

I S S N 0386—5878

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

昭和59年 7 月

建設省土木研究所

Copyright © 1984 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。

目 次

序 文

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)	1
2. 下水の超高度処理に関する研究	(三次処理研究室)	9
3. 汚泥含有物質の流亡に関する研究	(汚泥研究室)	15
4. 河床附着生物群による浄化作用の研究	(水質研究室)	21

II 国立機関公害防止等試験研究費による研究

1. 観光地における下水処理に関する研究	(下水道研究室)	29
2. 河床附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)	59

III 下水道事業調査費による研究

1. 臭気と脱臭方法に関する調査(I)	(下水道研究室)	71
2. 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)	81
3. 雨天時合流式下水の処理に関する調査	(下水道研究室)	97
4. 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)	109
5. リンの除去に関する調査	(三次処理研究室)	117
6. 窒素の除去に関する調査	(三次処理研究室)	127
7. 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)	141
8. 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)	149
9. 下水汚泥の海洋還元に関する調査	(汚泥研究室)	157
10. 下水汚泥の海域埋立処分に関する調査	(汚泥研究室)	165
11. 汚泥性状の改善に関する調査	(汚泥研究室)	177
12. 下水汚泥と都市ごみの混焼に関する調査	(汚泥研究室)	183
13. 浸出水、余水の処理に関する調査	(汚泥研究室)	191
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)	197
15. 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)	203
16. 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)	209

IV 河川事業調査費による研究

1. 洪水時汚濁負荷の停滯水域の水質に及ぼす影響の調査	(水質研究室)	215
-----------------------------	---------	-----

2. 河川の総合負荷量収支に関する調査	(水 質 研 究 室)	221
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)	229
2. 湖沼の総合的水管理技術の開発	(水 質 研 究 室)	243
2.1 水質予測計算プログラムの改良		
2.2 低湿地導入による河川水浄化		
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)	251
2. 低地排水計画手法に関する調査	(総合治水研究室)	257
3. 臭気と脱臭方法に関する調査	(化 学 研 究 室)	263
4. 下水汚泥の都市緑化への利用に関する調査	(緑 化 研 究 室)	269
5. 薬液注入工法の注入管理手法に関する調査	(施 工 研 究 室)	275

序 文

この報告書は、昭和58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、また建設技術研究開発費などによって実施されている。

昭和58年度における新規課題は、①薬液注入工法の注入管理手法に関する調査、②浸出水、余水の処理に関する調査、③河川の総合負荷量収支に関する調査等いずれも重要な課題ばかりである。

一方、終了課題は、①下水汚泥の海域埋立処分に関する調査、②低地排水計画手法に関する調査、③下水の超高度処理に関する研究、④観光地における下水処理に関する研究の4課題で、それぞれの成果を取りまとめた。

また、継続課題のなかでも、調査が相当進展しているもの、特に小規模下水処理場の処理特性に関する調査、窒素、リン除去に関する調査、汚泥消化によるエネルギーの回収に関する調査などその成果を直ちに活用できるものも多くある。

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、下水道事業の進展に寄与したいと考えている。

最後にこの調査、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活用を願う次第である。

昭和59年7月

下水道部長 福 井 経 一

I 試験研究費による研究

3回の調査中に検出された腸内細菌は11属 (genous) 24種 (species)であった。

A処理場における大腸菌群の除去率は94~99%であった。大腸菌群の大部分が非ふん便性大腸菌(45℃培養法による)であった。E.coliの除去率は99%であった。

E.coliと比較した細菌の除去特性は表1のRRによって表示される。RRが大きい程E.coliと比較して除去されにくい菌種であることを示している。

3回の調査において、明らかにE.coliより除去されにくいとみなされた菌種は病原性のないE. agglomeransであった。第3回目だけであるが、A. sobria, E. sakazakiも除去されにくい結果を示している。

3回の調査において、E.coliより明らかに除去されやすいと考えられる菌種はK. pneumoniaeであり、やや除去されやすいと考えられる菌種はK. oxytocaであった。第3回目だけであったが、A. hydrophila, P. multocidaも除去されやすい菌であった。

この結果は、活性汚泥は病原性の比較的強いものの除去に効果的であることを示している。

下水処理場の細菌の除去は沈殿処理によってもなされているわけであるが、一般にその除去効果は低く、今回の細菌除去も主として活性汚泥によるものと考えられる。原生動物の腸内細菌の捕食に関する研究は、Curdsのもの程度しかないがこれによると水処理が良好な時に出現するといわれるVorticella, Opercularia, Epistylis等において、E.coliを食するものはEpistylisのみであるとされており、第1回のようにEpistylisが多く存在している時には、やはりE.coliの除去率が高い値を示している。Enterobacterは、これらの種のいずれにも好まれておらず、良好な処理状況では除去されにくいと考えられる。

表1 E.coliと比較した細菌の除去特性

菌 種	第 1 回					第 2 回					第 3 回				
	流入水		処理水		RR	流入水		処理水		RR	流入水		処理水		RR
	個数	R ₁	個数	R ₂		個数	R ₁	個数	R ₂		個数	R ₁	個数	R ₂	
A. hydrophila											3	19	0	0	0
A. sobria											1	6	4	33	55
C. diversus						2	17	1	7	*					
C. freundii						2	17	1	7	*					
E. aerogenes	4	31	3	30	0.97	1	8	2	14	*					
E. agglomerans	4	31	11	110	355	5	42	12	86	205	4	25	11	92	368
E. cloacae	11	85	10	100	1.18	8	67	9	64	0.96	5	31	7	58	187
E. sakazakii											0	0	2	17	∞
K. oxytoca	9	69	9	90	1.30	7	58	1	7	0.12	8	50	4	33	0.66
K. pneumoniae	6	46	1	10	0.22	9	75	2	14	0.19	7	43	3	25	0.58
M. morganii						2	17	0	0	0					
P. multocida											2	13	0	0	0
S. liquefaciens	2	15	0	0	0	2	17	1	7	*	2	13	1	8	*
V. fluvialis											1	6	2	17	*
E. coli	13	100	10	100	1	12	100	14	100	1	16	100	12	106	1

注) R₁ = (各菌種/E.coli) × 100 流入水

R₂ = (各菌種/E.coli) × 100 処理水

RR = R₂ / R₁

*はRRを計算しない。

3. 58年度調査結果

3.1 下水中の腸内細菌相に関する研究

今年度は、分離培地としてデソキシコール酸塩培地を用いた場合の細菌相を明らかにした。

3.1.1 調査方法

3.1.1.1 試料

B下水処理場（合流式）において、6月、9月、12月、3月の計4回処理場流入水及び二次処理水を採水し、分析用の試料とした。

3.1.1.2 分析方法

(1) 腸内細菌

腸内細菌は57年度に定義したものである。

① デソキシコール酸塩培地による分離培養

デソキシコール酸塩培地（以下デソ培地という）を用いて37℃で18～20時間培養する（表面塗布法による）。発生したコロニーの色の区分により次の細菌数を求める。

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の数 (n_2)

デソ細菌数：全コロニー数 ($n_1 + n_2 = n_3$)

なお、45℃で培養した場合には次の区分により細菌数を求める。

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の数 (m_2)

高温細菌数：全コロニー数 ($m_1 + m_2 = m_3$)

② コロニーの精製 ($x_1=12$, $x_3=13$ とした)

トリプトソーヤ寒天培地により分離培養する（赤色コロニー x_1 , その他コロニー x_2 個）。

③ 通性の確認及び増菌

T S I 培地による。

④ 運動性の確認

S I M 培地による。

⑤ チトクロームオキシダーゼ活性の確認

⑥ 微量法による20項目の生化学的性状の確認

⑦ グラム陰性の確認

⑧ 細菌種の同定

前出の24項目の生化学的反応結果により細菌種を同定する。

⑨ 各細菌の定量

n_1 , n_2 に対して各細菌の占有率を乗じて求める。

(2) その他項目

その他の項目については下水試験方法によった。

3.1.2 調査結果及び考察

(1) 流入水中の細菌相

細菌相に関する調査結果を表2に示す。

流入水質はBODで107~113mg/L, CODで65~93mg/L, SSで99~138mg/Lであった。流入水中のデソ細菌数は $1.1 \times 10^5 \sim 4.1 \times 10^5$ 個/mlで、その内62%がその他細菌であった。

大腸菌群数の平均は 84×10^4 個/mlであり、この内訳として種の確認ができたものはE.coli(31×10^4 個/ml), A.caviae(6.0×10^3 個/ml), A.sobria(6.4×10^3 個/ml), E.agglomerans(1.2×10^4 個/ml), K.oxytoca(3.2×10^3 個/ml), K.pneumoniae(1.0×10^4 個/ml), S.liquefaciens(11×10^3 個/ml)の7種である。大腸菌群中のE.coliの存在比は37%と高い。さらに、E.coliは4回共検出されている。

大腸菌群中のふん便性細菌の比率は9.4%とかなり低くなっている。高温で培養すると、高温細菌中の赤色コロニーの比率は増加する。

その他細菌数の平均は 1.4×10^5 個/mlであり、この内訳として種の確認ができたものはA.caviae(3.8×10^4 個/ml), A.hydrophila(1.9×10^3 個/ml), A.sobria(1.7×10^4 個/ml), E.cloacae(1.2×10^4 個/ml), H.alvei(1.4×10^3 個/ml), K.oxytoca(4.5×10^3 個/ml), K.pneumoniae(9.6×10^3 個/ml), P.multocida(1.0×10^4 個/ml), P.vulgaris(5.2×10^3 個/ml)の9種である。

(2) 二次処理水中の細菌相

表2 下水中の細菌相

		流 入 水				2 次 処 理 水			
		6月	9月	12月	3月	6月	9月	12月	3月
BOD (mg/L)		110	107	113	108	4.3	5.6	3.2	0.9
COD (mg/L)		75	67	65	93	6.6	6.9	6.8	7.2
SS (mg/L)		99	138	118	111	5	8	1	2
pH (—)		7.2	7.2	7.5	7.5	7.1	7.1	6.8	6.7
水温 (℃)		21.6	21.6	14.6	11.6	21.7	21.7	15.9	12.0
37℃	大腸菌群数(赤色コロニー)	720	1700	410	510	130	1200	470	28
	その他細菌数(その他コロニー)	1400	2400	710	980	1300	4800	3300	44
	デソ細菌数(計)	2120	4100	1120	1490	1430	6000	3770	72
45℃	ふん便性細菌数	94	140	48	33	33	74	31	0
	高温その他細菌数	58	17	13	4	0	33	2	0
	高温細菌数	152	157	61	37	33	107	33	0
大腸菌群	E.coli	300	710	68	170	11	200	39	5
	A.caviae	120		34	85	65	800	120	2
	A.hydrophila					11		39	7
	A.sobria	61		68	130		100	78	10
	E.cloacae					11		39	
	E.agglomerans		420	68				39	
	K.oxytoca	61		68					2
	K.pneumoniae		280	34	85			78	
	P.multocida					22		39	
	S.liquefaciens				43				
	UN1	61							
	UN3	120	280	68		11	100		2
その他細菌	A.caviae	420	740	220	150	500	1100	1000	31
	A.hydrophila				75	300			3
	A.sobria	210	180		300		2600	780	
	A.lignieresii						370		
	A.suis							520	
	E.cloacae		370	54	75		370		
	H.alvei			54					
	K.oxytoca		180						
	K.ozaneae					100			
	K.pneumoniae		180	54	150				
	P.multocida	210		54	150	200		260	10
	P.pneumotropica							260	
	P.vulgaris	210							
	UN1		370	160	75	100		520	
	UN3	310	370	110		100	370		

注) 細菌の単位は流入水(100個/ml), 処理水(個/ml)。
UN1は好気性菌, UN3は未同定菌。

二次処理水質はBODで0.9~5.6mg/L, CODで6.6~7.2mg/L, SSで1~8mg/Lであった。二次処理水中のデソ細菌数は72~6000個/mLで、その内84%がその他細菌であった。二次処理は大腸菌群の除去に効果がある。

大腸菌群数の平均は460個/mLであり、この内訳として種の確認できたものはE. coli (63個/mL), A. caviae (250個/mL), A. hydrophila (14個/mL), A. sobria (47個/mL), E. cloacae (13個/mL), E. agglomerans (10個/mL), K. oxytoca (0.5個/mL), K. pneumoniae (20個/mL), P. multocida (15個/mL) の9種である。大腸菌群中のE. coliの存在比は14%と小さく、A. caviae の存在比が53%と過半数を占めている。

その他細菌数の平均は2400個/mLであり、この内訳として種の確認できたものは、A. lignieresii (93個/mL), A. suis (130個/mL), A. caviae (660個/mL), A. hydrophila (76個/mL), A. sobria (850個/mL), E. cloacae (93個/mL), K. ozanæae (25個/mL), P. multocida (120個/mL), P. pneumotropica (260個/mL) の9種である。

(3) コロニーの色相に関する調査

デソ培地上において、赤色及び赤色以外の色のコロニーの両方を作ったものは、A. caviae, A. hydrophila, A. sobria, E. cloacae, K. oxytoca, K. pneumoniae, P. multocida の7種であった。

(4) 高温細菌相 (二次処理水)

高温細菌相の調査結果を表3に示す。

ふん便性細菌相は大腸菌群相よりかなり単純になっており、種の確認ができたものはE. coli 及びK. pneumoniae の2種であった。37℃で増殖可能なE. coliで45℃においても増殖が可能なものは13%である。高温その他細菌相はふん便性細菌よりさらに単純になっており、種の確認ができたものはK. pneumoniaeのみである。

表3 高温細菌相 (個/mL)

項	目	細菌数
ふん便性細菌	E. coli	25
	K. pneumoniae	31
	UN 3	18
高温その他細菌	K. pneumoniae	23
	UN 3	10

3.2 細菌の死滅に関する調査

二次処理水を公共用水域へ放流した場合、二次処理水中の細菌は様々の行動をとる。それらのうちで、細菌の固有特性として死滅がある。本調査は、細菌に固有な死滅機構に関する調査を行ったものである。

3.2.1 調査方法

各細菌をトリプトソーヤ寒天培地で2日間培養し、次に培地上のコロニーを蒸留水にケン濁させたものを20℃にて保存し時間を変えて細菌数を求めた。細菌数はデソ培地を用い表面塗布法で求めた。なお培養を2日間行った理由は、コールドショック⁰⁾に類似した現象が生じることをさけたものである。

3.2.2 調査結果及び考察

細菌の死滅速度は一次反応によって表現されることが多い(1式)。

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

(1)式の積分式は(2)式となる。

$$\ln \frac{x}{x_0} = -kt \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで

k : 速度定数 (H^{-1})

t : 測定時間 (日)

x : 時刻 t のときの細菌数 (個/ ml)

x_0 : 初期細菌数 (個/ ml)

(2)式の常用対数式は(3)式になる。

$$2.303 \log \frac{x}{x_0} = -kt \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで x_0 は定数なので $\log x$ を縦軸に、 t を横軸に目盛って右下りの直線が得られればこの現象が一次反応によっていることが確認できる。

次に半減期 ($t_{0.5}$) を求めれば次式によって速度定数 (k) が求まる。

$$k = \frac{0.693}{t_{0.5}}$$

E. coli, *K. pneumoniae*, *E. cloacae* の調査結果を図2に示す。

一次反応で死滅現象を確認できたのは *E. coli* 及び *K. pneumoniae* であり、このときの死滅速度定数は表4に示すとおりである。*E. cloacae* については二次反応に近いパターンで死滅(減少部のパターンは二次反応のパターである)し、 10^5 個/ ml 以下になるためにはかなり日数を要している。

E. coli の死滅速度定数は、*K. pneumoniae* の死滅速度定数よりやや小さめである。表4によると *E. coli* の99%の自然死滅には20~104日の日数が必要である。公共用水域において *E. coli* が死滅

表4 細菌の死滅速度定数

細菌名	コード	k (日 ⁻¹)	$t_{0.5}$ (日)	$t_{0.1}$ (日)
E. coli	EC 96	0.043	16	5.2
	EC 90	0.26	2.7	1.0
K. pneumoniae	KP 91	0.069	10	3.6
	KP 81	0.63	1.1	3.9

注) $t_{0.1}$ は 1/10 になる日数

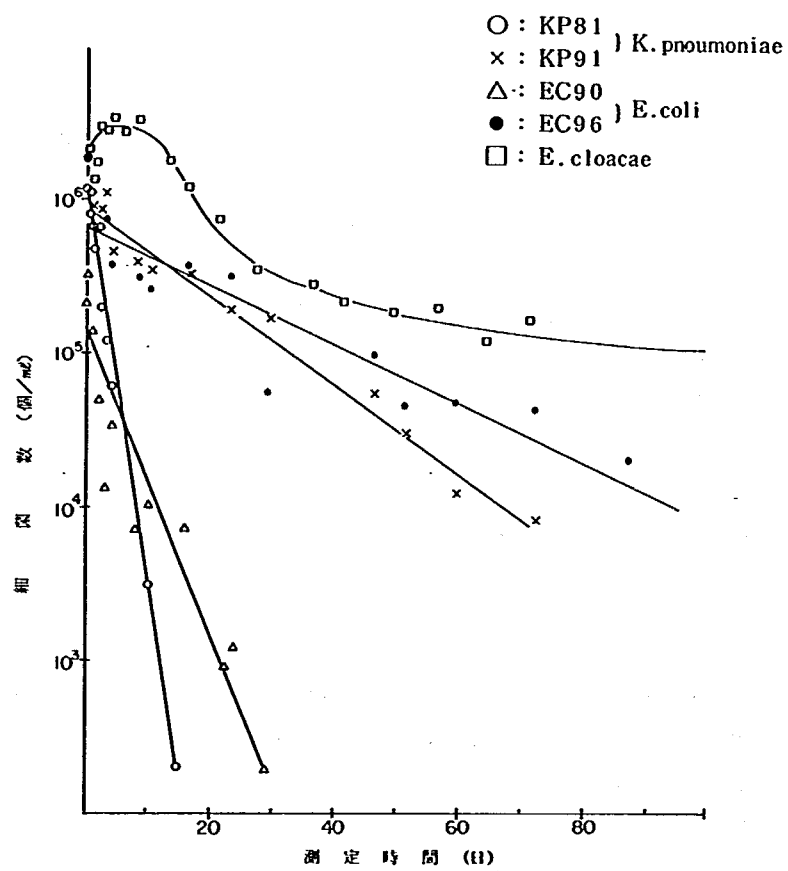


図2 細菌の死滅速度

するためには、底生原生動物による捕食作用又は太陽光中の紫外線による消毒効果の寄与が必要である。

なお、*E. coli* の死滅速度定数は Klock²⁾ が清浄な河川及び湖水について求めた大腸菌群の死滅速度定数 ($0.2 \sim 0.7 \text{ 日}^{-1}$) よりやや低めの値を示している。

4. 要 約

今年度は排水基準の大腸菌群数の測定の際に用いられているデソキシコール酸塩培地を用いて下水中の腸内細菌相を明らかにした。処理場流入水についてみると、大腸菌群数は 8.4×10^4 個/ ml で、*E. coli* は 3.1×10^4 個/ ml (存在比37%) となっている。二次処理水についてみると、大腸菌群数は 460 個/ ml で、*E. coli* は 63 個/ ml (存在比14%) となっている。大腸菌群中の優占細菌は、処理場流入水においては *E. coli* であるが、二次処理水においては *A. caviae* であった。

45℃で培養した時ふん便性細菌中の *E. coli* の比率が高いことから、ふん便性汚染を把握する指標としては45℃で培養したふん便性細菌数が好ましい。

細菌の死滅については、*E. coli* 及び *K. pneumoniae* についてはその死滅速度が1次反応式で表わせたが、*E. cloacae* についてはその死滅速度が2次反応で表わせた。

腸内細菌を種のレベルで同定するために、この分析法を用いると5日間で調査が終了する。

5. あとがき

公共用水域における細菌学的汚染の防御施設として下水道は大きな役割を果たしてきたところであり活性汚泥による二次処理を適切に行なえば、二次処理水中の大腸菌群数は 3000 個/ ml 以下という排水基準を守ることが容易であるが、さらに高度に除菌を行なう必要がある場合には、二次処理水中の細菌相を明らかにしておくことも重要であると考えられる。

細菌の分析には高度な専門的技術及び多くの手間と時間を必要とするため、収集できるデータ数も必ずしも充分とはいえない。今後、分析法の検討、データの信頼性の向上などの研究も重要な課題である。

引用文献

- 1) 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, p33. 学会出版センター
- 2) Klock, J. W., Survival of coliform bacteria in wastewater treatment lagoons, JWPCF, Vol. 43, No 10, p2071 (1971)
- 3) その他文献は次による。
弓倉, 下水の細菌学的研究, 建設省・土木研究所資料 第 1955 号 (1983)

2. 下水の超高度処理に関する研究

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

国土庁が昭和57年に発表した長期的な水需要の推計によれば、人口の増加、核家族化の進行、水洗化の進行等による生活用水の増大等により、昭和75年の全国の水需要量は昭和54年の1.2～1.4倍になるものと見込まれており、このため、従来、大都市部に見られた水需給のひっ迫が地方都市にも広がる可能性がでてきている。一方、昭和57年度の下水処理水量は年間約67億 m^3 であり、今後普及率の向上とともにその量は更に増大するものと思われる。また、下水処理水は、水需要の多い都市地域で多量に発生し、かつ安定的な水量が得られることより、水資源として注目すべきものであり、今後は下水処理水の再利用が不可欠になると考えられる。

下水処理水の再利用の用途は、農業用水のほか、工業用水や家庭雑用水等の都市用水など広範囲にわたるが、その用途によっては、有機物、栄養塩類の除去を目的とした従来の三次処理では不十分であり、無機塩類、ウィルス等の除去が可能な処理、すなわち超高度処理が必要である。

2. 研究目的

本研究の目的は、各種都市用水としての必要な水質を確保するための超高度処理技術の開発および評価を行い、その実用化のための基礎資料を得ることである。このため、昭和48年度より57年度まで下水中の無機塩類除去の立場から逆浸透法および電気透析法を、下水中の病原性微生物除去の立場からオゾン処理等の検討を進めてきた。

今年度は、超高度処理技術の一つとして限外ろ過法を取り上げ、三次処理水、二次処理水、一次処理水のおおのに限外ろ過法を適用した場合の処理性能について、主として透過水質と透過水量の面から検討評価を行った。

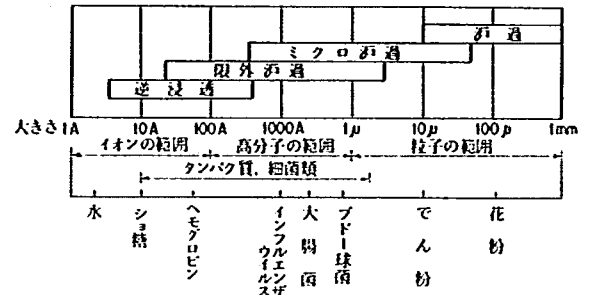
3. 限外ろ過法

限外ろ過は、固液分離操作の一種で、従来のろ過が、ろ布、網、砂層等をろ材として、液中の比較的粗大な懸濁粒子を分離の対象とするのに対し、限外ろ過は通常多孔質の高分子膜をろ材として、より微細な粒子、コロイドなどを分離の対象としている。（図1に限外ろ過の位置づけを示す。）

限外ろ過では、膜の両面に生じる圧力差が、膜を通して物質が移動する駆動力となるので、圧力をかけることを原則としているが、その圧は通常1～5気圧程度と逆浸透法と比べて著しく低圧である。

限外ろ過法の工学的問題点としては、液が透過するにつれて原液側膜面に取残される粒子のために濃度勾配が生じ（濃度分極現象）、次第に液の透過速度が落ちることが上げられている。このため、膜面に沿って原液を高速で常時流動させ、乱流を生じさせて、膜面付近の固形分を拡散させて、液の透過速度が低下することを防止している。

なお、限外ろ過のモジュールには、平面膜型、管型、スパイラル巻き型、中空糸状膜型の4タイプがある。



図一 各種固液分離法の分離粒子径

4. 限外ろ過実験

4.1. 実験の目的

限外ろ過法の基本的な処理機能を調べるための基礎的な実験として、下水処理場の三次処理水、二次処理水、一次処理水を原水として、おのおのを直接、限外ろ過した場合の透過水質及び透過水量の変動を調査した。

4.2. 実験方法

実験は、茨城県霞ヶ浦流域下水道霞ヶ浦浄化センター内に建設省土木研究所が設置している総合実験棟内に、限外ろ過実験装置を設置し、霞ヶ浦浄化センターの三次処理水、二次処理水、一次処理水を原水として実施した。

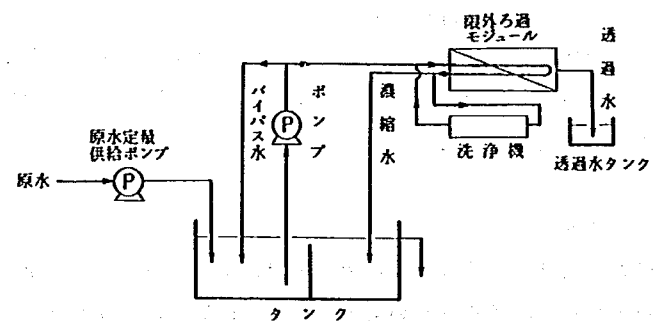
4.2.1. 実験装置

実験装置のフローシートを図一2に示す。また、実験装置及び膜モジュールを写真1、写真2に示す。

実験に用いた装置は、限外ろ過装置本体と膜モジュール洗浄機から構成されている。限外ろ過装置はチューブラー型であり、使用圧力範囲は0～6kg/cm²である。膜モジュールは、管状で、公称分画分子量20,000（分子量20,000のポリエチレングリコールの除去率70～90％）、膜目100A以下のものを用いた。

4.2.2. 実験方法

(1)原水



図一2 実験装置フローシート

原水は、霞ヶ浦浄化センターの各種処理水を用い、別途の前処理は行わなかった。霞ヶ浦浄化センターの処理フローと原水取水位置を図-3に示す。

(2) 洗浄

膜面の洗浄は、運転中に一定の間隔で、スポンジボールを原水とともに流すことにより行い、薬洗等は行わなかった。

(3) 運転条件と操作因子

各Runの運転条件を表-1に示す。

58年度においては、原水のレベル（三次処理水～一次処理水）、洗浄頻度、圧力を操作因子とした。

(4) 測定及び分析の項目、方法等

測定項目は以下であり、原則として毎日2回測定した。

①透過水量 ②気温 ③水温 ④圧力 ⑤使用電力量

水質分析の方法は以下である。

PH（ガラス電極法）、電導度（電導度計）、全硬度（JISK 0101-15.1）、T-COD_M、T-BOD、SS、大腸菌群数、MBAS、T-P、T-N（下水試験方法）

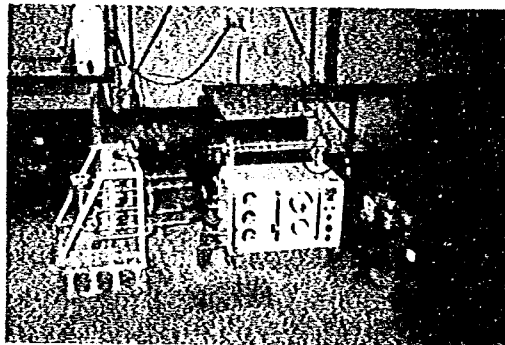


写真-1 限外ろ過実験装置

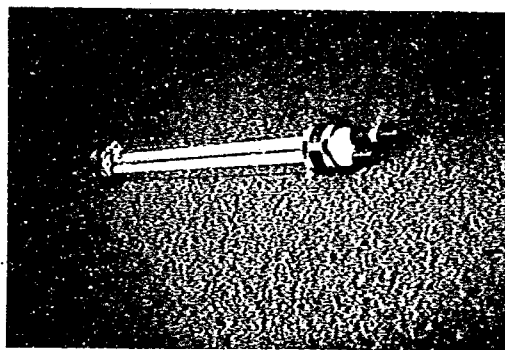


写真-2 限外ろ過膜モジュール

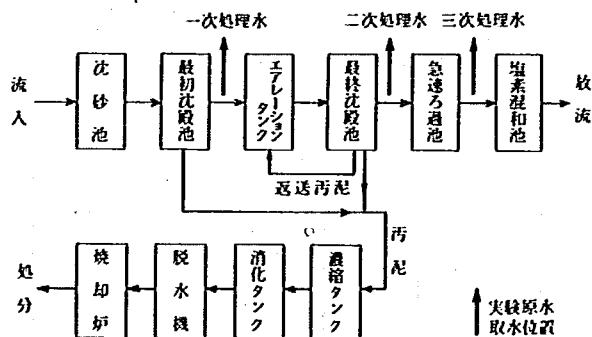


図-3 霞ヶ浦浄化センター処理フロー

表-1 各Runの運転条件

	原 水	圧 力	洗浄頻度
Run 1	三次処理水	2~5 kg/cm ²	1回/日
Run 2	三次処理水	5 kg/cm ²	2回/日
Run 3	三次処理水	5 kg/cm ²	1回/日
Run 4	二次処理水	2~5 kg/cm ²	1回/日
Run 5	一次処理水	2~5 kg/cm ²	1回/日

4.3. 実験結果

4.3.1. 透過水質について

(1)各種原水と透過水質

三次処理水、二次処理水、一次処理水を原水とした場合の水質分析結果を表-2に示す。

T-COD_{mn}は、三次処理水及び二次処理水のように低濃度の水を原水とした場合においても、なお、50%以上の除去率を示し、透過水のT-COD_{mn}は3mg/l以下となった。また一次処理水を原水とした場合においても、透過水のT-COD_{mn}は10mg/l以下となった。このことは、生物処理においては難分解性のCODの除去、総量規制地域等厳しいCOD規制の地域におけるCODの除去における限外ろ過法の有効性を示唆するものと言える。

SSは、一次処理水を原水とした場合においても、96%の除去率を示した。

大腸菌群は、三次処理水及び二次処理水を原水とした場合においては、透過水中には見い出せなかった。また、一次処理水を原水とした場合においても99.9%除去された。

電導度や全硬度が除去されるのは、コロイド性のものが除去されるものと考えられる。

T-Nは、ほとんど除去されなかったが、T-Pは、30%以上除去された。

限外ろ過による処理効果と、既設処理場(霞ヶ浦浄化センター)の処理効果を比較するため、霞ヶ浦浄化センターの水質を表-3に示す。

一次処理水を直接、限外ろ過した場合の透過水の水質は、T-BOD、T-COD_{mn}、SSについてはほぼ既設処理場の二次処理水なみであり、大腸菌群数は、三次処理水より少ない結果となった。

表-3 霞ヶ浦浄化センターの水質

	流入水	一次処理水	二次処理水	三次処理水
T-BOD (mg/l)	146. ⁸	60. ⁸	2. ⁶	0. ⁵
T-COD _{mn} (mg/l)	91. ³	39. ³	7. ¹	5. ⁷
SS (mg/l)	163	37	2	<1
大腸菌群数(個/ml)	43000			0
全硬度(mg/l)	140			138

<注> 流入水、一次処理水、二次処理水、三次処理水は同日に測定したものである。

表-2 限外ろ過水質分析結果

原 水	三 次 処 理 水			二 次 処 理 水			一 次 処 理 水		
	原水(三次処理水)	透過水	除去率(%)	原水(二次処理水)	透過水	除去率(%)	原水(一次処理水)	透過水	除去率(%)
PH	7. ⁹	7. ⁷	—	6. ⁹	7. ¹	—	7. ²	7. ⁶	—
T-COD _{mn} (mg/l)	5. ⁷	2. ⁶	54	6. ⁶	2. ⁴	64	39. ¹	8. ¹	79
SS (mg/l)	2	<1					52	2	96
大腸菌群数(個/ml)	620	0	100	5500	0	0	55000	18	99. ⁹
電 導 度(μs/cm)	394	292	26	412	349	15	465	428	8
全 硬 度(mg/l)	139	114	18	128	110	14			
MBAS (mg/l)	0. ⁹⁸	0. ⁹⁵	38						
T-P (mg/l)	0. ³⁴	0. ²⁴	37	0. ³⁸	0. ²⁵	34	1. ⁸⁴	0. ³³	68
T-N (mg/l)	9. ⁹	8. ⁶	5	8. ³	7. ⁸	6	15. ⁹	11. ⁷	22
T-BOD (mg/l)							58. ⁵	5. ²	91

二次処理水を原水として限外ろ過した場合と、既設処理場において二次処理水を急速砂ろ過した場合の処理水質を比較すると次のようになった。T-COD_{Mn}は、限外ろ過の方が急速砂ろ過より除去率が高い。また、急速砂ろ過では、ほとんど除去できない電導度、全硬度についても、限外ろ過では一部除去できた。

(2) 圧力と透過水質

T-COD_{Mn}について、圧力と除去率の関係を図-4に示す。操作圧力2kg/cm²から5kg/cm²の範囲では、圧力と除去率の間には顕著な関係は見い出せなかった。

(3) 透過水質の経時変化

T-COD_{Mn}の除去率の経時変化を図-5に示す。

時間と除去率の間にはっきりとした相関関係は見い出せなかったが、二次処理水と三次処理水の2^日洗浄の場合に、ある時間の経過後、急に除去率が上昇する傾向が見られた。これは、膜面にゲル層が形成され、膜の実質的な孔径が小さくなったためと考えられる。

4.3.2. 透過水量について

(1) 透過水量の経時変化

各Runにおける透過水量の経時変化を図-6に示す。

Run 2においては、200時間経過後、徐々に透過水量は落ち、400時間経過後には、最大透過水量の約3分の2まで落ちている。図-5と比較すると、T-COD 除去率の上昇が、透過水量の減少と対応していることがわかる。

Run 3においては、100時間経過後より、徐々に透過水量は落ち、400時間経過後には、100時間経過後（最大透過水量時）の約半分の透過水量となった。

Run 4 及び Run 5 は、運転時間が短かったため、長期の経時変化は評価できないが、一次処理水では、急激に透過水量が減少するのが認められた。

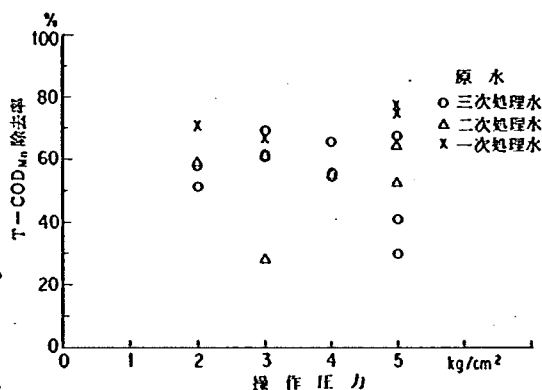


図-4 操作圧力とT-COD_{Mn}除去率（1^日洗浄のRun）

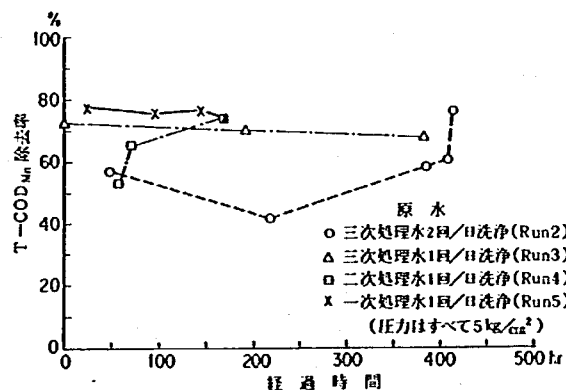


図-5 T-COD_{Mn}除去率の経時変化

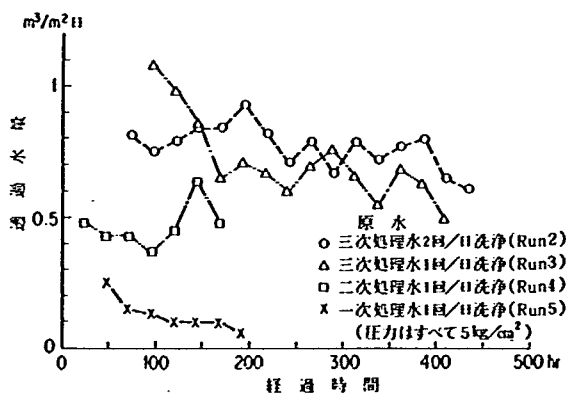


図-6 透過水量の経時変化

限外ろ過膜 1 m²あたりの最大透過水量は、三次処理水 1.0 m³/h、二次処理水 0.6 m³/h、一次処理水 0.25 m³/h であった。

膜洗浄間隔については、三次処理水を原水とした場合は、2^日/回 で、相当長期にわたって、機能が担保できることが確認された。

(2) 圧力と透過水量

操作圧力と、運転直後（最大透過水量時）の透過水量の関係を表一4に示す。

最大透過水量は、操作圧力にほぼ比例しているといえる。

表一4 圧力と最大透過水量 (1^日洗浄)

原水 操作圧力	三次処理水	二次処理水
2 kg/cm ²	0.56 m ³ /m ² ・日	0.42 m ³ /m ² ・日
3 kg/cm ²	0.77 m ³ /m ² ・日	0.38 m ³ /m ² ・日
4 kg/cm ²	0.85 m ³ /m ² ・日	0.44 m ³ /m ² ・日
5 kg/cm ²	1.10 m ³ /m ² ・日	0.64 m ³ /m ² ・日

5. あとがき

本年度は、超高度処理法の一つとして限外ろ過法を取り上げ、下水処理場の各種処理水を用いて実験を行った結果、透過水質及び透過水量を中心とした基本的な処理性能を把握することができた。

今後、限外ろ過法を下水処理プロセスの1つとして位置づけ、実用化していくためには、パイロットプラントスケールの実験施設等による次の検討が必要である。

- ① 長期連続運転による透過水量、透過水質の変化、膜の劣化
- ② 膜洗浄方法と洗浄頻度
- ③ 負荷変動に対する応答
- ④ 膜の種類と処理性能に関する検討及び新しい膜の開発
- ⑤ 下水処理プロセスにおける位置づけ及び他のプロセスとの最適な組合せのあり方
- ⑥ 電力費等の維持管理コスト及び建設コスト等の経済性

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、汚泥処分の方法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. 57年度までの研究成果

本研究の初年度にあたる57年度は、1) 土壌を充填したカラムの上部より、重金属溶液を定期的に添加して、土壌中への重金属蓄積と流出についての調査。2) ライシメーターによる汚泥含有物質の収支に関する実験。3) 屋外の試験圃場で、汚泥の連用による土壌中への重金属等の蓄積と、地下水への流亡について調査を開始した。以上、3点の実験および、調査は汚泥の長期連用(5年間)試験であるため、最終的結果は得られていない。各実験および調査の途中経過での傾向は、1) カラムを用いた重金属の土壌中への蓄積と流亡については、重金属添加濃度は10 mg/lであり、乾土1 kg当り10 l注入時にカラム底部から、添加濃度と同等の濃度の流出が見られたのは、14元素(Ca, Mg, K, Na, Mn, Ni, Zn, Hg, Cd, Cu, Fe, Pb, Cr, As)のうち、Ca～Znまでの7元素であり、流出してきた順位は、イオン化傾向が大きい順番とはほぼ一致していた。2) ライシメーターを用いた実験では、汚泥施用量が多くなると、土壌表層は汚泥含有物質である窒素、リン、重金属等の濃度がわずかに高い値を示していた。3) 屋外試験圃場中の地下水の水質調査結果は、対照区、汚泥施用区、化学肥料施用区とも大きな変化はなかった。

3. 58年度の実験および調査結果の要旨（実験条件は57年度報告書参照のこと）

1) カラムを用いた実験では、重金属濃度 $10\text{mg}/\ell$ 溶液を $19.86\ell/(\text{kg}\cdot\text{乾土})$ 注入した時点で、カラム底部からの流出水の各元素の濃度が約 $10\text{mg}/\ell$ に達した元素は9元素になったが（HgとCdが新たに流出した）イオン化傾向の大きな順位とは異った傾向であった。2) ライシメーターを用いた実験では、窒素、リン、Hg、As、Cu、Zn、Cr、Pbの各元素は、表層に蓄積する傾向が見られたが、Cdは汚泥中の濃度と、供試土壌中の濃度があまり変わらないため、汚泥施用による土壌の濃度変化はなかった。3) ライシメーター底部からの流出水中の各項目の濃度で、土壌中の濃度に比例して濃度が高くなった元素は、Cd、Cu、Cr、Ni、Pbの5元素であるが、濃度のオーダーが $\mu\text{g}/\ell$ の単位であるので地下水汚染の心配はない。その他の元素は、対照区のものとは大きな差はなかった。4) 屋外実験圃場の地下水の水質も、先年度同様に、各区とも同じ程度であった。屋外実験圃場の栽培跡地土壌は、ライシメーター土壌の場合と同様の傾向であった。

4. 58年度の調査および実験結果

4.1 カラムを用いた土壌への重金属の蓄積と流出に関する実験

本実験は、カラムに充填した土壌層の上部より14元素の金属元素を混合した溶液（濃度は各元素とも $10\text{mg}/\ell$ ）を週に3回注入し、各元素の土壌中への蓄積状況と流出についての挙動を調査するために行っている。実験装置および実験条件は前年度と同一であり、現在も継続中であるが以下にその経過を示す。カラム内の土壌層からの流出水の各金属の濃度変化を図-1に示した。同図には、各元素の混合溶液（ $10\text{mg}/\ell$ ）を $19.86\ell/(\text{kg}\cdot\text{乾土})$ 注入するまでの動きを示してある。縦軸は濃度、横軸は混合溶液の注入量である。各元素の図中に点線で示した濃度が、カラム上部より注入した $10\text{mg}/\ell$ の位置であり、実線は、土壌中を透過した混合溶液の濃度である。各図中で、透過水濃度が点線で示した $10\text{mg}/\ell$ 以上または、同じ程度の濃度を示したものは、その時点で土壌への蓄積は終了したことを示しており、この様な状態を“破過”という。14元素の $10\text{mg}/\ell$ 混合溶液を $19.86\ell/(\text{kg}\cdot\text{乾土})$ 注入した時点で、破過した元素は、図-1の（1-1）～（1-9）までの元素であり、破過した順に示してある。Ca、Mg、K、Naの4元素は、実験開始後すぐに破過している。つづいて、混合溶液が $6.4\ell/(\text{kg}\cdot\text{乾土})\sim 7.1\ell/(\text{kg}\cdot\text{乾土})$ 位の所で、Mn、Ni、Zn、Hgの順で破過が起っており、 $9.3\ell/(\text{kg}\cdot\text{乾土})$ 付近でCdが破過している。Mnの破過までは、ほぼイオン化傾向の大きな順になっているが、NiはZnよりイオン化傾向が小さくても、Znより先に破過しており、Hgは14元素中最もイオン化傾向の小さい元素であるがZnの次に破過している。土壌への金属元素の蓄積は、イオン化傾向以外の要素も作用していることが示されている。残る5元素のうち、Cuが $19.6\ell/(\text{kg}\cdot\text{乾土})$ 近くで破過に近づいている傾向がみられるが、その他のFe、Pb、Cr、Asについての挙動は現在の所不明である。

土壌の陽イオン吸着容量の1つの目安として、CEC（陽イオン置換容量、または塩基置換容量）の測定方法があり、本実験の供試土壌では、PH5.0の時は $8.86\text{me}/100\text{g}\text{乾土}$ 、PH7.0は $11.47\text{me}/100\text{g}\text{乾土}$ 、PH9.0は $19.09\text{me}/100\text{g}\text{乾土}$ でありシルト質粘土土壌に相当する。土壌のCECは、PHの影響が大きいことがわかる。CEC測定値は、土壌の NH_4^+ 吸着量を表すもので厳密な意味での重金属吸着量を表すものではない。本実験の供試土壌のPH値は7.1であるので、PH7.0のCEC値 $11.47\text{me}/\text{kg}\cdot\text{乾土}$

土をカラム内土壌量（2.8 kg 乾土）に換算すると 321.16 me/kg 乾土となる。混合溶液のミリグラム当量値（me）は 5.148 me/l であるのでカラム内土壌全体が破過するまでに必要な14元素混合溶液は、 64.4 l となるが、Ca, Mg, 等の溶脱によって土壌のPHが変化したり、14元素の金属を混合してあるので、供試土壌に特別に吸着したり、土壌中で化学的に安定した化合物となる元素があれば、カラム内

土壌全体を破過させるために必要な14元素混合溶液の注入量は変化するものと考えられる。また、土壌重金属吸着量の変化は注入する重金属溶液の濃度によっても影響を受け、注入液の濃度が高ければ、土壌に吸着される量も多くなる。本実験では、汚泥、に含まれる有害重金属が数 ppm 程度であり、汚泥の連用を想定した実験であるため、重金属濃度を 10 ppm として行っているが、今後、本実験とは別に、重金属濃度やPH等の影響についても検討を行う予定である。

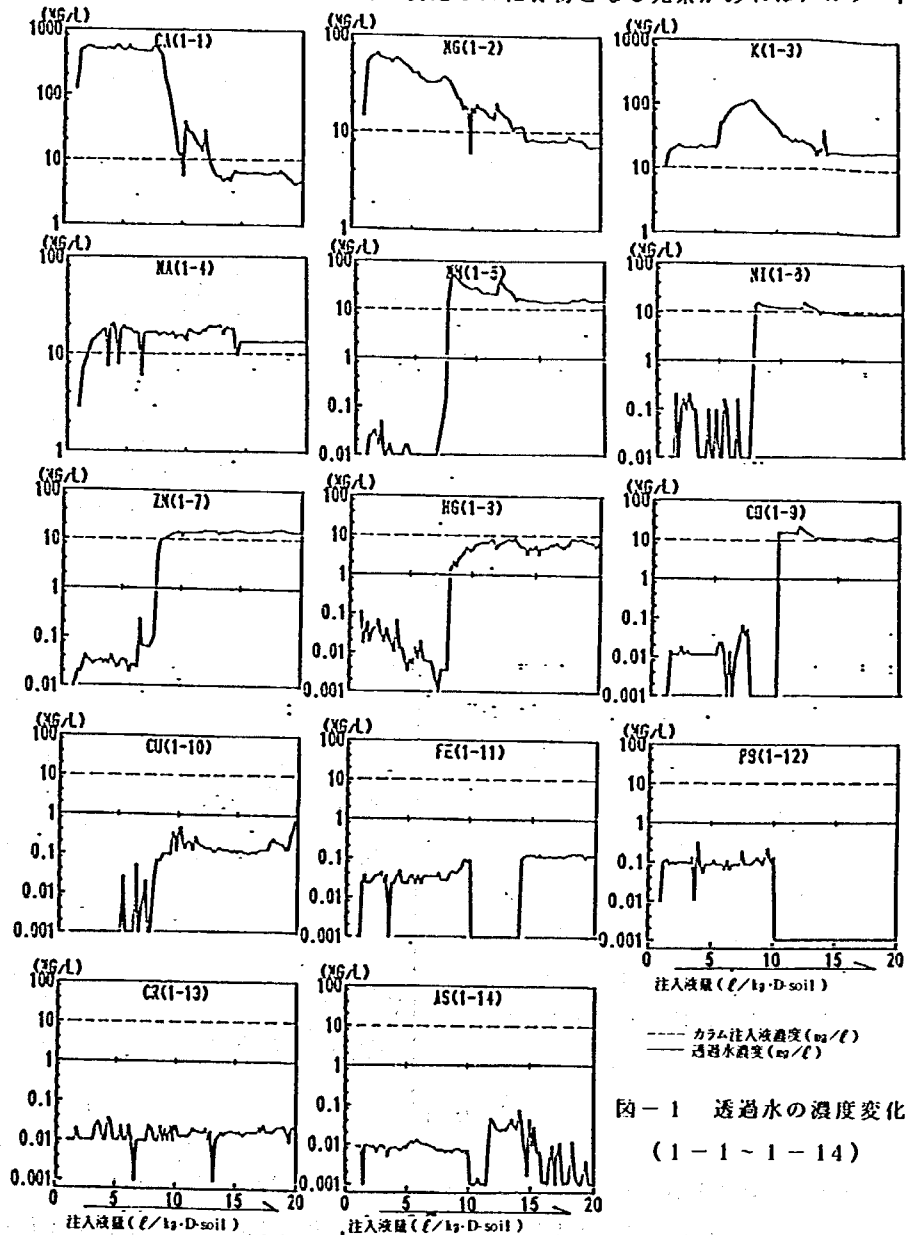


図-1 透過水の濃度変化
(1-1 ~ 1-14)

4.2. 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

供試汚泥は、前年度と同じ処理場の消化脱水汚泥を用いた。各区の施肥量は、表-1に示したとおりである。ただし、今年度の汚泥施肥量は、汚泥5t区には2t, 10t区には4t 施用した。供試野

菜は、キャベツとし、各ライシメーターに苗を5本ずつ定植した。栽培期間は、昭和58年10月24日から59年2月25日までの4ヶ月間である。給水は蒸留水を用いた。

実験結果

表-2には、供試汚泥、供試野菜、栽培跡地土壌、ライシメーター底部からの流出水について、重金属と窒素(T-N)、リン(T-P)、炭素(T-C)等の分析結果を示してある。同表に示したキャベツの重金属濃度について、

表-1 汚泥施肥量(ライシメーター当たり)			
ライシメーター No.	施肥種類	汚泥含水率	施肥量
対照区 1,2	化学肥料	-	硫酸安:235.5g(N:50g) 過磷酸石灰:260.5g(P ₂ O ₅ :50g) 硫酸カリ:111.5g(K ₂ O:50g)
汚泥 5t 区 3,4	汚泥ケーキ	80%	10kg (2Kg・dry)
汚泥 10t 区 5,6	汚泥ケーキ	80%	20kg (4Kg・dry)

(注) 対照区における化学肥料は、キャベツの生育状態に応じて行った。

表-2 ライシメーター実験の分析結果 (★印はppm)

実験区名	Bg	As	Cd	Cu	Zn	Cr	Mn	Pb	T-N(N)	T-P(P)	T-C(C)
キャベツ											
T11510-KV	0.001	0.01	1.02	0.00	111.0	1.70	35.4	0.53	5.13	0.72	35.5
0001-5T-KV	0.000	0.01	1.17	5.75	45.2	1.42	53.1	0.01	4.70	0.00	37.1
0001-10T-KV	0.050	0.21	1.30	10.15	81.5	2.12	53.5	0.11	4.43	0.03	31.0
跡地土壌											
T11510-KV	0.131	14.31	1.48	50.50	82.5	5.71	85.6	35.49	0.10	0.10	1.0
0001-5T-KV	0.270	15.55	1.00	87.00	102.2	0.85	85.4	42.80	0.23	0.20	2.0
0001-10T-KV	0.355	17.50	1.22	71.20	102.0	0.70	72.0	40.00	0.33	0.24	2.0
流出水											
T11510-KV	0.203	0.30	0.11	20.15	217.0	0.00	309.0	72.20	★ 0.90	★ 0.12	-
0001-5T-KV	1.000	0.05	0.05	32.20	211.7	0.05	450.0	70.50	★ 0.00	★ 0.05	-
0001-10T-KV	0.355	0.30	0.05	51.00	160.4	0.35	401.0	85.30	★ 5.90	★ 0.10	-
RT6501-0001	2.110	10.31	3.74	212.40	1,102.7	25.00	120.1	110.00	1.70	1.77	21.0

対照区と汚泥施用区を比較してみると、どの元素も同じ程度の濃度であり、汚泥の施用による異常は認められなかった。

跡地土壌(表層10cmまでの土壌を混合してからサンプリングして分析に供した)の各元素について、対照区と汚泥施用区を比較するとCdのほか、汚泥施肥量が多くなると、各元素濃度も高くなる傾向が認められた。

汚泥を施用する時は、土壌の表層10~20cmまでの土と混合して用いているが、降雨等によって、表層にあった物質が、どの程度下層に移行するかを調べるため、ライシメーター中の土壌表面から10cmごとに下層に向かってサンプリングした土壌中の各元素の分析を行った結果のうち、Hg, Cd, T-N, T-Pの4元素の傾向を図-2に示した。Hgの傾向をみると、汚泥5t施用区は表層20cmまでは対照

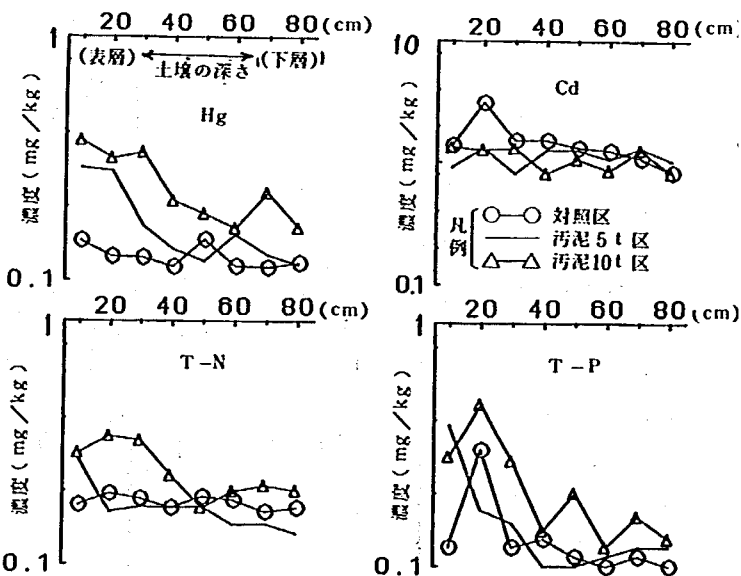


図-2 深さ方向の濃度変化

区より高い値を示しているが30cm位の所では、対照区と同じ程度になっている。汚泥10t施用区では、30cmまでは対照区より高い値を示しており、40cmからしだいに濃度は低下している。また、T-NとT-PもHgの場合と同様の傾向である。Cdは、汚泥中の濃度と土壌中の濃度が、同じ程度であり、表層から下層までの濃度の変化はほとんどないことが示されている。以上の結果から、汚泥の施用により、汚泥含有物質は土壌表層に蓄積し、なおかつ、施肥量が増加すると、下層に移行する

する傾向が示されている。

一方、ライシメーター底部からの流出水は、地下水の水質に影響を与える心配があるが、表-2に示したように、流出水の重金属とT-Pの濃度は、対照区、および汚泥施用区とも $\mu\text{g}/\ell$ (mg/ℓ の1/1000)のオーダーであり、地下水汚染の心配はない。T-Nは、対照区の $6.9 \text{ mg}/\ell$ に対して、汚泥施用区は、5t区が $8.0 \text{ mg}/\ell$ 、10t区が $5.9 \text{ mg}/\ell$ であるが、対照区の濃度と同じ程度である。T-Nの流出水濃度は、重金属やT-Pよりかなり高い濃度であることが示されているが、地下水中のT-N濃度と同じ程度である。

表-3 ライシメーター実験による収支

土壌中の物質収支について、施用量からキャベツの吸収量と流出量を引いた値を残留量として計算した結果を表-3に示した。ただし、施用量と持出し量、および、残留量は1回目(昨年度)と2回目の合計で示してある。作物体による各元素の吸収量は、対照区と

元素名	実験区名	施用量	土 壌 か ら の 持 ち 出 し 量						残 留 量	
			作物吸収		流 出		合 計			
				(%)		(%)		(%)		(%)
Cd (mg)	対 照 区	—	0.720		0.693		1.403		—	
	汚泥5t区	10.65	0.618	3.69	0.433	2.600	1.081	6.49	15.569	93.51
	汚泥10t区	33.22	0.634	1.91	0.468	1.400	1.100	3.31	32.120	96.69
Hg (mg)	対 照 区	—	0.135	—	0.017	—	0.152	—	—	—
	汚泥5t区	14.84	0.091	0.61	0.022	0.150	0.133	0.76	14.727	99.24
	汚泥10t区	29.69	0.055	0.19	0.007	0.020	0.062	0.21	29.628	99.79
T-N (g)	対 照 区	100.00	29.770	29.77	0.552	0.550	30.322	30.32	69.678	69.68
	汚泥5t区	171.00	31.770	18.58	0.230	0.130	32.000	18.71	139.000	28.00
	汚泥10t区	342.40	25.024	7.31	0.190	0.050	25.214	7.37	317.186	92.63
T-P (g)	対 照 区	100.00	3.120	3.12	0.044	0.040	3.164	3.16	96.836	96.84
	汚泥5t区	107.00	4.214	3.94	0.023	0.020	4.237	3.96	102.763	96.06
	汚泥10t区	515.40	3.574	0.69	0.020	0.004	3.594	0.70	511.806	99.30

汚泥施用区では大きな差はなく、流出量についても同様の傾向を示している。

土壌からの持出し分の内容は、重金属のCdについては、作物体の吸収量と流出量と同じ程度であるが、Hgについては、作物体の吸収量の方が流出量より大きな傾向を示している。

T-NとT-Pは、作物体による吸収量が大きく、流出量の約100倍の値を示している。これは植物の主要栄養素であることから理解できる傾向である。なお、各元素とも作物に吸収される量と流出する量が、各区とも同じ程度であるので、過剰に施用した分は土壌中に残留するものと思われる。

4.3 試験圃場による汚泥の連用実験結果と地下水調査結果

圃場実験は、カラム実験、ライシメーター実験等のように、実験条件を一定に保って行う基礎的な実験に対して、降雨や晴天日数等の気象条件の影響を受ける現場実験ということになるが、季節や年度によって、気象条件が異なるため、詳細な資料を得ることは難しいものと考えられる。本実験では、汚泥施用量を数段階に変化させて、汚泥含有物質が土壌中にどの程度蓄積されるのか、その傾向について検討するために行っている。化学肥料施用区を対照区とし、汚泥を10アール当りに換算して、1.25t区、2.5t区、5t区の3段階に汚泥施用量を変えて行っているが、化学肥料と汚泥1.25tを併用した区も設定して実験を行っている。

実験結果は、昭和57年度と58年度についての栽培跡地土壌中の重金属とT-N、T-Pについて分析した結果を表-4に示した。

58年度の跡地土壌で、57年度のものより明らかに高い濃度を示している重金属元素は、Cu、Zn、Pbの3元素であり、約2倍の濃度である。

その他のHg、Cd、Crの3元素は、明らかな傾向はみられない。これは、汚泥中に含有する量が少な

いため、2～3回位の施用では、あまり大きな変化がないためと考えられる。しかし、汚泥の施用量の増加に伴う重金属濃度変化は、Hg, Cd, Zn, Pb, Cr の5元素でみられ、汚泥の施用量が増すと栽培跡地土壌中の重金属濃度も高くなる傾向が見られるので汚泥施用回数が多くなると、土壌中のHg, Cd, Cr についての濃度変化も明らかになるものと考えられる。

T-NとT-Pについては、明確な傾向はないが、汚泥5t施用区は他の区に比較して高い値が示されている。

一方、果樹試験圃場内に設置した地下水観測用細井戸から採水した地下水の水質調査結果を図-3に示した。同図には昭和58年10月～59年2月までの5ヶ月間の調査結果を示してある。

地下水中のHgは、 $1 \mu\text{g}/\ell$ (0.001 ppm) 以下の濃度である。変動巾は、 $0.09 \sim 1.0 \mu\text{g}/\ell$ 程度であり、地下水汚染の心配は全区ともないものといえる。また、各区の差もほとんどないことが示されている。CdもHgと同じ様に $0.1 \mu\text{g}/\ell$ 程度の濃度であるが、図中に示した△印の汚泥

施用区は $0.001 \mu\text{g}/\ell$ 以下の値であり、他の区より濃度が低い傾向を示していた。T-Pは $0.3 \text{ eq}/\ell$ 前後の濃度であり、各区での濃度差もほとんどないことが示されている。T-Nは、 $0.4 \text{ eq}/\ell \sim 4.0 \text{ eq}/\ell$ 程度の濃度範囲で変動しているが、各区の差は他の項目と同様大差ないものといえよう。調査開始以来、各区の水質の差が大きく生じたことは、まだ一度もなく、汚泥の施用による地下水への影響は、いまのところ、現われていないものといえよう。

表-4 試験圃場の栽培跡地土壌分析結果 (eq/kg)

サンプル名	元素名	Hg	Cd	Cu	Zn	Pb	Cr	T-N	T-P
57年度供試汚泥		0.387	4.770	135.10	479.20	58.550	23.870	3.570	0.753
58年度供試汚泥		0.643	3.640	171.90	594.60	24.490	17.710	1.820	0.932
57年度跡地土壌	対照区	0.155	1.773	53.81	145.37	22.163	4.917	0.308	0.230
	5t+1.25t区	0.155	1.623	38.70	83.60	19.287	2.847	0.272	0.184
	1.25t区	0.130	1.190	31.17	81.87	15.803	5.053	0.254	0.158
	2.5t区	0.269	1.580	41.67	98.13	21.403	7.700	0.466	0.179
	5.0t区	0.373	1.680	47.46	104.77	22.343	8.267	0.164	0.212
58年度跡地土壌	対照区	0.044	0.767	38.20	60.80	30.010	4.600	0.116	0.074
	5t+1.25t区	0.092	1.435	46.70	98.00	36.395	5.400	0.119	0.102
	1.25t区	0.080	1.387	48.80	99.30	37.193	6.000	0.081	0.077
	2.5t区	0.122	1.548	64.00	133.20	44.375	7.900	0.059	0.115
	5.0t区	0.221	1.582	77.00	230.20	47.567	9.900	0.239	0.274

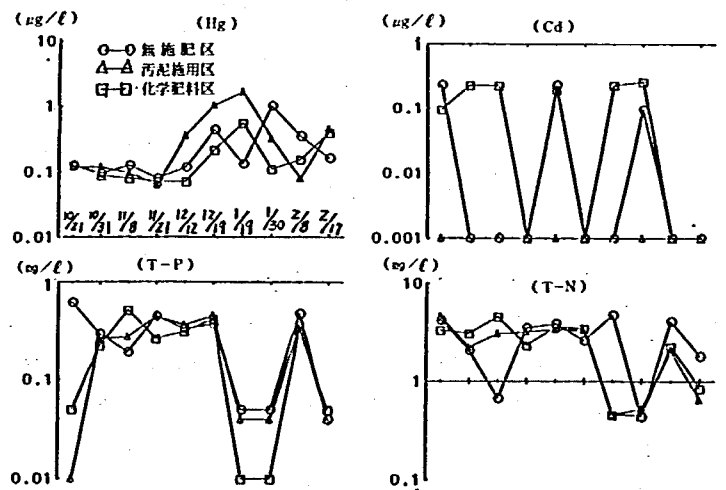


図-3 地下水の水質経日変化

4. 河床附着生物群による浄化作用の研究

水質研究室 室 長 村上 健

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. 河床付着微生物群に与える有害物質の影響調査

2.1 目的

比較的浅い河川や河川の自浄作用を利用した水処理施設においては、水質浄化に占める河床付着微生物群の役割が極めて重要であると言われている。したがって、河床付着微生物群の代謝機能や水質との関係を調査することは、水質浄化メカニズムを理解するうえでもっとも適確な方針であろう。本節では、河川環境中に排出される有害汚染物質が河床付着微生物群の代謝機能に与える影響を調査し、有害汚染物質の閾値を決定すると共に複数の有害汚染物質による影響についても検討を行う。

2.2 実験概要

本節では、前述の目的達成のために、表-1に示す4系列の実験を行った。

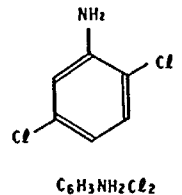
表-1 実験条件

	実験期間	供試有害物質	実験装置	運転条件	滞在時間	基本栄養
実験Ⅰ	58. 8. 1~11. 1	2,5DCA	小型環流水路	連続式	48(hour)	スキムミルク (10mg/l)
実験Ⅱ	58.12. 5~12.26	銅	大型ビーカー	半連続式		BOD : 7mg/l
実験Ⅲ	59. 1. 5~ 1.27	2,5DCA				TOC : 4.1mg/l
実験Ⅳ	59. 2.21~ 3.12	2,5DCA+銅				T-N : 0.6mg/l T-P : 0.1mg/l COD _{Cr} : 1.0mg/l

供試有害物質

(1) 2-5DCA (2-5ジクロルアニリン)²⁾

有機塩素化合物の一種で、「化学物質の審査及び製造等の規制に関する法律」では、分解性が悪い物質として取扱われており、下水処理水および公共用水域からそれぞれ検出された物質である。染料中間体として広く用いられており、分子量162.03、融点50℃、沸点251℃(760mm Hg)の結晶性固体で、水に難溶であるが、アルコール、エーテルには良くとける。生物に対する毒性は、ねずみを用いた実験で、LD₅₀:3000 (mg/kg)が報告されている。



(2) 銅³⁾

銅は、優れた物理・化学的性質を有するので、多方面で利用されておりわが国の年間消費量は、100万トンに達している。動植物には、微量栄養として必要な重金属であり、摂取量が少ない場合には、欠乏症が現われるが、逆に摂取量が過剰の場合には種々の障害を引き起す。ヒトに対する毒性は、急性中毒も慢性中毒も特殊な例を除けばほとんど認められないが、水生生物には極めて強い毒性を示す。特に藻類の光合成活性に対する阻害作用には、顕著なものが見られる。

実験装置

(1) 小型環流水路

水路は、透明ポリ塩化ビニル製で水量は10ℓ、底部に平均粒径25mmの礫が敷設してある。流速は、水車式循環装置によって、19cm/secに設定してある。基質は外部タンクより、定量ポンプで連続的に投入される。

(2) 大型ピーカー

ガラス製ピーカー容量3ℓに付着板(100cm²)を、ビニール系で懸垂しマグスターラで槽内を撈拌できる。基質および有害物質の投与は、サイフォンを用いて1日1回定時に行った。

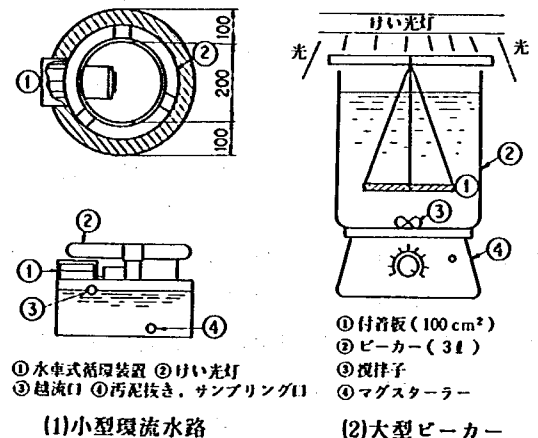


図-1 実験装置概略図

2.3 実験 I

(a) 実験条件

58年8月1日より9月30日までは、基本栄養だけで常運転を行ない10月1日から表-2に示す条件で、2-5DCAを投与した。水質分析は、週2回行った。

表-2 2-5DCA投与濃度

Run あ	Run い	Run う	Run え
20 mg/l	10 mg/l	5 mg/l	0 mg/l

(b) 実験結果

図-2に、毒物(2-5DCA)投与前後の平均水質を示す。各水路間に明瞭な差違はみられないが、毒物投与による水質の悪化は明らかである。これは、毒物による付着生物群の死滅や活性の低下が付着生物群の栄養摂取速度の低下および死滅生物体の剥離を招くためである。

河床付着生物群に対する毒物の影響は、河床の単位面積当りに生息する藻類の総細胞数によって直接評価できる。図-3は毒物投与後の各水路の総細胞数の経時変化を示したものである。総細胞数は1 cm²当りの個数を対数で表わしている。毒物投与濃度の低いRun(い)、Run(う)では、無投与のRun(え)と同じように、付着生物群の代謝活動に伴う総細胞数の周期的変動が観測されるのに対し、Run(あ)では、減少傾向を一次反応で近似できる。測定値を次式で計算すると、

$$\frac{ds}{dt} = -KS \quad \begin{array}{l} S: \text{総細胞数(個/cm}^2\text{)} \\ K: \text{減少係数(1/日)} \end{array}$$

K=0.12が得られ、この値は、通常自然死滅速度(K=0.01)よりも大きく毒物(2-5DCA)の殺藻効果が確認できた。

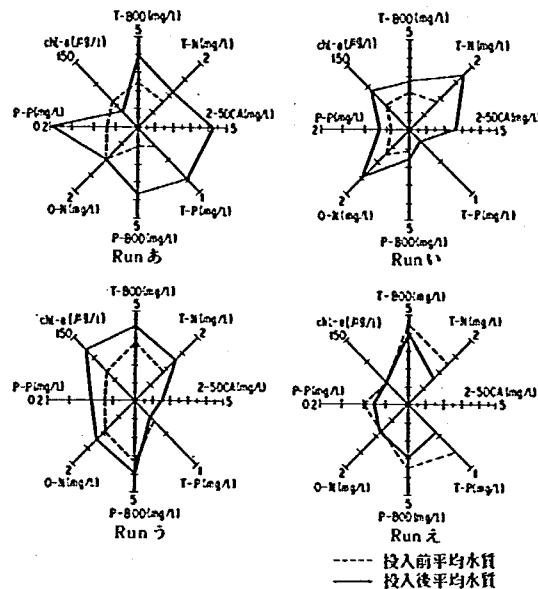


図-2 水路平均水質

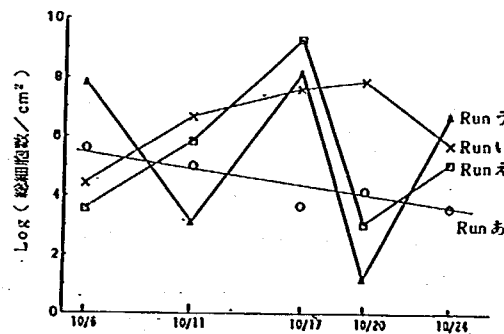


図-3 総細胞数の経時変化

図-3 総細胞数の経時変化

2.4 実験Ⅱ

(a) 実験条件

58年12月5日より2週間、基本栄養(スキムミルク:10 (mg/l))を投与しながら、付着板(素焼スレート板:100cm²)上に付着微生物を生育させた。12月20日より毒物(Cu²⁺)の投与を開始し、12月20日に各Runの水質分析および付着生物群調査を行った。

(b) 実験結果

表-3に毒物(Cu²⁺)の投与条件および、分析結果を示す。銅イオンの水中からの除去は、付着生物による濃縮やビーカーの壁面への吸着等によって行なわれる。本実験で得られた除去率は、ほぼ一定値(76~84%)であり初期濃度(Cu²⁺0.005~1.0 (mg/l))および、生物濃縮等による生物反応の影響を受けなかったことを示す。これは投与Cu²⁺濃度が比較的低かったことおよび、

投与期間が短かったこ

とによると思われる。

毒物 (Cu^{2+}) の河床付
着微生物群に対する影
響は、付着生物群の代
謝活動を反映する流水
水質および付着生物群
の属性 (chl-a 含有量

ATP含有量、細菌数等) を指標として評価できるが
銅イオンは、藻類に濃縮されやすく光合成活性に強い
阻害効果をおよぼすことから、付着生物群に含ま
れるクロロフィルが、最も鋭敏な評価指標と考えら
れる。図-4 から、本実験における毒物 (Cu^{2+}) の閾値
は、0.05 ~ 0.125 (mg/l) の間にあることが示唆さ
れた。

表-3 毒物 (Cu^{2+}) 投与実験結果

	投与濃度 (mg/l)	流水濃度 (mg/l)	除去率 (%)	BOD (mg/l)	COD (mg/l)	T-N (mg/l)	T-P (mg/l)	Chla/1L ($\mu\text{g}/\text{mg}$)	ATP/1L ($10^{-7}\text{mg}/\text{mg}$)	細菌/1L ($10^3\text{個}/\text{mg}$)
Run1	0.000	0.000	0	1.2	9.8	0.58	0.03	0.89	1.84	2.79
Run2	0.005	0.001	80	2.0	14.7	0.77	0.05	0.68	1.50	0.08
Run3	0.025	0.004	84	3.2	15.1	0.72	0.06	1.21	1.22	1.15
Run4	0.050	0.010	80	4.0	9.2	0.80	0.06	1.67	1.79	1.40
Run5	0.125	0.026	79	4.0	12.6	0.73	0.05	0.44	3.40	9.16
Run6	0.000	0.212	79	2.8	13.1	0.92	0.11	0.60	1.51	0.76

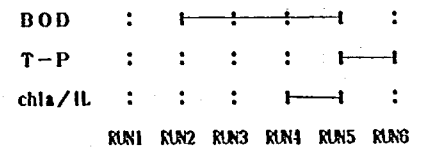


図-4 閾値判定結果

2.5 実験Ⅲ

(a) 実験条件

実験Ⅲでは、実験Ⅰで決定できなかった付着生物群に対する毒物 (2-5DCA) の閾値を求めるた
めに実験に関与するパラメーターを制限すると共に、毒物の投与濃度を細分することによって、
より詳細な検討を行う。実験は、59年1月5日より2週間の培養期間を経て、1月20日から毒物
(2-5DCA) の投与を開始し、1月27日に各Runの水質分析および付着生物群調査を行った。

(b) 実験結果および考察

表-4 毒物 (2-5DCA) 投与実験結果

	投与濃度 (mg/l)	流水濃度 (mg/l)	除去率 (%)	BOD (mg/l)	COD (mg/l)	T-N (mg/l)	T-P (mg/l)	Chla/1L ($\mu\text{g}/\text{mg}$)	ATP/1L ($10^{-7}\text{mg}/\text{mg}$)	細菌/1L ($10^3\text{個}/\text{mg}$)
Run1	0.0	0.0	0	0.8	15.2	1.13	0.07	0.55	6.25	0.74
Run2	2.5	1.2	52	2.2	20.3	0.99	0.06	0.18	3.72	5.77
Run3	5.0	1.7	66	0.6	16.3	0.61	0.06	0.34	3.08	2.60
Run4	7.5	4.8	36	2.6	20.4	0.71	0.06	0.73	0.34	3.59
Run5	10.0	4.7	53	3.9	23.4	0.87	0.06	0.82	3.50	7.88
Run6	20.0	8.2	59	1.2	32.5	1.54	0.04	0.40	2.35	3.56

では、20~50%が生分解されることが報告されている⁴⁾。本実験でも、付着生物群中に生息する一
般細菌数がコントロール系よりも多いことが確認されており、2-5DCAが一部有機栄養源にな
っていると思われる。分析結果から、2-5DCAの付着生物群に対する閾値を決定することは、
難しいが、流水のBODおよび2-5DCA除去率から、おおむね、50~75 (mg/l) の間にあること
が推測される。

2.6 実験Ⅳ

(a) 実験条件

実際の河川では、種々の有害物質が流入し、河川の自浄作用を担っている河床付着微生物群に対する複合毒性が懸念される。そこで、本実験では比較的環境中に排出されやすく、単独でも毒性の強い2-5DCAと銅イオンを用いて河床付着微生物群に対する複合作用の検討を行った。

毒物の投与濃度は、

表-5 複合効果判定シート

実験Ⅱ〔銅イオン閾 値0.05～0.125 (mg/ l)〕実験Ⅲ(2-5DCA 閾値50～7.5 (mg/l)) の結果を基に表-5		Run1 (●●)	Run2 (○○)	Run3 (△○)	Run4 (○△)	Run5 (△△)	複合効果		優先毒物		備 考
							有	無	Cu	2-5 DCA	
	ケース1	-	-	-	-	-		☆ ☆			◎: 閾値より大 ○: 閾値よりやや小 △: 閾値より小 +: 影響有 -: 影響無
	ケース2	+	-	-	-	-					
	ケース3	+	+	+	+	+	☆				
	ケース4	+	+	+	+	-	☆				
	ケース5	+	+	-	+	-	☆		☆		
	ケース6	+	+	+	-	-	☆			☆	

に示す組合せに従って設定した。表-6に投与濃度を示す。実験は、59年2月21日から基本栄養による2週間の培養を行った後、3月5日より毒物(Cu^{2+} +2-5DCA)の投与を開始し、3月12日に各Runの水質分析および付着生物調査を行った。

表-6 毒物(Cu^{2+} +2-5DCA)複合作用実験総括表

	投与濃度(mg/l)		流水濃度(mg/l)		除去率(%)		BOD (mg/l)	TOC (mg/l)	T-N (mg/l)	T-P (mg/l)	Chla/IL (Pg/mg)	ATP/IL (10^4 mg/mg)	細菌/IL (10^4 個/mg)
	Cu^{2+}	2-5DCA	Cu^{2+}	2-5DCA	Cu	2-5DCA							
Run1	0.100	100	0.033	7.2	67	29	2.9	10.2	1.08	0.06	1.15	7.11	7.27
Run2	0.050	50	0.014	2.1	72	57	1.5	6.6	0.10	0.03	1.97	6.88	0.75
Run3	0.025	50	0.007	2.2	72	56	4.3	8.0	0.44	0.02	1.40	5.41	4.28
Run4	0.050	25	0.012	1.2	76	54	2.7	7.1	0.25	0.03	1.13	5.57	5.26
Run5	0.025	25	0.005	1.3	80	50	1.9	6.2	0.47	0.03	2.36	4.15	7.69
Run6	0.000	00	0.000	0.0	0	0	1.1	4.5	0.32	0.05	1.37	0.96	0.36

(b) 実験結果および考察

毒物(Cu^{2+} +2-5DCA)の除去率および流水中の栄養塩(T-N)濃度から、Run1のみに毒物投与の影響が認められる。表-5の複合効果判定シートより、本結果はケース2に相当し、「複合効果無」という結論が導かれる。また、表-6より毒物を投与した系(Run2、Run3、Run4、Run5)とコントロール系(Run6)の流水水質間に有意な差は見られず、さらに毒物を投与した系では細菌数の増加ならびに付着生物群の活性を表わすATP含有量の増加が認められ、 Cu^{2+} と2-5DCAの複合投与は、付着生物群の活性を高めると言える。

3. 河川環境内の窒素収支に関する考察

……アンモニア態窒素の挙動について……

3.1 目的

河川環境内の窒素の収支を精度よく定量的に説明することは河川環境を構成する要素があまりにも複雑であり、かつその要素間の働きが一過性のものであるために、非常に難しい。本節ではこの窒素の収支を解明するための一助として、各態窒素の中でも特にアンモニア態窒素の挙動に焦点を絞りその収支を実験的に追跡した。

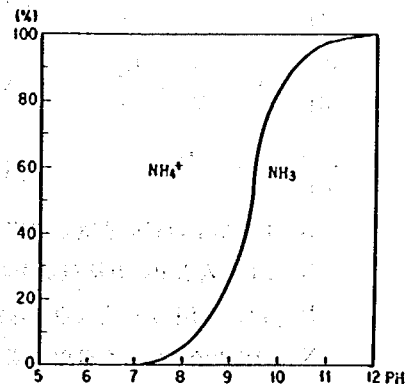


図-5 アンモニアのPH変化による組成図

河川水中のアンモニア態窒素は、水性植物による直接吸収あるいは硝化作用によって水中から除去されることが定説となっている。しかし PH が高く大気と水がよく混合されるような環境ではアンモニア態窒素は、遊離のアンモニア分子に形態変化を行ない直接大気中に揮散する。

付着性藻類が十分に成長するような浅い河川では、光合成作用により昼間の PH が上昇する。⁵⁾ また、水深が浅く流速が大きい河川では、再バツ気効果も高いので揮散によるアンモニア態窒素の除去が十分に考えられる。本節では、以上のような背景に基づき、アンモニア態窒素の揮散を検証するための実験を屋外大型環流水路で行った。

3.2 屋外大型環流水路実験

(1) 実験条件

実験は昭和58年11月22日から29日まで行った。表-7と表-8に環流水路の諸元および投入した人工基質の組成を示す。

(2) 実験方法および結果

実験は表-8に示した人工基質を水路に一樣になるように負荷した後、経時的に各態窒素濃度の変化を追跡した。

(3) 考察

実験結果を解析するために、次のようなモデルを作成した。

表-7 環流水路実験条件

路 床 形 態	Run1	Run2	Run3	Run4	Run5
運 転 条 件	人 工 芝 蓆	人 工 芝 蓆	ステンレス	レンガ	ブロック
脱脂粉乳投与濃度(mg/l)	20				
平 均 水 深(cm)	19.8	17.2	18.5	22.2	21.6
平 均 流 速(cm/s)	43.0	48.0	43.5	43.0	46.0
滞 留 時 間(hr)	48				
再バツ気係数(1/hr)	0.42	0.35	0.52	0.38	0.56
流水接触面積(m ² /m)	5.26	5.32	1.02	1.62	1.89

表-8 人工基質の組成

グ ル コ ー ス	400 (mg/l)
(NH ₄) ₂ SO ₄	100 (mg/l)
K ₂ HPO ₄	32 (mg/l)
KH ₂ PO ₄	4 (mg/l)

$$\frac{dN_{or}}{dt} = -\frac{N_{or}}{T} + \frac{N_{or(in)}}{T} + \frac{N_{or(移動)}}{T} - \frac{N_{or(分解)}}{T} \quad (1)$$

$$\frac{dN_1}{dt} = -\frac{N_1}{T} + \frac{N_{1in}}{T} - k_1 N_1 - k_{生} N_1 + \frac{N_{生}}{T} + \frac{N_{or(分解)}}{T} - k_2 N_1 \quad (2)$$

$$\frac{dN_2}{dt} = -\frac{N_2}{T} + \frac{N_{2in}}{T} + k_1 N_1 - k_2 N_2 \quad (3)$$

$$\frac{dN_3}{dt} = -\frac{N_3}{T} + \frac{N_{3in}}{T} + k_2 N_2 - k_{生} N_3 - k_{死} N_3 \quad (4)$$

N_{or} : 流水中の有機態窒素濃度

$N_{or(in)}$: 流入水中の有機態窒素濃度

$N_{or(移動)}$: 河床から流水中に移動する有機態窒素量

$N_{or(分解)}$: 流水中の有機態窒素が加水分解する量

N_1 : 流水中のアンモニア態窒素濃度

$N_{i,u}$: 流入水中のアンモニア態窒素濃度

$N_{床}$: 河床の嫌気層から、流水中に溶出してくるアンモニア態窒素量

k_1 : アンモニア酸化速度定数

$k_{生_1}$: 河床付着生物群による摂取速度定数

k_d : 揮散速度定数

N_2 : 流水中の亜硝酸態窒素濃度

$N_{2,u}$: 流入水中の亜硝酸態窒素濃度

k_2 : 亜硝酸酸化速度定数

N_3 : 流水中の硝酸態窒素濃度

$N_{3,u}$: 流入水中の硝酸態窒素濃度

$k_{生_2}$: 河床付着生物群による摂取速度定数

$k_{脱}$: 脱窒速度定数

実験期間における各水路条件と、観測データより式-(2)を用いて、アンモニア態窒素の収支計算⁶⁾を行った。なお、計算に先立ち実験時の条件等から、以下のモデル修正を行った。

(1) $k_1 = 0$

本項は、硝化作用によるアンモニア態窒素除去速度を表す項であるが硝化作用は、水中の有機物濃度が TOC で 2~3 (mg/l) を越えると抑制されるため $k_1 = 0$ とした。なお、実験期間中の流水中の TOC 濃度は、10~164 (mg/l) の範囲であった。

(2) $-k_{生_1}N_1 = 0$

河床付着生物群に吸収され生体を合成する量をあらわすが実験期間中、単位河床付着生物群当りに含まれる窒素含有量が増加しなかったことから無視した。

(3) $N_{床}/T = 0$

底泥からの嫌気溶出をあらわす項で、通常の河川においては大きな割合を示すと考えられるが、本実験の場合には、河床堆積物がほとんどなかったことから無視した。

(4) $N_{2,脱}/T = 0$

河川水中および河床に存在する有機態窒素の加水分解速度をあらわす項であるが、本実験では、投入した無機態窒素にくらべその量がわずかであることと計算目的に対して安全に働くことから無視した。表-9、表-10に測定結果および図-6に計算結果を示す。

表-9 測定結果(Run3)

58.11.22 13:00~17:00

経過時間(日)	0	0.021	0.041	0.062	0.083	0.166	0.250
T-N (mg/l)	30.74	—	29.02	—	24.17	21.61	18.01
NH4-N(mg/l)	23.76	21.17	18.54	19.21	14.61	14.06	12.10
NO ₂ -N(mg/l)	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
NO ₃ -N(mg/l)	0.04	0.04	0.05	0.06	0.07	0.04	0.04
PH (-)	8.2	8.3	8.5	8.3	8.4	8.2	8.3

表-10 測定結果(Run5)

58.11.22 13:00~17:00

経過時間(日)	0.009	0.030	0.051	0.071	0.092	0.175	0.259
T-N (mg/l)	33.49	30.61	30.06	—	—	20.87	18.02
NH4-N(mg/l)	24.12	22.23	22.30	21.04	20.25	14.24	12.01
NO ₂ -N(mg/l)	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
NO ₃ -N(mg/l)	0.07	0.06	0.06	0.07	0.07	0.06	0.07
PH (-)	8.1	8.4	8.6	8.2	8.4	8.3	8.5

Run3、Run5においそ
れぞれ $k_s = 0.4, 0.5$ が得
られ、環流水路の希釈率
とほぼ同じ程度の減少効
果が確認された。以上の
結果から浅い流速の大き
い河川においては、アン
モニア態窒素の揮散によ
る水中からの除去が充分
に起り得る可能性が示唆
された。

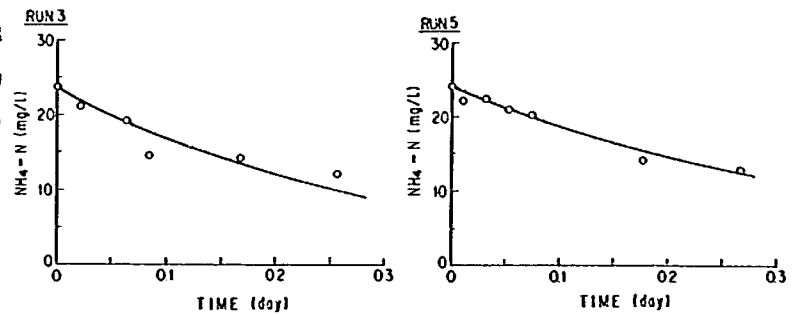


図-6 アンモニア態窒素濃度シミュレーション

参考文献

- 1) 小島貞男：用水と廃水 Vol 24、No 5～12 (1982)
- 2) 主要化学品1000種毒性データ特別調査レポート 海外資料研究所
- 3) 山本義和：水生生物と重金属 (I) 銅
- 4) 「下水処理施設における微量化学物質の挙動に関する実験」建設省土木研究所下水道部水質研究室 (昭和58年)
- 5) 「花室川の流出汚濁負荷解析」建設省土木研究所下水道部水質研究室 (昭和58年)
- 6) 山内二郎：電子計算機のための数値計算法 I
- 7) 川崎重明：付着生物による硝化作用に関する実験的研究 修士論文 (昭和56年)

Ⅱ 国立機関公害防止等試験研究費による研究

1. 観光地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 落 修一

高橋 正宏 中島 淳子

三次処理研究室

野池 達也 小泉 秀一

清水 俊昭

研究期間 昭和55年度～昭和58年度

昭和58年度予算額 17,761千円

Wastewater Treatment in Resort Area

(FY 1980-1983)

Y. Hoshikura, M. Takahashi, S. Ochi, J. Nakajima,

T. Noike, T. Shimizu, S. Koizumi

Sewage Works Division, Advanced Wastewater Treatment Division

Public Works Research Institute

Ministry of Construction

The wastewater and wastewater treatment in the resort area have different characteristics from that in urban areas.

- 1) The hot spring water which affects the sewerage systems may be discharged to the sewerage.
- 2) The seasonal and weekly variations of wastewater flow are very intensive.
- 3) It may not be good to have many operators, but little consideration is required for the plant area, as the plant is relatively small and is constructed in rural areas.
- 4) Some plants are constructed on the highland or the cold region, so they must be paid attentions to snow and/or cold climate and sludge disposal in winter.
- 5) High water quality is required for the effluent discharging to lakes or irrigation channels not to cause to eutrophication of lakes or the damage of agriculture use.

The objectives of this study are to establish wastewater treatment systems to meet these social characteristics in resort areas.

Summary of the results

In FY 1980, various data from 12 wastewater treatment plans in tourist resort were collected, and daily flow patterns from two tourist inns and two plants in tourist resorts were evaluated.

The pilot plant, Kohoku S.T.P., Ibaraki Pref., was operated to get design data for sequence batch reactor of oxidation ditch.

The results are as follows.

- 1) There are differences among design bases of existing wastewater treatment plant in resort areas.

- 2) Average flows ($\text{m}^3/\text{tourist/day}$) at tourist inns are very large (0.54–0.80), but average loads of pollutants (g/tourist/day) are same as that of urban areas. So pollutant concentrations of waste water from tourist inns are low compared with those in urban areas. (BOD: 55–123 mg/l, SS: 32–35 mg/l, T-P: 1.2–1.6 mg/l, T-N: 11–19 mg/l)
- 3) The daily flow variations in tourist resorts are smaller than that in urban areas, but seasonal flow variations are much larger.
- 4) The sequence batch reactor of oxidation ditch can be operated well and easily. It will be possible to remove nitrogen with easy operation.

In FY 1981, the daily flow pattern of the big hotel was evaluated. The pollutants concentrations in the wastewater are very low. The batch reactor systems are suited for such conditions. The finned channel separator and the fixed growth system are settled up in the wastewater treatment plant in resort areas. The effects of the hot spring water on the physical chemical treatment was examined. The sequencing batch reactor of the oxidation ditch type was operated in nitrification and denitrification mode. The results are

- 1) The large proportion of the wastewater in the big hotel came from the kitchen.
- 2) It was difficult to keep the activated sludge in the continuous flow system, when the concentration of inflow BOD was less than 60 mg/l. The batch reactor system can be good for such conditions.
- 3) The finned channel separator can catch the flockcarried over from the final sedimentation tank, when enough $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ (more than 6 mg/l as Al) was added in the mixed liquor.
- 4) The biomass on the fixed growth systems can increase even in the low concentration BOD. (ave. BOD in a day was 15–30 mg/l)
- 5) In the pilot plant, sequencing batch reactor of oxidation ditch type, the intermittent aeration was the good way for the denitrification and the energy saving.

In FY 1982 the sequence batch reactor of the oxidation ditch type was examined in the pilot plant continuously.

And the sludge settlabilities of eight oxidation ditches were tested.

In a resort area, some unique systems for the gray water disposal were developed. The impact of the water quality problem in the water bodies was investigated.

The field survey of the ROCK FILL AERATION SYSTEM was carried out.

The results are

- 1) The removal % are 88 % as BOD, 26 % as T-P, 60 % as T-N in the gray water disposal system in the dry weather, but most of the removal parts would be flushed out in the wet weather. This system will be effective on the water quality problem around the town if the dillution effect was enough to be acceptable at the discharge point.
 - 2) The oxidation ditch pilot plant had been producing good effluent quality without the excess sludge disposal for 190 days.
 - 3) From the investigation of the sludge settlabilities from eight oxidation ditches, we expect that the settling velocity will be more than 10 m/day and SVI will be 100–150 ml/g in the final sedimentation tank.
 - 4) There were some problems in the rock fill aeration systems. They are how to design the suitable tank volume and aeration equipments and how to control the excess sludge.
 - 5) The film flow reactor has the possibility to reduce the energy consumption for the wastewater treatment.
- FY 1983 was the last year of this project. Investigations concerning the oxidation ditch, rock fill aeration system, attached growth system were continued. Final report was the summarize of investigation for four years. That refers to the planning and design of sewage treatment plant in a resort area.

1. はじめに

国民の余暇活動の活発化に伴ない、観光地を訪れる観光客は増加しつつあり、それに従って本来清澄であるべき、湖沼・河川・海域等での汚染が深刻な問題として顕在化してきた。この傾向は、これらの地域で宿泊客等を引きうけている、いわゆる観光地において特に著しく、周辺の貴重な観光資源が損なわれつつある。現在、観光地の旅館のほとんどはし尿のみを浄化槽で処理しており、その他の排水はたれ流しの状態であり、合併処理を行っている施設の浄化効率も満足のものとは言えない。この傾向に歯止めをかけるべく、特定環境保全公共下水道事業が昭和50年に発足し、昭和53年度その第一号事業として豊橋市高根処理場が完成している。昭和57年度の特定環境保全公共下水道事業実施箇所は全国合計86ヶ所あり、毎年10ヶ所程度が新規事業として採択されているが通水した処理場はまだ24ヶ所である。そのため下水道の整備が急がれている。今日まで下水道は主として都市域の人口密集地を対象として整備されてきた。下水道の技術はこうした密集市街地に適する形で進んできたが今後、観光地において下水道を整備する場合には、観光地という地域特性を考慮した技術の確立を図る必要があると思われる。観光地では旅館、みやげ物屋、食堂が主たる下水の発生源であり、下水道の規模としてはきわめて小さい。

また、下水道に大きな影響を及ぼす地域特性として次のような条件をあげることができる。

- 1) 流水下水には温泉排水等特殊な排水が流入するため、これらに対する対策も必要である。
- 2) 流入下水量の変動が極めて激しく、季節的に全く流入しない場合、曜日別の変動が大きい場合などがある。
- 3) 小規模のため維持管理の人員をかけられないが、逆に用地は比較的余裕のあることが多い。
- 4) 山間、寒冷地であることが多く、冬期の低水温及び積雪に対してのプロセスの選択、発生汚泥の処分等の配慮が必要である。
- 5) 放流先が湖沼等である場合、富栄養化防止のための対策を要求されることがある。あるいは、かんがい用水路へ処理水が流入する場合には、農業利水上の問題が生じるため処理水質の高度化が要求されることがある。

上記のような特徴をもつ下水道システムの計画、建設、維持管理はまだ十分に解明されていない分野が多いため、実際に事業を遂行するにあたって様々な問題点が生じて

くる可能性が大きい。本研究は、第一に観光地特有の問題点の整理及び仕分けを行い、計画上特に考慮しなくてはならない事項を明確にすること。次いで、これらの問題点を解決する手法として、観光地の諸々の特性に対応した下水処理技術を開発するための各種実験を行うこと。そして観光地の地域特性をいかした、下水道計画立案のための技術指針を作成することを目標としている。

本研究は、昭和58年度が最終年度であるため、本報告書では初年度よりの成果をもとに、観光地における下水道計画立案のために必要な留意点、計画の特徴等を明らかにするものとする。本報告書の構成は以下のとおりである。

1. はじめに
2. 下水の特徴
3. 下水処理場計画の考え方
4. 下水処理方式の特徴
5. おわりに
6. 資料編（別途印刷予定）

なお、昭和58年度の研究成果については、4、及び6に含まれている。

2. 下水の特徴

2.1 下水の原単位

通常、流入下水量は計画目標年次における上水道計画の1人1日最大給水量と水道以外の下水発生源、及び地下水量をもとに決定されるが、地域によっては上水道計画が存在しないことも多く、その場合は水量原単位を用いて流入下水量を決定することが一般的である。

また流入負荷量については各種の負荷量原単位をもとに定める。

原単位には、処理人口1人1日当り(ℓ /人・日、又は、 g -BOD/人・日)、商店等の売り場面積当り(ℓ / m^2 ・日)、工業出荷額当り(ℓ /円・日)等、各種の表現方法があるが、工場排水のほとんど流入しない観光地においては、処理区域内の定住人口、宿泊客人口、日帰り客人口についてそれぞれ求める方式が一般的であろう。この三種類の人口比率は観光地によって異なり、定住人口が宿泊客人口に比べて少ない場合には両者を合計した夜間人口としても良いし、日帰り客が少ない場合には無視することもできる。

(1) 定住人口原単位

定住人口については、従来と同様に現在の1人1日当り給水量に、計画目標年次までの伸びを見込み、未水洗化地域ではこれに水洗化による増加分を加えたものを、

水量原単位としてよいであろう。負荷量原単位も、通常の都市域と同程度の値をとるものと思われる。但し、家庭内に温泉を引き込む場合には、処理する必要のない清浄な浴場排水が下水道へ流入しないような工夫が必要である。

(2) 宿泊客原単位

従来は定住人口原単位に何らかの使用割合をかけて求める方式が一般的であった。その例を表2-1に示す。

しかし、各種の実態調査より、定住人口原単位以上の原単位となる例も多く見出されている。表2-2に実態調査結果を示す。この原因としては、温泉水の影響、厨房でかなり多量の水を使用したり、食物の残渣を廃棄することが考えられた。例えば表2-2中最上段では、温泉排水が533ℓ/人・日も占めているし、下から2段目の例でも浴場排水として278ℓ/人・日が排出されている。

表2-1 観光客の使用区分別使用水量の割合

使用区分項目	定住人口 水量割合(%)	宿泊人口 水量割合(%)	日帰り人口 水量割合(%)
飲料	1	1	1
炊事・調理	4	4	2
食器洗浄	9	4	2
和風風呂	33	温泉として	温泉として
洗たく	18	6	—
掃除	2	2	—
手洗い・洗顔	2	2	2
水洗便所	8	8	4
冷暖房	14	14	—
雑	3	3	2
その他	6	6	1
計	100	50	14

日本下水道協会：流域別下水道整備総合計画調査指針と解説（流総指針）

表2-2 宿泊客原単位の調査例

調 査 年 月	原 単 位						調 査 対 象	調 査 機 関
	ℓ/人・日	g/人・日						
	排 水 量	SS	BOD	COD	T-N	T-P		
昭和 49 年度	1,006 内、温水排水 533		56.2			1.01	温泉ホテル	(財)日本環境整備 教育センター 1)
昭和 50 年度	540	24	60	25			排水量 50t 以下の小規模旅館	(財)日本環境整備 教育センター 2)
昭和 55 年 8 月	771	27.0	94.7	42.7	14.7	1.25	温泉旅館 定員 100 名	建設省土木研究所 3)
昭和 55 年 11 月	807	25.7	45.0	26.0	10.72	0.98	温泉旅館 定員 100 名	建設省土木研究所 3)
昭和 55 年 12 月	685	23.3	49.7	31.5	7.60	0.86	温泉旅館 100 名	建設省土木研究所 3)
昭和 55 年 8 月	265	7.2	11.5	7.6	7.6	0.49	温泉ホテル、定員 450 名 客室排水のみ	建設省土木研究所 3)
昭和 55 年 8 月	278	1.9	4.8	3.3	1.4	0.23	温泉ホテル、定員 450 名 浴場排水のみ	建設省土木研究所 3)
昭和 56 年 12 月	790	53.2	99.5	57.6	20.1	2.18	温泉ホテル、定員 963 名	建設省土木研究所 4)

る。また図2-1に、ある旅館排水量の発生源別経時変化を示したが、冷凍食品（刺身等）の解凍のために常時使われる水量が207ℓ/人・日であり全排水量の27.5%を占めていた。また表2-2中最下段ではBOD、T-N等の負荷量原単位も大きめの値となっているが、これは当ホテルで多量の鮮魚を取り扱ったり、宴会等で残渣の発生が多いためと考えられる。

表2-3 各施設の平均的排水水質

施設名	単位 (mg/ℓ)				
	SS	BOD	COD	T-N	T-P
温泉旅館 総合排水 定員 100名	35	123	55	19	1.6
温泉ホテル 総合排水 定員 962名	67	125	72	25	2.8
温泉ホテル 浴場排水 定員 450名	6.8	17	12	5.0	0.83

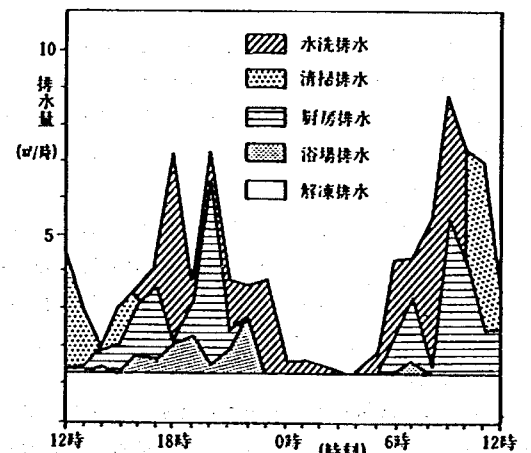


図2-1 旅館排水の発生源別経時変化

しかし、ほとんどの例では排水量原単位が大きい割には負荷量原単位は通常の家庭排水とあまり差はなく各施設の代表的平均水質は表2-3のようになる。

このように、観光旅館の排水は多量であるが、希薄であるという特徴が見うけられ、比較的清浄な浴槽水は下水道に取り込まない、厨房等の水使用量を減ずる等の方策をとることにより処理施設にかかる水量負荷を減らすことが可能である。

(3) 日帰り客原単位

観光地における日帰り客の実態を把握することはかなり困難な作業であり、特にモータリゼーションの発達によって単なる通過観光客が増加している今日では、下水

道に關与する食事や便所の使用率は観光地の性格によって大きく異なるものと考えられる。しかし地域の行政機関が注意深く情報収集を行うならば、情況把握は可能であると考えられる。日帰り客によって生じる原単位は食事と便所に由来するものが大部分と考えられ、おおまかには表2-1によって算出されるが、より詳しく算定する必要がある場合には表2-4が参考となる。

2.2 処理場における負荷変動

処理場の設計に当っては日最大流入下水量、日平均流入下水量、時間最大流入下水量を求めなくてはならない。観光地においてこれらの値がどの程度となるかを調査した結果を図2-2、図2-3に示す。

表2-4 日帰り客の原単位の例

調査年月日	原単位 (ℓ, g/人・日)						調査対象	調査機関
	排水量	SS	SOD	COD	T-N (K-N)	T-P		
昭和44年 7月	23		3.1	1.4	0.11		高速道路サービスエリアのレストランとみやげ売場(立寄り人数当り)	日本道路公団
昭和48年度	13.4	1.05	18.9		0.701	0.0577	公営保養所における宴会料理過程は含まない(1人当り)	建設省 近畿地方建設局
昭和50年 11~12月		1.8	3.0	1.6	(1.4)	0.1	高速道路サービスエリア 便所汚水(1人当り)	財高速道路調査会5)
昭和50年 11~12月		4.0	7.0	3.7	(0.3)	0.05	高速道路サービスエリア レストラン汚水(1人当り)	財高速道路調査会5)
昭和55年 9月	7.8	0.35	5.8	2.6	0.73	0.04	行楽地レストラン(1食当り)	東京都建設局公園課
昭和57年 2月	19.0	0.99	4.22	2.44	(0.98)	0.06	観光地大規模ドライブイン (立寄り人数当り)	建設省 土木研究所

図2-2は供用中の観光地下水処理場において、年間の日平均流入下水量と晴天時の日最大流入下水量の比を処理規模(日平均流入下水量)に対してプロットしたものである。面整備が進行中の処理場は除いているためデータ数は少ないが、通常言われている日平均と日最大の比70~80%を下まわる例も見られる。これは日平均流入水量2,000m³/日以下の小規模な処理場に見られ、定住人口が少なく、観光客の入り込みが季節によって大きく異

なる地域に見られる現象である。大きな観光地では定住人口も多いためこれ程の変動は見られない。又、小規模の処理場でも90%近い値となる場合が見うけられるが、常時湧き出ている温泉をそのまま下水道へ受け入れているためであり、シーズンオフには流入下水の濃度が極端に低下し、処理機能にも障害を生じる恐れがある。

図2-3は日平均流入下水量と2時間ピッチで計測した最大流入下水量との比を処理規模別に示したものであ

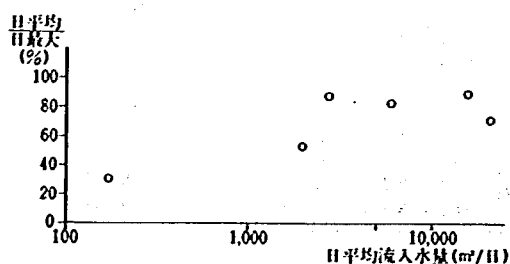


図2-2 処理場規模別の日平均流入水量と日最大流入水量の比

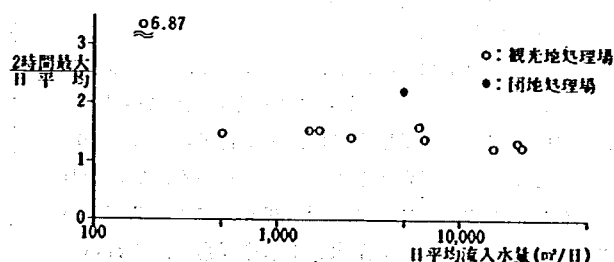


図2-3 処理場規模別の日平均流入水量と2時間最大流入水量との比

表 2-5 観光地及び団地処理場における流入負荷の時間変動比

区 分	観 測 (年・月・日)	流入水量 ($\text{m}^3/\text{日}$)	流入水量 変 動 比	平均BOD (mg/ℓ)	BOD負荷 変 動 比	平均SS濃度 (mg/ℓ)	SS負荷 変 動 比
観 光 地	54. 10. 31	18,160	1.33	136.3	2.23	91.1	2.01
	55. 8. 5	2,412	1.42	66.7	2.14	62.0	2.08
	55. 9. 17	5,253	1.60	98.6	1.96	56.1	2.28
	55. 8. 23	8,300	1.39	92.9	2.00	73.8	2.65
	55. 9. 10	2,296	1.55	116	1.61	—	—
	55. 2. 29	98.9	6.87	125	2.51	65.1	2.56
	55. 9. 23	16,120	1.24	66	1.68	119	2.58
団 地	54. 5. 29	4,500	2.23	280	4.30	104	2.36

る。180 $\text{m}^3/\text{日}$ 程度の極めて小規模な施設では、6.87という大きな値であるが、それ以外の処理場はほとんどが変動比1.5以下の値であり、同じ規模の団地処理場と比較して小さな値であると考えられる。観光地の水使用状況は、図2-1を見てもわかるように、常時発生する浴場排水、厨房排水があることや、水洗トイレの排水と厨房排水のピークが重ならないことなどのため一般的には時間的変動は少ないと考えられる。

BOD等の汚濁物負荷の変動について、各地の処理場での24時間試験をもとにまとめたものが表2-5である。観光地の7ヶ所の処理場におけるBOD負荷の変動比は1.61~2.51であり、団地処理場の4.30に比べて小さな値となっている。SSの負荷変動比も2.01~2.65であり、極端に大きいとは言えない。表にはBOD、SSの平均濃度も示してあるが、いずれもかなり希薄なことに留意する必要がある。

2.3 下水の特殊性

(1) 水 質

汚濁物濃度が希薄であるという点を除き、観光地地下水が水質的に通常の下水と異なるのは多くの場合、温泉排水の流入があることであろう。特殊な温泉の影響としては、異常なpH、重金属類、ひ素、硫化水素、浸食性遊離炭酸、硫酸根(SO_4^{2-})によるものと考えられる。

温泉水のpHは多くは下水処理に影響のない範囲であるが、酸性泉は3.5以下、アルカリ性泉は8.5以上のpHを示すため、温泉水の混合割合によっては、下水処理で望ましい6.0~9.0の範囲からはずれる可能性が生じる。更にpHが4以下となる場合には、下水管等の施設への被害が激しくなる。温泉水を下水道へとり込んだ場合のpHの予測は、排水のpHのみならず、酸度、アルカリ度等が関係するため、実際の温泉水と下水を混合し、これらの指標を測定しなくてはならない。

温泉水中には重金属類やひ素が、通常の水道水や井水

よりも多く含まれている場合がある。水中濃度としては問題はないが、これらは汚泥中に蓄積する傾向があり、汚泥を処分する場合に問題となることがある。特に汚泥の緑地環境を計画する際には、温泉水の下水道への取り込みは避えることが望ましい。

硫化水素は極端に高濃度の場合、マンホールやポンプ井等で、人身事故が生じる可能性がある。また低濃度の場合でも気化した硫化水素が酸化され硫酸を生じるため、コンクリートや金属部分の腐食の原因となる。但し浦田⁶⁾によると表2-6に示すように、源泉から数百m流下することにより硫化水素濃度はほとんど0となるた

表 2-6 硫化水素源泉からの距離と水中、及び気中の硫化水素濃度

温 泉	泉 温 ($^{\circ}\text{C}$)	pH	流 量 ($\ell/\text{分}$)	H_2Saq^* (mg/kg)	H_2Sg^* (cm^3/m^3)	源泉から の 距 離 (km)
湯ノ町 (花宮沢)	77.0	6.8	210	—	—	—
	71.3	6.7	—	7.8	150	0.1
	66.0	7.7	—	0.1	15	1.3
	62.8	7.2	—	0.0	0	2.7
太 涌 谷 (K社)	65.8	6.4	42	29.1	600	—
	54.5	—	—	0.1	—	—
	69.8	3.2	1,200	0.3	80	0.3
	69.7	3.2	450	0.0	0	1.2
	66.6	3.2	—	0.0	0	2.4
	70.8	3.3	720	4.2	160	—
	70.2	3.3	—	0.4	10	0.6
	65.4	3.2	—	0.1	0	2.0
	60.3	3.2	—	0.0	0	3.3
姥 子 (S社)	—	—	—	—	230	—
	69.3	6.3	470	0.0	—	—
	65.4	3.2	754	0.0	0	0.2
	64.1	3.2	—	0.0	0	1.8

* H_2Saq : 水中濃度

* H_2Sg : 気中濃度

め、この区間では塩ビや陶管のように耐腐食性の材質を用いることにより、被害を防止することが可能である。

浸食性遊離炭酸も施設を浸食する原因となるので、事前に検討し、危険箇所には防御方法を講じておく。なお浸食性遊離炭酸の算出は上水試験法による。

硫酸根(SO_4^{2-})は下水が好氣的に保たれている場合には問題はないが、嫌気状態下では生物学的作用により硫酸根の還元が起り、硫化水素が発生する。この現象は通常の下水でも生じるが、硫酸根濃度が高い場合に顕著となる。都市下水中硫酸根濃度は多くとも $100\text{mg}/\ell$ 程度と考えられ、特に問題はないが、 $1000\text{mg}/\ell$ を超えるような場合には大きな被害を生じる。硫酸根濃度の高い温泉排水は下水道に受け入れないことが望ましいが、やむを得ない場合には、嫌気の状態をできるだけ作らないよう施設を設計する。例としては、最初沈殿池の省略、汚泥の重力濃縮のかわりに浮上濃縮、遠心濃縮等を採用することなどが考えられる。

(2) 水量

既設の観光地下水処理場は、おおむね規模も大きく、定住人口も多いため、極端に大きな水量変動を受けることは少ないが、今後建設される処理場の中には、冬期等にはほとんど無人となる処理区をかかえるケースも出よう。

観光シーズン開始後に、序々に流入負荷が増加し、1ヶ月後あたりに設計上の負荷が流入するといったケースでは、通常の生物処理でも対応は可能であるが、その場合ある程度熟練した運転要員の確保が必要であろう。シーズン開始と同時に設計上の負荷が流入するケースでは、少なくとも初期の段階では生物学的処理は困難であり、物理化学的処理の補助が必要である。

3. 下水処理場計画の考え方

3.1 計画流入水量、計画流入水質

計画流入水量は、計画目標年次における給水量原単位に計画処理人口を乗じ、不明水量を加えたものとするのが原則となっている。しかし簡易水道や井戸水を用いている地域、温泉水を下水道へ取り込む予定の地域においては、別途の方法で計画下水水量を決定するものとする。又、観光客の排水量原単位は地域や施設によってかなりのバラツキがある。

このため原則的には、事前に実態調査を行い排水量を把握することが望ましい。また排水の区分によっては、下水道へ取り込む必要のないものもあるため、分別して収集することも検討する。(例えば、空調排水、浴槽からの排水、解凍用排水等)

実態調査が困難な場合には、立地条件の類似した地域にある下水道の実態を収集したり、本報告書の事例や各種の文献を参考として決定する。

観光地下水の流入水質は通常の家庭下水より希薄なことが多い。これは宿泊客当りの汚濁物発生負荷量が家庭下水のそれと大きくは変わらないにもかかわらず、使用水量が大きいので希釈の効果を受けるためである。計画流入水質は汚泥発生量や供給酸素量の決定に大きな影響を与えるためその決定に当たっては2.1を参考として慎重に行う必要がある。

3.2 計画放流水質

公共下水道終末処理場の放流水は、全国一律の排水基準、及び都道府県知事が別途条例で定める排水基準(上乗せ基準)による規制を受ける。一般に上乗せ基準は一律基準より厳しく、下水処理場にかかわる上乗せ基準の大部分は、下水道の技術上の基準の高級処理($\text{BOD}20\text{mg}/\ell$, $\text{SS}70\text{mg}/\ell$)の項に相当するように定められている。観光地においても原則的には一律排水基準、又は上乗せ基準による値を計画放流水質とするべきである。

但し、公共用水域、特に観光資源となる湖沼等の水質を保全することが下水道の目的の1つであるため、放流先の状況によっては、放流水が環境に与える影響を評価しなくてはならない。現在のところ、この評価が可能な水質項目はBOD、COD、リン、窒素であり、保全すべき水域の現況を、汚濁物の流入源とその負荷量、流出源とその負荷量、水域内の堆積量又は消滅量等の項目について、できる限り正確に把握し、下水道完成によってこれらがどう変化するかを評価する。

その結果、放流水による負荷量が水域の保全上重大な障害となると判断された場合には何らかの削減策を考慮しなくてはならない。削減の方法としては、処理場の位置や放流口の位置を変更し、放流先を保全すべき水域以外の水域とする方法、水域への直接放流を行わず、土壌を介した処分を行う方法、高度処理を行う方法などがあり、それぞれ計画放流水質は異なる。単なる放流先の変更の場合は、高級処理のレベルで十分であろう。土壌による処分を行う時には処分先の土の浸透能力、地下水位等を十分調査したうえで、水処理のレベルを決定しなくてはならず、現在のところこれらの関係は明らかにはなっていない。高度処理は除去対象とする水質項目とそのレベルが明らかになり、他の方法では水域の保全が困難な場合に導入を検討するが、建設費の見通しや維持管理体制を明らかにしたうえで実現可能なものとする。

3.3 下水処理方式の選定

一般に高級処理と位置付けられている処理技術はBOD 20mg/ℓ、SS 30～70mg/ℓの処理水を得ることができ、計画放流水質がその範囲にあるのなら水処理方式の選定は、処理区の特性に最も合致した処理方式をいかにして選定するかということになる。検討すべき処理区の特性として以下の項目を挙げることができる。

- 1) 流入下水量、流入負荷量の日間変動、年間変動の見通し
- 2) 計画流入水質が温泉排水等の影響で希薄（BODで60mg/ℓ以下）になりすぎないか。
- 3) 処理場用地の確保の難易
- 4) 維持管理要員の技術レベル、及び作業可能時間
- 5) 汚泥の処分先の確保と処分可能量
- 6) 処理区の気象条件
- 7) 将来、高度処理が必要となることはないか。
- 8) 建設費・維持管理費

ここでは現在公共下水道の処理方式として適用可能と思われる方式について上記の検討項目を概観してみるものとする。

1) 負荷変動について

日間負荷変動への対応策としては2つのグループに分けることが可能である。1つは標準活性汚泥法や回転生物接触法のように比較的高い負荷で設計される処理方式であり、これらは日平均流量に対して1.5倍以上のピーク流量が生じる場合には流量調整池が必要であると言われている。オキシデーションディッチ法や低負荷の接触酸化法（BOD容積負荷で0.3kg/m³・日程度）等、施設容量に余裕がある場合には流量調整池は不要であるが、最終沈殿池の容量、水面積を大きくとり（水理学的滞留時間4～6時間程度）ピーク水量時に汚泥が越流しないようにする。

年間の負荷変動が激しい場合には処理系列を複数とし負荷に合わせて運転系列数を増減することで、ほとんどの処理方式が対応可能である。しかし処理場規模が極めて小さい場合には複数系列とすることが不経済なことが多く、処理水量の変化に対して柔軟性の大きい回分式活性汚泥法が適している。また観光シーズン以外はほとんど下水が発生しないような場合は生物処理のみでは対応が困難であるため物理化学処理の適用を考慮する。

2) 流入下水濃度について

浮遊型生物処理法は、流入下水濃度が極端に低い場合MLSS等で代表される生物量が非常に希薄となる。例えば流入BOD 60mg/ℓ、曝気時間26時間の条件では

MLSSは100mg/ℓ程度しか保持できなかった。（昭和56年度成果参照）このような低MLSSでの運転は処理の安定性の面で問題となる。固着型生物処理法は流入下水濃度がBODで18～30mg/ℓと低い場合にも200～400g/m³の付着汚泥量を確保しており、かなり安定した処理が期待できる。

3) 処理場用地について

処理場用地の広さは処理方式の選定に大きな影響を持つものであり、維持管理の便を考えるのなら、最初沈殿池を省略でき、汚泥の安定化が期待できる、余裕のある処理方式の採用が可能となるよう広い用地を確保することが望ましい。しかし長時間曝気法やオキシデーションディッチ法は標準活性汚泥法や回転生物接触法といった標準的な負荷量の方式に比べ3～6倍の用地を水処理のために必要とし、全ての処理場で適用可能とは限らない。広い用地を確保できない場合には上記の方式以外にエアレーション沈殿池法などがあり、更に制約が厳しい場合には酸素活性汚泥法、ディープシャフト法などがある。但しこれは水処理（生物反応）施設に必要な部分についての比較であり、流量調整池、汚泥処理、管理、緩衝緑地といったスペースを考慮すると、この差は余り大きなものではなくることがある。

4) 維持管理の技術レベル、及び作業量について

下水処理場の維持管理作業としては大まかに分けて設備機器の保守点検、場内環境の整備、設備機器の運転・調整、汚泥・し渣・スカム等の処分に分類できよう。このうち特に高度な技術レベルを要求されるものは設備機器の運転・調整作業である。浮遊型生物処理方式のうち、負荷の比較的高い標準活性汚泥法等にこの傾向は高い。長時間曝気法等負荷の低い浮遊型生物処理方式は施設に余裕があるため頻繁な調整は不要である。固着型生物処理方式では一般に調整を必要とする部分が少ないため、通常は高度な技術レベルをもつ要員は不要である。

また各種作業のうち、最も作業量を必要とするのは、汚泥等の処理・処分作業である。最初沈殿池を有する施設（固着型生物処理方式の大部分、標準活性汚泥法等）は極めて小規模なものを除いてほぼ毎日これらの作業が必要であり、作業員が常駐しなければならない。但し最初沈殿池に代えて二階タンクを設置すれば巡回管理が可能であるが施設容量は大きくなる。オキシデーションディッチ法や回分式活性汚泥法等、最初沈殿池が不要な処理方式ではこの作業を毎日行う必要はないため、規模によっては巡回管理が可能である。

5) 汚泥処分先について

下水道計画の策定に当っては発生する汚泥の処分先を確保することが必要である。水処理の方式によっては汚泥発生量や安定化の程度が異なるため水処理方式の選定にもかかわることがある。

一般にオキシデーションディッチ法等の低負荷の浮遊型生物処理方式では、汚泥発生量は標準活性汚泥法の7～8割程度であり、汚泥の性状も安定している。二階タンクを用いれば、他の処理方式においても汚泥の減量化、安定化を計ることができる。

6) 処理区の気象条件

冬期に極端に気温が低下し、そのため水温の低下が激しい場合、又水道の凍結防止のため夜間水を流し放しにし水温低下が懸念される場合、処理機能の劣化を防ぐ意味から施設の覆蓋が必要となる。また積雪量の多い地域でも同様のことがいえる。覆蓋を行う場合には敷地面積のコンパクトなものが有利である。

観光地の中には山間の積雪寒冷地に立地するスキー場のようなものもあり、年に何回かは汚泥の搬出等に困難をきたす場合がある。そのため何らかの汚泥貯留機能をもつ施設が必要となろう。

7) 将来の高度処理について

高度処理の除去対象項目としてBOD、SS、リン、窒素を取り上げる。BOD、SSについては砂ろ過等の付加施設によって、ほとんどの水処理方式が対応可能である。リンは、現在のところ凝集剤を既存の反応タンクへ添加する方法が現実的な方法であり、浮遊型生物処理では実施設での実績もある。固着型生物処理では原理的には可能であるが、実下水を用いた処理実績が少なく、充填物の目詰り等に対して未解明の問題がある。

