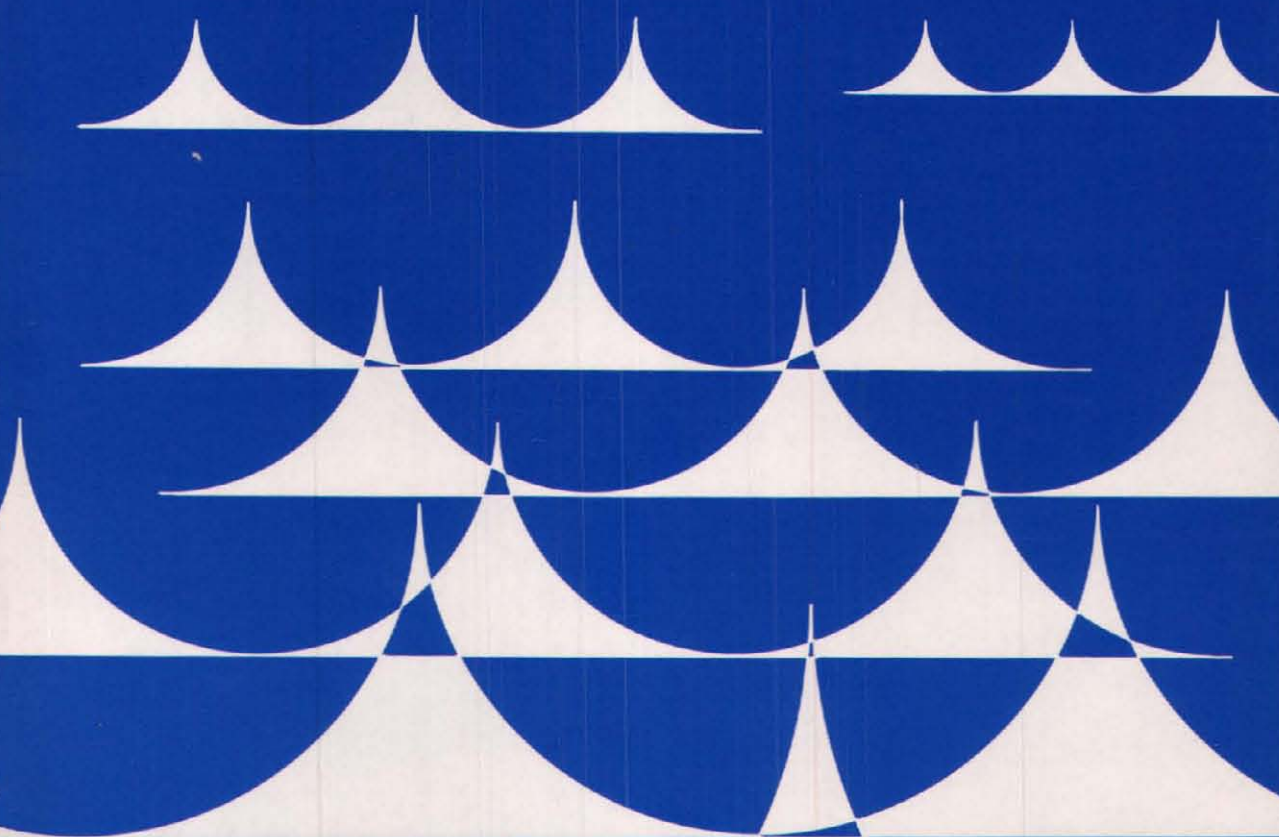


# 水と土

第 35 号



昭和53年12月号

農業土木技術研究会

# 給水を開始した 大樹地区営農用水事業



大樹地区道営農用水事業 浄水場

処理能力 2,068 $\text{m}^3$ /日

着水沈澱池 $\sim$ 1

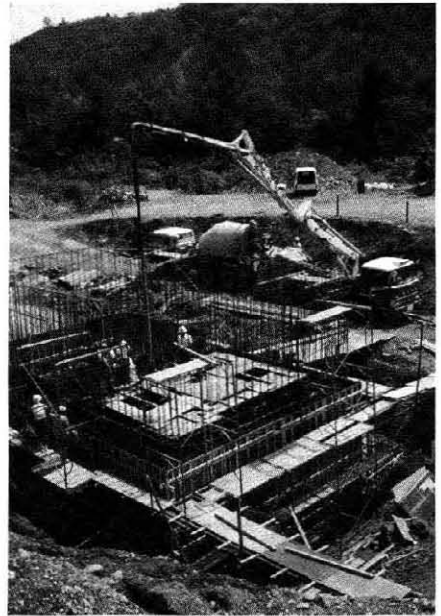
汙過施設 (緩速汙過方式 19 $\text{m} \times 9 \text{m} \sim$ 4池)

