したものを用いて，原水を約0.05％濃度の NaOH で pH 9.0 （設定 pH）に調整して各恒温室（ 10℃， 20℃， 30℃ ）に設置したカラムへ流した。採水とカラム洗浄は，１週間に１回程度，洗浄水には蒸留水を用いて，洗浄排水は T－P， Ca，SS などを測定した。

(2) 実験結果

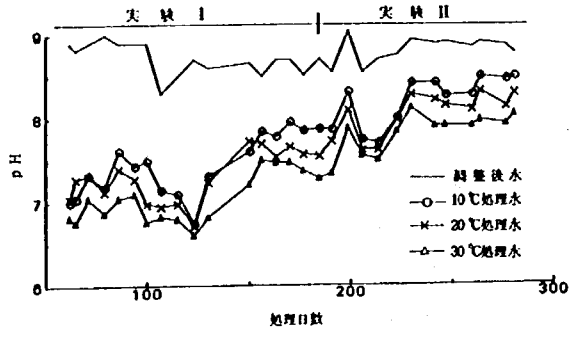
実験データーは，初期吸着期間を除き晶析反応による除去になったと思われる時点からのものを用いた。それぞれ，実験区間をⅠとⅡに分け，Ⅰ区間では設定アルカリ度 20mg/ℓ，Ⅱ区間では 50～ 100mg/ℓ とした。

各温度での溶解性全リン P－Dの除去状況を図－５に示す。処理日数 100 日位までは，各カラムにおいて処理水のP－ D 濃度が不安定である。この原因としては，カラム内の処理水の pH（図－ 6，7参照）が低下したことにより，カラム内のリン酸カルシウムの溶解度が上昇してリンが溶出したことが考えられた。また，処理日数100～120 日付近では，カラム入口付近で pH の急激な低下が生じたことが影響していると思われる。

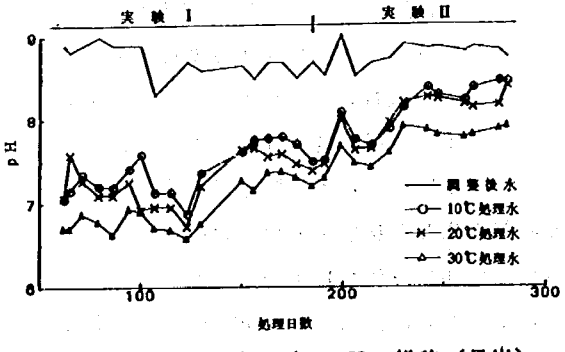
pH の低下については，NaOH の添加方法や添加濃度を0.1～ 0.05％に下げる等の改



図－５ 各温度でのリンの除去状況



図－６ 流入水と処理水のpHの推移（リン鉱石）

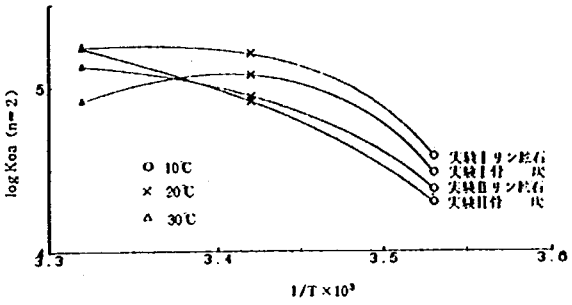


図－７ 流入水と処理水のpHの推移（骨炭）

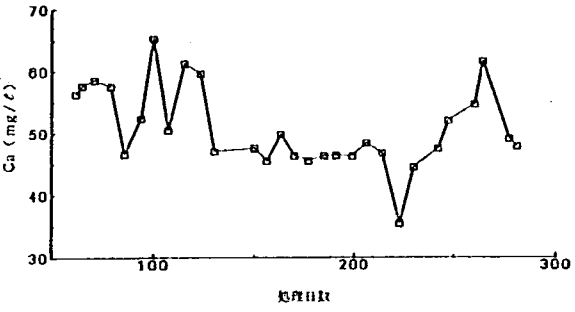
良により防ぐことができた。

P－Dの除去率についてみると，実験Ⅰ区間の温度 10°C 20°C 30°C では，リン鉱石の方はそれぞれ 36%，67%，66%，骨炭ではそれぞれ，31%，61%，53%，実験Ⅱ区間では，リン鉱石，28%，56%，65%，骨炭では，22 %，54%，71% となった。

平均の log Koa を図－8に示す。実験Ⅰのリン鉱石では温度 10°C 20°C 30°C でそれぞれ，4.58，5.21，5.24，骨炭ではそれぞれ，4.48，5.08，4.92，実験Ⅱではリン鉱石，4.38，4.95，5.13，骨炭 4.30，4.92，5.25となった。



図－8　実験Ⅰ，Ⅱ区間での平均 log Koa



図－9　流入水の Ca 濃度の推移

実験Ⅰ区間では，20°C と 30°C の差はリン鉱石骨炭ともに，あまり見られなかった。しかし，実験Ⅱ区間では明らかに除去率，log Koa ともに差が現われている。晶析脱リン法においてはアルカリ度が高い場合，種晶の表面に炭酸カルシウムが生成され晶析反応が阻害されることが知られている。実験Ⅱ区間では設定アルカリ度を上げたために種晶の表面に炭酸カルシウムが生成され，種晶の性能が劣化したものと考えられる。実験Ⅱ区間において実験Ⅰ区間で現われなかった 20°C と 30°C の間のリン除去速度の差が現われたということは，種晶の性能が劣化した状態においては，水温の影響がより大きくなることを示しているものと思われる。

流入 Ca 濃度の変動を図－9に示した。約35～65mg/ℓ の変動があるものの，その変動に伴ってリンの除去効率も変化するという関係はないようであった。

反応速度について，それぞれの設定温度での差がみられた実験Ⅱのリン鉱石では，約 10°C 水温が上昇した場合には反応速度は 2倍，約 20°C の上昇で 2.4倍，骨炭では，約 10°C の上昇で 2.5 倍，約 20°C の上昇で 3.3 倍にもなった。

以上のことより水温の影響は大きなものであり，種晶の性能が劣化した状態においては更に大きくなるものと考えられ，晶析脱リン法を運転してゆく上で，低水温対策は今後の検討課題であると思われた。

3.3　活性汚泥による生物学的な窒素・リンの同時除去

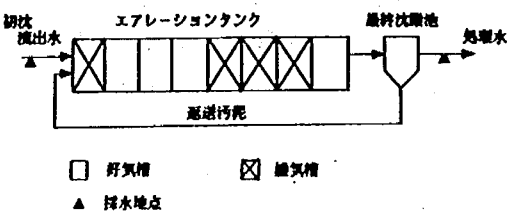
生物学的な窒素・リンの同時除去法について京都パイロットプラントの生物処理施設を用い，図－10 に示す，嫌気・好気法と内生脱窒法を組合せた処理フローで調査を行った。本調査の結果は，窒素除去に関する部分とリン除去に関する部分とを分離して報告することができないため，詳細については窒素除去に関する報告の中で一括して報告することとし，ここには結果の要点だけを述べるこ

ととする。

(1) 内生脱窒法では循環法と同程度のＴ－Ｎ濃度の処理水が期待できる。

(2) 内生脱窒量は流入有機物量の少ない夏期に少なく，Ｔ－Ｎ除去率が夏期に低い原因となった。

(3) ＢＯＤ・ＳＳ負荷 0.05 ～0.25 の範囲では負荷が高い方が処理水リン濃度が低い傾向にある。



図－10 生物学的窒素・リン同時除去法のフロー

(4) 活性汚泥へのリンの取り込みと放出に伴って水中のカリウムとマグネシウムも同じ挙動を示すことが明らかとなり，これらの金属イオンが脱リン反応に寄与している可能性が高いことが判明した。

(5) 本プロセスから発生する汚泥はＳＶＩが高く，沈降性が劣っていた。

(6) 本プロセスの活性汚泥中には $10^9/cc$ の放線菌が確認され，スカムの原因となっているものと考えられた。

4．今後の検討課題

下水中のリン除去に関する本調査は次年度で一応終了することとなっている。今後の一年間に残された課題は山積しているのが現状であるが，将来のリン除去手法の主流となるべき生物学的な除去手法については，60 年度から開始される新たな課題のもとでも継続して調査が実施される予定である。

晶析脱リン法については，すでに述べたように水温以外の影響因子について更に室内実験等を中心にして検討を行い，パイロットプラント実験の結果の解析を加えて，最終的には脱炭酸を行わないプロセスにおける種結晶の耐用期間を明らかにすることが今後に残された課題の一つである。また，脱炭酸を行うプロセスについても現場でのベンチスケール実験等を行い，脱炭酸を行わないプロセスも含めて晶析脱リン法のリン除去手法としての評価を明確にすることが必要と考えられる。

7．窒素の除去に関する調査

三次処理研究室　室　　長　野池達也
主任研究員　谷戸善彦
研　究　員　清水俊昭
小泉秀一
諏訪　守

1. 調査の目的と必要性

下水の一次処理，二次処理により流入下水中の窒素は20～40％除去されるが，それ以上の除去率を得るのは難しいとされている。下水処理水に残留する窒素化合物は閉鎖性水域では富栄養化の原因物質となる可能性を有している。また，窒素化合物のうちでアンモニア性窒素は放流先での溶存酸素の消費，魚類に対する毒性，下流の浄水場における塩素消費量の増加等の問題点を有している。このため放流先の水域の状況によって放流水中の窒素濃度に厳しい基準が課せられる下水処理場が増えるものと予想される。また，下水道の普及に伴ない農山村部に下水処理場が建設されつつあるなかで二次処理水が直接あるいは間接的に利用されるケースも多くなると予想される。本調査はこのような現状をふまえて窒素の物理化学的除去法及び生物学的除去法の確立，設計及び維持監理上の問題点の解明，処理水の農業利用の可能性の検討等を目的としている。

2. 58年度までの調査成果

2.1. 不連続点塩素処理によるアンモニア性窒素の除去

(1) 下水の不連続点塩素処理について室内実験及びパイロットプラント実験を行い，比色式アンモニア連続分析計を用いて塩素添加量をフィードフォワード制御することによりNH_4－N除去率を90％以上に保持できることを明らかにした。

(2) 塩素添加により生成する有機塩素化合物について同定及び定量方法を検討した。

(3) 初沈流出水，二次処理水，急速沪過水，活性炭処理水を用いて塩素添加量と低級有機塩素化合物の生成量との関係について検討した。また，活性炭によるクロロホルムの除去について調査した。

2.2. 選択的イオン交換によるアンモニア性窒素の除去

(1) わが国で産出する9種類の天然ゼオライトを用いて実用化のための一般性状確認試験を行い，その結果，秋田県F鉱山で産出するクリノプチロライトが最も優れていることが分かった。

(2) 下水中に含まれる陽イオンの実測を行い，ゼオライトによるアンモニア性窒素の除去に及ぼす妨害について調査した。この結果特に問題となるのはCa^{++}であることが分かった。

(3) ゼオライトの再生について基礎実験を行い再生方式，再生液量の減少，回収再生液の再生能力，再生ゼオライトの吸着特性について調査した。

(4) パイロットプラントによる機能調査では全窒素の高率除去を行うには二次処理や急速沪過等の前処理の過程で硝化を抑制することが重要である。また，窒素以外でＴＯＣ，オルトリンが20～30％除去できたが，物理吸着であるため継続的除去は期待できない。

2.3. 生物学的窒素除去法

京都三次処理パイロットプラントにおける結果は次の通りである。

(1) エアレーションタンク滞留時間8時間，返送率50％，循環比2，流入水のＢＯＤ／Ｎが3.3～4.5の条件で窒素除去率は60～66％であった。冬期には滞留時間9～10時間とし空気倍率を少し上げることが望ましい。

(2) 効果的に脱窒を行うにはＭＬＳＳを高くする必要がある。夏期2,000 mg/ℓ，冬期3,000 mg/ℓが1つの目安となる。

(3) ステップ法の運転により60％以上の窒素除去率を得ることができたが，処理水にＳＳの流出が多くなった。

(4) 循環法の運転に流量変動を与えた結果，滞留時間8時間ではNH_4－Ｎの流出する時間帯があり，実用化に際しては滞留時間をより長く設定する必要性が認められた。また，冬期にＳＶＩが300近くまで上り，最終沈殿池の管理が重要なポイントであることが指摘された。

(5) 脱窒槽を空気量を絞って撹拌した場合の窒素除去能力は，空気を止めて機械撹拌した場合と比較して違いは認められなかった。

(6) 硝化槽と脱窒槽との間の開口部は運転に支障が生じない限り小さくし，backmixingを抑制することが望ましい。

(7) 返送汚泥率を高めた運転方式にあっては，終沈における脱窒は無視しうる程度であった。

(8) 内生呼吸を利用した脱窒法で，滞留時間12時間（好気6時間，嫌気6時間），返送率50％の条件で窒素除去率56～79％が得られており，循環法に匹敵する結果が得られた。内生脱窒法では脱窒速度は脱窒槽に入る前の曝気時間の影響を受けており，この時間が長い程，脱窒速度が小さくなる傾向がある。

2.4. 下水処理中の窒素が稲作に与える影響

(1) ポット及びライシメーター試験では灌漑水中の窒素濃度が高いほど収量が増加することが確認された。

(2) 圃場規模試験から以下のことが判明した。

イ．灌漑水として平均Ｔ－Ｎ濃度5～7 mg/ℓの下水処理水を用いた場合，基肥を慣行量の半量にすると通常の稲作と同程度の成績を上げうる。

ロ．灌漑水に窒素が含まれていても穂数確保による玄米収量の確保の観点から，生育初期の分けつに大きく影響する基肥はなくすことはできない。

ハ．灌漑水中の窒素が稲作に与える影響は，追肥窒素の有無により左右されない。

ニ．収穫後のわらの窒素含有率は全国平均よりはやや高いが，同化産物の移行障害が問題とな

るほどではない。

3. 昭和59年度の調査結果

3.1. 生物学的窒素除去法

生物学的窒素除去法は，脱窒反応に必要な水素供与体として下水中の有機物を利用する方法とメタノール等の有機物を添加する方法に大別される。前者の中に循環法，ステップ法，内生脱窒法などがあり，当研究室はこれらの方法の実用性について調査を進めてきた。本年度は前年度に引き続き内生脱窒法による窒素除去と生物学的脱リン法とを組合せたフローによる窒素，リンの同時除去の可能性についてパイロットプラント規模での検討を行った。

3.1.1. 調査概要と運転条件

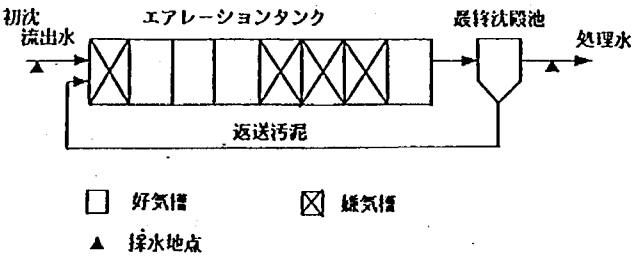
調査は京都三次処理パイロットプラントの生物処理施設を用いて行った。処理フローを図－1に示す。エアレーションタンク8等分されており，各槽25 m³，全体で200 m³の容量を有している。

実験では第1槽，第5～7槽は送気を止め，水中撹拌機で撹拌のみを行う嫌気槽，残りの槽は送気を行う好気槽とした。最終沈殿池は同一容量（50 m³）の矩形並びに円形の沈殿池が各々1池ずつあり，全体としての水面積，セキ長は38 m²，23 mである。実験原水には京都市鳥羽下水処理場の初沈流出水を用いた。

運転条件を表－1に示す。流入水量，好気槽と嫌気槽の配列，返送率空気倍率の条件は年間を通してほぼ同一として運転を行った。

表－1　運　転　条　件

	I '84 1/6～3/30	II '84 4/1～6/30	III '84 7/1～9/30	IV '84 10/1～12/26
流入水量 m³/d	400	400	400	400
滞留時間 hr	12	12	12	12
嫌気	1.5 (6.5)	1.5 (6.5)	1.5 (6.5)	1.5 (6.5)
好気	6	6	6	6
返送汚泥率 %	50	50	50	50
空気倍率 -	10.1	10.1	8.5	9.7
余剰汚泥発生率 %	0.60	0.78	0.76	0.79
水温 ℃	14.0	21.1	26.4	20.2
pH (流入/流出) -	7.00 / 6.89	6.99 / 6.92	6.98 / 6.91	6.86 / 6.72
SVI (流出)	418	374	136	237
MLSS mg/ℓ	2,210	1,870	1,200	1,770
MLVSS/MLSS %	81.2	73.8	75.0	77.3
BOD-SS負荷 kg/kg/d	0.105	0.118	0.097	0.103
SRT d	13.9	14.1	13.4	14.8



図－1　処理フロー

MLSS濃は2,000 mg/ℓを目標としたが，必ずしもうまく保持できない時期があった。調査結果を便宜的に水温の高低により4つの区分（I～IV）に分けて整理した。I～IVの区分は概ね冬，春，夏，秋に対応している。

水質分析は初沈流出水と終沈流出水について原則として週1回の頻度とし，1時間間隔の24時間混合試料を分析に供した。分析方法はリンが混合試薬法，他は下水試験方法（1974）である。水温，pH，SV30の測定は毎日定時（午前10時）に行った。

週1回の定期調査の他，適宜エアレーションタンクの追跡調査，バッチ実験等を行った。

3.1.2. 実験結果

各区分の初沈流出水と終沈流出水の水質の平均値を表－2に，窒素及びリンに関する物質収支と除去率を表－3に示す。

(a) 窒素除去

窒素の除去率は冬期に当たる区分Ⅰが73％で最も高く，夏期の区分Ⅱは51％と最も低く，春，秋期の区分Ⅲ，Ⅳはその中間で60％前後の値となっている。これを処理水のT－N濃度でみると年間を通じて7～9 mg/ℓの範囲にある。

昭和56年度に調査した循環法（滞留時間8時間）の処理結果ではT－Nが8～13 mg/ℓである。滞留時間等の条件が同一でないため厳密な比較はできないが，内生脱窒法は循環法並みの処理水質が期待できると考えられる。

表－3から除去されたT－Nの71～76％が脱窒反応によるものと推定できる。余剰汚泥として引抜かれるT－Nの量は区分Ⅰが最も多く，区分Ⅱが最も少なく，Ⅲ，Ⅳがその中間となっている。脱窒反応による窒素除去量も同じ傾向があり，冬期の方が高くなっている。

表－2　水質分析結果　　単位：mg/ℓ

	Ⅰ		Ⅱ		Ⅲ		Ⅳ	
	原水	処理水	原水	処理水	原水	処理水	原水	処理水
BOD	97.3	12.2	90.7	7.8	57.8	6.9	89.5	6.5
BOD-ATU	-	5.5	-	4.4	-	2.7	-	4.3
CODMn	77.9	18.0	66.2	14.2	48.6	13.3	65.6	15.6
CODMn・D	52.0	12.3	47.0	10.6	31.5	8.6	43.2	11.4
S S	74.6	14.8	67.0	10.4	46.9	14.5	64.1	11.7
K-N	25.63	2.77	22.55	2.62	14.53	1.85	21.22	2.17
K-N・D	-	1.79	-	1.64	12.52	0.99	19.25	1.48
NH4-N	16.3	1.1	15.2	1.4	10.7	0.3	16.2	0.5
NO4-N	-	6.2	-	6.2	-	5.2	-	7.0
T-P	3.21	1.46	3.31	1.89	1.90	1.37	2.79	1.32
T-P・D	-	0.90	-	1.23	1.14	1.07	1.92	1.03
アルカリ度	146.4	64.7	136.9	61.4	118.2	61.3	143.2	62.2

表－3　窒素・リンの物質収支と除去率

	区分	流入量 kg/d	流出量 kg/d	硝気槽－汚泥系での除去量 kg/d	余剰汚泥とともに系外に引抜かれた量 kg/d	汚泥の含有率 %	除去率 %
窒素	Ⅰ	10.32	2.80	2.42	2.01	2.52	73
	Ⅱ	8.02	3.52	5.50	1.32	6.14	61
	Ⅲ	5.81	2.82	2.99	0.75	5.95	51
	Ⅳ	8.49	3.87	4.62	1.28	2.63	57
リン	Ⅰ	1.28	0.58	0.70	0.83	3.09	55
	Ⅱ	1.52	0.28	0.58	0.61	2.53	63
	Ⅲ	0.76	0.55	0.21	0.28	2.38	28
	Ⅳ	1.12	0.53	0.59	0.56	2.52	53

エアレーションタンク追跡調査の結果から第5～7槽の脱窒量（NO_T－Nの減少量）をみると区分Ⅱでは2.0 mg/ℓ前後，区分Ⅳでは4.6 mg/ℓとなっており，夏期には脱窒が不十分な状態にとどまっていることが分かる。この原因としては流入有機物濃度が夏期に低下することが考えられるが，流入有機物と内生脱窒槽での脱窒との関係については分かっていない点が多い。

(b) リン除去

リン除去の状況をみると流入水のT－Pが1.9～3.3 mg/ℓに対し処理水では1.3～1.9 mg/ℓとなっており，T－Pの除去量でみるとⅠが最も高く，Ⅱが最も低くなっており，窒素と同じ挙動を示している。

生物学的脱リンへの影響因子としては，流入水の有機物とリンの濃度，硝化の状況等があげられている。今年度の調査ではBOD・SS負荷，嫌気槽へのNO_T－Nの戻り，各種金属イオンとリン除去との関係について検討を行った。

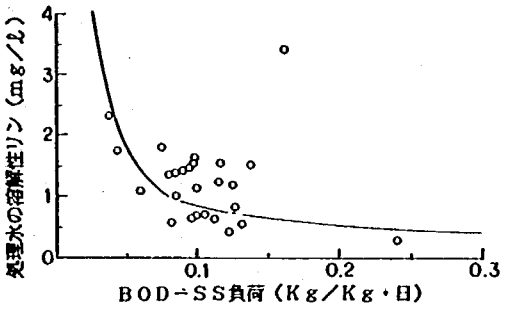
まず，BOD・SS負荷と処理水の溶解性リン濃度との関係を図－2に示す。パイロットプラントの運転条件からデータはBOD・SS負荷0.1前後に集中しているが，負荷が高いほど

処理水リン濃度が低くなる傾向がうかがえる。BOD・SS負荷0.1前後のデータのバラつきについては更に検討を行う必要がある。

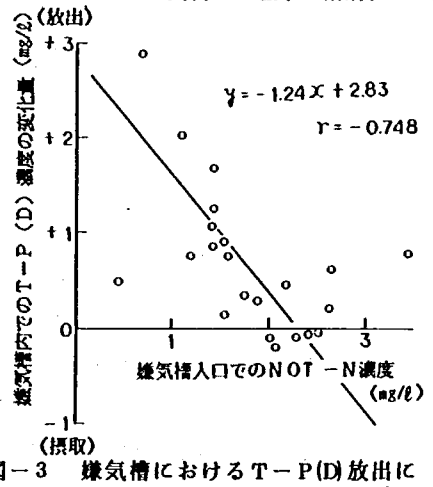
次に第1槽（嫌気槽）へのNOT－Nの持ち込み濃度と第1槽で活性汚泥から放出(あるいは摂取)されたリン濃度との関係を図－3に示す。図－3をみると，持ち込みのNOT－N濃度が高くなるほど嫌気槽でのリンの放出が少なくなり，NOT－Nが2mg/ℓ以上になるとリンの放出がほとんど見られなくなる。硝化を進めるとどうしても返送汚泥を経由して持ち込まれるNOT－N濃度が高くなりがちであり，硝化脱窒と脱リンとを同じ反応槽で行うことの難しさを示している。

脱リン反応と各種金属の関係をみるため，汚泥中の金属濃度を表－4に示す。表中の汚泥Aはリン除去機能が低下した時の汚泥であり，汚泥Bはリン除去が良好に行われている時のものである。両者を比較すると汚泥Bの方がP，Ca，Mg，Kの含有率が高いことが分かる。

Mg，K，Caが嫌気，好気の処理過程でどのような挙動をするかをみるためバッチ実験を行った。この実験は表－4の汚泥Bと初沈流出水とを混合したものを嫌気及び好気の状態におき，各状態での液側，汚泥側の各金属の分析を行ったものである。MgとKの結果について図－4に，Caの結果について図－5に示す。図－4をみるとリンの放出，摂取という挙動に合わせてMgとKが放出，摂取されていることがわかる。このときのリンの変化量（⊿P）とMg，Kの変化量（⊿Mg，⊿K）とは極めて相関が高い。リンの放出及び摂取時における⊿P/⊿Mg（モル比）は3.7と3.6であり，⊿P/⊿K（モル比）は5.8と5.1となっている。循環法で培養された活性汚泥について硝化と脱窒段階でのMgとKの挙動を調べた結果ではMgはいずれの段階でも変化がなかった。Kは硝化段階では変化がなく，脱窒段階で液中への放出ありという結果を得ている。



図－2 BOD－SS負荷と処理水の溶解性リン濃度

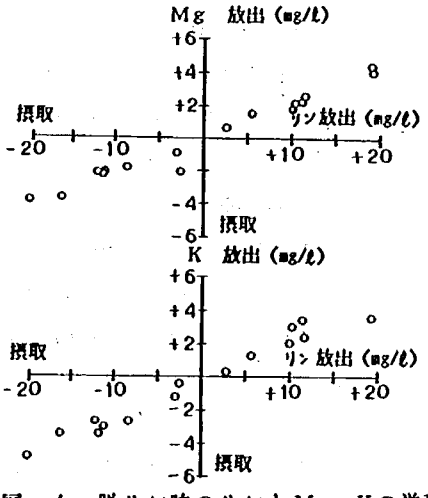


図－3 嫌気槽におけるT－P(D)放出に及ぼすNOT－N濃度の影響

表－4 活性汚泥中の金属濃度

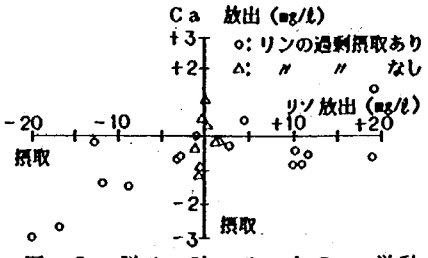
単位：SSに対する%

	P	Ca	Mg	K	Na	Fe	Zn	Al
Sludge-A	2.37	1.14	0.39	0.78	0.45	0.92	0.09	0.50
Sludge-B	3.28	1.48	0.58	1.08	0.32	1.04	0.10	0.39



図－4 脱リン時のリンとMg，Kの挙動

Ca挙動についてはリンの過剰摂取がおきているときと，そうでないときで異なっている。リンの過剰摂取がおきているときにはリンの摂取時にはCaの摂取が平行して生じているが，リンの放出時にはあまり変化がみられない。リンの過剰摂取がおきていないときにはリンがほとんど変化しないのにCaは±1mg/ℓ程度の変化を示している。



図－5　脱リン時のリンとCaの挙動

表－4に示した金属のうちMg，K，Ca以外のものについてはリンの放出，摂取にかかわらず液側濃度の変化はみられなかった。

以上の結果から脱リン反応に寄与している可能性が高いのはMgとKと考えられる。これらの金属がどのようなメカニズムでリンの除去に関与するかについては今後の課題である。

(C)　汚泥性状

本パイロットプラントの活性汚泥はやや解体気味で沈降性が劣っている。表－1に各区分でのＳＶＩの値を示したが高水温期で136，低水温期には418まで上がっている。この値は過年度の循環法，内生脱窒法のＳＶＩより高くなっている。嫌気工程を組み込んだ生物脱リン法の汚泥は沈降性がよいといわれているが，硝化脱窒法と組み合わせた場合には必ずしも沈降性がよくなるとはいえないと考えられる。

今年度の運転結果の中で汚泥について特筆すべき点は嫌気槽（第1，5～7槽）におけるスカムの形成である。スカムの原因については放線菌の増殖と考えている。活性汚泥中に放線菌が多数観察されており，分割培養により混合液1cc中に10^4のオーダーで放線菌を確認した。放線菌については活性汚泥中に10^6/ccのオーダーになるとスカム形成が著しくなるとの報告があるが，本プラントでは1オーダー低い段階でスカムが形成された。

表－5に活性汚泥の生物相を示す。原生動物ではAmoebaが優占となっている。繊毛虫ではAspidisca，Vorticella，Epistylis等が多く，生物相については特に問題がないと思われる。なお糸状性細菌のSphaerotilusはほとんど観察されなかった。

表－5　活性汚泥の生物相

	I	II	III	IV
Protozoa				
Ciliata				
Aspidisca	4120	5450	1270	1150
Vorticella	1470	1140	600	1080
Opercularia	1110	720	140	410
Epistylis	1950	2010	1460	2000
Podophrya	20	60	20	30
Tokophrya		40	10	90
Acineta	40	50	90	90
Lacrymaria	170	50	180	310
Chilodonella	180	10	80	660
Sarcodina				
Amoeba	18790	9320	7550	6670
Arcella	110	3410	270	160
Euglypha	240	30	360	30
Mastigophora				
Bodo, Monas	500	410	90	60
Peranema	80	180	30	30
Anisonema	90	110	110	140
Metazoa				
Notaria	180	110	70	140
Lecane	10	10		30
Trichocerca	30	10		
Cephalodella	140	110	40	
Bacteria				
Zoogloea	cc	c	C	C
Sphaerotilus	r	rr	r-rr	rr

3.2. 下水処理水中の窒素が稲作に与える影響に関する調査

下水道の普及率の向上，地方部における下水道事業実施市町村の増加等に伴い，下水処理水が

直接あるいは間接的に農業利用される機会が今後増加すると予想されている。この場合，最も大きな問題となるのは，下水処理水中に存在する窒素化合物によって農業用水中の窒素濃度が増加し，これを水稲の灌漑水に用いた際，窒素過剰のために育立ち，過繁茂，倒伏等がおこり，収量減の原因となる可能性があることである。このため，灌漑水中の窒素が稲作に及ぼす影響を把握することが重要である。本調査は，下水処理水の直接再利用を想定し，灌漑水中の窒素が稲作に影響を与えない濃度および灌漑水中の窒素の影響を低減しうる施肥法，栽培方法等の検討を目的として実施したものである。

本年度は，前年度にひきつづき，茨城県霞ケ浦浄化センター内の試験圃場を用い，窒素の形態による影響の差異，稲作に悪影響を及ぼさない窒素濃度と施肥法，土壌への窒素蓄積等について検討を行うとともに，食味調査をも実施した。

3.2.1. 調査方法

試験圃場は，1区画が約0.5a（5.85 m×8.82 m）で10区画からなっており，56年3月に茨城県霞ケ浦浄化センター敷地の一部を掘削し，既耕地畑地土壌（茨城県明野町）を60 cm客土して造成したもので，各試験区はコンクリートブロック（地上部20 cm，地下部80 cm）で仕切られた構造となっている。

灌漑水としては，水道水（対照区），霞ケ浦浄化センター三次処理水および処理水に人工的に硝酸ナトリウム又は硫安を添加して窒素濃度（おのおの硝酸態窒素濃度又はアンモニア態窒素濃度）を調整したものを用いた。水管理は，水深が初期には4 cm程度に6月中旬以降は中干し期間（8月3日～8日）を除いて6 cm程度に，中干し期間は1 cm程度になるよう灌漑水の供給を行った。

表－6　59　年　度　実　験　条　件

項目＼試験区			1	2	3	4	5	6	7 対照区	8	9	10
処理条件	灌漑水		下水処理水＋NO_3-N 10mg/l	下水処理水＋NO_3-N 10mg/l	下水処理水＋NH_4-N 10mg/l	下水処理水＋NH_4-N 10mg/l	下水処理水	下水処理水＋NO_3-N 10mg/l	水道水	下水処理水	下水処理水＋NH_4-N 10mg/l	下水処理水
	窒素施肥条件	基肥	切込	半	半	切込	切込	半	切込	半	半	半
		追肥	切込	なし	半	切込	切込	半	切込	なし	なし	半
実験条件	平均T－N濃度 (mg/l)		17.9	18.5	16.0	15.9	8.5	18.3	0.9	8.4	16.0	8.8
	平均NH_4-N濃度 (mg/l)		0.2	0.2	6.8	6.9	0.5	0.2	0.1	0.4	6.8	0.4
	平均NO_3-N濃度 (mg/l)		17.0	17.2	8.2	7.8	7.3	17.1	0.3	7.2	7.9	7.3
	時給水量 (立方m/10a)		1236	945	1010	1144	1046	1002	1029	1052	1041	1011
	窒素流入量 ① (kg/10a)		22.2	17.5	16.2	18.1	8.9	18.3	0.9	8.9	16.6	9.2
	施肥量 窒素 ② (kg/10a)	基肥	5.0	2.5	2.5	5.0	5.0	2.5	5.0	2.5	2.5	2.5
		追肥	3.0	0.0	1.5	3.0	3.0	1.5	3.0	0.0	0.0	1.5
	リン (kg/10a)	基肥	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
		追肥	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－
	カリ (kg/10a)	基肥	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
		追肥	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	窒素施肥量①＋② (kg/10a)		30.2	20.0	20.2	26.1	16.9	22.3	8.9	11.4	19.1	13.2

(注) 基肥は，6月12日に緩代肥の形で，追肥は，6月9日に普通肥の形で施用。

栽培品種はコシヒカリとし，59年4月中旬に播種した3葉期の苗を5月14日に移植した。栽植密度は71.0株/3.3 m²，1株4本とした。

各試験区の実験条件を表－6に，霞ケ浦浄化センターの処理水質を表－7に示す。

灌漑水の窒素濃度については，当初1，2，6区は下水処理水＋NO_3－N 10 mg/ℓ，3，4，9区は下水処理水＋NH_4－N 10 mg/ℓに調整するよう設定したが，結果的には表－6に示す結果となった。

表－7　霞ケ浦浄化センター処理水質

項目	平均濃度 (mg/l)	幅　　巾 (mg/l)
BOD	0.3	(0.1－0.6)
COD	5.9	(4.9－7.4)
S　S	0.4	(ND －1.3)
T－N	8.7	(6.1－13.3)
NH_4-N	ND	ND
NO_3-N	8.1	(5.3－11.8)
T－P	0.44	(0.29－0.76)

(注) 59年5月～59年9月の平均値

一般の水田での用水量は，1作あたり1,200～1,500 m³/10 a 程度とされている。各試験区の総給水量は，試験圃場が4年目を迎え安定してきたことにより940～1,240 m³/10 a・1作とばらつきが非常に少なくなってきている。（前年度は900～4,500 m³/10 a・1作）

なお，本実験では対照区を除く全区で灌漑水を全量下水処理水に依存しているため，窒素以外の有機物，ＳＳ，Ｔ－Ｐ等にも注意を払う必要があるが，ＣＯＤ，ＳＳとも農業用水基準を満たしており，基準値のないＴ－Ｐも低い値であることから，ここで得られた結果については，窒素の影響のみが現われていると判断して整理している。

3.2.2. 59年度の生育経過

5月14日に移植（田植）したあと，活着期および分けつ初期（5月末まで）は平年より平均気温が2°C前後低く，日照時間も短かかったため，分けつが遅れぎみであった。その後，稲体の成長，分けつの盛りである6月下旬に一時気温が低かったが，7月上旬以降は気温も日照時間も平年以上となり，生育は順調に推移した。

3.2.3. 調査結果

(1) 生育過程

表－8に各試験区の出穂日を示す。出穂始，出穂日は1～2日の差があるのみで，ほとんど同時期であるが，穂ぞろい期は対照区と比べ，NH_4－Ｎを添加した区（3，4，9区）では3～5日，NO_3－Ｎを添加した区（1，2，6区）では1～4日，下水処理水を用いた区（5，8，10区）では0～3日の遅れが出た。これは，窒素の影響によって稲の栄養生長（稲体の伸長など）が促進され，生殖生長・成熟が遅れたことによるものかもしれない。

表－8 各試験区の出穂日

項目＼試験区	1	2	3	4	5	6	7 対照区	8	9	10
出穂始 1)	8月6日 (86日)	8月6日 (86日)	8月7日 (85日)	8月6日 (84日)	8月7日 (85日)	8月7日 (85日)	8月7日 (85日)	8月7日 (85日)	8月7日 (85日)	8月7日 (85日)
出穂日 2)	8月9日 (87日)	8月9日 (87日)	8月8日 (86日)	8月8日 (86日)	8月8日 (86日)	8月8日 (86日)	8月8日 (86日)	8月9日 (87日)	8月10日 (88日)	8月10日 (88日)
穂ぞろい期 3)	8月14日 (92日)	8月17日 (95日)	8月16日 (94日)	8月16日 (94日)	8月13日 (91日)	8月16日 (94日)	8月13日 (91日)	8月13日 (91日)	8月18日 (96日)	8月16日 (94日)

(注) 1)全茎数の10～20%が出穂した日
2)全茎数の40～50%が出穂した日
3)全茎数の80%以上が出穂した日
4)（ ）は移植後の経過日数

(2) 収穫時の生育結果

表－9に収穫時における生育項目の調査結果を示す。長さを示す草丈，稈長については，灌漑水の平均Ｔ－Ｎ濃度が，8～9 mg/ℓで，基肥を半量とした8，10区では対照区と差がなかったが，その他の区では丈が長くなった。特に，下水処理水にNH_4－Ｎを添加した3，4，9区においては，対照区と比べ，丈が一割程度長くなった。茎数は，特に8区と10区が少なかったが，この両区は基肥半量施肥，下水処理水灌

表－9 収穫時の生育項目調査結果

項目＼試験区	1	2	3	4	5	6	7 対照区	8	9	10
草丈 cm (%)	114.3 (105)	115.9 (107)	123.4 (113)	126.8 (117)	115.4 (106)	118.7 (109)	108.8 (100)	110.1 (101)	120.7 (111)	108.0 (99)
稈長 cm (%)	89.3 (104)	87.0 (101)	95.6 (111)	97.0 (113)	88.5 (103)	91.9 (107)	86.2 (100)	85.8 (100)	93.3 (108)	84.8 (98)
茎数 本 (%)	15.1 (95)	13.5 (85)	15.1 (95)	16.2 (102)	15.7 (99)	16.1 (101)	15.9 (100)	13.0 (82)	16.9 (106)	12.5 (79)
全穂数 本 (%)	15.1 (95)	13.5 (85)	15.1 (95)	16.2 (102)	15.7 (99)	16.1 (101)	15.9 (100)	13.0 (82)	16.9 (106)	12.5 (79)
有効穂数 本 (%)	14.3 (97)	13.1 (89)	14.0 (95)	15.9 (107)	14.9 (101)	15.3 (103)	14.8 (100)	12.8 (86)	15.5 (105)	11.9 (80)
一穂粒数 粒 (%)	87.3 (109)	92.7 (116)	96.5 (120)	97.6 (122)	83.0 (103)	85.7 (107)	80.2 (100)	88.8 (111)	98.5 (120)	90.8 (113)
維管束面積 (%)	114 (75)	191 (126)	157 (103)	146 (95)	162 (107)	143 (94)	152 (100)	187 (123)	173 (114)	212 (130)

(注) 1.（ ）は、対照区＜7区＞を１００としたときの相対値
2.数値は、水口・中央・水尻の3箇所２７株＜9株×3箇所＞の平均値
3.維管束面積＝第3節間を中心に10㎜幅で固定し、中央に横断した時の維管束面積

源であるため，生育初期の分けつが悪く，基肥不足の影響が最後まで残ったものと考えられる。穂数は，茎数とほぼ一致するため，茎数と同様の結果が得られた。一穂粒数は，すべての区で対照区より多くなった。これは，一穂粒数を決定する生殖生長期（幼穂形成期から開花期までの間）において，灌漑水から窒素が定常的に供給された結果と推察される。座折荷重は，灌漑水の平均T－N濃度が8～9 mg/ℓの5，8，10区においては，対照区より相当大きく，他の区についても1区が特異に低い他は，対照区とほぼ同等かそれ以上の値が得られた。

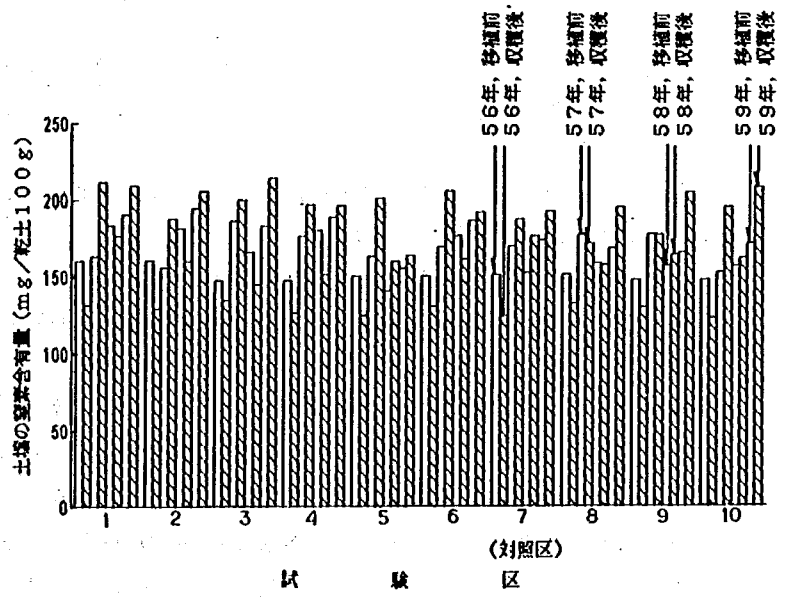
(3) 収穫物調査結果

表－10に収穫物調査結果を示す。稔実不良度合を判断する要素である稔実歩合・登熟歩合については，灌漑水の平均T－N濃度が8～9 mg/ℓの5，8，10区においては，対照区と差はなかった。しかし，下水処理水にNH$_4$－Nを添加した3，4，9区においては，対照区と比べ1割程度小さくなった。玄米収量は，下水処理水にNH$_4$－Nを添加した3，4，9区においては，4～19％程度の増収となった。他の区については10区を除き，ほぼ対照区と同等の収量となった。10区については，基肥不足により初期分けつが悪く，茎数が少なかったことが最後まで影響したものと思われる。品質については，平均T－N濃度8～9 mg/ℓで基肥半量施肥の8，10区は，対照区と同じく一等上であった。下水処理水にNH$_4$－Nを添加した3，4，9区は，収量は多かったものの品質は悪い結果となった。なお，品質検査は，米作農家に依頼した。検査方法は，玄米を適当に抽出し，その玄米の①光沢，②つや，③ひび割れ・虫くいの有無，④粒径の均一度合，を観察し，1等2等の評価をする

表－10　収穫物調査結果

項目＼試験区		1	2	3	4	5	6	7 対照区	8	9	10
稔実歩合	% (%)	86.1 (94)	89.0 (97)	83.9 (91)	81.6 (89)	89.7 (98)	89.9 (98)	91.9 (100)	92.8 (101)	86.0 (94)	91.2 (99)
登熟歩合	% (%)	91.2 (98)	91.9 (98)	84.1 (90)	77.6 (83)	91.0 (97)	83.1 (89)	93.4 (100)	89.9 (96)	82.5 (88)	93.5 (100)
精もみ千粒重	ℊ (%)	25.1 (98)	25.4 (100)	25.4 (100)	25.0 (98)	25.4 (100)	25.5 (100)	25.5 (100)	25.9 (102)	26.0 (102)	26.0 (102)
もみわら比	% (%)	73.6 (94)	79.4 (102)	78.3 (100)	78.1 (98)	69.9 (90)	74.1 (95)	78.0 (100)	93.5 (120)	83.6 (107)	83.0 (106)
精もみ収量	ℊ／㎡ (%)	544.6 (97)	554.0 (98)	585.0 (104)	643.1 (114)	565.8 (101)	607.6 (108)	562.5 (100)	553.3 (98)	674.4 (120)	517.4 (92)
玄米収量	ℊ／㎡ (%)	439.1 (97)	444.9 (98)	470.4 (104)	501.6 (111)	448.7 (99)	487.3 (108)	452.8 (100)	447.6 (99)	538.8 (119)	415.5 (92)
品　質	等	1等	1等	1等下	2等上	1等	1等	1等上	1等上	1等下	1等上

(注) 1.( ) は、対照区<7区>を100としたときの相対値
2.収量は、水口・中央・水尻　3箇所のﾒﾘﾔの平均値
3.その他の数値は、水口・中央・水尻の3箇所27株<9株×3箇所>の平均値



図－6　土壌の窒素含有量の推移

ものである。1等の基準は，(i)玄米に光沢・つやがある，(ii)ひび割れ・虫くいがほとんどない，(iii)80％以上の米粒の粒径が均一で厚みがある，ことであり，それより劣るものが2等米，ひび割れ・虫くいのあるものは等級外となっている。

(4) 土壌の窒素含有量

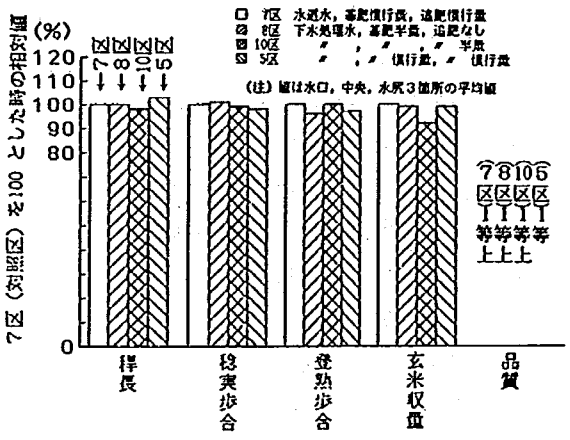
図－6に56年度からの土壌中の窒素含有量の推移を示す。59年度収穫後の土壌の窒素含有量は164～214 mg/乾土100gであり，59年度移植前と比較すると各区ともいくらかの窒素の蓄積が見うけられる。なお，下水処理水を灌漑水として用いた区が対照区より，土壌中の窒素含有量が多いという傾向は見られない。

3.2.4. 考　察

(1) 灌漑水中の窒素が稲作に悪影響を及ぼさない濃度及び施肥方法

対照区（7区）と下水処理水（平均T－N濃度8.4 mg/ℓ，平均NO_3－N濃度7.2 mg/ℓ）を灌漑水とし基肥半量，追肥なしとした8区，下水処理水（平均T－N濃度8.8 mg/ℓ，平均NO_3－N濃度7.3 mg/ℓ）を灌漑水とし基肥半量，追肥半量とした10区，及び下水処理水（平均T－N濃度8.5 mg/ℓ，平均NO_3－N濃度7.3 mg/ℓ）を灌漑水とし基肥慣行量，追肥慣行量とした5区の計4試験区について，比較したものを図－7に示す。比較項目としては，代表として以下をとり上げた。

① 倒伏への影響評価項目
　i）稈長
② 稔実不良評価項目
　i）稔実歩合
　ii）登熟歩合
③ 収量評価項目
　i）玄米収量
④ 品質評価項目
　i）品質



図－7　対照区（7区）と下水処理水を灌漑水に用いた区（8，10，5区）との比較

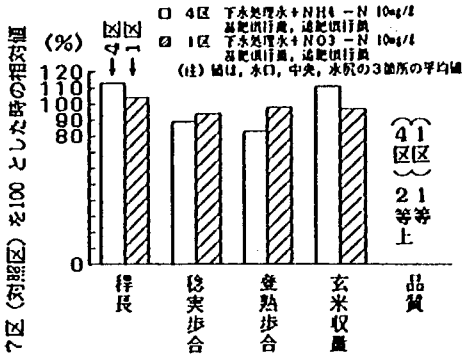
なお，棒グラフは，対照区（7区）を100とした場合の相対値を示した。

8区の場合，登熟歩合が対照区よりやや小さくなっているものの，他の項目は対照区と全く差はない。10区の場合は，稈長，稔実歩合，登熟歩合，品質については，対照区と同等であったが，玄米収量は対照区と比べ，やや減収となった。これは，初期の分けつが不十分で茎数が少なく，その結果，穂数が相当少なかったため，一穂粒数，稔実歩合が大きくても対照区の収量に追いつけなかったものである。5区の場合は，倒伏への影響，稔実歩合，品質とも対照区に比べ，わずかに劣るものの，ほとんど差はないといえる。

以上より，灌漑水として平均T－N濃度8.5 mg/ℓ程度で，その大部分（85％程度）が硝酸態窒素である下水処理水を用いた場合，倒伏，稔実度合，収量，品質に関し，水道水を灌漑水とした場合とほとんど差がないことが確認された。

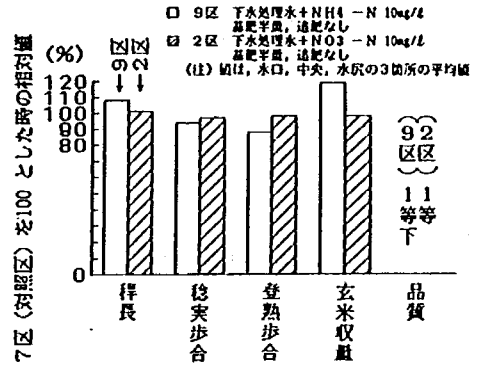
(2) 窒素の形態による影響の差異

同一施肥条件下で，一方は下水処理水に NH_4－N 10 mg/ℓ を添加し，一方は下水処理水に NO_3－N 10 mg/ℓ を添加した4区対1区，9区対2区の2ケースについて，比較したものを図－8－1及び図－8－2に示す。比較項目としては図－7と同様の項目を取り上げた。なお，棒グラフは図－7と同様，対照区（7区）を100とした場合の相対値を示した。



図－8－1 窒素の形態による影響の差異
（（基肥慣行量，追肥慣行量）4区と1区における比較）

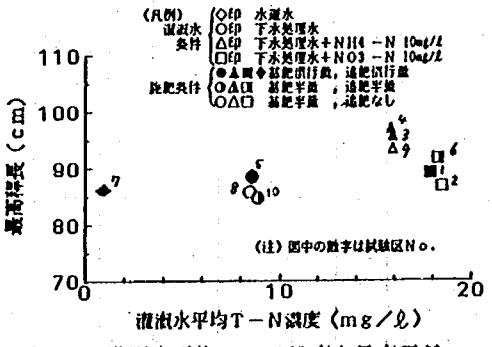
施肥条件が基肥慣行量，追肥慣行量の図－8－1の場合，稈長，稔実歩合，登熟歩合，玄米収量，品質とも，4区と1区の間にはっきりと差異が見られた。NO_3－Nで添加した1区は，いずれの項目も対照区（7区）と比べ，2～6％の差にすぎなかったが，NH_4－Nで添加した4区は，対照区と比べ11～17％もの差が生じた。収量は増収であったが，倒伏のしやすさ，稔実不良度合，品質に関しては，悪影響が生じている。施肥条件が基肥半量，追肥なしの図－8－2の場合も図－8－1よりはやや程度が小さいものの，9区（NH_4－Nで添加）と2区（NO_3－Nで添加）の間でどの項目においても差異が見られた。



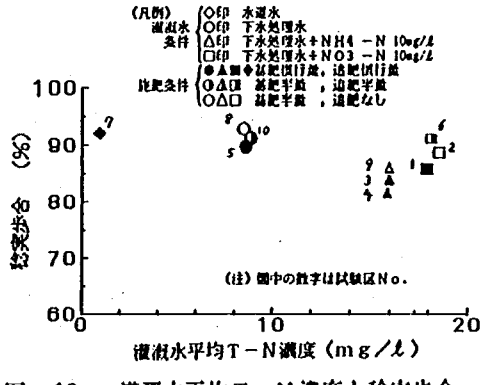
図－8－2 窒素の形態による影響の差異
（（基肥半量，追肥なし）の9区と2区における比較）

以上より，Nの形態として NO_3－Nが中心の場合には，影響がでないような灌漑水窒素濃度及び施肥条件下においても，NH_4－N濃度が高い場合（今回の場合T－N 16 mg/ℓ のうち，NH_4－N 7 mg/ℓ 程度）には，①稈長が長くなり倒伏しやすくなる。②稔実不良が生じる。③玄米収量は増加するが品質が低下する。といった影響が出ることが確認された。これは，NH_4－Nの方が NO_3－Nより稲体への吸収比率が高いことによると推察される。

灌漑水の平均T－N濃度と稲作への影



図－9 灌漑水平均T－N濃度と最高稈長



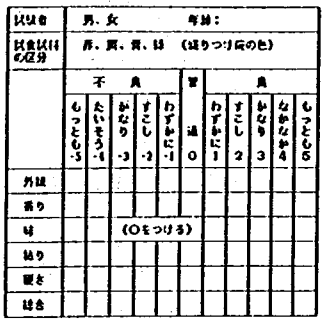
図－10 灌漑水平均T－N濃度と稔実歩合

響評価項目との関係を，窒素の形態別に分けて示したものが図－9，図－10である。影響評価項目としては先に上げた項目の中から，稈長と稔実歩合を取り上げた。各区の値は，水口・中央・水尻の三箇所の平均値とした。

図－9，図－10より，先に述べたことが再確認できよう。即ち，下水処理水を灌漑水として用いた区は，対照区と差のないこと及びNH_4－Nで添加した区は，対照区と比べて差異が大きく，施肥方法の改良（基肥を半量とする等）によってもその差をカバーできないことである。

(3) 食味調査

米の食味は消費者の評価に直接結びつくものであり，重要な品質評価要素と考えられる。本調査は，農林水産省食品総合研究所で開発された「食味試験の方法」に準拠して実施した。調査方法は以下である。



図－11 食味調査アンケート用紙

① 試験米：10種の米を一度に比較することは困難なため，今年度は1区，4区，7区，8区，10区の5区をとり上げ，7区（対照区）を基準米とした。

② 試験者：パネラーは，男子22名，女子10名計32名とした。年令構成は18～60才である。

③ 試験方法：机の上に5種類の米を用意し，順次少量ずつ食べて試食する。その際，基準米のみは明示する。

④ アンケート回答方法：基準米に対する相対比較で回答する。（基準米の点数を0点とする）

アンケート用紙のフォーマットを図－11に示す。

調査結果の総括表を表－11に示す。表－11からわかるように8区については，平均値としては，すべての項目において基準米（対照区の7区の米）を上回った。次に8区を基準に残り3区について，各項目毎に8区と比べて採点値に有意な差がないか，平均値の差の検定を行った。まず，等分散の検定をF検定で行い，次に平均値の差の検定をt検定で行った。その結果を表－12に示す。表－12に示すように10区については，味以外は有意水準5％ですべての項

表－11 食味調査結果総括表

試験区	灌漑水	窒素施肥条件		評価項目（平均値及び標準偏差）											
				外観		香り		味		粘り		硬さ		総合	
		基肥	追肥	平均	標準偏差	平均	標準偏差	平均	標準偏差	平均	標準偏差	平均	標準偏差	平均	標準偏差
1区	下水処理水＋NO_3－N 10mg/l	慣行量	慣行量	0.125	1.827	0.156	1.609	-0.719	1.782	-0.125	2.240	0.344	1.879	-0.563	1.917
4区	下水処理水＋NH_4－N 10mg/l	慣行量	慣行量	-0.750	1.778	-0.750	1.723	-0.969	1.616	-1.094	1.890	-1.063	2.094	-0.938	1.777
8区	下水処理水	半量	なし	0.406	1.829	0.250	1.646	0.438	2.199	0.063	1.845	0.000	1.685	0.188	1.908
10区	下水処理水	半量	半量	0.344	1.606	0.031	1.513	-0.656	1.904	-0.438	2.124	-0.875	1.897	-0.531	1.685
7区（対照区）	水道水	慣行量	慣行量	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

目について8区と有意な差がないという結果になった。また，味もわずかな差であった。1区については，味・粘り以外は8区と差がなかったが，4区は，全項目とも差がないとは言えない結果となった。以上より，下水処理水を灌漑水とし，基肥半量とした8区，10区については，食味の面からも，ほぼ対照区（7区）と差がないことが明らかとなった。

表－12　食味調査における平均値の差の検定結果
（対8区）

		F 値	t 値	等分散の検定結果（F検定）	平均値の差の検定結果（t検定）
外観	1区	1.002	0.615	○	○
	4区	1.058	2.564	○	
	10区	1.163	0.141	○	○
香り	1区	1.047	0.998	○	○
	4区	1.096	2.374	○	
	10区	1.184	0.554	○	○
味	1区	1.523	2.312	○	
	4区	1.852	2.917		
	10区	1.217	2.085	○	
粘り	1区	1.654	0.383		○
	4区	1.320	2.328	○	
	10区	1.667	1.055	○	○
硬さ	1区	1.241	0.771	○	○
	4区	1.544	2.227	○	
	10区	1.267	1.951	○	○
総合	1区	1.009	1.571	○	○
	4区	1.153	2.413	○	
	10区	1.282	1.598	○	○

（注）1. F値（5% 有意）＝1.825　t値（5% 有意）＝1.999
2. ○印は，F＜1.825　t＜1.999 のもので，有意水準5%で差がないと言えるもの。（F検定の場合は等分散、t検定の場合は平均値に差がないと言える）
3. F検定により等分散であり，かつ，t検定により平均値に差のない場合，8区に対して，平均値に差がないと言える。

3.2.5. まとめ

本年度は，下水処理水に人工的に NH_4－N又は NO_3－Nを添加して，窒素濃度を調整したものを灌漑水に用いて，窒素の形態による影響の差異，稲作に悪影響を及ぼさない窒素濃度と施肥方法について検討するとともに食味調査を実施した。その結果，次のことが確認された。

1）灌漑水として，平均T－N濃度 8.5 mg/ℓ でその大部分（85％程度以上）が硝酸態窒素である下水処理水を用いた場合，水稲は灌漑水からの窒素の悪影響をほとんど受けない。

2）窒素の形態として，NO_3－Nが中心の場合には影響がほとんどでないような灌漑水T－N濃度及び施肥条件下においても，NH_4－N濃度が高い場合（今回の場合T－N 16 mg/ℓ のうち NH_4－N 7 mg/ℓ 程度）には，①稈長が長くなり倒伏しやすくなる。②稔実不良が生じる。③玄米収量は増加するが品質は低下する。といった影響がでる。また，その影響は施肥方法の改良によってもカバーは難しい。

3）食味調査の結果，平均T－N濃度 8.5 mg/ℓ 程度（うち NO_3－N 7.2 mg/ℓ 程度）の下水処理水を灌漑水とし，基肥を慣行量の半量とした試験区においては，①外観，②香り，③粘り，④硬さ，について水道水を灌漑水として用いた対照区と有意な差がないことが判明した。また，味についてもほとんど有意差はなかった。

以上の知見が得られたが，将来，下水処理水の農業用水としての再利用を進めていくためには今後，灌漑水として利用可能な窒素の上限濃度，土壌中への長期的な窒素の蓄積，稲体及び土壌への長期的な重金属の蓄積などについて検討する必要があろう。

8．浮遊性物質の除去および再利用に関する調査

三次処理研究室　室　　長　野池　達也
主任研究員　谷戸　善彦
研　究　員　小越　真佐司
諏訪　守

1．調査の目的と必要性

生活環境の保全に係る水質環境基準は，現在，主として水域の溶存酸素不足をまねくＢＯＤ，およびＣＯＤによって定められている，環境基準を維持達成するためには下水処理場からの放流水中の有機物濃度を低く保持することが必要である。しかし従来の生物処理を中心とする二次処理ではその有機物除去能力に限界があり。放流水域によっては付加的な処理が必要とされる。生下水，二次処理水等に含まれる汚濁物質は，浮遊性および溶解性に大別されるが，本調査は，浮遊性物質の除去技術を開発することを目的として，沪過池による二次処理水中の浮遊物除去技術の開発について，主に京都パイロットプラントの急速沪過池を用いて行ったものである。

2．５８年度までの調査結果

二次処理水の急速沪過池による沪過にあたって，沪材構成，沪過方向，流量変動の影響，沪過速度，洗浄方法，洗浄用水等，浄水の沪過とは異った視点で設計，運転されるべき因子に関する調査を行った。また，二次処理水の沪過によって得られる水質を明らかにした。これらの成果の大部分は，土木研究所資料第 1521 号の" 下水二次処理水の急速沪過に関する設計資料" にまとめられている。

二次処理水の沪過とともに，凝集沈殿処理水，硫酸アルミニウム添加活性汚泥処理水の沪過池による沪過に関する実験も行い，二次処理水の沪過との相違点を明らかにした。

更に，塩素添加は下水二次処理水の二層沪過池における沪過において，特にアンスラサイト表面に発生する微生物の抑制手段として有効であることを明らかにした。

５６年度以降は硝化・脱窒法，凝集剤添加の硝化・脱窒法および生物学的窒素・リン同時除去法の各法による処理水の二層沪過池による沪過性の調査を行い，これらの処理水に含まれる浮遊性粒子は，沪過によって除去されやすいこと，沪過によってＮ－ＢＯＤがほとんど除去されること等がわかった。

また，５７年度からは簡易な沪過法の１つとして長毛沪過法をとりあげ，濁質除去性能等について二層沪過池との並列運転によって調査を行い，沪過池より多少除去率等は劣るが大差ない水質の処理水を得られることが判明した。また，沪布の塩素消毒が沪布の寿命を延し，洗浄水量比を少なくすることに関係していることが明らかとなった。

下水道に関連したウイルスについて文献調査し，浮遊物への吸着性，生物処理による除去，塩素・オゾンによる不活化などの項目に分類してレビューした。

3. 59 年度の調査結果

最終年度は京都パイロットプラントにおける沪過実験を中心とした調査を実施した。

京都パイロットプラントにおける実験の目的は，

1）生物学的な窒素・リンの同時除去法による処理水の沪過性の把握（前年度から継続）

2）粗沪材を用いた下向流沪過池の実用可能性の検討

3）長毛沪過法の有効性に関する急速砂沪過法との比較（前年度から継続）の３点を中心としている。

3.1 急速砂沪過法による窒素・リン同時除去処理水の沪過

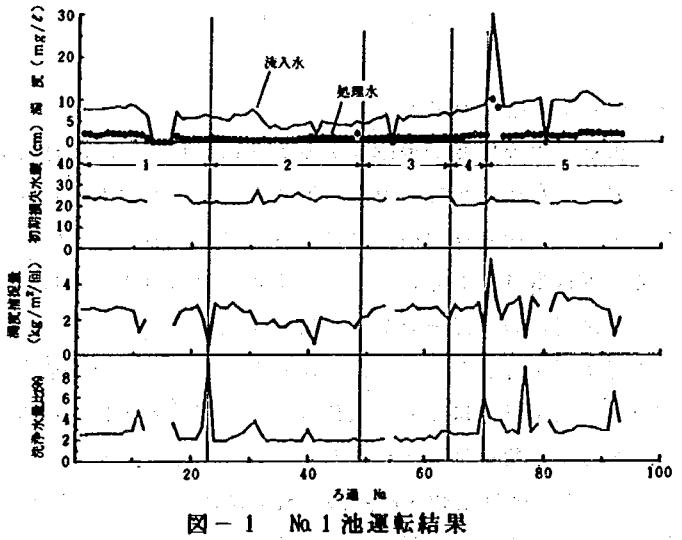
前年度に引続きNo.１池を用いて生物処理パイロットプラントの処理水の沪過を行った。沪過池の運転条件と生物処理プラントの実験区分との関係を表－１に，通年の運転結果を図－１に示す。

濁度の除去は前年度同様に全期間にわたって良好で，安定した処理が行われた。実験４から沪過速度を150m／日としたが，処理性に大きな変化はなかった。表－２は濁質以外の成分の除去状況を示したものである。ＢＯＤが非常に良く除去されている点など前年度とほとんど同じ結果となっている。窒素・リン同時除去法ではリンが汚泥中に取り込まれるので処理水中のＳＳを除去することによって，処理水のＴ－Ｐを減少させることができると推定しているが，今年度の結果は必ずしもそのような推定を裏付けるものとはなっていない。これは，生物処理プラントにおける処理において，Ｐの汚泥への取り込みが必ずしも良好でなかったことによるものと考えられる。

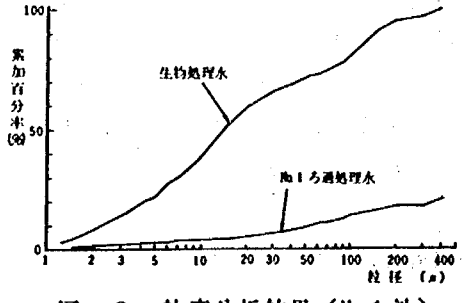
図－２は生物処理プラントの処理水

表－１　No.１池運転条件

No.	期　間	ろ過 No.	ろ過方式	ろ過速度	生物処理施設運転条件
1	59. 4. 3 ～59. 6.30	1 ～ 23	定　量	200 m/日	生物学的脱窒脱リン法（II）
2	59. 7. 1 ～59. 9.30	23 ～ 49	〃	〃	〃 （III）
3	59.10. 1 ～59.11.27	49 ～ 64	〃	〃	〃 （IV）
4	59.12.11 ～59.12.26	65 ～ 70	〃	150 m/日	〃 （IV）
5	60. 1. 9 ～60. 3.31	71 ～ 93	〃	〃	〃 （V）



図－１　No.１池運転結果



図－２　粒度分析結果（No.１池）

表－２　濁度以外の水質分析結果　（ ）は標準偏差

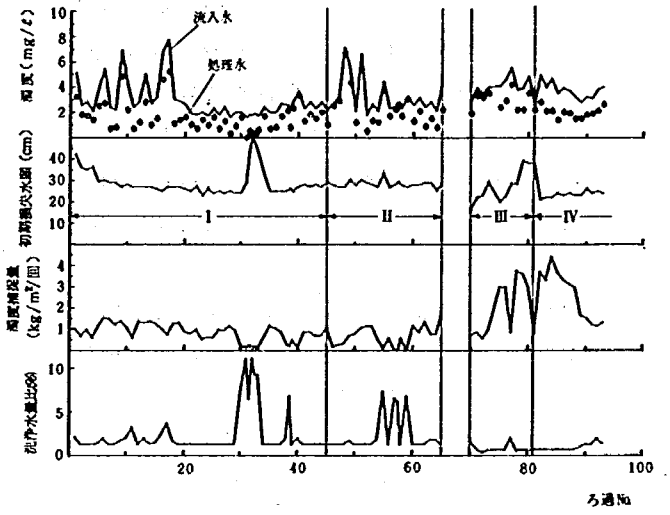
No.	BOD (mg/l)		ATU-BOD (mg/l)		COD_{Mn}		COD_{Cr}		K-N		T-P	
	流入水	ろ過水	流入水	ろ過水	流入水	ろ過水	流入水	ろ過水	流入水	ろ過水	流入水	ろ過水
1	10.4 (5.9)	2.9 (1.0)	4.7 (1.5)	2.3 (0.6)	14.4 (3.0)	11.4 (2.5)	28.9	19.2	2.73 (1.09)	1.91 (0.98)	1.88 (0.71)	1.49 (0.62)
2	4.6 (1.5)	1.2 (0.3)	3.4 (0.75)	1.2 (0.2)	13.1 (1.5)	8.9 (0.9)	32.4 (7.1)	18.2 (1.1)	1.85 (0.27)	0.93 (0.15)	1.37 (0.24)	1.12 (0.20)
3	7.3 (3.6)	1.7 (0.4)	4.4 (0.4)	1.6 (0.4)	16.1 (1.3)	12.3 (0.9)	36.7 (1.4)	24.7 (0.7)	2.30 (0.80)	1.41 (0.33)	1.36 (0.25)	1.10 (0.18)
4	4.1 (0.5)	1.9 (0.3)	3.5	1.8	14.1 (0.6)	11.8 (1.0)	26.5	18.5	1.72 (0.10)	1.26 (0.18)	1.39 (0.19)	1.16 (0.17)
5	8.8 (3.1)	3.1 (0.6)	6.1 (1.3)	3.1 (0.5)	15.6 (1.4)	12.6 (1.0)	34.0 (3.5)	25.7 (1.5)	2.02 (0.29)	1.49 (0.16)	1.58 (0.23)	1.37 (0.20)

とその戸過水の粒径加積曲線を示したものである。

図－4に示す鳥羽処理場二次処理水の粒径加積曲線と比較すると，生物処理水は2～20μの微細な粒子の占める割合が高い。しかし，戸過処理後はほぼ同じ形の粒径加積曲線となり，微細な浮遊物粒子もよく除去されていた。二次処理水の戸過とは戸過速度が異るので，これらの結果から，ただちに生物処理水の戸過性を評価することは適当でない。しかしながら，200m/d程度の戸過速度であれば，前年度の凝集剤添加硝化脱窒処理水や前々年度の硝化脱窒処理水と同様に，生物学的窒素・リン同時処理水中の浮遊物質も下向流式の二層戸過によって70％以上の安定した除去率の得られることが明らかとなった。

表－3　No.2池運転条件

No.	期　間	ろ過No.	ろ過速度	ろ過方式	備　考
I	59.4.3 ～59.9.17	1～45	300 m/d	定量・2層	長毛ろ過との比較 一部凝集ろ過
II	59.9.18. ～59.11.30	46～65	〃	〃	一部凝集ろ過
III	59.12.25 ～60.2.18	70～81	600 ～1000 m/d	定量・単層	条件設定の予備実験
IV	60.2.19. ～60.3.31	82～93	600 m/d	〃	粗ろ材ろ過



図－3　No.2池運転結果

3.2　粗戸材を用いた下向流戸過池の実用可能性について

No.2池では長毛戸過法との比較実験を行った後，戸過池面積を1／2に縮小すると共に戸材構成を変更し，アンスラサイトの単層戸過池とした。アンスラサイトの粒度組成は従来の二層戸過池で使用していたものと同一である。このような粗戸材の戸過池としたのは，生物処理が十分行われていても最終沈殿池における固液分離が不十分であるために処理水質の目標値が達成できない場合の補助施設として最適な戸過法を検討するためである。今年度はアンスラサイトの単層戸過池として二次処理水の戸過を行い，戸過池としての機能を調査した。

表－4　濁度除去率等（No.2池）

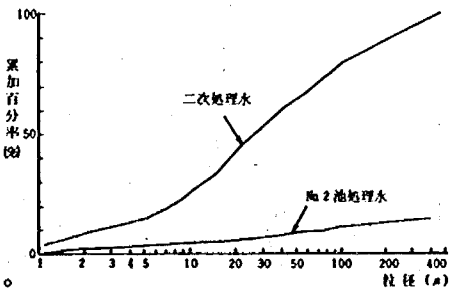
No.		濁　度(mg/ℓ)			浮遊物	BOD
		流入水	ろ過水	除去率	除去率(%)	除去率(%)
I		3.0 (1.4)	1.7 (1.1)	45.6% (15.9)	54.1 (11.6)	28.6 (13.2)
II		3.3 (1.6)	2.2 (1.7)	36.7% (19.8)	27.7 (14.6)	3.7
III	1	3.6 (0.4)	3.0 (0.6)	17.1% (10.6)	19.2 (8.8)	－
	2	4.2 (0.8)	2.8 (0.7)	32.9% (10.1)	34.4 (17.3)	52.2
IV		3.7 (0.6)	2.0 (0.4)	47.0% (6.5)	51.8 (6.2)	55.2 (6.5)

（　）は標準偏差，III－1のみろ層厚600mm

表－3にNo.2池の運転条件を，図－3に通年の運転結果を示す。また，表－4に各実験区分の濁度除去率等を示す。なお，長毛戸過との比較については次節で述べることにする。

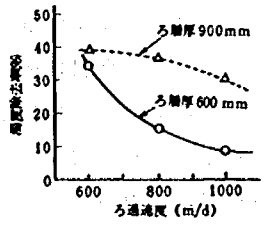
定常の運転条件を設定するために，戸過速度および戸層厚さを変えて予備実験を行った。図－5は戸過速度と濁度除去率の関係を示したものである。戸過速度が早くなると濁度除去率は低下し，特に戸層厚さが薄いと高速側で除去率の低下が著しい。

図－6は戸層内のどの部分で損失水頭が増加しているのかを



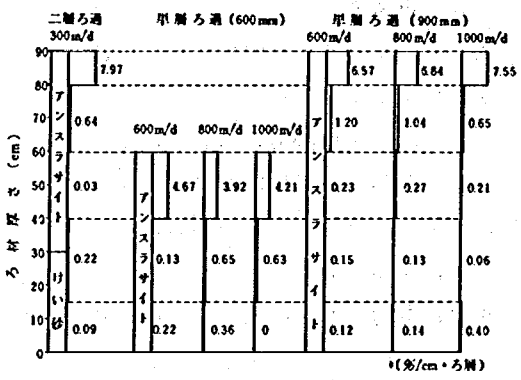
図－4　粒度分析結果（No.2池）

示したもので，改造前の二層沪過池のものは比較のために加えた。損失水頭の増加は沪層内に浮遊物が捕捉されることによって生じると考えることができるので，損失水頭の増加率の分布は浮遊物の捕捉が沪層のどの部分で行われているかを示す指標になる。本図から，いずれの条件においても，浮遊物の捕捉は沪層の表層においてその大部分が行われていることが明らかである。その他アンスラサイトの単層沪過では，沪過速度を1000m/dとしたときに，ある期間，処理水の濁度が流入水の濁度を上回る現象が認められた。これは，一たん沪層内に捕捉された浮遊物の一部が早い流速によって洗い出されたためと考えられる。これらの結果から，定常運転の条件としては安全側をとることとし，沪層厚さを900mm，沪過速度を600m/dに設定した。



図－5　沪過速度の影響

定常運転の結果は表－4の区分Ⅳに示す通りで，除去率が50%程度で比較的安定しており，実用化の可能性は十分にあると考えられる。



図－6　損失水頭増加率*の分布

3.3　長毛沪過法による沪過実験

長毛沪過法では，定量沪過で急速沪過池との比較実験を行った後，原水を二次処理水から生物処理プラントの処理水に切り換えて濁質負荷を高めた運転を行い高負荷での処理機能を検討した。

表－5に長毛沪過機の通年の運転条件を，図－7に通年の処理状況を示した。

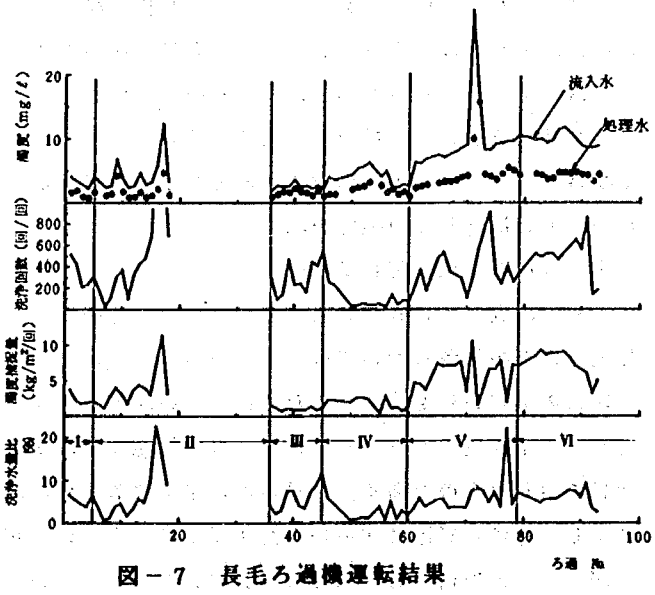
表－6は同一沪過速度でNo.2沪過池と比較実験を行った結果を示したものである。区分Ⅰは300日以上使用した交換直前の沪布を使用しているのに対し区分Ⅱは使用開始後1000時間程度の新しい沪布を使用している。

表－5　長毛沪過機運転条件

区分	期間	ろ過No.	ろ過方式	ろ過速度 (m/d)	設定損失水頭 (mm)	洗浄膜圧 (g/cm²)	洗浄時間 (分)	ドラム回転数 (rpm)	備考
Ⅰ	4・3～4・26	1～5	定量	300	255	8.3	0.23	5	
Ⅱ	5・2～8・16	7～36	〃	500	〃	〃	〃	〃	ろ布交換，No.19～35休止
Ⅲ	8・17～9・16	37～45	〃	300	〃	〃	〃	〃	
Ⅳ	9・18～11・11	46～60	〃	〃	〃	〃	〃	〃	原水切換，No.50から新ろ布
Ⅴ	11・13～2・7	61～79	〃	500～650	255～345	70～100	0.12～0.37	3～9	運転条件検討
Ⅵ	2・19～3・31	82～93	〃	600	300	70	0.23	5	

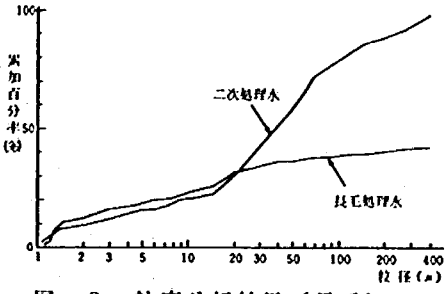
表－6　急沪との比較　( )内は標準偏差

区分		濁度		SS		BOD		洗浄水量(%)
		処理水	除去率	処理水	除去率	処理水	除去率	
Ⅰ	長毛	1.3 (0.45)	60.2 (8.6)	2.73 (1.2)	59.1 (7.0)	6.7	30.4	5.3 (1.1)
	急ろ	2.1 (0.65)	35.3 (3.0)	2.75 (0.9)	55.3 (6.3)	4.9	49.4	1.5 (0.3)
Ⅱ	長毛	1.5 (0.35)	41.4 (8.7)	2.15 (1.2)	51.7 (4.0)	6.0	22.7	6.1 (3.0)
	急ろ	1.8 (0.68)	36.2 (17.0)	2.15 (1.1)	51.1 (7.5)	5.5	32.9	1.0 (1.6)



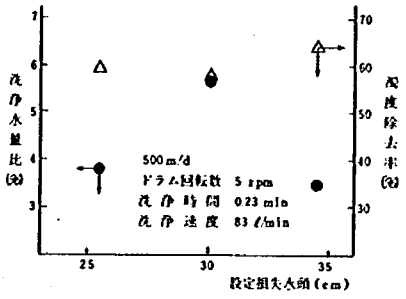
図－7　長毛ろ過機運転結果

区分Ⅰ，Ⅱとも濁度の除去では長毛の方がやや良く，ＳＳでは同等でＢＯＤでは急速沪過池の方が良いという結果となった。前年度の結果（変動沪過で比較）は，ＢＯＤも同等の除去性を示した点が今年度の結果と異る他はほぼ同様の結果となっている。この差は前年度と今年度の原水の性状の違いによるものと思われる。何れにしても，浮遊性物質の除去性能は沪過速度が300ｍ/ｄの場合にはほとんど二層式の下向流急速沪過池と変わらないものと考えられる。図－８に区分Ⅱで測定した二次処理水と長毛処理水の粒度分布を示した。長毛沪過法では20μ以下の粒子は除去され難いことがわかる。

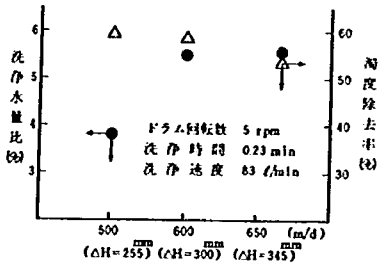


図－８　粒度分析結果（長毛）

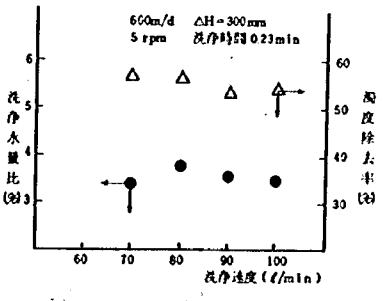
図－９～12 は区分Ⅴにおいて，高負荷時の最適運転条件を見出すために長毛沪過機の操作因子を種々変更して検討した結果を示したものである。長毛沪過法では洗浄水量比の高いことが最大の欠点であるから，運転条件としては濁度除去率を大きく低下させない範囲で洗浄水量比が低い条件を選ぶことになる。なお，今年度は沪過速度をなるべく大きくとることも考慮して選ぶことにしている。検討した操作因子は設定損失水頭，沪過速度，洗浄速度およびドラム回転数である。図－10の600ｍ/ｄと図－11の洗浄速度80ℓ/minとはほとんど同じ条件の実験であるが，結果として得られた洗浄水量比には２％弱の開きがあり，洗浄水量比が運転条件以外の要因でかなり変動することを示している。今回の検討結果では洗浄水量比は３％から７％の範囲内に入っており，運転条件の違いと洗浄水量比の間に何らかの関係があったとしても他の要因による変動の影響と区別できない。濁度除去率は運転条件の違いによる変動が小さく，損失水頭，沪過速度，洗浄速度による差はほとんどないが，ドラム回転数が増加すると下がる傾向を示した。ドラム回転数が増すと長毛沪層が圧縮されて厚みを減らす為であると考えられるが反面沪層密度は増加し，除去率の向上につながるとも考えられ，判然としない。むしろ原水性状の差等の要因の方が大きかったと考えられる。以上の様に，区分Ⅴの実験で行った変動範囲内では洗浄水量比の点でも濁度除去率の点でも最適運転条件を見出すには致らなかった。



