

建設省土木研究所 ○ 柏谷 衛
同 上 京戈俊則

1. 序文

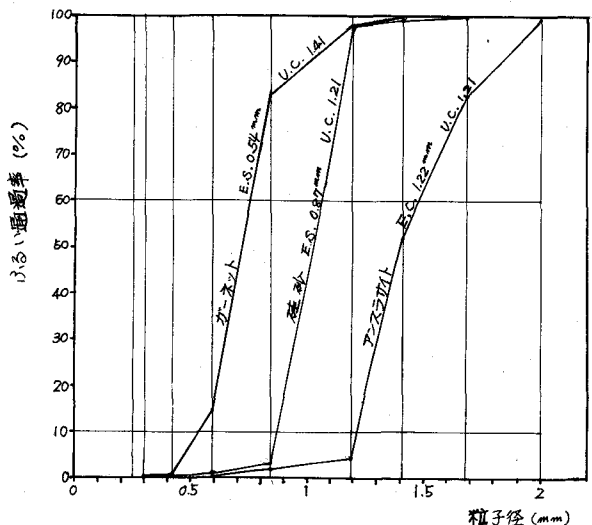
下水処理で浮遊が行なわれたのは1883年からといわれているから、その歴史は長い。しかし、比較的広く用いられるようになったのは、化学的な下水処理が行なわれるようになった1930年代である。Zack はドイツおよびアメリカでの当時の下水の1次処理水の浮遊についての報告を行なっている。⁽¹⁾ 下水の2次処理水を凝集剤を使用せずに浮遊する実験は Vosloo によって南アフリカ連邦の Ancor 下水処理場で行なわれたのが最初といわれている。⁽²⁾ この実験は圧力式の浮遊機により、浮床として有効径 84 mm なりし 0.65 mm の磁砂が使用され、浮遊速度の広い範囲で行なわれてきた。また、イギリスでは1950年代になって Luton 処理場で浮床として磁砂 および磁砂とアンスラサイトを併用した実験が Pettet らによって行なわれ、⁽³⁾⁽⁴⁾ 同処理場での実験は Nay Lor らに引きつがれ、上向流式浮遊機での実験も行なわれてきた。⁽⁵⁾ このほかにも下水の2次処理水の浮遊の実験は多く行なわれており、実施設備の処理が行なわれているものもある。わが国では東京都の三河島処理場で大田によって実験が行なわれ、⁽⁶⁾ 同処理場では工業用水として利用するための実施設備の浮遊池が設置されてきた。このほかにも、いくつかの下水処理場で場内用水（汚泥脱水料の浮布洗浄用、エアレーションタンク内の清浄用など）のための浮遊池が設けられてきた。

下水の2次処理水（活性汚泥処理水）は15～40 mg/l の浮遊物を含有し、これが処理水の BOD を高めている原因となっていることが明らかになっており、この浮遊物を除去すれば BOD の低下に役立つことが明白である。この浮遊のコストは Middleton らによれば、処理水量 100,000 m³/d 当り建設費2億円、1 m³当りの処理費1.5 円/m³ といわれており、⁽⁷⁾ 下水の3次処理のコストとしては比較的安いものであり、現在定められている環境基準の達成のために効果的なものと考えられる。しかし、2次処理水の全量を浮遊するとすると浮遊機の設計、洗浄排水の処理などについての検討すべき問題が多いので、筆者らはパイロットプラントによる実験を行なうこととし、京都市鳥羽下水処理場で実施してきた。