配水池 $\sim$ 1 675 $\text{m}^3$  (12時間貯水)

管 理 棟 (鉄骨造 233 $\text{m}^2$ )



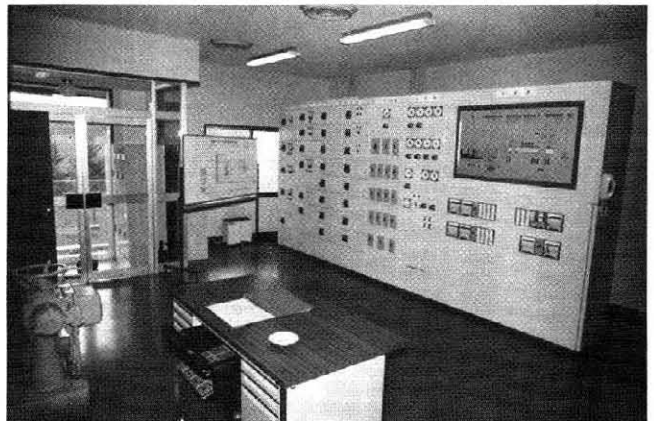
↑導水渠施工状況



↑ポンプ室施工状況



←頭首工施工状況



浄水場管理室内景 →

# 水 と 土

## 目 次

### グラビア

給水を開始した大樹地区営農用水事業

### 報 文

報文内容紹介 .....(1)

赤田調整池の計画と設計

高 橋 渡  
半 田 仁.....(2)

高川ダムにおける

コンソリデーショングラウトの測定効果について

保 澤 與.....(10)

又木戸ダムの施工について

中 田 健 造  
藤 島 良 司  
桜 井 美 治.....(17)

トンネルの土かぶりが極部的に少ない場合の設計施工例について

松 本 勇.....(27)

潮見幹線排水路の河口閉塞処理について

木 村 良 策  
鶴 島 治 夫  
佐 藤 欣 修  
渡 辺 欣 哉.....(33)

尾張西部地区排水計画について

高 井 佐 寿  
田 村 池 亮  
菊 池 英 秋.....(41)

複合営路を持つポンプ送水系管水路の水撃圧解析

——特性曲線法の応用と計算例——

山 田 雅 弘  
尾 立 英 二.....(56)

北海道の酪農と営農用水について

林 倉 正  
浅 水 暹  
清 昭 雄.....(66)

暗渠の無振動、無騒音工法による施工例につて

——湛水防除事業逆川二期地区の場合——

野 崎 春 磨  
内 田 日出男.....(73)

中掘工法による基礎クイの設計・施工例について

石 坂 仁 兵  
八木橋上弘  
川 藤 和 夫  
藤 井 秀 人  
鈴 木 孝.....(83)

### 講 座

農道のアスファルト舗装(3)

構造改善局農道班.....(95)  
土地改良舗装研究会

会 告

.....(110)

編集後記

.....(112)

研修会開催のご案内

.....(113)

No. 35

1978

December



**赤田調整池の計画と設計**

高橋 渡 半田 仁

本工事は国営那須野原地区の基幹施設として建設されているが、本調整池の必要性、堤体型式の選定。さらには、池敷内堀削土を有効利用して築堤すること。高含水比関東ロームをコア用土として無処理のまま盛立てたこと。池敷砂礫層部においては遮水のため合成ゴムシートを採用したこと等の設計方針を決定した過程を報告するものである。

(水と土 第35号 1978年12月 P.1)

**高川ダムにおけるコンソリデーショングラウトの効果測定について**

保 澤 興

高川ダムの頁岩部(低速度帯)におけるコンソリデーショングラウトの実施に当っては、ダム高さ～所要支持力～弾性波速度の関係図を作成し、グラウトによって改善すべき目標値を定め、弾性波速度の測定結果から目標値を確認するための管理を行なった。