図－９　設定損失水頭の影響



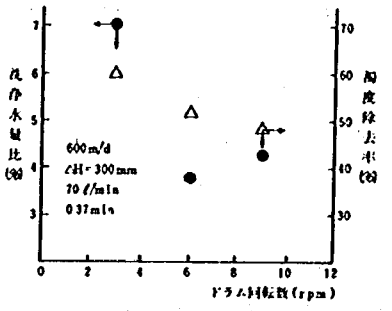
図－10　ろ過速度の影響（長毛）



図－11　洗浄速度の影響

表－７は区分Ⅳと Ⅵの処理結果を示したもので，区分Ⅳは生物処理水で水量負荷・濁度負荷とも低い状態，区分Ⅵは同じく生物処理水で水量負荷，濁度負荷ともに高い状態である。濁度除去率は同じで日当り濁度捕捉量は日当り濁度負荷量に見合ったものになっているが，洗浄水量比は濁度負荷量の

差よりも幾分大きな値となっている。これは，過去3回行った沪布交換の際にも認められた現象であって，今回も，区分Ⅳが沪布を交換した直後であったことに関係していると考えることができる。したがって，長毛沪過における洗浄水量比は，基本的には単位時間あたりの濁質負荷量に伴って増加するものと思われる。区分Ⅵの結果は，濁度の除去率で見る限り，沪過速度を2倍にしても影響がほとんどないことを示している。従って長毛沪過法によって，生物学的窒素・リンの同時除去処理水中の濁質の50％程度が除去可能であると考えることができる。



図－12　ドラム回転数の影響

表－7　区分Ⅳと Ⅵの比較

区分	濁度 処理水	濁度 除去率	洗浄水量比	濁度負荷 (kg/m²/d)	濁度捕捉量 (kg/m²/d)
Ⅳ	2.0 mg/ℓ	55 %	1.0 %	1.36	0.75
Ⅵ	4.3 mg/ℓ	55 %	5.9 %	5.92	3.31

表－8　長毛沪過機のコスト試算

日最大4500m³/基（ピーク流量337.5m³/h/基）を使用
但し，土木施設（土地代，構造物，配管，電気），金利
人件費（運転に係るもの）を除く

ろ布	電力費	*償却費	維持費	合計
0.39 (23.4%)	0.17 (10.1%)	0.81 (48.4%)	0.30 (19.1%)	1.67

（*耐存0.1　15年均等償却）

表－9　長毛沪過機のスケールメリット

1基当り処理水量	1基当り所要設置面積	1基当り償却費	1基当り電力費
1300 m³/d	9.8 m²	1.47 円/m³	0.40 円/m³
2000 〃	12.4 〃	1.14 〃	0.38 〃
3300 〃	16.8 〃	0.92 〃	0.23 〃
4500 〃	20.5 〃	0.81 〃	0.17 〃
5500 〃	25.0 〃	0.74 〃	0.14 〃
6700 〃	27.5 〃	0.71 〃	0.19 〃

表－8，9は長毛沪過機による沪過処理コストの一部について試算を行った結果を示したものである。表中の一基当り処理水量はピーク流量時に600m/dの沪過速度まで許容でき，ピーク流量は時間平均流量の1.8倍以下と仮定した場合の数値である。また，表－8に含まれるのは長毛沪過機本体に関するコストだけで，二次処理水の揚水に必要なポンプ動力費等は含まれていない。従って実際の処理コストはもっと高くなる。昭和58年度の流総指針から求めた急速沪過池の維持管理費は，処理水量が45000 m³/dの場合，約4円/m³になる。一方，表－8に示した長毛沪過機12基（2基予備）で同水量を処理したとすると，仮りに，二次処理水の揚水費と人件費とで0.76円/m³処理コストが増加したとしても，維持管理費としては約2.8円/m³となり，償却費まで含めていることを考慮するとかなり安価と思われる。

表－9は長毛沪過機のスケールメリットを示したもので，所要設置面積は長毛沪過機本体と水位差調整用補助タンクの設置のために必要な面積（実際には放流きょ分が更に追加される）を表わしている。なお，表－9にあげた項目の他，表－8に示した沪布にかかる費用については規模の差はほとんどないと考えられるが，維持費については多少のスケールメリットが存在すると思われる。

4．おわりに

本課題での調査は今年度で終了したが，生物学的な高度処理水中に含まれる浮遊物の除去性については60年度から開始される新規課題の中で継続して調査を進めていくことにしている。また，本調査の中の重要な課題であった急速沪過池等の維持管理手法の取りまとめについては，同じく60年度から開始される下水処理水の再利用に関する調査の中で実態調査を行った上で取りまとめて行く予定である。その他，処理水の直接再利用やウイルスに関する問題点についても，下水処理水の再利用に関する調査の中で検討を続けて行くこととしている。

9．汚泥消化によるエネルギーの回収に関する調査

汚泥研究室　室　　長　京才　俊則
主任研究員　大嶋　吉雄
白石　　隆
近藤　次夫

1. 調査の目的と必要性

下水処理場の消化タンクより発生する消化ガスは，メタンガスが主成分であり，有効な熱源である。消化タンクは，汚泥の減量と安定とを主目的として運転されているが，発生する消化ガスの効果的利用法の確立が望まれている。

消化ガスの最も積極的な利用方法の一つとして，ガスエンジンを運転し，動力または電力を回収する技術があり，本調査では，ガスエンジン技術の有効性を立証すると共に，既存消化プロセスの改良によりガス発生量の増大を図ることを目的としている。

2. 58年度までの調査結果

本調査は昭和50年度より始っており，以下に58年度までの調査結果の概要を述べる。

①わが国の下水汚泥のガス発生量は，通常の消化日数・消化温度の場合，投入有機物当り 0.35～0.55㎥／kg・ＶＳの範囲にある。

②初沈汚泥の方が余剰汚泥よりも，投入有機物当りのガス発生量は大きい。

③余剰汚泥は前熱処理することにより，ガス発生量は増加する。

④前熱処理を持つ消化システムは，100,000 ㎥／日規模以上の処理場で経済性が認められた。

⑤前処理として超音波処理を行った汚泥の消化ガス発生量は増加した。

⑥消化タンクの形状と撹拌方式とを撹拌効率で評価すると，タンク形状（低円筒形・高円筒形・上下円錐形・卵形）では高円筒形，撹拌方式（ドラフトチューブ方式・底部センターディフューザ方式・多点吹込方式）では多点吹込方式が劣っている。

⑦下水処理場における消費電力量は，0.2～0.3 kwh／㎥の範囲にある。

⑧消化ガス発電システムの計画マニュアルを作成した。

3. 59年度の調査結果の要旨

本年度は，①消化プロセスを中心とした物質収支モデル・熱収支モデル・費用比較モデルを作成し，汚泥処理システムの中での消化プロセスの位置付けについての検討，②凍結融解処理汚泥を用いた消化実験，③消化汚泥中のＶＳの変化を見るための消化実験等を行い次の結果を得た。

(1)処理場全体の物質収支モデル・嫌気性消化タンクおよび焼却炉廻りの熱収支モデル・汚泥処理プロセスの費用比較モデルを作成した。

(2)上記モデルを用いた計算結果より，最終処理として焼却プロセスを設置した場合，約 100,000 ㎥／日以上の処理規模の時は消化プロセスを有した方が有利であると言える。

(3)凍結融解処理した汚泥を嫌気性消化すると，凍結融解処理を行わない汚泥と比べ，発生消化ガス量は減少する。

(4)嫌気性消化プロセスにおいてＶＳは指数関数型の減少を示す。

4. 59年度の調査結果

4.1 モデル計算

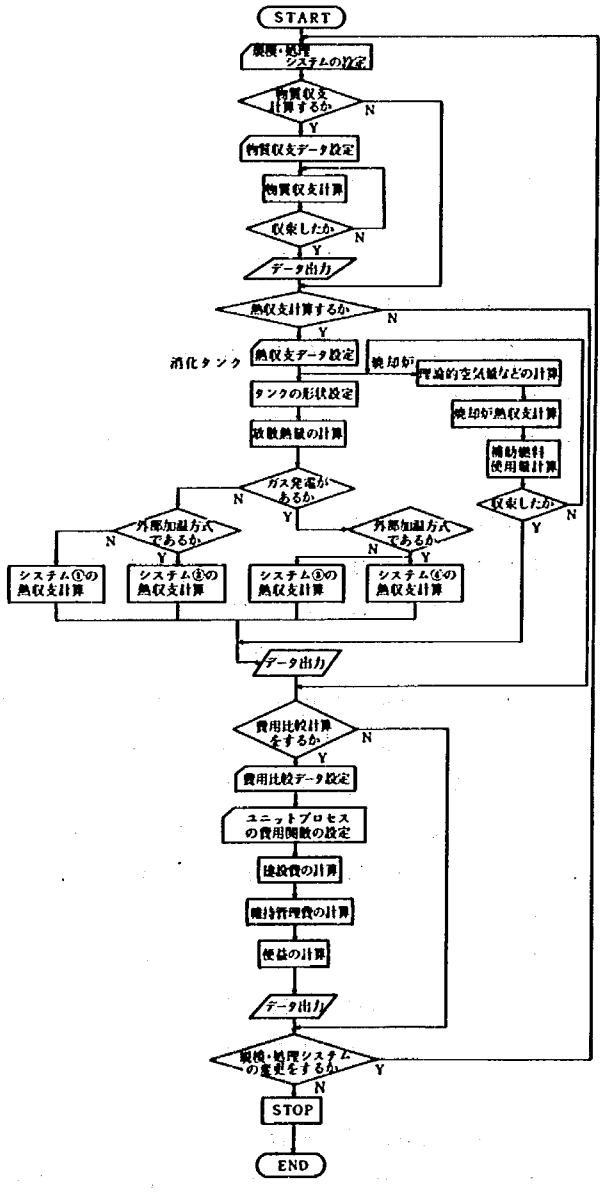
(1) 調査目的

下水処理場における嫌気性消化プロセスの位置付けを明らかにするための物質収支モデル・熱収支モデル・費用比較モデルを作成し，嫌気性消化プロセスの評価を行うことを目的とする。

(2) 調査方法

①モデルの考え方

今回作成したモデルの基本フローを図－1に示す。このフローは，下水処理場の規模および処理システムを設定することから始まる。次に図－2に示すような処理場の全プロセスで物質収支計算を行い，各プロセスごとに流量（汚泥量）と負荷量とを求める。この結果を基に，ガス発電を含む嫌気性消化および焼却プロセスで熱収支計算を行い発電電力量や重油使用量等を求める。費用比較計算は対象システムの費用を計算するものであり，種々のシステムごとの費用を比較することにより最適処理システムの選定が可能となる。



図－1 モデルの基本フロー

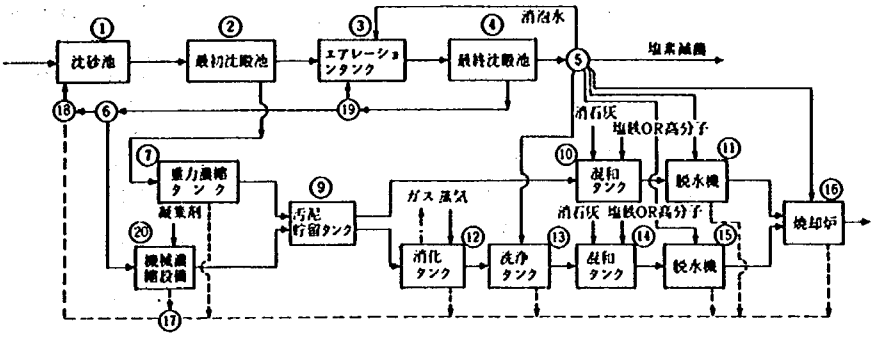
②物質収支モデル

物質収支モデルは，水処理系・汚泥処理系および汚泥処理系からの返流水を含んだものである。処理システムの選定後表－1に示すような処理係数を仮定した。この係数を用い図－2に示す各節点ごとに物質収支方程式を作成し，計

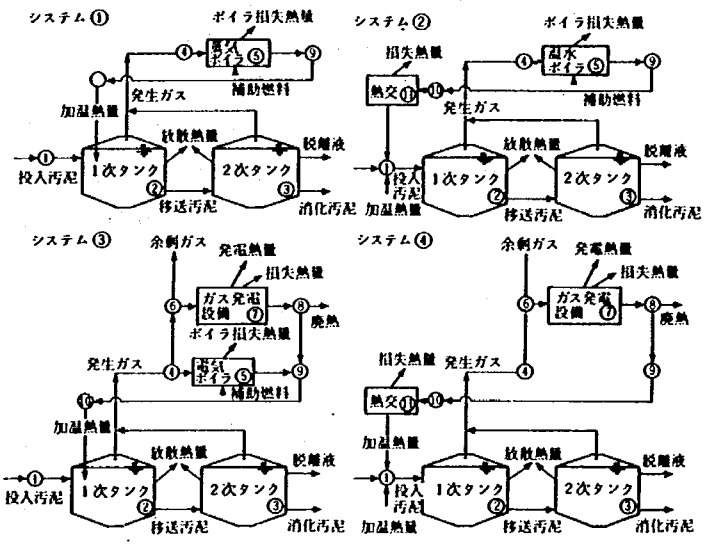
算を行う。計算は，節点①と⑱における流量と負荷量の誤差が２％以下になった時点で収束とする。

③熱収支モデル

消化プロセスの熱収支を図－３に示す。i）蒸気加温方式（システム①），ii）温水加温方式(システム②) iii）ガス発電＋蒸気加温方式（システム③），iv）ガス発電＋温水加温方式（システム④），の４ケースについて行う。焼却プロセスの熱収支は，図－４に示すように流動床炉本体廻りで行う。熱収支モデルで用いた諸係数を表－２に示す。



図－２　下水処理システム



図－３　消化プロセスにおける熱収支システム

④費用比較モデル

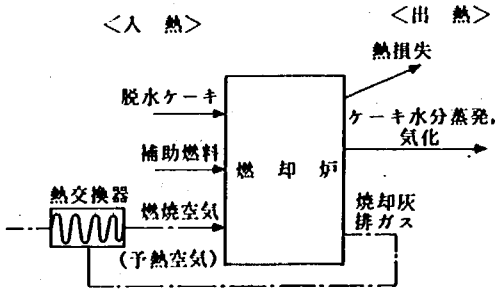
費用比較モデルは汚泥処理系について行い，建設費・維持管理費・便益費で構成される。

建設費の内訳は土木工事費・建築工事費・機械設備工事費・電機設備工事費であり，土木・建築，機械・電気の耐用年数を各々45年，15年として減価償却を考慮した投入汚泥量当りの建設費とした。維持管理費の内訳は，電力費・薬品費・補修費・人件費であり，投入下水量当りの維持管理費とした。両者ともモデル設計を行い次の関数形を求めた。

$Y = A \cdot X^B$　　ここで　X；　下水（汚泥）量

Y；　コスト（千円／年）

A,B；定数



図－４　焼却プロセスにおける熱収支システム

なお，便益費はガス発電によって得た電力量に電力単価を乗じて求めた。

(3)　調査結果

上記条件に基づきモデルの電算プログラムを完成した。今回は，このモデルを用い，10,000，30,000，100,000㎥／日の規模ごとに，(i)重力濃縮→脱水→埋立，(ii)重力濃縮→脱水→焼却→埋立，(iii)重力濃縮→消化→脱水→埋立，(iv)重力濃縮→消化→脱水→焼却→埋立　の４処理システムを対象として計算を

行った。ここで消化はガス発電を有する蒸気加温方式を用い便益費としての電力単価を18円／kwhとした。また脱水方式は真空・加圧・遠心・ベルプレを用い，埋立処分費は8,500円／t（運搬費込み）とした。表－3は各処理システムの総費用の集計結果である。この表より次のことが言える。

表－3　費用比較集計結果

(百万円／年)

		規模	焼却一有		焼却一無	
		(㎥／d)	消化－無	消化－有	消化－有	消化－無
重力濃縮	真空脱水	10000	201	229	207	175
		30000	491	491	369	358
		100000	1240	1080	738	867
	加圧脱水	10000	203	253	206	166
		30000	409	482	371	327
		100000	874	945	725	743
	遠心脱水	10000	153	195	151	117
		30000	348	391	282	254
		100000	820	802	575	632
	ベルトプレス	10000	156	197	151	120
		30000	364	398	285	264
		100000	852	817	589	663

①最終処理プロセスとして焼却がある場合，処理規模が大きくなると消化プロセスを有した方が経済的となる。特に，脱水プロセスが真空・遠心・ベルプレの場合は100,000 ㎥／日以上で消化プロセスと焼却プロセスを同時に有した方が有利となる。加圧脱水が他の脱水方式の結果と異なるのは，加圧脱水方式の建設費が割高のためである。

②消化有・焼却無システムと消化無・焼却無システムとを比較すると，30,000 ㎥／日以下の処理場では，消化無・焼却無システムつまり生脱水・埋立処分システムが有利である。

③生脱水・埋立処分システムは，30,000 ㎥／日以下の処理場では最も経済的なシステムである。

上記結論はあくまで一定の仮定に基づく計算結果であり，実際には種々の法規制・処分場の確保・処分費高低等，より詳細な検討が必要となることを付記しておく。

4.2　凍結融解処理汚泥の消化実験

(1)　実験目的

前年度まで種々の汚泥を用いた消化実験を行っており，今回は凍結融解処理汚泥を用い，消化ガス発生量について調査する。

(2)　実験方法

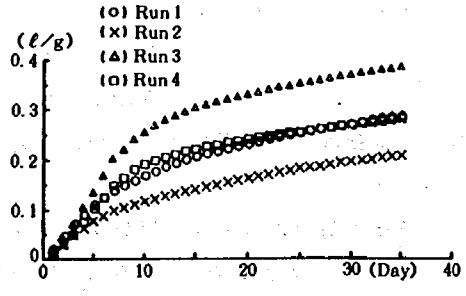
供試汚泥は初沈汚泥と余剰汚泥であり，消化温度35℃の回分方式で実験期間は5週間である。実験装置は前年度と同一である。初沈・余剰汚泥とも約2％に濃度調整後，各々容器に入れ冷凍庫内に40時間放置し凍結させ，その後5℃の恒温室で融解させて実験に用いた。

表－4　凍結融解処理消化実験　投入汚泥成分

Case No	投入汚泥	pH	TS	VS	全量			溶解性成分		
					脂質	蛋白質	炭水化物	脂質	蛋白質	炭水化物
Run 1	余剰汚泥	6.41	22286	18000	1490	11100	2120	54	145	50
Run 2	余剰凍結融解汚泥	6.70	29970	24300	1350	7750	1630	50	226	58
Run 3	初沈汚泥	5.44	24612	19974	2670	12500	2350	130	326	70
Run 4	初沈凍結融解汚泥	5.45	32896	26900	1620	7620	2580	114	564	130

(3)　実験結果

表－4に用いた4ケースの投入汚泥成分を示す。投入有機物当りの消化ガス発生量の累積値を図－5に示す。この図に示すように，初沈汚泥および余剰汚泥を凍結融解処理すると，いずれの汚泥も消化ガス発生量は低下する。従って凍結融解処理は消化ガス量の増大を目的とす



図－5　投入有機物当たりのガス発生量

表－1　物質収支計算に用いた諸係

名　　称	単　位	数　値
流入水量	(m^3／日)	任　意
流入ＳＳ	(mg／ℓ)	250
初沈引抜き汚泥濃度	(%)	1.5
２次処理水ＳＳ	(mg／ℓ)	20
返送汚泥濃度	(%)	0.8
遠心濃縮凝集剤濃度	(%)	0.2
〃　汚泥濃度	(%)	4.0
重力濃縮　〃	(%)	3.0
生脱水系消石灰溶液濃度	(%)	1
〃　塩化第２鉄濃度(真空，加圧)	(%)	15
〃　高分子凝集剤濃度(遠心，ベルト)	(%)	0.2
〃　ケーキ含水率(真空，遠心，ベルト)	(%)	78
〃　(加圧)	(%)	65
消化汚泥濃度	(%)	3.0
消化脱離液濃度	(%)	0.5
洗浄汚泥濃度	(%)	3.0
消化系消石灰濃度	(%)	15
〃　塩化第２鉄濃度（真空，加圧）	(%)	15
〃　高分子凝集剤濃度(遠心，ベルト)	(%)	0.2
〃　脱水ケーキ含水率(真空，遠心，ベルト)	(%)	78
〃　(加圧)		65
焼却炉排水ＳＳ濃度	(mg／ℓ)	15
初沈ＳＳ除去率	(%)	40
返送汚泥比	(%)	25
消泡水量比	(%)	9
汚泥分配率（混合濃縮）	(%)	0
〃　(分離濃縮)	(%)	100
重力濃縮ＳＳ回収率	(%)	85
遠心濃縮凝集剤注入率	(%)	0
〃　ＳＳ回収率	(%)	85
汚泥分配率（消化方式）	(%)	0
〃　(直脱方式)	(%)	100
生脱水系消石灰注入率（真空，加圧）	(%)	45
〃　(遠心，ベルト)	(%)	0
〃　塩鉄注入率（真空，加圧）	(%)	12
〃　高分子系凝集剤注入率（遠心）	(%)	1.0
〃　(ベルト)	(%)	0.7
生脱水系ろ布洗浄水道比	(－)	0.5
〃　脱水機ＳＳ回収率	(%)	95
有機物含有率	(%)	70
有機物分散率	(%)	50
吹込蒸気量比（蒸気加温方式）	(－)	0.05
〃　(外部熱交換方式)		0
洗浄水量比	(－)	3.0
洗浄タンクＳＳ回収率	(%)	90
消化系生石灰注入率（真空，加圧）	(%)	45
〃　(遠心，ベルト)		0
〃　塩鉄注入率（真空，加圧）	(%)	12
〃　高分子凝集剤注入率（遠心）	(%)	1.1
(ベルト)	(%)	0.8

名　　称	単　位	数　値
消化系ろ布洗浄水量比	(－)	0.5
〃　脱水機ＳＳ回収率	(%)	95
焼却炉排水量比	(－)	0.85
生脱水系有機物含有率（ケーキ）	(%)	
消化系　〃　（ケーキ）	(%)	
焼却灰含水率	(%)	20

表－2　熱収支計算に用いた諸係数

記号	名　　称	単　位	数　値
a_1	有機物含有率	%	$a_1=70$
a_2	炭水化物／ＶＳ	－	0.22
a_3	炭水化物分解率	－	0.78
a_4	単位炭水化物当のメタン発生率	Nm^3／t	395
a_5	脂質／ＶＳ	－	0.20
a_6	脂質分解率	－	0.58
a_7	単位脂質当のメタン発生率	Nm^3／t	850
a_8	タンパク質／ＶＳ	－	0.40
a_9	タンパク質分解率	－	0.40
a_{10}	単位タンパク質当りのメタン発生率	Nm^3／t	500
a_{11}	メタンガス発熱量	Kcal／Nm^3	8550
a_{12}	蒸気ボイラー効率	－	0.85
a_{13}	ガス発電蒸気（熱）回収率	－	0.35
a_{14}	Ａ重油発熱量	Kcal／l	10800
a_{15}	電力転換率	－	0.30
a_{16}	ガス発電温水回収率	－	0.50
a_{17}	熱交換器効率	－	0.95
a_{18}	不明有機物／ＶＳ	－	$1.0-a_2-a_5-a_8$
a_{19}	不明有機物分散率	－	0.18
a_{20}	不明有機物当のメタン発生率	Nm^3／t	500
T_1	濃縮汚泥温度	℃	20
T_3	移送汚泥温度	℃	35
T_7	気温	℃	20
E	エンタルピ	Kcal／t	0.639
V_1	投入汚泥量	m^3／日	$V_1=Q_{20}$
W_{20}	投入固形物量	t／日	$W_{20}=a_{21}V_1$
a_{21}	濃縮汚泥濃度	mg／ℓ	$a_{21}=W_{20}/Q_{20}$
BQ_0	高位発熱量	(Kcal／可燃分kg)	5500
W_{24}	生脱水系ケーキ乾燥重量	(t／日)	物質収支計算より
W_{35}	消化系ケーキ乾燥重量	(〃)	〃
W_{36}	焼却灰重量	(〃)	〃
Q_{24}	生脱水系ケーキ量	(〃)	〃
Q_{35}	消化系ケーキ量	(〃)	〃
B_1	ケーキ含水率(真空，遠心，ベルト)	(%)	78
	(加圧)		65
B_2	ケーキ可燃分	(Kcal／kg・℃)	
	真空，加圧　生脱水系		50
	〃　消化系		35
	遠心，ベルト　生脱水系		65
	消化系		50
B_3	ケーキ固形物の比熱	(〃)	0.20
B_4	焼却灰比熱	(〃)	0.20
B_5	焼却乾ガス比熱(650℃以上)	(〃)	0.261

記号	名　　称	単　位	数　値
B_{60}	水蒸気比熱（0～400℃）	(〃)	0.467
B_{61}	〃　（650℃以上）	(〃)	0.495
B_{62}	〃　（0～150℃）	(〃)	0.451
B_7	乾空気比熱	(〃)	0.242
B_8	放熱損失率	(%)	10
B_9	空気予熱器熱効率	(〃)	95
T_7	脱水ケーキ温度	℃	20
T_9	気温，基準温度	(〃)	20
T_{10}	予熱空気温度	(〃)	450
T_{11}	排ガス温度	(〃)	800
T	空気予熱器排ガス温度	(〃)	350
C	汚泥炭素成分	(%)	52.0
H	汚泥水素成分	(〃)	8.0
Cℓ	汚泥塩素成分	(〃)	0.1
S	汚泥イオウ成分	(〃)	1.5
O	汚泥酸素成分	(〃)	32.4
N	汚泥窒素成分	(〃)	6.0
m	総合空気比	(－)	1.3
α_1	壁－空気　熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	20
α_2	壁－土壌　熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	5
α_3	壁－汚泥　熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	300
λ_1	側壁ＲＣ熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	1.4
λ_2	側壁パライト熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	0.04
λ_3	側壁コンクリートブロック熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	1.0
λ_4	〃	〃	〃
λ_5	天井ＲＣ熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	1.4
λ_6	天井パライトモルタル熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	0.13
λ_7	天井モルタル熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	1.2
λ_8	天井防水モルタル熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	1.2
λ_9	底版ＲＣ熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	1.4
λ_{10}	底版栗石熱伝導率	(Kcal／m^2℃時)	1.7
T_6	タンク温度	℃	35
T_7	気　温	℃	20
T_8	土中温度	℃	$0.83T_7-3.7$
δ_1	側壁ＲＣ厚	m	$H\leq 8=0.75$ $H>8=0.75+0.01\times H$
δ_2	側壁パライト厚	m	$0.02H-0.05$
δ_3	側壁コンクリートブロック厚	m	0.15
δ_4	〃	〃	〃
δ_5	天井ＲＣ厚	m	0.3
δ_6	天井パライトモルタル厚	m	$0.02\times H$
δ_7	天井モルタル厚	m	0.02
δ_8	天井防水モルタル厚	m	0.02
δ_9	底版ＲＣ厚	m	$H\leq 8=1.0$ $H>8=1.0+0.01\times H$
δ_{10}	栗石	m	0.20
H_1	地上部側壁	m	$H_1=H-H_2$
H_2	地下部側壁	m	$H\leq 9$　$H_2=1/2\,H$ $H>9$　$H_2=4.5$
H_3	保温部厚	m	$H_3=H-H_2+1.0$
i_1	ドーム勾配	－	0.3
i_2	底版勾配	－	0.5

表－5　洗浄汚泥の消化実験　汚泥成分

			pH	TS	全量				溶解性			
					VS	脂質	蛋白質	炭水化物	VS	脂質	蛋白質	炭水化物
投入汚泥	Run 1	初沈	5.84	36546	24276	4710	8120	7560	1623	550	1090	160
	Run 2	初沈洗浄	5.82	32420	20834	3520	6380	7970	704	370	680	80
	Run 3	余剰	6.38	22214	15732	2370	9500	1140	954	280	990	130
	Run 4	余剰洗浄	6.26	19268	13300	1830	8380	1040	355	170	440	50
種汚泥	Run 1	初沈	7.55	32052	16092	1490	7380	1480	672	320	740	130
	Run 2	初沈洗浄	7.60	34298	16622	1600	7500	1440	783	310	780	120
	Run 3	余剰	7.55	34452	16710	1490	7310	1550	39	310	750	120
	Run 4	余剰洗浄	7.56	34424	16766	1520	7310	1510	835	300	820	130
消化汚泥	Run 1	初沈	7.53	29180	13510	1760	5900	1040	1024	370	1010	110
	Run 2	初沈洗浄	7.45	28104	13006	1550	6020	980	956	360	920	110
	Run 3	余剰	7.38	26216	12926	1510	5170	960	995	320	790	110
	Run 4	余剰洗浄	7.42	25496	12588	1430	5790	920	898	310	710	90

る消化の前処理法としては不適確と言える。

4.3　汚泥の消化実験

(1)　実験目的

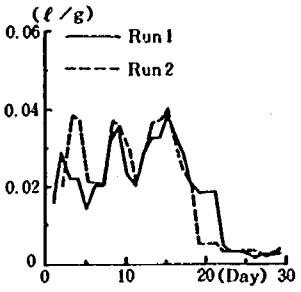
本実験は，①嫌気性消化プロセスにおいて汚泥中の有機分（ＶＳ）が経日的にどのような変化をしているか，②投入汚泥中の溶解成分の多少と消化ガス発生量との間にどのような関係があるかについて調査することを目的とする。

(2)　実験方法

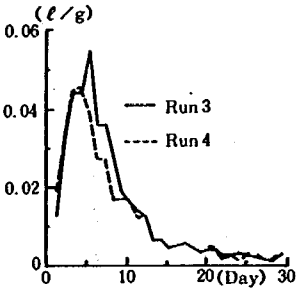
実験は表－5に示す初沈汚泥（Run 1）と余剰汚泥（Run 3）およびこの汚泥を蒸留水で洗浄した汚泥（Run 2，Run 4）を投入汚泥とした4ケースで行った。種汚泥と投入汚泥の比率は6：4とした回分実験であり，実験装置および実験条件は前節の実験と同一である。なお実験期間は30日とした。

(3)　実験結果

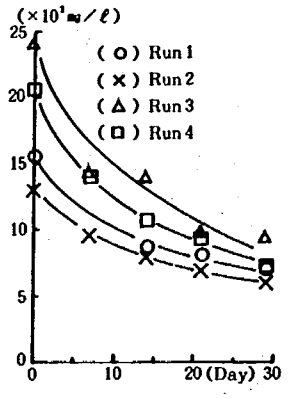
投入汚泥・種汚泥および消化汚泥（30日後）の汚泥成分を表－5に，初沈汚泥および余剰汚泥のガス発生量の経日変化を図－6，7に示す。図－8はRun 1～4の投入汚泥中のＶＳの経日変化であるが，種汚泥中のＶＳは一定であると仮定した計算値を経日的にプロットしたものである。なお洗浄汚泥と通常汚泥の相違は，表－5に示すように溶解性成分の差として表われており，脂質・蛋白質・炭水化物とも溶解成分は半減している。以上の図表より次のことが言える。



図－6　初沈汚泥のガス発生量



図－7　余剰汚泥のガス発生量



図－8　ＶＳの経日変化

①消化ガスの発生が多い消化日数は，初沈汚泥で20日まで，余剰汚泥では12日までであった。

②今回の実験で用いた汚泥の場合，洗浄汚泥と通常汚泥とで消化ガス発生に顕著な相違はない。

③回分実験の場合，初沈汚泥の消化ガス発生は経日的（約1週間周期）に変動を繰り返すが，余剰汚泥の場合は，1回のピークで終る。

④初沈汚泥・余剰汚泥ともに投入汚泥中のＶＳは指数関数形の減少を示す。

10. 下水汚泥の海洋還元に関する調査

汚泥研究室　室　　長　京才　俊則
主任研究員　大嶋　吉雄
研　究　員　岡澤　邦明

1. 調査の目的と必要性

下水道の普及率の向上と浄化程度の高度化にともなって，下水処理場から発生する汚泥は年々増加しており，この汚泥を如何に処分するかは，現在および将来の下水道事業における大きな課題である。

汚泥の最終処分としては，陸上埋立，海域埋立，海洋還元，緑農地還元，資源化などがあるが，平地部が狭小で四方を海に囲まれ，海岸沿に大都市が発達した我国では，海洋に還元する方法は有力と考えられる。しかし，下水汚泥を海洋還元する場合，汚泥中に含まれる有害成分の混入による海洋の汚染が問題とされ，特に，海洋生物によって営まれる食物連鎖サイクル中に有害物質を含む下水汚泥が投入されたときに，食物連鎖サイクルの各レベルの生物に対して，急性毒，有害重金属等の蓄積による慢性毒，産卵増殖や生長に対する影響，魚病の発生やウイルス等病原菌の消長などの多くの問題があると言われる。しかし今日まで，これらの問題に関する調査研究はほとんど行われていない。そこで本調査は，これらの海洋生態系に及ぼす下水汚泥の影響を明らかにすることを目的としている。

2. 昭和58年度までの調査成果

①魚類を対象として汚泥を投与した場合，汚泥を直接摂取する魚種が存在し，また，汚泥による魚病の発生は認められなかった。②魚類に対する汚泥の毒性試験の結果，汚泥の種類では，消化汚泥の毒性が最も強く，初沈生汚泥・余剰汚泥の順で毒性は弱くなる。この毒性の原因は，汚泥中のアンモニア性窒素と推定された。③アサリ・ナマコを用いた底生動物に対する汚泥の影響は，魚と同様に，餌としての効果は少なく，重金属の異常蓄積も認められなかった。④動物プランクトンの一種であるアルテミアに対する汚泥の影響を調べた結果，汚泥を10～25%（容量比）添加した状態において，アルテミアは汚泥を捕食して生命を維持している事を確認した。また，この時重金属の異常蓄積は見られなかった。⑤植物プランクトンである藻類のフェオダクテルムとクラミドモナスに対する汚泥の影響を調べた結果，両プランクトンの増殖に適した汚泥濃度は５～25%程度であることを確認した。また，増殖量および重金属の蓄積は，プランクトンによって異なっているが重金属の異常蓄積は見られなかった。⑥消化汚泥を海洋還元した場合，大腸菌は８日以内に消滅するが初沈汚泥・余剰汚泥の場合では１～２ヶ月程度必要となる。⑦船舶から海洋に汚泥を投入する場合，船のスクリュー部での撹拌が強いと汚泥のフロック形成が阻害され，汚泥粒子の沈降速度が遅くなる。⑧海洋還元により堆積した堆積汚泥中においても底生動物の生息が可能である事を確認した。⑨汚泥を種々の形態で海洋還

元した場合の沈降速度の大きさは，脱気消化汚泥＞消化汚泥＞沈殿余剰汚泥＞余剰汚泥の順であり，余剰汚泥の沈降速度を1とした場合の比率は，およそ2.2：2：1.4：1であった。⑩海洋還元汚泥のフロックは分散されやすく，分散した場合50～300μmの粒径範囲にある。⑪クロレラ・ワムシ・アユを用いた生物連鎖実験において，クロレラ培養水中の重金属濃度が水産用水基準値以下の場合，クロレラ・ワムシ・アユの成長は阻害されない。⑫上記実験において，生物段階が上昇するにつれ，単位生物重量当りの重金属含有量は減少する。⑬クロレラ培養水中の重金属濃度が極端に高い場合，連鎖生物体内の重金属含有量も増大するが，重金属濃度が水産用水基準値以内の場合，Hg を除いて顕著な生物濃縮の差はない。

3. 昭和59年度の調査結果の要旨

本年度は，①クロレラ・ワムシ・キスを用いた実験室内食物連鎖系における，水銀・カドミウム・銅・亜鉛の各生物体内への蓄積実験，②下水処理水の放流海域における生態系調査，③下水汚泥の海洋還元を行っている都市の実態調査，④下水汚泥の海洋還元に関する各国の実態調査　等を行い，次の結果を得た。

(1)食物連鎖系における各生産生物の上位生物への移行率は，コントロール系・汚泥系・重金属系共に，ワムシ→キスが最も大きな値を示す。また，各系の移行率を比べた場合，各生物間の移行率が大きいのは汚泥系であった。

(2)各生体中の重金属濃度は，Znを除く各重金属共に，生物レベルが上位になるに従い，下位の生物に比べ，生体中の重金属濃度は低下している。

(3)最下位レベルであるクロレラ培養液中の重金属濃度が高い程，上位レベルの生物生体内の重金属濃度も高い値を示す。

(4)今回用いた4種類の重金属の中で，各生物間の移行率が大きな値を示すものはZnであった。

(5)下水処理水の放流海域での生態系は，放流水域以外の区域と若干異なった生態系を示していた。

(6)汚泥の海洋還元を実施している都市の多くは，従来，し尿の海洋還元を行っていた都市が多く，この歴史的経緯と現時点における埋立処分との経済比較の中で海洋還元を実施している。

(7)汚泥の海洋還元を積極的に実施している先進国は，四方を海に囲まれているイギリスである。

4. 昭和59年度の調査結果

4.1　食物連鎖実験

(1)　実験目的

汚泥を海洋に還元した場合，汚泥→植物プランクトン→動物プランクトン→魚という連鎖系を経ることにより，汚泥中の金属が生物濃縮されると言われる。本実験は，上記連鎖系の各ステージにおいて，どの金属がどの程度濃縮され存在しているかの知見を得ることを目的としている。

(2)　実験方法

食物連鎖系は，汚泥溶出液を栄養として増殖する植物プランクトン，植物プランクトンを摂取して増殖する動物プランクトン，動物プランクトンを餌として成長する魚類であり，実験に使用した生物

は，クロレラ・シオミズツボワムシ・シロキス仔魚である。

これら生物は，まず，汚泥と海水の混合培養液あるいは栄養塩と海水との混合培養液でクロレラを培養し，クロレラが十分増殖した時点で，クロレラを餌にワムシを飼育し，さらにワムシの増加分でキスを飼育している。ただし，この三者は，各々別々の容器で培養および飼育を行っている。なお，汚泥と海水との混合培養液は，まず汚泥と海水とを混合し，24時間静置した後，上澄水をネット沪過したものである。供試汚泥は，A下水処理場の消化汚泥であり，海水は三河湾のものである。汚泥および海水の性状を表－1に示す。

表－1　供試汚泥及び海水の性状

	SS (mg／ℓ)	含水率 (%)	TOC (mg／ℓ)	T－N (mg／ℓ)	NH_4－N (mg／ℓ)	T－P (mg／ℓ)	PO_4－P (mg／ℓ)	T－Hg (mg／ℓ)	Cd (mg／ℓ)	Cu (mg／ℓ)	Zn (mg／ℓ)
供試汚泥	14900	98.5	1980	1081	459	323	47.2	0.056	0.0157	2.41	2.15
海　水	2	－	12	0.2	－	0.07	－	ND	ND	0.0015	0.0044

(3)　実験ケース

実験は，コントロール系・汚泥系・重金属系の三ケースであり，各ケースで異なるのはクロレラ増殖段階における培養水中の重金属濃度である。実験ケースを以下に示し，各系の培養液中の重金属濃度を表－3に示す。

コントロール系：海水に栄養塩として農業肥料用硫安・尿素および過リン酸石灰を海水トン当り各々100g・5gおよび15gの割合で添加した試水でクロレラを培養する連鎖系

汚　泥　系：海水に表－1の汚泥を容量で1%添加した試水でクロレラを培養する連鎖系

重金属系：海水に表－1の汚泥を容量で1%添加し，かつHg，Cd，Cu，Znを水産用水基準値の10倍になるよう添加した試水でクロレラを培養する連鎖系

なお，水産用水基準値はT－Hg，Cd，Cu，Znで各々0.004，0.03，0.01，0.1mg／ℓである。

(4)　実験結果

表－2に生物生産量および各生物間の生物移行量を示す。表中の移行率は，生産量／給投餌量である。今回の実験では各系共に，ワムシ→キスの連鎖段階で移行率が最も大きい。また，各連鎖段階とも，汚泥系で移行率が最も大きく，三つの系の中では最適な環境であったと思われる。

表－3は，クロレラ培地の重金属濃度および各生体中の重金属濃度を，乾燥固形物当りで表わしたものである。クロレラ・ワムシ・キスの体内中の各重金属濃度は，クロレラ培地の重金属濃度の影響を受け，重金属系＞汚泥系＞コントロール系の順となっている。また，各生体中の重金属濃度は，Znを除

表－2　生物生産量及び移行量

(g 乾重)

		培養水→クロレラ	クロレラ→ワムシ	ワムシ → キス
コントロール系	給投餌量	－	92	6.9
	生産量	171	12.3	1.9
	移行率	－	10.7%	27.5%
汚泥系	給投餌量	－	107	5.8
	生産量	193	23.3	2.1
	移行率	－	21.8%	36.2%
重金属系	給投餌量	－	99	8.0
	生産量	181	7.4	3.0
	移行率	－	7.5%	37.5%

表－3　各生体中の重金属濃度の変化

(μg／g・dry)

		クロレラ培地 (海水) **	クロレラ	ワムシ	キス
Cu	Controll 系	0.0015	11.3	8.3	7.6
	汚泥系	0.012	49.7	10.8	14.3
	重金属系	0.1 *	66.9	42.4	15.3
Zn	Controll 系	0.0044	27	55	212
	汚泥系	0.031	30	77	228
	重金属系	1.0 *	210	129	317
Cd	Controll 系	ND	0.92	0.013	0.050
	汚泥系	0.0001	2.07	0.064	0.062
	重金属系	0.3 *	685	0.150	0.071
T－Hg	Controll 系	ND	0.77	0.247	0.300
	汚泥系	0.0002	0.83	0.710	0.397
	重金属系	0.04 *	1.75	0.879	0.671

(注) *添加濃度　**(mg／ℓ)

く各重金属共に，生物レベルが上位になるに従い，下位の生物に比べ，生体中の重金属濃度は低下している。つまりZn以外では，重金属の移行はあるものの生物濃縮係数の増加は見られない。

表－4　ワムシ培養槽の沈殿物中の重金属

(μg/g・dry)

	Cu	Zn	Cd	T-Hg
コントロール系	15.8	25	10.7	1.7
汚泥系	2.2	301	ND	1.8
重金属系	283.0	18900	750.0	11.5

表－4は，ワムシ培養槽での沈殿物中の重金属濃度である。沈殿物の中味は，ワムシ代謝産物と投餌クロレラの残渣であり，表－3のワムシ体内の重金属濃度と比較すると，沈殿物中の重金属値の方が大きいことがわかる。このことは，ワムシがクロレラを摂取する場合，体内に蓄積する重金属以上の重金属を体外へ排泄していることを示している。

表－5　重金属移行量のまとめ

		培養水→クロレラ				クロレラ→ワムシ				ワムシ→キス			
		Cu (mg)	Zn (mg)	Cd (μg)	T-Hg (μg)	Cu (mg)	Zn (mg)	Cd (μg)	T-Hg (μg)	Cu (mg)	Zn (mg)	Cd (μg)	T-Hg (μg)
コントロール系	給投餌量	13.92*	18.85*	1276*	798*	1.04	2.48	85	71	0.05	0.36	0.08	1.52
	生産量	1.93	4.62	157	132	0.11	0.68	0.16	2.87	0.014	0.40	0.095	0.57
	移行率	13.9 %	24.5 %	12.3%	16.5%	9.6 %	27.4 %	0.19%	4.0 %	28.0 %	—	—	35.4 %
	ロス	—	—	—	—	0.08	0.32	0.08	1.36	—	—	—	—
汚泥系	給投餌量	32.19*	19.14*	1392*	783*	5.32	3.21	221	89	0.06	0.45	0.37	4.12
	生産量	9.59	5.79	400	160	0.25	1.79	1.49	16.54	0.03	0.48	0.13	0.83
	移行率	29.8 %	30.3 %	28.7%	20.4%	4.7 %	55.8 %	0.67%	18.6 %	50.0 %	—	35.1 %	20.1 %
	ロス	—	—	—	—	0.19	1.35	1.12	12.43	—	—	—	—
重金属系	給投餌量	64.53*	56.26*	162000*	1200*	6.62	20.79	67800	173	0.22	0.68	0.80	4.66
	生産量	12.11	38.01	124000	317	0.31	0.95	1.11	6.5	0.046	0.95	0.213	2.01
	移行率	18.8 %	67.6 %	76.5%	26.4%	4.7 %	4.6 %	0.002%	3.8 %	19.2	—	25.4 %	38.0 %
	ロス	—	—	—	—	0.09	0.27	0.32	1.85	—	—	—	—

(注) *クロレラ培養液中の重金属の量

表－6　魚体中重金属の分析例

(μg/g・dry)

魚種	採取水域	Hg	Cd	Cu	Zn
キス	S59年実験魚(コントロール)	0.300	0.050	7.6	212
キス	S59年実験魚(重金属系)	0.671	0.071	15.3	317
キス	S59年採卵成魚	0.055	0.054	13.9	305
アユ	S59年実験魚(コントロール)	0.030	0.005	14.5	274
カレイ	東シナ海	0.037	0.087	—	66
イワシ	伊勢湾	0.033	0.070	—	94
イワシ	大阪湾	0.655	0.179	—	145

表－5は，各生物間の重金属移行量を示したものである。各生物段階共に，最も大きな重金属移行率を示したものはZnであった。表－3の生物移行率と表－5の重金属移行率とを対比すると，クロレラ→ワムシの段階では，コントロール系および汚泥系のZnの移行率が，生物移行率よりも大きな値を示したが，それ以外の重金属移行率は生物移行率よりも小さな値であった。ワムシ→キスの段階では，Znの移行率が各系共に生物移行率よりも大きな値であった。

表－6は，今年度および前年度の食物連鎖実験における魚体中の重金属濃度と他の文献例とを比較したものである。今年度の重金属系のキス中の重金属値は，大阪湾でのイワシの重金属値と良く似た値を示している。今回の食物連鎖実験の重金属系のクロレラ培養液中の重金属濃度は，各重金属共に水産用水基準値の10倍として設定しているが，実際の培養液中の重金属濃度は設定濃度をかなり下回った値となっていたことを付記しておく。

4.2　下水処理水の放流海域における生態系調査

(1)　調査目的

本調査は，これまで室内実験によって検討してきた，汚泥の沈降および汚泥の底生生物への影響等について，実海域と比較検討することを目的としている。

(2) 調査方法

調査地点は，下水処理水を海中放流している地先を，以下の点に留意し5地点選定している。

①放流地点付近での工場排水や汚濁河川等の流入による影響が極めて少ない。

②下水処理場が稼動して5年以上経過している。

各調査海域につき，約10地点でサンプリングを行い，底質分析および底生生物調査を行っている。

(3) 調査結果

各海域は，海域毎に潮流の向きと強さが異なっており，底質の性状（特に強熱減量）および底生生物の種類が異なっていた。また，同一海域の場合，底質の強熱減量は放流口に近い程，大きな値を示している。底生生物に関しては，放流地先と放流口から離れた地点とで，若干異なった生物が存在する傾向があった。

4.3 下水汚泥の海洋還元を実施している都市の実態調査

(1) 調査目的および方法

汚泥の海洋還元を実施している都市におけるメリットを探ると共に，海洋還元を採用した経緯について調査することを目的としている。また調査は，都市担当者とのヒアリング形式で行った。

(2) 調査結果

汚泥の海洋還元を実施している都市のメリットは，①汚泥の埋立処分に比べ処分費が安価である。②流動状態の消化汚泥を海洋還元する場合は，下水処理場内での脱水設備・焼却設備が不要であり，機械設備の故障による汚泥の処分の休止期間が存在せず，海が荒れた時の休止のみであり，安定した稼動日数を確保できる。等が挙げられる。

また，汚泥の海洋還元を実施している都市の多くは，以前よりし尿の海洋投棄を実施しており，し尿投棄のノウハウおよびし尿投棄船を持ち，し尿を下水汚泥に換えるだけで比較的安価に下水汚泥の海洋還元を行っている。

4.4 下水汚泥の海洋還元に関する各国の実態調査

(1) アメリカ

下水汚泥の海洋投棄はＥＰＡ長官の許可が必要となるが，1977年に1972年の海洋投棄規制法の改正が行われ，これによって1981年12月31日までに汚泥の海洋投棄中止が義務づけられた。したがって，1982年以降は下水汚泥をすべて陸上処分しなければならなくなった。しかし一方では，1977年の「連邦水質汚濁防止法」によって都市下水の二次処理が要求され，下水汚泥の増加とそれに伴う陸上処分地の確保が困難になってきた。とくに大西洋沿岸の都市集中地区（ニューヨーク，ニュージャージ，フィラデルフィア）では，1973年から1982年の期間に下水汚泥の海洋投棄が，490, 501, 504, 527, 513, 554万トンと増加してきており，1981年12月31日の禁止の遵守はかなり難しい状態であった。さらに，1979年8月に米国海洋大気庁が開催したワークショップでは，ニュージャージ沖の海洋投棄海域や南カリフォルニア沿岸海域では廃棄物投棄による海洋汚染は明らかでなく，ニュージャージ沖の海域ではその浄化能力に十分の余力が残っているという見解も出された。

現在では，連邦地方裁判所で下水汚泥の海洋投棄継続を認められたニューヨーク市とアラスカ，カリフォルニア，ニュージャージ州の数ケ所で海洋投棄が認められている。また，米国上下院の委員会

でこの海洋投棄禁止規制の見直し検討が進められており，下水汚泥の投棄に特定の海域をもうけ，そこに海洋投棄を行うなどのことが検討されている。

(2) イギリス

イギリスにおける下水汚泥の海洋投棄は，1974年に制定された「海洋投棄法」に基づいて規制されている。これは1972年のロンドンとオスロ，1974年のパリにおける国際条約を基としており，これらの規制のほかにヨーロッパ共同体命令も規制に関係する。海洋投棄法による規制は農漁業食糧省，ウェールズ庁，スコットランド農漁業省，北アイルランド環境省からの年毎の許可制を採用しており，現在全英で31下水処理場から23投棄海域への投棄の許可が出されており，ロンドン（ベロウディープ），マンチェスター（リバプール湾），グラスゴー（バレックヘッド沖）が海洋投棄の多いところとなっている。またエジンバラやニューキャスルはかなり大きな海洋投棄区域を予定している。

1977年における下水汚泥の海洋投棄量は，乾重量で27.4万トンで，これは汚泥全体量の約24%にあたる。1981年には湿重量で1100万トンであり，他のヨーロッパ諸国に比べて数10倍の差がある。このようにイギリスでは，他の汚泥処分のオプションと比べて，環境への影響が低く，コストもかからなければ海洋投棄をした方がよいという態度をとっている。

(3) 西ドイツ

西ドイツにおける下水汚泥の海洋投棄は，1977年に制定された「廃棄物海洋処分法」で規制されている。この法律は，1972年のロンドン条約とオスロ条約の規制を基に制定され，大西洋（ロンドン条約による）と北海（オスロ条約による）を対象海域としている。規制は許可制を採用しているが，法律には陸上処分が優先することが示されており，1981年時点ではハンブルグ市のみが許可を得ている。

ハンブルグ市からの汚泥量は乾重量で18,000トン／年であり，これは西ドイツの排出する全汚泥量の1%程度である。さらにこのハンブルグ市の汚泥海洋投棄も1983年までには中止されているはずで現在西ドイツにおける海洋投棄の許可は皆無となっている。

以上のように，先進諸国では下水汚泥の海洋投棄規制に関して様々な対応をしている。西ドイツあるいはスウェーデンのように下水汚泥の海洋投棄を全面的に禁止している国もあれば，イギリスのように海洋環境への影響と経済的負担を考慮して，今後とも海洋空間を積極的に利用していこうという国もある。アメリカの場合はその中間で，一度全面禁止を打ち出したものが，経済的要因のため再度見直しを図ろうという動きである。今後もこれらの先進国では，下水処理が高度化し，汚泥の量も増加してくると考えられ，汚泥の海洋投棄は他の汚泥処分方法（コンポスト化，農地還元，焼却，埋立処分）との比較で検討して行かねばならないであろう。

11. 浸出水，余水の処理に関する調査

汚泥研究室　室　　長　京才　俊則
主任研究員　大嶋　吉雄
近藤　次夫

1. 調査の目的と必要性

我国では下水汚泥の約８割を陸上埋立あるいは海域埋立している。埋立地において発生する浸出水および余水は，高濃度の水質であり，周辺環境に種々の影響を与える。この影響を未然に防止し，埋立処分を安全に行うためには，浸出水・余水を処理する必要がある。本調査は，浸出水および余水の水質特性を把握し，効果的かつ低廉な処理法の確立を目的としている。

2. 58年度までの調査結果

本調査の初年度である58年度は，①介在砂層による浸出水の浄化効果の検討，②生物的・化学的・物理的処理法を用いた浸出水浄化効果の検討　等について調査を行い次の結果を得た。

(1)浸出水中のリン・窒素は介在砂層において吸着除去されるが有機物質はほとんど除去されない。

(2)介在砂層として標準砂と海砂とを用いて比較すると，海砂の方がリン・窒素の除去効果が良く，介在砂として有効であると認められた。この理由としては，ｉ）海砂の方が粒径が小さく，表面積が大きい。ii）海砂の方が$A\ell$，Fe，Ca等の金属含有率が高い。iii）海砂の方が微生物の付着量が多い等が挙げられる。

(3)活性炭吸着法による浸出水中のCOD，BOD 除去は，浸出水の濃度が低い場合に効果的である。しかしCOD，BOD 濃度が高い場合やリン・窒素の除去に対しては除去効果は非常に少ない。

(4)凝集沈殿処理法による浸出水の処理は，浸出水濃度の低いＴ－Ｐのみで除去効果が現われる。

(5)BOD／COD 比の大きい浸出水ほどＣＯＤの生分解度も大きな値を示す。

3. 59年度の調査結果の要旨

本年度は，①生物付着砂を用いた浸出水放置実験，②介在砂を用いたカラム連続実験，③長期間埋立実験汚泥の分析，④リン酸マグネシウムアンモニウムの結晶化実験　を行い次の結果を得た。

(1)標準砂に較べ生物付着砂のＢＯＤ，Ｔ－Ｐ，Ｔ－Ｎの初期除去効果は高い。（①実験）

(2)ＢＯＤ，Ｎ，Ｐ等の水質項目において，除去効果発現が最も大きい介在砂は洗浄海砂であり，次に海砂・標準砂の順となる。（②実験）

(3)同じ海砂であっても浸出水の浸透水量の相違により除去効果は異なり，有機汚泥の場合は浸透水量が倍になれば浸出水の濃度も倍になるという直線比例，Ｎ，Ｐの場合は浸透水量が倍でも浸出

水の濃度は10倍前後になる対数比例の関係が見られる。（②実験）

(4)埋立地より浸出水と共に流出し易い金属は，Cd，Pb，Zn，Niであり，埋立汚泥中に蓄積され易い金属は，T－Cr，Asである。（③実験）

(5)アンモニア，リン酸，マグネシウムの混合溶液中での結晶の生成は，pHとNH_4—N濃度とMg濃度によって規定され，pHが中性域であってもNH₄－N濃度が高いと結晶は生成する。

4. 59年度の調査概要

4.1 生物付着砂を用いた浸出水放置実験

前年度は，海砂と標準砂とを用いた放置実験を行い，海砂の方がN，P除去は効果的であり，その理由として，①比表面が大きい，②金属成分が多い，③生物が付着し易く生物による浄化が存在する　等を挙げている。ここでは，③の生物付着砂の効果を見るため，標準砂と生物付着砂とを用い，両者の除去効果を比較した。

表－1　浸出水の水質

(mg／ℓ)

項　目	浸出水
pH	7.4
BOD_5(ATU)	2710
COD (Mn)	2810
TOC	2240
PO_4－P	71.8
T－P	93.5
NH_4－N	358
T－N	874

(1)　実験方法

浸出水と砂とを一定の割合で混合し，1ℓのポリ容器に詰め，密栓をする。一定温度で一定時間放置後，混合試料を4000rpmで15分間遠心分離させ，上澄液をNo.5Aのろ紙でろ過し，分析試料とした。実験条件は以下の通りである。

(2)　実験条件

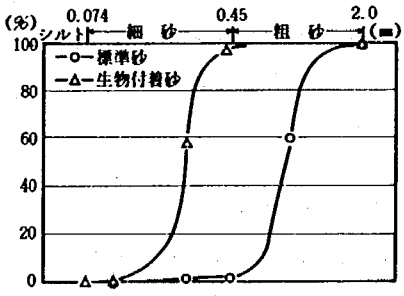
a）供試砂；標準砂および4.3節の埋立実験で用いた介在砂を生物付着砂として使用（図－1に粒径加積曲線を示す。）

b）混合割合；砂500mℓに対し，浸出水250mℓ

c）放置温度；10，20，30℃の3段階

d）放置時間；1，10，22，42，58日

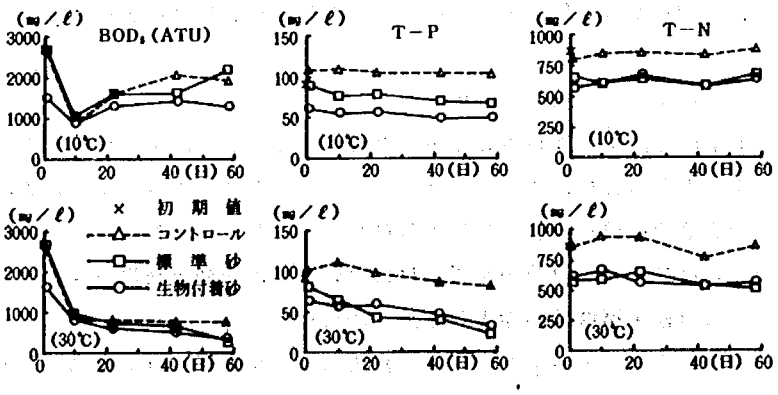
e）浸出水；蒸留水中に一定量の高分子系消化脱水汚泥を添加し一昼夜撹拌後，遠心分離（3,000rpm 1分）した上澄水を浸出水とした。表－1に浸出水の水質を示す。



図－1　粒径加積曲線

(3)　実験結果

図－2は，10℃と30℃におけるBOD，T—P，T—Nの経日変化を見たものである。この図より次のことが言える。



図－2　放置実験における各水質項目の経日変化

①標準砂に較べ生物付着砂

のBOD，T－P，T－N の初期除去量は大きい。この差は粒径つまり表面積の違いによる吸着量の相違が主要因と思われる。

②初期吸着後は，標準砂と生物付着砂の間に顕著な差はなく，生物によるN，Pの取り込みや吸着はないと思われる。

③水質項目別に経日変化を見ると，10℃のBODの値が10日目以降上昇しているのが注目される。

4.2　介在砂を用いたカラム連続実験

前述したように，介在砂はN，P除去能力を持っている。ここでは，標準砂，海砂，洗浄海砂を用いたカラム連続実験を行い，汚濁物質除去能力の検証を行う。

(1)　実験方法

図－3に示す直径5cm，高さ50cmのアクリル製円筒カラム装置に，標準砂や海砂を詰め，浸出水を一定量通過させ，通過前後の浸出水の水質を調べる。

(2)　実験条件

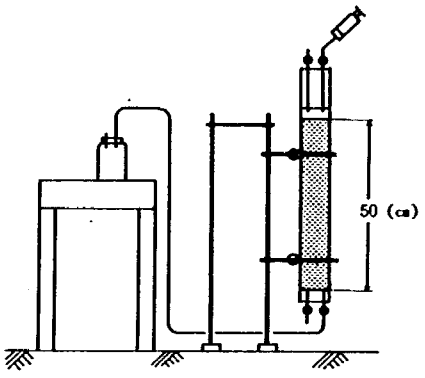
a）供試砂；標準砂，海砂および海砂を蒸留水で洗浄した洗浄海砂（図－4に粒径加積曲線を示す。）

b）注入浸出水量；表－2に示す。

c）温度；20℃

d）実験期間；290日

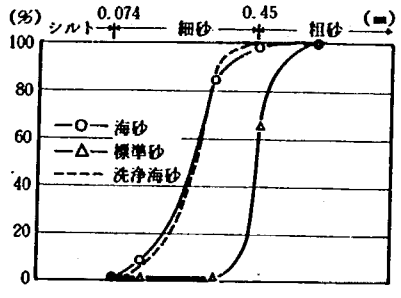
e）浸出水；大型ライシメータに生脱水汚泥を詰め，浸出水を作成する。（表－2に浸出水水質を示す。）



図－3　実験装置

(3)　実験結果

表－2は水質分析結果であり，表－3は浸透量750㎜／年の洗浄海砂および浸透量375㎜／年の海砂を1.0とした場合の各透過浸出水の比率を示したものである。この表より次のことが言える。



図－4　粒径加積曲線

①　介在砂の相違について

すべての水質項目に渡って除去効果の発現が最も大きい介在砂は洗浄海砂であり，次に海砂，標準砂の順となる。海砂と標準砂との除去効果の相違は図－4に示すように粒径の違いに起因する。また洗浄海砂の場合も，海砂を洗浄することにより実質的な表面積の増加があったものと思われる。

②　浸透水量の相違について

表－2　カラム実験における各水質項目の変化

水質項目				pH	BOD_5 (ATU)	COD (Mn)	TOC	NH_4-N	K－N	PO_4-P	T－P
浸出水投入平均濃度				7.1	39050	9685	17950	3255	3990	2.17	16.8
カラムNo	砂の種類	浸透量 (㎜／年)	(ml／週)		(mg／ℓ)	(mg／ℓ)	(mg／ℓ)	(mg／ℓ)	(mg／ℓ)	(mg／ℓ)	(mg／ℓ)
1	標準砂	750	15	7.3	14700	5000	7400	272	450	0.29	4.2
2	洗浄海砂	750	15	8.9	2400	724	1270	51	95	0.08	0.8
3	海　砂	1500	30	8.1	6200	1760	3390	917	960	0.20	3.5
4	海　砂	750	15	8.7	2840	939	1650	142	193	0.03	1.6
5	海　砂	375	8	8.7	1430	516	744	12	29	Tr	0.7

浸透水量の決定は，我国の平均降雨量を参考としている。ＢＯＤ等の有機成分の場合，浸透水量と透過浸出水の濃度との間に直線比例関係が見られ，水量が倍になると濃度も倍となっている。しかし，Ｎ，Ｐの場合は水量の変化に対し数倍から十数倍となって現われている（表－３）。

表－３　介在砂の相違による各水質項目の比較

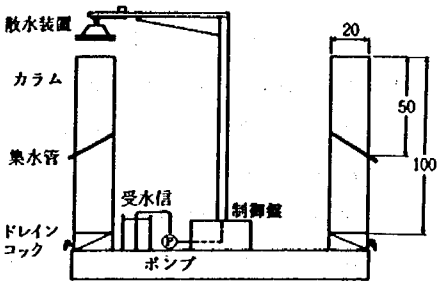
	注入量	BOD_5 (ATU)	COD (Mn)	TOC	NH_4-N	K-N	PO_4-P	T-P
洗浄海砂	750	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
海　砂	750	1.2	1.3	1.3	2.8	2.0	0.4	2.0
標準砂	750	6.1	6.9	5.8	5.3	4.7	3.6	5.3
海　砂	375	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
海　砂	750	2.0	1.8	2.2	11.8	6.7	－	2.3
海　砂	1500	4.3	3.4	4.6	76.4	33.1	－	5.0

4.3　長期間埋立実験汚泥の分析

本実験は昭和55年11月より開始され，「下水汚泥の海域埋立処分に関する調査」の中で浸出水・余水の水質を調べる為に行われている。本年度は，この実験で使用している10℃と30℃のカラムを解体し，カラム中の汚泥を採取し分析した。従ってここでは実験開始前と終了後の汚泥の分析値の変化を重金属を中心に記述する。

(1)　実験装置

使用した実験装置を図－５に示す。散水は蒸留水を用いて500mℓ／２週行い，下部のドレインコックで採水を行った。



図－５　実験装置

(2)　供試汚泥

実験に用いた汚泥は，生脱水汚泥・消化脱水汚泥・コンポスト汚泥・焼却灰・混合液状汚泥・混合脱水汚泥・混練固化汚泥の７種類である。この中で混合液状汚泥は生汚泥と消化汚泥とを容積比で１：１に混合した汚泥であり，混合脱水汚泥は混合液状汚泥に消石灰を加え脱水した汚泥である。混練固化汚泥は混合脱水汚に焼却灰とセメントを容積比で８：１：１の割合で混合固化した汚泥である。

(3)　実験期間

消化汚泥で46ヶ月間他の汚泥で48ヶ月間の実験期間であった。

(4)　実験結果

表－４に埋立汚泥の分析値を示す。

①　重金属濃度の変化について

表－５は，実験前と

表－４　埋立実験汚泥の分析値

	放置温度(℃)	強熱減量(%)	Cd (mg/kg)	Pb (mg/kg)	T-Cr (mg/kg)	Cu (mg/kg)	Ni (mg/kg)	Zn (mg/kg)	As (mg/kg)	T-Hg (mg/kg)	CN⁻ (mg/kg)	T-P (mg/kg)	K-N (mg/kg)
混合液状汚泥	初期値	72.3	6.48	167	288	412	142	1240	2.83	2.53	6.80	13600	55000
	10	14.0	1.46	71.6	184	197	63.7	316	4.32	0.79	1.01	4550	8000
	30	9.2	1.70	72.6	178	219	56.8	260	4.87	0.89	0.43	7440	3210
生脱水汚泥	初期値	75.7	14.2	541	317	617	271	1610	2.31	1.63	0.80	12600	69200
	10	65.0	17.55	383	256	933	428	1124	4.80	1.77	9.7	20100	52650
	30	51.1	23.2	453	464	1196	383	1370	8.36	2.41	11.9	26850	48250
混合脱水汚泥	初期値	58.1	8.62	261	202	325	129	999	0.76	1.28	3.25	9660	15800
	10	41.0	3.33	143	267	402	104.1	566	2.13	1.60	1.70	12780	24560
	30	23.5	5.09	175	228	480	70.0	870	3.08	1.85	1.35	15820	12468
消化脱水汚泥	初期値	36.1	5.97	140	47.8	388	111	106	5.01	3.30	1.54	9710	20200
	10	36.1	3.01	197	173	518	110	1820	2.59	3.01	5.88	12000	24100
	30	18.5	2.40	126	64.4	424	74.7	1260	3.23	4.53	4.20	12500	8560
焼却灰	初期値	0	4.67	173	107	685	187	1680	1.10	0.42	0.06	3200	1380
	10	9.3	0.07	48.6	376	449	38.4	629	0.38	Tr	Tr	22050	339
	30	9.55	0.08	38.0	340	423	37.6	605	1.81	Tr	Tr	21500	271
コンポスト汚泥	初期値	32.9	4.89	93.1	22.2	149	47.7	795	1.63	1.24	3.72	5510	25100
	10	29.1	1.04	29.5	37.6	157	28.1	348	2.47	1.20	0.78	14050	27800
	30	26.3	1.22	26.4	59.1	177	32.1	308	2.86	1.29	0.55	14125	15598
混練固化汚泥	初期値	18.5	4.04	94.3	99.1	352	114	958	0.24	0.67	1.02	9560	5890
	10	19.9	0.74	53.5	139	331	85.6	447	8.66	0.28	0.57	8400	8323
	30	20.1	0.74	53.7	168	296	73.7	482	13.5	0.35	0.24	8810	5017

実験後の汚泥中の重金属の濃度を比較し，その傾向を見たものである。重金属等を見ると，T－P，T－Cr，Asは汚泥中に蓄積されやすく，K－N，Cd，Pb，Zn，Ni等は浸出水として埋立地から流出しやすい項目であると言える。

表－5　埋立実験前後における汚泥中重金属の比較

	強熱減量	Cd	Pb	T-Cr	Cu	Ni	Zn	As	T-Hg	CN^-	T-P	K-N
混合液状汚泥	×	×	×	△	×	×	×	○	×	×	×	×
生脱水汚泥	△	○	△	△	○	○	△	◎	○	◎	○	△
混合脱水汚泥	×	×	△	○	○	△	△	◎	○	×	○	△
消化脱水汚泥	△	×	△	◎	○	△	◎	×	△	◎	○	△
焼　却　灰	◎	×	×	◎	△	×	×	△	×	△	◎	×
コンポスト汚泥	△	×	×	◎	△	△	×	○	△	△	◎	△
混練固化汚泥	△	×	×	○	△	△	×	◎	×	×	△	△

×：著しく減少（60%以下）　△：やや減少または同程度（60～120%）　○：やや濃縮（120～200%）
◎：著しく濃縮（200%以上）

汚泥別に見ると生脱水汚泥は水質全般に渡って蓄積傾向が見られ，混合液状汚泥では流出傾向が見られる。

② 温度の影響について

表－6　汚泥中の重金属と温度との関係

	強熱減量	Cd	Pb	T-Cr	Cu	Ni	Zn	As	T-Hg	CN^-	T-P	K-K
混合液状汚泥	○			○		○				○		○
生脱水汚泥	○					○						○
混合脱水汚泥	○			○		○			○	○		○
消化脱水汚泥	○	○	○	○	○	○	○			○		○
焼　却　灰			○	○	○	○	○		－	－	○	○
コンポスト汚泥	○		○				○			○		○
混練固化汚泥		○	○		○	○				○		○

表－6は，表－4の各水質項目の10℃の濃度を30℃の濃度で徐した値が1.0以上の場合○印としたものである。温度の影響を受けやすい水質項目は，強熱減量，K－N，Ni，CN^-であった。また汚泥別に見ると消化脱水汚泥が温度の影響を受けやすい。

4.4　リン酸マグネシウムアンモニウム（$NH_4MgPO_4 \cdot 6H_2O$）

下水汚泥の埋立地においては浸出水の集水パイプの中にスケールが発生し，スケールによるパイプの閉塞障害が発生することがある。同様の現象は下水処理場での汚泥処理系から水処理系への返送水パイプの内部でも見られる。このスケールはリン酸マグネシウムアンモニウムおよびリン酸マグネシウムの結晶であると言われている。本実験は，いかなる条件下でいかなる結晶がどの程度発生するかについて検討している。

(1)　実験方法

塩化アンモニウム溶液，リン酸二水素一カリウム溶液および塩化マグネシウム溶液を原液とし，この溶液中のN，P，Mgを一定濃度に調整混合したものを供試検液としている。この検液は図－6に示す2ℓのビーカーの中でpH調整および混合され固形化される。pHの調整はNaOHあるいはHClで行った。結晶生成後は図－6の基本フローに従い分析が行われる。

(2)　実験結果

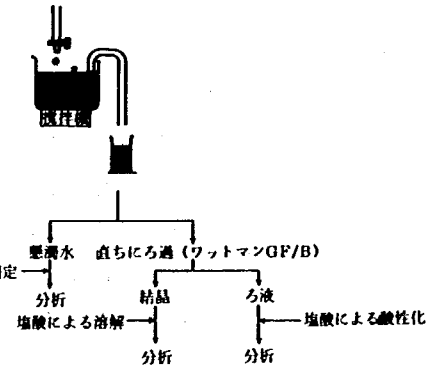
N，P，Mgの混合溶液中でおこる反応は基本的には次の式が考えられる。

$NH_4^+ + PO_4^{3-} + Mg^{2+} \rightarrow NH_4MgPO_4 \downarrow$　……（1）

$Mg^{2+} + HPO_4^{2-} \rightarrow MgHPO_4 \downarrow$　……（2）

$Mg^{2+} + 2OH^- \rightarrow Mg(OH)_2$　……（3）

この反応式はpHにより挙動が異なるため表－7に示す実験ケースで特性を調べた。

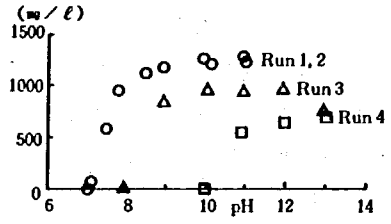


図－6　実験フロー

表－7　リン酸マグネシウムアンモニウム実験結果

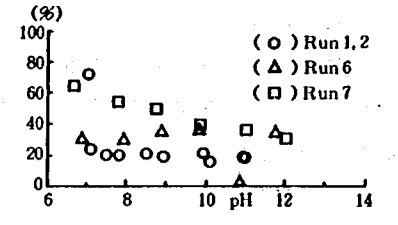
実験名	設定条件（mg／ℓ）			pH	結晶生成量	結晶組成（mg／g）			結晶割合（%）			結晶組成（m mol／g）			－N(m mol／g)		－P(～)
	NH_4－N	PO_4－P	Mg		(mg／ℓ)	NH_4－N	PO_4－P	Mg	NH_4MgPO_4	$MgHPO_4$	$Mg(OH)_2$	NH_4－N	PO_4－P	Mg	PO_4－P	Mg	Mg
Run 1	144 (140)	291 (310)	238 (240)	7.12	79	22.2	204	154	24.6	74.7	0.6	1.58	6.37	6.41			
				7.82	954	18.9	216	157	20.6	82.6	0	1.35	6.75	6.54	5.40	5.19	
				8.92	1173	19.4	217	166	20.0	78.3	1.7	1.38	6.78	6.91	5.40	5.53	0.13
				10.12	1216	15.5	217	168	15.7	81.1	3.1	1.10	6.78	7.00	5.40	5.90	0.50
				11.01	1237	17.5	200	154	19.5	78.0	2.5	1.25	6.25	6.41	5.00	5.16	0.16
Run 2	160 (140)	318 (310)	219 (240)	7.03	7	97.1	189	228				6.93	5.90	9.50			
				7.50	583	20.8	199	171	20.8	66.4	12.8	1.48	6.21	7.12	4.73	5.64	0.91
				8.51	1126	19.4	175	151	21.9	64.9	13.2	1.38	5.46	6.29	4.08	4.91	0.83
				9.93	1263	20.0	203	153	22.3	77.2	0.5	1.42	6.34	6.37	4.92	4.95	0.03
				10.96	1286	15.9	181	139	19.5	78.1	2.4	1.13	5.65	5.79	4.52	4.66	0.14
Run 3	0 (0)	297 (310)	218 (240)	7.97	18		149	116					4.65	4.83			0.18
				8.96	845		205	199		77.2	22.8		6.40	8.29			1.89
				10.06	966		193	189		76.6	23.4		6.03	7.87			1.84
				10.96	949		204	200		76.5	23.5		6.37	8.33			1.96
				11.98	967		200	185		81.2	18.8		6.25	7.70			1.45
				12.97	756		82	203		30.2	69.8		2.55	8.45			5.90
Run 4	0 (0)	0 (0)	186 (240)	10.01	9			188			100			7.83			
				10.92	552			311			100			12.95			
				12.02	645			410			100			17.08			
				13.02	700			423			100			17.60			
Run 5	283 (280)	295 (310)	236 (240)	6.90	44	91.5	141	103				3.53	4.40	4.29			
				7.67	1085	23.0	206	158	24.8	72.9	2.3	1.64	6.43	6.58	4.79	4.94	0.15
				8.72	1203	23.6	218	170	23.7	72.5	3.8	1.68	6.81	7.08	5.13	5.40	0.27
				9.83	1242	24.4	217	168	24.9	62.0	13.1	1.74	6.78	7.00	5.04	5.26	0.22
				10.70	1279	25.5	210	160	27.3	71.2	1.5	1.82	6.56	6.66	4.74	4.84	0.10
Run 6	740 (700)	313 (310)	250 (240)	6.91	507	25.8	201	144	30.7	74.0	0	1.84	6.28	6.00	4.44	4.16	
				7.99	940	17.2	135	95	30.9	75.7	0	1.22	4.21	3.95	2.99	2.73	
				8.92	1130	29.7	195	142	35.9	67.2	0	2.12	6.09	5.91	3.97	3.79	
				9.86	1210	31.6	196	144	37.5	64.5	0	2.25	6.12	6.00	3.87	3.75	
				10.96	1070	22.1	142	104	36.3	66.1	0	1.57	4.43	4.33	2.86	2.76	
				11.81	1370	28.2	179	136	35.5	63.3	1.2	2.01	5.59	5.66	3.58	3.65	0.07
Run 7	1463 (1400)	303 (310)	230 (240)	5.97	62	203	61	27				14.5	1.91	1.14			
				6.72	679	49.7	177	129	66.1	36.9	0	3.55	5.53	5.37	1.98	1.82	
				7.85	939	39.7	165	122	55.7	45.7	0	2.83	5.15	5.08	2.32	2.25	
				8.80	1170	41.0	132	146	51.6	16.1	32.2	3.14	4.12	6.08	0.98	2.94	1.96
				9.90	1380	33.9	192	139	41.8	61.8	0	2.42	6.00	5.79	3.58	3.37	
				11.09	1300	33.5	207	152	37.8	64.3	0	2.39	6.46	6.33	4.07	3.94	
				12.06	1280	28.3	212	162	32.6	65.5	1.9	2.20	6.62	6.75	4.60	4.73	0.13
A処理場における，実際のスケール						33.2	146	114	49.9	46.1	4.0	2.37	4.56	4.75	2.19	2.38	0.19

①図－7に示すようにMg単独溶液の場合，pH10以上で$Mg(OH)_2$の結晶が，Mg，P溶液の場合pH8以上で$MgHPO_4$の結晶が析出する。Run 1，2はN，P，Mgの等モル比溶液であり，結晶はpH 7.5以上で析出し，その組成は$MgHPO_4$ NH_4MgPO_4各々80%，20%となっている（図－8）。



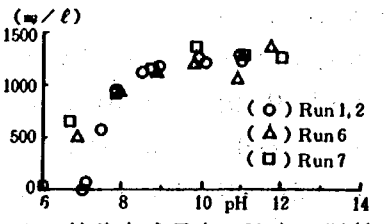
図－7　結晶生成量とpHとの関係

②NH_4—Nの存在が中性付近での結晶化に影響を与えるためRun 5, 6, 7の実験を行った。図－9はRun 6, 7（モル比で5, 10倍）のケースを図化したものであるが，NH_4—Nの濃度が高い程，中性域での結晶化は早まることが確認できる。また結晶中の組成も，Run 1, 2と異なりNH_4MgPO_4の割合が増加し，70%近くまでなる。



図－8　結晶中NH_4MgPO_4の割合とpHとの関係

③実際の処理場で発生したスケールの分析例を表－7に示す。この場合，結晶中のNH_4MgPO_4の割合は約50%であり，Run 7のケースと類似している。従って現場でのスケールの発生はMgが一定量存在すれば，pHの中性付近でかつNH_4—N濃度の高い状態で起きていると言える。



図－9　結晶生成量とpHとの関係

12. 下水汚泥と都市ごみの混焼に関する調査

汚泥研究室　室　長　京　才　俊　則
研究員　櫻　井　克　信

1. はじめに

下水汚泥の焼却には一般に多量の補助燃料を必要とする。一方、同じ都市系廃棄物である都市ごみは自燃することが多いので、両者を混合して焼却すること（混焼）により、都市系廃棄物の効率的な焼却が行える。下水汚泥と都市ごみの混焼には補助燃料削減の他、維持管理の安定化、排煙処理、焼却灰処分の一元化など焼却施設の集中によってもたらされる利点がある。このため、本調査では我が国ではまだ実施例の余り多くない下水汚泥と都市ごみの混焼の計画資料作成を目的としている。

本調査は昭和57年度から3か年で実施されており、最終年度の59年度末に本調査の成果として、土木研究所資料第2208号「下水汚泥と都市ごみの混焼に関する計画資料」を公表している。本報告では調査結果の詳細は同資料に譲り、同資料の概要をまとめることとする。

なお、下水汚泥と都市ごみの混焼を行う焼却炉としては、ごみ焼却炉と汚泥焼却炉が考えられるが、現状ではごみ焼却炉での混焼が一般的である。このため、ここではごみ焼却炉における混焼について述べる。

2. 全体計画

ごみ焼却炉における汚泥の混焼が成立するためには、まずごみ焼却施設の種々の条件と汚泥を発生する下水処理場の条件が大局的に整合しなくてはならない。主要な項目に関する両施設の一般的な比較と混焼実施上の検討課題は次のようである。

立地条件　ごみ焼却施設は市街地から離れて建設されることが多いのに対し、下水処理場は河川沿、あるいは臨海部に多いため、両施設が近接する好条件は少ない。両施設間の距離は汚泥の輸送費用と直接関連するため、十分に検討する必要がある。

施設規模　ごみ焼却施設の本来の機能を損うことなしに混焼することが、混焼成立の基本となろう。このため、ごみ焼却炉のエネルギーバランスをくずさない範囲の混焼比（脱水ケーキ重量／ごみ重量）とする両施設の結合が必要である（4章参照）。下水処理場からの発生汚泥量がこの限度以上となる場合は、限度以上の汚泥は別の処理を考えても混焼すべきかどうか検討しなくてはならない。なお、脱水汚泥と都市ごみの発生量は1人1日当たりそれぞれ200～300g、及び1,000程度である。

長期計画　ごみ焼却施設は、予定される稼動開始年度のおよそ7年後のごみ量、ごみ質で計画され、その耐用年数は15年以上となっている。一方、下水処理施設では集水区域の拡大等に伴って、年々処理水量が増加し、汚泥発生量も増加することが多い。これらのことを考慮して、長期的に整合のとれた混焼計画としなくてはならない。