2. 実験装置および実験に使用した浮床

京都市鳥羽下水処理場内に下向流式急速浮遊池を設けた。1池当りの浮遊面積は 1 m × 1.2 m = 1.2 m²、浮床深度は 0.6 ～ 1.0 m の範囲で可変、浮遊水頭は最大で 3.0 m、流量制御はスルース弁により調節、処理水量は 30° 三角堰で計量した。浮遊池の全損失水頭と 30° 三角堰の水位は静針型水位計により1分毎2回の割合で測定し、自記記録した。浮遊前の原水は浮遊池前のヘッドタンクより取水、処理水は 30° 三角堰を有する計量槽で採取した。逆流洗浄排水は 90° 三角堰で計量し、洗浄排水試料は洗浄排水計量槽より採取した。浮遊池の洗浄は固定式表面洗浄と逆流洗浄により行なった。下部集水装置はレ

図-1 浮床ふいかけ成績



オポルドブロックを用い、浮床支持用として径19.1mm ないし 2.0mmの砂利を4層に分け、厚さ5cmずつ、計20cm 充填した。

実験に使用した浮床は図-1に示す種類の浮床である。これは Baumann の報告⁽⁸⁾とニコルス社の設計資料を参考にして定めたものである。Baumann はその報告の中で均等係数としてできるだけ 1.0 に近いものを用いることをすすめており、筆者も過去の実験経験から⁽⁹⁾、均

表-1 浮過地別各浮床の厚さ (単位mm)
均等係数としては 1.0 に近いものが、浮過持続時間の点からも、処理木質の点からも優れていることより、アンストラサイト、砂、珪砂に
ついでに均等係数 1.2 を用いた。これら3種の浮床を表-1に
示すように各浮過地に充填した。本実験で用いた浮床としては、
浮過地 No.1 と No.2 とでは アンストラサイト 層と珪砂層との充
填浮床厚の浮過効果に及ぼす影響、浮過地 No.2 と No.3 とでは 2層浮過と3層浮過(ミックストタイプ)と

浮床の種類	No. 1	No. 2	No. 3
アンストラサイト	150	625	625
珪砂	850	375	300
ガーネット	-	-	75
合計	1,000	1,000	1,000

の浮過効果に及ぼす影響を調査することとした。

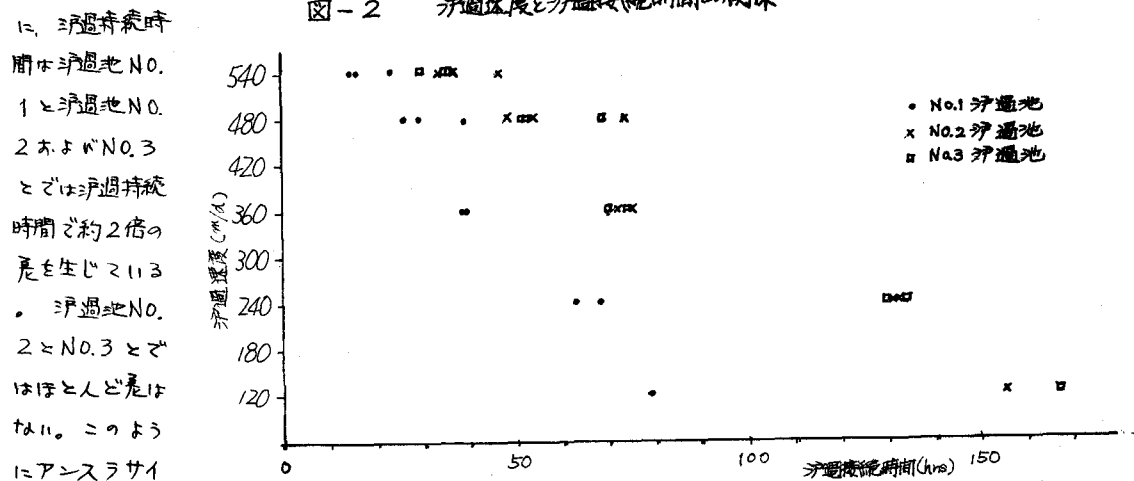
浮過実験は減衰浮過で行なった。これは前記 Baumann の調査から減衰浮過の方が定常浮過よりも処理木質に優れていること、また 適切なパイロットプラント用ろ装置制御装置を見いだし得なかったことによるためである。実験を行なった浮過速度は 120 ~ 540 m/d の範囲である。