本文においては目標値の設定方法、目標値の確認方法及びその結果等について詳述し、更に実施時の問題点等について言及した。

(水と土 第35号 1978年12月 P.10)

**又木戸ダムの施工について**

中田 健造, 藤島 良司, 桜井 美治

又木戸ダムは青森県南部に農地防災ダムとして、昭45年以来着工してきたものである。

本地域は、十和田火山噴出物により、形成された地形が随所にみられ、又木戸ダムサイトもその一部である。

ダム盛土は、火山噴出物といわれる凝灰質砂岩、通称“シラス”を主材料として施工した。

本稿は、盛土管理および、骨材選別プラントを中心に、その概要を報告するものである。

(水と土 第35号 1978年12月 P.17)

**トンネルの土かぶり量が極端的に少ない場合の設計施工例**

松 本 勇

南予農業水利事業においては、地形の関係上トンネルが大部分をしめており、その中の一事例としてトンネルかぶりの極端に少い区間を実施した。本トンネルは全長約3.4Kの中、上流から約300m地点にトンネルクラウンよりの最少かぶり1.5mとトンネル径 $2R=1.8m$ よりも小さい部分が約30mある。この部分の施工について調査の方法、採用理由、工事の実施について報告し、皆様のご批判を仰ぎたい。

(水と土 第35号 1978年12月 P.27)

**潮見幹線排水路の河口閉塞処理工**

木村 良策 鶴島 治夫  
佐藤 修 渡辺 欣哉

潮見幹線排水路は、北海道開発局が実施中の国営かんがい排水事業更岸地区の基幹排水路であり、他の4幹線を合流して日本海に注いでいる。しかし河口は閉塞をくり返し地区内排水不良の最大要因となっており、開渠工はこの河口改良を目的に計画した。

工事は昭和51年度から3か年計画で進められ本年度で完成するが、ここに水理模型実験をもとにした設計及び施工状況について述べるものである。(水と土 第35号 1978年12月 P.33)

**尾張西部地区排水計画について**

高井 佐寿 田村 亮 菊池 英秋

愛知県の西部に広がる3万haの低平地において、ポンプによるタン水排除を主目的とした排水計画を樹立したが、この計画作業にあたっての計画諸元、すなわち計画降雨、排水路流出、外潮位等の考え方について記述した。

また、地区内のタン水状況、排水河川の水位をにらみながらの河口ポンプ容量を、数理モデルシミュレーションによる流出解析により決定したので、その概略を紹介した。

(水と土 第35号 1978年12月 P.41)

**複合管路を持つポンプ送水系管水路の水撃圧解析  
——特性曲線法の応用と計算例——**

山田 雅弘 足立 英二

これまでの水撃圧の計算では、管路の設計内水圧を求めるのに経験的に定められた見積値を採用し、ポンプ系管路の最低圧力線を求めるには簡易図表を用いていた。

しかしながら簡易図表では、複雑な樹枝状管路や管網水路の水撃圧計算に適用することは不可能であった。この程、設計上の検討に使用するプログラムとしては、ほぼ確立した段階までごぎつけたと思われるので、ここにこの間に得た経験を報告する。

(水と土 第35号 1978年12月 P.56)

**北海道の酪農と営農用水事業**

林 正 浅倉 暹 清水 昭雄

酪農振興法に基づき、北海道酪農の発展方向を踏まえた目標を達成するために、昭和60年度を目標とする北海道酪農近代化計画を策定されたところでありますが、乳牛飼養戸数及び飼養頭数、生乳生産数量等の目標を達するためには営農用水施設は不可欠のものであります。ここに昭和49年度着工、昭和53年度完了予定の大樹地区営農用水事業について概要を紹介いたします。

(水と土 第35号 1978年12月 P.66)

**暗渠の無振動無騒音工法による施工例について**

野崎 春麿 内田日出男

近年、経済社会の発展にともなって建設騒音及び振動による生活環境の被害が次第に増大し、住民からのこれら被害に対する対策が強く望まれているが、我々の建設する農業用施設であっても、農住混在化するなかにおいて十分留意し施工していかなければならないが、同時に事業効果を考えた工事費の経済性も要求されるのであって、被害を与えない工法について十分な検討が必要である。本稿でこの実施例について紹介する。

