

現行処理施設設計計画書

寒川汚泥処理施設築造工事の内

汚泥処理施設築造工事

汚泥集水・処理

基本計画及び水理計算書

昭和48年8月

神奈川県企業庁水道局

目 次

第 1 章	計画の概要.....	1
第 2 章	沈澱池排泥システムと総合汚泥池規模の決定.....	5
第 3 章	各汚水池規模の決定.....	19
第 4 章	各種ポンプおよび管の計算.....	23
第 5 章	総合汚泥池よりの返送計画.....	32
第 6 章	各施設規模の概要.....	38
第 7 章	参考資料.....	41

第 1 章

計画の概要

1 計画の概要

本計画は寒川第1～第3浄水場および将来建設される予定の第4浄水場（仮称）の排水、排泥システムにつき調査、検討し、その実施設計をおこなうものである。

まず、排泥システムについては上記浄水場の沈澱汚泥を総合汚泥池に導き汚泥を沈降分離の後、濃縮槽、脱水機へと送り込む工程である。このうち汚泥量の内の大半をしめる第2浄水場と第3浄水場の沈澱汚泥は一旦、第3浄水場の汚泥池に導き、そこからポンプ圧送により、総合汚泥池へ導かれる。従って、汚泥池からの圧送量とその変動率をどの程度に抑えるかによって総合汚泥池の容量が大きく左右されてしまうことになり、汚泥ポンプの容量並びに運転方法については慎重に検討しなければならない。

また、第1浄水場の沈澱池は常時排泥設備が無く、年に2回水抜きをして排水している。この汚泥を総合汚泥池へ圧送するわけであるが、この輸送計画をも検討する。

次に、排水システムについてはろ過池洗浄水が主であるが上記4浄水場のうち、第3浄水場ではすでに着水井に直送しており、新たに計画する必要はない。ただし、第2浄水場と隣接しているので第2浄水場に設ける予定の汚水池の非常用調整池として使用できる可能性があり、この意味からは第3汚水池の運転を再検討する必要がある。

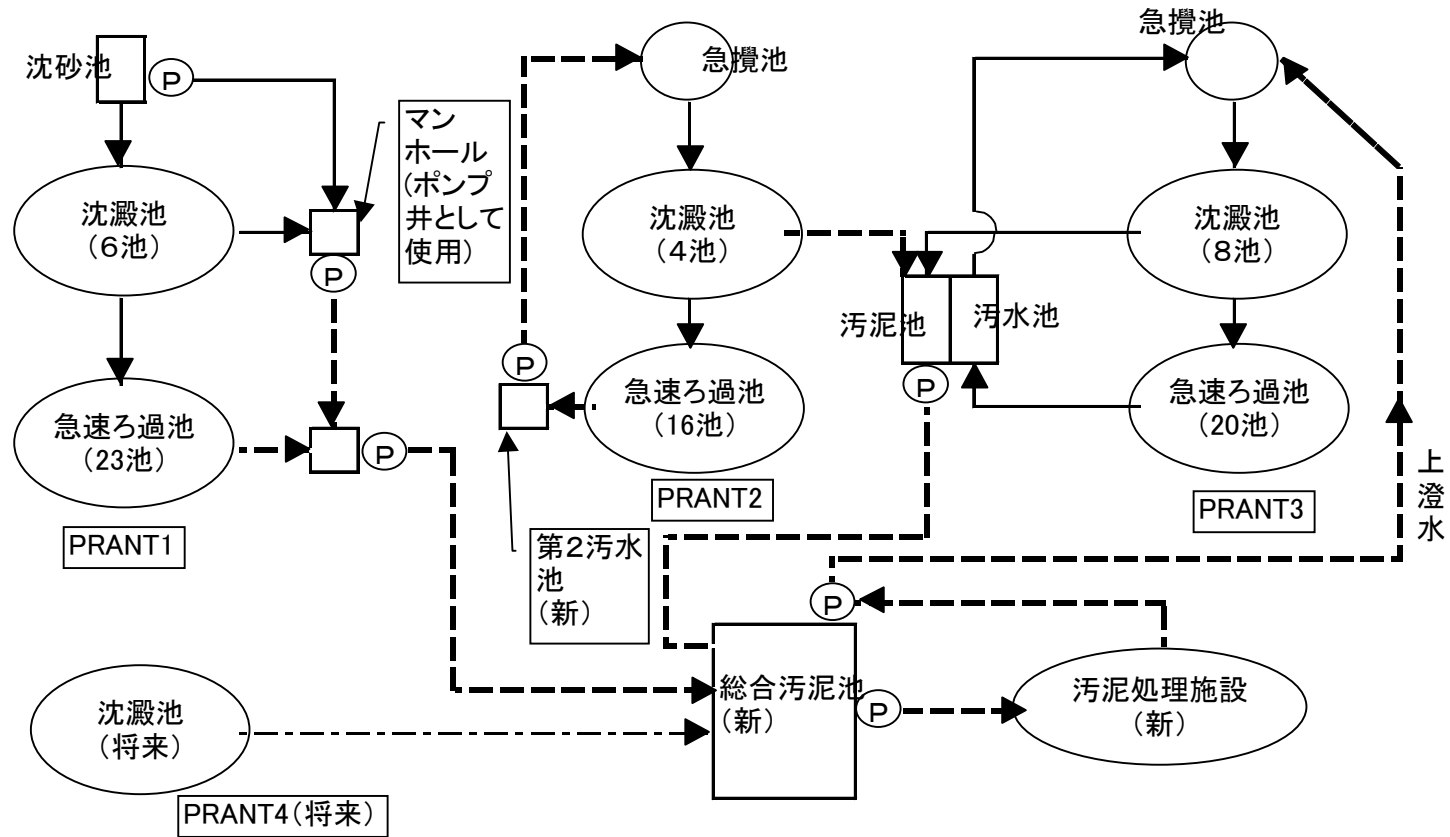
上記のとおり第2浄水場のろ過池洗浄排水は新たに設ける汚水池に貯留し、着水井に返送する計画であり、これについては実施設計をする。

第1浄水場のろ過池洗浄排水は上記2浄水場とは異なり、総合汚泥池へ導くことになる。また同浄水場用の沈砂池の排砂を本汚泥処理施設で処理することになっており、これらもあわせて計画する必要がある。

以上の諸事項に対して総合汚泥池および後続する汚泥処理施設等の実施設計を行うわけであるが、本文ではこれらの事項に対し施設がいかに経済的で安定性があり、いかにスムーズに運転できるかということを念頭におき計画を進めることとする。

本計画、すなわち寒川汚泥処理施設新設工事の範囲を図 - 1 に示す。また、各浄水場の処理水量を表 - 1 に示す。

図 - 1 寒川浄水場内排泥系統図



凡例 ----- 新設配管
 - - - - - 将来配管

表 - 1 各浄水場処理水量

浄水場名	処理水量
第 1 浄水場	88,200m ³ /day
第 2 浄水場	192,000m ³ /day
第 3 浄水場	412,000m ³ /day
小計	692,200m ³ /day
第 4 浄水場(将来)	307,800m ³ /day
総処理水量	1,00,000m ³ /day
現行水利権	745,200m ³ /day
必要水利権	254,800m ³ /day

第 2 章

沈澱池排泥システムと総合汚泥池規模決定

2 沈澱池排水システムと総合汚泥池規模

2 - 1 第2浄水場沈澱池

1 基本数値

処理水量

計画処理水量 $Q_0=192,000\text{m}^3/\text{day}$ 1池当たり処理水量 $Q_0=1/4Q_0=48,000\text{m}^3/\text{day}$

原水濁度と排泥量

運転実績より、原水濁度が100度位までは2日に1回運転、1池当たり 600m^3 の排泥量で十分な排泥作業ができるとされている。実際には300度程度でも同じ運転をしているが、このときは池内に汚泥が残ってしまっているのではないかと推測される。

汚泥掻き寄せ機の運転

	掻き寄せ時	戻り時	横行時
速度	0.333m/min	10m/min	10m/min
距離	61.1m	61.1m	15.5m
時間	184min	6.1min	1.6min

隣接池排泥までの最小時間

$$t = 184 + 20 = 204\text{min} \quad 3.5\text{Hr}$$

根拠

掻き寄せ巻き上げ	T=3.0min
横行車軸 set	1.0min
横行	1.6min
横行車輪 up	1.0
戻行	6.1
掻寄板 set	3.0
その他	4.3
計	20.0min

2 汚泥排出濃度

排出汚泥濃度を実績より計算する。基本条件は次のように考える。

原水濁度	30度	100度
沈澱水濁度	2度	5度
バンド注入率	20ppm	35ppm

発生汚泥量(2日あたり)

原水濁度30度するとき

$$M=192,000 \times 2 \text{日} \times \{(30-2) + 20 \times 0.234\} / 1,000,000 = 12.55\text{t}$$

原水濁度100度するとき

$$M=192,000 \times 2 \text{日} \times \{(100-2) + 35 \times 0.234\} / 1,000,000 = 39.6\text{t}$$

排出汚泥量は前節より1池2日あたり 600m^3 、従って全体では

$$V=4 \times 600=2,400\text{m}^3$$

以上より汚泥排出濃度を計算する。

原水濁度30度するとき

$$R=100(V-M)/V = 100 \times (2,400-12.55)/2,400 = 99.48\% \quad \text{残り } 0.52\%$$

原水濁度100度とき

$$R=100(V-M)/V = 100 \times (2,400-39.6)/2,400 = 98.35\% \quad \text{残り } 1.65\%$$

3 汚泥量と排出間隔

沈澱池は1池2ユニットに分割されており、汚泥掻き寄せ機は1回に1ユニットを清掃する。2池に1基掻き寄せ機が設置されているので掻き寄せ機1基は4ユニットの掻き寄せを受け持っているわけである。全体で2基設けられている掻き寄せ機は運転実績によれば2基ともほとんど同時に掻き寄せを始め、ほとんど同時に排泥している。1基1回当たりの汚泥量は300m³であるが、2基同時ということにより1度に600m³の汚泥が排出されると考えて良い。

また、排泥作業は常時朝、昼1回づつ行われているが機械能力からの最小時間は3.5時間なので1基がユニットを掻き寄せる間隔を3.5時間とする。

2 - 2 第3浄水場沈澱池

1 基本数値

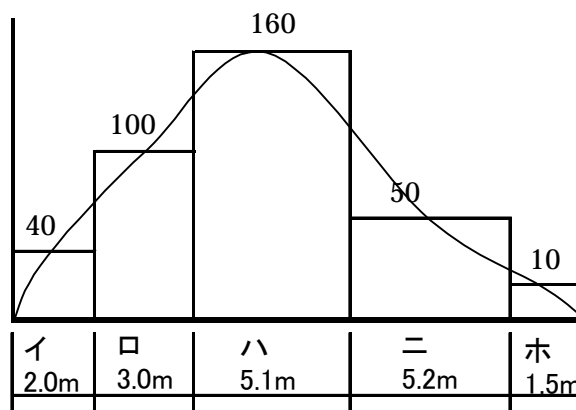
計画処理水量			Q ₀ =412,000m ³ /day
1池当たり処理水量	Q=1/16Q ₀ (槽=32ユニット 1槽=2ユニット)	Q=25,750m ³ /day	
原水濁度と薬注率			
標準濁度	30度	硫酸バンド注入率	20ppm
高濁度	100度	硫酸バンド注入率	35ppm
最高濁度	1,000度	パック注入率	70ppm
濁度換算率()	= 重量濁度/光学濁度		= 1
沈澱水濁度	30度のとき	1度	
	100度のとき	3度	
	1,000度のとき	10度	

2 汚泥堆積状況

傾斜板沈澱池のスラッジ堆積状況は浄水場毎に異なり、一定してはいない。但し、傾向は同じはずであり、ここでは銚子市のデータを参考に検討する。

データによるスラッジの堆積状況を本沈澱池に当てはめると図 - 2 のようになる。

図 - 2 スラッジ堆積状況



位置的スラッジ堆積率

区間	距離	計算式	堆積率	バルブ数	単位バルブの 排泥分担率
イ	2.0m	$40 \times 2.0 = 80$	5%	1	5
ロ	3.0m	$100 \times 3.0 = 300$	20%	4	19
ハ	5.1m	$160 \times 5.1 = 816$	56%		
ニ	5.2m	$50 \times 5.2 = 260$	18%	3	6
ホ	1.5m	$10 \times 1.5 = 15$	1%	1	1

3 発生汚泥量 (重量)

Po : 原水濁度 Pi : 沈澱池濁度 : バンド分子量 P' : バンド注入率

Q : 浄水量 25,750t/day : 1槽当たりの処理水量(2ユニット当たり)