汚泥とごみの変動　汚泥の質と発生量は年間を通してほぼ一定している。一方、ごみの質と発生量は、大規模施設ではほぼ一定しているが、中小施設では変動が大きい。ごみ発生量の日変動はピットをクッションとして安定化させることができるが、年間変動、及びごみ質の変動については十分検討し、整合のとれた混焼計画とする。

運転時間　大規模なごみ焼却炉は一年間で一炉につきオーバーホールに25～30日、点検に5～7日、全施設の点検等に5～7日の休止期間があり、一炉当りの年間稼動率は89%程度となっている。同様に中小規模のごみ焼却炉の稼動率は77～82%である。これらを考慮して、汚泥の持ち込み計画を立てるとともに、ごみ焼却炉の休止期間における汚泥の処理処分法を検討しなくてはならない。

3. 混焼システムの構成と検討項目

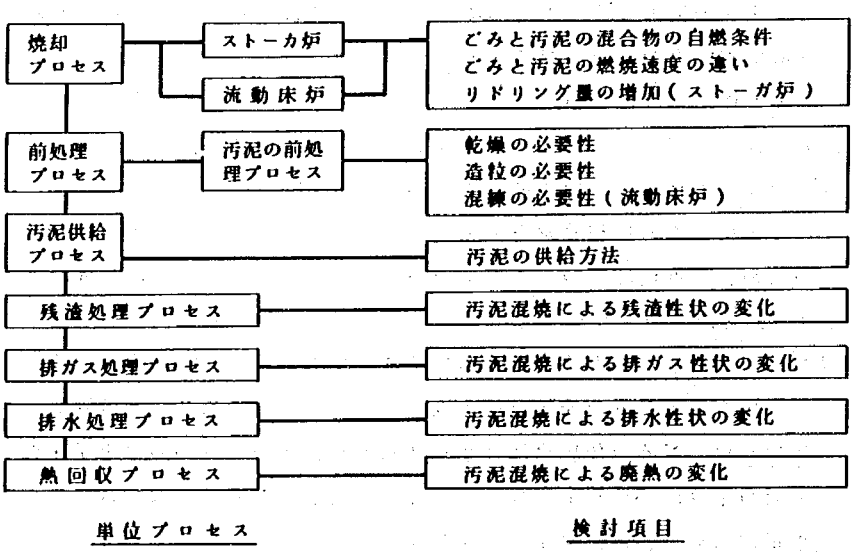
一般的に混焼システムは、図－1に示すような7つの単位プロセスで構成される。各単位プロセスを組立てる要素技術の殆どすべては既存技術であることから、要素技術そのものが問題となることは少なく、どのような観点から特定の要素技術を選定するかということが、混焼計画上のポイントとなろう。要素技術の選定に当って検討すべき主な項目を図－1に示した。混焼システムは本来、前処理プロセスからスタートするべきであるが、図－1では焼却プロセスからスタートしている。これは、混焼を計画する場合、ごみ焼却炉の型式が与えられていることが多いと考えられること、及び混焼システムの中核となる焼却炉の型式によって前処理プロセス、汚泥供給プロセス等の周辺プロセスが異なってくるためである。

3.1　焼却プロセス

現在設置されているごみ焼却炉はストーカ炉と流動床炉が殆どであるため、焼却プロセスの検討対象もこの2つの炉となる。

1)　ごみと汚泥の混合物の自燃条件　4章参照

2)　ごみと汚泥の燃焼特性の違い　脱水汚泥と都市ごみでは、形状、組成、燃料的特性等に大きな差異がある。脱水汚泥は、調質方法、脱水機の種類等により異なるが、水分が高く（60～80%）、粘土状を呈し、嵩比重が大きく（0.6～1.1 t／m³）、低位発熱量は低い（100～400 kcal／kg）。一方、都市ごみは家庭から排出される可燃性廃棄物であり多種多様な物質の集合



図－1　ごみ焼却炉における汚泥の混焼システムの構成と検討項目

体である。一般的に嵩比重は小さく（0.2～0.3 t／m³）、低位発熱量は高い（1,200～2,000 kcal／kg）。このため、脱水汚泥はごみに比べ乾燥を含めた燃焼速度が小さいので都市ごみ用に設計された焼却炉で混焼比を高くして混焼すると、ごみと脱水汚泥の混合物の発熱量が自燃点以上にあっても、次のような問題を生ずる。

ストーカ炉の場合　高水分で粘性の高い団塊状の脱水汚泥を大量に投入すると、ストーカ上では流動層における様な活発な熱交換が行われないため、脱水汚泥の燃焼遅れが生ずる。この結果、ごみ専焼時に比べ燃え切り点が後方に移行するとともに、焼却灰中の未燃分が増加する。これには次のような対策が考えられる。

a. 混焼比を0.1以下とする。混焼比0.1以下では焼却灰の質の大巾な低下はないという実績が多いためである。

b. 汚泥の火床上の分散性を高める。脱水汚泥のストーカ上での受熱頻度を高め、燃焼速度を上昇させる。

c. 撹拌混合特性のよいストーカとする。

d. ストーカを長くする（火床負荷を低くする）。ごみ専焼の標準炉床負荷は150 kg／m²·hrであるがこの値を低くとり、脱水汚泥の炉床上の滞留時間を長くする。

e. 脱水汚泥を乾燥して炉に投入する。乾燥汚泥とすると低位発熱量が上昇するだけでなく、団塊状で粘性の高い脱水汚泥も解砕されるため、燃焼速度が著しく増加する。乾燥のための熱は炉からの廃熱が用いられる。

流動床炉の場合　流動床炉での燃焼は、流動砂のもつ大きな熱容量が燃焼の安定化に役立つとともに流動砂により強力な撹拌、混合が行われるため、燃焼速度は速く、脱水汚泥の混焼による燃焼速度の変化も少ないが、一般的に脱水汚泥と都市ごみの燃焼パターンは異なるため、これに留意する必要がある。脱水汚泥は流動層内での燃焼比率が高く、流動砂との激しい接触により、解砕、乾燥、燃焼というプロセスをとる。一方、都市ごみは流動層内だけでなく、流動層表面及びフリーボード部でも燃焼する。このように、脱水汚泥と都市ごみの流動層内での燃焼位置が異なる（2層燃焼）ので、混焼比を大きくとる場合、次のような配慮が必要となる。

a. 脱水汚泥と都市ごみを炉投入前に機械的に混練して均質化する。

b. 脱水汚泥を炉内に分散投入する。

c. 流動層内でのごみの燃焼比率を高めるため、流動砂に二次元流動を与える。

d. 供給汚泥を前乾燥する。

流動床炉における混焼の実績は少ないので、今後その実績を増やすことが望まれる。

3）リドリング量の変化（ストーカ炉）

ストーカ炉では、ストーカが往復動、回転動等をしてストーカ上の燃焼物を撹拌混合するとともに、ストーカ下部から燃焼用空気を送るため、ストーカに隙間がある。この隙間から落下する燃焼物をリドリングと称しているが、汚泥は乾燥、解砕が進むにつれて粉状となるため、汚泥を混焼すると未燃分の多いリドリング量の増加が考えられる。対策として次のようなものがある。

a. リドリングの少ないストーカとする。

b. 汚泥を乾燥・造粒してリドリングを出にくくする。

c. 乾燥汚泥を炉内に吹込み浮遊燃焼させることで、ストーカ上の燃焼負荷を下げる。

3.2 前処理プロセス

ごみ焼却炉で混焼する場合に必要となる前処理プロセスは、脱水汚泥の燃焼特性の改善のためのもので、脱水汚泥の乾燥、造粒、及び脱水汚泥とごみの混練がある。

1) 脱水汚泥の乾燥

焼却炉からの廃熱を利用して行う脱水汚泥の乾燥には2つの目的がある。

a. 脱水汚泥の水分を蒸発して、汚泥の低位発熱量を増加させる。これは、脱水汚泥とごみの混合物の発熱量が自燃点以下のとき、補助燃料の削減ないしは混合物を自燃点以上にすることができる。この目的で汚泥乾燥を行う場合は、蒸発した汚泥からの水分を焼却炉へ返さないようにしなくてはならない。このために水スクラバーに通した乾燥排ガスを燃焼用空気として用いるとともに、乾燥排ガス中の臭気を酸化することが行われる。

b. 乾燥することにより、脱水汚泥を解砕し燃焼速度をあげ、3.1で述べたような脱水汚泥の燃焼速度の低さから生ずる問題を解決する。

汚泥に用いられる代表的な乾燥機には、伝導伝熱乾燥機（間接熱媒体乾燥機）と対流伝熱乾燥機（直接熱風乾燥機）の2つがある。前者は水蒸気等を用いて間接的に乾燥するため、乾燥排ガスは脱水汚泥から発生した水蒸気や揮発性成分が殆どで浮遊物質は少量である。このため比較的容易にスクラバーで除湿を行うことができ、大量の排蒸気を炉内に持込むことがないので、炉温の低下がなく混焼比を高め得る利点がある。一方、後者は多量の焼却炉高温ガスを引き出し、炉外の乾燥機で脱水汚泥と直接接触させて乾燥させるため、温度の低下した乾燥機排ガスと汚泥から発生した多量の水蒸気を炉内に戻して高温脱臭する必要がある。このため炉温を引き下げるので、混焼比は前者に比べ低く抑える必要がある。しかし、気流乾燥方式などの場合には前者に比べ、含水率の低い乾燥汚泥とすることができる。

2) 脱水汚泥の乾燥・造粒（ストーカ炉）

脱水汚泥を乾燥・造粒する主目的は、ストーカからのリドリング防止にある。脱水汚泥を造粒するためには、その含水率を適正に調整する乾燥が必要である。このような湿潤粉体は、造粒機構として自足造粒させることは困難で、圧縮成形、押出し成形の様な強制造粒によらなければならない。

3) 脱水汚泥とごみの混練（流動床炉）

先に述べた、流動層における汚泥とごみの二層燃焼を避けるための一手法として脱水汚泥とごみを混練し、炉投入混合物を均質化することが考えられている。混練装置の選定に当っては、ごみに含まれている空缶、ビン類によるトラブルを避けるよう考慮する必要があろう。このためには、十分な前選別も検討しなくてはならない。

3.3 汚泥供給プロセス

焼却炉内へ汚泥を供給する方法は数多く考えられるが、炉の型式、混焼比、汚泥とごみの質等を考慮して、十分で安定した焼却が行えるような定量性が確保できる方式を選定する必要がある。

ストーカ炉への供給　ストーカ炉へ供給する汚泥として、脱水汚泥と乾燥汚泥がある。

a. 脱水汚泥　汚泥の位給位置にはごみピット、及びごみホッパがある。ごみピットに供給する場合は、クレーンバケットにより、汚泥とごみを撹拌混合して混合物をごみホッパに送る。ごみホッパの場合は、別に設けた汚泥貯留槽から汚泥を定量的に供給する。

b. 乾燥汚泥　含水率30～40%前後以下に乾燥した汚泥は、脱水汚泥に比べ、運搬、定量供給とも容易になるとともに、燃焼特性も向上しているため、供給手段の選択範囲は広くなる。脱水汚泥と同じ供給位置とすることができる他、含水率10%以下に乾燥した汚泥は微粉状で、着火性、燃焼性に優れているので、炉に直接吹込み燃焼させ、かなりの割合を浮遊燃焼させることもできる。

流動床炉への供給　流動床炉へ供給する汚泥は、脱水汚泥が多く、ストーカ炉へ脱水汚泥を供給する方法の他に、直接、ポンプで炉内に供給する方法、及び汚泥とごみを混練後、炉内に供給する方法がある。

3.4　残渣処理プロセス

焼却灰の処理を行う本プロセスでは、焼却灰の絶対量は増加する他は、混焼固有の問題はないと考えられる。

3.5　排ガス処理プロセス

排ガス成分の内、規制対象となるSO_x、NO_x、HCℓ、ばいじん及び臭気について検討する。

SO_x　排ガス中のSO_x濃度は、燃焼物中の可燃性いおう（排ガスに移行するいおうの割合）の多少に依存する。一般に、汚泥中のいおう含有率はごみより大きいが、汚泥中のいおうに対する可燃性いおうの割合は、調質剤によって異なり、高分子汚泥の方が石灰汚泥より多い。しかし、混焼比を大きくとる場合は、排ガス中のSO_x濃度の増加に注意する必要があろう。

NO_x　排ガス中のNO_xは、可燃分中の窒素がNO_xになるFuel NO_xと燃焼空気中の窒素がNO_xに酸化されるThermal NO_xがある。Fuel NO_xについては、一般的に汚泥中の窒素含有率はごみより多いため、混焼によって増加する傾向がある。Thermal NO_xについては、燃焼温度、空気比によって異なる。混焼時の測定結果によると、排ガス中のNO_x濃度は混焼比が小さいこともあって一般に、顕著な影響は見られていない。

HCℓ　HCℓの発生量は、可燃分中のCℓ含有量による。一般に、Cℓ含有量はごみの方が多い。これは塩化ビニル等によるものである。汚泥中にも塩分（NaCℓ）や調質剤として使用される塩化鉄からのCℓがあるが、これらからのHCℓ生成は少ない。このため、混焼により排ガス中のHCℓ濃度が上昇することはない。

ばいじん　ばいじんの発生量は、炉型式、燃焼方式、燃焼物等の条件によって異なる。ストーカ炉で乾燥汚泥を吹込み燃焼を行う場合、流動床炉で燃焼を行う場合等では、混焼によりばいじん量が増加する。しかし、混焼比が極端に大きくなければ、一般のごみ焼却炉に設置されている乾式電気集じん器で対応可能である。

臭気　炉出口排ガス温度が約800°C以上に保たれておれば、臭気成分はほぼ熱分解することから、混焼による影響はないと考えられる。

3.6　排水処理プロセス

既存処理プロセスで対応できると考えられる。

3.7　熱回収プロセス

混焼によっても、熱回収に影響する排ガスの性状はごみ専焼時と大きな差はないため、基本的には従来の回収技術で十分である。しかし、発熱量の低い汚泥に熱を供給するため余剰熱量が減少すること、及び、燃焼条件によっては排ガス中のばいじん量が増えるため、熱回収設備の伝熱面とその配管へのばいじんの付着について考慮する必要がある。

4.　汚泥とごみの混合物の自燃範囲

汚泥とごみの混合物の自燃範囲を混焼システムの熱収支シミュレーションを行って求めた。炉の熱損失、及び空気比を10%、1.7～2.2とした場合をシステムⅠとし、熱損失、空気比を7%、1.3～1.7とした場合をシステムⅡとした。またそれぞれのシステムで脱水汚泥を投入する場合をa、蒸気乾燥汚泥を投入する場合をbとした。システムを構成する主なプロセスは次の通りである。炉本体、ボイラー、エネルギー回収装置、及び燃焼排ガス処理のための水スクラバー、白煙防止用の熱交換機。さらにbでは水蒸気乾燥機、乾燥排ガスの除湿用水スクラバーが加わる。燃焼排ガス中の廃熱を利用するボイラーからの水蒸気は、燃焼用空気の予熱、排ガスの白煙防止、及でb では乾燥機に用いられる。乾燥機のための水蒸気量が不足する場合は補燃して水蒸気を確保する。計算に用いた汚泥とごみの燃料的性状、及び計算結果を表－1に示す。主なシミュレーション条件は次の通りである。炉排ガス温度＝800～

表－1　自燃する混焼比の範囲

混焼システム		ごみ	汚泥 低位発熱量 (kcal/kg)	可燃分率 (%)	含水率(%)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
						22	146	156	312	437	492	329	340	497	654
						70	70	56	70	70	60	40	50	50	50
						85	82	78	78	75	70	65	70	65	60
Ⅰ炉の熱損失 10%、空気比 1.7～2.2	a 脱水汚泥投入	A	850	67	75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		B	1,028	63	75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		C	1,512	52	75	～0.32	～0.36	～0.39	～0.44	～0.51	～0.60	～0.55	～0.51	～0.68	～1.01
		D	1,996	41	75	～0.75	～0.85	～0.90	～1.02	～1.20	～1.41	～1.30	～1.20	～1.60	～2.38
		E	2,481	30	75	～1.81	～1.33	～1.42	～1.60	～1.89	～2.22	～2.04	～1.89	～2.51	～3.74
	b 蒸気乾燥汚泥投入	A	850	67	75	—	—	—	1.08～2.43	0.95～9.69	1.09～	3.82～4.18	1.76～3.86	1.51～	1.32～
		B	1,028	63	75	0.66～1.30	0.55～1.77	0.73～1.93	0.45～3.39	0.40～15.8	0.46～	1.60～5.83	0.73～5.39	0.63～	0.55～
		C	1,512	52	75	～2.35	～3.26	～3.46	～6.69	～32.4	0 ～	～10.4	～9.58	0 ～	0 ～
		D	1,996	41	75	～3.53	～4.90	～5.23	～10.0	～49.1	0 ～	～14.9	～14.3	0 ～	0 ～
		E	2,481	30	75	～4.59	～6.38	～6.96	～13.0	0 ～	0 ～	～19.4	～19.1	0 ～	0 ～
Ⅱ炉の熱損失 7%、空気比 1.3～1.7	a 脱水汚泥投入	A	850	67	75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		B	1,028	63	75	～0.21	～0.25	～0.27	～0.33	～0.43	～0.55	～0.44	～0.40	～0.66	～1.85
		C	1,512	52	75	～0.80	～0.94	～1.01	～1.23	～1.61	～2.07	～1.64	～1.52	～2.49	～7.02
		D	1,996	41	75	～1.38	～1.63	～1.75	～2.14	～2.79	～3.60	～2.85	～2.63	～4.33	～12.2
		E	2,481	30	75	～1.97	～2.32	～2.48	～3.04	～3.97	～5.13	～4.06	～3.75	～6.16	～17.4
	b 蒸気乾燥汚泥投入	A	850	67	75	0.05～1.44	0.04～2.16	—	0.04～6.69	0.03～	0.08～	—	—	—	—
		B	1,028	63	75	～1.90	～2.87	～3.20	～8.86	0 ～	0 ～	～0.79	～2.46	～2.11	～1.85
		C	1,512	52	75	～3.35	～5.05	～5.37	～15.1	0 ～	0 ～	～3.01	～9.36	～8.03	～7.02
		D	1,996	41	75	～4.42	～7.09	～7.53	～22.0	0 ～	0 ～	～5.23	～16.3	～13.9	～12.
		E	2,481	30	75	～5.48	～8.81	～9.80	～28.8	0 ～	0 ～	～7.45	～23.2	～20.0	～17.

950℃、ボイラー熱効率90%、水蒸気乾燥機熱効率95%、乾燥汚泥含水率＝40%（システムⅠ－b）、60%（システムⅡ－b）。なお、ここでは炉、及びボイラー補燃用の重油を必要としない場合を自燃と定義している。

表－1より次の様なことが指摘される。

a. 自燃する混焼比の範囲は、乾燥汚泥を投入するbの方が脱水汚泥投入のaより大きい。b. ごみBとの混焼においては、システムⅠ－aでは自燃する混焼比が求まらないが、炉の熱損失、空気比を小さくしたシステムⅡ－aでは求まる。c. 表－1に示す自燃する混焼比の範囲は、マクロな熱収支シミュレーションから求めたもので、実際の適用に当っては、3章で述べたような汚泥とごみの燃焼速度の差、混合状態等を考慮しなくてはならない。

5. 混焼の経済性

建設費と維持管理費を積算して、汚泥と都市ごみの混焼の経済性を、汚泥とごみを単独に焼却（専焼）した場合と比較して検討した。この比較のための条件を表－2、3、4に示す。下水道普及率は100%とした。施設は平均的な仕様として建設費を積算したが、用地費は除外した。混焼のための施設は、汚泥貯留施設、乾燥設備（ストーカ炉）である。維持管理費は、補助燃料費、電力費、薬品等の消耗品費、人件費、補修費を積算した。

表－2　経済性比較のためのモデル

都市規模（千人）	25	50	100	200	1,000
ごみ発生量　（t/d） 低位発熱量　ave. （kcal/kg）　max.	25 1,200 1,700	50 1,400 1,900	100 1,500 2,000	200 1,600 2,100	1,000 1,800 2,300
汚泥発生量　（t/d）	8.0	16	32	64	320
ごみ焼却炉 ガス冷却方式 発電設備	12.5t/8hr×2 W. S. —	25t/16hr×2 W. S. —	50t/16hr×2 W. S. —	100t/d×2 B. L. C. W. T.	250t/d×2×2 B. L. C. W. T.
汚泥焼却炉 流動床炉 多段床炉	8.0t/8hr C. F. C. F.	16t/12hr D. F. C. F.	32t/d D. F. C. F.	64t/d D. F. C. F.	320t/d D. F. C. F.
混焼　（ストーカ炉）	D. C.	D. C.	D. C.	D. C.	D. C.
混焼　（流動床炉）	C. C.	C. C.	C. C.	C. C.	C. C.

W. S. ：水噴射減温　B. L. ：ボイラー減温　C. W. T. ：復水タービン発電　C. F. ：ケーキ投入
D. F. ：乾燥ケーキ投入　C. C. ：ケーキ混焼　D. C. ：乾燥混焼

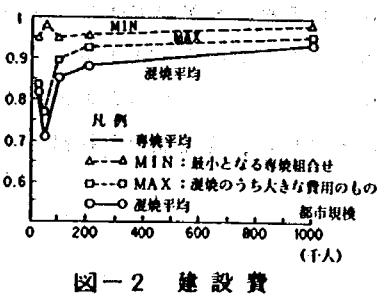
表－3　ごみ及び汚泥の原単位、性状

ごみ：1.0kg/人・日		水分(平均)	45.5～59.1%
	可燃分率 75%	可燃分高位発熱量	5,500kcal/kg
汚泥：70gD.S/人・日		水分	78%
	可燃分率 70%	可燃分高位発熱量	5,500kcal/kg

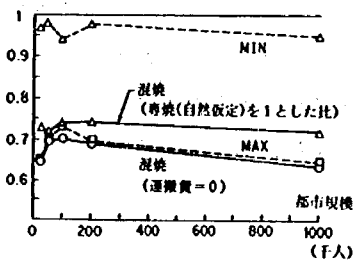
表－4　積算に用いた主な単価

燃料単価（A重油）：	80,000円/kl	
電力単価（買電）：	ごみ焼却及び混焼	
	12.5t炉	30円/kwh
	25t～50t炉	22円/kwh
	100t～	20円/kwh
	汚泥焼却	
	全部	20円/kwh
（売電）：	5円/kwh	200千人
：	6円/kwh	1000千人
人件費	： 500万円/年	

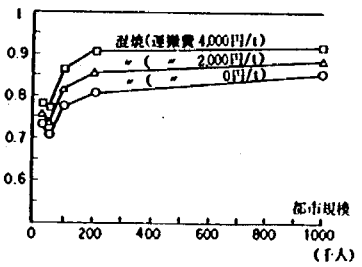
結果を図－2、3、4に示す。汚泥炉は流動床炉、多段炉、ごみの専焼炉及び混焼炉はストーカ炉、流動床炉としたが、結果はこれらの炉の平均値を用い、専焼時の費用を1とした比で示す。図中でMINは、専焼の組合せのうち、最小費用となるもので、MAXは混焼のうち費用の大きなものを同様



図－2　建設費



図－3　維持管理費



図－4　総投資額

の比で示したものである。図－2、3、4から混焼の経済性を検討すると次のようである。

a. 混焼は専焼に比べ、建設費及び維持管理費それぞれにおいて経済的となる（図－2、3、）。

b. （建設費）＋（維持管理費×15年）を総投資額として比較すると、小都市程混焼が有利となる（図－4）。

c. 下水処理場からごみ焼却施設までの汚泥の運搬費を2,000円／t、4,000円／t とすると、図－4のようになり、総投資額に占める運搬費の割合は大きい。

6. 混焼実施上の問題点

ごみ焼却施設における下水汚泥と都市ごみの混焼には、技術上いくつか留意すべき点があるが、解決方法も明らかとなっており、技術上の問題は少ないと考えられる。しかし、行財政の分野では、解決すべき問題、あるいは調整を図るべき事項が存在すると考えられる。これらは下水道事業と清掃事業がそれぞれ別々の整備体系で実施されてきていることに起因している。問題点を整理すると次のようである。

a. 「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」（以下、廃掃法という）において、下水汚泥は産業廃棄物、都市ごみは一般廃棄物に分類され、処分の責任は前者では事業者に、後者では市町村にある。下水道事業の事業者は、市町村又は都道府県であるが、市町村の場合でも一般廃棄物を扱う市町村と、下水道事業主体の市町村ではその性格が異なっている。例えば、維持管理費は、都市ごみ事業は一般会計で、下水道事業は別な会計で賄われるなどの違いである。

b. 処理施設の建設についても、下水汚泥は下水道法に、都市ごみは廃掃法に規定されている。

以上の基本的な問題点から、次のような具体的な問題が生じる可能性があろう。

c. ごみ焼却施設に設ける汚泥混焼のための各種施設の性格、位置づけ

d. 産業廃棄物の下水汚泥と一般廃棄物の都市ごみを混焼した残渣の混焼灰の性格、扱い

e. 施設管理に係わる責任のあり方

f. 維持管理費の負担のあり方

g. 混焼するために変化する環境の対策

これらの問題を解決するためには、下水汚泥と都市ごみの混焼を実施した場合の公共的利益を具体的に把握し、その利益を相互に分ち合うという方針をとることが重要と考えられる。

7. おわりに

下水汚泥と都市ごみの混焼はドイツ等ヨーロッパでは多く実施されているが、我が国では2～3の例があるにすぎない。しかし、混焼を検討している都市はいくつかあり、今後その実施数は増加するものと考えられる。このような現状に鑑み本調査では混焼技術の現状をまとめ、混焼計画立案のための参考資料を作成した。本調査の成果は実際の施設で検証すべきものも多いが、今後混焼を検討する方々の参考になれば幸いである。

13. 汚泥性状の改善に関する調査

汚泥研究室　室　長　京才　俊則
研究員　櫻井　克信
白石　　隆

1．調査の目的と必要性

近年、多くの下水処理場において、下水汚泥の濃縮性が悪くなってきている。このため、消化プロセスにおいて加温熱量が増大したり、また、脱水プロセスにおいて薬品添加量が増大するなどの問題が生じている。濃縮性に係わる汚泥性状を決める因子は数多く、また、それぞれが複雑に関連するものと理解されている。このような現状から、本調査では、下水汚泥の濃縮性に関する因子を整理し、それらの因子と濃縮性との相関を明らかにすることにより汚泥性状の改善を図ることを目的としている。

2．昭和５８年度までの調査結果

昭和５５年度は、汚泥性状を表す指標を、物理的、化学的、生物的な３つの項目に分類し、どの様な因子がその指標となり得るかを考察した。また、物理的指標のうち、汚泥粒子の比重、汚泥の粒度、ゼータ電位の測定方法を検討した。

昭和５６年度は、1.統計調査により、合流式と分流式の違いによる汚泥濃縮性状の差が年々少なくなりつつあり、両方式とも、濃縮性状が悪化していることを指摘した。2.硝化脱窒運転を行っているパイロットプラントから発生する汚泥の濃縮性とＶＳには強い相関が認められた。3.沈降速度に大きな影響を与える因子の粘性（μ）は、ＴＳと強い相関があることが認められた。

昭和５７，５８年度は、可搬式汚泥濃縮実験装置及び室内での沈降筒による各種余剰汚泥の濃縮実験を行い、各種因子（比重，粘度，コロイド当量，粒度分布，粗タンパク・炭水化物・脂質の三成分等）と濃縮性との関係を調べた。1.標準活性汚泥法に比べて、酸素活性汚泥法からの汚泥の沈降性・濃縮性が良好であるほかは、水処理方法による明確な差はなかった。2.沈降速度へ影響ある因子として、見かけ比重があり、これは有機成分比と負の相関があった。

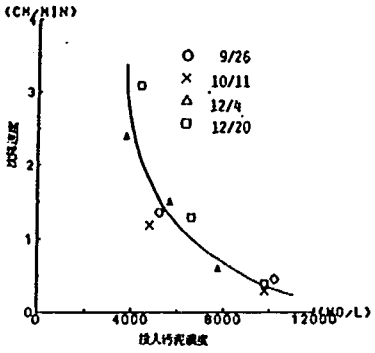
3、昭和５９年度調査結果の要旨

本年度は、以下の２項目について余剰汚泥を用いた調査を行った。

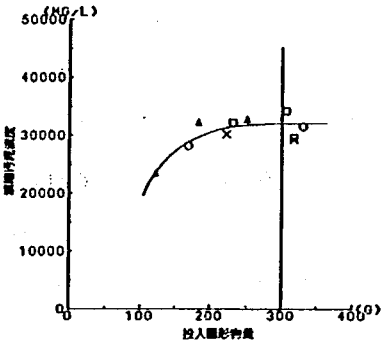
（1）　濃縮性評価手法の検討　　汚泥の濃縮性を評価するため沈降実験が行われるが、沈降速度や濃

縮（汚泥）濃度は、投入（初期）濃度の影響を受けるため、汚泥特有の値は把握できない。そこで、この固有値を知るための手法を提案し、２種類の余剰汚泥について適用しその有用性を検討した。

（２）　分離濃縮の効果に関する検討　　初沈汚泥及び余剰汚泥の汚泥性状は異なるため、重力濃縮においても両者を別々に、それぞれの最適条件で濃縮する分離濃縮は検討すべきであると考えられる。本年度は、まず濃縮に関する汚泥性状のうち余剰汚泥のガス発生特性を調査し、ガス発生休止期による濃縮を提案した。



図－１　投入汚泥濃度と沈降速度



図－２　投入固形物量と濃縮汚泥濃度

４、昭和５９年度の調査結果

４．１　濃縮評価手法の検討

（１）　濃度に影響されない指標の必要性

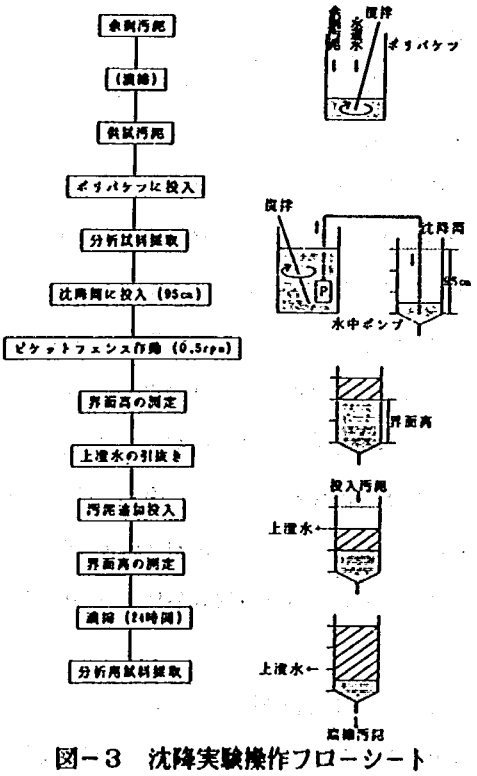
汚泥の濃縮性は回分式の沈降実験を行い、汚泥粒子の水からの分離を表す沈降速度、濃縮汚泥濃度を指標として評価することが多い。しかし、図－１，２に示すように、同一汚泥であっても、沈降速度は投入濃度によって、濃縮（汚泥）濃度（最下部の濃度）は投入固形物量（投入濃度）によって大幅に変化する。このため、これらの指標を用いる場合には、この点に注意しなければならない。

濃縮性と汚泥性状との関係について検討する場合には、その汚泥の濃度に影響されない代表値が必要である。そこで本調査では、この両指標について汚泥濃度の影響を排除した汚泥固有値を把握する手法について検討を行った。

なお、このデータを含めて以下の実験に用いた沈降筒は、内径200㎜、深さ950㎜ 透明アクリル製円筒に、かき寄せ翼とピケットフェンスを設けたものである（詳細図は昭和５６年度報告書参照）。

（２）　濃縮性評価手法

投入濃度に影響されない濃縮性評価としての手法を考えた（図－３参照）。



図－３　沈降実験操作フローシート

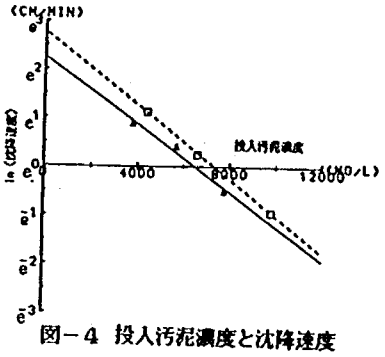
「同一汚泥の濃度を水道水により３段階（以上）に調整したものを用いて、回分式の沈降濃縮実験を

行い、式（1）に整理し沈降性を表す固有値を求める。回分実験でさらに汚泥を追加投入し、濃縮汚泥濃度の飽和値を求める。」

（考え方）

沈降性の固有値としては、基準濃度の沈降速度を用いることとした。しかし、基準濃度に汚泥濃度をすばやく調整出来ないことから、基準濃度の前後に投入汚泥濃度が分布するように調整し、沈降速度の回帰式から基準濃度の沈降速度を求めることとした。

沈降速度（V）は、汚泥濃度（C）と式（1）のような関係がある（図－4）。



図－4 投入汚泥濃度と沈降速度

$$V = Vo * exp(-K * C) \qquad (1) \qquad (Vesilid,'69)$$

ここで、Vo ：ストークスの沈降速度（cm/min）

K ：定数（l/mg）

この基準濃度には昨年度の調査対象とした２６箇所の余剰汚泥のほとんどが5,000mg/l から10,000mg/lに分布していたことから、この最も低い濃度、5,000mg/l を基準濃度とすることにした。このため、投入汚泥濃度を4,000mg/ｌから10,000mg/lまでの間の３段階とすることを目標とした。

表－1 実験試料の採取状況

処理方法	回数	採取日時	天候	気温（℃）	水温（℃）
A	1	1/29 10:40	雪	9.5	12.6
A	2	2/13 10:20	曇り	12.1	13.3
A	3	2/27 10:45	曇り	10.4	14.0
A	4	3/13 10:10	曇り	16.7	13.8
B	1	2/6 10:30	曇り	13.5	13.1
B	2	2/19 9:50	雨	10.7	12.5
B	3	3/6 9:10	曇り	10.0	13.3

濃縮濃度は沈降時間２４hrの場合、（累積）投入固形物量が一定値を超えると濃縮濃度が一定値に収束する傾向がある（図－２）ので、濃縮濃度の飽和値をその汚泥の固有値とすることが考えられる。その汚泥の飽和値は図－２から判断して、（累積）投入固形物量が300 g を超えるように追加投入することとした。追加投入は沈降開始３時間経過後とした。これは、300gに足りない汚泥量を投入できるよう上澄水を引抜くので、このとき汚泥界面

表－２ 供試汚泥の性状

	水温(℃)	PH	固形物濃度（mg/l）	強熱減量率	M-アルカリ度	平均粒径（μm）	みかけ比重	真比重
A-1-イ	20.7	7.0	2,400	0.83	67	40	x	1.95
□	20.5	6.8	6,000	0.85	105	39	x	1.80
△	20.7	6.7	8,000	0.85	116	46	x	1.36
A-2-イ	17.4	7.0	4,400	0.84	94	58	1.02	1.63
□	17.0	6.9	6,200	0.84	109	63	1.03	1.59
△	16.5	6.8	9,100	0.86	127	72	1.02	1.43
A-3-イ	16.4	6.8	5,600	0.84	91	63	1.01	1.63
□	16.1	6.8	7,600	0.84	106	66	1.02	1.60
△	15.2	6.8	9,300	0.85	113	34	1.02	1.57
A-4-イ	17.1	6.9	5,600	0.85	91	48	1.02	1.59
□	16.6	6.8	7,600	0.85	108	65	1.02	1.56
△	15.2	6.8	9,200	0.84	118	65	1.02	1.53
B-1-イ	14.9	6.7	2,600	0.80	107	58	1.02	1.89
□	15.3	6.7	3,600	0.75	123	56	1.02	1.73
△	15.1	6.7	4,800	0.79	144	63	1.02	2.04
B-2-イ	16.4	7.1	4,400	0.73	112	72	1.02	1.66
□	16.8	6.9	6,000	0.73	198	79	1.02	1.67
△	14.5	6.9	8,200	0.76	164	126	1.02	1.63
B-3-イ	15.7	6.9	3,200	0.74	97	76	1.01	1.72
□	15.3	7.0	4,400	0.74	112	79	1.01	1.73
△	15.1	6.9	6,500	0.74	128	81	1.01	1.71

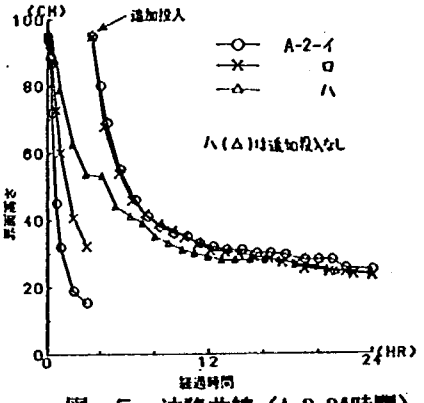
に影響を与えないことなどを考慮したものである。

（3） 実験結果及び考察

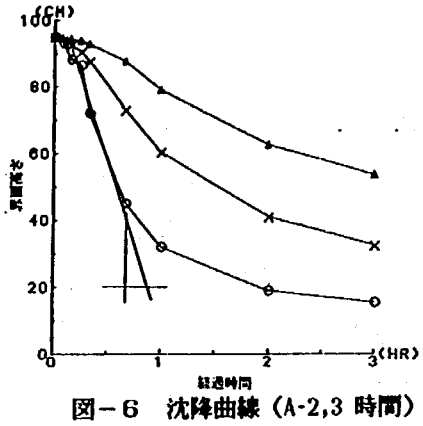
実験は、A：長時間活性汚泥法、B：循環式活性汚泥法からの余剰汚泥を用いて複数回行った。実験試料の採取状況を表－1に示し、この時の汚泥性状を表－2に示す。

A 沈降特性に関する固有値

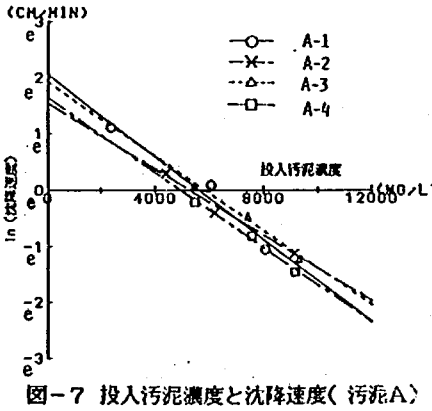
図－5，6に、汚泥界面の沈降曲線を示す。このうち図－6は、追加投入までの界面をしめしており、この曲線の接線（沈降速度）の最大値を以下では沈降速度とした。実験によって求められた投入濃度と沈降速度との関係を図－7，8に回帰



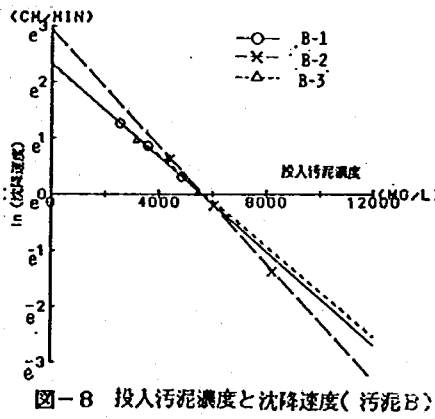
図－5 沈降曲線（A-2,24時間）



図－6 沈降曲線（A-2,3 時間）



図－7 投入汚泥濃度と沈降速度（汚泥A）



図－8 投入汚泥濃度と沈降速度（汚泥B）

表－3．2 汚泥の沈降特性値（B） Vesilindの式 $V=Voe^{-kc}$

実験ケース	実測値		計算値	
	固形物濃度 ($\times10^4$ mg/l)	沈降速度 (cm/min)	Vo(cm/min) K($\times10^4$l/mg)	V (cm/min) ※
B－1	0．25	3．5	10	1．3
	0．36	2．4		
	0．48	1．4	4．2	0．16
B－2	0．44	1．9	19	1．4
	0．60	0．83		
	0．82	0．26	5．2	0．10
B－3	0．32	2．6	10	1．3
	0．44	1．9		
	0．55	1．0	4．0	0．18
平均値			13 /4.5	1.3 /0.15

表－3．1 汚泥の沈降特性値（A） Vesilindの式 $V=Voe^{-kc}$

実験ケース	実測値		計算値	
	固形物濃度 ($\times10^4$ mg/l)	沈降速度 (cm/min)	Vo(cm/min) K($\times10^4$l/mg)	V (cm/min) ※
A－1	0．24	3．0	7．9	1．3
	0．60	1．1		
	0．80	0．35	3．7	0．20
A－2	0．44	1．4	4．7	1．1
	0．62	0．68		
	0．91	0．33	3．0	0．24
A－3	0．55	1．1	6．9	1．3
	0．75	0．63		
	0．93	0．29	3．3	0．24
A－4	0．55	0．82	5．2	0．99
	0．76	0．45		
	0．92	0．24	3．3	0．19
平均値			6.2 /3.3	1.2 /0.22

※ 上段5,000 下段10,000 (mg/l)

式のVo 及びKの一覧を表－３に示す。

ⓐ 目的とする濃度範囲では、両汚泥とも式（１）で十分回帰できることが確認出来た。ただし、汚泥Ｂ－１、３においては、投入汚泥濃度をうまく　調整出来ず濃度範囲が低濃度側にずれた。

ⓑ 基準濃度（5,000㎎/l)における沈降速度は、Va=1.0 ～1.3cm/min、Vb=1.3 ～1.4cm/min であり、両汚泥の差は少ないが、回帰式のKの値が異なっている。この場合、回帰式から計算すると濃度10,000㎎/lのとき、Va=0.19 ～0.24cm/min, Vb=0.10 ～0.18cm/minとなり、汚泥ＡとＢに差が生じている。つまり、汚泥の沈降速度は、投入濃度5,000 ～ 10000㎎/l の範囲でも一定傾向では変化しないと考えられる。この場合高濃度領域で汚泥Ｂの沈降速度が低下する理由には、4.2 で述べるように脱窒により発生した窒素ガスが汚泥に付着し沈降速度を低下させたとも考えられる。しかし、一般的には回帰式のVo 及びKがそれぞれ変化すると考えるべきであろう。汚泥の沈降性の固有値として、Vo とKの二つを用いることも考えられるが、汚泥性状との関係について解析するときに非常に難しくなる。このため、基準濃度における沈降速度によって汚泥の沈降特性を代表させることは捨てがたい。干渉沈降域でのKの値の変化について、多種類の汚泥について実態を確認し、沈降性の固有値の表現について検討することが必要である。

ⓒ 沈降曲線から沈降速度を求める今回の方法では、測定の時間間隔の設定や、沈降曲線の時間や界面位置の軸スケールの選択による人為誤差が生じ易い。そのため、測定方法の基準化が必要である。

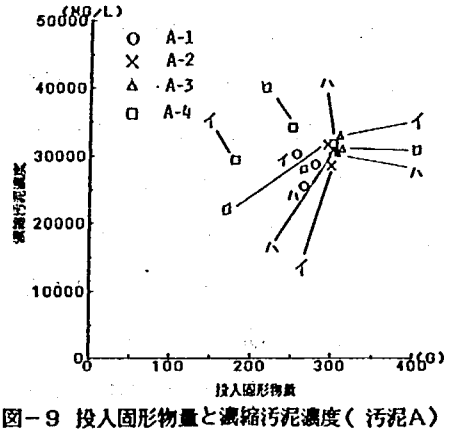
ⓓ 今回余剰汚泥の濃度分布及び基準濃度を5,000㎎/lとしたことから4,000 ～ 10,000㎎/lを投入汚泥濃度としたが、基準濃度の検討に合わせて投入濃度範囲を検討しなければならない。この場合、その範囲が干渉沈降領域に入っているかの検討が必要である。

B　濃縮濃度固有値について

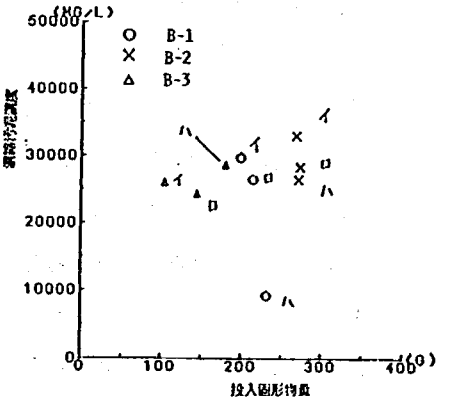
図－９，10に、投入固形物量と濃縮汚泥濃度の関係を示す。汚泥Ａ－１，２，３，Ｂ－１，２については、投入固形物量が一定値に満たない場合追加投入を行った。飽和濃度に漸近する様子を確認するため汚泥Ａ－４，Ｂ－３については、追加投入は行わなかった。

ⓐ 汚泥Ａ－２，３においては、３点が集中しており、その平均値は汚泥Ａの固有値と考えられる。

ⓑ 汚泥Ａ－１、Ｂ－１については、それぞれ汚泥の引抜き濃度は大きく異なった。この時、濃度の高い順番はイ、ロ、ハとなっており、これは投入濃度の低い順番となっている。このように、濃縮濃度が一定とならなかっ



図－９ 投入固形物量と濃縮汚泥濃度（ 汚泥Ａ）



図－10 投入固形物量と濃縮汚泥濃度（ 汚泥Ｂ）

た原因には、次のようなものが考えられる。

(イ) 汚泥引抜法及び量の影響 ——— A、Bの一回目の引抜きは、バルブ開度が大きく採取汚泥量は1．5 lであった。沈降筒内に濃度分布があり、バルブを大きく開けたため短絡流が起こり濃度の薄い部分を採取していたこと、汚泥採取量が大きいため薄い部分まで採取してしまい濃度を下げてしまったことが考えられる。2回目以降は、バルブ開度を小さく、採取量も1 lとした。

(ロ) ガス発生による影響 ——— 汚泥B－1、2とも、汚泥が一部浮上した。とくに2回目のうち投入汚泥濃度が高いケース（ハ）で、24hr後、厚さ6．8cmの浮上が起こった。その他のケースでは、ピケットフェンスによって浮上した汚泥はほぼ再沈降した。これは、脱窒作用の結果と考えられる。投入汚泥濃度が低い場合は濃度の高いものを上水で希釈していることから、分離水中の硝酸、亜硝酸濃度が減少し、窒素ガスの発生が少なくなり、汚泥の浮上が目立たなかったと考えられる。しかし、汚泥浮上が目立たなくとも窒素ガスの発生は起こっており、沈降汚泥に付着することにより、濃縮汚泥濃度に影響を与えていることが考えられる。この窒素ガス発生特性については、分離濃縮のところで検討する。

(ハ) 沈降曲線の様子から、追加投入の有無による影響はないので、追加投入する沈降筒の沈降時間は21時間と減少するが最下部濃度には影響しないものと考えられる。

C　その他の検討事項

以上の他、次の事項についての検討が必要と考えられる。

(イ) 水温の影響———今回は冬期の実験であったので、採取直後の汚泥温度は低かった。20℃恒温室に搬入後、実験開始前に2時間程度放置しても、温度を均一（20℃）にすることが出来なかった。さらに、希釈水と試料汚泥の温度が違うことから、希釈の程度によって水温が異なった。今後、水温の沈降速度に及ぼす影響について検討する必要がある。

(ロ) 希釈水についての検討———分離液中の溶存塩類が多い余剰汚泥を水道水によって希釈すると、浸透圧が変化し汚泥性状を変化させてしまうことが考えられる。また、亜硝酸濃度や硝酸濃度が高い処理水を希釈水として用いる場合、それらの除去が必要となる。

4．2　分離濃縮に関する検討

（1）　初沈汚泥，余剰汚泥の特性と分離濃縮について

初沈汚泥と余剰汚泥では、その特性が大きく違っている。例えば、前者は腐敗性が大きく、濃縮性が良いのに対して、後者は腐敗しにくく濃縮性が悪い。

現在、行われている重力式濃縮のほとんどは両汚泥を混合し、濃縮する方法を採用している。しかし、異なった特性を持つ両汚泥を混合すると、両汚泥の弱点が強調される可能性がある。そのひとつに、汚泥の腐敗などによって発生したガスが、沈降性の悪い余剰汚泥に付着し、みかけ密度を減少させ汚泥を浮上させたり、濃縮濃度を低下させたりしていると考えられる。

このようなことが起こっているとするならば、重力濃縮の場合でも初沈汚泥と余剰汚泥を以下に一例

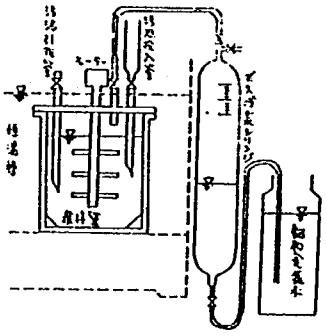
を示すようなそれぞれの最適条件で濃縮することによって濃縮汚泥の濃度を高めることが出来ると考えられる。

ⓐ 余剰汚泥は腐敗するまでの時間を利用して濃縮を行う。ただし、脱窒作用によるガス発生については、（2）で述べる対策が必要である。

ⓑ 初沈汚泥は、濃縮工程では腐敗が進行していると考えられるので、発生ガスが汚泥に付着しないようにせん断力を加えながら濃縮する。

（2） 余剰汚泥のガス発生特性について

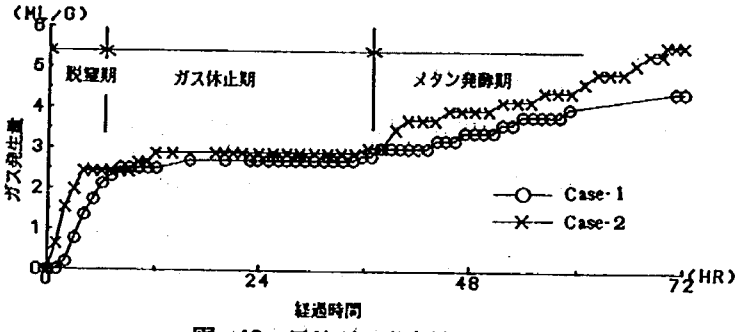
上記の汚泥特性のうち、本年度は余剰汚泥のガス発生特性を把握するため実験を行った。



図－11 ガス捕集実験装置

A 実験装置

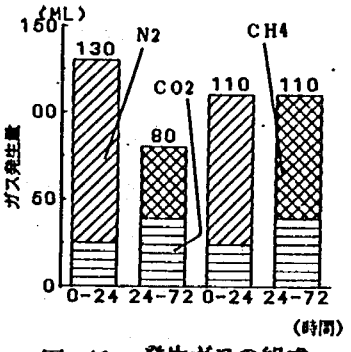
図－11に装置を示す。実験タンクは、内径 250mm，深さ 270mmの密封円筒型のもので、付着気泡を離脱させるための撹拌機が設置されている。このタンクは恒温水槽中に設置されており、任意の温度が設定ができる。タンクの中で発生したガスは、ビニール管をとおりガス捕集シリンジ内に集められる。また、ガス捕集のための置換水は、発生ガスの溶解を防止するために強酸性飽和食塩水とし、実験タンクとガス捕集シリンジの気体部分はあらかじめHe ガスで置換しておいた。



図－12 累積ガス発生量

B 実験結果

曝気槽末端から採取した混合液を静置し、沈殿した汚泥を実験試料とした。累積ガス発生量と経過時間の関係を図－12に示す。実験は、Case-1;18℃，Case-2;24℃の２ケース行った。両ケース共に、まず初期にガス発生が４～８時間継続し、ついで休止期に入る。そして、この休止期は３０時間前後続き再びなだらかな上昇期をむかえる。この間の発生ガスの組成および脱離液中の窒素濃度を図－13，表－４に示す。初期には、NO_3 －N濃度が減少し、N_2 ，CO_2 が発生していることから脱窒（式－2）がおこったものと考えられ、後期には、CO_2 ，CH_4 の 発生があることからメタン発酵（



図－13 発生ガスの組成

表－４ 脱離液中の窒素濃度 (mg/l)

		T-N	NH4-N	NO2-N	NO3-N
CASE-1	0	4.77	0.90	0.04	3.45
	72	19.52	15.80	0.01	0.01
CASE-2	0	3.70	0.71	0.01	2.74
	24	10.94	9.68	0.01	0.03
	72	26.72	24.10	0.01	0.01

式－3）が生じたと考えられる。

$$2NO_3^- + 5CH_3OH \longrightarrow 2N_2\uparrow + 5CO_2\uparrow + 7H_2O + 6OH^- \quad (2)$$

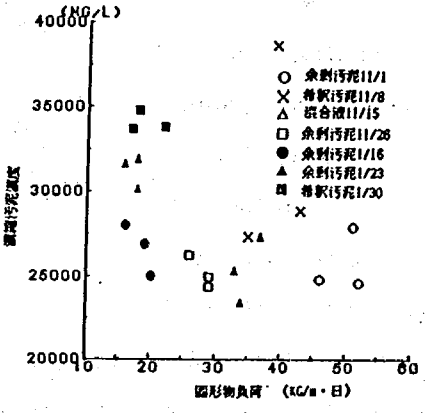
$$C_9H_{16}O_5 + 2.5H_2O \longrightarrow 3.75CO_2\uparrow + 5.25CH_4\uparrow \quad (3)$$

また、脱窒によるガスの発生量は約2.8ml/g-ssであった。この汚泥の湿潤密度は1.02g/cmであったので発生ガスすべてが汚泥に付着したとすれば、汚泥の湿潤体積1cm あたり0.02ml以上発生した場合に汚泥の浮上がおこる。この汚泥の乾燥密度は1.6g/cm で、乾燥汚泥1gは湿潤体積36mlに相当する。ゆえに、0.08ml/cm のガスが発生していたことになり、浮上をおこさせるのに十分なガスが発生していたと考えられる。

余剰汚泥の重力濃縮については、実験で明らかとなったガス休止期間が３０時間と長いことから、この期間に濃縮を行うことができる。この初期ガス発生期を経た汚泥には、脱窒によるガスが付着していたと考えられるのでそれを離脱させるための処理が必要である。

（3） 余剰汚泥単独濃縮結果

沈降筒による余剰汚泥単独での濃縮濃度は、前述したように30,000mg/lにも達している。また、可搬式の連続式濃縮実験装置（内径800mm、有効水深2,000mm の円筒状で、かき寄せ翼とピケットフェンス有；56年度報告書参照）を用いN市H処理場において、冬季の余剰汚泥を濃縮した結果を図－14に、この時の汚泥性状を表－５示す。これによると、最低でも24,000mg/l，良好なときには30,000mg/l以上の濃縮汚泥がえられている。なお、この期間の終沈流出水のNO_2^-は、<0.02mg/l，NO_3^-は、<0.2mg/l であったこと、供試汚泥は、濃縮槽に投入する前に貯留槽（滞留時間1 時間以内）で沈降防止のため撹拌していたことから、脱窒によるガス発生の影響はなかったと考えられる。



図－14 固形物負荷と濃縮汚泥濃度（H処理場）

表－５ 汚泥性状（H処理場）

	水温 (℃)	固形物濃度(mg/l)	強熱減量率
余剰汚泥 無希釈	16.2 (13.0-22.0)	5,300 (4,300-8,100)	0.81 (0.77-0.87)
余剰汚泥 2倍希釈	17.6 (12.0-22.5)	2,900 (2,200-3,400)	0.82 (0.78-0.86)
曝気槽混合液	19.9 (18.6-20.8)	1,300 (1,200-1,400)	0.82 (0.77-0.86)

ただし、これらの結果は直径が200mm と800mm の沈降筒を用い、引抜きにおいては短絡流が生じないようなバルブ操作およびポンプ運転（最高流速1.2l/min）を行ったものである。4.1.B.b でも述べたように直径200mm で底部が60° の円錐形となっている沈降筒からの引抜きにおいても、バルブ操作ひとつで大きな濃度低下を招いている。これらのことは、濃縮汚泥濃度を向上させるための方法を示唆していると考えられる。

（4） 今後の課題

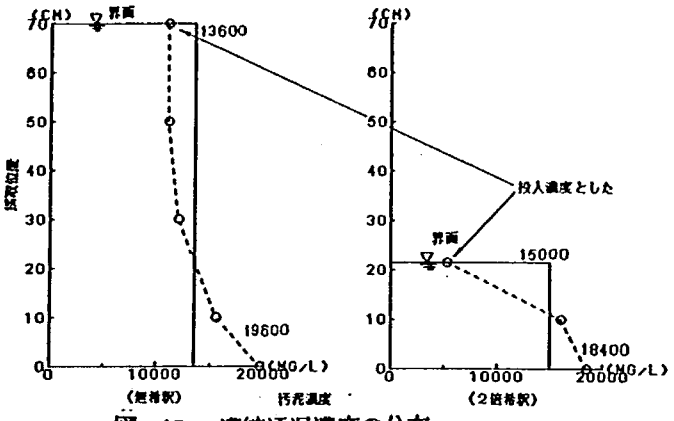
余剰汚泥のガス発生の特性は解明できた。しかし、休止期を利用した濃縮を実現するためには、以下

の検討が必要である。

ⓐ ガス発生継続時間の把握――これはガス休止期の開始を把握するために必要である。実施設では、最終沈殿池内での脱窒もあるので、終沈内の滞留時間含めてガス発生の継続時間を調査する必要がある。

ⓑ ガス分離方法の検討――汚泥に付着した気泡は、せん断力を加えることによって離脱させることになるが、汚泥の沈降性を悪化させずに脱気を行う方法について調査する。

なお、今回、濃度範囲の異なる同一汚泥を用いた実験において、次の知見を得たので付記しておく。それは、ピケットフェンスのない沈降実験において投入汚泥の希釈は汚泥容量の減少つまり平均濃度の向上を招く（図－15）。しかし、汚泥の垂直濃度分布は、同図に示すようになっており下部の濃縮汚泥濃度は、投入固形物量の多いものつまり希釈しないものが上回っている。濃縮濃度を平均で把握するか、下部濃度とするかによって結果が異なるということである。本調査では、実際の濃縮槽が連続式で運転されており、順次下部から汚泥を引抜いているところから下部濃度を採用したものである。



図－15　濃縮汚泥濃度の分布

<参考文献>

楠田哲也：重力濃縮におけるガス発生について，第22回下水道研究発表会講演集．

A．R．ベシリンド：下廃水汚泥の処理技術，公害対策技術同友会．

EPA：Sludge Treatment and Disposal (1979).

WPCF：Sludge Thiekening (1980).

14. 閉鎖性水域における栄養塩負荷削減の効果評価に関する調査

水質研究室　室　　長　安中　徳二
主任研究員　渡部　春樹
小森　行也

1. はじめに

富栄養化した閉鎖的な水域では栄養塩による水域内での有機物の生産，いわゆる内部生産によって有機性汚濁が進行している場合が多く，これらの水域では栄養塩負荷の削減が必要とされている。内部生産の機構については明らかになりつつあり，これらを含めた水質のシミュレーションもいくつか実施されているが，下水道建設などの諸対策の効果の評価という観点からすれば，モデルの検証は極めて不十分である。このため，削減を実施した水域での観測も含めて効果の評価手法の調査を行い，手法を確立する必要がある。

そこで，本調査では既に富栄養化している千葉県の手賀沼をとりあげて，その周辺で進められている下水道及び終末処理場の建設に伴って，栄養塩負荷がどの程度削減されるかを明らかにし，その削減によって閉鎖的な水域の水質がどのように改善されていくかを評価する。さらに，既に富栄養化している，あるいは進行している閉鎖的な水域の水質改善対策，及び富栄養化の防止対策の合理的な策定に結びつけていく予定である。

前年度までは手賀沼へ直接排出している区域からの汚濁負荷量の把握と手賀沼の湖内水質調査を中心に進めてきたが，今年度は下水道整備にともなって削減される汚濁負荷の評価方法と，手賀沼の富栄養化モデルの作成について検討した。

2. 下水道整備で削減される汚濁負荷の評価方法

ある排水区を想定した場合に，その区域から排出される汚濁負荷は面的負荷と点的負荷に分けられる。面的汚濁源としては農地，自然地，路面などが，また，点的汚濁源としては家庭，事務所，工場などが挙げられる。こうした汚濁源のうち，主として点的汚濁については下水道でしゃ集し，終末処理場で処理される。そして，下水道整備がその区域の汚濁負荷削減にどの程度寄与するかについては総合的観点からの評価が必要である。

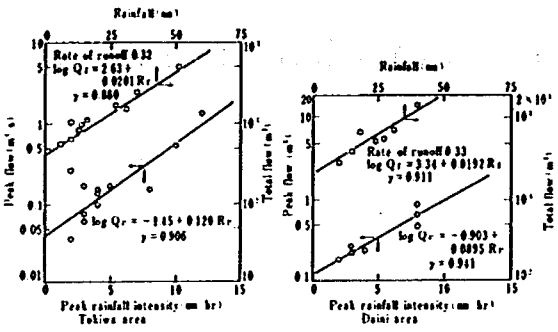
例えば，下水道が整備されていない都市域では，ある区域から年間に排出される汚濁負荷総量のうち，点的汚濁源に由来する負荷が占める割合が相対的に大きいと考えられ，逆に農村地域においては，面的負荷の方が点的負荷よりもはるかに大きくなることがある。こうした場合において，どの程度の処理水質が要求されるかはその地域の実状に合せて決められることであるが，少なくとも，その地域のもつ自浄能力を十分に考慮して，下水道整備を進めていく必要があろう。

ここでは，下水道整備で削減される負荷を評価するために，その基準となる年間総流出負荷量の推

定方法について述べ，次に，下水道整備で削減される汚濁負荷の評価方法について述べる。

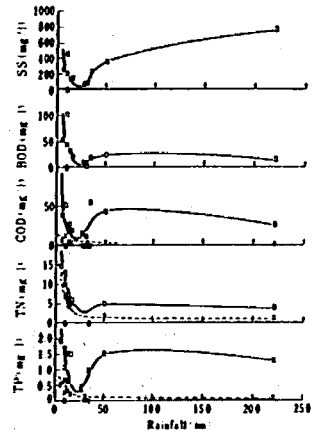
2.1　年間総流出負荷量の推定

年間総流出負荷量の算出にあたっては，個々の降雨における汚濁流出パターンが予測できなくても，全体として最も実状に近い値を算出できることが望ましい。これまでの手賀沼周辺における排水区調査から，汚濁物の流出特性と降雨パターンによっていくつかのグループに分類することにより，年間総流出負荷量の推定が比較的容易に可能な方法を見い出した。



図－1　ピーク降雨強度とピーク流量，及び降水量と総流出量の関係

即ち，晴天時負荷量については各季節ごとに観測を行い，その1日当りの平均負荷量を求め，年間の晴天時流出負荷量を求める。降水量20㎜以下については，降水量の大小をとりまぜて数回の雨天時観測を行い，流出負荷量と総流出量（いずれも晴天時の負荷量と流出量の補正を行う。）から平均濃度，さらには平均水質を求める。また，降水量と総流量から平均的な流出率を求め，降水量20㎜以下の降雨についての年間降水量を算出する。これらの平均水質，平均流出率，および20㎜以下の降雨についての年間積算降水量（気象庁のアメダス観測システムを利用する。）から，降水量20㎜以下の降雨時に流出する年間負荷量を算出する。降水量21㎜以上においても，ＳＳとＣＯＤを除く項目については，降水量20㎜以下の場合とほぼ同様の考え方で求められる。しかし，ＳＳとＣＯＤについては，流量と流出負荷量あるいは降水量と流出負荷量の相関式を用いて年間負荷量を求める。晴天時および雨天時流出負荷量の和を年間総流出負荷量とする。



図－2　常盤排水区における1降水量と加重平均濃度の関係

表－1　晴天時及び雨天時の平均水質

	Dry weather	Rainfall in wet weather	
		≦20㎜ (7 Data)	≧21㎜ (5 Data)
SS	55.1	197	309
D-COD	18.7	6.40	1.06
COD	28.5	37.6	30.7
BOD	47.0	41.5	14.8
D-TN	12.8	6.49	1.07
TN	14.4	8.26	3.03
D-TP	1.71	0.35	0.14
TP	2.16	1.20	0.85

	Dry weather	Rainfall in wet weather	
		≦20㎜ (3 Data)	≧21㎜ (4 Data)
SS	38.7	132	106
D-COD	18.7	1.40	1.30
COD	27.9	19.8	21.3
BOD	42.9	16.8	16.1
D-TN	11.4	1.53	2.10
TN	12.1	2.13	3.20
D-TP	0.88	0	0
TP	1.36	0.65	0.43

調査した排水区は常盤排水区と第2排水区で，面積はそれぞれ21.3haと90ha，人口は1900人と6200人である。常盤排水区の土地利用形態は，一般住宅地区48％，中高層住宅地区6％，文教地区9％，公園など24％，道路13％である。第2排水区では，一般住宅地区42％，中層住宅地区3％，商業地区4％，文教地区4％，公園など33％，道路11％，その他3％となっている。

2.1.1　晴天時流出負荷量の算出

数回の晴天時負荷量調査から，流出負荷量の平均を算出し，その値に365を乗じる。

$$L_O = 365 \cdot L_D \qquad (1)$$

L_O：晴天時年間総流出負荷量（ kg/ha·y ）

L_D：晴天時1日当りの流出負荷量の平均（ kg/ha·d ）

2.1.2　1降雨の降水量が20㎜以下の雨天時流出負荷量の算出

降水量が20㎜以下の場合には，図－1に示したように，降水量と総流出量，あるいはピーク降雨強度とピーク流量には高い相関がある。しかし，図－2にみられるように，水質は先行晴天日数などの

影響によって大きく変動するため，流量と負荷量の相関を求めることは難しい。このため，平均水質（C_1）と平均流出率（f_1）を実測し，次式によって年間流出負荷量（L_1）を求める。なお，表－1は常盤排水区と第2排水区の平均水質を示している。

$$L_1 = \frac{R_1 \times f_1 \times C_1}{100} \quad (2)$$

L_1：降水量20㎜以下で流出する年間負荷量（kg/ha·y）
R_1：〃　の年間積算降水量（㎜／y）
f_1：〃　における平均流出率
C_1：〃　における平均水質（㎎／ℓ）

この場合，流出率はほぼ一定と仮定できるので，誤差は平均水質の設定にかかることになる。

2.1.3　1降雨の降水量が21㎜以上の雨天時流出負荷量の算出

図－2から明らかなように，溶解性成分の濃度は絶対値が小さく，変動巾も小さいので，降水量によらずその平均濃度はほぼ一定と仮定でき，それを平均することによって平均水質（C_2）を算出する。次に，流出率は実測，あるいは文献などからその平均的な値を決定し，次式から年間流出負荷量(L_2)を求める。

$$L_2 = \frac{R_2 \times f_2 \times C_2}{100} \quad (3)$$

L_2：降水量21㎜以上で流出する年間負荷量（kg/ha·y）
R_2：〃　の年間積算降水量（㎜／y）
f_2：〃　における平均流出率
C_2：〃　における平均水質（㎎／ℓ）

また，BOD，TN，TPについても，晴天時平均水質に比べて21㎜以上の降雨時の平均水質が低く（表－1参照），変動巾も比較的小さいことから，溶解性成分の場合と同様に(3)式で算出できる。

SSとCODについては，1降雨当りの流出負荷量を流量の関数として表わすいくつかの経験モデルを仮定し，その比較を行った。

$$L_{21} = a \cdot Q_T^b \quad (4)$$

$$L_{22} = a \cdot Q_P^b \quad (5)$$

$$L_{23} = a \cdot 10^{b \cdot R_P} \quad (6)$$

L_{21}, L_{22}, L_{23}：降水量21㎜以上の1降雨当りの流出負荷量（kg）
Q_T：1降雨当りの総流出量（m^3）
Q_P：1降雨当りのピーク流量（m^3/s）
R_P：1降雨当りのピーク降雨強度（㎜/hr）
a, b：定数

(4)，(5)式のモデルはそれぞれ1降雨当りの流出負荷量が総流出量，あるいはピーク流量によって決定されると仮定したものである。(6)式のモデルはピーク降雨強度とピーク流量に高い相関があることに基づいている。このモデルはアメダス観測網を利用すれば，1時間降水量データが入手できるので，最も実用の可能性が高いモデルである。

(4)，(5)，(6)式のモデルを第2排水区に適用した結果を図－3に示す。相関係数をみるとモデル(5)が最も大きいが，モデル(6)も比較的良い相関が得られており，実用の可能性の高いこのモデルを使って降水量21㎜以上の雨天時流出負荷量（L_2）は次のように求められる。

$$L_2 = \Sigma L_{21} / A = \Sigma a \cdot 10^{b \cdot Rpn} / A \quad (7)$$

L_2：降水量21㎜以上で流出する年間流出負荷量（kg/ha·y）

Rpn：n 番目の降雨の Rp（㎜/hr）

A ：排水区面積（ha）

a ,b：定数

2.1.4 年間総流出負荷量の算出

年間総流出負荷量（L）は表－2の降水量データを入力することにより次式で算出できる。

BOD，D－COD，TN，D－TN，TP，D－TPについて

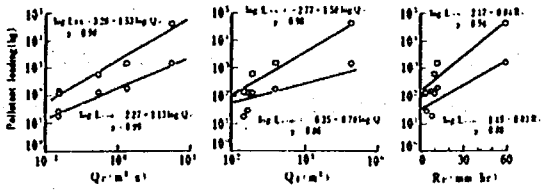
$$L = L_0 + L_1 + L_2 = 365 \cdot L_D + \frac{R_1 \times f_1 \times C_1}{100} + \frac{R_2 \times f_2 \times C_2}{100} \quad (8)$$

SS，CODについて

$$L = L_D + L_1 + L_2 = 365 \cdot L_D + \frac{R_1 \times f_1 \times C_1}{100} + \Sigma a \cdot 10^{b \cdot Rpn} \quad (9)$$

表－3は対象とした流域における結果の1例を示したものである。なお，第2排水区については降水量100㎜以上の降雨時観測データがなく，適切な相関式が得られなかったので，L_2は算出しなかった。

SSを除く，水質項目については，晴天時流出負荷量の占める割合が大きく，BODで75％，CODで約66％，D－CODで約92％，TNで約82％，D－TNで約87％，TPで76％，D－TPで約95％となっている。特に，溶解性成分は年間総流出負荷量のうち90％程度以上が晴天時に流出していることがわかる。また，人為的汚濁という要素の強いBOD，TN，TPも年間総流出負荷量の75～80％が晴天時に流出している。



図－3 常盤排水区の雨天時（降水量21㎜以上）における汚濁負荷と流量，あるいは降水量との関係

表－2 1983 年の手賀沼における降水量パターン

	Rainfall ≦ 20㎜	Rainfall ≧ 21㎜	
			Peak$_{10}$intensity-Occurrency
Jan.-Dec. in 1983	＊531㎜ Occurrency 75 Times	＊＊844㎜ Occurrency 18 Times	3㎜/hr-3Times 12㎜/hr-1Time 4㎜/hr-3Times 13㎜/hr-1Time 7㎜/hr-2Times 22㎜/hr-1Time 8㎜/hr-1Time 35㎜/hr-1Time 9㎜/hr-2Times 45㎜/hr-1Time 10㎜/hr-1Times

＊Yearly accumulated rainfall for less than 20㎜ rainfall
＊＊Yearly accumulated rainfall for more than 21㎜ rainfall

表－3 1983 年の常盤排水区及び第2排水区における年間総流出負荷量

Tokiwa area kg/ha·y

	Dry weather	Rainfall ≧20㎜	Rainfall ≧21㎜	Total sum
SS	504 (26.3)	335 (17.5)	1080 (56.3)	1919
D-COD	190 (92.1)	109 (5.3)	54 (2.6)	206.3
COD	288 (66.0)	63.9 (14.6)	84.6 (19.4)	436.5
BOD	478 (76.1)	705 (11.3)	747 (12.0)	6232
D-TN	124 (88.3)	11.0 (7.8)	5.4 (3.8)	140.4
TN	141 (82.8)	14.0 (8.2)	15.3 (9.0)	170.3
D-TP	17.5 (93.1)	0.6 (3.1)	0.7 (3.8)	18.8
TP	22.2 (77.8)	2.0 (7.1)	4.3 (15.1)	28.5

The rate of runoff is assumed 0.2 for less than 20㎜ rainfall and 0.60 for more than 21㎜ rainfall

Daini area kg/ha·y

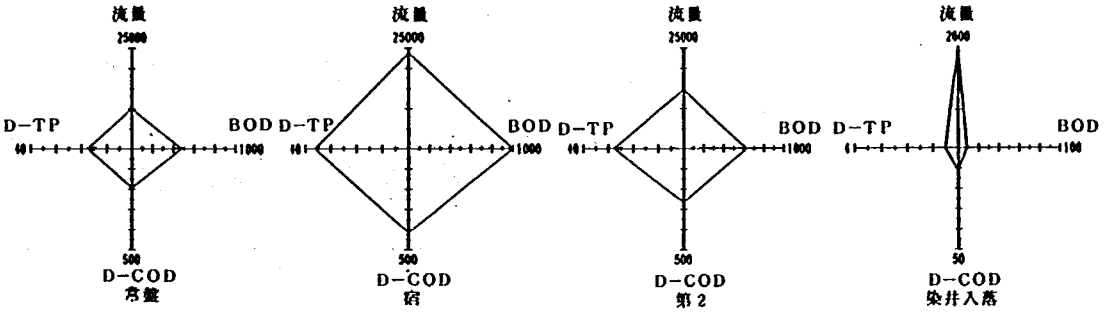
	Dry weather	Rainfall ≦20㎜	Rainfall ≧21㎜	Total sum
SS	398	926	—	—
D-COD	193 (92.6)	8.8 (4.2)	6.6 (3.2)	208.4
COD	288	48.5	—	—
BOD	442 (74.2)	72.1 (12.1)	81.6 (13.7)	595.7
D-TN	118 (85.5)	9.3 (6.7)	10.7 (7.8)	138
TN	125 (81.4)	12.3 (8.0)	16.2 (10.6)	153.5
D-TP	9.1 (100)	0	0	9.1
TP	140 (75.3)	24 (12.9)	22 (11.8)	186

The rate of runoff is assumed 0.33 for less than 20㎜ rainfall and 0.60 for more than 21㎜ rainfall

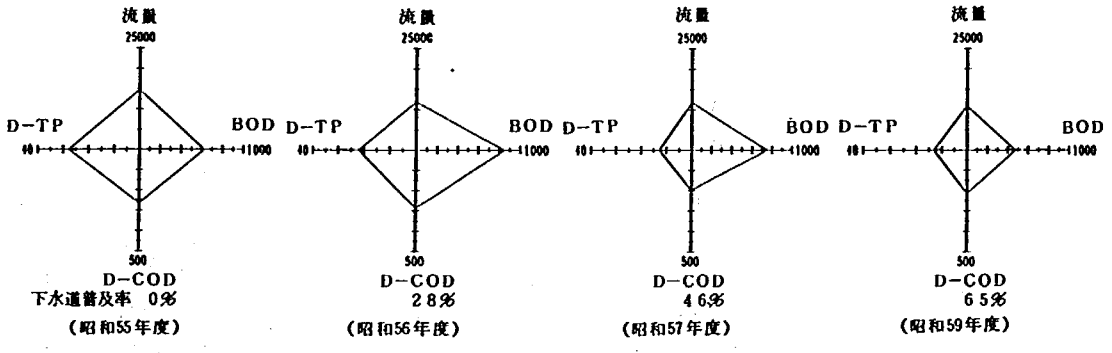
2.2 下水道整備で削減される汚濁負荷の評価方法について

下水道整備にともなって，汚濁負荷が削減していくことは明らかであるが，その地域全体としてみた場合にどの程度の汚濁負荷削減に寄与するか，あるいはどの程度の処理水質が要求されるか，ということを評価していくことは非常に重要である。このためには，ある地域の年間総流出負荷量を明らかにし，その中で下水道整備によって削減が可能な晴天時年間流出負荷量がどの程度の割合を占めているかを推定しなければならない。しかし，2.1で述べたように，ある地域の年間総流出負荷量を推定するためには，かなり，大規模な調査を必要とするため，あらゆる地域について年間総流出負荷量を算出することは困難であり，晴天時年間流出負荷量からその地域の特性を明らかにすることを検討した。

即ち，その地域の流出特性や土地利用形態を代表するものとして流量，表－3から明らかなように年間総流出負荷量のうち晴天時年間流出負荷量が90％以上を占めるD－CODとD－TP，人為的汚濁という要素の強いBOD，という4つの指標を用いて，地域の特性を表わすことを試みた。その例を図－4に示す。



図－4　晴天時流量および水質の流出特性　流量：$m^3/ha \cdot y$，BOD, D-TP, D-COP：$kg/ha \cdot y$



図－5　第2排水区の下水道普及に伴う流量と汚濁負荷の削減
流量：$m^3/ha \cdot y$，BOD, D-COD, D-TP：$kg/ha \cdot y$

なお，宿排水区は面積82ha，人口6500人，土地利用形態としては一般住宅地区51%，中高層住宅地区4%，商業地区22%，公園など1%，道路21%，その他1%である。この排水区には日排水量570 m^3の生糸工場が含まれている。また，染井入落は面積900 ha，人口3600人で，土地利用形態としては，住居地区5%，田畑や山林95%となっている。

図－4から明らかなように，工場や商業地区を含む宿排水区は単位面積当りの流量と負荷量が最も大きく，住居地区が主体となる第2排水区と常盤排水区は宿排水区に比べると流量と負荷量もかなり小さくなっている。この3排水区では，単位面積当りの流量や負荷量の絶対値に違いがあるものの，その相対的比率はほぼ一定なので，類似した形となっている。一方，染井入落は田畑・山林を主体とした地域なので，単位面積当りの流量と負荷量は3排水区に比べてかなり小さく，相対的比率をみても流量に比べてＢＯＤ，Ｄ－ＣＯＤ，Ｄ－ＴＰの割合は小さくなっている。このことは，染井入落が人為的汚濁の影響をあまり受けていないことを示している。

図－5は第2排水区において，下水道へのつなぎ込みの増加にともなう流量と負荷量削減の効果を示したものである。全体的にみると，流量の削減，即ち下水道の普及にともなって負荷量も削減してきているのが明らかであるが，特にＤ－ＴＰの削減割合は大きい。これは下水道の普及だけでなく，合成洗剤の無リン化や粉石けんの使用推進などによる効果も含まれているためと考えられる。

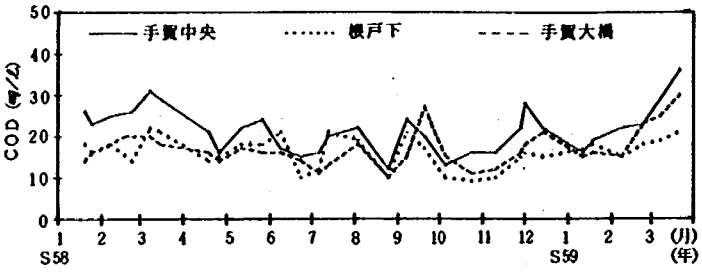
図－4，5から明らかなように，流量，ＢＯＤ，Ｄ－ＣＯＤ，Ｄ－ＴＰの晴天時年間流出負荷量を

指標とすることによって，ある地域の流出特性や下水道普及による汚濁負荷削減を評価することは可能と考えられる。

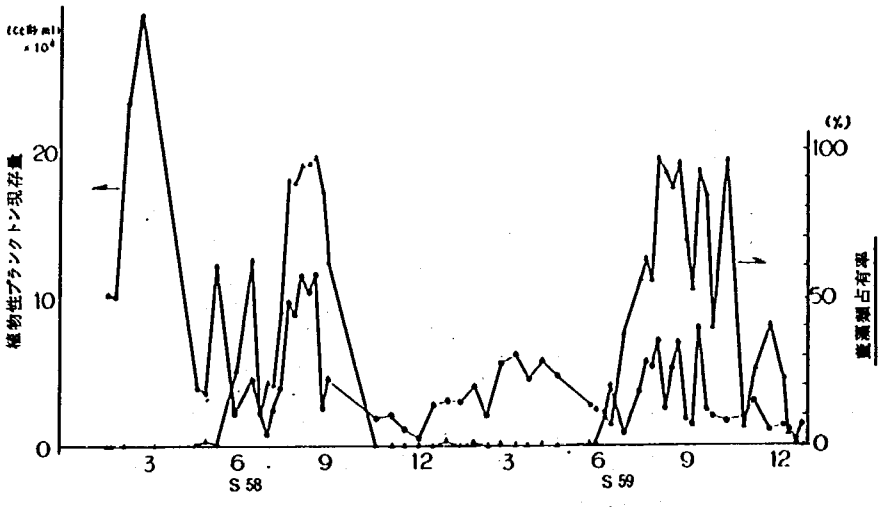
3. 手賀沼富栄養化モデルの作成

富栄養化の改善効果を数値的に評価する手法として，予測モデルを用いて計算する手法があり，時間変化や空間的分布をどのように取り扱うかによって，種々のモデルが用いられている。