洗淨は表面洗淨水量 0.1 ~ 0.2 m³/m²/min、洗淨時間 6 ~ 10分、逆流洗淨速度は充填浮床の膨脹比として、20%と25%となるように逆流洗淨速度を選定して行なった。この場合、浮過地 No.1, No.2, No.3 に充填した浮床の逆流洗淨速度は膨脹比 20% の場合には、それぞれ 0.85, 1.34, 1.27 m/min 膨脹比 25% の場合には、それぞれ 0.67, 1.11, 1.08 m/min (水温 14°C の場合) であった。表面洗淨と逆流洗淨は 1 ~ 3分 の範囲でオーバーラップさせた。

3. 浮過持続時間と浮過損失水頭

浮過実験開始当初は浮過持続時間も余り長くならなかったが、実験期間が長くなり、水温が上昇してくるに及んで、浮過持続時間は増加して来た。この浮過持続時間の増加の最大の理由は、水温の上昇にともなって、活性汚泥処理水中の浮遊物濃度が低下したことによる。5月ないし7月に行なった実験から浮過速度と浮過持続時間との関係を図示したのが図-2である。この期間に測定した流入水の浮遊物濃度は最大 33.5 mg/l、最小 6.0 mg/l、平均 10.7 mg/l であった。図-2に示すように、浮過持続時間は浮床の充填の厚さによって大きく変化した。同図のよう

図-2 浮過速度と浮過持続時間との関係



ト屑の厚さは汚泥保持時間に大きな影響をもたらす。このため、全汚泥に占めるアースサイト屑の厚さの選定は汚泥の経済性からみて極めて重要である。

前記のように本実験では減衰汚泥を行なったが、この際の汚泥速度の低下と汚泥損失水頭の増加との関係を図示したが図-3である。同図より初期汚泥速度 360 m/d 以下では汚泥池 3 池の汚泥速度(汚泥水量)と汚泥損失水頭との関係は全く同じである。初期汚泥速度 480 m/d 以上では汚泥池 NO.1 と汚泥池 NO.2 および NO.3 との間にやや差が生じているが、

この差は余り大きなものではない。このため、実用上は汚泥損失水頭と汚泥速度(汚泥水量)との間に一定の関係があると考えて差支えないようである。

汚泥損失水頭の増加にともなう汚泥水量の低下は汚泥速度が大きくなるほど著るしくなる。汚泥速度 360 m/d 以上では汚泥開始後間もなく汚泥水量は低下してくる。図-5 に示したような流量パターンをもつ 2 次処理水(鳥羽下水処理場の放流水)のパターンは図-5 に示した最初段階の流入量パターンとはほとんど差はない)の場合に、約 9 時間(10 A.M. より 19 P.M. まで)にわたって、汚泥池で処理すべき流量は変化しない。しかし 19 P.M. 以降は漸次低下してくる。このため、減衰汚泥で本実験に