(水と土 第35号 1978年12月 P.73)

**中掘工法による基礎クイの設計、施工例について**

石坂 仁兵 八木橋 弘 川上 和夫  
藤井 秀人 鈴木 孝

住宅、工場の密集した市街地における杭基礎工法については、騒音・振動対策を十分考慮して決定しなければならない。川口市にある東京施工調査事務所職員宿舎の基礎工事では、既成杭の中掘工法を採用し、杭先端処理はセメントミルク注入によった。鉛直載荷試験の結果、所定の設計支持力は十分に得られた。又騒音・振動についても、工事期間中2回測定を行ない、規制値を騒音、振動共に満足していることを確認した。

(水と土 第35号 1978年12月 P.83)

# 赤田調整池の計画と設計

高橋 渡\* 半田 仁\*\*

目次

1. まえがき……………(2)

2. 調整池の概要……………(2)

次

3. 調整池の設計……………(5)

4. むすび……………(9)

## 1. まえがき

国営総合農地開発事業那須野原地区は昭和42年度に着工し、既に本事業の幹線施設である深山ダム、西岩崎頭首工及び下段幹線用水路が完成している。

ここで紹介する赤田調整池は昭和51年度に決定した事業計画の変更に伴ない加えられたもので、当初計画の畑輪換計画から畑地かんがい計画へ変更したため、かんがい時間の違いからくる余剰水を有効に利用すること。さらに昭和30年代後半からの開田ブームにより、地下水を水源とする開田が急速に増加し、その結果、地下水採取条件の悪化をまねき、不安定な農業経営を招致しており、法的に権利の明確である表流水への切替えを切望していること。又、広大な地域における下流部の初期用水を潤沢にさせる等の用水管理の合理化及び用水の有効利用を図ることを目的として計画された。調整池建設地点としては用地取得の点も考慮して経済的に築造出来ること。可能なかぎり地域の末流部で上流残水が貯留出来て下流に用水の受益がある地点として、下段幹線沿の那須野原扇状地における数少ない残丘がある西那須野町赤田地点に決定した。

本調整池建設工事は、昭和52年12月に3ヶ年国債工事として着工し、付帯する取水設備等についても、53年3月にやはり、3ヶ年国債として着工して、いづれも昭和55年3月完成の予定である。なお、調整池としては、有効貯水量、1,200<sup>m</sup><sup>3</sup> 満水面積13.8ha、有効水深10mという大規模なものである。

以下本調整池における特色を列記すると、

- (1) 池敷内掘削土を盛立用土に流用し経費の節減を図ったこと。
- (2) コア用土として高含水比の関東ロームを無処理のまま盛立にて用いたこと。
- (3) 現在この種のダムにおいては中心コア型が圧倒的に多くなっているが本調整池では前面傾斜コア型フィルダムとしたこと。

(4) 池敷内扇状地砂礫層部に遮水のため、合成ゴムシートを採用したこと。  
等があげられる。

ここでは、設計方針を決定した過程を紹介するものである。

## 2. 調整池の概要

### (1) 地形、地質

調整池地点は広大な那須野原扇状地の中位(扇央)に位置し、扇状地の地形は平坦な扇状地面と、それより、10~30m高い分散丘陵からなる。従って調整池築造にあたっては、この分散丘陵を有効利用して築堤量を軽減することにした。

地質は、第四紀洪積世の火山岩類及び水成堆積岩類からなり、基盤は高原火山の浮石流が堆積して出来たもので、その上に平坦部では那珂川や蛇尾川からの供給砂礫が7~12m程度堆積し、残丘ロームは扇状地形成後の降

地質層序

地質名	土質名	統一分類	*賦存量
那須野ローム層	黒ボク	OH	— <sup>m</sup> <sup>3</sup>
	那須野ローム(N $\ell$ )	CH	155,000
那須扇状地 堆積物層	砂礫(G)	GW	375,000
	砂質土(Sc-s)	SM	42,000
	粘性土(Sc-c)	CH	20,000
	腐植土(Pt)	Pt	0
鳥の目ローム層	鳥の目ローム(T $\ell$ )	CH	那須野ロームに計上
高原火山岩類	凝灰角礫岩層	凝灰角礫岩(Tbr)	GM 28,000
	太田原浮石 流堆積物	粘土質凝灰岩(Oc)	CH 129,000
		砂質凝灰岩固(Os)	— 4,000
		固結凝灰岩(Obr)	— 0