窒素の除去は、汚泥滞留時間(SRT)の短い浮遊型生物処理施設(標準活性汚泥法等)では困難であり、長時間曝気法やオキシデーションディッチ法等では運転方法の変更等で対処できる。また固着型生物処理方式でも原理的には対応が可能であるが、実下水での実施例はなく、既存の施設をかなり改造する必要が生じよう。

8) 建設費・維持管理費について

上記1)～7)の項目について、処理場の立地条件を考慮しながらいくつかの方式についてしぼり込み作業を行ったうえで、残った処理方式の建設費・維持管理費の比較を行う。これらの費用も、処理場の立地条件(例えば、流入下水量の変動幅、用地の形状、土質、維持管理要員の質・人数等)によって変わってくるため、慎重な検討が必要である。

3.4 汚泥処理・処分

観光地下水処理場における汚泥処理・処分は基本的には通常の下水処理場と異なることはない。但し、処理場の規模は小さなものが多くなると考えられるので、小規模施設に適した方式を選定することとなろう。

小規模下水処理場の場合は、維持管理要員の常駐は費用の面で問題があるため巡回管理を行うことが一般的である。このため汚泥の貯留施設を巡回頻度に合せて設置する必要がある。また巡回時に短時間で汚泥処理を行うために脱水設備能力は処理規模に比較して大きなものとなろう。

巡回管理を行う上で問題となるのは汚泥濃縮工程であろう。重力式濃縮タンクでは汚泥をタンク内に放置するとほとんど濃縮しなかったり、汚泥が浮上することがある。濃縮汚泥を引き抜く以前に濃縮タンクをエアレーションして汚泥の脱気を行ったり、浮上汚泥の下にある中間水を引き抜く等の配慮が必要である。更に機械濃縮についても検討すべきであろう。

4. 下水処理方式の特徴

4.1. 標準活性汚泥法と長時間エアレーション法

標準活性汚泥法や長時間エアレーション法の設計諸元については、下水道施設設計指針と解説(日本下水道協会 1972¹⁰⁾)に詳細が記述しており、従来から広く利用されている。ここではこれらの処理法を観光地下水等に適用する際の留意点について述べることにする。

1) 概要

標準活性汚泥法と長時間エアレーション法は、いずれも活性汚泥法の一種で下水と活性汚泥とを混合し、下水の好気的な浄化を図るためのエアレーション部と、浄化された下水と活性汚泥とを分離して処理水を得るための固液分離部からなる。その一般的な処理フロー等を図4-1に示す。

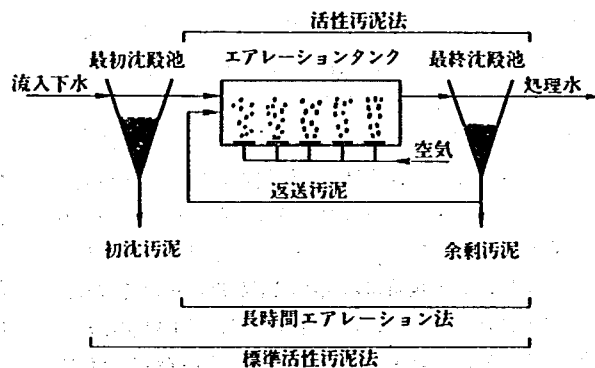


図4-1 活性汚泥法の基本的な処理フロー

双方を活性汚泥法としてみた場合、処理フローは基本的には同じであり、違いとしては、エアレーションタンク内における単位活性汚泥量当たりの下水中有機物の負荷速度（以後BOD-SS負荷と言う）が異なっていることだけである。従って、施設の規模等は主として流入下水の水質、エアレーションタンク内のMLSSおよび下水のエアレーション時間により決定されるが、前述の下水道施設設計指針と解説では表4-1の範囲を標準として示している。

(2) 留意事項

下水処理法を決定する際に重要なことは、実際供用した場合に起こるであろう各種の現象を想定し、それに対する考慮がなされていることである。

（標準活性汚泥法と長時間エアレーション法が基本的に図4-1のフローに従うとした場合に）自然発生的に起こる主な変動要因は流入する下水の流量と水質および水温である。

表4-1 各種活性汚泥法の操作条件¹⁰⁾

処理方式	BOD負荷		エアレーションタンク内混合液浮遊物濃度 (MLSS) (mg/ℓ)	汚泥日令 (日)	送気量 (倍下水量)	エアレーション時間 (時間)	汚泥返送比 (%)
	BOD-SS 負荷 (L) (kg/SSkg・日)	BOD容積 負荷 (L・) (kg/m ³ ・日)					
標準活性汚泥法	0.2～0.4	0.3～0.8	1,500～2,000	2～4	3～7	6～8	20～30
ステップエアレーション法	0.2～0.4	0.4～1.4	2,000～3,000	2～4	3～7	4～6	20～30
コンタクトスタビリゼーション法	0.2	0.8～1.4	2,000～8,000	4	12以上	5以上	50～100
長時間エアレーション法	0.03～0.05	0.15～0.25	3,000～6,000	15～30	15以上	16～24	50～150
モディファイドエアレーション法	1.5～3.0	0.6～2.4	400～800	0.3～0.5	2～4	1.5～2.5	5～10
高速エアレーション沈殿池	0.2～0.4	0.6～2.4	3,000～6,000	2～4	5～8	2～3	50～150
オキシデーションディッチ	0.03～0.05	0.1～0.2	3,000～4,000	15～30		24～48	50～150

1) 流量変動に対する主な留意事項

流量変動は、季節や月単位、週単位、日単位によって、ある変動幅や周期を持つものであり、処理法の選択や施設設計に際して重要な検討事項となるものである。流量変動による主な影響としては次の2点が考えられる。

a. 沈殿池における固液界面の破壊

流量変動の中で、沈殿池への流入量が急激に増加するようなパターンを持つものは、その時間帯において、設計上の沈殿時間や水面積負荷、越流負荷等が設計値以内で採ってあっても、沈殿池内での急激なエネルギー伝播により固液界面が破壊されると同時に、それにより懸脱した汚泥が巻き上がって沈殿池から流出する可能性がある。

b. 処理系内における活性汚泥分布の変動

返送汚泥の流量を固定した運転法を採っている施設において、変動幅が大きく且つ変動周期の短い（6時間～24時間程度）パターンを持つ流量変動が連続的に現われる場合には注意を要する。このような条件下にある施設においては、低流量時に返送汚泥率が極端に高くなり、この間エアレーションタンク内のMLSSが上昇するため一時的にエアレーションタンク内に汚泥を貯留した状態となる。そのため、その後流入下水量が増加した時に、

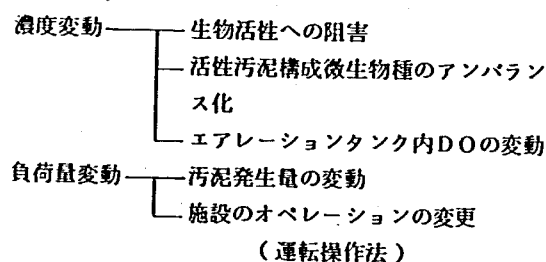
エアレーションタンク内の高濃度の活性汚泥混合液が最終沈殿池へと押し流され、最終沈殿池への水量負荷と固形物負荷が同時に高くなることから充分な固液分離ができなくなり処理水質が悪化する可能性がある。

2) 水質変動に対する主な留意事項

水質の変動は、排水源における排水量の変動により下水そのものの種類が明らかに変動するものと、下水の種類としては然程変わらないが、濃度的に変動するものとに大別できる。前者は季節や年間を通した長期的な変動パターンから判断されるものであり、時間や日間の連続的な変動パターンの中では同一種の下流とみなせる。一方、中途な週間や月間の変動周期をもつ排水源であり、その量が無視できない場合は、例えば除害施設の設置等による別の手段に依った方が良いものと思われる。いずれにせよ、活性汚泥法による生物学的な処理を考える場合には、対象となる下水、或は排水を活性汚泥が浄化する能力を持っているか否かの試験データが判定の基準となる。又、たとえ活性汚泥法による処理が可能と認められたとしても、前者のように明らかに下水の種類が異なる場合は、浄化に関与する生物種が異なる可能性があることや、基本的に個々の下水に馴致するまでの期間が必

要であること等から十分な配慮が必要である。

水質の変動には上述の種類の変動の他に、下水に種類の変動が有る無しにかかわらず、その中で濃度的な変動が有るものであり、この濃度変動のパターンは流量変動のパターンと類似したもの（産業廃水は別である）と考えて良い。又、この濃度変動による活性汚泥法への影響は、直接活性汚泥に対する生物学的なものと考えてよく影響の及ぼし方から濃度変動を2つに分けることができる。1つは濃度変動そのものによるものであり、他の1つは濃度と流量の積で表わされる負荷量の変動によるものである。これらの変動による主な影響を挙げると次のようになる。



a. 濃度変動

濃度変動の中で特に問題となるのは、施設のオペレーションが通常時の下水に対して採って有る場合に、通常時よりも極端に高い濃度が現われるケースである。活性汚泥はこのときショックロードを受けた形となり、その影響を受ける度合いは長時間エアレーション法よりも標準活性汚泥法の方が大きい。

i 生物活性への阻害

ここでの阻害は、下水の濃度そのものによるものであり、有害物質等の流入によるものではない。

活性汚泥からみた場合、下水は基質であり、下水の濃度が高くなると活性汚泥の活性もそれに伴い高くなるのが一般的である。しかし、活性汚泥は培養時の基質濃度よりも極端に高い濃度で与えられた場合、基質による濃度阻害を受ける。

このような現象は殆んどみられないが、日帰り客が大部分を占めるような観光地の公衆便所等を対象とした施設においては、観光シーズン中の日曜日や祭日、連休等にこのような現象が起こる可能性がある。

ii 活性汚泥構成微生物種のアンバランス化

活性汚泥中には、流入下水に多少の変動があろうともそれが連続的なものであれば、下水の種類や施設のオペレーションに見合った様々な微生物が生息し、それらは食物連鎖を繰り返しながらバランス良く生息しているものである。このバランスが崩される一因に、通常よりも

高濃度の下水、中でも活性汚泥に利用されやすい成分が多く流入してきた場合がある。このときの活性汚泥中では、細菌類の増殖が活発となると同時に遊泳性の微小な原生動物が優先種となっている。この状態が顕著に認められ、且つ持続性がある場合には、活性汚泥は良好なフロックの形成が困難となる（活性汚泥の解体と言う）ため、固液分離に障害をきたし、処理水質が悪化する。又、前述の細菌類の増殖の中で、特にそれが糸状性細菌による場合は、糸状性細菌そのものが原生動物や後生動物等の捕食対象となりにくいため糸状性細菌が優先種となる。このときの活性汚泥は綿状を呈し、固液分離しづらくなるために同様に処理水質が悪化する。

これらの現象は、長時間エアレーション法では殆んど起こらないが、もともと負荷の高い標準活性汚泥法では起こる可能性が大である。

iii エアレーションタンク内DOの変動

標準活性汚泥法や長時間エアレーション法は好気性の活性汚泥法であるため、エアレーションタンク内には十分な酸素が溶けていなければならない。エアレーションタンク内のDOは、流入水中のDOによっても左右されるが、最も大きな影響因子は流入下水中の主として有機物濃度の変動である。それは、活性汚泥の呼吸速度と基質となる有機物濃度とが比例関係に有ることによるもので、通常より高濃度の下水が流入すると活性汚泥の酸素消費速度が高くなるため施設の空気供給量（酸素の溶解速度）とのバランスが崩れ、エアレーションタンク内のDOが低下し、場合によってはゼロになる可能性が有ることである。

エアレーションタンク内のDOが殆んどなくなると、嫌気性の微生物が出現し始め、生物環境からみた場合、不安定な状態となるため活性汚泥のフロキュレーションが悪くなり、処理水質が悪化する。この現象が顕著な場合は、エアレーションタンクで悪臭を感じるようになり、もっと進めば最終沈殿池が嫌気性微生物の影響により白濁する。

この現象は活性汚泥法全般について言えることであり個々の処理法と散気装置の関係や特徴等について予め調査しておく必要がある。

b. 負荷量変動

負荷量の変動は、流量変動と濃度変動に応じたパターンを示す周期の短いものから長いものまでの連続現象である。ここでは、周期の短い連続的なものは活性汚泥にとって、又、施設のオペレーションにとって定常的なものとみなせることから、周期の長い、季節や年間を通し

て大幅に変動する現象を扱う。

負荷量の変動による影響は、標準活性汚泥法や長時間エアレーション法の基本的な運転法に基づく施設のオペレーションに対するものであると言って良い。特に変動幅が大きい場合は、オペレーションの大幅な変更が余儀なくされるのはもとより、標準活性汚泥法や長時間エアレーション法そのものの運用が不可能となる可能性が大きい。

i 汚泥発生量の変動

施設における汚泥の発生は、最初沈殿池汚泥（初沈汚泥）と最終沈殿池からの余剰汚泥としてであり、初沈汚泥量は流入下水中固形物の負荷量に支配され、余剰汚泥量は活性汚泥の増殖量に相当することから活性汚泥による除去対象となる物質がエアレーションタンク内に流入する負荷量に支配される。

初沈汚泥の発生は、最初沈殿池が予備処理として位置付けられている活性汚泥法のみが対象となる。発生量は沈殿池への固形物負荷により左右され、負荷が高いと汚泥の引き抜き頻度を多くしなければならないが、負荷が低い場合でも、沈殿池内での汚泥の腐敗が起り、悪臭を放つと同時にスカムが発生し処理効率が低下するため定常的な汚泥引き抜き操作が必要である。発生量の目安は、下水の種類によっても違うが、前述の下水道施設設計指針と解説では沈殿時間 1.5 hr で SS の除去率 30～40% とし初沈汚泥の含水率を 96～98% としている。

余剰汚泥の発生量は通常は BOD-SS 負荷により決定され、負荷が高い程発生量も多くなる。人工下水を用いた室内実験からは図 4-2 の結果が得られており、余剰汚泥の発生量は活性汚泥に除去された BOD 量に比例していることが分かる。従って、余剰汚泥の発生量が少なくなるような処理法として開発された長時間エアレーション法でも BOD-SS 負荷が高くなる時期には汚泥発生量が増え、余剰汚泥の引き抜き操作の頻度も高くなり、適用の仕方によっては標準活性汚泥法と変わらないものとなる可能性がある。又、標準活性汚泥法において BOD-SS 負荷が高くなると、モディファイドエアレーション法の領域に入っていくことになり、この領域では主に活性汚泥による吸着作用を利用した処理方式となるため、処理水質が悪化する。

ii 施設のオペレーションの変更

負荷量の変動に伴ない施設のオペレーションを変更する必要に迫られる。それは主に次の 3 つであり、まず 1 つは、各処理法における BOD-SS 負荷の範囲を維持するための返送汚泥量の変更であり、2 つめは i の項で取り上げた汚泥発生量の変動に基づく汚泥引き抜き操作頻

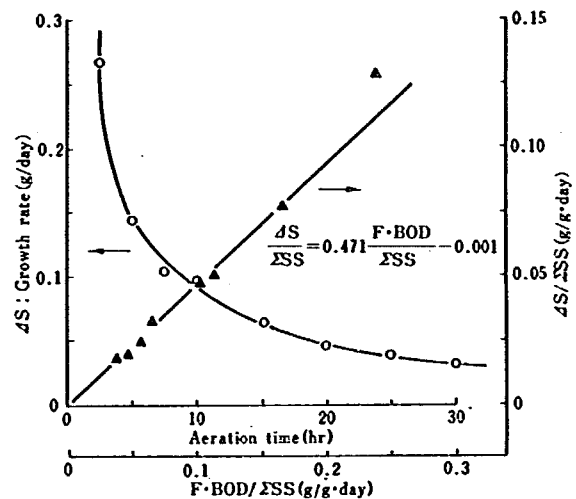


図 4-2 エアレーション時間と活性汚泥の増殖速度および単位活性汚泥量当りの基質摂取量と増殖率の関係¹¹⁾

度の変更である。3 つ目は、BOD-SS 負荷が変動した場合に活性汚泥の酸素要求量が変わるために、それに応じた空気供給量の変更である。

この中で、特に重要となるのは、長時間エアレーション法における汚泥引き抜き頻度の変更と空気供給量の変更である。前者については、BOD-SS 負荷が高くなる場合であり、従来の引き抜き頻度のままで行くと、増殖した活性汚泥が沈殿池に貯まり、沈殿固液分離が限界に達するため汚泥が流出し、処理水質の悪化につながる。従って、設計に際しては、この引き抜き頻度の変更を想定した汚泥の処理、処分法を採っておくことが肝要である。一方、後者については BOD-SS 負荷が極端に低くなる場合である。空気の供給は、酸素の供給と活性汚泥の攪拌が主目的であるが、BOD-SS 負荷が低い場合には酸素の供給量が不足することではなく、攪拌だけに主眼を置けば良い。例えば、通常時と同量の空気量で運転していたとすると、活性汚泥の内性呼吸が卓越し、結果的に汚泥の好気性消化を行なっていることになる。このときの処理水は茶カッ色を呈し、微細なコロイド状の汚泥を含むようになり透視度が極端に悪化する。従って、通常は空気の供給量を減らした運転法を採るが、その場合、散気装置の種類によっては攪拌が制限され、エアレーションタンク底部に汚泥が堆積し、良好な処理ができなくなる可能性があるため、BOD-SS 負荷の変動を想定した散気装置の導入が重要となる。

(3) 水温変動による主な留意事項

標準活性汚泥法や長時間エアレーション法に対する水温変動の主な影響は、沈殿池における固液分離に対するものと、活性汚泥の浄化活性に対するものである。

沈殿池における固液分離は、それが水中における固形物の沈降によるものである以上、その効率は固形物の沈降速度により支配される。下水や活性汚泥の種類が変わらない場合、沈降速度に最も影響するのは水の動粘性係数であり、水温は低いほど固液分離に対して障害となる。

一方、活性汚泥の浄化活性については、活性汚泥を構成する微生物の殆んどが最適温度を25～37℃に持つ中温細菌であることを考慮すると、水温はその範囲より高くても低くても影響を及ぼすものである。

水温の変動要因は、排水起源によるものと季節変化によるものがあり、前者については、基本的に45℃以下の排水は下水道に受け入れるが、それ以上の水温に対しては必要に応じ行政上の対策がとられることとなっている。通常、生物処理において問題となるのは、高水温の場合よりも、低水温の場合である。人工下水を用いた室内実験からは、活性汚泥の培養温度と基質の摂取速度および活性汚泥性細菌の増殖速度の関係は図4-3と4-4のように表わされており、水温低下による活性の低下が非常に大きいことが分かる。又、低水温期には、エアレーションタンク内に流入するSS成分や溶解性の有機物等は活性汚泥に吸着除去されても、活性が低いために分解が遅くなっていることから相対的に汚泥の発生量が増るのが一般的である。

従って、標準活性汚泥法や長時間エアレーション法に

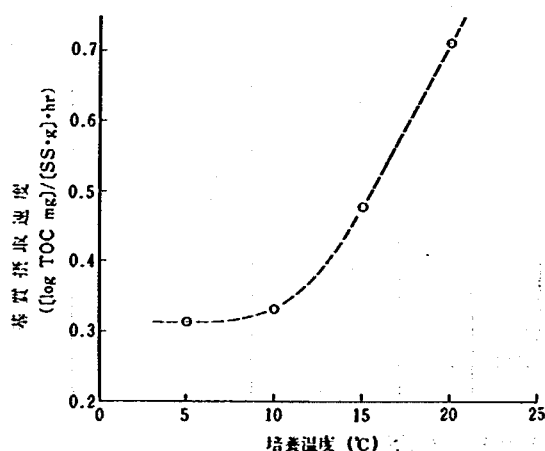


図4-3 温度を変えて培養した活性汚泥における基質摂取速度

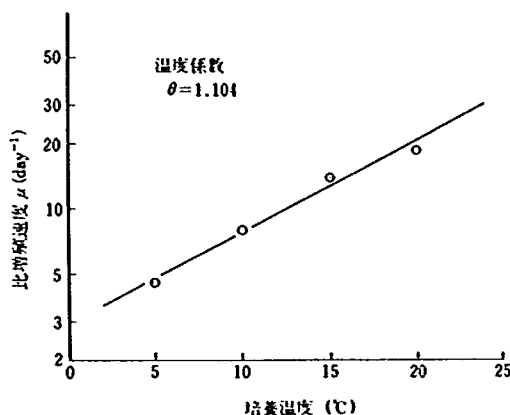


図4-4 温度を変えて培養した活性汚泥における活性汚泥性細菌の比増殖速度

とっては、低水温期での運転に充分注意する必要があり、特に、冬期だけ観光客が多いケースへの適応に際しては充分な検討が望まれる。

(3) 留意事項のまとめ

以上述べてきたように、標準活性汚泥法や長時間エアレーション法は、流入下水の変動による影響を受けやすい処理法であり、これらの採用に際し留意すべき事項をまとめると次のようになる。

1) 共通事項

- 流量変動の影響を最も受けやすい最終沈殿池が仕上げ施設となっていることから流量変動は極力押さえるべきであり、必要に応じて流量調整池等を設けて定流量流入を図る。又、図れるような施設とする。
- 活性汚泥は、生物学的に水温低下の影響を受けやすく、特に、除去された成分の分解速度が遅くなるため汚泥の発生量が増えることに注意すべきである。

2) 相異点

- 標準活性汚泥法は汚泥引き抜き操作が毎日のように必要であるのに対して、長時間エアレーション法はそれよりも引き抜き操作の間隔が長くなる。この違いは、施設の運転管理要員の確保や汚泥の処理、処分方法の選択等に対して重要となる。
- エアレーション時間の違いにより空気供給量に差があり、長時間エアレーション法の方が単位処理水量当りの消費動力量は多くなる。

一方、観光地における下水の変動を想定すると4つのケースが考えられ、それぞれのケースへの標準活性汚泥法と長時間エアレーション法の適応性について、上述の

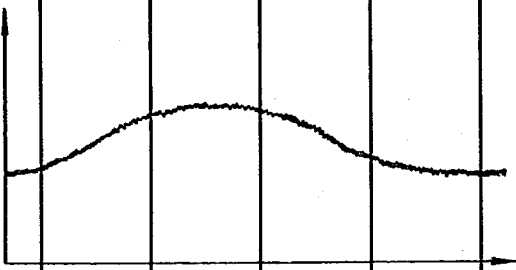
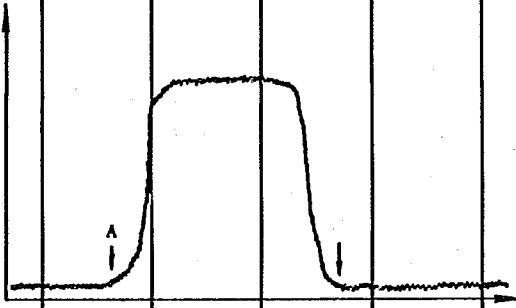
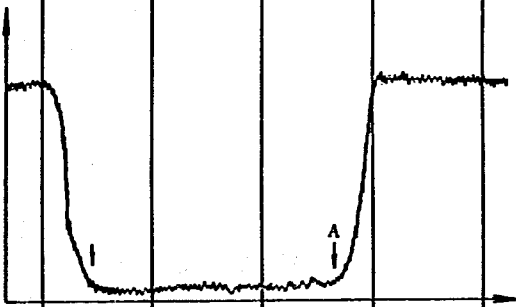
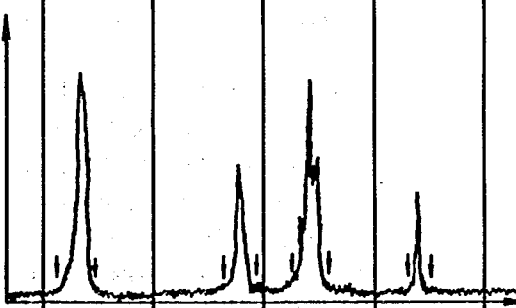
ケース	変 動 パ タ ー ン				注) 適応可能と思わ れる処理法	備 考
	春	夏	秋	冬		
I					標準・活・法 長時間・エ・法	比較的規模の大きな 観光地 (一般の公共下水道 でみられる。)
II					標準・活・法 長時間・エ・法	海水浴等の夏場が主 な観光シーズンとな る所
III					長時間・エ・法 (標準・活・法)	スキー等の冬場が主 な観光シーズンとな る所
IV					長時間・エ・法 (適応に際して は、低負荷時 が対象となる)	比較的小規模の観光 地で、祭日や連休等 が観光シーズンとな るような所

図4-6. 観光地における下水の変動パターンと下水の処理法

注) ここで言う標準活性汚泥法; 長時間エアレーション法は
それぞれのBOD-SS負荷範囲に相当する各種変法を含む。

事項を考慮してモデル的に取り上げたのが図4-5である。図中、季節の区分は流入下水の水温の変化を考慮するためのものであり、↓印は施設の運転法を大幅に変更する必要がある時期を示している。

各処理法とも基本的には、ピーク時の負荷量が設計の基準になると考えて良い。しかし、活性汚泥法が生物学的な処理法であることから急激な環境の変化に対応することが困難であるため、双方の処理法とも流入下水が変化するような時期は運転がむづかしく処理成績が安定しない。特に、このことはピークの立上がり時期（↑印）では困難を伴うことが想像される。この対策として、処理成績が不安定な期間だけ、薬液注入等による物理化学処理法と併用した処理法を採ることも一手法である。

ケースⅣについては、一時的なピークとみなせることから設計の基準値は低負荷時の値を採るのが一般的と考える。このケースでもピーク時にはⅡとⅢのケースと同様の事が言えるが、特に施設的には、最終沈殿池でのピーク時における汚泥流出に配慮した水面積負荷を採っておくことと、エアレーションタンクでのDO不足が予想されることから空気供給設備に相当量の余裕を持たせること等の配慮が必要である。又、維持管理上は、ピーク時に汚泥の引き抜き操作が余儀なくされる可能性があり、

事前に汚泥設備を空にしておくことも肝要と思われる。

4.2 オキシデーションディッチ法

(1) 概 算

本法は活性汚泥法の一つであり、一般的な通常のフローシートは図4-6に示すとおりである。特徴はエアレーションタンク（ディッチ）の形状、及びエアレーション装置にあり、無終端の水路内に何基かのエアレーション装置を設置して、エアレーション、及び混合攪拌を行う方式である。固液分離は最終沈殿池で行う型式とディッチ内で行う回分式の型式とがあり、又最終沈殿池をディッチに接して作り、半回分運転を行う例もある。一般的な操作条件を表4-2に示す。

(2) 維持管理の特性

本法の水処理性能の例を表4-3に示す。この時の運転条件はおおむね表4-4に示すとおりである。このプラントの管理は1日1回の見廻りにより行っており、処理水の透視度と最終沈殿池の汚泥界面高さを指標として、エアレーション強度と余剰汚泥の引き抜きを行うのみである。これらの操作条件の変更はほぼ数ヶ月に1度の頻度で十分であった。実質的な維持管理作業は最終沈殿池におけるスカムの始末と余剰汚泥の処理・処分となる。

表4-2 オキシデーションディッチ法の標準的運転条件

操作 条件	B O D 負 荷		混合液浮遊物濃度 (MLSS)	汚泥滞留時間 (SRT)	エアレーション 時 間	返送汚泥率
	BOD-SS負荷	BOD容積負荷				
単位	kg-BOD/kg-SS・日	kg-BOD/m ³ ・日	mg/ℓ	日	時間	%
範囲	0.03～0.05	0.13～0.2	3,000～6,000	20～40	24～36	50～150

表4-3 ディッチ テストプラント の年間平均処理成績

		B O D	S S	T - N	T - P	D - P
流入水 (mg/ℓ)	平均	147	195	23.3	4.75	1.16
	範囲	68-354	49-1077	11.9-66.0	1.48-21.9	0.41-2.52
処理水 (mg/ℓ)	平均	3.9	5.3	9.4	0.90	0.76
	範囲	0.9-10.1	0.9-12.9	1.1-16.1	0.16-2.03	0.12-1.14
除去率(%)		97.3	97.3	59.7	81.1	31.9

表4-4 ディッチ テストプラントの運転条件

エアレーション時間	24時間
BOD-SS負荷	0.028kg-BOD/kg・MLSS・日
BOD-容積負荷	0.147kg-BOD/m ³ ・日
MLSS	平均 5,200mg/ℓ(2,330 - 8,620)
SRT	56日 又は 汚泥引き抜きなし
返送汚泥率	100% 一部150%
最終沈殿池滞留時間	3.5時間
最終沈殿池水面積負荷	13.8 m ³ /m ² ・日

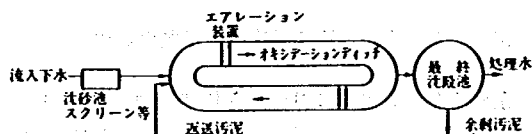


図4-6 オキシデーションディッチ法のフローシート

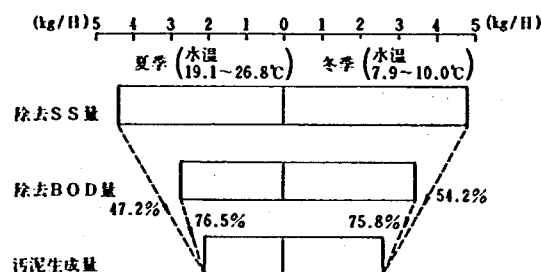


図4-7 夏季と冬季におけるSS、及びBODの見かけ上の汚泥転換率

余剰汚泥の発生量を冬期と夏期とで比較した例を図4-7に示す。除去SS当りの汚泥発生量は夏期は冬期の87%となっているが、冬期においても除去BOD当り0.758 kg-SS/kg-BOD、SS当りで0.542 kg-SS/kg-SSであり、標準活性汚泥法と比較すると余剰汚泥の発生量は少ないと考えられる。このため汚泥処理施設に十分な能力があれば、汚泥処理作業の頻度を週に1度、又は月に1度程度まで低減させることができる。

(3) 設計上の留意点

本法はディッチ本体の土木構造をできるだけ簡単なものとする事で建設費を低減させることができる。(但し用地は広くなる。)エアレーション装置も簡易なものを使用すべきであろうが、必要な酸素量を過不足なく供給できる機能を有していなければならない。図4-8はテストプラントにおける汚泥の比呼吸速度の年間の変化を示しているが、夏季は冬季の2.2倍の値となっている。

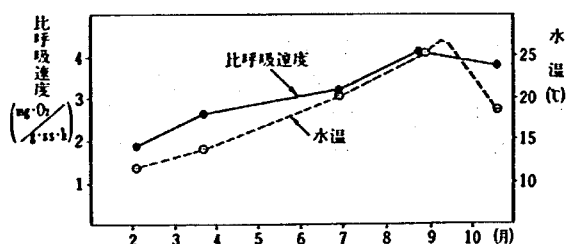


図4-8 水温と比呼吸速度の年間の変化

又、余剰汚泥の間欠的な引き抜きによりディッチ内のMLSS濃度が変動する場合もエアレーション装置の調整が必要である。強度が不足するとまずアンモニア性窒素の硝化が停止し、やがて処理水が白濁してくる。強すぎる場合には、処理水pHが低下し、汚泥の微フロック

が流出し透視度が低下する。テストプラントの結果によると適正な酸素供給量はMLSSが5,000mg/ℓ程度の時、(除去BOD量)+(除去アンモニアの酸化に必要な酸素量)の約1.5倍程度であった。

窒素の除去は、硝化が完全に起る酸素量を供給したうえで、ディッチ内に部分的に溶存酸素が0となる箇所を確保するか、あるいはエアレーション強度をタイマー等で変更して、溶存酸素が0となる時間を確保することにより、通常70~90%の除去率が期待できる。但し、いずれの場合も、エアレーション強度をディッチ内DO濃度に追従して変化させ得る装置構成とすることが必要である。最も簡単な方法は、タイマー制御によって複数のエアレーション装置の運転台数を調整する方法である。但し、安定した除去率を得るためには、経験を積まなくてはならない。DOメークによるシーケンス制御は、装置の構成が若干複雑となるが、信頼できる機器を使用すれば確実な方法と言えよう。

テストプラントの運転結果によると処理水中のリンは0.16~2.03mg/ℓ、平均0.9mg/ℓ、除去率81.1%となっており、リンの除去能力もかなり期待できる。これは生下水を投入しているため、流入水中の固性性リンの割合が高いこと、汚泥処理系からの返送水がないことなどのためと思われる。実際の処理施設においても余剰汚泥を機械的に濃縮、脱水すればこの程度の除去率を期待できよう。

4.3 接触酸化法

接触酸化法は、活性汚泥法のような浮遊型の生物の培養法に対して、人工資材や天然資材等の接触材に生物を固着培養する、いわゆる好気性の生物膜を利用する方法である。

生物膜法には古くから利用されてきた散水汚床法を始め、回転円板法や浸漬汚床法等が実用化されてきている。又、最近では、その他に生物戸過法や流動床法、嫌気性汚床法等の開発が進められており、合わせて、各処理法に適合する接触材の開発も盛んである。

ここでは、接触材としてネット状の人工接触材を用いたものと、天然の礫を用いたものについての調査をまとめた。

4.3.1 ネット状接触材

(1) 概要

本法は、接触材としてプラスチックをネット状に成型したものを使用する方法である。通常のフローシートは図4-9に示すとおりである。特徴として、①生物膜が立体的にネット線条を取り囲むように付着するため、付

着状態はより安定している。②水の流れが三次元的になるため接触効率が大幅に向上する。③プラスチック接触材は、軽量で自由に成型でき空隙率が高く高負荷がかけられる等を挙げることができる。固液分離は最終沈殿池で行う型式の他スクリーン等で行う例もある。

(2) 維持管理上の特性

水処理性能の例を図4-10、図4-11、表4-5、表4-6に示す。この例は、都市下水を活性汚泥法で運転していた施設を1部接触酸化法に改造したもので、他の活性汚泥法の系列の都合でほとんど操作できない状態であったが、活性汚泥法と同等の処理水質が得られている。逆に言えば、流入負荷、曝気量を決めて運転すれば、ほとんど操作する因子がない¹²⁾ということである。汚泥(SS)について、収支の例を図4-12に示す。活性汚泥法では

流入SS量と発生汚泥量の比は1といわれているが、この場合接触酸化槽出口においては、夏期で約0.7、冬期で約0.85と2、3割減少している。このことは、活性汚泥の量及びその処理・処分のための作業も少なくなることを示している。実質的な維持管理作業は、生物膜による接触材の目づまりや、逆に過度の剥離等による水質の悪化に注意することである。

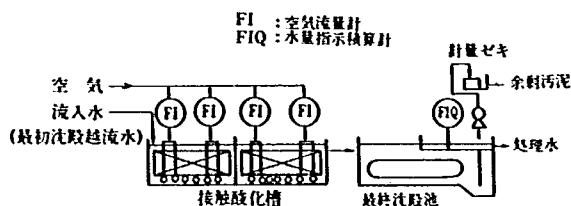


図4-10 実験フローシート

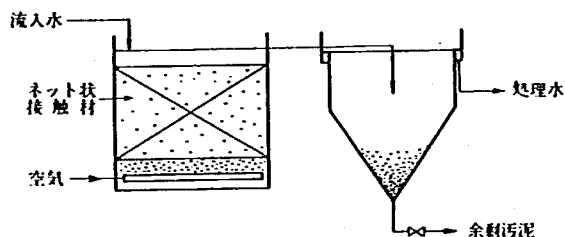


図4-9 接触酸化フローシート

表4-5 装置主仕様

			第1槽	第2槽
水 槽 容 積 (m³)			450	410
モジュール充てん容積 (m³)			260	220
モジュールメッシュ (mm)			13	13
モジュール間隔	流入部 (mm)		100	100
	流中後部 (mm)		60	60
	流出部 (mm)		40	40
水槽仕様	幅 (m)		5.0	5.0
	長さ (m)		12.5	11.4
	水深 (m)		4.5	4.5

表4-6 運転条件

項 目	目 標 値	実 績
処 理 水 量	4500m³/日	4000~5200m³/日
エアレーション時間	4.5時間	4 ~ 5 時間
空 気 量	20,250Nm³/日	24,000~28,000Nm³/日
水 量 比	4.5Nm³/m³・下水	4.5~6Nm³/m³・下水
容 積 比	1.0Nm³/m³・槽・Hr	1.1~1.5Nm³/m³・槽・Hr
BOD 容 積 負 荷	<0.5kg/m³・日	0.24~0.45kg/m³・日

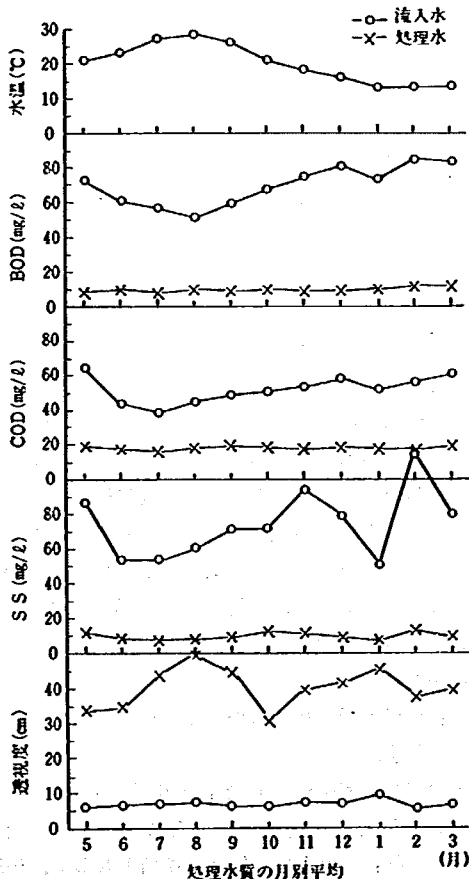


図4-11 処理水質の月別平均

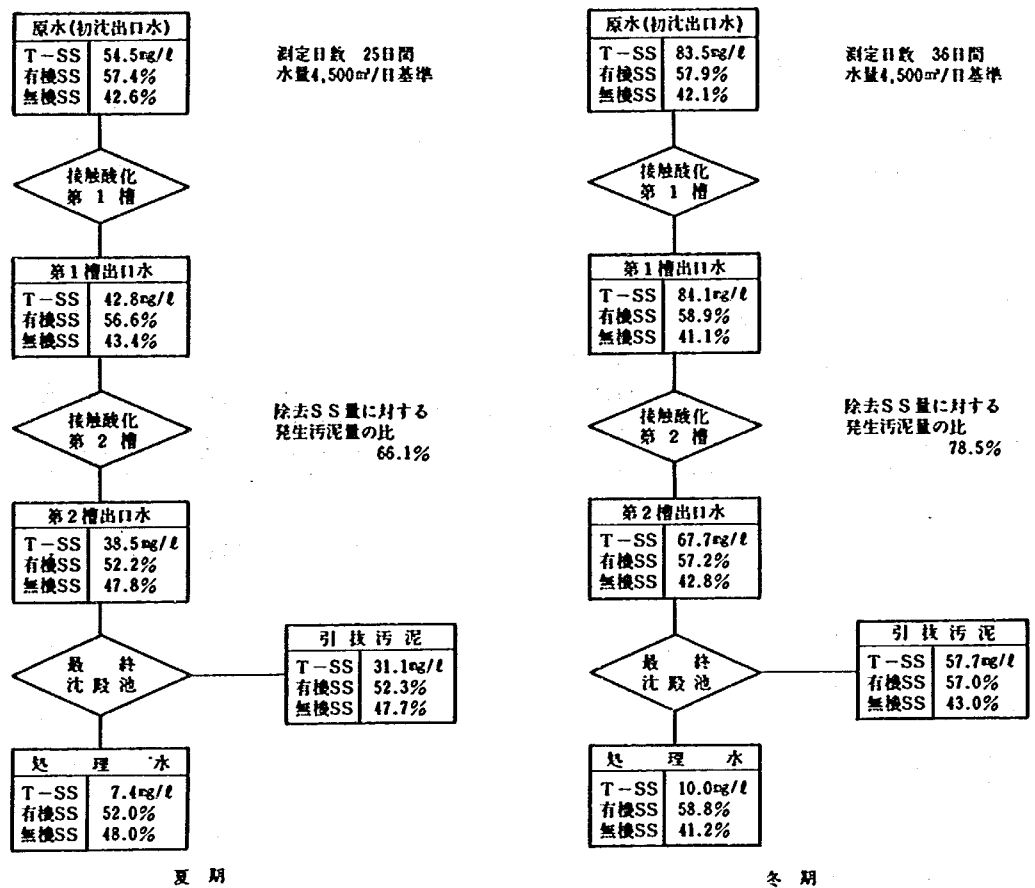


図4-12 汚泥(SS)収支図

(3) 設計上の留意点

本法は活性汚泥法と同様に曝気装置を必要とすること、さらに水槽内に接触材を浸漬させるため、建設費は割高になることに注意を要する。エアレーションは全面曝気と集中曝気方式があり、全面曝気方式は酸素がむらなく行きわたること、曝気量を少なくできることなどメリットがある。集中曝気方式は散気装置が少なくてよいが、目づまりを防止するための洗浄装置が必要になる。全面曝気方式は散気装置が多くいるなど両方式ともそれぞれに長短がある。

生物膜の付着量を夏期について調べた結果の一例を図4-13に示す。

例1の場合、実規模(図4-10)で行なった結果であり、全体として生物相の種類が多い。また負荷の高い方から付着量および、細菌の種類とも多く、後段の槽はど原生動物から後生動物が多く見られる。膜の厚さは全域にわたり5~30mm程度である。冬期は付着量が

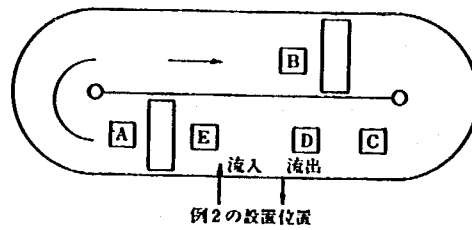
多少多くなっているが、後生動物などの大型の生物数が減っていたためと考えられる。例2の場合、観光地にある処理場のオキシデーションディッチ内5ヶ所に設置して調査を行ったものである。生物膜の付着量としては例1より多いが、滞留時間が24時間程度あることや流入負荷が軽いこともあって、生物数は少なく、ミズなどのかたまりや毛髪等の付着が多い。

生物膜の付着量や出現生物は、流入負荷、水温、曝気強度により決まってくる。

図4-14、図4-15に接触酸化装置の仕様と処理水のN、Pの日変動を示す。原水は、温泉地にある処理場の流入下水を用いた。流入下水中には常時温泉排水が混入しているため、水量変動は小さく流入負荷も比較的低い。観光客の多い高負荷時と少ない低負荷時では、流入下水の濃度差が大きい。しかし、いずれの場合も処理水のN、Pは流入水の変動を吸収し平均化しているのみで除去はされていない。高負荷時のB装置処理水は、

例1

位置	g/m ²		
時期	1槽前	1槽後	2槽後
夏期	230	143	110
冬期	245	277	73



例2

位置	g/m ²				
時期	A	B	C	D	E
夏期	224	174	227	148	289
冬期	327	267	135	338	224

図4-13 生物膜付着量

項目	系列	A	B
ばっ気方式		集中ばっ気方式	全面ばっ気方式
容積(ℓ)		500	500
網ろ材			
ピッチ(cm) #1		3	3
目開き(mm) #2		13	13
充填率(%) #3		33	50

#1: 設置間隔
#2: 網目の大きさ
#3: 水槽容積に対するろ材の容量の割合

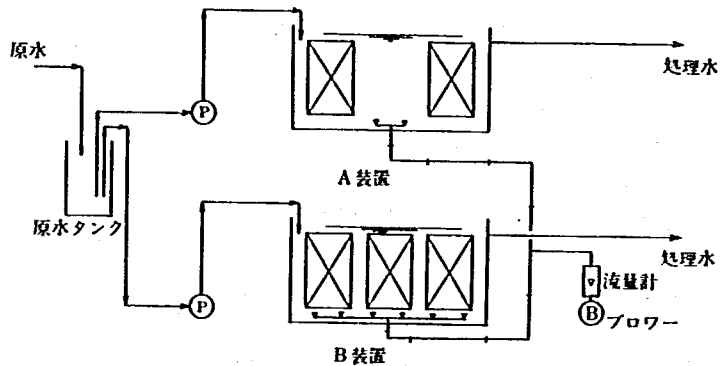


図4-14 接触酸化装置の仕様とフローシート

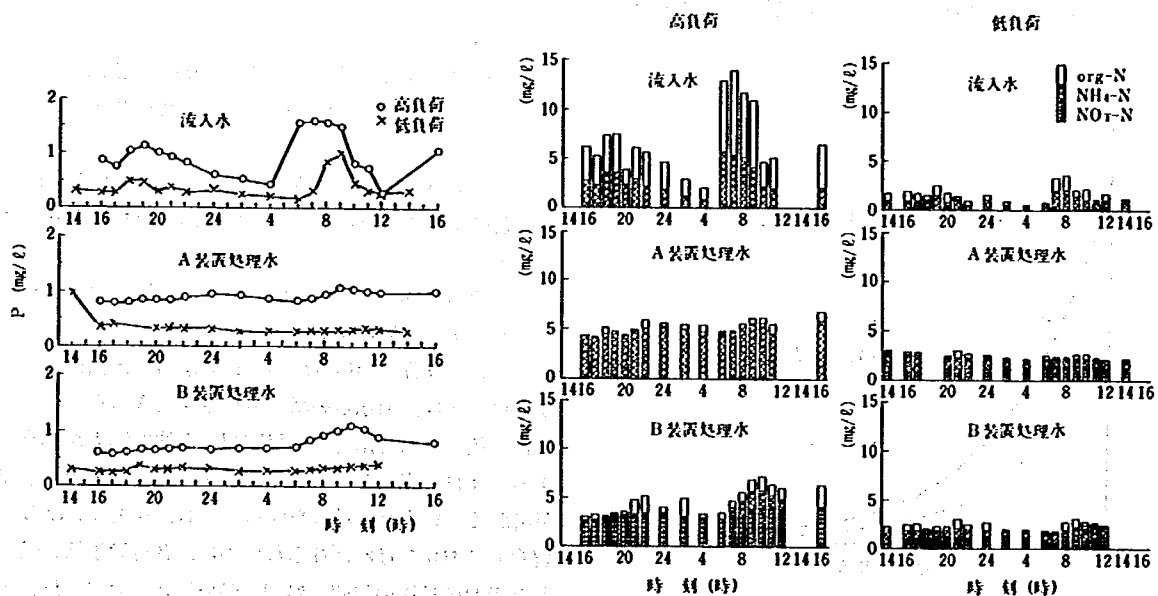


図4-15 N, Pの日変動

硝化がかなり進んでいるが、図4-15の例では硝化はほとんどされていない。硝化、脱窒まで行うには、負荷を軽くすることや滞留時間を充分に取る必要があり、施設規模はさらに大きくする必要がある。

接触酸化装置を設計する場合には、要求水質などにもよるが、設計時の設定条件に依存する度合いが大きいので、設計条件の決定に充分注意するとともに、構造、接触材、接触材の形状、充填方法および曝気方法などの選定については充分な検討が必要である。

4.3.2 礫を用いた接触酸化法

接触材に礫を用いた接触酸化法は、活性汚泥法におけるエアレーションタンクに当たる部分に礫を敷き詰め、曝気するもので好気性の固定生物膜法である。生物学的な処理法としては、何ら他の接触材を用いた処理法と変わる所はない。しかし、本法を採用するに際しては、接触材が礫という天然資材であることから、接触酸化法用に開発された人工の接触材等による場合よりも、工学的な配慮が必要である。

固定生物膜法では、汚水は接触酸化槽を流下するに従って浄化され、その分だけ汚濁物質が生物膜に転化して、生物膜の肥大化が起こる。この現象を模式的に表わすと図4-16のようになる。汚水の良好な浄化を図っていくためには、図中の汚濁物質の減少傾向を恒常的なものとしていくことが肝要であるが、その障害となる主因は浄化に関与している生物膜の肥大化である。接触酸化槽においては、生物膜の肥大化に伴ないそれが顕著に現われる流入側から接触材間の疎通能力が低下してくるため

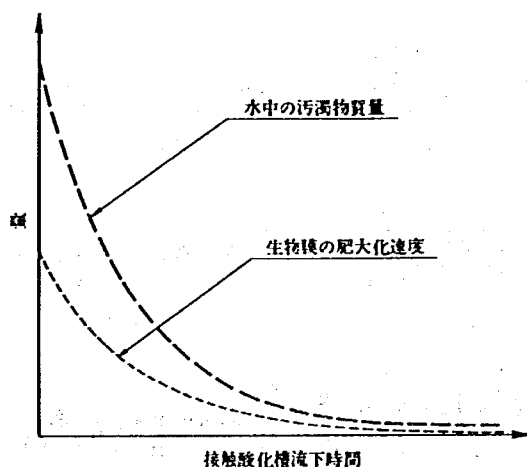


図4-16 接触酸化槽における汚水浄化の模式図

浄化時間が短縮される。又、生物膜は肥大化していくに従って膜内部まで酸素が届かなくなり内部から嫌気化していく。この嫌気化は、前述の疎通能力の低下により酸素の供給能力自体をも低下させるため、いっそう進むことになり、槽自体が接触酸化の機能を徐々に失っていくことになる。

生物膜の肥大化による障害への対策は、肥大化した生物膜を適当な頻度で排除してやることである。殆んど的人工接触材では、肥大化した生物膜が自重を維持できなくなり自然に剝離する現象を利用しており、剝離した生物膜を槽底部に沈殿させ定期的にポンプ等で槽外へ排除するシステムを採ることにより接触材間の閉塞を解消している。しかし、接触材が礫や或はそれに類似した形状のものは自然の剝離現象を利用することは困難である。礫等においても生物膜の剝離現象は確認されるが、剝離した生物膜は流動化しづらい比較的安定したケーキ状であるため、浄化過程で水流や自重に頼って礫間をスムーズに通過せず礫間に捕捉される形となり、結果的に礫間が閉塞されていくことになる。

従って、接触材に礫を用いる場合は、汚水の汚濁度の高低にかかわらず浄化される過程で、流入水中のSS分の捕捉や生物膜の増殖等により汚泥が発生する訳であるから、前述の礫間の閉塞現象に対する対策が最も重要な事項である。この対策として現在考えられている手法にはおよそ次の4つがあるが、それぞれ一長一短が有る。

- ① 曝気量の増加による逆洗操作を行なった後、混合液を直接、或は静置沈殿後の汚泥をポンプ等で排除する。
- ② 槽内の堆積汚泥や水を排除した後、槽上部からフラッシュ水等により洗い落とし、それをポンプ等で排除する。
- ③ 曝気量の増加による逆洗操作を行ないながら通水量を増加させることにより押し出し流れにより排除する。
- ④ 槽内の礫を全て取り出し空にした後、取り出した礫を洗い再度敷設する。

①と②は、操作が簡単な反面、礫間からの汚泥排除効率が悪い。③は、通水量の増加分が確保できると、押し出し流された汚泥分を分離回収する沈殿池等が必要である。④は、完璧な復旧策であるが、相当の労力と手間が掛かる。いずれの対策を採ろうとも、計画設計段階で留意しておかなければならないのは、各排除手法に関連した汚泥の輸送や貯留、処理、処分等について、施設の規模や排除頻度に応じたシステムを採っておくことであ

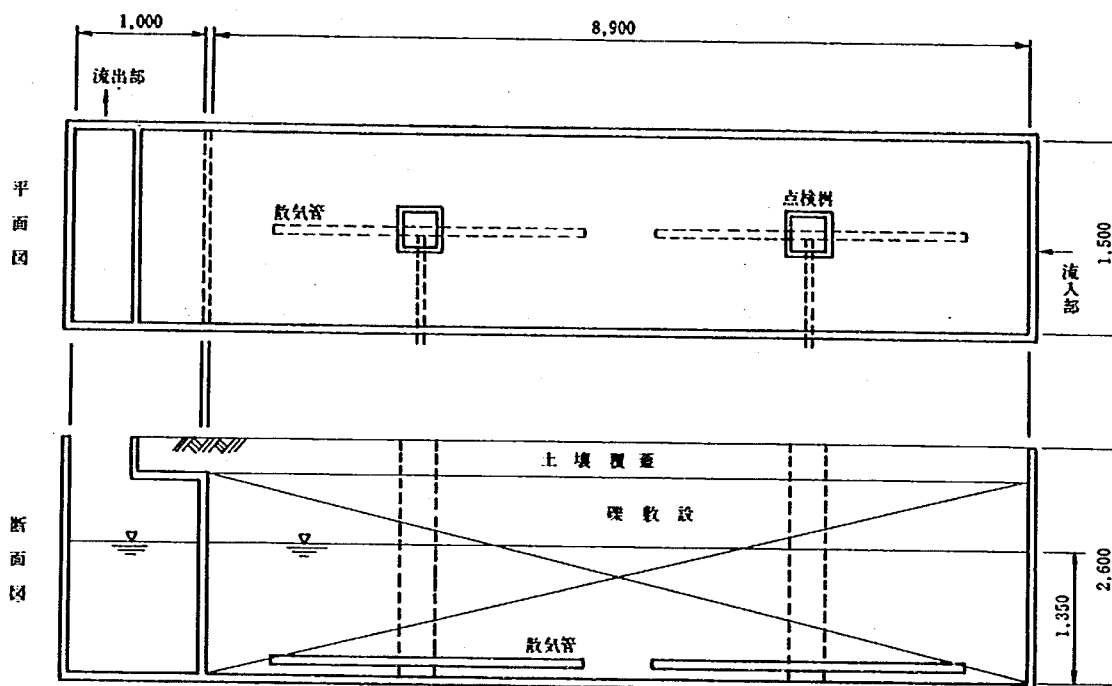


図4-17 汚泥排除の調査施設の概要

る。また排除操作中は汚水の浄化ができないことも考慮しておく必要がある。

以下に、曝間が完全に閉塞してしまった施設における汚泥排除の調査事例を紹介する。調査した接触酸化槽は図4-17に示す比較的小規模なものであり、散気管は有孔塩ビ管をロストルなしで、槽中央部に縦断方向に二ヶ所設置して有る。

調査では、まず、集中曝気による撹拌と通水による押し出し流れで排除される汚泥量を調べ、次に、槽の点検所2ヶ所に水中ポンプを設置し、それにより排除された汚泥量を調べた。又、最後に槽全体を開削し、曝や曝間に捕捉されていた汚泥量と槽底部に残存堆積していた汚

泥量を調べた。これらの調査結果は表4-7に示す。

槽内の総汚泥量から槽の空容容量(空容率50%)当りの汚泥量を求めると 12.8 kg/m^3 となり、接触酸化槽は相当な汚泥量で閉塞していたことになる。個々の汚泥排除方法の効果についてみると、施設の構造上の問題も有るが、ここでは、集中曝気押し出し流れや水中ポンプによる汲み出し等による方法では殆んど効果がないと言って良く、又、槽内汚泥の大半が曝間に捕捉されているものであり、それが容易に排除できないことが伺われる。

以上述べてきたように接触材に曝、或はそれに類似した形状のものを有いる場合は、汚水の浄化も然ることながら、浄化過程で発生する汚泥の排除、特に接触材間に捕捉されている剝離した生物膜をスムーズに排除できるシステムを考える必要がある。一方、施設の運転管理上からみた場合、図4-16からも分かるように流入側程剝離の頻度が高く、閉塞の可能性も高い訳であるから、中間沈殿池等を設け(必要ならば複数設け)、接触酸化槽を不連続なものとするにより運転管理に柔軟性を持たせることが可能となるものと思われる。又、使用する曝についても、汚水の浄化の観点からは表面積の確保が重要なものとして取り上げられるが、この場合は表面積

表4-7 汚泥排除の調査結果

調査方法		排除汚泥量	
		kg	%
集中曝気(通常の3.9倍) 押し出し流れ($10.4 \sim 12.3 \text{ m}^3/\text{hr}$) 3hr		6.8	5.9
水中ポンプ汲上げ		22.0	19.0
開削	曝および曝間	60.0	52.0
	槽底部への堆積	26.7	23.1
	合計	115.5	100.0

よりも礫の形状、特に水の流れによる形状抵抗に留意する
 必要があり、使用する礫は球形に近くできるだけ大き
 なものほど良く、大きさが均一で堅固なものを求めるべ
 きと考える。

4.4 回分式活性汚泥法

(1) 概 要

本法は、従来の活性汚泥法が流入してくる下水をエア
 レーションタンクや沈殿池で連続して処理する方式であ
 るのに対して、1つの反応タンクに断続的に下水を注入
 し、1回の注入毎に活性汚泥との反応、静置沈殿、上澄
 水（処理水）の排除を行う方式である。本法の特徴とし
 ては 1) 運転条件をかなり自由に変更することができる
 。例えば、1槽当りの処理水量、反応時間を変更する

ことで高負荷運転、低負荷運転、硝化・脱窒運転が可能
 である。 2) 余剰汚泥の引き抜き作業を無人化できる
 ため、巡回管理を行う処理場でも十分適応可能である。
 3) 理想的な静置沈殿の後、処理水を排出するため処理
 水水質が安定している。4) 構造が単純で、複雑な機器
 を使用する必要がない。等を挙げることができる。

ここでは本法の代表的な例として、低負荷形と高負荷
 形の2つの方式について解説するものとする。

(2) 維持管理の特性

低負荷形とはBOD容積負荷が $0.2 \text{ kg-BOD/m}^3 \cdot \text{日}$ 以下
 の長時間曝気法に相当する負荷を受けるものを指す。図
 4-18、4-19に調査を行ったテストプラントの概要、
 及びその運転条件を示す。本プラントは機械式エアレー

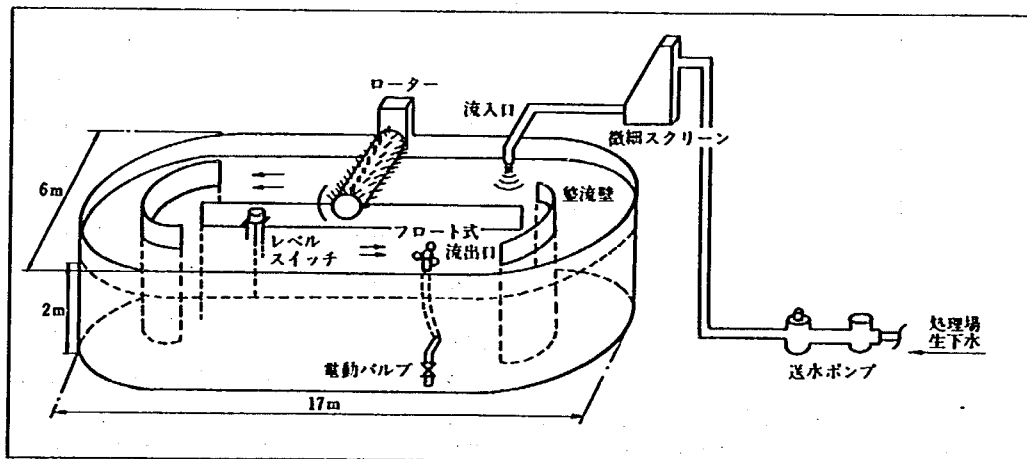


図4-18 低負荷形回分式活性汚泥法テストプラント概要

シリーズ	期 間	サ イ ク ル		経過時間 (hr)	ローター 回 転 数	ローター 浸漬深さ	流入量	SRT
		0	6	12	(回)	(cm)	($\text{m}^3/\text{サイクル}$)	(日)
I	81.4.23 ↓ 81.7.13				48	20 槽容積 160 m^3 槽深さ 2m	40	56
II	81.7.13 ↓ 81.10.26				48	15 156 m^3 1.95m	36	汚泥引抜き なし
III	81.10.26 ↓ 82.2.10				48	15 156 m^3 1.95m	36	汚泥引抜き なし

図4-19 テストプラントの運転条件

表4-8 テストプラントにおけるシリーズ毎の平均値

シリーズ No.	期 間	サンプル	水温 (°C)	pH (-)	透視度 (cm)	BOD _{ATY} (mg/ℓ)	COD _{Mn} (mg/ℓ)	SS (mg/ℓ)	VSS (mg/ℓ)	TN (mg/ℓ)	DN (mg/ℓ)	KN (mg/ℓ)	DKN (mg/ℓ)	NH ₄ -N (mg/ℓ)
I	81. 4. 24 ～	流入水	19.4	7.36	5.0	121	723	122	75.9	19.1	14.6	18.2	13.2	9.60
		処理水	19.6	7.51	50以上	3.6	92	7.9		12.2	11.6	1.21	0.59	0.44
	81. 7. 13	混合液	20.3	7.20								85.6		
II	81. 7. 14 ～	流入水	23.6	7.33	4.8	119	94.0	293	144	23.3	13.1	22.4	12.2	8.56
		処理水	24.2	7.44	50以上	1.1	7.5	7.3		6.91	6.65	0.91	0.65	0.42
	81. 10. 26	混合液	24.6	7.35								169		
III	81. 10. 27 ～	流入水	13.6	7.49	2.6	250	191	804	412	45.3	16.6	44.1	15.4	9.63
		処理水	11.2	7.23	50以上	3.1	7.5	6.5		4.46	4.05	2.24	2.04	1.38
	82. 2. 20	混合液	12.1	7.17								344		

シリーズ No.	期 間	サンプル	NO ₂ -N (mg/ℓ)	NO ₃ -N (mg/ℓ)	TP (mg/ℓ)	DP (mg/ℓ)	PO ₄ -P (mg/ℓ)	MLSS (mg/ℓ)	MLVSS (mg/ℓ)	VS % (%)
I	81. 4. 24 ～	流入水	0.11	0.71	3.72	1.54	0.97			
		処理水	0.05	10.9	0.69	0.49	0.42			
	81. 7. 13	混合液			47.0			1.896	1.100	58.5
II	81. 7. 14 ～	流入水	0.16	0.76	7.34	0.84	0.54			
		処理水	0.07	5.93	0.86	0.66	0.61			
	81. 10. 26	混合液			148			4.832	2.187	45.8
III	81. 10. 27 ～	流入水	0.08	1.23	17.7	0.88	0.63			
		処理水	0.01	2.02	0.28	0.10	0.05			
	82. 2. 20	混合液			229			8.480	4.195	49.5

ター（ローター）を備えたオキシデーションディッチ型の装置であり、BOD容積負荷 $0.06 \sim 0.125 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{日}$ 、水理学的滞留時間48時間という非常に低負荷の運転が行われた。実験における各シリーズは、ローターを断続運転とすることで硝化・脱窒の効果、及び消費電力の削減を狙ったものである。表4-8に各シリーズにおける流入水、処理水、混合液の平均値を示した。このような低負荷運転ではBOD、SSの除去は非常に安定しており、運転方法によっては窒素の除去も期待できる。

また、回分運転ではMLSSを満水時に $8,000 \text{ mg/ℓ}$ 程度まで上げた運転も可能であること、施設容量が大きいことのため、反応槽内に汚泥を貯留することが可能であり、本実験の場合、6ヶ月間余剰汚泥を引き抜かなくとも水処理に支障はなかった。但しこの場合、MLSSの上昇に伴いエアレーション強度を調整する必要がある。

本装置の運転は、タイマーとレベルスイッチにより自動化されており、必要な作業は機器の点検・自動スクリーンのし渣の除去程度であった。硝化・脱窒運転を行うと、沈殿工程時に若干の汚泥が浮上したが、上澄水回収装置にスクラム除けがついているため、処理水中に汚泥が流出することはなかった。

高負荷形はBOD容積負荷が $0.4 \text{ kg-BOD/m}^3 \cdot \text{日}$ 以上の標準活性汚泥法と同程度の負荷で運転される方式を指す。本方式の代表的運転スケジュールを図4-20に示す。1サイクルを6時間とすると、通常は反応タンクを複数とする系列運転が一般的となろう。本方式においては、MLSSを標準活性汚泥法の2倍以下とすることが可能なため、汚泥滞留時間を長くとることができ、硝化・脱窒を期待できる。¹³⁾

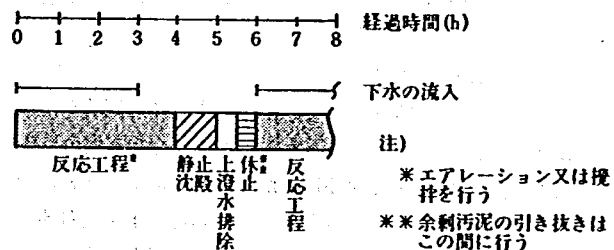


図4-20 高負荷形の代表的運転スケジュール

(3) 設計上の留意点

本法は土木構造物としては簡単であるが、自動運転を円滑に行うためには信頼性、耐久性の高い計測制御機器、機械設備が必要である。計測制御機器の役割は、各運転工程時間の調整、異常時の対応、水位の調整等である。運転工程時間の調整はタイマー、プログラマブルコントローラ等安価な制御機器で十分であり、あまり複雑なものは、運転管理要員の手に余る恐れがある。異常時として3つのケースを考えてみる。1つは降雨等の影響で流入下水量が急増する場合であり、異常を感知する水位計等と連動した特別のシーケンスを組む必要がある。2つ目は停電時の対策で、自然流下によってポンプ井、反応タンク、消毒施設を通過できるような構造とするとともに、復旧時に自動的に適切な工程から運転再開ができるようなシーケンスとしておく。3つ目は何らかの原因で沈殿時に汚泥界面が上昇し、上澄水回収装置に汚泥が流入する危険が生じた場合であり、要員による点検を十分行なえば、その判断によって余剰汚泥引き抜き等の対応が可能であるが、そうでない場合には汚泥界面検出装置によって余剰汚泥の引き抜きを行うことも検討する。

水位の調整は重要な操作因子であるため、水位計は混合液中でも使用でき、エアレーション等にも影響されずスカムが発生しても正確に作動するものが望ましい。現在のところ投げ込み式の水圧感知型水位計、エアバージ型水位計等が適している。

ブローア、ポンプ、電動バルブ等の機器設備は断続運転を繰り返すため、耐久性のあるものを選定しなければならない。又、エアレーション装置も断続運転によっても目詰りの生じないものが必要であるが、高負荷形の場合、酸素要求量は除去BOD量の2倍程度必要であると思われる。粗大気泡型エアレーション装置ではブローア容量が大きくなる。このため、機械式、又は機械式とブローアを組み合わせたものなど効率が良く、かつ目詰りの恐れが少ないエアレーション装置を選定することも重要である。

4.5 物理化学処理

観光地下水の特性として、前述のように時間的な変動が大きく、季節的に全く下水の流入がなくなる場合や急激に大きな負荷が短期間にかかる場合がある。また、温泉排水の混入によって時として生物処理に不適切な水質となることも考えられる。このような状況が存在する地域では、生物学的処理法のみによって対処することには自ずと限界があり、良好な処理の安定的な確保には厳密な運転管理が必要となることが予想され、必ずしも得策

ではないといえる。

物理化学処理は、1)水量、水質の変動による影響を受けにくい、2)生物処理のような馴養を必要とせず、処理のon-offが比較的容易である、3)毒性物質の流入による影響がない、4)特定の物質に対する除去性能にすぐれる、といった特徴を有している。したがって、上記のような特殊な状況に対しては物理化学処理の適用が有効である。ただ、生物学的処理法と物理化学的処理法とは対峙する処理方式ではなく、相互に補完し合うことによってすぐれた処理を達成しようという点を念頭に置いておく必要がある。

下水処理に適用しうる物理化学的処理方式としては種々のものが研究・開発されている。表4-9は除去対象物質ごとに主要な処理方式を分類したものである。これらからいずれの処理法を選択するかは除去目的成分と目標とする処理レベル、他の処理施設との関連、処理場を取巻く諸状況等に依拠する。その際には、1)物理化学処理は処理方式によっては処理コストが嵩み、維持管理が煩雑になる、2)水量、水質変動に対応した薬剤注入量等の自動制御が必要となる場合がある、3)凝集剤を添加する方式については必然的に発生する汚泥の処理・処分を含めたトータル・システムとしての検討が必要である、などの事項にも留意すべきである。

表4-9 除去対象物質と主な物理化学的処理法

除去対象物質	主 な 処 理 法
浮遊物	凝集沈殿、浮遊
リ ン	凝集沈殿、晶析脱リン
窒素	アンモニアストリッピング、不連続点塩素注入、選択的イオン交換
微量有機物	凝集沈殿、活性炭吸着、化学的酸化

以下では、対象を有機物および浮遊物質の除去に絞った場合に実処理に適用される可能性の高い凝集沈殿法を中心に述べる。なお、急速浮遊については、4.9“前処理及び仕上げ処理”に譲る。

4.5.1 凝集沈殿法

凝集剤を用いて下水中の汚濁物質を凝集・不溶化して沈殿除去する凝集沈殿法は、下水の物理化学的処理法としては最も一般的であり、技術的にもほぼ完成されている。除去対象物質は、表-1にも示されるように、有機物、浮遊物およびリンである。凝集剤としては、Al、Feといった金属塩および石灰が用いられる。

凝集沈殿法の実際の処理への適用のしかたは、i)生物学的処理法との組合せ、ii)他の物理化学的処理法との組

合せ、とに大別される：

i) 生物学的処理法との組合せ 凝集剤の添加位置としては、③最初沈殿池（一次処理段階）、⑤エアレーションタンク（二次処理段階）、および⑥凝集沈殿池（三次処理段階）が考えられる。③は二次処理への流入負荷軽減効果があるために、負荷が急激に変化する場合には有効な手段である。また、⑥とならんで既存処理施設の機能改善法として、軽微な改造ですむことから最も適用が容易な方法である。ただ、③では添加する凝集剤によっては後段の生物処理への影響が懸念される場合もあり、薬品添加効率の面では、⑤、⑥に比較して劣るとされている。⑤は直接的にエアレーションタンクに凝集剤を添加するために微生物活性への阻害に対する配慮が必要であるが、活性汚泥中に蓄積する金属塩の副次的効果を期待できるなどの利点を有している。③は、④、⑤に較べて高レベルの除去を安定して確保できるものの処理コストが最大の懸点であり、観光地下水のような特殊な状況に対しては二次処理成績の良否によってその処理機能を十分に発揮でき

ないこともありうる。

ii) 他の物理化学的処理法との組合せ 組合せは多種多様であるが、全般的に広範な流入条件に対してlag-time なしにすぐれた処理が可能であり、また施設自体の自動化、コンパクト化を図ることができる。ひとつの代表的な組合せは、凝集沈殿→急速ろ過→活性炭吸着である。しかしながら、こうした物理化学処理の適用は、処理コスト、運転管理面から判断して、短期的に高負荷がかかる場合などに限定されるべきものであり、一種の“緊急避難的”手段という位置付けが妥当であると考えられる。こうした意味から、可搬式の処理装置の利用も十分に検討に値すると思われる。

4.5.2 温泉排水への適用実験

図4-21、22は、温泉排水の混入する観光地下水を対象として、凝集剤（硫酸バソ土）添加濃度と有機物除去との関係ならびに凝集沈殿法と活性炭吸着との組合せ効果の把握を目的とした処理実験結果である。図4-23は各処理段階での分子画分ごとのTOCの測定例である。

凝集沈殿処理では、泉質の差違等により一概にはいえ

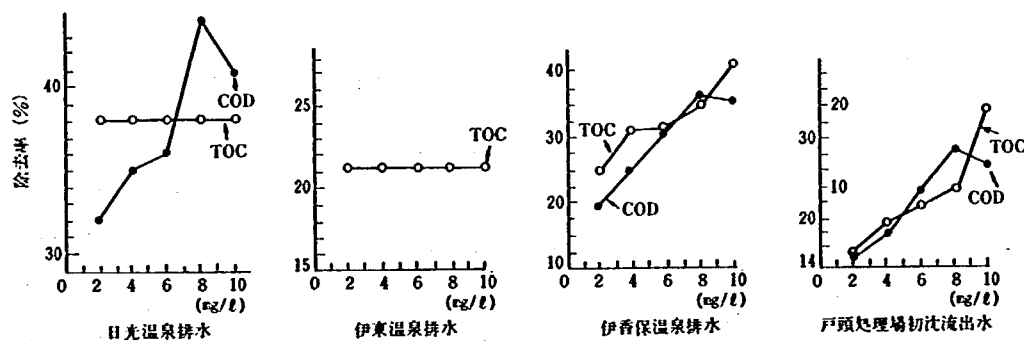


図4-21 凝集沈殿処理によるAlの添加量と除去率

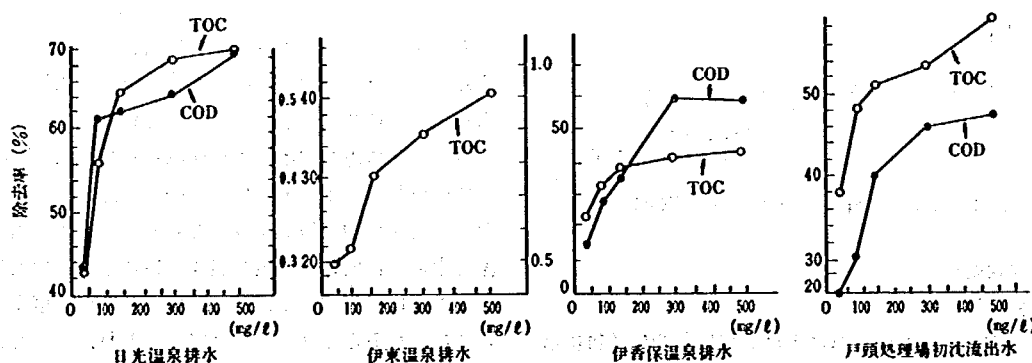


図4-22 活性炭吸着処理による活性炭の添加量と除去率

ないが、8mg-Al/l前後の添加濃度で良好な処理結果が期待できるようである。また、活性炭吸着では250～300mg-A.C./l以上の添加であれば除去率はほぼ一定値となる傾向が見られる。分子分画の結果からは、凝集沈殿では分子量の大きな有機物が、活性炭吸着ではフラクションNo.の大きい相対的に分子量の小さい成分が除去されていることがわかる。これらのことから、両処理法の組合せにより下水中に含まれる有機物質は十分に除去しうることが示される。ただ、泉質等によっては処理成績に相違が見られることから、実際の処理に当っては、流入下水の組成を予め検討しておく必要がある。

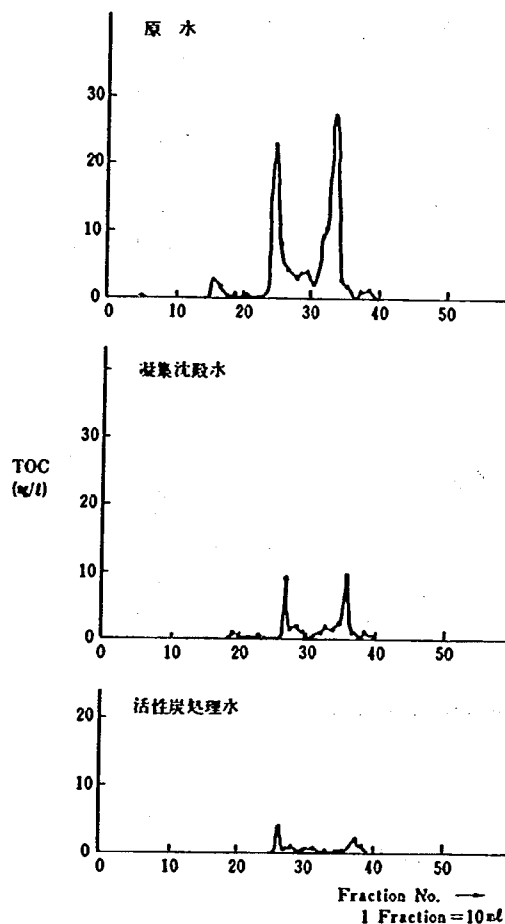


図4-23 温泉水の分子分画とTOC

4.6 簡易処理

(1) 概要

ここで取り上げた簡易処理とはし尿以外の生活雑排水（小規模な事業所排水も含む）を戸別に沈殿槽等で簡易な処理を行った後放流するものであり、公共下水道とは

性格を異にしている。本法は、投資効果の点からどうしても広域的な下水道計画に適さない地域では検討する価値のある方式であるが、単なる処理施設の設置のみでは何ら効果も得ることはできない。即ち処理施設の設置、及び管理の責任・役割分担、汚泥の回収方法、汚泥処分方法とその責任・役割分担等の全体のシステムがうまく回転してそれなりの効果を挙げ得る方式であるため、その採用に当っては充分な検討が必要である。本方式は地域の実情によって多様な形態をとるため、ここでは比較的順調な運営が行われている地域の実例について述べるものとする。

(2) 実例の調査

調査を行った沈殿槽は一般家庭用2槽、事業所用（食堂）1槽であり、その構造は図4-24に示すとおりである。（但し事業所用は容積0.2m³であり、三室に区切られている。）

調査前日に沈殿槽内汚泥を除去し、以後48時間連続で採水した試料の分析を行った。沈殿槽の機能としてまとめたものが表4-10である。SSの除去率は50～70%程度と良好であった。SSの除去に伴ないBODも20～60%除去されているがD-BODはほとんど除去されず、T-N、T-Pの除去もあまり期待できない。事業所における

表4-10 簡易沈殿槽の調査結果

区分	項目	水質				
		BOD	D-BOD	SS	T-N	T-P
個人住宅	沈殿槽流入水質(mg/l)	206	148	85	7.10	3.48
	同 上処理水質(mg/l)	170	148	40	6.81	4.06
	除去率(%)	17.5	0	52.9	4.1	—
事業所	沈殿槽流入水質(mg/l)	2220	590	1140	118	7.58
	同 上処理水質(mg/l)	778	580	322	102	6.13
	除去率(%)	65.0	1.7	71.6	13.6	19.1

除去率が高いのは流入水中にSS成分が高濃度に含まれるためであり、このため事業所沈殿槽は個人住宅のそれより頻りに清掃する必要が感じられた。

参考までに汚泥収集車より採取した沈殿槽汚泥中の固型物総量から、1戸・1日当りの平均汚泥発生量を求めた。これを今回48時間連続調査した1戸・1日当りの汚泥発生量と比較した結果を表4-11に示す。個人住宅での両者の比は72.3%で接近した値であるが、事業所においては4.0%と非常にかけはなれており、このことから、事業所沈殿槽はかなり急速に固型物捕捉能力が低下すると考えられる。

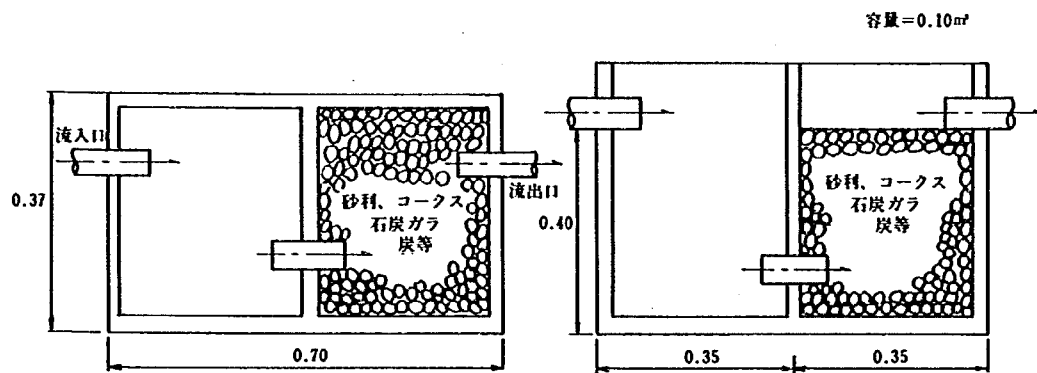


図4-24 沈殿槽の構造

表4-11 汚泥発生量の比較

区分	項目	水質項目	SS
個人住宅	(a) 汚泥収集車より求めた15戸の平均汚泥発生量 (g/日)		21.8
	(b) 48時間調査より求めた汚泥発生量 (g/日)		29.9
	(a)/(b) (%)		72.3
事業所	(a') 汚泥収集車より求めた7軒の平均汚泥発生量 (g/日)		50.7
	(b') 48時間調査より求めた汚泥発生量 (g/日)		1281
	(a') / (b') (%)		4.0

4.7 前処理及び仕上げ処理

4.7.1 前処理

前処理施設は、後段に続く処理プロセスの性能を高めるために設置される。

A スクリーン：下水中には、非常に多種類の夾雑物が混入しており、その大きさもまちまちである。粗い固形物を除去する荒目スクリーンと小さい浮遊物を除去する細目スクリーンがある。目開は荒目で50～150mm、細目で25～50mmの範囲である。

B 沈砂池：砂や土砂、あらい浮遊物を沈殿除去する。除去する土砂の比重と沈砂池の流速（0.15～0.45m/秒程度）から自然沈降させて除去する。

C 細断装置：固形物類を粉碎して流下させる装置で、スクリーンかすの処理の必要がなく、臭気、はえの発生を防止できる。

D エアレーション沈砂池：沈砂池の底部から曝気して

やり、沈砂池内の下水に旋回流を与え、その遠心力で重い土砂を分離除去する。また、軽い有機物等は旋回流に乗り流出するので、沈殿した砂には比較的有機物が少ないことや予備エアレーション効果も多少加わる。

E 予備エアレーション：下水の嫌気性化を防止するとともに、油脂の除去、臭気発生防止等についても役立つものであり、また、余剰汚泥を返送することによってBOD、SSを活性汚泥に吸着させて最初沈殿池での沈殿効率を向上させることに役立つ。

F 調整池：変動する流入下水の水量、水質を均等化するものである。

G 二階タンク：微細な浮遊物を沈殿、腐敗させて除去する。最初沈殿池と無加温嫌気性消化槽を兼ねた施設である。二階タンクは沈殿室と汚泥室とで構成されている。

4.7.2 仕上げ処理

二次処理による放流水質では、1)水質環境基準を達成できない場合、2)放流先が湖沼、湾などの閉鎖性水域で富栄養化防止のため、3)再利用を行う場合、に仕上げ処理として高度処理が必要となる。さらに、既設の二次処理施設の運転方法の変更や施設の改造を行って高度処理を行う方法もある。

高度処理方法としては次のようなものがあるが、¹⁴⁾これらは、目標水質および処理場等の特性によって単独に、あるいは複合して用いられる。

A 単段式硝化-脱窒法：好気性下での硝化、硝酸性窒素、有機物の存在下、および無酸素性下での硝酸性窒素を窒素ガスにする脱窒を、従来のエアレーションタ

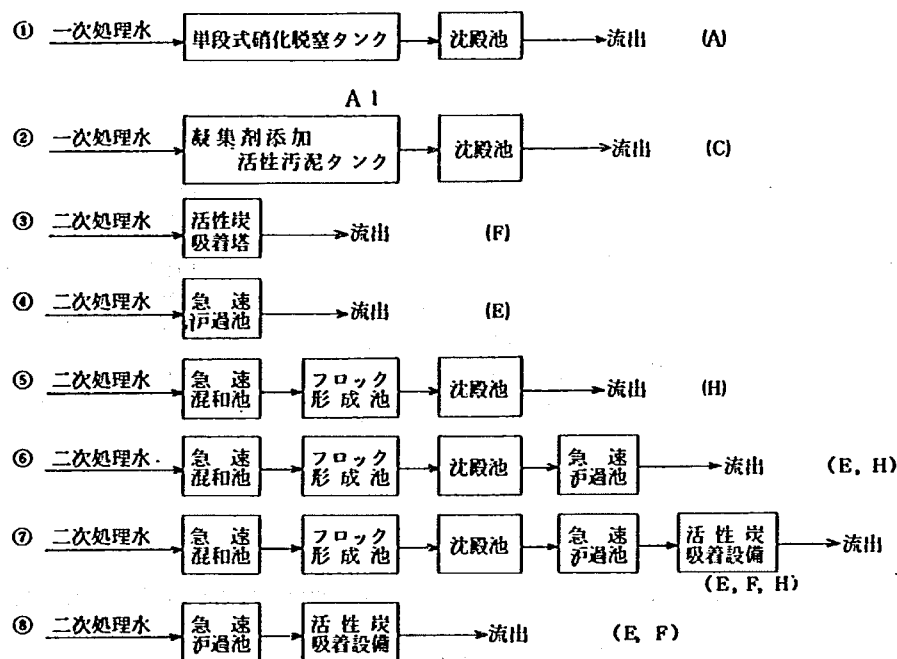


図4-25 高度処理フロー¹⁴⁾

表4-12 処理プロセス別処理効率¹⁴⁾

	BOD			COD			SS			濁度			T-P			T-N		
	原水 (mg/l)	処理水 (mg/l)	除去率 (%)	原水 (mg/l)	処理水 (mg/l)	除去率 (%)	原水 (mg/l)	処理水 (mg/l)	除去率 (%)	原水 (mg/l)	処理水 (mg/l)	除去率 (%)	原水 (mg/l)	処理水 (mg/l)	除去率 (%)	原水 (mg/l)	処理水 (mg/l)	除去率 (%)
プロセス①																20 30	7 10	約65
プロセス②													4 5	0.5 1	約80			
プロセス③	15 20	5 6	約70	15 30	5 10	約65	20 30	2 3	約90	20 30	2 3	約90						
プロセス④	15 20	9 12	約40	15 30	11 22	約25	20 30	5 8	約75	20 30	5 8	約75						
プロセス⑤	15 20	10 14	約30	15 30	11 21	約30	20 30	8 12	約60	20 30	8 12	約60	2 3	0.5 1	約70			
プロセス⑥	15 20	8 10	約50	15 30	10 20	約35	20 30	5 8	約75	20 30	5 8	約75	2 3	0.1 0.5	約90			
プロセス⑦	15 20	3 4	約80	15 30	4 8	約75	20 30	2 3	約90	20 30	2 3	約90	2 3	0.1 0.5	約90			
プロセス⑧	15 20	5 6	約70	15 30	5 10	約65	20 30	2 3	約90	20 30	2 3	約90						

注 1) 上表は平均的な流入水質に対するものであり、個々の下水処理場の実態によって異なる場合が多い。

2) 上表は平均的な処理水質であり、最大値として示される。規制値等には適用できない。

ンク内で行う。

- B 生物学的脱リン法：有機物の存在下、および嫌気性下で体内のリンを放出し、好気性下で放出したリンを吸収する微生物を用いて、従来のエアレーションタンク内でリン除去を行う。放出したリンの一部を物理化学的に固定する手法を付加する場合もある。
- C 凝集剤添加活性汚泥法：主にエアレーションタンクに金属塩（Al塩、Fe塩）を添加して、リン、有機物の除去を向上させる。
- D 生物膜法：接触酸化法、回転円板法等で有機物、臭気、界面活性剤を除去するとともに硝化を行う。
- E 浮遊法：流入水中の浮遊物を急速浮遊池、マイクロストレーナー、浮布等によって除去することにより、流入水中の浮遊性汚濁物質を除去する。SSの他に、二次処理水を流入水とする場合は、主にBOD、リン除去施設の後段ではBOD、リンが除去される。
- F 活性炭吸着法：活性炭中の細孔に、有機物、色度、界面活性剤、重金属等を吸着し、これらを水中から除去する。
- G オゾン酸化法：オゾンの酸化力で、有機物、色度等を分解する。また同時に滅菌も行われる。
- H 凝集沈殿法：金属塩（Al塩、Fe塩）、石灰などの薬品を添加して凝集沈殿を行い、有機物、リン、SS等を除去する。
- I 多段式硝化－脱窒法：二次処理水を汚泥の独立した硝化施設で硝化し、汚泥の独立した脱窒施設で脱窒する。二次処理で硝化まで進める場合は、脱窒のみとする。
- J 土壌処理法：二次処理水等を土壌に散布、浸透させ、土壌の吸着能、生物作用で、その水質を向上させるもの。
- K 物理－化学処理法：生物処理を行わないで物理－化学的手法で下水処理を行う。一般的なフローは、沈殿－凝集沈殿－浮遊－（アンモニア性窒素除去）－活性炭吸着である。

代表的な高度処理フローシートおよび処理効率を図4-25、表4-12に示す。

5. おわりに

本報告書は、昭和55年度より昭和58年度までの研究成果をもとに、観光地における下水処理計画策定の一助となるよう、その基本的な考え方について、まとめたものである。主要な部分については一通り触れたつもりではあるが、個々の処理方式については、実績が少なく未解

明な問題や改善の余地も多いと思われる。今後はこれらの点についてより詳細な評価を加える必要があろう。

なお、本報告書の元となった各種の調査結果については、建設省土木研究所より別途資料として印刷する予定である。

最後に、本研究を進めるに当たり、多大な御協力をいただいた、自治体や関係の方々に、深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) (社団法人)日本環境整備教育センター、「高冷地等自然地域における旅館等小規模施設排水の処理及び管理に関する研究」、厚生省委託研究、昭和49年度
- 2) 5)同上、昭和50年度
- 3) 昭和55年度 排水処理の高度化に関する総合研究、p.110-1～17 環境庁企画調整局研究調整課編
- 4) 建設省土木研究所、「昭和56年度下水道関係調査研究年次報告書集」、p.25～48
- 5) 休息施設の汚水処理方式に関する調査研究報告書（その3）（財）高速道路調査会
- 6) 浦田ら、「酸性温泉排水の下水道に及ぼす影響調査」、下水道協会誌 Vol.13, No.148, 1976年9月, p.15～24
- 7) 小川ら、「用途別建築物の排水量・水質および負荷量（第10報）」、用水と排水, Vol.22, No.11, 1980年11月, p.75～86
- 8) 環境庁監修「水質保全六法 昭和57年版」、新日本法規、昭和56年8月
- 9) 日本下水道協会「小規模下水道設計指針（案）」、1984年予定
- 10) 建設省監修「下水道施設設計指針と解説」（社）日本下水道協会 1972
- 11) 落、星隅「エアレーション時間の違いによる活性汚泥の処理特性に関する実験的研究」第19回下水道研究発表会講演集 p.188～190
- 12) K.Matsunaga, "Secondary Sewage Treatment Using Contact Aeration Process", 9th VS/JAPAN Conference on Sewage Treatment Technology, 1983
- 13) 早川ら、「連続流入回分式活性汚泥法による窒素・リンの同時除去について」、第21回下水道研究発表会講演集, 1984
- 14) 「流域別下水道整備総合計画調査 指針と解説」、日本下水道協会、昭和58年

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

河川部都市河川研究室

馬場 洋二

谷本 光司

下水道部水質研究室

村上 健

森田 弘昭

山田 幸雄

研究期間 昭和56年度～昭和59年度

昭和58年度予算額 32,068 千円

Purification of Urban Rivers by Periphyton Activities

(FY 1981-1984)

Public Works Research Institute, Ministry of Construction

Urban River Division

Y. Baba, K. Tanimoto

Water Quality Division

K. Murakami, H. Morita, Y. Yamada

Water quality of rivers has been gradually improved by the implementation of environmental quality standards and the pollutant load control including the construction of sewage treatment systems. But in highly urbanized and densely populated areas, most rivers still remain polluted and their value as water resources are very low.

Biological self-purification, which expresses an idea that a water body "automatically" removes organic compounds, is observed in rivers and its mechanisms have been researched for a long time.

Recently the fact that the biotic communities on river bed are playing an important role in biological self-purification has been revealed. In fact, in shallow rivers with rapid currents that are relatively polluted, a large amount of periphyton is growing on the river bed, where the organic materials are involved into a food chain of the epibenthic microorganisms.

"Could some structural changes of rivers to increase the peiphyton activities be possible to purify the urban river water?"

— that is the fundamental motive of this study.

This study, which started in 1981, consists of three kinds of experiments and surveys. The outline of the results is as follows.

1.

Experiments using large-scale artificial streams with four kinds of beds materials (artificial grass, stones, bricks, and concrete bricks) were carried out. Powdered milk was dosed into the tap water to adjust the organic

content in streams. Mass balances of nutrients, BoD, and DO — were analyzed to evaluate self-purification capacity, primary productivity and respiration in the streams. The major features of the observation were as follows:

- (1) The streams with any artificial beds showed higher purification rate than that observed in the flat bed, and concrete bricks had least effects on the BoD and TOC removal rate among the artificial bed materials.
- (2) Surveyed on the characteristics of primary productivity and respiration rate of epibenthic communities on the bed in the artificial streams. Resulted that the negative productivity was observed only in the bricks bed stream.
- (3) Experiments of the effect of shock loading on the purification rate showed that streams using artificial grass bed and stoney bed had higher purification rate than the streams with other bed materials.

2.

The results of the experiments with actual river water supply indicated that there is a negative correlation between BoD removal rate and volume of sludge accumulation in the bed.

3.

Survey of eight natural rivers on the water quality and periphyton analysis indicated that self-purification rate of organic matter has a good correlation ($r = 0.90$) with numbers of heterotroph bacteria in the river bed.

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、最も基本的なものであり、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る。代替システムの一つとして河川のもつ浄化能力を積極的に利用しようとする試みがある。河川が謂ゆる自浄作用と呼ばれる大きな浄化能力を持っていることは周知のとおりであり、この自浄作用は、懸濁態汚濁物質の河床への沈殿による水中からの除去およびそれにつづく消化作用と、溶解態汚濁物質の河床付着微生物群による接触酸化によって構成されている。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施設も幾つか建設されている。²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾これらの施設は、いずれも河

川水と河床あるいは、河川内に設置した濾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であるが、本格的適用に至るまでには、まだ多くの解決しなければならない問題点が残されている。これらの中で最大の難問は、処理施設の閉塞による機能の低下あるいは停止である。河川の流れを薄層化したり、流路内に濾床材を設置したりすることは、一般に河川の疎通能力を低下させ洪水時の危険を増大させるだけでなく平水時の掃流力をも低下させ、懸濁態汚濁物質の沈殿堆積を促進させる。堆積した汚濁物質は、施設の処理能力の低下だけでなく、嫌気分解による悪臭の発生や、夾雑物の堆積等によって周辺環境にも悪影響を与える。本研究では、この問題にも十分な検討を加え流路内水質浄化工の水質浄化機構を解明すると共に、効率的で安定した浄化能力を具備し周辺環境に調和した水質浄化工を開発することを最終目標としている。

2. 本年度の研究概要

本年度の研究は、初年度より継続検討を行っている河床付着微生物群の代謝作用と河川水質および河床形態との関係の解明と水質改善効果の期待できる流路内浄化工の機能評価が、主な研究目的である。この目的を達成するために次の3つの実験調査を行った。

- (1) 実験水路（環流型）に4種の浄化工（人工芝、礫

レンガ、ブロック)を設置し、その浄化能力を調査した。

- (2) 実験水路(実河川水供給型)を新たに製作し、浄化工の実河川適用上の問題点について検討を行った。
- (3) 実河川(神田川、善福寺川、帷子川、大堀川、山王川)において、自浄作用と河床形態および一般細菌数の調査を実施した。

3. 水質浄化工に関する実験および調査

3-1 実験水路(環流型)による実験

3-1-1 目的

実験水路(環流型)による実験の一般的意義と目的は前々年度の報告書に詳述した。本年度の実験の主要な目的は、以下の通りである。なお、本年度より、実河川水を供給できる実験水路をあらたに、製作したので、従来、屋外大型環流水路と呼称していた水路群を実験水路(環流型)と改称する。

- (1) 水質改善効果の期待できる、4種類(人工芝、礫、レンガ、ブロック)の浄化工を設置し、それらの浄化能力を定量化すると共に、浄化に寄与する因子を検討する。
- (2) 河川水中の溶存酸素濃度の変化から、河床付着微生物群の代謝作用を総括的に評価する。
- (3) 都市河川に設置する浄化工には、種々の有害物や、大きな負荷変動が、入力される。特に降雨時には、合流式下水道からの越流水、都市表面流出水等の高濃度有機物、低DO、低PHの負荷が入力され、浄化工に大きな影響を与えることが推測される。本年度は、負荷として、高濃度有機物をインパルス入力として与え、浄化能力に与える影響を調査した。

3-1-2 実験条件

実験水路(環流型)の概要については、前年度までの報告書に詳述してあるので省略する。実験は、昭和58年8月18日より12月3日まで行った。表3-1に実験条件を示す。供給水は、上水に(表3-2に示す)脱脂粉乳を溶解させたものを用い、常時、約1.1m³/hを供給した。路床材は、図3-1のように設置した。人工芝、礫は、接触面積の増加、堆積物の捕捉およびろ過効果を期待しており、レンガ、ブロックは、施工性および堆積物捕捉容量の確保を目的として選択した。

表3-1 環流水路実験条件

	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5
路 床 形 態	人工芝	礫	ステンレス	レンガ	ブロック
運 転 条 件	循 環				
脱脂粉乳投与濃度(mg/ℓ)	20				
平均水深(cm)	19.8	17.2	18.5	22.2	21.6
平均流速(cm/s)	43.0	48.0	43.5	43.0	46.0
滞留時間(hr)	48				
再ばっ気係数(1/hr)	0.42	0.35	0.52	0.38	0.56
流水接触面積(m ² /m)	5.26	5.32	1.02	1.62	1.89

表3-2 脱脂粉乳平均組成(20mg/l)

BOD (mg/ℓ)	14.0
TOC (")	8.2
T-N (")	1.2
T-P (")	0.2

Run1(人工芝)	Run2(礫)	Run3(ステンレス)	Run4(レンガ)	Run5(ブロック)
○パイプ長30mm ○平均密度20本/cm ²	○平均粒径100mm ○空隙率50%	○コントロール	○並焼普通レンガ ○50×100×200mm	○空胴C種 ○100×190×390mm

図3-1 路床材の配置方法

実験(1) 浄化工の機能評価

一般に、水処理施設の機能評価は、対象汚濁物質の除去率を第1の評価指標として行う。本実験でも、模擬河川（実験水路（環流型））に設置した浄化工の浄化能力を各汚濁物質の平均除去率を用いて評価する。表3-3に各水路の平均水質を示す。各水質項目の測定は週に1回、定時（午前10時）に採水して行った。

表3-3 水路平均水質
(S.58.9.16~12.1)

	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5
BOD ₅ (mg/ℓ)	2.5	2.0	6.2	2.3	3.5
D-BOD ₅ (")	1.6	1.1	2.2	1.1	1.2
TOC (")	4.5	4.0	7.1	2.3	4.8
T-P (")	0.09	0.09	0.18	0.07	0.17
T-N (")	0.73	0.76	1.07	0.65	0.81
NH ₄ -N (")	0.14	0.07	0.15	0.08	0.11
NO ₂ -N (")	0.025	0.010	0.007	0.003	0.016
NO ₃ -N (")	0.11	0.23	0.08	0.20	0.07
O-N (")	0.15	0.44	0.95	0.37	0.61
chl-a (μg/ℓ)	9.87	11.90	75.30	12.00	30.50

有機物除去率

表3-4に有機物除去率を示す。BOD除去率からRun 1（人工芝）、Run 2（礫）、Run 4（レンガ）の浄化能力が高く、BODの測定誤差を考慮すれば、この3種の浄化工は、ほぼ同等の機能を有していると判断できる。TOC除去率では、Run 4（レンガ）が卓越しており、これから、Run 4 > Run 1 > Run 2 > Run 5という機能評価ができる。

表3-4 有機物除去率 (%)

	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5
BOD	82	86	56	84	75
TOC	45	51	13	61	42

栄養塩除去率

表3-5に栄養塩除去率を示す。Run 4 > Run 1 > Run 2 > Run 5の順で、除去率が高くコントロールに対して浄化工の栄養塩除去効果が明瞭である。これは、Run 3では栄養塩を摂取し増殖した付着生物群が剥離して水中に

表3-5 栄養塩除去率 (%)

	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5
T-N	39	37	11	46	33
T-P	55	55	10	65	40

回復するのにに対し、浄化工を設置した水路では、剥離した付着生物が、路床中に、堆積保持されるためである。この現象は、各水路の流水中の chl-a 濃度からも裏付けられる。

浄化に寄与する因子

当初、浄化工の流水接触面積が、浄化に最も大きな影響を与えるものと思われたが、明確な結論は得られなかった。これは、実験水路（環流型）の滞留時間が48時間と長いために、流水接触面積による影響が、相対的に低下したためであると思われる。本実験では、剥離した付着生物の捕捉能力の有無が、浄化能力に影響を与える最も大きな因子であった。

実験(2) 酸素収支に基づく純生産力の推定

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「自濁作用」とか「内部生産」とよばれている。⁸⁾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。それゆえ流路内浄化工は、汚濁物質の水中からの除去機能のほかに付着性藻類による有機物の合成作用を抑制するような構造が望まれる。本節では、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合的な有機物収支を、H.T.Odumの提案した日変化曲線法（diurnal curve method）⁹⁾によって定量化し、浄化工の機能評価を行う。

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、および原水供給による、水の交換を考えれば、実験水路（環流型）水中のDO変動は、次式に従う。

$$\frac{dc}{dt} = K_2(C_s - C) + q(C_{in} - C) + \beta \quad (1)$$

C : 流水DO濃度 (mg/ℓ) C_s : 飽和DO濃度 (mg/ℓ)

C_{in} : 原水DO濃度 (mg/ℓ) β : 群集生産速度 (mgO₂/ℓ・hr)

K_2 : 水路の再ばっ気係数 (1/hr)

q : 水路希釈率あるいは、滞留時間の逆数 (1/hr)

調査は、各水路が定常状態になった後、晴天日（S.58.11.16~17）を選んで実施した。各水路の流水および供給水の溶存酸素〔DO (mg/ℓ)〕を1時間ピッチで25回測定し、再ばっ気係数と水路希釈率を実測した後に式(1)によって、河床付着微生物群集による有機物の純生産力 β （酸素生産量で表示）と、P/R比（純生産力と呼吸

および酸化分解速度の比)を計算した。なお、再ばっ気係数は、すべての実験が終了した後で、水路内の生物を硫酸銅によって死滅させ、亜硫酸ナトリウムを水路に投入し、DOの回復状況を測定することによって求めた。表3-6に計算結果を示す。

表3-6 純生産力とP/R比
(S58.11.16~17)

	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4	RUN5
純生産力 (mg O ₂ /ℓ/hr)	1.97	4.15	10.04	-0.31	1.14
P / R	1.15	1.60	2.37	0.93	1.23

浄化工を設置したRun 1, Run 2, Run 4, Run 5の水路のうちRun 4を除いては、いずれも有機物合成量の方が酸化分解量を上回っているが、コントロールであるRun 3とは、明瞭な差異が見られ、浄化工設置の効果は明らかである。群集純生産力は、日照強度とほぼ比例することがこれまでの研究で明らかになっており、日照に対して開放されているこれらの浄化工が正の群集純生産力を示すことは、当然とも言え net の有機物収支を負に維持するためには、浄化工本体あるいは、河川空間内に遮光施設を設ける必要があるだろう。

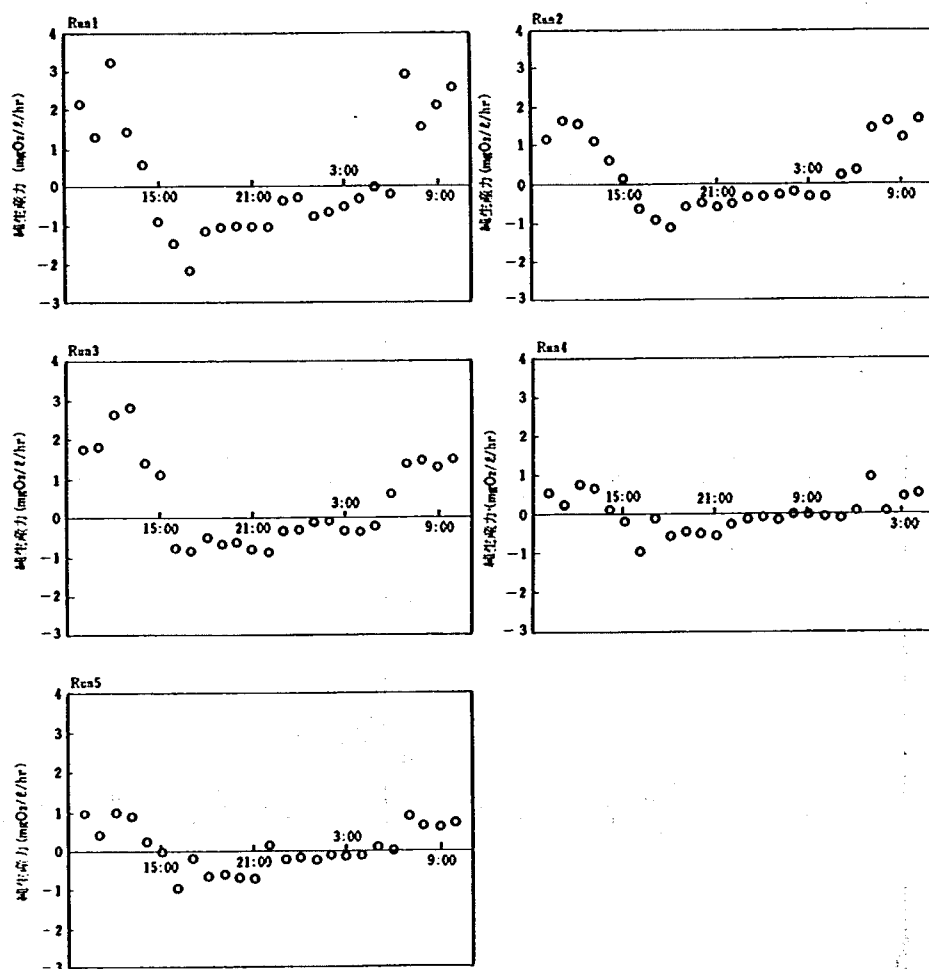


図3-2 各水路群集純生産力 (S58.11.16~17)

実験(3) 衝撃負荷実験

都市内を流れる河川には、事業所、工場等による、故意あるいは事故による有害物質の排出や、降雨による、合流式下水道越流水、さらに都市表面流出水等の種々の

偶発的な汚濁物質が負荷される。本研究で対象としている浄化工は、流路内に直接設置してあるために、これらの衝撃負荷の影響を直に受ける。本節では、衝撃負荷が浄化工に与える影響を、次の二つの観点より調査した。

(1) 衝撃負荷の挙動をモデル化して、浄化工の除去効果を比較する。

(2) 衝撃負荷が、浄化工の浄化能力を担う河床付着微生物群に、与える影響を調査する。

本実験で与えた衝撃負荷は、都市河川では最も頻繁に発生する中小降雨による合流式下水道越流水を想定して表3-7に示す組成の人工負荷を用いた。実際の雨天時

表3-7 人工負荷の組成

グルコース	400 (mg/ℓ)
(NH ₄) ₂ SO ₄	200 (")
K ₂ HPO ₄	32 (")
KH ₂ PO ₄	4 (")

合流式下水道越流水は、溶解性有機物濃度が高いだけでなく多量の粒子性懸濁物質を含む溶存酸素に乏しい汚濁水であるが、¹⁰⁾ 本実験では、浄化工に影響を与える因子

と浄化能力の因果関係を明確にするために溶解性有機物濃度のみを影響因子として実験を行う。実験は、58年11月22日、負荷を水路に一樣になるように投入し、その後一週間にわたって水質分析を行った。また付着生物の分析を負荷投入後に2回実施した。

物質収支

実験水路（環流型）における、投入負荷の挙動をあらわすために、水路の水班条件を完全混合、生物によるBOD除去を一次反応と仮定して次のモデルを作成した。

$$\frac{dL}{dt} = -\frac{L}{T} - KL + \frac{L_{in}}{T} \dots\dots\dots (1)$$

$$L = (L_0 - \frac{L_{in}}{1+KT})^{10-(K+\frac{1}{T})} + \frac{L_{in}}{1+KT} \dots\dots\dots (2)$$

L : 時刻 t における最終BOD* (UBOD)

L_0 : 初期UBOD (mg/ℓ) t : 時刻 (day)

L_{in} : 供給水UBOD (mg/ℓ) K : UBOD除去速度定数

T : 滞留時間 (day)

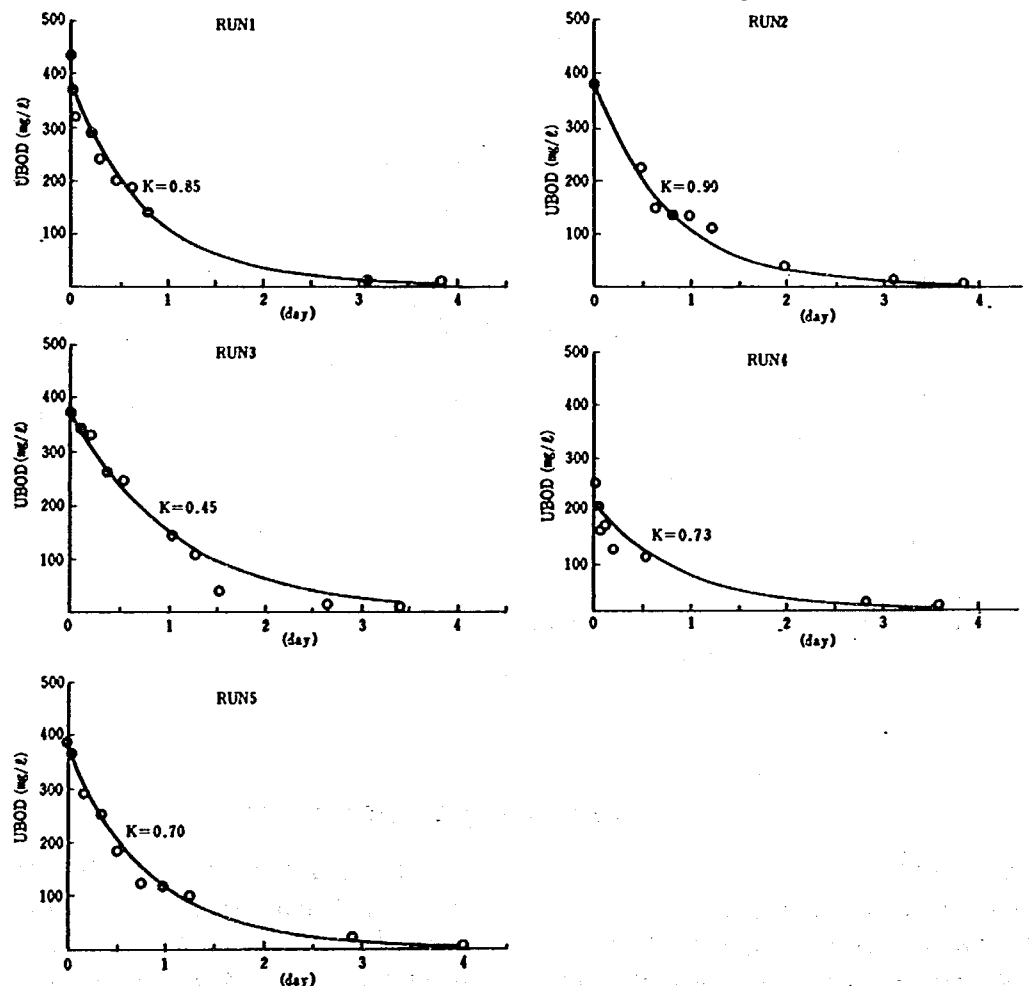


図3-3 最終BOD除去シュミレーション結果

* 最終BODは、室内実験を基に決定した。

式(1)は、微分形であり、式(2)は初期条件を $t = 0$, $L = L_0$ とした、解析解である。¹¹⁾ 計算は式(1)を用いて数値解析を行い、生物反応によるBOD減少速度定数を求め、浄化工の衝撃負荷に対する除去特性を比較した。計算結果を図3-3に示す。計算結果より $\text{Run 2} \approx \text{Run 1} > \text{Run 4} \approx \text{Run 5} > \text{Run 3}$ となり平常の浄化機能とは、別のメカニズムが働いたことが推定される。このBOD減少速度定数の順位は、ほぼ浄化工の流水接触面積と正の相関が見られ、衝撃負荷に対しては、流水接触面積の増加が除去効果を高める最大の因子と考えられる。

付着生物群に与える影響

衝撃負荷投入後、5日目(58.11.27)と10日目(58.12.2)に付着生物の分析を行った。付着生物の採取は、水路底に設置した付着板を用いた。

Run1, Run4, Run5に設置した付着板は、浄化工と同じ素材のものを $10 \times 10 \text{ cm}$ に整形して用い、Run2, Run3は素焼スレート板 ($10 \times 10 \text{ cm}$) で代用した。表3-8に解析結果を示す。付着物量, IL , chl-a, 細菌数とも、経時的に増加しており、水中から除去された、有機物および栄養塩が藻類、あるいは細菌類に資化されていることがわかる。

表3-8 付着生物分析結果

	付着量 (mg/cm^2)		I. L (mg/cm^2)		chl-a ($\mu\text{g}/\text{cm}^2$)		細菌数 (個/ cm^2)	
	11/27	12/2	11/27	12/2	11/27	12/2	11/27	12/2
RUN 1	22.0	22.7	18.2	18.5	3.27	1.98	2.59×10^5	2.53×10^5
RUN 2	26.0	25.6	10.5	14.6	6.58	5.48	1.05×10^7	1.58×10^7
RUN 3	26.9	30.3	18.7	22.7	3.83	4.07	2.75×10^7	3.90×10^7
RUN 4	22.1	29.4	37.4	48.3	2.43	14.14	1.75×10^5	2.88×10^5
RUN 5	18.3	41.5	13.0	31.5	4.63	5.49	8.50×10^7	1.33×10^7

3-2 実験水路(実河川水供給型)による実験

3-2-1 目的

流路内浄化工は、上流より流送されてきた土砂や有機物および浄化工内で増殖した微生物によって徐々に、閉塞し、その浄化能力を失っていくが、洪水時に堆積物が掃流されることにより、浄化能力は回復する。本年度は、このサイクルのうち、浄化工が閉塞するまでを実河川水を用いて再現し、堆積物量と浄化能力の関係を解明する。

3-2-2 実験

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、霞ヶ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。装置の概要および条件を図3-4、表3-9に示す。58年12月12

表3-9 実験水路(実河川水供給型)条件

	RUN 1	RUN 2
路床形態	礫	人工芝
滞留時間	45分	35分
流量	0.5 $\text{m}^3/\text{分}$	
全長	300 m	
断面	高40 cm 幅60 cm	
材質	コンクリート製	

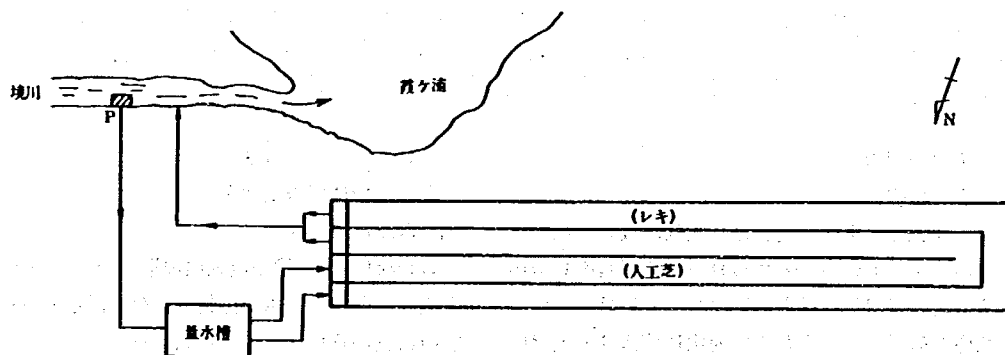


図3-4 実験水路(実河川水供給型)の概略図

日から通水を始め、浄化工がほぼ全面にわたって閉塞した59年3月5日に実験を終了した。

3-2-3 実験結果および考察

流路内浄化工の基本的な浄化原理は、対象汚濁物質を有機物に限定すれば次の2点に要約され、いずれの浄化機能も浄化工が閉塞するまで続く。①溶解性有機物の生物酸化。②粒子性有機物の沈殿除去。溶解性有機物の生物酸化は、浄化工の滞留時間および流水接触面積と正の相関があり、汚泥の堆積による流水接触面積の減少は、除去効果の低下につながる。粒子性有機物の沈殿・堆積は、それにつづく好気あるいは嫌気分解による有機汚泥量の減少が起り得るが、溶解性有機物の菌体転換分および付着性藻類による有機物合成を考慮すれば、堆積した汚泥の増減は、ほとんどないと考えられる。浄化工による本質的な有機物の除去は、酸化分解による無機化と定義できるので、浄化工による真の浄化量は近似的に溶解性有機物除去量と同じであると考えられる。以上の点をふまえ浄化工の溶解性有機物除去量の計算を行う。

溶解性BOD除去率

溶解性BOD除去率が浄化工の流水接触面積に比例すると仮定すれば溶解性BOD除去率： $F(kg)$ は次式で表わされる。

$$F = \int_0^T \theta_0 \cdot C_{in} \cdot A_0 \left(1 - \frac{m}{v} t\right) dt \dots\dots\dots (1)$$

T ：浄化工が閉塞するまでの期間 (day)

θ_0 ：流入水量 (m^3/day)

C_{in} ：流入溶解性BOD濃度 (kg/m^3)

A_0 ：通水開始時の溶解性BOD除去率 (-)

m ：汚泥堆積率 (m^3/day)

v ：浄化工汚泥ため容量 (m^3)

C_{in}, m とも時間の関数であるがここでは浄化工が閉塞するまでの平均値を用いると式(1)は、次のように表わされる。

$$F = \theta_0 \cdot \overline{C_{in}} \cdot A_0 \left(1 - \frac{\overline{m}}{2v} t\right) \cdot t \dots\dots\dots (2)$$

$\overline{C_{in}}$ ：平均流入溶解性BOD濃度 (kg/m^3)

$\overline{m}$ ：平均汚泥堆積率 (m^3/day)

通水開始時(表3-10)および浄化工閉塞時(表3-11)のデータを用いた計算結果を表3-12に示す。トータル除去量は、礫浄化工の方が多いが1日当たりの除去量では、人工芝の方が多く、さらに洪水頻度および洪水による堆積物のフラッシュ効果を考えれば人工芝浄化工の性能が礫浄化工よりも優れているといえる。

表3-10 水質分析結果(開始時)

	RUN 1 (礫)		RUN 2 (人工芝)	
	in	out	in	out
T-BOD ₅ (mg/ℓ)	3.0	2.5	3.1	2.3
D-BOD ₅ (mg/ℓ)	2.2	1.6	2.3	1.5
T-N (mg/ℓ)	4.06	4.11	4.18	4.11
T-P (mg/ℓ)	0.15	0.14	0.15	0.14
SS (mg/ℓ)	15	10	10	10

S 58.12.14

表3-11 水質分析結果(閉塞時)

	RUN 1 (礫) (S 59.3.5)		RUN 2 (人工芝) (S 59.2.9)	
	in	out	in	out
T-BOD ₅ (mg/ℓ)	4.8	4.7	4.1	3.9
D-BOD ₅ (mg/ℓ)	3.4	3.5	3.1	3.3
T-N (mg/ℓ)	2.52	3.14	4.54	4.50
T-P (mg/ℓ)	0.12	0.15	0.43	0.33
SS (mg/ℓ)	21	21	20	19

表3-12 溶解性BOD除去量

		Q (m^3/day)	C_{in} (kg/m^3)	A_0	v (m^3)	m (m^3)	T (日)	F (kg)	F/T ($kg/日$)
RUN 1	礫	720	2.8×10^{-3}	0.27	10.8	0.13	84	22.6	0.27
RUN 2	人工芝		2.7×10^{-3}	0.35	5.4	0.09	59	20.4	0.35

3-3 実河川調査

3-3-1 目的

本年度、実施した実河川調査は、比較的浅い河川の真の自浄作用を担っていると考えられる河床付着生物群内に生息する従属栄養細菌類と河川水質あるいは、自浄能力との関係を解明することおよび河川に流入する偶発的な高負荷と河床形態の関係を解明することを目的としている。