図-3 汚泥損失水頭の増加と汚泥速度の低下

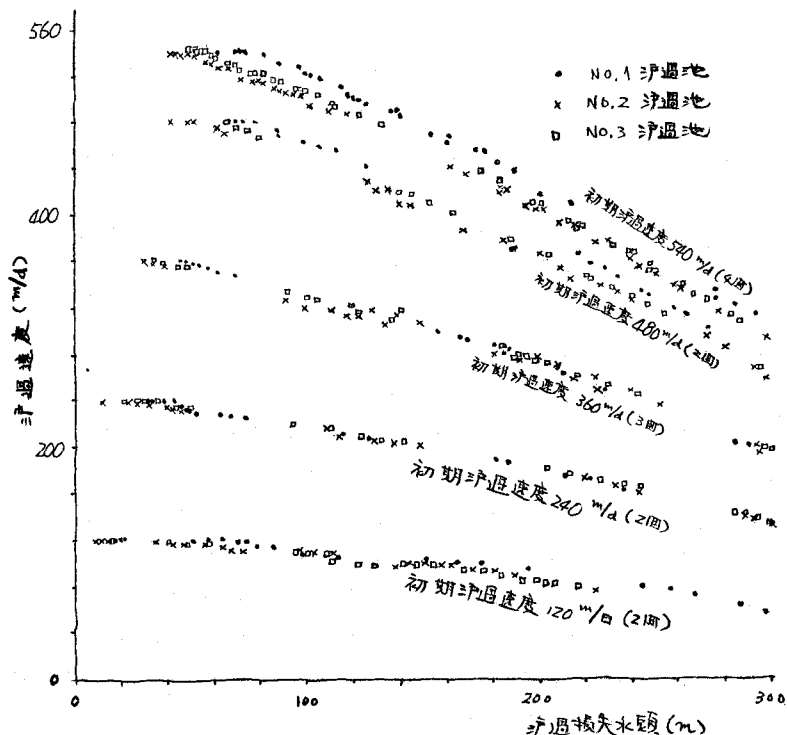


表-2 汚泥経過後の処理水質の変化

(単位 mg/l)

汚泥速度	水質項目	原水	処理水			原水	処理水		
			NO. 1	NO. 2	NO. 4		NO. 1	NO. 2	NO. 3
120 %		汚泥開始3時間後				汚泥開始51時間後			
	SS	10.7	4.3	3.3	4.0	14.7	3.4	3.5	3.3
	BOD	12.5	2.0	2.1	2.5	14.5	2.2	2.3	2.5
	COD	9.8	8.4	8.4	8.4	11.2	8.4	8.6	8.6
240 %		汚泥開始22時間後				汚泥開始46時間後			
	SS	10.8	2.5	2.6	2.2	6.1	2.1	2.0	2.0
	BOD	9.1	3.0	4.3	4.6	10.3	4.1	2.3	4.7
	COD	14.1	12.8	13.7	12.3	13.4	13.0	12.2	12.2
360 %		汚泥開始55分後				汚泥開始48時間後			
	SS	10.0	0.3	0.7	0.4	7.2	-	2.2	2.3
	BOD	13.3	1.0	1.4	1.4	8.7	-	3.6	3.4
	COD	12.3	7.9	7.6	6.9	15.1	-	14.3	14.7
540 %		汚泥開始3時間後				汚泥開始24時間後			
	SS	17.1	4.7	5.6	4.6	33.5	-	19.0	18.3
	BOD	14.4	5.6	6.7	5.4	29.9	-	20.2	16.1
	COD	21.0	16.0	14.6	14.4	26.0	-	21.2	21.7
480 %		汚泥開始3時間後				汚泥開始25時間後			
	SS	8.0	1.8	1.7	1.7	8.2	2.0	1.5	1.7
	BOD	6.2	2.0	1.6	1.6	4.4	1.4	1.4	1.9
	COD	9.8	8.4	8.5	8.1	9.6	9.0	9.0	9.0

使用した浮床の径厚(浮遊池NO.2およびNO.3の場合)を用いた場合で1日1回の洗浄を行なうとした場合には、浮遊速度を180 m/d以上とすることはできなく、それ以下で施設計画を行なうべきである。