原水濁度 30度 のとき

$$V = \{(Po - Pi) + P'\}Q = \{(30 - 1) + 0.234 \times 20\} / 1,000,000 \times 25,750t/day = 0.867t/day$$

原水濁度 100度 のとき

$$V = \{(Po - Pi) + P'\}Q = \{(100 - 3) + 0.234 \times 35\} / 1,000,000 \times 25,750t/day = 2.71t/day$$

原水濁度 1,000度 のとき

$$V = \{(Po - Pi) + P' \times 156/102\}Q \\ = \{(1000 - 10) + 0.1 \times 70 \times 156/102\} / 1,000,000 \times 25,750t/day = 25.7t/day$$

4 排水装置毎の汚泥分担量 (重量)

・排水装置種類 掻き寄せ機 スリット管

設備区間 (図-2) ロ、ハ イ、ニ、ホ

・汚泥分担率

掻き寄せ機 20+56=76%

スリット管 5+18+1=24%

・汚泥分担量

原水濁度	固形物汚泥量 (1槽当たりの処理 水量(2ユニット当 たり))	掻き寄せ機分担量 (76%)	スリット管分担量 (24%)
30度	0.87t/day	0.66t	0.21
100度	2.71t/day	2.06t	0.65
1,000度	25.7t/day	19.5t	6.2

5 排出汚泥濃度と汚泥量

排出汚泥の濃度を定めることは本計画における最も重要な事項の1つである。というのは、過去のデータ (1)より濃度が1%程度あるいはそれ以下と非常に薄く、この数値が多少変化するなりで汚泥排出量が大幅に変動してしまい後続の施設規模決定に大きな影響を与えるからである。

第2浄水場の沈澱汚泥は報告書 (2)によれば沈降速度も大きく圧密性もかなり良いようであり、事実運転実績より逆算した排出汚泥濃度も2-2節項のようになりに濃く汚泥処理に関しては扱いやすい汚泥の部類に入るといえよう。第3浄水場における原水も第2浄水場の汚泥と同様であるため上記より沈澱池からの排出汚泥濃度は排泥間隔が同じであれば第2浄水場のそれと同じと考えられる。排泥間隔は第2浄水場が48時間、第3浄水場は24時間であり、平均沈澱時間をその半分ずつと考えると内田の実験 (3)より汚泥の圧密量は5%程度の差が生じる。

参考

- (1)合田、末石等 凝集沈澱汚泥の処理について 水道協会雑誌 375号
 (2)寒川浄水場汚泥処理実験報告書 月島機械株式会社
 (3)内田那沙美 凝集沈澱におけるスラッジ量の概算
 空気調和・衛生工学・36巻9号

従って、第3浄水場沈澱池の排出汚泥濃度はリンクベルト装置部分では第2のものと同じ値を使用し汚泥量を5%増し(圧密量で5%の差があるため)にすることとする。

次にスリット管装置部分について考える。スリット管は池の幅全長に渡って汚泥を引き抜くように設計されており、ホッパへ沈澱汚泥を全て集めて排水する機械式排泥装置部分よりも汚泥濃度が低いことは容易に推定される。が、どの程度濃度が低くなるかという他の浄水場のデータもほとんどない現状では一概にはいえない。いま仮に機械式部分の半分の濃度になるとして排出汚泥量の計算をする。

・ 掻寄機分担汚泥量

$V = \text{掻寄機分担汚泥量} \times (100 - \text{汚泥排出濃度}) / \text{汚泥排出濃度} \times \text{汚泥量の5\%増量}$
 原水濁度 30度のとき

$$V = 0.66\text{t/day} \times (100 - 0.52) / 0.52 \times 1.05 = 133\text{m}^3$$

原水濁度 100度のとき

$$V = 2.06\text{t/day} \times (100 - 1.65) / 1.65 \times 1.05 = 129\text{m}^3$$

・ スリット管分担汚泥量

$V = \text{スリット管分担汚泥量} \times (100 - \text{掻寄機の半分の濃度}) / (\text{掻寄機の半分の濃度})$
 原水濁度 30度のとき

$$V = 0.21\text{t/day} \times (100 - 0.52/2) / (0.52/2) = 81\text{m}^3$$

原水濁度 100度のとき

$$V = 0.65\text{t/day} \times (100 - 1.65/2) / (1.65/2) = 78\text{m}^3$$

・ 2ユニット当たりの全汚泥量

原水濁度 30度のとき $V = 133 + 81 = 214\text{m}^3$

原水濁度 100度のとき $V = 129 + 78 = 207\text{m}^3$

ここで、スリット管部の排出汚泥仮定濃度につき考察する。

現在第3浄水場は運転中であり、沈澱池スリット管部の排泥バルブ開度をいろいろと変化させ適正運転をおこなおうとしていた。その結果バルブ開度30度にしたとき排泥量が4.75m³/minであり、スラッジは完全に抜けたと報告されており、現在もこの開度で満身に運転中である。この数値より排出汚泥濃度を逆算する。

図 - 2 の区間イ、ニにおけるスリット管本数は 4 本であるから 2 ユニット分の排出汚泥量は

$$Q=4 \times 4.75 \times 1/60 = 0.317\text{m}^3/\text{sec}$$

排泥のためのバルブ開放時間は開閉中を含めて $t=4$ 分であるので

$$V=Qt=0.317 \times 4 \times 60=76\text{m}^3$$

計算より求めた排出汚泥量は濃度を仮定したときの量とほとんど同じ値であり、これは仮定の正しいことを示している。

以上より、計画に使用する排出汚泥量は次のとおりとする。

原水濁度 30 度・100 度に対し

掻き寄せ機部汚泥量	135m ³
スリット管部	80m ³
2 ユニット分	215m ³
1 池分汚泥量	430m ³

6 運転方法

沈澱池排泥バルブの運転シーケンスは 1 基 4 分で排泥を終えしだい次のバルブが開く方式で全池順次に排泥をし排泥の重なるバルブはない。

排泥バルブの数は 1 槽当たり 22 基あり、全て排泥シーケンスに組み込まれている。しかし、前項 2 - 2 . 2 に述べたように常時排泥に必要なバルブの数は 8 基である。

区間イ 1
 口 } 4
 八 }
 ニ 3

計 8 基 × 2 = 16 基

従って、排泥は 8 基 × 4 分/基 = 32 分運転の 3 × 4 = 12 分休止という運転方法となる。

池数	半池			半池			半池		
バルブ数	2	8 基	1	2	8	1	2	8	1
時間	8 × 4 分 = 32 分		3 × 4 = 12 分	32 分	12 分		32 分		
運転	排泥		休止	排泥	休止		排泥		

1 サイクルの排泥時間は

$T=(2+8+1) \times 2 \times 4 \text{ 分} \times 8 \text{ 池} = 704 \text{ 分} = 11.7 \text{ 時間} < 12 \text{ 時間}$ となり、1 日 2 サイクルの運転ができる。

2 - 3 第3浄水場汚泥池の運転システム

前節までの計算により第2浄水場および第3浄水場の沈澱池の排泥システムが求めたので、これらを図化して、それよりの汚泥池、総合汚泥池へのポンプの運転システムを検討する。

1 基本条件

- ・ 第3浄水場汚泥池 容量 $V=1,243\text{m}^3$ 1,200 m^3
有効水深 $H=6.0\text{m}$
- ・ 既設汚泥ポンプ容量 $Q=11.0\text{m}^3/\text{min}=660\text{m}^3/\text{Hr}$

2 仮定条件

第3浄水場の沈澱池排泥時間は1池1時間の8池連続運転で運転開始を午前8時とする。

第2浄水場の排泥間隔は3.5時間とし排泥開始を8時・8時30分・8時15分とする。これをそれぞれケース1・2および3とする。ケース4として排泥開始を9時間と遅らせ間隔も5時間と広げる。

以上の4ケースの第2浄水場及び第3浄水場の沈澱汚泥の排出の仕方により汚泥池への流入の仕方のあらゆる組み合わせが代表されていると思われる。従ってケース1~4の運転を図式により計算し総合汚泥池への輸送量を求める。このときの輸送ポンプの開始は汚泥池水深が約3.5mになったときとする。図-3~6に各ケースの計算が示される。

総合汚泥池の規模をできるだけ小さくし、汚泥の沈降を確実にするための流入水の条件は、

流入量をできるだけ少なくすること

瞬時に大量の流入が無いようにすること。

ということになり、これはとりもなおさず均等に流入させるということである。均等流入ということはポンプが連続運転をしていることといえ、各ケースに対する汚泥ポンプの連続運転可能な輸送量の範囲を図-3~6から求めると次のようになる。

ケース1 363 m^3/Hr Q 454 m^3/Hr

ケース2 384 m^3/Hr Q 468 m^3/Hr

ケース3 369 m^3/Hr Q 456 m^3/Hr

ケース4 395 m^3/Hr Q 491 m^3/Hr

上記より各ケースに共通して連続運転のできる流量範囲を求めると
395 m^3/Hr Q 494 m^3/Hr となる。

一方、運転方法を見ると高濁度時は1日2サイクルの排泥を行うため1サイクルの運転を12時間以内で済ませないと、高濁時には1日の内で排泥できなくなり、第3浄水場汚泥池があふれてしまうことになる。

$T=12$ 時間に対する輸送量は $Q=384\text{m}^3/\text{Hr}$ となり、時間的制約条件を満足できる Q の値は、 Q 384 m^3/Hr となる。