3-3-2 調査方法

表3-13に調査概要を示す。

*I 自浄作用の観測

調査河川内で、途中流入の影響の少ない区間を選び、上流端と下流端で水質分析および流況観測を行い、有機物の収支から自浄能力を定量する。

*II 付着生物分析

調査区間内を代表すると思われる河床から一定面積の

付着生物を採取し、付着物量や chl-a、細菌数等を測定する。

*Ⅲ 投入負荷量回収実験

調査区間の上流端にトレーサー (NaCl) を等量含む有機物負荷 (グルコース) をインパルス投入し、下流端に到達する負荷量を測定することによって河床のもつ負荷吸収能力を推定する。¹²⁾

表 3-13 調査概要

調査河川	調査地点	調査日	調査内容
大阪府 大和川	河内橋より明治橋までの 4.5 km 区間	58.11.21	I, II
栃木県 袋川	渡良瀬川合流部より上流への 1100 m 区間	58.11.29	I, II
桐生川	渡良瀬川合流部より上流への 600 m 区間	58.11.29	I, II
東京都 神田川	神田川、善福寺川合流点から 大木橋までの 4 km 区間	59. 1.17	I, II, III
神田川	向田橋から神田川、善福寺 川合流点までの 900 m 区間	59. 2. 8	I, II, III
善福寺川	済美橋から堀の内橋までの 800 m 区間	59. 2. 8	I, II, III
神田川	向田橋から神田川、善福寺 川合流点までの 900 m 区間	59. 2.28	I, II
神奈川県 帷子川	鶴舞橋から下流の 600 m 区 間	59. 2.28	I, II
茨城県 山王川	流末部より 3 km 上流の 800 m 区間	59. 3. 7	I, II, III
大堀川	流末部より 4 km 上流の 300 m 区間	59. 3. 8	I, II, III

3-3-3 調査結果

・自浄能力と細菌数

流下に伴う有機物の減少は、一次反応に近似することができ、自浄能力は、減少速度定数で評価することができる。

$$\frac{dc}{dt} = -KC \quad K = -\frac{1}{T} \log \frac{C_T}{C_0}$$

C : 有機物濃度 K : 有機物減少速度定数

t : 時刻 T : 流下時間

C₀, C_T : t=0, t=T における有機物濃度

桐生川、神田川、帷子川、山王川の 4 河川で、有機物 (BOD₅) 減少速度定数を測定することができたので、計算結果を表 3-14、図 3-5 に示す。

図 3-4 から、減少速度定数 (河川の浄化能力を表わす) と細菌数には、比較的良好な正の相関 (r = 0.90) が

あることがわかる。

・有機物濃度と細菌数

河川水中の有機物濃度が増加すれば、それを栄養源とする従属栄養細菌数も、増加することが予想される。図 3-6 に、本調査で得られた、流水 BOD と細菌数のデータを示す。両者の間には、大雑把な正の相関 (r = 0.66) が見られる。

表 3-14 自浄能力と細菌数の関係

地点	BOD ₅ (mg/ℓ)		流下時間 (分)	K (1/日)	細菌数 (菌数/cm ²)	L _{tt} (菌数/cm ²)
	上流	下流				
桐生川	3.6	1.6	200	2.54	9.1 × 10 ⁶	6.96
神田川	1.7	1.4	40	3.04	1.1 × 10 ⁷	7.04
帷子川	43.3	39.9	20	2.56	1.2 × 10 ⁷	7.08
山王川	20.3	18.5	16	3.63	1.7 × 10 ¹⁰	10.23

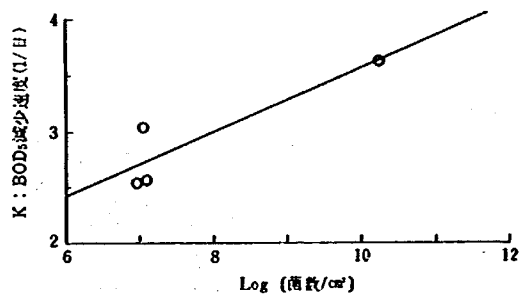


図 3-5 BOD₅ 減少速度と河床付着生物群内に生息する一般細菌数の関係

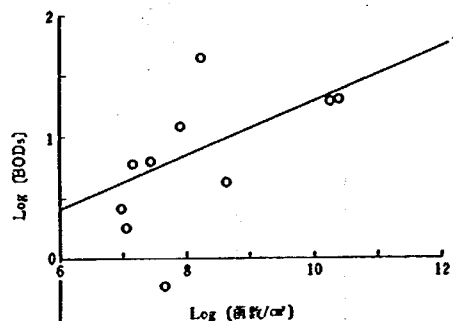


図 3-6 流水 BOD₅ と河床付着微生物群内に生息する一般細菌数の関係

・付着生物分析結果

付着生物群の構成を、各項目間の相関係数を指標として解析する。分析結果を表 3-15 に示す。有意な相関を示す分析項目がほとんどなく、河川環境の複雑さが認識されるが、次の 2 点を解析結果として報告する。

(1) IL と chl-a の相関が高いことから、付着生物群の有

表 3-16 付着生物分析結果 (サンプル数 16)

	付着量	LL		クロロフィルa	A T P	細菌	NH ₄ 酸化細菌	NO ₂ 酸化細菌	大腸菌群	細菌 / LL	NH ₄ 酸化細菌 / LL	NO ₂ 酸化細菌 / LL	大腸菌群 / LL	クロロ フィル / LL	A T P / LL	付着藻類 総細胞数
		(%)	(μg/cm ²)													
付着量		-0.207	0.559	0.142	0.458	0.507	0.439	0.346	0.202	-0.566	-0.487	-0.434	0.543	-0.327	-0.116	-0.244
LL	(%)		0.614	0.666	0.500	0.192	0.228	0.118	0.222	-0.436	-0.597	-0.539	-0.249	0.343	-0.064	-0.003
	(μg/cm ²)			0.669	0.721	0.484	0.472	0.202	0.318	-0.665	-0.767	-0.718	-0.515	0.001	-0.219	-0.054
クロロフィルa					0.220	0.315	0.305	0.191	0.075	-0.518	-0.598	-0.531	-0.469	0.718	-0.529	0.097
A T P						0.243	0.384	0.110	0.354	-0.657	-0.718	-0.721	-0.445	-0.339	0.449	-0.306
細菌							0.567	0.369	0.228	-0.711	-0.543	-0.569	-0.600	0.033	-0.345	-0.109
NH ₄ 酸化細菌								0.795	0.285	-0.640	-0.48	-0.310	-0.522	0.003	-0.103	-0.480
NO ₂ 酸化細菌									0.212	-0.453	-0.047	0.002	-0.481	0.142	-0.273	-0.340
大腸菌群										-0.308	-0.352	-0.359	0.220	-0.155	0.064	-0.338
細菌/LL											0.738	0.705	0.837	-0.124	0.133	-0.198
NH ₄ 酸化細菌/LL												0.970	0.517	-0.082	0.012	0.137
NO ₂ 酸化細菌/LL													0.456	-0.015	-0.100	0.232
大腸菌群/LL														-0.201	0.236	-0.067
クロロフィルa/LL															-0.555	0.132
A T P / LL																-0.427
付着藻類 総細胞数																
備 考		1H ≥ 0.8 0.8 > 1H ≥ 0.6 0.6 > 1H ≥ 0.4 0.4 > 1H r : 相関係数														

機物量には、藻類の含有量が大きな影響をもつことがわかった。(2) chl-a/IL と { 細菌/IL, NH₄ 酸化細菌/IL, NO₂ 酸化細菌/IL, 大腸菌群/IL } が負の相関を持つことから、付着藻類と細菌群は河床内の増殖に関して、拮抗関係にあることが推定できる。

・河床形態別負荷吸収能力

河床形態として、自然河床 (泥質+礫: 山王川) 人工河床 (コンクリート三面張) を選び、負荷吸収能力の比

較検討を行った。投入したトレーサー (NaCl) とグルコースが、流水中で、同じ水理的挙動を示すとすれば、グルコース/トレーサー比の流下に伴う減少は、グルコースの河床への吸収を意味し、河床の負荷吸収能力は次式で示す、F 値によって評価することができる。

$$F = \frac{1}{T} L_0 \frac{C_{t-T}/C_{t-T}^0}{C_{t=0}/C_{t=0}^0}$$

$C_{t=0}$, C_{t-T} : 時刻 $t = 0$, $t = T$ におけるグルコース濃度

$Cl^-_{i=0}$, $Cl^-_{i=T}$: 時刻 $i=0$, $i=T$ における Cl^- イオン濃度

T : 流下時間

計算結果を表3-16に示す。自然河床の F 値の方がコンクリート河床の F 値よりも大きく、自然河床の負荷吸収能力が高いことがわかる。これは自然河床の方が構造的に変化に富んでおり、河床垂直投影面積当たりの流水接触面積が大きいためと推定される。実河川の調査結果から流路内浄化工は、流水接触面積が大きく細菌類が数多く生息できる構造を有することが望ましい。

表3-16 河床形態別負荷吸収能力

	BOD (mg/ℓ)		Cl ⁻ (mg/ℓ)		BOD/Cl ⁻		T (分)	F
	上流	下流	上流	下流	上流	下流		
神田川 (59.28)	59.1	45.1	33.0	53.0	1.79	0.85	28	16.6
山王川 (59.37)	59.1	37.1	45.0	7.0	13.1	5.3	26	21.8

4. 58年度調査のまとめ

本年度の調査結果をまとめて以下に示す。

I 実験水路 (環流型)

- (1) 各水路の平均水質から、各浄化工の浄化能力の比較検討を行った結果、Run4 (レンガ) > Run1 (人工芝) ≈ Run2 (礫) > Run5 (ブロック) の順に浄化能力が優れていることがわかった。また、水質浄化能力に最も大きな影響を与える因子は、汚泥捕捉容量であることが推定された。
- (2) 水路全体の有機物収支を H. T. Odum の提案した日変化曲線法 (diurnal curve method) を用いて定量した結果、有機物合成量よりも酸化分解量が上回るのは、Run4 だけであった。
- (3) 各水路に、人工基質を用いて衝撃負荷を与え、その影響を調査した結果、Run1, Run2 の衝撃負荷除去速度が大きく、流水接触面積の広い方が、衝撃負荷に対して有効であることがわかった。

II 実験水路 (実河川水供給型)

水路 (礫路床、人工芝路床) に実河川水を流し、各水路の浄化能力を定量した。BOD 除去は、路床が完全に閉塞するまで続き、各水路の平均除去率および路床閉塞日数は、礫路床: 84日, 14%, 人工芝: 59日, 18%であった。

III 実河川調査

- (1) 河川の自浄能力 (ここでは、有機物の無機化作用と

定義する) と河床付着生物群内に生息する従属栄養細菌数の間には、正の相関 ($r = 0.90$) がある事がわかった。

- (2) 河川水中の BOD₅ 濃度と従属栄養細菌数の間にも、大雑把な正の相関が見られる。
- (3) グルコース投入実験から、自然河床 (泥質 + 礫質) は、コンクリート三面張り河床よりも衝撃負荷吸収能力が高く、衝撃負荷吸収能力には、河床の流水接触面積が大きな影響を持つことが推定された。

参 考 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: 鶴川浄化実験 (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, 磯間放流実験調査, 昭和58年12月。
- 7) 小島貞男: 自然の浄化力を利用した水質改善, 用水と廃水, Vol. 24, No. 1 (1982)。
- 8) 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クおよび着生藻類—, 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。
- 9) Odum, Howard T.: Primary production in flowing waters, Limnol. Oceanogr., 1, p.102-117, 1956.
- 10) 建設省土木研究所: 雨天時下水の排除の合理化に関する調査研究報告書, 昭和45年3月。
- 11) 土木学会水理公式集, 1971。
- 12) 山崎, 小倉: 物質投入実験により推定される南浅川の自浄作用。第46回日本陸水学会講演要旨集, p.179 (1981)。

Ⅲ 下水道事業調査費による研究

1. 臭気と脱臭方法に関する調査(1)

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た。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・設計の段階で十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うものである。 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57年度までの調査事項

本調査は昭和51年度を初年度として、下水処理場の臭気対策という複雑多岐にわたる問題を扱ってきた。このため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。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。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。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。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、自燃形汚泥焼却炉等、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。

前年度までに判明した主な結果をまとめると次のようになる。

- (1) 下水処理場の臭気を機器分析した結果、多種類の臭気物質が検出されたが、特に硫化水素、メチルメルカプタンなどの硫黄化合物やn-脂肪酸、イソ脂肪酸などの低級脂肪酸類が嗅覚閾値を越える濃度で検出され、官能試験との相関も高い。
- (2) 下水処理場に設置されている脱臭設備の多くは水洗浄、酸・アルカリ洗浄、オゾン酸化のような

比較的簡便なものである。完全な脱臭効果を期待するためには、活性炭吸着等を組み合わせたプロセスが必要であるが、下水道施設より発生する臭気の大部分は、希薄であるためあまり複雑、高価な脱臭プロセスは適さないと考えられる。

- (3) 標準活性汚泥法のエアレーションタンクにおける臭気の発生源は流入部であり、臭気物質は主として硫黄化合物である。ステップエアレーション法はタンク全面から一様に発生する傾向にあるが、臭気の質については、酸素エアレーション法、超深層エアレーション法、回転円板法とも標準法とほぼ同様であった。
- (4) 最初沈殿池は越流セキが主たる発生源であり、汚泥濃縮槽は汚泥を投入する時に越流が起こることによって強い臭気が発生する。
- (5) 流動床焼却炉は堅型多段炉に較べて、臭気発生のポテンシャルは低い。また悪臭物質にアルデヒド類が多く、通常の酸、アルカリ法では除去が難しく特別の脱臭装置が必要である。
- (6) 室内実験による臭気物質の移動速度は、水中濃度に比例し、水温によって指数関数的に変化するが、換気量に対してはほぼ一定である。
- (7) 汚泥処理系の臭気のように比較的濃厚な臭気を、エアレーション用空気として使用する脱臭法は、効果的であり、ブローの劣化についても通常問題は生じない。
- (8) 汚泥の天日乾燥床は消化汚泥の散布時に強い臭気が発生するが、1日以内にこの臭気は消失する。
- (9) 硫黄化合物の臭気について、水中よりの移動係数は水の流速の $9/8$ 乗との間に一次式の関係にあり、分子拡散係数がその切片と関係のあることが認められ、移動係数の推定法として、酸素の移動係数を使用できることが確認された。

3. 昭和58年度の調査結果

3.1 調査の概要

前年度までの調査で下水道施設より発生する臭気の原因物質は、硫化水素、メチルメルカプタン、硫化メチル、二硫化メチル等の硫黄化合物であることが明らかとなった。また、これらの物質の下水中濃度が明らかになれば、気中への移動量を予測できる見通しも得られた。

本年度は、下水中の硫黄化合物に着目し、下水処理工程内における消長を調査し、臭気発生のメカニズムを把握することとした。汚泥処理系返送水の影響が無視できないと考えたため、調査に当っては、嫌気性消化+真空脱水（石灰添加）を行っている処理場と直接脱水（遠心脱水機、加圧脱水機）を行っている処理場を対象として選定した。本調査は硫黄化合物の処理場内における収支を明らかにし、臭気発生量を削減するための手法を解明しようとするものである。

また、セキにおける再曝気によって水中の臭気物質が気中へ移動する現象を、比較的良く解明されている酸素の再曝気係数と関連させて記述するため、セキの模型を用いた硫黄化合物の揮散に関する室内実験を行った。

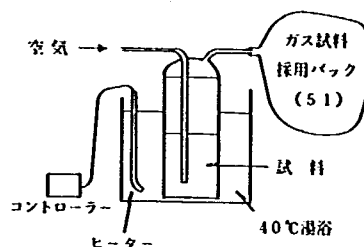
3.2 硫黄化合物の処理場内における収支

3.2.1 調査方法

本調査に当っては下水中、及び汚泥中の硫黄化合物濃度を測定する必要があるが、その分析手

法として確立されたものはないのが現状である。そのため事前に分析手法の検討を行った。用いた手法は以下のとおりである。

試水 100~200ml を図-1 に示すガス発生装置に入れ、40℃ の湯浴中で10分間放置した後、500ml/分の流量の空気です10分間バブリングし、試水中の硫黄化合物を気中に追い出しガスバッグに採取した。このガスをガストマトグラフにより分析し、試水中の硫黄化合物の濃度を求めた。



汚泥は100ml の試料を遠心分離し、水相と固相に分けた。固相については75ml の蒸留水で2回抽出し、硫黄化合物の

洗い出しを行った。水相と抽出水をそれぞれ、下水の場合と同様な方法で分析し、両者の和を汚泥中の硫黄化合物濃度とした。脱水ケーキの場合は、試料30g を75ml の蒸留水で2回抽出し、抽出水について上記と同様の方法で測定した。

それぞれの手法について検討を行ったが、ここでは下水の分析手法についての例を示す。調査対象処理場の流入下水を図-1 に示した装置を用いて、5L の通気量でバブリングをし、更に採取バッグをとり替えて5L の通気を行った。各バッグの硫黄化合物濃度の測定結果を表-1 に示した。いずれも

表-1 通気量検討結果

run	通気量	硫黄化合物濃度 (ppb)			$n_1 / n_1 + n_2$		
		硫化水素	メチルメルカプタン	メチル硫化物	硫化水素	メチルメルカプタン	メチル硫化物
①	0~5ℓ (n_1)	8.9	96	32			
	5~10ℓ (n_2)	<0.1	3.0	1.6	0.99	0.97	0.95
②	0~5ℓ (n_1)	8.6	95	32			
	5~10ℓ (n_2)	<0.1	3.1	1.5	0.99	0.97	0.96
③	0~5ℓ (n_1)	8.8	96	33			
	5~10ℓ (n_2)	<0.1	3.1	1.6	0.99	0.97	0.98

第1回目のバブリングで95~99%の追い出しが行われており再現性も良好である。本法では真の回収率を求めることはできないが、本調査の目的から、空気中へ移動し得る硫黄化合物の水中濃度が判明すれば十分であるため、本法を採用することにした。

調査を行ったT処理場、及びK処理場の概要を表-2、表-3に示す。T処理場では昭和58年10月26日より27日まで、K処理場では昭和59年3月21日から22日まで、それぞれ24時間連続で調査を行った。両処理場のフローシート、及び試料採取箇所を図-2、図-3に示す。試料の採取に当っては流入下水の変動、脱水機の運転時間、汚泥引き抜きポンプの稼働間隔等を考慮して、できるだけ代表的な試料を採取するように努めた。但し、T処理場調査時の深夜から豪雨となり調査を継続できなくなったため、調査打ち切り時以前の17時間の調査データをもとに外挿した。

表-2 T処理場の概要

現在処理面積	774 ha
・ 処理人口	102,700人
・ 晴天時1日最大処理能力	96,300 m ³ /日
日平均処理水量(昭和56年度)	74,363 m ³ /日
水処理方式	標準活性汚泥法
汚泥処理方式	沈降濃縮→嫌気性消化→洗浄→真空脱水機

表-3 K処理場の概要

現在処理面積	1,291 ha
・ 処理人口	202,500人
・ 晴天時1日最大処理能力	172,300 m ³ /日
日平均処理水量(昭和56年度)	154,236 m ³ /日
水処理方式	標準活性汚泥法
汚泥処理方式	沈降濃縮→遠心脱水、又は、加圧脱水機

なお、調査当日の流入下水、処理水のBODはT処理場の通日採水で140mg/L、

3.2.2 調查結果

T処理場、及びK処理場の硫黄化合物の収支を図-4、図-5に示す。流入水中の硫黄化合物の大部分は硫酸根であり、いずれの処理場でも他の化合物に比較してケタ違いに多い。この他、今回は分析を行わなかったが、有機物中に含まれる硫黄分がある。下水汚泥中の可燃性硫黄分は固型物当り0.32~1.14%，平均で0.64%と言われており⁹⁾T、K両処理場の流入水中SSの約120mg/Lも同じ割合で可燃性硫黄を含むと仮定した場合、その流入負荷量はそれぞれ 1.7×10^3 mol、 2.5×10^3 molとなり、硫酸根と比較するとかなり少ない。

臭気原因物質である硫化水素(H_2S)、メチルメルカプタン(MM)、硫化メチル(DMS)はT処理場においては流入水中よりも返送水中に、それぞれ16.5, 5.5, 0.2倍含まれており、特に H_2S 、MMについては返送水が主たる臭気発生源であることがわかる。返送水中の H_2S は、ほぼ100%が汚泥濃縮槽越流水に起因しており、消化槽越流水等からの負荷は無視し得るほど小さい。

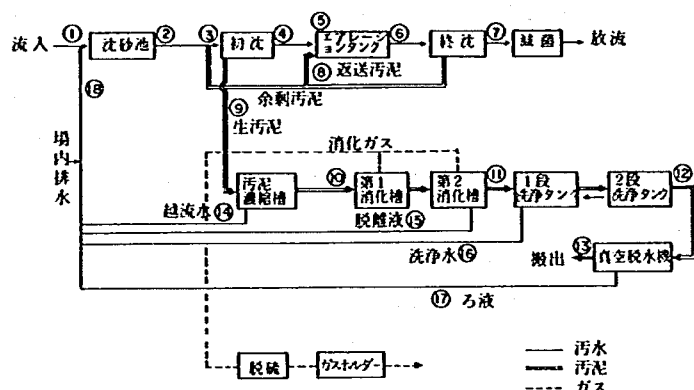


図-2 T処理場フローシート及び試料採取箇所

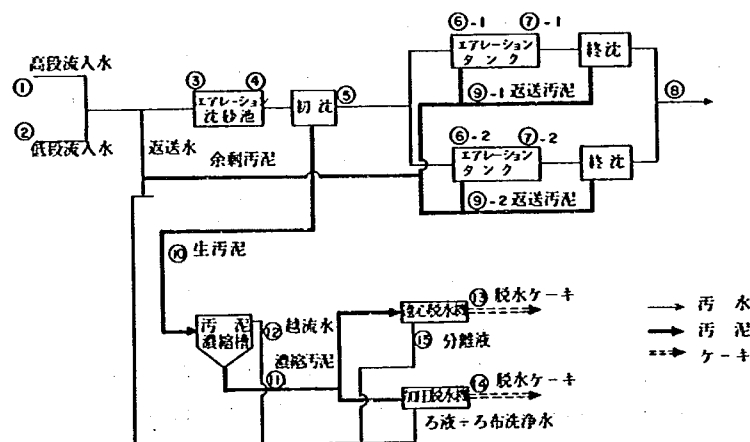


図-3 K処理場フローシート及び試料採取箇所

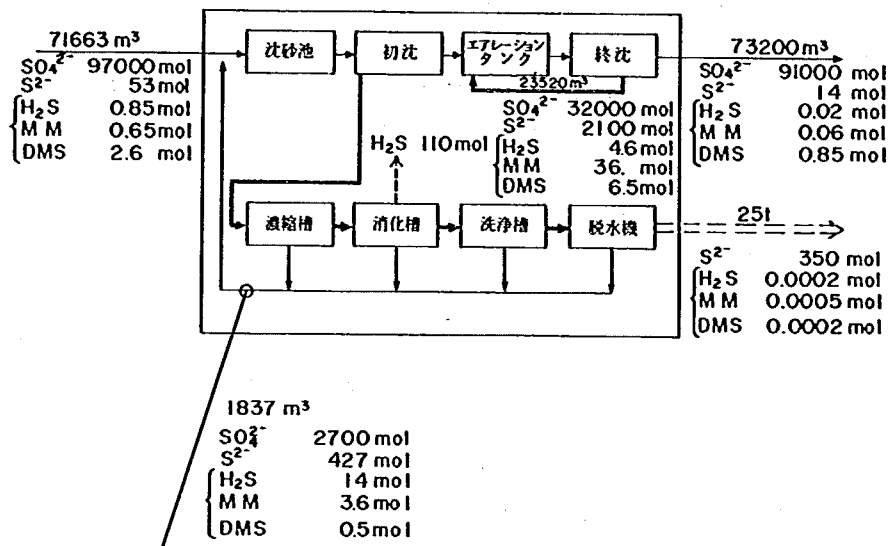


図-4 T処理場における硫黄化合物の収支

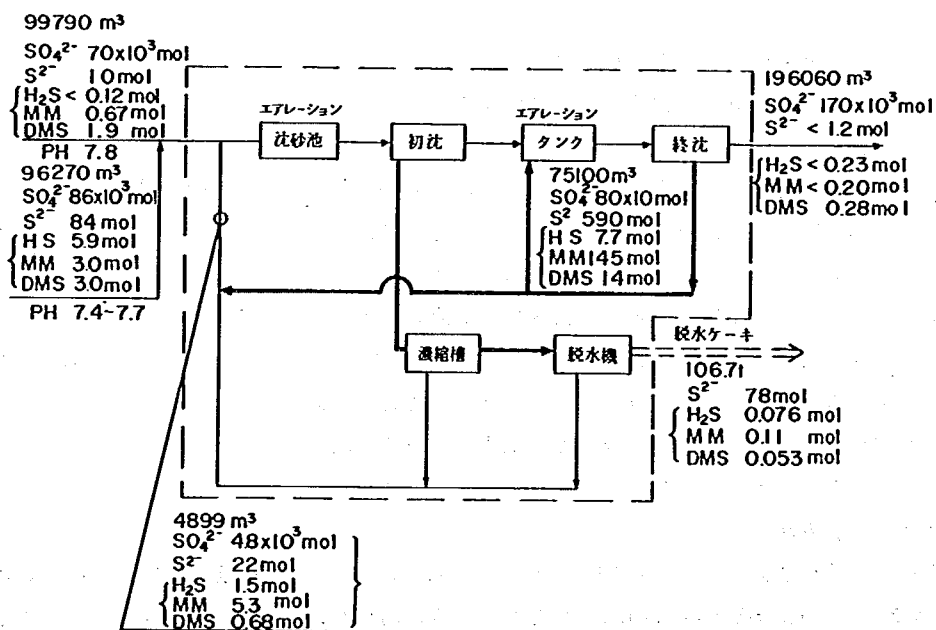


図-5 K処理場における硫黄化合物の収支

また最初沈殿池越流水（余剰汚泥投入の影響をうけている）、エアレーションタンク混合液、返送汚泥等、活性汚泥に関係する箇所では H_2S よりもMMの濃度が高く、MMと活性汚泥に何らかの関係があることがうかがわれる。但し、MMはこれらの気中ではほとんど検出されなかった。

K処理場においては調査時期が3月であり、しかも前日の降雪の影響をうけたことにより、臭気物質濃度が全般に希薄であった。特に濃縮槽越流水中の H_2S 濃度はT処理場の1/11程度しかなかった。ちなみに、K処理場の濃縮槽越流水の水温は8.0～10.5℃であり、T処理場では、17.5～19℃であった。K処理場の主な臭気物質供給源は、低段流入下水、及び返送汚泥であり、汚泥処理系からの返送水はあまり大きな影響を与えていない。但し、汚泥処理返送水の中では濃縮槽越流水の占める割合が H_2S で90%、MMで65%と大きく、水温が上昇した場合にはこの影響がかなり大きくなるものと考えられる。また低段流入下水の負荷量が多いのは、日中の特定のサンプルに高濃度の硫黄化合物が含まれていたためであり、その他の時間帯は高段流入下水とほとんど変わらなかった。高濃度のサンプルを異常値として除外することが出来れば流入下水に含まれる臭気原因物質は非常に希薄なものと云えよう。

3.2.3 考察

T、K処理場の下水中の硫黄化合物は、硫酸根、可燃性硫黄、硫化物の順で多く、実際の臭気原因物質である H_2S 、MM、DMS等の水中濃度はかなり低い。これらの物質を含むのは汚泥系であり、濃度、負荷量とも大きい。このため、汚泥処理系の密閉化が臭気対策上有効な手段であり、汚泥処理系の返送水、特に濃縮槽上澄水の取扱いをうまく行えば、水処理系にかかる負荷をさらに軽減できる可能性が見出された。

今後は、夏季において同様な実態調査を行い、今回の調査結果の裏付けをより明確なものにするとともに、濃縮槽上澄水中の臭気原因物質負荷量を軽減する方策を検討する必要がある。

3.3 セキにおける臭気原因物質の揮散に関する実験

3.3.1 実験の目的

下水処理場の臭気対策を立案するに当たって、重要な因子は、臭気物質の水中濃度と、液中から気中への移動係数であり、前者については、3.2等に報告している。処理場における臭気物質の移動は、エアレーションタンク等での強制送気によるもの、沈殿池等の開水路によるもの、沈殿池、濃縮槽等におけるセキによるものの三種類の形態が考えられる。このうち強制送気については、送気量がわかれば、これに予測濃度を乗じ発生量を推定することが出来る。開水路については、前年度の実験により酸素の再曝気係数と臭気物質の移動係数の関係から発生量を予測できる見通しがついた。今回はセキにおける臭気物質の揮散実験を行い、臭気発生量の予測手法を明らかにしようとするものである。

3.3.2 実験方法

実験は、溶存酸素を0とした20℃の試水（亜硫酸ナトリウム適量と塩化コバルト0.5mg/ℓ添加）を各種の硫黄化合物濃度が10mg/ℓとなるように調整し、図-6に示すような実験装置内に満す。この装置にはセキ幅が150mmの直角三角セキが設置しており、流量及びセキ高を調整できる。

落下地点の水深は50mmで一定であり、装置全体はアクリル製のカバーで被われ、内部の換気は約4回/hで換気用ファンにより行われている。

所定の流量及びセキ高さで水を循環し、試水中のDO濃度の上昇及び硫黄化合物濃度の減少を経時的に測定した。

実験は2つのシリーズで構成されており、まず二硫化炭素を用いて流量及びセキ高さが移動係数に及ぼす影響をみるための実験(シリーズⅠ)を行い、次いで代表的な条件において、硫黄化合物の種類を変えて酸素の再曝気係数と各物質の移動係数との関係を求めた。(シリーズⅡ)各シリーズの実験条件を表-4及び5に示す。

3.3.3 解析方法

本実験における溶存酸素濃度の上昇は式(1)で表わされる。

$$\frac{dD}{dt} = -k_2 D \quad (1)$$

ここに k_2 ; 酸素の再曝気係数
 D ; 飽和溶存酸素量に対する溶存酸素の不足量

$t = 0$ で $D = D_0$ とすると

$$D = D_0 e^{-k_2 t} \quad (2)$$

セキにおける1循環当りの酸素不足量減少率 R は次のように表わされる。

$$R = \frac{1 \text{ 循環後の不足量}}{t' = t_1 \text{ の不足量}} = \frac{D_0 e^{-k_2(t_1 + \Delta t)}}{D_0 e^{-k_2 t_1}} = e^{-k_2 \Delta t} \quad (3)$$

ここに Δt ; 1循環に要する時間

硫黄化合物についても同様の関係が成立する。

$$R_y = e^{-k_{2y} \Delta t} \quad (4)$$

ここに R_y ; 1循環当りの硫黄化合物 y の減少率

k_{2y} ; y の移動係数

前年度と同様に $\beta = k_2/k_{2y}$ と定義し、これが酸素と硫黄化合物の臨界体積の比 V_{zc}/V_{yc} と等しくなるかどうかについて検討を行った。

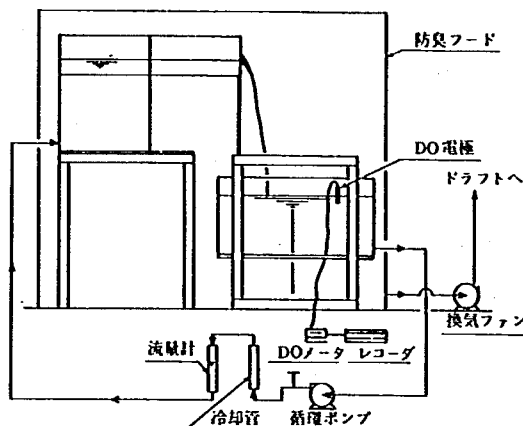


表-4 実験シリーズⅠの条件

セキ流量 (ℓ/min)	6.0	12.0	23.5	29.7
セキ高さ (mm)	75	150	350	

表-5 実験シリーズⅡの条件

セキ流量 (ℓ/min)	12.0	23.5
硫黄化合物	硫化水素, メチルメルカプタン 硫化メチル, 二硫化メチル	

3.3.4 実験結果

二硫化炭素の移動係数とセキ高さとの関係を循環流量をパラメータとして示したものを図-7に示す。流量が一定の場合、移動係数 k_{2y} はセキ高さに比例する。また移動係数の値は、セキ1つ当たりで7.2~81.7 1/日であり、前年度の開水路で求めた水面1m²当りの値0.5~1.0 m/日に比較して格段に大きいことがわかる。酸素についても同様の関係が得られている。

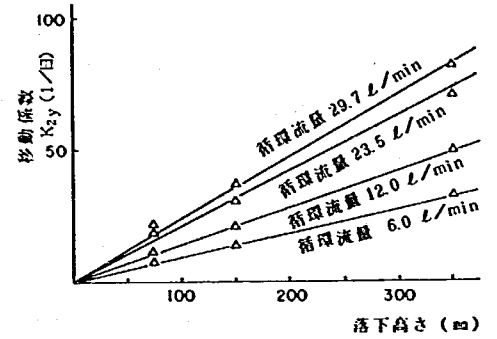


図-7 二硫化炭素の移動係数測定結果

図-8は二硫化炭素を用いた場合の再曝気係数と β 値との関係を示したものである。開水路の実験においては $\beta = 0.75$ であり、計算値(0.764)とほぼ等しく、再曝気係数を変えても概ね一定値を示したが、セキにおいては $\beta = 0.5 \sim 0.7$ と計算値より低くなり、再曝気係数が大きくなるに従い、 β は減少し、一定値(0.5程度)へ収束する傾向がみられた。

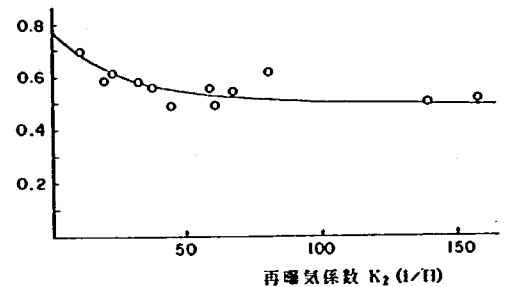


図-8 再曝気係数と β の関係(二硫化炭素)

他の硫黄化合物について β の値を求めた結果

を表-6に示す。表には各物質の β の計算値とともに前年度の開水路における実験結果をまとめている。水路では、 β の計算値と実験値は比較的良好に合うが、セキにおいては、各物質とも実験値が低目の値となっている。これは、セキにおける臭気物質の移動係数が、理論上予想された値より小さくなることを意味している。

表-6 水路及びセキにおける β 値の比較

物質名	計算値 $\beta_{c,02} = \left(\frac{V_{c,02}}{V_{c,y}} \right)^{0.5}$	水路からの揮散実験		堰からの揮散実験	
		実験値 $\beta = k_{2y}/k_{1,02}$	実験値/計算値	実験値 $\beta = k_{2y}/k_{1,02}$	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流量8ℓ/min及び16ℓ/min

セキの場合の上段及び下段の値はそれぞれ流量12ℓ/min及び23.5ℓ/min

3.3.5 考察

セキにおける臭気物質の移動係数は、開水路におけるものよりかなり大きい。流入下水1m³/日当りの臭気物質の移動速度を、代表的な開水路である沈砂池と最初沈殿池のセキとで概算して比較すると1:330となる。(計算条件は、沈砂池; 水面積負荷1,800m³/m²・日, 移動係数1.6

m/日、最初沈殿池；セキ負荷 $250\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{日}$ 、セキの数 5 個/m、セキ 1 個当り移動係数 15 l/日) このため、最初沈殿池、汚泥濃縮槽等セキを有する施設は注意を要する。

また、開水路においては、酸素の再曝気係数と臭気物質の臨界体積より、その移動係数を計算することが出来たが、セキにおいては、計算値が実験値よりもかなり大きくなった。これは、セキにおいては移動係数が非常に大きいため、気液境界で気中側の物質濃度が高くなり、これが臭気物質の移動速度を抑制するものと考えられる²⁾。

4. まとめと今後の課題

今年度の研究成果をまとめてみると以下のようになる。

(1) 下水処理場における各水処理、汚泥処理工程間の硫黄化合物のフローを調査した結果、臭気の原因となる硫黄化合物の最大の負荷は汚泥濃縮槽上澄水に含まれており、その他返送汚泥および流入下水があるがこれらは濃度としては希薄である。嫌気性消化槽、脱水機等からの返送水は、負荷的にも濃度的にも非常に小さいものであった。なお以上の結果は秋季及び冬季の観測データに基づくものである。

(2) セキからの臭気物質の移動速度は、開水路に比較して数百倍の値となる可能性がある。

(3) セキからの臭気物質の移動係数の推定に当っては、臨界体積と再曝気係数より計算した値に対して、硫化水素で40%、メチルメルカプタン、硫化メチル、二硫化メチルでそれぞれ55%、55%、30%程度の低減率を乗ずる必要がある。

今後の課題としては、59年度を本調査の最終年度としているため次のことが考えられる。

- (1) 夏季における硫黄化合物の処理場内におけるフローを明らかにする。
- (2) 現在まで得られた知見をもとに総合的な臭気対策の基本的な考え方をまとめる。

1) 岡田, “下水汚泥の処理・処分”, 環境公害新聞社, p 51, 昭和56年 6 月

2) 京才, “水中に溶解している揮散物質の放散に関する研究”, 水質汚濁研究 Vol. 14, №4, 1981

2. 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 榮 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55年度末現在で稼働中の公共下水道終末処理場は466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54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23件あったが、計画処理水量10,000 m^3 /日未満の小規模な処理場が、18件、78%を占めていた。この中には3,000 m^3 /日未満の処理場が9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、土壌覆蓋式曝気法など、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て、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BOD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、BOD、SS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、ディッチ曝気装置の曝気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たっては、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。

本年度は、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った。土壌覆蓋式曝気法では、実下水を用いた小型実験装置、及び2ヶ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、窒素等の除去、汚泥発生量等）を検討した。

2. 調査結果

2.1 連続式オキシデーションディッチ

オキシデーションディッチ法（以下、O.D.法と略す）は、初期には回分式として開発された方式であるが、より効率的な運転を行うため最終沈殿池を設置した連続式O.D.法が主流を占めるに至った。本年度は、パイロットプラントを前年度までの回分式から連続式に切り換え、一年間に渡って実下水の処理実験を行ったものである。

2.1.1 調査方法

パイロットプラントの概要を図-1に示す。

流入下水は茨城県霞ヶ浦浄化センターの沈砂池流出水であり、活性汚泥は種付けせずに3ヶ月間増殖させ、実験に入った。プラントの運転条件は表-1に示す通りであり、MLSSが高濃度であることを除いては、O.D.法として標準的な運転条件と言える。

調査内容は主として次の3項目である。

1) O.D.法における汚泥発生量を評価するため、夏季と冬季にSRTを56日として運転するとともに、中間期は余剰汚泥の引き抜きを行わず、それぞれの期間における固型物の収支を調べる。

2) ディッチ等、長SRTの処理系における酸素消費速度の変化を、日間負荷変動との関係、及び長期に渡る水温、MLSSの変動との関係から考察し、後者においては、除去BOD量、除去溶解性K-N量、及びMLSSと酸素消費速度の関係を求める。

3) 日間負荷変動に対する水処理性能の安定性を求める。

なお、本調査に当っては表-2に示す分析項目について、原則として週2回の定期分析を行う

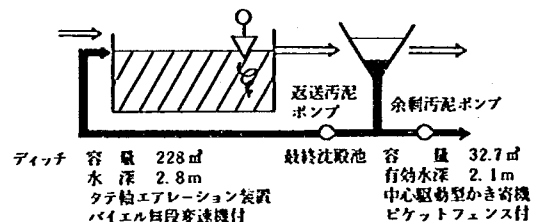


図-1 プラントの概要

表-1 ディッチテストプラントの運転条件

エアレーション時間	24時間
BOD-SS負荷	0.028kg-BOD/kg-MLSS・日
BOD-容積負荷	0.147kg-BOD/㎡・日
MLSS	平均5,200mg/l(2330~8620)
SRT	56日又は汚泥引き抜きなし
返送汚泥率	100% 一部150%
最終沈殿池滞留時間	3.5時間
最終沈殿池水面積負荷	13.8 ㎡/㎡・日

とともに、必要に応じて24時間の連続調査を行った。

2.1.2 調査結果

(1) 汚泥発生量

前年度までの回分式O.D.法では除去SS当りの見かけ上の汚泥転換率0.4~0.7という値が得られている。家庭下水を主体とした団地処理場の長時間エアレーション法の実施設では夏季0.5、冬季1.02であった。今年度の連続式O.D.法において、夏季と冬季にSRTを56日に設定し、固型物の収支を求めたものが図-2である。除去SS量と見かけ上の汚泥発生量（余剰汚泥量+流出SS量+ディッチ内のMLSS増加量）の比は、夏季に47%、冬季54%程度であるが、大幅に減少するとは考えにくい強熱残留物がそれぞれ48%、60%も減少しているため、この大部分はディッチ内に堆積しているものと思われる。堆積分を除外した場合の転換率はそれぞれ61.0%、73.8%である。

上記の期間の中間では余剰汚泥の引き抜きを行わなかった。この実験の開始時である58年10月7日のMLSSは2470mg/Lであり、終了時の59年1月7日では7,000mg/Lである。この間のデータから算出した固型物の収支を図-3に示した。

見かけ上の除去BOD当り、及び除去SS当りの汚泥転換率はそれぞれ48.9%、52.2%である。この場合も強熱残留物の減少分が58%もあり、これが系内に貯留したと仮定し、除去SS量から除外すると、SSの汚泥転換率は69.0%となり、夏季及び冬季の値の中間に位置づけられる。

以上、夏季、冬季、及びその中間の汚泥転換率は、60~75%程度と考えられ、SRT=56日に制御した場合も、汚泥の引き抜きを停止した場合も、その値は大きく変化しないであろうという見通しが得られた。

表-2 O.D法定期分析一覧

	測定箇所		測定頻度		測定時間	
	混合液	底泥汚泥	流入水	処理水	2日/週 1日/回	午後1時 24hコンダクト
S V ₃₀	○	○			○	○
水 温	○	○	○		○	○
D O	○	○	○		○	○
pH	○	○	○		○	○
溶解度			○	○	○	
MLSS	○	○		○	○	
MLVSS	○	○		○	○	
B O D			○	○		○
溶解性BOD			○	○		○
COD _{Mn}			○	○		○
S S			○	○		○
アルカリ度			○	○		○
NO _x -N			○	○		○
NH ₄ -N			○	○		○
K - N	○		○	○		○*
溶解性K-N			○	○		○
Ort-P			○	○		○
T - P	○		○	○		○*
溶解性T-P			○	○		○

* 混合液のみ

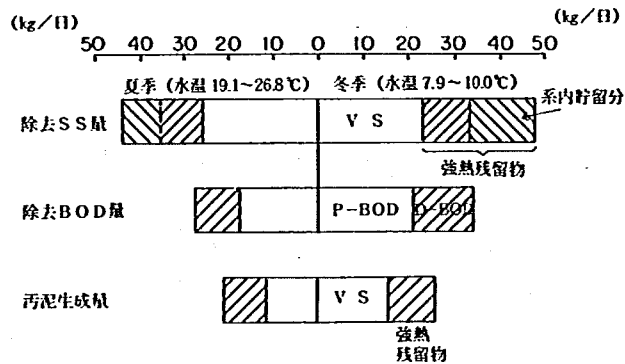


図-2 夏季と冬季におけるSS及びBODの見かけ上の汚泥転換率

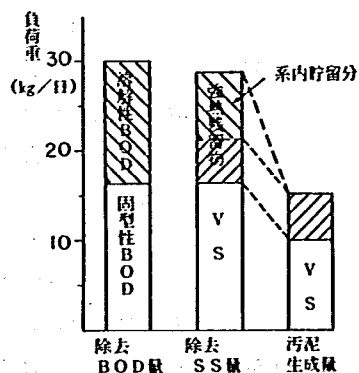


図-3 中間期の固型物収支

② 呼吸速度

呼吸速度は必要酸素量を決定するうえで重要な因子であり、MLSS、流入負荷量、水温等により変化する。1日の間では主にMLSS、流入負荷量の変動によって変化すると考えられるため、パイロットプラントにおいて24時間試験を行った。条件は、24時間の平均水理学的滞留時間に対応する流量 $9 \text{ m}^3/\text{h}$ に対して、約2倍の流量変動を、朝・夕2回与え、

返送汚泥量は $9 \text{ m}^3/\text{h}$ と一定に保った。結果は図-4に示すとおりで呼吸速度の変動はあまり大きくない。これはディッチ内に保持されている汚泥量が多く、流入負荷量の変動に対しても急激な呼吸速度の変化が起らないこと、及び低流量時にはディッチ内のMLSSが増加し、流入負荷の低下による単位汚泥当りの呼吸速度（比呼吸速度 $\text{mg-O}_2/\text{g-VSS}\cdot\text{h}$ ）の減少分を相殺するためと考えられる。

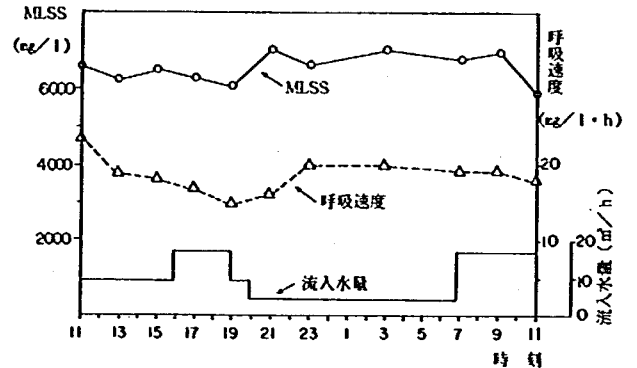


図-4 負荷変動による呼吸速度、MLSSの変化

呼吸速度の年間の変動を示したのが図-5である。各点はSRT=56日で制御した場合の混合液の呼吸速度、及びMLVSSを、24時間調査で得られた値について平均したものである。MLVSS

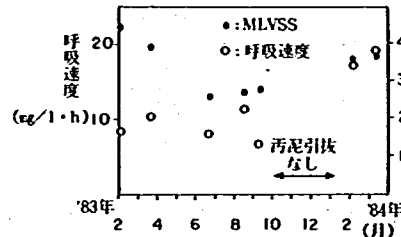


図-5 呼吸速度、MLVSSの年間の推移

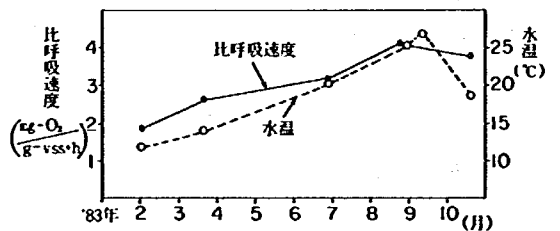


図-6 比呼吸速度と水温の推移

は夏季に低く、冬季に高いという傾向を示す。'83年においては、呼吸速度は明確な傾向を示さず、'84年の2～3月では前年同期に比べ高い値となっている。'83年のデータについて、比呼吸速度に換算して示したものが図-6であり、比呼吸速度については水温と明確な相関関係が得られる。

従来、活性汚泥の硝化も考慮した酸素消費速度 O_R は③式で表わされていた。

$$O_R (\text{kg}/\text{日}) = a' \times \text{除去BOD量} (\text{kg}/\text{日}) + b' \times \text{MLVSS} (\text{kg}) + 4.6 \times \text{除去アンモニア性窒素} (\text{kg}/\text{日}) - \text{③}$$

ここで a' : 定数 家庭下水の場合 $0.48 \sim 0.77^{1)}$

b' : 定数 家庭下水の場合 $0.049 \sim 0.1^{1)}$ ($1/\text{日}$)

MLVSS : エアレーションタンク内のMLVSS量

比呼吸速度が水温によって変化することを考えると③式に水温の補正が入っていないことは不可解であるが、図-5に示したようにSRTを一定に制御した場合、MLVSSは低水温期に増加し、高水温期に低下するため汚泥の呼吸速度は全体として変化しない。言い換えると、高水温期

は比呼吸速度が高いため汚泥の減量化が進み、MLVSS 濃度は低くなり、低水温期はその逆となるため、一定の負荷に対する Total の酸素消費速度は水温が変化してもそれほど変化しない。

また、Ⅲ式において最初沈殿池の無い O.D. 法のような場合、固型性 BOD の扱いが問題となる。除去 BOD 量も MLVSS もいずれも有機物量を示す指標であり、これに a' 、 b' という異なった係数をかけるのは、前者が、活性汚泥へ転換される際の初期吸着及び合成に、急激な酸素消費を伴うためであろう。流入水中の固型性 BOD の大部分は、このような急激な酸素消費を伴わず、MLVSS の内生呼吸と同程度で徐々に酸化されるものと考えられる。

Ⅲ 式における a' 、 b' は下水の特性によって変化するとされており、O.D. 法のように SRT の長い処理方式ではいずれも小さな値となろう。本実験プラントでは $a'=0.45$ 、 $b'=0.049$ という値が'83年のデータより得られた。'84年はディッチ内が DO 不足の状態にあったため、 $b=0.1$ と、内生呼吸速度が'83年の同期より上昇したと考えられる。

以上より本プラントにおける通常の酸素消費速度 $ORD(K_d/H)$ は BOD の替りに溶解性 BOD を用い

$$ORD = 0.45 \times \text{除去溶解性 BOD 量} + 0.049 \times \text{MLVSS} + 4.6 \times \text{除去溶解性 K-N 量} \quad \text{— ② —}$$

となる。ここで除去アンモニア性窒素量のかわりに、除去溶解性 K-N 量を用いたのは、溶解性 K-N も最終的に硝化されると考えられるためである。図-7 は②式を用いた場合の酸素消費速度と、活性汚泥の呼吸速度より求めた実測の酸素消費速度とをプロットしたものであり、'83年については②式により、'84年は②式で、 $b=0.1$ とすると、計算値と実測値はほぼ一致する。

③ 日間負荷変動

O.D. 法は、水理学的滞留時間が長く、系内に保持されている汚泥量も多いため、日間の負荷変動には強い処理方式である。図-8 はパイロットプラントに（返送汚泥は $9 \text{ m}^3/\text{h}$ —一定とし）平均 $9 \text{ m}^3/\text{h}$ 、最大 $17 \text{ m}^3/\text{h}$ 、最少 $4.5 \text{ m}^3/\text{h}$ の水量の負荷変動をかけた時の流入水、処理水中の SS、及び、ディッチ内 MLSS の経時変化を示したものである。この間最終沈殿池水面積負荷は $6.9 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日} \sim 26.1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ に変化しているが、処理水中の SS は $0.2 \sim 9.8 \text{ mg/L}$ と安定している。

但し、ディッチ内の MLSS は 5.200 mg/L から 6.820 mg/L まで変動し、これは固型物量として 350 kg の変動に相当するため、最終沈殿池の容量、返送汚泥ポンプ能力に対する留意が必要で

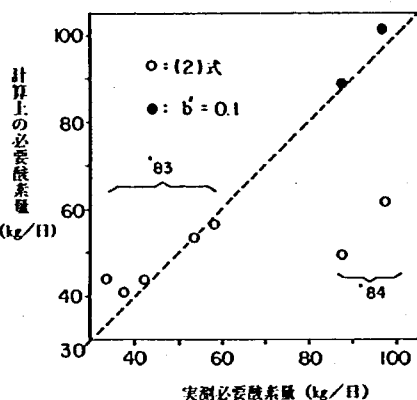


図-7 酸素消費速度の実測値と計算値

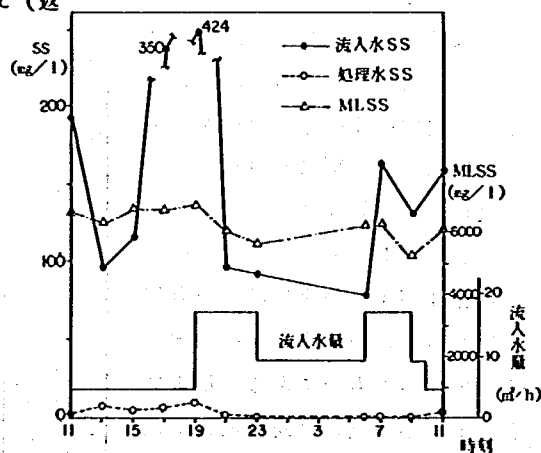


図-8 パイロットプラント負荷変動実験

ある。

2.2 土壌覆蓋式礫間曝気法に関する調査

土壌覆蓋式礫間曝気法は、接触酸化法における接触材に礫を用い、その上部を土壌で覆い、さらに芝等の植栽を図ったもので、生物学的な下水処理法の中では、好気性の固定生物膜法に位置付けられる。

本法は、接触材が礫という天然資材であるため安価に且つ容易に入手できることと、上部を土壌覆蓋することにより浄化に関与する微生物群の多様化が図れること、臭気等の拡散を防止すると同時に脱臭が図れること、また、芝等の植栽により景観が保てること等の特長を有するものとして開発されてきたものである。しかし、運用上は未だ確立された処理法とは言えず、特に、汚水の浄化過程における土壌覆蓋の生物学的な役割、礫を敷設したことによる水理学的な流況の安定性、汚泥の発生状況と排除方法等、大きな問題が残されている。

土木研究所では、本法に関する調査を昭和56年度から実施してきており、現在も継続中である。ここでは、ドレーン模型と称する装置を用いた実験的研究と、計画処理水量が $1,680\text{m}^3/\text{日}$ と $158\text{m}^3/\text{日}$ の実施設における調査について、中間的な成果として報告する。

2.2.1 ドレーン模型による調査

ドレーン模型は、汚水を自然流下させながら浄化するための実験装置として、下水道用硬質塩ビ管($\phi 700\text{mm} \times L 4,000\text{mm}$)を全容量が 385L 、長さが 2m になるよう加工したものであり、その1例を図-9に示した。

(1) 実験方法

実験は、土壌覆蓋の効果や接触材としての礫の効果等を調べるために、ドレーン模型8台を屋外に設置し、実際の下水を用いて実施した。

実験は目的に応じて3期に分け、

第Ⅰ期実験では接触槽内部における曝気空間の違いと処理性を、第Ⅱ期実験では土壌覆蓋の有無や接触材の違いと処理性を調べるために実施したものである。第Ⅲ期実験は第Ⅱ期実験の土壌覆蓋の有無に関するものを流入下水の種類を変えて調べたものである。第Ⅰ期と第Ⅱ期の実験には茨城県霞ヶ浦浄化センターの最初沈殿池流出水

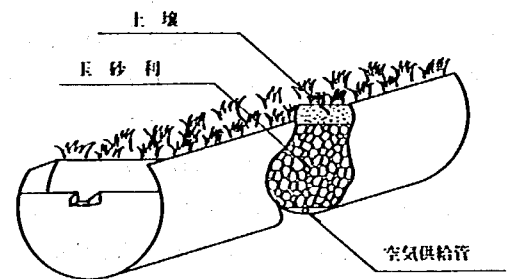


図-9 ドレーン模型の内部構造の一例

表-3 実験条件の一覧表

実験条件 実験 ケース		通 水 量 L/日	反応部分の 空 隙 容 量 L	土壌覆蓋	接 触 材	曝気条件	ドレーン模型
						好気→ 嫌気→	断 面 (図-10)
Ⅰ	A	200	113	有り	玉 砂 利		ドレーン模型 1
	B	流域下水通 初沈流出水	118	"	"		" 1
	C		128	"	"		" 1
Ⅱ	D	200	142	有り	玉 砂 利		ドレーン模型 1
	E	流域下水通 初沈流出水	297	"	モルタルの ヒモ		" 2
	F		290	"	無 し		" 3
	G		147	無し	玉 砂 利		" 4
Ⅲ	H	650 住宅団地 生 下 水	128	有り	玉 砂 利		ドレーン模型 1
	I		123	無し	"		" 4

を用い、第Ⅲ期実験には取手市戸頭終末処理場の沈砂池流出水を用いた。これらの実験の実験条件はまとめて表-3と図-10に示した。また、各実験におけるドレーン模型の運転期間は、第Ⅰ期が7月から約21ヶ月間、第Ⅱ期が9月から約7ヶ月間、第Ⅲ期が7月から約8ヶ月間である。

②-1 第Ⅰ期実験結果

第Ⅰ期実験における流入水と処理水の平均的な水質を表-4に示した。それぞれの処理水質は、曝気量に応じたものとなっており、BはAよりも水質的には悪いものの若干窒素の除去率が高く、Cは浄化に動力を用いていない割には良好なものと言えるだろう。

実験期間中の処理水質は、流入水が薄いこともあったが、運転当初から安定していたものであり、AとBは、ドレーン模型の反応部が汚泥で閉塞し、実験条件が維持できなくなるまでのおよそ9ヶ月間良好なものであった。運転期間中冬季において、AとBは硝化作用に関する項目を除いて殆んどその影響はみられなかったが、Cは表中の平均値よりもBOD_{ATU}で15倍、COD_{Mn}で1.3倍程悪化した。これは絶対嫌気性による処理法が水温の影響を受けやすいことを示している。また、Cは、計画当初から悪臭が懸念されたが必配するほどのことはなく、ドレーン模型上部に植栽してある芝はAやBよりも繁殖が旺盛であり、臭気成分の除去効果を示唆するものであった。

実験Ⅰでは、前述のように反応部が汚泥により閉塞し、運転が困難となった時点で、汚泥の引き抜きを実施した。このときの汚泥中の強熱減量の割合と汚泥発生率を表-5に示した。それぞれの強熱減量の割合を比べると、Cには絶対嫌気性処理法の特徴がみられるが、AとBに

は殆んど差がない。一方、汚泥の発生率は、BがAやCに比べて非常に高いものとなっており、Bのように好気の中に中途な嫌気が存在した処理法の汚泥発生率は高いということになる。従って下水が好気的な環境と嫌気的な環境を経験するような処理法では、同一の環境下での処理法よ

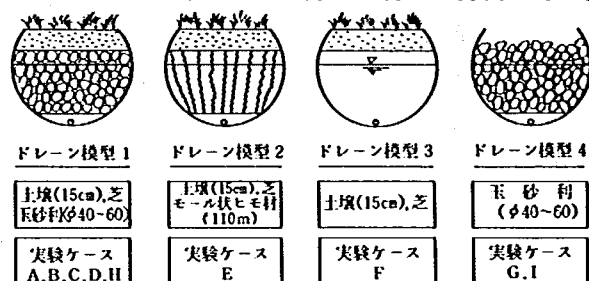


図-10 表-3の実験条件に従ったドレーン模型の内部構造

表-4 第Ⅰ期実験における流入水と処理水の平均的な水質

試料 項目	流入水	処 理 水		
		A	B	C
水 温(°C)	11.6~25.8	6.0~27.0	5.8~26.0	6.2~28.0
pH	7.12~7.40	6.81~8.42	7.30~7.72	7.30~7.52
アルカリ度	166.5	120.8	114.0	202.5
SS	48.4	3.7	6.0	10.8
BOD _{ATU}	78.9	4.2	6.9	31.7
COD _{Mn}	35.7	9.1	14.0	26.4
K - N	15.61	4.84	5.22	14.19
NH ₄ ⁺ - N	—	2.93	3.32	10.86
(NO ₃ ⁻ + NO ₂ ⁻) - N	—	7.11	4.58	0.00
T - P	2.07	0.98	0.94	1.42
PO ₄ ³⁻ - P	—	0.78	0.76	1.04

(単位 mg/l, 但し、水温、pHは除く。)

表-5 第Ⅰ期実験における汚泥引き抜き調査の結果

項 目	A		B		C	
	流入側	流出側	流入側	流出側	流入側	流出側
強熱減量割合(%)	48.7	48.5	53.1	49.5	48.9	26.7
生物膜	53.9	46.9	53.9	47.3	41.6	26.5
流入SS量当りの汚泥発生率(%)	66.9		88.9		57.5	

りも汚泥の発生量が多くなる可能性が大であり、このような環境を同一槽内に組み入れる場合や多段処理法として組み立てる場合等の汚泥発生量には注意を要する。

②-2 第Ⅱ期実験結果

第Ⅱ期実験における流入水と処理水の平均的な水質を表-6に示す。表中、土壤覆蓋の効果についてはDとGを、接触材の効果についてはDとEとFを比較すると良い。

これらの結果から、土壤覆蓋による効果にはそれほど差はなく、どちらかという土壤覆蓋した方が良いというくらいであるが、他の土壤覆蓋してあるドレーン模型の結果も含めて比較してみると、土壤覆蓋した方がリンの除去率が高くなっており、その効果が現われているのかもしれない。一方、接触材の違いに関しては、玉砂利の場合(D)とヒモ状接触材の場合(E)とではほとんど

差がなく、Gの処理水も含めて非常に良好なものである。しかし、接触材がないFは、全体的な水質からみると他よりも2倍程悪いものとなっており、下水の浄化という観点からは、単にエアレーションするよりも何らかの接触材を入れてエアレーションした方が、より効果的であることを示している。

図-11は、反応部に浮遊している汚泥の平均的な濃度を、通水開始当初からの経日変化として表わしたものである。接触材が玉砂利の場合(●,○)は、土壤覆蓋の有無による多少の差はあるけれども、通水後徐々に増えていき、2ヶ月程経過したあたりから顕著な増加を示している。これらの現象は、流入水中のSSや剥離した生物膜等が砂利の間に捕捉されていくことによるものであり、浮遊汚泥の

急激な増加には冬季に入ったことによる水温の影響も現われているものと思われる。また、このように、浮遊汚泥量が増えると、酸素の要求量も増え、且つ接触材間のスムーズな水の流れが制限されるために酸素の供給量が間に合わなくなり、好気性の処理施設としての機能を維持できなくなるものである。一方、ヒモ状接触材の場合(F)と接触材がない場合(G)は、浮遊汚泥の増加もみられず、また、定常的に殆んど存在していない。ここでは、表-6に示すように下水が浄化されており、実際は相当分量の汚泥が発生していたと考えられるが、本実験では、多量(2~7個体/100ml)のミジンコが発生していたため、それらが汚泥を捕食していたことによるものと考えら

表-6 第Ⅱ期実験における流入水と処理水の平均的な水質

項目	試料 流入水	処理水			
		D	E	F	G
水温(°C)	11.6~23.5	6.0~23.0	6.0~23.0	6.3~23.0	4.7~23.0
pH	7.27~7.40	7.60~8.18	7.61~7.92	7.40~7.97	7.55~7.95
アルカリ度	163.3	97.5	98.5	120.9	100.9
SS	44.7	4.1	4.0	9.1	3.7
BOD _{ATU}	77.8	4.5	4.1	9.7	5.2
COD _{Mn}	34.0	10.6	10.6	15.7	11.5
K-N	15.49	2.14	2.98	4.69	3.25
NH ₄ ⁺ -N	—	0.73	1.52	2.79	1.15
(NO ₃ ⁻ +NO ₂ ⁻)-N	—	9.59	8.35	6.59	9.22
T-P	1.96	0.98	0.98	1.06	1.16
PO ₄ ³⁻ -P	—	0.86	0.86	0.78	1.03

(単位: mg/l, 但し、水温、pHは除く。)

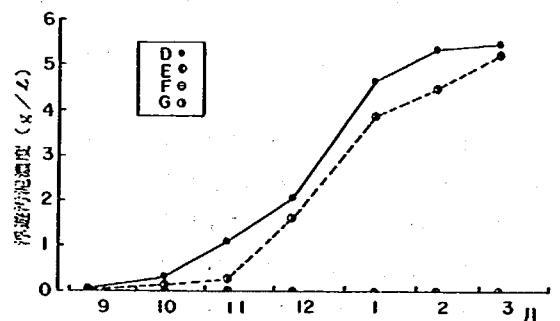


図-11 反応槽内における浮遊汚泥濃度の経日変化

られる。このように、汚泥の発生量からみたEとFは、たまたまミジンコが多量に生息できたことにより良好な結果をもたらした訳であるが、小規模下水道の処理施設における汚泥の取り扱いや処理水質の安定性等を考えると、ミジンコや貝、その他の大型動物等までの食物連鎖を図った処理方式も実用的であり、立地条件によっては可能な場合も有り得ると思われる。

③-3 第Ⅲ期実験結果

本実験は、第Ⅱ期実験において土壌覆蓋の有無による顕著な差違が現われなかったことから、その検証の意味で、使用する下水を住宅団地の下水に変え負荷を高くして再度実施したものである。

実験期間中における流入水と処理水の平均的な水質を表-7に示した。処理水質は第Ⅱ期実験の結果と同様、土壌覆蓋した方が幾分良いという結果になっている。

表-8には、反応部の生物膜や浮遊汚泥の調査結果を示した。強熱減量の割合は土壌覆蓋した方が少なくなっており、これは定期的に引き抜いた汚泥量にも反映されていた。本実験では、既存施設の生下水を流入水としたため、流入するSS量が多く、ドレーン模型自体が汚過の機能を

表-7 第Ⅲ期実験における流入水と処理水の平均的な水質

試料 項目	流入水	処理水	
		H	I
水温(°C)	—	4.6~28.0	4.5~28.5
pH	6.2~8.6	6.9~7.8	7.2~7.9
アルカリ度	145.4	176.0	193.1
SS	216	15.3	18.9
BOD ₅	211	35.6	41.8
K - N	31.4	28.6	31.9
NH ₄ ⁺ - N	—	23.7	26.9
(NO ₃ ⁻ + NO ₂ ⁻) - N	—	0.50	0.08
T - P	3.69	2.85	2.96
PO ₄ ³⁻ - P	—	2.30	2.56

(単位: mg/l, 但し、水温、pHは除く。)

合わせ持った形となった。特に、トイレトペーパー等による目詰りが著しく、定期的な汚泥引き抜き操作では全ての汚泥を回収、把握することは不可能であったが、回収量のみから汚泥の発生量について推測すると、土壌覆蓋した方が、しない場合より1割弱少なく、その差は、前述の強熱減量の差に相当するものであった。

表-8 第Ⅲ期実験における生物膜と浮遊汚泥の性状

試料		測定項目		強熱減量の割合 %	呼吸速度 O ₂ -mg/FS-g・hr	基質摂取速度 TOC=4/FS-g・hr	硝化速度 N ₂ -mg/FS-g・hr
		採取ケース					
生物膜	流入側	H	65.5	8.11	6.99	0.377	
		I	72.5	13.60			
	流出側	H	68.2	10.40			
		I	76.0	15.17			
浮遊汚泥	流入側	H	69.0	17.53	3.68	0.024	
		I	73.3	14.93			
	流出側	H	66.7	4.14			
		I	72.2	7.03			

* FS: 固着汚泥 (Fixed Sludge)

一方、生物膜においては、土壌覆蓋した方がしない場合よりも呼吸速度が低い反面、基質の摂取速度や硝化速度は高いものとなっている。これらの現象で、硝化速度については、土壌覆蓋による硝化菌の供給の可能性から説明が可能であるが、呼吸速度と基質の摂取速度の関係や、或いはこれらと前述の汚泥発生量との総合的な関係等については、現段階では明確な説明はできず、今後、詳細な実験を必要とする。

表-9と図-12には、引き抜いた汚泥の沈降による濃縮性を調べた結果を示した。図・表中の余剰汚泥の結果は、本実験に供した下水を最初沈殿池を経て長時間エアレーション法で処理している施設の同じ時期におけるものである。

表-9 第Ⅲ期実験における引き抜き汚泥の沈降濃縮試験結果

項目	投入汚泥			濃縮汚泥			濃縮率 TS ₂₄ /TS ₀	初期沈降速度 cm/hr
	みかけ比重	TS ₀ g/l	VS ₀ /TS ₀ %	TS ₂₄ g/l	VS ₂₄ /TS ₂₄ %	TS ₂₄ /TS ₀		
ケースH	1.052	9.09	63.5	35.3	60.7	3.89		77.9
ケースI	1.037	9.62	69.1	38.1	66.9	3.96		77.9
余剰汚泥*	1.046	11.44	80.0	26.0	78.6	2.28		21.6

* 文献2) : 同じ下水を処理している長時間エアレーション法の余剰汚泥

これによると、本実験における汚泥の沈降性や濃縮性は、長時間エアレーション法による余剰汚泥よりも非常に良いものとなっている。また、土壌覆蓋の有無による差は殆んどなく、汚泥処理（沈殿や濃縮）からみた場合、汚泥の性状的には生物膜法の方が活性汚泥法よりも扱いやすいことを示している。

2.2.2 計画処理水量 1,680m³/日

の施設における現地調査

調査した施設は、最初沈殿池

流出水を土壌覆蓋式礫間曝気法により、計画処理水量 1,680m³/日を2系列で処理するものであり、各系列の礫間曝気槽は、流入側の第Ⅰ礫間曝気槽(420m²)と流出側の第Ⅱ礫間曝気槽(270m²)に仕切られている。その内、1つの処理系列の礫間曝気槽には最深部まで達している点検柵が設けられ、礫を入れた点検籠が水深毎に設置してある。

このように、当施設は、礫間曝気槽内の状況が容易に把握できる構造となっていることから、定期的な調査を施設管理者と協同で実施しており、ここでは、調査が継続中であることから1つの調査事例として報告するものである。

III 礫の形状に関する調査

土壌覆蓋式礫間曝気法が基本的には生物膜法であると考え、本法を評価していくためにはまず生物膜法としての位置付けを明確にし、その中で土壌覆蓋の効果を評価する必要があると思われる。従って、本調査では処理系内における生物膜の状況を把握していくことが必要であり、そのために、まず生物膜の固着基物である礫の形状を把握することを試みた。

当施設に敷設してある礫は、150~200mmの割石である。これらの礫の形状調査は、点検柵に設置してある点検籠内の礫（施設に用いた礫）の個々の体積と表面積を測定し、これらの関係を求めたものである。体積の測定は水置換法により、表面積の測定は巻尺と定

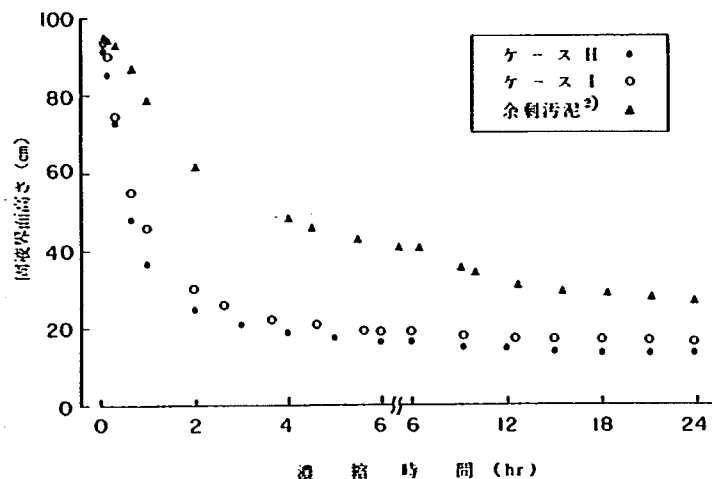


図-12 汚泥の沈降濃縮試験結果

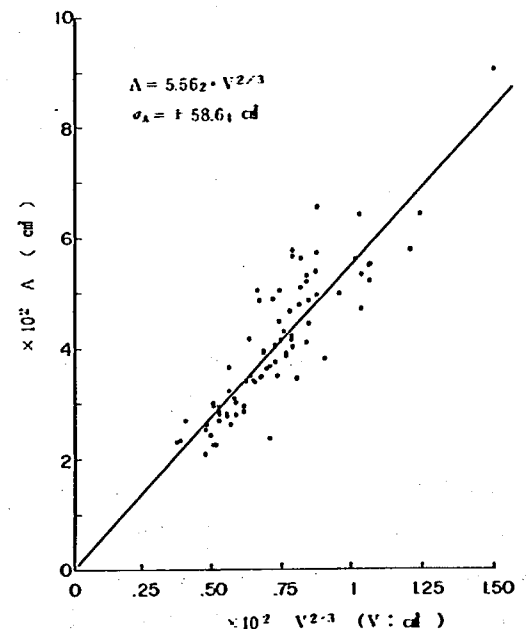


図-13 礫の体積(V)と表面積(A)の関係

規により三角形と四角形の面積の組み合わせによった。

個々の礫の体積と表面積の関係は図-13のようになり、③の関係式が得られた。尚、ここで測定した礫の数は82個であった。この結果から、礫間曝気槽のいくつかの地点の礫とその生物膜を測定することにより、全体の生物膜の状況を推定することが可能である。また、生物膜量が表面積当たりの固着量で表わすことができ、他の生物膜法との比較が容易となる。

$$A = K \cdot V^{\frac{2}{3}} \quad \text{--- ③}$$

ここで、A：個々の礫の表面積 (L^2)

V：個々の礫の体積 (L^3)

K：比例定数(本来は、固形物の形状を表わす定数)

$$\begin{cases} K = 556; & \sigma_A = \pm 586 \text{ cm}^2 \\ V = 230 \sim 1850 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

② 生物膜と水質に関する調査

礫間曝気槽内を逆洗、汚泥引き抜きした後3週間経過した時点における生物膜の性状と浄化水中の窒素やリンの流下方向の変化を図-14と図-15に示した。

生物膜量は、水深が深くなる毎に少なくなっており、また、第Ⅰ礫間と第Ⅱ礫間に不連続性がみられるものの下水の浄化に伴って流下方向に減少している傾向が同われる。生物膜中の強熱減量の割合は、第Ⅰ礫間と第Ⅱ礫間に差がみられるものの同一槽内では殆んど変わらないものと言える。この結果で、第Ⅱ礫間の生物膜量が多いのは逆洗時に嫌気的な汚泥が礫間に捕捉されたままになっていたことによるものであり、強熱減量の結果にもその影響の可能性が現われている。

下水の浄化過程における窒素とリンの変化をみると、一旦除去された後、再び増加する傾向にある。この現象は活性汚泥法のエアレーションタンクでみられる現象と類似しているものであるが、生物膜法の場合は生物が固定され、その移動がないため、

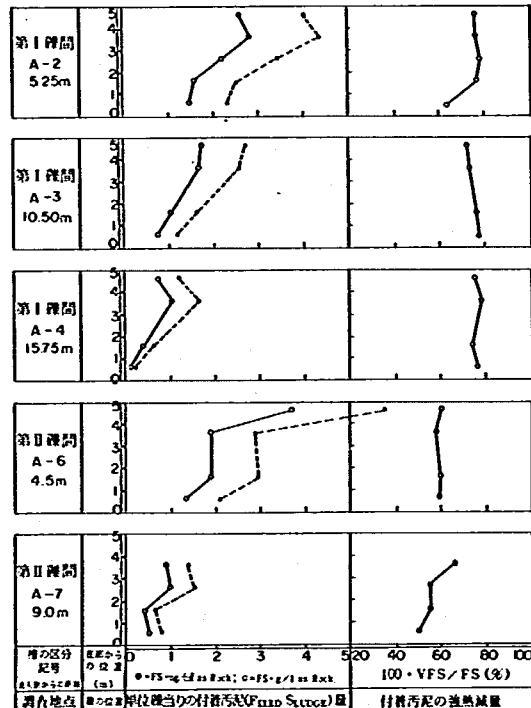


図-14 流下方向の各点検出における生物膜の存在状況

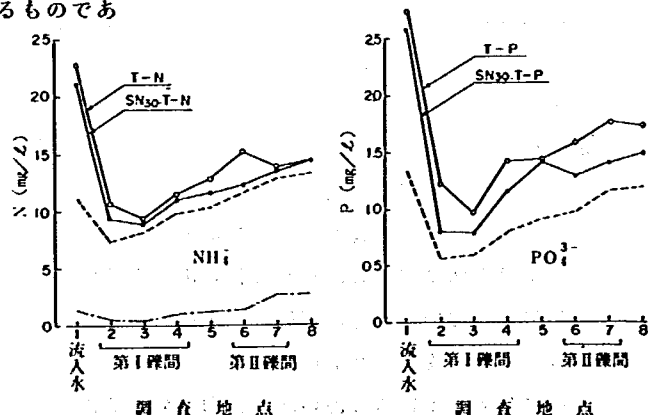


図-15 下水が流下していく過程における窒素とリンの形態別の変化

このような現象は一般的とは言えない。この結果はたぶん逆洗、汚泥の引き抜きが充分でなかったために礫間に汚泥が捕捉されたままになっており、それが嫌気化し、 NH_4^+ や PO_4^{3-} の溶出が起きているものと思われる。尚、図中の SN_{30} ・T-N と SN_{30} ・T-P は、30分静置後の上澄液の T-N と T-P を指すものである。

2.2.3 計画処理水量 158 m^3 /日の施設における現地調査

本調査は、処理水質が悪化し、礫間曝気槽内が多量の汚泥で閉塞していることが示された小規模の施設において実施したものである。調査目的は、礫間曝気槽の末端部に位置する1槽において、汚泥の排除方法の効果と、実際に礫間曝気槽を開削して汚泥による閉塞状況等を明らかにすることである。調査した槽の概要を図-16に示した。

Ⅲ 汚泥排除に関する調査

汚泥排除の方法には2つの方法を採用した。

1つは、集中曝気による攪拌と過大の通水による汚泥の押し出し流れを併用した方法であり、他の1つは槽の点検柵2ヶ所から水中ポンプにより排除する方法である。調査では、まず前者の方法を実施し、次に後者を実施した。これらの調査結果は、開削したときの礫や礫間に捕捉されていた汚泥量と槽底部に残存堆積していた汚泥量といっしょに表-10に示した。

総汚泥量から槽の空隙容量（空隙率50%）当たりの汚泥量を求めると $128\text{kg}/\text{m}^3$ となり、相当な汚泥量が捕捉されていたことになる。個々の汚泥排除方法の効果については、施設の構造上の問題もあるが、ここで採用した排除方法は殆んど効果がないことを示している。この結果は、流入したSSや生物膜の剥離等により生じた汚泥が一旦礫間に捕捉されると容易に排除できないことを示唆するものである。

② 槽内の汚泥分布調査

この調査は、Ⅲの調査を実施した後、同じ礫間曝気槽全体を開削し、礫への付着汚泥や礫間に捕捉されている汚泥、槽底部に堆積している汚泥等の分布を調べたものである。

礫に付着している汚泥の水深方向の分布を図-17に示した。付着汚泥量は水深が深くなる程

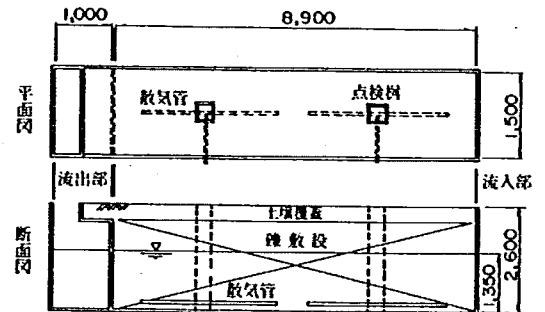


図-16 調査した土壌覆蓋式礫間曝気槽の概要

表-10 汚泥排除に関する調査結果

調 査 方 法	排 除 汚 泥 量	
	kg	%
集中曝気（通常の3.9倍） 押し出し流れ（10.4~12.3 m^3/hr ）3hr	6.8	5.9
水中ポンプ汲上げ	22.0	19.0
開削 礫および礫間 槽底部への堆積	60.0	52.0
	26.7	23.1
合 計	115.5	100.0

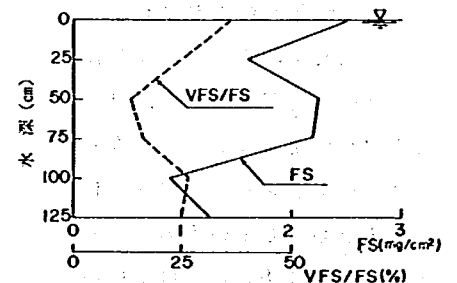


図-17 槽中間部における生物膜量（FS）の変化

少なくなる傾向を示しており、その汚泥中の強熱減量の割合は、37~13%と非常に低いものである。

礫間に捕捉されていた汚泥の水深方向の分布を、槽内の流れ方向の中間部と流出部について図-18と図-19に示した。槽の中間部では、水面下75cm以降急激に捕捉汚泥量が上昇しており、こ

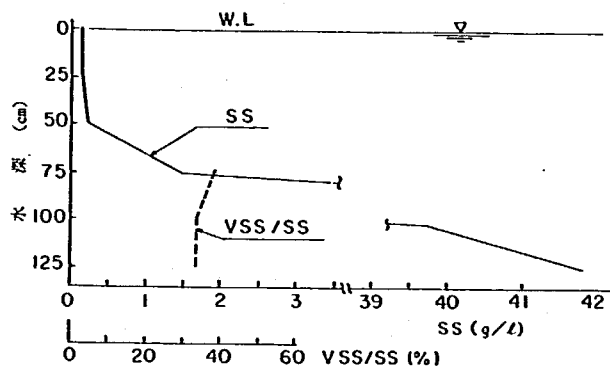


図-18 槽中間部における水深方向の汚泥分布

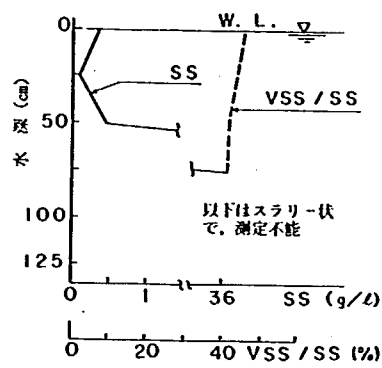


図-19 槽流出部における分布

のことは、当槽に流入するSSは槽底部へ沈殿し、水深方向の撹拌が殆んど起きていないことを示唆するものである。また、槽の流出部では、水面下75cm以降はスラリー状の汚泥が堆積しており、死水域となっていた。このスラリー状の汚泥は槽全体に分布していたものであり、その状況については概念的に図-20に示した。

(3) その他の調査

①の調査において、水中ポンプで排除した平均的な汚泥の沈降性を調べた結果、初期沈降速度は約110m/日と非常に沈降しやすい汚泥であった。また、生物膜を鏡した結果、原生動物

ではMonas, Arcella, Epistylis等の生息が水面付近で確認されたが、個体数としては少ないものであった。後生動物ではPhilodina, Diplogasterが確認され、これも水面付近に生息している状況であり、礫間曝気槽の異常を反映していた。

2.3 固定生物膜法による低濃度下水の処理実験

本実験は、昭和57年度に提案した下水の生物二段処理法⁹⁾の後段部に関するものであり、有機物濃度の低い下水を対象とした好気性固定生物膜法に、窒素の除去を目的とした循環式硝化脱窒法を適用した場合の処理状況を調

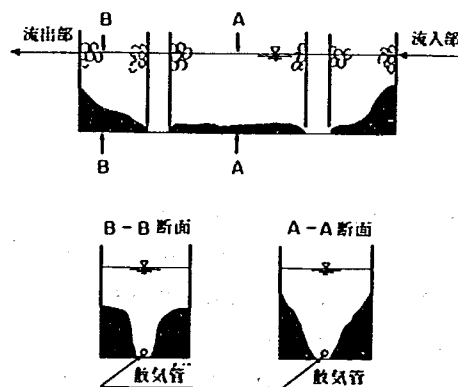


図-20 スラリー状汚泥分布の概要図

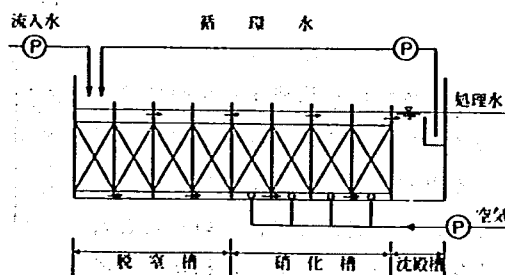


図-21 実験装置の概要

べるために実施したものである。

2.3.1 実験方法

実験は、全容量が 235 L の実験装置（図-21）を屋内に設置し、茨城県霞ヶ浦浄化センターの最初沈殿池流出水を流入水として、処理水量 14.4 L/hr、循環率 100 % で昭和58年1月12日から265日間連続運転した。

実験装置の脱窒槽と硝化槽および沈殿槽の容量比は1:1:0.42とし、脱窒槽と硝化槽にはモル状に加工してある市販のヒモ状接触材を36 cm/Lの割合で縦方向に敷設している。

2.3.2 実験結果

実験期間中における流入水の平均的な水質を表-11に、処理水の経日変化を図-22に示す。

流入水質は、前年度の調査結果からみると実験用としてはBOD_{ATU}/Nが2倍程度高く、適合しないものであるが、低有機物濃度の下水としては、変動が有るものの、BOD_{ATU}が平均50 mg/Lとほぼ満足できるものである。

処理水質は、BOD_{ATU}20 mg/Lをクリアーするのに約2ヶ月、硝化が確認されるまでに約3ヶ月、その効果が現られるまでは約5ヶ月を要している。このように、長期にわたって処理水質が安定しないのは、通水開始が冬季であったことにもよるが、良好な生物膜が形成されるまでには相当の期間を必要とするためである。

また、全体的な処理性の安定という観点からは、生物膜を構成する生物群の流下方向における種や量的な分布が食物連鎖上ある周期をもって安定していなければならない。本実験では、このことを判断するひとつの指標として、硝化作用に着目することができる。処理水中のSSや

表-11 流入の平均的な水質

水温 (°C)	12.5~25.7	T-N	15.60 (6.38~26.26)
pH	6.94~7.65	K-N	15.13 (6.11~25.90)
Mアルカリ度	150.3 (52.8~188.0)	NH ₄ ⁺ -N	9.79 (1.95~16.66)
SS	31.7 (10.5~81.0)	T-P	1.74 (0.82~2.83)
BOD _{ATU}	59.4 (19.8~119.0)	PO ₄ ³⁻ -P	0.93 (0.35~1.63)
COD _{Mn}	37.7 (24.6~52.8)		

(単位 mg/L、但し、水温、pHは除く。)

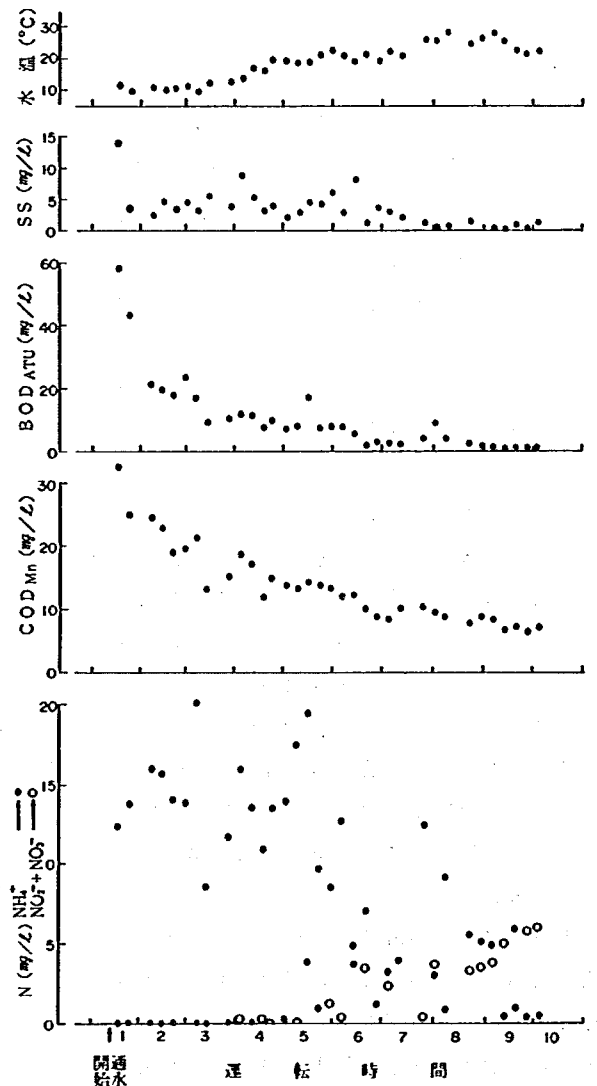


図-22 処理水質の経日変化

BOD_{ATU}、COD_{Mn}等は、硝化の進行に伴ない安定してきており、硝化作用が十分に進むようになれば、処理系は生物学的に安定してきたとみて良いであろう。

循環式硝化脱窒法による窒素の除去成績は、硝化量と循環率に応じて定まるものであるが、脱窒過程に対する影響は殆んどなく、硝化の進行状況のみに左右されていた。硝化への障害となったのは、高濃度のBOD_{ATU}の流入や硝化対象量の窒素が増えた時に、DOが制限因子となったことであった。DOの制御は空気供給量を変えることにより可能であったが、供給量を増加すると生物膜の剥離が容易に起こり、処理系を良好に維持することが困難であったため、供給量の変更は行わなかった。このような生物膜の剥離を考えると、好気性の固定生物膜法においては流入水の負荷変動に曝気槽のオペレーションで対処することは困難と思われ、大きな負荷変動が予想される場合は、流入水の調整や仕上げ処理としての固液分離等の機能を備えた施設とすることが必要と思われる。

実験期間中における汚泥の発生状況を図-23に示す。実験期間中は一度も汚泥の引き抜きを行っておらず各槽の捕捉汚泥量には、そこでの生物膜量も含んでいる。

汚泥の発生量は、一般的には下水が浄化されるに従い減少する傾向を示すものであるが、脱窒槽と硝化槽の間に不連続点がみられ、浄化に関与する生物相の違いが伺われる。また、沈殿槽の効果も大きいものとなっている。

汚泥中の強熱減量の割合は、好気性となっている硝化槽の方が高くなっており、ここでも環境の違いに

よる構成生物の違いが伺われる。また、流入側と流出側が少なくなっているのは、前者は捕捉された汚泥の嫌気分解によるものであり、後者は関与している生物の内生呼吸が卓越していることによるものであると思われる。

実験期間中に処理系内に捕捉されていた総汚泥量を流入SS量当たりと除去BOD_{ATU}量当たりで表わすと、それぞれ65%と42%となり、活性汚泥法等よりも幾分少ない発生率となっている。しかし、流入水質や処理時間、汚泥の引き抜き頻度等の諸条件を考慮すると、これによって汚泥発生量の少ない処理法と考えることは尚早であり、今後実験を継続し、詳細な検討を加えることが必要である。

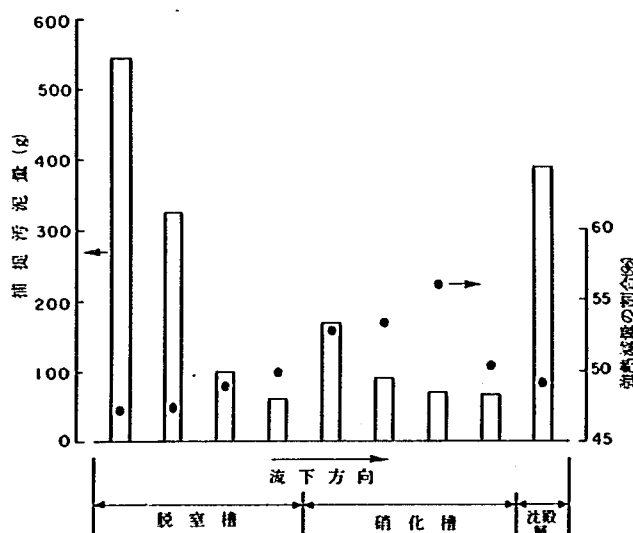


図-23 流下方向の各槽における汚泥の発生状況

3. まとめと今後の課題

今年度の調査結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) オキシデーションディッチのパイロットプラント実験を行い、 $SRT=56$ 日にコントロールした場合の除去SSの汚泥転換率が60~75%程度となることを見出し、酸素消費速度 $O_{RD}(kg/H)$ は $O_{RD}=0.45 \times \text{除去溶解性BOD量}(kg/H) + 0.049 \times \text{MLVSS量}(kg) + 4.6 \times \text{除去溶解性K-N}(kg/H)$ で表現された。また、余剰汚泥の引き抜きを停止した場合、MLSSが3,000~7,000 mg/L の範囲で処理水質を悪化させることなく、3ヶ月間の運転が可能であり、この時の汚泥発生量は SRT を56日に制御した時とほとんど変らなかった。
- (2) 曝間曝気法に関する実下水を用いた処理実験を行い、低負荷時には9ヶ月間、安定した処理性能を示すこと、汚泥生成量は完全な好気状態で流入SS量当り70%、完全嫌気で60%程度であったが、槽内の一部を嫌気とした場合は90%近くなること、水処理性能の点では土壌覆蓋の効果はあまり顕著でないこと等を明らかにした。
- (3) 同法の実施設における現地調査を行い、曝間に堆積した汚泥の引き抜きに際しては、集中曝気による洗い出し、上層からの水の排除等の方法では、全汚泥量の25%程度しか排除できないこと、汚泥の堆積を防ぐためのエアレーション方式の開発が必要なこと等が判明した。
- (4) ヒモ状接触材を用いた生物膜処理実験を行い、処理性能が安定するまでに5ヶ月程の期間が必要であること、流入水質等の変動に対して安定した処理性能を得るための工夫が必要であることを見出した。
- (5) 生物膜法の汚泥生成量は、 SRT を考慮すると浮遊型生物処理と大きくは変わらないと考えられる。次年度以降の課題としては以下の項目を挙げることができる。
 - 1) 小規模処理場向けの処理方式として、回分式活性汚泥法の設計・操作条件を明らかにする。
 - 2) 曝間曝気法の設計諸元、最適なエアレーション方式、余剰汚泥の排除方法等を明らかにする。
 - 3) 生物膜処理の実下水への適用に関する諸問題を解決するため、最適な前処理方式（嫌気性処理を含む）の検討を行う。

参考文献

- 1) Wastewater Treatment Facilities for Small Communities, US E.P.A., 1977 Oct.
- 2) 当所 汚泥研究室 内部資料
- 3) 「小規模処理場における処理特性に関する調査」
昭和57年度 下水道関係調査研究年次報告書集 p.87

3. 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 星 隈 保 夫
主任研究員 弓 倉 純 一
小 沢 登

1. まえがき

下水道の役割としては、①雨水排除（浸水の防除及び浸水からの回復）、②汚水排除（周辺環境の改善）、③便所の水洗化及び④公共用水域の水質保全の4点をあげることができる。

このうち、公共用水域の水質保全という役割が強く認識されたのは近年になって、特に水質公害が重要な社会問題となってからのことである。この面での対応を下水道に要求された結果、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という構造を有しているため、これに対する対策がとられない限り合流式下水道は好ましくないという認識がなされるようになった。このため、ここ10年程度で新規に下水道を計画する場合にはほとんど分流式が採用されており、合流式は先進都市において残されている状況である。

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によって既存の合流式下水道の改善を行うことと合せて今後の合流式下水道の採用の道を開くことを目標にしている。

合流式下水道が当初に採用された理由として、合流式下水道が1本の管きょにより汚水と雨水を収集・排除する方式であるため、汚濁対策と浸水対策を同時に解決することができ、また、一般的に建設費も安く下水道の供用開始が早いという長所を有していたためである。特に、都市域における浸水対策の要求が高い場合には、合流式下水道は非常に有効な対策であり、これが現在、都市域での浸水がかなり除去されている状況につながってきているわけである。

下水道の排除方式を都市規模別にみると表1に示す通りとなっている¹⁾。昭和55年度末において、公共下水道を整備している都市は699都市で、このうち合流式を中心に整備している都市は102都市となっている。下水道の整備が大都市先行の形で行われたことから、合流式下水道は大都市に多い。図1は昭和56年度末の下水道整備状況を示している。下水道整備面積は、3519km²であり、このうち53%の1871km²が合流式により整備されている。

表1 公共下水道排除方式別都市数

排除方式 行政人口 規模(千人)	(昭和55年度末)					計
	合 流	分 流	分 流	分 流	分 流	
指定都市	5	1	1	4	11	
一般都市						
300~1,000	18	2	7	17	44	
100~300	12	32	1	56	31	132
50~100	7	15	1	117	21	161
50未満	2	10	1	312	13	338
小 計	21	75	5	492	82	675
事務組合等		1		11	1	13
合 計	21	81	6	504	87	699

注) 行政人口規模は住民基本台帳による。

下水道整備人口は36百万人であり、このうち62%の22百万人が合流式により整備されている。面積と人口の比は合流式で12600人/ha²、分流式で8200人/ha²となっている。すなわち、合流式下水道地域の人口密度が分流式下水道地域の人口密度より5割程度高いことを示している。

我国における下水道の普及率は昭和56年度末で31%（処理人口3,610万人）となっており、その整備水準はかなり低く今後の早急な普及が望まれている状況である。しかし公共用水域の水質保全の役割からみると合流式下水道の改善もこれにとりこ

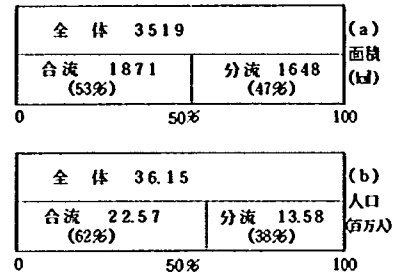


図1 分合流別下水道整備状況 (56年度末)

下水道における汚濁負荷削減の最終目標量は、下水の放流先水域における環境基準を達成できる量であると考えられる。しかし、一般に汚濁負荷を量でとらえることは技術的な困難を伴うことから、行政における規制は濃度によるものが多い。

公共用水域の水質を保全するための法律として水質汚濁防止法（以下水濁法と略す）があり、下水道からの放流水はこの法律により規制されている。水濁法第3条第1項を受けて、排水基準を定める総理府令が定められているわけであるが、これによると下水道からの放流水は、BODで120mg/L（日最大160mg/L）以下にする必要がある。しかし、水濁法は、第3条第3項で、この一律の基準より厳しい基準（上乗せ基準）を設定することを都道府県に認めている。したがって、これらのことを考慮して処理目標を定めることが必要である。

2. 57年度調査結果の概要

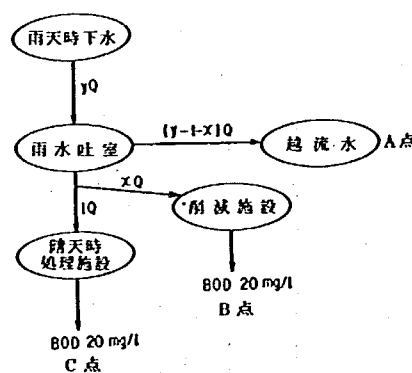
2.1 雨天時における水量及び水質に関する実態調査及び対策効果

表2 対策効果（1 ha 当たり）

しゅ集 容量	結 流 水				削減処理水		雨水流出
	発生時間	水 量	BOD 量	BOD濃度	水 量	流出BOD量	
XQ	分/年	m ³ /年	g/年	mg/L	m ³ /年	g/年	g/年
1	16,775	3,800	166,172	44	0	0	166,172
2	4,300	2,038	59,906	29	1,762	35,240	95,046
3	1,925	1,522	36,684	24	2,278	45,560	82,244
4	1,150	1,258	29,456	23	2,542	50,840	80,296
5	850	1,098	24,942	23	2,702	54,040	78,982
6	650	973	21,500	22	2,827	56,540	78,040
7	550	872	18,594	21	2,928	58,560	77,154
8	475	787	15,989	20	3,013	60,260	76,249
9	450	710	13,740	19	3,090	61,800	75,540
10	425	637	11,659	18	3,163	63,260	74,919
15	250	357	5,127	14	3,443	68,860	73,987
20	175	177	2,608	15	3,623	72,460	75,068
25	125	52	730	14	3,748	74,960	75,690
30	0	0	0	0	3,800	76,000	76,000

$$0.5Q \times 16,775 \times \frac{1}{60} \times 10 = 1,401 \text{ m}^3/\text{年} \quad (1Q \text{ による超流時しゅ集雨量})$$

$$1,401 + 3,800 = 5,201 \text{ m}^3/\text{年} \quad (\text{雨量})$$



A点分+B点分=雨水流出負荷
A点分+B点分+C点分=下水道流出負荷

図2 改善基本モデル

合流式下水道を改善するにあたって、その効果を図2のモデルを用いて予測すると次のようになる。本モデルにおいて、1Qは常時処理場に送り、しゅ集雨水量(xQ)を貯留し晴天時に処理場に返送するか直接処理するものである。前述の調査結果を基にしゅ集容量($(1+x)Q$)を変化させた場合の改善効果を示すと表2及び図3のようになる。ここでは晴天時に発生する汚水量を $43,800\text{ m}^3/\text{ha}\cdot\text{年}$ ($0.5\text{ mm/hr} \times 24\text{ hr} \times 365\text{ H} \times 10$)、BOD量 $8,760\text{ kg}/\text{ha}\cdot\text{年}$ ($43,800 \times 200\text{ g}/\text{m}^3 \times 0.001$)、

高級処理(除去率90%)放流BOD量を $876\text{ kg}/\text{ha}\cdot\text{年}$ ($8,760 \times 0.1$)と仮定した。なお、調査対象地域の年間降雨量は $1,400\text{ mm}/\text{年}$ であり、これは不透透面積率が40%の場合には有効降雨量で $5,600\text{ m}^3/\text{年}$ となる。しかるに今回の調査対象となった総雨水量は $5,201\text{ m}^3/\text{年}$ であり、ほぼ平均的な降雨をとらえていると考えられる。

3Qまでをしゅ集処理すると未処理越流水(図2中のA点分)として流出するBOD負荷量は $36.7\text{ kg}/\text{ha}\cdot\text{年}$ (晴天時発生量の0.4%)となり、これにしゅ集雨水処理放流分(同B点分)のBOD負荷量を加えた雨水総流出BOD量は $82.2\text{ kg}/\text{ha}\cdot\text{年}$ (同0.9%)となる。3Qを超えてしゅ集貯留処理量を上げた場合、未処理の越流水による流出負荷は減少するものの、雨水総流出BOD量は $75\text{ kg}/\text{ha}\cdot\text{年}$ でほぼ一定となりほとんど減少しない。さらに図3を細かくみると、雨水総流出BOD量は15Qのしゅ集容量の時に最小となり、これ以上にしゅ集容量を増加させると逆にわずかながら流出負荷量が増大することがわかる。このことは、雨水滞水池等の貯留施設をある程度以上に大きくすることは、公共用水域の水質保全上は必ずしも好ましいことではないことを示している。

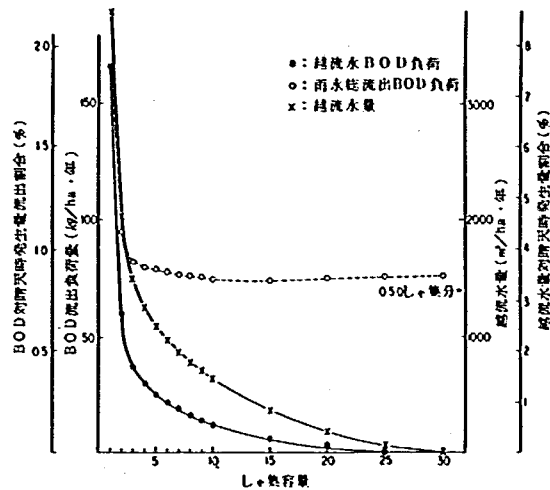


図3 しゅ集処理による改善効果

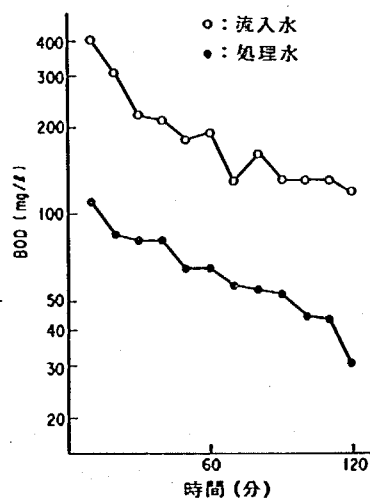


図4 凝集沈殿処理の経時変化

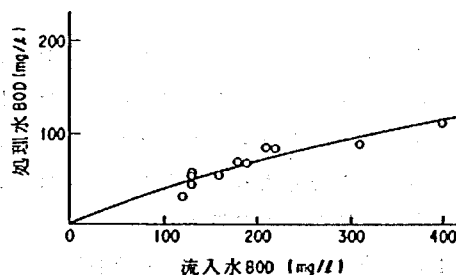


図5 凝集沈殿除去効果

2.2 雨天時下水の処理施設

57年度は凝集沈殿による一段処理、超急速ろ過におけるろ材の機能把握について実施した。調査は〇市Ⅰ処理場において雨天時に前出の装置の実験を行った。

(a) 凝集沈殿

本実験に用いた実験装置は、直径1.7 m、高さ1.5 m（有効容積2.6 m³）の規模である。調査結果を図4に示す。流入水BODは400~120で変動しており、処理水BODは110~30の間となっている。

今回の実験条件は、PAC添加量15 mg/L、滞留時間60分であった。BODについて流入水と処理水の関係を図5に示す。この図によると、流入水質が400及び200 mg/Lの時に除去率はそれぞれ70及び60%程度となっている。

(b) 超急速ろ過

超急速ろ過とは、1000 m/H程度以上のろ過を行うものである。

ろ材として直径4 mmのガラスビーズを用い、雨天時での適応性を検討した。ろ過を行ううえで一番問題になるものはろ過継続時間であるが、今回の降雨では流入水のSSが1200~400であり、ろ過継続時間は短かく、20分後には250 m/H程度のろ過速度を示すこととなった。このことは、超急速ろ過は仕上装置とし、何らかの前処理装置をシステムの中に組み込む必要があることを示している。

3. 58年度調査結果

3.1 雨天時下水の特性

3.1.1 概要

発生した雨天時下水から負荷を削減する手法はフロー型とストック型の2種類に区分される。

フロー型とは常時負荷削減を行うもので、たとえば雨水沈殿池、超急速ろ過などがある。

ストック型とはある一定の容量を限度に負荷削減を行うもので、たとえば雨水滞水池が相当する。ストック型では1回の降雨において累積下水量が計画値に達した場合にはそれ以降の負荷削減を行わないことになり、フロー型では流下下水量が計画値を超えたものについては負荷削減を行わないことになる。このことから、フロー型の処理施設を計画する場合には、流下下水量に対応した水質の把握が必要となる。

3.1.2 ファーストフラッシュ

雨天時下水には、ファーストフラッシュという現象が存在する。このため現実的には、フロー型処理施設を一種用いただけでは、十分な処理水質が得られないことになる。

ファーストフラッシュの影響を受けている下水中のBOD成分は、そのほとんどが沈殿性のものであることを考えると、雨天時下水処理システムの中において前処理として重力式の固液分離施設を組み込むことが経済的となる。

3.1.3 溶解性BOD（S-BOD）

雨天時下水の溶解性BODと流量の関係についての調査例を図6に示す。図6において、希釈

曲線とは、溶解性BODが、BOD濃度0の清浄な雨水によって希釈されたものと仮定して引いた曲線である。

この結果によると、雨天時下水はいかなる場合においても溶解性BODについてはファーストフラッシュの影響を受けずに単純に希釈されているといえる。

3.1.4 限界BOD

処理雨水は一般に二次処理水と混合されて総合放流口から放流される。雨水の発生時間が一般に短時間であることから、この場合、処理水について要求される処理水質のレベルは、Ⅲ式により規定される。ここで

a : 排水基準最大値 (mg/L)

b : 二次処理水質 (mg/L)

x : 処理雨水比 (処理雨水量/二次処理水量) (-)

y : 限界水質 (mg/L)

とすると次式が成立する。

$$\frac{b + yx}{1 + x} \leq a \dots\dots\dots(II)$$

ここで

$$a - b = D$$

とするとⅡ式はⅣ式となる。

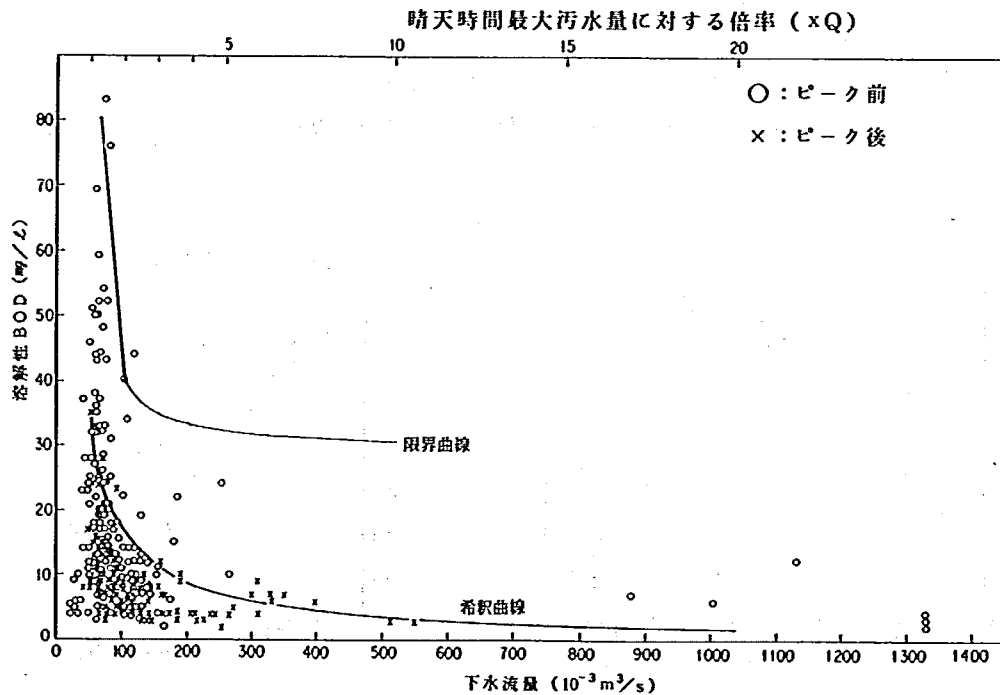


図6 溶解性BODと希釈曲線 (H排水区)

$$y \leq \frac{D}{x} + a \dots\dots\dots(2)$$

つまり、 x が小さい場合には y に対する限界値は大きくなることを示している。図 6 中の限界曲線は BOD について $a=30\text{mg/L}$ 、 $b=20\text{mg/L}$ という条件で曲線を引いたものである。この図によると不溶性 BOD を除去することができれば処理の目標水質が達成されることとなる。

このような考え方が全部の排水区に適用できるとは限らないが、いくつかの区域では充分可能性が認められる。しかし排水区によっては、工場排水や地形などの要因によって、溶解性 BOD の値が高く上記のような可能性がほとんどないところもあるので充分な注意が必要である。

3.1.5 L-SS (軽い SS)

試料を 30 分間静置沈降させた後の上澄水について SS を測定したものを L-SS (軽い SS) として分析した。調査結果を図 7 及び図 8 に示す。

流入 SS 濃度が $82\sim 1200\text{mg/L}$ の間では、L-SS は $28\sim 160\text{mg/L}$ の値をとっている。このことは、重力式の前処理が充分に行われた場合には処理水の SS が 200mg/L 程度以下になることを示している。

ファーストフラッシュの影響を受けている度合いが強い程、 $(L-SS/SS)$ の比は小さくなるものと考えられる。

3.2 雨天時下水の処理

本年度は 2 段処理システムの開発及びヘリカル分水処理装置の性能調査を実施した。

3.2.1 2 段処理システム

3.2.1.1 概要

雨天時下水を高度に処理するシステムとして 2 段処理システムを開発した。

2 段処理システムとは、雨天時下水を傾斜板沈殿池等の重力式処理施設で前もって沈降性の高

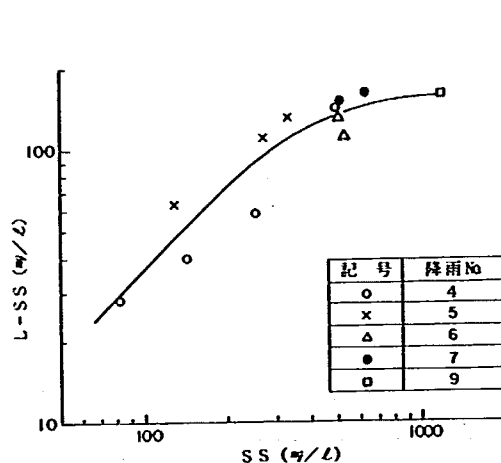


図 7 SS と L-SS (I 処理場)

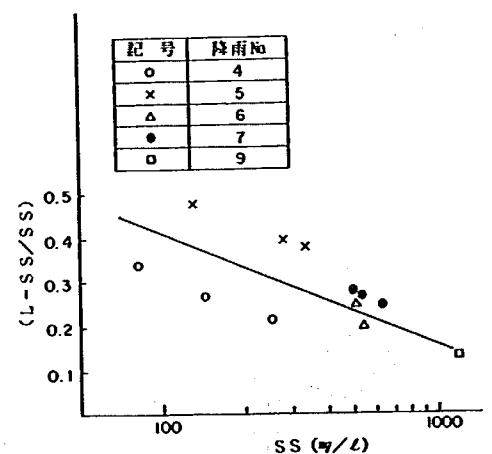


図 8 SS と $(L-SS/SS)$ (I 処理場)

いSS粒子を固液分離し、超急速ろ過池で仕上処理を行うものである。2段処理システムのフローを図9に示す。

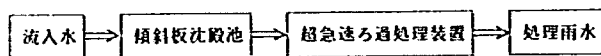


図9 2段処理システム

表3 ろ材の性状

(a) 粒度分布 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 ~
スラグ			0	3	7	21	15	22	30	2	0
細粒剤	1	40	57	2	0						

(b) 空 げ き 率

ろ 材	見掛け比重 (Kg/L)	真比重 (Kg/L)	空隙率 (L/L)
ス ラ グ	1.00	1.67	0.42
細 粒 剤	0.88	1.32	0.45
細 粒 剤 と スラグの混合	0.92		0.40

傾斜板沈殿池の仕様は37.5 m³(W 2.0m, L 5.6m, H 3.35m)でろ過塔の仕様は0.20 m²(φ=500 mm)となっている。ろ材としてはスラグ(軽量骨材)、細粒剤(下水焼去汚泥造粒物)及びスラグと細粒剤の混合物の3種を用いた。ろ材の性状を表3に示す。

3.2.1.3 SS除去

2段処理システムのSS除去特性について調査を実施した。調査対象の下水として、降雨が短時間の場合には、SS捕捉量を把握するために、降雨終了後のものも一部採用した。

ろ過塔の運転条件を表4に、調査結果を図10及び表5に示す。傾斜板沈殿池については滞留時間が15分程度あれば前処理施設として機能する。ただし、汚泥の引き抜きについては十分な配慮が必要となる。(今回は実験中に汚泥引き抜かなかった)。ろ過塔については、SS捕捉量は、2.0~11.1 Kg/m²となっている。

降雨№9のろ過処理水について粒径分布調査を行った結果を図11に示す。このろ材構成は、70μ以上の粒子の除去に効果がある。70μ以下の粒子を除去するためには、①ろ材をもっと細かくするか、②凝集剤を用い微細粒の径を大きくする必要がある。

3.2.1.4 BOD除去

調査結果を図に示す。今回のろ材構成では限界水質(a=30, b=20)を必ずしもクリアーできていない。しかし、溶解性BODについては、ほぼ限界水質以下となっている。なお№8に

表4 2段処理運転条件

降雨№	ろ過速度 m/d	ろ 材		
		上	中	下
1	1080	A	A	A
2	618	A	A	C
3	1093	A	A	C
5	1055	A	A	C
6	1014	A	C	B
7	1065	A	C	B
8	980	A	C	B
9	542	A	B	C

上:ろ層 1 m A:スラグ(4~20mm)
 中:ろ層 0.5 m B:細粒剤(1~5mm)
 下:ろ層 0.5 m C:スラグ細粒剤混合物(2~6mm)

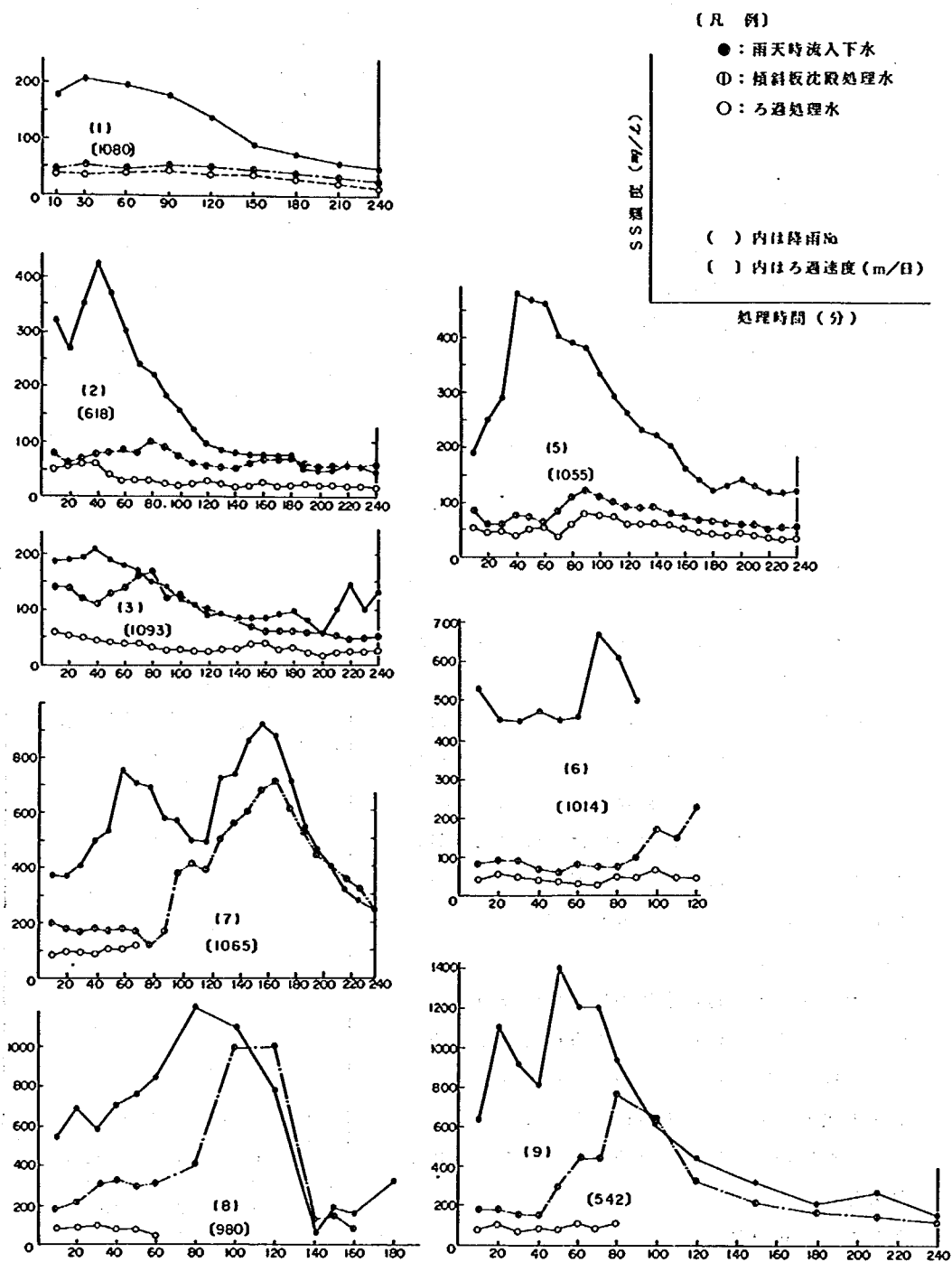


図10 2段処理実験結果 (傾斜板沈殿処理+超急速ろ過処理)

において溶解性BODが高くなっている原因については、現在検討中である。

3.2.1.5 敷地面積の試算

(1) 2段処理システムの設計諸元

ろ過池 1000m³/日 (ろ過速度)

傾斜板沈殿池 15分 (滞留時間)

(2) 晴天時下水処理場

処理区面積 1000ha

水 量

時間最大汚水量 1.0m³/hr (240,000m³/日)

日最大汚水量 0.72m³/hr (173,000m³/日)