4. 浮遊木質

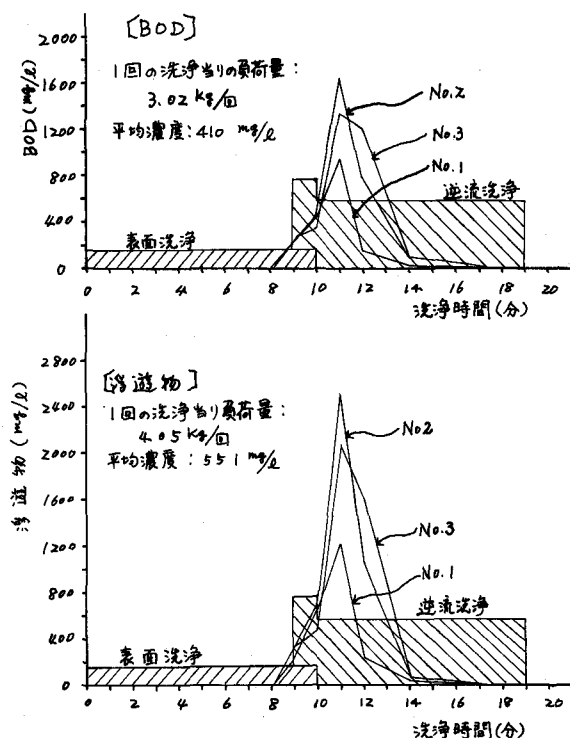
原本と処理水の木質の1例は表-2に示すとおりである。同表には浮遊開始初期と長時間経過後の木質について示した。同表によれば、浮遊速度540 m/d以外では浮遊開始初期と長時間経過後とで浮遊木質の差異はほとんどない。浮遊速度540 m/dでは流入木質が他と比べて悪化しており、このために浮遊木質に差異を生じたと考えられるが、他のデータと比較してみても浮遊速度540 m/dでは処理水質はやや悪化するようである。全体的にみても、浮遊物およびBODの除去は効果的に行なわれており、良好な処理水が得られた。しかし、CODの除去は一般に余り良好ではない。これは2次処理水中のBODが主として浮遊物に起因しているのに対して、CODは結核性有機物に起因しているためと考えられる。このことからみて、下水の2次処理を十分に、かつ丁寧に行なえば、浮遊池を設置するのみで処理水中のBODは大幅に減少させることが可能である。しかし、CODの除去を十分に行なうには他の処理法(たとえば粒状活性炭処理)を併用しなければならぬであらう。浮遊を行なうことによって窒素およびリンの除去も1部行なわれる。調査結果によれば、ケルダール窒素が5.3~21.2%、全リンで0.0~45.8%であった。とくに全リンの除去率は変動が大きかった。

浮遊池3池の水質では浮遊池NO.1がやや良いようであるが、他の浮遊池と比べてそれほど大きな差異はなかった。浮遊池NO.2とNO.3の水質的な差異はほとんど認められなかった。これより、浮床深度のうちアンスラサイト厚の占める割合は浮遊池NO.2およびNO.3のように大きくとるのが適当である。また、浮床底部にカーネット砂を充填する3層浮遊は浮遊木質の点からも、前章で示した浮遊持続時間の点からも2層浮遊と変りないといえそうである。

5. 洗浄排水による負荷

洗浄排水は最初或服池に返送されて再び1次、2次処理施設で処理される。この排水量および負荷量は下水の3次処理として2次処理水の全量を浮遊する場合とは無視できない。このために調査を行なった。図-4はその1例である。同図は浮遊速度360 m/dで処理し、浮遊池NO.1では約13時間、浮遊池NO.2では約25時間、浮遊池NO.3では約24時間浮遊した後の洗浄時の洗浄排水のBODおよび浮遊物濃度を測定した結果である。表面洗浄水量0.2 m³/m²/minで10分間行ない、さらに逆流洗浄を膨脹比25%で10分間行なったときの試料を採取したものである。この際、洗浄排水のBODおよび浮遊物濃度の最大は逆流洗浄開始約2分後に生じた。そして、BODおよび浮遊物濃度は洗浄開始8分後にはほぼ洗浄水と同じになった。このため、図-4に示した逆流洗浄は必要な洗

図-4 洗浄水量と洗浄排水の水質
(浮遊速度360 m/dで浮遊後の洗浄)