以上の各条件より好ましい輸送量の範囲は次のようになる。

395 m^3/Hr Q 454 m^3/Hr

既存ポンプ仕様、汚泥池容量に対する安全を考慮し、設計輸送量を下記とする。

$Q=450\text{m}^3/\text{Hr}=7.5\text{m}^3/\text{min}$ $T=10.3\text{Hr}$

図-3 汚泥ポンプの運転ケース1

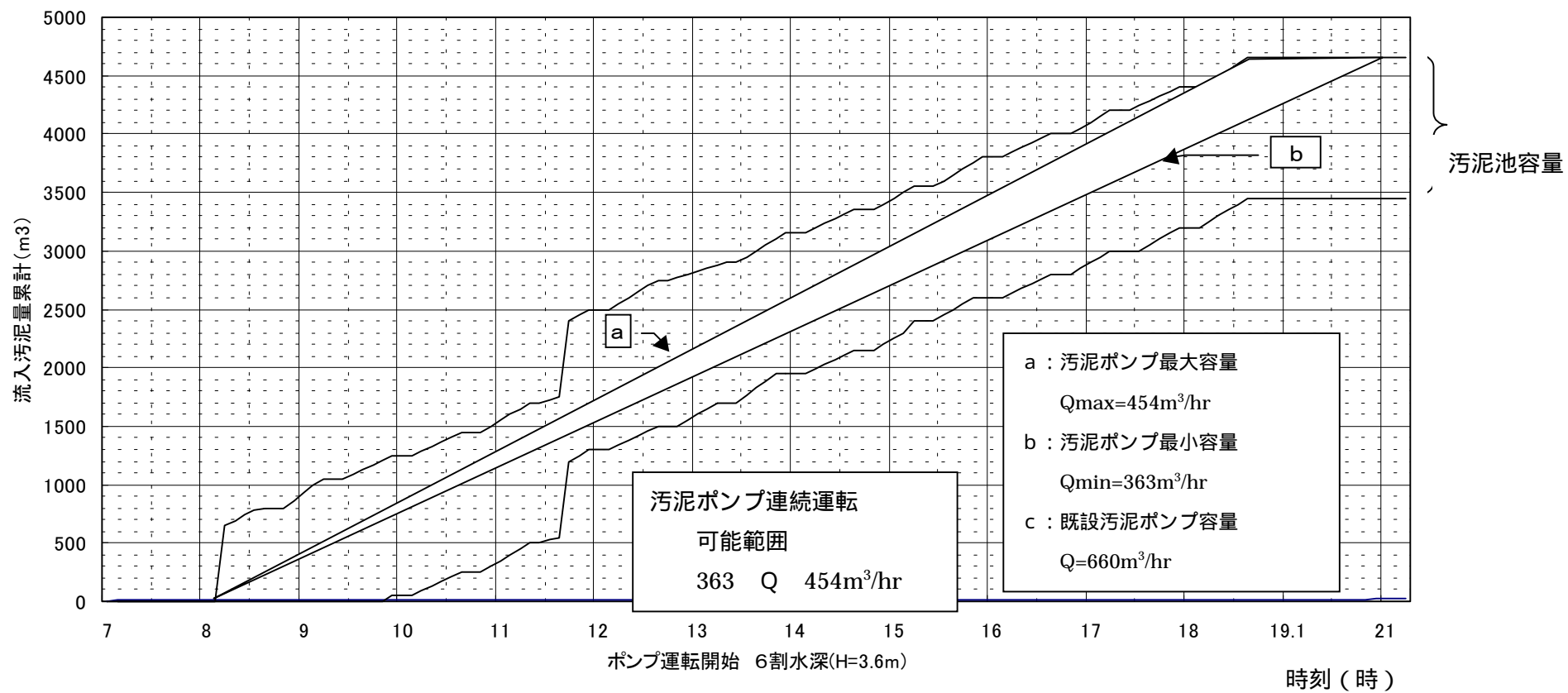


図-4 汚泥ポンプの運転ケース2

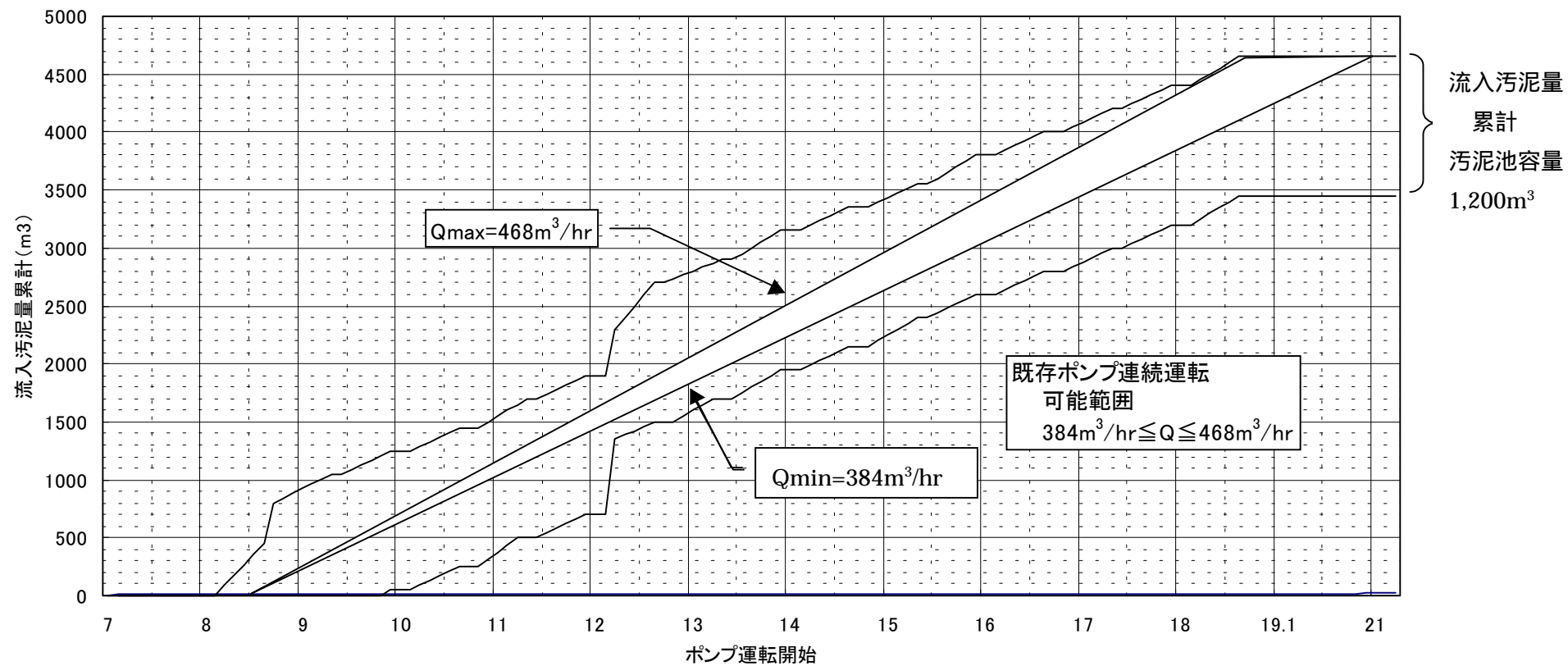


図-5 汚泥ポンプの運転ケース3

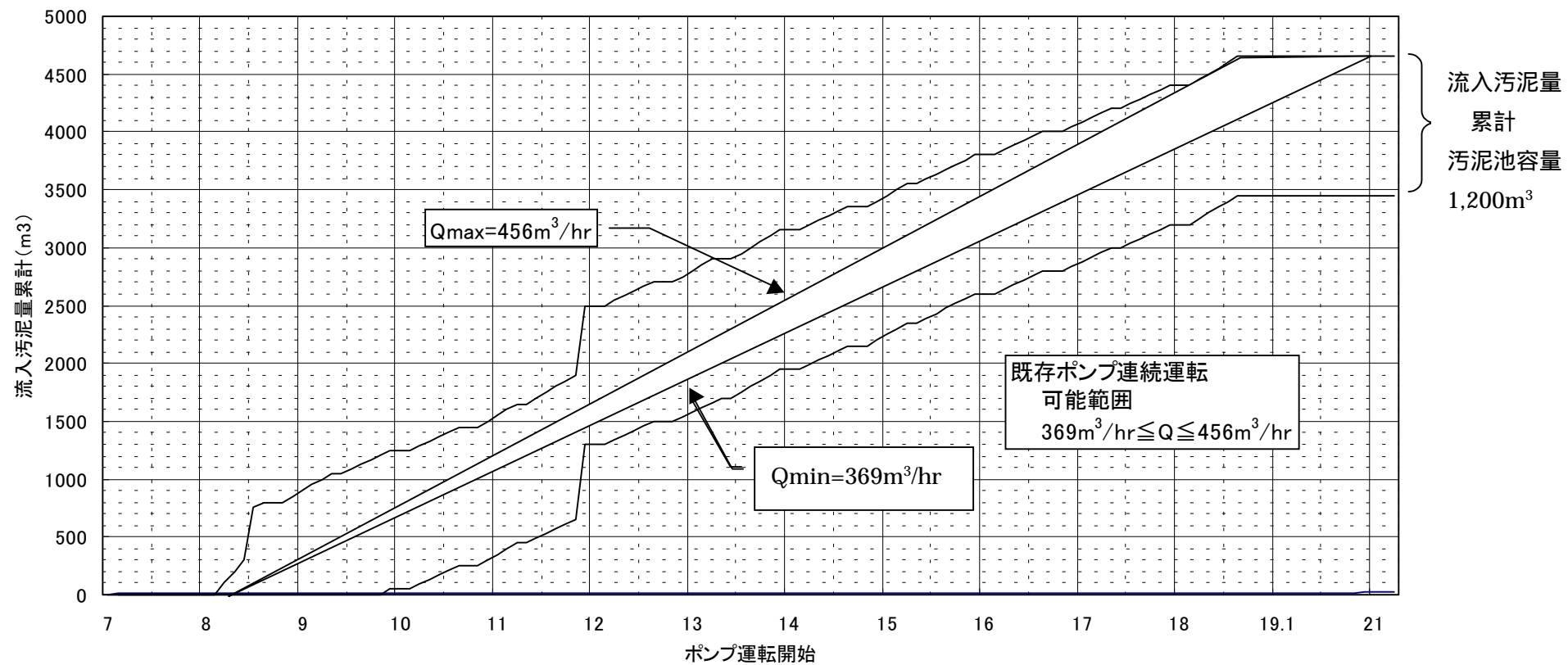
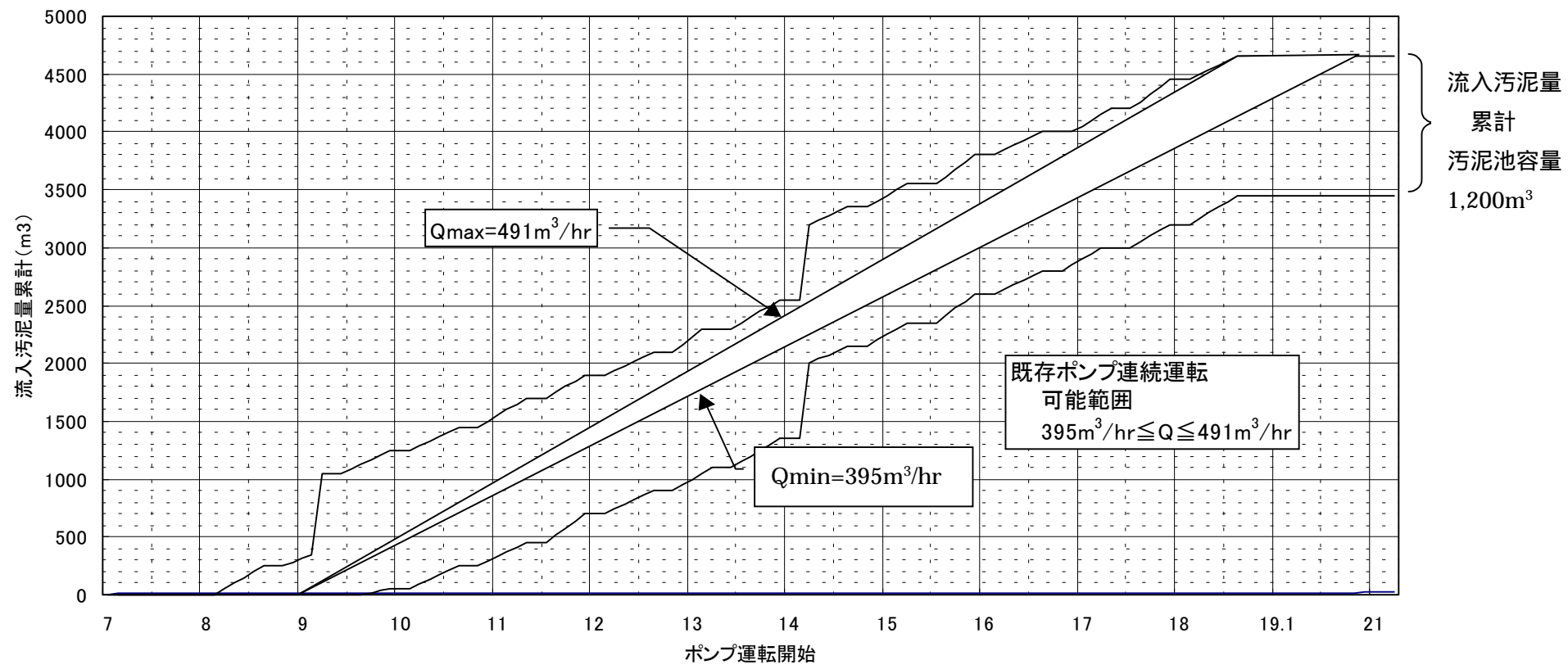


図-6 汚泥ポンプの運転ケース4



2 - 4 第4浄水場沈澱池

本浄水場は将来建設される予定であり、現在ではまだ詳細な計画もないので、沈澱池よりの排泥は既設第2及び第3浄水場の運転を参考に求めることにする。

排泥の方法は、第3浄水場のように等時間間隔の排泥が望ましい。1日の排泥作業時間は一般的に言う作業時間の8時間とする。

排出汚泥量を浄水場規模より比例させて求める。

・第2浄水場 処理量 192,000m³/day 汚泥量 1,200m³/day

・第3浄水場 処理量 412,000m³/day 汚泥量 3,440m³/day

処理水量に対する汚泥量の比(R)は

・第2浄水場 $R=1,200\text{m}^3/\text{day} / 192,000\text{m}^3/\text{day} \times 100 = 0.63\%$

・第3浄水場 $R=3,440\text{m}^3/\text{day} / 412,000\text{m}^3/\text{day} \times 100 = 0.83\%$

第4浄水場の処理量は $Q=307,800 \text{ m}^3/\text{day}$ であるから上記数値より汚泥量を推定すると

$$V=307,800 \text{ m}^3/\text{day} \times 1/2 \times (0.63+0.83) \times 1/100=2,247\text{m}^3/\text{day}$$

総合汚泥池への輸送量は

$$Q=V/T=2,247/8=281\text{m}^3/\text{hr}=4.7\text{m}^3/\text{min}$$

2 - 5 総合汚泥池流入汚泥濃度

第3浄水場汚泥池よりの流出汚泥濃度

・原水濁度 30 度するとき

$$C_1=1/(1,200+2,160+1,280) \times (1,200 \times 0.49 + 135 \times 16 \times 0.49+80 \times 16 \times 0.25) \\ =1,966/4,640 = 0.42\%$$

・原水濁度 100 度するとき

$$C_2=1/4,640 \times (1,200 \times 1.55 + 2,160 \times 1.55+1,280 \times 0.78)=1.34\%$$