\* 那須野原開拓建設事業所開発計画課長

\*\* 調整係長

\* 調整池内掘削土

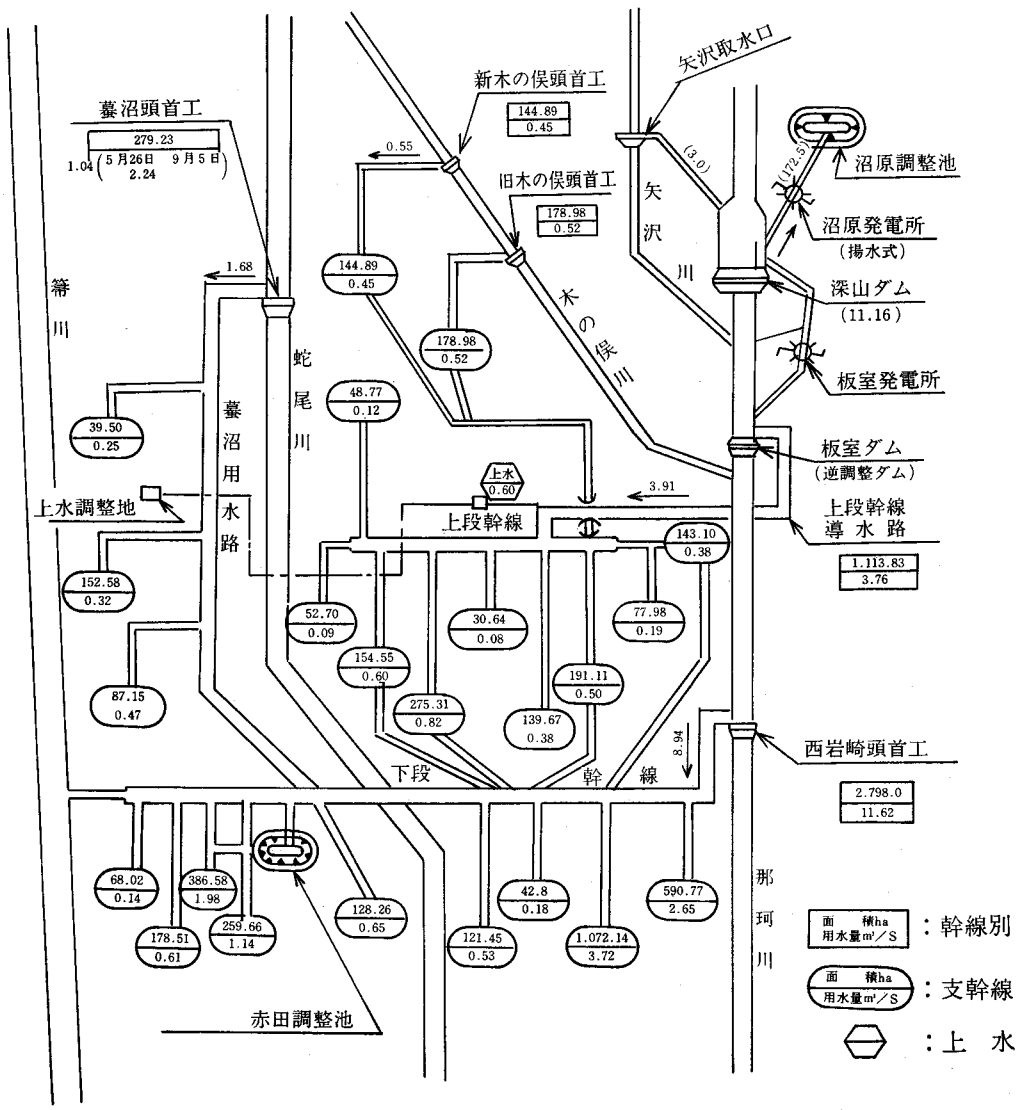


図-1 計画用水系統

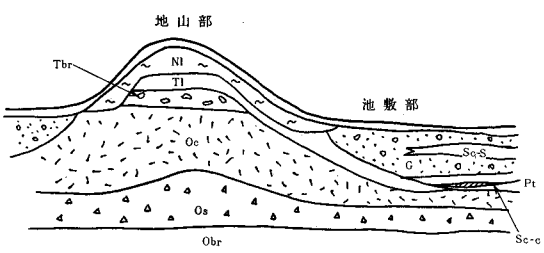


図-2 地質模式断面

灰の堆積によるものである。これらの上を黒ボクが、20～100cm程度覆っている。このような地形条件から考えて、基礎地盤としては良好であるが、漏水対策が重要問題となった。