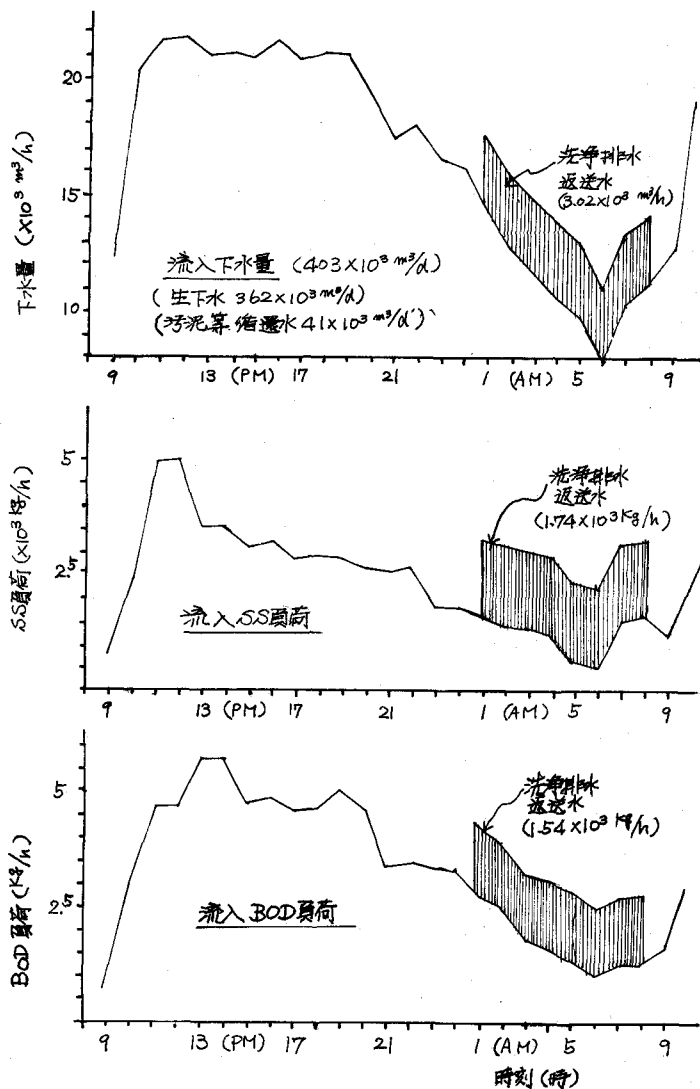
浄時間よりも約2分間余計に洗浄を行なったことになる。洗浄時における最大濃度は汚泥池NO.1, NO.2およびNO.3について、BODではそれぞれ、939, 1,639, 1,306 mg/l , 浮遊物ではそれぞれ1,220, 2,320, 2,070 mg/l となった。しかし、平均濃度では、BODでそれぞれ287, 410, 411 mg/l , 浮遊物でそれぞれ384, 772, 575 mg/l となった。このように最大濃度では極めて高いが、平均濃度としては、BODで流入下水の1.5~2.2倍、浮遊物で1.9~4.0倍程度である。洗浄水量は汚泥池1 m^2 当たり5.9~7.6 m^3 である。

6. 洗浄排水の最初沈殿池での処理に与える影響

汚泥池を毎日1回洗浄するとし、図-4に示した汚泥池NO.3(汚泥滞留時間約24時間)をモデルとして、洗浄排水による最初沈殿池に与える影響を考えてみた。図-5は土木研究所が本年3月に鳥羽下水処理場に2ヵ所沈殿池を調査した際の最初沈殿池の流入量、BOD負荷、浮遊物負荷を示したものである。(10) 鳥羽下水処理場は本邦有数の大処理場で、3月の調査時点で流入下水量は $362 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{d}$ であった。同処理場では吉祥院下水処理場の下水汚泥をともに処理しており、また、し尿清化槽からの脱脂液も含まれる。このため、場内の還送水は $41 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{d}$ に達しており、それらが最初沈殿池に流入する。最初沈殿池の流入水量は $403 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{d}$ であるが、最初沈殿池の水面積が17,753 m^2 であるため、平均水面積負荷率は $22.7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ であった。このため、平均浮遊物除去率76.5%, 平均BOD除去率59.2%に達していた。最初沈殿池の流入負荷量は図-5に示すような時間変化を示していたが、流入下水量については昼間10時間が $20 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{h}$ を越え、夜19時頃より朝6時まで次第に減少していき、朝6時より10時にかけて急激に増加する傾向を示した。流入浮遊物負荷量およびBOD負荷量についても夜間非常に低下する傾向を示した。