最初沈殿池

滞 留 時 間 3hr (流域換算 2.1m)

水 深 4m (HLは 32m³/m²日となる)

容 積 21,600 m³

面 積 5,400 m²

エアレーションタンク

滞 留 時 間 7 hr

水 深 5 m

容 積 50,400 m³

面 積 10,000 m²

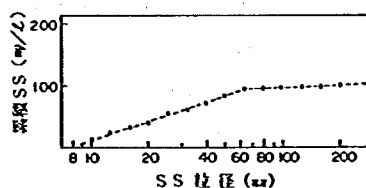


図11 ろ過処理水中のSSの粒径分布

表5 2段処理実験結果 (SS)

降雨No	流入水SS(mg/L)			沈殿水SS(mg/L)			ろ過水SS(mg/L)			除去率(%)		SS捕捉量 (kg/m ²)
	AV	MAX	MIN	AV	MAX	MIN	AV	MAX	MIN	ろ過	全体	
1	132	210	48	45	56	26	33	43	15	27	75	2.0
2	159	420	48	66	98	50	29	60	14	56	82	3.8
3	128	210	56	96	170	48	34	60	20	65	73	11.1
5	251	480	120	77	120	52	52	80	36	32	79	4.5
6	510	670	450	106	230	60	44	66	28	58	91	5.5
7	520	750	370	178	200	120	103	120	88	42	80	4.4
8	664	850	550	277	330	180	80	98	45	71	88	7.7
9	548	1400	150	331	770	161	95	120	75	71	83	6.9

AV:平均, MAX:最大, MIN:最小を示す。

SS捕捉量はろ過塔について。

最終沈殿池

滞 留 時 間	2.5 hr
水 深	3 m
容 積	18,000 m ³
面 積	6,000 m ²

(全 体 面 積 21,400 m²)

(3) 2 段処理システム必要面積 (2 Q を処理する)

ろ過池面積	480 m ²
傾斜板沈殿池面積	1,250 m ² (水深 4 m)
計	1,730 m ²

(4) 総 括

下水処理場の面積は処理区面積の 3/1000 と考えられている²⁾。今回の設定条件は、汚泥処理施設を含めれば、前出の 3/1000 に近いものと考えられる。

改善に当っては、既設の施設を有効に利用することを考える必要がある。最初沈殿池については、1 Q のみを処理するものと限定すれば、滞留時間は分流式並に 3 時間の半分に縮小できる。このことにより 2 段処理システム用に 2,700 m² が確保できる。一方、2 段処理システム必要面積は 1,730 m² である。

改善案としては、2 Q を 2,700 m² で処理することとなるが、ここでろ過池を沈殿池の上部に設けるものとする と 2,700 m² は前処理施設として用いることができる。2,700 m² で 2 Q を沈殿処理した場合には、滞留時間 (水深 4 m と仮定) は 0.54 時間 (32 分) となる。雨水沈殿池については、30 分程度でも SS 除去を行えることもあるので³⁾、場合によっては単純な沈殿だけで前処理が十分な例も生じる可能性がある。

3.2.2 ヘリカル分水処理装置

ヘリカル分水処理装置 (以下ヘリカルという) は、雨水吐室と同様に一定量を越えた下水を放流することを主たる目的としているが、分水と同時に負荷削減をも行うことができる装置である⁴⁾。この負荷削減については、貯留、重力沈降、慣性力の 3 つの効果によってなされる。

ヘリカルの構造を図 13 に示す。

実験はしゃ集下水量が流入下水量の 1/10 になるように調整しながら流入下水流量ベースで滞留時間を変化させた調査を行った。なお、1 回の降雨については一定の水量とした。

調査結果を図 14 に示す。滞留時間が 4 ~ 5 分ではほとんど処理ができていないが、滞留時間が 7 ~ 15 分になると処理効果が出て来る。滞留時間が長くなると、高 SS 状態での除去効果が高くなる。

ヘリカルの設計については、処理が必要であると考えられる最大放流量について滞留時間を設定することが考えられる。ここで、3 Q をしゃ集し、放流水を 3 Q まで処理する必要がある場合の容量計算を行うとヘリカルの容量は流域換算で 0.35 ~ 0.75 m (1 Q を 1 m/hr と仮定) となる。

ヘリカルは、構造が単純で保守の必要もほとんどない施設である (スワールよりも汚泥が貯り

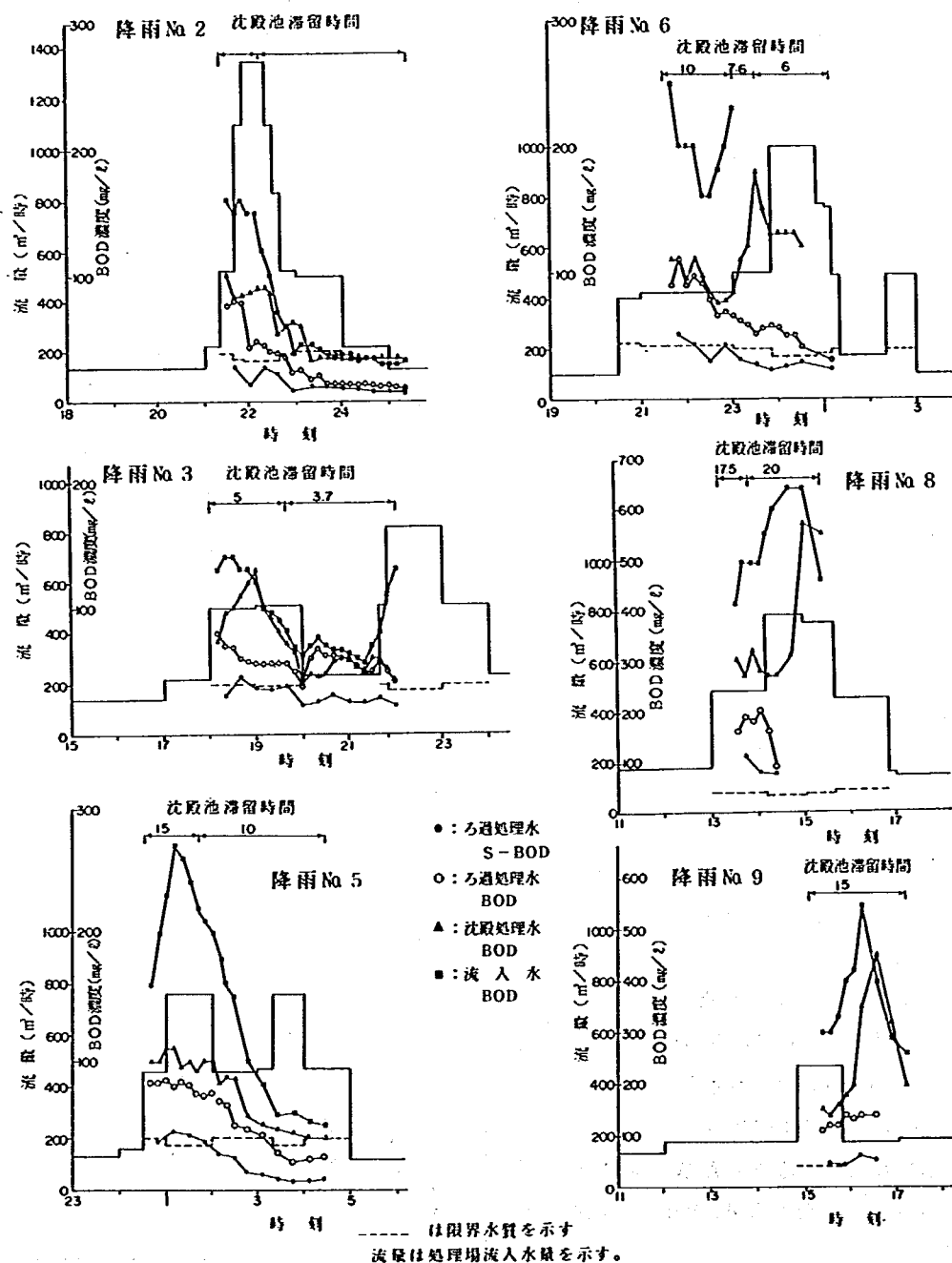


図12 2段処理システムによるBOD除去

にくいと考えられる)。

4. あとがき

現在まで合流式下水道の欠点の主なものは雨天時に発生するファーストフラッシュにあると考えられて来た。しかし、57年度の調査では雨天時下水には相当の希釈効果が認められ、今まで我々が考えていた程、ファーストフラッシュの問題は深刻なものではないことがわかり、さらに58年度の結果によって、溶解性BODについては、ほぼ希釈効果で解析されることがわかった。

溶解性BOD濃度を検討した結果、2段処理システムは高級な処理機能を有する可能性が高いと考えられる。この2段処理システムをさらに確実にするためには、今後超急速ろ過の部分についてろ材構成、逆洗方法、凝集剤の補助的使用法等について検討が必要である。

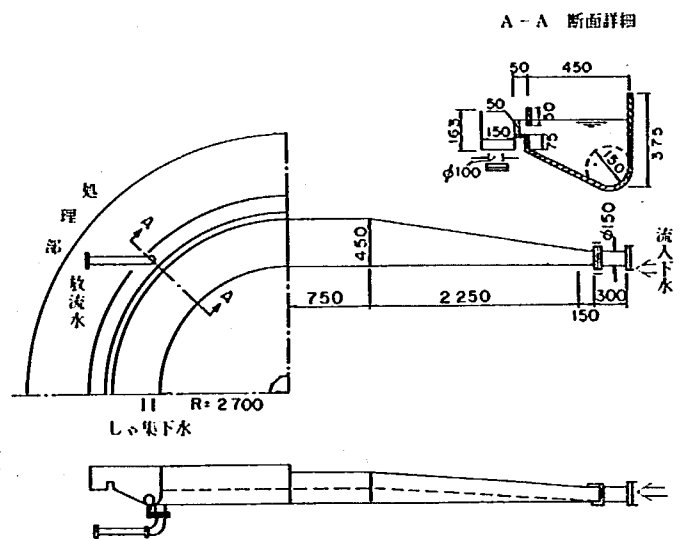


図13 ヘリカル分水処理装置

引用文献

- 1) 建設省都市局下水道部編, II
本の下水道・その現状と課題
(昭和57年度版) p47, 財団法人日本下水道協会 (昭和57年9月)
- 2) 弓倉, 合流式下水道の改善,
土木技術資料, vol. 24, No. 8, p16
(1982)
- 3) 栗林宗人, 日本における合流式下水道問題
とその対策の現状, 第7回日米下水道処理技術
委員会会議録, II-2-23, p375, 建設省都市
局下水道部 (昭和55年5月, 東京)
- 4) Sullivan, R.H., et al, The helical bend
combined sewer overflow regulator,
EPA-600/2-75-062 (1975)
- 5) 弓倉, 処理技術を中心とした越流水対策
における改善策, 月刊下水道, Vol. 5, No. 14
p20 (1982)

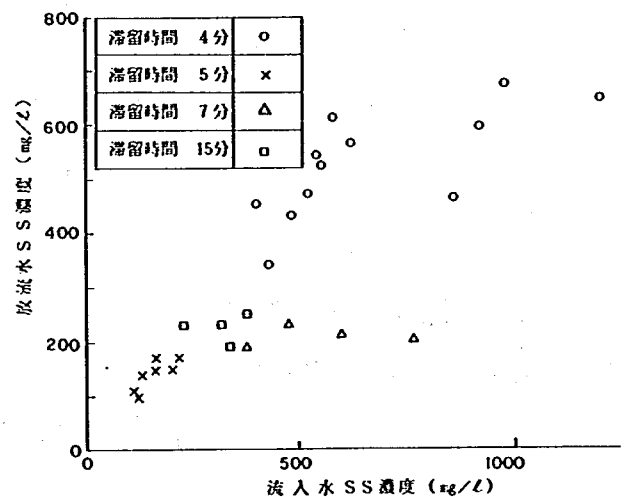


図14 ヘリカル流入水SS濃度と放流水SS濃度

4. 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の規制を受けることとなった。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のために実施するものである。

2. 57年度までの調査成果

(1) 既設下水処理場におけるCODの実態では、各処理場に対してアンケート方式により、CODを主として、流入・流出水の濃度、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まで高める必要があること、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、処理水中に流出する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4.7 mg/ℓ、CTAS 3.1 mg/ℓ、粉石けんの成分が4.1 mg/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、除去率を比較するといずれも同程度であった。合成洗剤に現在使用されている界面活性剤は100 mg/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20 mg/ℓ、粉石けんの場合30 mg/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、処理水CODレベルは処理施設の改善、運転方式の適正化により改善の余地があること、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. 58年度の調査結果

本年度は、前年度にA処理場で実施したケース・スタディによって指摘された問題点を検討するために当処理場における調査を継続して行った。調査内容は、(1) 下水処理場におけるCOD成分の挙動とCOD処理効率の改善可能性、(2) 事業所間の生分解度の相違の原因を明らかにするための主要工程別の排水性状およびCOD生分解度、(3) COD生分解度試験方法の適用上の留意点、の検討から成る。

3.1. 下水処理場におけるCOD成分の挙動と除去

A処理場はその処理区内に多数の繊維工業関連（染色整理業）の事業所が存在する合流式の公共下水道の終末処理場である。そのため、A処理場の流入下水の約45%は工場排水によって占められ、しかもこれらの排水の昼間の工場操業時間中に集中的に流入することも加わって、処理水CODはかなり高くなっている。この処理水中のCODには、工場排水中に含まれている難生物分解性COD<HB-COD>成分に由来する部分だけでなく、本来的に分解可能なCOD成分が、処理条件が整わないために処理水中に一部残留している可能性のあることが前年度調査で示唆された。

3.1.1. COD除去限界

A処理場のCOD処理レベルは、上記のように、処理条件の適正化によって改善される余地がある。そこで、どの程度まで処理場サイドで処理可能であるのか<除去限界>を把握し、そのための方策を明らかにするために、処理場の各工程水の水質分析ならびにCOD生分解度試験を実

施した。

表-1は、A処理場の流入下水、前曝気槽流入水、曝気槽流入水、および最終沈殿池流出水の水質分析結果である。試料の採水は、図-1の処理フローに示した位置において1時間間隔で行い、流量比例の24時間コンボジットサンプルを作成して分析に供した。前曝気槽流入水のBOD、COD、SSが高くなっているのは汚泥処理系統からの返流水の影響によるものである。ただ、溶解性成分（BOD(D)、COD(D)）にはこの返流水の影響は認められず、また、曝気槽入口の水質は流入下水と比べて大

表-1 A処理場における水質分析結果

	流入下水	前曝気槽流入水	曝気槽流入水	終沈流出水
BOD	139	300	122	15.4
BOD(D)	96.8	70.2	59.7	3.7
COD	154	340	126	50.8
COD(D)	126	92.2	90.2	43.7
TOC(D)	88	61	51	25
SS	80.5	615	95.3	16.6
ヨウ素消費量	6.1	4.8	3.3	2.0

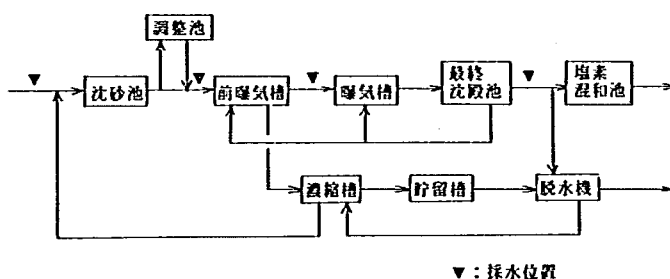


図-1 処理フローと採水位置

きく異なるところはない。こうしたことから、返流水とともに水処理系統に回帰してくるのは比較的最初沈殿池において除去されやすい浮遊性成分がかなりの割合を占め、二次処理に対する負荷が極端に高くなるということはないといえる。しかし、A処理場のように水処理施設にそれほど余裕がない状況では、その影響は必ずしも小さいとはいえない。

表-2は表-1と同じ試料についてCOD生分解度試験を実施した結果を表わしている。この結果から、いずれの工程水であってもCODの処理限界<HB-COD濃度>は30mg/ℓ前後と推定される。なお、HB-COD濃度は、 $COD(D) \times (1 - \text{生分解度} / 100)$ によって算出している。このことから、終沈流出水にはまだ生物分解可能なCOD成分がかなり残存しており、その割合は今回の調査では処理水CODの約38%であることがわかる。

表-2 処理場工程水のCOD生分解度

	COD生分解度			HB-COD (mg/ℓ)
	1日目	2日目	3日目	
流入下水	65.4	72.3	75.3	31.1
前曝気槽流入水	60.4	68.4	68.8	28.8
曝気槽流入水	58.5	66.9	66.5	30.2
終沈流出水	23.2	35.1	37.8	27.2

果を直ちに実処理で到達可能な

処理レベルとはいいがたく、幾分かの乖離があることに留意すべきである。この点については、3.3で改めて検討する。

表-3は、生分解度試験に用いたそれぞれの試料について主要な有機成分（溶解性）の分析を行った結果である。ここで特徴的なことは非イオン界面活性剤濃度がかなり高い点である。建設省の行った調査によると、調査データ数が幾分少ないが、流入下水中の非イオン界面活性剤濃度として平均 3.1 mg/l （範囲 $1.9\sim 4.7\text{ mg/l}$ ）なる値が得られている。

表-3 主要な有機成分の分析結果（溶解性）

	流入下水	前曝気槽流入水	曝気槽流入水	終沈流出水
タンパク質	10	8.6	6.3	4.2
炭水化物	26	23	21	10
脂質	0.53	0.49	0.42	0.26
脂肪酸	3.1	1.3	0.6	0.2
揮発性有機酸	0.4	0.1	0.1	ND
プロピオン酸	0.1	0.1	0.2	ND
i-酪酸	0.1	0.1	0.1	ND
n-酪酸	0.1	0.2	0.2	ND
i-吉草酸	ND	ND	ND	ND
n-吉草酸	11	5.3	3.7	3.2
フミン酸・フルボ酸	2.5	2.4	1.9	0.9
タンニン	1.4	1.1	0.9	0.8
尿素	2.0	1.5	1.2	0.73
陰イオン界面活性剤	24	17	16	5.6
非イオン界面活性剤				

染色整理業では、界面活性剤を浸透、分散、均染等の染色助剤としてだけでなく、染色準備工程（精練）においても使用するためにこのような結果が得られたと考えられる。非イオン界面活性剤はその種類、構造によって異なるが、一般的に分解性が悪いとされている。A処理場の場合、溶解性の非イオン界面活性剤は生物処理で65%、処理場全体で77%が除去されているが、これが実際に生物学的に酸化、分解されたのか、あるいは吸着などの単なる固形物相への移行による見かけ上の除去であるのかは不明である。いずれにしても、非イオン界面活性剤が高CODの原因物質のひとつであると考えられる。表-3に掲げた各有機成分をC換算してTOC(D)の測定値と比較するといずれの工程水とも換算値はTOC(D)の50%前後であった。この未同定の有機成分中に染料等に用いられる糊剤などに起因する難分解性物質が含まれていることも考えられる。

3.1.2 COD処理効率の改善

A処理場では、前述の汚泥処理系統からの返流水負荷とともに曝気槽での酸素供給能力不足、流入負荷変動の大きいことがCODの不十分な処理の原因となっていた。そのため、昭和58年3月に流量調整池（有効容量 3000 m^3 ）を新設し、また、曝気装置を酸素溶解効率のすぐれたものに取りかえるべく現在検討中である。

流量調整池はサイドライン方式を採用しており、高水量負荷時に流入した下水の一部は、沈砂池流出後、調整池に一時貯留され、低水量時に前曝気槽へと送られる。図-2は流入下水量と前曝気槽流入水量の経時変化を、図-3は流入下水、曝気槽流入水および終沈流入水のCOD負荷

量の経時変化を示したものである。調整池の設置によって時間水量の最大／最小比は3.0（流入下水）から1.9（前曝気槽流入水）へ、時間COD負荷量に関する同じ比は38.1（流入下水）から4.9（前曝気槽流入水）（曝気槽流入水で見ると5.4）へとそれぞれ低下し、極端な負荷ピークがカットされている。一般にサイドライン方式は水量、水質の均等化があまり期待できないといわれているが、A処理場の場合にはかなりの負荷の平滑化効率が認められた。

この経時変化の調査が行われた時点では脱水機の運転が休止していたため得られた結果を返流水負荷の影響が排除された状況でのCOD処理成績と見ることができる。流入下水、前曝気槽流入水、曝気槽流入水、処理水のCOD

濃度（日平均値）はそれぞれ133, 156, 99, 39 mg/ℓと、単純な比較はできないが、表-1の値から見て、汚泥処理系の運転の適正化によってもたらされる効果は決して小さくないと考えられる。しかし、このように返流水負荷が軽減された状態でも曝気槽流出端でのDO濃度は調査時間帯を通じて0 mg/ℓであり、酸素供給能の改善の必要性が改めて指摘される効果となっている。

3.2 工場排水の生分解度

工場排水の水質やCOD生分解度は同じ業種区分に属するものであっても大きく異なることがあり、前年度実施したA処理場の処理区内の染色整理業関連工場の調査においても同様の傾向が認められた。本年度はこの点を明らかにする目的で主要工程ごとの調査を行った。

調査対象工場は、(1)総合排水のCOD濃度が高い（あるいは生分解度が劣る）、(2)排水が安定して排出されている（できれば排水量の測定が可能である）、(3)調査時点での作業内容、使用原材料の把握できる、という要件を満足するものとして、表-4に示した5工場を選

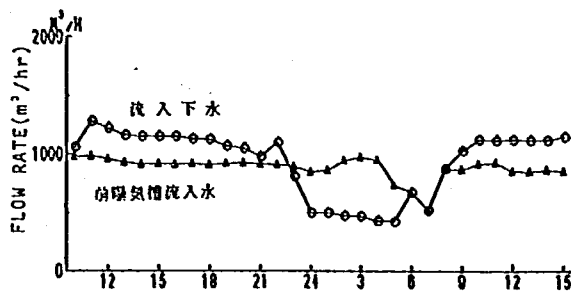


図-2 水量の経時変化

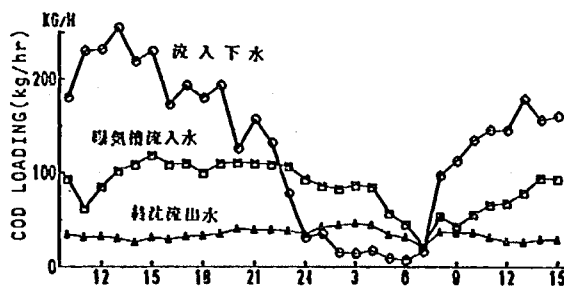


図-3 COD負荷量の経時変化

表-4 調査対象工場の概要

業 種 区 分 NO.	内 容	工場	排水量 (m³/月)	除去施設	排水水質		生分解度 (%)
					COD・T	COD・D	
57	毛織物機械	B	20,370		95.7	80.7	60.9
	染色整理工程	C	8,420	(敷水ろ床)	757	640	44.9
58	織物機械	D	8,370	加圧浮上 (敷水ろ床)	953	895	80.0
	染色整理工程	E	18,350	加圧浮上 ろ過	152	118	67.1
61	絹織物・系 染色整理工程	F	5,670	(投粒酸化)	205	200	75.9

定した。なお、表中の排水水質、生分解度の値は前年度調査結果を再録した。

表-5に原水水質分析ならびに生分解度試験結果を、表-6に工程ごとの主な使用薬剤を示す。原水水質の値は前年度調査結果とかなり異なるが、総合排水のCOD生分解度はほぼ一致している。

工程ごとに見ると、洗絨工程（B工場）から発生する排水のCOD濃度は他の工程に比較してかなり低い。この工程では2種類の洗剤とソーダ灰を使用（表-6）していたが、これらの薬剤のCOD負荷原単位から排水のCOD濃度を試算すると約57mg/ℓとなり、洗絨によるCOD負荷の小さいことが支持される。染色工程のうち、浸染法に属する染色法の排水を比較すると、生分解度は60-85%の範囲にある。これを染色する繊維で分類すると、ウール（B工場ウインス排水F工場ウール染色排水）の場合は80-85%で、使用する酸性染料の繊維への染着の性質によって添加する薬剤が違ってくるが、COD濃度はそれほど高くなく生分解度は良いようである。アクリル（C工場、F工場アクリル染色排水）の場合の生分解度は60-70%である。いずれもカチオン染料を用いているものの排水COD濃度に大きな開きが見られる。C工場における酢酸添加の影響はその添加量、COD負荷原単位から見て高CODの原因とは考えがたく、この点について更に検討する必要がある。今ひとつの代表的な染色法である捺染法の排水（E工場）のCOD濃度は浸染法に比して相当高く、今回調査では1700mg/ℓ（溶解性）の値が得られている。生分

表-5 工場排水の水質ならびに生分解度

I 場		原 水 水 質					COD 生分解度	HB-COD 濃 度
		B O D		C O D		S S		
		T	D	T	D			
B	洗絨排水	75.8	69.8	51.1	36.0	52.7	60.8	14.1
	ウインス排水	254	233	172	150	19.7	84.8	22.8
	総合排水	66.0	65.8	83.9	68.1	44.0	67.0	22.5
C	自動染色排水	452	357	514	497	127	69.0	154
	ウインス排水	282	224	360	301	112	61.2	117
	総合排水	397	287	762	672	159	45.6	366
D	精練・漂白排水	537	451	568	502	131	70.9	146
	総合排水	434	287	351	294	142	79.8	59.4
E	捺染排水（1）	754	736	1860	1760	80.8	62.8	655
	捺染排水（2）	665	665	1900	1730	180	59.1	708
	除去施設流入水	346	319	776	734	126	65.9	250
	除去施設流出水	38.7	26.0	65.9	65.2	20.6	64.4	23.2
F	アクリル染色排水	268	255	52.0	47.7	5.9	71.3	13.7
	ウール染色排水	315	309	180	177	1.0	79.6	36.1
	総合排水	178	143	143	127	58.8	69.6	38.6

表-6 工程ごとの主要な使用薬剤

工 程		使用繊維	主 な 使 用 薬 剤
洗 絨	B-洗絨	ウ ー ル	洗剤、ソーダ灰
染 色 (浸 染)	B-ウインス	ウ ー ル	酸性染料、硫酸、均染剤
	F-ウール染色	ウ ー ル	酸性染料、硫酸アンモニウム、酢酸、防虫剤
	C-自動染色	アクリル	カチオン染料、酢酸、媒染剤
	C-ウインス F-アクリル	アクリル	カチオン染料、酢酸 カチオン染料、芒硝、柔軟剤、媒染剤、均染剤
染 色 (捺 染)	E-捺染(1)	アクリル	染料、洗剤、柔軟剤、静電防止剤、染色助剤
	E-捺染(2)	アクリル	染料、洗剤、柔軟剤、染色助剤
精練・漂白	D-精練・漂白	綿	次亜塩素酸ソーダ、過酸化水素、珪素、苛性ソーダ、蛍光増白剤

解度は約60%であった。捺染排水のCODが高くなるのは、染色助剤として用いられる界面活性剤とともに捺染工程で多量に使用される糊剤が寄与していると考えられる。こうしたことから判断して、C工場の総合排水のCOD濃度が表-5に示した2つの工程排水より高くしかも生分解度が46%と低い値を示したのは、今回調査しなかった捺染工程からの排水の影響が大きいと考えられる。染色準備工程である精練・漂白工程(D工場)の排水COD濃度は、500mg/lと高いが、表-6を見る限り、使用薬剤に由来するものとは考えがたく、その原因は明らかでない。なお、同じD工場の総合排水には糊抜き工程排水が含まれていた。

以上のように、同じ染色でも捺染を行っている工場の排水中のCOD濃度は高く、その生分解度も劣ることから、その除去に関する知見を得るためにE工場の除害施設(加圧浮上、ろ過)の処理成績、除害施設前後での生分解度の変化について調査を行った。表-5に示されるように、捺染排水を中心とした総合排水のCOD(D)濃度は除害施設前後で730mg/lから65mg/lへと低下している。除害施設流入水の生分解度から推定されるHB-COD濃度は250mg/lであることから、E工場の排水に関しては、生物反応を利用した除害施設よりも当工場で採用されている物理化学的方式の方が下水処理場へのCOD負荷削減の面からは有効であると考えられる。

3.3 COD生分解度試験法の適用上の留意点

COD生分解度試験法は、PH、水温、有機物負荷等を適正に保ち、3日間のfill-and-draw実験によってCODの生分解度を算定する方法であるため、試験に供した下・排水中のCOD成分の生物分解の限界を推定するには有効な手段と考えられる。しかしながら、A処理場における調査で示されたように、実際の下水処理施設でのCOD成分の挙動、処理状況との関係は必ずしも明確でない。また、工場排水の生分解度は、その結果を工場排水の流入規制に用いるのか、あるいは処理場に流入した場合の処理状況を推定するのに用いるのかによって解釈が異なってくる工場排水単独と家庭下水のような易分解性成分を含む排水とが混合した場合とではその生分解度が違ってくる可能性があるからである。

以上のように、本試験法は実際面への適用において留意すべき諸点を内包している。ここでは下水処理施設でのCOD成分の処理状況との対応性を中心に検討した。

表-2はCOD生分解度の経日変化を示している。供試汚泥にはA処理場の返送汚泥を用いたため、初期2日間の馴養期間は特に必要ないと考えられたが、得られた結果を見る限り、必ずしもそのようには言いきれない。その原因については明らかでないが、ひとつには、実際の処理施設と実験室内とでは処理条件に何らかの相違があり、たとえ理想的な処理条件であっ

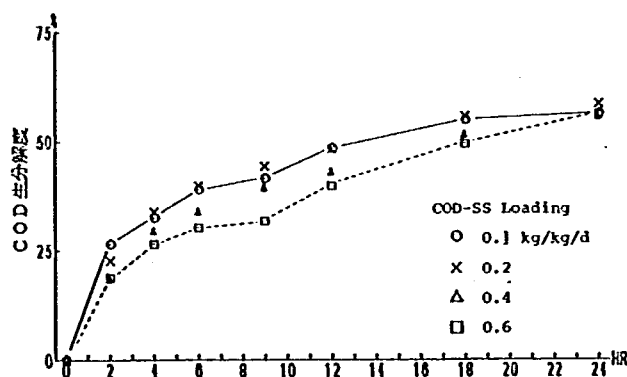


図-4 COD生分解度と有機物負荷との関係

ても、そうした環境の変化に適応するのに時間を要するためと考えられる。

図-4に活性汚泥に対する有機物負荷(COD-SS負荷)を $0.1 \sim 0.6 \text{ kg/kg/d}$ の範囲で段階的に変化させた場合の生分解度の経時変化を示す。なお、ここに示した結果は1日目の生分解度であり、馴養を行っていないために、上述のように、最終(24時間後)の値が幾分低くなっている。この図から、24時間後の生分解度はこの程度の負荷の範囲ではほぼ同じ値に収斂していくことがわかる。しかし、実際の処理において問題となる反応時間では、 $0.4, 0.6 \text{ kg/kg/d}$ の負荷では明らかに生分解度が低負荷($0.1, 0.2 \text{ kg/kg/d}$)の場合に比して低くなる。また実際の処理施設では高負荷の場合にDO供給律速となることもあり、CODの除去はこの図よりもさらに悪化すると考えられる。図-5は供試汚

泥の活性度確認試験(1日目)結果の一例である。基質としては易分解性の人工下水(グルコース-ペプトン)を与えることになっているが反応初期の除去性はかなり悪く、特に有機物負荷が高い場合にこの傾向は顕著である。こうしたことから、有機物負荷の状況が異なっても、生分解度試験法の性格上、同じ結果が得られる可能性があり、

単なる24時間後の生分解度だけでは評価に混乱を来たす場合がある。また、実処理施設での処理条件が整っても、反応時間(曝気槽滞留時間)の長短によって処理水中に生分解度試験法で推定されるところの生分解可能なCOD成分が残存する場合があり、実際にその原因を生分解度試験結果からだけでは特定しえない。

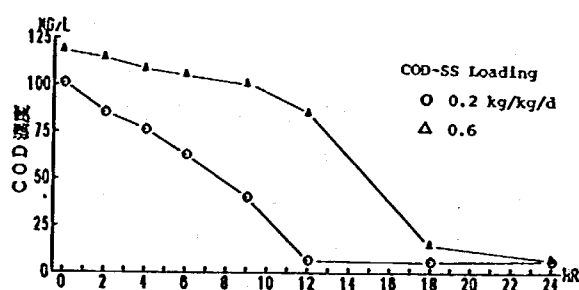


図-5 汚泥の活性度確認試験結果

5. 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、リンの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. 57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、単段式硝化脱窒法と凝集剤添加法との組み合わせによる窒素・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、種品の性能が劣化し、初期の性能を長期にわたって維持できないこと、処理水 pH が十分下がらないこと等の重要な問題点が見出された。窒素・リンの同時除去法については、凝集剤添加のリン除去に対する有効性、硝化・脱窒反応に対する影響度、活性汚泥生物に対する影響等の点を調査した。その結果、最終沈殿池から SS が流出しやすくなる欠点はあるが、窒素・リンの同時除去法としては十分な実用性を有する方法であることがわかった。

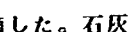
査と生物学の

の実用化に

リン濃度が

昇すると、

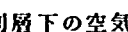
可能性を指



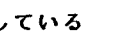
添加後水中化

)と大量の種

晶が支持砂



室内に脱落し



している

の傾きは生じていなかった様であるが2ヶ月経過した頃からのぞき窓部分で砂利層の顕著な上昇が見られるようになった。8ヶ月後再調査を行った所、図-3に示す様に前回とは全く逆の傾きになっていることがあきらかになった。これは種品交換時に行った調整が結果として補正過剰になっていたことを示している。その後、逆洗用空気配管の変更とノズルの交換を含む修理を行ったが結果については今後の調査で明らかにする予定である。なお、この時点では種品の脱落は認められなかった。

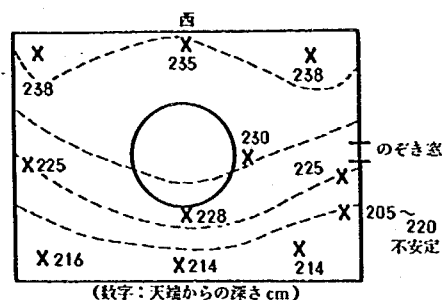


図-3 支持砂利層の傾き(調数後8ヶ月)

3.1.2 種品交換前の処理状況

砂濾過をフローに組み入れたことによって品析塔に流入する浮遊性物質が減少する。従って、通水継続時間を長くすることが可能になる。実験Ⅲでは品析塔の通水継続時間を従来の46時間から141時間に延長して運転した。また、空塔速度(SV (hr⁻¹))を2に、設定pHを9.0とした。実験結果を表-2および図-4に示す。溶解性リン濃度の変化から求めた平均の品析反応速度定数 $K_0 \cdot a$ の対数 $\log K_0 \cdot a$ は392である。

表-1 品析脱リンプラント運転条件

実験区分	RAN No	実験期間	流入水	SV	設定pH	添加薬品	備考
Ⅲ	237~253	2/22~6/18	二次処理水	2	9.0	Ca(OH) ₂	前品過-品析にフロー変更 洗浄時間141時間に変更
1	1~2	6/28~7/25	・	3	8.5	Ca(OH) ₂	脱リン塔修理・種品交換 初時取替、平均洗浄時間 282時間
2	3~12	7/26~11/11	・	2	8.75	Ca(OH) ₂	平均洗浄時間205時間
3	13~20	11/15~3/1	・	2	9.0	Ca(OH) ₂	・ 163時間
4	21~22	3/2~3/23	・	1	9.0	Ca(OH) ₂	・ 201時間

表-2 種品交換前の処理結果

実験区分		流入水				前品過後水		脱リン処理水				
		水温℃	Mアルカリ度 (mg/l)	Ca (mg/l)	P-D (mg/l)	Ca (mg/l)	P-D (mg/l)	水温℃	pH	Mアルカリ度 (mg/l)	Ca (mg/l)	P-D (mg/l)
Ⅲ	平均値	19.2	114.0	25.9	1.19	42.0	1.16	19.4	8.39	140.0	39.9	1.01
	範囲	14.7	76.1	22.0	0.13	34.2	0.23	14.2	7.0	94.8	32.9	0.30
		23.4	135.1	35.0	36.4	50.5	3.39	23.6	9.0	166.5	46.5	2.59

砂濾過を組み入れる前の実験Ⅱ(3.56)と比較すれば少し良い値であるが、濾過による改善ではなく、設定pHを上げたことによるものと考えられる。何れにせよリンが除去されているとは言えない状態が続き、劣化した種品の性能が回復する傾向は全く見られなかった。

砂濾過の設置によって損失水頭の増加割合が低く押さえられている様子を図-5に示す。

また、品析塔洗浄排水中に排出されるリンの量も減少してい

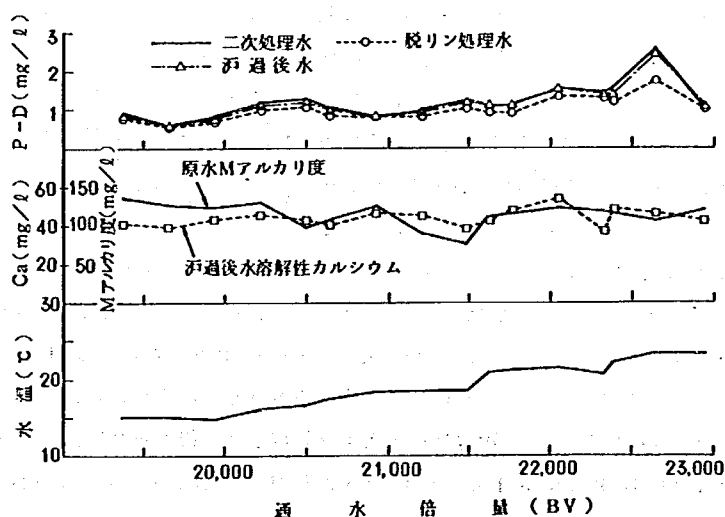


図-4 種品交換前の処理状況

た(表-3)。これらのことから、砂濾過の設置目的である凝集フロックや石灰未溶解分等の除去は達成されていたと判断できる。

3.1.3 種品交換後の状況

先述の様に延べ通水量が23000BVに達した時点で種品を新品と交換した。交換の目的は劣化した種品の性能回復をはかること、および種品の性能劣化の原因を調査することである。表-1に昨年度末から今年度中のプラントにおける運転条件を示した。交換後の実験区分はアラビア数字で示した。種品交換後は通水継続時間を更に延長し、282時間継続を目安に運転した。実験区分

1は初期吸着を含む期間で、初期吸着を早く終了させるため、通水速度をSV3として運転した。また、実験区分4は再度の支持砂利の傾きが確認されてから後の期間である。支持砂利層の傾きに起因するショートパスの発生等が懸念されたため、接触時間の確保を主な目的として通水速度を減じた。

表-4に結果を、図-6に水質変化の状況等を示す。

a. 初期吸着 初期吸着は通水開始後約6日間で終了したと思われる。これに続く4日間は遷移期間と見られ11日目から晶析反応による除去になったものと考えられる。初期吸着期間では $\log K_0 \cdot a$ が6以上で非常に種品の活性が高い。遷移期間で $\log K_0 \cdot a$ は6から5.5近くまでほぼ直線的に低下し、

11日目以降18日目まで(786BV~1284BV)の間は5.4付近で安定した。

b. 安定期 通水開始後19日(1285BV)から24日(1716BV)は $\log K_0 \cdot a$ が5.1付近で安定しており、SVを2、設定pHを8.75に変更した。25日目以降も2600BV経過時までは $\log K_0 \cdot a$ の値が4.8~5.2、処理水リン濃度0.5mg/l以下で安定した処理がなされていた。

c. 減衰期 2600BV通水後より処理水リン濃度が0.5mg/lを超過することが多くなり、 $\log K_0 \cdot a$ の値も次第に低下し、一時的な回復は見られるものの4500BV通水時点では4.5程度にまで低下した。 $\log K_0 \cdot a$ が4.5ということは、SV2で通水した場合、処理水リン濃度を0.5mg/l以下に保つためには流入水リン濃度が0.67mg/l以下でなければならないということである。流入水リン濃度2

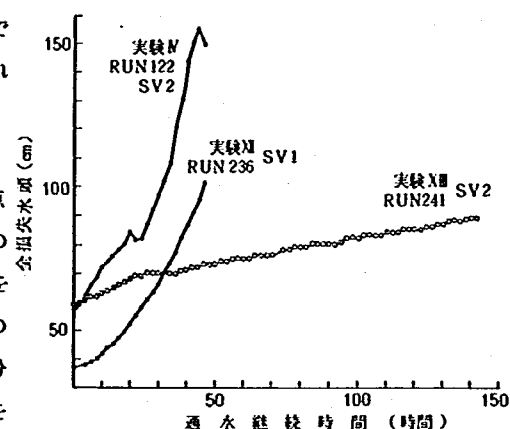


図-5 晶析塔全損失水頭の変化

表-3 洗浄排水と共に排出されるリンの例

	洗浄排水リン濃度 (mg/l)	洗浄排水量比 (l/d-処理水)	リン排水量 (g/d-処理水)	リン除去量 (mg/l)
砂濾なし(RUN194)	9.61	160	1.54	1.08
砂濾あり(RUN248)	5.91	27	0.16	0.20

表-4 種品交換後の実験結果

実験 区分		流入 水				前処理水			脱リン処理 水				
		水 温 ℃	Al ³⁺ イ 濃度 (mg/L)	D-Ca (mg/L)	P-D (mg/L)	CO ₂ (mg/L)	D-Ca (mg/L)	P-D (mg/L)	水 温 ℃	pH	CO ₂ (mg/L)	D-Ca (mg/L)	P-D (mg/L)
1	平均値	24.4	55.2	25.0	1.25	-	33.9	1.20	24.6	7.35	-	32.2	0.25
	観 測	24.2	33.2	21.0	0.94	-	29.8	0.94	24.2	7.03	-	28.5	0.02
		1	1	1	1	-	1	1	1	1	-	1	1
		24.9	80.6	33.8	1.60	-	38.5	1.52	25.1	7.60	-	36.8	0.49
2	平均値	24.1	76.0	23.7	1.44	9.91	37.3	1.38	24.1	7.93	95.6	35.5	0.91
	観 測	20.4	19.8	14.4	0.25	15	24.4	0.27	19.8	7.10	17	23.4	0.27
		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
		28.1	153.6	35.1	3.68	184	53.2	3.57	28.4	9.20	194	54.5	2.50
3	平均値	16.1	150.2	26.3	1.17	1655	36.9	1.08	15.4	8.46	1633	34.4	0.84
	観 測	11.6	82.1	16.8	0.04	122.0	22.5	0.04	10.9	7.60	114	24.6	0.30
		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
		20.0	174.8	39.0	4.40	202.0	53.9	3.18	19.2	9.00	200	48.6	2.33
4	平均値	15.4	156.6	25.5	0.60	177.1	36.0	0.58	14.4	8.65	182	29.9	0.54
	観 測	14.0	142.8	20.4	0.02	138	31.2	0.02	13.6	8.50	140	26.4	0.25
		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
		15.7	168.5	27.7	1.95	182	38.5	1.64	14.7	8.80	194	40.6	1.17

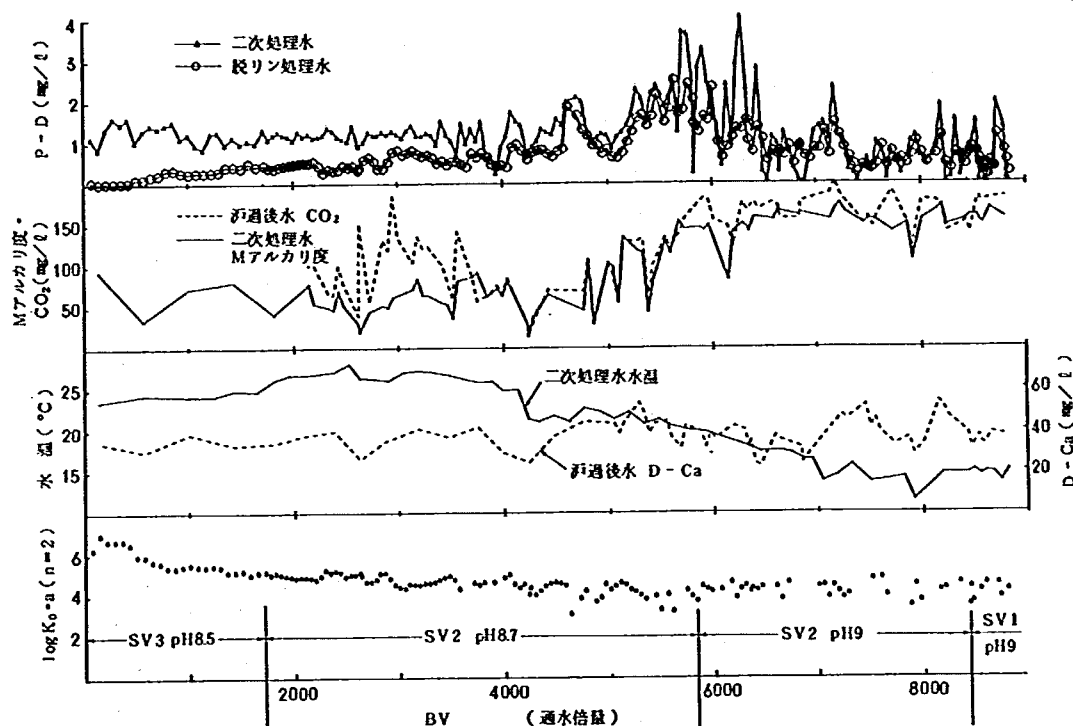


図-6 種晶交換後の処理状況(水質変化等)

～3mg/l に対し処理水リン濃度 0.5mg/l 以下を保つためには $\log K_0 \cdot a$ の値は 5.0 以上であることが必要である。

d. 不安定期 通水量が 4500BV を越えた頃より、流入水のリン濃度の変動が大きくなり、これに伴って晶析反応の方も不安定となった。処理水リン濃度、 $\log K_0 \cdot a$ の値とも変動が激しく、56 年度、57 年度と同様の状況となった。また、同じ頃より晶析塔流入水(ろ過後水)中の炭酸濃度の上昇、水温の低下が生じており、晶析反応にとっては非常に悪い条件になっていたとすることができる。水温の低下に対応するため 5800BV 時点で設定 pH を 9.0 に上げたが、状況はほとんど改善されなかった。更に、支持砂利層の傾きが確認された 8400BV 通水時からは SV を 1 に下げて処理水リン濃度の改善をはかったが効果は認められなかった。

3.1.4 種品の性状の変化

種品の性能劣化の原因を調査するため、交換前の種品と未使用の種品について元素分析、X 線回折試験・電子顕微鏡による表面像の観察および特性 X 線による元素の表面分布観察を行った。

表-5 種品の化学分析結果

表-5 に元素分析結果を示す。表-5 には参考までに室内実験で使用した骨炭の使用前後における組成の変化を示しておいた。使用後の種品は使用前に比較してリン含有率が減少し炭素

	Ca(%)	P(%)	Al(%)	Si(%)	F(%)	C(%)
未使用	34.8	14.4	0.23	2.2	2.60	1.4
使用後	34.4	13.5	0.10	2.0	2.44	2.3
未使用骨炭	31.2	14.7	0.05	0.2	0.05	9.4
使用後骨炭	30.8	13.4	0.06	0.4	0.16	8.1

含有率が増加している。骨炭の場合はリン含有率が減少し、炭素含有率も低下している。パイロットプラントで使用した種品の炭素含有量の増加の原因としては炭酸カルシウムの付着か有機物質の付着が考えられる。骨炭の場合、炭素含有量が減少しているのは、表面に析出したアパタイト等の物質が炭素を含まないため全体として増加した重量の中に占める炭素成分の比率が低下したことによるものと考えられる。リン含有量の低下はアパタイト以外のカルシウム化合物が生成したことによる可能性が大である。

図-7はX線回折の結果であり、種品がフッ化アパタイトを主体とすることを示している。使用後の種品には未使用のものには見られなかった炭酸カルシウムの存在を示す回折線が認められる。このことは、長期の使用によって種品表面に炭酸カルシウムが生成していたことを示すものである。写真2は未使用、写真3はパイロットプラントで使用後の、各々、種品の表面を走査型電子顕微鏡で観察したものである。倍率は各々1000倍である。写真2に比較して写真3は表面の凹凸が少なく、円滑で、膜状の物質で被覆されている様に見える。

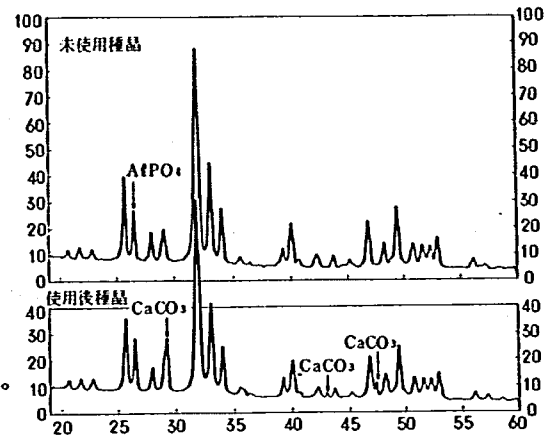


図-7 X線回折試験の結果



写真-2 未使用種品のSEM像

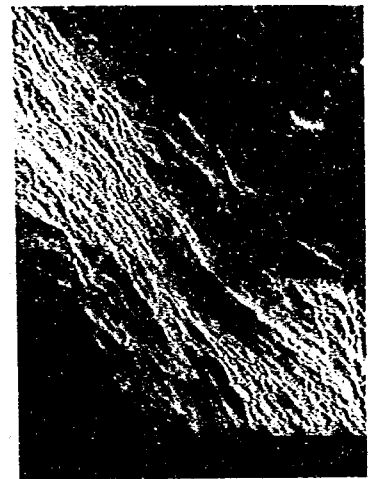


写真-3 使用後種品のSEM像

X線マイクロアナライザーによる元素の表面分布観察は種品の切片試料をうまく作成することができなかつたために、表面の薄層部分を的確にとらえることができず、使用の有無による差は不明であった。

図-8は交換後の種品の比表面積の変化を示したものである。初期の比表面積は20 m²/g程度であり、通水時間の増加と共に減少し、ある程度減少してからは、ほぼ一定の値を示すものと考えられる。

以上の結果から、種品の性能劣化の原因に言及することは困難であるが、有機物による汚染や炭酸カルシウムの生成については今後検討する必要があるものと思われる。比表面積の減少は種品表面が平滑化

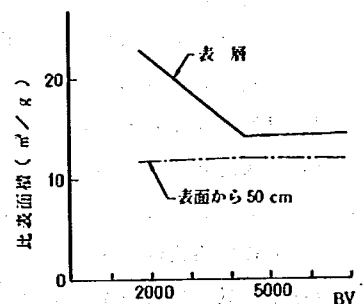


図-8 比表面積の変化

されて行くことと関係があると考えられるが、性能劣化とどのような関係があるのかは現時点ではよくわからない。

3.2 晶析脱リン法に関する基礎的検討実験

3.2.1 妨害イオンの検討

晶析脱リン反応では、ヒドロキシアパタイトの過溶解域において操作を行う。従って、晶析反応に影響を与える疑いの持たれるイオン等については、それが過溶解域に与える影響を調べることによって、ある程度の類推ができると考えられる。そこで、カルシウムとリン酸を含む溶液にいくつかのイオンを逐次添加して行き、カルシウムとリン酸の沈殿生成反応の変化を室内実験で検討した。実験結果を図-9に示す。

①図から⑥図の順で溶液中に存在するイオン種を増加させ、溶液のpHは低い方から高い方へ順次上昇させた。この結果からおおよそ傾向として次の様なことがわかる。

- 1) Ca濃度が上がると反応はより低いpHから始まる。
- 2) Ca濃度が低い時 Mg^{2+} が存在するとより低いpHから沈殿生成が始まる。
- 3) 150mg/l程度では硫酸根の影響は見られない。
- 4) Ca濃度が25mg/lのケースでは炭酸根の存在によって沈殿生成開始点が高pH側にずれる。
- 5) Ca濃度が50mg/lでは何れのイオンの影響も認められない。

沈殿生成の始まるpHが高い方にずれるということと、過溶解度が(同一pHで)高くなるということが同じことを意味するならばCa濃度が低い時には炭酸根の存在によって過溶解域が広がることになる。過溶解域が拡大すれば凝集反応は生じ難くなるが、他方晶析反応の駆動力は小さくなる。

3.2.2 晶析反応速度の検討

晶析脱リンの反応式(1)における反応次数nについて室

$$\frac{dc}{dt} = -K_0 \cdot a \cdot C^n \dots\dots\dots \left(\begin{array}{l} C: \text{濃度(モル)} \\ K_0 a: \text{定数} \end{array} \right)$$

内実験によって検討した。

初期リン濃度 2mg/l, Ca濃度 50mg/l, pH8.5または9.0の溶液1ℓに対し、微粉碎したリン鉱石1gもしくは合成アパタイト(Caと PO_4 をヒドロキシアパタイトの組成比に溶解しpH

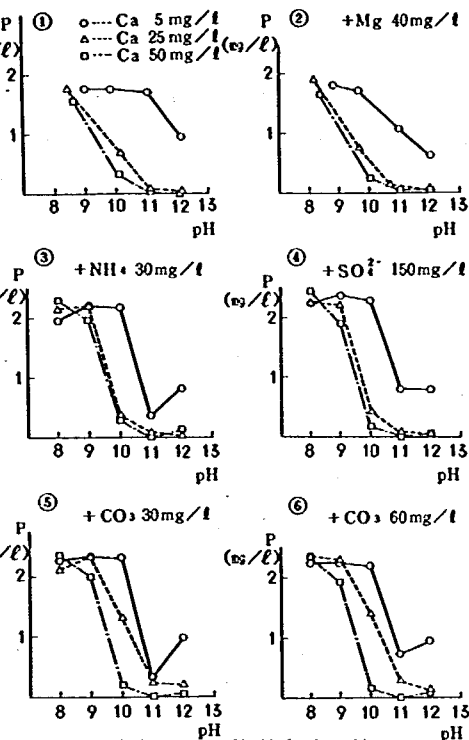


図-9 妨害イオン検討実験の結果

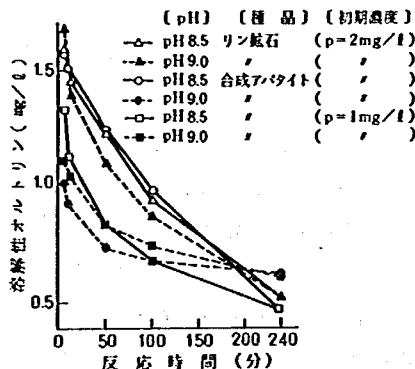


図-10 反応速度検討実験の結果の例

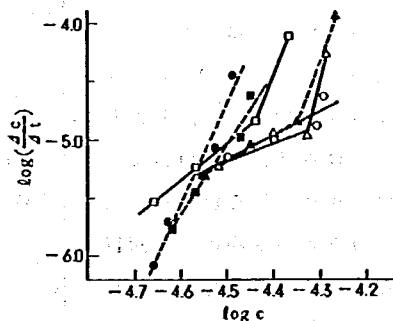


図-11 反応次数nの検討

実験結果を図-10に、反応次数 n の推定のために作成した図を、図-11に示す。図-11は縦軸に濃度の変化速度の対数を、横軸に濃度の対数をとって実験結果として得られた各々の値をプロットしたものである。本図においては各点を結ぶ直線の勾配が反応次数 n を示すことになる。実験によっては途中から勾配が変わると考えられるものも存在する。図-11では直線は概ね2組のグループに分けることができる。即ち一方は勾配が1.5~3と緩いものであり、他方は勾配が6~11と、非常に急なものである。沈殿生成における晶出では反応次数 n は1~2とされており、晶析脱リン反応についても1~2の値とする報告が多い。緩い勾配で示される部分を晶析反応によるものと仮定すれば、急な勾配を有する部分は晶析反応とは異なる反応である可能性があるが、この点については更に検討する予定である。緩勾配の部分を晶析反応と見なし、その反応次数を2としても実用上の問題は少ないと思われる。

一般的に化学反応の速度は温度による影響を受ける。そこで、晶析脱リン反応における温度の影響を検討するため、カラム実験を行った。

内径 30 mm 長さ 0.75 m の透明

ずつ充填した。通水方法は上向

流入水は、活性汚泥連続処理室

Ca添加およびpH調整は、工業

に希釈，溶解して用いた（設定

は週2回採取した。溶解性のサ

取後直ちに 0.22μ のメンブラン

T-Pは週1回、CODについ

た。カラムの洗浄は週3回行い、

b. 実験条件 実験区分 I, II

文獻 557.7.27.~557.11.21

区域 区分	人 本						石灰質土			珪質土 (サンゴ石)							珪質土 (黄砂)						
	水銀	PH	アルカリ	S-Ca	P-D	S COD Mn	PH	S-Ca	P-D	水銀	PH	S-Ca	P-D	T-P	S COD Mn	水銀	PH	S-Ca	P-D	T-P	S COD Mn		
20℃	平均値	18.8	7.26	31.55	17.14	3.21	5.76	84.1	25.30	14.3	19.0	30.0	22.93	0.65	0.55	3.83	13.9	8.10	21.95	0.11	0.66	2.64	
	範囲	17.2	6.91	14.55	15.07	2.20	4.58	15.73	15.10	7.30	17.87	0.61	0.03	3.32	1.71	7.33	14.73	0.05	0.10	1.15	0.1		
30℃	平均値	19.5	7.60	84.85	21.02	6.40	8.20	39.50	36.41	3.43	18.8	0.04	24.99	0.11	2.56	4.36	19.8	20.9	24.61	0.16	2.64	3.99	
	範囲	14.3	24.82	2.04	13.2	0.45	21.47	19.19	0.02	42.27	13.1	20.81	0.20	1.02	1.64	0.55	19.05	15.71	0.20	0.75	1.01		
40℃	平均値	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上		
	範囲	11.43	30.90	3.75	10.9	9.61	26.09	0.59	2.56	4.90	11.8	19.37	0.52	4.21	1.63	0.32	15.91	15.71	0.20	0.75	1.01		
50℃	平均値	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上	上		
	範囲	9.32	25.32	1.92	1.79	8.52	22.71	0.24	0.64	4.06	7.9	15.53	0.06	0.24	0.73	2.74	0.20	15.91	15.71	0.20	0.75	1.01	

文獻Ⅱ S 57.1 L 22 ~ S 58.1 L 30

実験 区分	人 参						石灰系産生			地味系 (サン鉱行)						地味系 (黄鉄)						
	水銀	PH	Fe 0.9 度	S-Cu	P-D	S COD Mg	PH	S-Cu	P-D	水銀	PH	S-Cu	P-D	T-P	S COD Mg	水銀	PH	S-Cu	P-D	T-P	S COD Mg	
20℃	平均値	17.9	7.52	22.37	20.23	3.22	5.14	8.95	25.66	2.83	15.5	7.65	24.63	0.42	0.46	4.66	18.5	7.40	25.56	0.37	0.37	3.36
	範囲	17.2	7.26	20.58	18.31	1.44	4.44	8.15	21.65	1.06	17.5	7.30	23.72	0.18	0.15	3.55	17.6	7.32	22.41	0.18	0.15	2.43
		19.9	7.56	31.06	22.85	5.14	6.19	9.37	29.06	4.78	19.5	7.93	26.57	0.85	0.62	5.33	20.4	7.47	32.47	0.52	0.53	4.96
30℃	平均値										8.4	7.66	27.54	1.08	1.26	0.47						
											8.9	7.21	25.85	0.65	0.67	0.04	8.6	7.29	25.13	0.62	0.47	2.65
	範囲		上	上	上	上	上	上	上	上	13.9	7.73	30.77	1.55	1.51	0.14	5.64	7.12	27.78	2.17	1.55	1.09
50℃	平均値										8.3	7.43	28.74	1.20	1.01	5.53	6.4	7.55	29.11	1.04	1.06	3.21
											6.9	6.89	34.70	0.54	0.80	2.23	6.3	6.87	35.05	0.55	0.52	2.55
	範囲		上	上	上	上	上	上	上	上	7.0	7.67	32.41	1.84	2.04	6.72	7.9	7.95	33.62	1.41	1.26	4.06

火城目 S 55L 2.1 ~ S 55L 4

異質 成分	人 参						石炭系産品					石炭系（サン鉱石）					明礬系（黄礬）					
	永重	P/H	P+G Mg	S Ca	P-D	S COD Mg	P/H	S-Ca	P-D		P/H	S-Ca	P-D	T-P	S COD Mg	永重	P/H	S-Ca	P-D	T-P	S COD Mg	
20℃	重石炭	18.6	7.29	74.4	20.42	3.37	3.37	0.96	26.63	7.27	7.67	24.73	6.93	0.86	0.56	15.7	7.65	24.81	0.96	1.84	2.89	
	軽石炭	15.0	9	11.5	20.32	4.27	4.27	0.86	23.73	1.84	18.1	22.22	5.04	0.12	0.67	17.1	7.34	22.50	0.56	0.78	2.77	
	明礬	19.1	7.31	31.28	22.90	4.59	0.94	0.10	3.15	3.55	1.95	7.57	28.51	0.12	0.25	13.6	7.56	27.20	1.17	3.32	4.65	
	平均値							0.15	36.18	1.32	26.4	21.31	25.22	0.27	0.45	6.29	28.6	7.17	23.25	0.56	1.05	3.15
30℃	重石炭	20.5	25.84	84.4	26.0	7.0	24.29	0.38	28.0	4.20	44.0	28.0	0.40	0.40	0.40	70.0	23.35	0.31	0.26	3.31		
	軽石炭	19.23	54.54	1.83	26.9	7.05	26.95	0.47	0.77	0.77	7.05	7.25	24.00	0.31	0.31	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61		
	明礬																					

では、それぞれ5℃、10℃、20℃の各恒温室において実験を行い、実験区分Ⅲでは、20℃、30℃の恒温室で、それぞれ実験を行った。実験区分Ⅰにおいては、各恒温室5℃、10℃、20℃それぞれ電磁弁を用いた自然流下方式で、pH調整を行ったが、設定pHのばらつきが大きくなり、平均的に石灰添加後水のpHが高くなった。その結果、流入水の一部で凝集沈殿が起きたり、処理水のpHが8.6を越えることがあった。このため実験Ⅱにおいては、各恒温室で行っていた電磁弁によるpH調整をやめ、20℃の恒温室で統一してポンプのON-OFFによるpH調整を行い、石灰添加後水を各恒温室のカラムへ流した。その結果、設定pHのばらつきが小さくなり、処理水のpHはリン鉱石、骨炭でそれぞれ最大でも、7.93、7.95と共に8.6以下となった。実験Ⅲでは、5℃、10℃の恒温室での実験を打ち切り、10℃の恒温室で使用していたカラムを30℃の恒温室に移して使用した。

c. 実験結果 それぞれの実験区分Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの水質分析結果を表-6に示す。実験区分Ⅰでは、5℃、10℃、20℃の6ケース共に、吸着が起こったためか、処理水の PO_4-P 濃度は、ほとんどが0.5mg/l以下となり、温度による差がみられなかった。また、設定pHが全体的に高くなったため、一部で凝集沈殿が起きたと考えられる。実験区分Ⅱでは、温度による差が現われた。設定温度5℃、10℃、20℃それぞれのリン鉱石の PO_4-P 平均除去率は、54%、59%、84%、骨炭においても、60%、65%、86%と、水温が高くなるほど除去率が向上した。その結果より、水温が10℃上昇すれば約20~30%、除去率が向上すると考えられる。実験区分Ⅲでは、20℃でのリン鉱石や骨炭の PO_4-P 除去率が、実験区分Ⅱに比べてそ

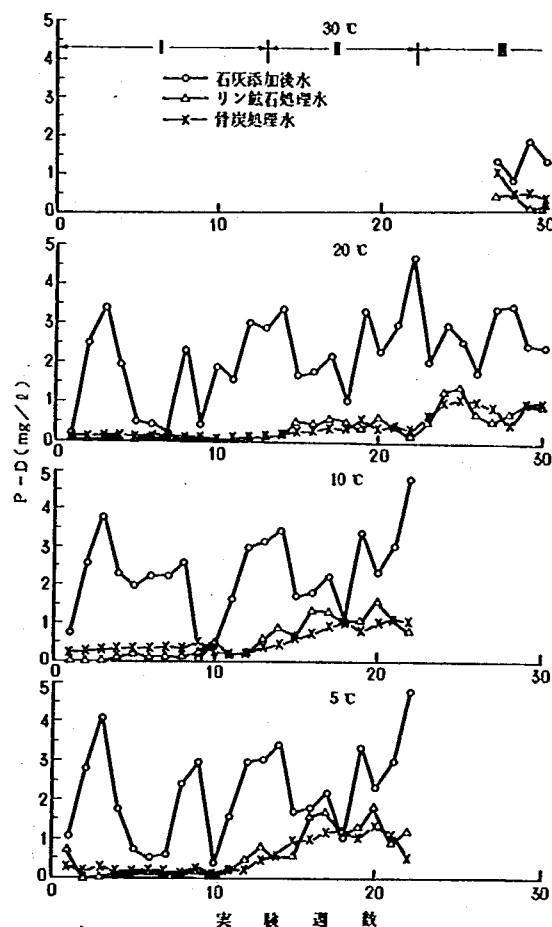


図-12 各温度でのリン除去の状況

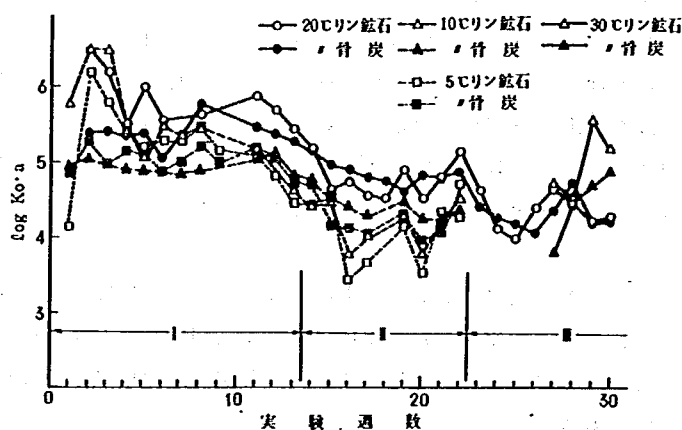


図-13 反応速度定数の推移

れと除去率が向上した。その結果より、水温が10℃上昇すれば約20~30%、除去率が向上すると考えられる。実験区分Ⅲでは、20℃でのリン鉱石や骨炭の PO_4-P 除去率が、実験区分Ⅱに比べてそ

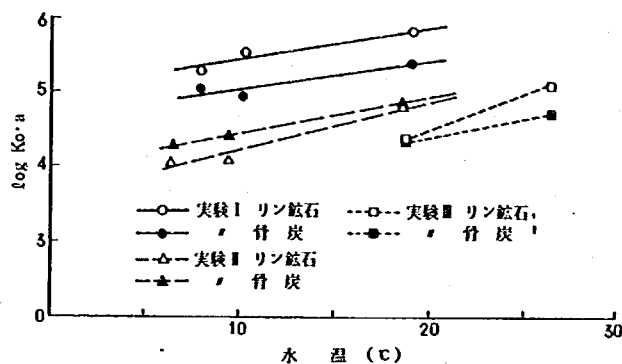
れぞれ、約20%低下している。この原因としては種品の性能が劣化したことや、処理水のpHの低下によって、カラム内で溶解度が上昇したことが考えられる。30°Cの恒温室での実験は、通水開始後間もなく、安定していないと考えられるので、今後、20°Cのカラムとの比較、検討を行いながら運転を継続する予定である。

図-13に各カラム毎に計算した $\log K_0 \cdot a$ ($K_0 \cdot a$:反応速度定数、2次反応を仮定)の変化を経時的に示した。全体の傾向として時間の経過と共に $K_0 \cdot a$ が低下しており、パイロットプラントにおいて得られた結果と類似している。リン鉱石を種品と

した場合も骨炭を種品とした場合も共に同じ低下傾向と見ることができ、細部では異っている。すなわち、リン鉱石を種品としたカラムでは実験第1週から第3週にかけて初期吸着によるものと思われる $K_0 \cdot a$ の大きな期間が存在するのに対し、骨炭を充てんしたカラムではそのような期間は存在しない。また、 $K_0 \cdot a$ が低下した実験区分Ⅱではリン鉱石の方が $K_0 \cdot a$ の値の変動が激しい。20°Cにおけるリン鉱石と骨炭の $\log K_0 \cdot a$ の低下の度合いを、実験Ⅰと実験Ⅱの後半3週の平均値から求めると、リン鉱石では0.52/1000BV、骨炭では0.36/1000BVとなる。一昨年度から昨年度にかけて京都パイロットプラントで得られた0.07/1000BVや今年度の京都パイロットプラントの減衰期の値0.23/1000BVと比較してかなり急激な低下である。

図-14に $\log K_0 \cdot a$ と水温の関係を各実験区分毎に示した。各点は実験区分毎の平均値で、実験区分Ⅰ、Ⅱの直線は回帰直線である。温度の影響はリン鉱石の方が大きい結果となっている。リン鉱石の方は、また、温度の影響が時間の経過と共に大きくなる傾向を示している。実験Ⅰにおける骨炭が最も温度影響が小さいが、それでも水温が10°C低下すると反応速度は半分以下になる。温度の影響について、一般的には10°C上昇すると反応速度が2倍になると言われているが今回得られた結果はそれよりも大きなものであり、とくに性能が劣化した状態でより大きな影響を及ぼすことを示している。

室内カラム実験において通水時間の増加と共に反応速度が低下する現象は従来は見られなかったものである。今回使用した原水はアルカリ度が低く、したがって、この現象はアルカリ度以外の原因によるものと思われる。今後はこのような劣化の原因について室内カラムを用いた実験で検討して行く予定である。



回 帰 式

$$\begin{aligned} \text{実験Ⅰ リン鉱石 } y &= 0.044x + 5.00 & \text{骨炭 } y &= 0.038x + 4.66 \\ \text{実験Ⅱ リン鉱石 } y &= 0.065x + 3.57 & \text{骨炭 } y &= 0.050x + 3.94 \\ \text{実験Ⅲ リン鉱石 } y &= 0.078x + 2.93 & \text{骨炭 } y &= 0.050x + 3.33 \end{aligned}$$

図-14 反応速度定数に及ぼす水温の影響

6. 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を招くという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は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、下水道の普及にとも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であろう。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、および生物学的除去法の確立と設計、維持管理上の問題点の解明、処理水の農業利用等を目的としている。

2. 57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およ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 $\text{NH}_4\text{-N}$ 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および定量方法を検討した。
- (3) 初沈流出水、二次処理水、急速ろ過水、活性炭処理水を用いて塩素添加量と低級塩素化有機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^{2+} であることがわかった。

(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果した。

(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、二次処理や急速ろ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こと、および、窒素以外でT O C、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であろう。

2.3 生物学的窒素除去法

(1) 京都三次処理パイロットプラントによる結果は、①効果的に脱窒を行うにはM L S Sを高くする必要がある。夏期2000 mg/ℓ、冬期3000 mg/ℓが1つの目安となる。②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B O D / N 3.3~4.5で窒素除去率60~66%であった。冬期は滞留時間を9~10時間とし、空気倍率を少し上げることが望ましい。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S Sの流出が多くなった。④混合液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、本法は冬期にS V Iが300近くまで上り、最終沈殿池の管理も重要なポイントである。⑤脱窒槽を空気量を絞って攪拌した場合の窒素除去性能は、機械攪拌と比較して、大きな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のものであった。⑧内生呼吸を利用した脱窒法においては、脱窒に先立つ硝化時間が窒素除去効率に影響を及ぼす。また、時として脱窒槽に肥厚なスラム層が形成されることがあった。

(2) 小規模単段式硝化脱窒法による結果は、①濃度負荷1.5~2.4倍でも生物槽への阻害はなかった。②水量負荷の大きい場合は反応時間が短縮され、硝化率が低下するため、脱窒系にも悪影響を及ぼす。③終沈からこまかいフロックの流出があり、沈殿池の改善も必要であろう。(土研資料1588号)

2.4 下水処理水中の窒素が稲作に与える影響

(1) ポットおよ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面では増収となることが確認された。

(2) 圃場規模試験から①灌漑水中の窒素濃度が NO_3-N 10 mg/ℓの条件下では、施肥方法に関して、基肥を通常の半量とすることで、通常の稲作と同程度の成績を上げることが確認された。②灌漑水中の NO_3-N 濃度が1~20 mg-N/ℓの範囲では、窒素供給量が多い場合に水口部分で倒伏などの影響が見られるものの、全般的には特にマイナス要因はなく、収量面では増収につながることを判明した。

3. 昭和58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としては、下水中の有機物を脱窒反応に必要な水素供与体として利用する

方式と、主として内生呼吸により脱窒を行う方式とに分類できる。前者の代表的な処理方式である硝化液循環法（循環法）については調査、研究がかなり進んでおり、処理の効率化が重要視される処理場を中心として実用化が図られている。一方、後者のいわゆる内生脱窒法は反応速度の点からあまり顧慮されていなかったが、循環法に比較しての処理フロー、運転管理面の簡便さ、より高度な処理レベル達成の可能性という観点から、施設の余裕があり、処理の効率化が相対的に重きを為さないような処理場では、その適用の有効性が確認されつつある。実際、団地下水を受け入れている小規模処理場において、内生脱窒法はすぐれた処理効果を挙げている。

本年度は、前年度に引き続き、内生脱窒法による窒素除去の可能性ならびにその影響因子、さらに、新たに生物学的脱リン法との組合せによる窒素、リン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。処理フロー(A)は内生脱窒法

であり、流入側の3槽を好気槽、続く

4槽を脱窒槽（無酸素槽）に、最終槽

を再曝気槽とした。処理フロー(B)は

内生脱窒法の流入端に嫌気槽を設けて

窒素、リンの同時除去を目的としたも

のであり、第1槽を嫌気槽、次の3槽

ずつをそれぞれ好気槽、脱窒槽に割当

て最終槽をフロー(A)と同じく再曝気

槽とした。なお、各槽の容量はいずれ

も25m³で、脱窒槽、嫌気槽は空気の

供給を止め、水中撹拌機によって槽内の撹拌を行った。

運転条件を表-1に示す。調査の区分Ⅰでは処理フロー(A)による窒素除去実験、区分Ⅱ、Ⅲ

では処理フロー(B)に切替えての窒素・リン同時除去実験を行った。生物反応槽への流入水とし

てパイロットプラントを設置して

いる京都市烏羽下水処理場の初沈

流出水を用いた。流入水量は各区分とも400m³/d（定量）に設定し

た。滞留時間は各区分ともに流入

水ベース（Qベース）で12時間、

返送汚泥分を含めた実質ベースで

8時間であった。

3.1.2 運転結果

(a) 窒素除去効率

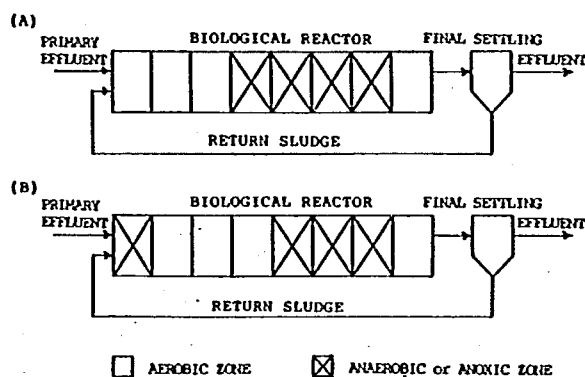


図-1 処理フロー

表-1 運転条件

	I 7/13-11/17	II 11/18-12/26	III 1/6-3/30
Influent Flow (m ³ /d)	400	400	400
Detention Time (hr)	12	12	12
Anaerobic - Anoxic	6	6	6
Oxic (Aerobic)	6	6	6
Return Sludge Rate %	50	50	50
Ratio of Air Flow to Influent Flow	10.1	10.1	10.1
Excess Sludge Rate %	0.61	0.68	0.87
Water Temp. (°C)	23.9	16.2	14.0
pH (No. 3/No. 8)	6.75/6.79	7.01/6.77	7.00/6.89
SVI (No. 8)	152	289	418
MLSS	1586	2235	2209
MLVSS	1164	1760	1794
RD-SS Loading	0.100	0.097	0.105
SRT	15.5	16.4	13.9
P-Content (vs SS) %	2.04	2.34	2.38

運転結果を表-2に、窒素の収支および汚泥の窒素含率を表-3に示す。処理フロー(A)(区分I)の生物反応槽-最終沈殿池における窒素除去率は56%と期待されたほどの処理が行われていない。他方、

処理フロー(B)

(区分II, III)で

は70-80%程度

の窒素除去が達

成されている。

区分Iでの流入

負荷は他の区分

表-2 水質分析結果(平均値)

	I		II		III	
	INF	EFF	INF	EFF	INF	EFF
BOD	69.0	8.2	108.6	6.8	97.3	12.2
ATU-BOD		4.6		5.1		5.5
COD _{Cr}	54.4	16.0	83.1	17.1	77.9	18.0
COD _{Cr} /S	35.6	9.7	52.5	11.8	52.0	12.3
S	50.1	17.9	75.5	14.8	74.6	14.8
K-N	18.91	2.16	24.62	2.05	25.63	2.77
K-N/D		1.15		1.10		1.79
NH ₄ -N	12.6	0.2	18.2	0.3	16.3	1.1
NO ₃ -N		6.1		3.2		4.2
T-P	2.35	1.63	3.23	1.24	3.21	1.46
T-P/D		1.37		0.96		0.90
Alkalinity	125.8	52.5	149.6	64.5	146.4	64.7

に比較して低いにもかかわらず、

処理水中の窒素量は逆に高くな

っており、明らかに除去機能が劣

っていたことがわかる。区分Iの処

理水中の窒素形態としては酸化態

窒素(NO_3^- -N $\equiv$ NO_2^- + NO_3^- -N)

が70%以上を占めることから、直

接的には脱窒反応が十分に進んでいないことにその原因を求めることができる。脱窒反応速度は種々の要因によって左右されるが、本運転方式の場合は、脱窒槽混合液中に残存あるいは活性汚泥中に存在している有機物量の多寡が支配的な因子と考えられる。しかしながら、実際にこうした有機物量を把握、推定することは極めて困難であるため、ここでは脱窒に先立つ曝気時間(前曝気時間)をひとつの間接的指標として、その脱窒速度に対する影響について検討した。図-2は前曝気時間と脱窒速度との関係の一例を示す。この図から脱窒速度は前曝気時間に比例して指数関数的に減少していくことが読み取れるが、その依存性は必ずしも一意的でない。脱窒速度の

減少傾向と初期BOD添加濃度(あるいは初期BOD/SS比)、浮遊性BODの存在割合との間には明確な関係は認められないことから、ひとつには短期的な有機物負荷の多少よりもやや長期的な負荷状況、換言すると汚泥の履歴ともいふべきものの要因が大きく係わっていると考えられる。区分Iでは区分II, IIIよりも前曝気時間を1時間長く設定して運転していたため、図-2に示した結果から、区分Iの脱窒速度は他の区

表-3 窒素収支と汚泥の窒素含率

	INF. (kg/d)	EFF. (kg/d)	PMAD. (kg/d)	WSBD (kg/d)	RCNENT (%)	RCNENT (%)
I	7.56	3.28	4.28	0.83	6.37	56
II	9.82	2.09	7.73	1.62	7.29	79
III	10.22	2.80	7.42	2.01	7.57	73

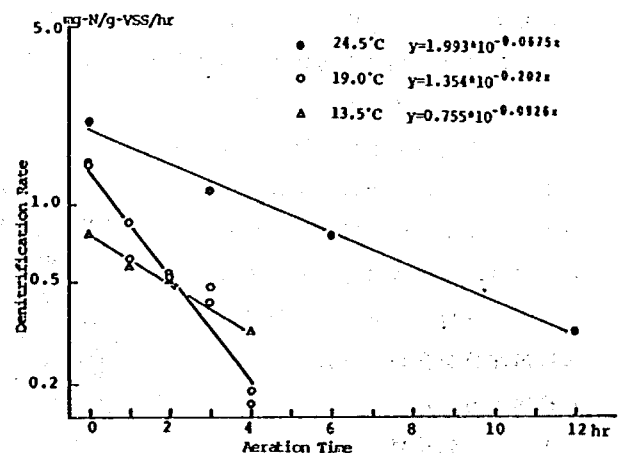
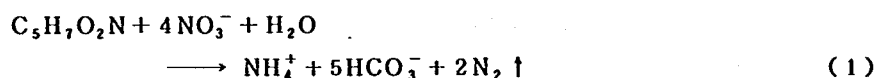


図-2 前曝気時間と脱窒速度との関係

分と同じ条件で運転したと仮定した場合の0.6～0.8倍程度であったと推定される。

区分Ⅰにおける窒素除去が劣る今ひとつの原因として余剰汚泥とともに引抜かれる窒素量が相対的に少ないことが挙げられる。表-3に示されるように、汚泥の窒素含率は6.4%と区分Ⅱ、Ⅲに較べて約1%低い値となっている。これは、VSS/SSの値から推定されるように、汚泥の自己分解による無機化が進んでいることによる。汚泥の自己分解は必然的に窒素分の液相への回帰を伴うため、脱窒反応を考えなければ、引抜かれる窒素量の減少分は液側の増加分と見ることが出来る。内生呼吸を利用した脱窒反応は、微生物の組成を $C_5H_7O_2N$ と仮定すると



によって表わされる。この反応式から、 NO_T-N 1mg を脱窒することによって NH_4-N が0.25mg 遊離されることがわかる。図-3は脱窒反応に伴う NH_4-N の変化を見たものである。この結果を見る限りでは、式(1)で示される程の NH_4-N の生成はないが、1mg-N/ℓ 程度の NH_4-N の生成は見込んでおく必要があると考えられる。いずれにしても、処理フロー(A)、(B)ともに脱窒槽で NH_4-N が遊離されれば、増加した NH_4-N が再曝気槽で NO_T-N に酸化されてもその2/3は処理水として流出する(返送汚泥率50%のとき)ため、その生成量の如何によっては窒素除去効率に影響が出る可能性がある。

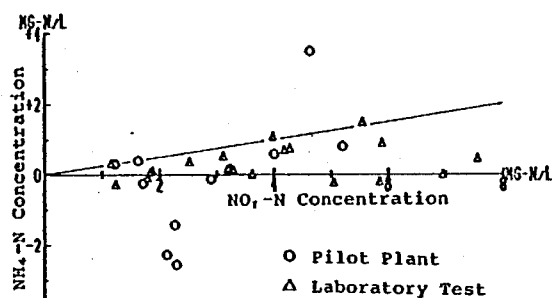


図-3 脱窒反応に伴う NH_4-N の増減

内生脱窒法による処理フローにおいては、流入側の好気槽で有機物の酸化および硝化を並行して行うために、充分な酸素の供給が必要とされる。この点に関しては、すでに前年度の調査で指摘されているが、DO供給が不十分な場合には好気槽で脱窒反応が同時に進行する可能性がある。図-4は NO_T-N とアルカリ度の収支を表わしている。この結果に基づき、硝化、脱窒反応に伴うアルカリ度の変化をそれぞれ7.14mg/mg、3.57mg/mgとして第1槽での硝化窒素量、脱窒窒素量を試算すると3.5kg/d、1.1kg/dとなる。この時の第1槽のDO濃度が0.7mg/ℓであったことから、試算した数値の真偽はともかく、上記のような現象が起っていたと考えられる。この

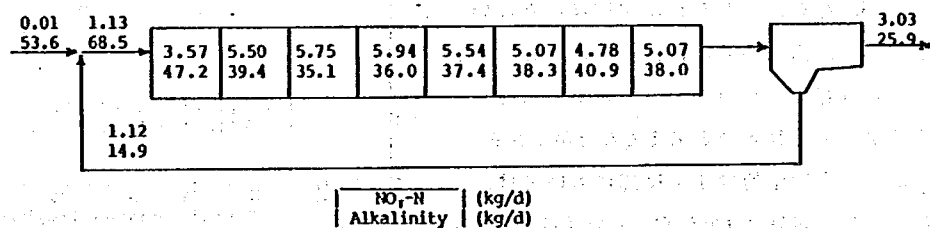


図-4 パイロットプラントにおける NO_T-N とアルカリ度の収支

ような好気ゾーンでの脱窒現象が処理系全体の窒素除去効率の面から有利であるのか否かについては俄に判断しがたい。流入下水の有機物が脱窒反応に利用される、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の酸化に用いられた酸素が脱窒反応において有機物の酸化に利用される、などが期待される反面、硝化反応のDO依存関係から硝化速度の低下あるいは硝化活性自体の低下を招く、安定してこの現象を維持確保しがたい、といった側面を有しているからである。なお、図-4の調査時点での脱窒推定量は、硝化ゾーン、脱窒ゾーン、最終沈殿池で1.1, 1.4, 0.92 kg/dであった。また溶解性T-Nの減少量はそれぞれ0.45, 0.77, 1.4 kg/dであった。

(b) 生物脱リンとの組合せの可能性

区分Ⅱ、Ⅲでは処理フロー(B)による生物学的な窒素・リン同時除去の可能性について検討を行った。運転結果は表-2に示すとおりである。生物反応槽-最終沈殿池でのリン除去率は60%前後、処理水T-P濃度は平均的に1.2~1.5 mg-P/lとそれほど高率の除去は得られなかった。

図-5に流入下水(初沈流入水)と処理水に含まれる溶解性リン(P-Dhydro)濃度の経時変化の測定

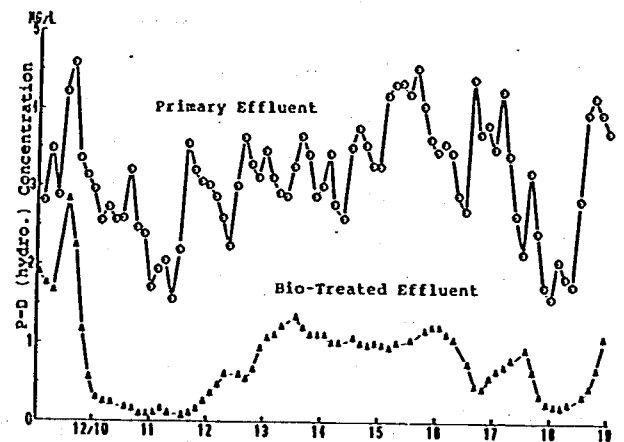


図-5 溶解性リンの経時変化

定例を示す。処理水中のリン濃度にはかなりの変動が見られ、通常は0.1~1.0 mg-P/lの範囲にあるが、時として2~3 mg-P/lに達することがあった。流入下水中のリン濃度が高くなるとそれにつれて処理水のリン濃度が上昇する傾向も見受けられるが、必ずしも明確な相関は認められない。このことは、生物学的脱リンが単なる流入リン濃度あるいはP-SS負荷といった指標だけでは捕えきれない現象であることを示唆するものと解することができる。

図-6はBOD-SS負荷と生物反応槽-最終沈殿池で除去されたリンとの関係を表わしたものである。今回の調査におけるBOD-SS負荷の範囲は0.6~1.1 kg/kg/dと狭隘であったために明確なことはいえないが、両者の間には比例関係があり、流入する有機物量がリン除去効率に影響を及ぼす要因のひとつと考えることができる。しかし、生物学的脱リン反応においては、有機物量の多寡だけでなく、その種類によって資化性に差があるとの指摘もあり、更に

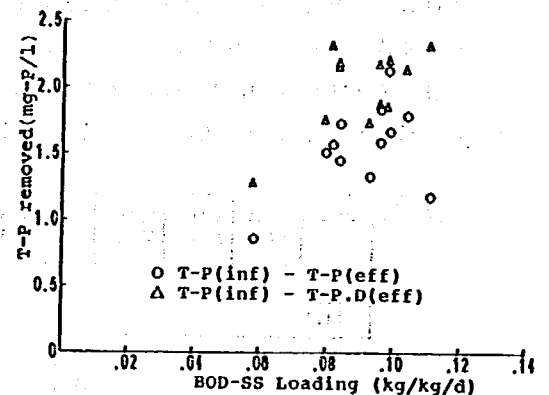


図-6 BOD-SS負荷の影響

検討する余地がある。

生物脱リンにおいてそのリン除去を不安定化する要因として、降雨の影響が経験的に知られている。これは、雨水の混入によって流入水質の希薄化、逆に流入下水中のDO、 $\text{NO}_x\text{-N}$ の上昇が惹起されるためであると理解されている。図-7は、降雨(2/23-24, 26-27), 降雪(2/18)前後の溶解性リン濃度ならびに $\text{NO}_x\text{-N}$ 濃度の経時変化を示している。流入リン濃度(溶解性)は、この期間中1.0~2.5mg-P/lと低濃度であるにもかかわらず、処理水は0.5~1.5mg-P/lの範囲で変動しており、リンの除去効率がかなり影響を受けていることがわかる。これは、流入水 $\text{NO}_x\text{-N}$ 濃度が1~2mg-N/l晴天時に比して高いために、第1槽の嫌気槽で $\text{NO}_x\text{-N}$ の脱窒反応が起り、結果として、実質的な嫌気時間の短縮、有機物の減少

が起こるためである。また、流入水の高DOはさらに第1槽での嫌気状態の確保を困難にする。こうした現象は、生物脱リンがリン除去に関与する微生物の存在だけでなく、適切な条件が与えられてはじめて有効に機能するというを示している。

処理フロー(B)において、生物学的なリン除去に関しては更に検討すべき点が多いが、今回の調査によって窒素、リンの同時除去の可能なことが確認された。特に窒素については、低水温期に降雪等の外乱に対しても安定した処理成績が得られ、処理水T-N濃度で10mg-N/l以下を十分に達成できることが判明した。

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、これを水稻の灌漑水に用いた際、窒素過剰のために青立ち、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

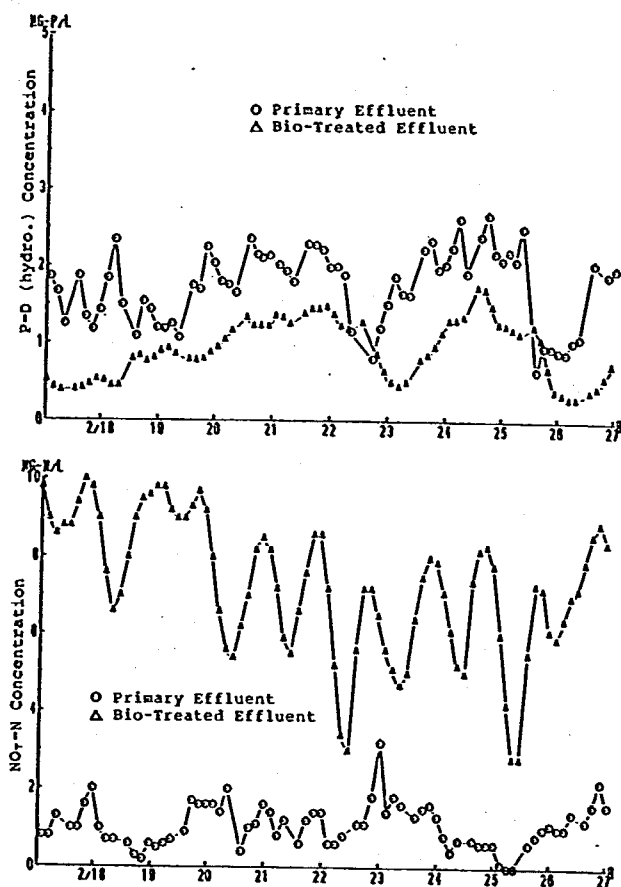


図-7 溶解性リン、酸化態窒素の経時変化

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、茨城県霞ヶ浦浄化センター内の試験圃場を用い、高濃度窒素の影響、灌漑水中の窒素の影響を低減しうる施肥法、基肥および追肥の有効性、土壌への窒素蓄積等について検討を行った。

3.2.1 調査方法

試験圃場は、1区画が、約0.5a (5.85m×8.82m)で10区画からなっており、56年3月に茨城県霞ヶ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60cm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20cm、地下部80cm）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）、霞ヶ浦浄化センター処理水（二次処理水を急速砂ろ過処理したもの）、および処理水に人工的に硝酸ナトリウムを添加して窒素濃度を2段階に調整したものを用いた。水管理は、中干し期間（7月31日～8月7日）を除いて、ほぼ一定の水深（3cm前後）になるよう灌漑水の供給を行った。

栽培品種はコシヒカリとし、58年4月中旬に播種した3葉期の苗を5月17日に移植した。栽植密度は71.0株/3.3m²、1株4本とした。

各試験区の実験条件を表-4に、霞ヶ浦浄化センターの処理水質を表-5に示す。

灌漑水の窒素濃度については、当初、T-Nで、1, 2, 6, 9区は下水処理水+10mg/ℓ、3, 4区は下水処理水+20mg/ℓに調整するよう設定したが、結果的には、

表-4 58年度実験条件

項目	試験区									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
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 NO ₃ -N 20mg/ℓ	下水処理水 NO ₃ -N 20mg/ℓ	下水処理水	下水処理水 NO ₃ -N 10mg/ℓ			下水処理水 NO ₃ -N 10mg/ℓ	
基肥	慣行量	半量	半量	なし	慣行量	半量	慣行量	半量	なし	半量
	追肥	なし	半量	なし	慣行量	半量	慣行量	なし	なし	半量
大気	平均 T-N濃度 (mg/ℓ)	12.1	12.0	23.3	23.2	5.1	11.8	0.3	5.0	11.9
	平均 NO ₃ -N濃度 (mg/ℓ)	11.5	11.6	22.4	22.5	4.7	11.3	0.2	4.7	11.5
	総窒素量 (mg/10 ²)	4131	4458	2081	2653	1164	2192	1361	1435	831
	窒素投入量 ① (mg/10 ²)	54.4	17.8	43.4	65.4	5.9	25.8	0.4	7.4	18.6
	②									
土壌	窒素	基肥	5.0	2.5	2.5	0.0	5.0	2.5	5.0	2.5
	①	追肥	3.0	0.0	1.5	0.0	3.0	1.5	3.0	0.0
	リン	基肥	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	②	追肥	-	-	-	-	-	-	-	-
水	窒素	基肥	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	②	追肥	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
窒素投入量 = ① + ② (mg/10 ²)		82.4	20.3	52.4	66.4	11.9	28.8	0.4	10.4	18.6

(注) 基肥は、5月13日に慣行施肥の形で、追肥は、8月9日に表層施肥の形で施肥。

表-5 霞ヶ浦浄化センター
処理水質

項目	平均濃度 (mg/ℓ)	範囲(mg/ℓ)
BOD	0.5	(0.2 - 1.0)
COD	5.2	(4.4 - 6.0)
S S	0.2	(0.1 - 0.3)
T-N	7.8	(6.1 - 9.4)
NO ₃ -N	6.3	(4.1 - 8.9)
T-P	0.46	(0.34 - 0.75)

(注) 58年5月～58年9月の平均値

表-4に示す結果となった。なお、灌漑水の窒素の大部分は、硝酸性窒素である。

一般の水田での用水量は、1作あたり1200~1500m³/10a程度とされている。各試験区の総給水量は、減水深の差により、900~4500m³/10a・1作とばらつきが見られたが、試験圃場が3年目を迎え、安定してきたことより、前年度(1900~10000m³/10a・1作)よりは、ばらつきは減少し、量も少なくなった。

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 58年度の生育経過

5月17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)は天候に恵まれ、稲は順調に生育した。茎の分けつとその充実期に当たる6月中旬から7月中旬にかけ、雨天の日が多く、日射量が少ない日が続き、気温も18℃前後と低かったため、分けつ数が20本/株前後と少なく、生育も多少遅れ気味であった。しかし、出穂、成熟期に当たる8月以降は天候が回復し、平年並の出穂、成熟となった。

3.2.3 調査結果

(1) 生育過程

窒素の吸収量が多いと、稲の栄養生長が促進され、生殖成長、成熟が遅れるとされている。表-6に各試験区の出穂日を示すが、出穂始、出穂日、穂ぞろい期とも処理水を用いた試験区が若干遅れる傾向が見られるものの、その差は1日程度であり、それほど大きくはない。

表-6 各試験区の出穂日

試験区	1	2	3	4	5	6	(対照区)	7	8	9	10
出穂始	8月13日 (88日)	8月13日 (88日)	8月12日 (87日)	8月13日 (88日)	8月13日 (88日)	8月13日 (88日)	8月12日 (87日)	8月13日 (88日)	8月12日 (87日)	8月12日 (87日)	8月13日 (88日)
出穂日	8月15日 (91日)	8月16日 (91日)	8月15日 (90日)	8月15日 (91日)	8月15日 (91日)	8月16日 (91日)	8月15日 (90日)	8月15日 (90日)	8月15日 (90日)	8月15日 (90日)	8月16日 (91日)
穂ぞろい期	8月17日 (92日)	8月17日 (92日)	8月17日 (92日)	8月17日 (92日)	8月17日 (92日)	8月17日 (92日)	8月17日 (92日)	8月17日 (92日)	8月17日 (92日)	8月17日 (92日)	8月15日 (90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、経過日数

(2) 収穫時の生育結果

表-7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、秆長については、灌漑水の平均T-N濃度が5mg/ℓ程度の5, 8, 10区では対照区と差がないが、高濃度の区では、丈が長くなった。茎数は、基肥がなく、平均T-N濃度が11.9mg/ℓの9区についてのみ、対照区の77%となったが、その他の区では、対照区と大差はなかった。穂数は、茎数とほぼ一致するため、穂数についても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、6区が特異に低いものの、平均T-N濃度との相関は見られなかった。

(3) 収穫物調査結果

表-8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、精もみ千粒重については、灌漑水の平均T-N濃度が5mg/l程度の5, 8, 10区および、12mg/l程度で施肥量が少ない2, 9区においては、対照区と差はなかった。しかし、高濃度の区においては、対照区と比べ、1割程度の減少が見られた。玄米収量については、3区が高く、4, 9区が低く、その他の区は対照区とほぼ同等であった。

(4) 稲体の窒素含有率

稲体に窒素が過剰蓄積すると、徒長、組織の軟弱化等倒伏への影響の他に、稔実期において同化産物の移行障害をもたらすとされており、この現象は出穂後のわらの窒素含有率が1.3~1.5%を上回る場合におこる可能性があるとされている。なお、全国の水稲わらの平均窒素含有率は、風乾物当たり0.57%, 多収穫わらでは0.71とされている。

表-9に稲体各部位の窒素含有率を示す。わらの窒素含有率は、0.62~

表-7 収穫時の生育項目調査結果

項目	試験区	1	2	3	4	5	6	対照区7	8	9	10
草丈	cm	125.6	117.6	122.7	127.1	109.5	122.4	105.2	109.3	108.5	107.7
	(%)	(119)	(112)	(117)	(121)	(104)	(116)	(100)	(104)	(103)	(102)
稈長	cm	94.8	88.0	92.4	95.9	84.1	92.3	80.6	81.0	82.2	79.3
	(%)	(118)	(109)	(115)	(119)	(104)	(115)	(100)	(101)	(102)	(98)
茎数	本	17.0	14.1	17.7	15.1	14.9	17.3	15.6	13.9	12.0	15.2
	(%)	(109)	(90)	(114)	(97)	(96)	(111)	(100)	(89)	(77)	(97)
全穂数	本	17.0	14.1	17.7	15.1	14.9	17.3	15.6	13.9	12.0	15.2
	(%)	(109)	(90)	(113)	(97)	(96)	(111)	(100)	(89)	(77)	(97)
有効穂数	本	15.5	13.8	16.1	13.1	14.6	17.0	15.1	13.7	11.9	15.0
	(%)	(103)	(91)	(107)	(87)	(97)	(113)	(100)	(91)	(79)	(99)
一穂粒数	粒	91.8	76.5	90.2	96.9	73.8	85.9	71.1	77.4	76.0	75.8
	(%)	(129)	(108)	(127)	(136)	(104)	(121)	(100)	(109)	(107)	(107)
座折荷重	gr	231.0	309.0	245.0	259.0	250.0	198.0	271.0	260.0	292.0	257.0
	(%)	(85)	(114)	(90)	(96)	(92)	(73)	(100)	(96)	(108)	(95)

(注) 1) (1)は、対照区<7区>を100としたときの相対値

2) 粒数は、水口、中央、水尻、3カ所、27株<9株×3カ所>の平均値

3) 座折荷重=第3節間を中心に10cm幅で固定し、中央に載荷した時の座折荷重

表-8 収穫物調査結果

項目	試験区	1	2	3	4	5	6	対照区7	8	9	10
粒実歩合	%	81.2	99.0	85.2	72.9	88.9	81.1	91.9	91.5	88.7	92.0
	(%)	(88)	(93)	(93)	(79)	(97)	(88)	(100)	(100)	(97)	(100)
登熟歩合	%	85.6	89.2	72.0	71.6	90.7	77.2	85.7	92.7	92.1	90.6
	(%)	(100)	(104)	(84)	(84)	(106)	(90)	(100)	(108)	(108)	(108)
精もみ千粒重	gr	22.8	25.3	24.2	22.0	24.9	23.3	25.8	26.0	26.6	25.9
	(%)	(84)	(98)	(94)	(85)	(97)	(90)	(100)	(101)	(103)	(100)
もみわら比	%	83.6	74.0	81.3	67.8	77.9	80.2	84.9	86.0	87.5	81.7
	(%)	(99)	(87)	(96)	(80)	(92)	(95)	(100)	(101)	(103)	(96)
精もみ収量	G M ²	557.8	517.0	842.7	436.4	512.2	591.3	546.4	543.0	450.8	579.6
	(%)	(102)	(95)	(118)	(80)	(94)	(108)	(100)	(99)	(83)	(106)
玄米収量	G M ²	433.5	415.1	516.7	340.4	406.2	474.2	439.8	431.7	350.2	474.1
	(%)	(99)	(94)	(117)	(77)	(92)	(108)	(100)	(98)	(82)	(108)

(注) 1) (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カ所の平均値

3) その他の数値は、水口、中央、水尻、3カ所、27株<9株×3カ所>の平均値

表-9 稲体の窒素含有率

項目	T-N		
	もみ	わら	葉
1	1.42	0.62	0.99
2	1.40	0.65	0.70
3	1.30	0.69	0.83
4	1.44	0.67	0.87
5	1.30	0.67	0.76
6	1.37	0.69	0.76
7 (対照区)	1.34	0.72	0.66
8	1.23	0.81	0.83
9	1.28	0.82	0.78
10	1.16	0.71	0.81

(注)

1) * 上位三葉

2) 全て風乾物当り

3) 単位は全て%

0.82%と全国平均よりはやや高いものの、同化産物の移行障害が問題となるような高含有率とはなっていない。また、わらの窒素含有率と灌漑水の平均T-N濃度の間に相関は見られなかった。

(5) 土壌の窒素含有量

図-8に56年度からの土壌中の窒素含有量の推移を示す。58年度収穫後の土壌の窒素含有量は150~170mg/乾土100gであり、区による特定の差は認められない。また、56年度からの推移を見ると、各区とも150~170mg/乾土100gに収束してきており、また各区による差も減少してきていることが認められる。以上より、耕作3年目となり本圃場が水田土壌として安定してきたことが認められる。また、灌漑水からの窒素供給によって、土壌に窒素が蓄積されてきている傾向は認められない。

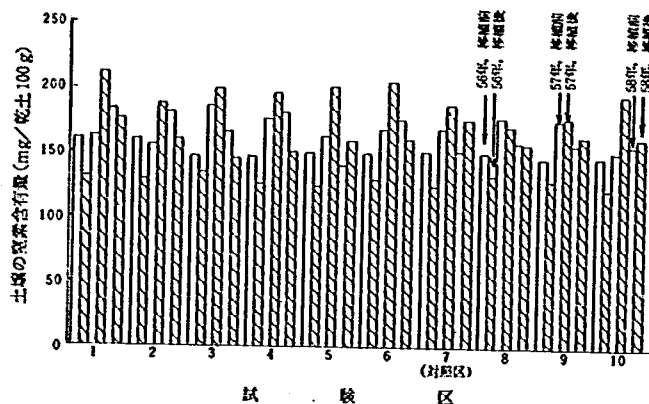


図-8 土壌の窒素含有量の推移

3.2.4 考察

(1) 下水処理を灌漑水に用いた場合の施肥方法の改良

対照区(7区)と、下水処理水(平均T-N濃度5mg/l程度)を灌漑水とし基肥半量追肥半量とした10区および下水処理水を灌漑水とし、基肥半量追肥なしとした8区の3区について、比較したものを図-9に示す。

比較は、各区の水口と区全体の平均(水口、中央、水尻の平均)とし、比較項目は、以下とした。

①倒伏への影響評価項目

- i) 座折荷重
- ii) 桿長

②稔実不良評価項目

- i) 稔実歩合
- ii) 登熟歩合
- iii) 精もみ千粒重

③収量評価項目

1) 玄米収量

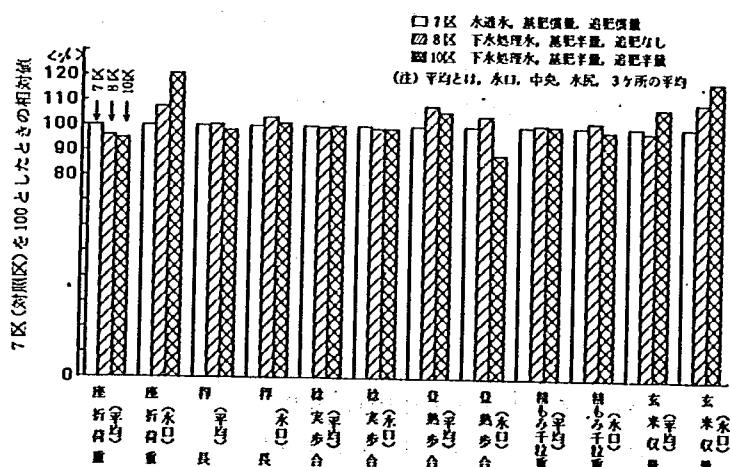


図-9 処理水を灌漑水に用いた場合の施肥方法の改良の効果
(7区、8区、10区の比較)

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。

10区の場合、水口の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く、玄米収量はむしろ、1割程度多い結果となっている。

8区の場合も、各評価項目とも対照区と全く差はなく、玄米収量も同等である。

また、収穫後に米の品質検査を実施したが、8区、10区とも7区同様「1等で特に良」と評価された。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等の評価をするものであり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、虫くいがあれば等級外となっている。

以上より灌漑水として平均T-N濃度5mg/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、灌漑水からの窒素の影響をほとんど受けないことが確認された。また追肥を与えない場合には、玄米収量が対照区と同等であったが、追肥を慣行量の半量与えた場合には、1割の増収となった。この2種の施肥方法の有効性は、57年度にも確認されており、2年連続で良い結果が得られたことより、これらの施肥方法は高く評価できよう。

（2）灌漑水の窒素濃度、施肥方法と稲作への影響

灌漑水の平均T-N濃度と稲作への影響評価各項目の関係を図-10～図-13に示す。評価項目としては、先に述べた項目から、座折荷重、稔実歩合、精もみ千粒重、玄米収量を取り上げた。また、各区の値は、水口、中央、水尻の三カ所の平均値とした。

一般に窒素過多による倒伏は、草丈、稈長の徒長の他、呼吸作用の増加によるでん粉、糖の消費に起因する組織の軟弱化等によってもたらされるとされている。組織の軟弱化については、稈の座折荷重で評価できると思われる。座折荷重については、特異に低い6区を除くと、対照区と比べて特段に小さい区はない。2区と9区はむしろ対照区より大きくなっている。座折荷重は、平均T-N濃度および施肥方法との間に有意な相関は認められなかった。（図-10参照）

次に窒素過多による影響として、稔実不良によって収量減となることがあるとされている。稔実不良については、稔実歩合、精もみ千粒重等で評価できると思われる。稔実歩合については同一施肥条件のグループ内では、おおむね平均T-N濃度の上昇に伴って、稔実歩合は低下した。また、施肥条件の違いによる4グループ間では、総施肥量の多いグループの方が稔実歩合が小さかった。（図-11参照）精もみ千粒重についても同様の傾向が見られた。

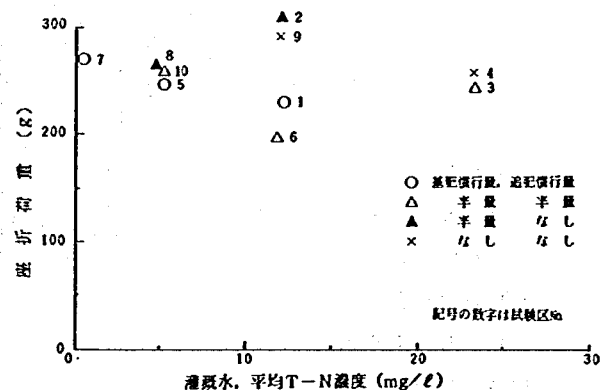


図-10 灌漑水平均T-N濃度と座折荷重

(図-12参照)以上のように、稔実不良度合と平均T-N濃度および施肥方法との間には相関が認められた。

玄米収量については、平均T-N濃度、施肥方法との間に有意な相関は認められなかった。(図13参照)

評価項目全体を見た場合、先に述べたように10区および8区は対照区と同等と評価できるが、その他に、5区(平均T-N濃度5mg/ℓ、施肥は慣行量)および2区(平均T-N濃度12mg/ℓ、基肥半量追肥なし)も、対照区に比較してやや劣る程度で、大きな影響はないと評価されよう。

(3) 基肥および追肥の効果

玄米収量については、図-13に示すとおり、基肥なしの4区および9区が他区とかけはなれて小さい値となっている。基肥以外はほぼ9区と同一条件の2区、および平均T-N濃度が4区とほぼ等しい3区とおのおの比較すれば差は明らかである。これは、基肥がない場合、生育初期(栄養成長期)に分けつが十分行われず、茎数が少なくなり、その結果、穂数が確保されないためと思われる。以上より、灌溉水に窒素が含まれていても、基肥を100%なくすることはできないといえよう。

追肥については、追肥の有無以外は同一条件である8区と10区の差がない<図-9参照>ことより、追肥窒素の有無による灌溉水窒素の影響の差はないものと判断される。

3.2.5 まとめ

本年度は灌溉水中の窒素濃度を調整して、高濃度窒素の影響、灌溉水中の窒素の影響を低減する施肥方法、基肥および追肥の有効性、土壌への窒素蓄積等について調査した。その結果、

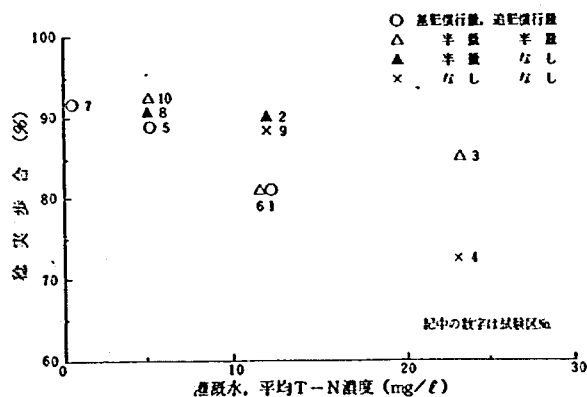


図-11 灌溉水平均T-N濃度と稔実歩合

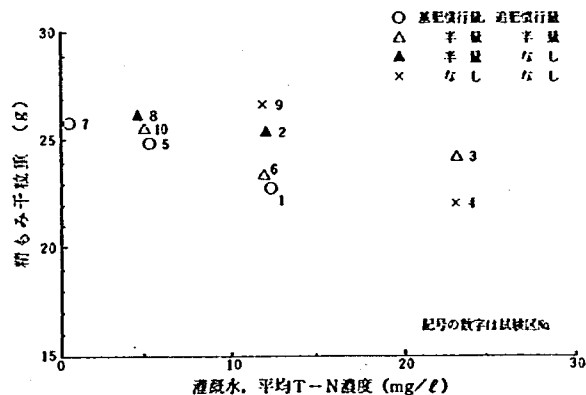


図-12 灌溉水平均T-N濃度と精もみ千粒重

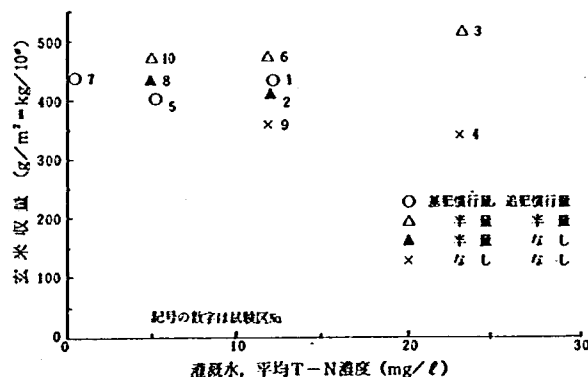


図-13 灌溉水平均T-N濃度と玄米収量

次のことが確認された。

- 1) 灌漑水として平均T-N濃度5mg/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、灌漑水からの窒素の影響をほとんど受けない。また追肥を与えない場合、玄米収量は水道水を灌漑水とした対照区と同等であったが、追肥を慣行量の半量与えた場合には、1割の増収となった。この施肥方法は、有用と評価できる。
 - 2) 灌漑水として平均T-N濃度5mg/lの下水処理水を用いて施肥を基肥、追肥とも慣行量とした場合、および灌漑水として平均T-N濃度12mg/lの処理水調整水<下水処理水に硝酸ナトリウムを添加したもの>を用い、基肥を慣行量の半量、追肥をなしとした場合の2ケースにおいても、対照区に比べて収量等がやや劣る程度で灌漑水からの大きな影響を受けない。
 - 3) 灌漑水の高濃度窒素が稲作に与える影響は以下である。倒伏に対する影響を評価する1項目である座折荷重および玄米収量については、灌漑水の窒素濃度および施肥方法との有意な相関は認められない。稔実不良を評価する項目である稔実歩合および精もみ千粒重については灌漑水の窒素濃度および施肥方法と相関が認められる。
 - 4) 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、なくすることはできない。
 - 5) 灌漑水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。
 - 6) 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。
 - 7) 土壌は、安定してきており灌漑水からの窒素供給によって、土壌に徐々に窒素が蓄積されてきているという傾向は認められない。
- 以上の知見が得られたが、まだ、灌漑水として利用可能な窒素の上限濃度、比較的過剰障害のでやすいとされるアンモニア性窒素の場合の影響、土壌中への長期的な窒素の蓄積など検討すべき課題は数多く残されている。これらについて59年度以降も継続して調査を行う予定である。

7. 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、戸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戸過池を用いて行ったものである。

2. 57年度までの調査結果

二次処理水の急速戸過池による戸過にあたって、戸材構成、戸過方向、流量変動の影響、戸過速度、洗浄方法、洗浄用水等、浄水の戸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、二次処理水の戸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戸過に関する設計資料”にまとめられている。

二次処理水の戸過とともに、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戸過池による戸過に関する実験も行い、二次処理水の戸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戸過池における戸過において、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年度からは最も実用性の高い下水中の窒素除去法の一つである硝化・脱窒法の処理水の二層戸過池による戸過性について調査を開始し、硝化・脱窒処理水中の浮遊物は、通常の活性汚泥処理による処理水に含まれる浮遊物より戸過池では除去され易いこと、戸過によって N-BOD がほとんど除去されること等を明らかにした。

昨年度からは、簡易な戸過法の1つとして長毛戸過法をとりあげ、二層式戸過池との並列運転によって濁質の除去性能等の調査を開始した。初年度の運転の結果では戸過池との間に処理水質の大きな差はなく良好な処理水を得られることが判明した。

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. 58年度の調査結果

3.1 京都パイロットプラントにおける汚過実験

58年度の京都パイロットプラントにおける汚過実験の目的は、1) 長毛汚過法の有効性に関する急速汚過法との比較、2) 生物処理パイロットプラント処理水(窒素・リン同除去による処理水)の二層汚過池における汚過性の把握、3) 品析脱リン法における石灰添加後水の汚過性の把握、の3点である。

3.1.1 急速汚過法による二次処理水の汚過

二次処理水の急速汚過はNo 2汚過池を用いて行った。汚過池の運転は汚過継続時間46時間を基本とし、損失水頭の推移を見ながら、適宜増減させた。洗浄時には洗浄水に次亜塩素酸ソーダを添加した。添加量は洗浄排水中に残留塩素が検出できる程度とした。表-1に汚材構成と洗浄条件を示した。なお、汚材構成と洗浄条件は他の(Na 1とNa 3)汚過池と共通である。

表-2に上記以外の運転条件を、図-1に運転結果を示す。図-1に示した結果は前年度までに得られた結果と大きく異なるものではなく、従来と同様の汚過性となっている。ただし、今年度全般にわたって原水SS濃度が低かったため、濁質捕捉量は従来より少なくなった。初期損失水頭の変動も運転条件の変更によるものと見られる部分を除けば、年間を通じてほぼ一定であり、洗浄時の塩素添加によって、汚材表面の微生物繁殖を押さえ得ることが3年連続で確認されたことになる。

また、56年度以来、各池とも汚材の交換を行っていないが、定期調査の汚材採取による汚材の若干の減少の他は、汚材の劣化等の現象は認められなかった。

3.1.2 長毛汚過法による二次処理水の汚過

長毛汚過では急速汚過池と同じ汚速で運転し、その汚過性を比較した。

また、急速汚過池と同じ頻度で汚布の塩素消毒を行い、その効果も検討した。

表-3に長毛汚過機の運転条件を、図-2に運転結果を示した。

急速汚過の処理水と水質等を比較した結果を表-4に示すが、SSやBODの除去性から見る限り、汚過

表-1 汚材構成および洗浄方法

汚材構成				
	種類	充てん厚さ	有効径	均等係数
上層	アンスタサイト	600 mm	1.47 mm	1.38
下層	けい砂	300 mm	0.64 mm	1.25

洗浄方法

空気洗浄(1.8~2.0分, 1.15 m/分)→逆流洗浄(9分膨張比25%)

表-2 No 2池 運転条件

No	期間	汚過方式	汚過速度	備考
I	58.4.1 ~ 5.30	定速汚過	300 m/日	
II	58.5.31 ~ 12.25	変動汚過	300 m/日	長毛汚過法との比較
III	59.1.6 ~ 3.13	定速汚過	200 m/日	窒素・リン除去処理水との比較

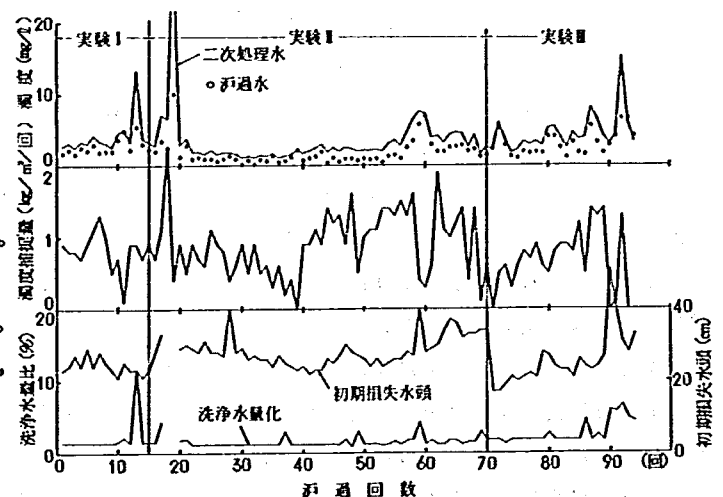


図-1 No 2池 運転結果(通年)

速度が等しい場合は、両者の間に処理水質の差は認められない。昨年度の実験でも処理水質については今年度と同様の結果が得られたが、昨年度の濾過速度は今年度より速い500m/日であった。したがって、長毛濾過法の処理水質は濾過速度300~500m/日の間ではほとんど変化しないと考えられる。