(2) 調整池の構造

本調整池は事業計画より120万m<sup>3</sup>の貯水量が確保される必要がある。又左右岸の丘陵を有効利用するとともに、買収地内における土工のバランス等を考慮し、さらに基礎地盤が河床堆積物である礫層であるため、その漏水処理工法も考慮して堤体は、前面傾斜コア型フィルダムとし、池敷礫層部は合成ゴムシート(厚さ1.5mm)を敷設した。又合成ゴムシートの保護、揚圧力対策及びゴムシートの補助遮水材としてゴムシート上に粘土質凝灰岩(未固結)等を1.6m盛土することとした。

(3) 調整池の諸元

- 型 式：前面傾斜コア型フィルダム
- 池敷砂礫部水平ブランケット
- 堤 高：14.80m
- 堤 長：1,608m

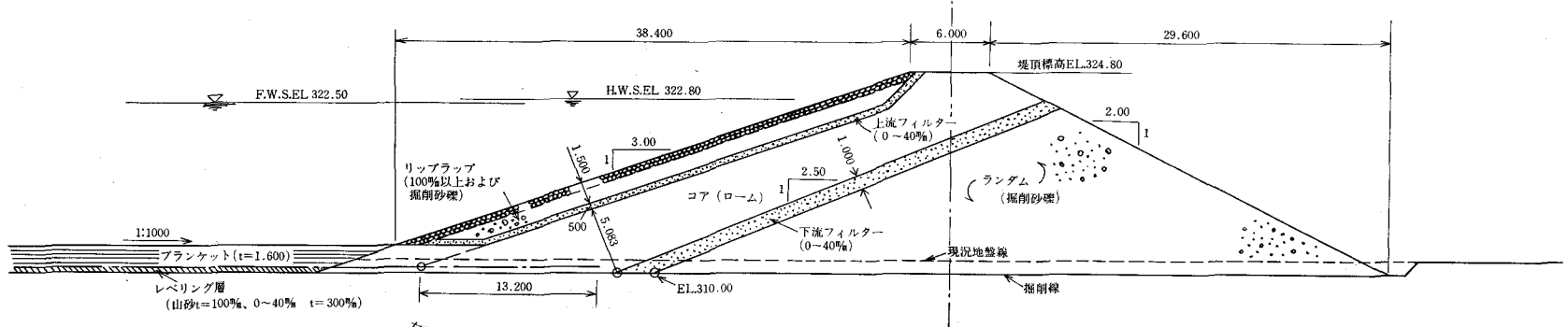


図-3 赤田調整池標準断面図

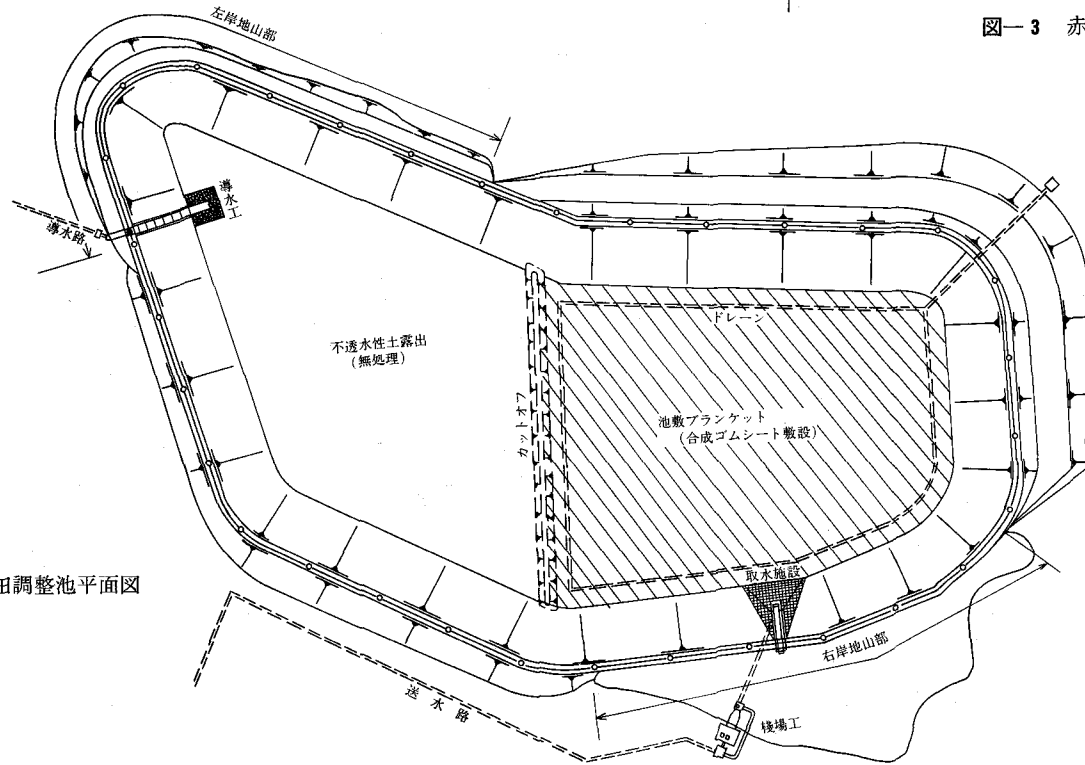


図-4 赤田調整池平面図



堤体積：734,000m<sup>3</sup> (内水平ブランクett  
144,000m<sup>3</sup>)  
満水面積：138,000m<sup>2</sup>  
総貯水量：1,215,000m<sup>3</sup>  
有効貯水量：1,200,000m<sup>3</sup>  
年利用回数：2回  
取水設備：多段式半円形ゲート型 (斜樋)  
最大取水量：1.23m<sup>3</sup>/sec

### 3. 調整池の設計

#### (1) 堤体型式の選定

本調整池堤体は掘削土を利用して盛立てることから、ダム型式はフィルタイプダムとなる。