このため、本処理場において平均汚泥速度300%/dで汚泥による3次処理施設を計画し、1日1回の洗浄と夜間に行なうとすると、洗浄排水による還送水の負荷は図-5に示したハッチの部分で最初沈殿池内で処理されることになる。実際には汚泥池は捨離池が設けられることにならうから、洗浄排水による最初沈殿池の負荷は図-

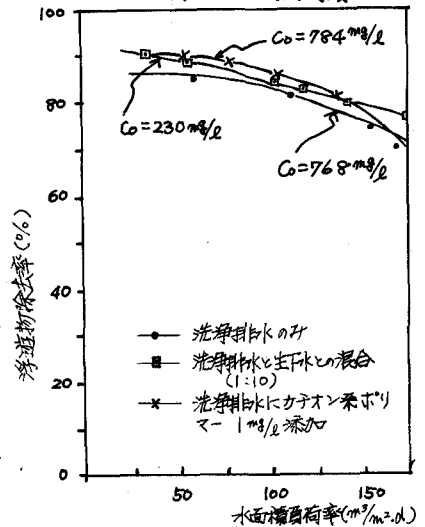
図-5 最初沈殿池流入負荷量



5に示したもののより、かなり平均化されたものとなることは確実である。

図-5に基づき、最も危険側にある1 A.M.における水面積負荷を求めると $23.9 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ となる。これは日平均水面積負荷 $22.7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ よりもやや高いが、最大流入下水量が流入する12 A.M.の水面積負荷率 $29.6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ の81.4%である。以後の2 A.M.ないし6 A.M.では前記の日平均水面積負荷率 $22.7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ を下回ることになる。浮遊物負荷については、平均負荷 10.0 t/h 、最大負荷 15.6 t/h に対して、沈浮排水を受け入れた1 A.M.における負荷は 9.6 t/h で、平均負荷以下である。また、BOD負荷についても、平均負荷 8.3 t/h 、最大負荷 13.1 t/h に対して、沈浮排水を受け入れた1 A.M.における負荷は 7.7 t/h で、平均負荷以下である。このため、十分な沈殿処理を行なうことは確実であるが、さらに、沈浮排水の沈殿効果を知るために、O'Connorらが浮遊物の沈降実験に使用したと同様の方法により、沈殿筒による実験を行なった。(11)

図-6 沈浮排水試料の沈殿筒による実験成績



実験に使用した沈殿筒は内径0.3 m、有効水深2.25 m、採水口は0.45 m間隔に4個設けられている。また温度差による対流を防ぐために、円筒の周囲と上部とを断熱材に被覆してある。この沈殿筒を用い、沈浮排水、沈浮排水に10倍の生下水を混合した試料、および沈浮排水にカチオン系高分子凝集剤(分子量約 600×10^3)を 1 mg/l 添加した試料について沈降実験を行ない、その結果を解析し、水面積負荷率と浮遊物除去率との関係と求めたのが図-6である。同図のように、沈降実験を行なった3種の試料について、沈殿に關してはほとんど差がないとみられる。理想沈殿池としてこの水面積負荷率 $41.8 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ (実際の水面積負荷率 $23.9 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d} \times \text{スケールアップ係数} 1.75$)についてこの浮遊物除去率は85~90%である。