第4浄水場からの汚泥濃度

・原水濁度 30 度するとき

$$C_1=1/2,250 \times 10.4 \times 100=0.46\%$$

$$C_2=1/2,250 \times 32.4 \times 100=1.44\%$$

総合汚泥池への流入汚泥濃度は

・原水濁度 30 度するとき

$$C_1=1/(4,640+2,250) \times (4,640 \times 0.42+2,250 \times 0.46)=0.43\%$$

$$C_2=1.37\%$$

2 - 6 総合汚泥池の規模

第1浄水場を除く各浄水場の沈澱汚泥は一旦それぞれの汚泥池に入ってから総合汚泥池へと導かれる。ただし、第2浄水場の沈澱汚泥は第3浄水場の汚泥池を経由する。このため総合汚泥池への流入量変動は各浄水場の汚泥池で大幅に緩和され下記のような流入量となる。

・第2・第3浄水場汚泥池よりの汚泥流出

流出量 $Q=7.5\text{m}^3/\text{min}$: 10.3 時間連続運転

・第4浄水場

流出量 $Q=4.7\text{m}^3/\text{min}$: 8 時間連続運転

従って、総合汚泥池の流入量は

$$Q_{\max}=7.5+4.7=12.2 \text{ m}^3/\text{min}$$

この量よりみると沈澱汚泥の流入はかなり均等化されて単位時間当たりの量が小さくなっており、原案 (1)よりも大幅に総合汚泥池規模を小さくすることが可能となった。以下汚泥池規模を求める。

(1)寒川浄水場スラッジ処理集水基本計画

神奈川県

汚泥池あるいは濃縮槽は元来、適切な理論式がなく、表面負荷率とモデル実験により、その規模が決められていた。特に汚泥池の場合は汚水の流入が均等でなく、濃縮槽へ均等に汚泥を送るための一種の調整池的な役割をはたすのみであった。このため、その規模も単に沈澱汚泥量に対し何時間分という決め方がほとんどであった。

しかし、前節までの調査で明らかになったように 8～10.3 時間の間は各浄水場より連続して均等な少量ずつの運転が可能となり、従って調整のみでなく、汚泥の圧密をも期待できることになった。

連続流に対し汚泥池が設計できるため、粒子の界面沈降理論あるいは水平流沈澱理論により計画することができる。

上述した理論の信頼性、データの豊富さより、本計画では後者を採用し汚泥池を設計することとする。

乱流拡散を考慮した Camp の沈澱除去率を表す式は次のとおりである。

$$E = 1 - 8 \left(\frac{wh}{2Dz} \right)^2 \exp \left(\frac{wh}{2Dz} \right) \times \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{n^2 H_n e^j}{[(wh/2Dz)^2 + n^2 + wh/Dz][(wh/2Dz)^2 + n^2]} \right\} \dots (1) \text{式}$$

ここで n は、

$$2 \cot \theta_n = \frac{wh}{2Dz} + \frac{wh}{2Dz} \quad \text{の連続実証根}$$

$$\cos \theta_{n+w/2Dz} \sin \theta_n = H'_n \quad (\text{但し、} \theta_n \text{ が第 } 1,2 \text{ 象限 } H_n = +1 \\ \text{第 } 3,4 \text{ 象限 } H_n = -1)$$

$$j = - \left[\frac{wh}{2Dz} \right]^2 + n^2 \times \frac{1}{2} \frac{wh}{2Dz} \times \frac{w}{w_0}$$

E : 沈澱除去率

w : 粒子の沈降速度

w_0 : 表面負荷率

h : 水深

Dz : 上下方向の乱流拡散係数

(1)式 Camp が再浮上なし、濃度の高さ的变化が少ないとして解いたものである。本汚泥池の場合は上記の濃度変化は大きい、それによる乱れは、池内速度を遅くする、中間整流壁を設け偏流、密度流をおさえる。偏流、噴流の起る流入出部、整流壁の近傍は沈澱帯と見なさない等を考慮すれば多いにおさえることができるので(1)式を使用して良いと判断される。

(1)式の形は非常に複雑であるが、よく見ると除去率は w/w_0 と $wh/2Dz$ の関数より成り立っている事がわかる。2つの関係とも無次元数であり、この2つのパラメーターにより除去率を関式で求めることができる。ただし、拡散係数については次の近似式によらなければならない。

$$\frac{wh}{2Dz} = 130h/L \cdot \frac{w}{w_0}$$

Camp の求めた図 (1)によれば除去率を 100%近い値にするためには w/w_0 及び $wh/2Dz$ を共に大きくするのが最も良い。

しかし、それでは施設が大きくなってしまい不経済となってしまうので、ここでは、後者(一般に大きな値となる。)をより大きくし、前者はあまり大きく採らないこととする。

(1)たとえば、水利公式集 46 年版 P.416

上記より $w/w_0 = 1$ とする。

粒子の静止沈降速度は実験 (2)によれば $w=0.65 \sim 0.84\text{m/hr}$ と求められている。

いま、 $w=0.60\text{m/hr}$ とすると

$$w_0 = w = 0.60\text{m/hr}$$

これより、池の必要面積は、 $Q=12.2\text{m}^3/\text{min}$ であるから

$$A=Q/w_0=12.2\text{m}^3/\text{min}/0.60\text{m/hr}=1,220\text{m}^2$$

排泥装置の形状、規模、池の規模等より池を正方形ユニットの集合と考え、1池2ユニット×2池、即ち4個の正方形に分割することとする。ただし、流出入、整流壁部分は沈澱効果がないとし、この部分 $l=2.0\text{m}$ を除くとする。

以上より、1ユニットの辺長(B)は、

$$4B(B-2l)=1,220\text{m}^2$$

$$B=1/2 \times (4 \pm (16+1,220)) = 19.6 \sim 20.0\text{m}$$

従って、池の長さは、

$$L=2(B-2l) = 2 \times (20-2 \times 2.0) = 32.0\text{m}$$

次に、 $wh/2Dz$ の値であるが、前述の図より見て $w/w_0 = 1$ に対し、良い除去率が得られるのは、15 以上である。

いま、 $wh/2Dz = 15$ とすると

$$wh/2Dz = 130h/L \cdot w/w_0 \text{ より}$$

$$h=1/130 \cdot 1/w/w_0 \cdot wh/2Dz \cdot L$$

$$=1/130 \times 1 \times 15 \times 32.0 = 3.69 = 3.70\text{m}$$

沈泥圧密区間の深さを 1.30m とする。

(2) 寒川浄水場汚泥処理実験報告書

月島機械株式会社

第 3 章

各汚水池規模の決定

3 - 1 第 1 污水池

污水池容量はろ過池洗浄水を 2 池分受け入れられる容量が一般的に言って最小となる。

洗浄ショック療法等の際、常時より大量の洗浄水が流入する。

返送あるいは輸送ポンプの運転が断続的になる。

水質汚濁防止法の規制を昭和 51 年より受けるためオーバーフローとして汚水を放流できない。

等がその主な理由であり、これより本污水池もこの容量を採用する。

$$\text{容量}(V_0) = 2Q = 2 \times 210 = 420\text{m}^3$$

$$\text{ここに } Q = 210\text{m}^3/\text{池}$$

(1)寒川浄水場スラッジ処理集水基本計画 神奈川県

既存の排水柵を經由して污水池に流入するので、容量の一部として排水柵、ろ過池排水渠を利用できる。

$$\text{排水柵容量}(V_1) \text{は、} V_1 = 6.0 \times 5.0 \times (6.7 - 4.7) = 60\text{m}^3$$

排水渠容量(V_2)は損失水頭の関係上近傍 13 池が利用できるとすると、渠の長さは

$$l = 5.6 \times 10 = 56\text{m}^2$$

$$V_2 = 1.5 \times 56 \times (6.7 - 6.15) = 46\text{m}^3$$

以上より污水池としての必要容量(V)は

$$V = V_0 - (V_1 + V_2) = 420 - (60 + 46) = 314\text{m}^3$$

水深は排水柵のそれが最小水深であるから、この値を採用して、 $H = 2.0\text{m}$

$$\text{平面積は } A = V/H = 314/2.0 = 157\text{m}^2$$

敷地、工事を考慮したときの最大幅は $B = 8.0\text{m}$ であり、従って長さは

$$L = 157/8.0 = 19.6 \quad 20.0\text{m}$$

H.W.L は排水柵のそれより連絡管損失水頭を 10cm とって、 $H.W.L + 6.60$ とする。

以上をまとめると次のようになる。

容量 320 m^3

寸法 $8.0 \times 20.0 \times \text{水深 } 2.0\text{m}$

H.W.L $+6.60\text{m}$

L.W.L $+4.60\text{m}$

但し、本污水池は調整池としての役目しか果たせないなので、汚泥を沈澱させるための池が必要となる。

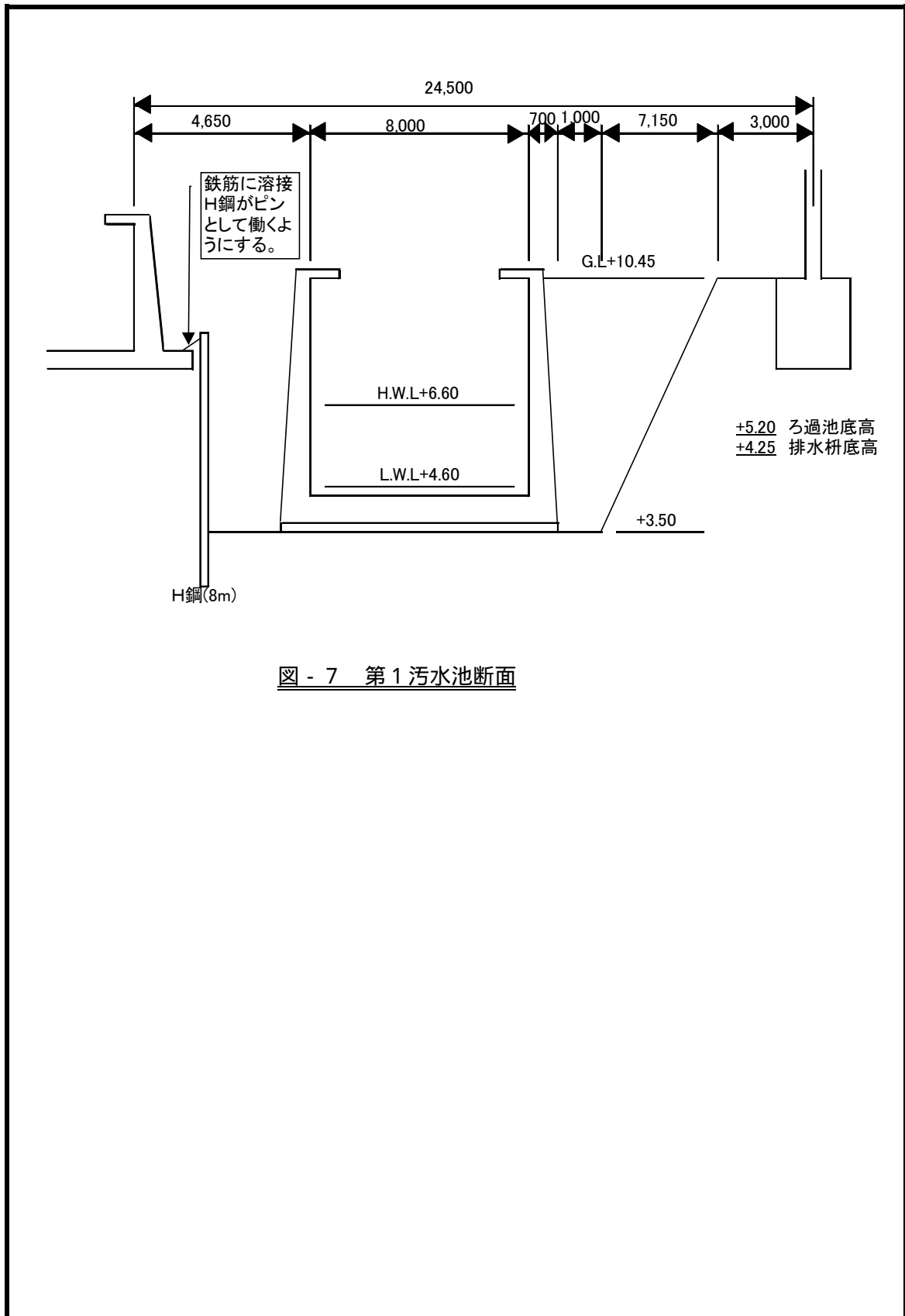


図 - 7 第 1 污水池断面

3 - 2 第 2 污水池

本污水池も場所的制約により第 1 污水池と同様の考え方をとり、容量を 2 池分とする。ろ過池 1 池の洗浄排水量は資料 (1) より 400m^3 である。従って、污水池の容量(V)を