ここでは，手賀沼を対象にしてどのようなモデルが適用可能かについて検討し，その概念図を作成した。



図－6　手賀沼湖内のＣＯＤ経時変化

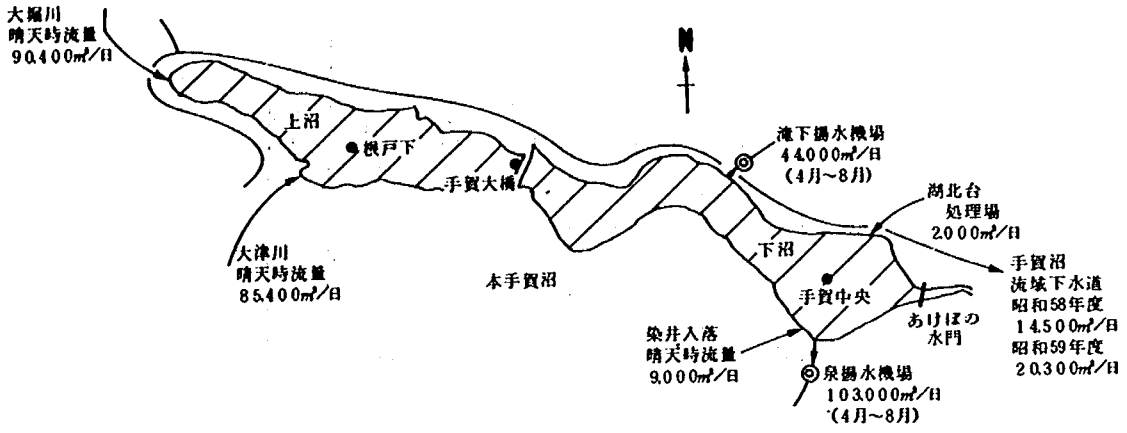


図－7　手賀沼の植物性プランクトン経時変化

3.1　手賀沼の水量水質特性

手賀沼は面積 6.5 km^2 周囲38 km，平均水深 0.86 m，平均滞水量 560万 m^3 の湖で，全国主要湖沼の中で最も汚濁の著しい湖として知られている。本調査で対象にしているのは，あけぼの水門より上流の本手賀沼だけである。湖内水質は千葉県が根戸下，手賀中央で，土木研究所が手賀大橋で測定している（図－8参照）。昭和58年1月から昭和59年3月までの3地点のＣＯＤ変化図を図－6に示す。各地点でＣＯＤの絶対値にかなり差が認められることもあるが，変化の傾向は3地点でかなり一致している。また，手賀大橋と根戸下，あるいは手賀大橋と手賀中央のＣＯＤ，ＴＮ，ＴＰの相関もかなり良いことを確認している。これらのことから，土木研究所が直接水質測定を実施している手賀大橋の水質データを用い，空間的には一様（完全混合）のモデルが適用可能と考えられる。

図－7は手賀大橋で観測した植物プランクトンの経時変化を示している。夏期は藍藻類が優先種となる。その主要構成種は*Microcystis aeruginosa*, *Spirulina platensis* である。藍藻類は気温の上昇とともに増加し，8月上旬にピークに達し，その後，多少の増減はあるものの9月下旬まで優先種となっている。藍藻類が衰退するとともに，珪藻類の *Cyclotella spp.* 緑藻類の *Micractinium pusillum* が多く出現するようになる。



図－8　手賀沼の流入・流出水量概念図

図－8は手賀沼の流入・流出水量概念図を示している。手賀沼への流入河川には大堀川，大津川，染井入落があり，その水量は晴天時の平均でそれぞれ90,400m³/日，85,400m³/日，9,000m³/日　である。河川水量は降水量が多く，かんがい用水のもどりがある夏季の方が冬季に比べて多い傾向がある。水質は夏季の方が冬季に比べて良好になる傾向がみられる。また，4月から8月にかけては滝下揚水機場と泉揚水機場からかんがい用水がそれぞれ44,000m³/日と103,000m³/日揚水されている。この内，本手賀沼へ還流するのはそれぞれ2,000m³/日と28,000m³/日と推定される。

手賀沼周辺で進められている下水道建設によって，終末処理場の処理水量は昭和58年度が14,500m³/日，昭和59年度が20,300m³/日と，年々増加してきており，それに伴って手賀沼への流入負荷も年々減少していくものと予想される。

3.2　手賀沼の底質特性

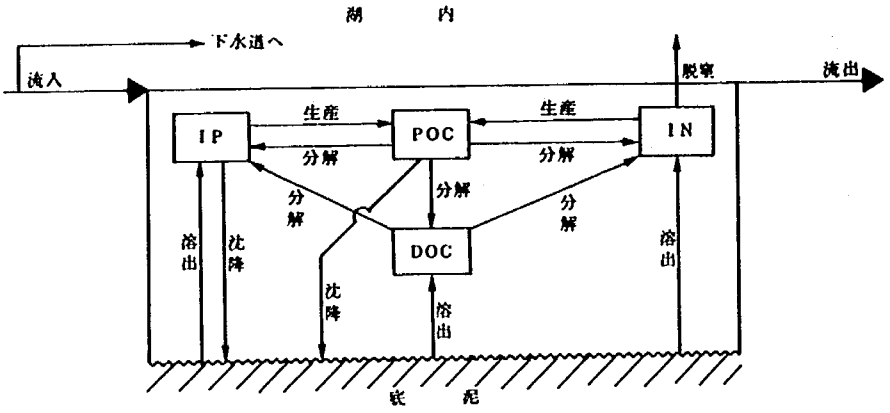
手賀沼の底質については，千葉県水質保全研究所「手賀沼の底質（1984）」によると，次のようなことが明らかにされている。

- 手賀沼底質の上層約数十cmは下部から，灰色シルト，砂質粘土，黒色粘土，黒色砂，黒色泥が分布している。人為活動による汚染泥と考えられる最上部の黒色泥は沼内全域でみられ，その推積量は全体で約48万m³と算出された。
- 表層底泥中の強熱減量，有機炭素，ＴＮは上流部の上沼と下流部の下沼の含有量が同レベルであり，泥質部分で高く，砂質部分で低い。また，ＴＰは上沼の泥質部分で高濃度であるが，下沼は上沼の砂質部分と同レベルの低濃度分布を示す。

以上の結果からすると，手賀沼底泥からの無機態窒素（ＩＮ），無機態リン（ＩＰ），溶解性有機炭素（ＤＯＣ）の溶出については，全域でほぼ同程度と仮定することができよう。

3.3　手賀沼富栄養化モデル

湖内の水質分布，底質分布からすると，空間的には完全混合として取り扱うことができると考えられるが，湖内水質の経時的変化は，湖容量が小さく流入河川の影響を受け易いこと，水深が浅く気象の影響を受け易いことなどから，一定と考えることが難しい。



図－９　手賀沼富栄養化モデル構造の概念図

このため；本調査では図－９に示したような物質循環モデルを適用することにした。

湖内水質の変化量は次のように表わされる。

変化量＝流入項＋静止溶出項＋浮上溶出項＋無機化分解項（粒子態から無機態）＋無機化分解項（溶解態から無機態）＋無機化分解項（粒子態から溶解態）＋生産項－沈降項－脱窒項－無機リン沈降項－流出項

このモデルにおいて入力する水質データはＩＮ，ＩＰ，ＤＯＣ，ＰＯＣとし，出力するデータはＴＯＣ（又はＣＯＤ），ＴＮ，ＴＰとすることが可能である。というのは，手賀沼では，湖水のＰＯＣとＰＯＰ，ＰＯＣとＰＯＮ，ＤＯＣとＤＯＮに高い相関関係が認められているからである。ＤＯＣとＤＯＰにはあまり良い相関が認められないが，ＩＰやＰＯＰに比べてＤＯＰの値がかなり小さいので，その誤差の影響は小さいと考えられる。これらの相関式を用いることによってＴＯＣ＝ＤＯＣ＋ＰＯＣ，ＴＮ＝ＩＮ＋ＤＯＮ＋ＰＯＮ，ＴＰ＝ＩＰ＋ＤＯＰ＋ＰＯＰから，湖内水質としてＴＯＣ，ＴＮ，ＴＰが出力可能となる。

今後は，この物質循環モデルを用いて，手賀沼水質の現況合せに適用していく予定である。

4.　まとめ

手賀沼周辺で進められている下水道整備にともなって削減される汚濁負荷の評価方法と富栄養化モデルの作成について検討し，以下の結果を得た。

(1)　下水道整備で削減される汚濁負荷は年間総流出負荷量を基準にして評価していく必要があり，その推定方法を明らかにした。しかし，年間総流出負荷量が推定できない場合には，晴天時の流量，ＢＯＤ，Ｄ－ＣＯＤ，Ｄ－ＴＰを指標とすることによって，地域の流出特性や下水道普及による汚濁負荷削減を評価することが可能と考えられた。

(2)　手賀沼の富栄養化モデルについて検討し，完全混合型の物質循環モデルを適用するのが適当と考えられた。

15. 下水処理施設における微量化学物質の挙動に関する調査

水質研究室　室　　長　安中　徳二
主任研究員　渡部　春樹
小森　行也

1. 調査の目的と必要性

環境基準や排水基準にみられるようなアルキル水銀，有機リン，ＰＣＢの例を除けば，これまで個個の有機物が規制されることはなかった。しかし，飲料水中のトリハロメタンが発ガン性で問題になり，厚生省から給水栓で平均0.1㎎/ℓ以下に抑える通達が出されるにおよび，下水処理においてもある種の化学物質がどのような挙動を示しているかが問題になりつつある。これまでの調査によれば微量であるが，多種類の化学物質（有機塩素化合物，フタル酸エステル，多環芳香族炭化水素等）が検出されている。このためこれら微量化学物質が活性汚泥処理プロセスで分解，吸着，揮散，流出などで減少し，それが処理プロセス，作業環境，放流先の水棲生物にどのような影響を与えているか解明する必要がある。

2. 58年度までの調査成果

本調査は，57年度を初年度とし小型バッチ実験装置と大型実験施設（連続）を用い，種々の化学物質について活性汚泥処理システムでの化学物質の物質収支と原生動物への影響について検討した。

2.1　57年度の調査成果

57年度は，2,5－ジクロルアニリン（以下，2,5－ＤＣＡと略す）のバッチ実験を行ない，下記の結果を得た。

(1)　2,5－ＤＣＡの添加量を0.75㎎/dayから750㎎/dayまで変化させ検討を行った結果ＢＯＤ除去率はすべて90％以上を示した。またＤ－ＣＯＤ除去率は0.75㎎/dayから15㎎/dayまでは90％以上を示したが150㎎/day，750㎎/day添加ではそれぞれ84.8％，65.4％と除去率は悪化した。これは処理水中に残存する2,5－ＤＣＡがそのままＣＯＤとして検出されたためであり，ＣＯＤを処理の指標とする場合は問題となろう。

(2)　2,5－ＤＣＡの活性汚泥処理での物質収支は，低濃度，高濃度ともほぼ一定であり揮散する割合は平均9.2％，活性汚泥に吸着されて系外へ排出される割合は平均2.7％，処理水に残存し系外へ排出される割合は平均43.7％であった。また，生物分解する割合は，平均46.0％であった。

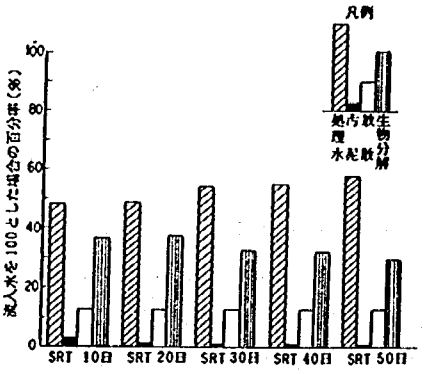
(3)　原生動物に対する2,5－ＤＣＡの影響は150㎎/dayの添加量で阻害の徴候が現われ750㎎/dayの添加では添加直後から総細胞数の著しい減少があった。

2.2　58年度の調査成果

58年度は，一次処理水に化学物質を添加したバッチ実験と処理能力28.5 m³/day の大型実験施設の一次処理水に4種類の化学物質を添加した実験を行ない下記の結果を得た。

(1)　バッチ実験

一次処理水に 2,5 - DCA を 5 mg/ℓ 添加し，SRTを10，20，30，40，50日と設定した実験を行ない図－1に示す結果を得た。SRTが長くなると処理水中に残存し系外へ排出される割合は大きくなり，余剰汚泥として系外へ排出される割合は小さくなる傾向が認められた。



図－1　各実験槽における物質収支

(2)　大型実験

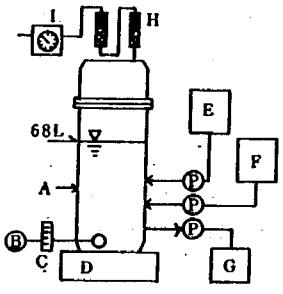
大型実験施設の一次処理水に 2,5 - DCA（0.38 mg/ℓ）O－クロロフェノール（0.55mg/ℓ），クロロホルム（1.6 μg/ℓ），四塩化炭素（0.14 μg/ℓ）を連続注入した結果二次処理水中の除去率は，それぞれ 61.3 %，94.3 %，73.9 %，89.7 % であった。

3.　59年度の調査成果

3.1　バッチ処理システムにおけるO－クロロフェノール（以下，O-CPと略す）の挙動

3.1.1　実験方法

実験は図－2に示すガラス製の装置を用いた。エアレーション容器（A）の内径は 170 mmφであり，エアレーション水量が 6.8 ℓ の場合水深は約 30 cmである。流入水量は；5 ℓ/サイクルとしエアレーション水量の約75 % を交換する。表－1に示す条件で運転しており，この動作を1日4回繰り返す。また，実験は表－2に示す4ケースについて実施した。No 1をO-CP無添加のコントロールとし，No 2～4はO-CPを添加し，流入水の濃度がそれぞれ 1 mg/ℓ，10mg/ℓ，50mg/ℓとなるようにした。汚泥の引抜は週3回行ないＳＲＴを約20日に設定した。



A：ガラス製エアレーション容器
B：Air ポンプ
C：流量計
D：スターラー
E：一次処理水貯留槽
F：化学物質貯留槽
G：処理水貯留槽
H：XAD-2 樹脂カラム
I：積算流量計
P：ガラスシリンダー定量ポンプ

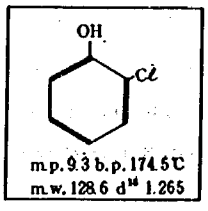
図－2　活性汚泥処理実験装置（バッチ式）

表－1　運転条件

流入水添加量	5.0 ℓ/サイクル（一次処理水 4.5 ℓ/サイクル，化学物質 0.5 ℓ/サイクル）
流入水添加時間	10 分
曝気時間	4時間
沈殿時間	1時間20分
処理水引抜時間	20 分

3.1.2　O-CP[1)～4)]

実験に供したO-CPは，別名2－クロロ－1－ヒドロキシベンゼンという芳香族化合物である。染料中間体として用いられる化合物で無色有臭の液体である。水には微かにしか溶解せず，アルコール，エーテルには可溶



表－2　実験ケース

実験ケース	O－CP添加量	SRT
1	無添加	20日
2	1 mg/ℓ	20日
3	10 mg/ℓ	20日
4	50 mg/ℓ	20日

である。毒性に関するデータでは鼠に対する経口毒性試験でLD50が670㎎/㎏という報告がある。また，「化学物質の審査及び製造等の規制に関する法律」に基づく，生物分解性試験では難分解性物質と判定されている。

3.1.3 実験結果と考察

(1) O-CP及び有機物除去

実験は，58年12月に開始し8ケ月にわたり実施した。2回／週の定期分析結果を表－3，4に示した。どのケースでもSSの流出がやや大きいが，処理水のBODは平均値15㎎／ℓ以下になっている。

実験ケース2，3の1㎎／ℓ，10㎎／ℓ添加ではどの分析項目においても処理水の悪化は認められず通常の処理が行なわれている。O-CPの分析結果でも実験開始時より処理水中にはほとんど残存せずその除去率は，99.3％，99.8％である。しかし，O-CP 50㎎／ℓ添加の実験ケース4では実験開始時より，流入水と処理水濃度がほぼ等しい値になっており，O-CPが未分解のまま流出している。このときのケース4の経時変化を図－3に示す。

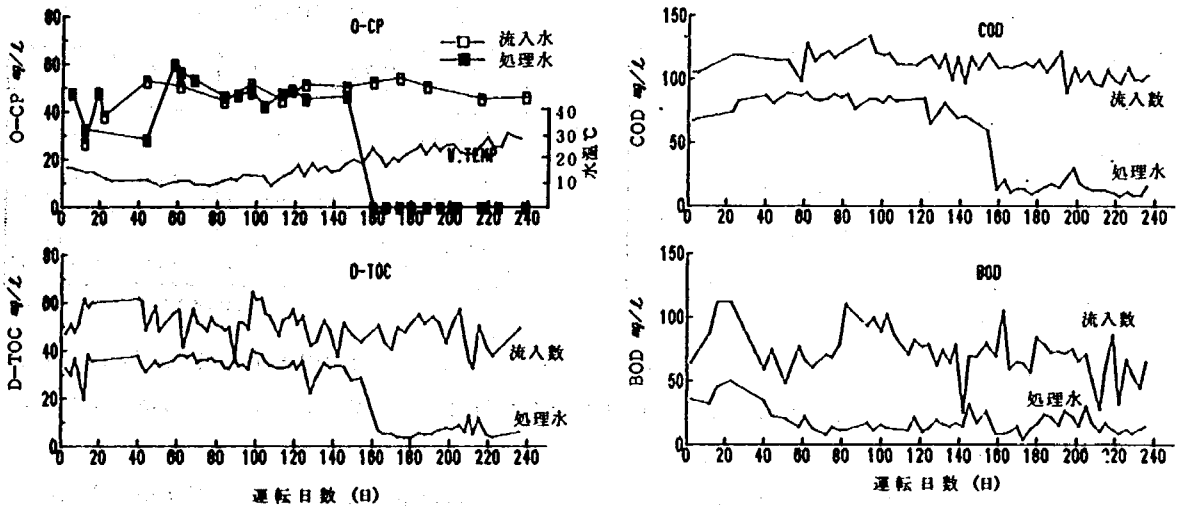
表－3 水質分析結果 平均値 ㎎／ℓ

実験ケース＼項目		SS	BOD	COD	D-TOC	O-CP
1	流入水	30.2 (18.6～67.5)	72.0 (25.3～112)	41.4 (19.3～64.1)	26.3 (8.7～40.4)	－
	処理水	14.2 (4.7～25.8)	9.5 (3.7～21.1)	16.4 (7.0～29.1)	6.9 (3.5～13.8)	－
2	流入水	30.2 (18.6～67.5)	72.0 (25.3～112)	42.8 (20.7～65.5)	26.8 (9.2～40.9)	0.91 (0.39～1.07)
	処理水	17.7 (5.8～30.3)	14.2 (4.5～29.9)	14.4 (8.0～30.4)	6.6 (3.3～16.3)	0.006 (tr ～0.055)
3	流入水	30.2 (18.6～67.5)	72.0 (25.3～112)	55.4 (33.3～78.1)	31.1 (13.5～45.2)	9.33 (5.95～11.8)
	処理水	17.4 (6.1～29.8)	12.5 (5.8～24.6)	14.7 (6.0～34.4)	6.6 (3.4～14.7)	0.021 (0.001～0.14)
4	流入水	30.2 (18.6～67.5)	72.0 (25.3～112)	111 (89.3～134)	50.4 (32.8～64.5)	47.3 (27.0～54.2)
	処理水	17.6 (4.8～29.8)	15.0 (4.1～29.5)	79.1 (59.5～89.1) 14.1 (7.9～29.9)	34.0 (19.6～40.1) 6.3 (3.3～12.8)	46.6 (28.4～59.9) 0.065 (0.006～0.11)

( ) 内の値は範囲を示す。
実験ケース4のCOD，D－TOC，O－CPは上段が0～160日の平均であり，下段は160～240日の平均である。

表－4 混合液の分析結果とSRT

実験ケース＼項目	PH	MLSS (㎎／ℓ)	SRT (日)
1	6.8～8.0	1910	14
2	6.8～8.1	2080	13
3	6.8～8.2	2010	12
4	6.8～8.3	1700	12

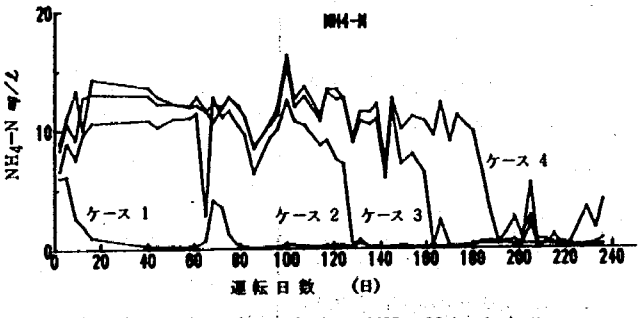


図－3 実験ケース4の経時変化

O-CPが未分解のまま流出している状況は，実験開始より160日に及んでいるが，その後急激に減少し160日以降はほとんど検出されなくなっている。160日以後のO-CPは，平均0.065㎎/ℓであり，除去率は99.9％である。この160日を境に減少する傾向は，ＢＯＤではみることができないが間接的にO-CPを測定できるＣＯＤ，D-TOCにもみられる。O-CPが残存している期間のＣＯＤ，D-TOCより，０－ＣＰによるものを差し引いた値はそれぞれ13.9㎎/ℓ，7.9㎎/ℓとなり，０－ＣＰ無添加のコントロールとほぼ等しい値となっている。このことから，ＣＯＤ，Ｄ－ＴＯＣが高い値を示したのは，O-CPの残存によるものであり，他の有機物除去には特に悪影響を与えていないことがわかる。

(2)　硝化に与える影響

処理水中のNH_4-Nを図－４に示した。O-CP無添加のコントロールは実験開始時よりNH_4-Nの流出はなくNO_2-N，NO_3-Nの形で流出しており硝化が起っている。しかし，他の３ケースは実験開始時からNH_4-Nのまま流出している。O-CP 1㎎/ℓ添加の実験ケース２では，130日目より硝化が起こり，10㎎/ℓ添加の実験ケース３で160日，50㎎/ℓ添加の実験ケース４では190日目で硝化が起っている。この原因についてはまだ不明な点が多いが，O-CPが硝化に対し何らかの影響を与ぼしていることはまちがいないと考えられる。O-CPが消化に与える影響については今後検討を加える予定である。



図－４　処理水中のNH_4-N経時変化

表－５　O-CP分析結果

実験ケース	流入水 (㎎P/ℓ)	処理水 (㎎P/ℓ)	汚泥 (㎎P/kgP)	揮散 (㎎P/サイクル)
2	0.91	0.006	140	0.011
3	9.33	0.021	250	0.12
4	47.3	0.065	310	0.74

(3)　O-CPの物質収支

実験開始より190日経過した頃実施した挙動調査よりO-CPの各状態における濃度と物質収支を求めたものを表－５，６に示した。汚泥中のO-CPは，ケース２で140㎎/kgP，ケース３で250㎎/kgP，ケース４で310㎎/kgPで汚泥への濃縮は小さい。また，揮散するO-CPは流入の0.2～0.3％であり非常に小さい。O-CPを清水に初期濃度20㎎/ℓ，40㎎/ℓで溶解し図－２の実験装置を用いて，２ℓ/㎡で４時間のエアレーションを行なった場合，O-CPの揮散量は２～５％であった。この結果より，O-CPはエアレーションによる揮散量は少ないことがわかる。

表－６　O-CPの物質収支　　㎎P/day

実験ケース	流入水	処理水	汚泥	揮散	分解
1	182 (100)	0.12 (0.66)	0.17 (0.93)	0.44 (0.24)	17.9 (98.2)
2	187 (100)	0.42 (0.22)	0.31 (0.17)	0.48 (0.26)	186 (99.4)
3	946 (100)	1.30 (0.14)	0.30 (0.03)	2.96 (0.31)	941 (99.5)

( ) 内は流入を100とした百分率

表－５より，O-CPは汚泥への濃縮，エアレーションによる揮散とも小さく，処理水中にも残存していないことから，ほとんどが生物分解しているものと考えられる。

3.2　バッチ処理システムにおけるクロロホルムの挙動

3.2.1　実験方法

実験装置は3.1の実験で図－2に示すものと同じである。流入水量を3.5 ℓ/サイクルとしたためエアレーション水量は5.3 ℓで水深は約24 cmである。1サイクルごとの水の交換は66％となる。運転条件と実験ケースを表－7，8に示した。実験ケース1，2，4では濃度の違いによる比較をし，実験ケース3，4，5，6でSRTの違いによる比較を行なうものである。

表－7　運転条件

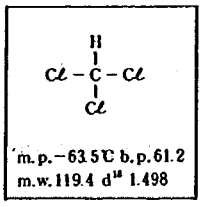
流入水添加量	3.5 ℓ/サイクル (初沈流出水3.15 ℓ/サイクル 化学物質 0.35 ℓ/サイクル)
流入水添加時間	10 分
曝気時間	4時間
沈殿時間	1時間20分
処理水引抜時間	20 分

表－8　実験ケース

実験ケース	クロロホルム添加量	SRT
1	1.6 mg/ℓ	10
2	9.7 〃	10
3	0.16 〃	5
4	0.16 〃	10
5	0.16 〃	20
6	0.16 〃	30

3.2.2　クロロホルム[1)～3)]

クロロホルムは，フレオン，フッ素樹脂の原料であり，また，溶剤，抽出剤としてよく用いられている。特有のエーテル臭を有する無色透明の液体であり，水には微かに溶け，エタノール，エーテル，ベンゼンなどにはよく溶ける。



m.p.－63.5℃ b.p.61.2
m.w.119.4 d^{18} 1.498

3.2.3　実験結果と考察

実験は，59年12月より60年4月まで5ケ月間実施した。定期分析の結果を表－9，10，11に示す。実験ケース5，6の処理水中のSSがやや高い値を示しているが，これはML，SS濃度が高い場合処理水引抜口に汚泥界面がかかり活性汚泥が流出しているためであり，実験装置の構造に原因している。この活性汚泥の流出のため実験ケース5，6ではSRTが，短くなっている。またSSの流出に伴いBOD，CODもやや高い値を示している。クロロホルムの分析結果から流入水濃度を0.16 mg/ℓ，1.6 mg/ℓ，9.7 mg/ℓと変えた場合，どのケースにおいても処理水中の濃度は流入水の1/100以下になっておりその除去率は，99.1％，99.1％，99.6％である。またSRTを変えた場合にも処理水中には残存せず，除去率は99％以上を示している。以上のことから流入水中の濃度が10 mg/ℓ程度であればクロロホルムの活性汚泥処理に与える悪影響は認められず，また，処理水中にも残存しないことが確認された。

表－9　水質分析結果　mg/ℓ

項目 / 実験ケース	SS	BOD	COD	D-TOC
流入	34.9 (18.8～69.3)	71.7 (31.6～122)	43.6 (23.3～64.5)	28.0 (14.4～39.1)
処理1	9.5 (4.8～37.8)	10.4 (4.4～42.3)	15.9 (9.5～33.9)	7.3 (4.3～12.3)
処理2	9.5 (5.4～24.3)	7.5 (3.5～17.7)	15.0 (8.4～27.2)	7.5 (5.0～10.3)
処理3	9.4 (5.8～26.6)	10.4 (4.4～21.1)	16.7 (11.1～25.9)	9.2 (5.1～12.2)
処理4	9.8 (5.3～25.1)	11.6 (5.1～35.4)	16.3 (10.4～28.2)	7.7 (4.0～15.4)
処理5	16.5 (5.6～57.1)	15.5 (4.4～29.3)	21.3 (12.4～37.5)	6.7 (3.3～11.8)
処理6	27.3 (5.2～59.3)	23.6 (11.1～40.3)	24.6 (12.9～38.6)	6.4 (3.9～10.9)

表－10　混合液の分析結果とSRT

項目 / 実験ケース	PH	MLSS (mg/ℓ)	SRT (日)
1	7.0～8.1	1400 (1150～1780)	8.7
2	7.1～8.2	1350 (1200～1670)	8.8
3	7.2～8.1	740 (540～1190)	4.4
4	6.9～8.2	1370 (1160～2090)	8.9
5	6.7～7.9	2170 (1350～2910)	14.7
6	6.6～7.9	2310 (1240～3210)	15.5

実験後期に行った調査よりクロロホルムの物質収支を求め表－12に示した。処理水中に残存し系外へ排出される濃度は流入水の1/100程度であったが，汚泥中のクロロホルム濃度はケース1，1.1 mg/kg

ケース2，2.7㎎/ℓ，
ケース3，0.52㎎/ℓ，
ケース4，0.53㎎/ℓ，
ケース5，0.46㎎/ℓ，
ケース6，0.51㎎/ℓ，
とその濃縮率は0.3～3倍であり，汚泥への濃縮は非常に小さい。

表－11　クロロホルム分析結果

実験ケース＼項目	流入水 (㎎/ℓ)	処理水 (㎎/ℓ)
1	1.6	1.5
1	9.7	8.3
3	0.16	0.3
4	0.16	0.7
5	0.16	0.4
6	0.16	0.7

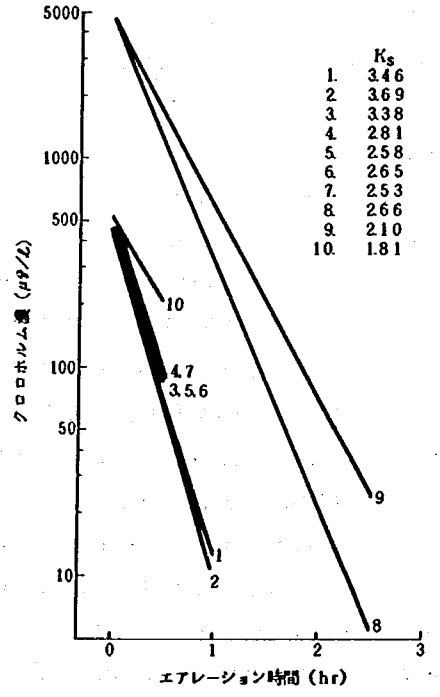
表－12　クロロホルムの物質収支　㎎/day

実験ケース＼項目	流入水	処理水	汚泥	揮散
1	22.4	0.21 (0.94)	0.0009 (0.004)	22.2 (99.1)
2	13.6	1.16 (0.85)	0.0022 (0.002)	13.5 (99.3)
3	22.4	0.004 (0.18)	0.0005 (0.022)	22.5 (100)
4	22.4	0.010 (0.45)	0.0004 (0.018)	22.5 (100)
5	22.4	0.006 (0.27)	0.0004 (0.018)	22.5 (100)
6	22.4	0.010 (0.45)	0.0004 (0.018)	22.5 (100)

（　）内の数値は流入を100とした百分率

処理水として系外へ排出される場合は1％以下であり，余剰汚泥の引抜により系外へ排出される割合は，0.002～0.022％と極く少ない。これに対し，エアレーションにより揮散するクロロホルム量は，99～100％と非常に高く活性汚泥処理プロセスでのクロロホルムの除去は，ほとんどすべてがエアレーションによって揮散するものと考えられる。

揮散に関する実験は，本装置を用いた清水実験を行っておりその結果を図－5に示す。本実験により求めた一次式による減少速度定数（1/hr）Ksは2.76であり，これによれば4時間のエアレーションを行えば処理水中に残存する可能性は極めて低いと考えられる。



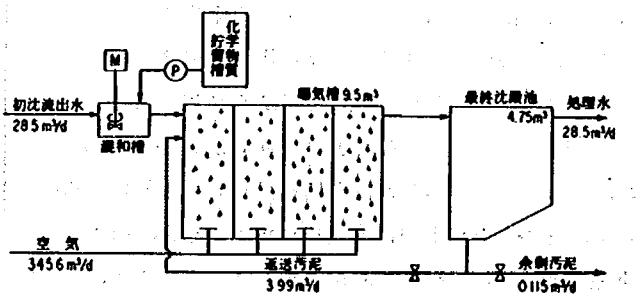
図－5　クロロホルムの揮散実験結果

3.3　連続処理システムにおける微量化学物質の挙動

3.3.1　実験方法

連続処理システムにおける実験は図－6に示す大型実験施設を用いて行った。エアレーションタンクは4つに仕切られており，完全混合された後次の槽へ行く。このエアレーションタンクの水深は1.8ｍである。本施設の運転条件を表－13に示す。

実験に供した化学物質は2,5-DCA，O-CP，クロロホルム，四塩化炭素の4物質であり，メタノールに4物質を溶かし，このメタノール溶液を連続注入した。



図－6　大型活性汚泥処理施設

3.3.2　実験結果と考察

(1)　化学物質及び有機物除去

実験は，59年２月より実施し60年３月まで行った。実験期間中の運転管理状況を表－14に示す。また，一般的な水質の分析結果と化学物質の除去率を図－７に示す。

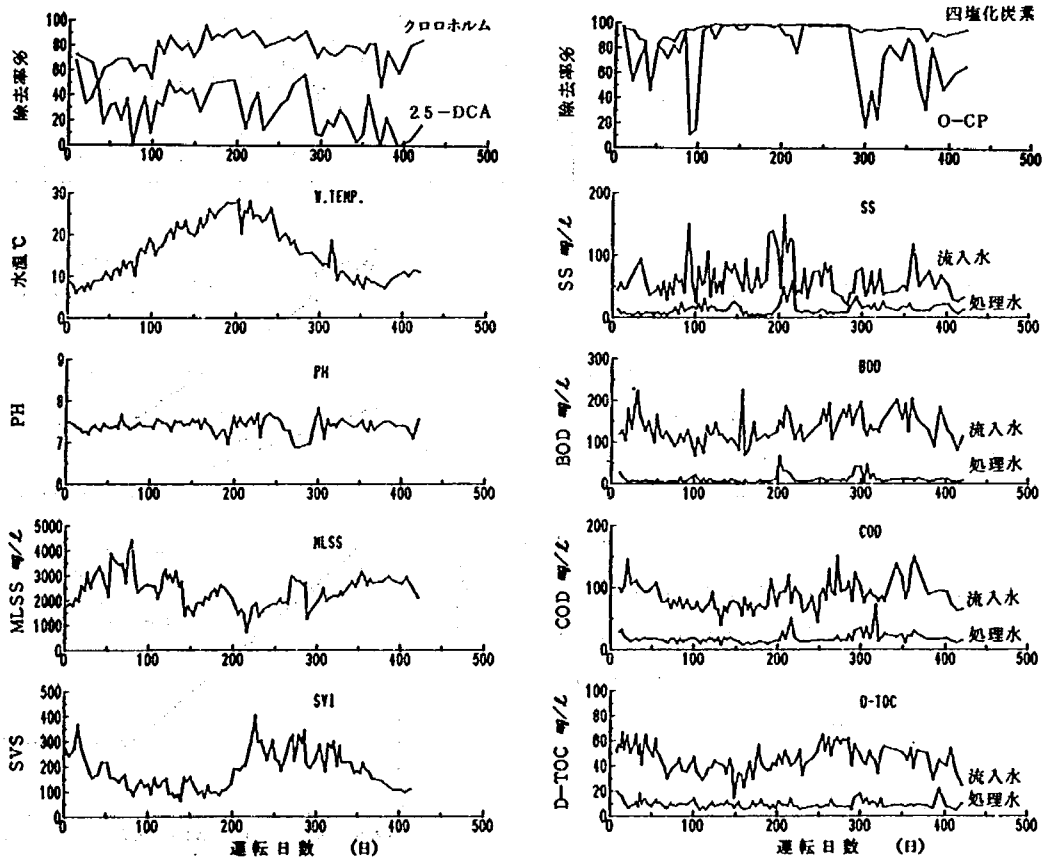
流入水のＢＯＤは平均130㎎/ℓであり処理水は11㎎/ℓで除去率は92％である。また，ＳＳは流入水の平均62㎎/ℓ，処理水13.5㎎/ℓ，ＣＯＤは，流入水86㎎/ℓ，処理水18㎎/ℓ，D-TOOは流入水46㎎/ℓ，処理水9.4㎎/ℓである。これらの除去率はそれぞれ78％，79％，80％とかなり高い除去率である。

表－13　連続処理システムの運転条件

◦流入水量	28.5 ㎥/日	◦添加化学物質	
◦曝気時間	8 時間	◦2,5－DCA	1 ㎎/ℓ
◦沈殿時間	4 時間	◦0－クロロフェノール	1 ㎎/ℓ
◦返送率	14 ％	◦クロロホルム	1 ㎎/ℓ
◦送気量	12 倍	◦四塩化炭素	1 ㎎/ℓ
◦沈殿池水面積負荷	8.9 ㎥/㎡・日	◦余剰汚泥引抜量	0.15 ㎥/日

表－14　連続システムの運転管理状況

BOD-SS負荷 kg/kg・日	BOD容積負荷 kg/㎥・日	MLSS mg/ℓ	汚泥日令 日	SRT 日
0.10～0.24	0.31～0.53	1500～3400	6 ～ 25	7 ～ 16



図－７　定期分析結果と化学物質の除去率

図－7より，2,5-DCA の除去率は徐々に減少しており，60年4月では流入水と処理水の値がほぼ同じ値となっているが，原因については不明な点が多いため今後も調査を続ける予定である。O-CPは，水温が低い0～120日，280～420日の期間除去率が低く，水温が高い120～280日の期間は除去率が高い傾向がみられる。低水温期（6～15℃）の平均除去率は65％であり，高水温期（15～28℃）の平均除去率は，99％である。

表－15　汚泥中の化学物質

2,5－DCA	O－CP	$CHCl_3$	CCl_4
mg/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg
300	53	245	0.183

クロロホルムもO-CP同様水温が低い期間は，水温が高い期間より除去率が低くなる傾向がみられる。四塩化炭素は，一年間を通じ高い除去率（95％）を示していた。

汚泥中の化学物質を測定し表－15に示した。（実験開始から200日経過した後測定した。）除去率の悪い2,5-DCAは300mg/kg と約300倍に濃縮している。O-CPは約50倍に濃縮している。揮発性物質では，除去率が若干低いクロロホルムが，2.5倍程度に濃縮しているのに対し，除去率の高い四塩化炭素は濃縮していない。

(2)　エアレーションタンク（AT）内調査

AT内の化学物質を分析しその結果を表－16及び図－8に示した。

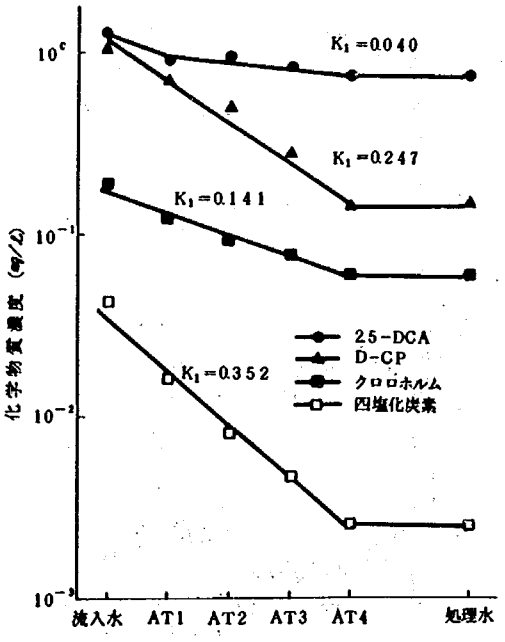
表－16　AT内調査結果

n＝11

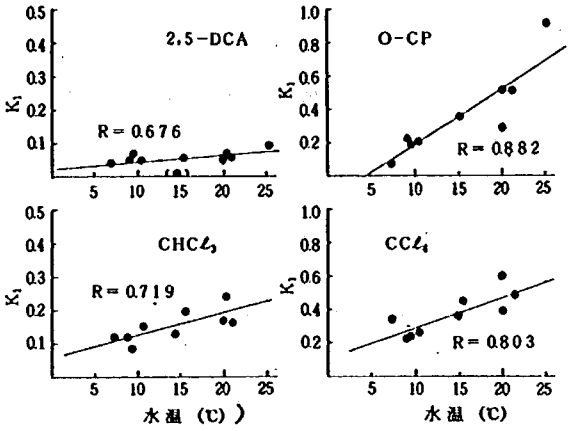
項目＼採水場所	流　入	AT1	AT2	AT3	AT4	処　理
2,5－DCA mg/l	1.27	0.94	0.92	0.83	0.74	0.73
O－CP mg/l	1.01	0.69	0.50	0.28	0.14	0.15
クロロホルム μg/l	185	125	94	76	60	59
四塩化炭素 μg/l	43.4	16.2	8.1	4.7	2.6	2.6

AT内の混合液をほぼ同時に採取し，30分間静置した後，その上澄液を分析試料とした。この結果から，O-CP，クロロホルム，四塩化炭素は，エアレーションタンクで減少していることがわかる。処理水はAT4の上澄液とほぼ等しく，沈殿池での分解及び揮散はほとんどないことがわかる。しかし，2,5-DCAはATでの減少速度も小さく，ほとんど除去されない。ATでのエアレーションより汚泥への吸着が大きいものと考えられる。

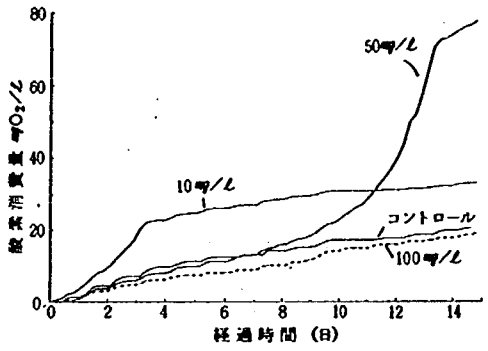
図－9は，化学物質のATでの減少速度定数（K_1）と水温との関係を示したものである。生物分解及び揮散等によるATでの減少が小さい2,5-DCAでは，水温との間に相関はみとめられないが，他の，O-CP，クロロホルム，四塩化炭素は，水温との間に比較的良い相関が認められた。



図－8　AT内調査結果



図－9　水温とK₁の関係



図－10　クーロメータを用いたO－CPの生物分解性試験結果

(3)　生物分解性試験

O－CPの生物分解性を確認するため，クーロメーターを用いた生物分解性試験を行なった。結果を図－10に示す。この試験で植種に使用した活性汚泥は前述した連続処理システムより分取したものを用いた。その他の試験条件は「化学物質の審査及び製造等の規制に関する法律」の生物分解性試験に準じて行った。O－CPが10㎎/ℓの溶液ではすぐ酸素消費が起こり，4日目ではコントロールと酸素消費速度がほぼ等しくなり内生呼吸相となっている。生物分解度を判定する14日間の酸素消費量は12.6㎎O/ℓであり，分解度は75％である。50㎎/ℓ溶液では，8日目まではコントロールとほぼ等しい酸素消費曲線を示しているが，この後急激に酸素消費量が増え13日目でほぼ終了している。14日間の酸素消費量は54.1㎎O/ℓで分解度は64.3％である。また，O－CPが100㎎/ℓの溶液では，14日間を通じコントロールよりも酸素消費量が少なく分解していない。本試験は，1㎎/ℓのO－CPに対し馴致している活性汚泥を用いた結果であるが，O－CPは比較的生物分解を受けやすい物質と考えられる。しかし，50㎎/ℓで阻害を受け，100㎎/ℓでは分解しないことが示唆された。

4.　まとめ

(1)　難分解性物質であるO－CPは，低濃度であれば活性汚泥処理に悪影響はなく，また，処理水中にも残存しないことがわかった。また，50㎎/ℓの高濃度においても馴致及び水温等の条件が良くなった場合分解することが示唆された。O－CPの活性汚泥処理プロセスでの物質収支から，O－CPの除去は99％が生物分解によるものと考えられる。

(2)　揮発性物質であるクロロホルムは，10㎎/ℓ程度の濃度までであれば，活性汚泥処理への悪影響は認められなかった。クロロホルムの活性汚泥処理プロセスでの物質収支から，汚泥への濃縮は小さく，処理水中にも残存せず，エアレーションによる揮散が99％以上であることが確認された。

(3)　連続処理システムにおける各物質の挙動は次の通りである。

①　除去率が低い，2,5－DCAは，汚泥中に300㎎/ℓと若干濃縮されている。また，エアレーションタンクにおける減少速度は遅く，K₁は0.040(1/h)であった。

②　O－CPは，水温が低い冬場の除去率が低く，水温が高い夏場の除去率が高くなる傾向が認

められた。

③ クロロホルムもO－CPと同様に，水温が低い冬場の除去率が低く，水温が高い夏場の除去率が高くなる傾向が認められた。

④ 四塩化炭素は，一年間を通し95％以上の高い除去率を示した。

参考文献

1） 有害化学品　危険物，毒物処理取扱いマニュアル　　海外技術資料研究所

2） 主要化学品　1000種毒性データ特別調査レポート　　〃

3） 化学便覧（改訂3版）　日本化学会編

4） 化学物質要覧　　化学物質要覧作成研究会

16. 汚濁負荷の原単位に関する調査

水質研究室　室　　長　安中　徳二
主任研究員　渡部　春樹
小森　行也

1. はじめに

汚濁負荷原単位は下水道計画および下水道施設の設計のための最も基礎的な資料の1つとして利用されているが，これらは社会構造の変化，生活様式の変化等によって変化するほか，地域的にもその数値の異なる性格を有するものである。

また，湖沼の富栄養化が問題になるなど，水質汚濁の機構が複雑多様化する中で，従来の有機汚濁を中心とする原単位指標以外にもリンや窒素等新たな指標に係る数値の整備，実態に対応した表示方法の整理も必要となっている。また，きめ細かい水質汚濁防止計画，あるいは下水道計画を樹立するうえで，原単位についてもより一層精度の高い情報の収集，整理が要求されるようになっている。

本調査はこのようなことを背景に従来の原単位の精度向上，および面的な発生源等について新たな資料の集積を行うために実施するものである。

2. 調査の目的

下水道計画における汚濁負荷原単位には，点的汚濁源から発生する汚濁に対して用いられる発生負荷原単位と，面的汚濁源から発生する汚濁に対して用いられる比汚濁負荷原単位がある。発生負荷原単位が用いられるものには家庭汚水（ℓ／日・人），工場排水（ℓ／日・百万円），家畜排水（ℓ／日・頭）などがあり，比汚濁負荷原単位が用いられるものは，都市域，田畑，山林などで，その単位はℓ／日・ha，又はkg／年・haなどである。

表－1は汚濁負荷原単位の分類を示したものである。下水道整備対象区域のうち，点的汚濁源による発生負荷原単位はこれまでにもいくつかの調査例があり，また，従来用いられてきたＢＯＤ，ＳＳに係る発生負荷原単位の見直しや，窒素とリンに係る発生負荷原単位調査も現在実施されている。このため，本調査で対象とする原単位は主として面的汚濁源による比汚濁負荷原単位である。

面的汚濁源からの比汚濁負荷原単位を求める調査はこれまでにもいくつか報告されている。特に，都市域の下水道整備地区から雨天時に流出する汚濁負荷は，下水道が整備されたことによって主として点的汚濁負荷が下水処理場で除去されるため，相対的にかなり大きなウェートを占めることが知られている。しかし，都市域でもそれを土地利用形態別に比汚濁負荷原単位を調べた例はほとんどみあたらない。また，下水道未整備地区において，土地利用形態別に点的な汚濁源も含めて面的に流出する汚濁負荷，即ち比汚濁負荷原単位を調べた例も少ない。

これらのことから，本調査は文献調査及び現場調査を併用しながら土地利用形態別に面的汚濁源から流出する負荷量を明らかにし，下水道計画や水質汚濁防止計画の基礎資料を提供することを目的に実施するものである。

表－1　汚濁負荷原単位の分類

下水道整備対象区域			下水道整備対象区域外
点的汚濁源	面的汚濁源		
	下水道整備済	下水道未整備	面的汚濁源
発生負荷原単位（g/日・人 など）	住宅地，商業地，工業地などからの比汚濁負荷原単位（kg/年・ha）	住宅地，商業地，工業地などからの比汚濁負荷原単位（kg/年・ha）	田畑，自然地などからの比汚濁負荷原単位（kg/年・ha）

3.　住宅地からの汚濁流出特性

3.1　調査地区の概要

ある地区から流出する汚濁負荷を解析する場合には，晴天時に流出する分と雨天時に流出する分に分けて解析するのが一般的である。そして，晴天時に流出する汚濁負荷と雨天時に流出する汚濁負荷の割合は，下水道の有無によって異なってくる。下水道整備が完了した地区から流出する汚濁負荷は晴天時に比べて，雨天時の方が大きく，下水道整備が進んでいない地区の場合には晴天時に流出する負荷の方が雨天時に流出する負荷よりも大きいと予想されている。

これらの割合を定量的に把握するために，3ケ所の地区で現地観測を始めている。その3ケ所とは，東京都多摩ニュータウンの1角にある南多摩流出試験地－諏訪（以下，諏訪と略す。），千葉県手賀沼周辺の常盤排水区と第2排水区（以下，それぞれ常盤，第2と略す。）である。以下に，調査地区の概要を述べる。

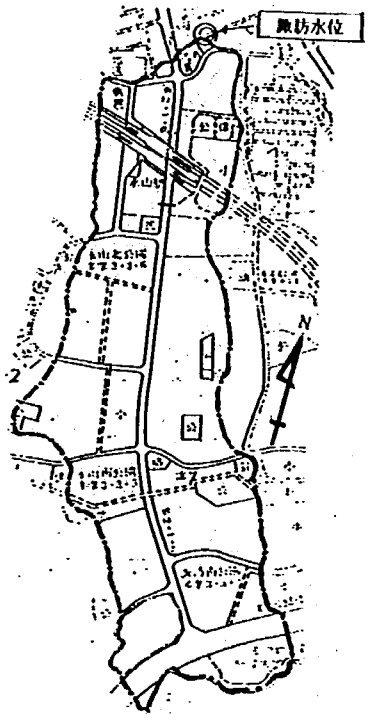
諏訪

この調査地区は住宅都市整備公団と東京都によって開発された多摩ニュータウンの1角にある流出試験地である。その概要を図－1，流域面積，住民数，土地利用形態などを表－1に示す。この地区には商業地や工業地がなく，郊外の代表的な開発住宅地であり，最初の入居が始まって以来，約10年を経過しているので，住宅地としてもほぼ熟成していると考えられる。1 ha当りの住民数は193人で，この家庭から発生する汚水は下水道で集めて，南多摩処理場で浄化され，多摩川へ放流されている。従って，この地区の下水道普及率は100％と考えられる。土地利用形態をみると，中高層住宅地が45％を占めているのが特徴となっている。この地区での水位・流量観測は昭和54年11月から住宅都市整備公団が実施しており，水質観測は昭和59年度から当研究室が実施している。

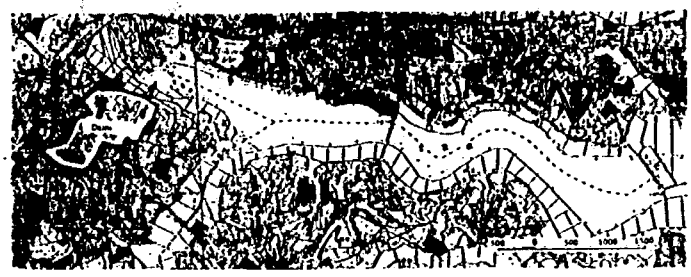
常盤

この排水区は面積21.3 ha，人口1900人（昭和57年度推計）である。この内，4 haが開発された大規模団地の一部になっており，この団地で発生する汚水が下水道と接続されている。この排水区の概要と流域諸元をそれぞれ図－2，表－1に示す。下水道は昭和56年度から供用開始になっており，その普及率は56年度が43％，57年度以降は46％にとどまっている。土地利用形態をみると，一般住宅地

が48％を占め，中高層住宅地は６％と少ない。水質観測は昭和56年度から当研究室で実施している。



図－１　南多摩流出試験地の概要－諏訪



図－２　手賀沼周辺の調査排水区概要－常盤，第２

表－１　流域諸元

	諏　訪	常　盤	第　２
流域面積	70.6ha	21.3ha	90ha
住民数	13,600人	1,900人	6,200人
土地利用形態			
一般住宅地	5％	48％	42％
中高層住宅地	45％	6％	3％
学校	12％	9％	4％
公園緑地	23％	24％	33％
商業地	0％	0％	4％
その他	3％	0％	3％
道路	12％	13％	11％

第２

この排水区は面積90ha，人口6200人（昭和59年度推計）である。排水区の概要と流域諸元を図－２，表－１に示す。下水道普及率は昭和55年度０％，56年度28％，57年度46％，58年度57％，59年度65％と，年々向上してきている。土地利用形態をみると，一般住宅が42％を占め，商業地が４％含まれている。晴天時及び雨天時の水量・水質観測は昭和55年度から当研究室で実施している。

3.2　調査結果

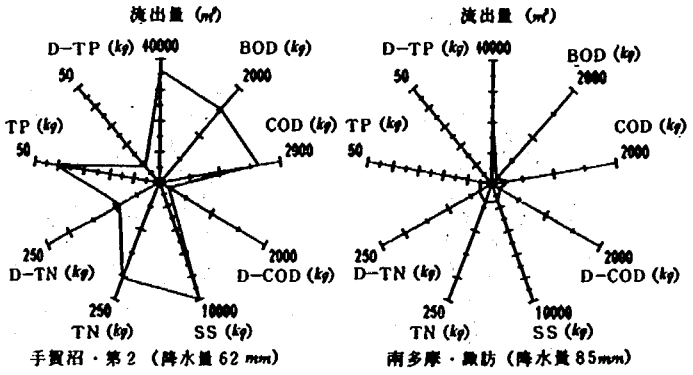
調査した３地区はいずれも住宅地を中心にした土地利用形態になっていることから，これらの地区から晴天時，あるいは雨天時に流出する汚濁負荷は，住宅地を代表するものと考えてよかろう。

図－３は昭和60年２月の同一日の降雨について，諏訪と第２で観測された雨天時流出負荷量を示している。ただし，南多摩での降水量は85㎜，最も強い時間降雨強度（ピーク降雨強度）は８㎜/hr で，手賀沼の場合にはそれぞれ62㎜と６㎜/hr であった。この時の流出率はそれぞれ36％と65％になる。諏訪についての住宅都市整備公団の報告書[1]によると，流出率や流出係数を検討した結果，道路上を流下する成分が考えられるため，集水面積の再検討と下水管の捕捉率の現地観測による見直しが必要とされているので，実際の流出量は図－３に示した21700㎥より多くなる可能性が残されている。

諏訪と第２は面積がそれぞれ70.6ha と90ha でほぼ同程度であり，土地利用形態もほぼ等しく，降

水量とピーク降雨強度などの気象条件もほぼ同じ時の観測なので，唯一の大きな違いは下水道普及率だけである。則ち諏訪は下水道が100％完備しており，第2では50％程度にとどまっている。

諏訪の流出率について多少の見直しがあったにしても，図－3における比較にはそれ程大きな影響はないものと考えられるので，流出水量とD-CODの項目を除けば，第2の方が数倍から十数倍大きな値になっている。



図－3　下水道整備完了地区と未完了地区における雨天時流出負荷量の比較（昭和60年2月観測）

これを雨天時に流出する汚濁の流量加重平均濃度で諏訪と第2について比較すると，ＢＯＤでそれぞれ43 mg/ℓ と 5.4 mg/ℓ，ＣＯＤでそれぞれ45 mg/ℓ と13 mg/ℓ，D-CODでそれぞれ 4.5 mg/ℓ と 6.9 mg/ℓ，ＳＳでそれぞれ 280 mg/ℓ と69 mg/ℓ，ＴＮでそれぞれ 5.6 mg/ℓ と 1.9 mg/ℓ，Ｄ－ＴＮでそれぞれ 2.5 mg/ℓ と 1.4 mg/ℓ，ＴＰでそれぞれ 1.1 mg/ℓ と 0.2 mg/ℓ，Ｄ－ＴＰでそれぞれ 0.2 mg/ℓ と 0.03 mg/ℓ になっている。

表－2　住宅地における面的な汚濁流出濃度

	下水道整備未完了		下水道整備完了	
	常盤	第2	諏　訪	
	晴天時	雨天時	晴天時	雨天時
BOD	47.0	42.3	1.6	4.2
COD	28.5	29.5	2.2	9.0
D－COD	18.7	18.0	1.4	4.5
SS	55.1	37.4	1.5	52.4
TN	14.4	14.4	2.36	1.6
D－TN	12.8	11.6	2.28	1.2
TP	2.18	2.75	0.08	0.17
D－TP	1.71	1.88	0.06	0.05

単位：mg/ℓ

流量加重平均濃度の比較では，溶解性成分は諏訪と第2で大差ないことから，下水道普及率にほとんどかかわりなく，系内での蓄積量は少ないものと考えられる。それに対して，ＢＯＤ，ＣＯＤ，ＳＳ，ＴＮ，ＴＰにはかなり濃度差があることから，ＳＳ成分は系内での蓄積量に差があるものと考えられる。諏訪も第2も東京の郊外に位置しており，屋根や路面などに堆積した降下ばいじん量に差がないと仮定すれば，ＢＯＤ，ＣＯＤ，ＳＳなどの濃度差は排水路に堆積した成分に由来することになる。

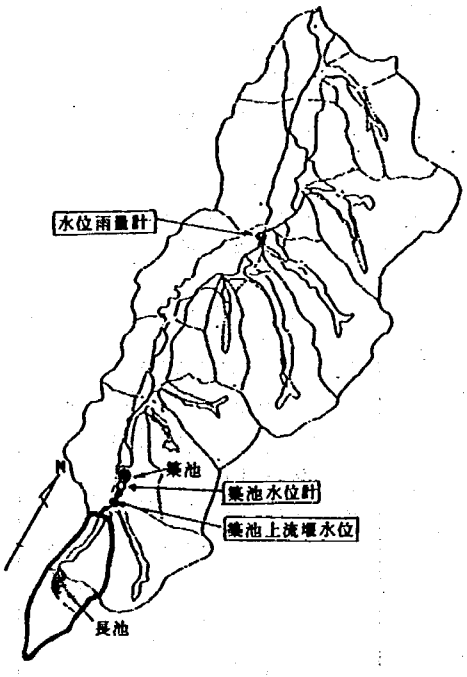
雨水の水質については，雨の降り始めに高い濃度が現われ，その後漸減していく傾向にあるとされており，ひと雨当りの平均負荷量は次のように推定されている[2]。

ＢＯＤ：10～70 g/ha，ＣＯＤ：20～100 g/ha，ＴＮ：3～30 g/ha，ＴＰ：0.1～3 g/ha

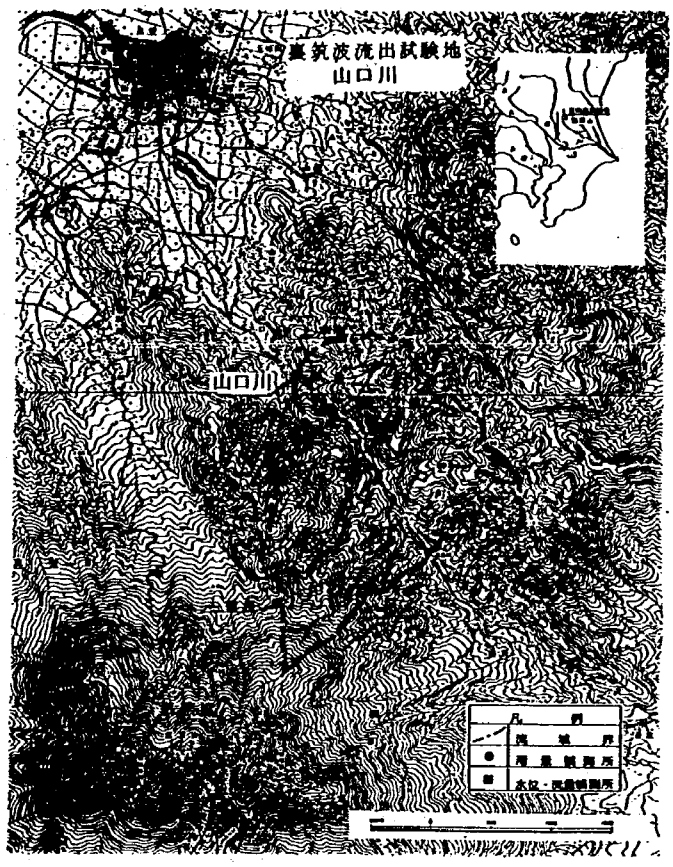
これを降水量62 mmの降雨時の水質に換算すると，ＢＯＤ 0.02 － 0.1 mg/ℓ，ＣＯＤ 0.03 － 0.2 mg/ℓ，ＴＮ 0.005 － 0.05 mg/ℓ，ＴＰ 0.002 － 0.005 mg/ℓ になり，雨水の水質が雨天時に流出する汚濁にはほとんど寄与していないといえる。

表－2は住宅地から晴天時および雨天時に流出する排水濃度を示したものである。下水道整備が完了していない常盤と第2では，晴天時に流出する排水濃度がかなり高く，下水道が完備している諏訪に比べて１オーダー大きい。

諏訪の雨天時水質は59年度に観測した3回の調査（第一回降水量 31.5 mm，第2回降水量85 mm，第3回降水量70 mm）で得られた結果の平均値を示したものである。晴天時水質と比較すると，ＳＳ濃度は1オーダー高くなっている。ＢＯＤ，ＣＯＤ，D-COD濃度は3～4倍雨天時水質の方が高くなっている。



図－4　南多摩流出試験地の概要－筑池堰



図－5　裏筑波流出試験地の概要－山口川

これに対して，ＴＮ，Ｄ－ＴＮ，ＴＰ，Ｄ－ＴＰの雨天時濃度は晴天時と同程度以下になっている。土木研究所下水道研究室の報告[2]によれば，分流式雨水が公共用水域に与えるインパクトはリン，窒素とも非常に小さいと結論しており，本調査においてもほぼ同様の結果といえよう。

4.　林地からの汚濁流出特性

4.1　調査地区の概要

調査は東京都南多摩ニュータウンに隣接する南多摩流出試験地筑池堰地区（以下，筑池堰と略す。）と，茨城県筑波山の裏筑波流出試験地山口川地区（以下，山口川と略す。）において実施した。

筑池堰

筑池堰は流域面積 7.6ha，土地利用形態は山林 100％である。この地区の上流側には長池という池があり，4.4ha 分はこの池を経由して流出する。流量観測は流域末端に三角堰を設け，水位を連続記録している。この地区では，晴天時水質を２回，雨天時水質を３回観測した。

山口川

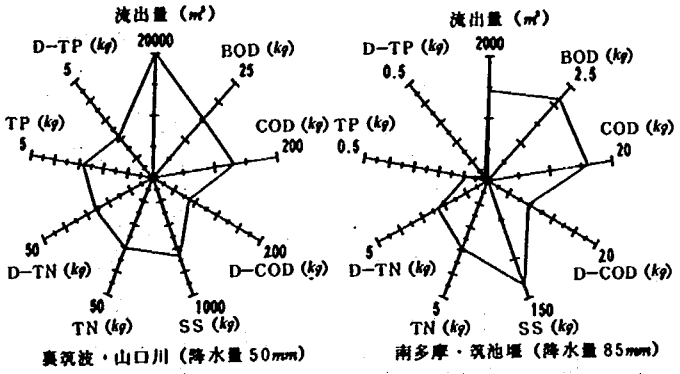
山口川は流域面積 312ha，土地利用形態は山林 100％である。流量観測は流域末端に複断面四角堰と自記水位計により行っている。

裏筑波試験地流域の地質は，頂上付近において斑紋岩が分布し，中腹では斑紋岩と花崗岩の礫が混合して風化した岩屑が地表を覆い，下麓部においては，風化の進んだ花崗岩で構成されている。

この地区では晴天時水質を1回，雨天時水質を2回観測した。

4.2　調査結果

図－6は山口川と筑池堰で昭和60年2月の雨天時に観測された総流出量と総流出負荷量の1例を示している。この時の降水量とピーク降雨強度は山口川で50㎜と4㎜/hr，筑池堰では85㎜と8㎜/hrであった。この時の流出率はそれぞれ13％と22％であった。筑池堰の観測は図－3の諏訪と同じ降雨についての観測であるが，諏訪の流出率が65％であったのに比べると，筑池堰の流出率ははるかに小さいものとなっている。このように，林地の流出率は住宅地などに比べて小さいといわれており，本調査によっても確認された。



図－6　林地における雨天時流出負荷量（昭和60年2月観測）

表－3　林地における汚濁流出濃度

	山口川		筑池堰	
	晴天時	雨天時	晴天時	雨天時
BOD	0.6	1.5	2.1	1.4
COD	1.5	14.0	2.4	6.7
D－COD	0.8	4.2	2.1	3.4
SS	11	58.6	2	53.5
TN	1.2	3.0	0.5	1.7
D－TN	0.9	1.2	0.4	1.4
TP	0.12	0.23	0.01	0.05
D－TP	0.11	0.08	0.01	0.01

単位：㎎/ℓ

表－3は山口川と筑池堰において観測された流量加重平均濃度を示している。晴天時と雨天時の水質で最も大きいのはＣＯＤで，雨天時で3～9倍に増加している。その他の項目については絶対値が小さく，晴天時と雨天時の水質にも大きな差がないといえよう。

四国地建が平川において観測した山林からの比汚濁負荷原単位は，ＢＯＤが3.4㎏/年･ha，ＣＯＤが30㎏/年･ha，Ｄ－ＣＯＤが15㎏/年･ha，ＴＰが0.19㎏/年･ha，Ｄ－ＴＰが0.044㎏/年･ha，ＴＮが3.3㎏/年･ha，Ｄ－ＴＮが2.4㎏/年･ha，と推定している[3]。Ｄ－ＴＮのうち85％は硝酸性窒素の形態で流出している。

このように，山林からの汚濁流出においては，ＳＳとＣＯＤの負荷量が比較的大きく，ＢＯＤ，ＴＮ，ＴＰや溶解性成分の負荷量は小さいといえよう。

1）「南多摩地区既存水文資料整理解析業務概要報告書」住都公団南多摩開発局，昭和60年2月

2）「昭和55年度下水道関係調査研究年次報告書集」土研資料1709号，pp1－10

3）「昭和59年度土器川自然負荷整理業務報告書」建設省四国地建四国技術事務所

17. 二次処理水の土壌による高度処理に関する調査

水質研究室　室　長　安中　徳二
研究員　長谷川　清

1. 調査の目的

土壌を利用した下水の処理は古くから行われてきたが，1940年代以降①近代的な下水道技術の発達，②下水の散布による土壌，植生及び地下水の汚染に対する危惧などの理由により実施は増加していない。しかし，近年，貯水池，湖沼等での富栄養化が問題となってくるにつれ，小規模下水処理施設においても栄養塩類の除去が必要となってきており，このような場合，三次処理として土壌処理を行うことが経済的かつ実施可能な方法に成り得る可能性があるため調査を開始した。

2. 58年度までの調査結果

有機物の除去；目詰りしない範囲での土壌散布（BODで2g/m²・d以下）では，汚水中の有機物は十分に除去され，BOD表示で1mgL⁻¹以下の処理水を得ることができる。しかし，汚水の供給量が増加すると，土壌中に含まれている腐植物が洗い出され，BOD試験では検出されないがCOD_{cr}では7mgO_2/Lの程度検出されることがある。

窒素の除去；既設の下水処理場が十分な窒素除去を行っている処理水（平均7.1mgN/L）を土壌処理の原水とした場合，年間除去量は73gr N/m²であった。なお，本実験での窒素除去量は年々増加する傾向がみられた。窒素含有量の高い豚舎排水の二次処理水（平均64mgN/L）を原水として散布した場合の年間除去量は234gr N/m²であった。窒素の除去量は供給原水中のC/N，地温等が影響し，除去されない窒素の形態はほとんどが硝酸塩（NO_3^--N）で地下へ流出する。

リンの除去；リンは土壌中に含まれる活性アルミナとの吸着反応により効果的に除去される。単位土壌当りのリンの吸着量は，活性アルミナ含有量と反応時のpHによって決まる。反応物であるリン酸アルミニウムはpHが5～6の酸性領域で最も溶解度が低下するため，最大吸着量を与えるので日本のような酸性土壌が広範囲に分布しているところでは有利である。

散水形式の検討；目詰りの防止と浄化能力の改善のためには，単位土壌当りの負荷量を軽減する必要があり，土壌に供給する負荷量自体を削減する方法と土壌の中を幅広く浸透させる方法がある。後者の浸透領域拡大を検討するため，吸着物質としてリン，非吸着物質として硝酸イオンをトレーサーと考え，土壌断面について分析すれば，汚水の浸透領域を評価することができる。こうした評価方法を用いて，散水管の底部に防水シートをほどこしたトレンチの調査結果から，トレンチ間には汚水浸透しない領域が生じ，汚水浸透の領域は全断面積の60～70%であった。

3. 59年度の調査結果

3.1 散布装置の形状についての検討

土壌中での窒素の挙動は，アンモニア態窒素の硝酸化により硝酸態窒素に酸化され，脱窒反応の条件があれば窒素ガスとして最終的に処理される。すなわち，土壌処理における窒素除去の問題は脱窒反応を起こすような条件を形成しかつ維持させるかという技術的課題でもある。脱窒条件のカギは土壌中を浸透する汚水を空気中から供給される酸素と接触させず，かつ，上方へ幅広く毛管誘導させる形状ができるかどうかである。図1に検討した装置の断面を示す。

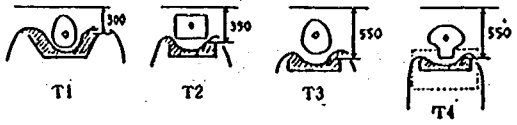
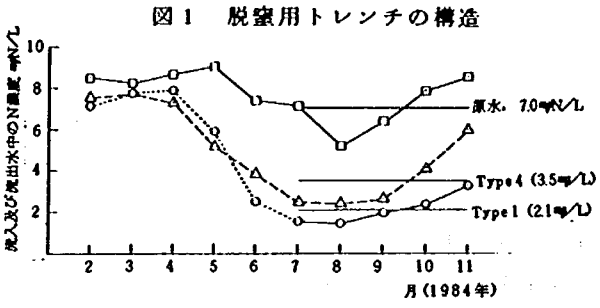


図1 脱窒用トレンチの構造



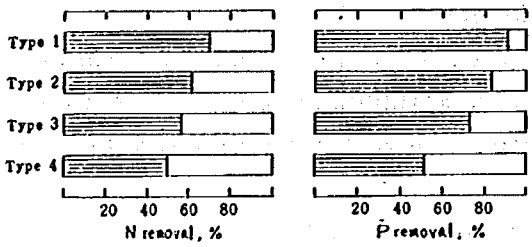


図2 各種トレンチによる窒素除去の比較

Type3が防水シートの幅が0.6mの一般的な形状であり，Type1は上方への毛管誘導を促進させるためにシート幅を1.9mとしたものである。各装置の性能を評価するために，処理が安定した7月以降のデータで比較すると図2のごとくT1＞T2＞T3＞T4の順となっている。Type1は目詰りのし易い形状ではあるが，供給原水中に有機物や浮遊物質があらかじめ除去されているため，浸透速度が極端に低下することはない。

3.2 重金属類の吸着特性

重金属類と土壌との吸着特性を明らかにするため，風乾土壌を60メッシュでふるい分け，坂口フラスコに重金属溶液と1：100(W/V)となるように入れ，48時間の振とう吸着実験を行った。試験した重金属はカドミウム，銅及び亜鉛の三項目で，反応後の平衡pHが6の時の平衡濃度Ceqと土壌吸着量X/mとの関係を図3，4，5に示す。これらの結果はFreudlichの$q = kC^{1/n}$なる経験式に従い，1/nが0.5以下の値をとることから重金属は比較的土壌に吸着され易い物質といえる。吸着関係はLangmuirの式でも良く表現することができ表1に両式で求めた結果を示す。

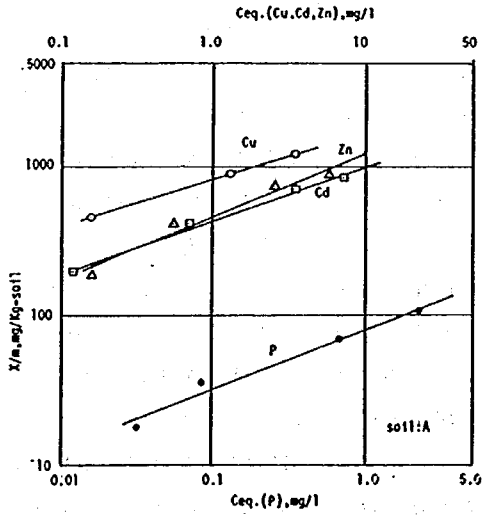


表1 土壌の重金属吸着特性

soil	pH	SAR	Cadmium(Cd) R	Cd 1/n	Cd Bmax	Cd K1	Copper(Cu) R	Cu 1/n	Cu Bmax	Cu K1	Zinc(Zn) R	Zn 1/n	Zn Bmax	Zn K1	Phosphorus(P) R	P 1/n	P Bmax
A	6.0	11.2	437	0.358	898	1.45	811	0.317	1250	3.93	459	0.428	983	1.33	80.5	0.398	125
B	4.5	8.6	23	0.698	77	0.561	378	0.413	1010	0.579	73	0.438	207	0.534	2700	0.122	3280
C	5.2	0.8	498	0.443	1140	1.05	1900	0.467	1750	14.7	433	0.431	968	1.19	2300	0.179	5260

注) RとI/nはFreudlichの$q\,(X/m) = RC^{1/n}$の値，B_{max}とK_1はLangmuirの$q = B_{max} K_1 Ceg/1 + K_1 Ceg$の値である。

しかしながら，重金属の吸着量を評価する場合，反応時のpH値は大きな影響を与えるので注意を要する。pHの影響を調べた予備実験の結果ではpHが4～5で吸着量は極端に減少し，pHが3以下では吸着せず，あらかじめ土壌に含まれている重金属まで溶出する場合があった。このことは土壌のpHが低いような場合，重金属が吸着されずに地中へ流出していくことを意味し，長期間の散水によって土壌が中和された時，表1の吸着特性に従って吸着が起きるといえる。土壌で吸着反応が起きるようなpHになるまでの期間は，散布する汚水中のpHに関与する物質濃度と散布速度及び土壌のpHと緩衝能力とによって決まる。

土壌AはpH＝6.0の弱酸性で緩衝能力は小さい。土壌BはpH＝4.5と酸性で緩衝能力は大きい黄色土である。土壌CはpH＝5.2で緩衝能力はAとBの中間の火山灰土である。

3.3　間隙率の簡易推定法

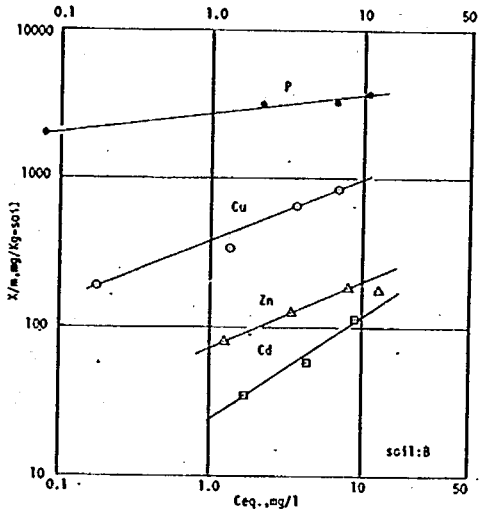
土壌処理における汚水の挙動は土壌粒子間に存在する間隙を流れることにより，水－粒子間での物理化学的，生物化学的反応を複雑に受けることになる。また，間隙の大きさは土壌中を実際に流れる速度及び物質の拡散速度にも影響する。

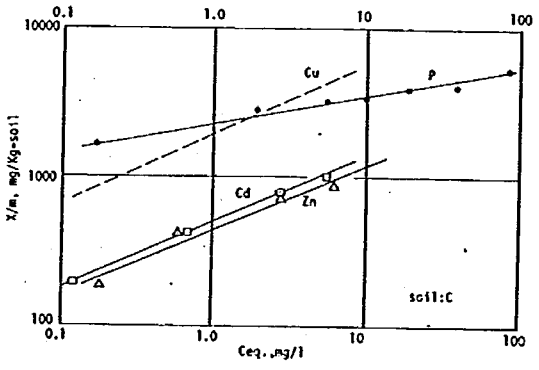
ここでは間隙率の定義を土壌に占める気相部分θ_gと液相部分θ_ℓの合計を容積比で表わすものと定義する。仮比重（又は見掛け比重，Bulk Density）と間隙率θ（$=\theta_g+\theta_\ell$）の関係は図6に示すごとく線形相関にある。一般的な間隙率は仮比重と真比重を用い次式から求めるとしている。

$$\theta = 1 - (\text{仮比重})/(\text{真比重})$$

図6のデータから土壌の真比重は2.525とすることができる。この値は砂で2.7～2.8，粘土鉱物で2.8～2.9と比べると，腐植物がかなり含まれていても2.5と大差なく興味深い結果である。また，土壌中での実際の流速を求める場合は散布速度をθで補正し次式から求めるべきである。

$$\text{間隙速度} = \text{散布速度}/\theta \text{ or 散布速度} \times \left(\frac{2.525}{2.525-BD}\right)$$





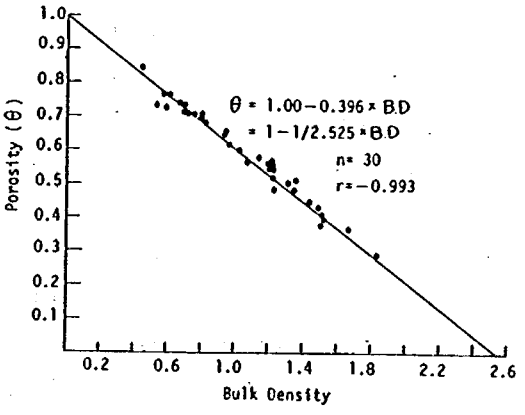


図6

3.4　細菌の生存率

汚水を土壌に散布する場合，衛生上の面から細菌の貫入程度及び生存期間を明らかにしておく必要がある。

一般に細菌を含む汚水を土壌散布すると，細菌は土壌の深さ方向に指数的に減少し，図7のように深さZ_iでの細菌数C_{zi}は$C_{zi}=C_0e^{-k_1z_i}$となる。式中のk_1は土壌に対する細菌の吸着速度定数（1/m）と考える。深さ方向に分布した細菌は時間の経過と共に死滅し減少していく。死滅現象も指数的に行われることがわかっており，k_2を死滅速度定数（1/d）とすると経過時間t_jでの細菌数C_{tj}は$C_{tj}=C_0e^{-k_2t_j}$で求められる。両式から深さZ_m，経過日数t日での細菌数$C_{z,t}$は供給原水の濃度$C_{0,0}$から次式で求めることができる。　$C_{z,t}=C_{0,0}e^{-(k_1z+k_2t)}$

大腸菌群を含む汚水の散布実験からk_1とk_2はそれぞれ11.5（1/m），0.842（1/d）が，腸球菌では同じく29.2（1/m）と0.688（1/m）が求まった。これらの定数を用いて上式から細菌の土壌中での生存率を計算した結果が図8である。

土壌の細菌に対する貫入抵抗は極めて大きく，地下水汚染の危惧にとっては力強いバリヤーとなる。k_2の値はKlock[1]が清浄な河川水中で求めた0.2～0.7（1/d），中西ら[2]が求めた0.6（1/d）と比べると若干大きい結果となった。しかし，k_2の値は水塊と土壌中という環境の違い，殺菌効果や捕食効果などの減少要因の違い，大腸菌群という測定法により含まれていた種，属等の違いなどがあり，単に比較することはできない。なお，ブドウ球菌（Micrococcus）のk_2は2.53（1/d）となった。

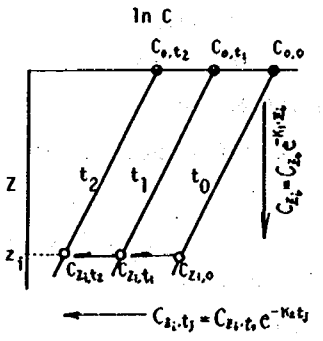


図7　細菌の減少に関する概念図

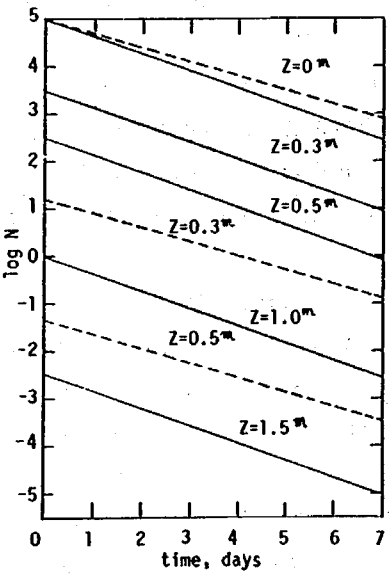


図8　土壌中でのColiform Group（実線）とSpreptococcus（破線）の生存率
但し，$C_{0,0}=10^5$と仮定する。

4.　土壌処理システムに必要な施設と機能

家庭から排出される汚水を下水処理場並みに処理するには土壌処理施設の浄化能力を正しく評価し，表2のような失敗を生じないよう考慮しなければならない。このための設計条件は表3の項目である。図9に，土壌処理システム全体の機能を機能上3つのブロックに分けたものである。一段目の前処理施設(1)は下水道におけるスクリーン，沈砂池に相当するもので，粗大なゴミをはじめ分解性の悪い油分，毛髪及び沈降性のあるSSを取除く機能を持つものである。二段目の前処理施設(2)は有機物負荷の削減をはかる生物処理施設に相当する機能を持つ。同施設において窒素除去が十分行えるよう