表-3 長毛濾過機の運転条件

No.	期間	濾過方式	濾過速度	設定損失水頭	洗浄速度	洗浄時間	ドラム回転数	備考
I	58.4.1 ~ 5.30	変動濾過	500m/日	255 mm	83l/分	0.23 分	5rpm	5.24より新しい濾布
II	58.5.31 ~ 8.9	"	300m/日	"	"	"	"	
III	58.8.10 ~ 59.3.31	"	"	"	"	"	"	塩素注入実施

急速濾過法と比較すると洗浄水量比が多いが、昨年度の実験結果では20%程度であったのに対し、今年度は平均4.1%と約5分の1に減少した。これは、昨年に比較して原水中のSS濃度が低く、かつ濾過速度も小さかったことに関連があると思われる。しかしながら塩素添加による濾布消毒の結果、濾布に付着する生物膜等の発生がほとんど見られなくなったことも大きな要因であったと考えられる。また、昨年度の実験では濾過回数の増加と共に洗浄水量比が次第に増加して行く傾向が見られた。今年度も同様の傾向があるように見えるが、増加の割合は緩やかである。さらに、昨年度は約半年（濾過回数で約190回）後に濾布の脱毛等が生じ、濾布の交換を行ったが、今年度は、交換後9ヶ月を経過しても脱毛等の現象は生じていない。これらの原因としては負荷の

表-4 急濾との比較(5/31~12/25)

項目	急濾濾過		長毛濾過	
	平均	標準偏差	平均	標準偏差
濁度	1.69	1.67	1.45	1.32
SS	1.36	0.65	1.41	1.11
BOD	4.2	1.97	4.1	2.11
洗浄水量比	1.55 (%)	0.69	4.11 (%)	4.55

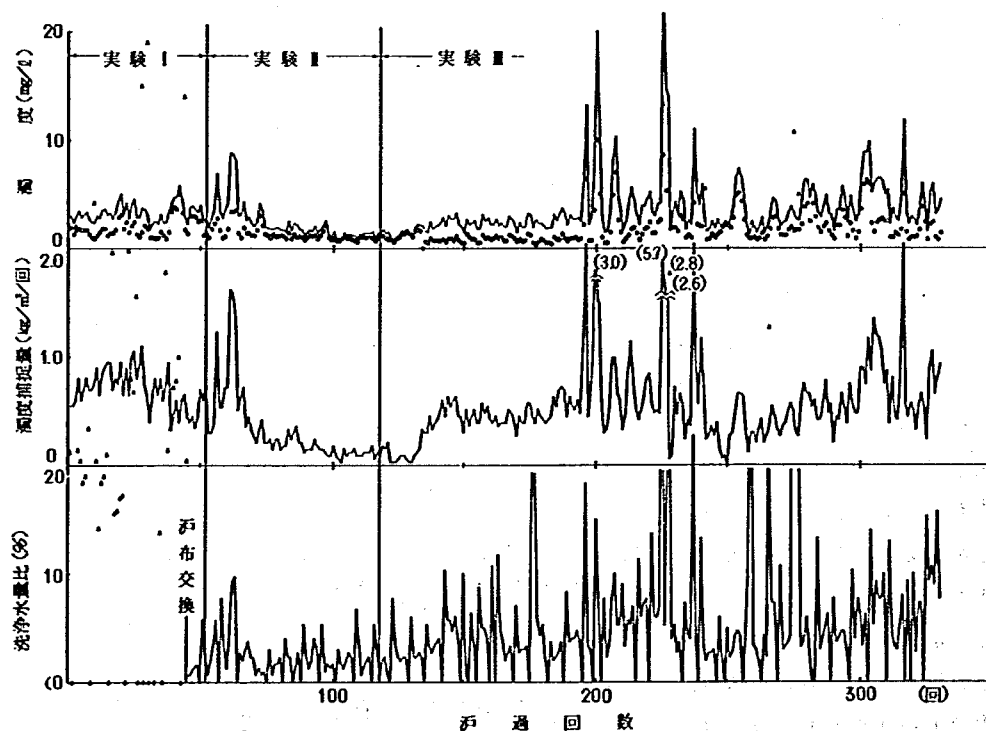


図-2 長毛濾過機運転結果(通年)

軽減の効果、塩素消毒による効果あるいは汚布の個体差などが考えられる。

図-3は二次処理水と急速汚過水および長毛汚過水に含まれる浮遊性物質の粒度分布をコールターカウンターによって測定した結果である。二次処理水に含まれる粒子の径は $1\mu\text{m}$ 以下のものが多く、処理水の粒度分布曲線もほぼ同じ傾向を示している。長毛汚過法では急速汚過法より $1\mu\text{m}$ 以下の粒子の除去率が劣っていることがわかる。

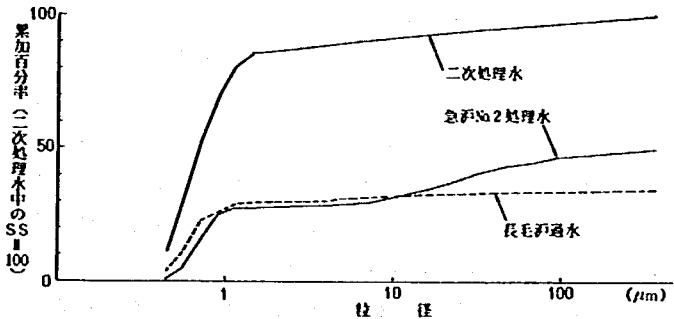


図-3 粒度分布測定結果の例

3.1.3 急速汚過法による窒素・リン同時除去処理水の汚過

急速汚過池No1池を用いて生物処理パイロットプラントの処理水の汚過を行った。汚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-6に、運転結果を図-4に示す。

表-6 No1池 運転条件

No	期 間	汚 過 方 式	汚 過 速 度	生物処理プラント運転方法等
1	58.4.1 ~ 4.27	変動	200 m/日	バクテリア添加硝化 (A/I = 4 mg/l) 脱窒法 (400 m ³ /日)
2	58.4.28 ~ 5.28	"	"	" (A/I = 4 mg/l) (600 m ³ /日)
3	58.6.3 ~ 7.7	"	300 m/日	PAC添加硝化 (A/I = 4 mg/l) 脱窒法 (600 m ³ /日)
4	58.7.13 ~ 11.17	定 量	200 m/日	生物学的脱窒・脱リン法 (II)
5	58.11.18 ~ 12.26	"	"	" (II)
6	59.1.6 ~ 3.30	"	"	" (III)

表-5 粒径別除去率(%) (平均値)

粒径(μm)	No1 汚過池	No2 汚過池	No3 汚過池	長毛汚過機
0.4 ~ 0.5	66.3	63.5	52.4	17.9
0.5 ~ 0.63	82.8	70.6	57.9	42.2
0.63 ~ 0.79	73.2	63.4	60.2	49.3
0.79 ~ 1.26	79.0	70.3	66.0	62.9
1.26 ~ 3.17	79.5	80.6	79.7	25.7
3.17 ~ 6.35	88.4	66.9	65.4	31.1
6.35 ~ 10.1	75.9	-4.3	54.3	45.3
10.1 ~ 20.2	92.9	-26.3	84.3	43.2
20.2 ~ 50.8	91.0	-71.4	81.7	59.6
50.8 ~ 101.6	33.2	-83.3	30.1	41.2
101.6 ~	-23.5	-91.2	52.0	10.0
全 体	81.1	55.2	68.3	48.8

No1池 生物処理水 200m³/日 No2池 二次処理水 300m³/日(変)
No3池 石灰添加水 150 m³/日 長毛汚過機

濁度の除去は全期間にわたって良好であり、二次処理水の汚過と比較して極めて安定した処理結果となっている。同様の傾向は濁度捕捉量、初期損失水頭および洗浄水量化の推移にも表われている。このことは生物処理水の汚過性が極めて安定していることを示すものと考えられる。表-7は、濁質以外の成分の汚過による除去状況を示したものである。流入水中のBODのうち、浮遊性物質によるものと、いわゆるN-BOD

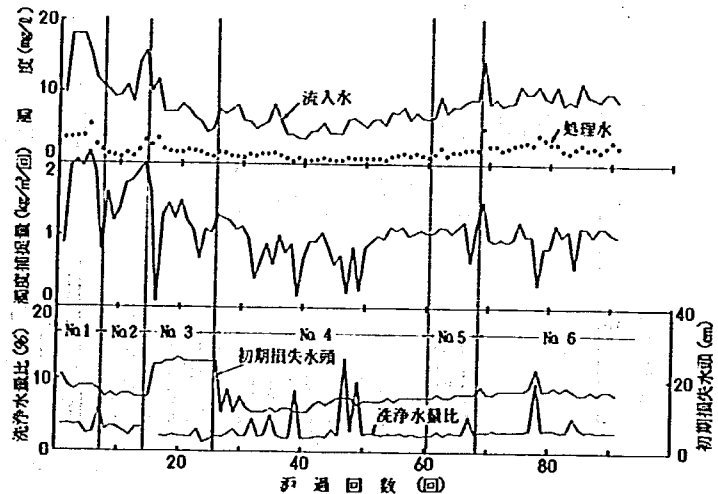


図-4 No1池 運転結果

とがよく除去されていることがわかる。

また、凝集剤添加を実施していた期間では浮遊性の全リンがかなり除去されている。COD およびケルゲル態窒素は浮遊性物質による部分が除去されていると考えられるが、その割合はあまり大きくない。以上の結果は昨年度までの実験結果にはほぼ等しい。

表-7 No1池 処理水質分析結果

No	BOD(mg/l)		ATU-BOD(mg/l)		COD(T)(mg/l)		K-N(T)(mg/l)		T-P(mg/l)	
	流入水	浮過水	流入水	浮過水	流入水	浮過水	流入水	浮過水	流入水	浮過水
1	11.0 (4.4)	2.3 (0.6)	4.9 (2.1)	1.7 (0.1)	16.7 (3.4)	9.8 (1.8)	1.5 (0.5)	1.5 (0.4)	0.81 (0.19)	0.41 (0.26)
2	6.1 (3.0)	1.8 (0.3)	3.2 (1.1)	1.4 (0.4)	13.9 (2.6)	8.8 (1.8)	2.3 (0.7)	1.1 (0.1)	0.49 (0.11)	0.11 (0.01)
3	4.3 (1.6)	1.3 (0.3)	3.1 (0.8)	1.8 (0.9)	12.2 (2.7)	7.7 (1.8)	1.7 (0.4)	0.9 (0.3)	0.63 (0.35)	0.12 (0.03)
4	7.3 (4.1)	1.8 (0.5)	4.9 (3.0)	1.5 (0.5)	15.3 (2.2)	8.5 (1.8)	2.1 (0.5)	1.0 (0.4)	1.69 (0.16)	1.30 (0.16)
5										
6	11.2 (4.3)	3.2 (0.8)	5.5 (1.0)	2.4 (0.5)	17.3 (1.7)	12.5 (1.5)	2.6 (0.6)	1.7 (0.5)	1.38 (0.26)	1.11 (0.34)

図-5 は生物処理水とその浮過水との粒径加積曲線を示したものである。先に図-3 に示した二次処理水と比較して、粒径 10~50 μ m の粒子がかなり大きな割合を占めていることがわかる。処理水では 10~50 μ m の粒子がよく除去されている。また、表-5 は各浮過池の粒度別の除去率の平均値を示したものである。同表より、No1池では、他の浮過池と比較して 3~50 μ m

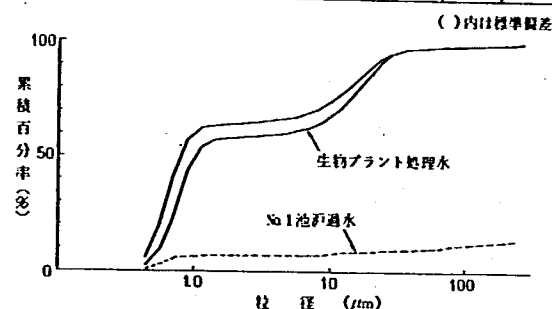


図-5 No1池 流入水と処理水の粒度分布

の粒径で除去率が高いことがわかる。以上の2点から生物処理水中に含まれる浮遊性物質は浮過によって捕捉され易い性質の粒子が多いことが推測できる。

図-6 は浮材付着浮遊物質量を浮層深度毎に測定した結果を示したものである。斜線部が洗浄前の浮遊物付着量を白抜き部分が洗浄後の浮遊物付着量を示している。No1池はNo2池に比較して濁質の負荷量が多く、従って付着物量も多くなっているが、深部まで付着物の比較的多い部分が分布しており、表層浮過になっていた可能性は少ない。一方、洗浄後の付着物量を比較すると、No2池の方が多少多いという傾向にあり、生物処理水中のSSは浮過によって捕捉され易く、かつ、洗浄し易いものと考えられる。

3.1.4 急速浮過法による石灰添加後水の浮過

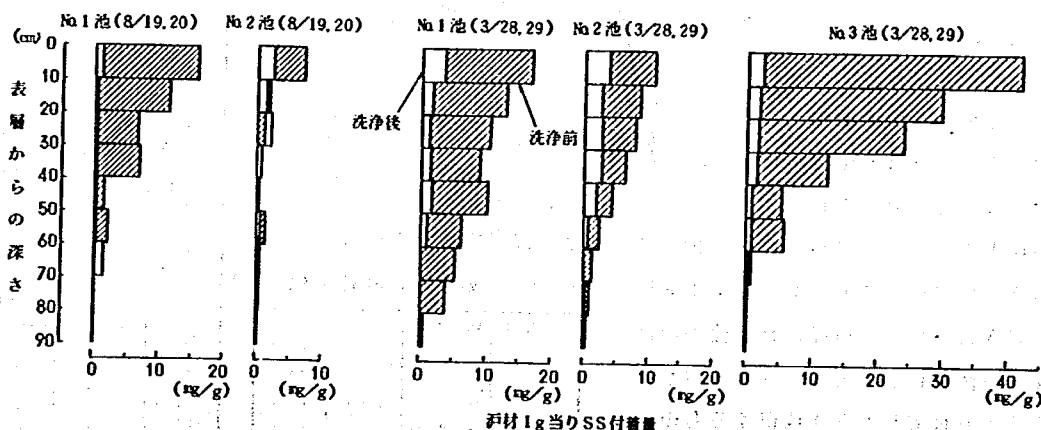


図-6 浮層別浮遊物付着状況

京都パイロットプラント内において実施している晶析脱リン実験において、石灰添加後水中に含まれる凝集フロックや石灰未溶解分の除去を目的として、石灰添加後水の $\text{Na}3$ 浮遊池において行っている。そこで、石灰添加後水の浮遊性について調査を実施した。浮遊池の運転条件を表-8に、運転結果を図-7に示す。図-7において濁度捕捉量は二次処理水中の濁度を基準にして計算したものであり、石灰添加後水を基準にした場合より少くなっている。図-8はコールターカウンターによる粒度分布測定の結果である。石灰添加後水の粒度分布は図-3に示した二次処理水の粒度分布とほぼ同じパターンを示しているが、 1μ 以下の部分の占める割合が多い。表-9は二次処理水に対してどの粒径の粒子が増加したかを示したものである。調査日によって 20μ 以上の粒径では結果が異なるが、何れの場合も 1μ 以下の粒子の増加が多く、 $1\sim 20\mu$ の間の粒子の増加は少なかった。また、浮遊水中の粒子の粒度分布は石灰添加後水のものとほぼ同じパターンを示している。表-5によれば、 $\text{Na}3$ 池の粒径別除去率は 1μ 以下の粒子に対して $50\sim 60\%$ で、他の2池に比較して除去率が低くなっている。

表-8 $\text{Na}3$ 池 運転条件

No.	期 間	浮遊方式	浮遊速度	石灰添加時 設定 (pH)
A	58. 4. 1 ~ 6. 25	定 量	180m/分	9.0
B	58. 6. 26 ~ 7. 25	"	150 "	8.5
C	58. 7. 26 ~ 11. 14	"	"	8.75
D	58. 11. 15 ~ 59. 1. 30	"	"	9.0
E	59. 1. 31 ~ 3. 1	"	180 "	9.0
F	59. 3. 2 ~ 3. 15	"	150 "	9.0

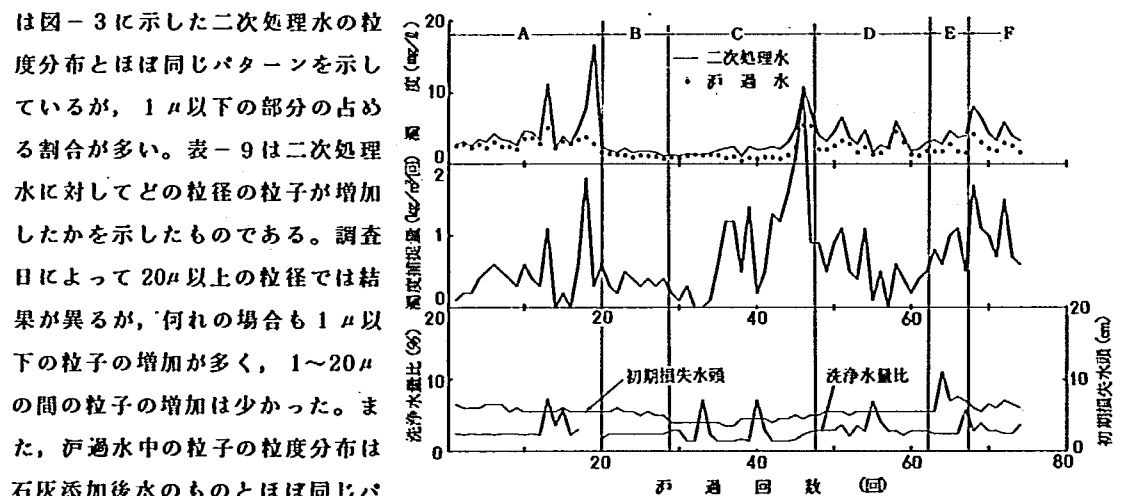


図-7 $\text{Na}3$ 池 運転結果

れば、 $\text{Na}3$ 池の粒径別除

去率は 1μ 以下の粒子に対して $50\sim 60\%$ で、他の2池に比較して除去率が低くなっている。

図-6では、 $\text{Na}3$ 池の浮材付着物量は3池中最も多くなっており、それらのほとんどは、表層から

60cmまでの部分(アンスラサイト層)で浮遊されている。捕捉された粒子のほとんどは洗浄によって除去されており、 $\text{Na}2$ 池より付着したまま残留するものは少なくなっている。

表-9 石灰添加による粒径別SS増加率

粒 径 (μm)	全増加分に対する割合(%)	
	12/21	2/29
0.40 ~0.50	12.3	6.8
0.50 ~0.63	18.9	13.2
0.63 ~0.79	22.0	15.7
0.79 ~1.26	29.4	9.9
1.26 ~3.17	4.8	3.1
3.17 ~6.35	1.0	1.4
6.35 ~10.1	1.5	2.7
10.1 ~20.2	4.5	4.1
20.2 ~50.8	3.1	17.0
50.8 ~101.6	0.6	11.8
101.6 ~	0.6	12.2

図-8 粒度分布測定結果($\text{Na}3$ 池)

表-10 処理水質の例(単位 mg/L)

実験区分		A	C
Ca-T	浮遊前	47.6	36.7
	浮遊後	42.0	35.7
T-P	浮遊前	1.39	1.24
	浮遊後	1.18	1.13

以上の結果から、石灰添加後水中の粒子は1μ以下のものが多く、現在の汚濁構成ではやや汚濁性が悪いが、汚材の汚れは洗浄し易いと云うことができる。なお、参考までに、カルシウムと全リンの汚濁による除去の例を表-10に示す。

3.2 下水処理水再利用の実用化に関する調査

下水処理水の再利用に関して昨年度は文献調査を行い、再利用を実用化するに際して問題とされている点を列挙した。今年度は、それらのうち再利用水に対する要求水質について資料調査を行った。

3.2.1 再利用水に対する要求水質

下水処理水の再利用の形態としては、1) 個別循環、2) 広域循環、3) 開放循環系の3形態が存在するが、再利用水に対して要求される水質は再利用形態と関連しながらも、主にその用途によって定められる。既存の用途別水質基準としては上水道の水質基準、農業用水基準等が存在するが、再利用水の用途である水洗便所用水、散水用水、冷却用水等々については、昭和56年の建設省(案)および厚生省の水洗便所用水暫定水質基準(表-11)の他には特に存在しない。既存の水質基準、工業用水道の標準水質等を表-12に、各種製造業が要求している冷却・温湿度調整用水の水質の例を表-13に、自治体、公団等が提示している水質(案)の例を表-14に示す。これらのうち、表-11に示された厚生省の水洗便所用水雑用水道水質の暫定案

に対しては、一般的な都市下水の場合は、通常の高級処理に汚濁施設を付加すれば十分対応できるものと考えられる。しかしながら、その他の用途に適合させるためには、通常の処理プロセスに更に高度な処理を行うための付加的な施設が必要になるものと思われる。例えば農業用水として直接再利用しようとした場合、T-NやCODのより高度な除去が要求されることになり、冷却用・温度調整用として

表-11 再利用水の水質基準

水質項目	水洗用水 (厚生省)	水洗用水 (建設省(案))	散水用水 (...)
大腸菌群数	10個/ml以下	同左	検出されないこと
pH	5.8~8.6	5.8~8.6 (目標値)	同左
臭気	不快でないこと	不快でないこと(目標値)	同左
外観	同上	同上	同左
残留塩素	—	保持されていること	0.4mg/l以上

表-12 種々の水質基準

上水の水質基準	
NH ₄ -N, NO ₂ -N	同時不検出
NO ₃ -N	10 ppm 以下
Cl ⁻	200 ppm 以下
KMnO ₄ 消費	10 ppm 以下
一般細菌	100個/ml 以下
大腸菌群	不検出
CN ⁻	—
Hg	—
有機磷	—
Cu	1.0 ppm 以下
Fe	0.3 ppm 以下
Mn	0.3 ppm 以下
Zn	1.0 ppm 以下
Pb	0.1 ppm 以下
Cr ⁶⁺	0.05 ppm 以下
As	0.05 ppm 以下
F	0.8 ppm 以下
DS	300 ppm 以下
フェノール	0.005 ppm 以下 (as フェノール)
陰イオン表面活性剤	0.5 ppm 以下
pH	5.8~8.6
臭気	異常でないこと
色度	5度以下
濁度	2度以下

項目	基準	水道原水の水質基準 (浄化方式)
BOD	—	3 ppm 以下
COD	—	25 ppm 以下 (過マンガン酸カリ消費量換算)
D.O.	—	—
S.S.	—	—
電気伝導率(EC)	—	—
pH	—	6.5~8.6
T-N	—	—
T-P	—	—
銅	—	1.0 ppm 以下
鉛	—	1.0 ppm 以下
ヒ素	—	0.05 ppm 以下
マンガン	—	0.05 ppm 以下
鉄	—	0.3 ppm 以下
アルミニウム	—	—
硫化物	—	—
大腸菌群数	—	5000 MPN/100ml 以下
塩素イオン	—	20 ppm 以下
溶解性物質	—	50 ppm 以下
色度	—	—
濁度	—	—

項目	基準	農業用水基準	水産環境水質基準	その他
BOD	—	—	自然繁殖 2ppm以下 生育条件 3ppm以下	自然繁殖 3ppm以下 生育条件 5ppm以下
COD	6 ppm以下	—	—	—
D.O.	5 ppm以上	7 ppm以上	6 ppm以上	—
S.S.	100 ppm以下	25 ppm以下	—	—
電気伝導率(EC)	300μV/cm以下	—	—	—
pH	6.0~7.5	6.7~7.5	—	—
T-N	1.0 ppm以下	—	—	—
T-P	—	0.1 ppm以下	—	—
銅	0.02 ppm以下	0.3 ppm以下	—	—
鉛	0.5 ppm以下	0.1 ppm以下	—	—
ヒ素	0.05 ppm以下	—	—	—
マンガン	—	1.0 ppm以下	—	—
鉄	—	1.0 ppm以下	—	—
アルミニウム	—	0.1 ppm以下	—	—
硫化物	—	0.3 ppm以下	—	—
大腸菌群数	—	—	—	—
塩素イオン	—	—	—	—
溶解性物質	—	—	—	—
色度	—	—	—	—
濁度	—	—	—	—

工業用水標準水質 (昭和46年)

温度	pH	アルカリ度	硬度	DS	Cl ⁻	Fe	Mn
20	6.5~8.0	75	120	250	80	0.3	0.2

再利用しようとした場合には、硬度、蒸発残留物等の溶解成分のより高度な除去が要求されることになる。現在では、各種の妨害物質を除去する技術が存在しており経済性を別にすれば各々の要求水質に対応することができる。

3.2.2 再利用水質の実例

水洗用水以外の用途として再利用水が最も大規模に使用されている例として東京都江東工業用水道をあげることができる。ここでは三河島下水処理場の二次処理水を南千住浄水場で受水し、図-8のフローシートで処理した後、各工場に給水している。供給水量は工場内での再利用率の上昇や省水工程化によって年々減少する傾向にあるが、その主な用途は冷却用(45%)洗浄用(25%)である。当工業用水の水質を表-15に示す。表-13に示す業種別の

表-13 冷却・温度調整用水に対する要望水質の例

業 種	食 料 工 業										冷 却 用 水									
	飲料製造	食品製造	製糖	乳製品	油脂	肉類加工	化学工業	医薬品	染料	繊維	電力	機械	化学工業	石油	金属	窯業	建材	紙業	印刷	その他
硬度 (ppm)	10	20	1	2	15	5	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
pH	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
アルカリ度 (ppm)	50	60	50	50	70	90	100	60	60	35	60	50	50	50	50	100	60	60	60	60
総硬度 (ppm)	50	60	20	50	60	60	100	60	60	50	50	50	100	50	50	200	60	60	60	60
蒸発残留物 (ppm)	80	150	50	100	170	200	200	200	200	75	200	100	150	200	200	300	300	300	300	300
硫酸イオン (ppm)	30	20	10	10	20	5	50	10	10	30	30	100	30	60	10	100	20	20	20	20
鉄 (ppm)	0.1	0.1	0.05	0.05	0.1	0.1	-	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.05	0.1	0.1	-	0.1	0.1	0.1	0.1
マンガン (ppm)	0.1	0.1	0.05	0.05	0.05	0.05	-	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.02	0.05	0.05	-	0.1	0.1	0.1	0.1

表-14 用途別再利用水質基準(案)の例

水質項目	冷却用水		空調用水		洗浄用水		工業用水		生活用水	
	(河川・湖沼)	(地下水)	(河川・湖沼)	(地下水)	(河川・湖沼)	(地下水)	(河川・湖沼)	(地下水)	(河川・湖沼)	(地下水)
硬 度 (°)	30以下	30以下	10以下	15以下	5以下	5以下	5以下	5以下	5以下	5以下
色 度 (°)	50以下	50以下	10以下	15以下	5以下	5以下	5以下	5以下	5以下	5以下
臭 気	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない	不快臭を感じない
pH	5.6 - 8.6	6.5 - 9.0	6.5 - 9.0	6.5 - 9.0	6.5 - 8.6	6.5 - 9.0	6.5 - 9.0	6.5 - 9.0	6.5 - 8.6	6.5 - 8.6
硬 度 (mg/l)	500以下	400以下	300以下	300以下	300以下	300以下	300以下	300以下	300以下	300以下
残留塩素 (mg/l)	-	-	-	-	0.2以上	0.2以上	0.2以上	0.2以上	0.2以上	0.2以上
Cl ⁻ (mg/l)	400以下	400以下	300以下	400以下	300以下	300以下	300以下	300以下	300以下	300以下
ABS (mg/l)	2以下	2以下	1以下	1以下	1以下	1以下	1以下	1以下	1以下	1以下
蒸発残留物 (mg/l)	1000以下	5000以下	1000以下	1000以下	1000以下	1000以下	1000以下	1000以下	1000以下	1000以下
Fe (mg/l)	0.5以下	1以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下
Mn (mg/l)	0.5以下	1以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下	0.5以下
リン酸イオン (mg/l)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BOD (mg/l)	-	20以下	10以下	-	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下
COD (mg/l)	-	40以下	20以下	-	20以下	20以下	20以下	20以下	20以下	20以下
SS (mg/l)	-	30以下	-	-	5以下	5以下	5以下	5以下	5以下	5以下
一般細菌数 (個/ml)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
大腸菌群 (個/ml)	1以下	-	-	-	1以下	1以下	1以下	1以下	1以下	1以下
アンモニア性窒素 (mg/l)	-	20以下	20以下	-	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下	10以下

表-15 南千住浄水場における
原水及び浄水水質

水質項目	原 水	浄 水
硬 度 (°)	62	19
色 度 (°)	21	17
pH	6.8	6.7
硬 度 (mg/l)	-	112
硫酸イオン (mg/l)	57	61
ABS (mg/l)	0.22	0.18
蒸発残留物 (mg/l)	-	351
Fe (mg/l)	-	0.13
Mn (mg/l)	-	0.05
リン酸イオン (mg/l)	-	3.6
BOD (mg/l)	-	2.1
COD (Mn) (mg/l)	-	9.1
SS (mg/l)	-	2.8
一般細菌数 (個/ml)	45,000	200
大腸菌群数 (個/ml)	6,700	0
アンモニア性窒素 (mg/l)	8.6	8.4

原水(三河島下水処理場二次処理水)
↓
高速凝集沈殿(硫酸ばい土)
↓
急速ろ過
↓
塩素注入
↓
配水

図-9 南千住浄水場フローシート

4. 今後の検討課題

二次処理水の簡易河過に関しては長毛河過法の経済性について今後検討を加え、また、粗河材による河過の可能性について検討を行う予定である。処理水の再利用に関しては、再利用の効果を評価する手法について検討する予定である。

8. 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

柳山 孝一

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、有効な熱源となる。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. 57年度までの調査成果

本調査は昭和50年より始っており、以下に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、投入有機物当り $0.35 \sim 0.55 \text{ m}^3/\text{kg}$ 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 余剰汚泥を熱前処理することにより、ガス発生量は増加する。
- ④ 下水処理場における消費電力量は、 $0.2 \sim 0.3 \text{ kWh}/\text{m}^3$ の範囲にある。
- ⑤ 消化ガス発電システムの計画マニュアルを作成した。

3. 58年度の調査結果の要旨

本年度は、①トレーサによる消化タンク有効容量推定調査、②タンク形状と攪拌に関する調査、③熱前処理を付加した消化システムの評価、④高濃度消化実験、⑤超音波処理汚泥の消化実験、⑥無加温消化実験を行い、次の結論を得た。

- (1) 今回調査した消化タンクの場合、デットスペース量が約60%、ショートパス量が約35%もあると推定された。従って、消化タンク内の攪拌方法・汚泥投入口の位置等は十分な検討が必要である。
- (2) 消化タンク内の表面流速・底部流速・デットスペース量について、各種攪拌方式ごとに比較した結果、多点吹込方法が劣っていた。また、タンク形状については高円筒形が劣っていた。
- (3) 70°C 、 150°C 熱前処理を行った消化システムは、 $100,000 \text{ m}^3/\text{日}$ 規模以上の処理場で経済性が認められた。
- (4) 高濃度汚泥の消化において消化ガスを十分得るためには、攪拌を良好に行う必要がある。
- (5) 超音波処理した汚泥のガス発生量は増加する。 20°C 消化の場合、最低30日の消化日数が必要となる。

4. 58年度の調査結果

4.1 トレーサによる消化タンク調査

(1) 調査目的

「下水道施設設計指針と解説」において、消化タンクの滞留日数は1次タンクで20日程度、2次タンクで10日程度と定められている。しかし、実際の消化タンクにおいては、①スカム層の発生、②消化タンク底部での堆砂、③不十分な攪拌に起因する投入汚泥のショートパス、④不十分な攪拌に起因するデッドスペースの発生、等が起きており、消化タンク有効容量の不足・タンク内消化日数の減少が問題となる。消化日数が減少した場合、消化効率・ガス発生量にも悪影響を及ぼすため、消化タンク内部の状態を調査することが重要となる。本調査は、消化タンク内部の状況把握を、トレーサ法により行うものである。

(2) 調査項目

(3) 対象処理場消化タンクの概要

- | | |
|----------------------|----------------------------------|
| ① 消化タンク内堆砂量（トレーサ投入前） | 消化タンク投入汚泥量；312m ³ /日 |
| ② タンク内汚泥濃度分布（　　〃　　） | 消化タンク構造；内径21m ϕ ×側深8.6mの円筒形 |
| ③ 堆積汚泥濃度分布（　　〃　　） | 消化温度；38℃ |
| ④ タンク内流速分布（　　〃　　） | 加温方式；蒸気直接吹込（5点）方式 |
| ⑤ タンク内温度分布（　　〃　　） | 攪拌方式；ガス攪拌（4点攪拌） |
| ⑥ トレーサ調査 | タンク内清掃状況；51年12月 |

(4) トレーサ調査方法

トレーサとしてリチウムを用い、リチウム投入量はタンク全容量に対し、濃度が5mg/lになるよう設定した。投入方法は、汚泥投入管付近の試料採取口から投入管口に向けてポンプで15分間注入した。

サンプリングは、濃縮汚泥・1次タンクから2次タンクへの移送汚泥・タンク内・および底部の堆積汚泥について行った。

(5) 調査結果

(5)-1 トレーサ投入前の調査結果

① 堆砂汚泥の厚みと量は、層厚で1.3~2.2m、堆砂部容積約640m³であり、タンク容量の約21%を占めている。前年度の同処理場での調査と比較すると、約40m³、6.5%の増であった。

② タンク内での汚泥濃度分布は、TSで0.76~2.95%であるが、ほとんどのサンプリング点でTS濃度1.8%、VTS/TSは54%であった。

③ 堆砂部におけるTS濃度は、12~25%であり、堆砂層の下部およびタンク周辺部でTS濃度が高かった。また、VTS/TSは22~35%の範囲にあり、無機化が進行していた。

④ タンク内流速は、水深2.5m以浅で2.2~7.5cm/s、4.5m以深では1.5cm/s以下、6.5m以深では、0.5cm/s以下でほとんど流速の出現はなかった。

⑤ タンク内水温は、ほぼ均一で37~37.5℃の範囲にあった。

(5)-2 トレーサ調査結果

トレーサ濃度流出曲線を図-1に示す。この濃度曲線は、濃度を完全混合下の初期濃度C₀で除し、また、経過日数を理論的平均滞留日数で除して基準化した座標上に抽いたものである。

完全混合・デッドボリウムおよびショートパスのある場

合を想定した理論式は、次式で表現される。

$$\frac{C}{C_0} = \frac{V}{V_b} \left(\frac{v_1}{v} \right)^2 \cdot \exp \left\{ -\frac{v_1}{v} \cdot \frac{V}{V_b} \cdot \theta \right\} + \frac{v_2}{v} \cdot \int_{t=0}^{\infty} \delta(t) \cdot \left(\frac{C}{C_0} \right) dt$$

ここで C ; 消化タンク出口のリチウム濃度

V ; 消化タンク容量

V_b ; 消化タンク内完全混合部容量

v ; 流入汚泥量

v₁ ; ショートパス以外の汚泥量

v₂ ; ショートパスする汚泥量

θ ; (v/V) · t

t ; 経過日数

∫ ; Diracのデルタ関数

従って、図-1のトレーサ流出曲線を $a \cdot e^{-b\theta}$ の式で近似し、最小自乗法により a, b の値を決定することにより v₁, V_b を求めることができ、 $v = v_1 + v_2$, $V = V_b + V_d$ の関係よりショートパス量 (v₂)、デッドスペース量 (V_d) が求まる。

上式を用い、今回調査の v₂, V_d を求めてみると、各々 37%, 57% となる。

この数値と(5)-1の調査結果の詳細とを比較すると、リチウムのショートパス量においては、実測計算値も 32% であり、ほぼ同じ値であるが、デッドスペース量 57% と実測堆砂量 21% とではかなりの差が生じている。つまり、この消化タンクにおいては、堆砂スペース以外に 36% の死水域部が生じていることとなる。このことは、実測タンク内流速分布において流速が出現していないスペースがかなりあることとも関係がある。従って、本調査対象消化タンクにおいては、以下の改善が必要と思われる。① 攪拌方法、② 堆砂清掃、③ 汚泥投入管の管方向の修正。

4.2 タンク形状と攪拌に関する調査

(1) 調査目的

上記したように、デットスペースの解消には、攪拌方式の改良が有効な方策の一つとなる。従って本調査では、タンク形状を低円筒形に固定し、攪拌方式を換え、どの攪拌方式が最良であるかについて実験を行い検討することを目的としている。また、攪拌方式を固定し、種々のタンク形状ごとの性能比較も行っている。

(2) 実験装置

実験タンクは、円形タンクを扇状に切断した形状とし、0.3 m³ 規模の透明アクリル製のものを使用した(前年度報告書参照)。実験タンクの水深は 1 m とし、タンク容量は 200 ℓ とした。タンク内の攪拌は空気をういたガス攪拌とした。想定した消化タンク形状は低円筒形であり、用いた攪拌方式はドラフトチューブ方式・底部センターディフューザー方式・多点吹込方式の三種類である(図-2 参照)。

(3) 実験条件

水理学的な相似則を満足させ、実際の消化タンク内の流速分布を再現するために、一定の粘性流数をもつ流体を選定した(前年度報告書参照)。実験条件を表-1 に示す。

(4) 実験結果

表-1 実験条件

攪拌効果の評価は次の三点に着目し、各種攪拌方式の比較検討を行っている。

- (i) スカム防止に関係するタンク上部の表面流速
- (ii) 堆砂防止に関係するタンク下部の底部流速
- (iii) タンク内部のデットスペース量に関係する流速 0.5 cm/s 以下の測点数

かき混ぜ方式	流体の種類	吹込ガス量 (ℓ/min)
ドラフトチューブ方式	清水	0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0
	グリセリン40%水溶液	0.5, 1.0, 2.0
	グリセリン55%水溶液	0.5, 1.0, 2.0, 4.0
底部センターディフューザ方式	清水	0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0
	グリセリン40%水溶液	0.5, 1.0, 2.0
	グリセリン55%水溶液	0.5, 1.0, 2.0, 4.0
多点吹込方式	清水	0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0
	グリセリン40%水溶液	0.5, 1.0, 2.0
	グリセリン55%水溶液	0.5, 1.0, 2.0, 4.0

(温度 10~12°C) (合計 36 条件)

結果を列記する。

① タンク内流速分布の一例

を図-2に示す。流速 0.5 cm/s 以下の測点数を見ると、多点吹込方式が異常に多い。

② 図-2の中に、上部表面流速 (4測点の平均) および下部底部流速 (5測点の平均) の計算値を示したが、ここで

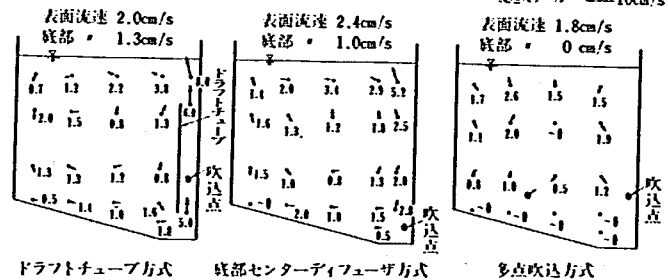


図-2 流速分布

も、多点吹込方式は、上部および下部流速ともに、他の2法に較べ劣っている。

③ 上記①、②は、名実験ケースとも、ほぼ同じ傾向を示しており、多点吹込方式の劣性が指適される。ここで、トレーサ調査の結果を振り返ると、デットスペース量57%を示した調査対象消化タンクにおける攪拌方式は多点吹込方式であり、攪拌方式を変更すれば、デットスペース量も減少すると思われる。

④ 図-3は、各種タンク形状ごと、攪拌状況を示している。各形状ともに、グリセリン40%水溶液を用い、水のタンク内循環が8回/時程度の実験ケースの図である。まず、タンク下部の底部流送に注目すると、高円筒形タンクの場合、流速の出現は見られず、他の3形状に較べ劣っていることがわかる。次に、0.5 cm/s以下の流速箇所数を見ると、再び、高円筒形が最も悪く、卵形が最も良好であることがわかる。

わが国で最も多い、低円筒形では、側壁と底部とのコーナー部の流速が最も遅くなっており、タンク使用開始後、汚泥の堆積が発生するのは、この箇所からと思われる。

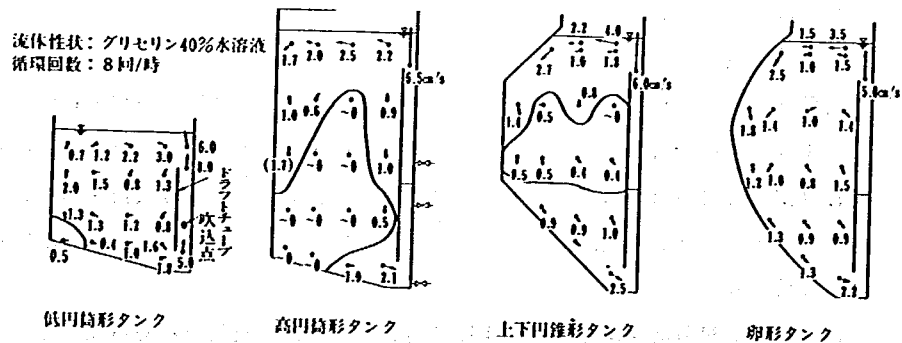


図-3 各種タンク形状ごとの攪拌状況

4.3 熱前処理を付加した消化システムの評価

(1) 調査目的

当研究室では、昭和55年度より、熱前処理を付加した消化実験を行っている。その結果、余剰汚泥の場合、150℃の熱前処理を行うと、消化ガス発生量は1.7倍になることが判明し、熱収支を計算しても従来法と比べ遜色のない事がわかった。

そこで、今年度は、熱前処理を付加した嫌気性消化システムの経済性について検討を行った。

(2) 前提条件

- ① 濃縮汚泥濃度は初沈・余剰とも4%
- ② 初沈汚泥量と余剰汚泥量の比率 = 1 : 1
- ③ 有機物含有率は初沈・余剰とも70%
- ④ 濃縮汚泥濃度は15℃
- ⑤ 含水率98%の汚泥量が処理水量に対し1.5%発生する。
- ⑥ 消化温度は35℃、消化日数20日
- ⑦ 投入有機物当りのガス発生量

基本システムの初沈汚泥 = $0.5\ell/\text{gvs}$

“ 余剰汚泥 = $0.3\ell/\text{gvs}$

70℃システムの余剰汚泥 = $0.3 \times 1.2\ell/\text{gvs}$

150℃システムの余剰汚泥 = $0.3 \times 1.7\ell/\text{gvs}$

(3) 経済評価

経済評価は、余剰汚泥に対し熱前処理設備を付加することにより増加した電力量を費用換算したもの（便益費）と、付加した設備の年間の減価償却費および維持管理の合計とを比較することにより行った。なお、機器費および建設費の耐用年数は各々20年、50年とした。

(4) 調査ケース

大中小の3段階の処理規模を想定し、熱前処理の温度条件を未処理・70℃処理・150℃処理の3段階の合計9ケースで検討した。

(5) 調査結果

図-4に処理規模100m³/日のケースの各システムの熱収支を示し、図-5で処理規模別に費用と

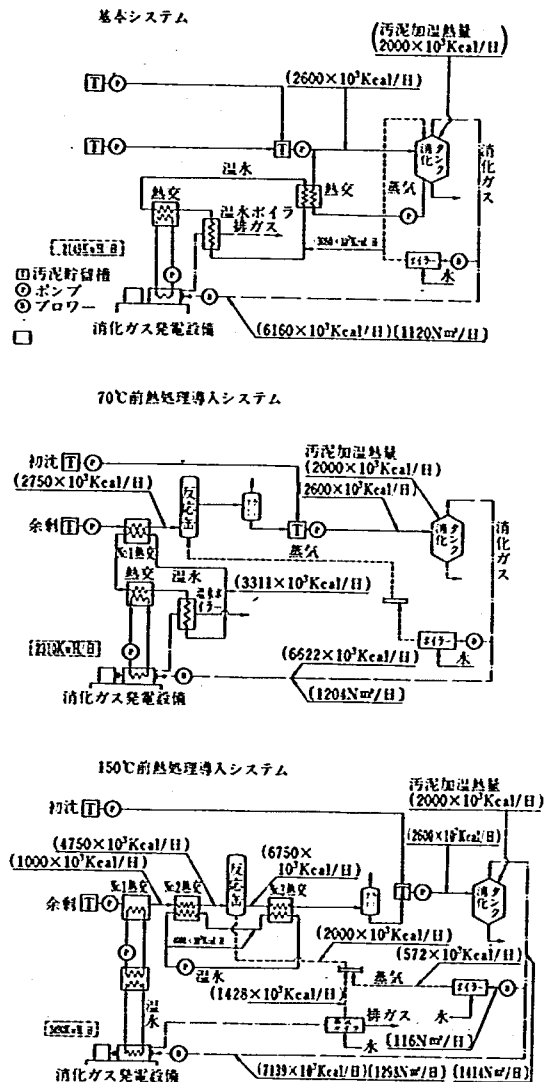


図-4 各システムの熱収支（処理規模100m³/日）

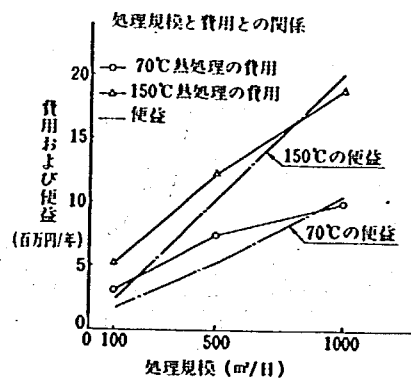


図-5 処理規模別の費用および便益

の関係を示した。結果は以下の通りである。

- ① 熱前処理を付加することにより、余剰汚泥のガス発生率は、70℃で1.2倍、150℃で1.7倍増加するが、初沈汚泥を含めた全体でみると、各々1.08、1.26倍であった。
- ② 回収電力量の増加は、70℃・150℃熱前処理で各々、7%、16%の増であった。
- ③ 70℃、150℃熱前処理ともに、処理規模800～900m³/日(濃縮汚泥量ベース)、言いかえると、100,000m³/日規模の下水処理場において、便益が費用を上回り、経済性が認められた。

4.4 高濃度汚泥の消化実験

(1) 実験目的

年々、消化タンクに投入される濃縮汚泥濃度が低下してくるにつれ、機械濃縮の採用が増加する傾向にある。機械濃縮による汚泥濃度の向上は、熱収支の観点より消化タンクにとって好ましい事であるが、高濃度汚泥を消化タンクに導入した場合、どのような影響が出るかについて我国では未だ十分な調査が行われていない。ここでは、室内実験において、高濃度汚泥の問題点について検討を行っている。

表-2 投入汚泥成分(回分)

	P H	7%カリ 度 (mg/L)	酸 度 (mg/L)	T S (mg/L)	V T S (mg/L)	C O D c r (mg/L)	T-C (mg/L)	T-N (mg/L)	N H ₄ -N (mg/L)	T-P (mg/L)
No.1	6.5	195	264	12,200	9,170	12,400 (16D)	3,980	8,910	30	246
No.2	6.4	438	591	31,200	23,800	34,900 (1,610)	9,900	22,700	102	610
No.3	6.4	945	840	60,500	46,400	65,500 (3,610)	25,100	21,100	448	1,150
No.4	7.7	1,313	885	101,000	81,000	-	-	76,540	1,322	2,110

()は通心分離上澄液

(2) 実験方法

実験は、回分実験と連続実験とで各々4ケースずつ行った(初期濃度条件は表-2、4を参照)。消化温度は、各実験とも35℃で行い、実験装置は、前年度の実験と同一である。実験期間は、回分で8週間、連続で12週間であり、用いた汚泥は余剰汚泥であった。

表-3 消化汚泥成分(回分)

	P H	7%カリ 度 (mg/L)	酸 度 (mg/L)	T S (mg/L)	V T S (mg/L)	C O D c r (mg/L)	T-C (mg/L)	T-N (mg/L)	N H ₄ -N (mg/L)	T-P (mg/L)
No.1	7.4	2,220	795	12,100	7,730	11,300 (345)	4,090	1,180	589	397
No.2	7.2	3,090	1,290	17,600	11,500	16,900 (502)	6,120	1,800	843	551
No.3	7.4	4,110	1,510	24,000	16,400	24,500 (1,130)	8,170	2,550	1,260	739
No.4	7.4	5,890	1,990	32,500	22,700	33,100 (1,760)	12,300	3,630	1,760	259

()は通心分離上澄液

(3) 実験結果

(3)-1 回分実験結果

- ① 各濃度段階とも、実験期間中、メタン成分比は0.6～0.65の範囲にあり、濃度差による影響

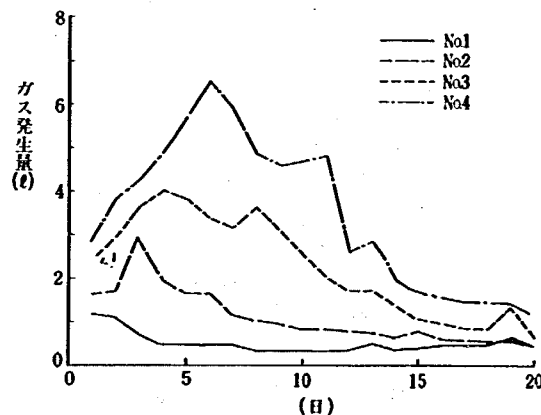


図-6 消化ガス発生量の経日変化(高濃度回分)

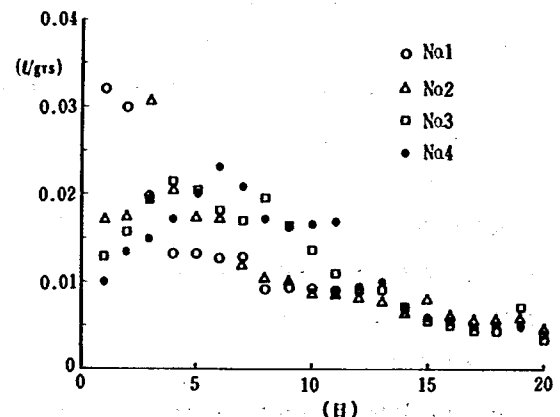


図-7 単位有機物当りのガス発生量

はなかった。

② 図-6は、消化ガス発生量の20日間の経日変化であるが、汚泥濃度が高くなる程、日当りのガス発生量のピーク出現に日数を要している。約10%汚泥のピーク出現は7日目である。

③ 図-7は、単位有機物当りのガス発生量の経日変化であるが、汚泥濃度が低い方が1～3日目位の初期ガス発生量が大い。

④ 経過日数14日以降では、各濃度段階とも単位有機物当りのガス発生量に差異はなく、累積単位有機物当りのガス発生量も同じ値となる。

⑤ ②～④を考えると、高濃度消化の問題点は、搅拌混合にあると言える。つまり、高濃度汚泥であっても、搅拌を十分に行えば、初期のガス発生量は増大し、消化日数も短くすることが可能となる。

(3)-2 連続消化実験

① 表-4に連続消化実験の各ケースごとの12週

表-4 投入および引抜汚泥成分(連続)

間の平均値を示す。この表中、高濃度汚泥ほど、投入有機物当りのガス発生量が上昇傾向にあるがこの差異は、平均消化日数の違いによる。ただ、消化槽No3とNo4とを較べると、No4の方が消化日数が長いにもかかわらず、No3よりも投入有機物当りのガス発生量が少くなっているのが注目される。この差異は、槽内の搅拌状況に起因したと考えられる。No4の槽内での搅拌は不十分であり、かなりのデットスペースの存在が確認されている。

消化槽No	No 1	No 2	No 3	No 4
TS(投入) mg/ℓ	10,100	17,900	49,500	64,700
VS(投入) mg/ℓ	7,840	14,000	40,100	52,800
VS/TS(投入) %	77	79	82	82
TS(引抜) mg/ℓ	8,880	15,800	31,500	36,100
VS(引抜) mg/ℓ	6,520	11,700	23,400	26,600
VS/TS(引抜) %	73	74	74	74
投入VS当り ガス発生量/gvs	0.121	0.147	0.248	0.227
平均消化日数 日	7.6	13.4	36.9	48.5

② 回分および連続実験の結果より、高濃度汚泥の消化において、搅拌が重要であることを指摘したが、今後は、搅拌のためのエネルギーと消化による回収エネルギーとの関係を詰める必要がある。

4.5 超音波処理汚泥の消化実験

(1) 実験目的

消化プロセスにおいてガス発生量を増加させるための前処理法として、本年度は、超音波処理を取り上げ、その効果を実験により検討した。

(2) 実験方法

用いた汚泥は余剰汚泥であり、消化温度35℃で回分実験、期間8週間行った。実験装置は前年度と同一である。超音波処理は、出力200Wの連続破砕機を用い、処理時間0, 2, 6.25, 14.3分の4ケースの汚泥を作成した。

表-5 投入汚泥成分

超音波 条 件	槽 No	PH	TSS分 度 (mg/L)	TS (mg/L)	VTS (mg/L)	COD cr (mg/L)	T-C (mg/L)	T-N (mg/L)	NH ₄ -N (mg/L)	T-P (mg/L)	
超音波 なし	No.1	6.0	340	68	20,500	16,600	23,900 (902)	8,190	1,620	42	464
50 分/日	No.2	6.2	392	701	26,900	21,800	31,700 (1,476)	11,000	2,600	101	516
16 分/日	No.3	6.2	410	653	16,100	12,900	18,500 (1,840)	7,080	1,230	77	416
7 分/日	No.4	6.4	519	630	13,000	10,300	19,800 (2,049)	7,400	1,260	132	434

表-5に用いた汚泥の成分を示し、図-8に超

()は通心分層上段液

音波処理した汚泥の粒径分布を示す。また、図-9に今回の実験4ケースごとの累積ガス発生量の経

日変化を示す。結果は次の通りである。

- ① 超音波処理時間の長い汚泥ほど、同一消化日数におけるガス発生量が多く、ガス発生の立ち上がりも早い。
- ② このように、超音波処理の効果は確認されたがその経済性については今後詰める必要がある。

4.6 無加温消化実験

(1) 実験目的

小規模処理場における消化タンクは、消化によるガス回収というよりも、汚泥の減量に、安定化および貯留が主目的となる場合もあり、加温も無加温のことが多いと思われる。ここでは無加温（本実験では20℃を想定）消化を行った場合、消化回数が何日必要となるか、また発生するガスの成分は何かについて調査している。

(2) 実験方法

用いた装置は、前記装置と同一であり、汚泥は表-6に示す4種類の汚泥を使用した。

(3) 実験結果

① 図-10に示すように、純酸素汚泥以外は、30～35日目までに顕著なガス発生は終了している。つまり、20℃消化では最底1ヶ月の消化日数が必要となる。

② ガス成分については、純酸素汚泥でメタン成分比20%、CO₂成分比70～80%と、その他の汚泥のメタン成分比60～70%と較べ異った値を示した。

4.7 消化汚泥の固液分離性調査

(1) 調査および結果の概要

18ヶ所の下水処理場より消化汚泥を採取し、室内において、1ℓのメスシリンダーを用い、固液分離性を観察した。各汚泥の固液分離性は、汚泥のSSあるいはVSSに大きく依存し、SSの値が大きい程固液分離性は悪化している。また、汚泥の浮上が観察されたのは、汚泥のタンパク質濃度・脂質濃度が各々5,000mg/ℓ・2,000mg/ℓ以上の場合が多かった。

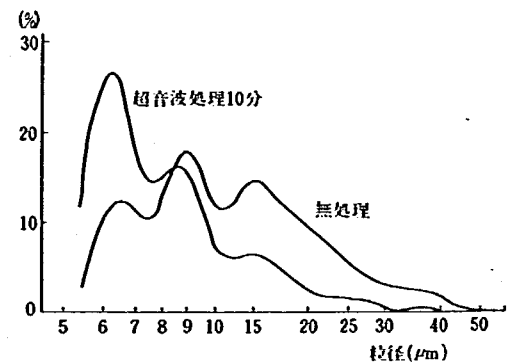


図-8 粒径分布

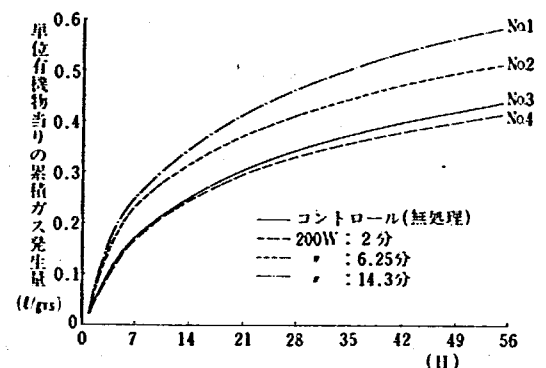


図-9 単位有機物当りの累積ガス発生量

表-6 投入汚泥成分

汚泥の種類	種類	PH	アルカリ度 (mg/L)	酸度 (mg/L)	TS (mg/L)	VTS (mg/L)	COD (mg/L)	T-C (mg/L)	T-N (mg/L)	NH ₄ -N (mg/L)	T-P (mg/L)
AO法	No1	6.2	658	832	26,100	20,300	30,700 (0.410)	11,100	2,250	308	851
長時間	No2	5.9	456	869	18,700	14,800	23,000 (0.650)	8,390	1,420	253	270
標準	No3	6.6	693	59	22,400	16,200	25,800 (0.870)	8,530	1,760	208	500
純酸素	No4	5.8	603	1,460	56,300	49,200	70,500 (5.230)	26,300	3,970	341	743

()は濃度分選上濃度

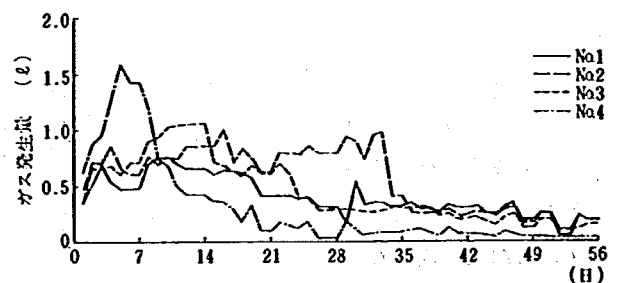


図-10 消化ガス発生量の経日変化（無加温）

9. 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、平地部が狭少で四方海に囲まれ、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。

2. 昭和 57 年度までの調査成果

① 海洋生物の食物連鎖系において高位にある魚類を対象として、海洋還元した汚泥の影響を実験調査した結果、魚類によっては直接汚泥を摂取する、汚泥による魚病の発生・有害物質の蓄積は認められない事が判明した。② 魚類等に対する汚泥の毒性試験の結果、毒性が発現するのは海水に対する汚泥の容量比で5%以上添加した場合であり、この毒性は汚泥中のアンモニア性窒素と推察される。また、汚泥の種類としては、消化汚泥の毒性が一番強く、初沈生汚泥、余剰汚泥の順で毒性は弱くなる。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あまりなく、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活動を維持していることを確認した。また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チルムとクラモ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、プランクトンにより異なっているが、重金属の異常蓄積は見られなかった。⑥ 汚泥を海洋還元した場合の海水中での大腸菌および一般細菌の消長は、汚泥還元後1週間程度では消滅せず、若干の減少傾向が見られるだけであった。⑦ 実際の海域砂泥中には生物は当然生存し

ているが、海洋還元によって堆積した堆積汚泥中においても生物の棲息が可能であることを確認した。

⑧ 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、脱氮消化汚泥>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。

⑨ 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50~300 μ mの粒径範囲にあり、この粒径は海洋生物にとって餌の粒径と同じ範囲に入っている。

3. 昭和58年度の調査結果の要旨

本年度は、①下水汚泥を海洋へ還元した場合の微量物質の食物連鎖系での生物濃縮実験、②下水汚泥の海洋還元に関する動向調査、③下水汚泥を海洋に還元した時の大腸菌の消長実験、④海洋への汚泥の投入法に関する実験を行い、次の結果を得た。

(1) 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。(2) 供試重金属は、生物段階が上昇するにつれ、単位固形物当りの重金属含有量は減少した。(3) クロレラ培養水中の重金属濃度が極端に高い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はHgを除いて顕著な生物濃縮の差はない。(4) Hgの場合は、クロレラ、ワムシとも培養水中の重金属濃度が高い程重金属含有率も上昇するが、アユの段階ではこの傾向は見られない。(5) アユについて、供試前と供試後とを比較すると、単位固形物当りのHg含有率は供試後の方が供試前よりも高い値を示した。(6) (2)~(5)より、Hgは他の重金属に比べ生物濃縮されやすい金属であると言える。(7) 海洋還元に関する国際的動向および諸外国の実情を概説した。(8) 汚泥を海洋に還元した場合、消化汚泥の大腸菌の消滅は8日以内であるが、初沈汚泥・余剰汚泥では1~2ヶ月程度必要となる。(9) 汚泥を船舶から海洋に投入する場合、船のスクリーン部での攪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。

4. 昭和58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餌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各々、クロレラ、ワムシ、アユ稚魚である。この生物の選定に当たっては、まず、繁殖時期が実験期間と一致すること、使用する魚種が社会的に有用性が高いこと、稚魚期には海で生活することを考慮してアユを選び、次にアユの飼育にとって一般的な一次および二次生産者であるクロレラとワムシを選んでいく。

これらの生物は、まず汚泥と海水の混合溶液でクロレラを培養し、クロレラが十分増殖したところ

表-1 汚泥および海水の性状

	COD(mg/l)		T-N(mg/l)		T-P(mg/l)		TS(g/l)		SS (g/l)	強熱減量 (%)	T-Hg (mg/l)		Cd(mg/l)	Cu(mg/l)	Zn(mg/l)
	I	D	I	D	I	D	I	D			D	D	D	D	D
供試汚泥	8,333.0	117.0	2,357.0	78.0	113.00	3.40	34.0	1.2	28.300	38	0.0002	Tr	0.017	0.010	
№1	1.1	0.5	0.2		0.08				0.002	15	0.0001	Tr	0.010	0.070	
№2	18.2	10.2	25.1	15.5	1.61	1.07	39.3	37.6	0.074	22	*0.0001	*Tr	*0.010	*0.070	
№3	17.6	11.9	22.0	15.2	1.42	1.31	40.0	36.6	0.069	22	*0.0011	*0.03	*0.020	*0.170	
№4											*0.1001	*3.00	*1.010	*10.070	

T:トータル D:溶解性 *:計算値

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アユを飼育した。但し、三者は別々の容器で培養および飼育を行った。供試汚泥はA下水処理場の消化汚泥であり、海水は三河湾沿岸の地下から汲み上げた地下浸透海水である。汚泥および海水の性状については表-1に示す。

生物濃縮を検討するための本実験に先立ち、クロレラおよびワムシの最適増殖条件を求める予備実験を行い、クロレラ増殖時の海水に対する汚泥の混合率は5%、クロレラ植種濃度は 2×10^6 cells/ml、ワムシに添加するクロレラは約 3×10^7 cells/mlのものを毎日1/3ずつワムシ水槽の換水をかねて添加する等を決定した。

(3) 実験ケース

実験ケースは№1～4まであり、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の水質である。クロレラの増殖後は、水槽より汚泥を巻き上げないようにクロレラを分取し、これをワムシ水槽へ給餌する。ただ、№4のケースの場合はアユの飼育はせずワムシの段階で実験を止めている。

実験ケースを次に示す。

№1. 海水を試水としてクロレラを培養 → ワムシ → アユ

2. 海水に容量で5%の消化汚泥を添加した試水でクロレラを培養 → ワムシ → アユ

3. 海水に容量で5%の消化汚泥を添加し、さらに水産用水基準値と等量の濃度のT-Hg, Cd, Cu, Znを添加した試水でクロレラを培養 → ワムシ → アユ

4. 海水に容量で5%の消化汚泥を添加し、さらに水産用水基準値の100倍の濃度のT-Hg, Cd, Cu, Znを添加した試水でクロレラを培養 → ワムシ

なお、水産用水基準値はT-Hg, Cd, Cu, Zn, で各々0.004, 0.03, 0.01, 0.1 mg/lである。

(4) 実験結果

実験結果を列記する。

- ① クロレラの生育は、№1～3のケースの場合順調であり10日～20日で 10^6 個/mlから 10^7 個/mlのオーダーに増殖するが、重金属100倍添加の№4ケースでは再三に渡るクロレラの添加にもかかわらず増殖は一時的であった(図-1)。
- ② ワムシの生育の場合も、重金属100倍添加のクロレラを投餌したワムシは時間とともに減少した。
- ③ アユの飼育は№1～3で行ったが、33日間の飼育期間中、毎日2～3尾ずつ死亡し、最終的な生存率は各ケースともほぼ等しい値を示した(図-2)。
- ④ アユの成長を平均値で見ると、表-2に示すように体長・体重とも増加しており、№1に比べ№2, №3の方が成長が良かった。
- ⑤ すべての重金属とも生物段階が上昇するにつれ、単位固形物当

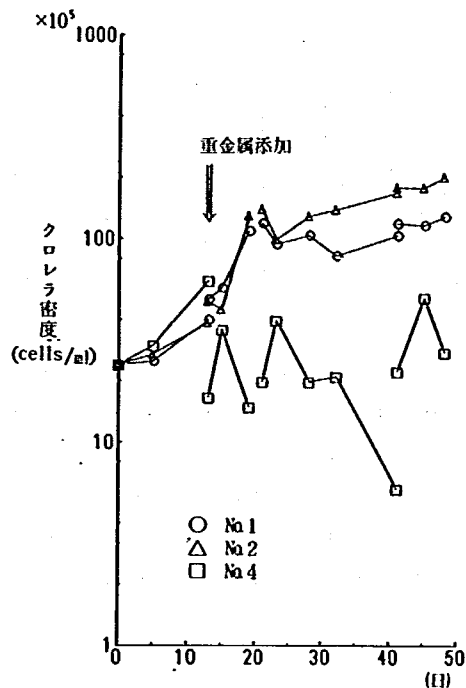


図-1 クロレラ密度の経日変化

表-2 アユの成長結果 (33日間飼育)

	開始時		終了時		成長量	
	体長(cm)	体重(g)	体長(cm)	体重(g)	体長(cm)	体重(g)
No. 1	20.2	15.8	22.2	17.6	2.0	1.8
No. 2	20.2	15.8	22.6	20.3	2.4	4.5
No. 3	20.2	15.8	22.7	21.8	2.5	6.0

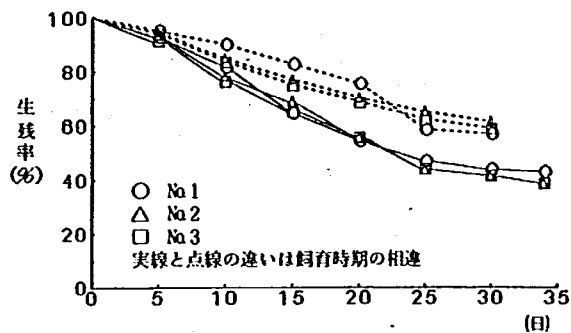


図-2 アユの生残率

表-3 食物連鎖による重金属の濃度

重金属	サンプル 条件	培養水(mg/l)	クロレラ (mg dry g)	ワムシ (mg dry g)	アユ (mg dry g)
T-Hg	No.1	0.0001	0.56	0.13	0.03
	No.2	0.0001	1.77	0.13	0.02
	No.3	0.0040	2.03	0.32	N.D
	No.4	0.4000	218.00	15.92	---
Cd	No.1	Tr	2.35	1.01	Tr
	No.2	Tr	1.18	0.50	Tr
	No.3	0.0300	1.76	0.59	0.34
	No.4	3.0000	2,344.00	414.00	---
Cu	No.1	0.0190	106.20	25.60	14.50
	No.2	0.0190	76.10	38.00	16.20
	No.3	0.0190	45.50	21.20	11.10
	No.4	1.0000	4,041.00	1,423.00	---
Zn	No.1	0.0700	607.00	108.00	274.00
	No.2	0.0700	437.00	140.00	288.00
	No.3	0.1000	293.00	103.00	248.00
	No.4	10.0000	12,847.00	7,115.00	---

りの重金属含有量は減少している(表-3)。⑥ 培養水中の重金属濃度がNo. 4のように高い場合には、生物体内の重金属含有量も増大するが、水産用水基準値以内の場合では、Hgを除いて、顕著な生物濃縮の差は現われない(表-3)。⑦ Hgの場合は、クロレラ・ワムシともNo. 1→No. 4と培養水中の濃度の上昇につれ、重金属含有率も上昇している。しかし、こ

の影響はNo. 1～3のケース内のアユの段階では現われていない(表-3)。⑧ No. 1～3のアユについて、供試前と供試後とを比較すると、単位重量当りのHgの含有率は供試後の方が1オーダー高い値を示した(表-4)。⑨ ⑥～⑧の結果より、Hgは他の重金属に比べ生物濃縮されやすい金属であると言える。

表-4 アユ体内の重金属の変化 (No. 1)

	T-Hg	Cd	Cu	Zn
供試前	0.004	Tr	10.6	212
供試後	0.030	Tr	14.5	274

(mg/l)

4.2 下水汚泥の海洋還元のゆくえ

(1) 国際的動向

下水汚泥の海洋投棄に関する国際的関心は、十数年前より起きたものであり、それ以前は油および放射性物質の海洋投棄に関心が持たれていた。簡単に歴史を探ってみると次のようになる。海洋汚染の関心は、まず油による公海の汚染であり、1920年頃より問題化し、1922年アメリカは可航水域における油濁について審議するためワシントン会議を召集している。また1936年には、国際連盟理事会も油濁についての国際会議を召集した。しかし、いずれの会議も具体的な条約を成立させるまでには至らず第二次世界大戦に突入した。大戦後の石油産業の発達、特にタンカーの増加は油濁問題を再燃させ、1954年、油による海水の汚濁に関する国際会議がロンドンで開催され、「油による海水の汚濁の防止のための国際条約」が締結された。また、放射性物質に関しても1950年代後半（第五福竜丸事件以後）より「部分的核停条約」（1963年）など種々の国際条約が成立している。このように海洋汚染の関心は油と放射性物質が主体であったが、1967年に英仏海峡で発生したトリー・キャニオン号事件（座礁したタンカー、トリー・キャニオン号より大量の油が流出し、イギリス沿岸の生態系に大きな被害を与えたためイギリスが汚染拡大防止措置としてタンカーを爆沈した。）を契機に、海洋の生態系に影響を及ぼすと考えられる他の廃棄物についても関心が向き始め、次々と国際条約が制定されるようになった。この時期は、海洋を開発し利用しようという動きが盛んになった時期とも一致している。このような流れの中で1972年国連人間環境会議が開催され、同11月「廃棄物およびその他の物質による海洋汚染の防止に関する条約（ダンピング条約）」が採択された。この条約は、海洋環境に有害な廃棄物の投棄を国家の内水以外の全海域において禁止するもので、世界の海運国の大半が条約の批准を行っており、我国も1980年10月批准している。この条約の中で、下水汚泥は有機ハロゲン化合物・水銀および水銀化合物・カドミウムおよびカドミウム化合物を微量の汚染因子として含有する廃棄物その他の物質と規定されており、海洋投棄は禁止されていない。ただ、このような廃棄物は適当な場合には事前の特別許可あるいは一般許可を必要とすると書かれており、各国で種々の対応をしている。

(2) 各国の対応

アメリカにおいては、1972年成立した「海洋保護法」が海洋投棄の規制に係る法律の最初であり、1973年、海洋投棄規準がEPAにより作成され海洋投棄の許可はこの規準に基づいて、投棄の必要性・人体への影響・魚類プランクトンなどの影響を十分考慮して行われることとなった。1976年、新海洋投棄規準が成立し、下水汚泥の海洋投棄は1981年12月31日をもって禁止されることとなった。しかし、下水汚泥の海洋投棄禁止の最終期限に先立ち、フィラデルフィア市とニューヨーク市とで異った対応を示した。フィラデルフィア市では、全面的に陸上処分へ切り換えたが、ニューヨーク市では規制開始以降であっても海洋投棄を継続するよう主張し、連邦地方裁判所において認められた。このようにアメリカにおいては国内的な不整合が生じている。

イギリスにおいては、ロンドン市で1885年頃より下水の沈殿処理汚泥を船舶で海洋に運び投棄したのが汚泥の海洋投棄の始まりであり、その後、投棄海域の変更はあるが継続されている。ロンドン市その他マンチェスター市・グラスゴー市が3大海洋投棄都市と言われ、現在でも全英31処理場で13海域に

下水汚泥を投棄している。1975年時点でも全英で発生する汚泥の23%が海洋投棄されており、今後とも増加傾向にある。

西ドイツにおいては、下水汚泥以外の全ての廃棄物の海洋投棄を法律で禁止しており、下水汚泥であっても陸上処分を優先することとしている。現在、海洋投棄を行っているのはハンブルク市のみであり、西ドイツにおける全下水汚泥発生量の1%相当であり、その汚泥は消化汚泥である。西ドイツは基本的に汚泥の海洋投棄をなくす方向である。

スウェーデンにおいては、1972年「海洋投棄禁止法」が実施され、汚泥の種類を問わず、また自国の領海・公海を問わず、全面的に海洋投棄を禁止している。

(3) 我国の場合

我国でし尿の海洋投棄が行われたのは1937～38年頃からと言われ、本格的に開始されたのは1947年以降である。開始当初は、直接これに規制を加える法律はなく、近くに港がある場合には港の境界線から10,000 m以内の水域に水路障害となるような固形物を棄ててはならないとする「港則法」(1950年制定)があるほか、水産動植物に有害な物質の遺棄・漏せつを禁止した「水産資源保護法」(1951年制定)や地方独自の漁業調整規則があるのみであった。1954年に至り「清掃法」が制定され、東京湾・大阪湾をはじめ全国8ヶ所の主要な投棄実績のある海域については地点が明示され黄金の壺と言われ、またその他の地区についても衛生上・産業上支障がないよう投棄するよう規制された。この頃の汚染の問題は、現在のような環境問題が人間の生存にかかわるという捉え方でなく、漁業捕撈に見られるように産業間の経済問題・産業間の利害関係で処理されていた。国際的動向の項で述べたグローバルな動きの中に我国も存在し、1960年代末より油や廃棄物による海洋汚染についての問題意識が高まり海上公害規制の諸法律が次々と制定された。この時期は下水道の普及率が向上し始めた時期とも一致しており、し尿だけでなく下水汚泥の海洋投棄量も増加している。下水汚泥の海洋投棄に関係する法としては、海洋投入処分可能な廃棄物を限定した「廃棄物の処理および清掃に関する法律」(1970年制定)、廃棄物の排水海域および排出方法を規定した「海洋汚染および海上災害の防止に関する法律」(1972年制定)がある。前者の廃棄物処理法では、海洋投入処分ができるとされた産業廃棄物であっても、埋立処分を行うのに特に支障がないと認められる場合には、海洋投入処分を行わないようにすることと規定されている。後者の海洋汚染防止法は、各種国際条約の子法として国内法制化したものと言われ、国際的性格の強いものと言われている。

上記のように、我国は海洋汚染に関し最も規制の厳しい国の一つとなっているが、本調査で行っているような基礎的な調査を行い、海洋生態系に対する影響を精査し、今後の下水汚泥の海洋還元の展望を明らかにする必要がある。

4.3 大腸菌の消長について

(1) 実験の目的

汚泥を海洋に投入した場合、大腸菌は何日経過後に死滅していくかについて確認することを目的として実験を行った。

(2) 実験方法および実験条件

供試汚泥は、H処理場の余剰汚泥・初沈汚泥・消化汚泥であり、汚泥中の大腸菌群数は各々、1.4

$\times 10^5$, 4.7×10^7 , 2.3×10^3 個/ml である。
また汚泥と海水との混合率は 1%, 10% の 2
段階とした。

(3) 実験結果

実験結果を図-3 に示す。消化汚泥の場合
混合率 10% の場合でも 8 日で大腸菌は消滅し
た。初沈汚泥では最初の 10 日位までは増減が
あるが、その後は減少し約 2 ヶ月で消滅する。
余剰汚泥は両者の中間に位置している。

4.4 海洋への汚泥投入方法について

(1) 実験の目的

C 海域に海洋投入処分できる下水汚泥を船
舶から海洋に投入する場合の排出方法は、

① 航行中に海面下に排出する。② 少量ず
つ排出し、かつできる限りすみやかに海中に
おいて拡散させる、と規定されている。一般
に船舶より汚泥を排出する場合、船のスクリ
ュー部付近で排出し、汚泥の拡散を行っている
が、今回の実験は攪拌力の強弱が汚泥の海中
での挙動にいかなる影響を与えるかを知る
ことを目的としている。

(2) 実験条件および実験方法

供試汚泥は消化汚泥と余剰汚泥の 2 ケース、海水との
混合率は約 5%, 10, 30% の 3 ケース、水温は 8°C, 20
°C の 2 ケース、攪拌は 150 rpm と 300 rpm の 2 ケースで
あり、合計 24 ケースとした。攪拌後の汚泥はピペットで
採取し、1 ℓ のメスシリンダーに静かにいれ、その粒径
と沈降速度とを測定した。

(3) 実験結果

上記ケースの一部について図-4 に示す。この図から
攪拌が強い場合、汚泥のフロック形成が不十分となり、
その結果、沈降速度も低下していることがわかる。

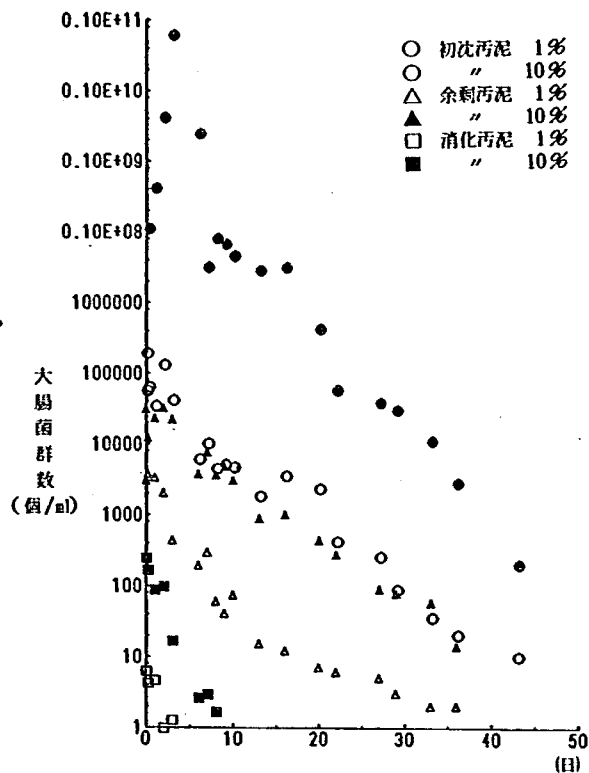


図-3 大腸菌群数の経日変化

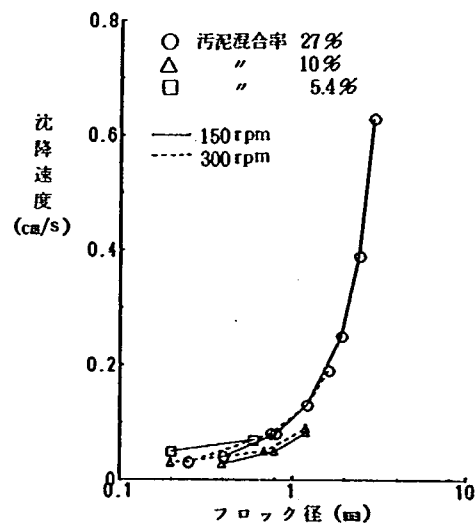


図-4 フロック径と沈降速度の関係

10. 下水汚泥の海域埋立処分に関する調査

汚泥研究室室長 京 才 俊 則

研究員 岡 久 宏 史

1. 調査の目的と必要性

現在、我が国では、下水汚泥の相当部分を海域埋立に頼らざるを得ない状況であり、首都圏、近畿圏において行われている広域汚泥処理処分事業の調査でも、海域埋立処分が中心課題となっている。本調査では、下水汚泥を埋立処分する場合に解決しなければならない問題点の中から主に下水汚泥の海域埋立に伴う周辺環境への影響について検討を行うものである。周辺環境に影響を及ぼす因子としては、埋立途上において生じる余水、埋立地からの浸出水、表面流出水、汚泥の分解に伴って発生するガス、臭気等がある。ここでは、特に、BOD、CODが高く、重金属等を含んだ汚濁水であると思われる浸出水、および、埋立途上において問題となる余水について、それぞれの水質特性等を把握するものである。

2. 調 査 結 果

本調査は、昭和54年度から始まり、昭和58年度で終了した。従って、当報告では、5ヶ年間の調査を踏えて、それらを総括する。この5ヶ年の調査によって得られたデータは数多く、枚数の限られた今回の報告では、全ての結果を詳細に述べることはできないため、主要な結果だけを報告することとなる。なお、調査の詳細は59年度中に土木研究所資料としてとりまとめる予定である。

調査内容は、以下に示す5項目に別けられるが、ここでは、(1)から(4)の項目について、項目別にその結果をまとめた。

(1) 浸出水調査（室内埋立実験）

(2) 浸出水調査（屋外埋立実験）

(3) 余水調査（室内埋立実験）

(4) 余水調査（屋外埋立実験）

(5) 下水汚泥埋立地現場調査

2.1 浸出水調査（室内埋立実験）

2.1.1 調査の目的

この調査は、下水汚泥からの浸出水の水質について、その水質が下水汚泥の種類、温度、下層地盤（砂層またはシルト層）の有無によって、どのような相違があるかを調べたものである。

2.1.2 調査の方法（詳細は、昭和55年度報告書参照）

各種の下水汚泥をカラム（内径20 cm、高さ100 cm）に充填し、上部より定期的に蒸留水を散水し、

浸出水水質を測定する時に、カラム下部の採水口より浸出水を採取し、分析に供した。

2.1.3 調査の条件

(1) 供試汚泥：供試汚泥としては、以下の7種類の汚泥を使用した。①生脱水汚泥（以下、生脱）②消化脱水汚泥（消脱）、③焼却灰、④混合液状汚泥（生汚泥と消化汚泥とを容積比で約1：1に混合した汚泥）、⑤混合脱水汚泥（混合液状汚泥を脱水した汚泥、混脱）、⑥コンポスト汚泥、⑦混練固化汚泥（混合脱水汚泥、焼却灰、セメントを容積比で約8：1：1の割合で混合し、混練し固化した汚泥、混練）。各汚泥の性状及び成分を表-1に示す。

(2) 温度：実験の温度は、10℃、20℃、30℃とした。

(3) 供試汚泥のカラムへの充填形式：供試汚泥の充填形式には、A型、B1型、B2型、C型、D型の5種類がある。A型は供試汚泥を単独で充填したもの、B1型、B2型は、下層地盤として砂またはシルトを詰め下層地盤の有無による浸出水の水質の相違を調べるもの、C型は、下層地盤と汚泥の中間と上部に覆土を行ったもの、D型は、カラム下部に供試汚泥を、上部に蒸留水を湛水したものである。（詳細は、昭和55年度報告書参照）

(4) 調査期間：実験を開始して約1,000日までの結果を得た。

2.1.4 調査の結果

(1) 供試汚泥の種類による浸出水水質の相違

供試汚泥の種類による浸出水水質の相違を、A型、20℃についてみる。各項目について、実験開始2日後の値（初期値）、実験最後に測定した値（最終値）、その実験期間中の最大値と最小値を表-2に示す。また、1例として、BODについての経時変化のグラフを図1に示す。生脱が、各項目すべてにおいて一番高い値を示し、BODの変化は、図1に示すように、初期に98,000mg/ℓという高濃度を示し、その後は増減を示しながら、約1,000日経過した後も55,000mg/ℓであった。生脱における1,000日目のその他の項目は、COD_{Mn}で12,000mg/ℓ、K-Nで7,500mg/ℓ、T-Pで120mg/ℓであった。その他の汚泥について、それぞれの項目における濃度の順位を見ると、COD_{Mn}では、各汚泥とも実験後期ではあまり変わらず、TOCでは、生脱、混脱が高く、コンポストの方が高くT-Pは、混脱、コンポストとも25mg/ℓ前後でほぼ同様であった。ひとつの特徴として、コンポ

表-1 供試汚泥の性状及び成分

項目 供試汚泥	含水率 (%)	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)	Hg (mg/kg)	CN ⁻ (mg/kg)	T-P (mg/kg)	T-N (mg/kg)
混合液状汚泥	97.2	72.3	6.48	167	288	412	142	1,240	2.83	2.53	6.80	13,600	55,000
生脱水汚泥	78.3	75.7	14.2	541	317	617	271	1,610	2.31	1.63	0.80	12,600	69,200
混合脱水汚泥	81.2	58.1	8.62	261	202	325	129	999	0.76	1.28	3.25	9,660	15,800
焼却灰	0.2	0	4.67	173	107	685	187	1,680	1.10	0.42	0.06	3,260	1,380
コンポスト汚泥	30.3	32.9	4.89	93.1	22.2	149	47.7	795	1.63	1.24	3.72	5,510	25,100
混練固化汚泥	54.3	18.5	4.04	94.3	99.1	352	114	958	0.24	0.67	1.02	9,560	5,890
消化脱水汚泥	80.3	36.1	5.97	140	47.8	388	111	106	5.01	5.30	1.54	9,710	20,200

ストは、他の汚泥に比べて、BOD、COD_{Mn}濃度の割合には、K-N、T-Pの値が高い浸出水であった。

(2) 供試汚泥の充填形式の種類による浸出水水質の相違

20℃におけるデータにより、下層地盤である砂層及びシルト層の影響をまとめてみる。

まずpHはどの汚泥においても、砂層を通過することにより約8、シルト層を通過することにより7程度となっている。このようなpHの中和作用は、約1,000日間持続した。

BOD、COD_{Mn}は、砂層によりかなり除去されており、生脱では、BODで90%前後（図-2）、COD_{Mn}でも90%前後、混脱においても生脱と同程度の除去率が得られている。これは砂層によるSS成分の除去も影響していると

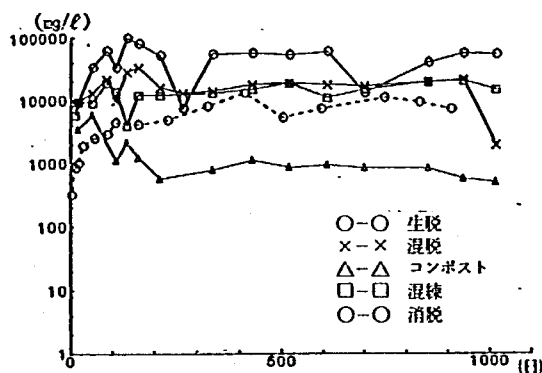


図-1 BOD経時変化 (A型, 20℃)

註：ただし、混練はA型, 30℃

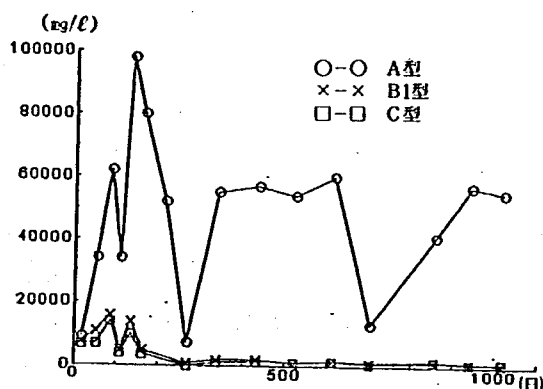


図-2 BOD経時変化 (生脱, 20℃)

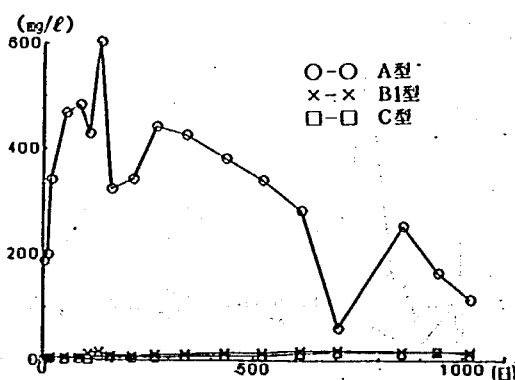


図-3 T-P経時変化 (生脱, 20℃)

表-2 浸出水水質 (A型, 20℃)

		初期値	最大値	最小値	最終値
pH	生 脱	5.83	6.77	5.75	6.77
	混 脱	11.94	12.30	10.10	10.10
	コンポスト	7.15	8.31	7.15	8.31
	混 練	12.38	12.76	10.36	12.55
	消 脱	12.96	12.96	11.50	11.96
BOD (mg/L)	生 脱	9,000	98,000	7,300	55,000
	混 脱	8,900	34,000	2,000	2,000
	コンポスト	3,500	5,800	500	500
	混 練	5,900	21,000	4,000	15,000
COD _{Mn} (mg/L)	生 脱	1,900	15,000	1,900	12,000
	混 脱	2,500	13,000	2,500	9,400
	コンポスト	5,900	11,000	4,300	8,800
	混 練	1,200	12,000	1,200	7,100
TOC (mg/L)	生 脱	4,100	74,000	4,100	22,000
	混 脱	2,700	29,000	2,700	13,000
	コンポスト	2,800	8,400	480	6,700
	混 練	1,500	10,000	1,500	10,000
K-N (mg/L)	生 脱	1,200	14,000	1,200	7,500
	混 脱	760	4,400	450	3,300
	コンポスト	1,300	5,200	1,300	4,900
	混 練	520	3,700	520	3,700
T-P (mg/L)	生 脱	190	600	61	120
	混 脱	38	68	0.24	7.5
	コンポスト	1.7	54	1.7	24
	混 練	5.6	8.5	0.45	0.63
	消 脱	55	66	3.4	3.8

註：(1) 最終値とは、消脱以外は 1017日目の結果

消 脱 は 910日目の結果

(2) 混練は、30℃における結果

(3) 有効数字は2ケタとした。

われるが、BOD、 COD_{Mn} とSSとの相関は、ほとんどなく、溶解成分として測定したTOCでも90%前後の除去率が得られていることより、砂層中において各成分の吸着や分解が行われていることが判る。この現象は、K-N、T-Pについても見られる。K-Nでは、生脱、混脱では、200日目程度までは、60~90%程度であった。T-Pについては、どの汚泥においても、砂層により、90%前後の除去率が得られている。(生脱の場合を、図-3に示す。) また、砂層とシルト層を比べた場合、BOD、 COD_{Mn} 、TOC、K-N、T-Pどの項目についてもシルト層の方が除去効果は、大きいものであった。(図-4に混脱、BODの場合を示す。)

(3) 温度による浸出水水質の相違

温度による浸出水水質の違いは、各汚泥または各充填形式により異なり、10℃、20℃、30℃の順に濃度が高くなったりあるいは低くなったりという風に単純な傾向は見られなかった。

TOCについて、A型における温度の影響をみると、生脱では、200日目まで、温度による違いはみられず、それぞれ80,000mg/ℓまで増加し、300日目付近で、2,000~3,000mg/ℓまで急激に低下し、その後は、20℃、10℃、30℃の順に、それぞれ、22,000mg/ℓ前後、20,000mg/ℓ、15,000mg/ℓ程度で推移している。一方、混脱では図-5に示すように300日目あたりまでは、10℃、20℃、30℃の順に濃度が高く、その後は30℃において、その濃度は急激に低下し、20℃、10℃は、それぞれ15,000mg/ℓおよび9,000mg/ℓ前後で一定である。また、コンポストについては、図-6に示すように、全実験期間にわたり

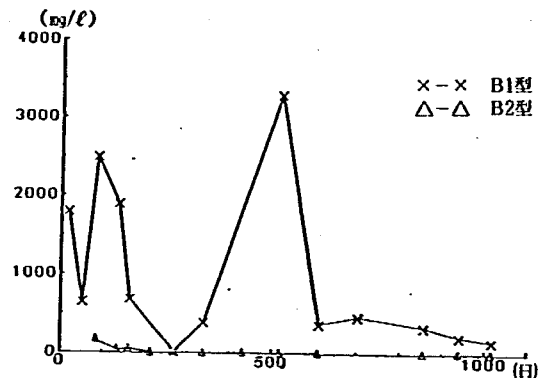


図-4 BOD経時変化(混脱, 20℃)

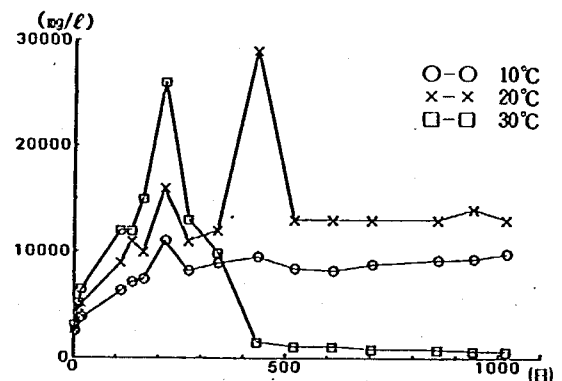


図-5 TOC経時変化(混脱, A型)

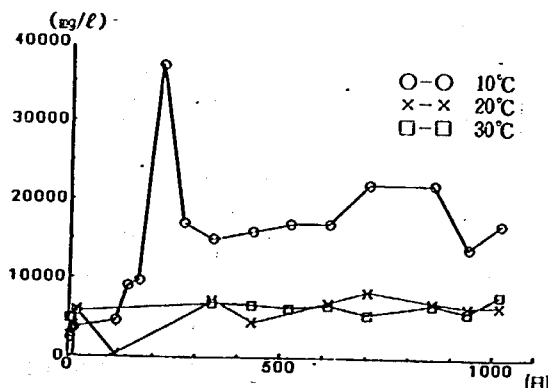


図-6 TOC経時変化(コンポスト, A型)

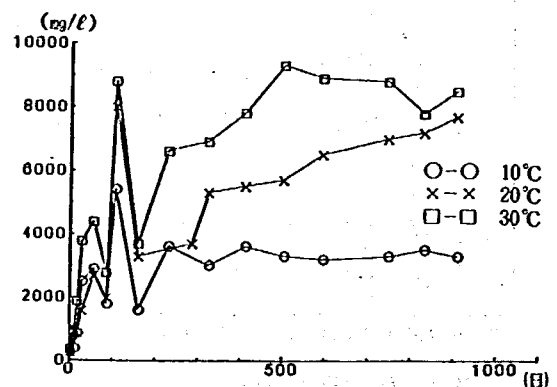


図-7 TOC経時変化(消脱, A型)

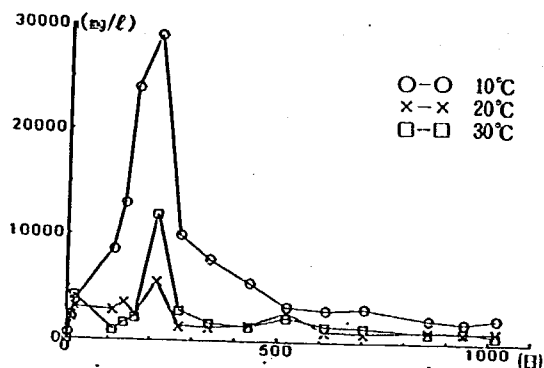


図-8 TOC 経時変化 (生脱, B1 型)

10℃が一番高い値を示し、20℃、30℃ はあまり差がない傾向を示している。消脱については、図-7 に示すように、400 日目から差が生じ始め、10℃、20℃、30℃ の順に高い値を示している。

次に、砂層がある B1 型、C 型についてみると、砂層による除去が微生物であると考え、活動が良くなる高温の方が、水質も低濃度になるように思われるが、結果はそれほど単純ではない。生脱 B1 型では、図-8 に示すように、10℃が一番

高く、20℃、30℃ は同程度であるが、コンポスト B1 型では、図-9 のように、20℃が一番低い値を示している。また、生脱、C 型においては図-10 に示すように、300 日目あたりから 10℃において、砂層による浄化能力が低下し直接的に増加がみられている。これは混脱、C 型においても同様の

現象がみられた。このように温度による水質の傾向がそれぞれ異なるのは、①汚泥が分解し溶出する速度、②溶出したものが下部へ移動する間に分解される速度、③砂層等における浄化能力の温度による違いが相互に複雑にからみあった結果生じるものと思われる。

2.2 浸出水調査 (屋外埋立実験)

2.2.1 調査の目的

この調査は、屋外に埋立槽をつくり、自然条件下で 2 種類の下水汚泥 (消脱と混脱) から発生する浸出水の水質及び浸出水と表面流出水との量を調べたものである。

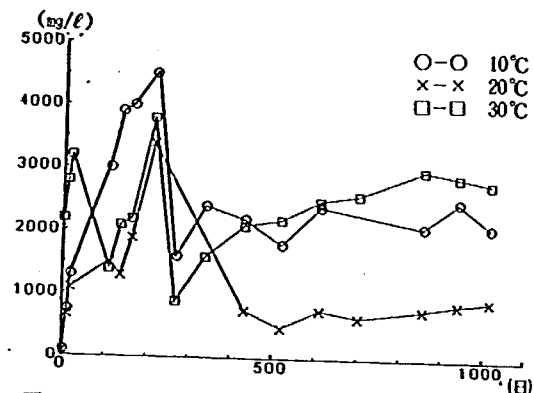


図-9 TOC 経時変化 (コンポスト, B1 型)

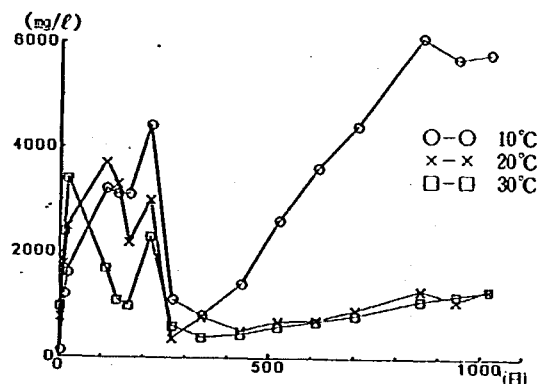


図-10 TOC 経時変化 (生脱, C 型)

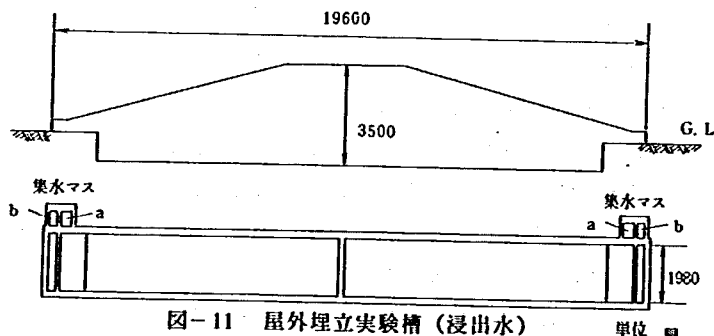


図-11 屋外埋立実験槽 (浸出水)

2.2.2 調査の方法及び供試汚泥

図-11に示すような埋立槽を用いて調査を行った。浸出水とは、図中に示す集水マスaに流れこむものであり、表面流出水とは、集水マスbに流れこむものである。

また、実験に用いた混練固化汚泥と消化脱水汚泥の性状及び成分を表-3に示す。

表-3 供試汚泥の性状及び成分

項目	含水率 (%)	乾熱減量 (%)	T-C (mg/kg)	T-N (mg/kg)	T-P (mg/kg)	Cd (mg/kg)	Pb (mg/kg)	T-Cr (mg/kg)	As (mg/kg)
消化脱水汚泥	60.1	37.3	192,000	16,500	13,200	9.99	111	99.2	0.508
混練固化汚泥	51.4	16.4	82,000	16,700	6,770	5.99	53.9	232	1.12

2.2.3 調査の結果

(1) 浸出水量

本調査では、昭和57年4月から昭和58年12月までの21ヶ月にわたるデータを得た。

まず図-12に毎日の降雨量と消脱及び混練の浸出水量を示す。消脱からの浸出水量は、後半の方が前半より増加している。また、図には示していないが、表面流出水は、浸出水とは逆に後半の方が少なくなっている。また、浸出水量と降雨量との関係を見ると、前期ではそれ程関連性はないが、後期では降雨があると直ちに浸出水が流出してくるようである。この実験期間中の最大浸出水量は33.2 mm/日であった。

混練については、実験開始初期（昭和57年4月から8月）には、浸出水も表面流出水もほとんど流出がなく、9月になってからそれぞれの流出がみられるが、浸出水と降雨量との間には明確な関連性はみられない。この実験期間中の最大浸出量は、22.7 mm/日であった。

次に、消脱および混練について降雨量、浸出水量、表面流出量の累積値をプロットしたのが図-13と図-14である。実験期間の21ヶ月を通じての降雨量は、2,514 mmであり、消脱の浸出水量は、536 mm、混練の浸出水量は、311 mmであった。消脱、混練の浸出率（浸出水量の降雨量に対する割合）は、それぞれ約21%、約12%である。

(2) 浸出水の水質

① BOD: 図-15にBODの経時変化を示す。

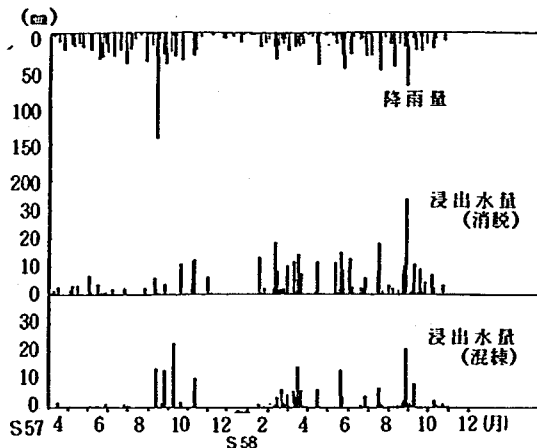


図-12 浸出水量及び降雨量

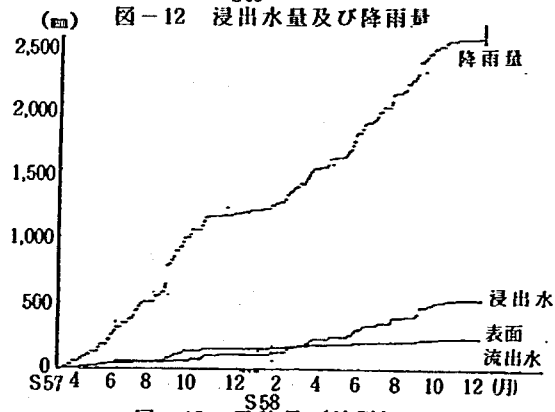


図-13 累積量 (消脱)

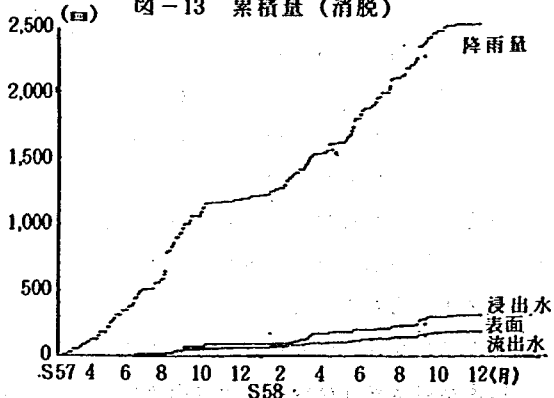


図-14 累積量 (混練)

消脱は、初期に汚泥中に含有していた水分が流出したためBODは2,300mg/ℓと高い値であったが、その後は、減少し約4ヶ月後には16mg/ℓとなっている。その後は、2～50mg/ℓの間で変動している。混練は、初期の4ヶ月間は、pHが7から4前後まで低下し、9月下旬には約11まで上昇する現象がみられ、そのpHに対応するように、BODもpH値が低いところでは、34mg/ℓ～1mg/ℓと非常に小さい値であったものが、pHが11になった時点では、7,220mg/ℓと増大している。その後は、冬期にかけて減少し、昭和58年6月からは、8,000mg/ℓから2,000mg/ℓで推移している。

一方COD_{Mn}の経時変化を図-16に示すが、消脱では、BODに比較して減少する割合は小さく、5月に約840mg/ℓであったものが、約18ヶ月後の11月には、約80mg/ℓとなった。

混練では、BODとほぼ同様の動きをしているが、BODほど増減の変化は激しくない。

② K-N：消脱は、昭和57年6月に約340mg/ℓであったものが、徐々に減少し、昭和58年11月には、35mg/ℓになっている。一方、混練は、BODに類似した動きを示しており、昭和57年10月ごろには、約900mg/ℓの濃度になり、その後は、冬期になって約60mg/ℓまで減少し、翌年の5月には、1,460mg/ℓと大きく増加している。消脱に比べて、K-N濃度の高い浸出水となっている。(図-17)

③ T-P：T-Pの経時変化を図-18に示す。消脱は、他の項目とは異なり、単調な減少傾向はみられず、減少と増加をくり返している。全期間を通じて、最高値は、3.9mg/ℓ、最小値は0.52mg/ℓであった。混練は、他の項目と同様に

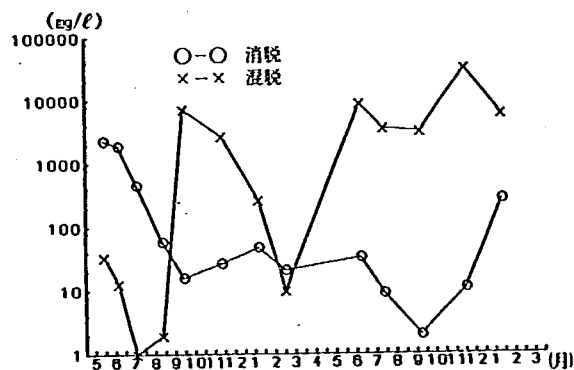


図-15 BOD経時変化(浸出水, 屋外)

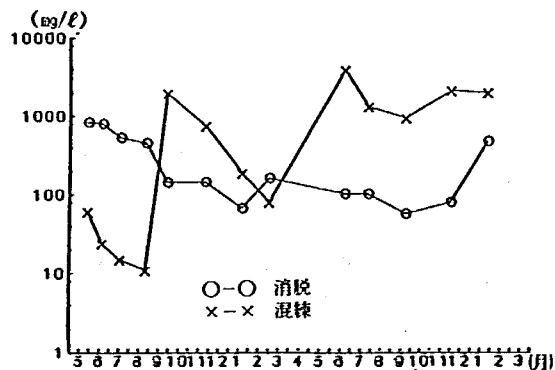


図-16 COD_{Mn}経時変化(浸出水, 屋外)

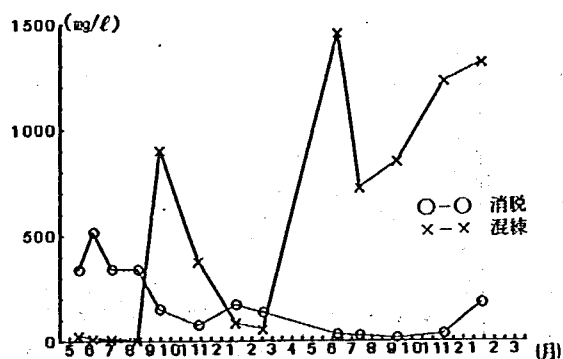


図-17 K-N経時変化(浸出水, 屋外)

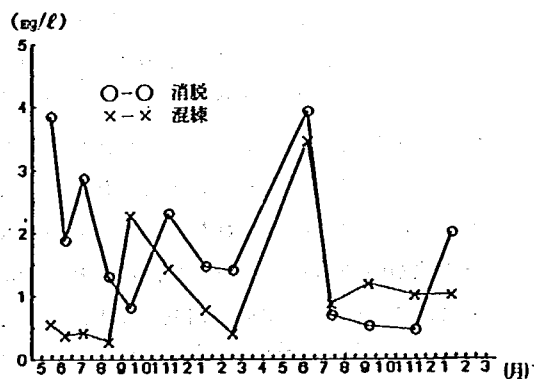


図-18 T-P経時変化(浸出水, 屋外)

昭和57年9月に、 $2.3 \text{ mg}/\ell$ まで増加し、その後は減少、そして、昭和58年6月ごろに $3.5 \text{ mg}/\ell$ と最高値を示した後は、BOD、K-N等のような増減傾向は顕著に現われず、約 $1.0 \text{ mg}/\ell$ 前後で推移している。

2.3 余水調査（室内埋立実験）

2.3.1 調査の目的

この調査では、海域埋立時に発生する余水の水質について、下水汚泥の種類、温度を条件として、その経時的な変化を調べる。

2.3.2 調査の方法及び供試汚泥

ポリ容器（外径9.3cm、高さ13.0cm）に供試汚泥を約4cmほど充填し、その上部に人工海水を湛水し、 10°C 及び 20°C の恒温室に静置した。供試汚泥としては、焼却灰、コンポスト汚泥、混練固化汚泥、消化脱水汚泥を用いた。（各供試汚泥の性状及び成分は、表-1と同様）ポリ容器は、複数用意し、サンプリング日に1本ずつ分析に供した。なお、サンプリングした上澄水は、ろ過（GF/B）した後、そのろ液を検水として分析を行った。温度は、 10°C と 20°C の2種類とした。

2.3.3 調査の結果

本調査では、サンプルを分析時に1個ずつ取りつづす方式（バッチ方式）で行ったため、各容器によって、また、各供試体によってサンプリング量に差が生じている。従って以下には、負荷量が計算できる項目については、負荷量を供試汚泥と海水との接触面積で除した値（単位面積当りの負荷量 mg/cm^2 ）で表示することとした。（本実験のサンプリング量は、平均で $650 \text{ m}\ell$ であり、負荷量を約100倍すれば、平均サンプリング量における濃度が求まる。）

(I) 供試汚泥の種類による余水水質の相違

① COD_{Mn} （図-19）

コンポストは、1日目 $0.56 \text{ mg}/\text{cm}^2$ から150日目には、 $16.8 \text{ mg}/\text{cm}^2$ まで約30倍の増加を示し、その後は、徐々に減少し、750日目では $5.9 \text{ mg}/\text{cm}^2$ となった。ここでの増減は、みかけ量であって、汚泥からの溶出量と余水中での COD_{Mn} 成分の分解との差が増加あるいは減少として現われている。混練は、セメントで固化しているためか、急激な溶出はみられなかった。しかしながら全実施期間を通じて増加の傾向にあり、750日目では、 $7.5 \text{ mg}/\text{cm}^2$ の溶出量を示している。また、混練の余水は、pHが10.前後と強アルカリであるため、余水中での COD_{Mn} 成分の分解はあまり進ま

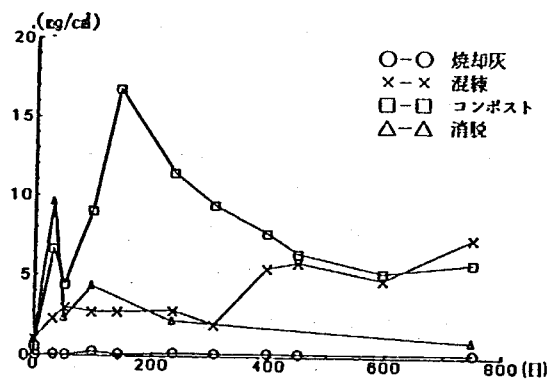


図-19 COD_{Mn} 経時変化 (20°C)

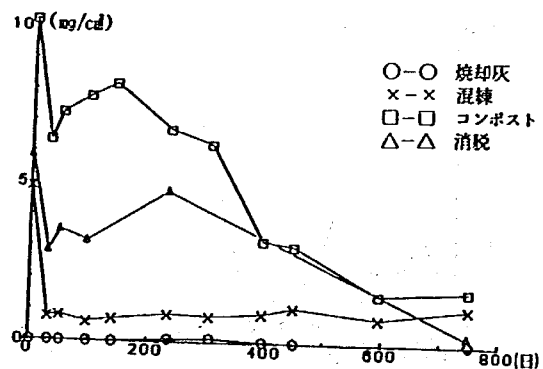


図-20 K-N 経時変化 (20°C)

ないと考えられる。消脱については、30日目に 9.6 mg/cm^2 とピーク値が現われ、その後は、徐々に減少し、75日目に、 0.98 mg/cm^2 となった。

② K-N (図-20)

1日目において、混練、コンポスト消脱とも、それぞれ 4.9 mg/cm^2 , 10.2 mg/cm^2 , 5.9 mg/cm^2 と高い値を示し、その後1ヶ月目には、それぞれ減少している。コンポストは、途中増加しているがその後は減少し、750日目には 2.0 mg/cm^2 となっている。消脱もコンポストと同様の傾向を示し、 0.3 mg/l まで低下している。一方、混練は1ヶ月以降大きな増減はなく、 0.8 mg/l 前後では一定である。

③ T-P (図-21)

コンポストは、 COD_{Mn} 、K-Nほど大きな変動はなく、徐々に増加し、300日目で最大値 0.051 mg/cm^2 を示し、その後は減少する。混練については、ほぼ一定でコンポストと比較するとオーダが異なり、 $0.001 \sim 0.005 \text{ mg/cm}^2$ であった。消脱は、30日目 0.005 mg/cm^2 、230日目 0.010 mg/cm^2 、750日目 0.026 mg/cm^2 と徐々に増加している。

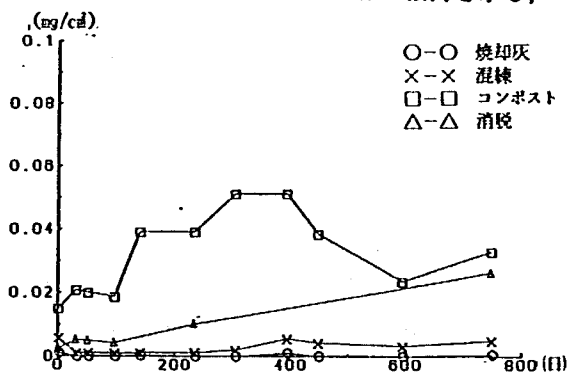


図-21 T-P 経時変化 (20°C)

(2) 温度による余水水質の相違

① COD_{Mn} : 混練は、 10°C と 20°C とで、それ程大きな差はみられない。(図-22) 300日目までは、 20°C の溶出量が多いが、その後はほぼ同じであり、750日目に到ってもどちらとも依然として増加傾向にある。一方、コンポストは、図-23に示すように、 10°C 、 20°C とも200日目まで、急激に増加している。その後は、余水中での COD_{Mn} 、

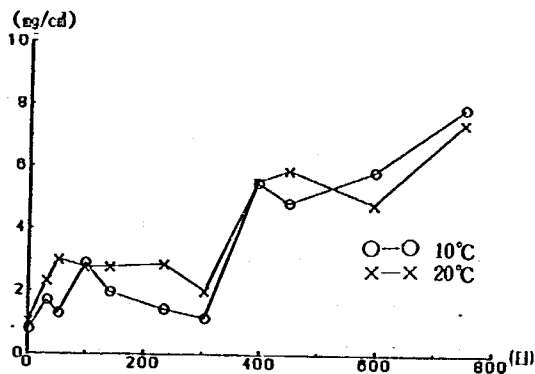


図-22 COD_{Mn} 経時変化 (混練)

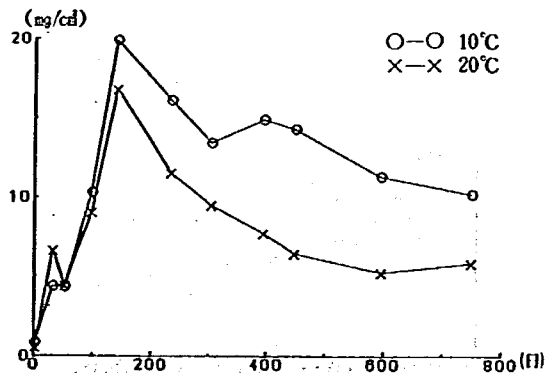


図-23 COD_{Mn} 経時変化 (コンポスト)

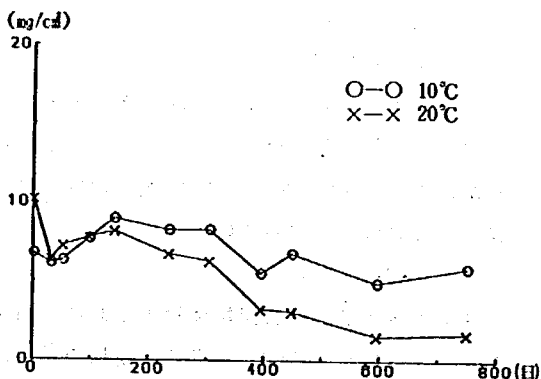


図-24 K-N 経時変化 (コンポスト)

成分の分解作用の影響が現われ、温度による微生物活性の差のためか、減少の割合が異なっている。750日目においては、10℃に比べて20℃のみかけの溶出量は、約1/2となっている。

② K-N：混練については、それ程大きな差はなく、ほぼ同様であった。コンポストについては、200日目あたりから差が生じ、750日目では10℃で5.9 mg/cm²、20℃で1.7 mg/cm²となった。(図-24)

③ T-P：混練およびコンポストとも10℃と20℃との間では、明確な差はみられず、ほぼ同等の溶出量を示した。

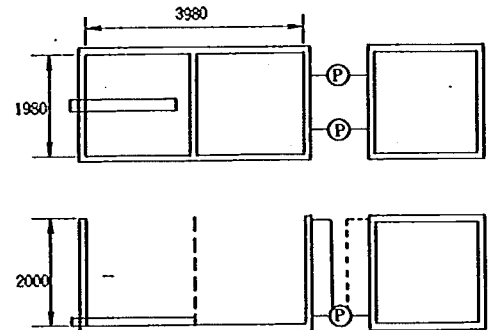


図-25 屋外埋立実験槽(余水)

2.4 余水調査(屋外埋立実験)

2.4.1 調査の目的

本調査は、自然条件下において海水と汚泥とが接触したときの海水への汚泥成分の溶出を調べるものである。

表-4 供試汚泥の性状及び成分

供試汚泥	項目	含水率(%)	強熱減量(%)	T-C (mg/kg)	T-N (mg/kg)	T-P (mg/kg)	Cd (mg/kg)	Pb (mg/kg)	T-Cr (mg/kg)	As (mg/kg)
混練固化汚泥		51.4	16.4	82,000	16,700	6,770	5.99	53.9	23.2	1.12
コンポスト汚泥		37.5	32.9	183,000	22,000	16,500	4.50	45.4	42.4	1.56

2.4.2 調査の方法および供試汚泥

図-25に実験槽を示す。この実験槽には、中央に仕切板があり、一方に供試汚泥、もう一方に海水を入れる。仕切板には、直径1cmの孔を約10cm間隔で開けてある。また、潮汐による洗い出し効果を考えて、変動幅1mで1日2回、ポンプを使って海水の上下運動をくり返した。なお、実験期間中、海水の交換は行っていない。

供試汚泥としては、混練固化汚泥とコンポスト汚泥の2種類をもちいた。これら汚泥の性状及び成分を表-4に示す。

(1) pH (図-26)

混練およびコンポストとも、海水による緩衝作用のため、約1年間は7.5前後でほぼ一定であったが、その後pHの変動が生じ、特に混練は11~12程度まで急激に増加している。

(2) COD_{Mn} (図-27)

コンポストは、実験開始後約1年間は、約100 mg/ℓから200 mg/ℓまで約2倍の増加を示し、その後は減少し、ほぼ一定値で、100 mg/ℓ前後の

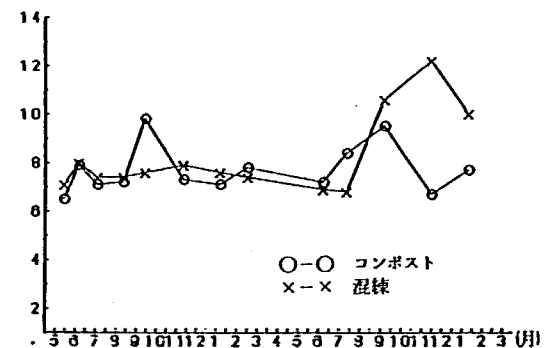


図-26 pH経時変化(余水, 屋外)