$$V=2 \times 400 + 180=980 \text{ m}^3$$

ここに、 180 m^3 はサンプリング水排水、その他のための容量である。

敷地の形状より

$$B=7.0\text{m} \quad L=35.0\text{m} \quad \text{とすると}$$

有効水深は

$$H=980/(35.0 \times 7.0) = 4.00\text{m}$$

(1) 寒川浄水場スラッジ処理集水基本計画 神奈川県

3 - 3 総合汚泥池内の污水池

本污水池の目的は次の 2 通りである。

返送ポンプのポンプ井の一部として使用し、上澄水の連続均等返送に寄与する。

第 1 污水池からの洗浄排水汚泥を沈澱させる。

容量、規模は次の如くとする。

幅 $10.0\text{m} \times$ 長さ $45.8\text{m} \times$ 水深 4.00m

容量

$$V=1,832 \text{ m}^3$$

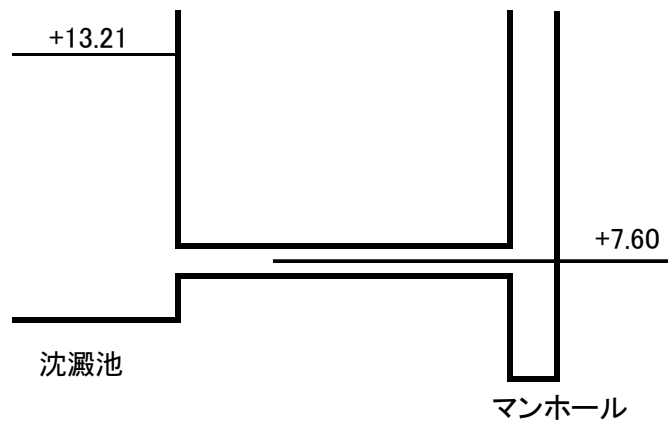
H.W.L +10.80m

L.W.L +6.40m

第 4 章

各種ポンプおよび管の計算

4 - 1 排泥管 (第2浄水場沈澱池 ~ 第3浄水場汚泥池)



1回当たりの排泥はバルブが2基つつ交互に開いて行う。

(1) 200区内の損失

- ・ 流入 $f_i = 0.5$
 - ・ 曲がり $f_b = 0.2$
 - ・ バルブ $f_v = 0.35$
 - ・ 400への流出 $f_c = 0.85$
-
- $f_m = 1.90$
- ・ 摩擦 $f_l/d = 124.5n^2/d^{1/3} \cdot l/d$
 $n=0.014 \quad l=4.9 \quad d=0.20$
 $f_l/d = 124.5 \times 0.014^2/0.20^{1/3} \times 4.9/0.20 = 1.02$

(2) 400区間の損失

- ・ 摩擦 $f_l/d = 124.5 \times 0.014^2/0.40^{1/3} \times 5.34/0.40 = 0.44$
- ・ マンホールへの流出 $f_e = 1.0$

(3) 沈澱池 ~ マンホールのロス計算

$$H = (f_m + f \times l/d) v_1^2 / 2g + (f_e + f \times l/d) v_2^2 / 2g$$

$$V_1 = (d_2/d_1)^2 \cdot v_2$$

$$V_2 = \{ 2gH / (f_m + f \times l/d) (d_2/d_1)^2 + (f_e + f \times l/d) \}$$

$$= \{ 2 \times 9.8 \times (13.21 - 7.60) / (1.90 + 1.02) \times (0.40/0.20)^2 + (1.00 + 0.44) \}$$

$$= (8.38) = 2.89 \text{ m/sec}$$

$$Q = aV_2 = 1/4 \times 0.40^2 \times 2.89 = 0.363 \text{ m}^3/\text{sec}$$

(4) マンホール以下の計算

$$d = 0.70 \text{ m} \quad a = 0.385 \text{ m}^2 \quad L = 150.6 \text{ m}$$

$$Q = 0.363 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$V = Q/a = 0.363/0.385 = 0.943 \text{ m/sec}$$

マンホールによるロス係数を $f_k = 0.2$ とする。

$$V = \{ 2gH / (f_i + f_e + 3f_k + f \times l/d) \}$$

$$= \{ 2 \times 9.8 \times (7.60 - 6.50) / \{ 0.5 + 1.0 + 3 \times 0.2 + (124.5 \times 0.014^2) / 0.70^{1/3} \times 150.6 / 0.70 \} \}$$

$$= \{ 21.6 / (2.1 + 5.91) \} = (2.69) = 1.64 \text{ m/sec}$$

$$Q = aV = 0.384 \times 1.64 = 0.631 \text{ m}^3/\text{sec} > 0.363 \text{ m}^3/\text{sec}$$

4 - 2 排泥管 (第3浄水場汚泥池～総合汚泥池)

(1) 実揚程

第3浄水場汚泥池 L.W.L +0.50m

総合汚泥池の水位は支持地盤及び地下水位の関係上 H.W.L +10.60m となる。

従って、実揚程(Ha)は $H_a=10.60-0.50=10.10\text{m}$

(2) ポンプ吸い込み・吐出管ロス

$H_p=1.54\text{m}$ (1) 300のポンプとする。

(3) 排泥管損失水頭

$Q=7.5\text{ m}^3/\text{min} = 0.125\text{ m}^3/\text{sec}$

$L=850\text{m}$

マイナーロス

バルブ・漸拡 0.6

90度曲 $f_b=0.3 \times 8 = 2.4$

45度曲 $f_b=0.2 \times 10 = 2.0$

流出 $f_e = 1.0$

$f_m=6.0$

摩擦ロス

$d=400$ のとき

$f \times l/d = (124.5 \times 0.014^2)/0.40^{1/3} \times 850/0.40 = 70.4$

$d=450$ のとき

$f \times l/d = (124.5 \times 0.014^2)/0.45^{1/3} \times 850/0.45 = 60.1$

$d=400$ のときのロス

$V=0.125/\{(\pi/4) \times 0.40^2\} = 0.995\text{m/sec}$

$H_f=(6.0+70.4)V^2/2g=76.4 \times 0.995^2/19.6=3.86\text{m}$

$d=450$ のとき

$V=0.125/\{(\pi/4) \times 0.45^2\} = 0.786\text{m/sec}$

$H_f=(6.0+60.1)V^2/2g=0.786^2/2 \times 9.8=2.08\text{m}$

(4) ポンプ総揚程

$d=400$ の場合

$H=H_a+H_p+H_f=10.10+1.54+3.86=15.50\text{m}$

$d=450$ の場合

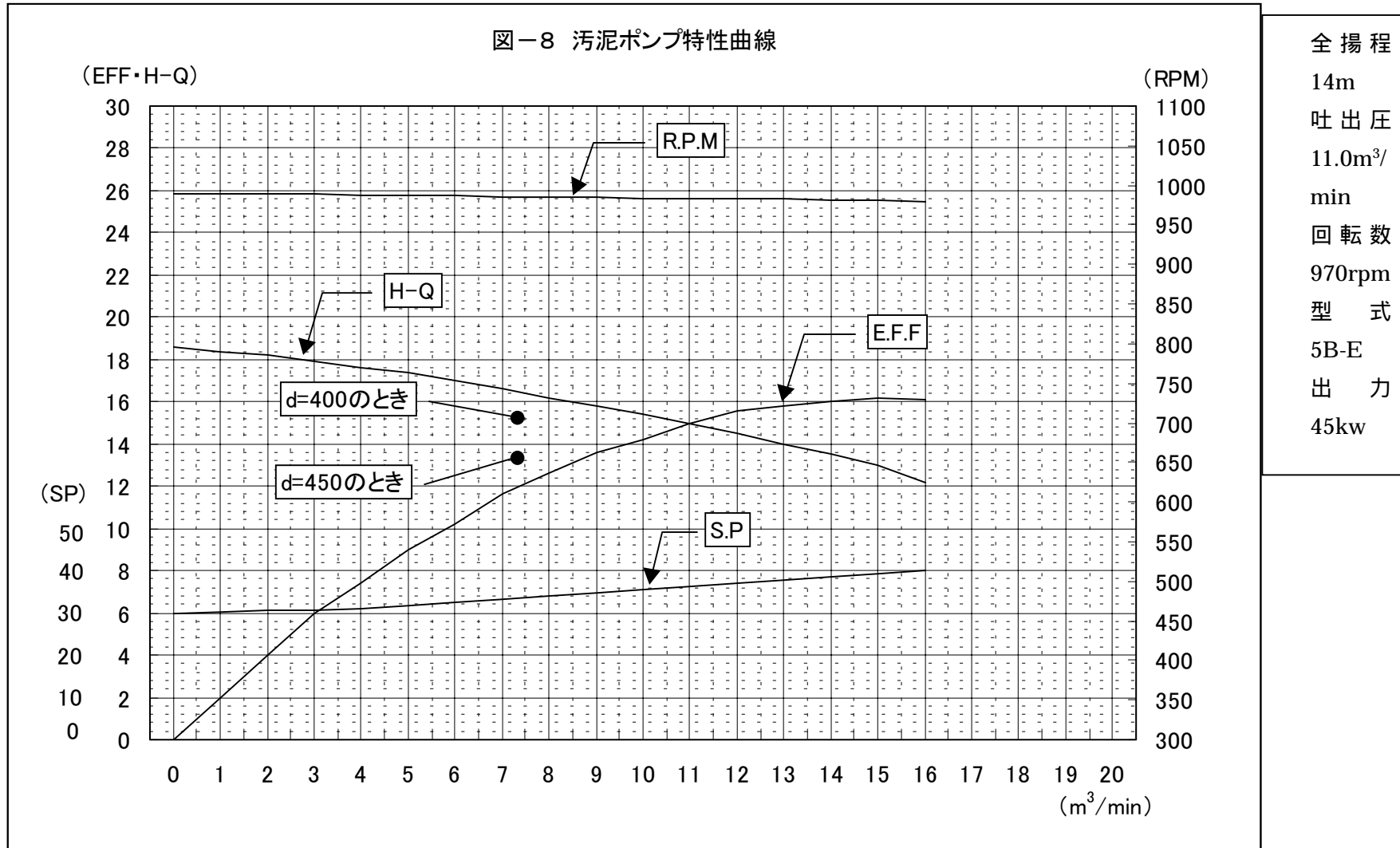
$H=H_a+H_p+H_f=10.10+1.55+2.08=13.73\text{m}$

ポンプの特性曲線(図-8)より考えて、 $d=400\text{mm}$ を採用する。なお、このポンプ(既設)の仕様は次のとおりである。

$300 \times 11\text{m}^3/\text{min} \times 14\text{m} \times 45\text{kW}$

横軸片吸込渦巻ポンプ2台(内1台予備)

図 - 8 汚泥ポンプ特性曲線



4 - 3 排泥管 (第 1 浄水場沈澱池 ~ 第 1 汚水池)

VP による仮配管であり、年に数回行方沈澱排泥を第 1 汚水池へ送る。排泥量は別冊計算書は「寒川汚泥処理施設新設工事 機械設備計画書」より

$$Q=1,500\text{m}^3/\text{day}=0.347\text{m}^3/\text{min}=0.00579\text{m}^3/\text{sec}$$

ピーク時にポンプ 2 台運転を考えると $Q=0.001157\text{m}^3/\text{sec}$

$$a=4/d^2/4=0.01766\text{m}^2 \quad d=0.150\text{m}$$

$$L=670\text{m}$$

$$hf=I \cdot l$$

$$C=100 \text{ とすると } I=5.7\text{‰}$$

$$hf=I \cdot l=5.7 \times 10^{-3} \times 670 \times 1.2 \text{ (異形管割増分)} = 4.58\text{m}$$

ポンプ廻りロス

$$hp=1.62\text{m}$$

実揚程

$$\text{沈澱池 L.W.L (排水管底高)} +8.20$$

$$\text{第 1 汚水池流入管心高} \quad +9.40$$

$$\text{ha}=1.20\text{m}$$

他の排泥ポンプを兼ねるための揚程の余裕(hal)

$$hal = 4.60\text{m}$$

総揚程

$$H=hf+hp+ha+hal = 4.58+1.62+1.20+4.60=12.0\text{m}$$

ポンプ仕様

$$65 \times 0.35 \text{ m}^3/\text{min} \times 12\text{m} \times 3.7\text{kw}$$

4 - 5 排水管 (第 1 汚水池 ~ 総合汚泥池)