表2　現地施設の失敗要因

① 除害施設の機能が不十分（O:1，SS対策）
② 前処理施設の機能が不十分（有機物負荷対策）
③ 難透水性土壌での設置（透水係数10^{-6}以下）
④ 地下水位の高い所での設置（1m以下）

表3　処理施設の設計条件

① 簡易操作で高度処理が可能なこと
② 流量の時間変動に対応できること
③ 目詰りしにくいシステムとすること
④ 既設の処理施設との整合性をはかること

に考慮されていれば，三段目の土壌処理は脱窒の促進を配慮しなくてもよい。しかし，生物酸化処理を重視した前処理施設であれば，処理水中には硝酸態窒素がかなり含まれていることになり，土壌処理の分野で脱窒反応を促進するなどして，窒素除去を行わなければならない。

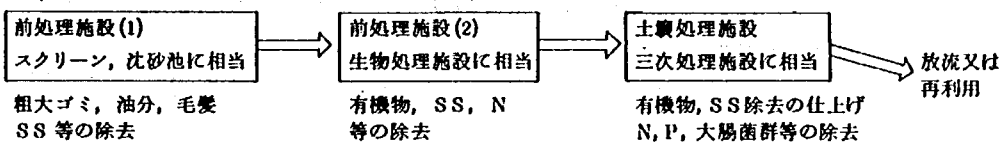


図9　土壌処理システムの構成と機能

5. 物質の土壌中での挙動（理論的考察）

土壌に散布される汚水中の物質は物理化学的あるいは生物化学的な作用を受けて，吸着，脱着，沈着，分解，物質転換などさまざまな現象を生じながら土壌の間隙を移動していく。物質収支とmass flowを基にして，物質 i を次のように表現する。$\partial S_i/\partial t+\partial C_i/\partial t=D_i\,\partial^2C_i/\partial x^2-v_i\,\partial C_i/\partial x+\phi_i$

ここで，C_i：物質 i の濃度，S_i：物質 i の土壌吸着濃度，D_i：物質 i の拡散係数，v_i：物質 i の間隙速度，ϕ_i：物質 i の非可逆的生物転換速度をそれぞれ表わす。

物質 i が低濃度で，吸着－脱着反応系が簡単なHenry 型の等温吸着式に従うとすれば $S_i=R_iC_i$ が成立つ。R_i は溶液中の i と土壌中の i との分配係数である。$\partial S_i/\partial t=R_i\,\partial C_i/\partial t$ となることから

$$\frac{\partial C_i}{\partial t}(1+R_i)=D_i\frac{\partial^2C_i}{\partial x}-v_i\frac{\partial C_i}{\partial x}+\phi_i \qquad \therefore \frac{\partial C_i}{\partial t}=\mathrm{D}_i\frac{\partial^2C_i}{\partial x}-\mathrm{V}_i\frac{\partial C_i}{\partial x}+\phi_i \quad \text{となる。}$$

リンの吸着反応を考える場合は $R_p=K_{0e}(C-C^*)$ の分配係数を考え，Langmuir の式にもとづき $C^*=(1/K)M/(b-M)$ を代入すればよい。ここで R_p：リンの液相と固相に対する分配係数，K_{0e} はリンの総括移動係数，$(C-C^*)$ は濃度差にもとづく推進力（driving force）とも言うべきものである。

また，リンの生物転換量が土壌吸着量に比べ無視できるので $\phi_p=0$ と置くことができる。

窒素の場合は $\phi_N\neq 0$ とし，アンモニア態窒素 (NH_4^+) の生物酸化による硝酸態窒素 (NO_3^-) の生成速度は等しいと考えられるので $d(NO_3^-)/dx=-d(NH_4^+)/dx$ と表現する。

$(NH_4^+\rightarrow NO_3^-)$　$\partial C_1/\partial t=\mathrm{D}_1\,\partial^2C_1/\partial x^2-\mathrm{V}_1\,\partial C_1/\partial x-\mathrm{K}_1C_1$

$(NO_3^-\rightarrow N_2\ )$　$\partial C_2/\partial t=\mathrm{D}_2\,\partial^2C_2/\partial x^2-\mathrm{V}_2\,\partial C_2/\partial x+\mathrm{K}_1C_1-\mathrm{K}_2C_2$

(NH_4^+) の濃度を C_1，(NH_4^+) の初期濃度を C_1^0，(NO_3^-) の濃度を C_2，(NO_3^-) の最大濃度を C_2^0 とする。

$$C_1=C_1^0\{S_1(x)\}$$

$$C_2=C_2^0\{S_2(x)\}+\frac{K_1C_1^0}{K_1-K_2}\{S_2(x)-S_1(x)\}$$

但し，$S_1(x)=\exp\left\{\frac{x}{2\mathrm{D}_1}(\mathrm{V}_1-\sqrt{\mathrm{V}_1^2+4\mathrm{D}_1K_1})\right\}$

$$S_2(x)=\exp\left\{\frac{x}{2\mathrm{D}_2}(\mathrm{V}_2-\sqrt{\mathrm{V}_2^2+4\mathrm{D}_2K_2})\right\}$$

ところで，窒素における反応速度定数 K_1 及び K_2 の求め方であるが，次のようなMichaelis Meuten式を考える。$K_m\ell_n(C_1/C_0)+(C_1-C_0)=-K_1x=-(\alpha_\infty+\beta K_1')\,\bar{m}\,x\,v^{-1}$

ここで$C_1=(NH_4^+)$，$C_0=(NH_4^+)_0$，$\bar{m}$は土壌深さxでのアンモニア酸化菌の数，vは間隙速度，$(a_\infty+\beta K_1')$は酸化菌の菌体維持と代謝反応での酸化定数である。

K_2の場合は上式と同様の関係式を与え供給原水に硝酸塩を含んだものを使用して実験的に求める。

図10は土壌カラムに100㎎NH_4−N/Lの原水を流入した場合のカラム中の(NH_4^+)と(NO_3^-)の挙動を示した。但し，(NH_4^+)のみは土壌(CEC=9meq/100g−soil)と吸着反応を行うので実測値より分配係数はR_N=9.41としてD_N，V_N，K_N，を$(1+R_N)$で補正してある。

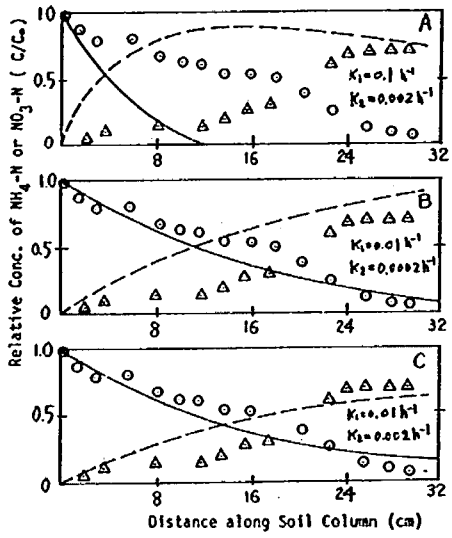


図10 土壌中でのNH_4^+(○印)とNO_3^-(△印)の挙動，Column；D.M=7.62㎝，L=35㎝
$D_1=D_2$=0.1㎠/hr，$V_1=V_2$=0.19㎝/hr

6. まとめ

土壌を活用した汚水処理法は下水道の普及するまでの暫定対策として位置付けられているが，処理能力としては，三次処理レベルに相当する面もある。

重金属類の吸着現象はpHが6以上の場合に明瞭となるが，pHが5～4の酸性側では吸着量は激減し，pHが3以下ではほとんど吸着しない。pH=6.0±0.02に平衡状態の溶液がなるようにした吸着実験から吸着現象はFreudlichの式でもLangmuirの式でも表現することができ，比較的大きな吸着能力を持つことが明らかとなった。

衛生上の問題として細菌の生存率を検討した。大腸菌群(Coliform Group)，腸球菌(Spreptococcus)は深さ方向に指数的に減少し，かつ指数的に死滅していくことがわかった。特に，土壌の貫入抵抗は大きく，吸着速度定数で示すと11～29(1/m)である。また，細菌の死滅速度定数は0.7～0.84(1/d)であり，河川水中の場合よりも大きい。重力式浸透法のような表面散布では，水みちからの地下水汚染の危険もあるが，防水シートの使用による上方への毛管浸透であれば安全である。

汚水中に含まれる窒素，リン等の土壌中における挙動を明らかにするため，理論的な検討を行った。窒素の挙動の場合，同じ汚水，土壌及び散水速度であっても，3.1で検討したように，汚水の散布する装置の形状，別の見方をすれば，脱窒条件の違いにより脱窒速度定数K_2は変化することを示しており，脱窒菌の数m，菌体維持と代謝反応$(a_\infty+\beta K_2')$を活性化させる技術が要求されているといえる。

また，物質によっては植生からの吸収なども考慮する必要がある。

参考文献

1) Klock, J.W., Survival of Coliform Bacteria in Wastewater Treatment Lagoons, J.WPCF, Vol.43, №10, 1971

2) 中西他，大腸菌群の汚濁負荷解析，土木学会論文集，第345号/II−1，P.141（1984年5月）

Ⅳ　河川事業調査費による研究

IV. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1．洪水時汚濁負荷の停滞水域の水質に及ぼす影響の調査

水質研究室　室　長　安中　徳二
研究員　森田　弘昭
山田　幸男

1. まえがき

今日，全国の閉鎖水域においてますます社会的関心の高まりつつある富(過)栄養化による水質汚濁の問題は，主としてこれらの水域に流入する窒素およびリンの負荷量の増大に起因することが定説となっている。琵琶湖，霞ケ浦等大都市の近くに位置し，水資源としての価値の高い湖沼においては，富栄養化の原因となっている窒素，リン負荷量の削減による湖水質の改善計画が立案され，既に幾つかの行政的施策が実行に移されている[1]。そして，これらの施策の効果は，それによる窒素又はリン負荷の削減率によって評価されるのが普通である。

一方，近年河川や下水道管渠から排出される窒素，リン負荷の水文学的解析が進むにつれ，降雨によって自然地や農地，都市の地表面等から流送される汚濁負荷が，場合によっては晴天時の負荷よりもはるかに大きい河川があることがわかってきた[2]。その意味では，洪水時汚濁負荷対策の相対的重要性が強調されることになるが，一方では晴天時と雨天時に流入する栄養塩類の形態がかなり異なっていることにも注意しなければならない。即ち，晴天時に流入する栄養塩類は溶解態が中心であるのに対して，雨天時の場合にはかなりの部分が粒子態[3][4]であり，河口や放流口の急拡部で沈降し水底に堆積するものと，水中に浮遊するものとがある。本調査は，これらの実態を踏まえ，洪水時に大量に流入する粒子態栄養塩が閉鎖性水域の水質に及ぼす影響を評価することを目的としており，本年度が最終年度である。

2. これまでの調査経過

本調査は，昭和55～59年度の5ケ年で行うものであり，55年度から57年度までの3ケ年は，洪水時に湖沼に流入する粒子態栄養塩の藻類利用可能性を藻類培養実験を行って検討し，以下の結果を得た。接種藻類は，Microcystis aerugihosa (藍藻)，Chlorella ualgaris (緑藻)，Selenastrum capricornutum (緑藻)，Nitzschia palea (珪藻) の4種である。

1) 粒子態栄養塩も，水中に浮遊している限り，藻類に利用可能である。ただし，その程度は藻類の種によって，また，共存細菌の有無によってかなり異なる。
2) Microcystis は粒子態の栄養塩よりも溶存態の栄養塩の利用率は高いが，Chlorella は粒子態栄養塩の利用率の方が高い。
3) 粒子態栄養塩が藻類にとって利用可能となるためには細菌が介在しているようであり，一般には無菌状態では藻類増殖量が小さくなる。

58年度は，洪水時河川由来粒子態物質が，どの程度湖内に浮遊残存したままの状態であるのかを明らかにするために，台風10号が南関東地方を襲った昭和58年9月27日～10月6日に霞ケ浦の流入河川の一つである恋瀬川とその流入先である高浜入を対象として水質観測を行い，粒子態物質の湖内での挙動を追跡し，以下の知見を得た。

1) 台風10号による洪水は，高浜入全域で考えれば容積の14％程度の流出しかないものであったが，濁度の上昇は水が入れかわった領域に殆んど限られており，その領域についても洪水後3日経過すると濁度は通常の値に迄減少した。

2) 洪水時に流出した粒子性負荷の約7割は洪水の流出が終る以前に沈降していた。5日後に残存して浮遊している量は，河川から流入した量の3～4％に過ぎないという計算結果が得られた。

3) 粒子性物質の沈降速度は，洪水が継続している期間でも起っている急速な沈降を除いても，1 m/日のオーダーであり，かなり速いことがわかった。

3. 本年度の調査結果

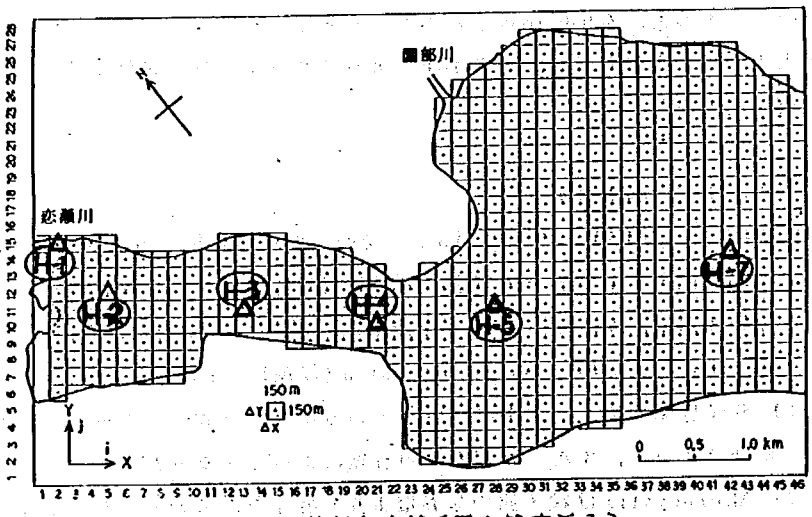
3.1 調査の概要と目的

前年度の調査結果[5]より洪水時に湖内に流入した粒子態物質の水系への影響は，沈降により比較的短い期間（3日程度）で消失することが明らかになった。また洪水時に湖内に浮遊残存する粒子態物質の相当量が底泥の巻き上げに起因するものと推定され河川由来粒子態物質が直接的に湖内水質に与える影響はさらに小さいものと考えられた。そこで本年度は，湖内の粒子態物質の挙動をより定量的に把握するために粒子態物質の沈降特性と底泥の巻き上げ特性を数値モデル化し，このモデルを用いて霞ケ浦高浜入水域を対象とした洪水時の水質（濁度）の再現計算を行ってその妥当性を検討した。

3.2 調査方法

1) 調査対象水域および対象期間

図－1に，水質再現計算の対象水域を示す。再現対象水域は，前年度の調査結果より恋瀬川，園部川の洪水の影響がおよぶ範囲を考慮し設定した。対象期間は，恋瀬川の洪水流出が始まった昭和58年9月27日14時から，洪水流出がほぼ終了した9月30日12時までとした。設定水域は，水質再現計算のために（46×28）の格子に分割し，1格子を150 m×150 mとした。



図－1 計算対象水域〔霞ケ浦高浜入〕

2) 計算資料の収集

水文，水質，気象関連データは，前年度の調査結果（表－1）を用いた。表中の風向は，真北を0度とし右回り表示である。その他，高浜入水域の等深線図等の資料は，諏ケ浦工事事務所調査資料を参照した。

表－1　水文，水質，気象調査結果表（昭和58年9月27日～30日）

経過時間 (hrs)		風向 (deg)	風向 (m/s)	流量 (m³/s) 恋瀬川	流量 (m³/s) 園部川	濁度 (mg/l) 恋瀬川	濁度 (mg/l) 園部川
(9/27) 14:00	0	112.1	5.4	6.7	2.1	9.0	9.0
	1	101.3	3.8	7.3	2.1	9.5	9.5
	2	90.0	2.0	7.9	2.1	10.0	10.0
	3	90.0	2.0	7.5	2.1	10.5	9.5
	4	90.0	2.0	7.1	2.2	11.0	9.0
	5	90.0	2.0	7.1	2.3	11.5	9.5
	6	90.0	2.0	7.1	2.4	12.0	10.0
	7	45.0	3.5	7.9	2.6	12.5	14.5
	8	0.0	5.0	8.8	2.8	13.0	19.0
	9	0.0	5.0	9.4	2.9	14.0	18.5
(9/28) 0:00	10	0.0	5.0	10.1	3.0	15.0	18.0
	11	0.0	5.0	10.8	3.4	15.5	18.5
	12	0.0	5.0	11.5	3.8	16.0	19.0
	13	0.0	5.0	11.3	4.1	16.0	21.5
	14	0.0	5.0	11.0	4.4	16.0	24.0
	15	0.0	5.0	11.8	4.6	16.5	24.0
	16	0.0	5.0	12.6	4.9	17.0	24.0
	17	0.0	5.0	13.6	5.4	17.5	30.5
	18	0.0	5.0	14.7	5.9	18.0	37.0
	19	0.0	5.0	15.8	6.3	19.0	39.5
	20	0.0	5.0	16.8	6.8	20.0	42.0
	21	22.5	6.2	18.6	7.6	25.0	51.0
	22	45.0	7.5	20.4	8.4	30.0	60.0
	23	45.0	7.5	21.1	9.0	35.0	60.5
	24	45.0	7.5	21.8	9.7	40.0	61.0
	25	45.0	7.5	22.6	11.3	49.5	54.5
	26	45.0	7.5	23.5	12.9	59.0	48.0
	27	45.0	10.2	27.5	12.9	53.5	53.0
	28	45.0	13.0	31.5	12.9	48.0	58.0
	29	45.0	14.0	42.8	13.2	49.5	66.5
	30	45.0	15.0	54.2	13.5	51.0	75.0
	31	45.0	15.0	55.8	14.5	50.5	72.5
	32	45.0	15.0	57.4	15.6	50.0	70.0
	33	45.0	15.0	59.3	17.2	44.0	69.5
(9/29) 0:00	34	45.0	15.0	61.3	18.8	38.0	69.0
	35	45.0	15.7	69.7	18.3	42.0	69.0
(9/29) 2:00	36	45.0	16.5	78.1	17.8	46.0	69.0
	37	33.8	15.5	78.1	17.7	71.5	57.5
	38	22.5	14.5	78.1	17.6	97.0	46.0
	39	22.5	13.8	79.3	17.4	96.0	43.5
	40	22.5	13.0	80.6	17.1	95.0	41.0
	41	22.5	13.0	82.8	16.9	74.5	35.5
	42	22.5	13.0	85.1	16.8	54.0	30.0
	43	22.5	13.0	82.3	16.8	46.0	29.0
	44	22.5	13.0	79.4	16.8	38.0	28.0
	45	22.5	13.0	75.4	16.1	32.5	26.5
	46	22.5	13.0	71.4	15.5	27.0	25.0
	47	22.5	13.0	66.6	15.0	24.5	24.0
	48	22.5	13.0	61.8	14.5	22.0	23.0
	49	22.5	13.0	57.6	12.7	22.5	23.0
	50	22.5	13.0	53.5	10.8	23.0	23.0
	51	22.5	13.0	43.8	10.3	22.5	22.5
	52	22.5	13.0	34.1	9.9	22.0	22.0
	53	22.5	13.0	34.1	9.4	18.0	19.0
	54	22.5	13.0	34.1	8.9	14.0	16.0
	55	22.5	13.0	32.8	8.5	17.0	17.5
	56	22.5	13.0	31.5	8.1	20.0	19.0
	57	22.5	13.0	31.8	8.0	19.0	18.5
(9/30) 0:00	58	22.5	13.0	32.1	7.9	18.0	18.0
	59	22.5	13.0	31.4	7.5	20.0	18.5
	60	22.5	13.0	30.6	7.1	22.0	19.0
	61	22.5	13.0	30.1	6.8	20.0	18.0
	62	22.5	13.0	29.6	6.4	18.0	17.0
	63	22.5	13.0	28.5	6.3	17.5	16.5
	64	22.5	13.0	27.4	6.3	17.0	16.0
	65	22.5	13.0	26.6	6.2	16.0	15.5
	66	22.5	13.0	25.8	6.1	15.0	15.0
	67	11.3	8.0	25.6	6.0	14.5	15.5
	68	0.0	3.0	25.5	5.9	14.0	16.0
	69	0.0	3.0	25.5	5.9	14.0	16.0
	70	0.0	3.0	25.5	5.9	14.0	16.0

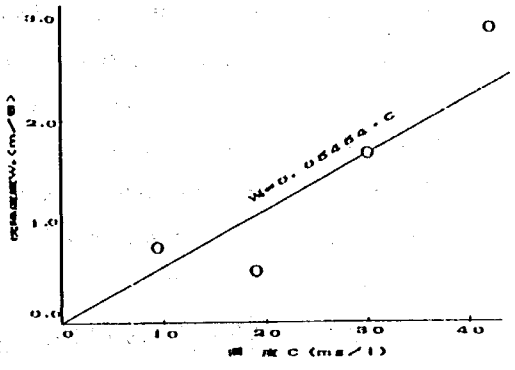
3) 粒子態物質の沈降および巻き上げ特性の解析

洪水時に湖内に存在する粒子態物質は，河川から流入したものと底泥から巻き上げられたものとによって構成されており，風や湖底面の摩擦，河川の運動量等の影響を受け，その収支バランスが変化する。本節では，粒子態物質の沈降および底泥からの巻き上げをモデル化する。

I　粒子態物質の沈降のモデル化

粒子の沈降速度は，粒子径や粒子密度をパラメーターにした実験式がいくつか提案[6)7)]されているが，湖内に存在する粒子態物質の平均粒径をどのように定めるのか，あるいは粒子態物質濃度が変化した場合の代表粒径の決定方法等の問題があり，これらの実験式をそのままの形で今回の水質再現計算に用いるのには無理があると考えられる。

ここでは，昨年度の調査結果（図－2）より得られた沈降速度と濁度の関係式を用いる。実測デ



図－2　洪水時の沈降速度と濁度

ータより沈降速度と濁度は，$W_0=0.05454\cdot C$なる線形式に近似できた。また，湖内濁度は，洪水終了後3～4日をすぎると，10(㎎/ℓ)程度に落ちつくことにより，濁度10～20(㎎/ℓ)の範囲内で沈降速度は，かなり緩和するものと考えられるところから，Tanhを用いた重み関数を導入し低濁度域の沈降速度の補正を行った。採用した沈降速度式を以下に示す。

$$W_0=\tanh(C/20)\cdot\{0.05454\cdot C\} \quad \cdots\cdots(1)$$

W_0：沈降速度(m/日)

C：濁　度　(㎎/ℓ)

Ⅱ　粒子態物質の巻き上げのモデル化

馬場ら[8]によれば，水路における浮遊砂の連続式は，次式のように表わされる。

$$\frac{\partial C}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(u\cdot C-E\frac{\partial C}{\partial x}\right)=-\frac{B}{A}\left(W_0\cdot\overline{C}+\varepsilon_z\frac{\partial\overline{C}}{\partial z}\right)_{z=\text{河床}} \quad \cdots\cdots(2)$$

C：断面平均濃度　　u：断面平均流速　　E：縦拡散係数

$\overline{C}$：鉛直方向zの局所的時間平均流速　　ε_z：z方向の乱流拡散係数

W_0：沈降速度　　A：断面積　　B：水路巾

さらに河床材料のうち浮遊移動する粒子の比体積（単位河床当りに占める対象粒子体積）および河床から水中へ浮遊する粒子の洗堀速度W_aを考えると，(2)式の右辺は(3)式のように表わされる。αは比体積である。

$$\left(W_0\cdot\overline{C}+\varepsilon_z\frac{\partial C}{\partial z}\right)_{z=\text{河床}}=W_0\cdot C-\alpha W \quad \cdots\cdots(3)$$

W_aを比巻き上げ量と解釈し，河床を湖底と考えれば(3)式は湖沼の濁質再現計算式として利用できる。再現計算では，(3)式をさらに(4)式のように展開した。

$$\begin{aligned}\left(W_0\cdot\overline{C}+\varepsilon_z\frac{\partial C}{\partial z}\right)_{z=\text{河床}}&=W_0\cdot C-W_a\\&=(W_0-\alpha W)\,C\\&=(W_0-1.6\times C_{eq}^{*}\times W_0)\,C\end{aligned} \quad \cdots\cdots(4)$$

(4)式中のαは，濁質再現計算から沈降量と巻き上げ量との収支を実測値と等しくする様な定数，Wは巻き上げ速度である。底泥の巻き上げ速度は，底面剪断力と深い関係があることが知られており前述の馬場も含めていくつかの報告があるが，今回の再現計算ではMehta, and Parthenaides[9]の手法を用い，$\alpha W=1.6\times C_{eq}^{*}\times W_0$とした。Mehtaらは，巻き上げ底泥量($C_e$)は底面剪断力の上昇とともに増加するが，無限に増加するわけではなく水底に存在する被巻き上げ底泥量(C_0)との間に一定の比($C_{eq}^{*}=C_e/C_0$)があることを実験的に立証した。

4）沈降・巻き上げ予測モデルの作成

霞ケ浦高浜入水域は水深が浅く良く混合されていると考えられるため，平面二次元単層水域として取扱うこととする。また，再現期間が短かいことから，粒子態物質は，保存物質とみなした。基本式は，以下のように構成した。

a）連続の式　$\dfrac{\partial\zeta}{\partial t}+\dfrac{\partial}{\partial x}\{(\zeta+h)u\}+\dfrac{\partial}{\partial y}\{(\zeta+h)v\}=0$

b) 運動方程式 $x=\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}-fv+g\frac{\partial \zeta}{\partial x}+g\frac{u(u^2+v^2)^{1/2}}{C_z^2(h+\zeta)}=\frac{\tau_x^s}{\rho(h+\zeta)}$

$y=\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}+fu+g\frac{\partial \zeta}{\partial y}+g\frac{v(u^2+v^2)^{1/2}}{C_z^2(h+\zeta)}=\frac{\tau_y^s}{\rho(h+\zeta)}$

c) 物質拡散式 $\frac{\partial(H)}{\partial t}+\frac{\partial(HuC)}{\partial x}+\frac{\partial(HvC)}{\partial y}=\frac{\partial\left[Hk_x\frac{\partial C}{\partial x}\right]}{\partial x}+\frac{\partial\left[Hk_y\frac{\partial C}{\partial y}\right]}{\partial y}+(\alpha W-W_0)C$

ここに，

ζ, h 自由水面高さ，水深　$H=\zeta+h$

$u, v, C=-h<Z<\zeta$ の間で平均化された xy 方向流速成分と物質濃度

g ＝重力加速度　ζ ＝保存物質媒体の密度（≒1.0 g/cm）　f ＝コリオリパラメータ

τ_x^s, τ_y^s ＝自由水面上の風の剪断応力（$x\cdot y$ 方向）

$\tau_x^s=\rho_a\cdot C_D\cdot W^2\sin O$　ρ_a ＝空気密度（0.0016 g/cm）　W ＝風速

$\tau_y=\rho_a\cdot C_D\cdot W^2\cos O$　C_D ＝風剪断応力係数（≒0.0025）　O ＝風向（真北からの角度）

C_z：chezy 係数　$C_z=1/n\cdot h^{1/6}$　n ＝マニングの粗度係数（≒0.026）

K_x, K_y ＝拡散係数

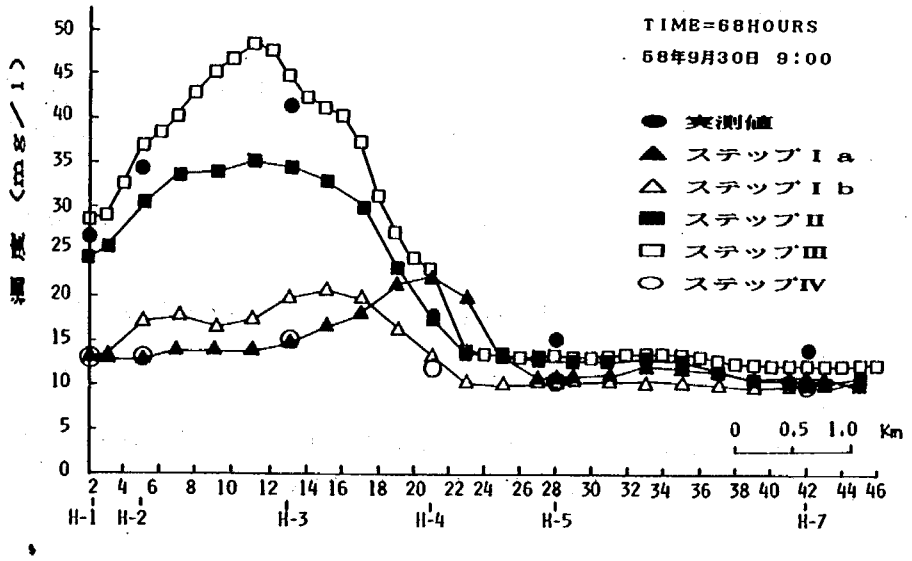
W ＝巻き上げ速度　W_0 ＝沈降速度　α ＝定数

5) 基礎方程式の数値モデル化

基本方程式は，差分近似法の中で Peaceman, Rachfard (1955) らによって考案されたＡＤＩ法を用いて数値モデル化した。

3.3 計算結果

再現計算は，以下の４ステップで実施した。計算結果を図－３に示す。



図－３　シミュレーション結果

(1) ステップⅠ

沈降，巻き上げがない場合の流れのもとで，拡散計算を行い底面粗度係数，河口部流速等の与え方などを検討した。ステップⅠの計算結果は沈降量，巻き上げ量を評価するためのベースとして用いられる。

計算条件

ステップⅠa

- 沈降，巻き上げなし
- 流入河川流量，濁度，風向，風速は表－1の通りである。
- 河口部の流速は次式で与えた

$$u_0=\frac{Q}{\Delta x\cdot(h+\zeta)\lambda}\cdot\alpha \qquad v_0=\frac{Q}{\Delta y\cdot(h+\zeta)\lambda}\cdot(1-\alpha)$$

Q：流量　　ζ：自由水面水位

λ：河巾修正係数　$64/\Delta x$（恋瀬川）　$32/\Delta x$（園部川）

α：流向配分比　4/5（恋瀬川）　1/2（園部川）

- 拡散係数[11] $\begin{pmatrix}K_x\\K_y\end{pmatrix}=5.93\sqrt{g}\begin{pmatrix}|U|\\|v|\end{pmatrix}\frac{h}{C_z}$
- マニングの粗度係数　$n=0.020$
- $\Delta t=2$ 分　$\Delta x=\Delta y=150\,m$

ステップⅡb

河口部流速と粗度係数を以下のように変えた。

- 河口部流速

$$u_0=\frac{Q}{\Delta x(h+\zeta)}\cdot\alpha \qquad v_0=\frac{Q}{\Delta y(h+\zeta)}\cdot(1-\alpha)$$

- マニングの粗度係数　$n=0.026$

結果と考察

① ステップⅠaの計算結果では，濁度のピークが実測値より1.2㎞下流部に表われるがこれは，(i)河口部流速を過大に見積っている。(ii)底面の摩擦抵抗を小さく取っている等のためであると考えられる。

② ステップⅠbでは，濁度のピークは実測値と一致しており，移流，拡散の傾向は再現されている。

③ 河川流出濁度と河口部（H－1）実測濁度との差は，洪水による河口部流速の増加が河口部底泥の巻き上げを引き起こした結果と考えられる。

(2) ステップⅡ

河口部（H－1）の濁度として実測値を与え，沈降，巻き上げない場合の再現計算を行った。再現値と実測値の差は，湖内の沈降量と巻き上げ量の差に等しい。

計算条件

河口部濁度は底面剪断力によって定まると考え次のようにして与えた。

一般に底面剪断力(τb)は，次式で求められる。

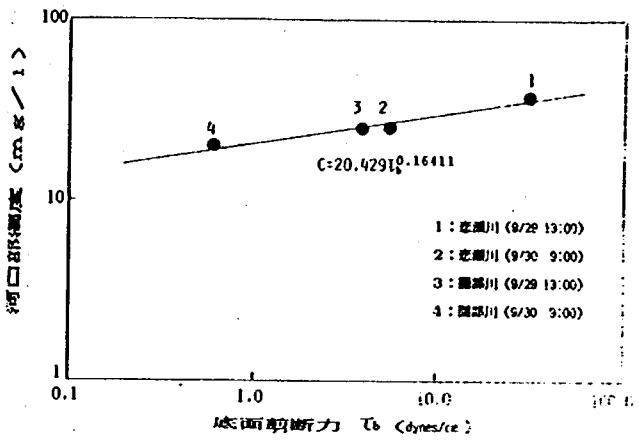
$$\tau b = \zeta_s \cdot g \cdot C_z^{-2} \cdot u^2 \ (\mathrm{dyne/cm}) \quad \cdots\cdots(5)$$

ζ_s：濁水密度，　g：重力加速度

C_z：chezy 係数　u：平均流速

図－4に，(5)式から求めた河口部のτbと濁度(C)を示す。τbとCは，次式で近似できた。

$$C = 20.429 \tau b^{0.16411} \ (\mathrm{mg/\ell})$$



図－4　洪水時の河口部濁度と底面剪断力

結果と考察

① 洪水時における高浜入河口部濁度は，底面剪断力の関数で表現できた。これは河口部では，巻き上げが卓越し，巻き上げと関係の深い底面剪断力が相対的に相関が高くなるためと考えられる。

② 計算値は，かなり実測値と近くなってきており，洪水時の巻き上げの大部分は，河口部で起っていると考えられる。

(3) ステップⅢ

沈降速度および巻き上げ速度を(1)式(2)式で与え再現計算を行った。

結果と考察

① 図－3に示すように水質の再現性は良好であり，本モデルの妥当性が検証された。

② 高浜入における洪水時粒子態物質は，そのほとんどが河口部〔$i=1\sim22$〕に滞まっている。

③ 本モデルで再現できた粒子態物質は，比較的軽い粒子であり，河口域でただちに沈降するような比重の重い物質の移動，堆積の再現には，別の視点（物質の力学的移動などの観点）からアプローチする必要があろう。

(4) ステップⅣ

ステップⅠ，ステップⅡより河川流入粒子態物質が湖内濁度に寄与する割合は，河口部底泥巻き上げ量，湖内底泥巻き上げ量に比べて小さいことがわかったが，これを定量的に把握するために，ステップⅢで検討したモデルから巻き上げ項を除いて再現計算を行った。さらに，昨年度の調査から 58. 9. 30 9:00 の高浜入，〔グリッド $i=1\sim22$, $j=6\sim15$〕の全粒子態物質量〔SS〕とその中の洪水由来物質量を求め，河川流入粒子態物質と比較した。なお濁度と粒子態物質量〔SS〕の関係は昨年度の調査より次式の関係があることがわかっており濁度から粒子態物質〔SS〕の関係は昨年度の調査より次式の関係があることがわかっており濁度から粒子態物質〔SS〕の換算に用いた。

$$SS = 1.639 \times \text{濁度} \ (\mathrm{mg/\ell})$$

結果と考察

表－2に計算結果を示す。表中の河川流入SSとは，洪水流出が始まった 58. 9. 27 14:00 から，

58. 9. 30 9:00までに，恋瀬川から高浜入に流入した全SS量，湖内全SSとは，58. 9. 30 9:00の時に高浜入に浮遊残存していた全SS量，洪水由来SSは，湖内全SS量から，植物プランクトン由来のSSを引いたもので底泥の巻き上げ量と河川由来SSの合計である。河川由来SSは，河川から流入したSSの内，浮遊残存しているものを示す。

以上の結果から

① 洪水由来湖内SSの大部分（72%）は底泥の巻き上げである。

② 河川由来SSが，洪水流出終了時点（9. 30 9:00）で湖内に浮遊残存している量は，河川流入SS量の11%程度にすぎない。

表－2 洪水時の河川および湖内SS収支

	単位（ton）	根拠
河川流入SS	1100	58年度調査結果
湖内全SS	660	
洪水由来SS	439	
河川由来SS	122	シュミレーション結果

＊58. 9. 30 9:00

3.4 まとめ

本年度の調査結果を以下にまとめて示す。

1）洪水時に河川から流送されたり，底泥から巻き上がった粒子態物質の湖内での挙動を数値モデルで再現することができた。

2）洪水時の湖内SSの大部分（72%）は底泥の巻き上げによるもので，河川流入SSの割合は少ない。

3）底泥の巻き上げは，かなりの部分が河口近傍で起きている。

4）今回の再現計算では，比重の軽い浮遊性の保存物質を対象としたが，生産項，分解項等をつけ加え加えれば，プランクトンの発生，死滅等の富栄養化機構も再現可能である。しかしある程度比重があり，河口部で急速に沈殿したり，湖底面近くを移動するような物質については別の考え方が必要である。

引用文献

1）石川和秀：琵琶湖周辺下水道計画，下水道協会誌，Vol. 18，№202 1981／3

2）山口高志，吉川秀勝：河川の水質・汚濁負荷量に関する研究(I)，(II)．土木研究所報告第151号，第154号

3）神戸市：非特定汚染源による汚濁防止対策調査。昭和54年度環境庁委託業務結果報告書

4）森田弘昭他：洪水時に湖に流入する粒子性栄養塩の挙動，水質汚濁研究 Vol. 8，№4 1985.4

5）森田弘昭他：洪水時汚濁負荷の停滞水域の水質に及ぼす影響の調査，土木研究所資料第2010号

6）井出哲男：水処理工学，技報堂

7）H.H. Sternour, Rate of Sediments, Industrial Engineering Chemistry, Vol.36 (1944)

8）馬場洋二，伊藤雄二：ヘドロの拡散堆積に関する研究，建設省土木研究所 昭和52年6月

9）E. Partheniades, NATO ADVANCED STUDY INSTITUTE ON ESTUARY DYNAMICS, LECTURE 16 －Engineering Properties of Estuarinesediments, 1975

10）Peaceman, D.N, and Rachford, H.H.Jr (1955), "The Numerical Solution of Parabolic and Elliptic Differential Equations." Jsoc Indust. Applied Mathematics, Vol. 13 №1, march 1955 pp 28～41

11）Leendertse, J.J.: Aspects of a Computational model for long Period water wavepropagation RM－5295－PR, the Rand Corporation, May 1967

2．河川の総合負荷量収支に関する調査

水質研究室　室　長　安中　徳二
研究員　長谷川　清
小森　行也
市村よし子

1. はじめに

河川全体としてみた総合的な負荷量の収支は河川水質管理における最も基本的な資料ではあるが，例外的な河川を除くと，個別的なあるいは断片的な把握，あるいは流域別下水道整備総合計画（略称流総計画と呼ぶ）のような計画論としての把握に止っている。本調査の目的は河川の汚濁負荷量を総合的に把握するための手法を確立することと，実態に基づいた水質管理計画策定に必要な資料を整えようとするものである。なお，ここで言うところの汚濁負荷量を総合的に把握するということは，

イ．河川の上流から下流までの全体像を明らかにすること

ロ．BOD，COD，SS，N，P等多くの水質項目を指標とした総合評価を行うこと

ハ．年間を通じての長期間評価を行うことなどである。

これらの調査結果から河川における自浄作用とその能力，自然汚濁，人為汚濁の性格と区分及びそれぞれの原単位，流達率，浄化残率等の中味がより具体的定量的に評価することができる。また，河川汚濁負荷量調査手法の確立により水環境管理計画，汚濁負荷量削減計画，許容負荷量などの考え方に有効な情報をもらすものである。

2. 河川の汚濁負荷量調査の結果

調査河川は前年度と同様，手賀沼に注ぐ大堀川で，調査時期は夏季（1984年8月14～15日）と冬季（1985年2月12～13日）の二回実施した。

2.1 流観と水質分析

調査の主なものは現場での流観と採水及び実験室での水質分析である。流観は時刻tに於ける水深，河川断面At及び流速Vtの測定である。分析する水質項目は表1に示す通りである。現地での測定間隔と採水頻度は人員，分析能力，試料の保存可能期間等を考慮し，3時間ピッチで実施することにした。

なお，現場における試料の保存処理は夏季調査のみ行い，採水ビンをドライアイスで冷却し，土研まで運搬した。

2.2 調査区間と流量観測

調査区間は図1に示すst.Aからst.Dとし，3時間ピッチの通日調査はst.A，B，18及びDの4地点とし，約20ケ所の支川及び排水路については本川の流下時間に従って調査した。

排水路での流量の求め方については，流量が小さく，水深，川幅の小さい場合が多いことを考慮す

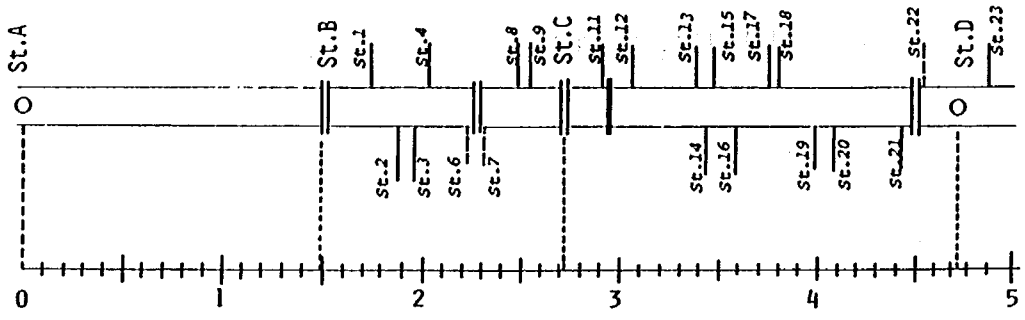


図1　大堀川の調査区間　st.Aからの距離(km)

る必要がある。本調査区間においてもプライス式又は電磁式の流速計が使用できない程水深の浅い所が多く，表面浮子又は小型の微流速計を使用するところがほとんどであった。こうした小水路での流観には木片又は微流速計による表面流速に適当な係数を乗じて平均流速を求める。例えば，川巾2m，水深1cm程度の排水路の場合，人為的に川巾を狭めて水深を約5cm程にし，微流速計が使用できるようにする。

まず，木片を用いて表面流速Vsを求めると，流下区間85cmを通過するのに要する時間からVs＝15.2 cm s^{-1}となる。この時の河積A＝533 cm^{2}と補正係数0.83から流量は6.72 Ls^{-1}と推定できる。一方，簡易型のプロペラ式微流速計を使用し，5～6割の水深での流速を求めると図2のような流速分布を示していた。小ブロックの流量qi（＝$a_i v_i$）を合計するとΣqi＝5.47 L/Sとなる。

両者の比をとると1.08となり，表面流速での補正係数0.83を0.675まで小さくしないと両者は一致しない。このように，水深の極めて浅い水路での流観は，河床の抵抗が大きく影響するため，補正係数を用いる表面浮子法は誤差の大きい方法となる。このため，本調査では微流速計ないしはバケツによる直接測定を実施した。

大堀川本川も比較的小さな河川であるため，正しい平均流速の求め方を検討しておく必要がある。

図3はst.AとBでの河川断面の流速分布を示す。流速分布の状態は左右対称でもなく，上層と下層との関係も一様ではない。6割水深での平均流速$\bar{v}_{0.6}$（横断的に）対する表面流速$\bar{v}_s$と水面下2cmのところでの表面流速$\bar{v}_s'$との関係を図4に示す。図2の結果で検討したように，浮子法で求まる表面流速は$\bar{v}_{0.6}$の約2倍の値を示し補正係数の決め方がむずかしい。また，微流速計を用いた水面下2cmのところでの表面流速$\bar{v}_s'$との関係では$\bar{v}_s'/\bar{v}_{0.6}$は1.10～

表1　水質分析項目と分析方法

BOD$_5$：一般希釈法
COD：COD$_{Mn}$法（原水）
D－COD：COD$_{Mn}$法（ろ過水）
pH　：ガラス電極法
水　温：棒状温度計
D　O：ウィンクラーアジ化ナトリュウム変法
T－N：総和法
NO_2－N：スルファニルアミド・ナフチルジアミン法（自動）
NO_3－N：Cd－Cuカラム還元法（自動）
NH_4－N：アルカリ性フェノール法
Org－N：二酸化セレン還元法＋NH_4－Nの自動分析
T－P：ペルオキソニ硫酸カリウム分解　o－P分析
Orth－P：アスコルビン酸混合試薬法
Cl：硝酸銀滴定法
電導度：白金黒電極法（零位法）
TOC：高温燃焼法（超音波処理）
S　S：GFPろ過法

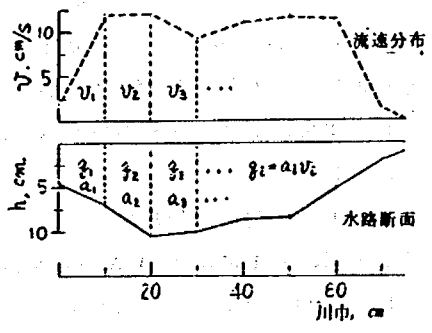


図2　小水路での流速分布

1.28である。6割水深での平均流速を基にした流量が正しいとすれば，$\overline{v_s}$の補正係数は0.78～0.91となる。(図4参照)

一般に，河積の平均流速を求める方法としては横断方向に等間隔に測線をとり，各々の測線について6割水深の流速$v_{0.6}$又は，2割と8割水深の流速$v_{0.2}$，$v_{0.8}$の平均を用いて流量を求める。

本調査河川のように川巾及び水深が小さい場合には，6割水深の流速を基に次式から流量を求めることが好ましい。

$$Q=\Sigma(a_i\times v_{i,0.6})$$

2.3　負荷量の算出法

流域に人口が密集している都市河川では，流量変動が激しく，生活パターンを反映している。

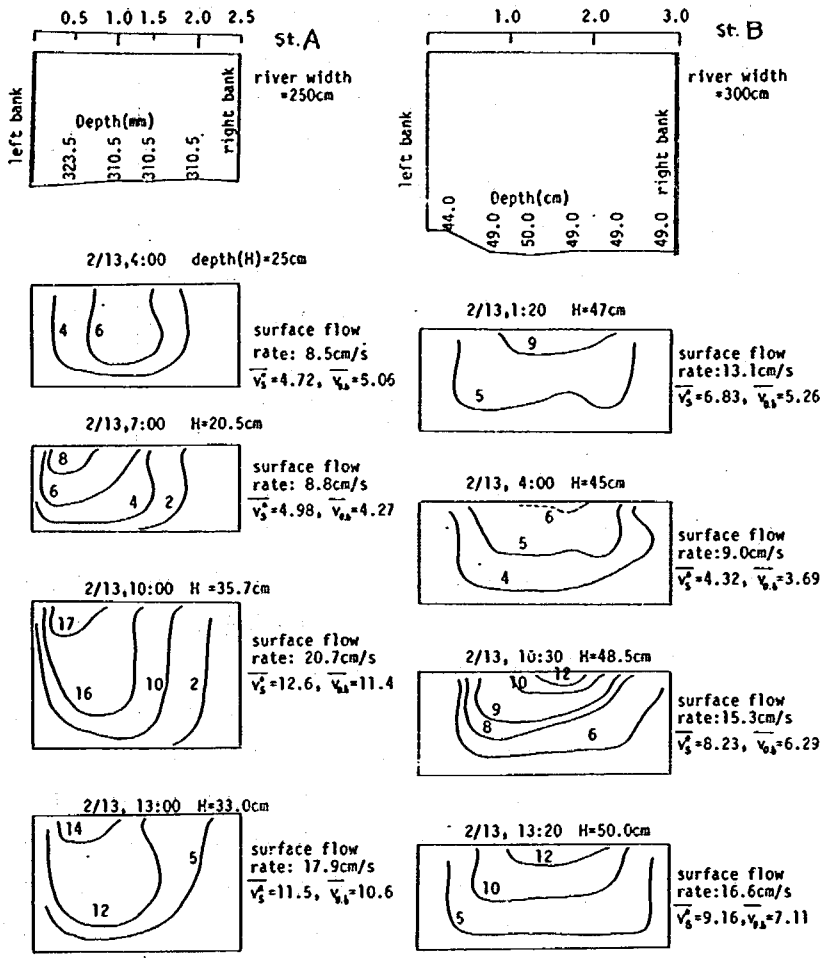


図3　小河川での流速分布(cm/s)

また，汚濁物質の濃度は通日ほぼ一定であるのが特徴である。測定の時間間隔を等しくして調査した場合，得られるデータの算術平均から求まる平均流量及び平均水質濃度は流量の重み付けをする加重平均値の10%以内の誤差で求まる。しかし，一日の負荷量及び平均の流量，濃度を求める計算作業はそれ程の問題にはならない。特に，流量変動の小さな大河川を除いては加重平均で評価すべきである。

2.4　流量収支の検討

負荷量収支を正確に求めるには，流量の収支が合わなければならない。例えば，st.Bでの流量は716 m³/hrであり，下流側のst.Dでは2,010 m³/hrと約1,300 m³/hrが支川等からの流入で増加している。しかし，この区間の支川等からの実測流入量はΣ_{q_i}=1,500 m³/hrであり，両者の差200 m³/hrが河床から伏流していることになる。このような現象はこれまでの

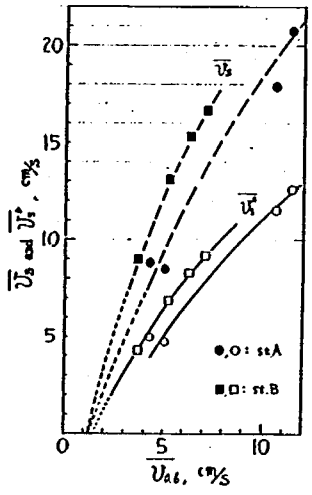


図4　$\overline{v_s}/\overline{v_{0.6}}$及び$\overline{v_s^*}/\overline{v_{0.6}}$の関係

3回の調査でも観測しており，約150～200 m³/hr の範囲である。

伏流水と表流水との浸潤現象をも考慮に入れないと水収支は合わないことになる。そこで，次のような検討を試みた。図5は各地点を通過する流量の時間変化を示したものであるが，各地点での流量変化は互に類似しており下流側の流量 Q_T は支川の流量により上流側の流量 $Q_\perp$ が a 倍増幅されると仮定し次式が成立するものとする。$Q_T = a \times Q_\perp + b$ ここで，b は河床での水のやりとりを意味するものとする。

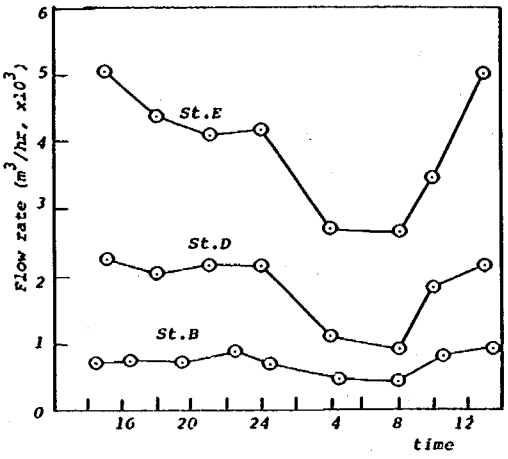


図5　通過流量の時間変化

3地点の流量データから各地点ごとの相関を求めると式(1)及び(2)が求まる。

$Q_d = 2.96 * Q_b - 174$ (m³/hr)　$r = 0.915$ ……(1)

$Q_e = 1.57 * Q_d + 1085$ (〃)　$r = 0.957$ ……(2)

st.Dでの流量 Q_d はst.Bの流量 Q_b の約3倍に，河床から1時間当り173 m³ 浸透して水収支が釣り合っていることを意味する。なお，支川等からの流入量は $\Sigma_{qi} = Q_b \times (a-1) \fallingdotseq 1400$ m³ となる。

この計算結果は実測値による水収支結果と良く一致する。同様の手法をst.Dと河口部のst.Eに適用すると，地金堀という大きな支川からの流入量はst.D地点での日流量の57%に相当する24,000 m³ が，また，河床からは26,000 m³ が浸出し，河口部で92,000 m³ となる。図6に以上の結果を示したが，同様の手法で算出した負荷量も示してある。なお，下流部での浸出量を実測値で推定すると，上流部での浸透速度200 m³/hr，浸透区間5.5 km及び浸透時間24 hr から26,400 m³/d となる。

本法の水収支結果が実測値と良く一致するのは，図5のデータが示すように，上流部でも下流部でも流量パターンが類似しており，都市化された小河川であることと，流下時間が短かいためであると考えられる。なお，各地点での変動パターンを一致させるためには，測定区間及び測定時間の間隔を

表2　st.DとEでの流量及び負荷量

TIME	FLOW RATE	Cl^-		COD		BOD		SS		T-N		NO_3^--N		T-P		O-P	
St.D	M³/HR	GR/M³	KG/HR	GR/M³	KG/HR	GR/M³	KG/HR	GR/M³	KG/HR	GR/M³	KG/M³	GR/M³	KG/HR	GR/M³	KG/HR	GR/M³	KG/HR
15:00	2240	60.4	135	19.8	44.4	23.4	52.4	22.0	49.3	27.9	62.5	2.13	4.77	2.50	5.60	0.96	2.15
18:00	2010	60.3	121	22.2	44.6	29.9	60.1	18.3	36.8	24.5	49.3	1.90	3.82	2.32	4.66	0.91	1.83
21:00	2140	63.4	136	18.0	38.5	22.7	48.6	18.0	38.5	27.3	58.4	1.70	3.64	4.36	9.33	1.93	4.13
24:00	2100	64.8	136	20.5	43.1	24.2	50.8	13.3	27.9	26.7	56.1	1.62	3.40	2.68	5.63	1.04	2.18
4:00	1090	65.6	71.5	19.6	21.4	22.1	24.1	12.4	13.5	27.8	30.3	1.21	1.32	2.64	2.88	1.03	1.12
8:00	890	64.3	57.2	19.0	16.9	15.4	13.7	10.3	9.2	25.3	22.5	1.16	1.03	2.98	2.65	1.16	1.03
10:00	1800	65.5	118	20.2	36.4	27.8	50.0	21.2	38.2	23.0	41.4	2.07	3.73	3.04	5.47	1.09	1.96
13:00	2120	59.2	126	20.9	44.3	27.6	58.5	21.3	45.2	26.0	55.1	2.63	5.58	2.64	5.60	0.91	1.93
TOTAL	42230M³/D	2650KG/D		850KG/D		1040KG/D		732KG/D		1100KG/D		79KG/D		123KG/D		48KG/D	
St.E																	
15:00	5000	80.3	402	14	70	13.5	67.5	14	70	12.9	64.5	4.40	22.0	2.00	10.0	1.55	7.75
18:00	4320	81.5	352	14	60.5	15.0	64.8	9.6	41.5	12.7	54.9	4.44	19.2	4.59	19.8	1.79	7.70
21:00	4060	79.0	321	14	56.8	18.5	75.1	13.5	54.8	10.5	42.6	2.88	11.7	4.35	17.7	2.49	10.1
24:00	4140	75.5	313	15	62.1	20.0	82.8	15	62.1	9.5	39.3	1.71	7.1	4.00	16.6	2.19	9.07
4:00	2664	74.0	197	8.3	22.1	23.0	61.3	14	37.3	10.1	26.9	2.60	6.9	1.33	3.54	0.96	2.56
8:00	2590	75.5	196	13	33.7	12	31.1	36	93.2	10.7	27.7	3.05	7.9	1.36	3.52	1.50	3.89
10:00	3924	86.1	338	11	43.2	8.3	32.6	9.0	35.3	9.0	35.3	3.47	13.6	1.08	4.24	0.77	3.02
13:00	5000	84.9	425	14	70.0	13.0	65.0	14.5	72.5	11.5	57.5	3.56	17.8	1.53	7.65	1.15	5.75
TOTAL	92900M³/D	7400KG/D		1220KG/D		1460KG/D		1380KG/D		1010KG/D		300KG/D		250KG/D		150KG/D	

さらに短くすれば改善される。

2.5　大堀川での流出負荷量

河川における負荷量Lと流量Qとの関係は$L=aQ^n$なる式で示される。大堀川でのLとQとの関係は図7に示すように，ほぼ直線となり，$n \fallingdotseq 1$なる関係を示す。このことは上流から下流に向けて流下していく間に水質変化は生じないということであり，汚濁物質の沈殿，分解等の自浄能力が極めて小さな河川であることを示している。

st.D地点での1日当りの通過負荷量は夏季，冬季各2回づつの計4回の平均でみると，塩化物イオンで2,600㎏，CODで1,000㎏，総窒素で740㎏，総リンで93㎏である。

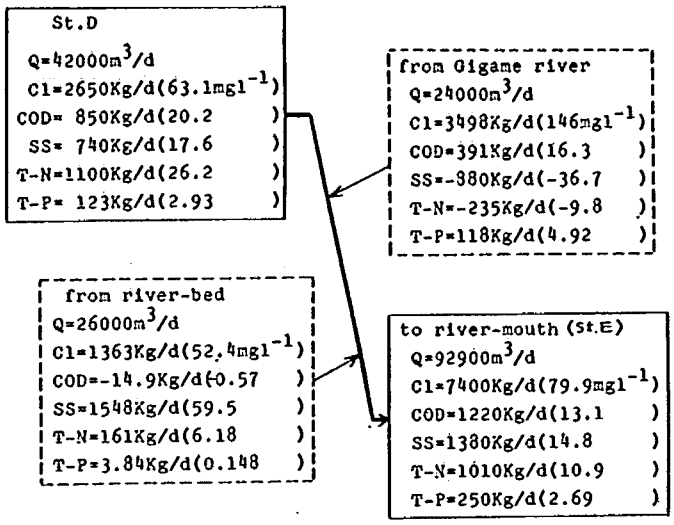


図6　st.DとSt.Eの区間での流量及び負荷量収支

st.E（河口部）から手賀沼に流出する流量及び負荷量は1985年2月12－13の結果によれば，st.Dの流量と負荷量に地金堀（支川）と地下水からの流量と負荷量を各々加えたものになる。st.DとSt.Eで試みた流量解析法を負荷量について適用すると表3のような結果となる。これらの相関式を用いて算出した負荷量図が図6である。結果的には十分説明のつかない項目もあるが，これは流量と異なり汚濁物質の場合，希釈効果に加え，沈殿，吸着，分解などの自浄作用効果が有り，相関式の倍率aと定数bに含まれているためと考えられる。例えば，T－Nの$a=0.79$，CODの$b=-0.62$などの結果は現実的でないし，T－Pのb(0.16)がOPの1.59より小さい値をとることなどである。

表3　図6の数値を求めるための相関式
（データは表2より）

Cl^-;	$L_e=2.32*L_d+56.8$ (Kg/hr) $r=0.8484$
COD;	$L_e=1.46*L_d-0.62$ (〃) $r=0.9178$
T-N;	$L_e=0.79*L_d+6.70$ (〃) $r=0.8016$
NO_3-N;	$L_e=2.96*L_d+3.18$ (〃) $r=0.7821$
T-P;	$L_e=1.96*L_d+0.16$ (〃) $r=0.5966$
o-P;	$L_e=2.27*L_d+1.59$ (〃) $r=0.7579$

3.　ま と め

調査要員，分析時間，試料水の保存可能時間を考慮して，大堀川の通日調査を3時間ピッチで実施した。本川の定点観測地点での流量変化が激しく，生活パターンと良く一致した傾向を示した。夏季冬季各2回の晴天時調査結果から，大堀川の汚濁物質は次のような挙動を示すといえる。

1)　都市化された小河川（都市河川と呼ぶ）での流量は，昼夜での変化が激しい。

2)　本調査区域での下水道整備は大変遅れており，雑排水の流入に加えて，し尿浄化槽からの処理水が本川水質をいちじるしく悪化させている。

3)　本川での負荷量はあまり自浄作用を受けることなく下流部まで達する。本川のst.A，B，D，EでのLとQとの関係は図7に示すように$L=aQ^n$に従う。

表4　相関式($L=aQ^n$)中のaとnの値

Load	Case*	a	n	r
Cl^-	1	0.0252	1.050	0.993
	2	0.0853	0.955	0.851
	3	0.0455	0.983	0.998
	4	0.0764	0.973	0.997
COD	1	0.0053	1.124	0.967
	2	0.0367	0.908	0.946
	3	0.0354	0.946	0.974
	4	0.0258	0.972	0.975
SS	1	0.0043	1.188	0.956
	2	0.0252	1.017	0.823
	3	0.0210	0.942	0.973
	4	0.0962	0.800	0.812
T-N	1	0.0013	1.216	0.989
	2	0.0078	1.092	0.987
	3	0.0088	1.011	0.994
	4	0.0247	1.034	0.915
T-P	4	0.0065	0.893	0.965

* Case 1：1983年 8月23～24の調査データ
Case 2：1984年 2月21～22
Case 3：1984年 8月14～15
Case 4：1985年 2月12～13

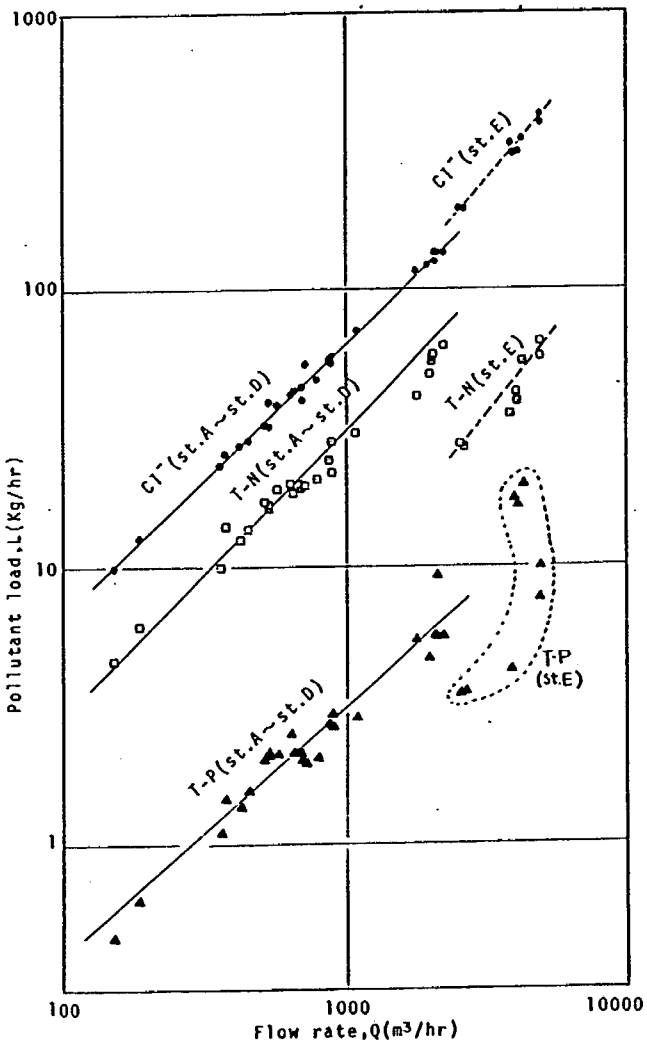


図7　負荷量(L)と流量(Q)との関係(1985, 2/12－13)

4) 本川区間A～Dまでは表流水の一部が地下水へ浸透している。4回の調査結果から浸透量は150～200 $m^3/km/hr$ である。この浸透に伴う汚濁物量は図7の直線関部を示す事実から，地下水への流出率と同率の量を推定することができる。

5) 下流部でのst.D～st.Eの区間では地下水から表流水への流出が認められ，河口部流出量93,000 m^3/d の28%に相当する26,000 m^3/d と推定できる。このような伏流水と表流水との浸潤現象により，表流水中の汚濁物質はろ過，吸着，溶脱，分解などの作用を受けて浄化される。図7のT－Nの場合，st.Eの負荷量が流量に対して低いのは，浄化された伏流水の流出と希釈効果のためと考えられる。

本年度は各地点ごとの流量変化から各区間での水収支を求めた。また，同様の手法で負荷量収支についても検討したが，かならずしも十分な結果とはならなかった。60年度には，負荷量収支の精度を向上させるための検討を行う。

V　建設技術研究開発調査費による研究

1．建設事業への廃棄物利用技術の開発

1. 調査の目的と必要性

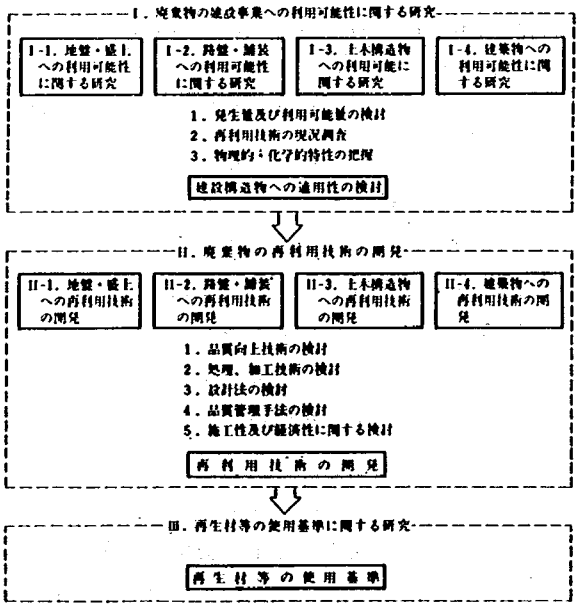
近年，経済の成長に伴い，廃棄物の発生は量的に増大するとともに，質的にも複雑化してきている。建設廃棄物（土砂，コンクリート廃材，アスファルト廃材等），下水汚泥，石炭灰についても，毎年大量に発生している。これらは従来，主として埋立，または，宅地造成等により処分されてきたが，最近では，埋立計画の減少や，環境汚染の防止等から，とくに大都市周辺においては適当な地域に処分地を得ることが年々困難となってきている。このような状況を考慮すると，建設廃棄物，下水汚泥，石炭灰等の適切な処理加工を行うことにより，建設事業へ有効に利用することができれば，処分地の確保の問題と合わせ，省資源の観点からも極めて有意義である。

本調査では，上記のような事情をふまえ，資材を大量に使用する建設事業において，廃棄物の有効利用を図るための廃棄物の再利用技術の開発ならびに使用基準に関する研究を行うものである。

2. 調査の概要

本調査の調査期間は５か年（初年度は昭和56年）であり，全体計画は図－２－１のようである。この計画では56年度と57年度に「廃棄物の建設事業への利用可能性に関する研究」を行い，その結果を踏まえて58年度と59年度に「廃棄物の再利用技術の開発」を，また60年度には「再生材等の使用基準に関する研究」を行うことにしている。

本報告書では，下水汚泥の再利用技術の開発に関する昭和59年の調査結果を報告する。なお，本調査は，汚泥研究室，土質研究室，施工研究室，舗装研究室，コンクリート研究室の５研究室によって行われたものである。



図－2.1　研究開発計画フロー

3. 調査結果

3. 1　深層混合処理への廃棄物利用技術の開発

3.1.1　研究目的

本研究は，各種廃棄物のうち土質改良用添加材として利用可能性が高いと考えられる廃棄物（本研究においては，石炭灰，下水汚泥焼却灰，コンクリート粉を対象としている。）を高含水比粘性土や有機質土などへ機械的に撹拌混合した場合の改良効果を把握するとともに，これらの廃棄物を深層混合処理へ利用する際の問題点の抽出および適正な有効利用方法を提案することを目的としている。

3.1.2　研究経緯

（1）　過年度までの研究結果

これまでの下水汚泥焼却灰の深層混合処理への適用に関する研究・調査の結果をまとめると以下のとおりである。

下水汚泥焼却灰に関する室内配合試験の結果においては，石灰系焼却灰は単体のみでピートまたは粘性土と混合しても混合後の含水比の低下による強度増加が大きく，さらにセメントと組み合わせることにより高い強度が発現することが確認された。しかしながら，焼却灰の長期自硬性については，初期材令（７日）での強度増加が大きく，粘性土の場合若干自硬性による強度増加が認められた程度であり，ピートに混合撹拌した場合は，長期的な自硬性による強度増加は認められなかった。また，粉体噴射撹拌工法によるピート地盤における現場改良試験施工の結果においては，石灰系焼却灰を単体のみでピート地盤に撹拌混合した場合でも qu＝2kgf/cm²程度の改良効果を得ることができ，さらにセメントを組み合わせることにより改良効果を高めることが可能であるなど室内配合試験結果とほぼ同様の結果が得られた。

以上の結果から，石灰系焼却灰の場合，焼却灰単体およびセメントなどの組合せにより，高含水比粘性土やピートに対して比較的良好な改良効果が期待でき，低強度改良を目的とする土質改良用添加材としてはかなり有望な材料であることが確認された。

（2）　本年度の研究概要

本年度の研究は，以下に示すように 1）土質改良添加材への適用性に関する検討，2）廃棄物単体の力学的特性及び透水性に関する検討に大別される。

1）土質改良用添加材への適用性に関する検討

a）締固めを伴わない混合処理土の力学的特性に関する検討　（深層混合処理への適用性）

過年度に引き続き廃棄物の深層混合処理への適用性を調べるために，下水汚泥焼却灰（石灰系）およびコンクリート粉を対象とした室内配合試験（締固めを伴わない混合処理土の検討）を行い改良効果に関するデータの補充を図る。

b）締固めを伴う混合処理土の力学的特性に関する検討　（表層混合処理等への適用性）

これまでの研究では，廃棄物の深層混合処理への適用性に関する検討を主体に「締固めを伴わない安定処理土の試験」を実施してきたが，今後石炭灰，焼却灰などの廃棄物を大量に有効利用する

場合，表層混合処理への適用も十分考えられる。そこで，本年度の研究では焼却灰（石灰系）を粘性土へ混合・締固めた場合の混合処理土の力学的特性を室内試験において把握する。

2） 廃棄物単体の力学的特性及び透水性に関する検討　（締固め杭，ドレーン材への適用性）

上記 a)，b)の混合処理工法（深層混合，表層混合）への適用の他に，これまでに水砕スラグ，高炉スラグにおいても検討されてきたように焼却灰，石炭灰などの廃棄物単体を用いた締固め杭またはドレーン材としての適用も考えられる。そこで，ここでは石炭灰，焼却灰及びコンクリート粉の透水特性，強度特性（一軸圧縮試験，三軸圧縮試験による）の経時変化を室内試験により調べる。

3） 研究に用いた廃棄物及び試料土の種類と性質

本年度研究に用いた廃棄物および試料土の種類と性質を以下に示す。なお，以下の報告おいては，各試料を略称（例えば，焼却灰Ⅰ，粘性土Ⅰなど）で呼ぶことにする。

a） 廃棄物の種類と性質

本年度研究に用いた廃棄物の粒度組成および化学成分をそれぞれ図－3.1.1および表－3.1.1.にまとめて示す。これらの図および表に示すように，本研究における廃棄物は石炭灰1種類，コンクリート紛2種類，焼却灰4種類である。

b） 試料土の種類と性質

本研究に用いた試料土の種類および物性については，表－3.1.2に示す。

3.1.3　土質改良用添加材への適用性に関する検討

（室内配合試験による検討）

本検討は，①締固めを伴わない混合処理土の力学的特性に関する検討（深層混合処理への適用）および②締固めを伴う混合処理土の力学的特性に関する検討（表層混合処理等への適用性）に大別される。

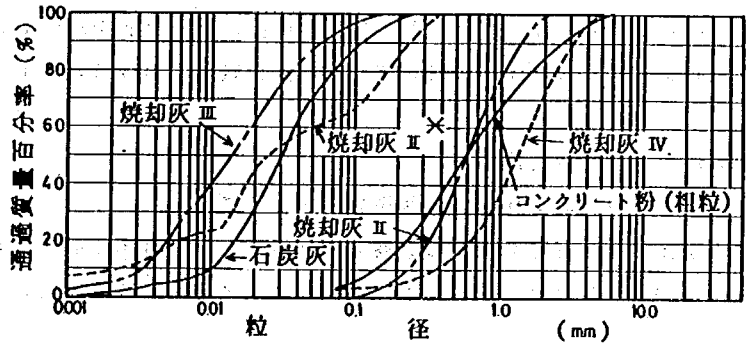
（1） 締固めを伴わない混合処理土の力学的特性に関する検討（深層混合処理への適用性）

1） 室内配合試験方法

a） 試験に用いた試料の性質

i） 試験に用いた廃棄物の種類と性状

本検討において対象とした廃棄物は，表－3.1.3.に示すとおり，焼却灰2種類及びコンクリート



注）※は焼却灰Ⅱを解した状態

図－3.1.1　試験に用いた廃棄物の粒度分布

表－3.1.1　廃棄物の種類と化学成分

	試料名	CaO	SiO_2	Al_2O_3	MgO	Fe_2O_3	SO_3	含水率
○	石炭灰(国内炭)	5.02	52.83	21.92	0.86	6.18	0.65	0.40
○	コンクリート粉(粗粒)	7.97	73.06	7.27	0.76	2.68	0.22	3.82
◎	コンクリート粉(微粒)	24.00	12.00	－	－	－	－	－
◎	焼却灰Ⅰ(石灰系)	44.55	9.40	5.01	2.30	12.01	4.19	0.25
◎☆	焼却灰Ⅱ(石灰系)	34.50	21.70	13.90	1.57	15.10	3.78	0.20
○	焼却灰Ⅲ(高分子系)	9.77	40.58	16.25	1.93	10.19	0.99	0.52
○	焼却灰Ⅳ(石灰系)	31.81	25.80	6.10	2.39	18.50	2.01	0.37

◎　締固めを伴わない混合処理土の力学的特性に関する検討に使用

☆　締固めを伴う混合処理土の力学的特性に関する検討に使用

○　廃棄物単体の力学的特性および透水性に関する検討に使用

表－3.1.2　試料土の主な物性

項目	粘性土Ⅰ	粘性土Ⅱ	ピート
比重	2.61	2.66	1.72
自然含水比 (%)	84.60	59.20	650~750
塑性限界 (%)	32.00	30.80	229.60
液性限界 (%)	8.50	26.70	596.30

表－3.1.3　廃棄物の種類（室内配合試験）

試料の名称	種類	産地
焼却灰Ⅰ	石灰系焼却灰	広島市A処理場
焼却灰Ⅱ	石灰系焼却灰	埼玉県B処理場
コンクリート粉	微粒状	Cコンクリート株

粉1種類である。このうち，焼却灰については広島市の下水処理場（焼却灰Ⅰ）および埼玉県の下水処理場（焼却灰Ⅱ）から産出された焼却灰を用いており，両灰とも石灰系焼却灰に属する。また，コンクリート粉に関しては，昭和57年度に用いたものと同種である。なお，各焼却灰の強度試験方法（改良効果の評価方法）について，焼却灰Ⅰ，コンクリート粉の場合は一軸圧縮試験，焼却灰Ⅱの場合は三軸圧縮試験によった。

ii）試料土の種類と性質

本室内配合試験に用いた試料土は，岡山県児島湖（粘性土Ⅰ），埼玉県渡良瀬遊水地（粘性土Ⅱ）より採取した粘性土および埼玉県与野市より採取したピートである。このうち，一軸圧縮試験に用いた試料土は，粘性土Ⅰおよびピートであり，また三軸圧縮試験には，粘性土Ⅱを用いている。

なお，粘性土Ⅱ，ピートは昭和57年度および昭和58年度の室内配合試験における試料土と同種のものである。

b）配合条件，供試体作製方法および養生条件

本配合試験おける添加材の組合せ条件および配合条件を表－3.1.4に示す。

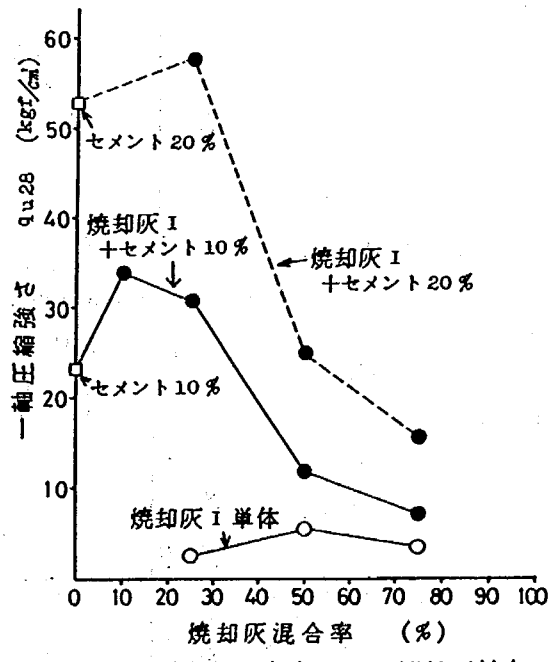
また，供試体は，「締固めを伴わない安定処理土の試験方法（案）」（土質工学会基準）に準拠して作製し，各配合の供試体は20±3℃の恒温室にて表－3.1.4に示す養生期間を設定した。

2）一軸圧縮試験結果

図－3.1.2には，室内配合試験結果における焼却灰混合率と28日材令での一軸圧縮強さ（qu_{28}）

表－3.1.4　配合条件（室内配合試験）

添加材の種類	廃棄物の混合率(%)	セメント混合率(%)	試料土	備　考
焼却灰Ⅰ単体	25, 50, 75	－	粘性土Ⅰ	一軸圧縮試験(7日,28日,50日養生)
焼却灰Ⅰ＋セメント	10	10		
	50	10, 20		
	75	10, 20		
	－	10, 20		
セメント単体	－	10, 20		
コンクリート粉＋セメント	25	5, 10	粘性土Ⅱ	一軸圧縮試験(7日,28日,90日養生)
	50	5, 10		
	50	10, 20	ピート	
	75	10, 20		
焼却灰Ⅱ単体	30, 50, 75	－	粘性土Ⅱ	三軸圧縮試験(7日養生)
焼却灰Ⅱ＋セメント	30, 50, 75	5		



図－3.1.2　焼却灰混合率とquの関係（材令28日）

（粘性土Ⅰ、焼却灰Ⅱ、締固めを伴わない処理土）

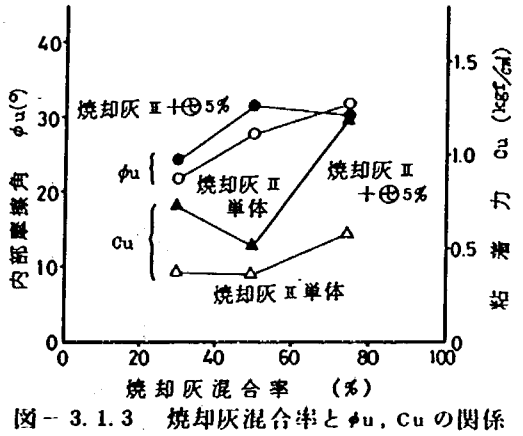
の関係を示したものである。この図より必ずしも焼却灰混合率の増加に伴い一軸圧縮強さが単調に増加するとは言えず，ある混合率において一軸圧縮強さの最大値を示す傾向が認められる。例えば，焼却灰とセメントを組み合わせた配合においては焼却灰混合率10％付近に，また，焼却灰単体のみを混合した配合においては50％付近に一軸圧縮強さの最大値が認められる。なお，このような焼却灰混合率と一軸圧縮強さの関係は，昨年度の室内配合試験においても同様の結果が得られている。

これは，焼却灰混合率を高めると試料土の含水比の低下に伴い混合処理土がパサパサの状態になり，そのため一軸圧縮試験では改良強度が低く評価されるためと考えられる。このような状態は，生石灰を粘性土に大量に混合した場合によく経験される現象である。

3) 三軸圧縮試験結果

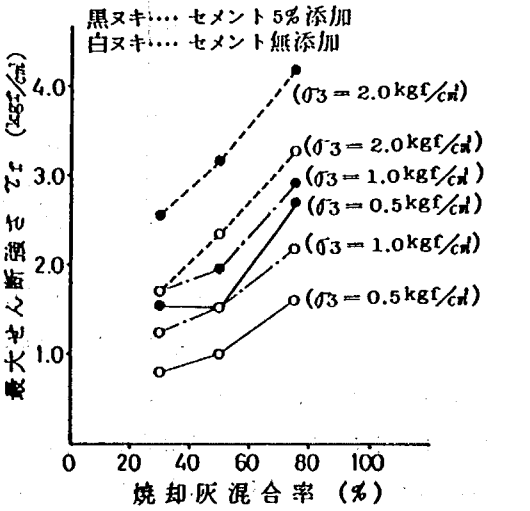
図－3.1.3は，「焼却灰Ⅱ単体」および「焼却灰Ⅱ＋セメント」の配合における「締固めを伴わない混合処理土」の三軸圧縮試験（UU試験）より得られた内部摩擦角（ϕu）と粘着力（Cu）について焼却灰混合率を横軸にとり示したものである。図より，まず ϕu に関しては，「焼却灰単体」の場合23°から34°の範囲にあり焼却灰混合率の増加に伴い ϕu の値が増加する傾向にある。一方「焼却灰＋セメント」の場合 ϕu は24°から33°とほぼ「焼却灰単体」の場合と同じ範囲にあるが，「焼却灰単体」と異なり混合率50%付近で最大値を示している。