ダムサイトは前項地形地質で述べたように高原火山の噴出物のローム及び浮石層と河床堆積物からなっており、このような地質条件でダム締切りを行い掘削面を無処理とした場合の漏水量は7,500m<sup>3</sup>/dayとなり、許容漏水量 (総貯水量×0.05%≒600m<sup>3</sup>) を超える。従って本調整池で考えられる次の様なダム型式と漏水処理方法について検討した。

- ① コア型ダムと水平ブランクett全面張り
- ② コア型ダムと止水トレンチ (グラウト)
- ③ ダム貯水面及び池敷全面アスファルトフェーシング
- ④ ダム貯水面及び池敷全面パネル材 (合成ゴムシート等) 張付け
- ⑤ コア型ダムとイコス工法等の連続壁

以上の工法のうち②についてはグラウト試験を行った結果、本調整池内における大田原浮石流堆積物である砂質凝灰岩及び粘土質凝灰岩等におけるグラウト効果は殆んど認められず、グラウト前後における透水性の低下は期待出来ないことが判明したため不可能となった。

又、③及び⑤については経済比較の結果、かなり割高となるため、他の工法をとらざるを得ない結論となった。

従って①及び④のいずれかを採用することにした。両者のどちらかを採用するかについては、経済的であることは勿論であるが、漏水量の問題、施工性、安全性等から①と④の折衷案に決定した。このことについては(5)項に詳述する。

#### (2) 築堤材料の選択

フィルダムの材料は、遮水を目途とするコア材料、ダムの安定を目途とするランダム材料及びフィルター、斜

主要材料の池敷からの掘削土量

材 料 名	掘削, 土量	用 途
砂 礫(G)	375,000m <sup>3</sup>	ランダム, フィルター リップラップ
ローム(L)	155,000m <sup>3</sup>	遮 水
粘土質凝灰岩(Oc)	129,000m <sup>3</sup>	遮 水