ろ過池洗浄 1 回当たりの排出量は 3 - 1 より

$$Q=210\text{m}^3$$

洗浄最低間隔は

$$T=30 \text{ 分}$$

従って、1 池分の洗浄排水は 30 分以内に総合汚泥池へ送り込めばよい。

$$\text{最大輸送量 } Q_0=V/T=210/30=7.0\text{m}^3/\text{min}$$

$$\text{ジェット水量その他の余裕水量 } 0.5\text{m}^3/\text{min}$$

$$Q=7.5\text{m}^3/\text{min}$$

排水管口径とポンプ規模を求める。

(1) スラッジ輸送につき、管内流速を $V = 1.0\text{m}^3/\text{sec}$ とすると、口径は、

$$d \text{ (} Q/V \cdot 4/ \text{)}^{1/2} = \{ 7.50/(1.0 \times 60) \times 4/ \}^{1/2}$$

$$d \quad 0.399\text{m}$$

これより $d = 0.350\text{m}$ とする。

(2) 損失水頭

$$Q = 7.5\text{m}^3/\text{min} = 0.125\text{m}^3/\text{sec} \quad d = 0.350\text{m}$$

$$V = 1.300\text{m}/\text{sec}$$

$$C = 100 \text{ とすると } I=7.4\text{‰}$$

・マイナーロス

流入 $f_i = 0.5$

90度曲 $f_b = 6 \times 0.2$

45度曲 $f_b = 6 \times 0.1$

流出 $f_e = 1.0$

$f_m = 3.30$

$$h_m = f_m \cdot V^2 / 2g = 3.30 \times 1.300^2 / (2 \times 9.8) = 0.285\text{m}$$

・摩擦ロス

$$h_f = I \cdot l = 7.5 \times 10^{-3} \times 180 = 1.350\text{m}$$

・ポンプ吸い込み・吐出管ロス

$$h_p = 1.65\text{m}$$

・総損失水頭

$$h = 0.285 + 1.350 + 1.650 = 3.285\text{m} = 3.29\text{m}$$

(3) ポンプ揚程

・実揚程

総合汚水池 H.W.L +10.60

汚水池 L.W.L +4.60

ha = 6.00m

・総揚程

$$H = 3.29 + 6.00 = 9.29 \quad 10.0\text{m}$$

(4) ポンプ仕様

$$250 \times 7.5\text{m}^3/\text{min} \times 10.0 \times 22\text{kw}$$

2台(内1台予備兼ピーク用)

汚水水中ポンプ

4 - 6 排水管(第2浄水場ろ過池～第2汚水池)

汚水池へ流入する汚水は第2浄水場ろ過池洗浄排水、ろ過後排水及びその他雑排水である。

洗浄排水 = 400m³/池

ろ過後排水 0

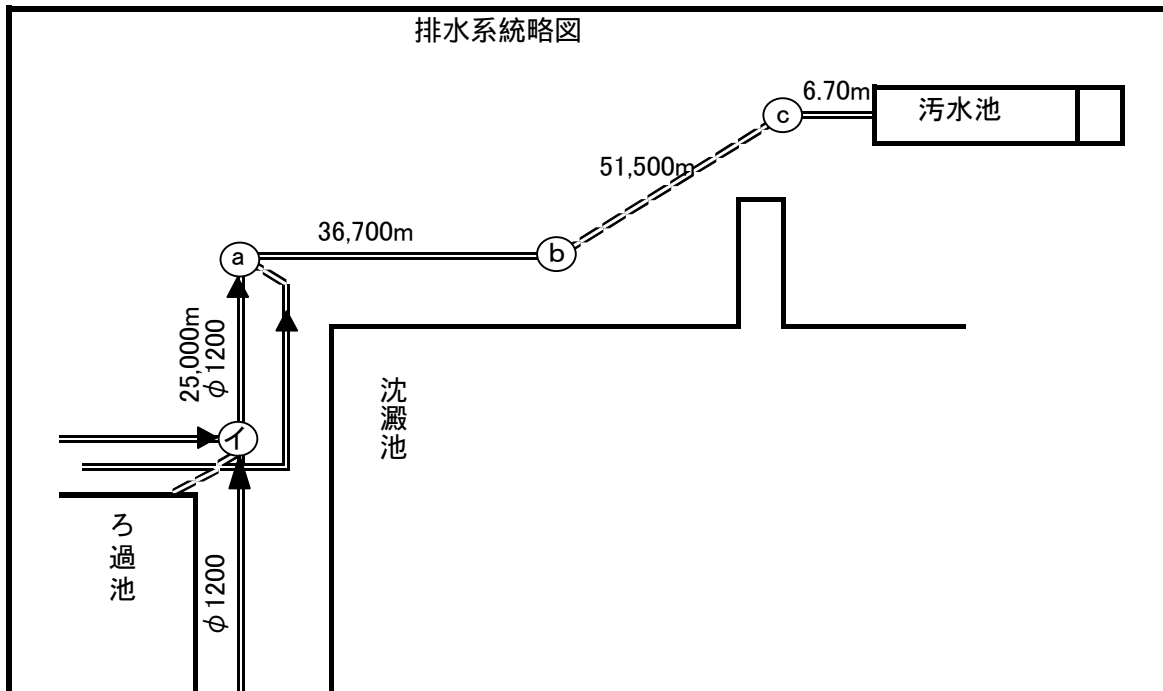
(1) 管路勾配

2 ‰₀₀として計算する。

(2) 逆洗 $0.60 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{min}$ $0.60 \times 100(\text{ろ過面積}) \times 6 = 360 \text{ m}^3$

表洗 $0.20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{min}$ $0.20 \times 100(\text{ろ過面積}) \times 2 = 40 \text{ m}^3$

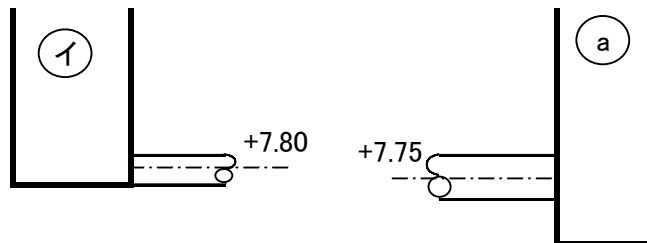
従って、洗浄が同時に行われるとして、 $Q = 80 \text{ m}^3/\text{min} = 1.33 \text{ m}^3/\text{sec}$



(1) 既存マンホールイ ~ a 間の損失水頭

$$I=2.0 \text{ ‰} \quad , \quad D=1,200 \quad , \quad N_{\text{full}}=0.014 \quad , \quad R_{\text{full}} = D/4=0.30$$

$$H_f=2.0 \times 10^{-3} \times 25.0\text{m}=0.05\text{m}$$



$$Q_{\text{full}}=1/0.014 \times 0.30^{2/3} \times (2.0 \times 10^{-3})^{1/2} \times 0.785 \times 1.2^2=1.63 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$Q/Q_{\text{full}}=1.33/1.63=0.82 \quad \text{円形管の水理特性曲線より。}$$

69%水深の流れであることがわかる。また、その時の流速は、満流管流速の 1.11 倍、 $1.18 \times 1.11=1.31\text{m/sec}$ となる。

マンホール イ 水位

$$\text{H.W.L} = 7.80 - 1/2 \times 1.200 + 0.69 \times 1,200 = + 8.03$$

排水管 イ ~ a ロス

$$h_f=2.0 \times 10^{-3} \times 25.0=0.05$$

マンホール a 流入水位

H.W.L = $8.03 - 0.05 = +7.98\text{m}$ であるが、このマンホールにはろ過後排水管が接続してくるので、流入管 1,200HP の高さは、これを考慮し、 $+7.44\text{m}$ とする。従って、このマンホールの口は $\text{H.W.L} = 7.98 - (7.44 + 1.2 \times 0.50 - 1.2 \times 0.69) = 0.31\text{m}$

(2) 排水管 a~b ロス

$$hf=2.0 \times 10^{-3} \times 39.7=0.08\text{m}$$

マンホール b 流入水位

$$\text{H.W.L} = 7.98 - (0.31 + 0.08) = +7.59\text{m}$$

以下の流水は管流となる。

(3) マンホール b ~ 第2汚水池 ロス

$$Q=1.33 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$a = \pi/4 \times 1.20^2 = 1.130 \text{ m}^2$$

$$V=Q/a = 1.177\text{m/sec}$$

・マイナー

$$\text{流入} \quad f_i=0.5$$

$$\text{流出} \quad f_e=1.0$$

$$\text{マンホール c} \quad f_k=0.2$$

$$f_m=1.70$$

・摩擦

$$f_l/d = (124.5 \times 0.014^2)/1.2^{1/3} \times (51.5+6.7)/1.2=1.11$$

$$H=(f_m+f_l/d)V^2/2g = (1.70+1.11) \times 1.177^2/2 \times 9.8 = 0.20\text{m}$$

マンホール b より排水管を深く布設するので、このマンホールで $h=0.89\text{m}$ の落差を付ける。

汚水池水位は

$$\text{H.W.L} = 7.59 - 0.89 - 0.20 = +6.50\text{m}$$

4 - 7 第2汚水池返送管

ろ過池 1 池当たりの洗浄排水量(V)

$$V=400\text{m}^3$$

最低洗浄間隔

$$T=60 \text{ 分}$$

以上より、返送量を次の如くする。

$$\cdot \text{洗浄水量} \quad 400/60=6.67 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\cdot \text{サンプリング水等} \quad 0.33$$

$$\text{返送水量} \quad Q = 7.0 \text{ m}^3/\text{min}$$

以下返送管・返送ポンプの計算をする。

(1) 返送管口径

洗浄スラッジが混入するので、管内流速を $V = 1.0\text{m/sec}$ とする。

・口径(d)は

$$d = (Q/V \cdot 4/\pi)^{1/2} = \{ 7.00/(1.0 \times 60) \times 4/\pi \}^{1/2}$$

$$d = 0.385\text{m}$$

これより $d = 0.350\text{m}$ とする。

(2) 返送管損失水頭

$$Q = 7.00\text{m}^3/\text{min} = 0.1167\text{m}^3/\text{sec} \quad d = 0.350\text{m}$$

$$V = 1.213\text{m/sec}$$

$$C = 100 \text{ とすると} \quad I=6.6\text{‰}$$

- ・マイナーロス

流入	$f_i = 0.5$
90度曲	$f_b = 3 \times 0.2$
45度曲	$f_b = 10 \times 0.1$
流出	$f_e = 1.0$
	$f_m = 3.10$

$$h_m = f_m \cdot V^2 / 2g = 3.10 \times 1.213^2 / (2 \times 9.8) = 0.233\text{m}$$

- ・摩擦ロス

$$h_f = I \cdot l = 6.6 \times 10^{-3} \times 110 = 0.726\text{m}$$

- ・ポンプ吸い込み・吐出管によるロス

$$h_p = 1.600\text{m}$$

- ・損失水頭合計

$$h = 0.233 + 0.726 + 1.600 = 2.559\text{m} = 2.56\text{m}$$

(3) 返送ポンプ揚程

- ・実揚程

着水井天端高	+14.40
汚水池 L.W.L	+2.50
	$h_a = 11.90\text{m}$

- ・総揚程

$$H = 2.56 + 11.90 = 14.46 \quad 15.0\text{m}$$

(4) 返送ポンプ仕様

$250 \times 7.0 \text{ m}^3/\text{min} \times 15.0\text{m} \times 30\text{kW}$ 2台 (内1台予備兼ピーク用)
汚水水中ポンプ

第 5 章

総合汚泥池よりの返送計画

総合汚泥池および濃縮槽の上澄水は浄水過程に返送するという、いわゆるクローズドシステムの形を本汚泥処理場はとっている。上澄水の返送先は約 800m 離れた第 3 浄水場急攪池（取水管）である。上澄水といっても浄水過程からみれば汚水であり、しかも 100 万 m³/day 原水分の汚水を 40 万 m³/day の浄水場に返送するため、パルス流で返したり、瞬時に大量の汚水を返したりすると、浄水場で水量変化・水質（濁度変化）が大きく生じ処理機能に非常な悪影響を与える。

従って、返送計画はできるだけ連続均等に返送することをたてまえに行うこととする。なお、ろ液については石灰処理をするため PH 値が非常に高くなるので中和処理の後返送する。

5 - 1 返送計画

1) 第 4 浄水場を含まないとき

(1) 総合汚泥池流入量

- ・汚泥池 7.5 m³/min 0～10.3hr
- ・汚水池 7.5 m³/min 0～6.5hr
一日に 13 池洗浄とした。
- ・濃縮槽 3.6m³/min 0～10.3hr
濃縮槽上澄水昼間はポンプ 3 台使用
- ・汚水池 2.4 m³/min 10.3～24hr
夜間はポンプ 2 台使用