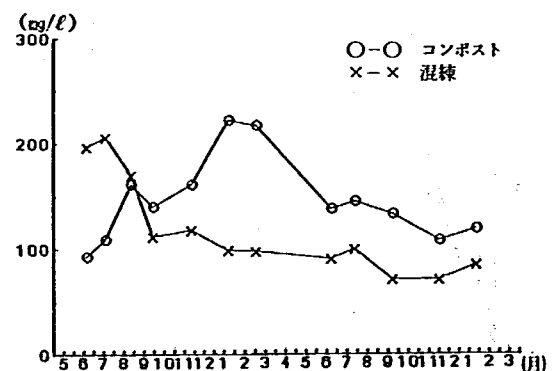


図-27 COD_{Mn}経時変化(余水, 屋外)

値で推移している。

混練は、初期濃度が約 $200 \text{ mg}/\ell$ と一番高く、その後減少し 3～4 ヶ月後には、 $100 \text{ mg}/\ell$ 程度になり、ほぼ一定値となっている。

(3) TOC (図-28)

ここでの TOC は、GF/B によりろ過を行ったろ液について測定したものであり、溶解性の TOC である。

コンポストは、 COD_{Mn} のような増減はみられず、全期間を通じて、 $95 \text{ mg}/\ell$ 付近で推移している。

一方、混練は、 COD_{Mn} がほぼ一定値であったのかかわらず、溶解性の TOC 成分は、余水中で分解されやすく、初期では $200 \text{ mg}/\ell$ のものが、指数関数的に減少し、1 年後には $40 \text{ mg}/\ell$ 程度になっている。

(4) K-N (図-29)

コンポストは、6 ヶ月目まで増加し、約 $100 \text{ mg}/\ell$ になった後、徐々に減少し、約 2 年後には、約 $15 \text{ mg}/\ell$ となった。

混練は、 COD_{Mn} 、TOC にみられるように、初期濃度が高く、以後急激に減少している。また、 COD_{Mn} 、TOC では、コンポストの余水の方が、高い濃度を示しているが、K-N については、混練の方が、数倍の濃度を示している。

(5) T-P (図-30)

コンポストは、実験開始後約 1 年間にわたり増加傾向がみられ、最高で $0.8 \text{ mg}/\ell$ の濃度を示し、その 3 ヶ月あまり後には、約 $0.2 \text{ mg}/\ell$ まで減少している。

混練は、他の項目と同様に、初期濃度が高く、約 $1.0 \text{ mg}/\ell$ であったものが、その後は急激に減少し、約 2 年後には、 $0.16 \text{ mg}/\ell$ となった。

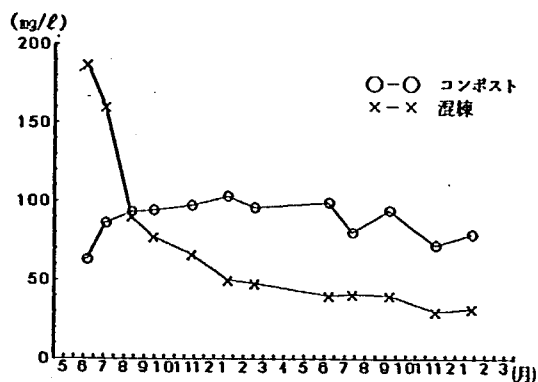


図-28 TOC 経時変化 (余水、屋外)

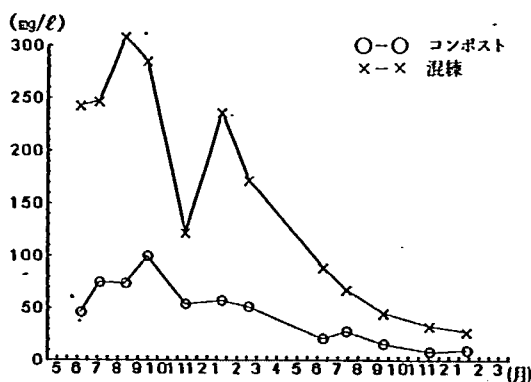


図-29 K-N 経時変化 (余水、屋外)

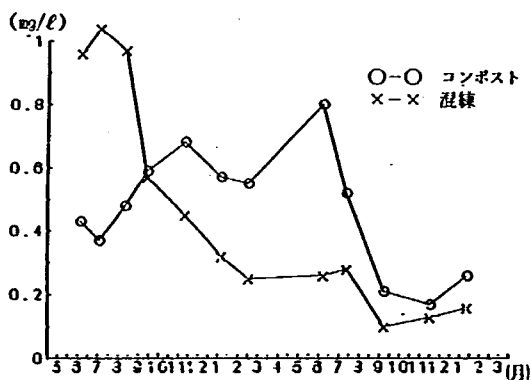


図-30 T-P 経時変化 (余水、屋外)

以上、各実験についてその結果をまとめた。今回の調査では、浸出水および余水水質の経時変化を調べたに過ぎず、その内部機構の解明までは及ばなかった。しかしながら、下水汚泥から発生する浸出水あるいは余水の水質をこのような長期間にわたって調べた結果はほとんどなく、本調査のデータがひとつの資料となれば幸いである。

11. 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 岡久 宏史
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加するなど、多くの不都合・問題点が指摘されている。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維持・改善を図ることを目的としている。

2. 昭和57年度までの調査結果

昭和55年度は、汚泥性状を表わす指標を、物理的、化学的、生物的な3つの範ちゅうに分類し、どのよう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、ゼーター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には強い相関性が認められた。③室内実験からは、濃縮汚泥濃度を支配する因子として $\log \mu / TS$ が考えられた。

昭和57年度は、4ヶ所の処理場で可搬式汚泥濃縮実験装置により、余剰汚泥の重力濃縮実験、及び同一試料を用いて室内での沈降筒による沈降濃縮実験を行い、各種因子（比重、粒度、ゼーター電位、粒度分布等）と濃縮性との関係を調べた。オキシデーションディッチの汚泥は、標準活性汚泥法汚泥と比べ、みかけ比重が少し小さい以外の明確な差はなかった。

3. 58年度の調査結果の要旨

全国26ヶ所の処理場から発生する余剰汚泥を用い、沈降筒による沈降実験及び各種因子を測定し、沈降性・濃縮性の指標と因子との関係を検討し、次の知見を得た。なお、本実験は冬期に実施し、投入汚泥濃度は $3,000 \sim 13,000 \text{ mg/l}$ であった。

- ① 汚泥濃縮においてみられる初期等速沈降速度は、①汚泥の粘性、⑥粗タンパク含有量と負の相関があるが、両者とも投入汚泥濃度と正の相関があり、投入汚泥濃度により等速沈降速度を推測することができる。等速沈降速度と有機成分比との関係は明確でない。

- ② 等速沈降速度へ影響ある因子として、見かけ比重も重要である。見かけ比重は、有機成分比と負の相関がある。その他、見かけ比重への影響因子としては、汚泥の酸化還元状態や粒子径などが考えられる。
- ③ 濃縮倍率は、沈降速度と同様に投入汚泥濃度と負の相関がある。しかし、引抜汚泥濃度との関係は明確でない。そのため、濃縮倍率は濃縮の効率を示すが、濃縮汚泥濃度の評価には使用できない。
- ④ 引抜汚泥濃度は、投入汚泥濃度と正の相関、有機成分化と負の相関があるが、明確なものではない。また、引抜汚泥濃度は投入汚泥濃度及び見かけ比重の両方との正の相関が見られる。
- ⑤ 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、水処理法間に明確な差はない。

4. 58年度の調査結果

本年度は、沈降性・濃縮性と各種因子との関係を把握するため、全国26処理場の余剰汚泥を用いて、室内沈降実験及び各種因子測定を行った。本実験は、昭和58年12月から59年2月の期間に実施した。

4.1 実験方法

今回の実験に用いた余剰汚泥を採取した処理場及び流入下水の概要を表-1に示す。

このなかで、工場排水の割合やし尿投入の割合の高い処理場の汚泥は特異な挙動を示すものがある。これらに該当するものは、F, G, H, J, Uの各処理場である。

今回の実験に用いた沈降筒を図-1に示す。内部には、ピケットフェンス(0.5rpm)とかき寄せ機を設けている。

沈降筒には、採取・運搬してきた汚泥を攪拌しながら水中ポンプを用いて、

表-1 処理場及び処理区の概要

処理場	処理能力 (千m ³ /day)	流入水量 (千m ³ /day)	工場排水量 (%)	※1 し尿投入量 (%)	※2 濃縮槽からの分 離度	処理方法	汚泥処理施設 (消化)
A	46.6	32.6	6.13	—	2.05	標準活性汚泥法	有
B	22.9	24.6	5.69	—	6.05	“	“
C	23.9	24.5	—	—	2.11	“	“
D	35.5	19.4	25.3	—	5.21	“	“
E	26.0	13.3	20.3	—	濃縮槽なし	“	“
F	65.7	36.0	17.0	3.5	0.631	“	“
G	20.0	5.6	—	4.6	0.503	“	“
H	11.6	9.9	32.8	—	2.25	“	“
I	25.4	12.7	—	—	23.2	“	“
J	132.3	93.6	16.0	0.9	36.3	“	“
K	9.3	9.3	—	—	0.423	“	“
L	9.4	6.0	5.0	—	1.86	“	“
M	702.7	602.5	13.3	—	2.59	“	“
N	358.0	239.4	14.8	—	48.4	“	“
O	1410.0	615.0	7.17	—	42.7	“	“
P	48.9	46.1	2.82	—	26.1	“	“
Q	8.6	4.9	1.02	—	濃縮槽なし	“	“
R	47.0	57.0	—	—	3.65	“	“
S	234.0	174.0	—	0.7	1.18	“	“
T	67.8	48.0	—	—	132.0	“	“
U	125.0	27.3	19.4	—	濃縮槽なし	酸素活性汚泥法	処理場で処理
V	1.8	0.7	0	—	“	長期間曝気法	有
W	0.4	0.3	0	—	40.3	“	無
X	262.8	239.2	10.2	—	0	A, Q, 処理法	“
Y	345.2	320.0	—	—	25.2	“	“
Z	20.8	16.8	0	—	13.5	アルミニウム沈降法	有

※1. 年間流入水に対する割合 ※2. 流入水に対する分離度の負荷割合

表-2 測定項目一覧表(本文中のSSは、MLSSである。)

	PH	ORP	DO	TS	VS (VTS)	SS (MLSS)	VSS (MLVSS)	SS	酸度	アルカリ 度	比 重	粒子 径	粘 土	コロイ ド	CRT	有機成分
											ろけ ろけ	真	無調整	調整		炭水化物 タンパク質 脂質
投入	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
濃縮	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
上澄水	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

一定の水深（950mm）まで投入した。汚泥の沈降状況を24時間にわたって測定した後、直ちに濃縮汚泥の各項目を測定した。投入汚泥については、沈降筒への投入の際に採取し、各項目を測定した。

なお、実験は20℃の恒温室内で行い、採取してきた余剰汚泥は実験開始数時間前に搬入し、室温となるべく同一となるようにした。

投入汚泥、濃縮汚泥及び上澄水について測定した項目を表-2に示す。

今回の測定方法は、主に下水試験法によったが、それ以外の方法を用いたものについて、その概要を以下に示す。

- ・みかけ比重………重液による測定法、重液としてショ糖溶液を用い、比重1.01から1.05までの5段階のものを調整し、比重計を用いてその数値を確認した。測定は、100mlの比色管にショ糖溶液を入れ、液の上部にコマゴメ・ビペットで汚泥を分散させ（1～2滴）、3分経過後、汚泥粒子が浮遊・沈降に分れる両比重の中間値を測定値とした。
- ・粒 径 ……………コルターカウンタにより測定した。1サンプルにつき、粒子1000個分の粒度分布を5回測定し、その平均値をもって測定値とした。
- ・みかけ粘度（粘度という）… 内筒回転式粘度計を用いた。測定部のローターは、3分間で256rpmに達し、その後3分間で0rpmに戻るよう設定した。調整粘度とは、濃度を2.0%調整した汚泥の粘度である。
- ・炭水化物 ……………アンスロン比色法によった。
- ・粗タンパク ……………下水試験法で求めた窒素量に係数を乗じて求めた。
- ・脂 質 ……………クロロホルム・メタノール法によった。

（佐藤和明、汚泥有機物の3大要素の分析、汚泥研究年報1983）

4.2 沈降状況

沈降実験の結果、本実験に使用した汚泥全部が等速沈降の見られる汚泥であった。しかし、Fの汚泥は非常に遅い沈降速度であった。汚泥の浮上（汚泥界面の盛り上り）は、一時的にCとHの汚泥の場合に見られたが、それぞれ4～6時間で再び汚泥界面は低下した。Cの場合は、界面上昇も3cm程度で、界面は浮上する以前の高さ以下に低下した。一方、Hの場合は、界面上昇が15cmと大きく、以前の高さまでには回復しなかった。

4.3 沈降性と各種因子

汚泥の沈降速度（沈降筒で測定した初期等速沈降速度）は、濃縮の速度を表わす重要な指標である。さらに、連続式の濃縮操作においては、上昇流の存在する中での沈降となることから、沈降速度の重要度は高いと考えられる。そのため、沈降性の評価指標として沈降速度を用い、各種因子との関係を把握した。

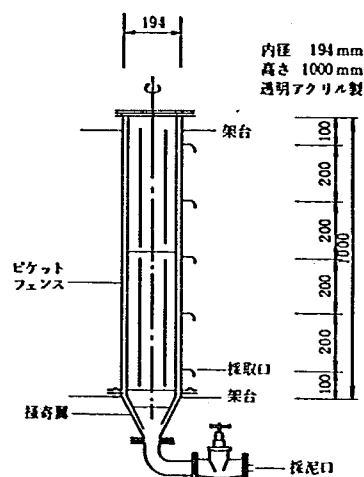


図-1 沈降筒概略図

1) 粘度：今回の実験結果で用いた内筒回転式の粘度計では、汚泥の粘度が検出限界を下回るものがあったこと、また、測定できたものも検出限界付近の汚泥が多かったことなどから、明確には推定できないが、投入汚泥の粘度と沈降速度とは、反比例の関係が推測できた。(図-2)

一方、粘度(μ_0)と蒸発残留物(TS)との関係は、図-3に示すような相関がある。この方式で測定される μ_0 は、個々の汚泥粒子と水との粘度ではなく、汚泥懸濁液全体の粘度であるので、粒子同士の結合力や摩擦力が大きく影響していると考えられる。つまり粒子の絶対量が μ_0 の大きな要因となっていると推測される。

残発残留物を2.0%に調整した汚泥及び濃縮汚泥の粘度とTSとの回帰式は別なものとなり、相関係数は低下する。高濃度になると粘度の発生機構が低濃度のものと違ってくると思われる。

2) 粗タンパク：沈降速度に粗タンパクが大きな影響を与えるとの報告がある。本実験でも図-4に示すように両者の関係は推測できる。先に述べたF、HとUの汚泥以外の回帰式及び回帰係数を合わせて図-4に示した。

一方、粗タンパク含有量と蒸発残留物(TS)との比は、平均0.43(最小値0.31, 最大値0.54)となっており、粗タンパク含有量は、TSに比例する傾向にある。

3) 蒸発残留物：沈降速度に影響を与える因子と考えられている粘度、粗タンパク含有量は、TSとの関係があることから、沈降速度とTSとの関係を図-5に示す。先に述べたE、G、H、J、Uの5処理場の汚泥以外の回帰式及び回帰係数を合わせて示す。この回帰式は、Vesilind, 1969提案の等速沈降速度式 $V=V_{0e}-KC$ に相当するものとなっている。(V:速度 V_0 :ストークス沈降速度 C:濃度 K:定数)

なお、本実験での投入汚泥のTSと浮遊物量(SS)との相関は0.988であり、TSとSSを同等であると考えた。

4) 浮遊物量とみかけ比重：沈降速度と関係すると考えられる因子の組合せについて相関をみてみると、SSとみかけ比重を説明変数とする回帰式が得られた。一般的に沈降速度は、粒子と流体の粘性、密度差、粒子径に関係あると考えられていることから、比重差を説明変数とすることで回帰式を求め、実測値と推定値を図示すると図-6となる。

重相関を求める場合、①説明変数の数を増やすと相関係数は必ず向上すること、②重相関の前提である説明変数間の独立性が、説明変数が増えると明確でなくなること、を考慮しなければならない。

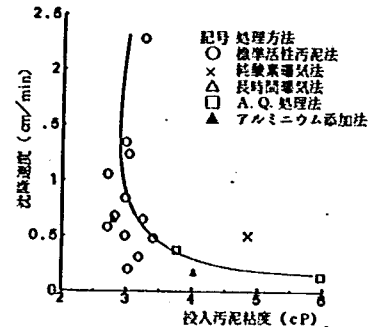


図-2 沈降速度と粘度の関係

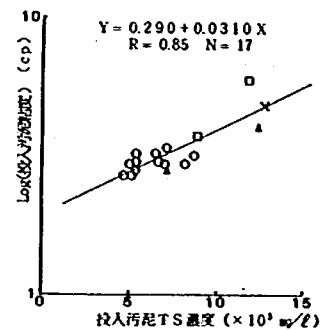


図-3 粘度と投入汚泥TS濃度の関係

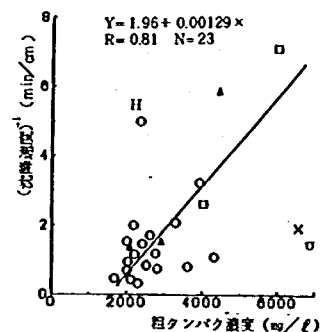


図-4 沈降速度と粗タンパクの関係

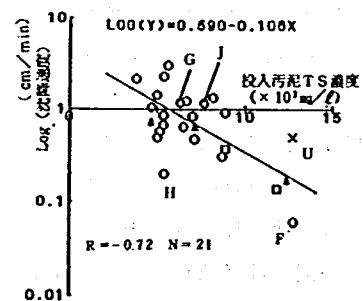


図-5 沈降速度と投入汚泥TS濃度の関係

①については、説明変数を追加する際の各種の評価手法が開発されているが、②についての証明が困難であるので、本報告においては説明変数は2個までとした。また、各偏回帰係数は、危険率5%以下で有意なものを採用した。

みかけ比重は、測定方法から4段階の値しかとれないが、図-7に示すように有機成分比(VSS/SS)と比較的相関がある。本実験が冬期に行ったため、全般的に有機成分比が高く、またその変動幅も狭いものとなっており、関係がはっきりしないことも考えられる。

その他の沈降速度の説明変数としては、汚泥中の酸化還元電位(ORP)や粒径が優先的に説明変数として選ばれることから、汚泥のおかれている酸化還元状態や汚泥粒子の径・表面積がみかけ比重に關与していることが推測される。

真比重について、有機成分比(VSS/SS)との関係を図-8に示す。大きな特徴のあるF, G, H, J, Uの5処理場を除いた回帰式と相関係数を図中に示す。

なお、沈降速度($1/V$)とみかけ比重の単相関係数は小さい($r=-0.19$)。

4.4 濃縮性と各種因子

濃縮性の評価指標として、①濃縮倍率(24時間後引抜汚泥TS(TS24)と投入汚泥TS(TS0)の比)と②TS24を用いて検討を行った。

(1) 濃縮倍率

濃縮倍率と沈降性(沈降速度)との関係を図-9に示す。沈降性の良い汚泥が、濃縮倍率が高いことを示している。

さらに、沈降速度、粘度がTS0と関係があることから、濃縮倍率とTS0との関係を図-10に示す。投入汚泥濃度が低いほど濃縮倍率が高いことを示している。

濃縮倍率と有機成分比(VS/TS), TS24との関係をそれぞれ図11, 12に示す。両者とも傾向はない。

TS0が小さいことから濃縮倍率が大きくなっており、倍率が大きいことが必ずしも、TS24の高さを示していない。

以上のことから、濃縮倍率という評価指標は、濃縮汚泥の濃度の評価に使用するには不適當であると言える。

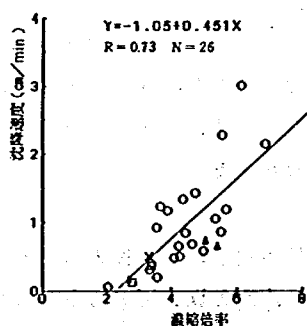


図-9 濃縮倍率と沈降速度の関係

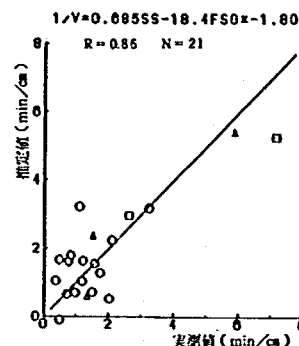


図-6 (沈降速度)¹の測定値と推定値

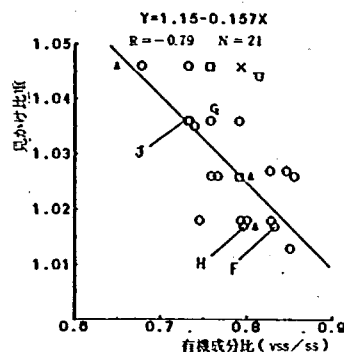


図-7 見かけ比重と有機成分比の関係

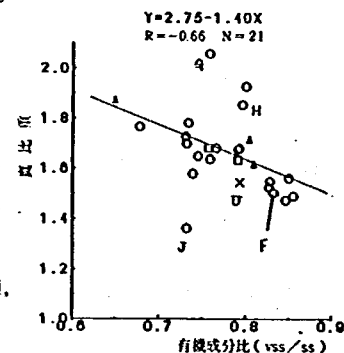


図-8 真比重と有機成分比の関係

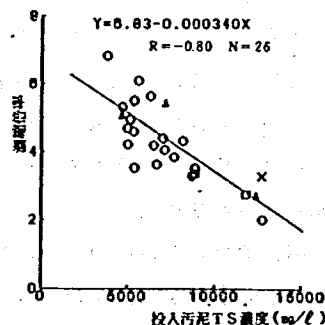


図-10 濃縮倍率と投入汚泥TS濃度の関係

(2) 引抜汚泥濃度 (TS24)

濃縮操作によって得られる濃縮汚泥と各種因子を調べた。

沈降速度及び濃縮倍率の検討で、濃縮性を表わすとされている①粘性、②粗タンパクは、TS0と関係あることがわかった。そこで、TS24とTS0との関係を図-13に示す。TS0が高いほど、TS24も高い傾向がある。これは沈降性とは逆の傾向となっている。

次に、有機成分比(VS/TS)との関係を図-14に示す。5処理場を除いた汚泥では有機成分比が低いものには、TS24の低いものがない、という結果であった。

TS24と各種因子の単相関では明確な傾向がないことから、説明変数を増加させて、TS24との関係を検討した。沈降性が大きく関与すると考えられることから、沈降速度も説明変数として加え、各種因子との組合せの中から、図-15に示す重回帰式が得られた。なお、TS24と(沈降速度)⁻¹の単相関係数は-0.098であったが、TS0と組合せられることによって、重回帰式には取り込まれた。

沈降速度が、SSと見かけ比重と関係すること、TS0とSSが比例することから、TS24とSS、見かけ比重との重回帰式を求めたが、相関係数が低く、見かけ比重の偏回帰係数も危険率5%水準を大幅に超えたものとなった。今後、さらに検討するためには、みかけ比重測定の精度を向上させる必要がある。傾向としては、投入濃度が高く、見かけ比重が大きいものほど、TS24は高い傾向があるということを示している。さらに、見かけ比重は、有機成分比と負の相関があることから、TS24が有機成分比と負の相関傾向があるものと考えられる。

4.5 水処理プロセスと沈降性・濃縮性

酸素活性法からの余剰汚泥は、同一のTS0、有機成分比の標準活性汚泥法(標準法)と比べて、沈降速度が速く、TS24も高い濃度となっており、沈降性・濃縮性の良好な汚泥となっている。

その他の長時間曝気法、生物学的脱リン法、アルミニウム添加標準法、オキシデーション・ディッチ法は、標準法と比べて明確な差はなかった。

4.6 おわりに

調査で用いた汚泥のうち、酸素活性汚泥法、し尿投入のある又、工場排水混入率の高い処理場の汚泥などの挙動が、因子によっては他の汚泥と異なるものがあった。このことから、これら汚泥の特徴を把握することによって、沈降性・濃縮性に影響のある因子を明らかに出来ると考えられる。

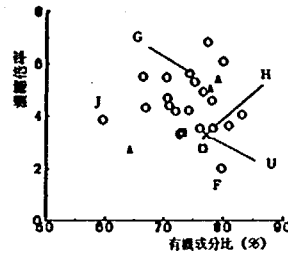


図-11 濃縮倍率と有機成分比の関係

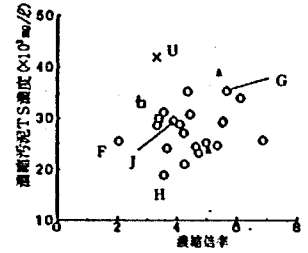


図-12 濃縮汚泥TS濃度と濃縮倍率の関係

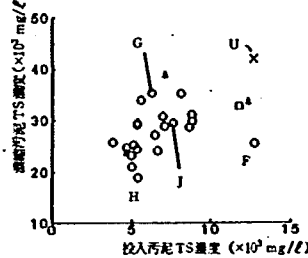


図-13 投入汚泥TS濃度と濃縮汚泥濃度の関係

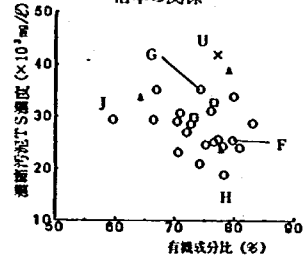


図-14 濃縮汚泥TS濃度と有機成分比の関係

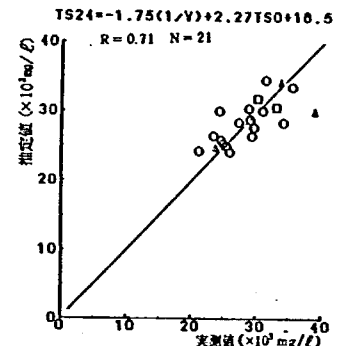


図-15 濃縮汚泥TS濃度の実測値と推定値

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 岡 久 宏 史

1. 調査の目的と必要性

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、補助燃料の削減の他、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せる利点がある。このため、混焼技術の確立が待たれている。本調査は、混焼の実用化に際し必要となる混焼システムの選定法、焼却炉、周辺機器設計のための諸条件の確立、及び混焼実施上の問題点とその対策を明らかにすることを目的としている。

2. 57年度までの調査成果

本調査の初年度にあたる57年度は、混焼技術の現状を明らかにするために、次のような基礎的調査を行った。

2.1 下水汚泥と都市ごみの混焼は、省エネルギー化を中心とした新しい下水汚泥の焼却法、及び下水処理場とごみ焼却施設の結合の中でどのように位置づけられるのかを明らかにした。

2.2 混焼における自燃混焼比（ごみに対する搬入汚泥の比率）を、自燃に必要な低位発熱量を1,000 kcal/kgとして求めた。

2.3 混焼方式を、焼却炉の形式、汚泥及びごみの前処理、汚泥とごみの混合、供給法等に分類し、それぞれの代替案を考察した。

3. 58年度の調査結果の要旨

一般的なごみ焼却炉であるストーカ炉で汚泥を混焼する場合の最も基本的な選択因子のひとつは、炉に投入する汚泥の性状である。すなわち、脱水汚泥とするか、炉からの廃熱で処理した乾燥汚泥とするかである。そこで本年度は乾燥機の有無の他は同じ混焼システムを用いて、炉投入汚泥を脱水汚泥とする場合（システム1）と乾燥汚泥とする場合（システム2）の熱収支シミュレーションを行い、次の結論を得た。①自燃する混焼比の範囲はシステム2の方が広い。②システム2では乾燥汚泥が燃料として働き、専焼で自燃しないごみも混焼すると補助燃料が少なくなり、混焼比をあげると自燃する場合がある。③低位発熱量が同じ汚泥でも含水率が高い汚泥程、燃料的価値は低くなる。④エネルギー費用から両システムを比較すると、自燃しない場合はシステム2の方が有利となるが、自燃する場合は2つのシステムに大きな差はない。⑤どちらのシステムを選択するかはエネルギー面からの他に、建設費、維持管理の容易さ等を含め総合的に検討する必要がある。

4. 58年度の調査結果

4.1 熱収支シミュレーションに用いた混焼システム（図-1）

システム1では脱水汚泥が炉に投入される。システム2では、ごみ焼却施設に搬入された脱水汚泥は水蒸気乾燥機を経て乾燥汚泥となり炉に投入される。ストーカ炉からの排ガスが持っている廃熱はボイラーで水蒸気として回収される。その水蒸気は、燃焼用空気の予熱機、排ガスの自煙防止用熱交換機、及びシステム2では乾燥機に利用される。これらへ利用しても水蒸気が余る場合は、余剰水蒸気でタービンを回し発電する。ボイラーからの排ガスは、ばいじん除去、除湿のための水スクラバー、白煙防止のための熱交換機を通して、煙突から大気へ放出される。システム2における乾燥機からの排ガスは除湿のための水スクラバーを通り、燃焼用空気として用い脱臭される。スクラバーで除湿を行わないと、乾燥機で汚泥から除去された水分が炉に戻ることであり、熱収支上、システム1とシステム2は本質的に同一となる。

4.2 シミュレーションの条件（表-1）

シミュレーションに用いた汚泥、ごみの性状、炉の燃焼条件、装置効率、装置の操作条件、物性常数、及びシステム制御ダイアグラムを表-1に示す。汚泥、ごみの可燃分組成、可燃分高位発熱量は一般的な値を用い一定とした。脱水汚泥の含水率、可燃分率は下水排除方式、汚泥消化の有無、及び脱水条件を考慮して1～10の10通りとした。ごみは可燃分率は75%に固定し、含水率のみをA～Eの5段階にして、低位発熱量を変化させた。乾燥機で得られる汚泥の含水率は40～60%とした。各装置の効率、及び操作条件は一般的な値を用いた。

ストーカ炉出口の温度は800～950℃の範囲で次のように制御する。炉投入混合物の低位発熱量が低く温度が800℃に達しない場合は重油をたいて800℃とする。低位発熱量があがり、温度が800℃となると補助燃料は不必要となる。この点が自燃限界である。低位発熱量がさらにあがり、温度が950℃になる

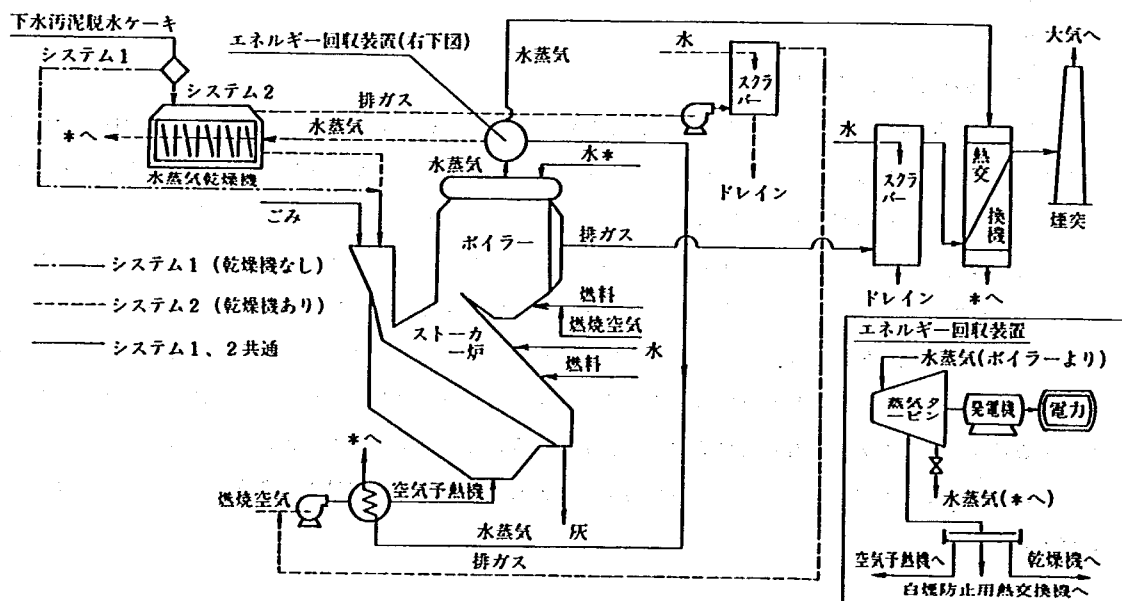


図-1 シミュレーションに用いた混焼システムのフローシート

表-1 シミュレーションの条件

(1) 供給物の性状

a 可燃分組成及び可燃分高位発熱量 (HCV)

	C (%)	H (%)	N (%)	S (%)	Cl (%)	O (%)	HCV (Kcal/kg)
重油	85.4	12.6	0.4	0.9	0.0	0.7	10,800
ごみ	53.0	8.0	2.0	0.5	1.0	35.5	5,500
汚泥	52.0	8.0	6.0	1.5	0.1	32.4	5,500

b 汚泥脱水ケーキの性状 LCV: 低位発熱量

汚泥	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
LCV (kcal/kg)	22	146	156	312	437	492	320	340	497	654
含水率 (%)	85	82	78	78	75	70	65	70	65	60
可燃分率 (%)	70	70	56	70	70	60	40	50	50	50

c ごみの性状

ごみ	A	B	C	D	E
LCV (kcal/kg)	850	1,028	1,512	1,995	2,481
含水率 (%)	67	63	52	41	30
可燃分率 (%)	75	75	75	75	75

d 供給物の低位発熱量 (kcal/kg)

$$\text{低位発熱量} = \text{可燃分高位発熱量} \times \left(1 - \frac{\text{含水率}}{100}\right) \times \frac{\text{可燃分率}}{100} - 600 \left\{ 9 \left(\frac{H}{100} \right) \left(1 - \frac{\text{含水率}}{100}\right) + \left(\frac{\text{可燃分率}}{100} \right) + \left(\frac{\text{含水率}}{100} \right) \right\}$$

(2) 炉の燃焼条件

a 理論量 (可燃分 1kg 当たり)

$$\text{乾空気 (kg)} = \frac{1}{23.3} \cdot \left\{ \frac{32}{12} \cdot C + \frac{16}{2} \cdot \left(H - \frac{Cl}{35.5} \right) + \frac{32}{32} \cdot S - \bar{O} \right\}$$

$$\text{燃焼生成水分 (kg)} = \frac{1}{100} \cdot \frac{18}{2} \left(H - \frac{Cl}{35.5} \right)$$

$$\text{燃焼ガス (kg)} = \text{乾空気} + 1 - \text{燃焼生成水分}$$

b 焼却炉熱損失 (汚泥, ごみ) 10%

c " " (重油) 7%

(3) その他の装置効率

- a ボイラー 90%
- b 水蒸気乾燥機 95%
- c 水蒸気式空気加熱機 95%
- d 発電機 (エンタルピー落差 65% に対して)

(4) 各装置の操作条件

- a 焼却炉
 - 空気比 汚泥, ごみに対して 1.7~2.2
 - 重油に対して 1.3
 - 出口温度 800~950°C

b ボイラー

- 排ガス 温度 280°C
- 発生水蒸気 温度 170~265°C
- エンタルピー 661~704 kcal/kg
- 圧力 8~18 ata
- 供給水 温度 140°C
- エンタルピー 142 kcal/kg

c 水蒸気乾燥機

- 入口空気 20°C × 0.05 kg · H₂O/kg 乾燥空気
- 出口空気 80°C × 0.5 kg · H₂O/kg " "
- 出口ケーキ 80°C × 含水率 40%~60%
- 入口蒸気エンタルピー 661 kcal/kg
- ドレイン " " 171 kcal/kg

d 水蒸気空気予熱機

- 出口空気温度 20~150°C
- 入口蒸気エンタルピー 661 kcal/kg
- ドレイン " " 171 kcal/kg

e スクラバー

- 出口ガス 40°C × 0.0488 kg · H₂O/kg 乾燥空気 (飽和)
- 洗浄水温度 (入口→出口) 20°C → 50°C

f 白煙防止用空気加熱機

- 放出ガス温度 95°C
- 入口蒸気エンタルピー 661 kcal/kg
- 出口 " " 171 kcal/kg

g 蒸気タービン

- 入口蒸気エンタルピー 661~704 kcal/kg
- 出口 " " "
- 抽気 661 kcal/kg
- 復水 563 kcal/kg (0.23 ata)

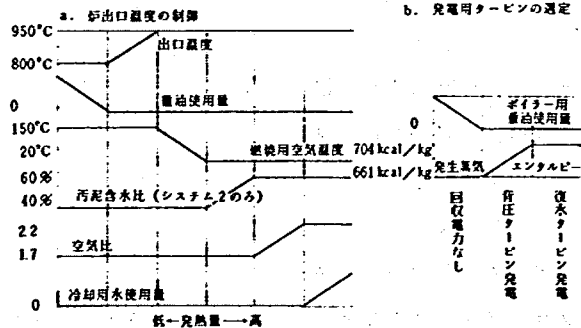
(5) 物性常数

- a 熱収支計算の基準 0°C 高位発熱量基準
- b 外気条件 20°C, 0.01 kg · H₂O / 乾燥空気
- c 乾空気組成 0.233 wt% (21.0 vol%)
- d 水の蒸発潜熱 597 kcal/kg (at 0°C)
- e ガスの比重量
 - 乾空気 1.29 kg/Nm³
 - 燃焼ガス 1.34 " "
 - 水蒸気 0.80 " "

f ガス定圧比熱 (kcal/kg)

温度 (°C)	0-150	150-400	400-650	650~
乾空気	0.240	0.243	0.247	0.255
燃焼ガス	0.248	0.250	0.253	0.261
水蒸気	0.447	0.457	0.470	0.493

(6) システム制御ダイアグラム



と、炉を保護するために温度を950℃に保つための制御に入る。まず予熱機であげている燃焼用空気温度を下げていく。本操作でも、950℃にならない場合システム2では汚泥の含水率を最大60%まであげていく。システム1、およびシステム2の次の操作は空気比を最大2.2まで増加させることである。以上の操作でも、950℃に保てない場合は炉に水スプレーをして強制的に950℃とする。

発電用タービンの選定は次のようである。ボイラーの発生蒸気エンタルピーが予熱機、スクラパー、乾燥機（システム2）で使用する量より小さい場合は、これら利用エンタルピーを確保するために、ボイラーに補助燃料を用いる。この時発電は行わないので、タービンは不必要となる。余剰エンタルピーがある状態で発電を行うが、発生蒸気のエンタルピーが661~704 kcal/kgでは背圧タービンを用い、704 kcal/kg（設定上限値）では抽気復水タービンとする。

図-2にシミュレーションに用いた電算プログラムのフローチャートを示す。

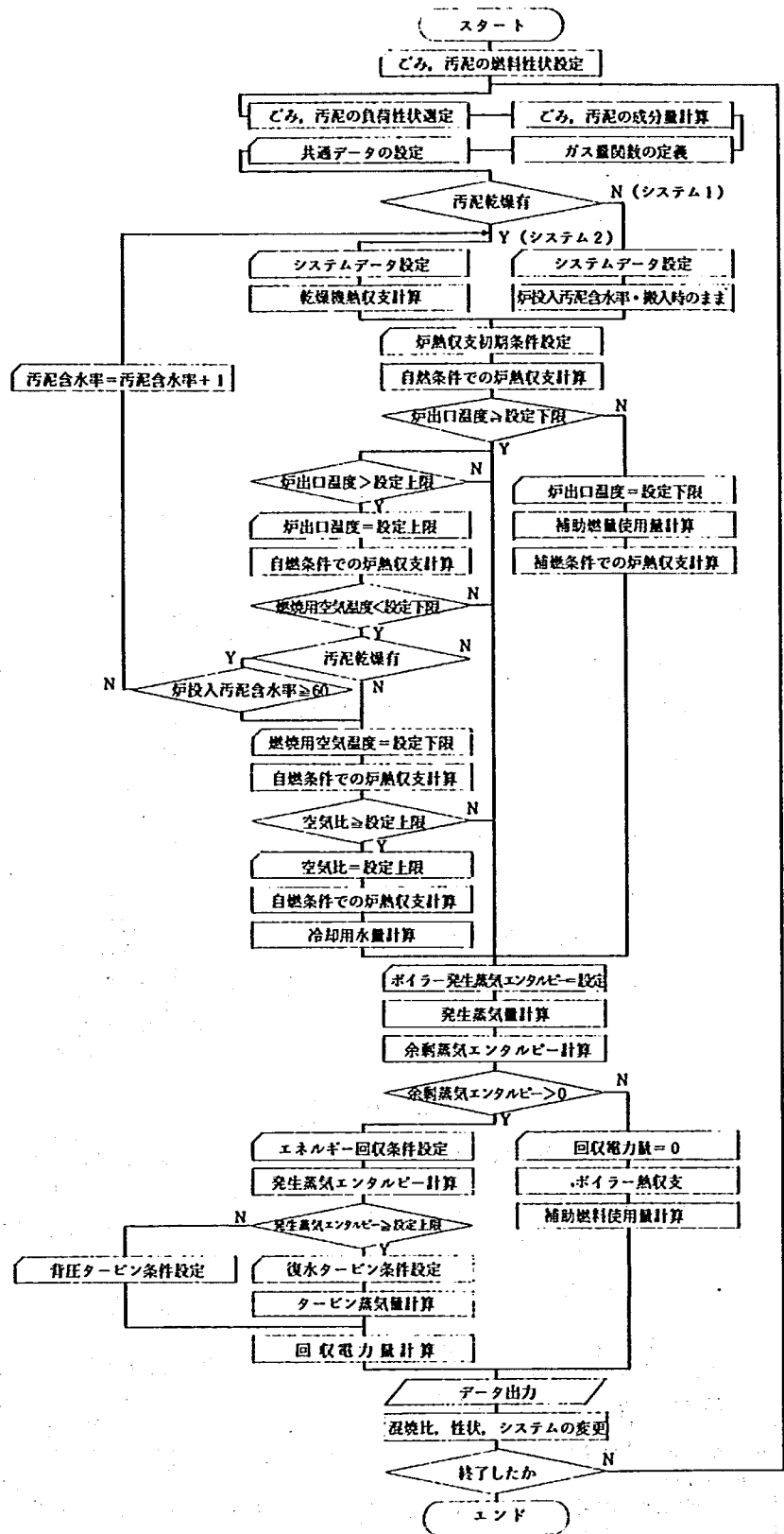


図-2 シミュレーションのフローチャート

4.3 シミュレーション結果

シミュレーションは汚泥10種類、ごみ5種類、システム2種類の組合せで、100ケースについて、一般的には混焼比（ごみに対する搬入汚泥の比率）を0～1.0に変化させて行った。代表的な例として炉投入混合物の低位発熱量の小さいケース（汚泥2，ごみB）中程のケース，（汚泥4，ごみC），及び大きいケース（汚泥9，ごみD）のシミュレーション結果を図-3に示す。同図には示していないが、混焼率0～1.0の範囲ではすべてのケースにおいて炉冷却用水の使用量は0，また発生蒸気のエンタルピーはひとつのケース（汚泥1，ごみA，システム2）の混焼比1.0の場合を除くすべてのケースで704 kcal/kgとなった。

4.3.1 システム1とシステム2の全体的な比較

図-3よりシステム1とシステム2を比較すると次のようである。

- ㊦ 炉投入混合物の低位発熱量は，汚泥を乾燥しているシステム2の方が高いため，炉出口温度はシステム2の方が高い。但し，再システムとも上限値，ないしは下限値に達している場合は同じになる。
- ㊧ 自燃する混焼比はシステム2の方が大きくとれる。
- ㊨ システム1ではごみ専焼で自燃しない場合，混焼しても自燃はできず，混焼比をあげる程炉補燃用重油消費量は増加する。

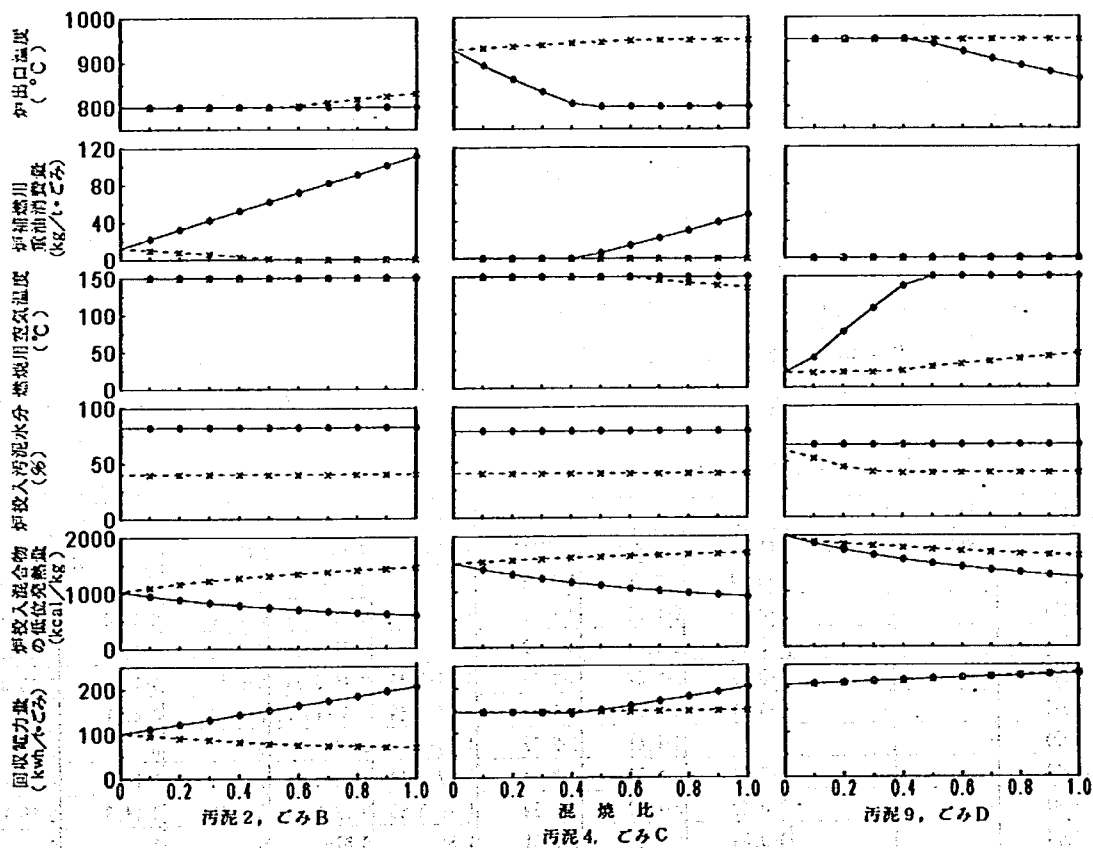


図-3 混焼率と炉の状況，炉投入物の性状，および回収電力量（○—○システム1×—×システム2）

- ④ システム2では、ごみ専焼で自燃しない場合でも混焼比をあげると炉補燃用重油消費量は減少し、自燃することがある。これは、乾燥後の汚泥の低位発熱量が自燃点以上にあるためである。
- ⑤ どちらのシステムでも自燃する場合の回収電力量は、両システムでほぼ等しい。
- ⑥ システム1で補燃する場合の回収電力量はシステム1の方が大きい。これはシステム1の方が重油消費量が多く、その分だけ発電量が増加するためである。

4.3.2 自燃する混焼比

自燃する混焼比の範囲を表-2に示す。ごみA, Bは専焼でも混焼でもシステム1では自燃しないが、システム2では自燃範囲が求まることが多い。これは4.3.1の④で述べたように、炉投入汚泥が自燃しないごみに対し燃料として作用するためである。

それならば何故システム2で自燃混焼比に上限があるのだろうか？ここではシステム全体で補助燃料を使用しない場合を自燃としているが、システム2の自燃混焼比の上限以上になると、乾燥機に必要な蒸気量を自燃では供給しきれなくなり、ボイラーの補燃が必要となってくるからである。

システム1における自燃限界混焼比を示す図-4によると、汚泥の低位発熱量がほぼ同一でも、汚泥の性状によって自燃限界混焼比は異なることが分る。

例えば、低位発熱量が312~340 kcal/kgにある汚泥4, 8, 7を比較すると、この順に含水率が小さくなり、自燃限界混焼比は大きくなっている。これは次のことによる。含水率が大きな汚泥を燃やす程、燃焼ガス中の水蒸気が多くなる。

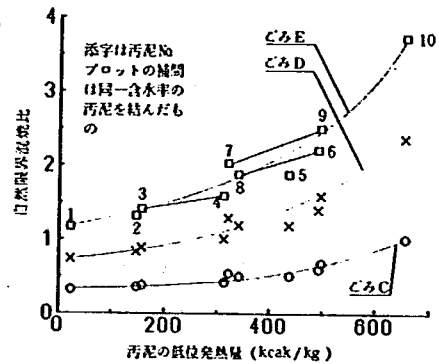


図-4 システム1における自燃限界混焼比

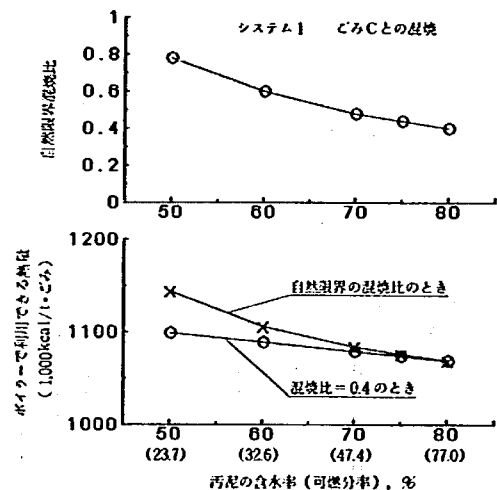


図-5 汚泥の含水率、可燃分率の燃料的性質に及ぼす影響 (汚泥の低位発熱量=300 kcal/kg)

表-2 自燃する混焼比の範囲

システム 1						システム 2					
汚泥	A(850)	B(1028)	C(1512)	D(1998)	E(2481)	A(850)	B(1028)	C(1512)	D(1998)	E(2481)	() : 低位発熱量, kcal/kg
1(22)	-	-	0-0.32	0-0.75	0-0.18	-	0.68-1.30	0-2.35	0-3.53	0-4.59	
2(148)	-	-	0-0.38	0-0.85	0-1.33	-	0.54-1.77	0-3.28	0-4.90	0-8.38	
3(158)	-	-	0-0.38	0-0.90	0-1.42	-	0.72-1.93	0-3.48	0-5.23	0-8.98	
4(312)	-	-	0-0.42	0-1.02	0-1.60	1.08-2.43	0.44-3.39	0-8.69	0-10.0	0-13.0	
5(437)	-	-	0-0.51	0-1.20	0-1.89	0.94-9.89	0.38-15.75	0-32.4	0-49.1	0-	
6(492)	-	-	0-0.60	0-1.41	0-2.22	1.09-	0.44-	0-	0-	0-	
7(320)	-	-	0-0.54	0-1.30	0-2.04	3.82-4.18	1.60-5.83	0-10.4	0-14.9	0-19.4	
8(340)	-	-	0-0.50	0-1.20	0-1.89	1.78-3.88	0.72-5.39	0-9.58	0-14.3	0-19.1	
9(497)	-	-	0-0.68	0-1.60	0-2.51	1.51-	0.62-	0-	0-	0-	
10(854)	-	-	0-1.01	0-2.38	0-3.74	1.32-	0.54-	0-	0-	0-	

表-1の(5), 「によると水蒸気の比熱はガスよりも大きいため, 燃焼ガスを800°Cにするのに必要な熱量が多くなるためである(図-6参照)。図-5は低位発熱量を300kcal/kgと一定にし, 含水率と可燃分率を変化させた汚泥をごみCとシステム1で混焼する場合の自燃限界混焼比を求めたものである。同図によっても, 低位発熱量が同じでも含水率の高い汚泥程自燃限界混焼比は小さくなっている。

図-6に自燃限界混焼比における炉投入混合物の低位発熱量を示す。汚泥の低位発熱量が増加すると自燃限界混焼比における炉投入混合物の低位発熱量は低下する傾向にある。しかし, 含水率が同じで低位発熱量が異なる汚泥を比較すると, 低位発熱量が高い程, 自燃限界混焼比における炉投入混合物の低位発熱量も高くなっている。これは, 低位発熱量の高い汚泥は, 自燃限界混焼比も大きくなるので, 炉に持ち込む水分が多くなるためである。

4.3.3 システム1とシステム2のエネルギー費用比較

エネルギー費用によるシステム1とシステム2の比較を評価関数を次のように定義して行った。

(評価関数)

$$C_{energy} = \frac{a_F \cdot \Delta F - a_E \cdot \Delta E}{1 + X} \quad (\text{円/1・処理量})$$

$$\Delta F = F_{S1} - F_{S2}$$

$$\Delta E = E_{S1} - E_{S2}$$

F_{Si} : システム*i*における重油消費量

E_{Si} : システム*i*における電力発生量

a_F : 重油単価 (90 円/kg)

a_E : 電力料金 (20 円/kWh)

X : 混焼比 (-)

$C_{energy} > 0$ のとき; システム2の方がエネルギー

-費用からは有利

$C_{energy} < 0$ のとき; システム1の方がエネルギー

-費用からは有利

すなわち, 重油によるエネルギー費用の出費と発電によるエネルギー費用の回収の差から, より少なく出費, あるいはより多く回収するシステムを有利

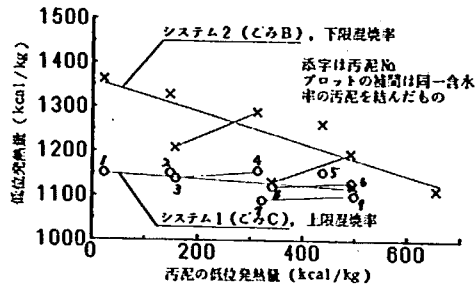


図-6 自燃限界混焼比における炉投入混合物の低位発熱量

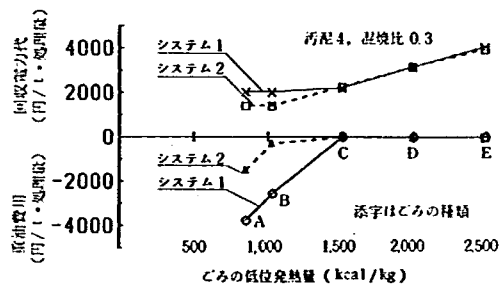


図-7 システム1と2の重油費用, 回収電力代の比較

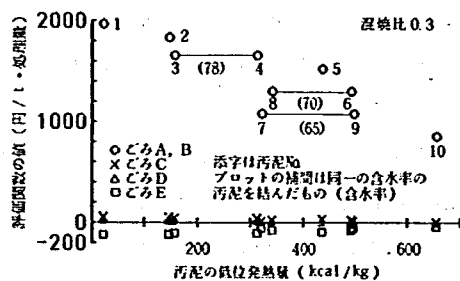


図-8 システム1と2のエネルギー費用比較

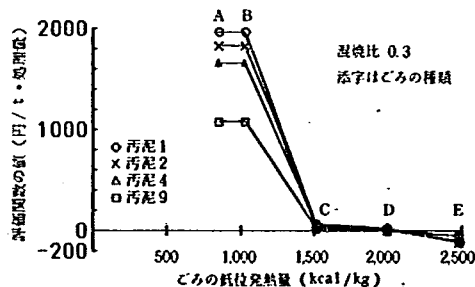


図-9 システム1と2のエネルギー費用比較

とするものである。なお、1人1日当りの脱水汚泥、ごみの発生量はそれぞれ、200~300g, 1,000g程度であることから混焼比は0.3に固定して評価した。

システム1とシステム2の重油費用と回収電力代を、汚泥4を例として図-7に示す。ごみA, Bではシステム1, 2とも自燃しないため重油消費があるが、重油使用量の多いシステム1の方が回収電力量も多い。評価関数をあてはめると、システム2の方が有利なようである。ごみC, D, Eではどちらのシステムとも自燃しているが、回収電力量はほぼ同一である。

システム1とシステム2のエネルギー費用比較を示す図-8, 9より次のことが分る。

- ㊤ 混焼比0.3ではどの汚泥を用いてもシステム1, 2とも自燃しないごみA, Bではシステム2の方が有利である。
- ㊦ その際、評価関数の値は含水率が同じなら同一で、含水率が大きい程システム2の方が有利となる。
- ㊨ システム1, 2とも自燃するごみC, D, Eでは2つのシステムの差はそれ程大きくない。

4.3.4 結 論

ごみ焼却炉(ストーカ炉)に汚泥を入れて混焼するシステムで、脱水汚泥のままで入れるシステム1と炉の廃熱を利用して乾燥汚泥として入れるシステム2をエネルギー面から比較して次の結論を得た。

- ㊤ 自燃する混焼比の範囲はシステム2の方が広い。
- ㊦ システム2では乾燥汚泥が燃料として働き、専焼で自燃しないごみも混焼すると補助燃料が少なくなり、混焼比をあげると自燃する場合がある。
- ㊨ 低位発熱量が同じ汚泥でも含水率が高い汚泥程、燃料的価値は低くなる。
- ㊤ エネルギー費用から両システムを比較すると、自燃しない場合はシステム2の方が有利となるが、自燃する場合は2つのシステムに大きな差はない。

5. お わ り に

以上より、汚泥乾燥のあるシステム2の方がシステム1よりエネルギー的には有利な場合が多いことが見い出された。さらに汚泥を乾燥させると燃焼時間が短縮されるのでより安定な混焼が可能となる。そのためには反面、乾燥機の設置費、維持管理費が必要となるマイナスもあるので、どちらのシステムを選択するかに当っては、総合的に検討することが肝要である。

13. 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

初山 孝一

1. 調査の目的と必要性

現在、我国では下水汚泥の約8割を埋立処分しており、埋立地において発生する環境問題を整理することは、今後の埋立地の確保のためにも重要である。埋立に伴って発生する環境因子には種々のものがあるが、本調査では、BOD・COD・窒素・リンの濃度が高い浸出水に注目し、その処理方法を確立することを目的としている。

2. 57年度までの調査成果

本調査は、56年度から58年度まで行われている「下水汚泥の海域埋立処分に関する調査」を引き継ぐ形となっており、本年度は初年度である。上記調査結果の一部を要約すると次のようになる。

(1) 埋立汚泥より発生する浸出水の水質を悪い順に列記すると、直接脱水汚泥・生汚泥と消化汚泥との混合脱水汚泥・コンポスト汚泥・消化脱水汚泥以外の汚泥より出る浸出水のCOD_{Mn}は10000mg/l前後にもなっている。

(2) 上記埋立汚泥を埋立てる際、汚泥層の下に砂を介在させた場合、浸出水の水質は改善され、COD_{Mn}も500mg/l以下となる。

3. 58年度の調査結果の要旨

上記調査結果を受け、①何故、介在砂層により浸出水が浄化されるのかの解明、②この機構を実用化した場合の問題点の整理、③浸出水を、生物的・化学的・物理的に処理する場合、の最適処理法の確立、等について調査を行い、次の結果を得た。

(1) リン・窒素は砂層で吸着されるが有機物質は吸着されない。

(2) 標準砂と海砂とを較べた場合、リン・窒素とも、海砂の方が吸着能が高い。その理由としては、両者の比表面積、A_g等の保有金属濃度の相違が挙げられる。

(3) リン・窒素の濃度の高い直接脱水汚泥浸出水の場合、リン・窒素の除去率は低くなる。

(4) 有機物質の除去は生物反応が主体となると思われるが、生物による除去はあまり認められない。

(5) 活性炭処理によるCOD・BOD除去は、浸出水濃度が低い場合は効果的である。しかし、COD・BOD濃度の高い場合およびリン・窒素に対しては、除去効果は現われない。

(6) 凝集沈殿処理においては、浸出水濃度のうすいT-Pで除去効果があるのみである。

4. 58年度の調査概要

4.1 介在砂層による浸出水の浄化機構の解明

介在砂層による浄化機構としては、①吸着による浄化、②ろ過による浄化、③生物による浄化等が考えられ、その実態を下記の実験で調査した。

4.1.1 振とう実験

この実験は、浸出水に砂を加えて振とうし、浸出水中の物質の砂への吸着を調べるものである。

(1) 実験方法

浸出水と砂とを一定の割合で、2ℓのポリびんに混合し、密栓して、1時間毎分約200回連続振とうさせる。その後、振とう液を4000rpmで15分遠心分離し、上澄液をNo.5Aのろ紙でろ過し、水質分析試料とした。実験は、以下の条件で約20℃の室温で行った。

(2) 実験条件

- a) 供試砂 ; 標準砂・海砂^{注)}
- b) 砂の割合 ; 浸出水に対して乾燥重量比 1%, 5%, 10%, 20%, 50% の5段階
- c) 浸出水 ; 直接脱水汚泥浸出水, 消化脱水汚泥浸出水の2種類

注) 標準砂 ; 高萩砂 (規格JWWA A-103)

海 砂 ; 浦安海岸で採取

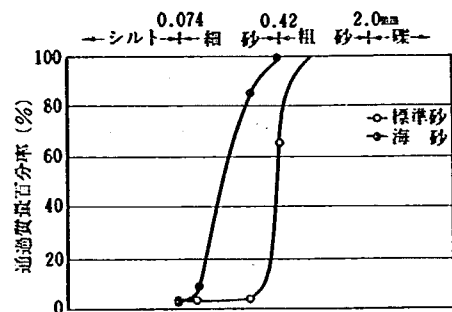


図-1 粒径加積曲線

標準砂および海砂について、粒径加積曲線を図-1に砂の性状を表-1に示す。

表-1 砂の性状

(3) 実験結果

消化脱水汚泥浸出水の実験結果を図-2に示す。

(3)-1 消化脱水汚泥浸出水について

① 海砂・標準砂ともに吸着による有機物質の減少は見られず、BODではむしろ増加傾向にある。

② 海砂では、砂の割合が増えるに従い、PおよびNが減少する。但し、砂の増量とP・Nの減少とは比例していない。

項 目	標準砂	海 砂
強熱減量(%)	0.1	1.0
COP (mg/g)	< 0.1	0.3
TOC (mg/g)	0.19	0.46
K-N (mg/kg)	37	87
PO-P (mg/kg)	86	86
T-P (mg/kg)	111	122
Fe (mg/g)	2.2	14.7
Al (mg/g)	1.3	11.3
Ca (mg/g)	2.1	4.0
性 状	黄褐色	暗緑灰色

(乾燥重量)

(3)-2 直接脱水汚泥浸出水について

① 海砂・標準砂とも、有機物質・P・Nの減少は見られない。

4.1.2 ろ過実験

この実験は、砂に浸出水を通過させ、通過後の浸出水の水質を調べることによる砂によるろ過および吸着効果を調べるものである。

(1) 実験方法

内径5cm、長さ50cmの亚克力製円筒カラムに砂を充填させ、蒸留水で洗浄した後、浸出水を一定速度で通過させ、その通過液を分析試料とした。実験は約20℃の室温で行い、実験は、以下に示す12.

条件で行った。

(2) 実験条件

a) 供試砂

標準砂・海砂

b) 砂の高さ

5 cm, 15 cm, 30 cm の

3 種類

c) ろ過速度

1, 5, 10 ml/min

の 3 種類

(3) 実験結果

消化脱水汚泥浸出水の
実験結果を図-3 に示す。

(3)-1 消化脱水汚泥浸 出水について

① 海砂の場合、砂高
の増加と共に有機物質の
減少が見られるが、砂高
30 cm のままでろ速を遅く
しても除去率の向上は見
られない。標準砂では有
機物質の減少はない。

② 海砂の場合、砂高
の増加と共に、N・P の
減少があり、砂高30 cm で
N・P それぞれ50%・80

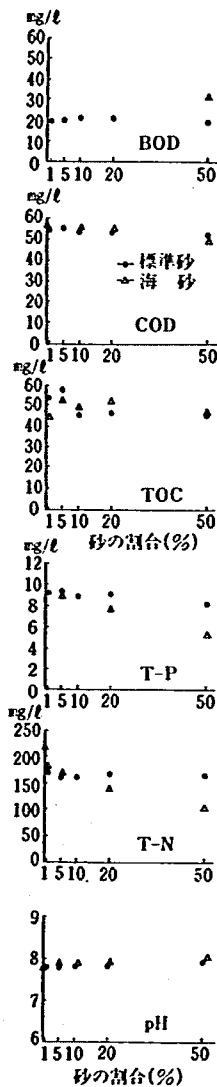


図-2 振とう実験結果

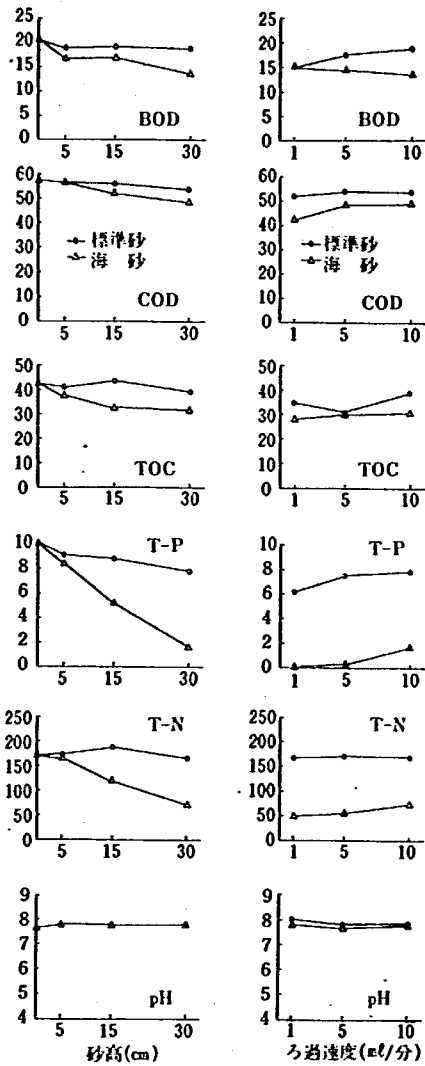


図-3 ろ過実験結果

％程度の除去率となっている。また、砂高30 cm のままで、ろ過速度を1/10にすると、N・P それぞ
れ70%・99%と除去率となった。

③ 標準砂の場合、Nについては、今回の実験範囲内で砂高・ろ過速度を変化させても除去されず
Pについても、砂高30 cm で20%程度、ろ過速度1/10で40%程度の除去率であった。

(3)-2 直接脱水汚泥浸出水について

① 海砂・標準砂ともに、顕著な除去率を示しておらず、除去率としての最高値は、砂高30 cm、ろ過
速度1 ml/minの条件下で、海砂のPの場合の35%であった。一般に海砂の方が標準砂よりも除去率
は高い値を示した。

4.1.3 放置実験

この実験は、浸出水と砂とを混ぜ、長期間にわたり放置し、生物的浄化を調べるものである。

(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 ; 海砂・標準砂の2種類
- b) 混合割合 ; 砂1200gに対し、浸出水300cc
- c) 放置温度 ; 10, 20, 30℃の3段階
- d) 放置時間 ; 直接脱水汚泥浸出水で1, 40日
消化 " " で1, 10, 20, 40, 60日
- e) 浸出水 ; 浸出水の水質を表-2に示す。

(3) 実験結果

実験結果を除去率として表-3に示し、消化脱水汚泥浸出水のリンの結果を一例として図-4に示す。

① 海砂あるいは標準砂の場合でも、各水質項目ともに、温度依存性が見られ、温度が高い程、除去率も向上している。

② 直接脱水汚泥浸出水中のN以外は、海砂・標準砂ともに時間の経過とともに除去率は向上している。

③ 同一実験条件で、海砂と標準砂を比較すると、海砂の方が除去率の値が高く、海砂の方が浄化効果の発現が早い。

4.1.4 結果のまとめ

(1) 吸着による浄化について

① 吸着されやすい水質項目は、P・Nであり有機物質は、ほとんど吸着されない。

② 海砂の方が標準砂よりも、リンを吸着しやすいが、理由としては、①海砂の方が粒径が細く、表面積が大きい、②海砂の方がAl, Fe, Ca等の金属含有量が多い、③海砂の方が微生物の付着量が多い、等が挙げられる。

③ 窒素の除去については、吸着だけでなく、アンモニアストリッピング・脱窒等が考えられるが、PHは8付近であることやほとんどがアンモニア性窒素であることを考えると説明がつかず、今の所、未解明である。

表-2 浸出水の水質

項目	汚泥の種類	直接脱水汚泥浸出水	消化脱水汚泥浸出水
BOD (mg/ℓ)		35,100	27.4 *
COD (mg/ℓ)		9550	66.9 *
TOC (mg/ℓ)		15,900	45.0 *
T-N (mg/ℓ)		3460	18.4 *
T-P (mg/ℓ)		17.7	7.08 *
PH		7.4	7.6 *
BOD/COD		3.7	0.41 *

* は各温度の平均値

表-3 浸出水の除去率

項目	温度 (℃)	消化脱水汚泥浸出水					直接脱水汚泥浸出水				
		海砂		標準砂		ブランク	海砂		標準砂		ブランク
		1日	60日	1日	60日	60日	1日	40日	1日	40日	40日
BOD	10	37	89	19	74	*					
	20	23	86	40	85	*	42	37	26	18	*
	30	68	81	56	93	36					
COD	10	29	66	26	43	41					
	20	32	54	29	59	*	32	40	18	19	5
	30	43	66	25	68	*					
TOC	10	19	62	21	48	*					
	20	26	49	12	45	20	36	35	25	10	*
	30	33	59	20	63	27					
T-N	10	82	89	41	60	20					
	20	75	89	46	65	42	63	*	25	*	7
	30	85	89	42	73	58					
T-P	10	93	96	69	90	6					
	20	96	97	68	95	13	63	84	41	80	45
	30	95	98	79	93	11					

* は増加

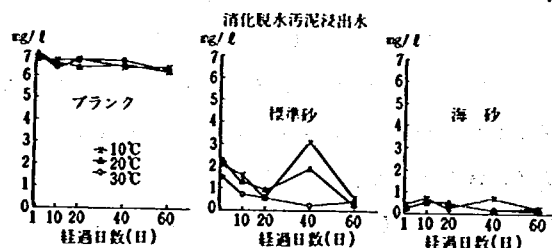


図-4 放置実験結果 (T-P)

(2) ろ過による浄化について

砂層によるろ過効果を調べたが、現象としては、浮遊性物質が少かったため、吸着現象の確認という結果となった。但し、直接脱水汚泥浸出水において有機物質の減少が若干あり、ろ過効果と推定された。

(3) 生物による浄化について

除去率の温度依存性や、吸着実験に比べ放置実験による有機物質の除去率の方が大きい等を考えると生物による浄化が類推されるが、確認が不十分であり、また、前年度までの結果、特に、直接脱水汚泥浸出水における有機物質の減少を十分説明し切るには至らなかった。

4.2 浸出水の処理実験

4.2.1 活性炭吸着実験

(1) 実験方法

浸出水 1 ℓ に粉末活性炭を添加し、ジャーテスターを用い、急速搅拌 5 分 (100rpm)、緩速搅拌 10 分 (40rpm)、静置沈殿 30 分で吸着実験を行い、静置後、上澄液 500ml を No.5A のろ紙でろ過し、試水とした。実験条件は以下の通りである。

(2) 実験条件

消化脱水汚泥浸出水活性炭濃度 (mg/ℓ)

500, 1000, 2000, 5000, 10000, 20000

直接脱水汚泥浸出水

1000, 2000, 5000, 10000, 20000, 50000

(3) 実験結果

図-5 に示すように、消化脱水汚泥浸出水の場合は、BOD、COD 等は活性炭に良く吸着され、活性炭の添加量の増と共に、除去率も増加している。しかし、直接脱水汚泥浸出水の場合は、今回の活性炭の添加濃度では十分な吸着は見られない。

リン・窒素については、両浸出水ともに活性炭による除去は望めない。

4.2.2 凝集沈殿実験

(1) 実験方法

浸出水 1 ℓ に凝集剤を添加し、ジャーテスターを用いて、活性炭吸着実験と同様な方法で実験を行った。

(2) 実験条件

表-4 の通り

(3) 実験結果

直接脱水汚泥浸出水では、どの凝集剤を用いても効

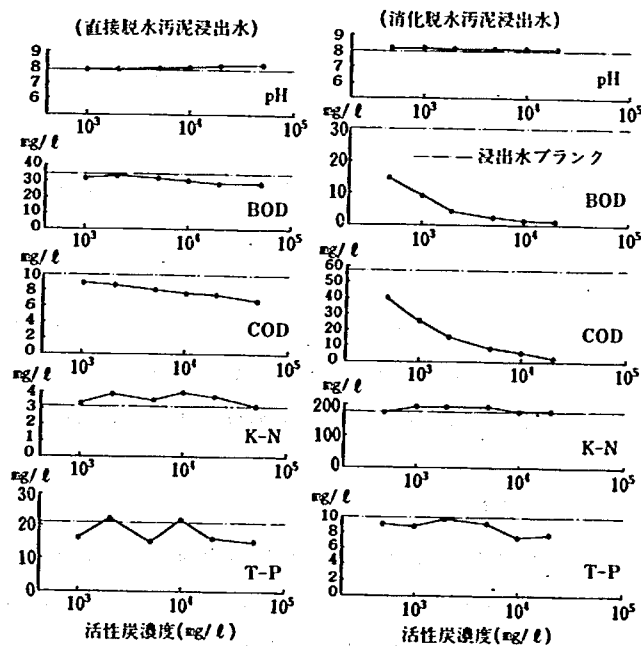


図-5 活性炭吸着実験結果

表-4 実験条件

供試原水	凝集剤	凝集剤濃度 (mg/ℓ)
消化脱水汚泥浸出水	塩化第二鉄	20, 50, 100, 200, 500, 1000
	硫酸アルミニウム	20, 50, 100, 200, 500, 1000
	水酸化カルシウム	50, 100, 200, 500, 1000, 2000
直接脱水汚泥浸出水	塩化第二鉄	100, 500, 1000, 2000, 3000, 5000
	硫酸アルミニウム	100, 500, 1000, 2000, 3000, 5000
	水酸化カルシウム	100, 500, 1000, 2000, 3000, 5000

果は見られず、消化脱水汚泥でBODおよびT-Pで処理効果が見られた(図-6)。

4.2.3 浸出水の生分解性実験

(1) 実験方法

試料をGF/Bろ紙でろ過し、ろ液がCODで125mg/lになるよう水で希釈調整する。調整液8容量に対し、2容量の活性汚泥および栄養塩溶液を加え、添加状態で活性汚泥MLSSが、500mg/l、CODが100mg/lになるよう調整し、24時間曝気を行う。この操作を3回繰り返し、3回目の処理水の上澄液の水質を測定し、生分解度を求める。生分解度は次式で求める。

$$\text{生分解度 (\%)} = \frac{\text{試験前濃度} - \text{試験後濃度}}{\text{試験前濃度}} \times 100$$

(2) 実験条件

供試原水は、直接脱水汚泥浸出水3種類・消化脱水汚泥浸出水2種類・混練固化汚泥浸出水3種類

(3) 実験結果

CODの生分解度の高い浸出水は、BODの生分解度も高くなっており、またCODの生分解度の高い浸出水は、浸出水のBOD/COD比が高い。図-7にCOD生分解度とBOD/CODとの関係を示す。

4.2.4 活性汚泥回分実験

(1) 実験方法

1lのビーカーに生分解性実験と同様、希釈調整浸出水8容量に活性汚泥2容量を加え、エアレーションを行いながら、1, 2, 4, 6, 24時間後に100mlずつ採水する。採水後、GF/Bろ紙でろ過し、ろ液を分析する。

(2) 実験条件

原水として、BOD約30,000mg/lの直接脱水汚泥浸出水を用い、原水を5段階に希釈し、MLSSを2000mg/lとして実験を行った。

(3) 実験結果

結果の一部を図-8に示す。これより、希釈率が大きい程、短期間でBOD除去率の向上が得られることがわかる。

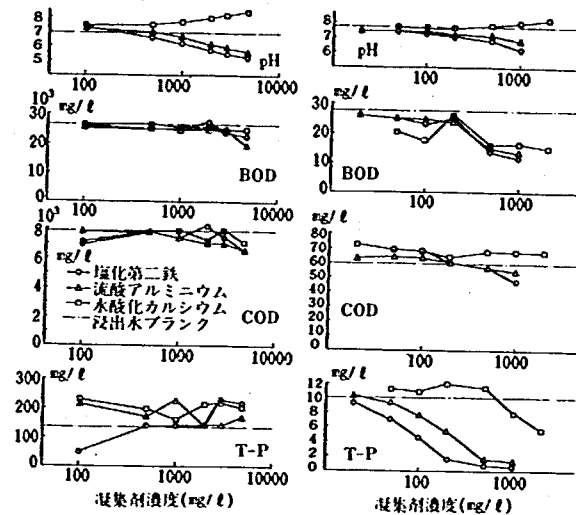


図-6 凝集沈殿結果

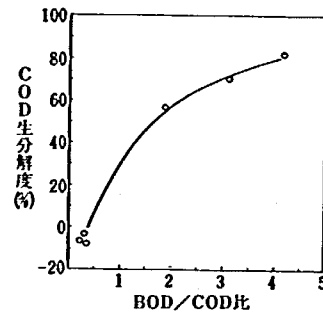


図-7 CODの生分解度

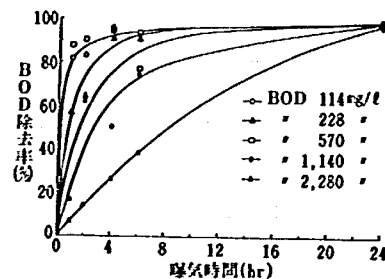


図-8 回分実験結果 (BOD)

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 村上 健
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流出負荷量の把握を中心に進めてきたが、本年度からは手賀沼の流域概況の把握と湖内水質測定を実施し、次年度以降の水質予測シミュレーション実施のための基礎資料を収集した。

2. 調査方法

2.1 下水道整備の進捗状況

千葉県では手賀沼の水質保全を図るため流域下水道計画を立て、昭和46年度から手賀沼流域下水道事業に着手し、昭和55年度末から一部供用を開始している。手賀沼流域下水道計画の概要は、事業費1,500億円、計画面積11,187ha、計画人口89万人であり、関係市町は我孫子市、鎌ヶ谷市、柏市、流山市、松戸市、沼南町、印西町、白井町の5市3町である。

調査を実施している我孫子市宿排水区、我孫子市常盤排水区、柏市大堀川右岸第2排水区の概要及び下水道整備の進捗状況は以下のようである。

地点 No. 1 我孫子市宿排水区

この排水区の汚水は直接手賀沼へ排出されているが、1つの排水区に数ヶ所の排水口があるため前年度までの下水道普及率などに間違いのあることが判明したので、次のように訂正する。宿排水区は面積82ha、世帯数8500世帯、人口6500人と推定される。55年度は下水道が供用開始されておらず、55年度の調査は本排水区の一部27.7ha、740世帯、2200人について実施し

た。この区域の土地利用形態は 57 年度に報告した通りで、商業及び住居地区である。56 年度から下水道が供用開始となり、57 年度末の下水道整備面積は 37 ha、この区域の世帯数は 990 世帯、人口は 2950 人で、下水道普及率は 36% であった。同様に、57 年度末では下水道整備面積 49 ha、1300 世帯、3900 人で下水道普及率は 39% であった。本年度末では下水道整備面積 59 ha、1600 世帯、4700 人に達しており、面整備率では 72% になる。58 年度末現在の下水道普及率は前年度と変わらず 39% であった。

地点 No. 2 我孫子市常盤排水区

この地区では大規模団地の開発に伴って下水道整備の行われた 4 ha の区域以外では下水道整備が進んでおらず、58 年度末においても面整備率 19%、下水道普及率 40% である。

地点 No. 4 大堀川右岸第 2 排水区

この排水区は面積 90 ha、世帯数 2800 世帯、人口 8500 人であるが、59 年度新規のつなぎ込みは 568 世帯、888 人で、下水道普及率は 57% に達している。

2.2 排水区からの流出負荷量

2.2.1 晴天時 1 人 1 日当りの流出負荷量

排水区の土地利用形態や地形などは流達率に影響することが知られているが、表-1 は各排水区における晴天時の 1 人 1 日当りの流量と負荷量を示したものである。No. 1 と他の排水区では流量で 2 倍程度の差が認められている。家庭汚水量は基礎家庭汚水（一般家庭からの汚水）と営業汚水（事務所、病院、その他の事務所からの汚水）に分けて考えられている。基礎家庭汚水量としては 1 人当り約 300～350 ℓ が用いられている。¹⁾ 営業汚水は用途地域によって差異の生じるのが普及であるが「下水道施設設計指針と解説」²⁾によると、商業地域の営業用水量は 180～280 ℓ/人・日、住居地域のそれは 90～105 ℓ/人・日とされている。

宿排水区は商業地区が 22%、住居地区 55% である。その汚水量は基礎家庭汚水 300～350 ℓ/人・日、商業地区の営業用水量 40～62 ℓ/人・日、住居地区の営業用水量 50～58 ℓ/人・日で、その合計は 390～470 ℓ/人・日になる。また、この排水区には日排水量 570 m³ の生糸製造工場があり、この水量は 259 ℓ/人・日に相当する。さらに、自然流量的なものがあると考えられるが、この流量を直接測定することは困難なので、水量年表³⁾から推定することとした。同年表によると、利根川水系に河川の 34 観測所で観測されたおよそ 20 年間の低水流量時（当年内を通じ 275 日これを下らない流量）の比流量は 0.06～2.88 m³/秒/100 km² で、その平均は 1.14 m³/秒/100 km² である。この平均値をもとにして、この排水区の自然流量分を求めると 124 ℓ/人・日になる。従って、基礎家庭汚水量、営業用水量、工場排水量、自然流量の和は 773～853 ℓ/人・日になり、実測値もこの範囲に入っている。

常盤排水区には商業地区がなく、住宅地区が 54% である。宿排水区と同様に基礎家庭汚水量、営業用

表-1 各排水区における晴天時の
1 人 1 日当りの流量 (ℓ/人/日)
と負荷量 (g/人/日)

	No. 1	No. 2	No. 4
Flow	820	432	475
BOD	34.8	20.3	18.1
COD	22.9	12.3	12.6
D-COD	14.2	8.07	7.69
D-TOC	22.9	8.62	7.74
SS	532	238	160
TP	1.73	0.94	1.18
D-TP	1.25	0.74	0.80
D-OP	0.88	0.65	0.65
TN	11.3	11.6	6.15
D-TN	8.86	10.2	4.96
NH ₄ -N	5.59	4.85	3.19
NO ₃ -N	1.58	2.29	0.85
NO ₂ -N	0.46	0.38	0.21
KN	9.23	8.94	5.07
D-KN	6.86	7.59	3.91

水量、自然流量を求めると、それぞれ300~350ℓ/人・日、49~57ℓ/人・日、110ℓ/人・日となり、その和は459~517ℓ/人・日で、実測値はこの範囲の下限値に近い値を示している。

大堀川右岸第2排水区は商業地区4%、住宅地区45%である。宿排水区と同様に基礎家庭汚水量、営業用水量、自然流量を求めると、それぞれ300~350ℓ/人・日、47~58ℓ/人・日、105ℓ/人・日となり、その和は452~513ℓ/人・日で、実測値もこの範囲に入っている。

わが国における発生汚濁負荷量はBOD₅が36~54g/人・日、CODが22~26g/人・日、SSが28~41g/人・日、TNが7~13.5g/人・日、TP

が1.4~2.9g/人・日とされている。¹⁾これらの値と表-1に示した晴天時流出負荷量を比べると、排水区No.2及びNo.4ではTNを除いていずれも発生負荷量の範囲を下まわっており、流路内での蓄積量が多いものと推定される。No.2のTN流出負荷量はNo.4に比べて異常に大きくなっている。

No.2でこれまで夏季、冬季あわせてのべ9回調査した結果によると、3月に行った調査の窒素濃度が高くなる傾向が認められ、これは農地などからの流出によるものと考えられた。No.1ではすべての項目が発生負荷量の範囲内か、あるいはそれ以上の値となっている。この排水区では汚濁物の蓄積量が少ないこと、商業地区からの負荷が大きいこと、工場排水の負荷があること、などが流出負荷量の大きくなっている原因と考えられる。

2.2.2 比流出負荷量の減少

本調査対象地区は現在も下水道整備が進行している段階なので流域内の流出特性が安定しておらず、下水道普及率と汚濁物削減率との関係を定量的に求めるまでには至っていない。また、この削減率の算出にあたっては、当然、年間総流出負荷量、即ち晴天時流出負荷量と雨天時流出負荷量の和で評価する必要がある。前年度報告書において、No.2を対象に年間流出負荷量の算出方法とその結果を示したが、No.2のように下水道整備が停滞している場合には比較的容易に算出できよう。しかし、No.4のように下水道普及率が年々上昇しているような区域においては、雨水流出パターンの変化、流路内蓄積量の変化などがあるので、各年度ごとの雨天時観測が十分行えない場合には年間総流出負荷量を推定することが難しい。特に日降水量50mmを超える雨天時観測はその頻度が少ないこともあって、その流出負荷量は大きいことが明らかにされているにもかかわらず、流出量を予測できないという問題がある。従ってNo.4のように現在も普及率が向上している地区においては、短期間に集中的な雨天時観測が必要になるが、これは次年度以降の課題とし本年度は晴天時における比流出負荷量の変化のみを示す。

表-2は晴天時の流出負荷量の経年変化を示したものであるが、下水道普及率の向上にともなって、流量、有機物負荷、栄養塩負荷とも確実に削減されているのが明らかに認められる。55年度を100と

表-2 No.4における晴天時の比流量(m³/ha/日)と比汚濁負荷量(g/ha/日)の経年変化

	55(0)	56(28)	57(46)	58(57)
Flow	40.4	32.3	32.2	28.2
BOD	1710	2330	2050	1210
COD	1190	1360	928	788
D-COD	727	779	541	528
D-TOC	731	894	422	410
SS	1510	1790	1410	1090
TP	111	71.8	57.4	38.3
D-TP	76.0	60.0	34.5	24.8
D-OP	61.4	47.8	27.2	20.0
TN	581	499	441	342
D-TN	469	468	342	322
NH ₄ -N	301	321	235	228
NO ₃ -N	80.1	54.7	26.4	59.4
NO ₂ -N	19.6	20.3	27.9	12.9
KN	479	424	386	269
D-KN	369	393	297	249

()内は下水道普及率

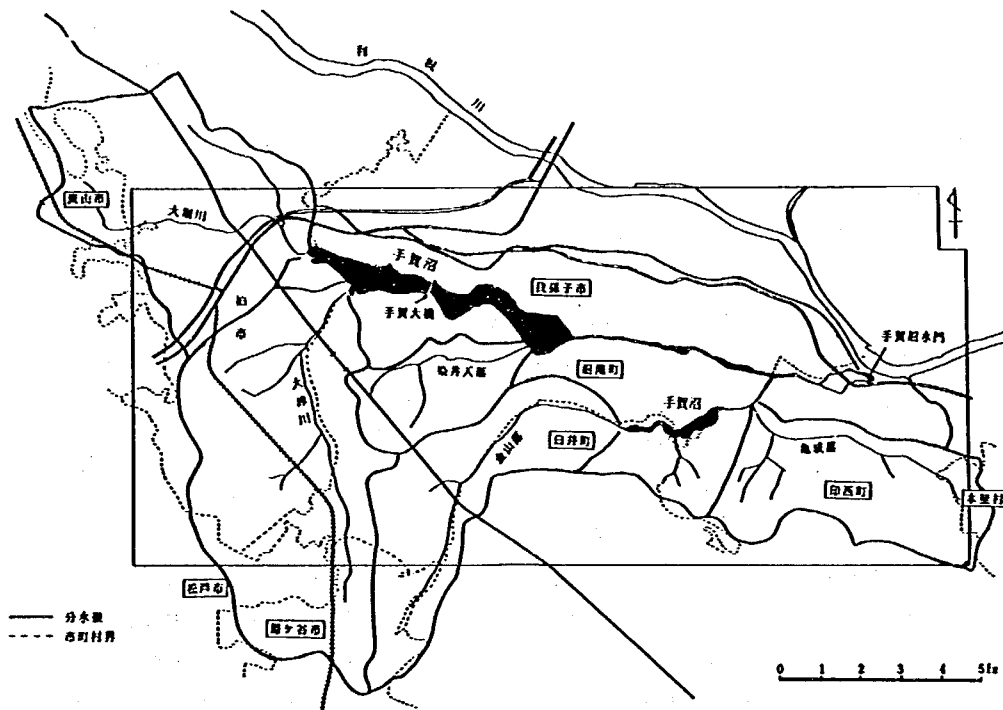


図-1 手賀沼流域概略図（昭和55年現在）

して、下水道普及率が57%に達した58年度の削減率は流量30%、BOD29%、COD34%、D-COD27%、SS28%、TP65%、TN41%となっている。流量、有機性汚濁、SSに比べて、

表-3 手賀沼流域の面積と人口

区 分	面 積				人 口			
	市街化区域	市街化調整区域	計	構成率	世帯数	人口	構成率	人口密度
大 堀 川	2,096	1,034	3,130	19.3	42,333	131,785	36.0	4,211
大 津 川	2,238	1,431	3,669	22.6	43,836	147,902	40.3	4,031
金 山 落	245	1,633	1,878	11.6	5,310	15,928	4.3	848
亀 成 落	731	1,321	2,052	12.6	1,209	5,041	1.4	246
染 井 入 落	51	849	900	5.5	861	3,562	1.0	396
手賀沼直接	934	3,680	4,614	28.4	17,894	62,216	17.0	1,348
合 計①	6,295	9,948	16,243	100.0	111,533	366,434	100.0	2,256

窒素、磷の削減率の方が高く、特に磷は下水道普及率を上まわって削減されているのが注目される。この理由としては、無リン合成洗剤や粉石ケンの使用などが市民の間に浸透してきているためと推定される。なお、55年度と56年度の有機物負荷が逆転しているのは、55年度が夏季と冬季に観測しているのに対して、56年度では冬季のみの観測であり、冬季に比べて夏季の晴天時流出負荷量は小さいためである。

2.3 手賀沼の水質

2.3.1 手賀沼流域の概要

手賀沼は面積 6.5 km²、周囲 38 km、平均水深 0.86 m、最深水深 3.8 m、平均湛水量 560 万 m³ 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。図-1 は手賀沼流域概略図⁴⁾、表-3 は手賀沼流域の面積と人口を示したものである。尚、手賀沼といわれる湖は 2ヶ所（我孫子市南側と白井町北側）があるが、本調査の対象となっているのは我孫子市に接する湖だけである。従って、流域区分では大堀川、大津川、染井入落、手賀沼直接の一部ということになる。千葉県調査をもとにして整理すると、各流域の土地利用形態は次のようになる。

流域名	市町村名	面積 (ha)	住居地域	商業地域	工業 準工業	地域 田畑・山林
大堀川	柏市 流山市	3130	55%	3%	9%	33%
大津川	松戸市、柏市 鎌ヶ谷市、沼南町	3669	60%	1%	0%	39%
染井入落	沼南町	900	5%	0%	0%	95%
手賀沼直接	我孫子市 柏市、沼南町	1577	27%	1%	0%	71%

手賀沼直接区域の世帯数と人口はそれぞれ 11700 世帯、表-4 染井入落、大津川、大堀川における晴天時の比流量 (m³/ha/日) と比汚濁負荷量 (g/ha/日)

2.3.2 染井入落、大津川、大堀川からの流出負荷量
表-4 は染井入落、大津川、大堀川で 55 年 7 月と 11 月に観測された晴天時の比流量と比汚濁負荷量を示している。比流量と比汚濁負荷量は染井入落、大津川、大堀川の順に大きくなっている傾向が認められている。人口密度はそれぞれ 396 人/km²、4301 人/km²、4211 人/km² であり、比流量や比汚濁負荷量の大きさと順序は一致するが、その比率などを比べると必ずしも両者に密接な関係は認められず、表-1 の No. 1、No. 2、No. 4 排水区

	染井入落 (900)		大津川 (3670)		大堀川 (3130)	
	July	Nov.	July	Nov.	July	Nov.
Flow	122	292	180	196	228	250
BOD	889	464	175	324	270	409
COD	131	137	166	264	243	355
D-COD	102	803	163	181	183	270
D-TOC	109	103	198	272	234	250
SS	439	308	302	234	254	305
TP	417	029	186	395	732	623
D-TP	104	018	159	335	498	543
D-OP	018	018	159	313	498	486
TN	907	136	166	201	367	393
D-TN	427	136	100	195	275	358
NH ₄ -N	466	144	929	148	183	253
NO ₃ -N	156	118	793	131	281	339
NO ₂ -N	072	037	208	332	163	232
KN	744	144	156	184	323	335
D-KN	264	144	899	179	738	301

() 内は流域面積, ha

でみられるように、土地利用形態との関連で比較した方が良いでしょう。即ち、染井入落は住居地域が 5% で、残りは田畑あるいは山林であり、他の 2 地区に比べると比流量や比汚濁負荷量は小さくなっている。7 月と 11 月の比流量と比汚濁負荷量を比較すると 5~10 倍程度の違いがある。この差は恐らく田畑からの流出分によるものと考えられ、灌漑期である 4 月から 8 月の 5 ヶ月間は流量負荷量とも他の期間の晴天時に比べかなり大きくなっているものと予想される。大津川、大堀川地区はいずれも住居地区が中心となっているが、大堀川地区には商業地区が 3%、工業および準工業地区が 9% あるので、大堀川地区の比流量と比汚濁負荷量は大きくなっている。また、この 2 地区は 7 月に比べて 11 月の比流量、比汚濁負荷量が大きくなっている。夏季は流路内での分解速度が大きいこと、降水量が多いので流路内の蓄積物が流出し、晴天時

表-5 手賀沼の湖内水質

	Max.	Min.	Ave.	
気 温 (℃)	320	00	147	
水 温 (℃)	308	21	149	
水 位 (m)	144	096	135	
透 明 度 (m)	083	018	047	
PH	(mg/l)	96	78	
DO	(mg/l)	192	64	116
BOD	(mg/l)	234	64	138
COD	(mg/l)	469	196	328
D-COD	(mg/l)	188	78	146
クロロフィルa	(mg/l)	496	118	281
SS	(mg/l)	68	16	36
VSS	(mg/l)	35	13	21
TP	(mg/l)	102	020	055
D-TP	(mg/l)	074	004	030
D-OP	(mg/l)	082	002	030
NH ₄ -N	(mg/l)	678	009	318
NO ₃ -N	(mg/l)	274	026	127
NO ₂ -N	(mg/l)	073	004	018
Org-N	(mg/l)	243	071	166
D-Org-N	(mg/l)	100	033	065

の汚濁物が系内に蓄積し易くなるなどの理由が考えられるため、大津川や大堀川では汚濁物濃度が冬季に比べてかなり低くなっている。

これまでの調査で、手賀沼へ流入する水量および負荷量の全体像はほぼ明らかになってきているが、唯一の残された問題は染井入落、大津川、大堀川流域からの雨天時に流入する水量と負荷量の推定であり、次年度に観測を実施する予定である。

2.3.3 湖内の水質変動

湖内の水質調査は58年6月から59年3月まで週1回の頻度で手賀大橋で湖水を採取、分析して経時の変動を調べ、次年度以降の水質将来予測実施のための基礎資料とするために行った。その結果を表一5、図-2に示す。

水質予測モデルとしては Vollenweider の栄養塩限界モデル、定常拡散モデル、物質循環モデルなどが知られている。手賀沼は水深が浅く、比較的小さい湖であるため、時間的に一定または時間平均値、空間的にも一様または空間的平均値として取り扱う Vollenweider の栄養塩モデルを用いることができるであろう。しかし、このモデルは多くの湖沼、貯水池を調査した結果得られた経験的なモデルであるため、モデル式の選定、あるいはパラメータの設定にあたっては検討すべき課題が残されており、また、図-2のTPを見ても明らかに、その濃度は必ずしも時間的に一定となっていないので誤差などについての検討も必要になろう。

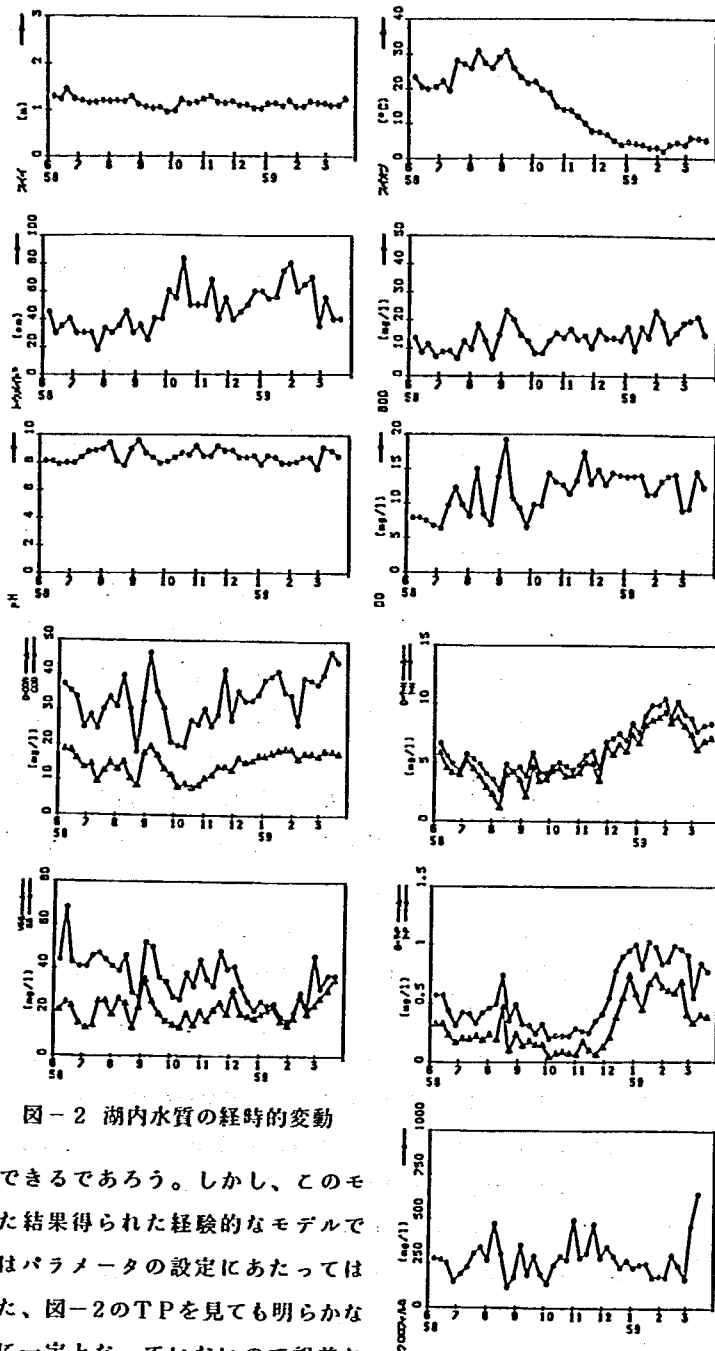


図-2 湖内水質の経時変動

参考文献 1) 下水動ハンドブック編集委員会編、「下水動ハンドブック」, 建設産業調査会, 1982. 2) 建設省都市局下水道部編、「下水道施設設計指針」, 下水道協会. 3) 建設省河川局編、「第33回水質年表」, 日本河川協会, 1982. 4) 千葉県環境部編、「手賀沼水質総合診断結果」, 昭和55年12月

15. 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 村上 健

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、近代的な下水道技術の発達、下水の散布による土壌、植生、地下水等へ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、貯水池や湖沼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. 57年度までの調査結果

土壌中でのリンの吸着は土壌中に含まれている活性アルミナとの反応が主体で、反応によって形成するリン酸アルミニウムの溶解度がpH 5～6の酸性側で最小となるため、日本のような酸性土壌が多いところではリンの除去にとっては都合が良い。但し、有機物含有量が増加するとリンとアルミニウムとの反応を阻害し、反応速度が遅くなることも明らかとなった。

窒素の除去については、脱窒反応を進めるための散水技術がむずかしく、表面散布方式（除去率は10～20%）と湛水化方式（20～40%）は高い除去率が得られなかった。汚水を毛管浸透による方法で処理する方式を検討した結果、窒素除去に対し優れている方式であった。また、除去量は温度の影響を強く受け、温度係数は1.097となった。大型ライシメータの結果から、年間除去量を算出すると、下水の二次処理水を砂ろ過したものを供給原水とした場合、25～40gN/m²・年、有機物の濃度が高い豚舎排水では200gN/m²・年となった。二次処理水の供給実験では溶存酸素濃度が高いことと、窒素濃度に比べ有機炭素濃度が低いことから、脱窒条件の面からは極めて悪条件であり、年間除去量が25gN/m²・年は毛管浸透処理法の限界除去量ともいうべき値である。

3. 昭和58年度の調査結果

3.1 下水二次処理水の土壌浸透処理

下水二次処理水の土壌浸透実験を昭和57年度に引き続き行った。図1に昭和56年6月以降の運転結果を示す。供給原水中の窒素は98%以上が硝酸態窒素であり、夏期に窒素濃度が低下するのは、下水処理場において脱窒処理を実施しており、夏期の水温上昇にともない除去効率が高くなっているためである。土壌処理水の濃度変化は、流入原水の濃度変化に従いながらも、夏期には除去効果が大きく影響して、かなり低濃度の流出水が得られている。

表1と図2に、各実験年度ごとの窒素、リン、COD_{cr}の除去量を示した。図2によれば窒素の除去量は年々増加している。温度の影響はあるものの、単位土壌当りに生息する脱窒菌が年々増加したも

のと考えられる。有機物の除去については、 COD_{cr} を指標とすると年々低下しているが理由は不明である。リンの除去量は、土壌の吸着量が流入原水中のリン濃度と土壌のリン吸着量との間に成り立つ平衡関係で決まるため、横軸には各年度ごとの平均リン濃度を 表1 各年度ごとのN、RCODの除去量(g/y) として検討した。リン除去量は56年度の $2.49 \text{ g/m}^2/\text{y}$ と2倍に増加したが、58年度は $2.79 \text{ g/m}^2/\text{y}$ と減少した。減少の理由としては、57年度の供給原水が 0.412 mgP/l であったのに対し、58年度は 0.356 mgP/l に低下したことにより、土壌の平衡吸着量が低下することと、57年度までに吸着したリンの量が58年度の平衡状態に近づくため、溶出現象により減少したものと考えられる。また、表1のように、各年度ごとの平均流出水濃度が年々高くなっていることは、ラングミアーの等温吸着式 $C_{eq}/(x/m) = 1/k \cdot b + C_{eq}/b$ における x/m 、すなわち、単位土壌当りのリン吸着量が年々増加することによって、新たな溶液との平衡濃度も高くなり（洗出し効果）、見掛け上の除去量は低下している。

T-N	1981.6.5~82.4.7	82.4.4~83.3.29	83.4.5~84.3.27
平均値、 mgN/l	平均値	平均値	平均値
原水	9.41 ± 1.11	7.42 ± 0.54	7.15 ± 0.71
TYPE2	6.22 ± 0.73	3.45 ± 0.56	4.13 ± 0.39
TYPE3	6.79 ± 0.87	4.37 ± 0.71	2.42 ± 0.43
TYPE4	1.26 ± 0.79	1.67 ± 0.23	4.11 ± 0.42

T-P	1981.6.5~82.4.7	82.4.4~83.3.29	83.4.5~84.3.27
平均値、 mgP/l	平均値	平均値	平均値
原水	0.224 ± 0.076	0.412 ± 0.060	0.356 ± 0.056
TYPE2	0.009 ± 0.008	0.009 ± 0.004	0.096 ± 0.031
TYPE3	0.016 ± 0.005	0.030 ± 0.012	0.135 ± 0.034
TYPE4	0.008 ± 0.005	0.030 ± 0.011	0.119 ± 0.029

COD_{cr}	1981.6.5~82.4.7	82.4.4~83.3.29	83.4.5~84.3.27
平均値、 g/cycle	平均値	平均値	平均値
原水	11.20 ± 1.21	12.43 ± 0.54	10.50 ± 0.51
TYPE2	5.54 ± 0.50	6.12 ± 0.27	7.23 ± 0.30
TYPE3	5.37 ± 0.73	7.20 ± 0.35	6.67 ± 0.41
TYPE4	5.78 ± 0.56	5.86 ± 0.29	6.25 ± 0.37

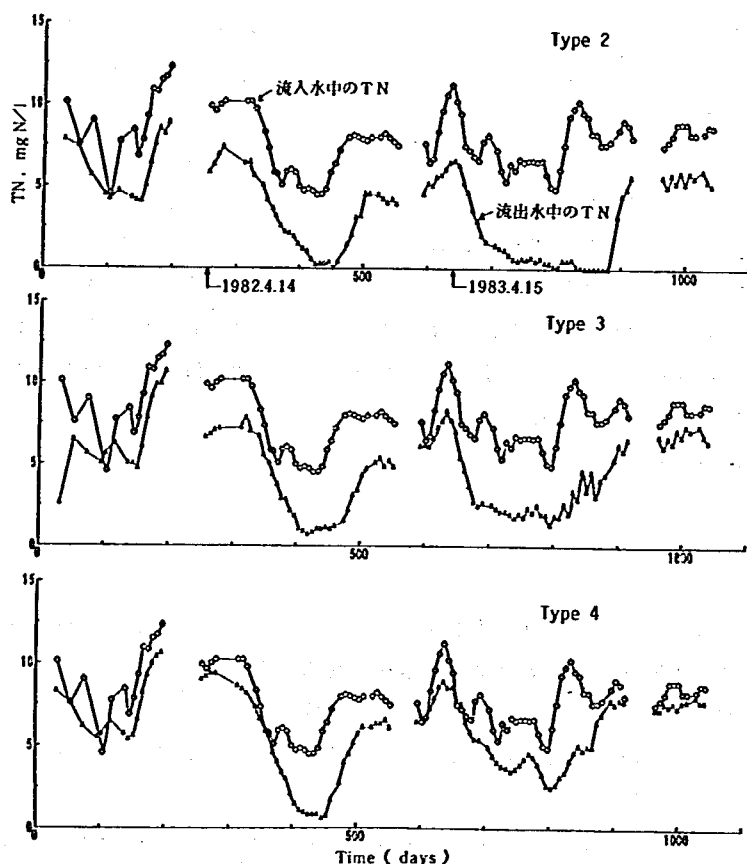


図1 下水二次処理水の土壌処理結果(T-Nについて)

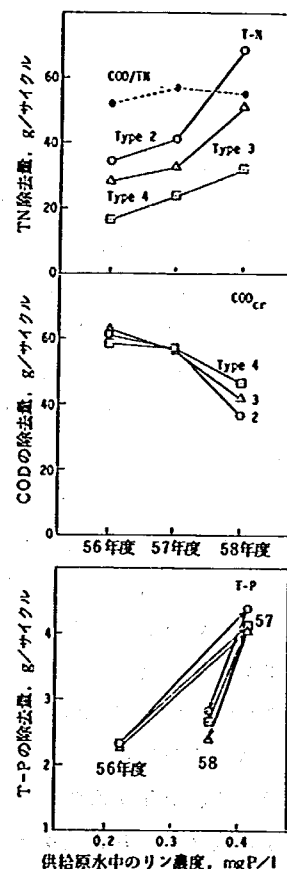


図2 年度ごとの除去量

3.2 豚舎排水の土壌処理

ダム貯水における富栄養化防止のために、地域特性を生かした土壌処理法を豚舎排水の浄化に適用すべく昭和53年1月から処理実験を行っている。

1) 豚舎排水の特性

豚舎からの負荷発生量は豚の種類と大きさ、与える飼料などにより異なる。一般には経済的な理由から残飯と厨芥の混合飼料を用いるが、本調査を実施している畜産試験場では試験・研究の目的から配合飼料を用いている。豚舎で発生する固形物については、ボロ出しにより80%は除去されるので、残りの20%の固形分と尿の含量が処理施設への発生負荷量となる。このような条件のもとで計算した負荷量を人間の場合と比較したものが表2である。BOD以外の項目では、発生負荷量は人間の4~5倍、濃度では30~40倍となっている。

2) 土壌処理結果

図3に6年間の土壌処理結果を示す。また、表3には各処理施設からの流出水の平均濃度を示した。土壌処理槽については、BOD除去率が95%以上で安定して処理されており、有機物に対する除去効果の高いことがわかる。リンの除去率についても97%以上の成果を上げている。しかし、窒素の除去率は58%で、BOD、T-Pに比べ低く、平均流出濃度が27mgN/lであることは留意しなければならない点である。また、表2の原水濃度に対して、本施設への供給原水濃度(表3)が低いのは、この間に活性汚泥法の処理施設があるため

表2 豚舎排水の成分特性

	豚舎排水 g/頭・日 ^{a)} mg/l ^{b)}		家庭下水 g/人・日 ^{c)} mg/l ^{d)}		a)/c)	b)/d)
BOD	51	1700	43	170	1.5	10
SS	150	4900	33	130	4.5	38
T-N	26	870	6.5	6	4.0	33
T-P	6.4	210	1.3	5.3	4.9	40
水量	30 l/頭・日		250 l/人・日			

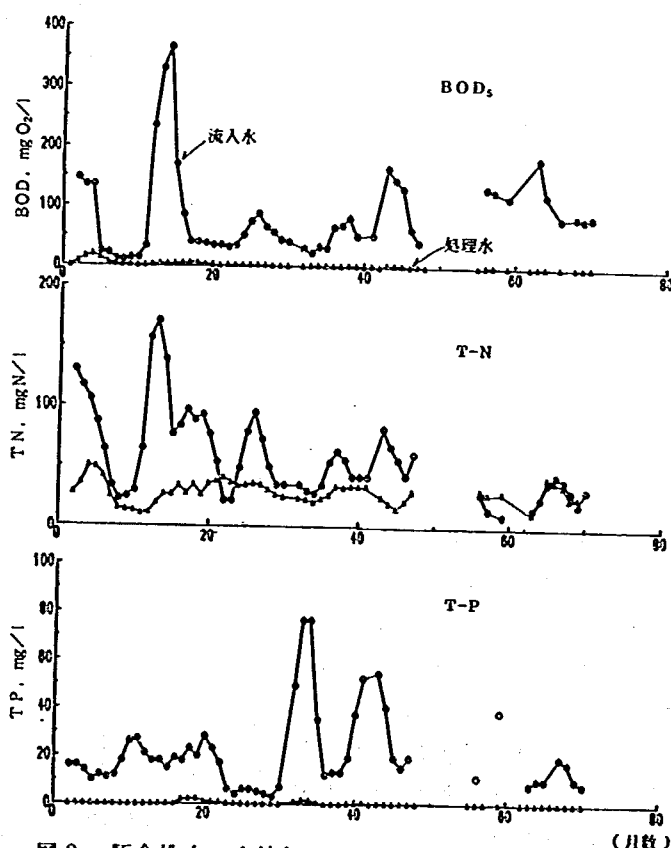


図3 豚舎排水の土壌処理結果(3点の移動平均値)

表3 各処理施設からの流出水濃度(mg/l)

	BOD	COD	SS	T-N	T-P
供給原水	187±38	108±19	164±52	93±15	22±8
沈殿槽流出水	139±23	92±17	109±38	112±25	23±7
接触曝気槽流出水	82±19	65±13	92±37	72±13	22±10
ろ過槽流出水	94±38	64±24	90±63	64±16	20±5
土壌処理槽流出水	3±1	4±1	7±4	27±4	0.5±0.5

である。

3) 処理施設の機能評価

豚舎排水は県の施設である固液分離機と活性汚泥処理槽及び本調査施設の沈殿槽、循環式曝気槽、ろ過槽及び土壌処理槽によって処理されている。処理施設は各々の機能が組合されて目的を達するものであり、総合的評価としては浄化率、処理の安定性などが指標となる。しかしながら、長期運転によって、処理槽には汚泥の蓄積と水理学的滞留時間の短縮などの問題があり、こうした面からの評価も必要である。

①各処理施設での滞留時間と有効容量

各処理施設の流入部に高濃度の塩化ナトリウム溶液をトレーサーとして投入し、一定流量の水道水を通水すると流出部から図4の流出波形が得られる。流出波形は短絡流、密度流、混合拡散等により正規分布にならないケースがある。波形のピーク到達時間(R_p)と重心までの到達時間(R_c)では結果は表4のごとく、沈殿槽で $R_c/R_p=1.5$ 、曝気槽で5.1倍も異なる。 R_c の値から求まる有効容量(通水可能領域)は全容量に対して15~40%である。

②各処理施設での汚泥蓄積量

汚水の供給を一時停止し、バキューム車で各装置内の汚水を吸上げた後、底部に堆積している汚泥の量と成分分析を実施した。これらの結果を表5のa)とb)に示す。汚泥の蓄積量は汚水の流れに対しより前段の装置ほど多く、表4の計画容量(B)に対する汚泥の占める割合は沈殿槽で56%、曝気槽で13%、ろ過槽で7%である。また、汚泥の成分は無機分の多いことが特長で、沈殿槽が53%、曝気槽が67%、ろ過槽では71%にも達する。表a)をもとに各成分の重量(kg)を算出したものが表b)であり、SS成分で約300kg、窒素で6kg、リンで3kgが汚泥として装置に蓄積していることになる。固形分から溶解成分への転換や再溶出の影響を考慮すれば、定期的な汚泥の引抜きは処理能力の維持

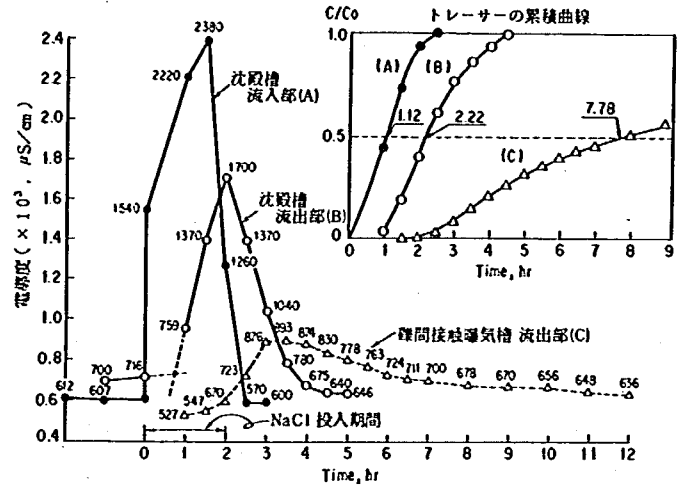


図4 各処理施設でのトレーサー流出曲線(一部)

表4 各処理施設での有効容量

	沈 殿 槽	接 触 曝 気 槽	ろ 過 槽	土 壌 処 理 槽
全 容 量, m ³ (A)	6.48 =6×0.9×1.2	14.8 =13.7×0.9×1.2	3.24 =3×0.9×1.2	187.5 =25×6×1.25
計 画 容 量, m ³ (B)	4.21 =A(1-0.35)	9.62 =A(1-0.35)	2.11 =A(1-0.35)	146 =A(1-0.22)
有 効 容 量 (ピーク法) (C)	0.68	1.14	0.86	96
有 効 容 量 (ピーク法) (D)	1.00	5.95	—	{ Q=3m ³ /d R=32d }
実 験 条 件	Q=0.91	Q=1.07	Q=0.86	
Q=流 量, m ³ /h	R _p =0.75	R _p =1.1	R _p =1.0	
R _p , R _c : 滞 留 時 間, h	R _c =1.1	R _c =5.56		
(D)/(A)	1.54	4.02	4.08	
(D)/(B)	2.38	6.19		

* 計算式中の0.35は礫材の(A)に占める容積比、0.22は土壌の固相比

** R_pはトレーサーの流出ピークより求めた滞留時間

R_cはトレーサーの流出波形の重心より求めた滞留時間

にとって有効である。

表5のa) 汚泥の蓄積量と成分分析結果

③各処理施設内の構成比

各処理施設内の構成は、
礫材が占める部分、礫と

	汚泥量 m ³	MLSS g/l	MLVSS g/l	I.L. %	T-C g/l g/g(%)	T-N g/l g/g(%)	T-P g/l g/g(%)
沈殿槽	2.35	104	49.6	47.3	28.6 27.5	3.5 3.2	1.3 1.2
曝気槽	1.28	123	41.0	33.3	17.8 14.5	2.0 1.6	1.4 1.1
ろ過槽	0.15	77	22.5	29.4	10.5 13.7	1.1 1.5	0.7 1.0

礫の間の比較的水の流れにくい部分、汚泥の蓄積部分及び、トレーサー実験で求めた通水可能な部分(有効容量)に区分することができる。①と②の項で調査した結果と礫材の占有率(設計値)から施設内部の構成比を算出すると図5のようになる。但し、礫材の容積と礫間の水容積とは1:1であると仮定した。

表5のb) 汚泥中の成分量(kg)

	MLSS	MLVSS	T-C	T-N	T-P
沈殿槽	244	117	67.2	7.9	3.0
曝気槽	157	52	22.8	2.6	1.8
ろ過槽	11.4	3.4	1.6	0.2	0.1

図5の結果から、沈殿槽においては汚泥の蓄積が礫間の水領域まで広がっており、汚泥の引き抜きを要する。曝気槽においては曝気による汚水の混合攪拌があるため、礫間の水領域の一部が通水可能な有効容量となっている。ろ過槽は汚泥の蓄積は少ないが、大部分の礫間水域が汚水の流れない死水域となっている。

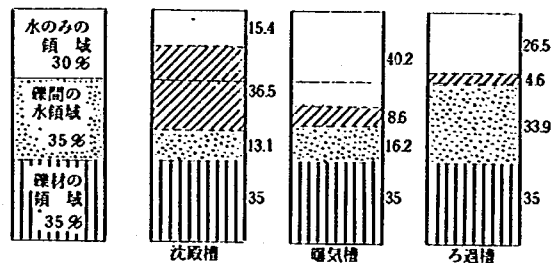


図5 施設内の構成比

4) 土壤中での物質の挙動

実験開始から5.5年目に当る昭和58年7月に、土壤処理槽内の土壤断面調査を実施した。採土地点数は処理槽内80点、処理槽外が4点の合計84地点でN、P、金属類を分析した。結果の一部を図6に示す。汚水の流れは土壤と吸着反応を起こさない物質の分布状況で把握することができる。同図のcの硝酸態窒素やaの電導度の分布から、供給された汚水は比較的横方向に浸透はしているが、トレンチ間にV字型の不浸透域が生じている。これはトレンチ直下を中心に負圧帯となり、トレンチ間中央部の気相部分からガスが引き込まれているためと考えられる。bは吸着性の強いリンの分布を示しており、極めて狭い範囲内で効率よく吸着している。しかし、最大濃度(x/m)が2530mgP/100g-soilもあり、土壤のリン吸着のB_{max}(=526mgP/100g)やリン酸吸収係数(=1810mgP/100g-soil)よりも大きいことから、汚水との平衡吸着量だけでなく、SS成分や有機態リンの蓄積量も大きいと考えべきである。