この除去率はすでに述べた最初沈殿池における日平均浮遊物除去率76.5%よりもかなり高いもので、沈浮排水の沈殿効果は極めて優れている。これが国の下水道施設設計指針では、最初沈殿池の設計について計画1日最大汚水量を基礎として、水面積負荷率 $25 \sim 50 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ を標準としている。(12) この数値を基礎とした場合には、最初沈殿池での浮遊物除去率は前記島研下水処理場での実験結果よりもかなり低下し、恐らくは60%以下になることが予想される。これに対して、沈浮排水の理想沈殿池としてこの水面積負荷率は $87.5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ (実際の水面積負荷率 $50 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d} \times \text{スケールアップ係数} 1.75$)となるが、図-6による浮遊物除去率は82~87%で、沈浮排水を混合した場合の方が浮遊物除去率は優れたものとなる。図-6より、沈浮排水は高分子凝集剤を添加しなくても、最初沈殿池での沈殿処理が行なうことが確認された。

7. まとめ

有効径1.22 mm、均等係数1.21のアースラサイト、有効径0.87 mm、均等係数1.21の珪砂、有効径0.54 mm、均等係数1.41のガーネット砂の3種の浮遊物を表-1に示したように3池の浮遊池に充填した。そして、2層浮遊によるアースラサイト層と珪砂層との厚さの相違が浮遊に及ぼす影響、2層浮遊と3層浮遊との相違を中心に、減衰浮遊によるパイロットプラント実験を行なった。さらに、3次処理として、下水の2次処理水全量を浮遊した場合、沈浮排水の沈殿処理について検討を行なった。この結果、浮遊内に占めるアースラサイト層の厚さは浮遊保持時間に大きな影響をもたらすこと、3層浮遊の効果は2層浮遊の効果とほとんど変らないことが判明した。また、減衰浮遊で下水の2次処理水全量と処理するには浮遊速度 360 m/d 以下とする必要があること

と、洗淨は毎日1回、1 A.M. から 9 A.M. に全渠週延に亘り行なうのが望ましいことがわかった。さらに、洗淨排水は最初次股池で十分沈殿除去できることも確認した。

謝辞

本実験を行なうに当り、御協力をお願いした京都府島羽下水処理場、米田、神村、西山、中野の諸氏に深く感謝の意を表します。

参考文献

- (1) Zack, S. I.: Sewage Works Jour., Vol. 9, No. 2, pp. 466 (1937)
- (2) Vosloo, P. B. B.: Jour. & Proc., Institute of Sewage Purification, Part. 1, pp. 204 (1947)
- (3) Pellet, A. E. J., Collett, W. F. & Summers, T. H.: Jour. & Proc., Institute of Sewage Purification, Part 4, pp. 399 (1949)
- (4) Pellet, A. E. J., Collett, W. F. & Waddington, J. I.: Sewage & Industrial Wastes, Vol. 24, No. 5, pp. 835 (1952)
- (5) Wood, R., Smith, W. S. & Murray, J. K.: Water Pollution Control (British), Vol. 67, pp. 421, (1968)
- (6) 沢田敬一: 用水と廃水, Vol. 2, No. 1, pp. 59 (1960)
- (7) 建設省下水道部: 第1回日米下水処理技術委員会会議録 pp. 246 (1972)
- (8) Baumann, E. R.: Design of Filters for Advanced Waste Water Treatment, Design Seminar for Wastewater Treatment Facilities, Iowa State University, pp. 26 (1972)
- (9) 寺島、柏谷: 土木研究所報告 第112号 (1962)
- (10) 建設省土木研究所資料 (印刷中) (1973)
- (11) O'Connor D. J. & Eckmanfelder Jr. W. W.: In "Biological Wastes Treatment of Sewage & Industrial Wastes", Vol. 2, Reinhold Publishing Corp. pp. 171 (1956)
- (12) 日本下水道協会: 下水道施設設計指針と解説, pp. 281 (1972)