(2) 流出量・越流量（汚水池のみ）

汚泥引き抜きポンプ（Q=1.2 m³/min/台）は上記の如く、昼間は 3 台、夜間は 2 台運転とする。

流出量 1.2×3=3.6 m³/min 0～10.3hr
1.2×2=2.4 m³/min 10.3～24hr

越流量、すなわち汚泥池よりポンプ井に入る量は流入量 - 流出量であるが、流入のない夜間でも汚泥は引き抜かれているので、夜間は池内水位が下がる。従って、これを考慮しなければならない。

流入量 - 流出量
0～10.3hr 7.5-3.6=3.9 m³/min
10.3～24hr 0-2.4=-2.4=0 m³/min

夜間引き抜きのためにおこる余裕容量（水位低下）は

$$V=2.4\text{m}^3/\text{min} \times (24-10.3) \times 60=1,973 \text{ m}^3$$

従って、

$$T=1,973/3.9 \times 60=8.4\text{hr}$$

0～8.4hr の間は越流しない。以上よりポンプ井への越流量は次のようになる。

0～8.4hr	0
8.4～10.3hr	3.9m ³ /min
10.3～24hr	0

(3) ポンプ井流入量

ポンプ井に流入する量は全て返送する量であり、この量は汚水池流入量 + 汚泥池越流量である。

T	Q (m ³ /min)	V (m ³)	V
0 ~ 6.5hr	7.5+3.6=11.1 m ³ /min	4,330 m ³	4,330 m ³
6.5 ~ 8.4	3.6	410	4,740
8.4 ~ 10.3	3.6+3.9=7.5	860	5,600
10.3 ~ 24	2.4	1,970	7,570

2) 第4浄水場を含むとき(1,000,000 m³/day 時)

総合汚泥池流入量

汚泥池	7.5 m ³ /min	0 ~ 10.3hr	
	4.7 m ³ /min	0 ~ 8.0hr	
汚水池	7.5 m ³ /min	0 ~ 6.5hr	
	4.8 m ³ /min	0 ~ 10.3hr	次項で説明
	2.4 m ³ /min	10.3 ~ 24hr	

流出量・越流量 (汚泥池のみ)

・汚泥引き抜きポンプは

昼間 4台

夜間 2台 運転とする。

・流出量

4.8 m³/min 0 ~ 10.3hr

2.4 m³/min 10.3 ~ 24hr

・流入量 - 流出量

0 ~ 8.0hr 7.5+4.7-4.8=7.4 m³/min

8 ~ 10.3hr 7.5-4.8=2.7 m³/min

10.3 ~ 24hr -2.4=0

・越流しない時間

T=1,970/7.4 × 60=4.4hr

・越流量

0 ~ 4.4hr 0

4.4 ~ 8.0hr 7.4

8.0 ~ 10.3hr 2.7

10.3 ~ 24hr 0

ポンプ井流入量

T	Q (m ³ /min)	V (m ³)	V
0 ~ 4.4hr	7.5+4.8=12.3 m ³ /min	3,250 m ³	3,250 m ³
4.4 ~ 6.5hr	7.5+4.8+7.4=19.7	2,480	5,730
6.5 ~ 8.0hr	4.8+7.4=12.2	1,100	6,830
8.0 ~ 10.3hr	4.8+2.7=7.5	1,040	7,870
10.3 ~ 24hr	2.4=2.4	1,970	9,850

3) 返送水量の決定

前項で述べたように返送は連続均等に近づけることが理想であり、この考えのもとに返送計画をたてる。

前項の計算で求められたポンプ井流入量と、ポンプ井容量より返送量を計算する。

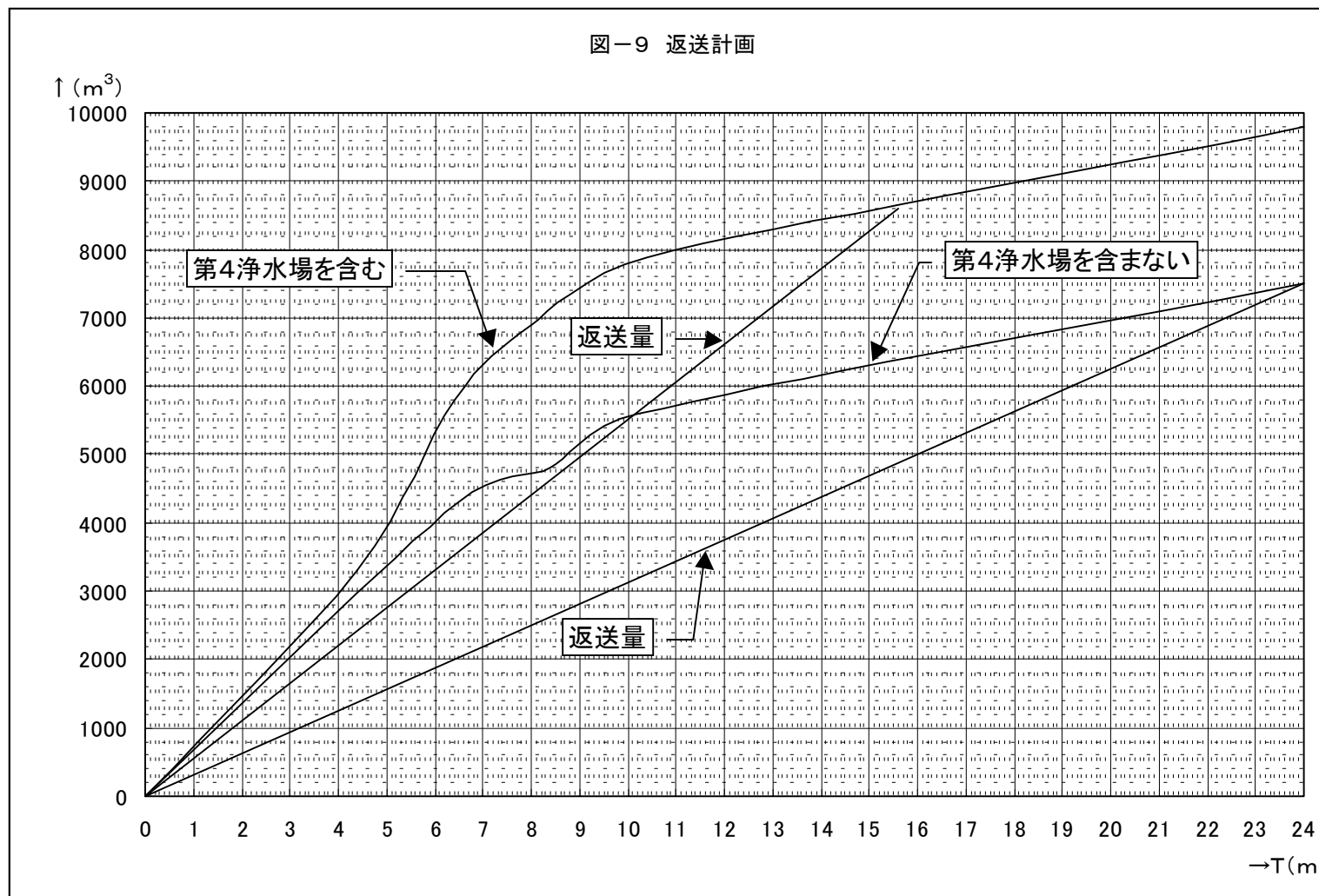
ポンプ井容量		
E.L.+6.4 ~ 5.5	$30.0 \times 5.0 \times 0.9 =$	135 m ³
+6.9 ~ 6.4	$40.8 \times 10.0 \times 0.5 =$	204
+10.4 ~ 6.9	$24.8 \times 2.0 \times 3.5 =$	174
	$40.8 \times 10.0 \times 3.5 =$	1,428
	$30.0 \times 5.0 \times 3.5 =$	525
合計		2,466 m ³

ポンプ井の容量は3 - 3項で述べたように汚水池のそれをも加えることとして求めた。ただし流入室、越流室等があるので実容量は多少へる。これを考え計算には $V=2,250\text{m}^3$ を採用した。

返送量は図 - 9 より図式計算で求めることができ、その結果は次のようになる。

- ・ 第4 浄水場を含まないとき
返送水量 $Q = 5.3 \text{ m}^3/\text{min}$
24 時間連続均等返送
- ・ 第4 浄水場を含むとき
返送水量 $Q = 10.3 \text{ m}^3/\text{min}$
15 時間連続均等返送

図-9 返送計画



5 - 2 返送量・返送ポンプの計算

前項にて求まった返送量は

第4浄水場を含むとき $10.3\text{m}^3/\text{min}$

第4浄水場を含まないとき $5.3\text{m}^3/\text{min}$ であり、

これより、ポンプ容量を

$Q = 5.2\text{m}^3/\text{min}$ とし、当初は1台、第4浄水場完成の後は2台常用運転とする。

返送管は、 $V = 1.0\text{m}/\text{sec}$ より求めると

$$d = \sqrt[4]{Q/V}$$

$$d = \sqrt[4]{(10.4/60)/1.0} = 0.211 = 0.470\text{m}$$

これより $d = 0.40\text{m}$ とする。

1) 返送管ロス計算

$$Q = 10.4\text{m}^3/\text{min} = 0.173\text{m}^3/\text{sec}$$

$$d = 0.40\text{m} \quad V = 1.380\text{m}/\text{sec}$$

・摩擦

$$f_l/d = (124.5 \times 0.014^2)/0.40^{1/3} \times 820/0.40 = 67.90$$

・マイナー

$$\text{流出入弁等} \quad f_m' = 4.0$$

$$90\text{度曲} \quad f_b = 9 \times 0.3 = 2.7$$

$$45\text{度曲} \quad f_b = 14 \times 0.2 = 2.8$$

$$f_m = 9.5$$

・返送管ロス

$$H_f = (f_l/d + f_m) \cdot V^2/2g = (67.9 + 9.5) \times 1.38^2/(2 \times 9.8) = 7.52\text{m}$$

2) 返送ポンプの計算

$$\text{ポンプ廻りロス} \quad H_p = 1.58\text{m}$$

$$\text{実揚程} \quad \text{返送管流出管心高} \quad +16.40$$

$$\text{ポンプ井 L.W.L} \quad +5.50$$

$$H_a = 10.90$$

総揚程

$$H = H_f + H_p + H_a = 7.52 + 1.58 + 10.90 = 20.00\text{m}$$

従って、ポンプ仕様は

$$250 \times 5.2\text{m}^3/\text{min} \times 20.0\text{m} \times 37\text{kW}$$

汚水水中ポンプ3台(内予備1台)

第 6 章

各施設規模の概要

これまでの計算により各施設の規模は全て求まった。それらを下記にまとめる。	
1	構造物
	総合汚泥池 ・汚泥池として 幅 20.0m × 長さ 40.0m × 有効水深 3.7m 2池 2,960m ³ /池 ・汚水池として 幅 10.0m × 長さ 45.8m × 有効水深 4.0m 1池 1,832m ³ ・総合汚泥池として 7,752 m ³ 実容量 5,906+1,809=7,715 m ³
	第1汚水池 幅 8.0m × 長さ 20.0m × 有効水深 2.0m 1池 320m ³
	第2汚水池 幅 7.0m × 長さ 35.0m × 有効水深 4.0m 1池 980m ³
	濃縮槽（機械工事） 内径 26.0m × 水深 5.5m 2池 2,919m ³ /池 実容量 2,868 m ³ /池
2	管
	排泥管（第2浄水場沈澱池～第3浄水場汚泥池） 700 HP L 151m
	排泥管（第3浄水場汚泥池～総合汚泥池） 400 SP L 850m
	排泥管（第1汚水池～総合汚泥池） 150 VP L 670m 仮配管
	排水管（第1浄水場沈澱池～第1汚泥池） 350 SP L 180m
	排水管（第1浄水場ろ過池～第1汚水池） 800 HP L = 8.8m 計算省略
	排水管（第2浄水場ろ過池～第2汚水池） 1,200 HP L 98m
	第2汚水池返送ポンプ（第2汚水池～第2浄水場急攪池） 350 SP L 110m
	総合汚泥池返送管（総合汚泥池～第3浄水場急攪池（取水管）） 400 SP L 820m
	総合汚泥池越流管 600 HP L = 62.0m 計算省略
	排泥管（第2汚水池～マンホール（第3浄水場汚泥池）） 150 HP L = 26.6m 計算省略