5) 処理系内の物質収支

豚舎排水のような高濃度汚水を土壤処理するには、除去能力の

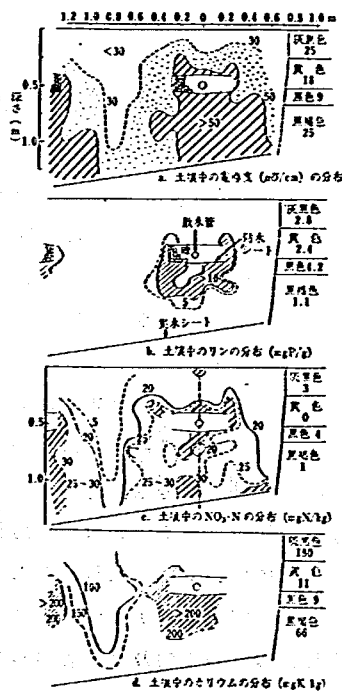


図6 土壤中での物質の分布

限界や目詰り防止のために、予め前処理を十分に行うことが必要である。

本調査における沈殿槽、曝気槽、ろ過槽はこの前処理に相当する。図7は5.5年間の処理実験におけるBOD、T-N、T-Pの収支図である。処理効果の高い項目はBODとT-Pであり、BODは前処理段階で50%が除去されている。一方、T-Pは前処理段階では除去されず、土壌による吸着除去がほとんどである。T-Nについては前処理段階で29%、土壌処理で35%の合計64%が除去され、29%は流出水中に含まれ、硝酸態窒素の形で流出する。

4. まとめ

土壌処理による汚水の浄化について、窒素濃度の低い二次処理水と高濃度の豚舎排水に対して検討した。結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 下水二次処理水の土壌浸透処理により、窒素、リン及び有機物は除去され、経済的な三次処理方法となりうる。窒素は温度の影響を強く受けながらも年々、その除去量は増加し、脱窒菌の馴致、増殖の影響が考えられる。
- 2) 高濃度と低濃度の汚水散布による窒素除去法は、下水二次処理水($TN=7.15\pm0.74\text{mgN/l}$)をType 2の場合で計算すると $73\text{gN/m}^2\cdot\text{y}$ 、豚舎排水($TN=64\pm16\text{mgN/l}$)で $234\text{gN/m}^2\cdot\text{y}$ である。

- 3) 豚舎排水のような高濃度の汚水を土壌浸透処理する場合は、負荷量削減のための前処理が必要である。しかし、前処理の原理が生物学的処理である場合、生物分解可能なBOD、CODは除去できるが、特にリンは除去されない。

- 4) 前処理を行う各施設には汚泥の蓄積がみられ、水理学的な空間を減少させるので定期的な汚泥の引き抜きが必要である。また、図5から隙間の水領域は汚水の流れにくい死水域となり易い。

- 5) 汚水を土壌層の全体に、しかも均等に浸透させることが理想であるが、防水シートの寸法、形状が不十分とはいえ、図6のa、cからも明らかなように、V字型の不浸透域が生じる。本施設の場合は、均等な流速ではないが土壌断面積の60~70%が汚水の浸透域となっている。

今後の課題としては、最適な汚泥引き抜き頻度を定めるため、汚泥の年間蓄積量を明らかにすること。リンについては一旦吸着したリンの土壌内での移動(再溶出)について、窒素については除去量的能力を推定できるようにすることが課題である。なお、豚舎排水処理実験は岩手県畜産試験場内で実施し、種々の実験及び施設の維持管理等は東北地方建設局北上川ダム統合管理事務所の協力によって実施している。

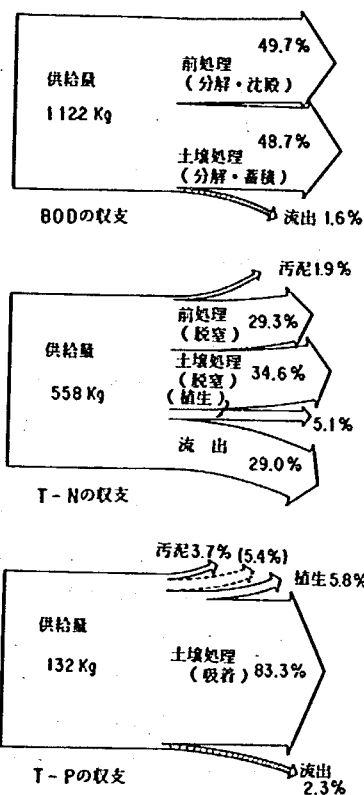


図7 処理系内の物質収支

16. 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 村上 健

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、これまで個々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0.1mg/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. 57年までの調査成果

57年度は、本調査の初年度として有機塩素化合物の一つである2,5-ジクロルアニリン（以下、2,5-DCAと略す）を選び、室内モデル実験槽を用いた活性汚泥処理実験を試み2,5-DCAの物質収支と活性汚泥中の原生動物への影響について検討した。結果は次の通りである。

(1) 2,5-DCAの添加量を0.75mg/dayから750mg/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0.75mg/dayから15mg/dayまでは90%以上を示したが150mg/day、750mg/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場合は平均2.7%、処理水に残存し系外へ排出される場合は平均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。

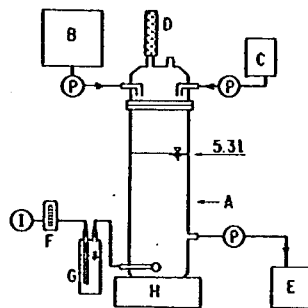
(3) 原生動物に対する2,5-DCAの影響は150mg/dayの添加量で阻害の徴候が現われ750mg/dayの添加量では添加直後から総細胞数の著しい減少があった。

3. 58年度の調査結果

3.1 バッチ処理システムにおける調査

3.1.1 実験方法

実験には図-1に示すガラス製密閉型装置を用いた。本装置は、Fill and Drawのバッチ式であり表-1の条件で運転し、1日4回繰り返す。また、実験ケースは表-2に示す化学物質(2,5-DCA)の添加量を一定としSRTを変えた6ケースとした。実験装置は、湖北パイロットプラントの総合実験棟内に設置されており、装置の流入水として実施の初沈流出水を用いた。



A: ガラス製エアレーション容器
B: 初沈流出水
C: 化学物質
D: XAD-2カラム
E: 攪拌器
F: 処理水
G: 洗気びん
H: マグネチックスターラー
I: AIRポンプ
P: 定置ポンプ

図-1 活性汚泥処理実験装置

表-1 運転条件

流入水添加量	3.3 l/サイクル (初沈流出水 3.0 l/サイクル) (化学物質 0.3 l/サイクル)
流入水添加時間	10分
曝気時間	4時間
沈降時間	1時間20分
処理水引抜時間	20分

表-1 実験ケース

実験ケース	2,5-DCA	SRT
No1 コントロール	無添加	10日
No2	5 mg/l	10日
No3	5 mg/l	20日
No4	5 mg/l	30日
No5	5 mg/l	40日
No6	5 mg/l	50日

3.1.2 実験結果と考察

実験は58年7月に開始し約120日間にわたり行った。MLSSの案定した90日以後のデータをまとめ表-3、4に示す。実験ケースNo5については実験期間中ポンプなどのトラブルのため汚泥が流出し、MLSSの値が他の実験槽に比べ低い値となっている。表-4の処理水質をみると実験ケース全般的にSSの流出が目立つが、曝気槽の処理水引抜管へMLSSの一部が流れ込むためである。また、BOD、CODの処理水質も一般の二次処理水に比べ若干高い値となっているがMLSSの流出が原因と考えられる。

D-TOCで測定される溶解性有機物総量はSRTが長くなるにつれて若干低くなっているのに対し、逆に2,5-DCAの値は若干高くなっている。これは、SRTが50日程度でも2,5-DCAを分解する細菌があまり増殖していないことを示している。

表-3 流入水質

	SS	BOD	D-TOC	COD	2,5-DCA
No1	232	367	146	255	-
No2~6	159~347	167~562	102~225	202~365	297
	244	344	146	297	341
	192~354	211~507	105~209	239~383	308~374

表-4 処理水質及び活性汚泥濃度

本実験期間中に実施した通日試験より求めた2,5-DCAの物質収支を表-5及び図-5に示した。この結果から、処理水中に残存し系外へ排出される割合が50%程度あるのに対し、全剰汚泥として系外へ排出するものは数パーセントと非常に少ないことがわかる。また、曝気することにより大気中に放散する割合は12.6

	SS	BOD	D-TOC	COD	2,5-DCA	MLSS	SVD
No1	218	155	75	187	-	370	69
SRT 10日	173~252	92~223	53~92	150~220	-	350~400	57~87
No2	153	88	76	209	142	530	106
SRT 10日	134~171	70~125	63~95	166~230	112~158	430~620	92~121
No3	185	76	67	141	140	800	121
SRT 20日	147~218	59~95	56~83	122~160	122~155	730~820	104~130
No4	151	63	59	123	142	990	107
SRT 30日	114~177	40~80	51~72	105~136	129~152	890~1090	94~128
No5	154	75	63	151	150	830	109
SRT 40日	135~181	54~89	56~81	120~191	137~159	760~830	98~121
No6	164	60	63	133	160	1310	108
SRT 50日	148~195	41~69	51~87	112~155	148~170	1180~1420	94~127

表-5 パッチ処理システムにおける2,5-DCAの物質収支

	流入水	処理水	余剰汚泥	放散	生物分解
	4124	1971	1310	5213	1501
	(100)	(47.8)	(32)	(126)	(36.4)
SRT10日	4124	2004	6673	5213	1531
	(100)	(48.6)	(16)	(126)	(37.1)
SRT20日	4124	2225	0500	5213	1328
	(100)	(54.0)	(12)	(126)	(32.2)
SRT30日	4124	2265	0336	5213	1304
	(100)	(54.9)	(0.8)	(126)	(31.6)
SRT40日	4124	2378	0270	5213	1198
	(100)	(57.7)	(0.7)	(126)	(29.0)
SRT50日					

()内の値は流入水を100とした場合の百分率(%)

％であった。残りの約30％が、生物分解により除去されるものである。生物分解には2,5-DCAのまま細胞内に取り込まれているものも含んでいると考えられる。また、SRTが長くなるにつれて処理水中に残存し系外へ排出される2,5-DCAの量が多くなっており、逆に余汚泥として系外へ排出される量は少なくなる傾向が認められる。汚泥に吸着している2,5-DCAの濃度はSRT10日で1.493 mg/ℓ、20日で1.075 mg/ℓ、30日で0.902 mg/ℓ、40日で0.936 mg/ℓ、50日で0.519 mg/ℓとなっており、SRTが短かく活性の高い汚泥ほど2,5-DCAの吸着量が多いことがわかる。このことから、2,5-DCAのように生物分解性の悪い物質を処理する場合SRTを長くとりよりも、SRTを短かくし活性汚泥への吸着等により除去する方が有効と考えられる。

各実験槽の検鏡結果を表-6に示し、総細胞数の経時変化を図-3に示した。総細胞数の経時変化では、全般的に類似した傾向を示しておりSRTの違いによる特徴的な変化は認められない。

出現属種数は、SRTが長くなるにつれて9~16と多くなっており図-4のSRTと出現属種数の関係でもその相関が認められる。また、多様度指数もSRTが長くなるにつれて大きくなっており、その多様性が豊かになっていることがわかる。これは、SRTを長くすることにより多種類の原生動物が増殖し多

表-6 検鏡結果(平均値)

	出現属種数	ベンモウチュウ類	コンソクチュウ類	センモウチュウ類	総細胞数	多様度指数
No.1	8	1710	880	15130	17720	2.060
2	9	2860	1170	7740	11760	3.993
3	11	4510	3650	4430	12600	3.527
4	13	4750	2070	2070	8880	4.450
5	14	6880	2080	2910	11870	2.945
6	16	3020	2210	2790	8030	6.038

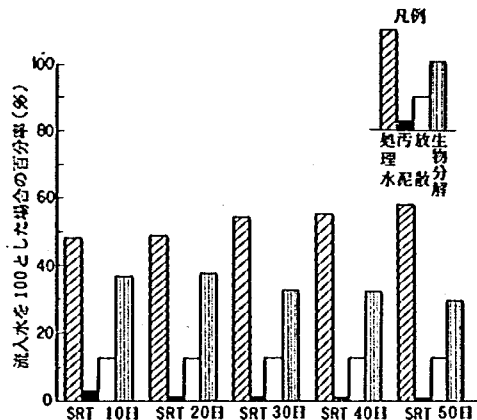


図-2 各実験槽における物質収支

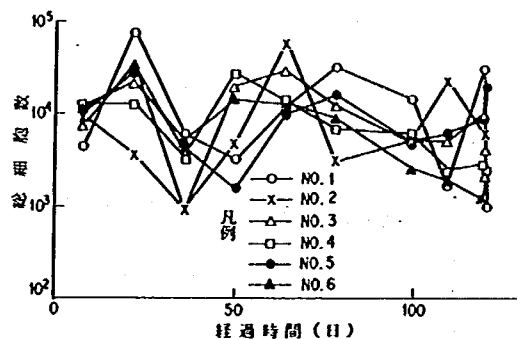


図-3 総細胞数の経時変化

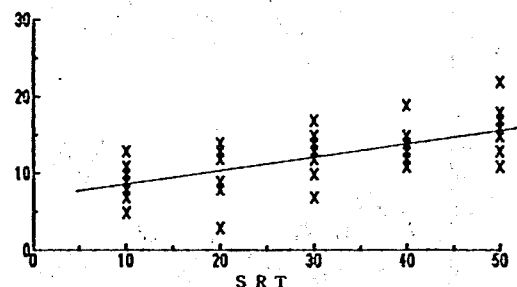


図-4 SRTと出現属種数の関係

様性に富んだ生物相になっていることを示唆している。

3.2 連続処理システムにおける調査

3.2.1 実験方法

連続処理システムにおける実験は図-5に示す大型実験施設を用いて行った。運転条件を表-7に示す。実験に供した化学物質は、2,5-DCA、O-クロロフェノール、クロロホルム、四塩化炭素の4物質であり、混合水溶液を調製し曝気槽の前にある混和槽に添加した。化学物質の調製は200ℓのドラム缶に4化合物を入れ、それぞれの濃度が1000mg/ℓになるように水道水を加え攪拌機で2～3日間攪拌する。この溶液を流入水の

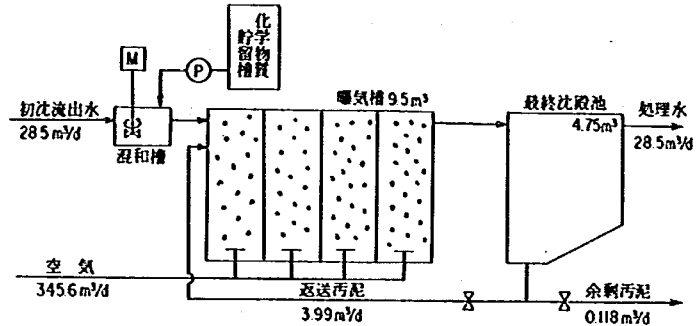


図-5 大型活性汚泥処理施設

表-7 連続処理システムの運転条件

・流入水量	28.5 m³/H	・添加化学物質
・曝気時間	8 時間	・2,5-DCA 1 mg/ℓ
・沈殿時間	4 時間	・O-クロロフェノール 1 mg/ℓ
・返送率	14 %	・クロロホルム 1 mg/ℓ
・BOD-SS負荷	0.13 kg/kg・日	・四塩化炭素 1 mg/ℓ
・SRT	約 15 日	・余剰汚泥引抜量 0.12 m³/日

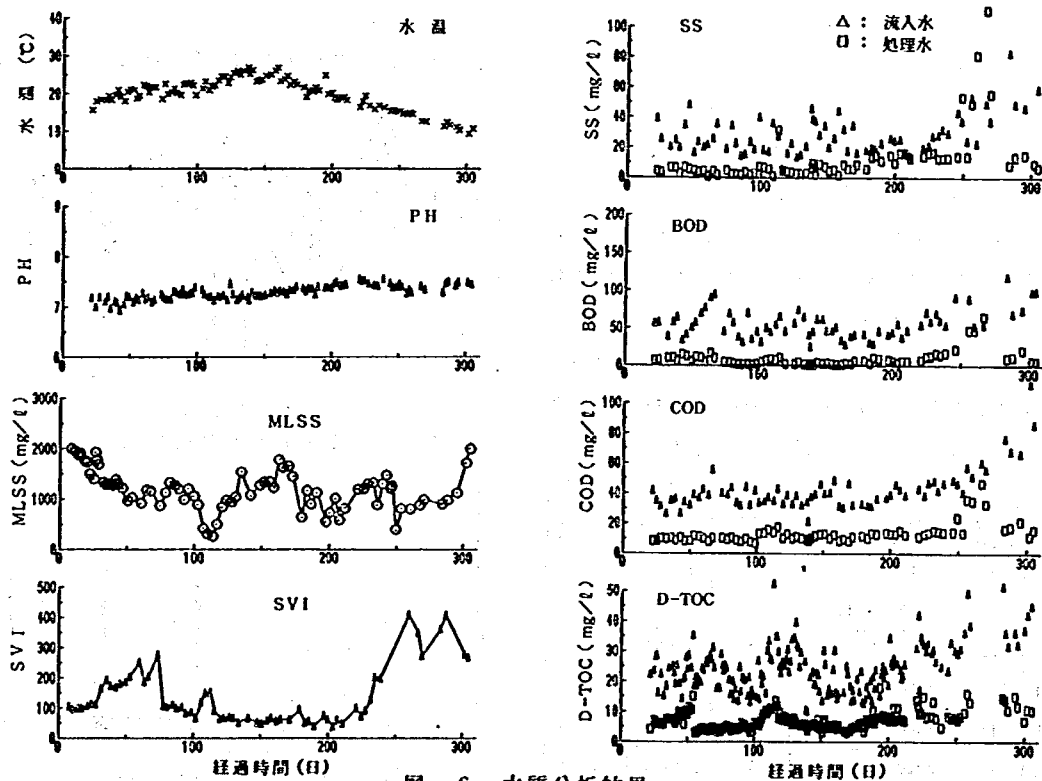


図-6 水質分析結果

$\frac{1}{1000}$ に当る 28.5 ℓ/day の場合で混和槽へ連続注入する。

実験期間を通して空気量は流入水量の12倍、返送率は14%、余剰汚泥の引抜量は0.12 m^3/day で運転した。BOD-SS 負荷は0.13 kg/kg 日でSRTは約15日であった。

3.2.2 実験結果と考察

本施設における水質分析結果を図-6に示した。実験期間中、流入水の平均BODは55.5 mg/ℓ でありその除去率は81.9%であった。またCOD、D-TOCの流入水濃度はそれぞれ42.3 mg/ℓ 、24.0 mg/ℓ でありその除去率は66.9%、68.5%であった。SSの流入水濃度が30.1 mg/ℓ と低いのにに対し処理水は12.8 mg/ℓ と高い値を示しその除去率は54.6%である。これは、実験期間を通してみられたビンフロックの流出によるものである。

実験を開始して250日目よりSVIが急激に高くなっていることがわかるが、これはポンプの故障により負荷が2倍程度に高くなったためバルキングが起こったものである。バルキングにともない処理水中のSSが高くなっているが、約30日程度で回復している。SSの流出に伴い、BOD、CODも処理水質が悪化しているが、D-TOCは特に急激な変化はなく溶解性有機物の処理に影響は出ていない。

化学物質の流入水濃度は2,5-DCAで0.379 mg/ℓ 、0-クロロフェノール0.545 mg/ℓ 、クロロホルム1.63 $\mu\text{g}/\ell$ 、四塩化炭素0.137 $\mu\text{g}/\ell$ となっている。調製段階では各物質とも1 mg/ℓ としているが、この差は攪拌における大気への放散、光、温度等の影響による分解によるものと考えられる。不揮発性物質の2,5-DCA、0-クロロフェノールは38%、55%になっているのに対し、揮発性物質のクロロホルム、四塩化炭素は添加濃度の0.16%、0.014%と非常に小さい値となっている。

図-7に化学物質の経時変化を示した。2,5-DCAは流入水が0.379 mg/ℓ でその除去率は61.3%、0-クロロフェノールは流入水0.545 mg/ℓ で、除去率94.3%、クロロホルムは流入水1.63 $\mu\text{g}/\ell$ で、除去率73.9%、四塩化炭素は流入水0.137 $\mu\text{g}/\ell$ で除去率89.7%となっている。不揮発性の2,5-DCA、0-クロロフェノールは除去率が吸着と生物分解によるものと考えられるが、クロロホルム、四塩化炭素は、曝気による大気への放散もかなりあるものと思われ。0-クロロフェノール、クロロホルム、四塩化炭素の汚泥及び空気中の分析については現在検討中であり、分析方法が確立ししだい物質収支を求める予定である。

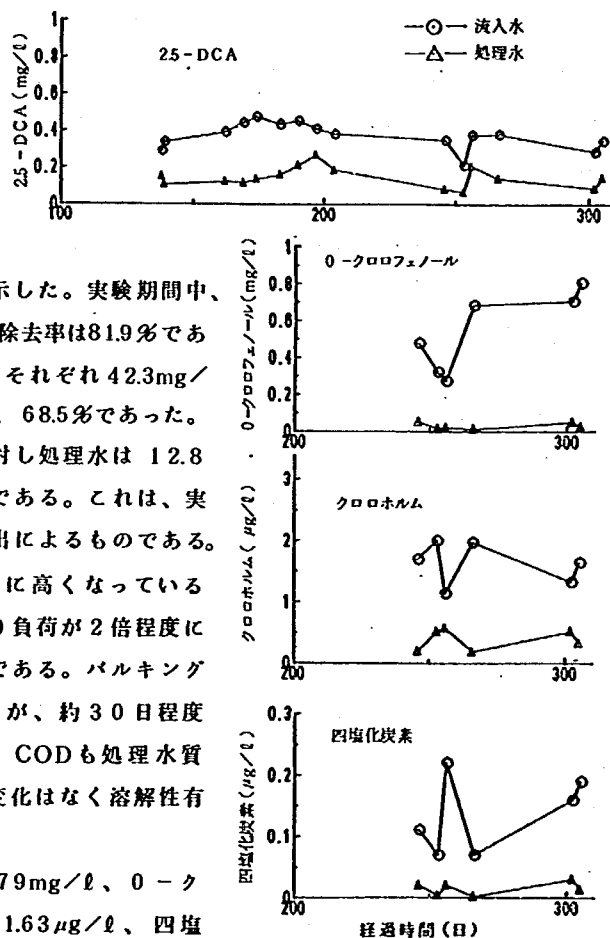


図-7 化学物質の経時変化

流入水	処理水	余剰汚泥	放散	生物分解
895 (100)	318 (355)	0.124 (14)	1.10×10^{-3} (0.01)	564 (630)

()内の値は流入水を100とした場合の百分率(%)

る。

表-8は、24時間の通目試験の結果から連続処理システムにおける2,5-DCAの物質収支を求めたものである。流入水として添加した量に対して処理水として未処理のまま系外へ排出される場合が35.5%、余剰汚泥として系外へ排出される割合が1.4%、曝気による大気への放散が0.01%であった。残りの63%は生物分解と考えら

れる。前述したバッチ処理システムにおける物質収支と比較すると処理水として系外へ排出される割合が小さくなり、生物分解の割合が大きくなっている。また、大気への放散がバッチ処理システムでは12.6%なのに対し連続処理システムでは0.01%と非常に異なった結果となっている。これは、曝気の空気量がバッチ実験では流入水量13.2ℓ/dayに対し空気量1440ℓ/dayと約110倍なのに対し連続式では流入水量の約12倍と小さいため非常に小さい値となっているものと考えられる。

図-8は原生動物の総細胞数の経時変化と多様度指数、出現属種類の経時変化を示した。総細胞数は実験期間を通してほぼ安定しており平均5790 Cells/mg MLSSであった。多様度指数、出現属種数とも実験初期に比べ徐々に小さくなる傾向がみられるが水温の低下によるものと考えられ、原生動物に対する化学動物の影響は特にみられない。

4. まとめ

- (1) 2,5-DCAを用いSRTを変えた実験で求めた物質収支は、SRTが長くなるにつれて処理水中に残存し系外へ排出する量が多くなり、逆に余剰汚泥として系外へ排出される量が少なくなる傾向が認められた。また、SRTが長くなるにつれて多種類の原生動物が出現し多様性に富んだ生物相になっていることが認められた。
- (2) 連続処理システムでの化学物質の除去率は2,5-DCA 61.3%、0-クロロフェノール 94.3%、クロロホルム 79.3%、四塩化炭素 89.7%であった。
- (3) 連続処理システムにおける2,5-DCAの物質収支は、未処理のまま処理水として系外へ排水される割合が35.5%、余剰汚泥として系外へ排出される割合が1.4%、曝気による大気への放散が0.01%であった。また、生物分解の割合は63.0%であった。

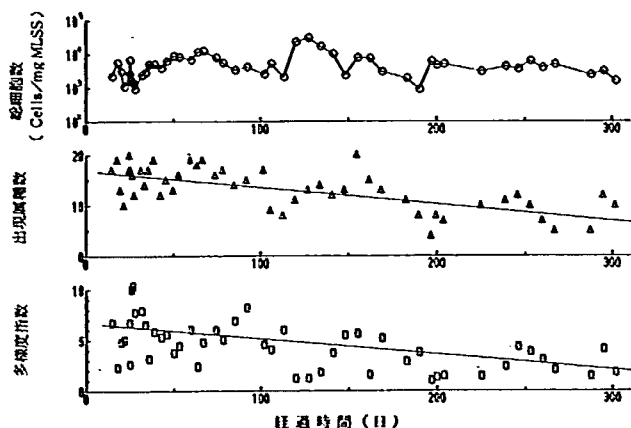


図-8 原生動物の検鏡結果

Ⅳ 河川事業調査費による研究

1. 洪水時汚濁負荷の停滯水域の水質に及ぼす影響の調査

水質研究室 室 長 村上 健

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、霞ヶ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。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。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性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、多くは河口や放流口の急転部で沈殿するか、たとえ浮遊状態でもそのままでは藻類にとって利用不可能と考えられるのである。公共用水域の富栄養化問題に対する場合、晴天時負荷対策と洪水時負荷対策のどちらを優先すべきかを決定するためには、停滯水域に流入した粒子態栄養塩類の挙動と生物学的な役割を解明しなければならない。本調査は、生物の利用可能性という観点から、洪水時に大量に流入する栄養塩負荷が停滯水域の水質に及ぼす影響について評価し、富栄養水域における水質改善施策の効率化を図ろうとするものである。

2. これまでの調査概要と本年度の調査の目的

これまでの調査概要と本年度の調査の目的

過去3年間の調査においては、洪水時に湖沼に流入する粒子性栄養塩の藻類増殖への利用の程度を調べることに主眼をおき、洪水時の河川水を用いた藻類培養試験を行ってきた。接種藻類としては、*Microcystis aeruginosa* (藍藻)、*Chlorella ualgaris* (緑藻)、*Selenastrum capricornutum* (緑藻)、*Nitzschia palea* (珪藻)を用いた。これまでの調査によって明らかになった主要な点は以下の通りである。

- 1 粒子性栄養塩も、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) 例えば、*Microcystis* は粒子性の栄養塩よりも溶存性の栄養塩の利用率は高いが、*Chlo-*

rella は粒子性栄養塩の利用率の方が高い。

3) 粒子性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、一般には無細菌状態では藻類増殖量が小さくなる。

なお、文献的な調査は昭和57年度に実施しており、その概要は57年度の報告書にまとめてある。従来の調査の経緯をふまえ、今年度の調査においては洪水時の負荷量を評価するための残された問題である「洪水時に湖に流入する粒子性の栄養塩は、どの程度、沈澱しないで浮遊したままにいるか」ということを明らかにすることを主目的とした。

3. 調査方法

調査は霞ヶ浦の流入河川の1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行った。昭和58年9月27～29日に台風10号が南関東地方を襲い、100mm程度の降雨があったので、この時の洪水を対象とし、洪水期間中の恋瀬川の流量・水質と、洪水緩和1週間の間の高浜入の水質観測を行い、洪水を流入した粒子性の物質が湖内でどのような変化をするかを調べた。

台風10号のときの気象状況、および高浜入への流入河川である恋瀬川、園部川の総流出量を表-1、2にそれぞれ示す。調査内容は表-3に示す概要の通りであるが、湖内の調査については種々の項目の水質調査のほかに、濁度分布の時間的変化を詳細に調べ、洪水によって流入した濁質の変化を代表させた。図-1に調査地点を示すが、これらの地点すべてについて調査したのは濁度のみで、その他の水質項目は流下方向の中心線に沿った10地点のみで調べた。

対象水域の容量は図-1の湾奥部の第1ブロックで $7.43 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、第2ブロックで $33.99 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、第3ブロックで $36.04 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、高浜入全域で77.5百万 m^3 である。

表-2の流出量と比較すると、恋瀬川の流出量は第1ブロックの容量の約120%

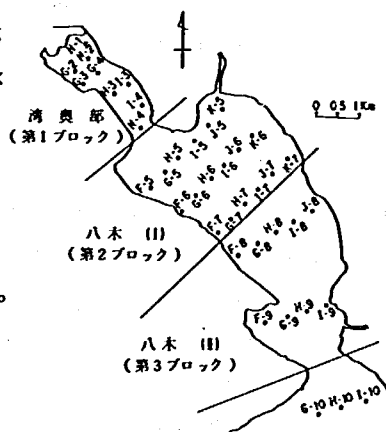


図-1 調査地点位置図(湖内高浜入)

表-1 気象状況 (対象期間:9月27日～9月29日)

観測所名	特 記	3 点 平 均
総 雨 量	101mm	81.7mm
時間最大雨量	12mm	8.3mm
最大雨量時刻	9月28日 20:00	9月28日 20:00
風 向	北東～北北東	
最大風速	16.5m	
平均風速	8.7m	

(注1) 降水量は気象庁資料観測所 3点は特岡、筑波山、土浦
(注2) 風向風速は湖心、霞ヶ浦工事事務所資料

表-2 河川流量及び流出率 ($\times 10^3 \text{ m}^3$)

項 目	恋 瀬 川 流 域	園 部 川 流 域
降 雨 量	200.3840	7.28190
河 川 流 入 量	8.78830	2.27772
流 出 率	0.44	0.31

表-3 調査内容の概要

事 項	洪水時河川水質調査	湖水の水質調査
調 査 場 所	恋 瀬 川	霞ヶ浦(高浜入)
調 査 地 点	愛 郷 橋 (1地点)	採水地点 湖内10地点 濁度観測地点 湖内39地点
調 査 期 間	昭和58年9月27日～9月30日	昭和58年9月29日～10月6日
現場観測内容	水位・水温・流量・電気伝導度・濁度 時間単位観測	濁度観測 39地点 合計 15回観測
水質調査回数	洪水期間中 10回	日2回を原則として6地点 合計 10回観測
採水水深	5 割 水 深	0.5m
水質分析項目	TN、P-TN、TP、P-TP、SS、濁度、Ti、COD、P-COD	TN、P-TP、TP、P-TP、SS、濁度、Ti、電気伝導度、COD、P-COD、Chl-a
主要使用機材	TK-101 電気流速計(東邦電探) 土研式採水器(植木理化)	P109型 積分球濁度計(CTIS) バードン型 採水器(龍谷社)
水質分析方法	建設省河川水質試験法(案)	同 左
備 考	気象資料(気象庁) 園部川流入河川水質調査	

入全体の容量でみれば、恋瀬川と園部川の流出量をあわせても全体の14%にすぎない。台風10号は約100mmの降雨をもたらしたかなり大きな台風ではあったが、高浜入の水の入れかわりという観点からすれば、湾奥部の第1ブロックの水が入れかわる程度のものであった。

なお、湖内には植物プランクトンやその死骸など、流入河川に起因しない浮遊物質(SS)も多い。これらと洪水時に流入するSSとを区分するために、SSのチタン(Ti)分析結果を利用した。図-2は濁度と調査結果の中から濁度とSS中のTiとの関係をプロットしたものであるが、洪水のSS中のTiは5000~6000 $\mu\text{g Ti/g SS}$ 程度であるのに対し、通常の湖水中の値は図にあるように1000 $\mu\text{g Ti/g SS}$ 以下である。

プランクトン中のTiは数百 $\mu\text{g Ti/g SS}$ 程度であるから、Tiを指標として、SSがプランクトンに由来かの区別を十分行うことができる。

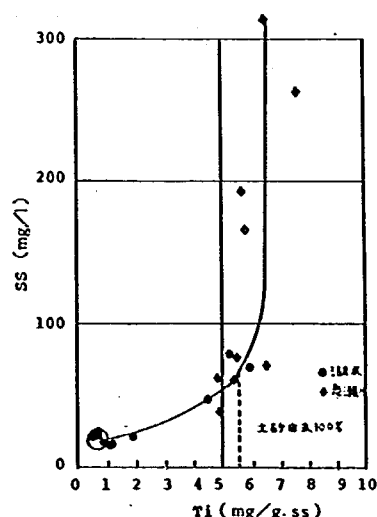


図-2 SS中のTiとSSの関係

4. 調査結果

4.1 洪水時の河川からの栄養塩負荷量

恋瀬川愛郷橋地点での観測結果から台風10号による洪水(ただし、観測期間は9月27日20時より9月30日10時まで)での流出負荷量を求め、同じ期間平水が続いたと仮定して求めた平水時負荷量と比較して、表-4に結果を示す。同じ時間当たりでみると、この洪水のときには平水時に較べて、総負荷で約18倍の負荷が流出したことになる。表からわかる通り、洪水時には粒子性負荷が相対的に多く流

表-4 洪水時の流出負荷量 ($\times 10^4 \text{ kg}$)

分類	① 洪水時	② 平水時	③ ①/②
粒子性負荷	窒素	7,368	0.268
	リン	3,034	0.110
	COD	80,844	2.944
溶解性負荷	窒素	25,275	1.732
	リン	0,489	0.082
	COD	30,408	3.137
総負荷	窒素	32,648	2.000
	リン	3,523	0.192
	COD	111,252	6.081

表-5 洪水時の粒子性負荷比率

分類	窒素	リン	COD
粒子性	0.23	0.86	0.73
溶解性	0.77	0.14	0.27

昭和59年9月27日20:00
~9月30日10:00

出している。また、溶解性負荷については、窒素負荷量の倍率が高い。これは恋瀬川流域に農耕地、特に水田が多いという特性に関係しているものと思われる。また、粒子性負荷、溶解性負荷のそれぞれが総負荷に占める割合の洪水期間平均の値を求めると表-5のようである。表-5の粒子性負荷の占める割合は、他の河川での一般的な値と較べるとやや小さく、流域に水田が多いという特性がここにも現われている。

4.2 洪水後の湖内での濁度変化

図-3に高浜入での流れの中心線にほぼ沿った調査地点での濁度測定結果から求めた濁度縦断分布の時系列的变化を示す。湖内の濁度測定は、恋瀬川の流量のピークがあった9月29日8時の約5時間後の午後1時より開始しており、0.5mの深さではその時に湖内でのピーク濃度が観測された。

その後、ピーク濃度は急激に下るとともに、ピークの位置が沖側へ移動している。

下層の2 mの深さの位置における

断分布も、上層よりも若干濃度が高く、影響している期間も多少長いことを除けば、同じような傾向である。他の地点での観測結果もあわせてまとめると、次のようにいえる。

- 1) 上層については概ね2日で高濁度域は消滅する。その減衰は1日から2日後で急速である。下層については3日位まで残存する。
- 2) この程度の規模の洪水では、高濁度の領域は洪水で水が入れかわったブロック1の範囲に概ねとどまり、そのまま沈降、消滅する。下層においては、いくらか密度流状で沖側に高濁度域が広がる傾向があったが、500 m程度の範囲であった。
- 3) 全域において3日後以降はほぼ均一となり、洪水の影響は濁度の観測値からはみられなくなる。

4.3 洪水後のクロロフィルaの変化

高浜入におけるクロロフィルaの縦断方向分布の変化を同様に測定した結果を図-4に示す。クロロフィルaは濁度とは異なり、洪水後に増加し始め、5日後には当初の2倍程度になっている。台風時の南西方向の風によって吹き寄せられた可能性も若干あるが、洪水による栄養塩、特に窒素負荷の流入と天候の回復によって著しく増殖したものと考えられる。高浜入のように著しく富栄養化した水域では、窒素が制限となって藻類の増殖が抑えられており、洪水によ

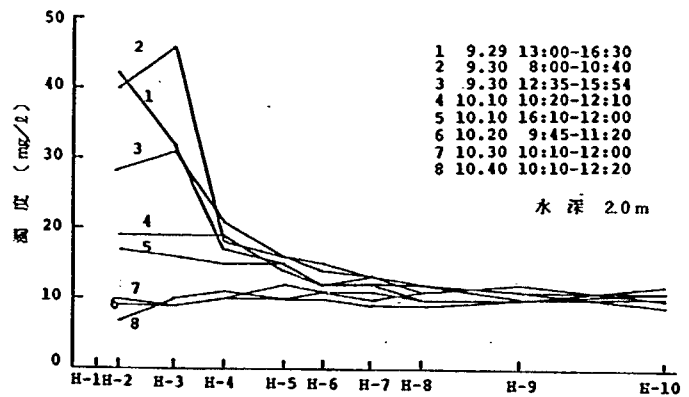
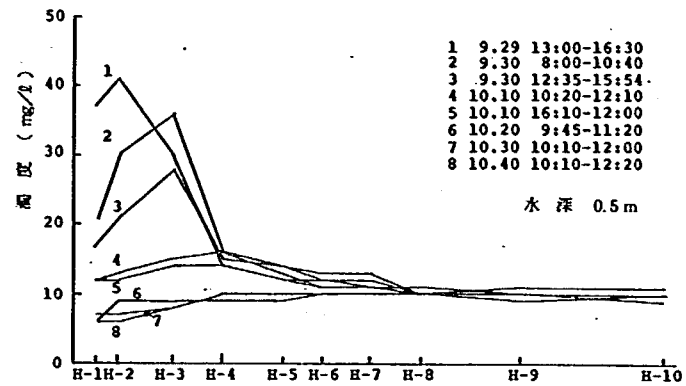


図-3 湖内濁度状況図 (時系列)

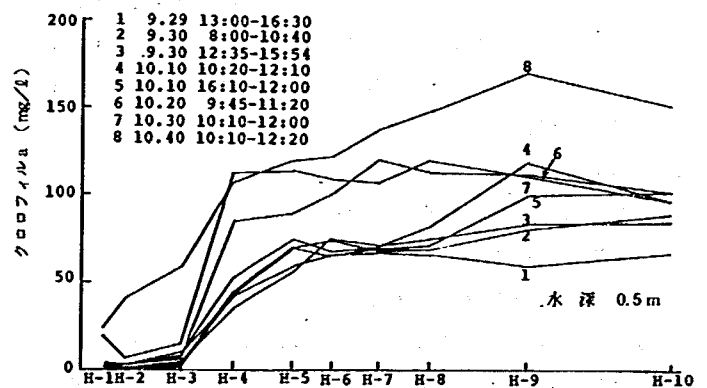


図-4 クロロフィルa変化図 (時系列)

る無機態窒素の大きな負荷があれば、常に藻類の大増殖が起る可能性を持っている。

4.4 洪水後の湖内での粒子性栄養塩の変化

高浜入内での粒子性窒素(PN)や粒子性リン(PP)の変化は、上記の洪水による粒子性負荷の供給と、洪水後の植物プランクトンの増殖の影響とが組み合わさったものになっている。湾奥部の第1ブロックにおいては、第1回の測定(流出量のピークの5時間後)ではPNは2~3 mg/l、PPは0.1 mg/l程度であったものが、3日後には最も低下し、PNは0.5 mg/l、PPは0.05 mg/l程度にさがっている。その後は増加し始め、1週間後にはPN1.5~2 mg/l、PP0.08 mg/l程度に増加している。また、ブロック2、3については、プランクトンの増殖に伴って一貫して増加しており、当初PNは3.5 mg/l、PPは0.1 mg/l程度であったものが、PN3 mg/l、PPは0.12 mg/l程度になっている。

4.5 湖内の粒子性物質の分類

前述のように洪水時のSSはかなりの濃度のTiを含むのに反し、植物プランクトンはTiを殆んど含まないので、SS中のTiを指標として粒子性物質の由来を推定できる。洪水時のSS中のTiを0.5 mg/gとし、この濃度の場合にはすべて土壌由来と考えて、土壌由来の粒子性物質の割合の時間変化を求めると図-5のようになる。図から明らかになるように、恋瀬川河口附近の地点H-1では、時間の経過と共に1から0.2程度まで小さくなっている。また、湾奥部ブロック1の出口附近の地点H-5では、粒子性物質でみる限りはブロック1の外側へは及んでいないことがわかる。

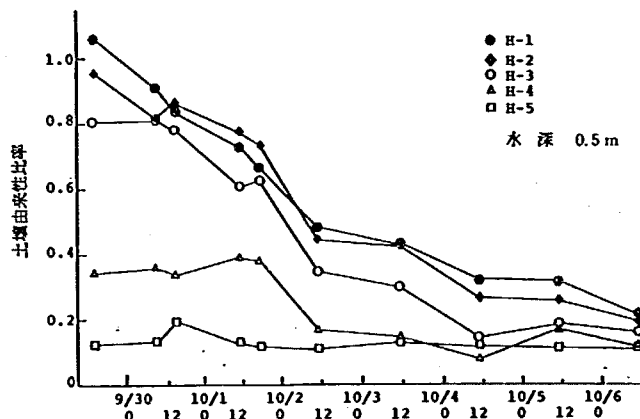


図-5 粒子性物質の土壌由来性比率の経時変化

高浜入についてメッシュわけし、図-5のようなデータによって各メッシュ毎の粒子性物質を土壌(河川)由来とプランクトン由来とに区分して、高浜入全体の存在量の時間的変化を計算した結果を図-6に示す。存在量は窒素の量で示されているが、土壌由来は、当初約3tonあったものが、5日後には約1割にまで減少している。5日後に存在している量についても、底泥のまき上げに起因する量がかなりあると考えられ、洪水によるものがそのまま残存して浮遊している量は更に小さい可能性がある。また、表-4の河川で測定し

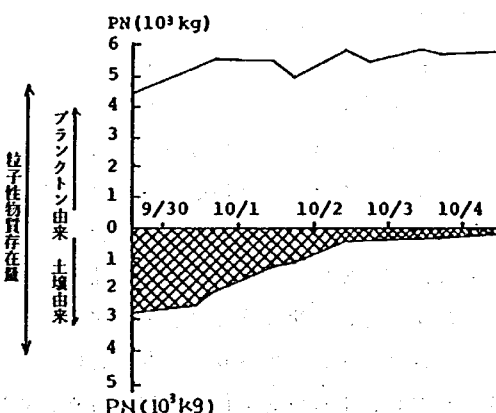


図-6 洪水時粒子性物質湖内存在量の変化

たPNの負荷量と比較すると、5日後に湖内に残存している量は3～4％に過ぎない。

4.6 洪水時粒子物質の沈降速度

第1回と第2回の湖内水質調査結果からそれまでの洪水期間に流入した粒子性負荷量と、その時点での湖内存在負荷量とを比較して表-6に示す。表によれば、流入量で8割流入した時点では、湖内に残っている洪水由来粒子性物質は流入負荷量の24～33％、10割流入した時点においても25～34％しか残存していない。言い換えれば、河川からの粒子性負荷の約7割は洪水の終わった時点で既に沈降しているといえる。この時点以降の粒子性物質の沈降速度の概略値を、現存量の変化量から求めると表-7のようになる。上述の洪水が継続している期間でも起っている急速な沈降は除いても、洪水由来の粒子性物質はかなり早い沈降速度を持っているといえる。

表-6 粒子性の流入負荷量と湖内存在負荷量

調査月日	分 類	P	N	COD	備 考
第1回 58年9月29日 13:10～ 16:30	①粒子性流入負荷量	2.686	6.286	70.429	流入負荷量積算 対 象 期 間 9月27日20:00 ～ 9月29日13:00 流入量で10割
	②粒子性湖内負荷量	0.847	2.948	35.022	
	③洪水由来湖内負荷量	0.654	1.858	22.890	
	④/①(%)	31.5	46.9	49.7	9月29日13:00 ～ 9月30日10:00 流入量で10割
	④/②(%)	24.3	29.6	32.5	
	④/③(%)	77.2	63.0	65.4	
第2回 58年9月30日 9:10～ 11:50	①粒子性流入負荷量	3.034	7.368	80.844	流入負荷量積算 対 象 期 間 9月27日20:00 ～ 9月30日10:00 流入量で10割
	②粒子性湖内負荷量	1.207	4.656	54.431	
	③洪水由来湖内負荷量	0.770	2.187	26.944	
	④/①(%)	39.8	63.2	67.3	9月30日10:00 ～ 9月31日10:00 流入量で10割
	④/②(%)	25.4	29.7	33.3	
	④/③(%)	63.8	47.0	49.5	

表-7 洪水後の沈降速度の変化

洪水後日数	02日後	1日後	12日後	2日後	23日後	3日後	32日後	4日後
沈降速度(m/日)	2.91	1.37	1.20	1.01	0.87	0.70	0.66	0.54

流入流量10割時(9月30日AM)
の湖内SS量を当初として算出した値

5. まとめ及び今後の問題点

本年度の調査結果を結論的にまとめ、あわせて今後の問題点を挙げると次のようである。

- 1) 霞ヶ浦の流入河川恋瀬川からの台風10号による洪水の負荷流出を観測した結果、洪水時の平均的負荷量は同一時間で比較すると平水時の18倍程度であった。また総負荷のうち、粒子性負荷の割合は窒素で0.23、リンで0.86であった。この点については、恋瀬川流域には水田が多く、他の形態の河川での資料を収集する必要がある。
- 2) 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。
- 3) 洪水後、主として無機態窒素の供給に起因すると思われるプランクトンの増殖があった。
- 4) 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。
- 5) 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、1m/日のオーダーであり、かなり速い。
- 6) ただし、1回の洪水後の観測であり、また、洪水自体の規模もやや小さいものであったため、今後より大きな洪水の時の観測をすることが必要である。

2. 河川の総合負荷量収支に関する調査

水質研究室 室 長 村上 健

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、流出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たらすものである。

2. 調査方法

本調査は各地建が1河川程度のモデル河川を選定し、流域の汚濁源調査と河川の現況調査を実施することにより、各河川ごとの負荷量収支を明らかにするものである。このためには流出負荷量の時間変動、水量と水質の関連、社会経済的特性との関連も調査しなければならないので、年度ごとに調査計画を立ててデータの収集をはからなければならない。図1に調査フローを示す。調査は資料の収集や調査計画の方法論と現地における実測方法に分かれており、相互に関連し合いながら、実施することになる。

2.1 モデル河川と調査方法

各地建が設定したモデル河川は石狩川（ $S=14330\text{km}^2$ 、 $l=268\text{km}$ ）から土研が設定した大堀川（手賀沼に注ぐ都市河川、 $S=26.8\text{km}^2$ 、 $l=8.7\text{km}$ ）まで、その流域面積と流路延長はまちまちである。また、調査項目も、BOD、COD、SS、TN、TPを共通項目としながら、各地建は、地域特性に応じて、CL、大腸菌、濁度、pH等を追加することとした。

現地調査は、一斉に行う同時流観・水質調査、流達時間を考慮した流観・水質調査、24時間通日調査等がある。各地建は、河川の状況と調査人員、調査の時間と費用により採用する方法が異なる。

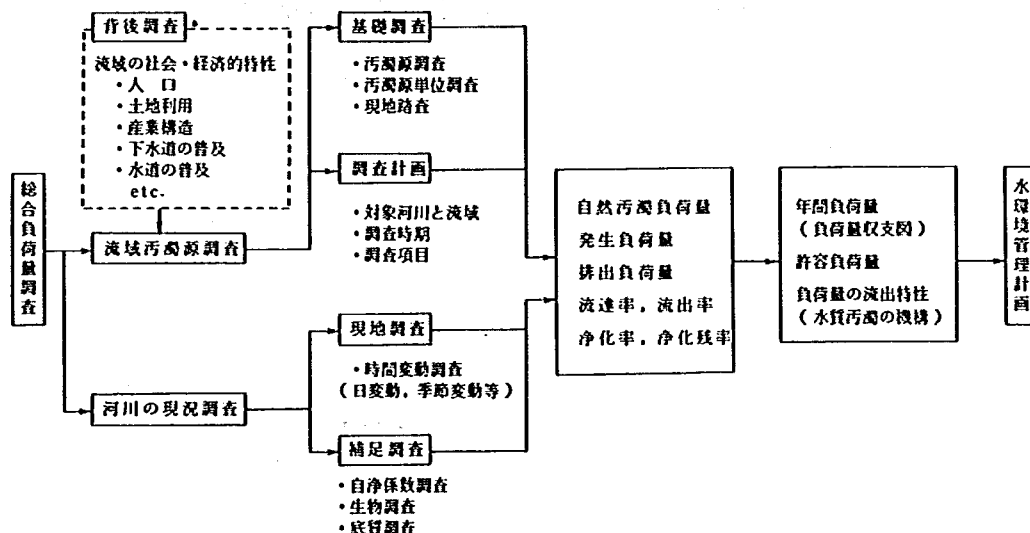


図1 総合負荷量調査フロー

3. 大堀川での調査結果

3.1 大堀川の概要（図2参照）

大堀川（篠籠田落）は上流部が千葉県の流山市で、中・下流部は柏市を貫流し、同市呼塚地先で支川の小金堀（地金堀）を合流し、手賀沼に注ぐ小河川である。流域面積は26.4km²（関東地建の河川現況調査53年度では30.9km²、東農大調査では大堀川19.69km²、地金堀8.55km²の合計28.2km²となっている）である。当河川は手賀沼への流入河川中、最も汚染度が高い。汚濁源としては流山市初石、柏市高田の工業地区及び豊四季団地等のコミプラ排水、支流では12余りの工業用地排水及び都市下水等がある。

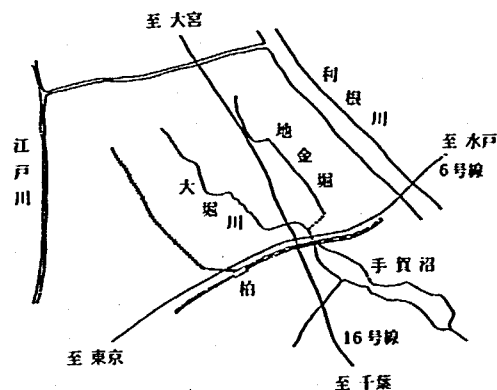


図2 大堀川の概要図

3.2 資料収集の内容

総合負荷量収支を明らかにするためには、流域内の汚濁源調査が必要であり、主に柏市の協力により、汚濁源と汚濁発生量を推定するための資料収集を実施した。主な資料を次にあげる。

- ①基本台帳人口（大字町丁別、総数、男女、世帯数）柏市
- ②生活系人口フレーム調査票（下水道、浄化槽、くみ取り等の人口）
- ③昭和58年度 柏市行政連絡員名簿（町会、自治会別世帯数）……市民部コミュニティ課
- ④住宅地図 柏市 日本住宅地図出版（株）
- ⑤柏市水道事業年報（57.4.1～58.3.31） 柏市水道部

⑥事業所・井戸テーブル（許可揚水量）

⑦柏市の環境保全（昭和57年） 柏市環境部 公害課

⑧手賀沼の汚濁と生態系（昭和56年6月）水保資料No. 29 千葉県水質保全研究所

⑨姥木、清水千葉県北総地域農業用水の水質に関する調査研究（第1報）農学集報・第22巻、第3・4号東京農業大学
その他、水質汚濁に関連した調査資料、文献等を収集中である。

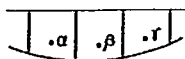
3.3 58年度の調査内容

夏期（8/23～24）に本川中心の通日調査を行い、資料、文献等をもとにデータの見直しを行った。
その結果をもとに現地調査を1/25に行い、2/21～22に支川、排水路を中心とした冬期通日調査を実施した。また、同様のテーマで、茨城県内の霞ヶ浦に注ぐ桜川と花室川についても、筑波大と共同で調査を行った（8/2～3）。

1) 流量観測法

大堀川は従来篠籠田落という名前の通り農業用水路的役割をはたしてきた小河川であるが、都市化の進行により都市排水路に変わった。水路には堰がある所、陶管を地中に埋設してあるヶ所などさまざまであり、本調査における流量観測は次のようなケースに分けて実施した。

Case 1 本川の流観



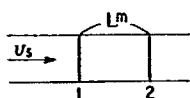
$$U_m = \frac{U_\alpha + U_\beta + U_\gamma}{3}$$

$$Q = U_m \times A$$

$$\text{又は } Q = U_\alpha \cdot A_\alpha + U_\beta \cdot A_\beta + U_\gamma \cdot A_\gamma$$

Case 2 支川の流観（表面浮子を用いる方法）

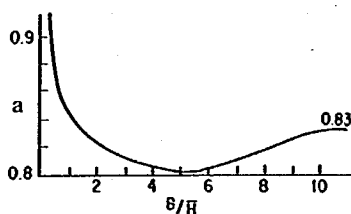
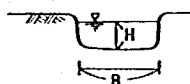
表面流速 U_s (m/s) 平均流速 U_m (m/s)



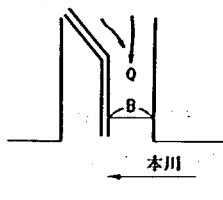
$$U_s = \frac{L}{\Delta t (= t_2 - t_1)} \quad U_m = a \times U_s$$

$$U_m = a \times U_s$$

a は B/H との関係で求める。



Case 3 支川の流観（H・Qを用いる方法）



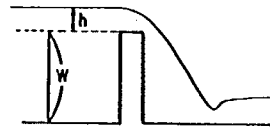
$$Q = C \cdot B \int_0^H \sqrt{2qh} \, dh = C \cdot B \cdot \sqrt{2q} \cdot \frac{2}{3} \cdot h^{3/2}$$

$$\text{ここで } \frac{2}{3} \cdot C \cdot \sqrt{2q} = K \text{ とおけば } Q = K \cdot B \cdot h^{3/2}$$

時刻 t において、あらかじめ、水深 h と流量 Q とを実測することにより、 K を算出しておけば、時刻 t_i の時の流量 Q_i は水深 h_i のみを測定することにより、次式から求めることが可能である。

$$Q_i = K \cdot B \cdot h_i^{3/2}$$

Case 4 支川の流観（農業用水堰を利用する方法）



Govinda Rao の式（水理公式集 P. 292）

$$Q = C_1 \cdot B \cdot h^{3/2} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

$$(1.5 \sim 1.9) \leq h/L; C_1 = 1.785 + 0.237(h/W)$$

ここで B : 堰巾 (m)

W : 堰高 (m)

h : 越流水深 (m)

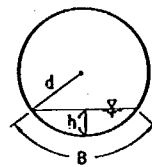
フランシスの公式

$$Q = 1.84(B - 0.1nh)h^{3/2}$$

ただし全幅堰の場合 $n=0$

（中央流 : $n=2$
片側流 : $n=1$ ）

Case 5 円形管の流観



流量断面積は

$$A = d^2 \cdot \cos^{-1}\left(\frac{d-h}{d}\right) - (d-h)\sqrt{2dh-h^2}$$

を用い、流量 Q は流速 U との積 AU で求める。

但し、水深 ($h=5\text{cm}$) が浅いために、流速 U が測

定できない時は (例、6:00) 潤辺 $B (=2\sqrt{h(2d-h)})$

を求め、 $Q = K \cdot B \cdot h^{3/2}$ から流量を求める。但し、K は測定可能なデータを用いて、あらかじめ求めておくものとする

（計算に際してはディメンションを合せること）。

St. 20 での実測例 ($d=58.5\text{cm}/2$)

time	h(cm)	s(cm ²)	v(m/s)	Q(m ³ /h)	K
12:00	12.3	411	2.86	423	0.21
15:00	12.3	411	2.74	405	0.20
18:00	11.3	364	2.35	308	0.18
21:00	11.0	350	2.59	327	0.20
24:00	10.9	346	2.58	321	0.20
3:00	5.5	128	2.16	99	0.23
6:00	5.0	111	1.96	78	0.21
9:00	10.1	310	2.56	286	0.20
12:00	12.5	421	2.74	415	0.20

2) 水質分析項目と試験方法

項目	試験方法	項目	試験方法
水 温		o-P	アスコルビン酸混合
導 電 率	白金黒電極法 (零位法) 河川水質試験方法 (案) 標準法		河川水質試験方法 (案) 標準法
pH	ガラス電極法 河川水質試験方法 (案) 標準法	NH ₄ -N	アルカリ性フェノール法 自動分析法 (テクニコン社)
溶存酸素	ウィンクラーアジ化ナト 河川水質試験方法 (案) 標準法		(自動分析)
	リウム変法	NO ₂ -N	スルフェニルアミド・ナフチ 自動分析法 (テクニコン社)
塩化物イオン	硝酸銀滴定法 河川水質試験方法 (案) 標準法		ルエチレンジアミン法
BOD ₅	一般希釈法 河川水質試験方法 (案) 標準法	NO ₃ -N	カドミウム・銅カラム 自動分析法 (テクニコン社)
T-COD _{Mn}	COD _{Mn} 法 (原水) 河川水質試験方法 (案) 標準法		還元法 (自動分析)
D-COD _{Mn}	COD _{Mn} 法 (ろ過水) 河川水質試験方法 (案) 標準法	K-N	H ₂ SO ₄ +HClO ₄ (Se) 自動分析法 (テクニコン社)
S S	GFPろ過法 河川水質試験方法 (案) 標準法		分解、アルカリ性フェノール
T-P	ベルオキソニ硫酸カリウ 河川水質試験方法 (案) 標準法		法 (自動分析)
	△分解→OP分析	T-N	(=KN+NO ₂ -N+NO ₃ -N) 総和法

3) 調査地点

大堀川の調査地点を図3に示す。1回目の調査は本川を中心に調査を行い、地点CとDの区間における流入負荷量が極めて高い結果となった。このため柏市の排水路図を参考に現地踏査を実施したのち、2回目の調査区間を地点B～Dとし、水収支の調査を重点として通日調査を行った。

4) 通日調査結果

① 支川、排水路を中心に実施した冬期調査について述べる。図4に流量観測の結果を示す。最大流入

量は終末処理場 (St. 20) の $12800 \text{ m}^3/\text{d}$; 最小は St. 21 のほぼ $0 \text{ m}^3/\text{d}$ である。各流入水路とも下水道が普及していないため、家庭雑排水と同様の流出パターンとなっており、24時から翌朝の6時にかけて急激に減少し、本川の地点Dもこの影響を直接受けていることがわかる。

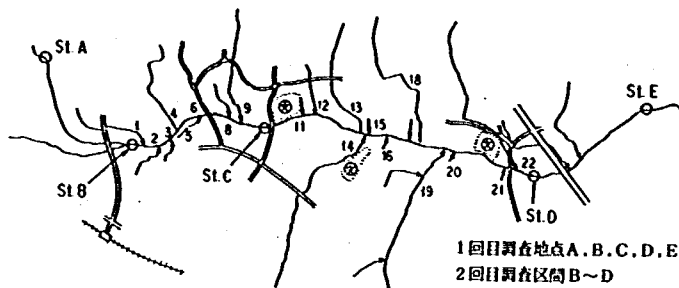


図3 大堀川の調査地点

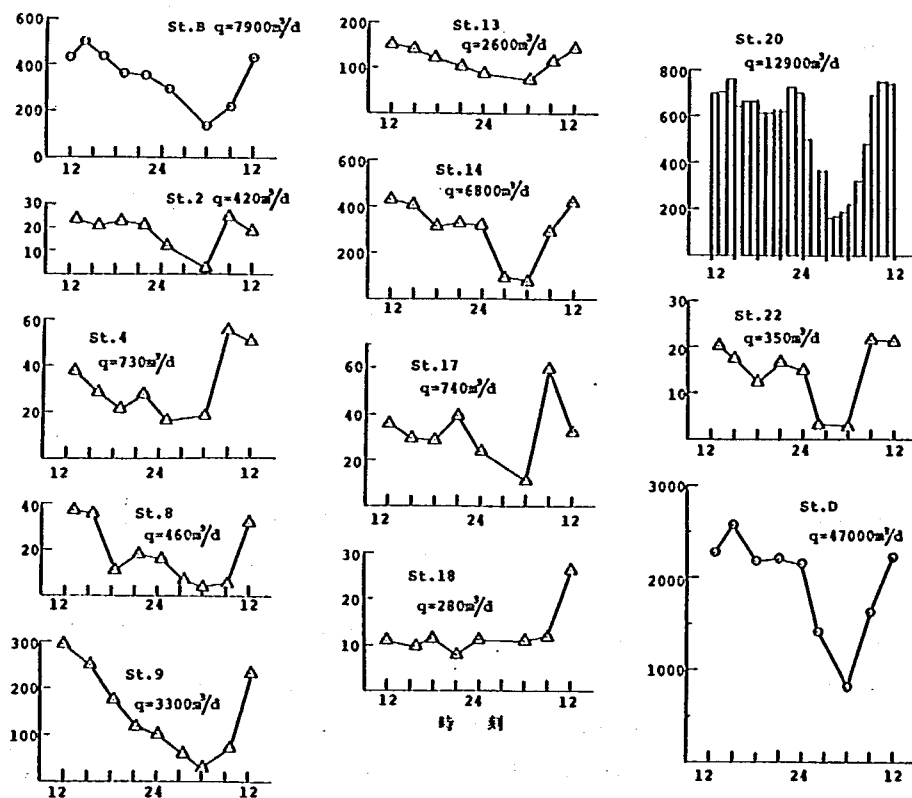


図4 本川及び支川の流量変動 (縦軸は m^3/h である)

冬期調査において調査した地点は、時間及び人員等の制約もあり、すべての排水路、支川について実施することは不可能であった。地点Bに各排水路と支川の流量を加えた累加流量の合計 ($Q_B + \sum q$) は本川のD地点の流量 Q_D に本来一致する訳であるが、累加流量の結果は10%程度小さくなった。(図5) しかし、本調査の地点数と精度の誤差等を考えれば妥当な結果ともいえる。一方、化学反応に不活性な塩素イオンは河川中における保存性物質であり、流量と同様の考え方で地点Bの負荷量 W_B に流入負荷の含量 $\sum w$ を加えたものが地点Dの負荷量 (W_D) に一致するとして計算すると、累積負荷量の結果は約8%程度不足した。河川に流入するすべての流入源を調査することができない場合、汚濁負荷量の補正に塩素イオンの負荷量を用いることが有効であると考えられる。また、夏期と冬期の地点B

における流量はそれぞれ 14000m^3 と 8000m^3 であるのに対し、塩素イオンの濃度はそれぞれ 31mg/l 、 54mg/l と逆になっており、同地点の負荷量は約 430kg/d と同じ値になる。このことから、下流部D地点でのClによる負荷量を夏期と冬期について比較すると図6のように両者の差は10%程度となり、前述した様に、「Clによる補正法」が汚濁解析に有効と言える。

②汚濁物質の流入量と流出量

冬期調査の区間B～Dにおいて排水路等から流入する量 $\Sigma c q$ と、st.Bとst.Dにおける負荷量の差($W_D - W_B$)をst.Dでの流出量と定義し、各汚濁物質について計算すると表1の通りである。両者の比率は流総計画での浄化残率に相当する。CODとTNについては分解・沈殿等の作用により減少する傾向がみられるが、リンについては逆に増加している。TNについてはほとんど減少しない。

次に主な汚濁負荷量の挙動についてみる。有機物量を表わすBODとCODで各地点の負荷量を調べた結果が図7である。区間A～Bは流入する汚濁源のない農業用水路であり、有機物はBODで6%、CODで27%程度減少している。また、st.Bより下流は人為的負荷が多く、st.DでのBODは 770kg/d 、CODで 1100kg/d にも達する。なお、冬期のCODが 750kg/d であり、夏期は約1.5倍となっている。BODとCODの比率は下流側に向って減少しており、易分解性成分の分解が進んでいるといえる。なお夏期調査における水温は $20 \sim 25^\circ\text{C}$ 、溶存酸素濃度は $0.6 \sim 3.5\text{mg O}_2/\text{l}$ の範囲で、上流から下流に向けて高くなっている。

窒素の各地点における負荷量を図8と9に示す。夏期の区間A～Bにおいては、流入する汚濁源がないことからTNで28%が減少している。区間B～Dにおいては流入負荷量が多いが、硝酸態窒素の占める割合が6.6%から25%に増加している。図9は

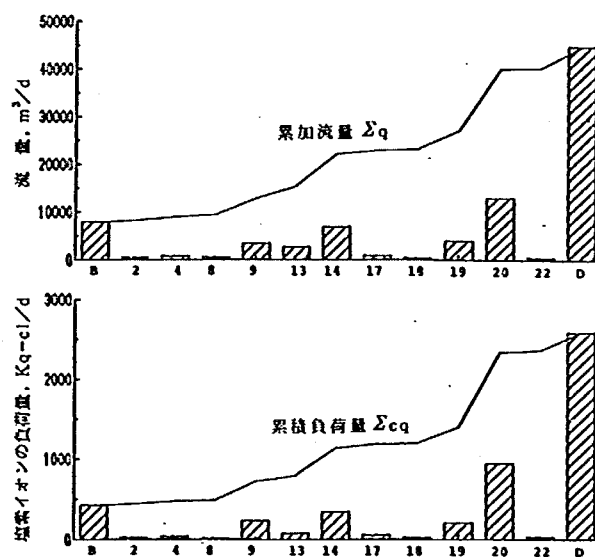


図5 累加流量と塩素の累積負荷量 (B～D)

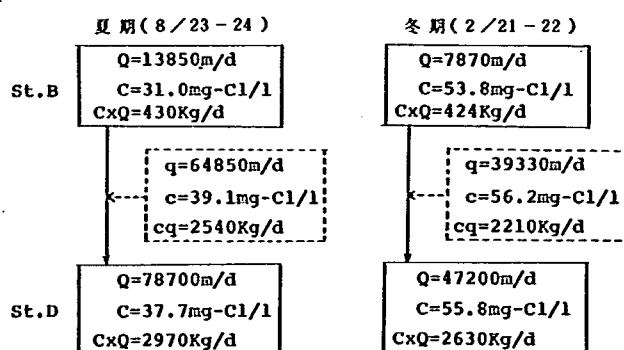


図6 流量とCl負荷量との関係

表1 汚濁物質の流入量と流出量(冬期)

	流入負荷量 $\Sigma c q$	流出量 ($W_D - W_B$)	$\frac{(W_D - W_B)}{\Sigma c q}$
Cl	2210	2210	1.00
COD _M	726	551	0.76
D-COD	458	417	0.91
SS	750	873	1.16
T-N	582	560	0.96
NH ₄ -N	429	395	0.92
NO ₂ -N	15.5	13.3	0.86
NO ₃ -N	27.4	26.2	0.96
O-N	108	122	1.13
T-P	47.7	69.7	1.46
O-P	27.6	47.4	1.72

単位: kg/d

冬期における累積負荷量であり、夏期に対し、2割程度増加している。しかし、夏期と異なり、硝酸態と亜硝酸態の窒素はほとんど増加していない。

4. まとめ

58年度は本課題の初年度にあたり、調査手法も十分確立しない中で現地調査をとりくんだ。調査結果から、大堀川のような汚濁の進んだ都市河川においては、表1に示すように、浄化率 $\left(1 - \frac{(WD-WB)}{Fcq}\right)$ は極めて小さい。また、本川及び支川の流量は下水道の普及が遅れているため、大きな時間変動を有し、かつ高負荷を河川に与えている。冬期の流量は夏期の約60%であるが、塩素イオン濃度は逆に144%に増加している。本調査における支川、排水路等の調査は水収支的には誤差を10%以内に、塩素イオンによる負荷量では8%以内におさえることができた。すべての調査地点を把握することは人員、費用、機器等の面で不可能であり、塩素イオンによる補正法、流達時間を考慮した追跡調査法などを検討していく予定である。

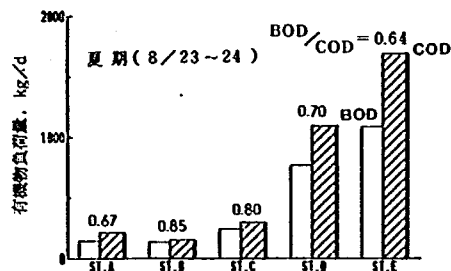


図7 各地点でのBOD及びCODの負荷量

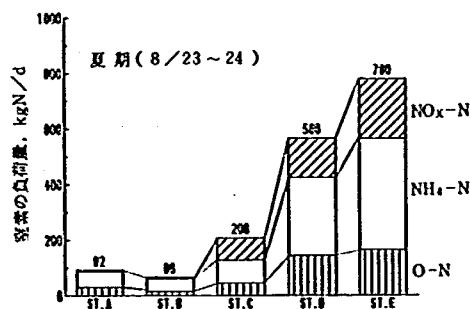


図8 各地点での窒素負荷量

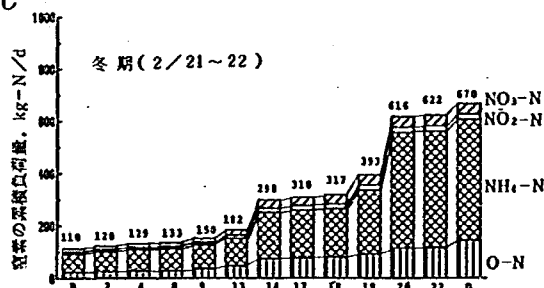


図9 区間B～Dにおける窒素の累積負荷量

総合負荷量調査結果(その1), kg/d

Summer Season (1983.8/23-24)

ST.	Q(m ³ /d)	CI	BOD	COD	D-COD	SS	T-N	NH ₄ -N	NO _x -N	O-N	T-P	o-P
A	15000	510 (1.00)	144 (0.28)	216 (0.42)	114 (0.22)	246	92 (0.18)	57	4.2	30.8	11.4 (0.022)	11.3
B	13900	434 (1.00)	135 (0.31)	158 (0.36)	84 (0.19)	182	66.5 (0.15)	46	4.4	16.1	9.9 (0.023)	7.1
C	33000	1330 (1.00)	245 (0.18)	305 (0.23)	201 (0.15)	570	208 (0.16)	84	79	45	22 (0.017)	15.8
D	68000	2585 (1.00)	770 (0.30)	1100 (0.43)	700 (0.27)	1160	566 (0.22)	281	141	144	73 (0.027)	52
E	100800	3743 (1.00)	1090 (0.29)	1700 (0.45)	940 (0.25)	2440	780 (0.21)	400	214	165	100 (0.027)	80

NO_x-N = (NO₂⁻ + NO₃⁻)-N

総合負荷量調査結果(その2), kg/d

Winter Season (1984.2/21-22)

ST.	Q(m ³ /d)	CI	COD	D-COD	SS	T-N	NH ₄ -N	NO ₂ -N	NO ₃ -N	O-N	T-P	o-P
B	7900	424 (1.00)	200 (0.47)	110 (0.26)	340 (0.80)	110 (0.26)	70 (0.17)	6.5	13.6 (0.032)	23.0	14.4 (0.034)	6.9 (0.016)
2	420	24.1	14.2	8.1	19.0	10.1	6.2	0.2	0.1	3.6	1.1	0.6
4	730	32.7	17.1	10.5	23.5	8.8	6.9	0.3	0.2	1.4	1.1	0.7
8	427	13.0	7.0	4.8	46.1	3.6	2.1	0.4	0.4	0.7	0.6	0.3
9	3300	231	43.4	36.4	16.2	17.5	7.8	1.4	1.3	7.0	3.8	2.1
13	2600	73.1	27.7	18.3	20.4	41.9	13.0	2.3	5.1	11.6	1.9	1.1
14	6800	338	192	106	284	116	71.3	5.6	10.6	28.0	13.5	7.8
17	730	49.6	18.1	9.4	41.5	11.7	6.4	1.0	0.7	2.7	1.5	0.9
18	280	19.0	10.8	4.2	22.4	7.2	4.3	0.2	0.3	2.3	0.7	0.5
19	3900	200	103	56.6	12.1	76.1	57.7	1.4	3.8	13.1	7.6	5.8
20	12900	940	195	142	159	223	198	0.8	1.4	22.8	9.5	4.1
22	350	23.4	10.5	6.8	15.1	6.0	3.4	0.1	0.9	1.7	0.6	0.3
D	44800	2585 (1.00)	751 (0.29)	527 (0.20)	1213 (0.47)	670 (0.26)	465 (0.18)	19.8	39.8 (0.015)	145	84.1 (0.033)	54.3 (0.021)
ST. D -ST. B	36900	2161 (1.00)	551 (0.25)	417 (0.19)	873 (0.40)	560 (0.26)	394 (0.18)	13.3	26.2 (0.012)	122	69.7 (0.022)	47.4 (0.013)
cq	3244	1944 (1.00)	639 (0.33)	403 (0.21)	660 (0.34)	512 (0.26)	377 (0.19)	13.6	24.7 (0.013)	94.9	42.0 (0.022)	24.3 (0.013)

()内の数値はCI負荷量に対する比率

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

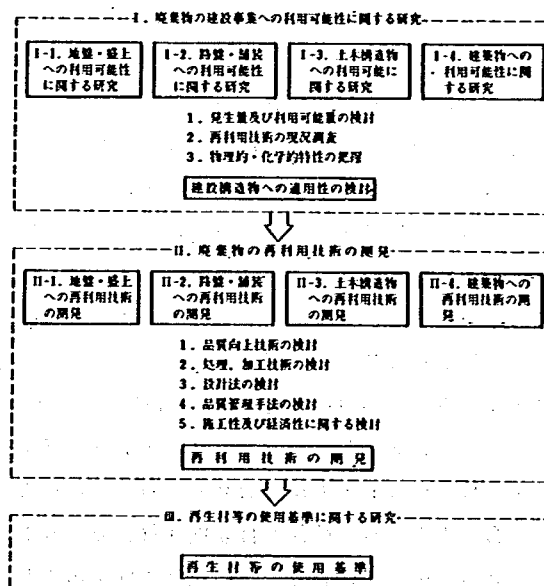
近年、経済の成長に伴い、廃棄物の発生は量的に増大するとともに、質的にも複雑化してきている。建物廃棄物（土砂、コンクリート廃材、アスファルト廃材等）、下水汚泥、石炭灰についても、毎年大量に発生している。これらは従来、主として埋立、または、宅地造成等により処分されてきたが、最近では、埋立計画の減少や、環境汚染の防止等から、とくに大都市周辺においては適当な地域に処分地を得ることが年々困難となってきた。このような状況を考慮すると、建設廃棄物、下水汚泥、石炭灰等の適切な処理加工を行うことにより、建設事業へ有効に利用することができれば、処分地の確保の問題と合わせ、省資源の観点からも極めて有意義である。

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、全体計画は図一1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58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、舗装研究室、コンクリート研究室の4研究室によって行われたものである。



図一1 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「建設事業への廃棄物利用技術の開発」の一環として、各種廃棄物のうち、土質改良添加材として利用可能性が高いと考えられる廃棄物（例えば石炭灰、コンクリート粉、下水汚泥焼却灰など）を高含水比粘性土や有機質土などへ攪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を抽出し、適切な有効利用方法を検討することを目的とするものである。

3.1.2 本年度の研究概要

本年度は、昭和57年度の研究成果を踏まえ、引き続き石炭灰を対象とするとともに、新たに下水汚泥焼却灰（石灰系）（以下焼却灰と略す）を対象とした室内配合試験を行い各々の廃棄物の改良効果を把握し、さらに、焼却灰を用いた現場実験をビート層を対象に行い、改良効果の確認および室内配合試験結果との比較を行った。

3.1.3 研究方法

室内配合試験および現場実験の試験方法を以下に示す。

1) 室内配合試験

(i) 試験に用いた廃棄物の種類と性質・成分

本年度対象とした廃棄物は表-1に示すとおり、焼却灰2種類、石炭灰1種類である。このうち焼却灰については粒度、産地とも異なる石灰系焼却灰である。また、石炭灰については昭和57年度に用いた試験（国内炭）である。

表-2に各廃棄物の性質、成分を示す。焼却灰は、一般に下水処理プロセスで使用される凝集剤などによって石灰系焼却灰と高分子系焼却灰の2種類に大別することができる。石灰系焼却灰は、凝集剤として消石灰と塩化第二鉄を添加し脱水焼却して生成される灰であるため、石灰分の含有率が高くこれまでも土質改良添加材として適用性が比較的高い材料であるとされてきた。表-2に示すように今回用いた焼却灰もCaO成分含有率がそれぞれ34.5%、38.3%の値を示しており、またSiO₂成分、Al₂O₃成分の含有率も比較的高く、石灰系焼却灰の場合成分含有率から自固結性（自硬性）材料であることが推測できる。図-2に各廃棄物の粒度組成を示すとともに、室内配合試験における比較添加材として用いた砂の粒度組成も併記する。

表-1 廃棄物の種類

名 称	種 類	産 地
焼却灰（粗粒）	石灰系焼却灰	埼玉県A処理場
焼却灰（細粒）	"	東京都B処理場
石 炭 灰	シンダー-アッシュ	電発C発電所

表-2 廃棄物の性質・成分

試験項目	比重	発熱熱量	無機成分含有率						含水率
試料	GS	kJ/g	CaO	MgO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SO ₃	(%)
焼却灰A（粗粒）	2.86	2.2	34.50	1.57	21.70	13.90	15.10	3.78	0.2
焼却灰B（細粒）	3.04	1.0	38.30	4.87	17.10	12.70	15.40	3.31	0.1
石炭灰	2.15	5.6	7.56	- ^{a)}	53.53	27.75	4.95	- ^{a)}	0.2

a) 測定値なし

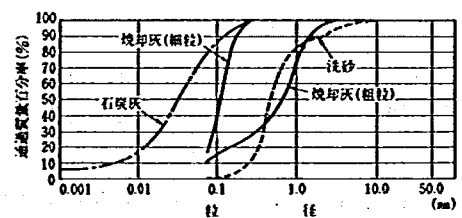


図-2 廃棄物の粒度組成

(2) 試料土の種類と性質

試験に用いた試料土は、埼玉県与野市産のビートと埼玉県渡良瀬遊水池産の粘性土の2種類であり、昭和57年度に用いた試料とはほぼ同様のものである。但し、ビートの自然含水比については昨年度の試料土が560%程度であったのに対し本年度の試料土は650~750%と高い状態であった。それぞれの物理試験結果を表-3に示す。

(3) 配合条件および供試体作製方法

配合条件を表-4に示す。表-4に示すとおり、各添加材の混合率をビートと粘性土とで区別して設定している。なお、供試体の作製方法は土質工学会の「締固めを伴わない安定処理土の試験方法(案)」に準拠し、供試体の養生は室温20±3℃の恒温室にて行ない、7.28.9000の3材令を設定した。

2) 現場実験

(1) 対象地盤

実験に用いた対象地盤は埼玉県与野市に分布するビート層およびシルト層である。地盤の柱状図を図-3に示す。上層のビート層は自然含水比 $W_i = 500\%$ 、湿潤密度 $P_t = 1.1g/cm^3$ であり、また植物繊維分を多く含んだ状態である。なお、改良範囲は図-3に示すGL-0.5m~6.5mの6mとした。

(2) 実験に用いた焼却灰

今回の実験に用いた焼却灰は、表-2および図-2に示す焼却灰(粗粒)を用いた。

(3) 施工条件

配合条件は表-5に示すとおり各配合条件とも改良材添加量を600kg/m²と一定とした上で焼却灰とセメントの比率を変える条件を設定した。なお、case3は焼却灰単体で用いた場合の改良効果を調べるためのものである。

施工方法として、深層混合処理工法のうち粉体噴射攪拌工法を用い、焼却灰、セメントを空気圧送により粉粒体のまま土中に供給し、原位置土と攪拌混合させて改良柱体を造成した。

3.1.4 実験結果

1) 室内配合試験

ビートおよび粘性土における各種廃棄物の混合率と材令28日の一軸圧縮強度の関係を図-4、

表-3 試料土の物性

試料土		ビート	粘性土
粒度特性	レキ分(%)	3.7	0
	砂分(%)	30.3	5.3
	シルト分(%)	43.0	43.8
	粘土分(%)	23.0	51.0
	最大粒径(%)	4.76	0.42
コンシシス	液性限界(%)	596.3	57.5
	塑性限界(%)	229.6	30.8
	塑性指数	366.7	26.7
日本統一土質分類		Pt	CH
土粒子の比重		1.722	2.662
自然状態	含水比(%)	650~750	59.2
	湿潤単位体積重量	1.048	1.641
	間隙比	9.859	1.583
	飽和度(%)	98.0	99.6
	土の強熱減量(%)	71.6	4.5
土のpH		6.74	5.90

表-4 室内配合条件

No.	配合セメント	ビート		粘性土		セメント	
		焼却灰	セメント	焼却灰	セメント	焼却灰	セメント
1	石灰灰+セメント	50.75	100	—	—	25.50	5.10
2,3	焼却灰単体(粗、細)	—	—	—	—	25.50	—
4	焼却灰+セメント	—	50.75	—	10.20	25.50	5.10
5	灰砂+セメント	—	—	50.75	10.20	—	25.50

混合率：試料土の原位置土に対する重量割合

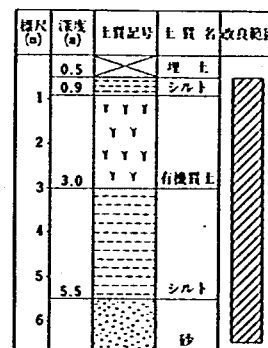
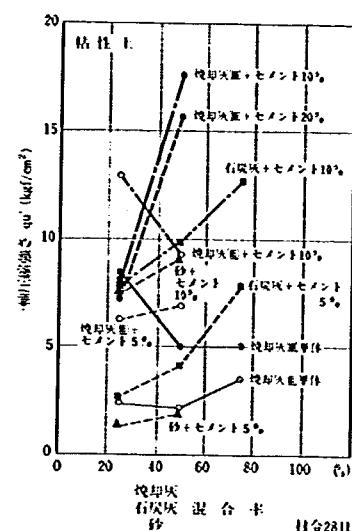
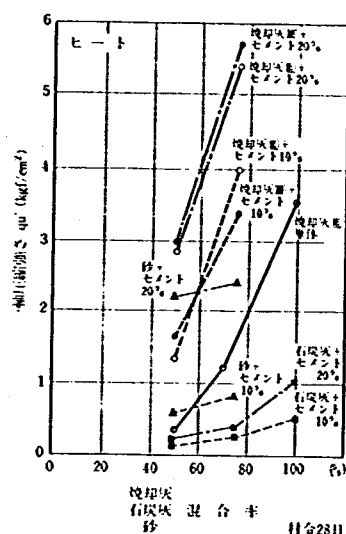


図-3 柱状図

表-5 現場配合条件

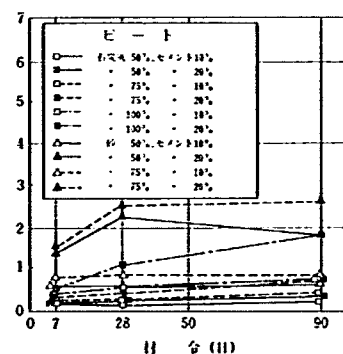
CASE	改良材添加量(kg/m ²)		
	焼却灰	セメント	計
1	200	400	600
2	400	200	600
3	600	—	600

5に示す。図一4より、両焼却灰ともセメント混合率が一定の場合焼却灰の混合率を増加させることによる qu の増加が顕著に表われており、特に焼却灰単体でビートに混合した場合でも混合率の増加に伴う qu 増加が認められる。また、「焼却灰+セメント」の配合では、セメントの混合率が増加するに伴ない qu の値が増加しており、その増加割合はセメントの混合率とほぼ比例関係にあることが

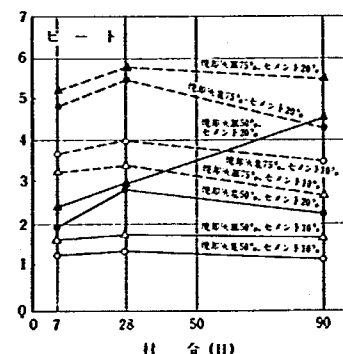


うかがえる。しかし、石炭灰に関 図一4 廃材の混合率と qu の関係
しては、焼却灰と比較して石炭灰の混合率を増加させても顕著な強度の増加はみられず、またセメントを10%および20%混合しても顕著な強度の増加が得られないようである。次に図一5より、粘性土の場合、焼却灰単体を除いてビート同様に廃棄物の混合率が増加するに伴ない qu の値が増加していることが認められる。また、焼却灰の粒度の違いによる差が明瞭に表われており、細粒の方が粗粒に比べ強度が大きく発現していることがわかる。次に「石炭灰+セメント」の配合条件においても石炭灰の混合率が増加するに伴ない強度の増加が認められ、その強度発現は「砂+セメント」の配合条件より大きくなっている。焼却灰単体の条件についてみると、ビートの場合とは異なり、焼却灰の混合率が増すにつれて逆に減少する傾向がみられる。また、同様の結果が「焼却灰+セメント」の配合条件の一部の配合においても認められる。このような現象の原因の一つとしてCaO成分による吸水作用のため含水比の低下割合が大きく、混合直後に塑性限界(w_p)以下の含水比になったためと考えられる。

名廃棄物とセメントを組合せた条件における材令と一軸圧縮強さの関係を図一6、7に示す。図一6より「石炭灰+セメント」「砂+セメント」ともセメント混合率20%の配合の条件では明瞭な材令に伴う強度増加が認められるが他の配合条件では材令に伴う強度増加が少ないようである。次に図一7より「焼却灰+セメント」の場合初期強度(7日強度)が他の添加材に比べて大きく、ほぼ2倍以上となっている。しかし、材令28日までは若干の強度増加は認められるものの、その後の強度増加は少ないようである。



図一6 材令と qu の関係



図一7 材令と qu の関係

2) 現場実験結果

改良柱体造成後32日後に掘り出した case 3 の写真を図-8に示す。各 case とも比較的良好な改良柱体が造成されており、特に焼却灰単体を用いた case 3 においても良好な形状で自立しており原位置との明確な境界面が認められた。

図-9に改良柱体造成28日後のオレンジ式二重管コーン貫入試験の結果を示す。図より原位置土では q_c 値が 3 kgf/cm^2 程度であるのに対し、case 3 では約 10 kgf/cm^2 と原位置土の3倍程度の強度を発現しており、焼却灰単体であっても比較的良好な改良効果が得られていることが認められる。また case 1 では q_c 値は $20 \sim 60 \text{ kgf/cm}^2$ であり原位置土に比べ $10 \sim 20$ 倍程度高くなっている。

焼却灰添加量と一軸圧縮強さ、含水比の関係を現場試験と室内配合試験の28日強度を比較して図-10に示す。なお case 2 の q_u 値は十分な試料を採取できなかったため $q_u = q_c/10$ の関係から q_c の値より推定した値を用いた。図より改良材添加量が一定である場合、焼却灰添加量の増大とともに一軸圧縮強さが減少しており改良効果は主にセメントによる割合が大きいことがうかがえる。しかし、焼却灰単体においても含水比は 81.4% と大幅に減少し、単位体積重量は 1.1 g/cm^3 から 1.388 g/cm^3 と増加しており、また一軸圧縮強さは 2 kgf/cm^2 程度発現している。なお、図-10において現場強度の方が室内強度より上回っているが、これは室内配合試験に用いた試材の含水比が $650 \sim 800\%$ と現場の含水比 (500%) より高かったためと考えられる。

3.1.5 まとめ

以上の結果をまとめると、石灰系焼却灰は単体でビートまたは粘性土と混合しても、混合後の含水比低下による強度増加が大きく、さらにセメントと組合せることによりより高い強度発現を得られる。しかし、材令に伴う強度発現はあまり認められず改良強度は材令初期の強度発現に大きく影響されているようである。また、石炭灰は、ビートにおいては強度発現はあまり得られなかったが、粘性土において、セメントを組合せることにより「砂+セメント」の配合以上の強度発現が得られ骨材、増量材としての効果が認められた。



建設事業への廃棄物利用技術の開発

図-8 改良柱体の状況

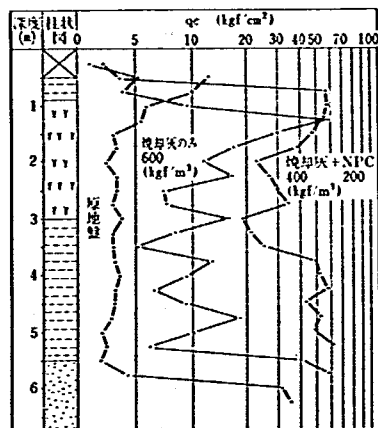


図-9 二重管コーン貫入試験結果

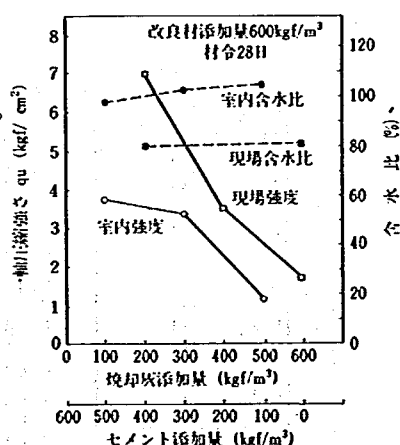


図-10 添加量と一軸圧縮強さ、含水比の関係

表一 6 試料の種類

結果によると、単味、混合物ともすべての試料で判定基準を満足している。

		混 合 率(%)		
		焼却灰	セメント	砂
室内実験	0		40	20
	1	20	40	
	2	40	20	
	3	60		20
現場施工	0		40	
	1	20	40	
	2	40	20	
	3	60		

表-7-1 溶出試驗結果

分析項目		777 (MO/L)	777 (MO/L)	777 (MO/L)	777 (MO/L)	777 (MO/L)	777 (MO/L)	777 (MO/L)	777 (MO/L)	777 (MO/L)	777 (MO/L)
単 味	ASH	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	0.14
	SAND	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	<0.01
	CEMENT	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	1.00	<0.1	<0.0005	1.90
	SOIL	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	<0.01
室内 実験	0	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	0.12
	1	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	0.32
	2	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	0.16
	3	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	0.02
現 場 施 工	0-土	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	0.01
	0-下	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	0.01
	1-土	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	<0.01
	1-下	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	<0.01
	2-土	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	<0.01
	2-下	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	<0.01
	3-土	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	<0.01
	3-下	<0.1	<0.005	<0.02	<0.0005	<0.0005	<0.05	<0.02	<0.1	<0.0005	<0.01
判定基準*		<1	<0.3	<1.5	<0.005	<0.005	<3	<1.5	<1	<0.03	
分析 方法		JISK 0102 38.12, 38.2	同 左 55.2	同 左 61.1	報告第59 号付表4	同 左 付表3	JISK 0102 54.2	同 左 65.21	報告第59 号付表1	同 左 付表5	JISK 0102

※※昭和46年環境庁告示

表-7-2 含有量試驗結果

試料	分析項目	777 (PPM)	カドミウム (PPM)	ヒ素 (PPM)	7+鉛+銅 (PPM)	T-Hg (PPM)	ナトリウム (PPM)	704(0+) (PPM)	DRG-P (PPM)	PCB (PPM)	T-704 (PPM)
単 味	ASH	<1	<0.05	11.0	<0.01	<0.01	4.1	1.0	<1	<0.01	31
	SAND	<1	0.07	0.5	<0.01	<0.01	<0.2	<1	<1	<0.01	107
	CEMENT	<1	0.19	15.0	<0.01	<0.01	0.7	10.0	<1	<0.01	21
	SOIL	<1	0.22	7.4	<0.01	0.12	20.2	<1	<1	0.03	200
室内 実験	0	<1	0.19	9.5	<0.01	0.01	5.5	<1	<1	0.02	83
	1	<1	0.14	10.6	<0.01	0.02	7.9	<1	<1	0.01	123
	2	<1	0.11	9.0	<0.01	0.01	12.2	<1	<1	0.01	117
	3	<1	0.07	8.9	<0.01	0.02	2.7	<1	<1	0.01	104
現 場 施 工	0-上	<1	0.07	9.4	<0.01	<0.01	17.3	<1	<1	0.01	50
	0-下	<1	0.07	9.8	<0.01	<0.01	17.3	<1	<1	0.01	09
	1-上	<1	0.08	12.6	<0.01	0.02	3.8	<1	<1	0.59	58
	1-下	<1	0.08	11.1	<0.01	0.03	3.3	<1	<1	0.01	55
	2-上	<1	0.09	10.5	<0.01	0.03	4.8	<1	<1	0.02	120
	2-下	<1	0.07	11.3	<0.01	0.03	5.0	<1	<1	0.04	31
	3-上	<1	0.08	10.1	<0.01	<0.01	3.9	<1	<1	0.03	248
	3-下	<1	0.07	10.8	<0.01	0.03	3.0	<1	<1	0.01	44
分 析 方 法	前処理後 JISK 0102	底質調査法	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	前処理後 JISK 0102	底質調査法	同 左

※昭和46年環境庁告示第59号付表1

3.3 汚泥焼却灰の地盤・盛土への適用性に関する研究

本年度は、下水汚泥焼却灰の地盤・盛土への適用性を調べるために、A市において、現場施工実験を行った。

3.3.1 調査方法

昨年度の調査において、汚泥焼却灰は、粒度組成にばらつきがあるものの、比重も大きくコンシテンシーは砂質土の特性を有し強度的にも十分に期待できることがわかっている。本年度は、現場における施工性、強度及び安全性を調査するため、盛土の試験施工と追跡調査、埋戻土の試験施工と追跡調査及び材料試験（物理試験、力学試験）を行った。

盛土試験は図-11に示す様な盛土を造成し、盛土の強度特性の経時的変化を調査した。盛土内の浸透水については本年度内では水量が確保できなかったため、来年度において調査する。

埋戻し土試験は、下水管布設時の埋戻しにおいて、0.9 m幅で、延長20 mの埋戻しを行った。比較のため砂、火山灰を用いた埋戻しを焼却灰と同じ条件で行った。

なお、本実験で用いた汚泥焼却灰は、石灰系焼却灰（塩化第二鉄約5%、消石灰約30%）で、焼却炉は階段式ストーカ炉である。

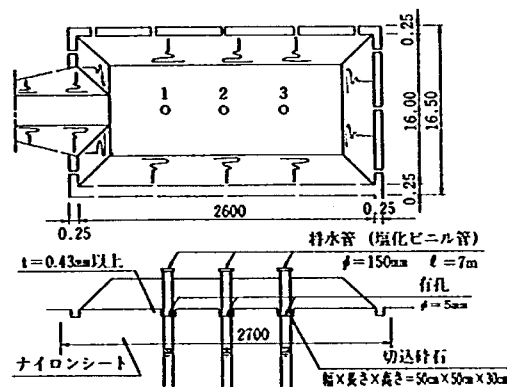


図-11 盛土試験状況

3.3.2 結果と考察

表-8 物理的性質

a) 材料試験

焼却灰の物理的性質を、表-8に示す。土粒子の比重は $G_s = 2.91$ ～3.07で重く、粒度の良い砂質土に分類される。

試料	含水比	比重	粘 度 分 布					三角座標による分類	液性限界LL (%)	塑性限界PL (%)	塑性指数IP (%)	収縮率 (%)	過剰含水率 (%)	日本標準分類	液性指数Lig (%)
No.	Wo (%)	Gs	厘分	砂分	シルト分	粘土分	P74	Uc							
既	60.10	3.059	38.0	57.0	5.0	—	50	11.6	砂	NP	—	不能	19.4	SW	—
1	55.50	2.910	43.8	47.7	5.3	3.2	8.5	19.7	砂	NP	—	不能	35.08	SW	3.27
2	55.30	2.981	39.9	48.8	8.0	3.3	11.3	19.1	砂	NP	—	不能	35.18	SW	4.11

既：別調査時の結果、1、2：本調査の結果

力学試験としては、締固め試験、CBR試験及び透水試験を行った。焼却灰は一般の砂質土が $W_{opt} 10 \sim 20\%$ 、 $r_{dmax} 1.8 \sim 2.0 g/cm^3$ であるのに比較すると、 $W_{opt} 31.5 \sim 52.0\%$ 、 $r_{dmax} 1.05 \sim 1.16 g/cm^3$ と小さな値となっている。

設計CBRは52.9、62.9で粗粒材と同程度である。また、修正CBRは、58.0、64.0と下層路盤の基準を満たしている。

透水係数は、締固め度が82～101%の範囲で $3.5 \times 10^{-3} \sim 1.0 \times 10^{-4} cm/sec$ であり、透水性は低い。

b) 盛土試験

(i) 転圧試験：本試験は、盛土試験に先行して、焼却灰の施工方法、管理方法を調べるもので、自然含水状態（搬入時の含水比）と含水比を5%程度高くなるよう加水した焼却灰について、層厚30 cm、2層の転圧（タイヤローラー TS-150（最大重量15.5 t））を行った。

2層目の現場密度を図-12に示す。転圧回数4～6回で $r_d = 0.95 g/cm^3$ 以上の締固めとなる。また、加水しない自然状態の方がやや密度は出ているが大きな差は生じていない。

コーン指数でも同様に転圧回数6回で収束し、 $q_c = 20 \sim 25$ kgf/cm²になる。

以上の結果から、焼却灰を用いた盛土の締固めは、次の方法で施工できると考えられる。

締固め機械：タイヤローラー、転圧回数：6回以上まき出し厚：30cm程度

(d) 盛土試験：上記条件で盛土を行い、現場密度、現場CBR（図-13）及び土研式貫入試験の測定を行った。

6回転圧による各層の平均密度 γ_d は0.98 g/cm³、締固め度は、93.1%であり十分な密度が得られた。

現場CBR値は、時間の経過とともに2週間目までは増加するが、4週間目では増加がみられない。

10cm貫入に必要な打撃回数 N は50以上であり、経時的に増加する傾向がみられる。（図-14）とくに、打撃曲線の傾きから、0～40cmの表層部と160～200cmの下層での強度増加が著しい。

c) 埋戻し土試験

本試験では、狭い空間での施工であるので埋戻し方法は、

30cm毎にタンバーで2回転圧を行うこととした。施工後、現場密度、土研式貫入試験、現場CBR、平板载荷試験、沈下量及び路面たわみ量の測定を行った。

狭い空間でのタンバーによる締固めであったので、砂、火山灰、焼却灰の3工区とも締固めが不十分であった。土研式貫入試験、沈下量及びたわみ量については、3工区ともほぼ同程度の値となっ

ている。平板载荷試験でみると、3工区とも時間の経過とともに強度が増しており、特に焼却灰は著しく他の工区を大きく上回る強度となっている。

3.3.3 まとめ

転圧試験結果に基づいて、転圧回数6回（タイヤローラー）で締固めた焼却灰盛土は、完成直後でも盛土体として十分な強度が得られた。これに経時的な強度の増加が期待できるので、今回の実験に用いた粗粒の焼却灰（石灰系）は、施工性、強度面からみて、盛土に十分適用できると考えられる。

また、盛土内に浸透した水の性質及び埋戻し試験区間については、調査を継続する予定である。

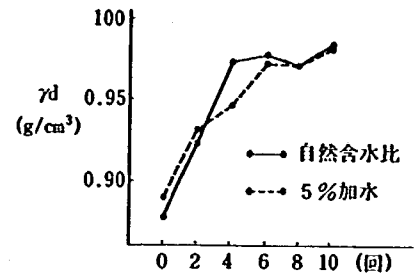


図-12 転圧回数と乾燥密度

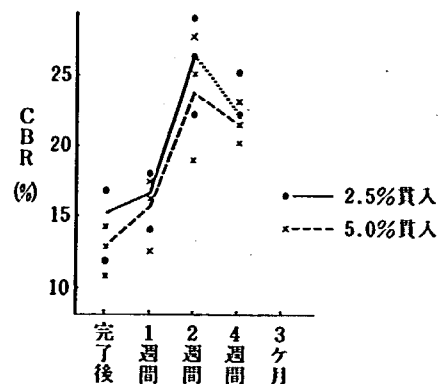


図-13 CBRの経時変化

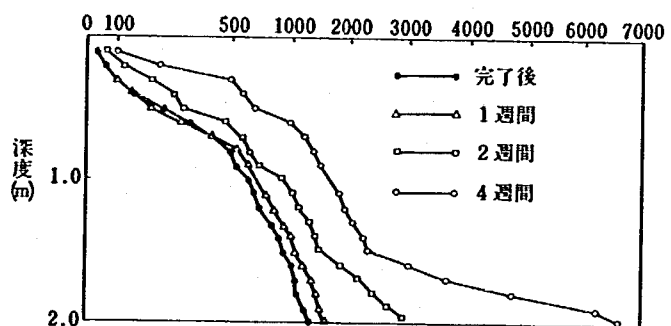


図-14 土研式貫入試験の深度・経時変化

3.4 高有機質土の改良材原料としての石灰系統却灰の有効性に関する室内実験

有機物を含むヘドロに対して、土質改良用添加材中のCaOとSiO₂の含有量と改良効果の相関が高く、CaOを60%程度SO₂を12~13%程度含む土質改良用添加材の改良効果が優れているといわれている。このため種々の材料を用いて上記の化学組成をもつ添加材を調合し、効果を測定した。そのひとつとして、生石灰、石灰系統却灰、排脱石膏をそれぞれ32~48%、29~37%、39~15%含む三種の添加材を調合して実験を行った。その結果、石灰系統却灰に生石灰と石膏を加えて人工的に化学組成を調整した添加材は、ある程度のフミン酸が含まれていてもかなりの改良効果を発揮することの結論が得られた(図-15)。

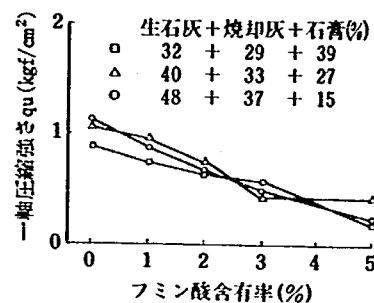


図-15 フミン酸含有軟弱土への焼却灰を含む改良材の効果

3.5 下水汚泥の熔融スラグ化に関する調査

3.5.1 研究目的

下水汚泥の処理方式、下水の排除方式、処理区域の工場立地などについて、大きな特徴を有する下水処理場で発生する種々の汚泥を用いて同一条件で熔融スラグを製造し、汚泥の組成が熔融スラグの物理的性状に与える影響を調べるものである。

3.5.2 研究内容

1) 実験Ⅰ：熔融スラグ化の最適条件調査

熔融スラグ化に関与する主な因子として、冷却速度と塩基度(CaO/SiO₂)を取り上げた。

- 冷却速度……1℃/min, 2℃/min, 3℃/min, 5℃/min, 10℃/minの5ケース
- 塩基度……原汚泥, 0.2 から 1.4 まで 0.2 きざみの 8 ケース

スラグの強度の評価は、X線回折による結晶率(結晶の程度)により、熔融の容易さは、汚泥を熔融した液の粘性を示す指標(溶流度)で行った。

2) 実験Ⅱ：汚泥組成の影響調査

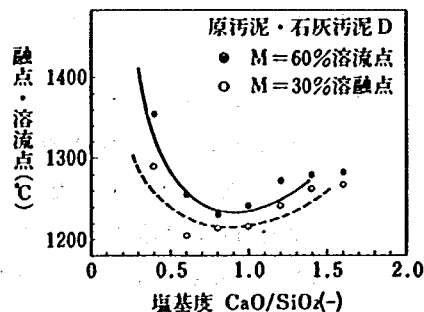
実験Ⅰで求めた熔融条件により 11 種類の試料を熔融スラグ化し、骨材試験を行った。試料全体を均一に設定条件で徐冷することが出来なかったため、徐冷・スラグ破碎ののち熱処理(950℃, 4時間)を行った。

3.5.3 研究成果

1) 熔融化スラグの最適条件

最も熔融点の低い塩基度の範囲は、0.8~1.0である。Siが多い場合、熔融点は高く流動性も悪い。Caが増加すると熔融点の下がり流動性も良好となるが、塩基度が1.0を越えると熔融点はしだいに上った。

冷却速度が遅い程、結晶化は進行しているが、工業的に行う場合の可能性及び1℃/min, 2℃/minの場合と比較して大差ないことから、3℃/minで実験Ⅱを行った。塩基度の結晶化への影響は明確に出来なかった。



2) 汚泥組成の熔融スラグ物理的性状に与える影響

- ① 汚泥組成と熔融特性： Al_2O_3 が多く含まれているため、熔融点が高くなっているものがあった。
 ② 汚泥組成と骨材試験結果：粒度組成が粒度調整砕石 M-25 に近かったので路盤材としての試験を行った。ただし、試料不足から 0.4 mm 以下の細粒分が少ない状態で試験した。

○ 11 種の熔融スラグすべてが、JIS A5001（道路用砕石）の規格（表乾比重 2.45 t/m³ 以上、吸水量 30 % 以下、すりへり減量 35 % 以下）に適合している。

○ アスファルト舗装要綱の上層路盤目標値（修正 CBR 80 % 以上、すりへり減量 50 % 以下、安定性 20 % 以下）に対して、5 種の熔融スラグが修正 CBR の項目で不適合である。しかし、今回用いたスラグより、結晶率が劣ると考えられる空冷スラグ（粒度調整済）を用いて行った修正 CBR 試験で、修正 CBR が 100 % を超えていることから、粒度調整の実施により、締固め特性、修正 CBR 等は改善されると予測される。

表-9 熔融スラグの骨材試験結果

項目	試料 No.	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
			Al 添加	海水混入								
		特定・公共	流域・分流域	公共・分流域	公共・合流域	公共・合流域	流域・分流域	流域・分流域	公共・合流域	公共・分流域	流域・分流域	公共・合流域
		Ca+Fe	ポリマー	ポリマー	Ca+Fe	ポリマー	Ca+Fe	ポリマー	Ca+Fe		Ca+Fe	
		プレス	遠心	遠心	真空	真空	プレス	ベルトプレス	真空	ベルトプレス	真空	
表乾比重		2.67	2.84	2.84	2.83	2.76	2.89	2.80	2.89	2.86	2.81	2.67
吸水率 (%)		0.20	0.33	1.00	0.63	0.77	0.45	0.24	0.57	0.29	0.88	0.30
すりへり減量 (%)		25.3	31.7	22.6	16.8	31.0	18.6	28.8	20.3	29.9	11.4	22.7
安定性 (%)		1.2	0.4	0.6	0.2	0.4	0.6	0.4	0.2	0.4	2.6	0.8
修正 CBR (%)		41	74	108	92	49	87	74	95	82	88	48

3.6 路盤舗装への再利用技術の開発

3.6.1 研究目的

石灰系焼却灰、クリンカーアッシュ及び下水汚泥熔融スラグの路盤舗装への適用性を調査するため、室内試験とモデル路盤による施工性の検討を行った。

3.6.2 研究内容

1) 室内試験

下水汚泥熔融スラグの性状を調査するため、表-10 のような試験を行った。

供試材料は、空冷スラグとして大阪の粒調材を、水冷スラグとして川崎のスラグを用い、素材単独と一般骨材と配合した場合について行った。

試験項目は、有害物の溶出試験（素材と破砕し

表-10 室内試験項目一覧表

試験項目		種類	空冷スラグ		水冷スラグ	
			素 材	配合材	素 材	配合材
有害物の溶出試験			原状品及び破砕品			
一般試験	見 掛	○			○	
	比 重	○			○	
	表 乾	○			○	
	か さ	○			○	
	吸 量	○			○	
	含 水 比	○			○	
	粒 度 分 布	○			○	
	細 粒 化 試 験	○			○	
	PI	○			○	
	ロサンゼルスすりへり量	○			○	
	単位容積重量	○			○	
	軟石量試験	○			○	
	モース硬度	○			○	
はくり試験	○			○		
有害物含有量試験	○			○		
安定性試験	○			○		
適用試験	修正 CBR 粒状路盤材	○	—		○	
	一軸圧縮セメント安定処理	○	—		○	
	マーシャル試験 歴年安定処理	○	—		—	
	マーシャル試験 アスファルト混合物	—	○		—	

たもの)、一般試験、路盤材や表・基層用混合物としての適用試験の3項目とした。

2) 試験施工

昨年度の室内試験から選択された石灰系焼却灰とクリンカーアッシュは、図-16のような断面で、素材の形態で横浜市の下水处理場内の工事用仮設道路の一部で施工した。路床上には、ワーキングテーブルとしてクラッシュランを20cm設けた。

下水汚泥溶解スラグは、室内試験と同様に粒度調整して大阪府の下水处理場内の管理用道路の一部で施工した。本年度の試験施工の目的はモデル路盤による施工性の検討を行うことであるが、施工場所が管理用道路であるため図-17のような断面とした。

施工に先立ち、使用材料の室内試験を確認のため行い、施工実施時には敷均し、転圧の状況、締固め等から施工性の検討を行った。なお、両工区とも路面性状調査を行うこととした。

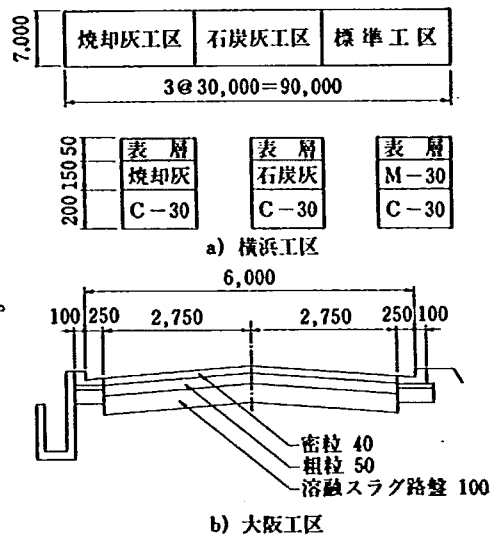


図-17 断面構成

3.6.3 研究成果

1) 室内試験

有害物の溶出試験については、空冷スラグ及び水冷スラグいずれも不検出または検出されても極微量であり、総理府令に定める基準を十分満足していた。

一般試験については、空冷スラグは粒状路盤材としての性状を満足していた。しかし、すりへり減量が33.9%と大きいので、表・基層用骨材としての適用は困難と思われる。水冷スラグは粒度は細かいものの、粒状路盤材としての性状を満足していた。なお、吸水量が9.6%と大きいので、表・基層用細骨材としての適用は困難と思われる。

適用試験の結果を表-11、表-12に示す。

空冷スラグは、M-30の粒度に調整した素材の形態での修正CBRは114%あり、セメント安定処理した時の、アスファルト舗装要綱に示された基準値(上層路盤: 30kg/cd, 下層路盤: 10kg/cd)を満足するためのセメント量は

表-11 空冷スラグ適用試験結果

は4.8%, 2.1%で、いずれも路盤材料としての性能を有している。また、歴青安定処理では共通範囲が4.55~4.7とせまく、安定度も基準値の350kgをわずかに上まわる程度であるのが適合している。なお、密粒アスコンへの適用は一般試験のすりへり減量が30%以上あるため不適合である。

項目	適用形態	適用箇所	材料性能	備考
安定度	密粒度アスコン	表層	不適合	骨材のすりへり減量 不適合 安定度 不適合
	歴青安定処理	上層路盤	適合	共通範囲 狭い 安定度 小
一層締結強度	セメント安定処理	上層路盤	適合	セメント量 4.8% 30kg/cd
		下層路盤	適合	セメント量 2.1% 10kg/cd
修正CBR	粒状路盤	上層路盤	適合	114%
		下層路盤	適合	

水冷スラグは、粒状材としての路盤への適用については、修正CBR値が素材単独で46％、配合材で110％あり、前者の形態では下層路盤材に、後者では上層路盤への適用も考えられる。また、セメント安定処理した場合は、表一12に示すように素材単独では粒度の点から上層路盤への適用は不可能と思われる他は、それぞれ適合している。し

表一12 水冷スラグ適用試験結果

項目	適用形態	適用箇所	材料性能	備 考
ア安定 シヤル度	密粒度アスコン03	表 層	不適合	配合材の形態で空ゲキ率、飽和度不適合
	歴青安定処理	上 層 路 盤	不適合	同 上
一 粒 圧 縮 強 度	素材単独	上 層 路 盤	不適合	粒度 不適合
	セメント安定処理	下 層 路 盤	適 合	セメント量 4.6% 10 kg/cd
	配合材	上 層 路 盤	適 合	セメント量 3.2% 30 kg/cd
	セメント安定処理	下 層 路 盤	適 合	セメント量 1.3% 10 kg/cd
修 正 C B R	素材単独 粒 状 路 盤	下 層 路 盤	適 合	46%
	配合材 12度調整路盤	上 層 路 盤	適 合	110%

かし、材料によっては多量にセメントを使用する場合が出てくるため、適用にあたっては経済性と併せて収縮クラック等の問題を考慮する必要がある。なお、アスファルト混合物への適用については、空ゲキ率が大きく共通範囲が求まらないため不適合である。

2) 試験施工

石灰系焼却灰は、材料の運搬・搬入に際して、粒径が非常に細かいためスモーキング、飛散が予想され、また、最適含水比が40％程度のため含水調整に特に注意する必要がある。締固に関しては、通常の材料と比べて密度が得にくいようであるが、出来形、仕上りは特に問題はないと思われる。

クリンカーアッシュは、締固めに関しては石灰系焼却灰と同様に密度が得にくいようだが、その他は特に問題はないと思われる。

下水汚泥溶解スラグは、今回持った材料はガラス質であるため、タイヤローラ、マカダムローラによる転圧時にキュービクルに割れたり、路盤におさまりがやや悪い感じを受けたが、その他は特に問題ないと思われる。

横浜、大阪工区とも、図一17のような断面で供用しており、今後、その追跡調査により耐久性等の確認をしていく必要がある。

3.7 土木構造物への利用可能性に関する調査

3.7.1 方法

汚泥スラグ骨材をコンクリートに用いるために

① スラグ細粒骨材の品質評価

② スラグ粗骨材の製造法による品質改良効果の評価

の2点について実験を行った。骨材は粗骨材としてスラグを空冷処理したA、再燃処理(約1,100℃で40分間保温)したBおよび普通砕石を用い、細骨材として汚泥スラグ水砕砂と川砂を用い表一13の組合せの配合とした。

表一13 骨材の組合せ

No	粗 骨 材	細 骨 材
1	スラグ砕石A(空冷処理)	川 砂
2	スラグ砕石A(再燃処理)	"
3	普 通 砕 石	スラグ砕砂
4	"	川 砂

3.7.2 結果

骨材の物理試験結果を表-15に示す。スラグ粗骨材はいずれも比重は大きい安定性損失量とすりへり量の値が大きい。実積率は砂石とほぼ同じ値となっている。配合設計はスランプ 8 cm, 空気量 5 %, C/W = 1.5, 2.0, 2.5 で行った。C/W=2.0 でのブリージング率を表-14に示す。再熱処理した粗骨材は結晶質となるがブリージングを増大させ、スラグ砕砂を用いた場合は逆に減少させている。圧縮強度と曲げ強度の試験結果を図-17に示す。配合2の圧縮強度はいずれのC/Wでも配合4のものより大きく、再熱処理の効果が大きい、空冷処理のものでは強度発現があまり期待できない。しかし、C/Wと強度の関係は一般の低強度骨材のC/Wが大きくなると強度が頭打ちになる傾向とは異なり、また曲げ強度の比較でもC/Wの小さいところで差が大きいことを考え合わせると強度発現にブリージングを骨材の吸水量が大きく影響しているものと考えられる。図-18の乾燥収縮量測定の結果、スラグを粗骨材に用いた場合にはいずれも収縮量が少ない傾向にあり、逆に水砕砂を用いた場合には収縮量が著しく増大している。図-19に凍結融解繰返し試験の結果を示す。スラグ水砕砂を用いた場合耐久性が良好で、再熱処理を施した粗骨材を用いた場合は普通骨材を用いた場合より若干劣る結果となった。空冷処理のみのスラグ粗骨材を用いたものでは、かなりの耐久性の低下がみられる。この結果と乾燥収縮試験結果を比較すると、乾燥収縮量が大きいものほど、耐久性が良いという結果となった。これらの試験結果より汚泥スラグをコンクリート骨材として用いる場合、水砕砂や空冷処理粗骨材として用いると強度面や耐久性、体積変化等に問題を生じるが再熱処理を施せば粗骨材として普通砕石と比較しても遜色のないコンクリートが得られることが判明した。

表-14 ブリージング率

配合 No	1	2	3	4
ブリージング率 (%)	1.51	3.08	0.88	2.23

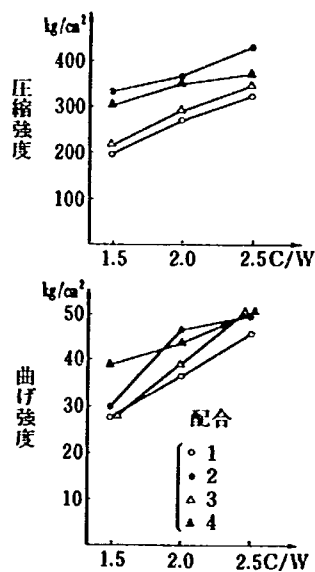


図-17 圧縮試験及び曲げ試験結果

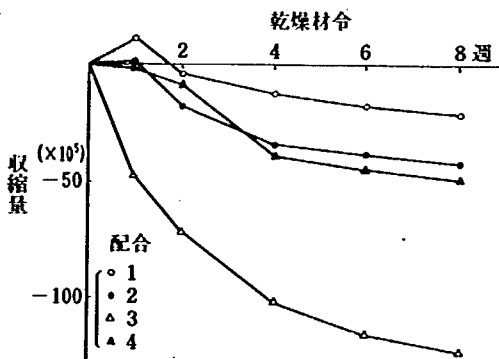


図-18 乾燥収縮試験結果

表-14 骨材の試験結果

	表 乾 比 重	吸水率 (%)	安定性 (%)	すりへり減量 (%)	安定性損失 (%)	単位容積重量 (kg/L)	実積率 (%)	破砕値 (%)	塩分含有量 (%)
スラグ砕石A	2.86	0.19	8.5	33.7	0.15	1.72	60.3	27.7	-
スラグ砕石B	2.88	0.79	3.9	21.3	0.16	1.69	59.1	18.1	-
スラグ砕砂	2.27	15.05	32.7	-	2.65	1.07	54.2	-	0.059
普通砕石	2.68	0.6	0.8	10.1	-	1.60	60.0	99.4	-
川 砂	2.60	2.23	5.9	-	1.85	1.59	62.5	-	0.003

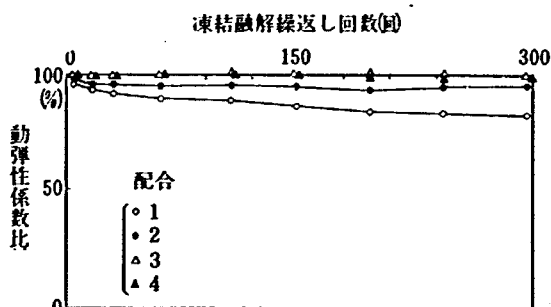


図-19 凍結融解試験結果

2.1 水質予測計算プログラムの改良

水質研究室 室 長 村上 健
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、少な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、少な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。

2. 研究経過

本研究は昭和 57～58 年度の 2 ケ年で行うものであり、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が、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ヶ浦であることを考慮し、過去に霞ヶ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。

3. 研究方法

改良の基礎としたモデルの概念は図-1 に示すようなものである。このモデルは、炭素、りん、窒素についてそれぞれ、無機態、溶存性有機態、粒子性有機態の各形態間の物質収支を表現することによって、水質変化をシミュレーションしようとするものである。植物プランクトンは、動物性プランクトンやこれらに起因するデトリタスと共に粒子性有機態の物質として一括して取扱われている。このモデルをベースにし、次のような改良を行うべく、計算プログラムを修正した。

- 1) 霞ヶ浦について、湖水の流動計算結果を利用し、数ブロック程度に区分して概略の平面分布が

計算できるようにする。この場合、流水の計算結果は、旬程度のタイムスケールで積分した各ブロック間の正負それぞれのグロスの移動水量、およびその差としてのネットの移動水量として用い、前者により各ブロック間の混合を、後者により移流をあらわすものとする。

2) 霞ヶ浦のように浅い湖では底泥の影響が非常に大きいので、長期的な水質予測を行うためには、底泥の質も予測変数とし、湖水と底泥の質もあわせて予測できるようなモデルとする。