次に，粘着力（Cu）に関しては，「焼却灰単体」の場合 0.4 kgf/cm² から 0.6 kgf/cm² の範囲にあり，ϕu とほぼ同様に焼却灰混合率の増加に伴い増加する傾向がある。一方，「焼却灰＋セメント」の配合に関しては，Cu の値が 0.7 kgf/cm² から 1.2 kgf/cm² の範囲にあり，ϕu の場合と対称的に焼却灰混合率50%付近において最小値を示している。すなわち，「焼却灰単体」の場合は，焼却灰混合率の増大に伴い，Cu，ϕu の値が徐々に増加するが，セメントを添加するとそれらの値は必ずしも単調に増加せず本試験結果においては，焼却灰混合率50%付近で変化している。これは，「焼却灰単体」の場合，焼却灰の添加の影響で土のコンシステンシーが変化し，Cu（焼却灰の自硬性の影響），ϕu（粒状体焼却灰添加の影響）が増加するが，セメントを添加した場合はより強固になりすぎ，通常の土で扱うようなc，ϕ での評価・解析方法の検討が今後は必要であると考えられる。



図－3.1.3 焼却灰混合率と ϕu，Cu の関係
（材令7日）（粘性土Ⅱ、締固めを伴わない処理土）

また，図－3.1.4には，焼却灰混合率と最大せん断強さ（τ_f）の関係を示す。この図より，焼却灰混合率を増加するに伴い，また拘束圧力が大きい条件ほどせん断強さが増加していることがわかる。



図－3.1.4 焼却灰混合率と τ_f の関係（材令7日）
（粘性土Ⅱ、締固めを伴わない処理土）

(2) 締固めを伴う混合処理土の力学的特性に関する検討（表層混合処理等への適用性）

1) 室内配合試験方法

a) 試験に用いた試料の性質

i） 対象とした廃棄物の種類と性状

本検討において対象とした廃棄物は，焼却灰Ⅱ１種であり，石灰系焼却灰に属する。この焼却灰は，前年度の配合試験においても使用したものであり，本試料の粒度組成および化学成分については，図－3.1.1，表－3.1.1に示している。

ii） 試料土の種類と性質

本検討に用いた試料土は，埼玉県渡良瀬遊水地（粘性土Ⅱ）より採取した粘性土である。なお，本試料土の詳細な性質については，表－3.1.2に示している。

b） 配合条件と養生条件

本検討における配合条件は，表－3.1.5に示すとおり「焼却灰単体」および「焼却灰＋セメント」の２種の条件を設定している。

上記配合において作製した供試体は，恒温室（20±３℃）にて７日，28日間養生した。

c） 供試体の作製方法

本試験における供試体は，「締固めによる安定処理土の一軸圧縮試験方法（案）」（土質工学会基準）のうちプランジャー法に準拠して作製した。また，本供試体作製時の締固め条件は，ランマー重量2.5 kg，落下高さ30㎝の条件で落下回数を12回／３層，25回／３層，50回／３層と変化させている。

表－3.1.5 配合条件
（締固めを伴う試験）

添加材	焼却灰	セメント
焼却灰単体	50%,75%,100%	－
焼却灰＋セメント	50%,75%,100%	5％

2） 室内配合試験結果（締固めを伴う混合処理土の力学的特性に関する検討）

図－3.1.5は，添加材として「焼却灰（石灰系）単体」および「焼却灰＋セメント」を粘性土に混合した３種の締固め条件（12回／３層，25回／３層，50回／３層）で締固めた場合の焼却灰混合率と一軸圧縮強さ（材令28日）の関係を示したものである。この図より，「焼却灰単体」の場合締固めの程度によって一軸圧縮強さが異なるが各締固め条件とも焼却灰混合率50％，75％ではあまり変化がなく100％において一軸圧縮強さが急激に低下していることがわかる。これは，焼却灰混合率が多くなると土の含水比が低下するばかりではなく土自体の粘着力も低下し，拘束状態にない一軸圧縮試験で調べる限り強度が小さく評価されるものと考えられ，この傾向は先に「締固めを伴わない混合処理土」の一軸圧縮試験結果においても同様に認められた。さらに，締固め度合で比較してみると各焼却灰混合率とも締固め回数が多いほど一軸圧縮強さが大きくなっており，焼却灰混合率75％，締固め回数50回／３層の条件での材令28日における一軸圧縮強さは約26 kgf/㎠の値が得られている。また，焼却灰混合

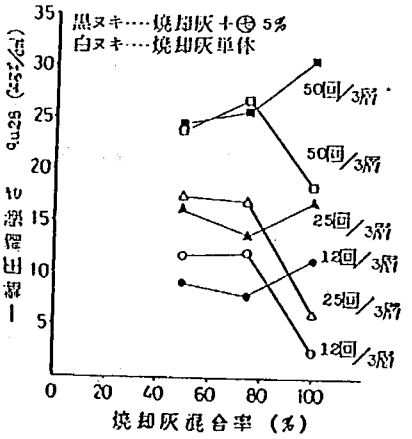


図3.1.5 焼却灰混合率とquの関係
（材令28日、粘性土Ⅱ、焼却灰Ⅱ、締固めを伴う処理土）

率75%において12回／層と50回／層との一軸圧縮強さを比較すると約2倍の強度増加となっている。すなわち本試験結果から判断すると，「焼却灰単体」であっても締固めることによって混合処理土の強度をかなり高めることが可能であると考えられる。

一方，「焼却灰＋セメント5%」を粘性土に混合して上記の締固め条件で締固めた場合の焼却灰混合率と一軸圧縮強さ（材令28日）の関係では，上記に示した「焼却灰単体」の場合と異なり焼却灰混合率75%付近で最小となり，全体として凹型を呈している。また，「焼却灰単体」では焼却灰混合率100%において急激な一軸圧縮強さの低下が見られたがこの条件ではその傾向は認められない。この両配合の結果の相違は，セメントの添加によって強度低下が阻止されたこと，また，供試体作製時の影響も十分考えられるが現段階では明確なことは言えない。しかしながら，「焼却灰＋セメント」の場合においても締固め回数が多いものほど一軸圧縮強さが大きく得られるという特性は「焼却灰単体」の場合と同様であり，焼却灰混合率100%，締固め回数50回での28日強度は約30 kgf/cm² の値が得られている。これを締固め回数12回／3層の条件のものと比較すると約3倍である。

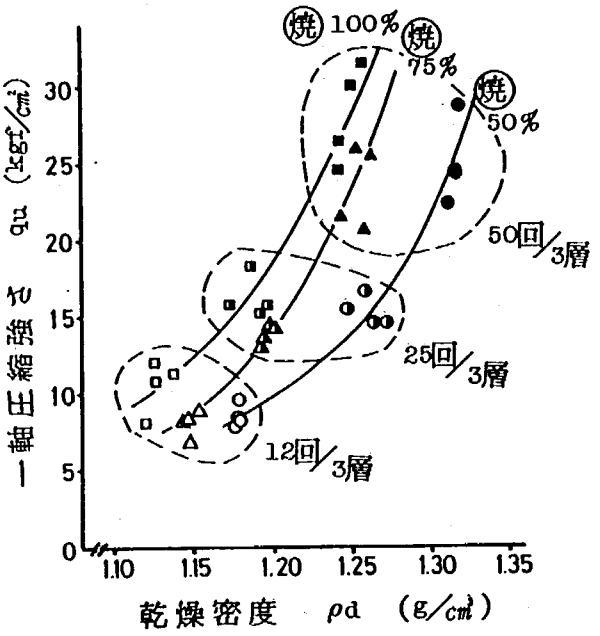


図 3.1.6 ρd と qu の関係
（締固めを伴う処理土）

また，図3.1.6には，「焼却灰＋セメント」の配合における供試体の乾燥密度と一軸圧縮強さの関係を示す。この図より，供試体の乾燥密度と一軸圧縮強さは比較的良い相関にあり，焼却灰混合率による改良効果の差が明確に示されているものと考えられる。

3.1.4 廃棄物単体の力学的特性および透水性に関する検討（室内試験による検討）

本検討は，石炭灰，コンクリート粉および焼却灰などの材料を深層混合処理以外の深層地盤改良工法（締固め杭，ドレーンなど）への有効利用する際の適用性，問題点を検討するための基礎資料を得ることを目的にこれら廃棄物の突き固め特性，養生に伴う透水特性，強度特性（一軸圧縮試験，三軸圧縮試験による）の変化を調べる。

（1） 試験条件および試験方法

1） 試験に用いた廃棄物

本試験に用いた廃棄物は，表－3.1.6に示すとおり，石炭灰1種，コンクリート粉1種および下水汚泥焼却灰3種の計5種の試料である。このうち焼却灰に関しては，石灰系焼却灰（埼玉県，札幌市産出）2種，高分子系焼却灰（東京都産出）1種である。

2) 試験方法

本試験における試験項目は表－3.1.7に示すとおり，比重，粒度，突固め，透水，一軸圧縮，三軸圧縮試験からなっている。また，透水試験，一軸圧縮試験，三軸圧縮試験における供試体の作製条件および養生条件は表－3.1.7に示した。

(2) 室内試験結果

1) 試料の締固め特性

図－3.1.7には，石炭灰，コンクリート粉，焼却灰Ⅱ～Ⅳの各廃棄物の締固め曲線を示す。これらの図より，最大乾燥密度（ρ_{dmax}）はコンクリート粉，石炭灰，焼却灰の順であることと，焼却灰Ⅱと焼却灰Ⅳ（両焼却灰とも石灰系）が比較的似た締固め特性を示していることがわかる。

2) 一軸圧縮強さと材令の関係

図－3.1.8には，各種廃棄物を最適含水比（ω_{opt}）状態で最大乾燥密度（ρ_{dmax}）になるように締め固めて作製した供試体の一軸圧縮強さ（q_u）の経時変化を示したものである。この図より，材令に伴い一軸圧縮強さが顕著に増加している廃棄物とほとんど強度増加が認められない廃棄物とに分けることができる。前者は石炭灰，焼却灰Ⅱ（石灰系）であり，後者はコンクリート粉，焼却灰Ⅲ（高分子系），焼却灰Ⅳ（石灰系）である。

以下に，焼却灰の材令に伴う一軸圧縮強さの経時変化について整理してみる。

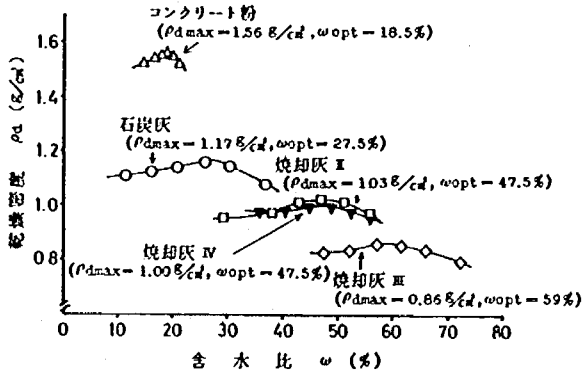
各種焼却灰に関しては，焼却灰Ⅱ（石灰系）において石炭灰と同様に顕著な一軸圧縮強さの材令に伴う増加が認められるのに対して，焼却灰Ⅲ（高分子系）焼却灰Ⅳ（石灰系）においては，ほとんど一軸圧縮強さの増加が認められない。一般に石灰系焼却灰は，灰中のCaO含有量が多いため適度な湿分の条件では

表－3.1.6 廃棄物の種類（廃棄物単体の試験）

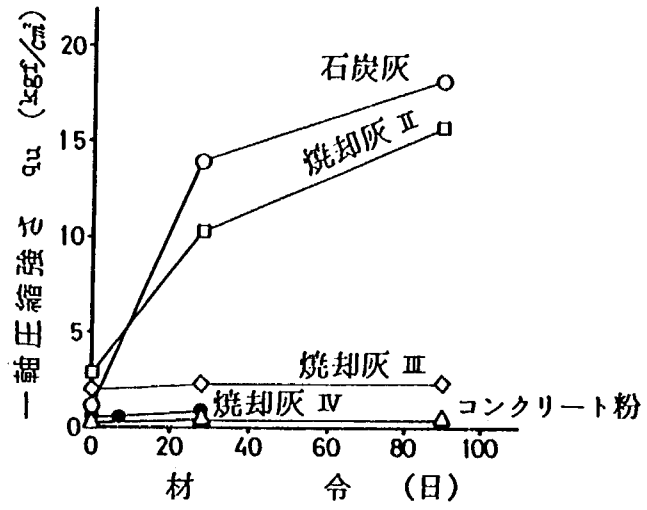
試料名	試料の種類
石炭灰	シンダーアッシュ（国内炭）
コンクリート粉	粗粒状
焼却灰 Ⅱ	石灰系（埼玉産）
焼却灰 Ⅲ	高分子系（東京産）
焼却灰 Ⅳ	石灰系（札幌産）

表－3.1.7 試験項目と目的

試験項目	供試体の作製条件	供試体の養生条件	試験方法	目的
比重	－	－	JIS A 1202	試料の比重を明らかにする。
粒度	－	－	JIS A 1204	試料の粒度を明らかにする。
突固め	－	－	JIS A 1210	w～γd曲線からwoptなどを求める。
透水	突き固め度2条件設定する	養生日数 0,28,90日	JIS A 1218（定水位法）	養生に伴う透水係数の変化を求める。
一軸圧縮	woptで突き固める	養生日数 0,28,90日	JIS A 1216	養生に伴う一軸圧縮強さの変化を求める。
三軸圧縮	突き固め度2条件設定する	養生日数 0,28,90日	UU試験 拘束圧 3条件	養生に伴うc，φの変化を求める。 突き固め度の影響を調べる。



図－3.1.7 各廃棄物の締固め曲線



図－3.1.8　廃棄物単体の材令とquの関係
（wopt, ρdmax で締固めた状態）

顕著な自硬性（長期的な強度増加）を有し，一方高分子系焼却灰は，経時的な強度増加はないという性質を有すると言われている。本試験結果から判断する限り，焼却灰Ⅳを除いてその他の2種の焼却灰（焼却灰Ⅱ，Ⅲ）に関しては，焼却灰の一般的性質と符号する。なお，焼却灰Ⅳの試験結果については，灰の状態，灰の生成過程などが起因していると考えられるが，試験材令が28日と他の供試体と比較して短かったことから今後追加試験を実施して原因を究明する必要がある。

3）三軸圧縮試験による廃棄物の力学的特性

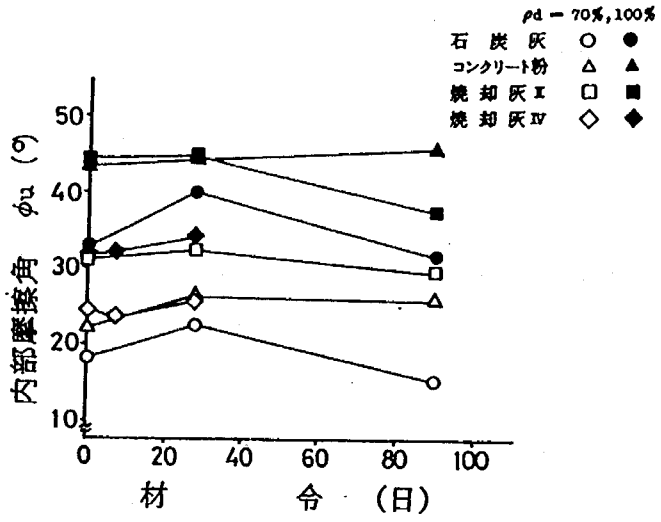
三軸圧縮試験（UU）における各廃棄物の応力～ひずみ曲線は，各廃棄物とも通常の砂の場合と同様に締固め度によって応力～ひずみ曲線が大きく異なり，特に強度発現の著しい石炭灰，焼却灰Ⅱに関しては，100％締固め度と70％締固め度の供試体の変形特性が極端に異なっていた。

図－3.1.9には，三軸圧縮試験（UU）における各廃棄物の ϕu の経時変化を示す。この図より，各廃棄物とも締固め度によって ϕu の値が大きく異なるが，材令に伴う増加はあまり認められず，逆に，28日材令と90日材令における ϕu を比較すると低下する傾向がうかがえる。

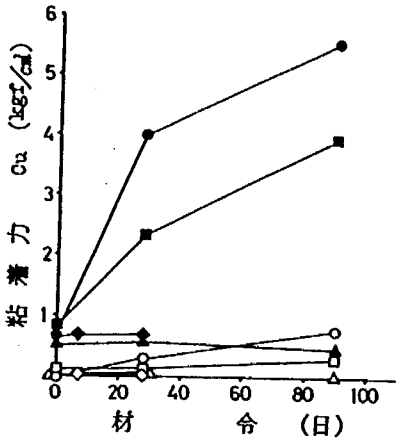
また，図－3.1.10には，粘着力（Cu）の経時変化を示すが，100％で締固めた石炭灰，焼却灰Ⅱの場合は大きく材令とともに変化しているが，その他の条件のものはあまり変化が認められない。この関係は，先に述べた図－3.1.9の一軸圧縮強さと材令の関係に符号している。

4）各種廃棄物の透水試験結果（材令による変化）

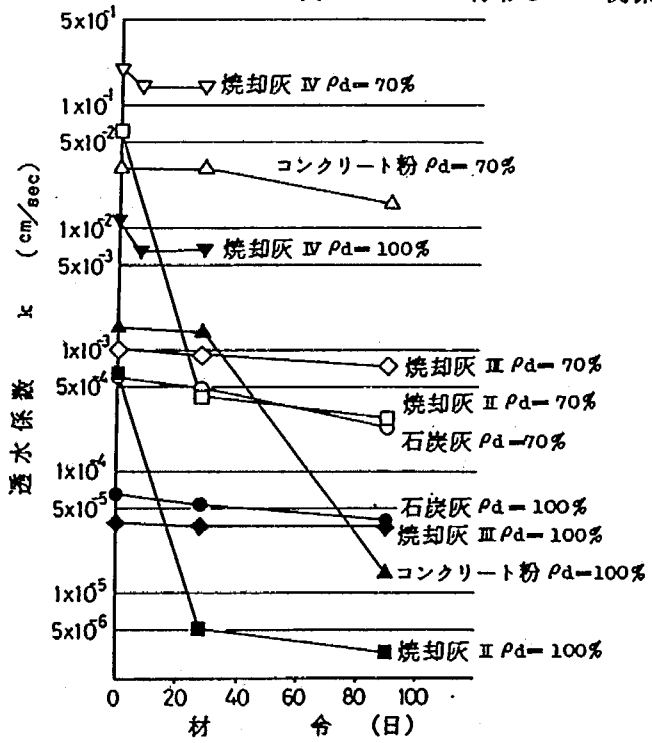
図－3.1.11には，各種廃棄物を2種の締固め度（$\rho d max$，$\rho d / \rho d max = 70\%$）で締固めた廃棄物の透水係数の経時変化を，供試体作製直後，28日後，90日後の3材令において測定した結果を示す。この図より，各試料とも供試体の締固め度合に応じて透水係数に大きな差違を生じており，全般的にこの初期透水係数の差が各材令の透水係数の差にそのまま表れる傾向がうかがえる。例えば材令に伴い顕著な透水係数の変化が認められる焼却灰Ⅱについて，各締固め度でその経時変化を比較す



図－3.1.9　材令とφuの関係（廃棄物単体）



図－3.1.10　材令とcuの関係（廃棄物単体）



図－3.1.11　各種廃棄物の透水係数の経時変化

（廃棄物単体）

るとρ_{dmax}で締固めた試料の透水係数は$k_0 = 6.47 \times 10^{-4}$, $k_{28} = 5.17 \times 10^{-6}$, $k_{90} = 3.31 \times 10^{-6}$ (cm/sec)であり，初期透水係数（k_0）と28日後の透水係数（k_{28}）を比べると約2オーダ減少している。一方$\rho_d/\rho_{dmax} = 70\%$で締固めた試料の透水係数は$k_0 = 6.06 \times 10^{-2}$, $k_{28} = 4.12 \times 10^{-4}$, $k_{90} = 2.78 \times 10^{-4}$ (cm/sec)であり，初期透水係数（k_0）と28日後の透水係数（k_{28}）を比べると約2オーダ減少

しており，ρ_{dmax} ，$\rho_d / \rho_{dmax} = 70\%$の透水係数の減少割合はほぼ一致する。このような透水係数の減少割合の傾向は，コンクリート粉を除く他の試料についても言えるようである。

これらの透水係数の経時変化について以下に示す。なお，以下では ρ_{dmax} で締固めた試料の透水係数は k_0（0は材令），$\rho_d / \rho_{dmax} = 70\%$ で締固めた試料の透水係数は k_0'（0は材令）で示すことにする。

各種焼却灰の透水係数の経時変化については，その傾向を列挙すると以下のようになる。

焼却灰Ⅱ（石灰系）に関しては，材令に伴い顕著な透水係数の減少が認められ，その減少割合は本試験において28日養生において著しい。また，この透水係数の減少の割合は，先に示した100%締固め度の試料の一軸圧縮強さの強度増加と似ている。すなわち，焼却灰Ⅱに関しては，石炭灰と異なり焼却灰自体の自硬の程度が透水係数の変化に大きく影響していると言える。

次に，焼却灰Ⅳ（石灰系）に関しては，粒度組成が他の焼却灰に比べて粗いため初期透水係数が大きく100%締固め度においても $k_0 = 1 \times 10^{-2}$ cm/sec 程度の透水係数が得られているが，石灰系であるにもかかわらずが材令に伴う透水係数の減少はあまり見られない。この結果は，先に示した一軸圧縮強さと材令の関係とも符合する。しかし焼却灰の場合，その種類によっては自硬性は比較的長期にわたることがあり，本試験のように28日程度では養生日数が短く，さらに長期観測が必要であろう。

また，焼却灰Ⅲ（高分子系）に関しては，細粒であるため初期透水係数が低い。しかし材令に伴う透水係数の変化は焼却灰Ⅳと同様にあまりみられない。このような結果は，これまで他の研究においても同様の結果が得られており，高分子系焼却灰の一般的傾向であると言える。

以上のことから焼却灰のドレーン材としての適用性を考える場合，粒度組成，初期透水係数（締固めの程度）および自硬性の程度を十分考慮する必要があり，本試験に用いた焼却灰に関しては，焼却灰Ⅳが比較的適用性が高い材料と考えることができる。また，焼却灰Ⅱのように28日材令までに急激に透水係数の減少する材料はドレーン材としてあまり好ましくないと言える。

以上の各種廃棄物の透水試験結果を総括すると，焼却灰Ⅳ（石灰系，粗粒径）およびコンクリート粉はドレーン材としての適用性が高いが，石炭灰，焼却灰Ⅱ，および焼却灰Ⅲその適用性には問題があると言える。

4.4.5 まとめと今後の予定

本年度の研究結果をまとめて列挙すると以下のとおりである。（焼却灰について）

（1） 土質改良添加材への適用性に関する検討

① 焼却灰（石灰系）を粘性土に添加した場合，昨年度と同様に焼却灰混合率の増加とともに混合処理土の強度が増加する。また，焼却灰単体のみで混合した場合でも，混合率50%で6 kgf/ cm²の強度が得られた。しかしながら，焼却灰混合率が100%程度になると含水比の低下が著しく一軸圧縮試験では，改良強度が急激に低下する。なお，セメントを組み合わせることにより改良強度を増大できる。

② 「締固めを伴わない焼却灰混合処理土」の三軸圧縮試験の結果，焼却灰混合率の増加，拘束圧

力の増加に伴いせん断強度が増大する傾向が認められ，①に述べたような混合率100％付近における急激な強度低下は認められなかった。

③ 「締固めを伴う焼却灰混合処理土」の試験の結果，締固め度合に伴い改良強度が増大する傾向が認められた。また，焼却灰混合処理土の乾燥密度と一軸圧縮強度との間に比較的良い相関が得られた。

（2） 廃棄物単体の力学的特性および透水性に関する検討

① 各種廃棄物を最適含水比状態で最大乾燥密度になるように締め固めた場合，石炭灰，石灰系焼却灰は，材令に伴う顕著な強度増加が認められたが，高分子系焼却灰，コンクリート紛は，ほとんど強度増加が認められなかった。

② 三軸圧縮試験の結果，①と同様の結果が得られたとともに，締固め度合が強度増加に大きく影響することが確認された。

③ 透水試験の結果，石灰系焼却灰は材令に伴う透水係数の低下が著しいが，石炭灰，高分子系焼却灰およびコンクリート粉などの廃棄物はあまり変化は認められなかった。また，各廃棄物灰とも締固め度合による透水性の影響が明確に認められた。

（3） 今後の予定

今後は，これまでに得られた焼却灰，石炭灰およびコンクリート粉の研究結果をもとに，現場試験施工による改良効果のデータの蓄積を図るとともに，「深層混合処理への廃棄物利用マニュアル」をとりまとめる予定である。

3. 2　汚泥焼却灰の地盤・盛土への適用性に関する研究

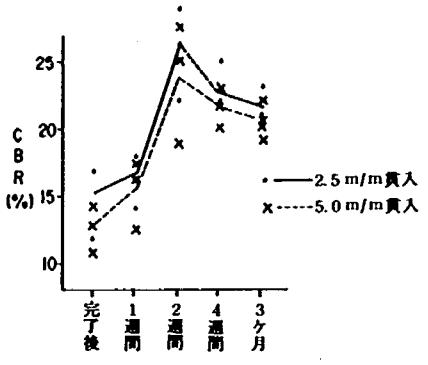
下水汚泥焼却灰の地盤・盛土への適用性を調べるため，本年度は，札幌市における盛土・埋戻し実験の追跡調査及び横浜市において埋戻し実験を行った。

3.2.1　札幌市における盛土・埋戻しの追跡調査

前年度，現場施工を行った盛土体及び埋戻し工区（58年度報告書4.6.1参照）について，追跡調査を行った。

盛土体追跡調査：盛土施工3ヶ月後に，現場CBR及び土研式貫入試験を行った。それまでの経過を含めて，その結果を図－3.2.1，2に示す。また，浸透水の水質測定結果を表－3.2.1に示す。

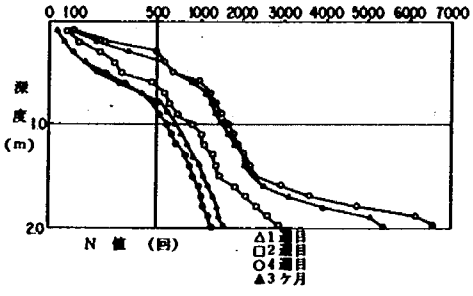
現場CBR値は，時間経過とともに2週間目までは増加し，その後4週間目以降では増加がみられない。10㎝貫入に必要な打撃回数Nは，4週間目までは増加していたが，3ヶ月後では増加は見られない。



図－3.2.1　現場CBR試験

採水管から採取した浸透水の水質は「金属等を含む産業廃棄物に係る判定基準を定める総理府令（昭和46年環境庁告示）」の基準を下回るものとなっている。

埋戻し工区追跡調査：施工後2ヶ月間の平板載荷試験結果を図－3.2.3に示す。k値は完成直後でいづれの工区も低いが，その後増加が見られる。特に焼却灰が著しく，15日後で11kg/㎤（2.5㎜）と，完成時の3倍以上になっている。その後，1ヶ月では若干の低下が見られたが，2ヶ月でほぼ安定している。路面のたわみ量は，3材料とも同じように施工直後に比べ，1/2以下に減少してきており，0.6～0.7㎜となっている。



図－3.2.2 土研式貫入試験の深土・経時変化

表－3.2.1　下水汚泥焼却灰の浸透水分析結果

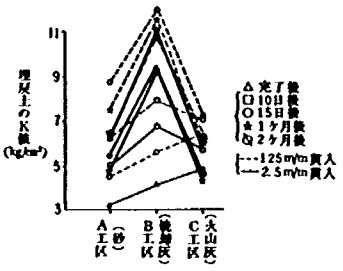
分析項目	58.12.19	59.4.12	59.7.10	59.11.14	59.11.30	定量限定値(※1値)	基準値※3
PH	—	13.4	12.3	9.8	13.3	———	
SS	12	8	7	5	17	———	
BOD	12	26	4.6	3.6	12	———	
COD Mn	14	14	19	22	28	———	
COD Cr	62	95	44	32	32	———	
アルキル水銀	ND	—	—	—	ND	0.0005	不検出
総 水 銀	ND	ND	ND	ND	ND	0.0005	<0.005
全チオシアン	ND	ND	ND	ND	ND	0.03	<0.3
鉛	ND	ND	ND	ND	ND	0.3	<3
有機リン	ND	—	—	—	ND	0.05	<1
六価クロム	ND	ND	ND	ND	ND	0.05	<1.5
U 銅	ND	ND	ND	ND	ND	0.02	<1.5
シアン	ND	ND	ND	ND	ND	0.05	<1.0
PCB	ND	—	—	—	ND	0.0005	<0.03
銅	0.02	0.21	0.13	0.07	0.34	———	
亜 鉛	ND	0.03	0.04	0.07	0.03	0.02	
ニッケル	ND	ND	ND	ND	ND	0.1	
総クロム	ND	ND	ND	ND	ND	0.1	
マンガン	0.18	0.02	ND	ND	ND	0.02	
鉄	0.2	0.1	0.3	0.4	0.1	0.1	

※1 定量限界
※2 埋土施工は58.11（mg/l）
※3 土壌等を含む産業廃棄物に係る判定基準を定める総理府令（昭和46年環境庁告示）

3.2.2　横浜市における埋戻し実験

1）調査方法

本実験は北部第二処理場内の管埋設時に行ったもので，一工区の延長20m，幅



図－3.2.3　平板載荷試験

0.9 m，深さ 1.3～1.8 mとした9工区で表－3.2.2の材料を用いて行った。1～4工区は焼却灰単体，7，8工区は焼却灰と排煙脱硫石膏を混合した改良土である。比較のため(山砂)，一般改良土，現地発生土による埋戻しも行った。敷均し厚及び転圧については，予備試験によりそれぞれ40～42cm（仕上がり30cm），ランマー転圧5回とした。

表－3.2.2　埋戻し工区材料一覧

No	工区名	名　称	埋戻し材料	備　考
1	a工区	焼却灰工区	北二灰(石灰系)	横浜市北部第二下水処理場
2	b　〃	〃	金沢灰(高分子系)	横浜市金沢下水処理場
3	c　〃	〃	上部50cm：北二灰，下部50cm：金沢灰	―――
4	d　〃	〃	北二灰：金沢灰＝50％：50％	(プラント混合)
5	e　〃	標準〃(I)	良質土(山　砂)	横浜市金沢区釜付谷
6	f　〃	標準改良 〃	不良質残土＋改良材 (生石灰：10kg/㎥ 特性セメント：50kg/㎥)	不良質残土：横浜市内発生
7	g　〃	改良土　〃	不良質残土(1a)＋北二灰(0.2m/m)＋補助改良材(30kg/㎥) (生石灰　北二灰　廃脱石膏 1.5 ： 2.5 ： 3)	
8	h　〃	改良土　〃	不良質残土(1a)＋金沢灰(0.3m/m)＋補助改良材(50kg/m) (生石灰　金沢灰　廃脱石膏 6 ： 2 ： 3)	
9	i　〃	標準〃(II)	普通土砂(現地発生土)	

*1 横浜市内で一般に使用されている改良土
*2 配合割合の決定は建設省土木研究所で行い，補助改良材の配合比は特性セメントの組成と同一になるよう決められている。
SO_3，Al_2O_3
(CaO：Fe_2O_3，MgO 等：SO_3 ＝69：28：13)

2) 結果と考察

材料試験：埋戻し工区に使用した材料試験結果を表－3.2.3に示す。統一土質分類による三角座標より，良質土（山砂），改良土は砂質土，現地発生土は細粒まじり砂と分類された。焼却灰はこの分類によると北二灰が砂質土，金沢灰が細粒土となる。施工管理試験結果を，表－3.2.4に示す。平板載荷試験 $k_{30} \geq 4.5$ kg/cm，現場CBR試験 CBR＞3.0％を施工管理の目標値と考える。9工区に使用した北二灰は目標値を満足しており問題はない。現場CBR値や平板載荷の k_{30} 値は施工から5日後の試験値で施工直後に測定した値がないので比較はできないが，含まれている石灰のポゾラン反応によって強度が増加していると考えられる。これに対してb工区に使用した金沢灰は北二灰に比べ最適含水比（O.M.C）は幾分減少し，最大乾燥密度（γ_{dmax}）は幾分増大する傾向にある。これは，金沢灰の細粒分含有率（74μ以下）が79.6～85.7でほとんど細粒分から構成されているためと考えられる。このような細粒分の多い材料は，粒子のかみ合わせによる強度は期待できず粘着力と石灰成分の化学的結合によって強度を期待することになる。しかし，現場施工では締固め度80％程度と締固めは不十分である。従って金沢灰の単味利用については問題があろう。

表－3.2.3　埋戻し(工区)に使用した材料性状試験結果一覧表

項目＼工区	a	b	d	e	f	g	h	i
土粒子試験	12.6	6.6	―	―	―	―	―	―
強熱減量 (%)	17.0	2.0	―	―	―	―	―	―
含有率 (%)	18.5	35.3	38.7	18.3	30.7	33.2	21.8	12.3
比重の比率	2659	2685	2760	2718	2706	2819	2818	2.703
土の粒度 2mm以上	0	0	0	1.8	31.8	30.0	11.2	39.4
土の粒度 74～2mm	52.6	14.3	20.3	60.7	36.0	38.1	37.0	49.6
土の粒度 74～1μ	47.1	85.7	79.7	37.5	32.2	31.9	21.8	11.0
土の粒度 土質分類	SF	F	F	SF	SF	SF	SF	SF
土の粒度 土質名	特質L	細粒L	細粒L	特質L	特質L	特質L	特質L	細粒質砂
塑性指数	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
突固め OMC	69.1	11.3	11.2	10.1	20.5	20.6	22.9	12.9
突固め γ_{dmax}	0976	1070	1125	1759	1176	1462	1561	1.946
CBR	89.0	13.6	25.6	11.1	10.2	29.3	64.0	76.3

*f工区（不良土＋改良材）の改良前の不良土のCBRは1.1％である。

表－3.2.4　埋戻し工区の施工管理試験結果

		a	b	c	d	e	f	g	h	i
現場密度試験（締め固め度%）		101.8	79.1	103.2 80.8	79.1	87.7	90.9	89.8	93.1	91.1
土研式貫入試験	貫入量 (cm/1回)	0.03	0.46	0.05	0.1	0.019	0.03	0.26	0.16	0.26
	10cm当り貫入打撃回数	333.8	21.8	192.3	103.0	537.6	329.4	35.1	61.5	38.8
現場CBR (%)		91.8	6.7	238.6	3.2	8.7	4.8	8.5	12.0	11.3
平板載荷試験	K_{30} (kg/cm)	91.0	6.0	57.6	8.4	11.6	12.6	9.4	8.0	10.2

*上段 北二灰　下段 金沢灰

g，h工区に搬入した改良土は，横浜市内の土質改良プラントで不良質残土を焼却灰及び排脱石膏で改良したものである。f工区は，不良質残土に生石灰と安定処理用添加材としてセメント系固化材を混合して改良したものである。現場に於ける施工管理試験結果は，埋戻し材としての目標値を満足しており改良土は十分使用できるものと考えられる。g，h工区に搬入した改良土も現場C

ＢＲ値や k_{30} 値も砂質土としては一般的な値であり埋戻し材として十分である。

現場ＣＢＲ値と土研式貫入の10㎝貫入打撃回数の相関関係を調べた。他の調査によると，両者に相関があるとの報告があるが，今回の試験結果には相関がみられなかった。これは今回の材料の強度発現の大きな部分を，石灰成分の化学的結合に依存していることによると考えられる。

これら材料の埋戻し作業性について，現場作業員にアンケート調査を行い次のような結果が得られた。改良土の作業性は，山砂より少々劣る程度であり特に問題ない。焼却灰のうち金沢灰は，ランマーがもぐったりコントロールがしづらく転圧しにくく，北二灰は初期には転圧しにくいが，２～３回転圧すれば表面がおさまり転圧しやすくなった。

また，焼却灰の飛散については，含水比の調整のため加水してあったので特に問題はなかった。

3.2.3　まとめと今後の予定

今回の盛土実験に用いた粗粒の焼却灰（石灰系）は，強度的に盛土に十分適用できること，及び，浸出水についても判定基準を十分満足するものであることがわかった。

札幌市及び横浜市における埋戻し土の実験によって，施工条件に注意を払うことによって，石灰系焼却灰は強度的には，十分適用できると考えられる。逆に強度発現が大きいために，再掘削における作業性などが心配される。そのため，強度が一定値を越えないような材料調整が必要となる可能性がある。

今後，横浜市の埋戻し工区の追跡調査を進めていく予定である。

3.　3　　下水汚泥溶融スラグの成形と着色に関する調査

3.3.1　研究内容

下水汚泥の溶融スラグの資材化に関しては，砕石の代替品としての各種骨材への利用が研究の中心となっている。本調査はより付加価値の高い資材としての開発可能性を探るため，溶融スラグが製造過程で，液相を経ることを生かして，スラグの成形や着色についての検討を行ったものである。

表－3.3.1　実験供試材料

分析項目＼試料区分		高分子系焼却灰	水砕スラグ
水　分	%	＜0.5	＜0.5
SiO_2	wt%	40.78	34.40
Al_2O_3		17.67	14.40
Fe_2O_3		12.95	5.53
CaO		7.33	20.90
TiO_2		1.01	0.85
MgO		2.61	1.50
K_2O		1.57	1.65
Na_2O		1.10	1.85
P_2O_5		11.20	3.40
Igloss．その他		3.78	—
CaO/SiO_2		0.18	0.60

（注）分析方法（湿式化学分析方法）

3.3.2　研究内容

本調査は，①成形実験，②着色（成形）実験，③成形板材を用いた歩道ブロック製作実験からなっている。これらに用いた試料を表－3.3.1に，実験条件を表－3.3.2に示す。水砕スラグは，高分子系焼却灰を溶融水砕したものである。実験①には両者を，②には焼却灰を，③には水砕スラグを用いた。実験①の結果によると両者から成形したスラグには，大きな差はなかった。溶融に際しては，塩基度（CaO/SiO_2）が溶融温度及び融液の粘性に影響

表－3.3.2　実験条件

溶融助剤	（生石灰30%/ASH 一定）灰のとき
着色剤（金属酸化物）	（5～10%/ASH）
溶融温度	1450℃
〃　時間	1Hr
成形型	カーボン成形型 150*
〃　保持温度	約200℃
結晶化温度	1100～1150℃
〃　時間	1Hr

を与えるので，所定の塩基度（0.6～1.3）にするため，焼却灰を使用する場合に生石灰を加えた。溶融温度は1450℃して得られた融液を成形型に注入成形した後，結晶化を行うため1100～1150℃に1時間保持した後，徐冷した。

①成形実験…成形形状は，150㎜×150㎜×10㎜の板材，一辺25～50㎜の立方体及びレモン形である。板材，立方体とも，ダイヤモンドカッターによって形状を整えた。

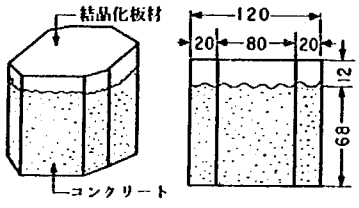
②着色（成形）実験…素地を着色するため，溶融時に着色剤を添加し，よく混合した。着色剤としては表－3.3.3に示す金属酸化物を用いた。

溶融する際に用いたルツボは，3実験で用いたアルミナルツボの他，本実験ではカーボンルツボ及びグラファイトルツボも用いた。

③歩道ブロック実験…成形結晶板材とコンクリートを付着させ，図－1に示す歩道ブロックを製作した。スラグの付着面には，コンクリートとの付着をよくするため波形を付けた。

表－3.3.3　着色剤

金属酸化物 名称	発色性	
	酸化条件	還元条件
酸化コバルト	コバルト青色	コバルト青色
酸化ニッケル	褐色	褐色
酸化銅	青色	青緑
硫化カドミウム	無色	黄色
カドミウムセレン	無色	赤色



図－3.3.1　歩道ブロック形状

3.3.3　研究成果

1）成形実験結果

供試材料から低粘性の融液が得られ，成形性並びにカーボン成形型からの離型性は良好であった。また，結晶化の進んだ各形態のスラグが得られた。

成形スラグの抗折強度，圧縮強度を表－3.3.4，5に示す。両者ともコンクリート等に比べ非常に高い値となっている。ただ，抗折強度試験のNo 2，2′（同一成形物からのテストピース）の値が他に比べ低い値となっているが，これは製造工程における気泡混入が原因と考えられ，装置化の段階で改良することができると考えられる。

マイクロビッカース硬度は，各サンプルとも約800㎏/㎟とかなりの高硬度であった。

表－3.3.4　抗折強度試験結果

成形板材結晶物 No	底辺 cm	高さ cm	長さ cm	荷重 kg	強度kg/㎠
1	2.95	1.0	10.0	225	1144
2	3.40	1.0	10.0	43	190
2′	3.05	1.0	10.0	60	295
3	2.90	1.0	10.0	190	983
4	3.05	0.95	10.0	400	1968
5	2.90	0.95	10.0	420	2173
6	2.95	1.0	10.0	330	1680
7	3.00	1.0	10.0	360	1800
X	—	—	—	—	1280

2）着色実験結果

焼却灰にNio_2を10％添加し，グラファイトルツボやカーボンルツボで溶融したものからは，緑色系の着色ガラスが得られたが，結晶化を進めたものでは，黒色が卓越し，色合いが悪化した（表－3.3.6参照）。その他の着色剤やアルミナルツボを用いたケースでは，特に優れた着色は得られなかった。前者が着色されたのは，溶融時にスラグ中の鉄が還元され，分離沈降し，スラグ中の鉄の含有量が少なくなったためと考えられる。

表－3.3.5　圧縮強度試験結果

成形板材結晶物（立方体） No	底辺cm	高さcm	荷重 kg	強度kg/cm²
1	2.5	2.5	28500	4560
2	3.0	3.0	＞30000	＞3330
3	3.5	3.5	＞30000	＞2450
4	3.5	3.5	＞30000	＞2450
5	4.0	4.0	＞30000	＞1875
6	4.0	4.0	＞30000	＞1875
7	4.0	4.0	＞30000	＞1875

着色成形結晶材の強度は，着色剤を添加しないものとほぼ同程度となった。

3) 歩道ブロック実験結果

歩道ブロックの付着強度試験結果及び圧縮強度試験結果によると，せん断強度は44kg/㎠,引張強度は10kg/㎠であり，破壊面は結晶化板材とコンクリートの境界面である。圧縮強度は590 kg/㎠と同時に行った標準コンクリート供試体の強度350 kg/㎠と比べ，かなり高い数値が得られた。このとき，結晶化板材は破壊されず，コンクリート部分が破壊された。

3.3.4 まとめ

下水汚泥溶融スラグのより付加価値の高い資材への適用性をさぐるため，成形及び着色に関する実験を行った。その結果，非常に強度の高い，板材(150×150×10㎜)，立方体(40×40×40㎜)やレモン形（長径35㎜×短径20㎜）が製造できることが確認できた。しかし，素地からの着色については，効果的な方法を見つけることが出来なかった。

また，成形板とコンクリートを組み合せた歩道ブロックは，強度的に十分利用できることが確認できた。

表－3.3.6 着色化実験結果

テストNo	試料	配合割合 %/ASH 生石灰	着色剤	溶融容器	溶融炉区分	溶融成形物の色(ガラス)	成形結晶物の色	備考
1	焼却灰	30	NiO_2, 5	アルミナルツボ	電気炉	黒色	茶褐色	
2	〃	30	CoO , 5	〃	〃	〃	〃	
3	〃	30	CuO , 5	〃	〃	〃	〃	
4	〃	30	——	〃	〃	〃	茶色	
5	〃	30	NiO_2, 10	グラファイト	高周波炉	くすんだ緑色	結晶せず	鉄塊
6	〃	30	〃	カーボンルツボ	〃	淡緑	淡緑	〃
7	〃	30	——	グラファイト	〃	くすんだ緑色	結晶せず	〃
8	5のおろ	−	CdSe, 10	アルミナルツボ	電気炉	こげ茶色	結晶せず	
9	〃	−	CdSe, 10 ZnO , 8	〃	〃	〃	〃	
10	7のおろ	−	CdSe, 10	〃	〃	〃	〃	
11	〃	−	CdSe, 10 ZnO , 8	〃	〃	〃	〃	
12	5のおろ	−	CdSe, 10 ZnO , 8 C , 5	〃	〃	〃	〃	
13	〃	−	CdS , 10 ZnO , 8 C , 5	〃	〃	〃	〃	
14	焼却灰	30	NiO_2 , 10	〃	〃	黒色	茶褐色	
15	〃	30	CuO , 10	〃		〃	緑褐色	

3. 4 路盤・舗装への再利用技術の開発

3.4.1 研究目的・研究内容

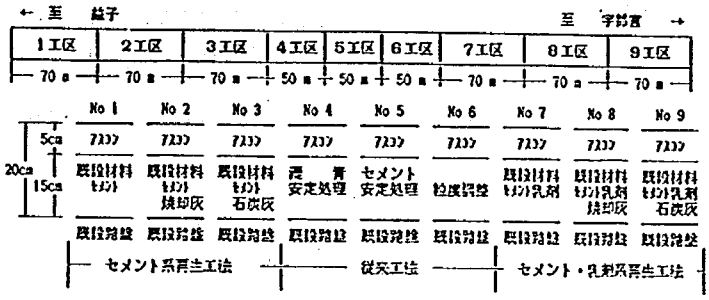
石灰系焼却灰，クリンカーアッシュ及び下水汚泥溶融スラグの路盤舗装への適用性を調査するためそれぞれの試験施工区間の追跡調査を行い，その結果をもとに舗装材料への廃棄物利用技術の総合評価を行った。

3.4.2 試験施工区間の追跡調査結果

(i) 栃木県真岡市の追跡調査結果

当該施工区間では，焼却灰，クリンカーアッシュを対象に，路上再生路盤工法への適用可能性について比較検討を行った。工区別構造断面と供用性指数の経年変化は表－3.4.1と表－3.4.2の通りである。

表－3.4.1　工区別構造断面（主要地方道　宇都宮益子線）



表－3.4.2　路面特性値の変化

特性値	調査・測定時期	調査年月	工法 セメント系再生工法 1工区	2工区	3工区	従来工法 4工区	5工区	6工区	セメント乳剤系再生 7工区	8工区	9工区
たわみ量（1/100）	施工前	58. 1	1.24	1.35	1.69	2.29	1.10	1.19	1.15	1.01	1.50
	施工直後	58. 2	0.67	0.69	0.95	1.39	0.57	1.42	0.82	0.79	0.79
	11ケ月後	59. 1	0.70	0.91	1.26	1.10	0.70	1.80	0.82	0.70	1.22
	21ケ月後	59.11	0.88	1.00	1.58	1.56	0.87	1.80	1.01	0.82	1.28
ひびわれ率（%）	施工前	58. 1	22.38	61.82	50.95	77.67	18.75	34.08	20.40	9.23	18.51
	施工直後	58. 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	11ケ月後	59. 1	0.18	1.31	1.13	0.25	2.67	0.00	0.00	0.30	1.01
	21ケ月後	59.11	0.18	1.55	1.96	0.33	4.42	14.83	1.13	0.77	2.86
供用性指数	施工前		2.41	1.05	1.47	0.75	2.49	1.69	2.20	2.74	2.33
	施工直後		4.25	4.41	4.47	4.34	4.39	4.45	4.41	4.34	4.21
	11ケ月後		4.12	3.93	4.05	4.10	3.64	4.19	4.43	4.15	3.89
	21ケ月後		4.09	3.89	3.88	4.10	3.49	2.69	3.88	3.98	3.59

焼却灰，石炭灰を混入したものは，セメント系再生工法，セメント乳剤系再生工法どちらの場合でも，たわみ量，ひびわれ率については混入しないものよりも多少大きいが，供用性指数でみれば明確な差はない。焼却灰と石炭灰との比較では石炭灰の方が供用性の低下が早いようである。今後は供用性指数から，それぞれの工区の等値換算係数を明らかにする予定である。

(ii)　大阪府の追跡調査結果

当該区間は，下水汚泥溶融スラグと粒調砕石との比較を行うために，大阪府北部流域下水道中央処理場の構内に施工したもので，施工断面は図－3.4.1の通りである。

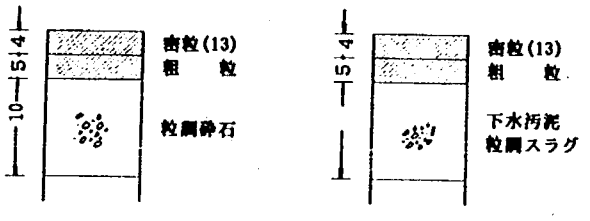
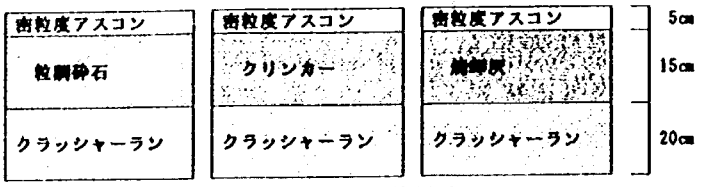


図　3.4.1　舗装構成（cm）

品質評価としては，粒度調整砕石路盤と下水汚泥溶融スラグ路盤との差異はほとんどなかった。しかし，溶融スラグは，施工性における転圧効果が低いことを考え合わせると，重交通下の道路への適用は避けるべきであるが，自転車道や歩道等の軽交通の道路の舗装には十分使用できると思われる。

(iii)　横浜市の追跡調査結果

当該区間は，石炭系焼却灰とクリンカーアッシュを対象に，通常の粒調砕石と比較を行うために，



図－3.4.2　舗装構成

金沢下水道処理場の構内に施工したもので，施工断面は図－3.4.2の通りである。

施工後1年経っているが，クリンカーアッシュ，焼却灰ともに粒調砕石との明確な差はない。

3.4.3　舗装材料への廃棄物利用技術の総合評価

総合評価は，分科会の対象としている舗装材への廃棄物の利用技術の開発について，60年度の他分科会合同の総合評価に先駆けて，今年度までの成果を踏まえて比較検討するものである。しかし，例えば汚泥関係の廃棄物のように，現時点では利用の可能性が少ないと考えられる場合でも，廃棄物の自己処理を建前とするなどの市町村側の行政的な判断があれば，将来のみならず現在でも利用法の拡大は十分期待できると思われる。したがって，現時点で最終的な総合評価を下すことは適切ではないと考えられ，利用可能性を期待できる分野に対し，若干の評価を試みた。

59年度まででは主として，材質的な側面からの検討を行ってきており，下水汚泥についての評価を表－3.4.3にとりまとめた。しかし，実際に廃棄物を使用するときには，品質のみならず工事に必要な量と廃棄物の発生量とのバランスが大切であり，更に検討が必要となる。

表－3.4.3　路盤材料としての下水汚泥

			基本的な考え方	路盤材料 室内試験	路盤材料 現場試験とその施工性	路盤材料 追跡調査の結果	アスファルト混合物
下水汚泥	焼却灰	石灰系	○有害物質の溶出がないこと ○品質のばらつきがないこと ○経時的な安定性があること	○粒状材(骨材・配合材)，安定処理(同)のいずれの形態でも使用可能	○加湿の時期と含水量の調整・管理が必要（横浜市，金沢） ○含水比が低いと飛散があり，粉塵対策が必要 ○散均し，転圧の作業性ならびに踏み下し時，散均し時の飛散については特に問題はなく，十分に施工可能（北部第二，下層路盤に使用）	○含暖性が認められる ○一年経過で問題なし（横浜市，金沢） ○現在追跡中 横浜市，金沢　(59.1～) 横浜市，北部第二　(59.12～)	○フィラーについては現調査
		高分子系		○配合材の形態で使用可能	○加湿の時期と含水量の調整・管理が必要 ○散均し，転圧の作業性ならびに踏み下し時，散均し時の飛散については，石灰系焼却灰よりも劣るが，施工は可能（北部第二，下層路盤に使用）	○現在追跡中 横浜市，北部第二　(59.12～)	
	溶融スラグ	水冷		○骨材単独では下層路盤材，配合材では上，下層路盤材として，粒状材，安定処理いずれも可能	○試験施工なし	○同左	○吸水量が大きいため，表層，基層用の細骨材としての適用は不可能である。
		空冷		○上，下層路盤材としての利用が粒状材，安定処理のいずれの形態でも可能	○転圧時の割れ，わだちの跡が生じ，施工性は若干劣る。	○コアサンプルでは基層アスコンにすすが入っていた。（安威川） ○曲実なアスコン施工がコアサンプルによって確認できた。（堺市）	○すりへり減量が大きいため，表層，基層用の細骨材としての適用は困難である。
		結晶化		○一般に材質的には空冷スラグより優れており，十分使用可能と考えられる。			○試験なし

2-1 水質予測モデルの改良

水質研究室　室　長　安中　徳二
研究員　森田　弘昭
山田　幸男

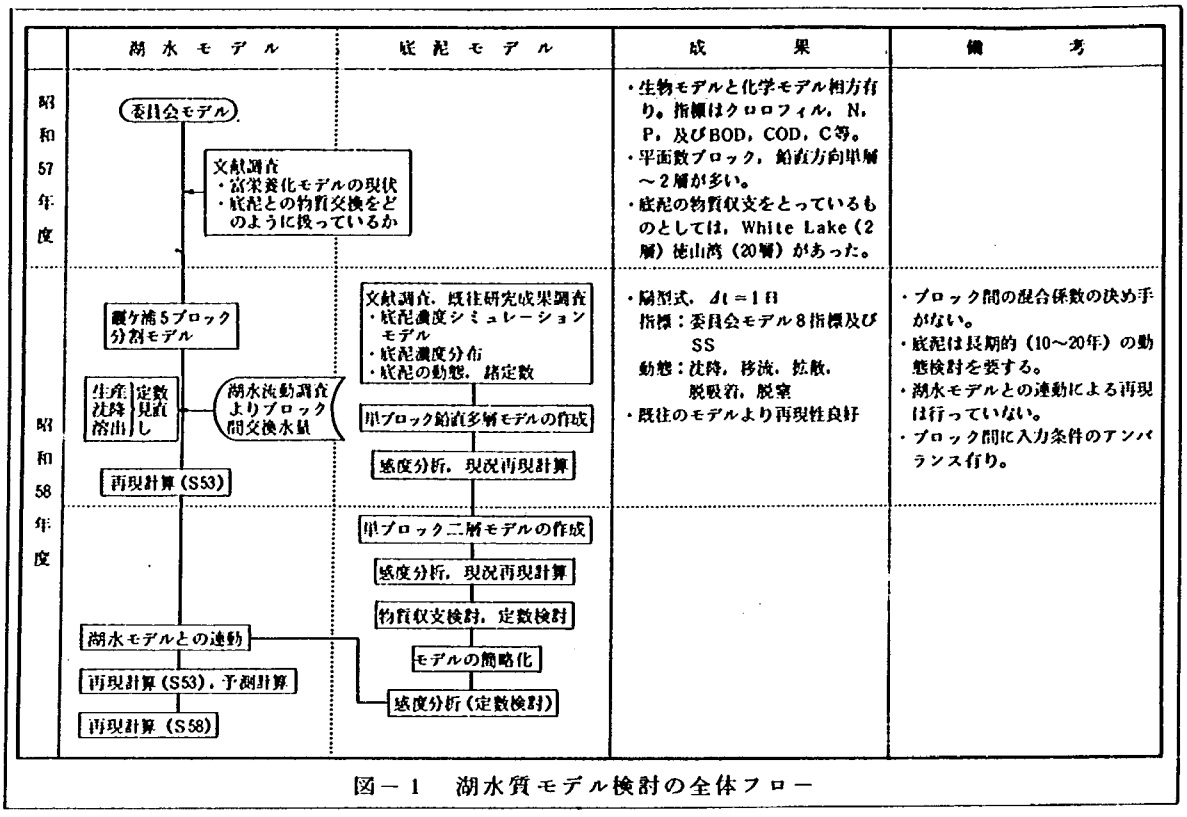
1. 研究目的

湖沼の富栄養化のシミュレーションまたは予測手法についての調査研究は，近年非常に活発に行われるようになり，未だ手法が確立したという段階には至っていないものの，少くとも，シミュレーションに関する限りは，相当な精度で計算が行われるようになってきた。従来の研究の多くでは，当然のことながら，富栄養化の中心的な問題である栄養塩の生物の化学的な循環についての検討が主体となっており，移流，拡散など水理学的な機構については，特殊な場合を除くと二次的問題として取扱われている。しかし，湖沼の形状や規模によっては，水質の平面分布を知り，また予測することが重要な場合もあり，湖流計算結果と組合わせて，少くともブロック分割した程度の概略の平面分布を計算できるよう計算プログラムを改良することとした。

また，湖沼内での栄養塩の循環に関しては，特に水深の浅い湖沼においては底泥からの栄養塩の回帰が大きな役割を持っており，将来水質の予測を行うに際して，底泥からの回帰をいかに与えるかが予測手法上の一つの大きな問題になっている。底泥への栄養塩の移行（沈殿）と底泥からの回帰は，栄養塩の湖内での循環の回路の一つであり，これを計算過程に含め，底泥の量と質も状態変数とすることによって上記の問題を解決できる可能性があり，このような観点から計算手法の改良もあわせて行うこととした。

2. 研究経過

57年度は富栄養化シミュレーションまたは予測を行った既存の例の文献的な調査を行った。58年度は計算プログラムの実際の改良を行った。改良の基礎とした計算プログラムとしては，当面の研究対象湖沼が霞ケ浦であることを考慮し，過去に霞ケ浦工事事務所と土木研究所とが共同して開発したモデルを利用することとした。本年度は，前年度に作成した底泥モデルを簡略化し，湖水モデルと連動させて，湖水質，底泥濃度の再現を行った。図－1に研究全体のフローを示す。



図－1　湖水質モデル検討の全体フロー

3.　本年度の検討結果

昨年度の検討成果を基に，先ず底泥モデルの改良を行った上で湖水条件を所与として底泥濃度の再現を行い，次に湖水質モデル（霞ケ浦汚濁制御委員会モデル）との連動を行って湖水質・底泥濃度の再現を行った。

3.1　底泥モデルの改良

①　改良の基本方針

底泥モデルは昨年度の検討成果を踏まえて以下の方針で改良した。

- 底泥は上下層2層モデルとする。
- 底泥表層に原点をとる。（厳密には移動座標系となる。）
- 汚泥指標はC，N，Pとし，形態は粒子態（無機，有機），溶存態（無機，有機）とする。粘土粒子等の非汚濁物の増減などによる底泥濃度の変化も把握する為，汚濁指標の他に底泥量の指標としてSS（不溶性，可溶性有機，可溶性無機）を加える。
- 挙動は，沈降，移流，拡散，脱吸着，分解，交換（浮上溶出）を考える。
- 底泥の沈降速度は，河口沈降や湖内沈降により上層に物質が供給されたための座標原点の相対的な移動のみを取り扱うものとする。
- 間隙水の移動速度は底泥の下層への移行に伴う余剰水の移動を考え，地下水流入は無視する。
- 拡散は湖水，間隙水の接触面積を考慮する。
- 脱吸着は平衡濃度の考え方を取り入れる。

○交換は浮上溶出深さを風速との関係で与える。

② 基本式の作成及び差分化

作成した基本式の差分化と計算手法は昨年と同様である。

3.2 連続計算による検討

霞ケ浦の気象条件，河川流入負荷量の河口沈降量及び湖水質を外部条件として与え，「霞ケ浦汚濁制御委員会」における底泥～湖水間の負荷量収支に示された静置及び浮上溶出量を再現することで諸定数の検証を行った上で，さらに底泥のバックグラウンド値を初期値とした長期計算を行って現況底泥濃度の再現を行った。

① 検討諸元

○対象水域 霞ケ浦のうち西浦（単一ブロック）

○対象年 バックグラウンド底泥濃度を初期値として，これを汚濁の進み始めた昭和40年代初頭と考え，15ケ年連続計算を行って現況（S55）の底泥農度レベル，間隙水濃度レベルを再現。

表－1 現況濃度レベル

	底泥濃度（㎎/g乾泥）			間隙水濃度
	S 47. 10	S 55. 12	近年堆積泥	(㎎/l)
T-N	4.48	5.33	6～8	6～20
T-P	0.65	1.27	1.3～2.5	0.5～2.0
TOC	(46.2)	(60.5)	50～100	30～60
備考	西浦平均値 0～10㎝ エクマンバージ ()はCOD	西浦平均値 0～7.5㎝ 柱状採泥器 ()はCOD		S. 55. 8

「霞ケ浦底泥除去検討資料（S56年12月，建設省）」より

② 入力条件

○湖水質条件 S52年の定期水質測定結果より西浦平均の水質を月平均水質で与えた。

○河口沈降負荷量 汚濁制御委員会当時算定されたS52年の月平均西浦流入負荷量（TN，TP，TOC，SS）下表に示す粒子態比率を乗じて求めた。粒子態分は全て底泥に供給されるものとした。

粒子態比率

T N	1 割
T P	3 割
TOC	2 割

○湖水深 西浦平均4 mとした。

○湖水沈降速度 0.18 m／日

③ 初期条件

○底泥濃度 X^{D}_{piz}，X^{D}_{poz}，X^{V}_{piz}，X^{V}_{poz}

表－2の下限側の値をバックグラウンド値として用いた。尚SSは含水比200%の状態を想定した。（SS濃度0.41 g/cm）

○間隙水濃度 0.0㎎／ℓとした。

（粒子態＞溶存態であり，初期値影響期間が短い）

表－2 霞ケ浦の平均的な在来地盤バックグラウンド底質

（㎎/g乾泥）

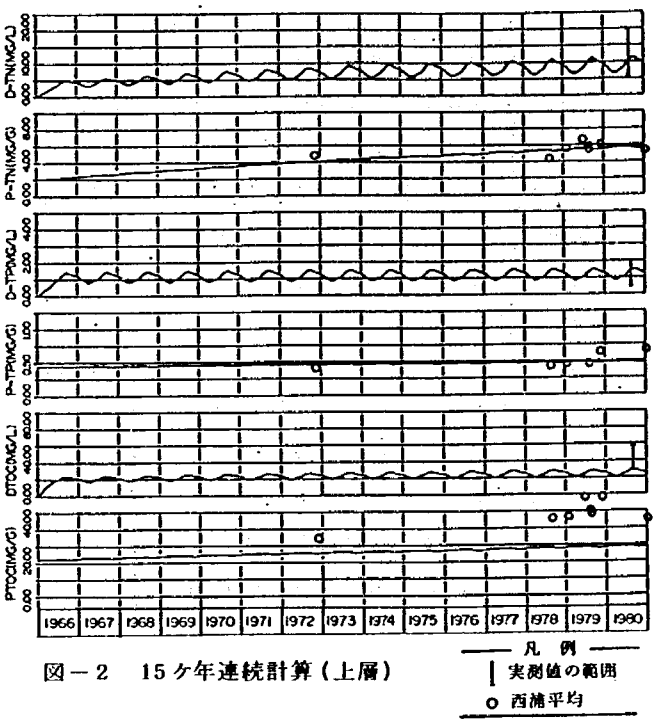
	底質の範囲	設定値
K-N	2 ～ 3	2
T-P	0.7 ～ 0.8	0.7
COD	30 ～ 40	30 (22)

「霞ケ浦底泥除去検討資料（S56年12月，建設省）」
()はTOC≒COD/1.35

④　検討結果

図－2に底泥上層の底泥濃度及び間隙水濃度の15ケ年の変化を示した。

底泥濃度については，NとPはほぼ再現できているが，TOC濃度が実績よりも低い。間隙水濃度については実績資料にとぼしいものの鍛ケ浦においては，図－2に示したような値であり，良好な再現状況である。既往の調査検討と比較した場合にも，底泥溶出量は妥当な値となっている。従って，底泥TOC濃度については，粒子→間隙水への移行速度の問題ではなく，湖内沈降による底泥へのTOC供給負荷量が少なめに与えられているものと考えられた。



図－2　15ケ年連続計算（上層）

3.3　湖水質モデルとの連動による検討

①　モデルの簡略化

連続計算の結果間隙水の移流による物質交換は，他の項目に比して著しく小さいことから，間隙水移流項は無視することとした。

②　湖水質モデルとの連動

・河口沈降・湖内沈降

委員会モデルでは湖内物質収支系から除かれる形であり，除かれた物質量を単純に底泥モデルの外部条件として与えることで対応した。SS分は河口沈降については外部条件として，又湖内沈降については，昭和52年現況湖水質を参考にして平均的なPON～SS比率よりSSをPONの50倍で与えることとし，前日の沈降量を当概日に与えることとした。

・底泥溶出量

イ．静置溶出量

静置溶出量は湖水質と底泥表層濃度との関係で決まることから，前日の湖水質・底泥濃度より静置溶出量を求めた。

ロ．浮上容出量

浮上溶出量は前日の湖水濃度と底泥濃度，及び当日の風速より求めた交換深さより求めた。

・計算方法

湖水質についてはΔt＝12時間，底泥濃度についてはΔt＝1日とする。先ず当日の河口沈降量及

び前日の湖内沈降量・湖水質底泥濃度を用いて底泥の物質収支計算を行って，当日の底泥濃度と浮上・静置溶出量を求める。次に求めた浮上溶出量・静置溶出量を求める。次に求めた浮上溶出量・静置溶出量を用いて湖水質計算を行い，湖水質を求める。これを日単位で繰り返すことで計算を行った。

③ 湖水質再現計算

イ. 計算諸元

・対象年　　昭和52年

・対象水域　　霞ケ浦のうち西浦（単一ブロック）

・計算時間ステップ

湖水モデル　　Δt＝12時間

底泥モデル　　Δt＝1日

ロ. 計算条件

「霞ケ浦汚濁制御委員会」での湖水計算条件を用いた。

ハ. 初期値

湖水質 ……表－3

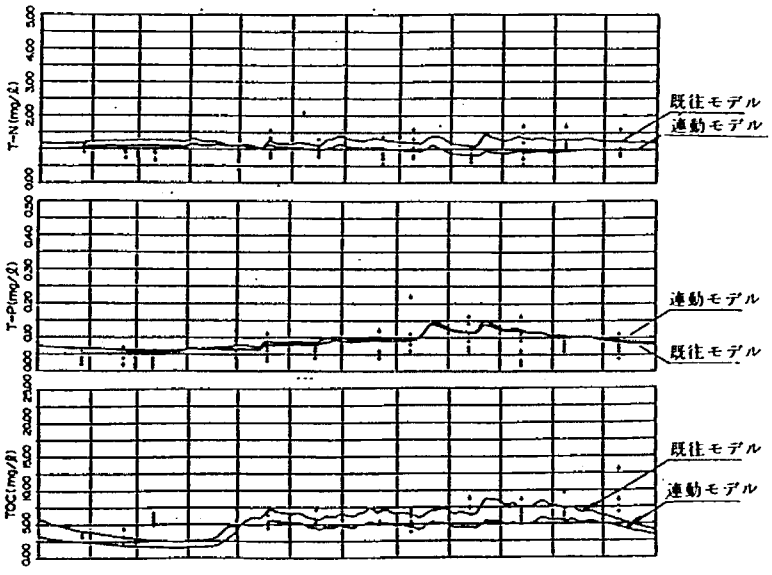
底泥濃度 …… 15ケ年連続計算による昭和51年12月の値

表－3　初期水質

項　目	濃度（mg/l）
IN	0.294
DON	0.662
PON	0.192
IP	0.0115
DOP	0.0229
POP	0.0115
DOC	4.584
POC	1.175

④ 計算結果

図－3に示した。既往モデルに比し，TN，TPの再現度は良くなった。TOCはやや低いと思われる。これは底泥濃度の連続計算でも同様であったが，湖内沈降によるTOC供給量が少な目にされている為と考えられた。



図－3　湖水～底泥連動モデルによる再現結果

2-2 低湿地導入による河川水浄化

水質研究室　室　長　安中　徳二
研究員　森田　弘昭
山田　幸男

1. 研究目的

湖沼の水質改善対策のなかで，流入汚濁源の削減は，最も基本的なものであり，それは流域の下水道整備によって達成される。しかし，流域内で発生汚濁源の面的負荷が大きい場合には，下水道整備のみでは充分な削減効果が得られないことから，流入河川水を直接浄化することが重要となる。本テーマでは，流入河川水の直接浄化手法の中で，低湿地導入法について検討を行ない，「低湿地導入設計マニュアル」を作成することを目的とする。

2. 低湿地導入による河川水浄化手法の概要

2.1 概要

本法は，沼沢地帯を流下する汚濁水が，自然のもつ浄化能力によって清澄化されることを，積極的に利用しようとするもので，主な特徴として次の4点が挙げられる。

(1) 維持管理に伴う操作がほとんどいらないため，人手，エネルギー，費用を節約できる。

(2) 下水管きょのような大規模な集水システムを必要としないので，建設コストが著しく低廉である。

(3) 自然の生態系を利用するため，周辺の環境に影響を与えない。

(4) 低湿地導入法は，自然，人工を問わず自然条件（植生，気象，地形）による適用上の制約がある。

2.2 汚濁物質除去のメカニズム

低湿地による汚濁物質の除去メカニズムは，沈殿・吸着等の物理化学的作用や，低湿地の生態系に関わる生物化学的作用を含む複雑なものと考えられるが，基本的には次の3点に要約される。

(1) 粒子体栄養塩の沈殿，吸着および底質によるリンの不活性化作用。

(2) 底質中に生息する脱窒菌による亜硝酸態窒素，硝酸態窒素の脱窒作用。

(3) 流水，底質表面，水生植物の表面等に生息する従属栄養細菌による有機物の無機化作用。

3. これまでの研究経過

本テーマの総プロ研究課題としての研究期間は，58年度から61年度までの4ケ年であるが，既に56年度より霞工事事務所が予備実験を開始している。表－1にこれまでの研究経過を示す。56年度に試

験低湿地を準備し，現地付近のヨシを植栽したが，活着まで至らず本格的な実験は57年度から実施した。実験結果の概要は表－1の通りであるが，その他の知見として，アシ槽で栄養塩類（N，P）は除去されるがCODは一次生産等の影響もあり浄化効果を期待できないことがわかった。また，アシ体に吸収されたN，P量は，全除去量の0.01％以下であり，アシによる栄養塩の除去は，直接的な吸収よりもアシ槽内の整流効果，アシ茎部の接触効果，葉や茎による遮光効果等の間接的な作用が大きな影響を持っていると推定される。

表－1　これまでの実験結果の概要

<table>
<tr><th rowspan="2">年度及び調査年月</th><th rowspan="2">調査目的</th><th rowspan="2">実験条件等</th><th colspan="2">実験結果の概要</th><th rowspan="2">実験施設の改造・補修等</th></tr>
<tr><th>結果の特長</th><th>水質除去効果等</th></tr>
<tr>
<td>56年度
（S56.10
～S57.3）</td>
<td>アシ原での浄化実験開始
〔予備実験・安定期間〕
（アシの生育の状況観察
予備的水質浄化効果調査）</td>
<td>
<table>
<tr><th></th><th>滞留時間（hr）</th><th>深水（cm）</th></tr>
<tr><td>アシ槽</td><td>4→2（11月）</td><td>30→10（10月）</td></tr>
<tr><td>コントロール</td><td>4→2（11月）</td><td>30→10（10月）</td></tr>
</table>
形状　巾　長
アシ槽 8 m×31.2 m
コントロール 3 m×31.2m
</td>
<td>・アシの生育はみられなかった。（安定していない。）
・底泥からガス発生・根浮状態
・アシ槽にアオミドロ等の藻類発生
・コントロール槽でも生物（アオミドロ等）が発生
・流出水に藻類が混入</td>
<td>流入濃度（mg／ℓ）
COD 10.3（6.4～17.4）
T－N 4.6（2.2～6.3）
T－P 0.87（0.70～1.50）
水質除去率（56.10～57.3平均）％
<table>
<tr><th></th><th>COD</th><th>T-N</th><th>T-P</th><th>SS</th></tr>
<tr><td>アシ槽</td><td>12</td><td>28</td><td>17</td><td>38</td></tr>
<tr><td>コントロール</td><td>20</td><td>28</td><td>20</td><td>13</td></tr>
</table>
</td>
<td>〔アシ槽は1系列〕
・土壌の搬入
・アシの植栽（9月）</td>
</tr>
<tr>
<td>57年度
（S57.5
～S58.2）</td>
<td>適正な滞留時間の把握が主目的
（滞留時間の比較的短い条件
2，4 hr）</td>
<td>
<table>
<tr><th></th><th>滞留時間（hr）</th><th>深水（cm）</th></tr>
<tr><td>アシ①</td><td>2</td><td>10</td></tr>
<tr><td>アシ②</td><td>4</td><td>10</td></tr>
<tr><td>コントロール</td><td>4</td><td>10</td></tr>
</table>
形状　巾　長
アシ①4 m×31.2m
アシ②4 m×31.2m
コントロール 3 m×31.2 m
</td>
<td>・滞留時間の長い方でT－Nの除去率は良い。
・5月～7月で若干除去率が高い。
・T－Pでの除去率は滞留時間の長い方で高いが，大差はない。
・コントロール槽での藻類・ウキクサ類の繁茂が大きく時々流亡。</td>
<td>流入濃度（mg／ℓ）
COD 7.7（4.9～12.5）
T－N 3.62（2.31～5.80）
T－P 0.52（0.16～1.05）
SS 5.2（15.9～45.7）
水質除去率（57.5～58.2平均）％
<table>
<tr><th></th><th>COD</th><th>T-N</th><th>T-P</th><th>SS</th></tr>
<tr><td>アシ①</td><td>-5.1</td><td>10.8</td><td>13.5</td><td>-27.0</td></tr>
<tr><td>アシ②</td><td>3.9</td><td>16.0</td><td>19.2</td><td>4.5</td></tr>
<tr><td>コントロール</td><td>0.7</td><td>21.0</td><td>25.3</td><td>19.2</td></tr>
</table>
</td>
<td>〔アシ槽は2系列〕
・アシ槽及び流入槽の仕切工事
・流出越流トラフ改造
・分配槽（第2）新設
・観測橋（中央）新設</td>
</tr>
<tr>
<td>58年度</td>
<td>適正な滞留時間の把握が主目的
（滞留時間の比較的長い条件
8，16，24 hr）</td>
<td>
<table>
<tr><th></th><th>滞留時間（hr）</th><th>深水（cm）</th></tr>
<tr><td>アシ①</td><td>24</td><td>10</td></tr>
<tr><td>アシ②</td><td>16</td><td>10</td></tr>
<tr><td>アシ③</td><td>8</td><td>10</td></tr>
<tr><td>コントロール</td><td>24</td><td>10</td></tr>
</table>
形状　巾　長
アシ①4 m×31.2m
アシ②2 m×31.2m
アシ③2 m×31.2m
コントロール 3 m×31.2m
</td>
<td>・T－N除去はアシ①～③で大差がなく，33～43％であった。
・脱窒（NO_3－Nの減少）は，Tの長い方で効果大。
・NH_4－Nは，Tが長い程除去効果が低く，底泥の新生堆積物からの溶出が推定される。
・ウキクサによるT－N，T－Pの除去（コントロール槽）は，ウキクサの生育期間（58.6.29～58.11.14）において全除去量のT－N 5.4％，T－P 54.7％を占めた。
＊T：滞留時間</td>
<td>夏期でのT－Nの除去率は，平均50％以上（max 80％）の除去が得られている。
流入濃度（mg／ℓ）
COD 6.6（3.5～8.6）
T－N 3.51（1.58～5.79）
T－P 0.40（0.17～1.00）
SS 11.4（4.0～22.4）
水質除去率（58.6～57.3平均）％
<table>
<tr><th></th><th>COD</th><th>T-N</th><th>T-P</th><th>SS</th></tr>
<tr><td>アシ①</td><td>-3.9</td><td>36.8</td><td>18.9</td><td>54.7</td></tr>
<tr><td>アシ②</td><td>1.8</td><td>32.5</td><td>26.1</td><td>44.2</td></tr>
<tr><td>アシ③</td><td>5.8</td><td>43.1</td><td>25.8</td><td>55.5</td></tr>
<tr><td>コントロール</td><td>-33.5</td><td>39.1</td><td>14.6</td><td>-74.2</td></tr>
</table>
</td>
<td>〔アシ槽は3系列〕
・アシ槽及び流入槽の仕切工事
・流出越流トラフ改造
・分配槽（第2）仕切り工事
・コントロール槽の仕切り工事
・実験槽への直接流入工事</td>
</tr>
</table>

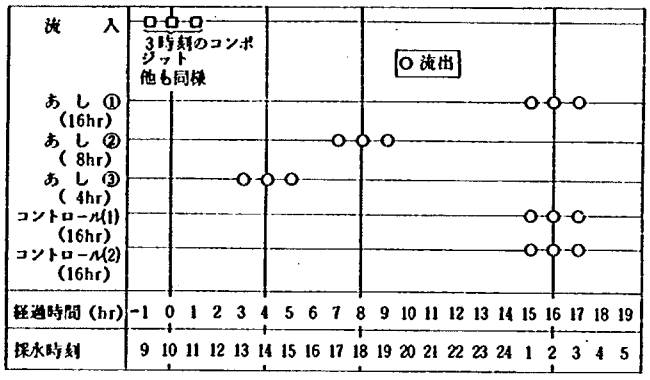
4. 本年度の研究

4.1 本年度の研究目的

本年度の主な目的は，水深がアシの浄化効果に与える影響を調査することと，アシを利用した浄化施設設計の基本評価式を検討することである。

4.2 調査方法

アシを植えた試験低湿地に河川水を連続流入させ，月2回程度の採水，水質分析を行った。採水は，各槽の条件毎に滞留時間を考慮した。工程を図－1に示す。分析項目は，DO，PH，SS，T-N，NH_4-N，NO_3-N，NO_2-N，KN，D-KN，T-P，D-T-P，PO_4-P，COD，D-CODである。



図－1　採水工程

4.3 実験条件

表－2，図－2に本年度の実験条件を示す。本年度の主な実験条件の変更は，コントロール槽を2槽に分け，一槽をアシ繁茂による日照の遮光効果を確認するため遮光幕で水面を覆い，アシ槽内と同程度（200～600 Lux）に設定したことと，水深を10 cmから20 cmに上げたことである。

この水深の変更が，本年度の主な研究目的にそうものであるが，その意図するところを具体的に述べれば以下の2点になる。第1点は，同一滞留時間の場合には水深を増加させれば流入も大きくすることができ，除去率等に影響がでなければ施設の面積を減少させることができる。

表－2　実験槽の主な仕様（S.59年度）

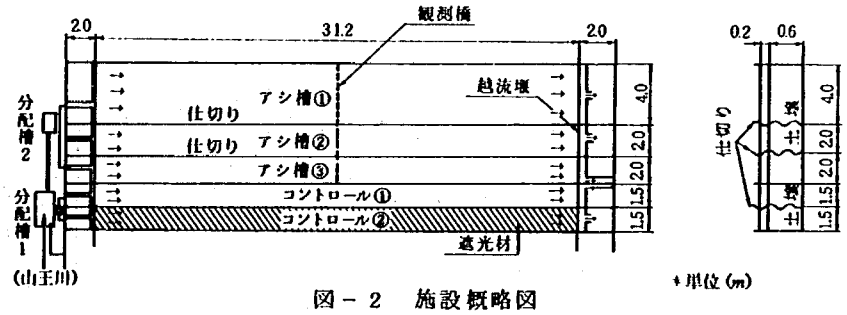
		アシ槽－1	アシ槽－2	アシ槽－3	コントロール1	コントロール2
設定滞留時間(hr)		16	8	4	16	16
遮光条件		閉		放		アシ槽内と同程度の遮光
形状	幅(m)	4.0	2.0	2.0	1.5	1.5
	長さ(m)	31.2				
	深さ(m)	1.0				
土壌厚(m)		0.6				
水深(cm)		20				
水面積(m^2)		124.8	62.4	62.4	46.8	46.8
槽容積(m^3)		24.96	12.48	12.48	9.36	9.36
流量(ℓ/分)		26	26	52	9.8	9.8
平均流速(cm/分)		3.25	6.5	13	3.25	3.25
水面積負荷(m^3/m^2日)		0.3	0.6	1.2	0.3	0.3

$$T=\frac{V}{\theta}=\frac{A\cdot H}{\theta} \quad \cdots\cdots(1)$$

$$V=A\cdot H$$

T＝滞留時間
V＝槽容積
θ＝流入量
A＝表面積
H＝水深

式(1)で，H→2Hの時，Tが同じであればθ→2θとなる。第2点は，実際の湖沼では陸上から水深30cm程度まで



図－2　施設概略図

アシは生育しており，深度別の浄化効果を評価しておく必要がある。

4.4　調査結果および考察

(1)　本年度の浄化成績

表－3に59年7月13日から60年1月28日までの浄化成績を示す。表中の数値は，水温や流入水質，アシの生育時期等による補正は一切行っておらず，実施設に期待し得る年平均値と考えられる。次に各水質項目について総括する。