3 ポンプ	
汚泥ポンプ (第3浄水場汚泥池～総合汚泥池)	
既存ポンプ使用	
汚泥ポンプ	
第1浄水場沈澱池～第1汚水池	} 共通使用
第2汚水池～マンホール	
総合汚泥池、汚水池排泥用	
65 × 0.35 m ³ /min × 12m × 3.7kw	
可搬式汚水水中ポンプ	2台
汚水ポンプ (第1汚水池～総合汚泥池)	
250 × 7.5 m ³ /min × 10m × 22kw	
汚水水中ポンプ	2台 (内1台予備兼ピーク)
第2汚水池返送ポンプ	
250 × 7.0 m ³ /min × 15m × 30kw	
汚水水中ポンプ	2台 (内1台予備兼ピーク)
総合汚泥池返送ポンプ	
250 × 5.2 m ³ /min × 20m × 37kw	
汚水水中ポンプ	3台 (内1台予備兼ピーク)

第 7 章

参考資料

7 - 3 第3 浄水場沈澱池排泥能力の計算

[1] スリット管部排泥管

1 スリット管による損失係数

1 スリット管による損失水頭は

$$H_s = \{2dm(\cosh(2dm) \cdot B - U_0/U_L)^2\} / \{\sinh^2(2dm) \cdot B\} \cdot U_L^2/2g \dots \dots (1)$$

ここに、dm：流量分布補正係数=1.0

B：開口比

 U_0 ：スリット管内初期流速=0 U_L ：スリット管内終端流速

初期流速が0のため(1)式は次のように簡単になる。

$$H_s = \{2dm \cdot \coth^2(2dm) \cdot B\} \cdot U_L^2/2g \dots \dots (2)$$

一方、開口比 B は次式で表される。

$$B = CaL/SA \dots \dots (3)$$

ここに、C：孔口の流量係数=0.60

a：1個当たりの孔口面積

L：管延長 = 14.40m

S：孔口のピッチ = 0.30m

A：スリット管断面積

スリット管口径は $D=0.25\text{m}$ であるから面積は

$$A = \pi/4 \times 0.25^2 = 4.91 \times 10^{-2} \text{m}^2$$

スリット管の開口は 30cm 間隔に 2 個あるから、1カ所当たりの開口面積は (口径 0.020m)

$$a = 2 \times \pi/4 \times 0.020^2 = 6.28 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

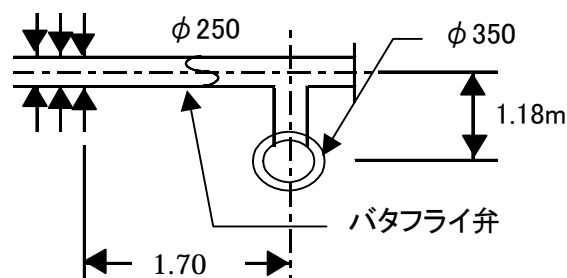
以上の数値を(3)式に代入すると開口比は

$$B = 0.60 \times 6.28 \times 10^{-4} \times 14.40 / 0.30 \times 4.91 \times 10^{-2} = 0.368$$

dm、B の数値を(2)式に代入

$$H_s = \{2 \coth^2(2) \times 0.368 \cdot U_L^2/2g = 4.18 \cdot U_L^2/2g = f_s \cdot U_L^2/2g \dots \dots (4)$$

2 排泥管 250



(1) 摩擦損失係数

マイナー損失の方が遙かに大きいので、 $n=0.013$ として計算すると

$$f_f \cdot L/d = 124.5n^2/d^{1/3} \cdot L/d = 0.0334 \times (1.70+1.18)/0.250 = 0.38$$

(2) マイナー損失係数

バタフライ弁

 f_v

折れ

 $f_{be} = 1.15$

350 への流入

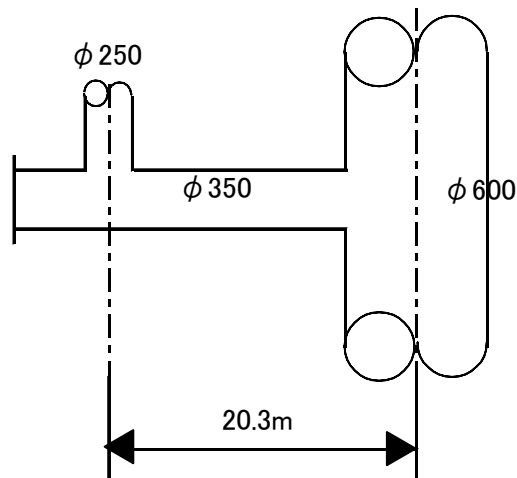
 $f_{eb} = 0.85$

3 スリット管及び排泥管 250 による損失水頭

$$H_1 = (f_s + f_f L/d + f_v + f_{be} + f_{eb}) v^2 / 2g = (4.18 + 0.38 + f_v + 1.15 + 0.85) 1/2g(Q/a_1)^2$$

$$= (6.56 + f_v) 1/2ga_1^2 \cdot Q^2 \dots \dots \dots (5)$$

4 排泥管 350



(1) 摩擦

途中に合流管がたくさんあり壁面がなめらかとはいえない。

 $n = 0.015$ とする。

$$f_f = (124.5 \times 0.015^2) / 0.35^{1/3} \times 20.3 / 0.35 = 2.31$$

(2) マイナー

600 への流入

 $f_{eb} = 0.85$

4 排泥管 350 による損失水頭

$$H_2 = (f_f + f_{eb}) v^2 / 2g = (2.31 + 0.85) 1/2g(Q/a_2)^2 = 3.16 \cdot 1/2ga_2^2 Q^2 \dots \dots (6)$$

5 排泥管 600

(1) 摩擦

$$f_f = (124.5 \times 0.015^2) / 0.60^{1/3} \times 56.8 / 0.60 = 3.14$$

(2) 共同桁への流出

 $f_e = 1.0$

6 排泥管 600 による損失水頭

$$H_3 = 4.14 \cdot 1/2ga_3^2 Q^2 \dots \dots (1)$$

7 沈澱池～共同柵間の総損失水頭

$$H=H_1+H_2+H_3$$

(5)(6)(7)式より

$$H=Q^2/2g\{(6.56+f_v)/a_1^2+3.16/a_2^2+4.14/a_3^2\}\dots \cdot (8)$$

排泥管の口径は

$$d_1=0.25\text{m}$$

$$d_2=0.35\text{m}$$

$$d_3=0.60\text{m} \text{ であるので、(8)式を } d_1(a_1) \text{ で統一して表すと}$$

$$H=1/2ga_1^2\{(6.56+f_v)+3.16 \times 0.260+4.14 \times 0.0301\}Q^2$$

$$=1/2ga_1^2\{(6.56+f_v)+0.822+0.125\}Q^2\dots \cdot (9)$$

(9)式は排泥柵から最も遠い排泥管の計算をしたわけであるが{ }内の2項と3号の和は、たとえバルブが全開 $f_v=0.30$ としても1項よりもはるかに小さく、柵に一番近い排泥管でも1項が同じであるため流量の変動は小さい。最も近い排泥管を遠いものと比べても量は3%しか変わらない。実際にはバルブで大きな損失水頭をつけるので流量は近くても遠くても全く同じと言っても良いであろう。したがって、排泥量の計算は遠い排泥管により、すなわち(9)式を使って計算する。

排泥管 250 の断面積は

$$a_1= \pi/4 \times 0.25^2 = 0.0491\text{m}^2$$

これを(9)式に代入し整理すると、

$$H=21.2(7.51+f_v)Q^2\dots\dots\dots \cdot \dots(10)$$

沈澱池水位と共同柵流水位は共に一定と見なせ、その水位差は

$$\text{沈澱池水位} \quad +14.00$$

$$\text{共同柵流水位} \quad +7.35$$

$$\text{水位差} \quad H=6.65\text{m}$$

このHを(10)式に代入すると排泥量とバルブ開度の関係が表され(11)式および図-9にそれを示す。

$$Q=0.560 \times \{1/(7.51+f_v)\}^{1/2}\dots\dots\dots(11)$$

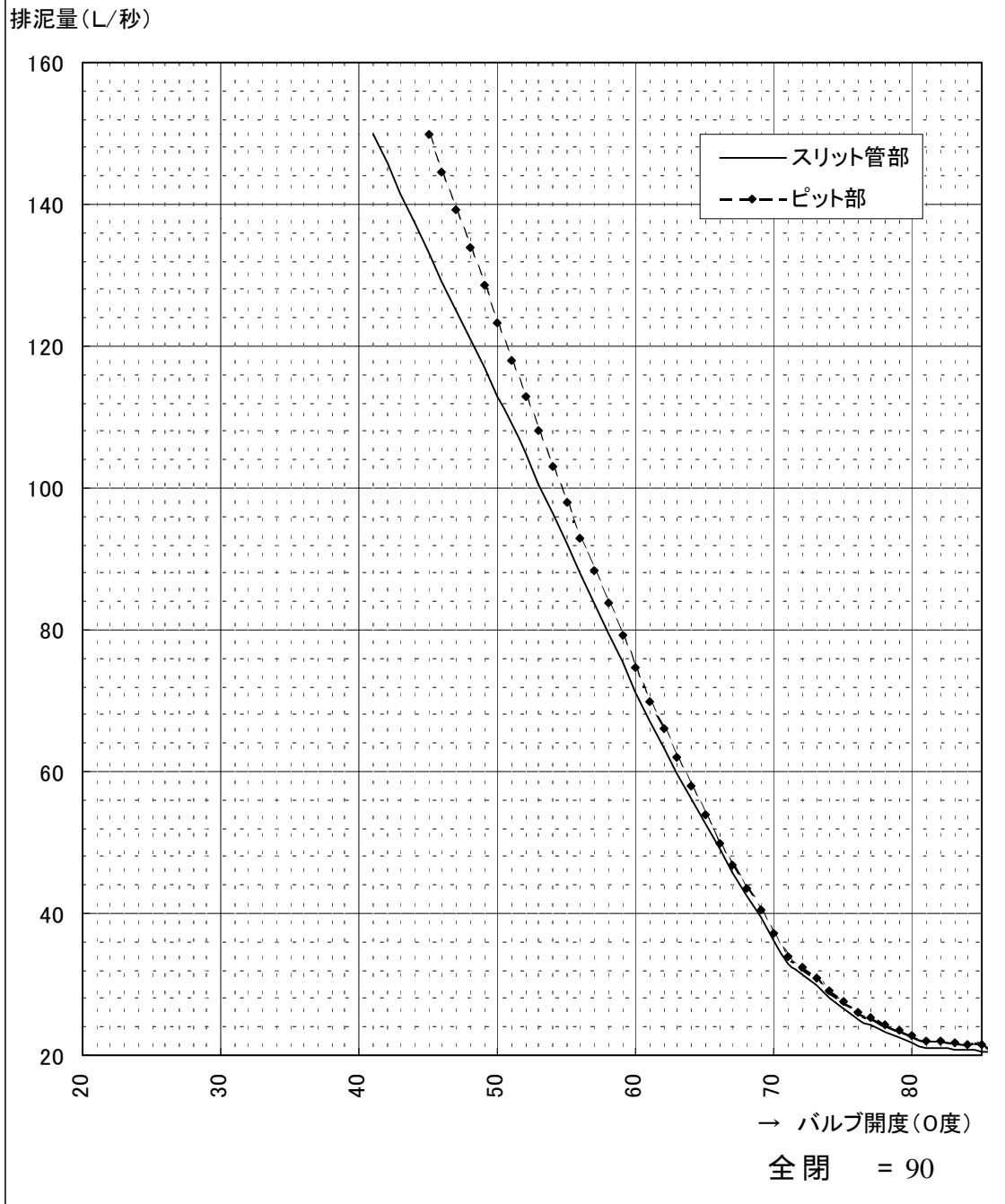
[2] 掻き寄せ機部排泥管

ピットからの排泥管は前節のスリット式排泥管と口径 250 の部分が異なるのみであとはほとんど同じである。計算は前節とほとんど同じであるため結果のみを書くと(12)(13)式のようになり、これも図 - 9 に示す。

$$H=1/2ga_1^2\{(2.61+f_v)+0.775+0.125\}Q^2\dots \cdot (12)$$

$$Q=0.560 \times \{1/(3.51+f_v)\}^{1/2}\dots\dots\dots(13)$$

図-9 排泥量とバルブ開度



7 - 2 フロック形成池および沈澱池の排水時間

1 基本数値

池平面積

$$0.95 \text{ H } 6.95\text{m} \quad A=29.3 \times 14.4=422\text{m}^3$$

水深は排泥管心高を標準とする。池底版の高さが管心より 0.95m

記号、略図