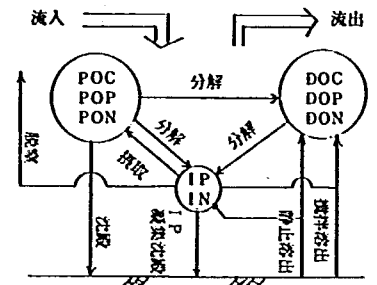


図-1 計算モデルの概念図

4. 研究成果

4.1 ボックス分割モデル

平面分布の概略計算は、上述のモデルと、式(1)のような1次元拡散方程式の差分形とを組み合わせで行うこととした。

$$\frac{\partial(AC)}{\partial t} + \frac{\partial(AvC)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} AD \left(\frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (1)$$

ここで、Cは水質、Aは断面積、vは流速、Dは拡散係数、xとtは距離と時間の座標である。

式(1)の差分表示として次のような陽形式のものをを用いた。

$$\begin{aligned} \frac{V_{i-1,k+1} + V_{i,k+1}}{2} C_{i,k+1} = & \frac{V_{i-1,k} + V_{i,k}}{2} C_{i,k} + (QN_{i-1,k+\frac{1}{2}} \cdot C_{i-1,k} - QN_{i,k+\frac{1}{2}} \cdot C_{i,k}) \Delta t \\ & + \alpha \left\{ QG_{i-1,k+\frac{1}{2}} \cdot \frac{(A_{i-1,k+\frac{1}{2}})^2}{(V_{i-1,k+\frac{1}{2}})/2} \cdot \frac{C_{i-1,k} - C_{i,k}}{(dx_{i-1,k} + dx_{i,k})/2} \right. \\ & \left. - QG_{i,k+\frac{1}{2}} \cdot \frac{(A_{i,k+\frac{1}{2}})^2}{(V_{i,k+\frac{1}{2}} + V_{i+1,k+\frac{1}{2}})/2} \cdot \frac{C_{i,k} - C_{i+1,k}}{(dx_{i,k} + dx_{i+1,k})/2} \right\} \Delta t \end{aligned}$$

ただし、上式において、 $t = k \cdot \Delta t$ 、 $x = i \cdot \Delta x$ であり、水理量を与える位置と水質を与える位置との関係は図-2のようにしている。また、QNはネットの移動水量、QGはグロスの移動水量であり、次のように仮定している。

$$V_{i,k} = A_{i,k} \cdot \Delta x, \quad QN_{i,k} = A_{i,k} \cdot v_{i,k}, \quad A_i = (\Delta x_{i,k} + \Delta x_{i+1,k})/2$$

$$D_{i,k} = \alpha \cdot QG_{i,k} \cdot \frac{A_{i,k}}{(V_{i,k} + V_{i+1,k})/2}$$

上式中の α は、拡散係数をグロスの移動水量の関係としてあらわすための比例定数で、柏井の交換係数 α を用いて次のように表現される。

$$\alpha = a(V/A^2) \Delta x \quad (2)$$

このモデルの適用性を検討するため、霞ヶ浦を高浜入、土浦入、湖心水域、北浦、外浪逆浦の5つの水域にわけ、昭和53年の1年間の水質変化を再現する計算を行った。主要な計算条件は以下の通りである。

計算時間ステップ (dt) : 1 時間、グロスおよびネットの移動小量 : 湖水流動計算結果からの日単位の値、 α : 式(2)の a を数%のオーダーとし、 α を 10^2 とした。

その他の計算条件、諸係数の値は、昭和 54 年度「霞ヶ浦汚濁制御調査報告書」で用いた値に概ね準じて定めた。

代表的な計算結果として、湖心水域での TP、TN、TOC、POC、の計算値と実測値との比較を図-3 に示す。細い変化の再現には多少問題が残っているものの、主要な変化は再現できているものと考えられる。

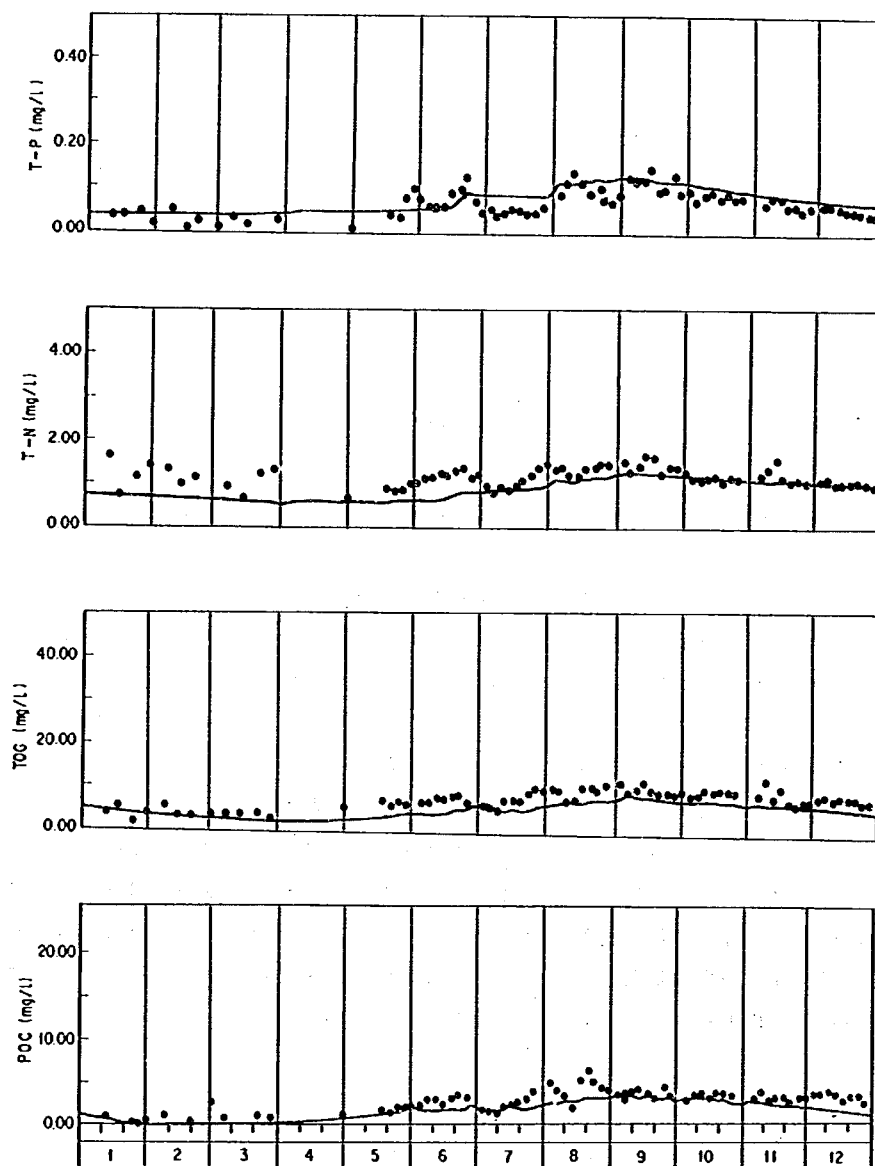


図 - 3 湖水質再現結果 (湖心)

4.2 底泥モデルの作成

モデル作成の基本的仮定として次の3つを考える。①底泥中においても炭素、りん、窒素が、それぞれ無機態、溶存性有機態、粒子性有機態として存在し、それぞれの形態間で動的平衡にあるとする。②ある深さに基準面（原則的には泥の表面から50 cmの深さ）をとり、その基準面より上を一定の厚さで分割した層における物質収支を考える。ただし、最上層の厚さは一定ではなく、圧密沈降による泥表面の低下と、水中の浮遊物による上昇との平衡で定まるものとする。③層間の物質移動は、圧密による固形物の沈降と、それに伴う間隙水の上昇、および層間の拡散によって起るものとする。

すなわち、基本方程式としては最上層と他の層とにわけて次のような形を仮定する。

$$\text{最上層} \quad \delta_z \frac{\partial c}{\partial t} + C \frac{\partial \delta_z}{\partial t} = F_1 + F_2$$

$$\text{他の層} \quad \delta_z \frac{\partial c}{\partial t} = F_1 + F_2$$

ただし、上式においてCは各物質の濃度、 δ_z は層の厚さで最上層以外では一定値、 F_1 はそれぞれの層内での物質の変化速度、 F_2 は他の層との物質のやりとりの速度、 t は時間である。最上層の δ_z は最上層についてのSS収支と含水率とから定める。

F_1 としては、粒子性物質から溶存性有機態、無機態物質への分解と、溶存性有機態および無機態物質の粒子性物質との物理的な脱、吸着を考慮した。また、 F_2 としては、圧密沈降による粒子性物質の沈降とそれに伴う間隙水の上昇と、各層間での拡散を考慮した。

このモデルを用いて西浦を対象にして底泥濃度の計算を行った。計算は1年とし、一定の条件の下で5ヶ年間の連続計算とした。底泥の鉛直方向濃度分布の初期値には、「霞ヶ浦底泥基礎調査（昭和56年3月）」より、西浦の4つの測線（土浦入の測線No2、高浜入の測線No4、湖心を通る測線No5、麻生沖を通る測線No6）の平均値を与えた。また、底泥の供給源としては、河川から供給される粒子性物質と湖内で発生するプランクトンの沈降分を考えた。

試算結果の一例を図-4に示す。5年間の期間で最上層の計算値は初期条件からやや移動し、流入河川からの粒子性物質と湖内で生産された沈降物の双方から求められる平均濃度レベルに近づいており、定性的には正しい方向の計算が行われているといえる。最上層以外の層の濃度は初期値から全く変化しておらず、5年程度の期間、あるいは、通常水質予測をする10～20年程度の期間では、最表層の底泥の質の変化のみ考慮すればよいことを示唆している。

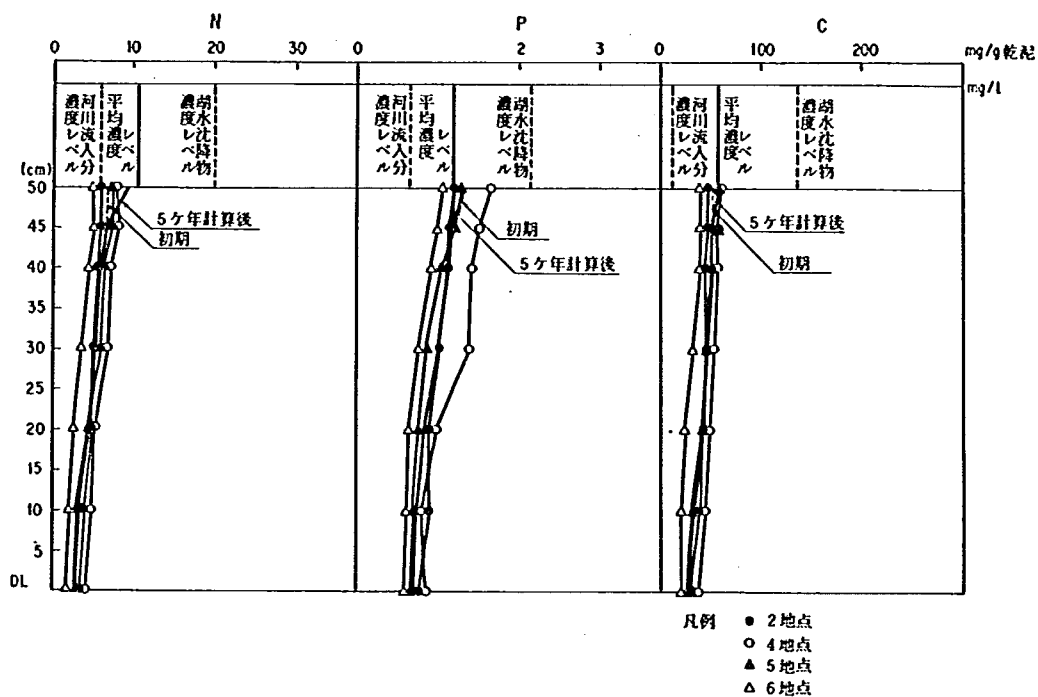


図-4 底泥濃度の推移（定常条件：5ヶ年計算）

2.2 低湿地導入による河川水浄化

水質研究室 室長 村上 健

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、もっと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、十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「低湿地導入管理マニュアル」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、広大な国土面積を有するアメリカで研究開発された手法で、河川水を自然低湿地および人工低湿地に導入し、自然の浄化能力を利用して河川水中の汚濁物質の除去を図ろうとするものである。主な特徴として次の4点が挙げられる。

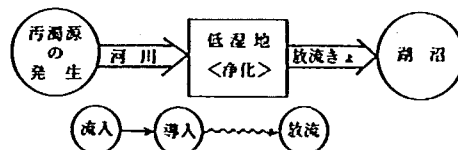


図-1 低湿地導入フロー

- (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) 下水管きよ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澱・吸着等の物理化学的作用や、低湿地の生態系にかか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) 粒子体栄養塩の沈澱、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、底質内、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. 試験低湿地による河川水浄化実験

3.1 実験概要

表-1に、実験内容の概略を示す。実験は、アシを植えた試験低湿地に河川水を連続流入させ、週1回の水質分析および不定期の底質分析と生物調査を行ない、汚濁物質

表-1 研究年次計画

56年度	実験施設の準備
57年度	試験低湿地の基礎実験
58年度	試験低湿地の滞留時間の影響の検討
59年度	試験低湿地の滞留時間および水深の影響の検討
60年度	"
61年度	試験低湿地の底質の影響および本テーマの総括

の除去メカニズムおよび除去効率を検討する。試験低湿地の概略図を図-2に示す。本施設は、茨城県石岡市川島地先の山王川河口部に設置してあり流量、水深等の実験条件は、任意に設定できる。

3.2 実験結果

表-2に、58年度までの実験結果を示す。これらの実験は、試験低湿地の滞留時間の影響を検討するために実施した。一般に、汚水処理施設の浄化機能の評価には汚濁物質の除去率を評価指標として用いるのが、最も適切である。汚濁物質の水系からの除去が一次反応(a)に近似できるとすれば除去率は、滞留時間と除去速度定数の関数(b)として表現でき、滞留時間の増加と共に除去率も向上する。

$$\frac{dL}{dt} = -KL \quad L = L_0 e^{-Kt} \dots\dots(a)$$

しかし、栄

養塩(T-N、T-P)の除去

$$\text{除去率} = \frac{L_0 - L}{L_0} \times 100 (\%)$$

率は、HRT8h

$$= (1 - e^{-Kt}) \times 100 (\%) \dots\dots(b)$$

以上になると

L_0 : 流入汚濁物質濃度

低下し、これ

L: 流出汚濁物質濃度

は、底泥から

K: 除去速度定数

の溶出等によ

t: 滞留時間

るものと推定された。CODは藻類等による合成のため、低湿地による除去を期待することはできない。

栄養塩(T-P)の除去メカニズムについてより詳細な検討を行なうために、全リン自動分析装置を用いて6日間にわたる連続分析を実施した。採水間隔は、5時間である。表-3は、植物生育期の除去率(表-2)の方が植物非生育期の今回の除去率よりも高いことを示しており、また図-4より、全リン濃度0.1~0.3(mg/l)の範囲では、除去率に対する初期濃度の影響が小さい事と、流出特性から試験低湿地の水理状況が、設定条件にほぼ適合している事が判断できる。上記結果から、水深0.1mの最適滞留時間は、8h前後である事が結論づけられた。

参考文献

- 1) 湖沼の総合的水管理技術の開発に関する研究報告書 建設省土木研究所(昭和59年3月)

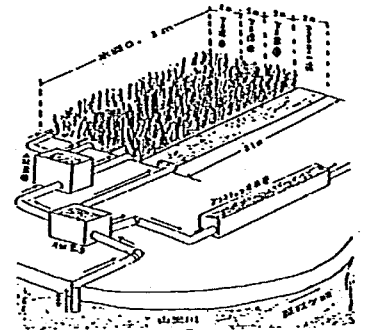


図-2 実験施設概略図

表-2 実験結果総括表

滞留時間 (hr)	水面積負荷 ($\text{m}^3/\text{m}^2 \text{日}$)	除去率 (%)	除去負荷量 ($\text{g}/\text{m}^2 \text{日}$)
57年度	2	TN 10.8	0.47
		TP 13.5	0.08
		COD -5.1	-1.14
	4	TN 16.0	0.35
		TP 19.2	0.06
		COD 3.9	0.24
58年度	8	TN 43.1	0.45
		TP 25.8	0.03
		COD 5.8	0.12
	16	TN 32.5	0.17
		TP 26.1	0.02
		COD 1.8	0.02
59年度	24	TN 36.8	0.13
		TP 18.9	0.01
		COD -3.9	-0.03

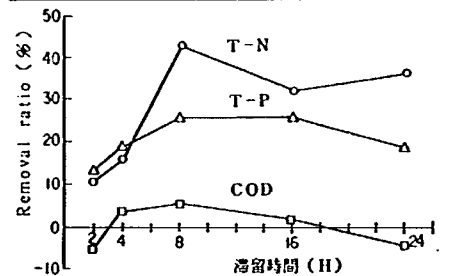


図-3 試験低湿地における滞留時間と除去率の関係

表-3 全リン分析結果

	原水	8H	16H	24H
濃度(mg/l)	0.187	0.174	0.160	0.164
除去率(%)	---	7.4	14.4	12.3

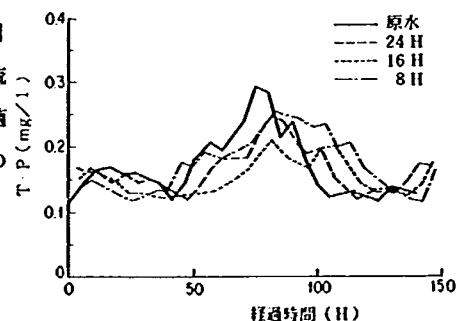


図-4 試験低湿地における全リン濃度の経時変化

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 岩崎 敏 男

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、さらに1983年日本海中部地震などにおいて被害を受けている。下水道管路施設は大部分が地中構造物であるため、被災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計画および設計にあたっては、適切な対策を講じ、耐震性向上を図る必要がある。これまでの調査より下水道管路の地震被害は地盤急変部やマンホール付近に多いことが明らかになった。そこで今年度はマンホール付近の管路を対象に、地震時挙動・耐震計算法について検討した。

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、所要の対象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

マンホール付近の下水道管路施設を中心に、以下の項目について調査を行った。

- 1) 既往地震におけるマンホール付近での被害特性
- 2) マンホール付近での実地盤における地震応答解析
- 3) マンホール付近でのモデル地盤における耐震性検討
- 4) 地盤急変部における耐震性検討

4. 調査結果

4. 1 既往地震におけるマンホール付近での被害特性

下水道管路のマンホール付近における一般的な被害形態は図-1に示すように、No.1; 人孔周辺埋戻部の沈下陥没・人孔蓋突出、No.2; 鉄蓋受枠ズレ、No.3; 調整用レンガ部ズレ・亀裂・損壊、No.4; 斜壁・直壁（本体および目的）のズレ・亀裂・損壊・漏水、No.5; 壁立上り部（現場打無筋

コンクリート(亀裂・損壊・漏水、No.6;管体(H-P)
および管継手部(A型・B型・C型)亀裂・損壊・漏
水、などが上げられる。以下に、1978年宮城県沖
地震および日本海中部地震での被害特性の整理結
果を示す。

1) 1978年宮城県沖地震

本地震では、仙台公共下水道の名取川左岸幹線・
七北田右岸幹線の被害が特に大きく、図-2はマ
ンホールからの離れと管路被害の関係を度数分布
で示したものである。ここでの被害はほとんどが

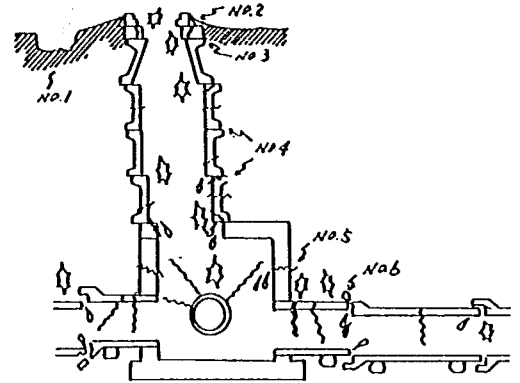


図-1 管渠・人孔の被害状況

目地部であるが、円周方向のヒビ割れ等も含んでおり、全体的にマンホールから離れるに従って被
害の減少していることがわかる。また、全被害の50%がマンホールより10mの範囲で発生している。

2) 日本海中部地震

下水道施設の被害は、表-1に示すように管渠・マンホールの被害が大半であるが、ポンプ場・処
理場の一部にも被害が生じ、これらの被害の大部分は地盤の液状化により生じたものと考えられる。

秋田市におけ
る管路被害の主
なものは図-3
に示す。被害は、
管路の目地破損、
管路の蛇行・沈
下、人孔接続部
の管路目地破損、
人孔内への突出、
人孔直壁のズレ・
破損、人孔室の亀裂、等であった。以上の被害の
うち管路の目地破損、人孔直壁のズレ・破損が多
いが、これらは地盤の変形が大きかったために生
じたもので、特に管路の目地破損や蛇行の激しい
箇所には噴砂がみられることから、これらは地盤
の液状化によるものである。

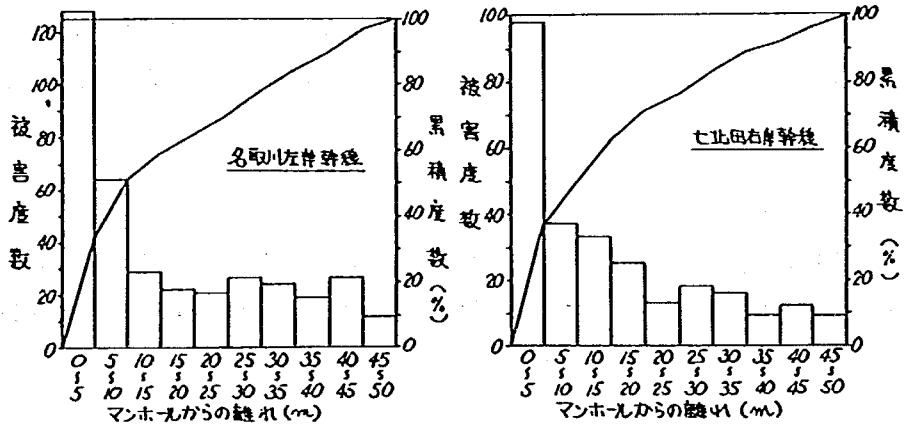


図-2 管路被害の度数分布

表-1 下水道施設被害

		単位:百万円					
下水道施設名	施設名	管渠		処理場		ポンプ場	
		箇所	金額	箇所	金額	箇所	金額
宮城県下水道	秋田県	—	—	1	3.3	—	—
	秋田市	36	284.3	1	5.6	2	61.7
	能代市	54	591.7	1	7.8	—	—
	その他	5	60.0	—	—	—	—
	小計	95	942.0	2	13.4	2	61.7
宮城県下水路		3	9.1	—	—	—	—
宮城県排水施設		13	61.4	—	—	—	—
合計		111	1,012.5	3	16.7	2	61.7

4.2 マンホール付近での実地盤における地震応答解析

マンホール付近の管路に生じているクラック・
目地破損は、地震時のマンホールのロッキング、
または周辺地盤の液状化等が主な原因と考えられ

る。そこでここではマンホールのロッキングによる管路被害に着目し、1978年宮城県沖地震で被害を受けた仙台市内の下水道管路を対象に地盤の異なる3種類のマンホールについて地震応答解析を行うことにより被害特性を検討した。

1) 解析方法

マンホールの慣性力は無視し、上部の側塊部は剛性一様な弾性床上の梁、下部は剛体として応答変位法により解析した。また、地盤はせん断1次振動のみを考慮した。マンホール部は一様成層地盤中にあるものとし、検討ケースは、管路がマンホール側壁から半無限に埋設されているものと考えて半無限長の弾性床上の梁とした場合と、継手部の剛性を0と考え管路を無視した場合について計算を行った。

2) 解析結果

以上の解析結果を表-2、図-4に示す。これらの図から次 図-3 被害項目と件数のことが言える。

継手部を剛結とした場合、曲げモーメントと軸力による管路の最大繰応力は、No.17のマンホールで $\pm 30\text{Kg/cm}^2$ 程になり(表-2)、マンホール接続部付近の管路にクラックが生じる可能生のある応力が発生する。この応力は、その95%以上がマンホールの回転により生じる曲げモーメントであり、軸力による応力は5%未満である。また、図-4からもわかるように、これら

表-2 解析結果一覧

諸 値	ケース	No.8マンホール		No.15マンホール		No.17マンホール	
		継手剛結	継手自由	継手剛結	継手自由	継手剛結	継手自由
地盤	1/4周期T	0.227 sec		0.324 sec		0.351 sec	
	耐震係数G	1.325		1.551		1.656	
	変位最大値	0.16 cm		0.39 cm		0.48 cm	
	回転角最大値(°)	0.50		1.43		1.88	
	地表面変位(10mm)						
最大値	1/4周期角	7868 $\times 10^3$	1670 $\times 10^3$	543 $\times 10^3$	500 $\times 10^3$	5936 $\times 10^3$	5015 $\times 10^3$
	管路変位最大値	0	0.027	0	0.018	0	0.072
	管路Nmax	27°	0	7.3	0	7.2	0
	・Mmax	81°	0	49.9	0	51.9	0
	・Smax	280°	0	15.6	0	15.4	0
地表面変位(10mm)	最大値						
	1/4周期角	1731 $\times 10^3$	2315 $\times 10^3$	778 $\times 10^3$	7150 $\times 10^3$	1116 $\times 10^3$	7485 $\times 10^3$
	管路変位最大値	0	0.0139	0	0.006	0	0.173
	管路Nmax	1.4	0	10.4	0	13.5	0
	・Mmax	40.6	0	71.4	0	97.6	0
	・Smax	14.0	0	22.3	0	29.0	0
	・Omax	0.17°	0	123	0	15.9	0
最大値	・Omax	11.50	0	20.12	0	27.50	0
	1/4周期	1167	0	21.35	0	29.09	0

(入力は宮城県沖地震時の横水9mでの記録を基礎として計算した)

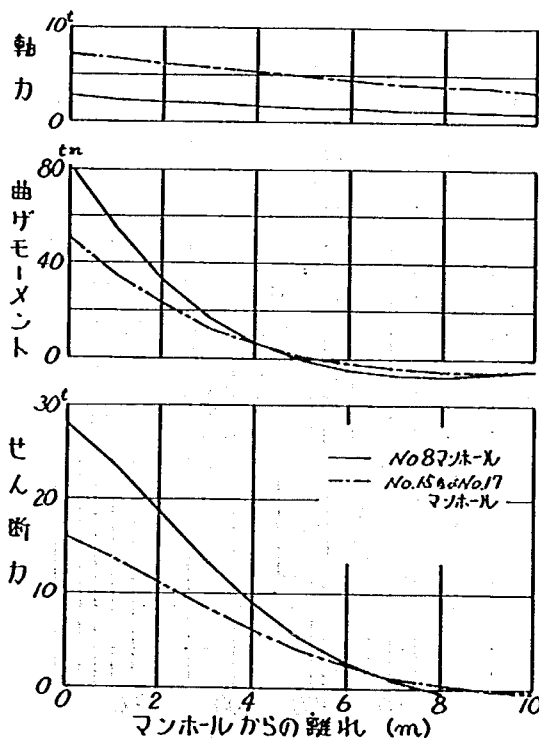
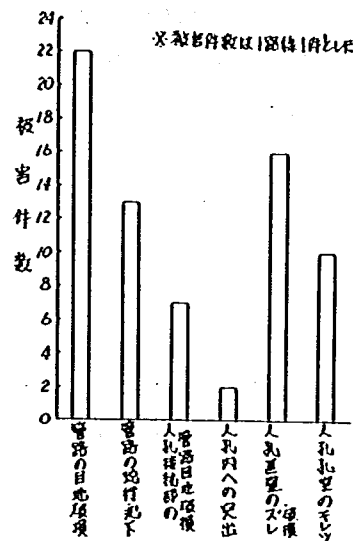


図-4 管路の応力状況

の応力はマンホールから離れるに従って減少し、6～8 m付近で0となっている。この傾向は、4.1で述べた1978年宮城県沖地震での下水道管路被害の度数分布とよく似ている。

継手部を自由にした場合でも剛結の場合と同様にマンホールが回転しやすくなり、剛結の6～10倍の回転角となる。一方、管路とマンホールの相対変位は非常に小さい。

4.3 マンホール付近でのモデル地盤における耐震性検討

前項までの調査から、マンホール付近で被害が多い要因の一つとして、管路がマンホールと剛結されていることから、マンホールのロッキング振動により接続部の管路に生じる大きな曲げモーメントが上げられる。従って、この対策の一つとして、管路が自由に回転できるように接続部で余裕をもたせることが考えられる。そこで、この回転余裕量(θ)が標準的な鉄筋コンクリート管の管種・地盤状態(V_s)・表層地盤厚(H)・土被り(h)などによってどのように変化するか、モデル地盤を用いてパラメータ解析を行った。

1) 解析方法

4.2 とほぼ同様であるが、地盤を均一地盤とし、解析は数種類の鉄筋コンクリート管の径に応じた大きさの標準マンホールについて行った。また、地盤の V_s 、 H 、 h などは実用的な範囲とした。

2) 解析結果

地表変位はすべて1 cmとし、この場合の回転角を基準回転角とした解析結果を図-5、6、7に示す。これらの図から次の事が言える。

図-5によれば、管種やマンホール種によって基準回転角が異なる。また、地盤が硬いほど基準回転角は小さく、これは V_s が大きくなるに従ってマンホールを拘束する力が大きくなるためで

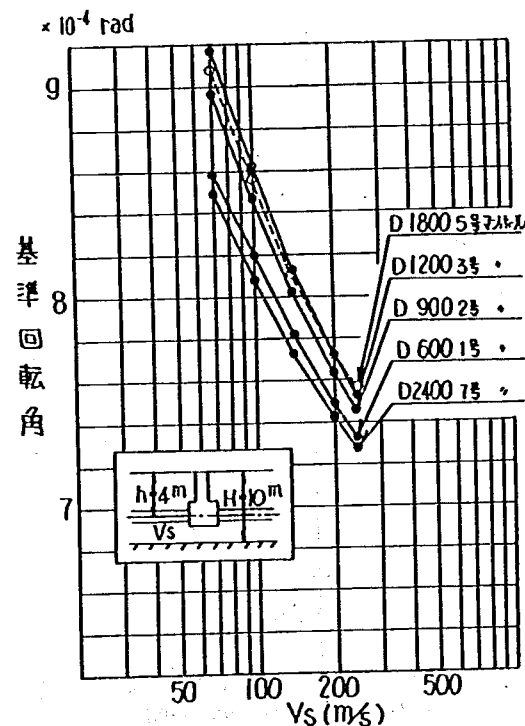


図-5 基準回転角と V_s の関係

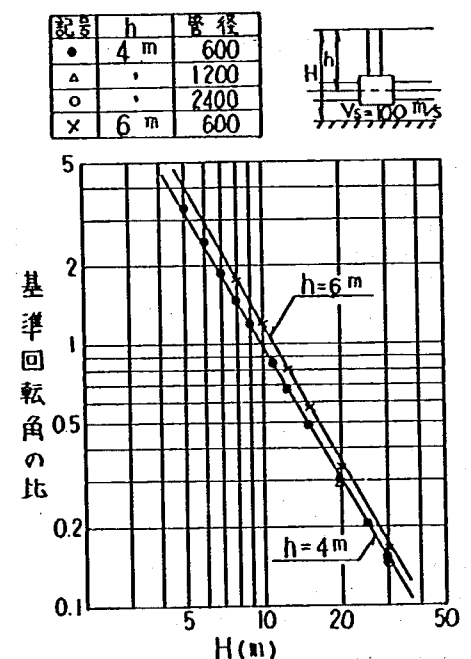


図-6 基準回転角と H の関係

あるが、この減少率は管種によらずほぼ一定である。

土被りが一定の場合、表層地盤厚 H が厚いほど基準回転角は小さくなる(図-6)。これは H が大きくなると、マンホール上端と下端との地盤変位の差が小さくなり、マンホールの回転させる力が小さくなるためである。また、この減少率は管種によらず一定であり、土被りの影響も小さい。

表層地盤厚が一定の場合、土被り h が深くなると基準回転角は大きくなる(図-4)。これは h が大きくなると土被り一定の場合とは逆に、マンホール上端と下端との地盤変位の差が大きくなるためである。この増加率は土被りが少ないところではバラツキはあるが、全体的に管種・表層地盤厚によらずほぼ一定である。

以上の結果から、マンホールの基準回転角は管種、地盤の $V_s \cdot H \cdot h$ などにより変化することが得られた。そこで、この変化率は各々、他のパラメータと

は独立した形で表すことができると考え、実際の地震時において任意のマンホールの回転角 θ を求める近似式を考案してみた。しかし、解析ケース数が充分でないため $\alpha V_s \cdot \alpha H \cdot \alpha h$ などの一般解を求めるまでいたっておらず、さらに吟味する必要がある。

$$\theta = \theta_0 \times \alpha V_s \times \alpha H \times \alpha h \times \alpha s$$

θ_0 : $V_s=100\text{m/s}$ 、 $H=10\text{m}$ 、 $h=4\text{m}$ のときの基準回転角

αV_s : $V_s=100\text{m/s}$ に対する補正係数

αH : $H=10\text{m}$

αh : $h=4\text{m}$

αs : 地震時の地表変位(cm)

4.4 地盤急変部における耐震性検討

前年度の調査で地盤急変部に被害が多く、また解析でも管路応力が地盤急変部で大きくなること が得られた。その中で、地盤急変の割合によって変化する管路応力(または歪など)の指標(地盤急変度)として地盤急変前後の地盤の固有周期 T_1 、 T_2 の差(T_1-T_2)を提案した。この指標から、全体的に固有周期差が大きくなると管路の換算ひずみが大きくなる傾向があり、両者に高い相関がみられた。しかし、同じ固有周期差でも換算ひずみはケースによってバラツキが見られ、特に地震波の種類によって大きく異なる特性を持っている。そこで、今年度は固有周期差の他に地震波の影響を取り入れ、精度の高い地盤急変度の指標を提案した。

検討方法は、前年度と同様に地盤急変部における管路の地震応答解析を用いて行った。

1) 地盤急変度の指標

地震波によって異なるのは応答スペクトルの形状であり、埋設管のような地盤変位に強制変形さ

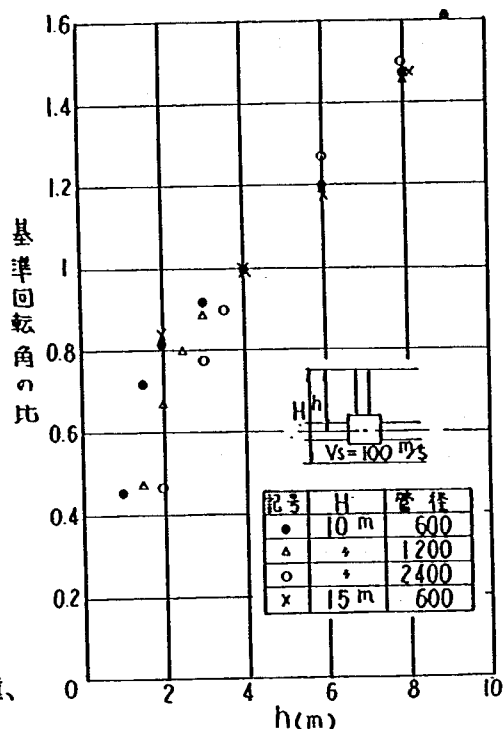


図-7 基準回転角と h の関係

せられる構造物では変位スペクトルが重要である。そこで、各々の固有周期 (T_1 、 T_2) に対応する変位 (D_1 、 D_2) の差 ($D_1 - D_2$) に着目し、この変位差と固有周期差の積 ($(D_1 - D_2) \times (T_1 - T_2)$) と埋設管ひずみの関係をみてみた(図-8)。前年度の ($T_1 - T_2$) の関係に比べ相関はかなり良くなっており、地盤急変度は、表層地盤の固有周期差と

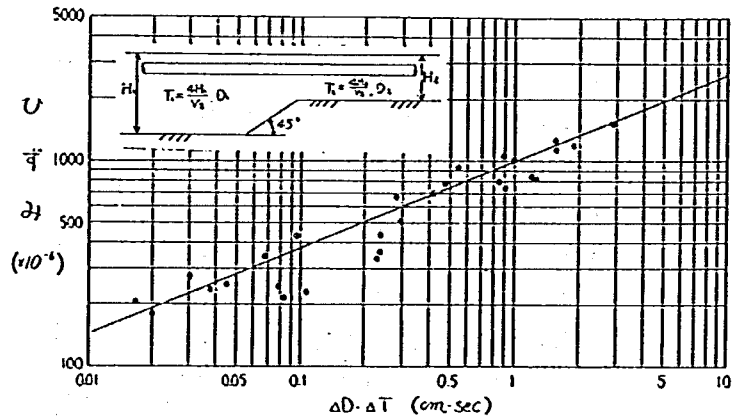


図-8 $\Delta D \cdot \Delta T$ と換算ひずみの関係

応答変位差の積によって評価可能と考えられる。また、この $(D_1 - D_2) \cdot (T_1 - T_2)$ は図-9に示すように応答変位スペクトルの面積の半分にほぼ等しく、これはスペクトル強度を表している。

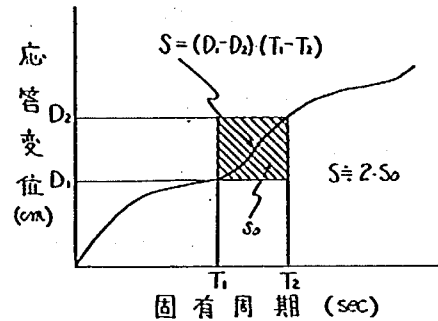


図-9 応答変位スペクトル

5. まとめ

以上の調査結果より、次の事がまとめられる。

- 1) マンホール付近の管路の被害特性は、マンホール接続部のクラック・目地破損、およびマンホール内への管路の突出し等が主である。被害箇所はマンホールから10m以内に集中し、解析結果においても被害例と同様の地点に管路の応力が集中している。
- 2) マンホール接続部の管路の耐震性において重要な因子であるマンホールの基準回転角をモデル地盤ではあるが近似式にて把握可能となった。
- 3) 地盤急変部の埋設管ひずみは、表層地盤の固有周期差と応答変位差の積で表示される地盤急変度の関数で求められる。

6. 今後の問題点

今後は、マンホール付近および地盤急変部の耐震性評価方法を取りまとめていくとともに、液状化による管路施設の被害についても検討していく必要がある。さらに、管路のみならずポンプ場・処理場等の拠点における耐震性検討へと発展させていくことが重要である。

参考文献

- 1) (社)日本水道協会「水道施設耐震工法指針解説」1979年版
- 2) 岩崎・中島・後藤・水庭「下水道管路施設の耐震性に関する調査」土研資料第2004号 1983.6

2. 低地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 金本 誠

中島 輝雄

1. はじめに

都市化の著しい流域においては、都市排水を受けもつ下水道と排水先である河川と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い下水道の排水調整等が行われている。このため、洪水時には河川よりの外水氾濫とともに、下水道地域における内水氾濫も頻繁に生じている地域が多く、社会的な問題となっている。このような問題に対する対策として、河川においては河川改修、下水道においては能力の小さい管路においての能力増強や下水道調整池の設置等の諸対策が考えられるが、現在の財政状況・改修の進捗率・土地の高度利用下では、短期間に対策を実施することは現実的に困難である。そのため、河川・下水道流域においては流出の尖鋭化、増大を防ぐ一手法として貯留型・浸透型施設等の雨水流出抑制施設の設置（流域対策）が実施・計画されている。流域対策は、河川・下水道の両者にとって効果があり、特に都市域においては、流域対策による効果が大きい。さらに、現在まで個別に計画されていた河川・下水道の計画についても、両計画の整合をはかった総合排水計画とも呼ぶべき計画が必要となってきている。

2. 調査目的

本調査は、昭和55年度を初年度とし、○現地における浸水実態調査及び現地対策、○浸水対策工法（ポンプ能力増強、貯留型施設、浸透型施設）の効果検討等を行ってきた。今年度は最終年度でもあり、前年度までに行った貯留型施設、浸透型施設を現地に適用する場合の一検討として、費用便益分析からみた施設の経済効果及び河川改修との経済性比較（都市域においては、河川と下水道は一体として考えることができ、河川改修は下水道において能力増強した場合と同様なものとも思われる）を実施した。

3. 調査結果

3.1 流出抑制施設の経済効果

流出抑制施設は、流域対策の一つとして位置づけることができ、流域対策を計画に取り入れているものとして、総合治水の流域整備計画がある。流域整備計画では、概むね時間雨量50mm/hr（確率1/5～1/10）の雨を安全

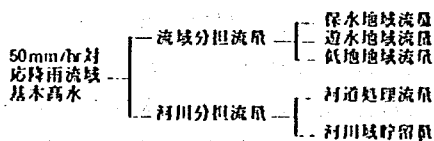


図-1 流域分担計画

に流下させることを目的としている（下水道の計画雨量とほぼ整合している）。

流域整備計画の内容としては、暫定河川改修計画、土地利用の誘導・調整、保水・遊水・低地の三地域区分、流域施設計画等であり、河川と流域における対策流量を定めている（図-1参照）。

本調査では、流出抑制施設の費用便益分析をより現実性をもたせる意味で、首都圏を流れ総合治水対策河川であるI川の支川A川をケース・スタディとして検討した（図-2）。

1) 設定条件

本検討において想定した対策及び設定条件は以下の通りである。

- 流域対策の規模は、A川流量分担計画中の保水地域流量（ $9\text{ m}^3/\text{s}$ ）を確保する規模

- 流域対策として、貯留型施設及び浸透型施設。また、3.2の検討においては、保水地域流量に対応する河川改修（掘削）として、

改修Ⅰ：総合治水の暫定河道を改修（改修延長4.75 km）

改修Ⅱ：改修Ⅰに加え、上流指定区間までを改修（改修延長6.63 km）

を想定する（図-2）。

- 流域対策施設の設置は、昭和54年から同65年までの新規開発地（ 3.93 km^2 ）の6割とし、学校・公園（ 0.13 km^2 ）と個人住宅（ 2.24 km^2 ）に設置（学校・公園面積の算定は、昭和54年時点での都市区域面積に対する学校・公園面積の比率を基に、65年新規開発地面積より算出した）。
- 各土地利用の敷地面積は、学校・公園については当該流域における既往の学校・公園の敷地面積の平均値とし、学校で $18,000\text{ m}^2$ 、公園で $9,500\text{ m}^2$ の敷地面積とした。また、個人住宅においては、敷地面積を 150 m^2 、建ぺい率を5割と仮定した。
- 貯留型施設は、オンサイト型施設とし、個人住宅においては低床花壇方式、学校は校庭貯留、公園では公園広場貯留とした。

表-1 設置場所毎の対策量

- 貯留型施設の対策量は、表-1に示す値とした。同値は、流域整備計画で定めている開発面積に対する必要対策容量（1 ha以上…… $1300\text{ m}^3/\text{ha}$ + 堆砂量 $150\text{ m}^3/\text{ha}$ 、1 ha未満…… $550\text{ m}^3/\text{ha}$ ）に基づいて算出した。

設置場所	対策量	面積×面積当り対策量
個人住宅	8.25 m^3	$150\text{ m}^2 \times 550\text{ m}^3/\text{ha}$
学 校	$2,610\text{ m}^3$	$18,000\text{ m}^2 \times 1,450\text{ m}^3/\text{ha}$
公 園	523 m^3	$9,500\text{ m}^2 \times 550\text{ m}^3/\text{ha}$

- 浸透型施設は、浸透マス・浸透トレンチの併用とし、施設の計画浸透量は設置対象地区につき 25 mm/hr と設定した（河川基準地点において、貯留型施設と同等な効果をもつ）。

- 浸透型施設のトレンチ長、マス数は、表-2に示す設計浸透能力、設置密度を用いて表-3に示す数量を算出した。

表-2 本検討において想定した設計浸透能力・設置密度

(1) 設計浸透能力

	トレンチ	例
ケース1	300 l/m	560 l/1ヶ
ケース2	150 l/m	280 l/1ヶ

(2) 設置密度

	設置密度
公共施設	例1ヶに対しトレンチ長30m
住 宅	例1ヶに対しトレンチ長10m

2) 費用便益分析（図-3）

一般に、河川改修等の治水対策その他の経済的な妥当性を評価する手法として、費用便益分析による方法が採られている。費用便益分析では、治水対策の実施前後における降雨流出・氾濫計算

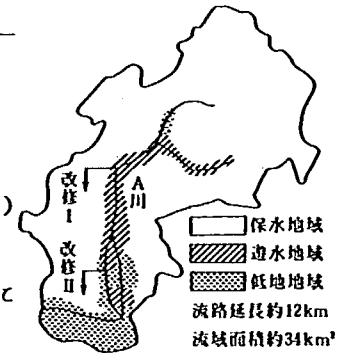


図-2 A川流域図

及び年平均被害軽減(期待)額を算定し、年便益bを算出する。この年便益と年間当りの事業費を比較することによって経済的な妥当性を評価するものである。

治水対策による年平均被害軽減額Bは、以下のようにして算定できる(表-4)。

$$B = D_1 - D_2$$

$$D_i = \int_{F_0}^{\infty} P_r(F) \cdot D(F) dF$$

$$D(F) = D(H, S)$$

ここに、 D_1, D_2 : 対策前後における年平均被害額の累計(D_i),
 $P_r(F)$: 外力Fの年平均生起確率, $D(F)$: 外力Fに対する平均想定被害額, H : 氾濫水深, S : 被害ポテンシャルである。

一方、治水対策にかかる年費用

Cは、次式の通りである。

$$C = I \times \left(i + \frac{i}{(1+i)^n - 1} \right)$$

ここに、 I : 治水対策事業費,
 i : 利子率(4.5%), n : 施設の耐用年数である。

また、年便益bは

$$b = B - M$$

M : 施設の年維持管理費(概ねIの0.5%とする)

として求めることができる。以下に本検討において算出した被害額、事業費等を示す。

a) 流出・氾濫計算

本検討において行った流出・氾濫計算は、表-5

に示す通りである。

計算に用いたモデルは、降雨モデル、有効降雨モデル、斜面モデル、河道及び氾濫モデルから構成されるシステムモデルである。各モデルの概要を以下に示す。

①降雨モデル: 降雨強度・継続時間曲線より作成された確率別中央集中型降雨

表-3 計画浸透量25mm/hrに対するトレンチ長及び樹数

項目	種別	トレンチ		樹		合計 (浸透量)
		長さ	浸透量	個数	浸透量	
ケース1	住宅地	10.7m	21.4 mm/hr	1ヶ	3.7 mm/hr	25.1 mm/hr
	学校	1,387 m	23.58 mm/hr	46ヶ	1.43 mm/hr	25.01 mm/hr
	公園	736 m	23.55 mm/hr	25ヶ	1.48 mm/hr	25.02 mm/hr
ケース2	住宅地	17.6m	17.6 mm/hr	2ヶ	7.4 mm/hr	25.0 mm/hr
	学校	2,836 m	23.54 mm/hr	94ヶ	1.47 mm/hr	25.01 mm/hr
	公園	1,472 m	23.55 mm/hr	50ヶ	1.45 mm/hr	25.0 mm/hr

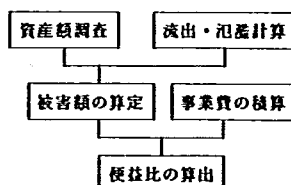


図-3 費用便益分析の流れ図

表-4 平均被害軽減(期待)額の算出方法

洪水流量規模	年平均超過確率	年平均生起確率	想定被害額	平均想定被害額	年平均被害額	年平均被害額の累計
Q_0	N_0	—	L_0	—	—	—
Q_1	N_1	$N_0 - N_1$	L_1	$(L_0 + L_1)/2$	$(N_0 - N_1) \times (L_0 + L_1)/2$	$(N_0 - N_1) \times (L_0 + L_1)/2$
Q_2	N_2	$N_1 - N_2$	L_2	$(L_1 + L_2)/2$	$(N_1 - N_2) \times (L_1 + L_2)/2$	$(N_1 - N_2) \times (L_1 + L_2)/2$ + $(N_0 - N_1) \times (L_0 + L_1)/2$
...	...	...	...	...	...	...
Q_n	$N_n = 0.00$	$N_{n-1} - N_n$	L_n	$(L_{n-1} + L_n)/2$	$(N_{n-1} - N_n) \times (L_{n-1} + L_n)/2$	$(N_{n-1} - N_n) \times (L_{n-1} + L_n)/2$ + ... + $(N_0 - N_1) \times (L_0 + L_1)/2$

表-5 計算ケース

河道状況	流域対策	超過確率 降雨規模			
		1/3 50mm/hr	1/10 75mm/hr	1/30 90mm/hr	1/50 95mm/hr
新設河道	——	○	○	○	○
	貯留型施設	○	○	○	○
	浸透型施設	○	○	○	○
改修I	——	○	○	○	○
改修II	——	○	○	○	○

モデル。

②有効降雨モデル：浸透域、不浸透域、水田、畑について凹地貯留量 D と浸透能 f_c を設定する損失モデル

③斜面モデル：貯留関数モデル

④河道モデル：貯留関数モデル

⑤氾濫モデル：勾配の急な上流は貯留関数モデル、下流部は河道及び氾濫原を一体とした一次元の不定流モデル

b) 資産額調査

資産額の調査には、総理府統計局のメッシュ統計データ（1km²単位）を基に、1/2メッシュ（0.25km²）毎の一般資産（家屋、家財、事業所）と農作物資産の値を求めた。

c) 被害額の算定

被害額は、資産額の算定と同様に1/2のメッシュを対象として、b)で求めた資産データと治水経済調査要綱の被害率（表-6）及

表-6 被害率一覧

(1) 一般資産被害率

資産種類等	浸水深等 床下 浸水	床上浸水				
		50cm未満	50~90cm	100~199cm	200~299cm	300cm以上
家屋	0.03	0.053	0.072	0.109	0.152	0.220
家庭用品	—	0.086	0.191	0.331	0.499	0.690
事業所 償却資産	—	0.180	0.314	0.419	0.539	0.632
在庫品	—	0.127	0.276	0.379	0.479	0.562

びa)の計算結果を用いて算定した。結果を表-7に示す。

d) 事業費の積算

対象毎の概算事業費積算にあたっては、1)の設定条件を基に各施設のモデル施設を想定し、事業費の積算を行った。土地利

(2) 農作物被害率

土地利用	浸水深	0.5m未満	0.5~0.99m	1.0m以上
		0.21	0.24	0.37
水田				
畑			0.27	

用毎の施設建設費を表-8に示す。なお、最後に施設積算内訳の一例を示す。

e) 便益比の算出（表-9）

c)の被害額より年便益b、d)の建設費より年費用cを求め算出した。

表-7 対策毎の想定被害額算定結果
(単位：百万円)

治水対策	超過確率(W) 降雨規模	1/3	1/10	1/30	1/50
		50mm/hr	75mm/hr	90mm/hr	95mm/hr
流域対策無し		3,144	7,858	15,981	18,045
貯留型施設		2,832	7,355	14,809	17,909
浸透型施設		2,832	7,014	13,650	16,545
河川改修Ⅰ		2,915	7,406	11,283	12,349
河川改修Ⅱ		3,126	7,401	10,734	12,345

3) 経済効果

流出抑制施設の建設費を比べると（表-8）、個人住宅においては、浸透型施設が安く、学校・公園では貯留型施設の方が安い。

施設規模が大きくなるにつれ、浸透型施設より貯留型施設の方が安くなる傾向がうかがうことができる。

個人住宅においては、貯留型施設で1m³当り約2.6万円かかり、浸透型施設ではトレンチ1m当り、ケース1で約1万円、ケース2で約1.1万円かかる。

学校・公園では、貯留型施設の場合m³当り学校で約4,900円、公園で約6,500円程度である。それに対し、浸透型施設ではケース1及び2とも約6,800円/m程度の費用である。

表-8 流出抑制施設一施設当りの建設費
(単位：千円)

	施設	浸透型施設	
		ケース1	ケース2
個人住宅	221	109	198
学校	12,719	9,465	19,355
公園	3,569	5,055	10,110

- 対策毎の想定被害額を見ると（表－7，図－4），確率1/10位までは各対策による被害額の差は余り大きくないが，それ以上の確率になると被害額に差が生じる。貯留型施設に比べ浸透型施設では大きな確率の降雨に対して有効であるという結果となった。

- 施設の耐用年数をどの程度とるかの問題はあるが，貯留型施設で耐用年数20年以上とすると b/c は1以上となり，浸透型施設では浸透能力の低いケース2でも耐用年数10年で0.9となる（表－9）。
- 流出抑制施設の事業費を見ると，貯留型施設よりも浸透型施設の方が安く，ケース1において半分程度の費用で済み，ケース2でも約2億安くなる。

3.2 流出抑制施設と河川改修の経済性比較

- 河川改修による想定被害額をみると（表－7，図－9），確率1/3の降雨に対しては，改修Ⅰの方が改修Ⅱと比較して被害額は小さいが，1/10以上の確率になると反対に改修Ⅱの方が被害額は小さくなる。

表－9より，

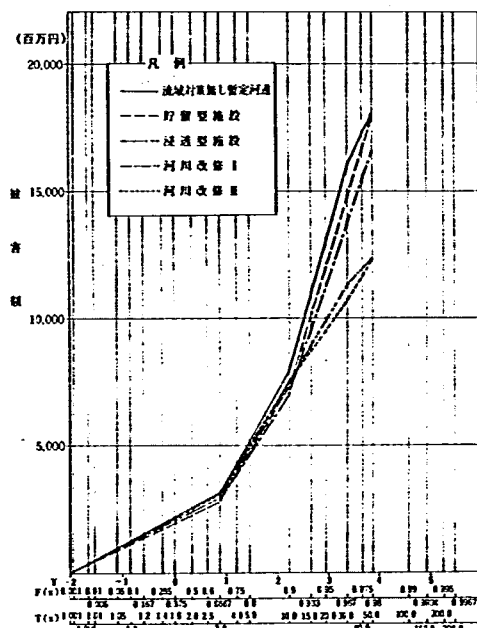
- 河川改修の場合，改修Ⅰ及びⅡとも b/c は1以上となり，経済的な妥当性が裏付けられる。
- 改修ⅠとⅡを比べると，Ⅰの b/c が2.73であるのに対し，Ⅱでは $b/c=1.0$ となり，改修延長が長くなるにつれ，河川改修の効果が相対的に減じている。

河川改修区間が長い程，流下時間の短縮が起こり，流出の尖鋭化がみられる。そのため，資産の集中している下流域にしわ寄せがいったためであると思われる。

- 流出抑制施設と河川改修を比較すると，河川の耐用年数は一般に50年程度とされており，貯留型施設では住宅の建て替え等を考慮すると30年位，浸透型施設で20年位ではないかと考えられる。各対策の耐用年数による b/c を比べると，最も経済的な対策としては河川改修のⅠ（浸透型施設のケース1の方が b/c は大きい，ケース1の浸透能力は，目づまり等を考慮しておらず，能力が大き過ぎるため除外する）であり，次いで浸透型施設と続く。
- 工事費用についても，最も安いのは河川改修のⅠであるが，これは掘削のみで対応したためであり，当流域のみについての結果である。他の多くの流域においては，拡張等による方法が多く，

表－9 各治水対策の便益比

治水対策	耐用年数	工事費 (百万円)	年費用C (百万円)	維持費M (百万円)	被害軽減額 B(百万円)	年便益 $b=B-M$ (百万円)	便益費 b/C
河川改修Ⅰ	50	2,808	142.1	14.0	402.0	388.0	2.73
	50	5,445	275.5	27.2	302.1	274.9	1.00
貯留型施設	30		212.6				1.20
	20	3,463	266.3	17.3	271.1	253.8	0.96
	10		437.7				0.58
浸透型施設	30		108.1				3.52
ケース1	20	1,761	135.4	8.8	388.9	380.1	2.81
	10		222.6				1.71
ケース2	30		200.7				1.86
	20	3,268	251.3	16.3	388.9	372.6	1.48
	10		413.1				0.90



図－4 各対策における想定被害額

事業費は用地費等が掛り莫大なものとなろう。(従来いわれてきたのは浸透型施設は安いであろうという事であったが、流域全体でみた場合、決して安いものではないのかも知れない)。

- ・以上を総合すると、費用負担の問題を考えない場合、河川改修Ⅰによる対策が最も経済的ではあるが、河川改修は一般的に下流から段階的に進められる事が多く、改修に長期間を要することからも、流出抑制施設による対策が有効な手段ではないかと思われる。

4. 結 語

本検討は、流出抑制施設の費用便益分析を限られた範囲内において行ったものであり、結果に汎用性があるとは言い難い面もある。例えば、河川改修については、支川のみを考えており、本川も含めると違った結果となるであろうし、流出抑制施設の設置についても貯留型及び浸透型施設単独で設置されることも少ないであろう。また、費用負担をどのようにするか等の課題も残っている。しかし、本検討のような手法により、流出抑制施設を都市域での排水計画の中へ位置付けることができると考えている。

付表-1 浸透雨水例の費用換算例

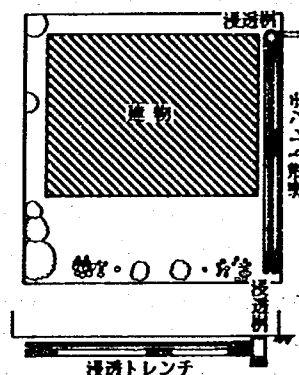
工 種	種 別	細 別	単位	員 数	単 価	金 額
本工事費	人工土工	掘 削	m ³	0.854	3,380	2,887
		埋 戻 し	m ³	0.320	2,640	845
		残土処理	m ³	0.534	895	478
		砂敷ならし	m ³	0.064	2,720	174
		砕石敷ならし	m ³	0.219	3,240	710
	排水工		m	2.0	10,000	20,000
材 料 費		砕 石	m ³	0.219	3,050	668
		川 砂	m ³	0.064	2,500	160
		透 小 板	ヶ	1	2,210	2,210
		円形側ふた	ヶ	1	5,620	5,620
		円形側縁塊	ヶ	1	5,590	5,590
		異 形 乙	ヶ	1	1,930	1,930
		側 塊	ヶ	1	1,130	1,130
		計				42,402
	経 費 (上記の30%)					12,721
合 計						55,123

付表-2 浸透(地下)トレンチ(ℓ=14m)の費用換算例

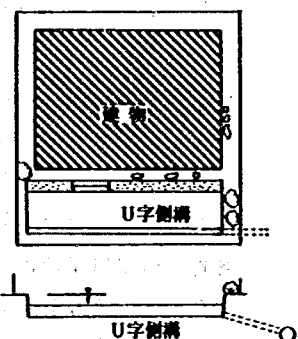
工 種	種 別	細 別	単位	員 数	単 価	金 額
本工事費	機械土工	掘 削	m ³	7.938	290	2,882
		埋 戻 し	m ³	2.398	230	552
		残土処理	m ³	5.040	1,658	7,853
		砂敷ならし	m ³	0.840	2,140	1,798
		砕石敷ならし	m ³	3.948	2,560	10,107
材 料 費		砕 石	m ³	3.948	3,050	12,041
		川 砂	m ³	0.840	2,500	2,100
		塩化ビニール	本	3.5	4,200	14,700
		透水シート	m ²	0.6	1,000	600
		計				52,632
	経 費 (上記の30%)					15,632
合 計						68,422

付表-3 貯留型施設(個人住宅)の換算例

工 種	種 別	細 別	単位	員 数	単 価	金 額
本工事費	機械土工	掘 削	m ³	9.445	889	8,312
		残土処理	m ³	9.445	1,658	15,660
		u型側溝工	m	10.5	6,050	63,525
		排水工 放水 管	m	3.0	10,000	30,000
		芝 張 り	m ²	7.04	900	6,336
		ブロック換	m ²	6.27	3,670	23,011
材 料 費		普 通 蓋	ヶ	18	530	9,540
		鋼製グレーチング	ヶ	1	7,690	7,690
		空料ブロック	ヶ	86	65	5,590
		計				169,664
	経 費 (上記の30%)					50,899
合 計						220,563



付図-1 浸透型施設(個人住宅)の設置モデル図



付図-2 貯留型施設(個人住宅)の設置モデル図

3. 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わ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、かなら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て脱臭性能を把握し、さらに品質規格を定めることが気相用活性炭の合理的な利用をはかる上で必要である。

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、二硫化メチル及びメチルメルカプタンのF P D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市販されている気相用活性炭の脱臭性能に関する硫化水素ガスによる基礎的な実験結果より酸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、まずアンモニウムイオンの分析法とアンモニアガスの捕集方法の検討を行い、次いで代表的な塩基性ガスであるアンモニアガスを用いて各種塩基性ガス用活性炭の脱臭性能の検討を行い、これらの成果に基づいて塩基性ガス用活性炭の脱臭性能評価試験法（案）を提案することを目的とする。

3. 調査方法

塩基性ガス用活性炭の脱臭性能は、任意の温度に保たれたガラスカラムに活性炭を均一につめ、アンモニアガスを定圧定流量で流し、カラム出口におけるアンモニアガス濃度の経時的な変化を測定して活性炭の破過特性及び吸着量を求め評価を行う。しかしながら、アンモニアガスは硫化水素ガスの場合と異なり、ガスクロマトグラフで連続的にその濃度変化を測ることができないので、一度捕集液に吸収させてから捕集液中のアンモニウムイオン量を測定する必要がある。このため、まずアンモニウムイオンの分析法の検討とアンモニアガスの捕集方法の検討を行ない、次いでこれらの結果を利用して塩基性ガス用活性炭の脱臭性能に関する実験を行った。

3.1. アンモニウムイオンの分析法の検討

アンモニウムイオンとして和光純薬製試薬特級塩化アンモニウムを用いて、これを蒸留水に溶かして 0.001NH_4^+ に調整し、インドフェノール青法（下水道試験法）で発色させ吸光度法の分析条件について、発色の安定性、発色試薬の保存性、発色時の温度や pH の影響及び再現性の検討を行った。

3.2. アンモニアガスの捕集方法の検討

ガラスカラム出口のアンモニアガス濃度を精度よく測定するためには、アンモニアガスを完全に捕集する必要がある。このため、ガス洗滌ビンに捕集液を入れて高千穂化学工業製アンモニアガス（窒素ガスバランス）を流して捕集液の濃度、量や捕集効率について検討を行った。

3.3. アンモニアガスを用いた活性炭の脱臭性能に関する実験

30°C （一部 10°C 及び 50°C ）に保ったガラスカラム（ $\phi 10\text{mm}$ 、長さ 150mm ）に各種塩基性活性炭を均一につめ、アンモニアガス（ 200ppm と 500ppm ）を流して一定時間ごとにカラム出口のガスを捕集液（ $1/50$ 規定硫酸 250ml ）に 5 分間通すことによってアンモニアガスを捕集し、インドフェノール青法で発色させ波長 640nm の吸光度を測定することによってアンモニアガス濃度の経時的な変化から活性炭の脱臭性能を調べた。

4. 調査結果

4.1. アンモニウムイオンの分析法の検討

各種アンモニウムイオン分析法のなかから、試薬調整や発色操作の簡易なインドフェノール青法（下水道試験法）を採用することとした。この発色は反応後 1 時間以降は非常に安定していることが確認され、発色試薬のうちフェノールアルコールとニトロプルシドナトリウムは 1 ケ月間に変質しないので使用できるが、酸化剤（次亜塩素酸ナトリウムとクエン酸 3 ナトリウム）は不安定であり使用のつど試薬調整の必要があることが確認された。発色時の温度の影響は大きいので 25°C の恒温水槽中に 1 時間浸漬しておくことにした。pH の発色に及ぼす影響もまた大きいので pH の変動が少なくなるように常に一定量の捕集液を採取して分析することにした。検量線の直線性は広い範囲にわたっており、再現性も良いことが確認された。

すなわち、インドフェノール青法は、試薬の調整や発色操作が簡易であるにもかかわらず分析濃度範囲が広くかつ再現性も良いので、微量アンモニアガス濃度の経時的変化を調べる実験に適していることが明らかとなった。

4.2. アンモニアガスの捕集方法の検討

アンモニアガスの捕集液として飽和ホウ酸、 $1/10$ 規定、 $1/20$ 規定、 $1/50$ 規定硫酸について検討した結果、飽和ホウ酸は調整に時間がかかり、 $1/10$ 規定及び $1/20$ 規定硫酸では酸性が強いためインドフェノール青法では発色のつど pH 調整が必要であるが、 $1/50$ 規定硫酸では常に一定量の捕集液を採取して発色させれば pH 変動がほとんどないので捕集液として $1/50$ 規定硫酸を用いることとした。

図-1 に示すように、 $1/50$ 規定硫酸 250ml を入れた捕集ビンを直列に 3 本つないで 1000ppm の

アンモニアガスを圧力 $2 \frac{kg}{cm^2}$ 、流量 $300 \frac{ml}{min}$ で5分間流して吸収させ、捕集ビンそれぞれのアンモニウムイオン濃度を測定して、各捕集ビンのアンモニアガス回収率を求めた。この結果を表-1に示す。これより、第1捕集ビンでいずれも99%以上のアンモニアガスが回収されていることが確認されたので、脱臭性能に関する実験においては、捕集ビンは1本で行うこととした。

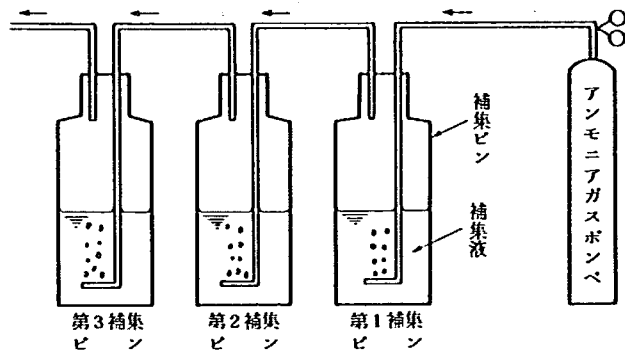


図-1 アンモニアガスの回収率の検討

表-1 アンモニアガスの回収率

回数	回 収 率 (%)		
	第1捕集ビン	第2捕集ビン	第3捕集ビン
1回目	99.68	0.16	0.16
2回目	99.51	0.30	0.19
3回目	99.47	0.21	0.32
4回目	99.07	0.41	0.52

4.3 アンモニアガスを用いた活性炭の脱臭性能に関する実験

本実験に使用した活性炭の諸性能を表-2に示す。また、アンモニアガスの吸着実験より求めた各活性炭のアンモニアガス濃度200ppmと500ppmの破過曲線を図-2(1)、2(2)に、アンモニアガス濃度500ppmの破過曲線より求めた破過時間($C/C_0 = 0.05$)と吸着量を表-3に示す。

これより、前年度の酸性ガス(硫化水素ガス)による活性炭の破過曲線がいずれの活性炭もほぼ形状が以ていたのに対して、塩基性ガス(アンモニアガス)による活性炭の破過曲線は、傾きの大きいものと小さいものに2大別され、傾きの大きい活性炭ほど破過時間が長く傾きの小さいものほど短くなっている。また、吸着量は破過曲線の形状にかかわらずC-2とF-1の活性炭を除くといずれも大変小さな値となっている。C-2の吸着量が特に大きい値となっているのは、一般の物理吸着だけでなく塩基性ガス用の添着成分による化学吸着の効果が加わったものと考えられる。さらに、A-1の活性炭の10℃、30℃及び50℃における破過曲線は形状はほとんど

表-2 活 性 炭 の 諸 性 能

活性炭	適用ガス	原 料	添着の有無	比表面積(m^2/g)	形 状	粒 度	乾燥減量	充填密度(g/L)	硬さ(φ)	強燃成分(φ)
A-1		石 炭	無	≥ 900	破砕状粒状炭	3~8 メッシュ				≤ 5
C-2	塩基性ガス		有	1,000	ペレット状	4~6 メッシュ		730	95	
D-1		ヤシガラ	無		粒状破砕炭	4~8 メッシュ	$\leq 5 \%$	350~470	≥ 90	≤ 5
E-1		ヤシガラ	無	1,000~1,300		4~10 メッシュ		460~520	≥ 98	
F-1	悪 臭	石 炭	無	1,000~1,100	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	無	$\geq 1,100$		4~8 メッシュ		400~450		≤ 2
G-1	悪 臭				破 砕 炭	4~8 メッシュ		450	96	
I-1	悪 臭	石 炭	無	1,100	破砕状粒状炭	0.59~238 μm	2.0%	430	81	8.0
J-1			無	1,000~1,100						
J-2			無	1,000~1,100						

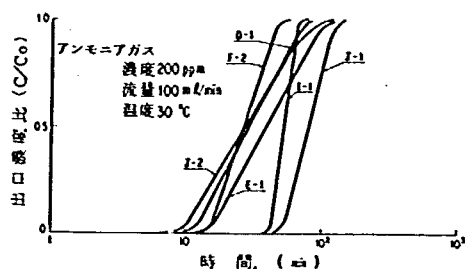


図-2(1) 活性炭の破過曲線
(アンモニアガス200ppm)

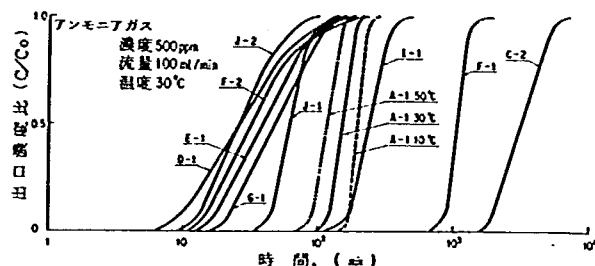


図-2(2) 活性炭の破過曲線 (アンモニアガス500ppm)

同じであるが、温度の低い方が、破過時間は長く、吸着量は大きくなっている。

すなわち、塩基性ガス用活性炭の脱臭性能の評価は、アンモニアガスを用いた吸着実験によって、各活性炭の破過曲線から吸着特性を、破過時間及び吸着量から吸着性能を調べることによって行なえるが、アンモニアガス濃度や流量の活性炭の吸着性能に及ぼす影響や、吸着性能の温度依存性を十分に把握する必要のあることが明らかとなった。

これらの結果から、塩基性ガス用活性炭脱臭性能評価試験法(案)を以下に提案する。

表-3 破過時間と吸着量

活性炭	温度(℃)	破過時間(min)	吸着量(ml/g)
A-1	10	163	3.27
	30	118	2.51
	50	85	2.03
C-2	30	1900	50.8
D-1	30	9	1.16
E-1	30	17	1.10
F-1	30	810	16.2
F-2	30	14	2.55
G-1	30	20	1.25
I-1	30	16	0.36
J-1	30	43	1.03
J-2	30	12	0.76

塩基性ガス用活性炭脱臭性能評価試験法(案)

1. 適用

本試験法(案)は、終末処理場等下水道施設における臭気対策として使用される気相用活性炭のうち、塩基性ガス用の活性炭の脱臭性能を評価する際に適用する。

2. 概要

下水道施設で発生する塩基性の臭気のうちもっとも代表的な臭気であるアンモニアガスを定圧、定流量で一定温度に保たれた活性炭をつめたカラム内に流して活性炭に吸着させ、カラムの出口におけるアンモニアガス濃度の時間的な変化を測定することによって破過曲線を求め、これより破過時間を求めて活性炭の脱臭性能を評価する。

3. 装置

試験装置の概略図を図-1に示す。

- 3.1. 活性炭カラム(ジャケット付内径10mm長さ50~300mm)
- 3.2. 恒温循環水槽(10℃~80℃)
- 3.3. 捕集ビン(容量500ml, 多孔質板付洗滌ビン)

- 3.4. 分光光度計 (ダブルビーム)
- 3.5. 標準ガス発生装置 (窒素ガス希釈)
- 3.6. アンモニアガス (窒素ガスバランス 500ppm 程度)

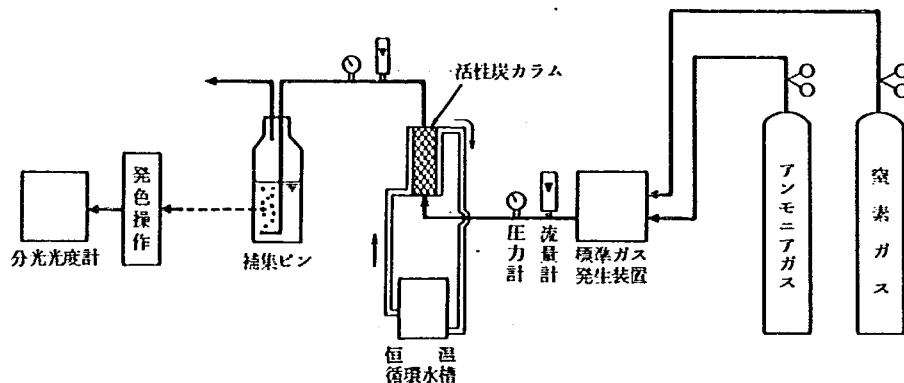


図-I 脱臭性能評価試験概略図

4. 操作

I 活性炭カラム出口アンモニアガス濃度の測定

- (1) 活性炭カラムに活性炭を均一につまるようにカラム周囲を軽くたたきながら充填する。
- (2) 活性炭を任意の温度に保つため恒温循環水槽の温度を設定する。
- (3) 活性炭が設定温度になったら、アンモニアガスを活性炭との接触時間が1秒以上になるように圧力を調整して定圧、定流量で流す。
- (4) アンモニアガスを流すとき、あらかじめ濃度の高い硫酸を入れた捕集ビンに接続しておく。
- (5) 一定時間ごとに活性炭カラムを通ったアンモニアガスを5分間 $1/50$ 規定硫酸 250 μ を入れた捕集ビンに通す。
- (6) 捕集ビンから 10 μ の溶液をホールピペットで採取する。
- (7) 採取液をインドフェノール青法 (下水道試験法) で発色させる。ただし、25℃で発色させる。
- (8) 分光光度計 (640nm) で発色させた液の吸光度を測定する。
- (9) あらかじめ作成しておいた検量線よりアンモニアガスの活性炭カラム出口濃度を求める。

II データの整理

(1) 破過曲線

アンモニアガスの活性炭カラム出口濃度 C と入口濃度 C_0 の比を縦軸に、時間を対数目盛で横軸にとり、時間ごとの濃度比 C/C_0 をプロットして破過曲線を描く。

(2) 破過時間

破過曲線から $C/C_0 = 0.05$ のときの時間を破過時間として読み取る。

(3) 吸着量

吸着量 q_0 ($\mu\text{g/g}$) は次式で求める。

$$q_0 = \frac{Q C_0}{W} \int_0^{\infty} \left(1 - \frac{C}{C_0}\right) dt$$

ここで、Qはガス流量 (ml)

C₀は活性炭カラム入口濃度 (ppm)

Cは活性炭カラム出口濃度 (ppm)

Wは活性炭充填量(g)

I、検量線

- (1) カラムに活性炭を充填せずに標準ガス発生装置でアンモニアガスを段階的に希釈して流し、以下Iの操作を繰り返す。
- (2) アンモニアガス濃度と吸光度の関係より検量線を求める。

塩基性ガス用活性炭脱臭性能評価試験法(案)解説

(1) 標準ガス発生装置

標準ガス発生装置は1年に1回発生ガス濃度の検定を行うことが望ましい。

(2) 発色操作

捕集ビンに捕集したアンモニアガスの濃度測定は、インドフェノール青法以外の方法でもその分析操作の難易度や分析精度を検討したならば採用してもさしつかえない。

(3) 活性炭温度

活性炭の温度は実際の下水道処理施設における臭気温度付近に設定することが望ましい。

(4) アンモニアガス

アンモニアガス濃度は実際の下水道処理施設で処理する臭気濃度付近のものを使用することが望ましいが、低濃度では時間がかかりすぎるので200~500ppm程度で行えば良い。

5. 今後の問題点

本年度で酸性ガス用活性炭と塩基性ガス用活性炭の脱臭性能評価試験法(案)の提案をしたので、次年度は最終年度であるので、各種活性炭の添着成分などの調査を行い、脱臭性能に関する品質規格(案)の提案を行う予定である。

4. 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 芹沢 誠

主任研究員 田代順孝

研 究 員 藤原宣夫

1. はじめに

本研究は前3年度にひきつづき下水汚泥の都市緑化への利用のあり方を検討するために実施されたものであり、第4年度目の内容をとりまとめたものである。

2. 研究の目的

下水汚泥のうち脱水汚泥、乾燥汚泥の植栽材料に対する施用効果を明らかにし、都市緑化のための利用のあり方を検討するための基礎資料を得ることを目的とした。

3. 研究の方法

上記の目的に対して下記の方法により試験を行い、結果の分析・考察を行った。

3.1 樹木に対する施用試験（圃場）

トウカエデ、イチョウを供試木とした圃場試験を行った。本年度はこれまでの試験区に、カリ肥料を20g/㎡の割合で追肥した。計測は樹高、根元直径、葉色について行い、活力度評価を行った。

3.2 芝生に対する施用試験（圃場）

コウライシバを供試材料とし、乾燥汚泥及び脱水汚泥を用いた試験区での試験を継続した。計測は直立茎部、匍匐茎部、根部の乾燥重量、裸地の被覆速度、葉色について行った。

3.3 樹木に対する施用試験（ポット）

イロハモミジを供試木としたポット試験を継続した。ポットは脱水汚泥区（5%、10%、20%、40%の各区）、脱水汚泥＋カリ肥区（上記混合比にカリ肥をそれぞれ10g、20g、37g、81g混入）化学肥料区（16g、31g、60g、127g区）、腐葉土区及び対照区である。計測は樹高、根元直径、葉色について行い、活力度評価を行った。

3.4 花木に対する施用試験（ポット）

ヤブツバキ系の園芸品種を供試木とし、脱水汚泥区（15%、30%、45%の各区）、脱水汚泥＋カリ肥区（前記混入比にそれぞれ22g/㎡のカリ肥を追加）、山土区（15%、30%、45%の各区）のポットを設定した。計測は樹高、根元直径、葉色について行い、活力度評価を行った。

3.5 踏圧・刈込条件下の芝生に対する施用試験（圃場）

コウライシバを供試材料とし、通常の刈込み、加踏圧（10回/日、20回、40回）を行い、直立茎部、匍匐茎部、根部重量、草丈、雑草個体数、同乾燥重量、同被度について計測を行った。

4. 研究の成果

4.1 樹木に対する脱水汚泥の施用効果

トウカエデ、イチョウを用いた圃場での施用試験の結果、両者において施用効果が明瞭にみられた。図1はトウカエデの、図2はイチョウの活力評価値をそれぞれ示したものである。トウカエデでは全体に生育が良いが、施用区のそれは対照区のそれより良好である。イチョウは全体に生育が遅かったが、施用区の活力は対照区のそれよりも良好である。

次に、樹木及び根元直径の伸びの度合は図3及び図4に示したようである。まず樹高についてみると、図から施用区での伸びが対照区のそれに比して著しく良好なことが明らかである。根元直径も同様な傾向が確認された。施用当初からみると、最初の1年間は対照区と施用区との差が殆んどなく、2年目の春以降に両者の差が顕著となり、3年目の秋には両者の差は樹高で1.5倍以上、根元直径で2倍以上となっている。両者の差は、図の傾向からみると、さらに大きなものとなるのが容易に推定される。このことから、劣悪土地での植栽に脱水ケーキを施用することは、その後の生育を促すという点において十分効果が認められる。今回は各区に20 g/m²のカリ肥を追加したことにより、ネクロシス、クロロシス等のカリ欠乏症の発現はみられなかった。このことより、汚泥に少量のカリ成分を補うことが良い結果をもたらされるといえる。

図1 トウカエデ活力評価値

図2 イチョウ活力評価値

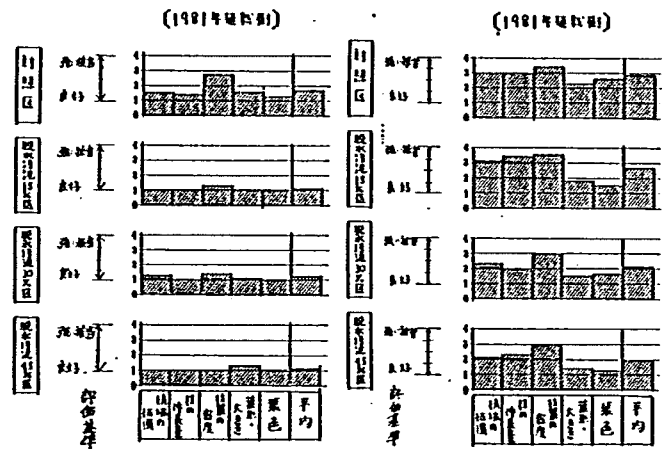


図3 トウカエデ樹高の推移

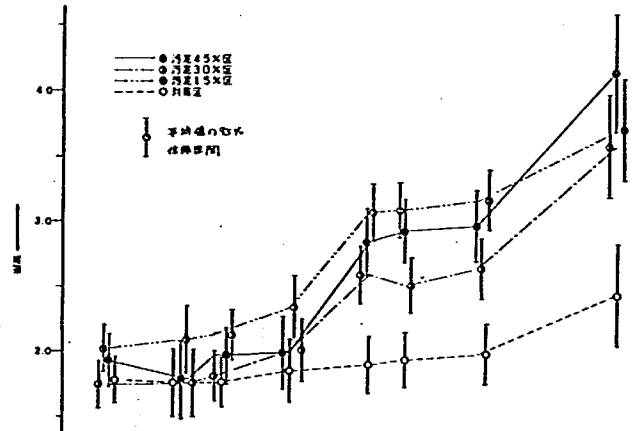
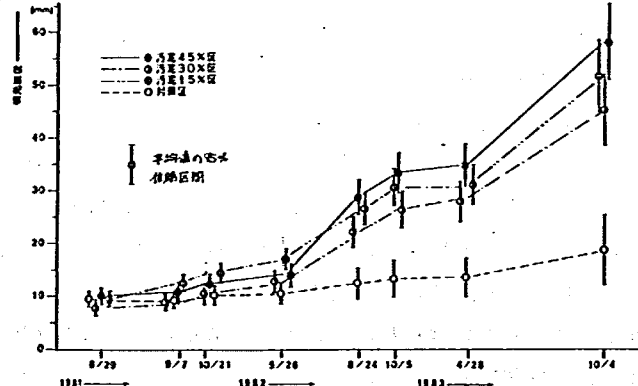


図4 トウカエデ根元直径の推移



4.2 芝生（コウライシバ）に対する施用効果

コウライシバを用いた施用試験では、脱水汚泥及び乾燥汚泥の2種類を用いて3年目の計測を行なった。図5は刈込後3週間以上経た時点（8月23日）での、ホールカッターによる採取資料の乾燥重量の計測結果を示したものである。全重量は対照区に対して施用区ではすべて上回っており、施用量の差による重量増加の差はわずかつつであるがみられる。汚泥の種類別では乾燥汚泥区の方が脱水汚泥区を上回っていることがわかる。汚泥の施用による生育促進効果は葉部において特に著しく、根部、茎部では施用と非施用、施用量のちがいにおいて殆んど差はみられない。

次に裸地の被覆速度についてであるが、図6から明らかなように、対照区と施用区の間の被覆速度の差は著しいものがあることがわかる。汚泥の種類別では乾燥汚泥の方が速く、又施用量のちがいで、施用量が多い程速いという傾向がある。この傾向は施用試験1年目、2年目においては顕著ではなく、3年目になってはじめてはっきりとした傾向になったものである。このことを下水汚泥の残効性という観点からみると、脱水汚泥区においては45%区、30%区、15%区の順に高くなっており、多量施用区での被覆が速く進むことは、その区での肥効性が持続していることを示すものと考えられる。ただし乾燥汚泥ではこの傾向ははっきりとしない。

グリーンメーターによる葉色の指示値は表1のように、試験1年目、2年目では対照区と施用区での差がはっきりとしていたが、3年目では両者の差は殆んどなくなっていることがわかる。

図5 各部の乾燥重量

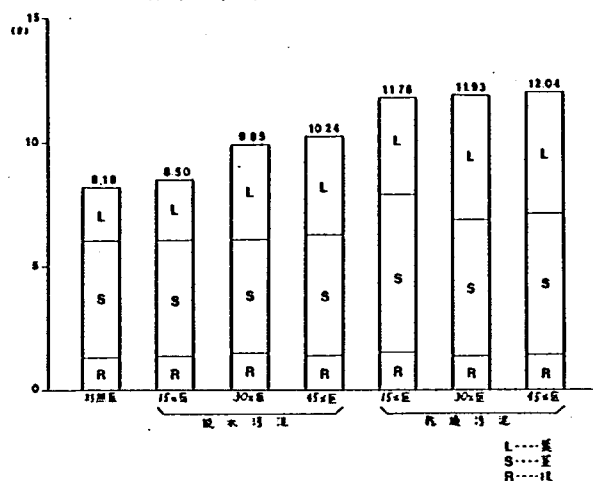


図6 裸地の被覆速度

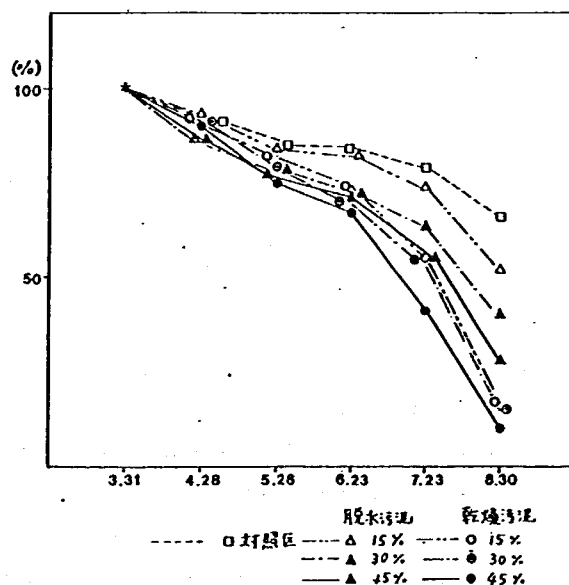


表1 コウライシバの葉のグリーンメーター測定値

実験区	測定日	対照区	脱水汚泥			乾燥汚泥		
			15%区	30%区	45%区	15%区	30%区	45%区
	1981.8.21	1.16	1.25	1.38	1.32	1.23	1.18	1.24
	1982.8.24	1.12	1.07	1.16	1.20	1.18	1.16	1.23
	1983.8.23	0.82	0.82	0.80	0.82	0.79	0.88	0.89

4.4 花木（ヤブツバキ系園芸品種）を用いた施用効果

樹木を対象とした試験のうち、花木の着花への影響をみるためヤブツバキ系の園芸品種を用いた施用試験を行なった。

活力度評価の結果は図12のようであるが、図からわかるように脱水汚泥のみの区、脱水汚泥にカリ肥を併用した区、山土を混入した区とも施用量のちがいによる活力後の差はみられない。これは植付後の日数の経過が少ないため、十分活着していないことによるものと思われる。

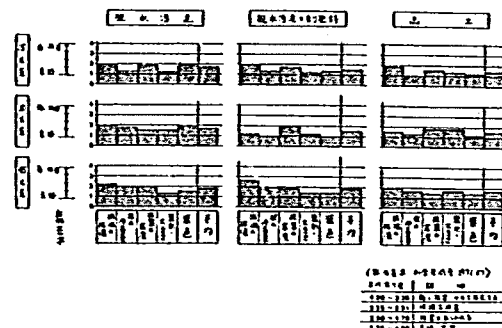


図12 ヤブツバキの活力度
(8月23日)

次に樹高、根元直径についてみると、表2、表3から約半年間の生長は顕著にはみられず、また施用量のちがいによる生長量のちがいも顕著にはみられない。図13に示した当年枝の伸長量も試験区ごとの差は殆んどみられない。

表4に示した花芽の数についても、試験区ごとの差は殆んどあらわれていない。これについては、花芽の分化の時期よりも施用の方が遅かったためであると思われる。

表-2 ツバキ樹高

		平 均	
調査月日		1983.5.11	1983.10.4
汚 泥	15%	73.0	75.8
	30%	73.3	79.5
	45%	69.5	80.0
汚 泥 +カリ肥料	15%	78.3	81.3
	30%	76.0	87.0
	45%	79.2	81.0*
山 土	15%	80.8	82.7
	30%	75.3	80.0
	45%	76.0	79.2

* No.5枯れ下がりが大きいため除外

表-3 ツバキ根元直径

		平 均	
調査年月		1983.5.11	1983.10.4
汚 泥	15%	10.3	10.9
	30%	10.9	11.5
	45%	10.4	11.7
汚 泥 +カリ肥料	15%	11.7	12.3
	30%	10.8	12.4
	45%	11.1	11.6
山 土	15%	12.0	13.2
	30%	11.5	12.5
	45%	11.8	12.7

いずれにしても、樹木の生長に関しては、施用後1年未満であるために、植付後の活着時期にあたるので生長に対して汚泥の施用の効果があらわれにくい時期であることにより、結果として試験区ごとのちがいがはっきりとしなかった。この傾向は過年度までの別の施用試験において、施用当初の年は樹高、根元直径、活力ともに試験区による生長のちがいはあらわれてきていなかったが、2年目以降において施用量のちがいが生長量におけるちがいとしてあらわれてきていることから、施用試験当初の年の傾向としては一般的な傾向であるとみなしてよいであろう。

一方、土壌についてみると、汚泥の混入によって三相構造のうち気相の減少、液相の増加、圃場容水量の増加といった傾向がみられた。化学性ではpHの上昇、Ca、有機物の増加の傾向がみられた。このうちpHについては汚泥区で8.0以上となり、山土区の6.01~6.47の値と比べると高い値となっており、ポット内での汚泥の発酵の影響がみられると考えられる。

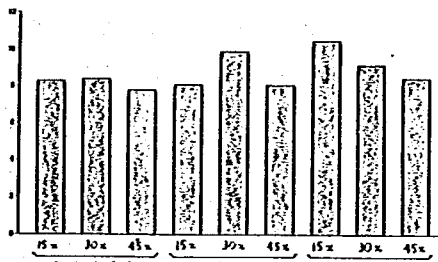


図13 当年枝伸長量

表-4 花芽の数

実 験 区	花芽の数(平均)
汚 泥	15% 12.0 個
	30% 17.6
	45% 18.0
汚 泥 +カリ肥料	15% 19.0
	30% 11.2
	45% 15.5
山 土	15% 13.0
	30% 6.2
	45% 10.5

4.5 踏圧を加えた場合のコウライシバへの施用効果

乾燥汚泥を用いて、コウライシバを供試植物とした施用試験を行った。この試験では公園等の通常の管理に際して行われるのと同様の刈込みを行ない、かつ人為による踏圧を加えることにより、汚泥施用による効果と芝生に対する物理的インパクトの加わり方の影響との関係を明らかにすることを主目的とした。

汚泥施用と生長の関係のうち、草丈との関係は図14に示したように、刈込み以前では施用区での草丈の伸びが大きく、その中では施用量が多い程草丈の伸びが大きい傾向が顕著である。刈込み後は、施用区での伸びが非施用区のそれより大きかったが、施用区では5%区の伸びが目立っている。踏圧回数との関係では図15のように、7月段階では回数の差は草丈に殆んど影響を与えていないが、2回目以降の刈込み直前ではいずれも踏圧回数が多くなるにつれて草丈の伸びが少なくなる傾向が顕著になっている。つまり刈込後の草丈の伸びは踏圧回数に反比例するという傾向が明らかにされた。

次に雑草の多さについてであるが、図16ではすべての施用区において、雑草の乾燥重量が非施用区のそれを上回っており、施用量に反比例していることがわかる。雑草の個体数については、図17に示したように施用区では施用量に反比例していることがわかる。このように汚泥の施用は芝生の生長に対して効果があるのみならず、雑草の量の増加にもプラスに作用していることがわかる。

芝生の生長のうち直立茎部、匍匐茎部の重量は図18、19に示したように施用そのものが影響を与えていないことがわかる。

以上みたように、汚泥の施用は草丈の伸びに施用量に応じた効果を示すと同時に、雑草の生育に対しても好条件となることが明らかにされた。しかし施用区の中では個体数も乾燥重量も施用量に反比例することが明らかであり、多量の施用は個体数を抑えることに効果のあることが推察できる。

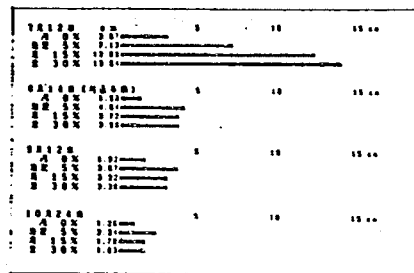


図14 汚泥施用量と草丈

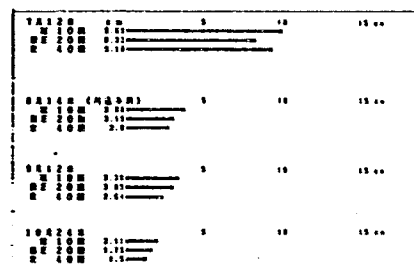


図15 踏圧回数と草丈

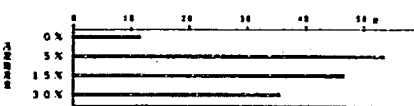


図16 雑草の重量

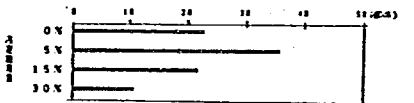


図17 雑草の個体数

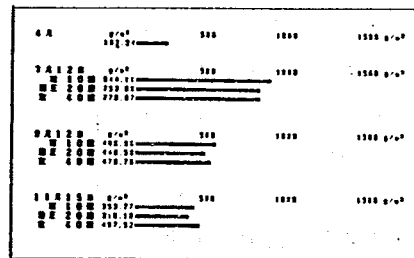


図18 直立茎部の重量 (g/m²)

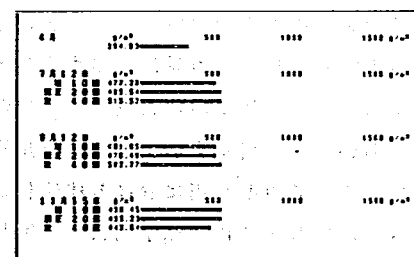


図19 匍匐茎部の重量 (g/m²)

4.3 カリ肥併用の場合の樹木に対する施用効果

イロハモミジを用いて行ったポット試験の結果2年目における施用効果は図7に示したように、活力度評価では葉色、樹形、枝葉の密度、枝の伸長量のすべての項目に表われている。また施用量が多い程活力度は良くなっている。

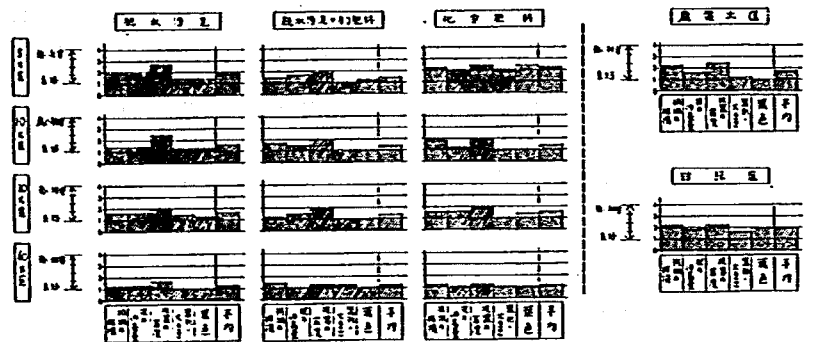


図7 イロハモミジの活力度評価値

次に樹高の伸びと根元直径の伸びについてみると、前者では施用区と非施用区との差はなく、また全体に伸びが殆んどみられない。後者については2年目の伸びが顕著であるが試験区間の差はみられない。(図8.9.10.11.)

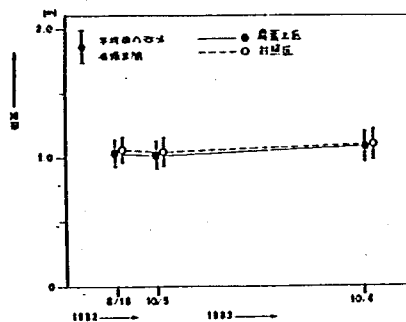


図8 樹高(腐葉土区, 对照区)

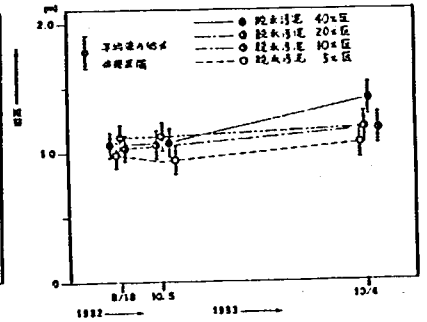


図9 樹高(施用区)

このようにイロハモミジに対する汚泥の施用効果は活力度、根元直径の伸びにおいて顕著にみられることがわかったが、カリ肥の併用の効果は活力度の評価値において顕著にみられ、汚泥の単独施用の場合よりも、少量のカリ肥料(汚泥中の窒素の量の50%に相当する量)を加えることによって生育がより健全になる傾向が認められた。

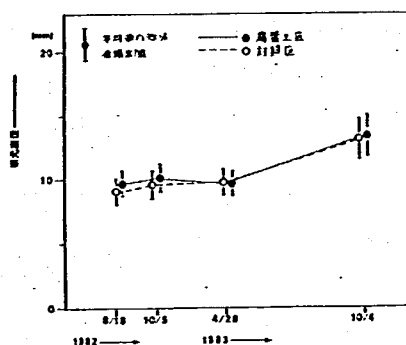


図10 根元直径(腐葉土区, 对照区)

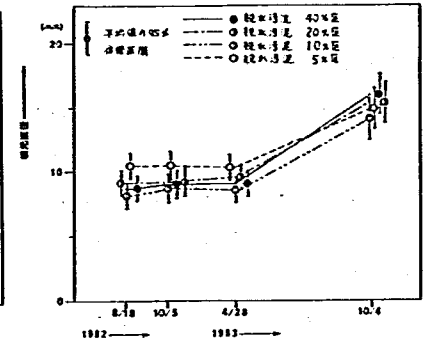


図11 根元直径(施用区)

その他に、当年度の伸長量についての計測結果をみると脱水汚泥区、脱水汚泥+カリ肥料区のいずれにおいても、腐葉土区、对照区の非施用区での伸長量を上回っており、施用量の多い方が伸びも大きい。また活力度評価における枝伸長量の評価、枝葉の密度の評価の結果と一致していることがわかる。

なお、参考までに、化学肥料を施用した場合との比較でみると、汚泥中の窒素量に相当する量の化学肥料を加えることにより速効性が認められ、汚泥は遅効性のある傾向がみられた。

5. 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 嶋津晃臣

研究員 塚田幸広

佐々木審

1. まえがき

薬液注入工法は、薬液を地盤に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伴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）はもちろんのこと、注入効果の向上を目指した各種の注入材料や注入工法が開発され実用に供されている。しかし、薬液注入工法は、粘性土から砂礫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り不安定であるとされている。このようなことから、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蓄積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、より確実な注入効果の確認手法および予測手法を見出すべく本年度より調査に着手した。本年度は、注入効果確認手法に関する既往の研究成果および実例を収集整理するとともに、各種の効果確認手法の問題点を把握した。さらに、電気比抵抗法の注入効果確認手法への適用性について調査を行い総合的な注入管理手法について検討した。

2. 調査目的

本課題では、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に、高い精度を有する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としている。本年度は、主に次の項目について検討を加えた。

- ① 注入効果確認手法に関する既往の研究成果および実例などを収集整理し、各種の物理探査技術や土質調査方法を比較検討し、注入効果確認手法として利用可能性が高い手法を選定する。
- ② これまで注入効果確認手法として利用可能性が高いとされてきた電気比抵抗法について、模型実

験と二次元有限要素法による数値計算との比較を行い、電気比抵抗法の注入効果確認手法への適用性並びに問題点を把握する。

③ 上記①、②の結果を踏まえ総合的な注入効果確認手法に関する考え方を整理し、今後の方向を見出す。

3. 既応の研究および事例に関する検討

表-1 注入固結物の特性

3.1 注入固結物の特性

薬液注入工法の効果確認手法を検討するためには、注入固結物の特性を十分把握しておく必要がある。しかし、これまで系統的に注入固結物の特性について調査・研究した事例は意外に少ないのが現状である。表-1は、我国で使用されているセメント系および水ガラス系薬液による固結部の一般的特性を既往の文献などから知り得た限り表示したものである。なお、この表に

		注入固結物(サンドゲル)	緩い砂地盤
		$N = 2 N_0$	$N_0 = 10$
物理的	N値	—	30~40 (kgf/cm ²)
	コーン (qc)	—	×
	一軸 (qu)	2~5 (kgf/cm ²)	×
	E ₁₁	300~500 ()	×
	単位重量(飽和)	1.9~2.0 (tf/m ³)	1.8~1.9 (tf/m ³)
	透水性	10 ⁻³ (cm/s) 以下	10 ⁻³ ~10 ⁻² (cm/s)
電気的	V _p	500~1000 (m/s)	500 (m/s) 程度
	V _s	—	100~300 (m/s)
	ポアソン比	—	0.47~0.50
化学的	析出物	Naなど	—
	反応熱	発熱?	—
	発光	なし	—
電気的	比抵抗 (ρ)	10 (Ω・m) 以下	100~1000 (Ω・m)
	誘電率 (ε)	—	—
	透電率 (μ)	—	—

は原地盤との対比のために、緩い砂地盤の特性値も併用する。この表より、注入固結物の特性については不明な点が多く、相対的な比較はできないが、注入固結物の力学的特性および電気的特性(比抵抗)が緩い砂地盤と比較して大きく異なっていることがうかがえる。

3.2 各種物理探査手法の適応性

探査用のシグナルは、主に注入固結物が発するものではなく外部からのシグナルに応答したものを測定することになる。シグナルには様々な種類が考えられ、それぞれ土中での伝達度(減衰率)が異なる。したがって探査法の選定を行う際、注入前後の特性値の変化が大きいシグナルによる探査法を検討する必要がある。そこで、ここでは弾性波法、電気比抵抗法などを対象に注入効果確認手法への適用可能性について整理し、表-2にとりまとめた。このうち、特に電気比抵抗法に関しては表-1にも示すとおり

表-2 各種探査法の注入固結物への適用性

(凡例) ○:有用, Δ:やや問題あり, ×:適用できない
原地盤の比抵抗値が100~1000(Ω・m)であるのに対し薬液による注入固結物の比抵抗値が10(Ω・m)以下となり注入効果確認手法への適用性が高いものと考えられる。しかし電気比抵抗法の場合、測定精度や測定範囲および測定手法などに関していくつかの問題を有しており、実際に適用するには十分な検討が必要であろう。

方 法	判定	理 由
弾性波法	×	V _p が大きく、速度の差が小さい。
音波法	×	“
P波法	×	“
S波法	Δ	V _s は小さく、構造弾性で決まる。(研究中)
電気的方法	Δ	基本的には有用だが、実用化に当たって研究の余地がかなりある。
比抵抗法	Δ	“
I.P.法	Δ	“
電阻波法	×	測定方法(干渉, パルス等)の選択はもとより感度が低く問題である。
誘電法	×	薬液固結物に導電性はないと考えられる。
誘電率法	×	ゲル化に伴う発熱はないか極めて小さい。
R I法	Δ	注入前後にカウント数の変化があるという報告があるが、研究段階。

このように、これらの物理探手法だけを用いて注入効果の確認を行うにはまだ不安定な面が多く、現段階ではサウンディングなどの力学的調査法との併用が必要であると考えられる。また、表-2に示す以外の手法に関しては、基礎的なデータの蓄積が不十分であり、現段階では注入効果確認手法として有用であるか否かは判断できない。

4.1 概要

薬液注入工法により固結した土は、電気的な伝導性が原地盤のものと比べて著しく高くなることは先に述べた。また、近年、電気探査技術を応用した注入効果確認手法（判定法）に関する研究開発も各方面で行われつつある。そこで、その可能性を検討するために模型実験を行い、同時に数値実験（比抵抗分布の数値シミュレーション）の可能性を検討するために模型実験と同じモデルについて解析を行った。

4.2 模型実験の方法

4.2.1 埋設ターゲットの種類と地盤の性状

埋設したターゲットは比抵抗法によるターゲットの判別性を検討するために高比抵抗および低比抵抗のものを加えて表-3に示す4種類を設定し、高比抵抗ターゲットは黒雲花崗岩、低比抵抗ターゲットは鉄を用いた。ターゲットの寸法は実験規模を考慮し40cm×40cm×20cmとした。表-3に示す各ターゲットの固有比抵抗値は別途測定した結果である。

また、実験基盤は粗砂を用いて土槽内に造成し、造成後は水道水にて飽和させた。

4.2.2 比抵抗の測定方法

本実験において電極配置はダイポール・ダイポール法（D-D法）を採用して、1測線当り12点の電極（電極間隔20cm、電極棒：φ2mmの銅棒）を設け図-1に示す要領で測定した。また、見掛けの比抵抗値は次式にて算出した。

$$\rho = \pi a n \cdot (n+1) \cdot (n+2) \cdot R \cdots \cdots (1)$$

ここで ρ ；見掛けの比抵抗値

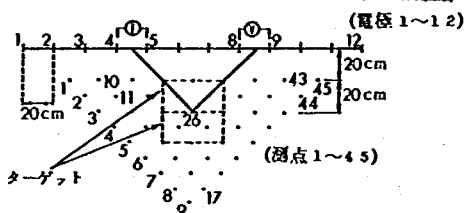
R ；大地比抵抗計による測定抵抗値

a ；電極間隔（ $a = 0.2 \text{ m}$ ）

n ；隔離係数（図-1では、 $n=3$ ）

表-3 ターゲットの固有比抵抗値 ($\Omega \text{ m}$)

ターゲット	ケース	固有比抵抗値	備考
黒雲花崗岩	3.4	1 510	新鮮健固
鉄	5.6	(0)	0とみなす
薬液固結物	7.8	1.48	固結後2~5日
薬液固結物	9.10	1.73	固結後2~5日



注) 図の電極4,5に電流を通し、電極8,9間の電位を測定した場合の見かけの比抵抗値を断面の測点26にプロットした。

図-1 比抵抗の測定方法

表-4 実験ケースの一覧

ケースNO	目的	ターゲット	埋設深度 (cm)	水位 (G.L. cm)	水温 (℃)
1	初期条件 (ケース3~10)	なし		+1.5	20
2	地下水位探査	なし		-45.0	21
3	抵抗物探査	花崗岩 (1510 $\Omega \text{ m}$)	20	+1.5	21
4	抵抗物探査	花崗岩 (1510 $\Omega \text{ m}$)	40	+1.5	21
5	低抵抗物探査	鉄 (=0 $\Omega \text{ m}$)	20	+1.5	21
6	低抵抗物探査	鉄 (=0 $\Omega \text{ m}$)	40	+1.5	21
7	薬液固結物探査	薬液固結物 (IV) (1.48 $\Omega \text{ m}$)	20	+1.5	21
8	薬液固結物探査	薬液固結物 (IV) (1.48 $\Omega \text{ m}$)	40	+1.5	22
9	薬液固結物探査	薬液固結物 (VII) (1.73 $\Omega \text{ m}$)	20	+1.5	21
10	薬液固結物探査	薬液固結物 (VII) (1.73 $\Omega \text{ m}$)	40	+1.5	23

また、表-4には実験ケースの一覧を示す。なお、各ターゲットの深度はそれぞれ20cm、40cmの2条件を設定した。

4.3 有限要素法(F.E.M)による数値解析方法

オームの法則とダルシーの法則は相似の関係にあることは、

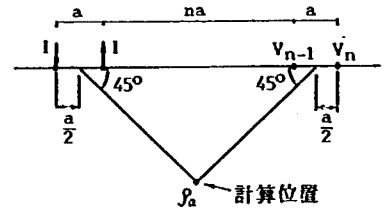
周知のことである。すなわち、次式(2)と(3)の比較において、

$$I = \frac{1}{S} \cdot \frac{S}{L} \cdot V \quad (\text{オームの法則}) \dots\dots\dots (2)$$

$$q = k \cdot \frac{S}{L} \cdot h \quad (\text{ダルシーの法則}) \dots\dots\dots (3)$$

電流Iと流量qおよび電圧Vと水頭差hが相似であるとする
と比抵抗の逆数1/Sと透水係数kは相似の関係にある。よっ

て、FEM浸透流解析プログラムの剛性マトリックスに透水係数の逆数を与えることにより、電位分布を求めることが可能である。図-2には、見掛けの比抵抗値 ρ_a の計算位置を示す。この図において、電流Iを付加することによって V_{n-1} 、 V_n を算出し、次式により見掛けの比抵抗値 ρ_a を求める。



$$\rho_a = \pi \cdot a \cdot n \cdot (n+1) \cdot (n+2) \frac{V_{n-1} - V_n}{I} \dots\dots\dots (4)$$

4.4 実測比抵抗分布と計算比抵抗分布の比較

図-3は、花崗岩、注入固結物(図中では破線で位置を示す)の深度が20cmにおける比抵抗分布の実測値と計算値を比較したものである。なお、図中の等比抵抗線はターゲットが有る場合と無い場合の比を示す。この図より、花崗岩を埋設した場合の実測比抵抗分布は、ターゲットの

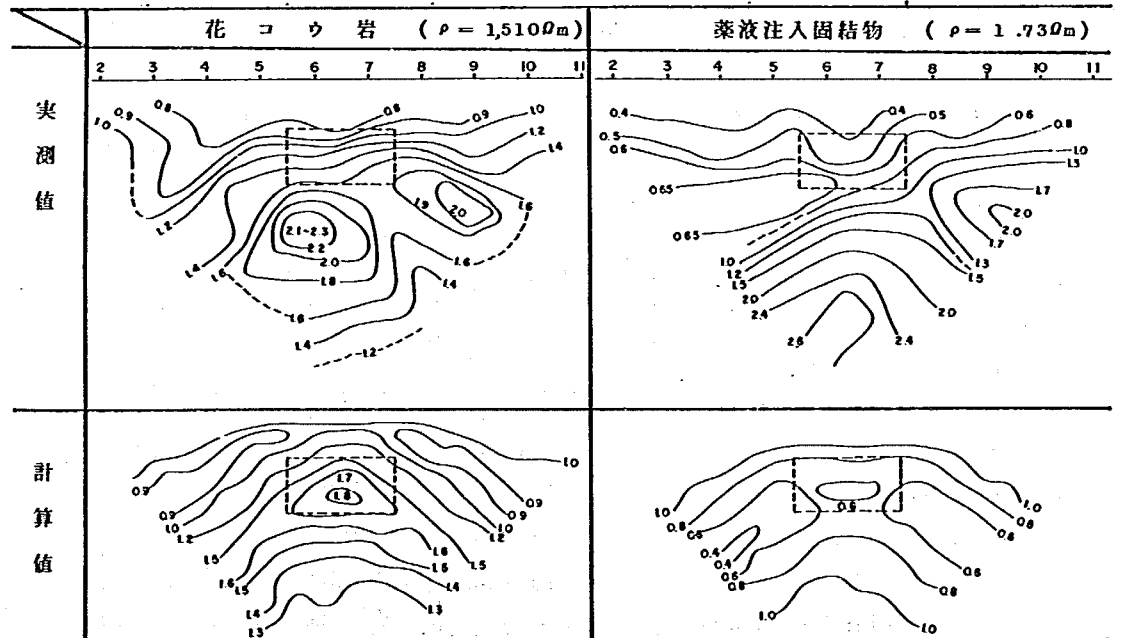


図-3 比抵抗分布の実測値と計算値の比較(埋設深度20cm)

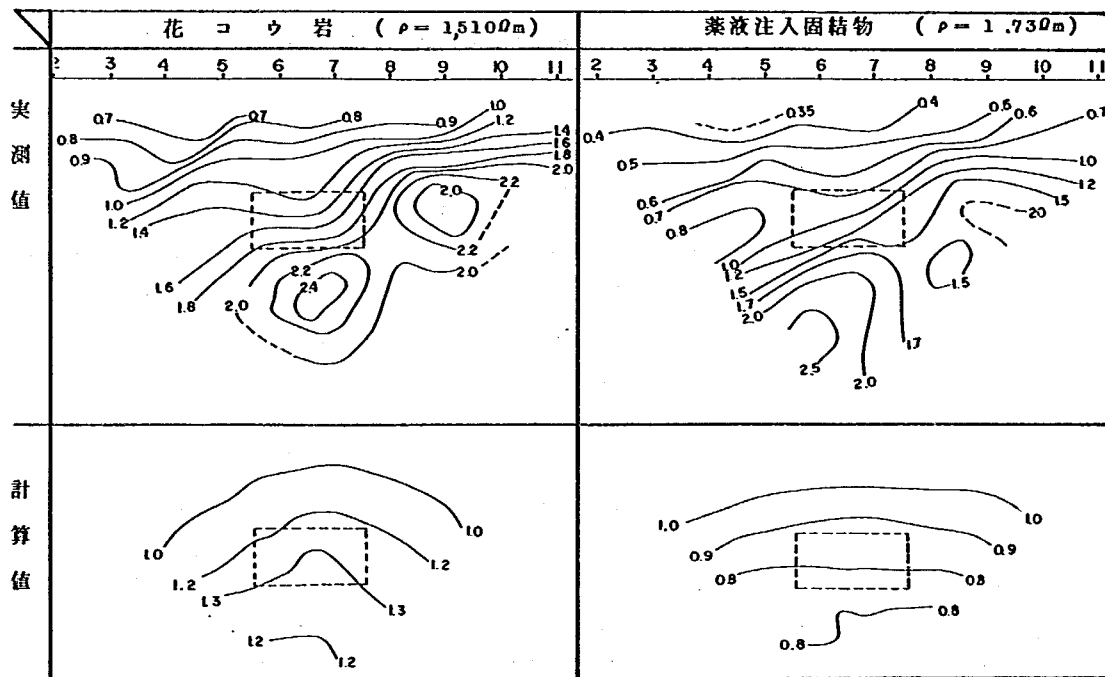


図-4 比抵抗分布の実測値と計算値の比較 (埋設深度40cm)

下面付近において高比抵抗を中心とする同心円状の「目」が認められ、また全体の等比抵抗線がこの中心に向って同心形をなすような線形になる傾向がうかがえる。これに対して計算結果は、ほぼターゲットの位置に「目」が認められ、ターゲットの位置がほぼ確認できる。次に注入固結物を埋設した場合の実測値と計算値を比較すると、実測値、計算値双方とも左右からターゲットの方向へ「砲弾状」の等比抵抗線の分布が認められ実測値と計算値とは比較的良く対応していると言える。また、この分布形状は鉄をターゲットとした場合にも同様に認められており、これらのことから、D-D法におけるこの「砲弾状」の等比抵抗分布は土中に低比抵抗のターゲットが存在する場合の典型的な分布パターンであると考えられる。

しかし、図-4に示す埋設深度40cmの場合では、20cmの場合と比較すると実測値において同様の傾向が認められるのに対し、計算値では等比抵抗線の変化が小さく不明瞭である。すなわち、計算上ターゲットの深度に対し感度が落ちる傾向にある。

4.5 注入効果確認法への適用性

これまで、模型実験、数値計算から比抵抗法の適用性について検討を加え、次の結果を得た。

- ① ターゲットが電極に近い場合には注入固結物を比較的精度よく探査することが可能であり、注入固結物のような低比抵抗のものが存在する場合には特徴のある分布パターンを示す。また、F.E.M浸透解析プログラムを用いた数値計算と実測値が良く対応し、数値シミュレーション結果は、実測分布の判読に役立てることが可能である。
- ② ターゲットが電極から離れている場合には、測定感度が低下し、また現段階では数値シミュレーションも困難であり、今後計算手法の改良が必要である。

以上の結果から電気比抵抗法は注入効果確認手法として可能性が高い手法であるが、現段階では、単独で用いるには問題がある。

5. 注入効果確認法の今後の方向

注入効果確認手法として注目した物理探査法は、単独では所要の精度が期待できないことが判明したものの、電気化抵抗法などの可能性の高い手法については、その特徴を生かした使い方があるものと考えられる。また、注入固結物の力学的特性を考えると現状の土質調査法の応用も直接的であり、適用性が非常に高いものと考えられる。そこで、現段階では新しい探査法の追求と並行して、土質調査と物理探査法の既往技術を組合せ、または応用した補完システムの開発も必要であろう。

例えば、次のような補完システムが、考えられる。

- ① 電気比抵抗法により、注入固結領域を推定する。
- ② サウンディング法により、重要な検査点（止水目的の場合には注入口間の中点など）を調べる。
- ③ ①、②の結果から注入固結領域の収れんを行う。

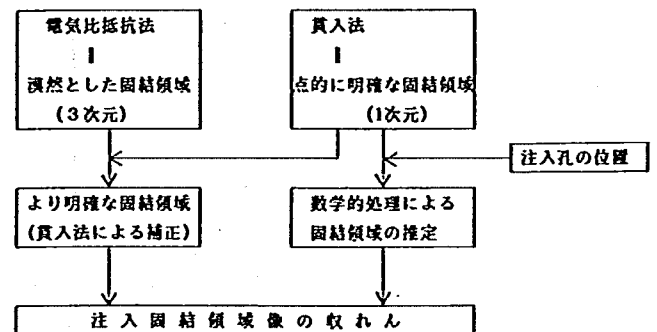


図-5 注入効果確認手法の模式図

すなわち、上記のシステムは、電気比抵抗法などの解析では単純なモデルを前提とするので、誤差が大きい、サウンディングなどによる直接的な情報を得ることによって注入固結領域の補正を図るものである。このような注入領域の把握法を模式化すると図-5のようになる。

さらに、図-6には上記の具体的な一例としてサウンディング法と電気比抵抗法を組合せた確認法の構想を示す、この図は、コーン貫入力または貫入トルクを測定することにより点的な注入効果の確認を行い、さらに電気比抵抗法により三次元的にその確認を行うことを意図したものである。

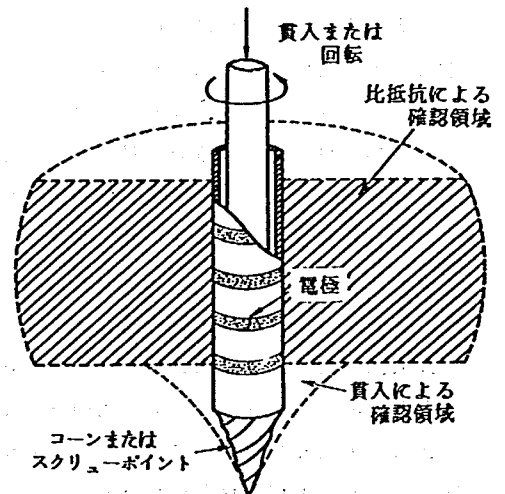


図-6 注入効果確認手法の一例

6. あとがき

これまで注入効果確認手法に関して電気比抵抗などの探査手法の適用性について検討を加えた。この他に事前の土質調査結果を用いた注入固結範囲の数値シミュレーションの方法なども考えられる。今後は、さらに総合的な注入効果確認手法の検討を継続するとともに、注入管理機器の試作も行いたいと考えている。

昭和58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2129号
昭和59年7月
下水道部

キーワード：下水道計画，雨天時汚濁流出，下水処理，三次処理，
再利用，汚泥処理，汚泥処分，水質汚濁，水質分析，富栄養化

要 旨

昭和58年度に土木研究所下水道部に所属する研究室が実施した調査研
究成果の概要及び下水道部に所属しない他部の研究室が下水道事業調査
費により実施した調査研究成果の概要を集録したものである。



No. _____

配布先氏名
配布先住所