アシ槽

・ＣＯＤ：前年度までの実験では，いずれの条件でも効率良くＣＯＤを除去することができなかった。今回も，滞留時間の短いアシ槽②・③（８ｈ，４ｈ）では10％前後の除去率が得られたが，滞留時間の長いアシ槽①およびコントロール槽ではほとんど除去されていない。処理施設として見た場合に，周辺の環境に対してほとんど開放されているアシ群落では，日照エネルギーがＣＯＤに変換するフローが存在し，基本的に，ＣＯＤの除去は期待し得ないのではないかと思われる。

・窒素：Ｔ－Ｎ，Ｄ－Ｔ－Ｎとも最も長い滞留時間（16ｈ）のアシ槽が高い除去率を示した。また，同じ滞留時間では，コントロール槽よりもアシ槽の方が良い浄化率を示し，アシ群落の水質浄化効果を裏付けている。

・リン：アシ槽におけるリンの除去は，６割以上が粒子態リンの水系からの除去で，溶解態リンのアシおよび浮草等への取り込みや，底泥表面やアシ表面への吸着量は少ないと思われる。

コントロール槽

明条件と暗条件では，明らかな差違が観察された。暗条件では，流出水中に常に細かい濁りが見られ，表－３のＳＳのデータによってもそれが裏づけられている。その原因の詳細は不明であるが，遮光されているので，藻類やウキクサ類が死滅分解し，流出しているのではなく，バクテリア等の従属栄養生物体あるいは底泥が分解して流出しているのではないかと思われる。栄養塩の除去に関しては，槽内のＤＯが大きな影響をもっている。脱窒は，主に底泥内の嫌気ゾーンで行われるが，底泥表層の好気層が厚いと，脱窒速度が低下することが知られている。また，リンは，底泥が嫌気状態になると著しく，溶出量が増加する。ＤＯ濃度の低い明条件のコントロール槽では，先に述べたような理由でＤ－Ｔ－Ｎの除去率が高く，Ｄ－Ｔ－Ｐの除去率が低い。特に

表－３　59年度 実験結果総括

		COD		T－N		T－P		SS		DO (mg/l)		流入水濃度 (mg/l)
		流出水 (mg/l)	除去率 (%)	流出水 (mg/l)	除去率 (%)	流出水 (mg/l)	除去率 (%)	流出水 (mg/l)	除去率 (%)	流入水	流出水	
アシ槽	アシ① 16h	6.32	7.3	2.28	23.7	0.47	4.9	3.43	69.7	6.61	0.82	COD 6.8 (4.4～9.2) D-COD 5.33 (2.66～8.17) T-N 2.99 (1.37～4.90) D-T-N 2.73 (1.37～4.68) T-P 0.50 (0.20～0.83) D-T-P 0.37 (0.11～0.61) SS 11.3 (7～34)
		5.46	−2.4	2.06	24.6	0.38	−2.2					
	アシ② 8h	5.84	14.4	2.59	13.4	0.44	10.8	5.64	50.2		1.23	
		4.98	6.7	2.43	10.8	0.35	6.3					
	アシ③ 4h	5.85	14.2	2.50	16.3	0.41	16.8	4.01	64.6		1.73	
		4.93	7.6	2.34	14.4	0.33	10.3					
コントロール	明 16h	7.06	0.6	2.63	16.4	0.49	10.3	10.18	35.5	6.92	2.24	COD 7.10 (5.29～9.20)，D-COD 5.56 (4.04～8.02)，T-N 3.14 (2.38～4.10)，D-T-N 2.85 (2.08～4.03)，T-P 0.55 (0.30～0.83)，D-T-P 0.42 (0.11～0.61)，SS 11.3 (7～34)
		5.30	4.8	2.30	19.4	0.36	12.2					
	暗 16h	7.36	−3.7	2.90	7.5	0.42	23.6	19.88	−26.0		3.13	
		5.09	8.4	2.67	6.6	0.32	22.1					

D－T－Pに関しては，アシ槽を含めて，DOの高い順にD－T－Pの除去率が高く，底泥からの溶出がうかがえる。

(2) 試験低湿地の機能評価

57年度から，いくつかの実験条件でアシ槽の浄化効果を検討してきたが，これらを，適切な指標を用いて評価整理し，設計基準を作成する。設計指標としては，表面積負荷率と除去負荷率を取り上げた。また，除去対象物質としては窒素・リンを考えており，前節で述べたように，アシ原ではCODの除去は期待できないので，CODは考慮しない。次に，設計指標として，表面積負荷率と除去負荷率を選定した理由を述べる。

通常，汚水処理施設では，対象汚濁物質の除去率を設計基準として用いるが，これは一つには処理施設からの放流水質についての制約があるためで，具体的には，流入水質と放流水質の二者によって必然的に除去率が決定され，施設の設計要求レベルがおのずと定まるからである。また，除去率設定後，施設規模を平面的にも立体的にも比較的柔軟に決定することができる。アシ原を浄化施設として考えた場合，アシの生態的な制約のため，鉛直方向の施設拡大は困難である。また，底泥表面で起る脱窒作用が，本質的な汚濁物質の除去ということを考えれば，単位表面積当りに負荷される汚濁物質量を検討することは重要である。さらに，アシ原に期待される水質保全効果は，湖沼等に流入する汚濁負荷を量的に最大限削減することであることを考えれば，表面積負荷率と除去負荷率をアシ原設計の基準とすることは，妥当と考えられる。

次に，表面積負荷率（Lo）と除去負荷率（L）をモデル化する。まず，アシ槽内での汚濁物質浄化過程が一次反応に従うとすると，除去率（E）は式－1のように表わされる。また，表面積負荷率（Lo），除去負荷率（L）は式－2，式－3のように表わされる。表面積負荷率（Lo）は，アシ槽の表面積が一定だとすれば，汚濁物質の濃度（Co）および流入水量（Θ）の2つのファクターで決まる。これらのファクターはそれぞれ以下の(a),(b)のように除去負荷率（L）に作用する。

$$E = \frac{C_0 - C}{C_0}$$

$$= \frac{C_0 - C_0 10^{-kT}}{C_0}$$

$$= (1 - 10^{-kT}) \quad \cdots\cdots (1)$$

C_0 ：汚濁物質流入濃度
C ：汚濁物質流出濃度
k ：反応速度定数
T ：滞留時間

$$L_0 = \frac{C_0 \Theta}{A} \quad \cdots\cdots (2)$$

$$= \frac{C_0 \cdot V}{A \cdot T}$$

Θ ：流入水量
A ：アシ槽表面積
V ：アシ槽容積

$$L = E \cdot L_0$$

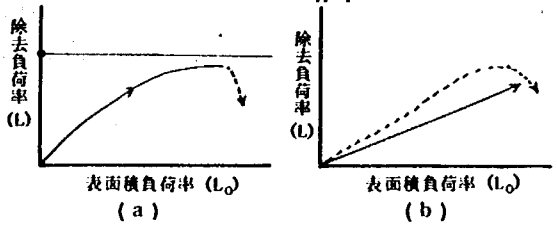
$$L = (1 - 10^{-kT}) \frac{C_0 \cdot V}{A \cdot T} \quad \cdots\cdots (3)$$

(a) 流入量（Θ）のみが変動し，表面積負荷率（Lo）が変わる場合。

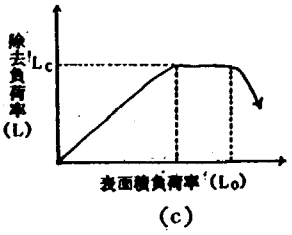
流入量（Θ）が大きくなるにつれて，除去負荷率は一定値に近付く。ただし，ある一定の流入量（Θ）を越えると，底泥を巻き上げたり生物反応が低下したりし，除去負荷率は急激に下がる。

(b) 流入水質（Co）のみが変動し，表面積負荷率（Lo）が変わる場合。

流入水質（Co）と除去負荷率（L）は，基本式上は線形だが，実際には Co が上昇

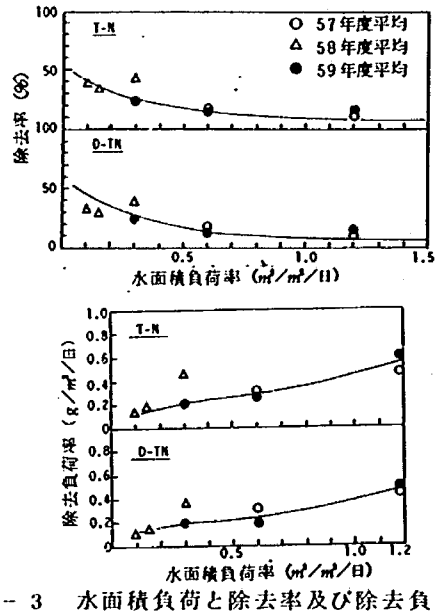


すると浄化速度が上がり，除去率も連動する。さらに高濃度になると，急速に除去率が落ち，点線のような挙動を示すと思われる。実際の施設では，(a)，(b) 両方の要因で表面積負荷率（Lo）が変動し，結論的には，表面積負荷率（Lo）と除去負荷率（L）は，(c)図のようになると思われ，設計基準上は，限界除去負荷率（Lc）と適当な安全係数を求めればよい。

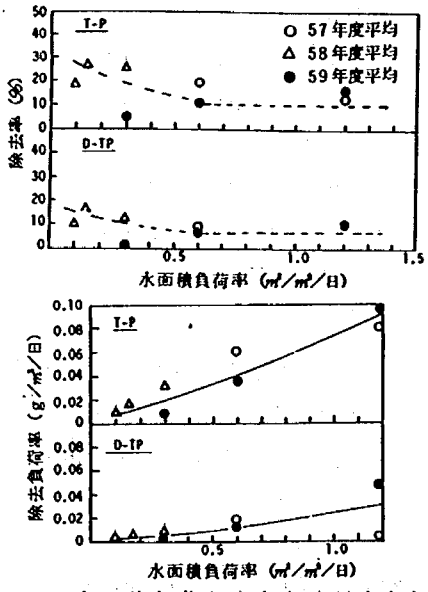


(c)

図－3，4に，57年度，58年度，59年度の実験結果からもとめた表面積負荷率と除去率，除去負荷率の関係を示す。窒素・リンとも，ほぼ予想通りの結果を示しているが，全データとも限界点より安全側にあり，設計上の基準となる限界表面積負荷率は得られなかった。



図－3　水面積負荷と除去率及び除去負荷の関係（窒素）



図－4　水面積負荷と除去率及び除去負荷の関係（リン）

5.　今後の研究課題

以下の3点について，今後，検討する予定である。

・これまでの実験条件が比較的安全側あるいは余裕側にあったと考えられることから，アシ槽の表面積負荷率を増加させ，浄化の限界値を求める。

・アシ生育のメリットは，整流効果，接触効果，防風，消波作用等が考えられるが，定性的な評価の段階を越えておらず，定量的な評価を行う必要がある。とりあえず，アシの防風，消波作用が水質浄化に寄与する割合を推定するために，強風時に連続調査を行う。

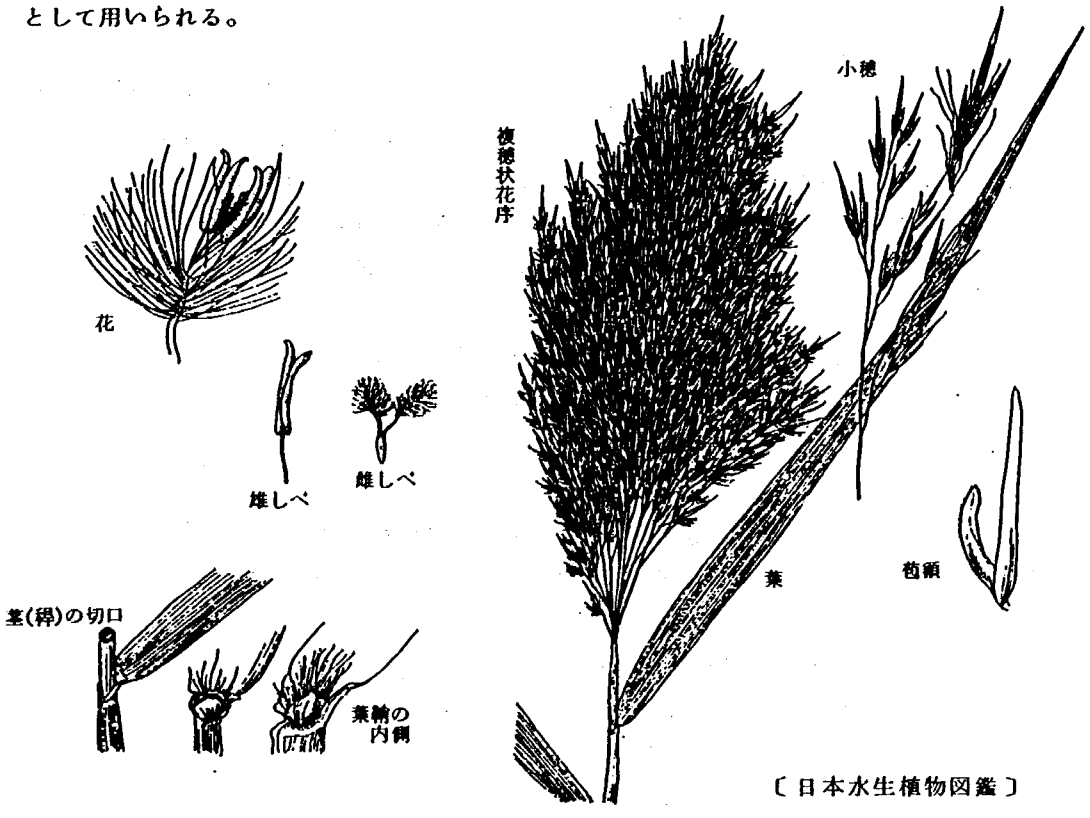
・槽内の特質収支を，底泥からの溶出量，アシ現存量，堆積負荷量，流入出負荷量等から求め，アシ原の真の浄化能力を定量化する。

6. 文献調査

6.1 ヨシの生態

ヨシ〔蘆，葭，葦〕，アシ，ハマオギ，Phragmites Communis, Reed, Bog-Reed, Pool-Read, Spire, Streeds(仏)Roseau, Roseau-a-balais, Jonc-a-balaise, Grand-Jonc, Rouche (独) Rohr, Schilfrohr, Deckrohr, Binsen, Weiherried (中) 蘆，水湿地に群生するイネ科の大型の多年草。アシの名もあり，古くはハマオギとも言われた。アシは「悪し」に通じるので，縁起をかつぎヨシ「善し」としたと言われている。

茎は長く横走する根茎から出て直立し，高さ1～3mで，節には葉がつく。近似のツルヨシのように地上につるは出ない。葉は広線形でかたく，長さ20～50cm，幅2～4cmで，粉白をおびた青緑色，平らで，開出して茎につき，先は長くとがり，多少垂下する。円錐花穂は夏秋のころ茎頂に生じ，広卵形で一方にかたむき，長さ15～40cmで，よく分枝する。小穂は長さ12～17mmで，2～4個の小花からなり，頴は質がうすくて，もろく，光沢のある茶かっ色で，包頴2個は小穂よりも著しく短い。小花は広線形で，その基には長さ6～10mmの白色の長い絹毛をつけ，熟すると小花とともに風によって飛び散る。日本全土の他，広く北半球の温帯，暖帯，アフリカ，オーストラリアに分布する。ヨシの類は若芽は少し苦味があるが，たけのこと同じ食用にされる。成長した茎は刈り取って<すのこ><すだれ><よしず>などを編み，また葉とともに紙などのパルプにされる。根茎は，ロコン（蘆根）といわれ，嘔吐をしずめ，利尿止血に効果がある漢方薬として用いられる。

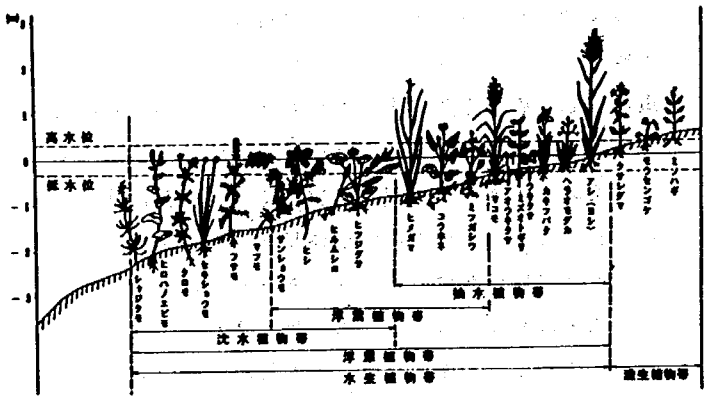


〔日本水生植物図鑑〕

6.2　ヨシ群落の生息環境

ヨシに限らず植物群落の成立には，周辺環境との密接な関係があることは言うまでもない。気温，降水量，日照量等の気象条件や，粒度，含水率，ＰＨ等の土壌条件，山岳地，海浜部等の地形条件，あるいは生息する生物同志の相互作用により，様々な植物群落が出現する。本節では，このような数多くの生育条件の中でも，立地の湿潤度あるいは水深がヨシの群落の成立に与える影響について，若干の知見を述べる。

水際部の植物帯と水深の関係については，既にいくつかの報告があるが，大滝[10]らによれば図－5のようにまとめられる。本図によれば，ヨシは高水位と低水位の中間に生育している。ヨシが，陸上部からかなりの深水部まで広範に生育していることはよく知られている事実だが，やはり，生育可能な水深の幅は，だいたい限定されるようである。琵琶湖[19]では，ヨシの生育状態は冠水の深さとともに減衰し，基部がわずかに水に浸る程度のところで最も高い現存量を示す。Björk[13]，Haslam[13]によれば，ヨシは水深50㎝から地下水位20㎝の間でもっともよく繁茂するらしい。霞ケ浦[14]では，ヨシ群落としての最大水深は80㎝，最も群落の生育状態が良いのは0～45㎝であった。中野[19]は，ヨシが水深1ｍから地下水位1.3ｍの広範囲に比較的均一に分布することを報告している。三木は，巨椋池における実験的研究から，0～0.2ｍの水深において最も良好な発育を示し，1.5～2.0ｍの水深までは著しく悪くなると報告している。香室[10]は，福井県足羽郡の日野川下流域の水沢地において植生調査を行い，ヨシが水深0～125㎝の範囲に生育していることを報告している。



図－5　水生植物帯の垂直分布

これらの報告から，ヨシは，根圏に自由水がとどく範囲で生育が可能であり，水深というファクターに対しては，かなりの広適応性を有している。

引　用　文　献

1）北村四郎，村田源，小山鉄夫，原色日本植物図鑑 草本編(Ⅱ)，単子葉類，保育社
2）寺崎留吉，奥山春季，日本植物図譜，平凡社
3）牧野富太郎，日本植物図鑑，北隆館
4）大井次三郎，新日本植物誌 顕花篇，至文堂
5）牧野富太郎，原色牧野植物大図鑑，北隆館
6）佐竹義輔，日本の野生植物 草本，平凡社
7）奥山春季，原色日本野外植物図譜 3

8）杉本順一，日本草本植物総検索誌　単子葉編，井上書店
9）沼田真，自然保護ハンドブック，東京大学出版会
10）大滝末男，石戸忠，日本水生植物図鑑，北隆館
11）生嶋功（1969），図説植物生態学（沼田真編）p96～128，朝倉書店
12）Björk, S.(1967): Folia Limnologica Scandinavica,14, 1～248.
13）Haslam, S. M.(1971):J. Ecol., 59, 65－73, 75－88
14）霞ケ浦環境管理検討業務報告書 1984. 建設省霞ケ浦工事事務所
15）中野治房，1944. 草原の研究，東京
16）香室昭円（1960），ヨシ水沢地についての植物生態学的研究，特にヨシ群落形成に対する無機的環境について（1），日本生態学会誌　VOL.10, No 1, p29～33

2-3 湖沼水質改善対策技術適用マニュアルの作成

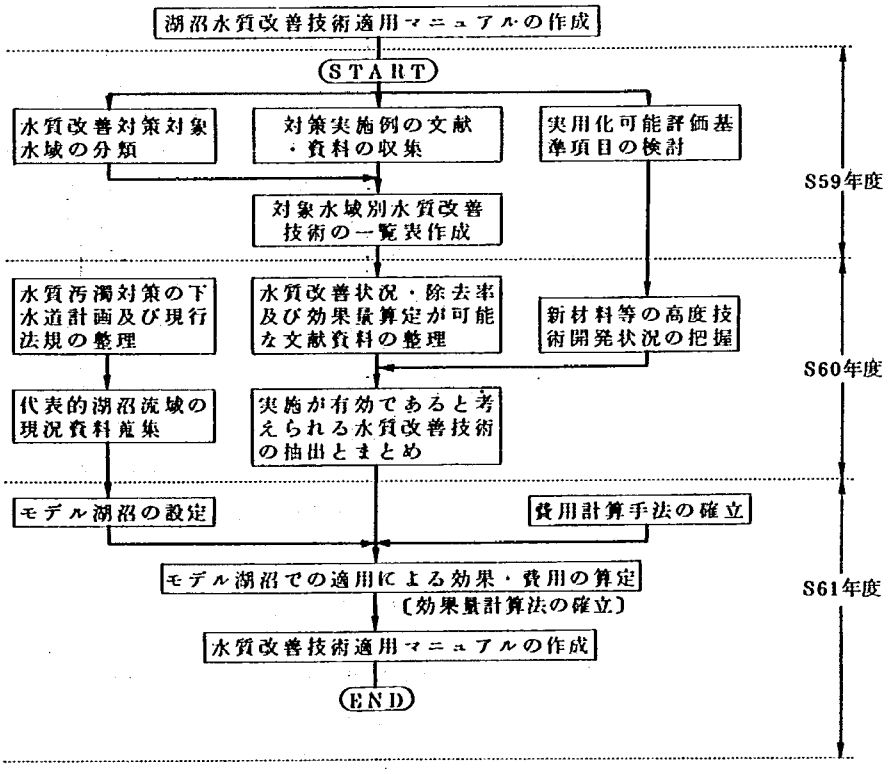
水質研究室　室　長　安中　徳二
研究員　森田　弘昭
山田　幸男

1. 研究目的

本テーマは，湖沼の水質改善のための各種手法の調査を行うとともに，湖沼の特性に応じた適用性等の検討を行い，水質改善技術の適用マニュアルを作成することを目的としている。

2. 研究経過

研究期間は，本年度より61年度までの3ケ年であり，図－1に研究フローを示す。



図－1　調査・検討のフロー（3ケ年間）

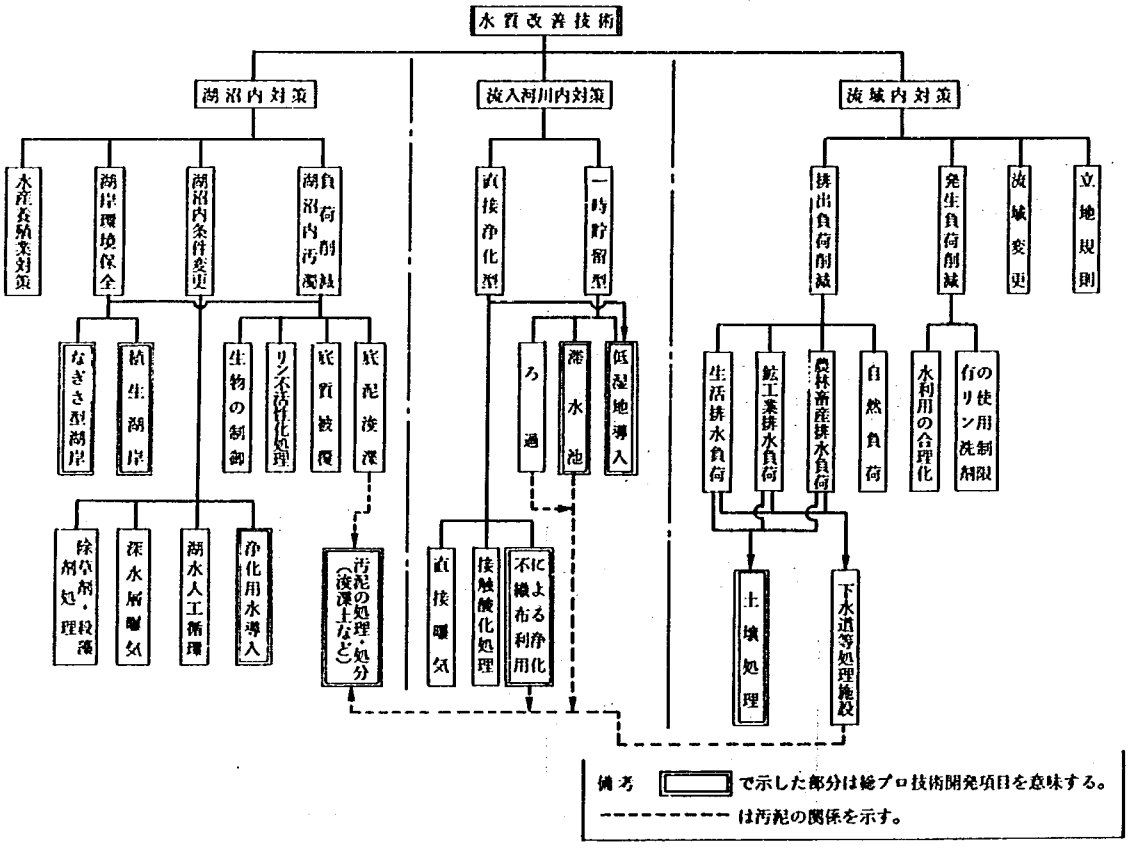
3. 本年度の検討結果

3.1 概　　要

本年度は，湖沼の水質改善技術の実施事例や研究成果等の文献を収集し，対象水域別に整理した。また，最終成果の適用マニュアルの内容骨子(案)を作成した。

3.2 水質改善対策技術文献の収集及び整理の方法

文献は，実施例・研究例，内外の別を問わず収集し，まず対象水域別（流域，流入河川，湖内）に分類する。図－2に，個々の対策とその位置付けを示す。二重の線で囲まれた水質改善技術は，総プロ技術開発項目を意味する。



図－2　水質改善技術適用のための分類

次に，それぞれの改善技術の内容を以下の項目毎に整理し，表－1のような一覧表を作成した。

1. 対象水域
2. 技術の概要
3. 技術の対象規模
4. 水質改善の対象
5. 改善の効果
6. 実用化の現状と可能性の評価
   - 6. a　費用投資のパターン
   - 6. b　電気エネルギーの使用の程度
   - 6. c　装置の規模
   - 6. d　使用薬品の費用と使用頻度

6. e　装置の維持管理の難易度　　7. 文献要約

表－1　水質改善技術文献

対象水域	湖沼内 湖底	技術概要	底泥浚渫

実用化可能性の評価													
実用上の分類		Ⅰ 初期投資型				Ⅱ ランニングコスト型				Ⅲ 混合型			
実用化の評価(1)	使用エネルギー	A	人工エネルギーの使用無	B	－	C	少量使用有	D	大量に断続的使用有	E	－	F	水移送に大量のエネルギー使用有
	使用装置	A	自然の利用により人工装置等無	B	自然の部分的改造のみ	C	簡易な機械装置使用	D	大型の機械装置使用	E	仮設型大型土木構造物要	F	大型土木構造物要
	使用薬品	A	使用無	B	天然物利用のみ有	C	廃物利用のみ有	D	化学薬品の少量使用有	E	高価な化学薬品の断続的使用有	F	高価な化学薬品の継続的使用有
	管理	A	ほとんど無	B	年1～2回程度メンテナンス	C	月1回程度メンテナンス	D	週1回程度メンテナンス	E	毎日メンテナンス	F	常時管理必要
実用化の評価(2)	技術の対象規模	小さな湖沼ないしは大きな湖沼の一部											
	改善対象	底質汚濁負荷の直接除去											
	技術の改善効果	底質からの栄養塩回帰の低減，安定評価を得るまでには至っていない											
	滞留時間												
	流量管理												
備考	湖沼内対策としては事例は比較的多い 浚渫泥を再利用する回路を整えないと，泥の処分に苦労しなければならない 対象となる湖沼は平均深度の浅い場合に限られる												

湖沼水質改善対策技術適用マニュアルの内容骨子(案)については，以下の章だてとなる。

内容骨子(案)

Ⅰ　序　論
　Ⅰ 1.　本マニュアルの目的
　Ⅰ 2.　本マニュアルの適用適囲
Ⅱ　水質改善技術概論
　Ⅱ 1.　総　論
　Ⅱ 2.　流域内における水質改善技術各論
　　Ⅱ 2.1　立地規制
　　Ⅱ 2.2　流路変更
　　Ⅱ 2.3　発生負荷削減
　　(1)　有リン洗剤の使用制限
　　(2)　家庭内水利用の合理化
　　Ⅱ 2.4　排出負荷削減
　　(1)　土壌処理
　　(2)　下水道等処理施設による処理
　　(3)　その他の生活排水負荷削減
　　(4)　その他の鉱工業排出負荷削減
　　(5)　その他の農林畜産業排水負荷削減
　　(6)　自然負荷削減
　　Ⅱ 2.5　その他の技術

‖ 3. 流入河川における水質改善技術各論

‖ 3.1 一時貯留型

(1) 低湿地導入（水草等生物利用）

(2) 滞水池

(3) ろ 過

‖ 3.2 直接浄化型

(1) 不織布利用による浄化

(2) 接触酸化処理

‖ 3.3 その他の技術

‖ 4. 湖沼内における水質改善技術各論

‖ 4.1 湖沼内汚濁負荷削減

(1) 底泥浚渫

(2) 覆質被覆

(3) リン不活性化処理

(4) 生物相のコントロール（水草，魚類など）

‖ 4.2 湖沼内条件変更

(1) 浄化用水の導入

(2) 湖水人工循環

(3) 深水層曝気

(4) 殺藻剤・除草剤処理

‖ 4.3 湖岸環境保全

(1) 植生湖岸

(2) なぎさ型湖岸

‖ 4.4 水産養殖業対策

‖ 4.5 その他の技術

▌ 水質改善技術の選定と計画

▌ 1. 水質改善技術適用にあたっての基本方針

▌ 2. 水質改善技術の選定と計画にあたっての留意事項

(1) 現況把握

(2) 汚濁解析の結果

(3) 水質改善目標

(4) 各汚濁源別の必要削減負荷量の算定結果

(5) 汚濁源対策別の重要度の選定

(6) 可能投資の把握

▌ 3. 水質改善技術適用の手順

(1) 下水道計画等他施策の状況の把握と調整

(2) 水質改善技術の選定と対策規模の設定

(3) 改善効果と費用の比較・検討

(4) 実施可能性の評価・判断

(5) 水質改善対策案の作成

4. 来年度以降の研究方針

本年度は，総プロ内で技術開発を行っていない改善技術について文献調査を行い，その技術概要等を整理した。来年度以降，総プロ内で検討している技術についても，成果がまとまり次第整理をしていく予定である。また，図－1のフローに示したように，流域内の下水道計画との整合性の検討や，水質改善状況，効果量及び費用等の定量化ができるような文献資料の再整理を行い，水質改善効果が定量化できる手法の確立を図るとともに「湖沼水質改善対策技術適用マニュアル」を作成する。

Ⅵ　下水道事業調査費による他部の研究

1．下水道管路施設の耐震性に関する調査

耐震研究室　室　長　川島　一彦
研究員　大日方尚巳
後藤　勝志
加納　尚史

1. まえがき

下水道管路施設は1923年関東地震をはじめ，1964年新潟地震，1968年十勝沖地震，1978年宮城県沖地震，1983年日本海中部地震と過去の主要な地震の度に被害を受けている。下水道管路施設は大部分が地中に埋設されているため，被害箇所の把握が極めて困難であり，復旧に長時間を要する場合が多いのが実状である。このため下水道管路の設計にあたっては，適切な対策を講じ，耐震性の向上を図ることが必要とされる。本調査は，昭和55年度より表1に示す調査内容で実施しており，本年度が最終年度にあたる。

今年度は，1983年日本海中部地震における下水道管路施設の被害特性を整理すると共に，下水道管路の耐震化対策のとりまとめを行った。なお，本年度の調査結果の詳細は別途土研資料[2),3)]としてとりまとめたので，これらを参照していただきたい。

表1　調査の経緯

年度	調　査　内　容
55	◦下水道管路の被害事例・耐震設計関連資料の収集 ◦ヒューム管の静的な材料試験
56	◦宮城県沖地震での下水道被害の整理 ◦地盤急変部に着目した地震応答解析
57	◦地盤条件簡易測定手法の検証 ◦地盤急変部に着目した地震応答解析
58	◦人孔に着目した地震応答解析
59	◦日本海中部地震における下水道施設の被害特性調査 ◦下水道管路の耐震化対策の提案

2. 調査目的

下水道管路施設の耐震性向上を図るためには，耐震上問題となる要因をあらかじめ把握し，所要の対策を講ずる必要がある。本調査は，地震時における下水道管路施設の挙動を把握し，これを通して下水道管路施設の合理的設計法の確立に資することを目的とする。

3. 調査方法

3.1　日本海中部地震における下水道管路施設の被害特性

秋田市，能代市の下水道管路を対象として，被害の形態程度を分類・整理すると共に，各被害形態ごとに管路構造（管種，管径等），地盤条件，埋設深さ等の被害要因と実際の被害との関係を調べた。被害調査は，マンホールからの目視調査・測量等の管外調査およびTVカメラ調査を含む管内調査に大きく分けられるが，このうち資料が残されているのは被害区間に関する資料および管内

目視調査分である。また，管内目視調査分とその他では，その資料の質に精粗があり，同一には比較ができない。そこで本年度は被害資料を以下の３つのランクに分類して分析を行った。

1) ランクＣ――全被害路線を対象とするが，被害状況は，被害区間とその区間内における目地被害数，管体破損・沈下被害延長が中心である。ランクＣでは被害状況の全体把握および要因分析を行う。

2) ランクＢ――管内調査分であり，管ごと，目地ごとの被害の有無が把握されている。被害程度は十分記述されていないが調査路線の延長が判明しているので被害率を算定し被害の要因分析を行う。

3) ランクＡ――ランクＢのうち代表的な路線（ＴＶカメラ調査区間）についてＴＶ画面からビデオスケーラーにより被害を読み取り直したもので，目地被害，沈下状況については定量的なデータが得られている。このランクは最も詳細かつ定量的な資料が得られるが，調査路線延長は短いため，被害形態・程度の実態の定量的把握が中心となる。

3.2　下水道管路の耐震化対策のとりまとめ

今年度までの調査結果を基に下水道管路の耐震設計方法の提案を行った。

4.　調査結果

4.1　日本海中部地震における下水道管路施設の被害特性

本地震に伴う下水道管路の被害は 161 箇所で発生し，被害額は 17 億円に達した。被害の大部分は秋田市および能代市で発生しており，その被害状況は表２に示すとおりである。

表２　下水道管路の被害状況

施設名 / 都市名	管渠			マンホール
	布設替え（ｍ）	目地補修（箇所）	取付管（箇所）	（箇　所）
秋田市	1,668	628	183	93
能代市	8,706	1,408	1,117	176

図１は秋田市における下水道管渠の被害特性（被害率）を各カテゴリーごとに示したものである。

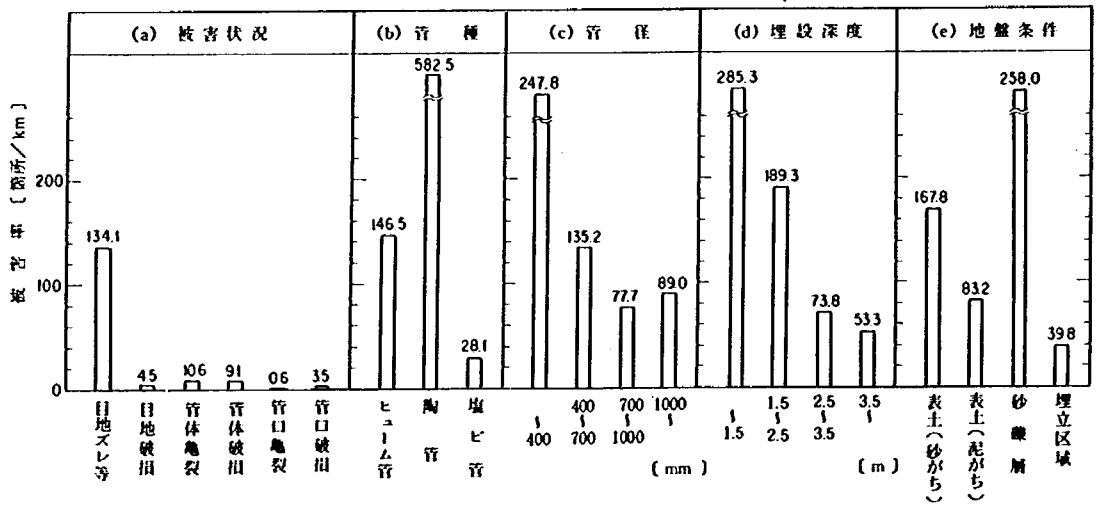


図１　管渠被害率の単純集計（秋田市，Ｂランク）

なお，この資料はBランクの調査結果を基に作成したものであり，秋田市では約16Kmの調査延長（下水道管路総延長 286Km）がある。また，管路の蛇行・不等沈下が大きな箇所は目地や管体被害の詳細調査なしに復旧工事が行われていることに注意する必要がある。これらの結果から得られる被害の特徴は以下のとおりである。

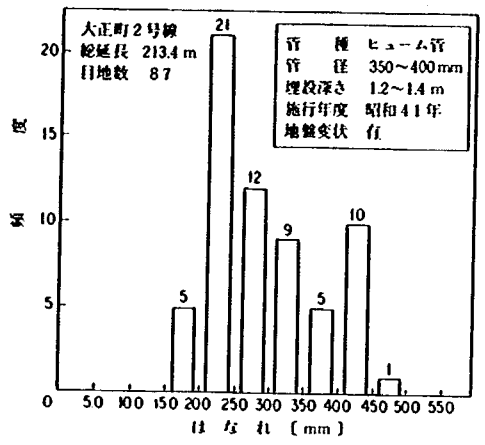


図2 代表的な路線における目地はなれ量の頻度分布（能代市，Aランク）

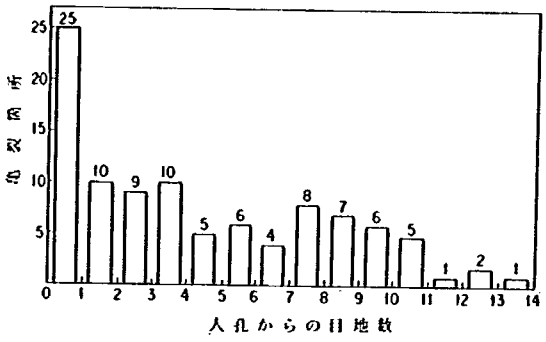


図3 クラック発生位置の管軸に沿った頻度分布（秋田市，Aランク）
－ヒューム管－

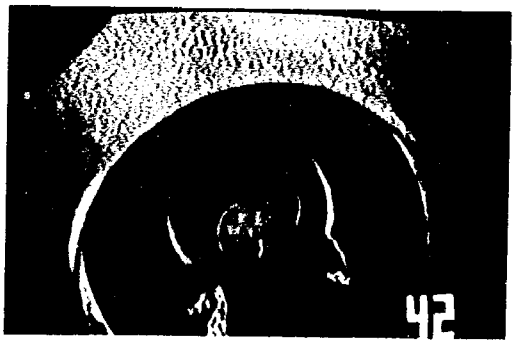


写真1 目地ずれ（TVカメラ調査による）



写真2 液状化に伴う人孔内への砂の流入



写真3 構造物取付部における管渠の破損

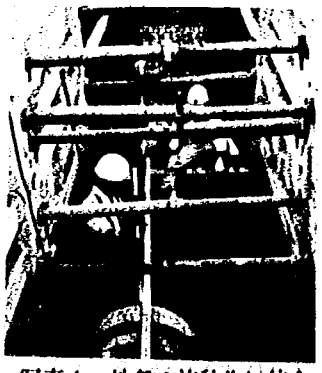


写真4 地盤の流動化に伴う管軸のずれ（手前が正規の位置）



写真5 目地被害による管内への砂の流入

日本海中部地震における代表的な下水道管路の被害事例は写真1～5に示すとおりである。

① 目地被害が多い
② 陶管の被害率が高い
③ 小口径管の被害率が高い
④ 砂系統の地盤で被害率が高い

図2は能代市大正町2号線における目地はなれ量の頻度分布（Aランク）である。本路線は各所で沈下・蛇行が生じており，布設替えによる復旧が行われている。図3は秋田市におけるAランク調査区間内におけるクラック発生箇所と人孔からの距離（目地数）の関係を整理したものである。これより，人孔取付管においてクラックの被害率が高いことがわかる。

表3　下水道管路の耐震設計基準の目次構成（案）

——目　　次——

1. 一　般
2. 耐震計算
2.1 耐震設計上の地盤種別
2.2 耐震設計に考慮する地震時地盤ひずみ
2.3 耐震計算
3. 周辺地盤の液状化の判定および対策
3.1 液状化の判定を行う必要がある土層
3.2 液状化の判定および発生の可能性の評価
3.3 浮上りに対する検討
3.4 液状化対策
4. 耐震設計上の構造細目

4.2　下水道管路の耐震化対策のとりまとめ

4.2.1　耐震化対策の概要

下水道施設の耐震設計は，「下水道施設地震対策指針と解説－1981年版－」に規定されているが，管渠に関しては耐震設計方法が示されていない。このため，本調査結果を基本として表3に示す目次構成から成る下水道管路の耐震化対策を検討した。以下に本検討において新たに提案した手法を中心に記述する。

4.2.2　耐震設計の対象範囲および方法

耐震設計はすべての管路に対して行うのではなく，軟弱な地盤，あるいは地盤急変部に設置されている管路について重要度に応じて行うこととする。

耐震設計は次の方針で行うこととする。

(1) 耐震設計においては，地震時の周辺地盤の変形および過剰間隙水圧の影響を考慮する。

(2) 耐震性の検討は管路の縦断方向に対して行う。

(3) 周辺地盤が液状化した場合の浮上がりに対する検討を行う。

4.2.3　耐震設計に考慮する地震時地盤ひずみ

地震時の周辺地盤の変形は地盤ひずみε_0として以下のとおり考慮することとする。

$$\varepsilon_0 = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot \nu_4 \cdot \varepsilon_0 \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，

ν_1：地域別補正係数　　ν_2：地盤別補正係数

ν_3：地形条件別補正係数　　ν_4：液状化補正係数

ε_0：基本地震時地盤ひずみ（＝1／100）

補正係数ν_1，ν_2は道路橋示方書耐震設計編に準拠し，表4および表5のように設定する。

地形条件別補正係数ν_3は，地中構造物の被害が，特に地形条件（地盤条件も含む）変化部に多いことを考慮して設けたものであり，表6のように与える。地盤条件の変化の度合は2地点間における地盤の固有周期差により与える。

液状化補正係数ν_4（図4参照）は液状化に伴う地盤の流動の影響を考慮するものである。なお，管路が埋設されている土層に直接液状化が生じない場合でも，当該の地点に液状化が発生する可能性がきわめて高い場合には，下水道管の埋設されている土層もこの影響を受けることが考えられるため，液状化補正係数ν_4を考慮することとする。

表4　地域別補正係数 ν_1

地域区分	A	B	C
補正係数ν_1	1.0	0.85	0.7

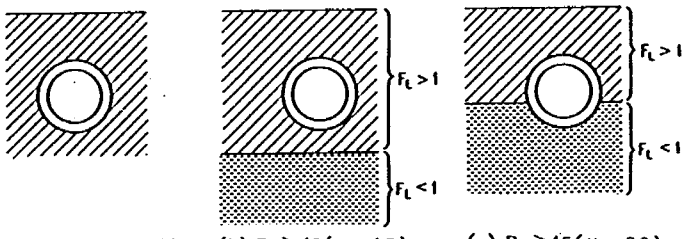
表5　地盤別補正係数 ν_2

地盤種別	1種	2種	3種	4種
補正係数ν_2	0.9	1.0	1.1	1.2

表6　地形条件別補正係数 ν_3

地形条件変化度	変化なし・小	変化中	変化大
補正係数ν_3	1.0	1.2	1.5

下水道管渠のように小口径の地中構造物では地震時に地盤に生じる縦断方向の伸縮変形の影響が支配的となる。地震時に地盤にひずみが生じる原因としては，地盤の不均一さ，波動伝播の影響等各種のものが挙げられるが，ここでは，これらを一括して耐震計算に考慮するものとし，基本地震時地盤ひずみを1／100とした。ここで，従来の実測結果によれば，地震時地盤ひずみは1／100よりもかなり小さいが，これらは中小地震から求められたものであり，過去の大地震時には地表面に亀裂等大きな変形を生じた事例があることを考慮して基本地震時地盤ひずみを1／100としたものである。



(a) $P_L<15(\nu_4=1.0)$　(b) $P_L\geqq15(\nu_4=1.5)$　(c) $P_L\geqq15(\nu_4=2.0)$

図4　液状化の度合いによる液状化補正係数ν_4の違い

4.2.4　耐震計算

下水道管の縦断方向に作用する地震力(P)および継手に生じる伸縮量($\Delta\ell$)は次式により算定する。

$$P = D \cdot \ell \cdot \tau_0 \quad \cdots\cdots (2)$$

$$\Delta\ell = \varepsilon_0 \cdot \ell \quad \cdots\cdots (3)$$

ここに，

D：下水道管の外周長

ℓ：下水道管の1エレメントの長さ

τ_0：下水道管の外周に作用する単位面積当りの摩擦力

ε_0：4.2.3に述べた地震時地盤ひずみ

一般に線状地中構造物の地震時作用力は地盤の変形状態を算定し，この変形を基に構造物の断面力を算定するが，ここでは地盤から構造物に最大限作用し得る力を算定し，この力により下水道管の設計を行うこととする。継手に生じる伸縮量は管路の縦断方向の地盤に生じるひずみが全て，継手の伸縮によって吸収されると考えて設定したものである。

4.2.5　周辺地盤の液状化の判定および対策

液状化の判定は液状化抵抗指数P_Lにより評価する。液状化に対する抵抗率F_L[5]は地盤のある深さにおける液状化程度を示しているが，地盤が液状化することによってうける被害は個々の深さの液状化というよりも，むしろ地盤全体としての液状化程度に左右される。このため液状化発生

の可能性をF_Lを深さ方向に加え合わせた液状化抵抗指数P_Lにより評価することとした。

下水道管の浮上りに対する検討は，P_Lが15を越えて，かつ管周辺地盤のF_Lが10以下の場合に実施することとする。

液状化対策は下水道管の浮上り安全率が10未満となった場合に実施するものとする。また，対策の実施例を収集して，その特徴等を整理する。

4.2.6　耐震設計上の構造細目

構造細目としては，1）構造変化部における継手の設置，2）継手伸縮量を吸収できる継手構造の使用，を規定することとする。

5. まとめ

本調査の結果，得られた結論は以下のとおりである。

1）下水道管路の地震被害は，主として，①地盤条件変化部，②構造物（人孔，ポンプ場，沈殿池等）取付け部，③液状化発生箇所，で発生する。

2）地震被害の特徴としては，①目地被害が多い，②陶管の被害率が高い，③小口径管の被害率が高い，④砂系統の地盤で被害率が高い，ことが指摘される。

3）地震時に下水道管路に作用する地震力は構造物との取付け部（剛結とした場合）等を除いて一般許容力以下である。

4）地盤条件急変部における地震時断面力は急変区間における地盤の固有周期差に比例して増加する。

5）人孔近傍の管路の被害特性は人孔接続部の亀裂・目地破損および人孔内への管路の突出等であり，被害箇所は人孔から10m以内に集中している。

以上をまとめると，下水道管路の耐震化対策として，i）管に過度の抜出しを防止する離脱防止装置を設ける，ii）地盤急変部および構造物取付け部においては可撓性の継手を設ける，iii）液状化発生の可能性が高い地域においては，受け口の容量を大きくするとともに，離脱防止装置をしっかりしたものとしておく，iv）陶管等振動に弱い材質の使用を極力押える，こと等が有効と考えられる。

なお，本調査の中では，安価で有効な下水道管路用離脱防止装置の開発，および，人孔とのとり合い構造に関する検討についてはできなかった。人孔の耐震化対策とも合わせて，今後の検討項目としたい。

〈参考文献〉

1）建設省土木研究所：下水道管路施設の耐震性に関する調査，土研資料，第2159号，1984年12月

2）建設省土木研究所：昭和58年日本海中部地震による下水道施設の被害調査――（その1）被害の特徴――，土研資料，第2244号，1985年3月

3）建設省土木研究所：昭和58年日本海中部地震による下水道施設の被害調査――（その2）被害状況写真集――，土研資料，第2237号，1985年3月

4）（社）日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説，1981年版

5）（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1980年5月

6）建設省土木研究所：1983年日本海中部地震災害調査報告，土木研究所報告，第165号，1985年3月

2．薬液注入工法の注入管理手法に関する調査

施工研究室　室　長　鳴津晃臣
研究員　塚田幸広
中田公基
下坪賢一

1．　まえがき

薬液注入工法は、薬液を注入して地盤を固結させることにより地盤の透水性を減少させ、または地盤の強度を増加させる工法である。この工法は、他の対策工法と比較して施工設備が小規模ですみ、さらに比較的簡易に施工できることから特に都市部でのシールド工法などによる下水道管路の設置に際して湧水防止、切羽の安定といった仮設的な目的で多く用いられている。また、薬液注入工法の使用件数の増大にともなって注入技術に関する研究・開発も各方面で行われており、安全性（無公害性）は勿論のこと、注入効果の向上を目指して各種の注入材料や注入工法が開発され実用化されている。しかし、薬液注入工法は、粘性土から砂レキにいたる様々の土質条件を対象とすることや各種の注入材料・注入工法が用いられているなどその注入条件が複雑多岐にわたる上に、注入材を地盤に圧入するという施工原理であるため、この工法によって得られた注入効果は一般にかなりのばらつきがあるとされている。すなわち、薬液注入工法の設計方法が未だ確立していない上に、注入効果の予測や確認といった施工管理が困難であるのが現状である。このように薬液注入工法に関して様々な課題が積残されているわけであるが、年間相当量の注入材を地盤に注入している現状からみて、特に注入効果確認などの施工管理手法の確立が不可欠であり、かつ早急に行う必要がある。そこで、本課題ではより合理的な注入効果の確認手法および予測手法を見出すべく昭和59年度より調査を実施している。

昨年度の調査においては、薬液注入工法の注入効果確認手法に関する既往資料の収集・整理を行い、各種の物理探査技術や土質調査方法の応用を検討した結果、電気比抵抗法およびサウンディング技術の応用が比較的有望であり、これらの手法の実施にあたっての概略的な手法を提案した。

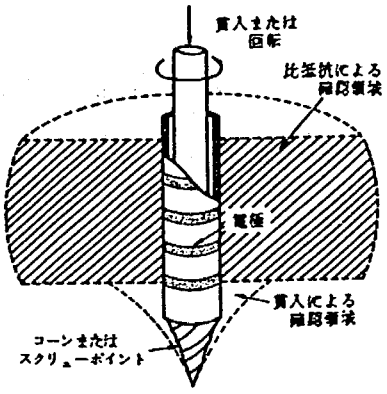
2．　調査目的

本調査は、薬液注入工法による注入効果（湧水防止、原位置土の強度増加など）をより確実なものにするための簡易な注入効果の確認手法および予測手法を見出すことを目的している。本年度は、昨年度提案した電気比抵抗法とサウンディング法を組み合わせた注入効果確認手法（図－１参照）のうち、後者のサウンディング法の注入効果確認法への適用性を調査するするため、室内試験により薬液の種類および強度の異なる数種の注入固結土の掘削・貫入抵抗特性（貫入速度、推力、回転トルクなどの特性）を把握することを目的としている。

3．　調査方法

3.1　注入効果確認手法の概要

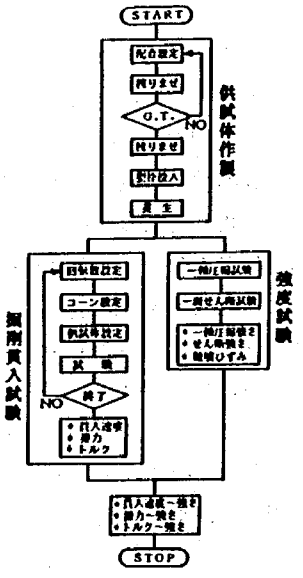
本調査では、薬液注入工法の注入効果を確認する手法として図－１に示すような電気比抵抗法とサウンディング手法とを組み合わせた方法を昨年度提案している。すなわち、この手法のうち電気比抵抗法に関しては、注入固結土が原位置地盤に比べて電気比抵抗値が１オーダから２オーダ小さいという特性に着目して電気比抵抗法により注入領域を推定するものであり、また、サウンディング法に関しては、注入固結土が原位置土と比較して一般的に強度が大きいという特性に着目したものである。これまでにもサウンディング法に関しては、オランダ式コーン貫入試験などの方法が検討・実施されてきたが、一般に試験対象の強度が高い場合には試験不能となるケースが多く、注入効果確認への適用に関して問題があるとされてきた。そこで本調査では先端コーンの掘削(切削)による方法を提案し、掘削時の貫入力（推力)、回転トルクおよび貫入速度などの情報をもとに注入領域を確認しようとするものである。本年度は、主にサウンデイング法の注入効果確認手法への適用性について調査を行なった。以下に、調査方法および調査結果について報告する。



図－１　注入効果確認手法の概要

3.2　注入固結土の切削・貫入抵抗に関する調査フロー

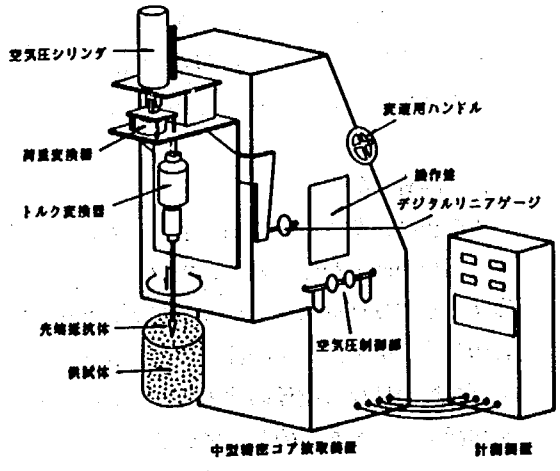
図－２には、サウンディング法の適用性を調査するための注入固結土の掘削･貫入抵抗に関する調査フローを示す。本調査は、フローに示すとおり① 注入固結土(供試体)の作製、② 掘削･貫入抵抗試験、③ 注入固結土の強度試験に大別される。さらに、調査では②の掘削・貫入抵抗試験から得られる貫入速度、推力、回転トルクなどのパラメータ相互の関係および③の注入固結土の強度試験から得られる一軸圧縮強さとの相関をとり調査結果の整理を行った。



図－２　調査フロー

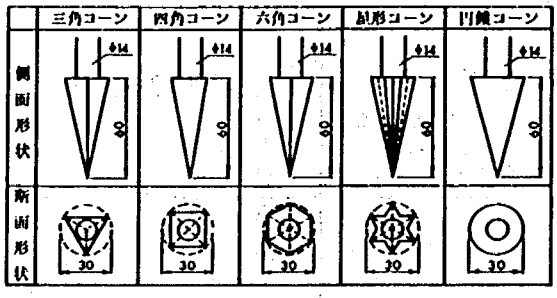
3.3　試験装置と先端抵抗体の概要

図－２には、掘削・貫入抵抗試験において用いた試験装置の概要を示す。本装置は、空気圧（推力）およびモータによりロッドを供試体に回転・貫入させることができる構造となっている。さらに、本装置には、推力を作用させる部分に荷重計、回転部にトルク計および降下部にデジタルリニアゲージが設置されており、供試体に先端抵抗体が



図－３　試験装置の概要

表－１　先端抵抗体の種類と形状



回転・貫入する際に作用する推力、回転トルク、および貫入量（貫入速度）を同時に自動計測できる。なお、回転数は80rpm～1000rpmの範囲で制御可能である。

表－１には、本試験において用いた先端抵抗体の種類と形状を示す。表に示すとおり先端抵抗体としては最大径30mm、高さ60mmの円錐を基準として、これを包絡面とする三角コーン、四角コーン、六角コーンおよび陵角を60°に削り込んで六角の星形断面にした星形コーンの計５種類のコーンを用いた。

3.3　試験供試体の作製条件および試験条件

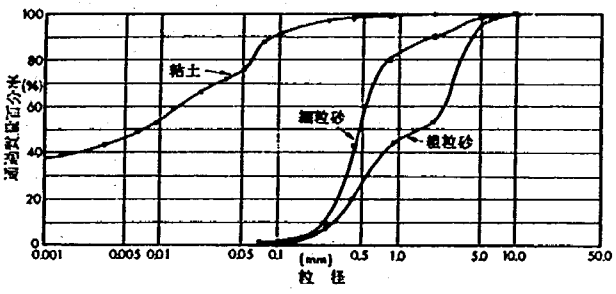
図－４には、本試験において注入固結物またはセメント固結土（混合処理土）を作製するのに用いた試料土の粒度分布を示す。すなわち、本試験では２種類の砂(粗粒砂、細粒砂)および１種類の粘性土を用いている。表－２には薬液の配合条件を示すが、今回の試験においては、薬液注入工法に一般的に用いられている薬液のうち、溶液型注入材として有機系（W_{11}，ゲル化時間約30分)、また懸濁液型注入材としてＬＷ(ゲル化時間約3分)を用いた。また、セメント混合処理土については、試料粘性土の湿潤重量に対してセメントを5%、10%添加する２種類の配合条件（養生日数７日間）を設定している。

表－３には、供試体とする注入固結物の種類と断面図を示すが、本試験おける供試体は単一供試体と互層供試体（深さ方向に２～３層の互層状態の供試体）に大別される。なお、試験では単一供試体を主体に注入固結物に関する掘削・貫入抵抗特性に関するデータを収集し、互層供試体はこれら単一供試体から得られた特性を確認するためのものである。表－４は、表－３に示した供試体と表－１に示した先端抵抗体の組合せを示している。なお、本試験では、多くの条件の組合せが考え

表－２　薬液の配合

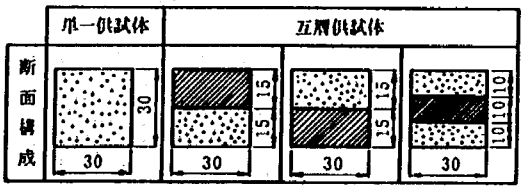
200ℓ当り

固化材料 ＼ 固化材	A 液		B 液				備考
	3号水ガラス	水	セメント	水	グレオキザール	エチレンカーボネイト	
ＬＷ	50ℓ	50ℓ	35kg	89ℓ	—	—	ゲル化時間 1'30"（21℃）
W_{11}	70ℓ	30ℓ	—	—	17ℓ	2.4kg	28'～32'（13.5～14℃）



図－４　試料土の粒度分布

表－３　供試体の種類



表－４　試験条件の組合せ

	単一供試体				互層供試体	備考
	砂	W_{11}	ＬＷ	セメント		
三角	◎	◎	◎	◎	◎	回転数は主に80rpmに設定
四角	◎	◎	－	◎	－	
六角	◎	◎	－	◎	－	
星形	◎	◎	◎	◎	－	
円錐	◎	◎	－	◎	◎	

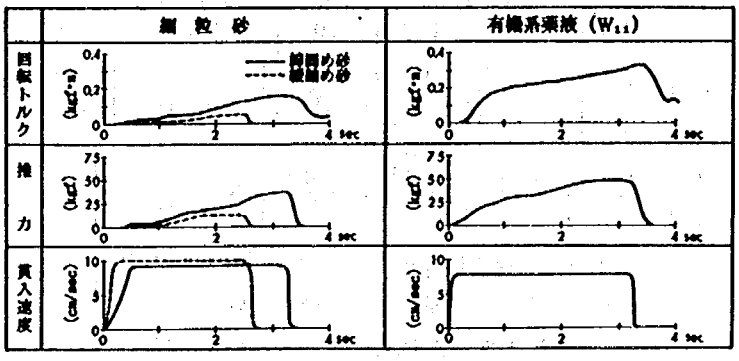
られるが、先端抵抗体が三角コーン、回転数が80rpmの試験条件を主体とし、以下の調査結果においては、主に、この条件(三角コーン、80rpm)の結果について報告する。

4．　調査結果

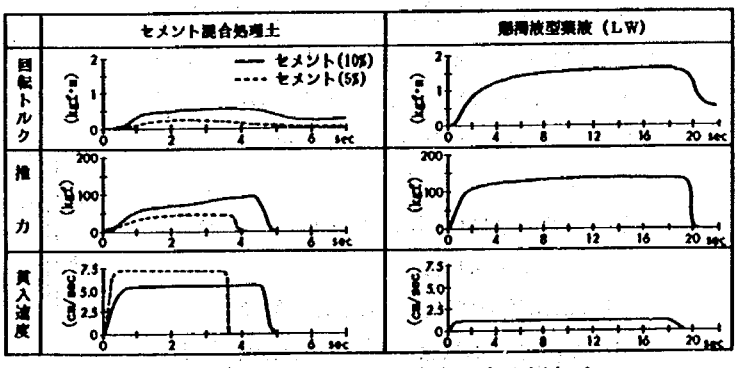
4.1単一供試体における試験結果

4.1.1 掘削・貫入抵抗試験実測例

掘削・貫入抵抗試験における各種単一供試体に対する代表的な測定例を図－５および図－６に示す。図－５には、細粒砂(緩詰め状態、締固め状態)および溶液型有機系薬液（W_{11}）固結供試体における実測例を、また図－６にはセメント固結土(セメント添加率5%,10%)と懸濁液型薬液（ＬＷ）固結物における実測例を示している。これらの図において、推力、回転トルクについては、砂の緩詰め状態、砂の締固め状態、W_{11}、セメント固結土(5%添加)、セメント固結土(10%添加)、ＬＷの順に最大値が大きくなっており、それに対応して貫入速度が小さくなっていることがわかる。まず、回転トルクに関しては、締固めた砂の状態において0.2kgf･m程度であるのに対して、W_{11}の場合は0.4kgf･mとあまり顕著な差は認められないが、ＬＷの場合では1.5kgf･mと１オーダの増加が認められる。次に、推力について比較してみると、回転トルクと同様の傾向が認められ、締固めた砂の場合約25kgfであるのに対して、ＬＷの場合は約100kgfの推力が測定されている。また、貫入速度に関しても上記の回転トルクおよび推力と同様に各種供試体の差違を明らかにできた。以上、実測値から判断すると回転トルク、推力および貫入速度などのパラメータは未固結の砂と注入固結物判別(識別)に対して有力な情報となるものと考えられる。



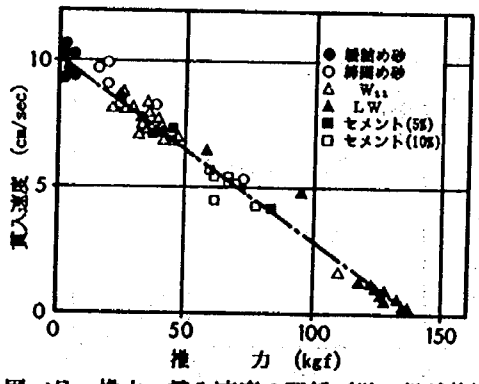
図－５　回転トルク、推力、貫入速度の実測例(１)
(細粒砂、W_{11}　単一供試体)



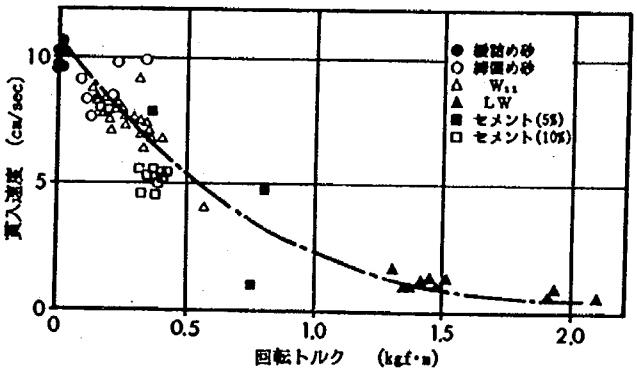
図－６　回転トルク、推力、貫入速度の実測例(２)
(セメント混合処理土、ＬＷ　単一供試体)

4.1.2 貫入速度、推力、回転トルクの相関

図－７、図－８、図－９には、先端抵抗体を単一供試体に回転･貫入させた時の測定結果をまとめ推力～貫入速度、回転トルク～貫入速度、推力～回転トルクの関係に整理してそれらのパラメータの相関をみたものである。これらの図より、各パラメータとも比較的良い相関関係にあるが、特に推力と貫入速度の関係については供試体の条件(薬液の種類など)にあまり影響されず良い相関が

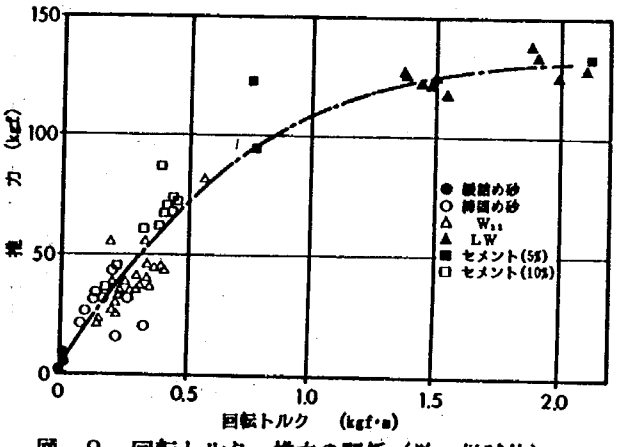


図－7　推力～貫入速度の関係（単一供試体）



図－8　回転トルク～貫入速度の関係（単一供試体）

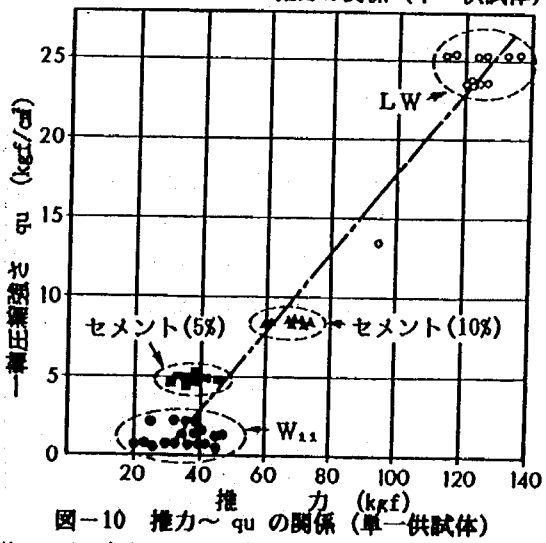
認められる。さらに、この推力～貫入速度関係において供試体作製時の影響による固結状態（強度）に起因して各条件における供試体の測定値に若干のばらつきはあるものの各条件における分布は比較的ある範囲に集中する（強度の識別が可能である）傾向が認められる。また、これの結果は図－１０に示す推力～quの関係とも対応する。すなわち、これらの相関から判断すると、回転トルク、推力または貫入速度などのパラメータは、注入していない原位置未固結砂層と注入固結物を判別する際の有力な情報であり、実際にサウンディング法による注入管理機器または手法を検討する場合、貫入速度、推力の測定は不可欠であると考えられる。



図－9　回転トルク～推力の関係（単一供試体）

4.1.3　推力、貫入速度と強度の関係

図－１０、図－１１は、上記に述べた推力、貫入速度に着目して単一供試体を三角コーンで掘削・貫入させた際の推力、貫入速度と供試体の一軸圧縮強さとの相関を示したものである。これらの図より、まず推力と一軸圧縮強さとの間には比較的強い相関が認められ、W₁₁、セメント固結土(5%)、セメント固結土(10%)、およびＬＷなど各種固結土の識別が可能である。また、貫入速度に関しても推力と同様のことが言えそうである。すなわち、この一軸圧縮強さとの関係において、本調査で検討しているコーン回転貫入によるサウンディング法によると一軸圧縮強さ20kgf/cm程度の固結物への適応が可能であること、推力ならびに貫入速度の測定によ

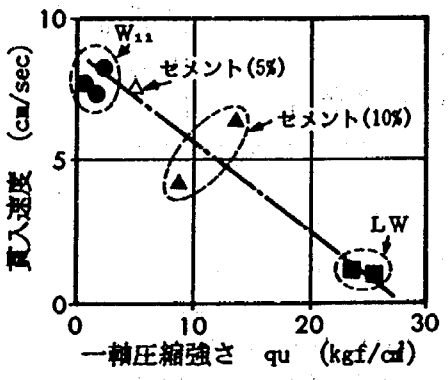


図－10　推力～ qu の関係（単一供試体）

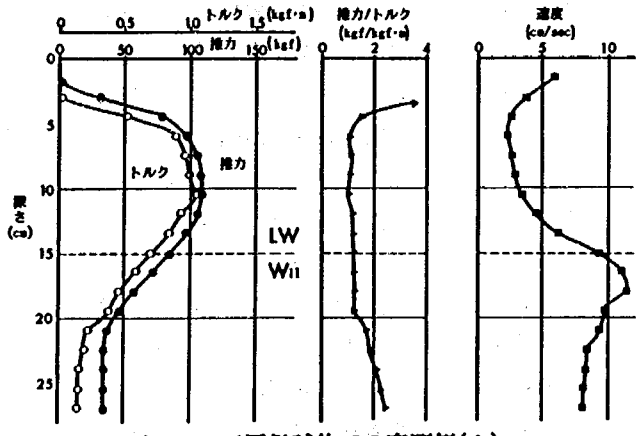
って注入固結物の判別が可能であるなどの点が確認された。

4.2　互層供試体における試験結果

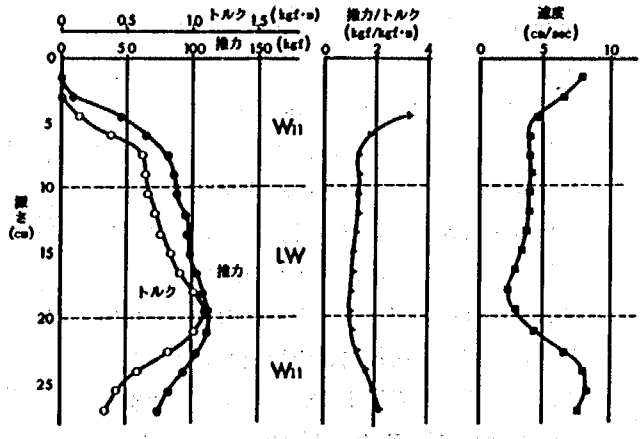
図－１２には、２層構成の互層供試体においてロッドを回転貫入させた場合の深さ方向に対する推力、推力／回転トルクおよび貫入速度の測定例を示す。この図より、推力、貫入速度というパラメータは先の単一供試体における結果と同様に各層の強さに対応して変化しており、特に貫入速度に関して顕著な差違が認められる。また、図－１３には、３層構成の互層供試体においてロッドを回転貫入させた場合測定例を示す。この図より、推力、貫入速度は先の単一供試体および２層構成互層供試体における結果と同様に各層の強さに対応して変化しているが、コーン高さが6cmに対して層厚10cmと比較的層厚が薄かったため２層供試体ほど顕著に差違は認められない。



図－11　貫入速度～ qu の関係(単一供試体)



図－12　互層供試体での実測例(１)
(２層条件)



図－13　互層供試体での実測例(２)
(３層条件)

5．　今後の問題点

今回の調査の結果、ロッド回転によるサウンディング法は緩い砂から比較的強度の大きい固結土（20kgf/cm程度）まで広範囲にわたり適用可能であるとともに、掘削・貫入時の推力、貫入速度などは本手法を検討する場合の重要なパラメータであることが確認された。

そこで、今後は、サウンディング法の測定深さの限界の把握、測定精度の向上(周面抵抗の消去)に関する試験を行うとともに、電気比抵抗法の適用性関する試験(測定方法など)を行い、両手法を組み合わせた試作機の検討を進めて行きたいと考えている。

3．都市排水計画手法に関する調査

総合治水研究室　室　長　山本晃一
研究員　鎌田照章
中島輝雄

1. はじめに

近年，都市域における重要な問題の一つに都市排水が挙げられる。都市排水の問題点としては，都市及び都市周辺部における無秩序な開発に伴う雨水流出量の増大，都市中小河川の整備率の低さ，並びに都市排水を受け持つ河川・下水道の計画面，事業進捗面の不整合等である。特に都市排水の両輪とも言える河川と下水道においては，両者の間に排水能力のアンバランスが生じていることが多く，河川流下能力不足に伴う下水道吐口縮小による排水調整が計られている。また，都市域では，小規模な降雨によって，河川からの外水氾濫が生じることも多く，下水道整備区域においても計画対象降雨規模以下の降雨により，内水氾濫を生じている地域が多々見受けられる。このような都市における浸水は，大河川における浸水とは違い，局地的なものであるが氾濫域内に多くの生活施設を含んでおり，都市機能の一時的な麻痺を引き起こす可能性は十分有るものと思われる。さらに，現在では大都市地域において上述のような問題が生じているだけだが，今後は地方中核都市においても同様の問題が生じるものと予想され，早急に河川と下水道を一体とした都市総合排水計画を策定する必要がある。

2. 調査目的

都市の総合排水計画を策定していくためには，河川・下水道両計画論の整合の他，事業財政，都市施設としての都市計画との調整等数多くの検討を必要とするが，本年度は本調査の初年度であり基礎調査として，河川（中小河川），下水道における流量計画などの相違点を把握すると共に，施設計画による河川，下水道の施設断面の違いを明らかにしようとしたものである。

3. 調査結果

3.1 計画論による河川・下水道の相違

河川計画及び下水道計画における計画論については，それぞれ「河川砂防技術基準（昭和51年）」「下水道施設設計指針と解説（昭和17年）」に示されている。ここでは，河川・下水道の流量計画の相違点がどのような所にあるのかを現在の両計画のマニュアルを用いて，比較検討を行うと共に，両計画がどのような変遷をたどって現在のものになったかを文献調査により把握した。表－1に現計画における河川・下水道計画の総括表を示す。

1）計画規模

河川と下水道の計画規模は，両計画の目的の相違により大きく異なった規模となっている。まず

河川においては，その目的が「洪水，高潮等による災害の発生が防止され，……（中略）……，国土の保全と開発に寄与し，もって公共の安全を保持し，かつ公共の福祉を増進することを目的とする。」ものと河川法に規定されている。

また，河川は流域面積も大きく，一度氾濫を生じた場合，流域及びその周辺地域に与える影響も少なくないため，一般に計画規模としては，下水道計画に比べ相当大きなものとなっており，都市河川においては，50～100年確率，一般河川で10～50年確立の範囲の中で地域の重要度に応じ規模を決定するものとしている。

一方，下水道の目的が公共用水域の水質保全以外に，「都市の健全な発達及び公衆衛生の向上に寄与する」ことと下水道法に規定しており，基礎的な都市施設として位置付けられるため，都市生活におけるシビル・ミニマムとしての計画規模であると考えられる。そのため，規模としては，5～10年確率となっている。

2) 雨水流出量算定式

現在の河川計画においては，上流に洪水調節計画が無く，かつ流域，河道に貯留現象がほとんど存在しないか，または貯留現象を考慮する必要が無い河川においては，下水道計画と同様に雨水流出量算定式には，合理式を用いることとなっている。

河川計画において合理式が用いられた時期は明確ではなく，昭和初期に，合理式を文献に見ることができ，戦前においても使用されていたものと思われるが，中小河川の事業が昭和30年頃から多く始められており，その前後に数多くの河川において合理式が用いられたものと思われる。一方，下水道計画では，最初ブリックス，ビルクリ一式などの実験式が使用されており，昭和39年の「下水道施設基準解説」では，合理式と実験式を同等の扱いとし，どちらを用いても良いとしている。合理式を雨水流出量算定式としたのは，現マニュアルからで「計画対象地域の都市計画や降

表－1　河川計画・下水道計画総括表

項目	中小河川計画	下水道計画
計画規模	都市河川で50～100年 一般河川では重要度に応じて10～50年もしくは10年以下	5～10年を原則
雨水流出量算定式	合理式 $Q_p=1/3.6 \cdot f \cdot R \cdot A$ f：流出係数 R：洪水到達時間内降雨強度（mm/hr） A：流域面積（km²）	合理式（但し、充分な実績に基づいて検討を加えた場合は実験式でもよい） $Q_p=1/360 \cdot C \cdot I \cdot A$ C：流出係数 I：流達時間内降雨強度（mm/hr） A：流域面積（ha）
降雨強度 流達時間	到達時間＝流入時間＋流下時間 ・流入時間（上流2km²） 下水道整備区域　30分 ・流下時間 一般には Kraven式を使う T＝L／W L：流路長 W：洪水流出速度	流達時間＝流入時間＋流下時間 ・流入時間 最小単位排水区の特性を把握し，以下の算式によって求めることが原則 1) カーペイ式 $t_1=(2/3 \cdot 3.28 \cdot l \cdot n/s^{0.5})^{0.467}$ 2) 末石式 $t_1=\{n_e \cdot l/(S^{1/2} \cdot I^{2/3})\}^{3/5}$ l：斜面距離（m），S：斜面勾配 n：粗度係数に類似の遅滞係数 n_e：最小単位排水区の等価粗度係数 I：設計降雨強度 従来，慣用されている流入時間の標準値

I	W
1/100以下	3.5m/s
1/100～1/200	3.0m/s
1/200以上	2.1m/s

人口密度大きい区域	5分
人口密度小さい区域	10分
幹線	5分
枝線	7～10分
平均	7分

・流下時間
管渠区間毎の距離と計画流量に対する流速から求めた区間毎の流下時間を合計する（平均流速は最大3m/s，最少0.8m/sの範囲にする）

流出係数	標準値	工種別基礎流出係数と工種構成から，総括流出係数を求める $C=\sum_{i=1}^{m} Ci \cdot Ai / \sum_{i=1}^{m} Ai$ Ci：工種別流出係数 Ai：i種の総面積 m：工種の数

土地利用	流出係数
密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑，原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

工種別基礎流出係数

工種	流出係数
屋根	0.85～0.95
道路	0.80～0.90
その他の不浸透面	0.75～0.85
水面	1.0
間地	0.10～0.30
芝樹木の多い公園	0.05～0.25
勾配のゆるい山地	0.20～0.40
勾配のきつい山地	0.40～0.60

雨特性を的確に計算過程の中に組み込んでおり，絶対的ではないが，現時点では最大雨水流出量の算定に適している」と評価がなされている。

3) 諸 定 数

2) の雨水流出量算定式で述べたように，両計画の考え方による違いが最もはっきりしているものに，計画流量を算定するための流達時間，流出係数，施設設計の粗度係数，余裕高(量) 等の諸定数が有る。

流達時間についてみると，流達時間が対象とする降雨強度を決定しているので，流達時間の算定如何により降雨強度が大きく異なってくる。流達時間として両計画共，斜面上を流れる時間である流入時間と川，下水管内を流れる流下時間を合計したものと考えている。流入時間の算定について，河川計画では上流 2 ㎢ において下水道整備区域一律 30 分としている。それに対し，下水道計画は上流に後背地を持つ場合，カペーイ式，末石式を用いることとしており，通常は従来の標準値（5～10 分）を使用している。一方，流下時間に関して，河川は Kraven 式が用いられており流路勾配によって流速が一義的に決められた形となっている。下水道では，下水管渠の区間毎に流速を仮定し流下時間を求めるものとしている。

また，計画流量算定に最も係わり合いが深い流出係数は，河川が土地利用毎に標準値を設定し，土地利用毎の流出係数を用いるのに対し，下水道では屋根，道路等の工種別の流出係数が設定され，これより対象地区の総括流出係数を求めるものとしており，河川の流出係数に比べ子細な流出係数を用いている。この違いとしては，河川が線的整備であり，個々の工種より出てくる流量は最終的には河川に入るものとして総降雨量の何割が入るのかが必要であるのに対し，下水道では面整備であるため，工種毎に最大どの程度の割合が下水管に入ってくるかを必要としているためである。

そのため，河川計画では流出係数を流出率と同じ考え方で用いており，総降雨量に対する総流出量の比としているのに対し，下水道計画では洪水到達時間内の平均降雨強度に対するピーク流量の比と考えられている。このような考え方は，河川においては昭和 8 年の物部による「水理学」に初めて出ており，その時には主に地形特性による流出係数という感が強いが，現在まで流出係数の考え方は踏襲されてきている。一方，下水道においては，大正より昭和40年代後半までは主に河川と同様な考え方であり，地区別の流出係数を用いていることが多く，現在の考え方は昭和47年から始まっている。

施設計画における諸定数として粗度係数については，河川では表－2 に示す粗度係数が用いられているのに対し，下水道では粗度係数はマニング式では $n=0.015$，クッター式では $n=0.013$ を用いることとしている。但し，昭和59年よりマニング，クッター式共 n は 0.013 に統一された。この粗度係数の違いは，例えば同じ計画流量に対し河川と下水道により計画された断面は大きく異なり，下水道計画の断面より河川の断面は 5 割以上大きくなる傾向となる。

表－2 河川で用いる粗度係数

一 般 河 道	0.030~0.035
急流河川及び河幅が広く水深の浅い河川	0.040~0.050
護 岸 張 河 道	0.035
三 面 張 水 路	0.025
河 川 ト ン ネ ル	0.023

余裕高(量) として，河川では堤防よりの越水を生じさせないことが前提であるため，計画高水位に余裕高を見込んでいる。余裕高は計画高水量により決められており最低 0.6 m 程度とるこ

ととなっている。しかし，下水道においては，余裕量としては汚水のみの考え方はあるものの，雨水に対しては余裕量は見込まないとしている。但し，管渠断面積の決定時に，矩形渠では内のり高の9割水深で断面を算定することとしており，これを余裕と見ることができる。

3.2　実態に見る河川・下水道計画の相違

以上のように計画論においては，上記のような違いが生じていたが，古くから下水道整備が行われている東京都，名古屋市，大阪市における河川計画と下水道計画の実態調査の結果によると，表－3のごとくなる。

表－3　河川計画・下水道計画の実態

都市名 / 項目	東京都(区部)		名古屋市		大阪市	
	河　川	下水道	河　川	下水道	河　川	下水道
雨水流出量算定式	合理式	合理式	合理式	合理式 ブリックス式 ビルグリ式	合理式	ブリックス式
計画規模 計画降雨	1/3 50mm/hr	1/3.2 50mm/hr	1/5 50mm/hr	1/5以下 50mm/hr	既往最大降雨 時間最大62.9mm/hr	1/12 60mm/hr
流出係数	0.8	0.6	市街化区域 0.9 市街化調整区域 0.8 緑地 0.6	0.6	0.8	低地0.5 高地0.6
流入時間	2km² 30分	5分		10～15分	外水区域 30分 内水区域 7分	——
その他		合流管では計画汚水量の2割増し	到達時間が1時間未満では降雨は1時間雨量を用いる	実験式の場合計画雨水量は算定した雨水量の3～5割増し	内水区域からの河道への計画流出量は下水ポンプ排水量	

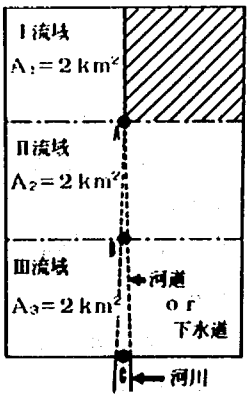
雨水流出量算定式は，名古屋市の一部下水道，大阪市の下水道を除いて合理式を採用している。名古屋市においては，新しく計画する地域における雨水流出量算定は合理式を用いており，古くからの整備地域では，実験式によっている。ただし，計画の見直しの時には，実験式を用いている地域においては，実験式の性格上合理式よりも小さく出るため，合理式による地区と整合を図るため計画雨水量は，実験式による雨水流出量を1.3～1.5倍としている。

計画規模としては，三地域共河川・下水道の規模は等しくなっている。これは河川の場合，計画規模が大きく改修に長期間を必要とし，計画達成のめどがつかないこと等より，計画規模を落した暫定計画を当面の目標としたためである。

流出係数については，三地域とも河川の流出係数に比べ下水道の流出係数は低い値を採用しており流出係数に対する考え方の相違が表われている。

3.3　モデル計算による施設の相違

このような違いを持つ両計画により施設を設計した場合，施設の違いがどの程度生じるかをモデル流域を用いて検討した。モデル流域としては，図－1に示すような矩形流域で流域内の土地利用を一様なものと想定した。流域の勾配は，表－4に示す勾配とし，低平な流域とそれとは逆に勾配のきつい流域，並びにその中間的な流域における施設の違いを検討した。



図－1　モデル流域図

設計条件としては，計画規模を河川・下水道とも同一の3年確率とし，計画降雨は東京都における河川計画，下水道計画に用いられている降雨強度式より与えた。また流出係数については，流域内の土地利用を埼玉県所沢市を例に下水道で0.6，河川で0.8とした。両計画の設計条件をまとめると表－5の通りである。以下に検討結果を示す。

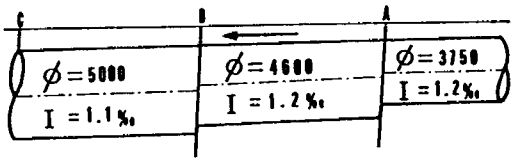
施設計画における河川・下水道の断面は，図－2に示すものとなった。下水道の場合，流入時間を一定と仮定しているため，管渠断面は地形勾配によらず同一のものとなる（縦断形は多少異なる）。地点A，B，Cの各断面は，A点で径3,750㎜，断面積11.0㎡，B点で径4,600㎜，断面積16.6㎡，C点で径5,000㎜の断面積19.6㎡になるのに対し，河川では，流域の地形勾配によって，断面形状が違い（図－2(b)），A～B間の断面では，ケース1が$h=2.0$ m，$A=18.8$ ㎡，ケース2で$h=3.1$ m，$A=28.1$ ㎡，ケース3で$h=4.9$ m，$A=41.8$ ㎡，B～C間でそれぞれ断面積は24.8㎡，37.4㎡，56.5㎡と大きく異なっている（但し，河川の場合は，通常既存の川幅，勾配等を参考として決められるのが一般的であるが，本検討においては新規に河川を作るものとしているため，現実の河川断面とはかなり異なるものと考えられ，理想的な河川断面となっている）。河川と下水道を比べてみると，同一の流域で施設計画をしたにもかかわらず，暗渠，開渠の差は有るものの施設規模において相当な違いが生じている。この違いを流出量算定と，施設断面算定に分けて検討する。

表－4　地形勾配

ケース ＼ 勾配	縦断勾配	横断勾配
1	1/300	1/100
2	1/1000	1/500
3	1/3000	1/1000

表－5　両計画設計条件

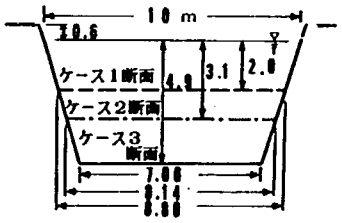
河川計画	下水道計画
$Q=1/3.6f\cdot R\cdot A$ $f=0.8$ $R=1100/(t^{2/3}+6.5)$ t＝流入時間（30分） ＋流下時間（L/W） $W=2.1$m/s 粗度係数 $n=0.025$ （コンクリート三面張） 断面形状 のり勾配　3分 川幅　$B=0.5Q^{0.75}$	$Q=1/3.6C\cdot I\cdot A$ $C=0.6$ $I=5000/(t+40)$ t＝流入時間（7分） ＋流下時間（L/V） $V=1.5$m/s 粗度係数 $n=0.013$ （コンクリート管） 断面形状 円形管



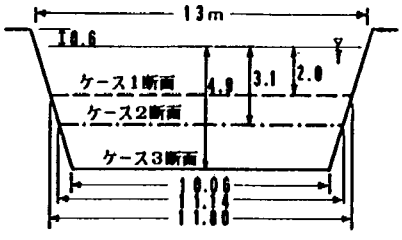
図－2(a)　下水道施設図

1）流出量算定による違い

河川・下水道とも合理式を用いて雨水流出量を算出したが，すでにこの段階において大きな違いが生じており，設計諸元の相違が表われている。表－6に両計画の設計諸元を示す。同表より明らかなように，河川・下水道計画における流出量の相違は流出係数によるものが大であると言える。流出係数における河川と下水道では，本検討の場合，河川の方が下水道に比べ33％程度増加しており，この増加分が流量に与える影響は同一の降雨強度である場合，下水道に比べ河川流出量は25％増加することとなる。降雨強度では，河川の流達時間が下水道に比べ，少し大きいため9％程度降雨強度は小さくなる（但し，流達時間が1時間以上である場合には，降雨強度式にもよるが，相対的に河川の降雨強度の方が大きくなる）。このような違いにより，各地点における流量は，20％程度河川が大きな値となる。



A～B間断面



B～C間断面

図－2(b)　河川施設図

2）断面算定による違い

施設断面は，河川・下水道計画いずれの場合でもマニング

式により算定しているが，粗度係数の違いにより断面積は，図－1に示す最下流端（C点）で見た場合，同様な勾配であるケース2においても，河川は下水道施設断面の2倍弱の大きさになる。

表－6　流量算定結果比較

		河川計画	下水道計画	相違率（河川／下水道）
算定計画流量 (m^3/s)	A点	30.26	24.15	1.253
	B点	54.92	44.46	1.236
	C点	75.84	61.73	1.229
流出係数		0.8	0.6	1.333
降雨強度 (mm/hr)	A点	68.09	72.46	0.940
	B点	61.79	66.67	0.927
	C点	56.88	61.73	0.921
流達時間 (分)	A点	30	29	—
	B点	38	36	—
	C点	46	41	—

表－7　施設断面算定比較

		河川計画			下水道計画	相違率（河川／下水道）		
		ﾀｲﾌﾟ1	ﾀｲﾌﾟ2	ﾀｲﾌﾟ3		ﾀｲﾌﾟ1	ﾀｲﾌﾟ2	ﾀｲﾌﾟ3
粗度係数		0.025			0.013	1.92		
断面積 (m^2)	A～B	18.8	28.1	41.8	16.6	1.13	1.62	2.52
	B～C	24.8	37.4	56.5	19.6	1.26	1.91	2.88

4. 今後の問題点

以上，示したように，河川と下水道では，同じ雨水排水を行うにしても，同一規模以上であれば計画流量で2割，断面ではほぼ2倍程度河川が大きくなるという結果を得たが，これは計画論だけの結果であり事業の進捗状況によって大きく異なってくる。近年の社会経済状況を考えると，河川改修が早急に達成されることは考えられず，今後とも河川と下水道の不整合が生じることは十分予想できる。現計画の問題点（特に河川）を列挙すると次の通りである。

- 中小都市河川の目的と大河川の目的とは，おのずから異なったものであり，大河川と違った計画論，定数のとり方があっても良いのではないか。
- 下水道においては計画目標年次が立てられているのに対し，河川では目標年次が明確ではない。
- 流出係数のとり方が河川・下水道で異なっており，合理式を用いる場合，ピーク流出係数をとる必要がある。
- 粗度係数が断面計画に与える影響は相当であり，用いる粗度係数の検討を行う必要がある。

5. おわりに

都市における河川・下水道を一体とした雨水排除計画を策定していくには，両計画論をどのように整合させるかの他に，事業を実施のための財政計画の整合を計ることも必要である。さらに今後，河川事業が下水道や住宅などと調整を行っていく上では，都市計画の中で河川をどのように位置付けるかが大きな課題となろう。今後，これらの問題を実証的に調査し，また，外水・内水の計画規模はどの程度であるべきかを流域地形の違いを考慮しながら検討を行い，都市排水計画のあり方を示していく予定である。

4．臭気と脱臭方法に関する調査

化学研究室　室　長　森　芳徳
主任研究員　片脇　清
守屋　進

1．まえがき

終末処理場等，下水道施設における臭気対策のより一層の充実が求められているが，従来から行われている薬液洗浄法，燃焼法，酸化法や吸着法等の脱臭方法では十分な脱臭効果が得られないため，近年，これら従来からの脱臭方法では困難であった低濃度臭気の脱臭方法として，新たに開発された気相用の活性炭を組み合せる方法が行われるようになって来た。しかしながら，処理場毎に発生する臭気成分や組成，濃度や量が異なっているにもかかわらず，気相用活性炭に関する品質規格はなく脱臭性能も十分に把握されておらず，必ずしも適切な活性炭の使用がなされていないのが現状である。

このため，脱臭に用いられる気相用活性炭の脱臭性能評価試験法を定めることによって活性炭の脱臭性能を把握し，活性炭の合理的な利用をはかることが必要である。

2．調査目的

前年度までに，代表的な酸性臭気成分である硫化水素，硫化メチル，二硫化ジメチル及びメチルメルカプタンのFPDガスクロマトグラフによる低濃度域の分析精度に関する検討及び代表的塩基性ガスであるアンモニアガスの補集方法とアンモニウムイオンの分析法の検討を行なった。次いで，硫化水素ガス及びアンモニアガスを用いて市販されている気相用活性炭の脱臭性能に関する実験的な検討を行ない，これら検討結果に基づいて酸性ガス用及び塩基性ガス用活性炭の脱臭性能評価試験法（案）の提案を行った。

本年度は，最終年度であり各種活性炭の品質（物性値）を調べることによって活性炭の脱臭性能を明らかにし，活性炭の物性値と脱臭性能の関係を把握することを目的とする。

3．調査方法

3.1　活性炭の表面物性の調査

3.1.1　比表面積の測定

活性炭の表面物性を示すものとして各種活性炭の比表面積を測った。すなわち，250℃において真空度0.05 Torrで15時間脱気した活性炭に窒素ガスを吸着させるBET法によって活性炭の比表面積を求めた。

3.1.2　細孔容積及び細孔分布の測定

活性炭の表面物性を示すもう一つの指標として各種活性炭の細孔容積及び細孔分布を水銀圧入

法で測った。すなわち，比表面積の測定と同様に250°Cにおいて真空度0.05 Torrで15時間脱気した活性炭に水銀を0～200 kg/cm²まで加圧して含浸させて活性炭の細孔容積と細孔分布を求めた。

3.2 活性炭の粉末X線回折

各種活性炭を振動ミルで微粉末にし，表－1の測定条件で粉末X線回折を行った。

3.3 活性炭の電子顕微鏡観察

脱気した活性炭にエポキシ樹脂を含浸硬化させ，活性炭の断面を切り出し，鏡面まで研磨して，カーボン蒸着を行ない日本電子㈱製のJCXA-733型電子顕微鏡で活性炭断面の走査電子像の観察を行った。

4. 調査結果

4.1 活性炭の表面物性と脱臭性能

各試験に用いた活性炭の諸性状を表－2に示す。

各活性炭の比表面積と細孔容積の測定結果と，前年度までに提案した酸性ガス用及び塩基性ガス用活性炭の脱臭性能評価試験法(案)に基づいて試験した30°Cにおける破過時間と吸着量の測定結果を表－3に示す。

さらに，表－3の結果より，比表面積と破過時間及び吸着量の関係を図－1，2に，細孔容積と破過時間及び吸着量の関係を図－3，4に示す。

表－1 粉末X線回折の測定条件

管　球(フィルタ)	Cu (Ni)
電　圧	40 kV
電　流	30 mA
フルスケール	2,000 cps
スキャニングスピード	4°/min
チャートスピード	40mm/min
タイムコンスタント	1 sec
スリット	DS 1° SS 0.3

表－2 活性炭の諸性状

活性炭	適用ガス	原　料	添着の有無	形　状	粒　度	乾燥減量	充填密度(g/l)	硬さ(%)	強熱成分(%)
A-1		石　炭	無	破砕状粒状炭	3～8メッシュ				≦5
C-1	酸性ガス		有	ペレット状	4～6メッシュ		430	95	
C-2	塩基性ガス		〃	〃	〃		730	〃	
D-1		ヤシガラ	無	粒状破砕炭	4～8メッシュ	≦5%	350～470	≧90	≦5
E-1		ヤシガラ	無		4～10メッシュ		460～520	≧98	
F-1	悪　臭	石　炭	無	球状成型炭	3～7メッシュ		550～650		≦7
F-2	低分子ガス	ヤシガラ	〃	〃	4～8メッシュ		400～450		≦2
F-4	酸性ガス	〃	有	破砕状	〃		600～700		
F-5	硫化水素等	〃	無	〃	〃		450～550		
G-1	悪　臭			破砕状	4～8メッシュ		450	96	
H-1	硫化水素		有	造　粒			540	≧90	
I-1	悪　臭	石　炭	無	破砕状粒状炭	0.59～2.38mm	2.0%	430	81	8.0
J-1			無						
J-2			〃						

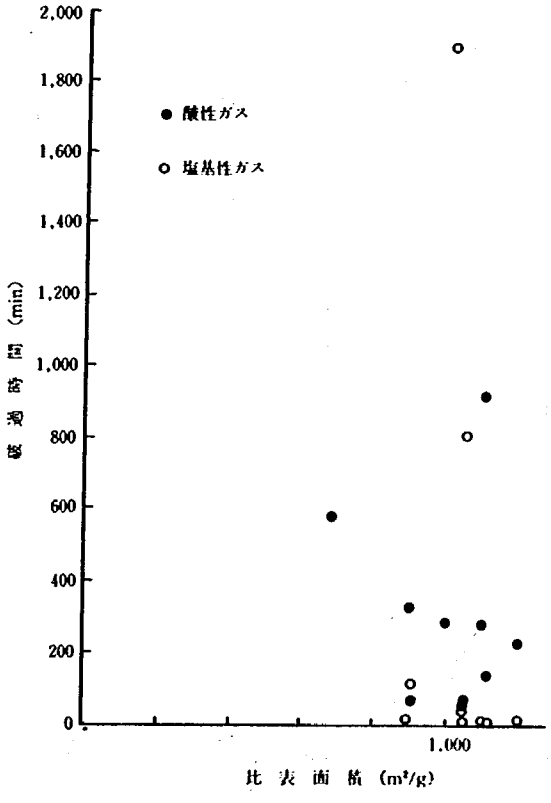
また，脱臭性能のすぐれている活性炭C－2とF－4，劣る活性炭D－1とJ－2の細孔分布の測定結果を図－5に示す。

比表面積と破過時間及び吸着量と，細孔容積と破過時間及び吸着量の間には，酸性ガス，塩基性ガス共に何ら相関関係はない。また，脱臭性能のすぐれている活性炭と劣る活性炭の細孔分布にもほとんど違いはない。

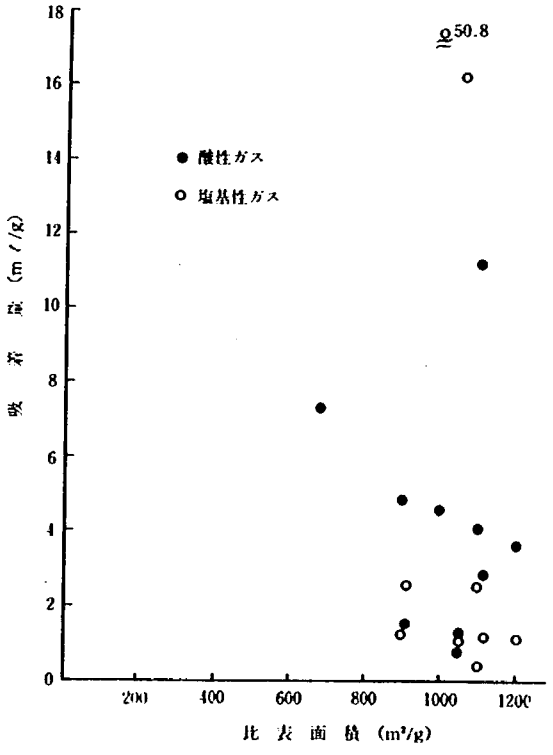
すなわち，一般に物理吸着のみの活性炭では比表面積の大きいほど，また細孔容積の大きいほど脱臭性能は良いと考えられるが，本調査で試験した14種類の活性炭にはこのような傾向は見られなかった。これは，活性炭が物理吸着だけでなく，添着成分による化学吸着も行なっているためではないかと考えられる。

表－3　活性炭の表面物性と脱臭性能

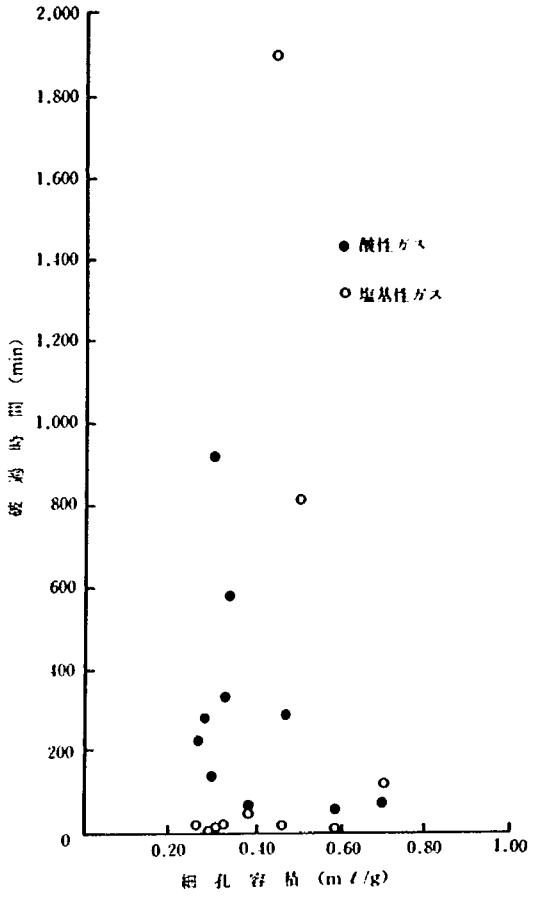
活性炭	比表面積 (m^2/g)	細孔容積 (ml/g)	破過時間 (min)		吸着量 (ml/g)	
			酸性ガス	塩基性ガス	酸性ガス	塩基性ガス
A-1	910	0.70	72	118	1.52	2.51
C-1	1,000	0.47	290	–	4.54	–
C-2	1,000	0.44	–	1,900	–	50.8
D-1	1,120	0.30	142	9	2.85	1.16
E-1	1,200	0.27	230	17	3.65	1.10
F-1	1,050	0.50	–	810	–	16.2
F-2	1,100	0.31	–	14	–	2.55
F-4	1,100	0.30	920	–	11.2	–
F-5	1,100	0.28	283	–	4.06	–
G-1	900	0.33	333	20	4.88	1.25
H-1	680	0.34	580	–	7.32	–
I-1	1,100	0.47	–	16	–	0.36
J-1	1,050	0.39	70	43	1.23	1.03
J-2	1,050	0.59	56	12	0.82	0.76



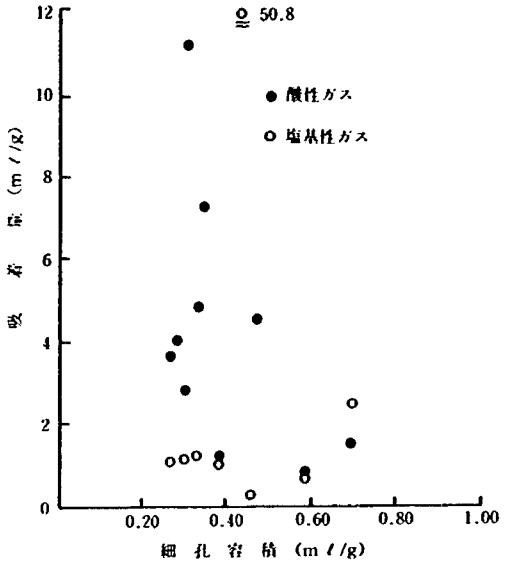
図－1　比表面積と破過時間



図－2　比表面積と吸着量



図－3　細孔容積と破過時間

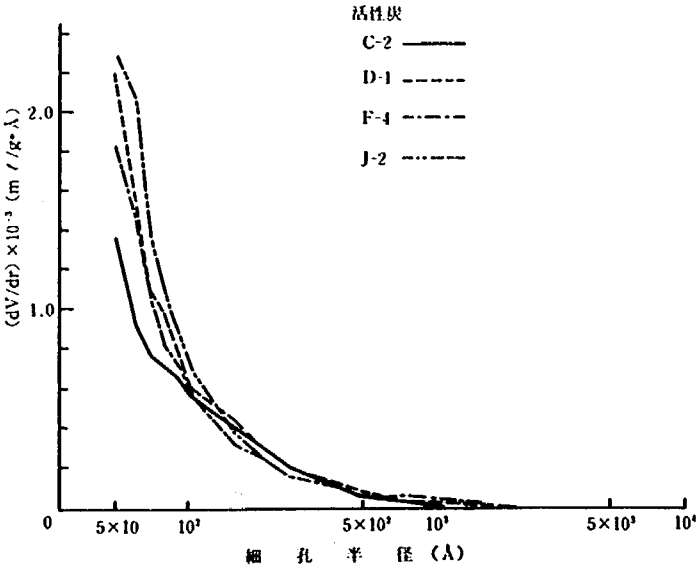


図－4　細孔容積と吸着量

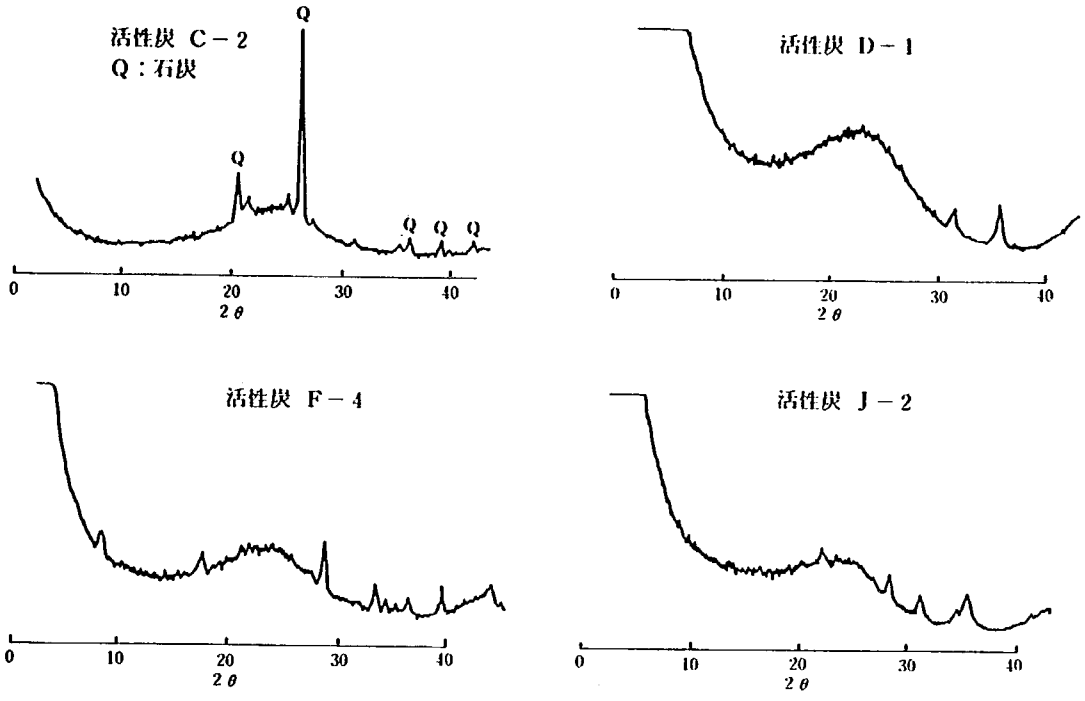
4.2　粉末X線回折

脱臭性能のすぐれている活性炭C－2とF－4及び劣る活性炭D－1とJ－2の粉末X線回折チャートを図－6に示す。

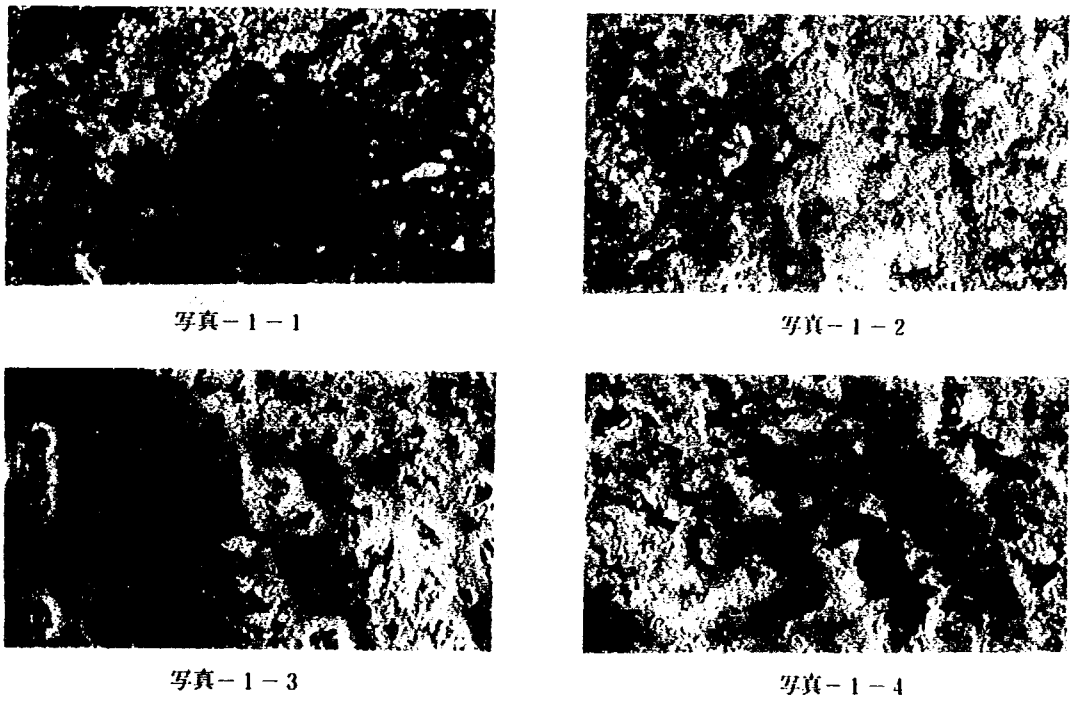
C－2は石英が確認されたが，他の活性炭のピークは解析できなかった。また，非晶質に基づく20°前後のバックグランドの増加はD－1が最大でF－4とJ－2がほぼ同じであり，C－2が最も小さかった。



図－5　主な活性炭の細孔分布



図－6　主な活性炭の粉末X線回折チャート



写真－1－1　写真－1－2

写真－1－3　写真－1－4

写真－1　主な活性炭の電子顕微鏡写真（400倍）

すなわち，活性炭の脱臭性能に及ぼす非晶質の存在の影響は明らかとならなかった。また，添着成分の定性はＸ線回折では難かしいことが明らかとなった。

4.3 電子顕微鏡観察

脱臭性能のすぐれている活性炭Ｃ－２とＦ－４及び劣る活性炭Ｄ－１とＪ－２の断面を電子顕微鏡で400倍に拡大した走査電子線像を写真１－１～１－４に示す。

活性炭の表面性状はＤ－１が最も細かく，次いでＣ－２，Ｊ－２でＦ－４が最も粗い。

すなわち，活性炭表面の粗さと脱臭性能とは関係ないことが明らかとなった。

5. まとめ

活性炭の表面物性及び，結晶性並びに表面性状と脱臭性能（吸着性能）との関係を種々調査した結果，以下のことが明らかとなった。

(1) 活性炭の脱臭性能と比表面積の大きさとの間には何ら関係がない。

(2) 活性炭の脱臭性能と細孔容積の大きさとの間には何ら関係がない。

(3) 活性炭の脱臭性能と細孔分布の間には何ら関係がない。

(4) 活性炭の脱臭性能は粉末Ｘ線回折で判断することはできない。

(5) 活性炭の脱臭性能は走査電子顕微鏡による断面観察で判断することはできない。

すなわち，脱臭用活性炭の脱臭性能は，活性炭の表面物性値や粉末Ｘ線回折による成分や結晶性の判定及び電子顕微鏡による観察などの活性炭の物性値で判断できないことが明らかとなった。

よって，脱臭用活性炭の脱臭性能は，先に提案した脱臭性能評価試験法（案）で判断することが最も適当であることが判明した。

6. 今後の問題点

本調査を終了するにあたって，当初目的とした脱臭用活性炭の合理的な使用をはかる上で必要な脱臭性能を客観的に判断するための脱臭性能評価試験法（案）を提案した。次いで，活性炭の品質規格(案）を提案する予定であったが，脱臭用の活性炭が物理吸着を主体としたものだけでなく，化学的な添着をしたものがあるため，活性炭の表面物性値や表面性状では脱臭性能を判断することができないことが明らかとなったため品質規格（案）の提案をすることはできなかった。

今後，脱臭用の活性炭がさらに開発されるならば，再度，脱臭性能評価試験法を再検討すると共に，品質規格を作成するための様々な実験的な検討が必要と思われる。

5．下水汚泥の都市緑化への利用に関する調査

緑化研究室　室　　長　井上忠佳
主任研究員　田代順孝
研究員　藤原宣夫
（現・東北地建国営公園工事々務所）

1. まえがき

近年都市緑化の推進施策が国および地方レベルで活発に展開されているが，良好な植栽基盤の造成は困難な状況にあることがめずらしくない。本調査は昭和55年度より実施しているもので59年度が最終年度である。ここでは昭和59年度の調査結果のまとめを中心に，これまでの調査結果を再度総括し，主として下水汚泥の施用による樹木，芝生の生長促進効果ならびに土壌の改良効果という観点からみた施用効果についてとりまとめた。ここでいう施用とは植栽基盤造成等において，土壌の一部として用いることであり，上記２つの効果を有する植栽材料として下水汚泥を位置づけている。なお重金属の挙動等については，国内・外の別の専門的研究成果により安全性を確認した上で実験した。

2. 研究の目的

本研究は下水汚泥の植栽基盤の造成，改良等に際しての施用効果を明らかにし，施用にあたっての技術的指針をとりまとめることを目的として実施したものである。本年度の研究では①樹木に対する施用試験結果にもとづく効果の定量及び施用指針のとりまとめ，②芝生に対する施用試験結果にもとづく効果の定量および施用指針のとりまとめを行った。本年度は本課題の最終年度ということもあって，特に都市緑化への利用にあたっての技術的指針の骨子を具体的に示すことを最終目的とした。

3. 研究の方法

3.1　樹木に対する施用試験その１（圃場試験）

供試植物としてトウカエデとイチョウを用い，試験区は①脱水汚泥を用いない対照区，②脱水汚泥混入率（体積比）15%区，③同30%区，④同45%区を設定した試験の継続である。測定項目は樹高，根元直径，葉色，活力度，生葉の化学性，根系の分布，土壌の物理性および化学性，葉面積について行った。

3.2　樹木に対する施用試験その２（ポット試験）

供試植物としてイロハモミジを用い，肥料成分の極度に欠ける心土を用いたポット試験の継続である。試験ポットは脱水汚泥施用５タイプ，脱水汚泥＋カリ肥料施用４タイプ，化学肥料施用４タイプ腐葉土１タイプ，対照区１タイプを設けた。なおポット数は各タイプ５ポット用意して，合計70ポッ

トを設置した。計測は活力度，樹高，根元直径，生葉の化学性，生体重，土壌の物理性および化学性について行った。

3.3 芝生に対する施用試験

コウライシバを供試材料とし，乾燥汚泥を用いて踏圧と刈込みを加えた試験を行った。試験区は対照区，汚泥2kg／m²区，同6kg／m²区をそれぞれ3区ずつ設け，踏圧強度を①強（週200回），②弱（週100回），③無の3ランク設けた。計測は生長量（乾燥重，直立茎数，ほふく茎），草丈，緑葉部および褐変葉部の被度，雑草の量（個体数，重量），土壌の物理性および化学性について行った。

4. 研究の結果

4.1 樹木（トウカエデ，イチョウ）に対する施用効果

4.1.1 生長促進効果

樹高及び根元直径の計測の結果，施用区では対照区に比して著しく生長が促進されたことがわかる。図1は樹高，図2は根元直径の，それぞれ径年変化を示したものである。施用区の樹高は対照区のそれに比べて約1.8倍，根元直径は同様に4倍の生長量があった。イチョウについては，本来幼年期の生長が遅いこともあって対照区と施用区の間に著しい生長の差はみられなかった。

生体重については図3に示すように，イチョウは施用区（30%区，45%区）で対照区の約3倍であった。トウカエデについては施用区は対照区の5倍以上であった。また葉面積については図4に示すように，1枚当り面積でみると，イチョウの施用区では対照区の2倍以上，トウカエデは同じく約2倍以上の大きさであった。

根系の分布についてみると図5のように，施用区では対照区に比して著しく発達していることがわかる。また分布範囲は概ね40cmの深さであり，横方向へは1m以上の伸びが認められる。

4.1.2 土壌の改良効果

次に土壌の物理性，化学性についてみる。図6は土壌の団粒化度の経年変化を示したものであるが，施用区においては対照区に比して著しく向上していることがわかる。団粒化の程度は施用量が多い程良い傾向を示している。図7は長谷川式土壌貫入計を用いて計測した平均軟らか度を示したものである。図から汚泥の施用量が多い程軟らか度が大きいことがわかり，施用効果が著しいことがわかる。化学性については，表1に示すように，pHについては施用によって上昇し，可給態リン酸は著い増加をみせていることがわかる。置換性陽イオンは施用区では対照区より少くなっている。

4.1.3 考察

以上のことから，汚泥（ここでは脱水汚泥）を施用した場合，樹木の生長は著しく促進されることが明らかとなった。樹高，根元直径，生体重，根系分布，活力度のいずれにおいても施用の効果は著しくなっている。また，生長促進の度合は汚泥の施用量に比例して大きくなることが

明らかとなった。

一方土壌の物理性，化学性も著しく改善されることがわかった。物理性については団粒化の促進，化学性については有機物，窒素，炭素，C／N比などの増加が著しくなっている。逆にカリ含有量が少いこと，pHが高いこと，発酵に際して臭気が発生したり，温度（地温）が上昇したりするなど，施用において留意しなければならない点もいくつか明らかになった。

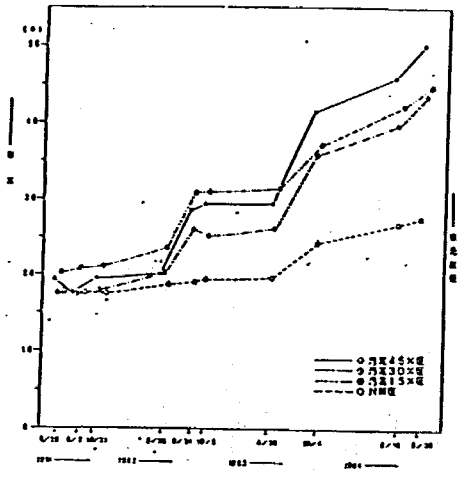


図1　樹高の経年変化（トウカエデ）

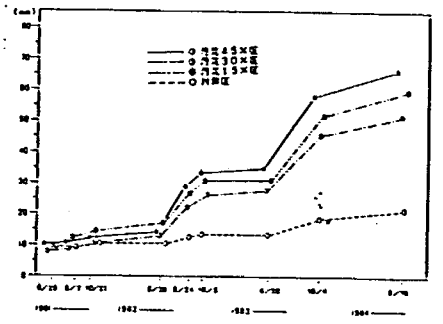


図2　根元直径の経年変化（トウカエデ）

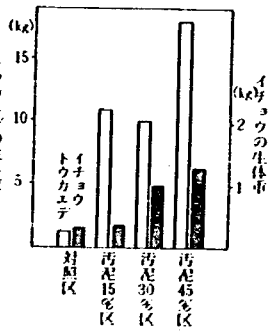


図3　生体重

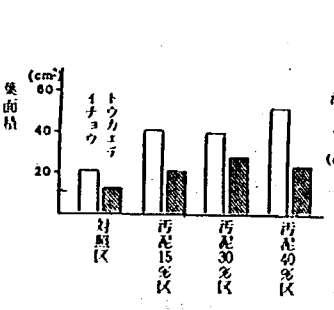


図4　葉面積の比較

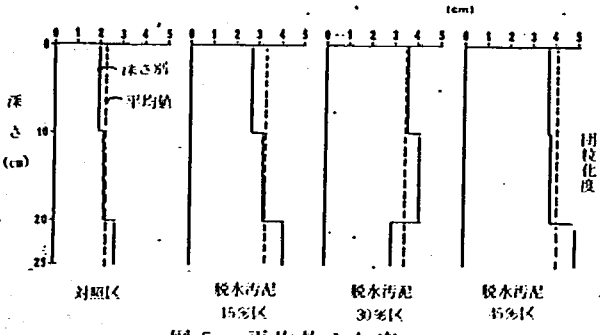


図5　平均軟らか度

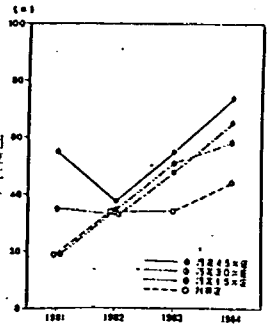


図6　団粒化度の変化

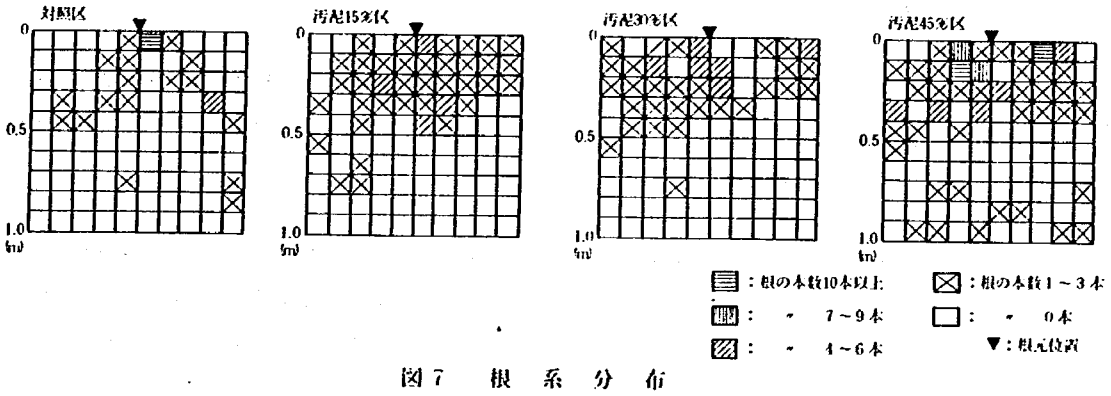


図7　根系分布

表１　土壌の物理性，化学性

試験区 ＼ 項目	三相分布 固相%	三相分布 液相%	三相分布 気相%	圃場容水量 g/100ml	透水係数 cm/sec	PH (H₂O)	EC (mS/cm)	水分 (%)	有機物 (%)	窒素 (%)	可給体リン酸 (mg/100g)	炭素 (%)	C/N比	置換性陽イオン (mg/100g) マンガン	カルシウム	カリウム	ナトリウム	マグネシウム	塩基置換容量 (mg/100g)
対照区	36.81	26.44	36.75	49.01	0.013	5.70	5.01	−	8.75	0.12	1.27	1.18	9.83	0.54	297.17	21.84	26.0	50.00	91.93
15%区	38.18	20.44	41.37	42.05	0.027	6.23	5.60	−	9.40	0.20	20.71	2.31	11.55	0.50	371.71	15.75	11.5	25.00	113.36
30%区	36.99	18.72	44.28	40.23	0.060	6.99	9.50	−	10.08	0.24	85.03	3.07	12.79	0.51	395.45	19.74	12.5	24.38	97.41
45%区	33.41	23.03	43.56	45.03	0.048	6.62	11.60	−	13.23	0.30	125.22	3.64	12.13	1.10	116.66	19.95	12.3	31.25	90.71

4.2　ポット試験による施用効果

4.2.1　生長促進効果

ポット試験の結果，幼令期の生長促進効果が認められた。まず，活力度評価の結果をみると図８に示すように，全体として対照区にくらべて施用区の活力度が良好であることがわかる。特に枝の伸長量において顕著である。このことは図９に示す当年枝の伸長量の計測結果によってもわかる。施用区では対照区の概ね10倍程度の伸びである。一方，樹高，根元直径については施用区と対照区の差は殆んどなかった。イロハモミジの生長促進は生体重の差によっても明らかにみられる。図10は地上部，地下部の生体重を試験区ごとに示したものである。図から施用区で対照区にくらべて概ね50%以上重くなっていることがわかるが，主に地上部の重量増加の著しかったことによるものである。この傾向は化学肥料区における施用効果と同様なものであり，下水汚泥の効果が化学肥料のそれに匹敵することを示す。

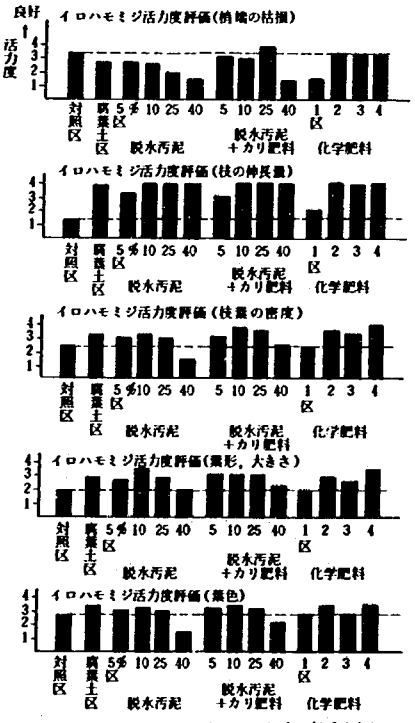


図８　イロハモミジ活力度評価

4.2.2　土壌改良効果

物理性については表１に測定結果を示したが，透水係数と団粒化度において施用区での改良効果がみられる。化学性については，表２からpH，電気伝導度，可給態リン酸のそれぞれについて汚泥の施用によって改良されている。

ちなみに試験開始当初と比較してみると，物理性では透水係数と団粒化度が，化学性ではpH，電気伝導度，置換性カリウムイオン，有機物などが改善されている。窒素については総量は減少しているものの残効性は認められる。

4.2.3　考察

イロハモミジを用いたポット試験により，幼令期樹木の生長促進効果および土壌改良効果が著しいことがわかり，苗木の植栽にあたって，汚泥の施用が良い結果をもたらすことが明らかとなった。このことは緑化に際して苗木を植栽した場合に，早期に緑のボリュームを増大させる効果のあることを意味するものと考えてよい。

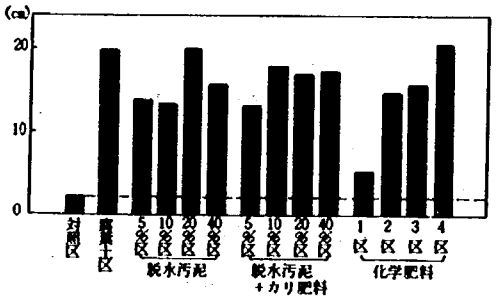


図9　当年枝の伸長量

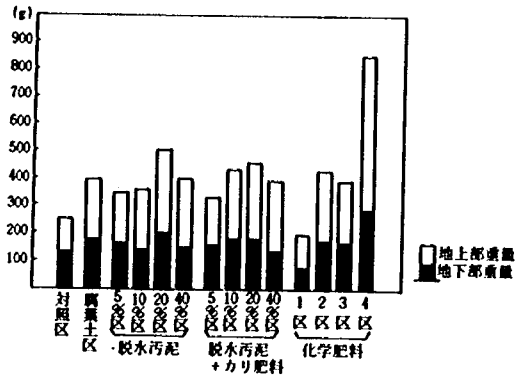


図10　全体重量

表2　土壌の物理性

試験区 ＼ 項目	三相分布 固相%	三相分布 液相%	三相分布 気相%	圃場容水量 (g/100ml)	通水係数 (cm/sec)	団粒化度 (%)
対照区	49.70	33.46	16.83	37.12	0.007	61.7
脱水汚泥 5%区	49.67	27.42	23.10	35.08	0.041	48.7
脱水汚泥 10%区	41.91	25.93	32.15	32.73	0.034	50.2
脱水汚泥 20%区	45.79	29.24	23.36	37.12	0.011	51.8
脱水汚泥 40%区	51.30	17.26	31.43	26.79	0.024	50.0
脱水汚泥+カリ肥料 20%区	47.44	27.13	25.42	36.19	0.006	-
化学肥料3区	37.59	38.78	23.62	47.99	0.047	49.5

表3　土壌の化学性

試験区 ＼ 項目	pH (H₂O)	EC (mr/cm)	有機物 (%)	窒素 (%)	可給態リン酸 (mg/100g)	炭素 (%)	置換性陽イオン (mg/100g) マンガン	カルシウム	カリウム	ナトリウム	マグネシウム	塩基置換容量 (mg/100g)
対照区	4.65	2.40	5.18	0.08	2.52	0.59	0.70	481.58	24.15	15.0	12.50	64.87
脱水汚泥 5%区	5.08	3.59	4.47	0.08	11.08	0.70	0.65	613.71	26.46	17.5	12.13	53.91
脱水汚泥 10%区	5.02	4.60	7.38	0.09	22.52	0.90	0.67	134.65	14.70	13.0	7.00	56.45
脱水汚泥 20%区	4.85	7.20	5.45	0.11	28.04	1.16	0.64	432.21	15.12	11.0	10.85	60.27
脱水汚泥 40%区	6.31	9.51	9.40	0.07	91.25	0.67	1.58	170.85	17.85	13.0	55.00	97.61
脱水汚泥+カリ肥料 20%区	4.82	7.90	5.31	0.11	10.42	0.10	0.58	630.65	28.56	10.0	37.50	53.91
化学肥料 3区	5.30	3.00	4.75	0.07	4.23	0.56	0.87	272.49	29.40	12.0	73.75	45.00

4.3　芝生に対する施用効果

4.3.1　踏圧を加えた場合の生長促進効果

コウライシバを用いて踏圧を加えた施用試験を行った。図11は直立茎部の重量を示したもので，対照区（無踏圧区，以下同じ）では踏圧回数が少い程重量が重い。図12は直立茎数を示したものである。生存直立茎数は対照区では総直立茎数の約50%であり，この傾向は施用区においても同様であるが，12kg／m²施用区では生存率が高い。つまり多量施用により生存率が高まる傾向を示している。図13は緑葉部の被度を示したものである。図から，踏圧を加えない場合には施用量に関係なく90%以上の被度を示しているが，踏圧強度弱の区では相対的に被度は低いものの，施用量が多い程被度は高くなっている。同様に強の区では相対的に被度は低いが，施用量が多くなるにつれて被害は低くなっている。図14は部位別の重量の構成比を示したものもあるが，施用量が多くなるにつれて直立茎部の重量が増し，ほふく茎部，根部の重量比が相対的に小さくなっていることがわかる。踏圧を加えたことによる構成比に対する影響は殆んどみられないことがわかる。

4.3.2　土壌改良効果

物理性については図16から明らかなように，踏圧によって最も影響があると考えられる圃場容水量，固相率について殆んど差がないことがわかる。化学性については，施用後2年目ということもあって，踏圧に関係なくｐＨは相対的に高く，可給態リン酸，電気伝導度が施用量に比例し，Ｃ／Ｎ比が反比例する傾向があるほかは試験区間の差はない。

4.3.3　考察

無踏圧のもとでは生長は施用量に比例して良くなるが，踏圧を加えた場合には直立茎部に影響が出てきている。重量は踏圧により対照区と施用区の差がなくなり，茎の生存率は踏圧により相対的に低くなるが，その中でも施用量が多い程高い傾向にある。土壌については，施用初期にはｐＨや電気伝導度の上昇がみられるが，物理性そのものは殆んど変らない結果となっている。このことから，踏圧の加わった状態では汚泥の施用により，踏圧の加わったことによるシバの被害の程度を少くする効果のあることが明らかとなった。またその効果は６kg／m²区においては明瞭ではなく，12kg／m²区において著しかったことから，少くとも12kg／m²程度の施用は十分に効果のあることであると言えよう。

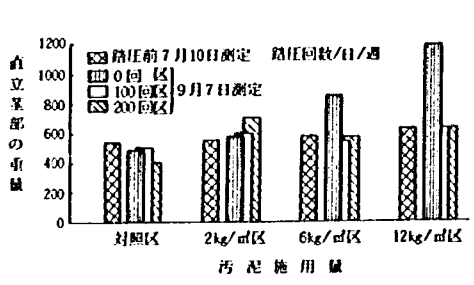


図11　直立茎部重量

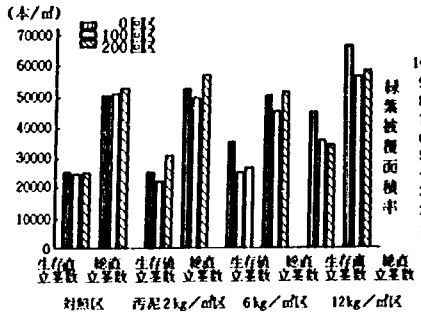


図12　直立茎部

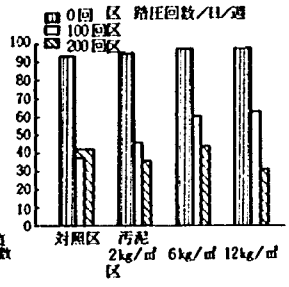


図13　緑葉被覆面積率

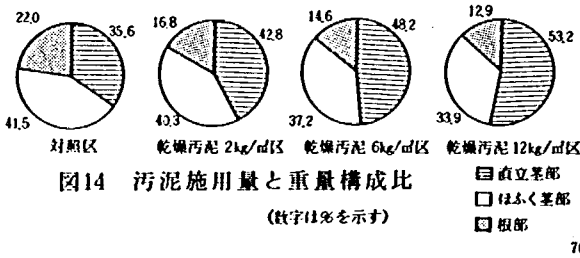


図14　汚泥施用量と重量構成比

(数字は%を示す)

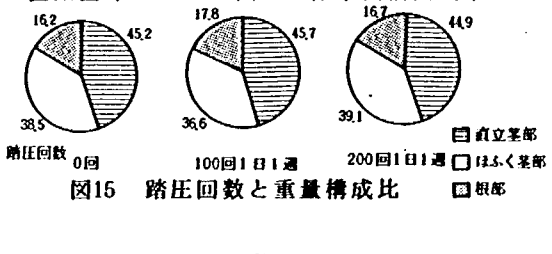


図15　踏圧回数と重量構成比

まとめと考察

下水汚泥の施用効果について，圃場におけるトウカエデ，イチョウ，ポットにおけるイロハモミジ，および踏圧を加えた場合のコウライシバを対象に試験結果をまとめたが，生長促進，土壌改良の２つの面についてそれぞれ著しい施用効果のあることが明らかとなった。これらの結果をもとに，現場で施用する際の工事の作業性，重金属の安全性の確認の方法などを検討し，施用のための技術指針(案)の骨子をとりまとめた。内容は施用量の目安，施用方法，入手法，安全性の確認法などについてである。

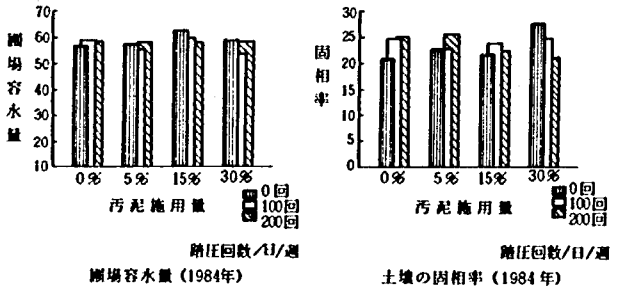


図16　土壌の物理性

今後はコンポスト汚泥を用いた施用効果の試験，および施用指針のとりまとめが必要とされ，汚泥の活用による植栽基盤形成手法の検討などが課題とされよう。

Ⅶ　受託研究費による研究

1．五ヶ丘地区における回分式活性汚泥処理に関する調査

下水道研究室　室　長　星隈　保夫
研究員　高橋　正宏

1. 目的

回分式活性汚泥法は，小規模な処理施設向きの処理方式として，近年注目を集めている処理方式である。その特徴として

(1) 施設の構造が簡単であり，返送汚泥ポンプ，汚泥かき寄機等の機械類も不要である。

(2) 自動運転による無人管理が可能である。

(3) 下水を槽内に貯め込む方式である（五ヶ丘の場合は異なる）ため負荷変動に強い。

(4) 運転方法によっては脱窒，脱リン運転が可能である。

等が挙げられている。しかし，実下水を用いた処理を行う場合，まだ不明の点も多く，設計，維持管理手法が不明確となっている。

(1) 本法は一般的に最初沈殿池を設置しないため，ＳＳの流入量が多い。多量のＳＳが流入する時の，適当なエアレーション時間・汚泥滞留時間を明らかにする必要がある。

(2) (1)に関して，余剰汚泥生成量，必要酸素供給量も，標準活性汚泥法と異なると予想され，これらに関する維持管理手法を明らかにしなくてはならない。

(3) 沈殿工程は本法に特有の工程であり，上澄水が十分清澄となり，汚泥界面が排水レベル以下となるために必要な沈殿時間，上澄水引き抜き方法を求める必要がある。

(4) 本法による脱窒，脱リンには種々の報告がなされているが，実下水の処理に適用するためには，現場の条件に見合った運転方法を確立する必要がある。特に下水の注入割合，好気・嫌気時間の設定法等に不明確な部分が多い。

(5) 本法においては，反応タンク水面にスカムが発生するので，その取り扱いに注意を要する。

本調査は，上記のような回分式活性汚泥法の問題点を明らかにするため住宅・都市整備公団より委託を受け実施したものである。調査はパイロットプラントによる処理実験と，公団が愛知県豊田市五ヶ丘地区に建設した実施設の実態調査より構成されており，ここでは五ヶ丘における実態調査結果について述べるものとする。

2. 五ケ丘処理場における現地調査

本調査は愛知県豊田市五ケ丘浄化センターにおいて昭和60年２月13日に行った。

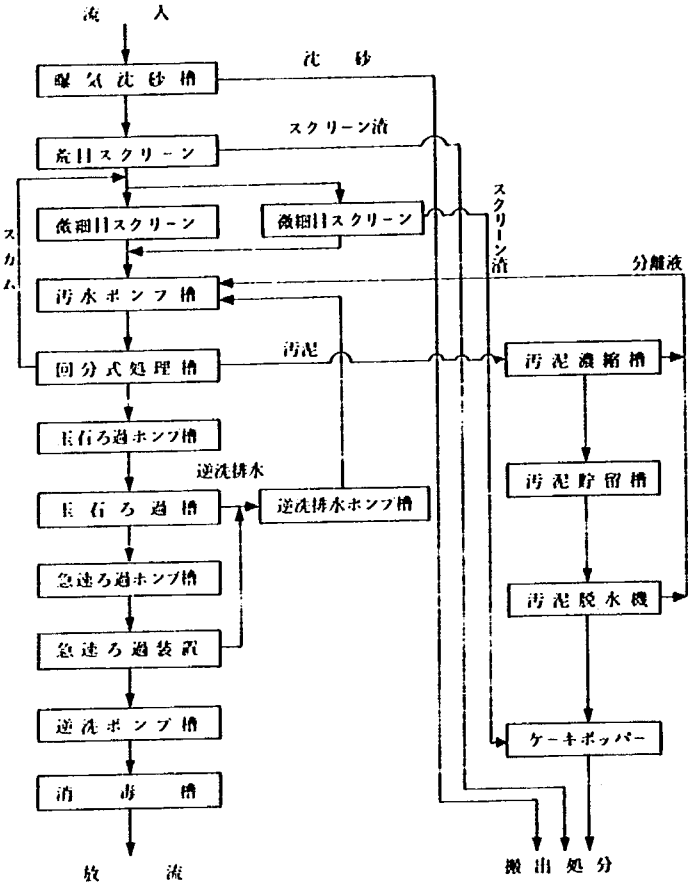
2.1 調査対象施設の概要

施設の設計諸元を表－１に示す。

表－１　設計諸元

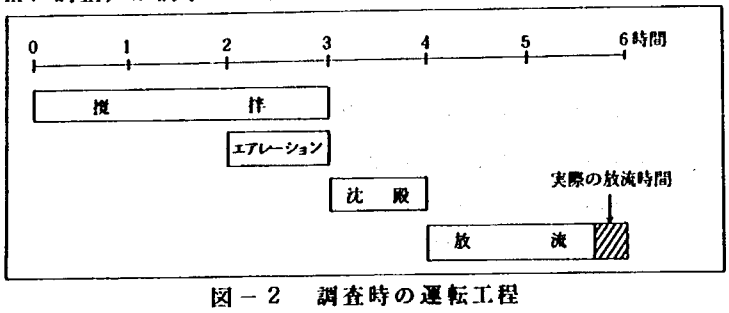
計画１日最大汚水量	900 ㎥／日
計画時間最大汚水量	$900 \times \frac{25}{24} = 93.75$ ㎥／時間
計画流入水質	BOD_5 200mg／ℓ，SS 250mg／ℓ，COD_{Mn} 80mg／ℓ
計画二次処理水質	BOD_5 20mg／ℓ，SS30mg／ℓ，COD_{Mn} 15mg／ℓ
計画三次処理水質	BOD_5，SS，CODとも10mg／ℓ
BOD-SS負荷	0.2kg／kg・日
SVI	250 mℓ／g
回分式反応槽	容量 450㎥／槽×２　水面積 100 ㎡／槽×２

施設のフローシートを図－1に示す。



図－1　フローシート

昭和60年1月までの運転状況は，豊田市の資料によると，入居戸数114戸（計画処理人口 3,000人），幼稚園一戸，放流水量（消泡水約30㎥／日含む）80～110㎥／日であり，MLSS濃度は3,500 mg／ℓ，余剰汚泥の引き抜きはほとんど行っていないとのことである。運転工程は6時間1サイクルで，下水の流入は流入ポンプ井（有効容量25㎥に調整）が満水になり次第，随時行っている。1サイクルは図－2に示す工程で運転されていた。



図－2　調査時の運転工程

図－2において，放流工程は，反応槽内水位が設定水位（3.2 m）に達しない場合は作動せず，単に沈殿工程が3時間になるのみである。又，放流工程は上澄水排除装置が高水位（4.5 m）より低水位

（2.25m）へ移動するために要する時間であり，現在の設定水位（3.2m）から，低水位へ移動する時間は，約20分程度である。

現在，流入下水量が少ないため，2系列のうちNo.1系のみの運転を行っており，エアレーション時間も1サイクル1時間のみである。

2.2 調査の目的

本調査の目的は以下の通りである。

(1) 現在の運転状況の把握

(2) エアレーション方法の検討

(3) 汚泥の沈降性の検討

(4) 沈降時に下水の流入があった場合の影響の把握

2.3 調査方法

調査は，午前6時より開始する工程に合せて開始し，午前11時33分の放流終了とともに終了した。調査項目と方法は以下のとうりである。

(1) 流入下水

流入ポンプ作動時に，反応槽流入部で5分間隔で採水を行い，1回の流入当り1検体のコンポジットサンプルを作成する。

(2) 反応槽内混合液

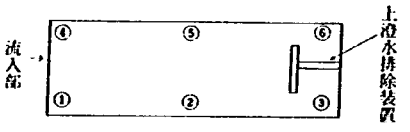
撹拌，エアレーション時に原則として60分間隔で採水し所定の試験，分析を行う。但し，実際には，撹拌工程時に撹拌ポンプを絞って運転しているため，完全に混合が行われていなかったので目視である程度撹拌が進行したと判断できた時点で採水を行った。

又，槽内に溶存酸素計（YSI モデル57)を設置し，連続記録を行った。

更に撹拌時に，反応槽内の流速を，電磁流速計（マーシュマクバーニ社モデル201）を用いて測定した。

(3) 反応槽内上澄水

沈殿開始時に反応槽内中央にて，上澄水を経時的に採水した。採水間隔は，最初の1時間は10分毎，以後は30分毎である。本調査時には，消泡水を遮断していたため，採水時にスカムを取り込む恐れがあった。1回目の採水については特に操作を行わなかったが，2回目では，水道水を用いてスカム消しを行った後，採水した。又，図－3のNo.5地点にて超音波式汚泥濃度計（西原環境衛生研究所，NU－MPS型）を用いて，採水時に汚泥界面高さを測定した。



図－3 採水・測定地点

沈殿時に下水の流入があった場合には，流入終了時に図－3の①～⑥の地点で上澄水を採取した。

(4) 処理水

本調査時には，消泡水を遮断していた影響もあり，反応槽内の水位は，排水の設定レベルまで達しな

かった。そこで設定レベルを下げ，強制的に排水を行った。上澄水回収装置流入部に採水ビンを投下し5分間隔で採水し1検体のコンポジットサンプルを作成した。

各サンプルの試験，分析項目は表－2に示す通りである。

pH，Mアルカリ度，透視度，SV_{30}（下水試法）BOD_5～MLVSSは下水試験方法に依り，K－N～Ort－Pは自動比色分析器に依り分析を行った。SV_{30}（ピケットフェンス法）は1ℓのメスシリンダーに，径5mmのプラスチック棒によって作成したピケットフェンスを入れ，0.5rpmで撹拌しつつ測定したものである。

汚泥呼吸速度は混合液を採取後，直ちにエアレーションを行い，DOが上昇した時点でフランビンに注入し，DOメーターセンサーで密センしてスターラーで撹拌しつつ，DOの減少速度を自動記録した。用いたDOメーターはYSIモデル57型である。

表－2　各サンプルの試験・分析項目

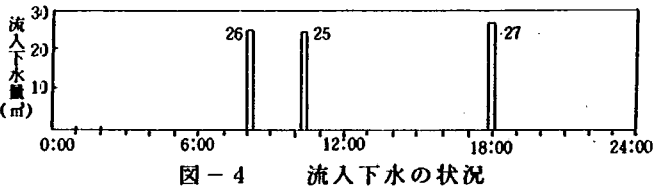
試験・分析項目	流入水	撹拌時 混合液	沈殿時 上澄水	同左（下水流入）	処理水
水温	○	○			○
水深	○	○			○
pH	○	○			○
Mアルカリ度	○	○			○
透視度	○				○
SV_{30}（下水試法）		○			
SV_{30}（ピケットフェンス法）		○			
汚泥呼吸速度		○			
BOD_5	○			○	○
溶解性BOD_5	○				○
COD_{Mn}	○				○
溶解性COD_{Mn}	○	○			○
SS	○		○	○	○
MLSS		○			
MLVSS		○			
K－N	○	○			○
溶解性K－N	○				○
NO_3－N	○				○
NO_2－N	○				○
NH_4－N	○				○
T－P	○	○			○
溶解性－P	○				○
Ort－P	○				○

2.4　調査結果

(1)　流入負荷量と処理効率

流入下水量と流入時刻を図－4に示す。

当日の流入水量は78㎥であり，朝と夕のピーク以外には，ほとんど流入が見られなかった。



図－4　流入下水の状況

流入下水の平均水質と負荷量（kg／日）及び処理水水質と負荷量を表－3に示す。

表－3　処理成績一欄

区分＼水質		水温	pH	アルカリ度	透視度	BOD_5	溶解性BOD_5	COD_{Mn}	溶解性COD_{Mn}	SS	T－N
流入水	平均水質（mg／ℓ）	(11.9℃)	(7.41)	129	(4.0cm)	218	63.8	67.6	25.6	229	50.8
	負荷量（kg／日）	－	－	10.06	－	17.00	4.98	5.27	2.00	17.86	3.96
処理水	水質（mg／ℓ）	(10.5)	(6.50)	57.5	(42cm)	9.8	3.5	9.9	7.7	1.6	3.78
	負荷量（kg／日）	－	－	4.77	－	0.81	0.29	0.82	0.64	0.13	0.314
除去率(%)		－	－	(52.6)	－	95.2	94.2	84.4	68.0	99.3	92.1

区分＼水質		溶解性T－N	K－N	溶解性K－N	NO_3－N	NO_2－N	NH_4－N	T－P	溶解性リン(D－P)	Ort－P	水量(㎥)
流入水	平均水質（mg／ℓ）	31.8	39.7	20.8	5.13	5.92	16.9	4.73	2.53	2.38	78
	負荷量（kg／日）	2.48	3.10	1.62	0.400	0.462	1.32	0.369	0.197	0.186	
処理水	水質（mg／ℓ）	3.01	2.54	1.77	1.11	0.13	2.14	2.03	1.93	1.93	83
	負荷量（kg／日）	0.250	0.211	0.147	0.092	0.011	0.178	0.168	0.160	0.160	
除去率(%)		90.0	93.2	90.9	77.0	97.6	86.5	54.5	18.8	14.0	

現在，反応槽は一池しか運転していないため，計画流入水量 450 ㎥／日に対して実際の流入水量は17.3%である。MLSSは反応槽の撹拌が十分行われていないため，正確な値を得ることはできないが，表－4に示すように，1,200kg以上のMLSSが存在するものと考えられ，BOD-SS負荷は 0.014kg-BOD／kg-SS・日となる。これは計画値の７%である。

表－4　MLSS・MLVSSの分析結果

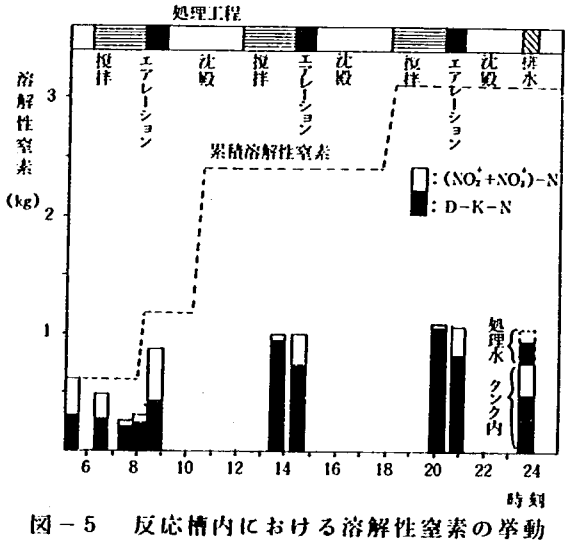
採水時刻 / 項目	6:30	7:30	8:00	8:40	13:36	14:30	19:50	20:41
MLSS (mg/ℓ)	3,488	4,652	5,002	4,570	3,702	3,938	3,294	3,634
MLVSS(mg/ℓ)	2,238	2,978	3,078	2,934	2,362	2,540	2,116	2,306
槽内水量 (㎥)	230	230	242	257	281	281	308	308
MLSS (kg)	802	1,070	1,210	1,175	1,040	1,107	1,015	1,119
MLVSS (kg)	515	685	745	754	664	714	652	710

VS＝64%

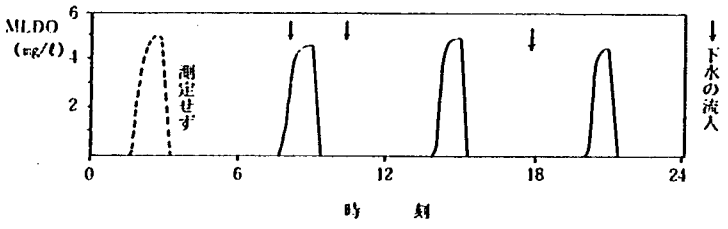
このように現在の負荷が低いため，処理成績は非常に良好なものとなっている。特に窒素の除去率が90%以上であることが注目される。リンの除去は全リン（T－P）では55%であるが，溶解性リン（D－P）では20%以下であり，固型性リンが汚泥に捕捉され，除去される割合が高いことが伺われる。

(2)　窒素・リンの除去について

窒素は生物学的硝化脱窒によって除去されていると考えられる。図－5に調査期間中の反応槽内溶解性窒素の挙動を示した。図の上部は各時間帯にどのような処理工程が行われているかも示してある。図中の破線はもしも脱窒が行われなかった場合にタンク内に存在するであろう溶解性窒素の量を示している。実際の存在量は，破線より常時少ないことが明らかである。特に午前６時より８時までの２時間，撹拌工程中に（$NO_2^-+NO_3^-$）－N が生物学的脱窒により減少していることが解る。但し，14：00～15：00，20：00～21：00 にかけての窒素の挙動を見ると，エアレーションを行っているにもかかわらずD－K－Nが相当量残存していることがわかり，硝化反応時間が不足している可能性がある。図－6は反応槽内のMLDO の経時変化である。エアレーション時間には４mg／ℓ以上の酸素濃度となっていることより，酸素供給能力には問題ないが，好気的な時間が１日に４時間しかないために，十分な硝化が行わ



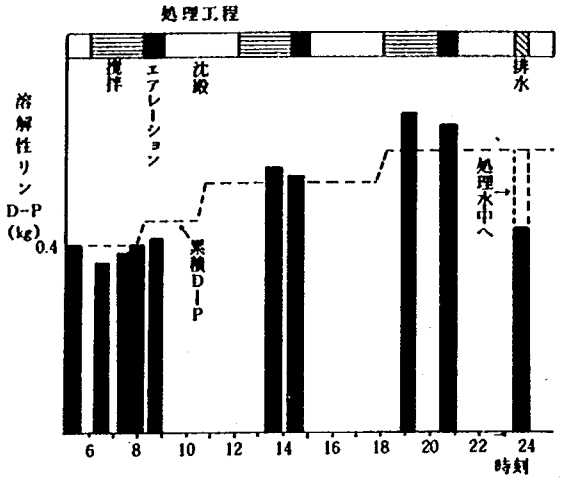
図－5　反応槽内における溶解性窒素の挙動



図－6　MLDOの経時変化

れないものと考えられる。

溶解性リン（D－P）についても，図－5と同様に反応槽内の累積存在量と実際の測定値の関係を求め，図－7に示した。溶解性リンは窒素と異なり，ほとんど除去されていない。また13:30や19:00のデータより，嫌気的な状況下で，活性汚泥から若干のリンが放出されている形跡があるが，いわゆる生物学的脱リン時に見られるリンの放出に比べ，放出量は小さく，その結果，好気状態でのリンの過剰摂取も起らなかった。



図－7　反応槽内における溶解性リンの挙動

(3)　汚泥の沈降性について

表－5に下水試験方法によるSV30，SVI，及びピケットフェンス法のそれの測定結果を示す。

表－5　下水試験方法，ピケットフェンス法によるSV30，SVI

項目 ＼ 採水時刻		6:30	7:30	8:00	8:40	13:36	14:30	19:50	20:41
下水試法	SV30 (%)	74	97	97	93	79	95	90	92
	SVI (ml/g)	215	207	194	203	213	240	273	253
ピケットフェンス法	SV30 (%)	24	32	31	30	29	29	25	24
	SVI (ml/g)	70	69	62	66	78	74	76	73

通常MLSSが3000 mg／ℓ程度以上となると，汚泥のSV30，SVIは下水試験方法で測定した結果より，実際の沈殿池で測定した結果のほうが小さくなり，ピケットフェンス法の値に近くなる。

本施設内で沈殿工程時のSV30，SVIは81～84％，179～196 ml／gであり，ピケットフェンス法の値よりは下水試験方法の値に近く，従来最終沈殿池等で観測された値と若干異っている。これは回分式活性汚泥法においては，反応槽内で沈殿を起すため，返送汚泥の引き抜きや，汚泥かき寄機による緩速撹拌がないため，汚泥の沈降速度が遅くなるためと思われる。

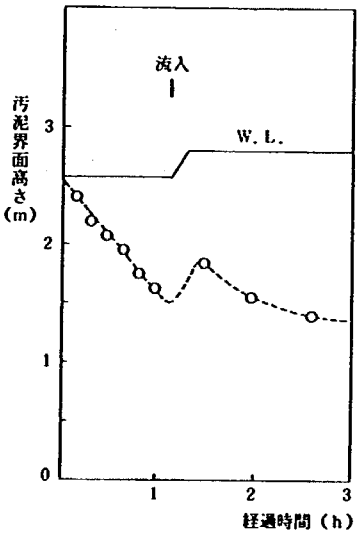
(4)　沈殿時に下水が流入した場合の影響

本施設はポンプ井水位が設定水位になった場合に流入ポンプが作動するため，沈殿工程時や排水工程時に下水が流入する可能性がある。このような状況で処理に影響がないかを調べたものである。

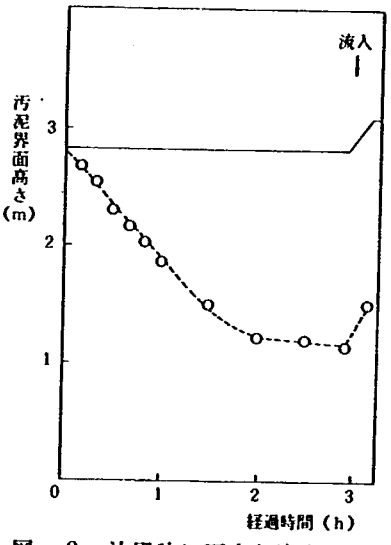
調査期間中，沈殿時に流入があったケースは2回あった。図－8，9は沈殿開始より終了までの汚泥界面，及び反応槽水位の経時変化を示したものであり，図－8は沈殿開始より1時間25分後に，図－9は3時間9分後に下水の流入があったケースである。1回当りの流入量は25，27 m³であり，水位の上昇は25，27 cmである。これに対して，汚泥界面もそれぞれ27，28 cm上昇している。現在の流入水量は計画値の18～24％であり，今後流入水量が増加した場合，汚泥界面の乱れがかなり大きくなる可能性がある。

図－10，図－11は沈殿時の反応槽表面水中ＳＳの経時変化である。図－10はスカム消しをしない場合であるが，実際の排水中にはスカムトラップが作動するため，図－11のスカム消しをした

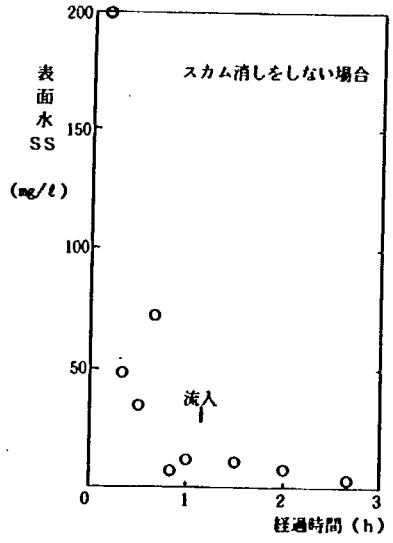
場合が実態に近いと考えられる。図－11によると沈殿開始後30分間で表面水のＳＳは安定するが，計画沈殿時間は１時間であり（図－２参照）この間に何回か下水の流入が想定される場合には，放流開始時に，十分清澄な上澄水を得られない可能性もある。



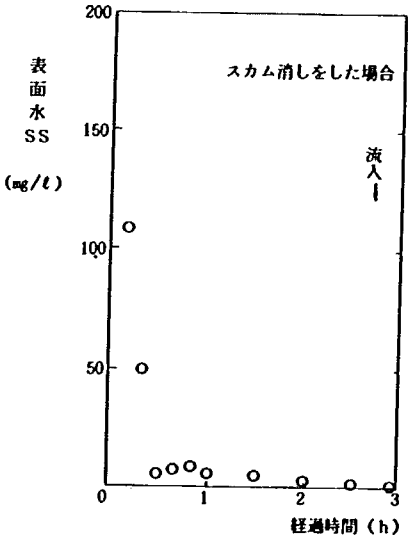
図－８　沈殿時に下水が流入した場合の汚泥界面の挙動（9：00）



図－９　沈殿時に下水が流入した場合の汚泥界面の挙動（14：56）



図－10　沈殿時の表面水中のＳＳの経時変化（スカム消しをしない場合）



図－11　沈殿時の表面水中のＳＳの経時変化（スカム消しをした場合）

2.5　まとめ

(1)　現在の流入負荷量は１系列の反応槽に対して計画流入水量の17％，計画ＢＯＤ・ＳＳ負荷の７％と非常に小さい。BOD_5，ＳＳ，COD_{Mn}，窒素の除去率はそれぞれ95.2，99.3，84.4，92.1％

と非常に良好である。

(2) 窒素の除去は十分な硝化時間をとることにより，更に改善される可能性がある。リンの除去については現在の運転方法では困難である。

(3) 高濃度のＭＬＳＳで運転を行う場合，沈殿工程時における汚泥の沈降速度はかなり遅くなる。これは返送汚泥の引き抜きがないため，固形物フラックスが制限されること，汚泥かき寄機等による緩速撹拌がないためと思われる。

(4) 沈殿時に下水の流入があった場合，汚泥界面は上昇する。又，表面水が十分清澄となるためには30分程度必要である。もし，現在程度のＭＬＳＳ濃度で運転を行う場合には，計画流入水量が入った時に十分清澄な上澄水を得られない可能性もある。

昭和59年度
下水道関係調査研究年次報告書集

ISSN　0386－5878
土研資料第2243号
昭和60年10月
下水道部

キーワード：下水道，下水処理，高度処理，汚泥，水質技術開発

要　旨

本報告書集は，昭和59年度に土木研究所において実施された下水道に関係する調査研究の成果を集約して資料としてまとめたものである。報告は全35編300ページに渡り，それぞれの要約版を冒頭にまとめて載せてある。

郵便はがき

40円切手をはって下さい。

3 0 5 －□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

下水道部　御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 2243 号　　部

上記のとおり受領しました。

所属(住所)

氏　名　　印

＊＊　御 意 見 欄　＊＊