面保護を目途とするリップラップ材料が必要であり、本ダムの池敷から掘削される材料によって賄うことが出来るが、その賦存量及び各材料の土性に依りて選択する必要がある。

上記主要材料の土質分類上の性質は下表のとおりである。

工学的分類	簡易分類名	赤田調整池における土性
GW	レキ質土 (砂礫)	池敷部に広く分布し層厚は8~10m程度である。円磨度のよい硬質のレキで最大粒径40cmで、ランダム材として最適。又ふるい分けしてフィルター、リップラップ材として使用。
CH	粘性土 (ローム)	地山部上層に分布し、自然含水比は57~142%と非常に高い。γd max×95%における透水係数は1.9×4.2×10 <sup>-7</sup> を示しており、遮水材としては良好であるが、その施工性 (トラフィカビリター) の確保が必要。
CH	火山灰質粘土 (粘土質凝灰岩)	地山部ローム土の下層に広く分布し、自然含水比は40~50%である。土質工学的にも特異な性質をもっており、こねがえし現象等、施工性の難しい土である。

このように、一般のダム用土としては難しい性質の土であるが、経済性を考慮し、これらを有効利用するとすれば、それぞれの材料をどのように使用するのがよいかを盛土試験によって確認することとした。

#### (2)-1 盛土試験

各材料について、各種の文献、施工実績から転圧機種を選定し、まき出し厚さ、転圧回数による締固め度、透水性及び施工性について、コア、ブランクett用土として、ローム単独、粘土質凝灰岩単独、ローム (60%) + 砂礫 (ふるい分け40%以下: 40%) の混合土、ローム (40%) + 砂礫 (ふるい分40%以下: 60%) の混合土について試験を行った。又、ランダム用土としてふるい分けした40%~100%の砂礫で試験を行った。試験結果は6~7ページの表のとおりである。

試験結果から明らかになった事項は

- ① ローム単独材料と混合材料 (ローム: 60% + 砂礫40%) の透水係数の差異は前者が1×10<sup>-5</sup>cm/sec、後者が2×10<sup>-6</sup>cm/secで、当然ながら混合材料の方が優れ、ローム単独の1/20である。
- ② 施工性は梅雨期の最悪の気象条件にもかかわらず、湿地ブルドーザーでのまき出し転圧はローム単独材料でも良好であった。また施工性を考慮して考えられた混合材料でも、脚長のタンピングローラー

及びタイヤローラーの転圧結果は良好とは言えなかった。

③ 粘土質凝灰岩の透水係数は  $2 \times 10^{-6}$  m/sec であっ

たが転圧後に深部まで達する乾燥クラックが生じるため、その防止又は、処理が難しく問題となる。施工性は限界値に近い状態であった。

赤田調整池盛土試験結果一覧表

材 料	転 圧 機 種		ま 出 し 厚 S (cm)	転 圧 回 数 N (回)	透 水 係 数 k (cm/sec)	湿 潤 密 度 $\gamma_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	含 水 比 $\omega$ (%)	乾 燥 密 度 $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	D 値	C 値
	名 称	仕 様								
コア、ブラ ンケット L:G=6:4	湿地ブルドー ザ	16 ton	15	0	—	1.941	39.6	1.390	104.1	108.6
				2	$1.8 \times 10^{-6}$	1.979	40.2	1.412	105.8	111.2
				6	$1.4 \times 10^{-6}$	1.992	40.7	1.416	106.1	111.8
				10	$4.9 \times 10^{-6}$	1.957	35.9	1.440	107.9	107.3
			20	0	—	1.838	42.8	1.293	96.9	104.3
				2	$1.1 \times 10^{-5}$	1.840	40.2	1.312	98.3	103.3
				6	$4.9 \times 10^{-6}$	1.889	40.2	1.347	100.9	106.1
				10	$5.7 \times 10^{-6}$	1.841	40.5	1.310	98.1	103.6
			30	0	—	1.825	41.9	1.286	96.3	103.3
				2	$5.8 \times 10^{-6}$	1.818	38.9	1.309	98.1	101.6
				6	$1.1 \times 10^{-5}$	1.858	36.7	1.359	101.8	103.3
				10	$9.8 \times 10^{-6}$	1.845	41.2	1.307	97.9	104.1
	タイヤローラ ー	7 ton P=6.0kg/cm <sup>2</sup>	15	0	—	1.688	38.4	1.220	91.4	94.2
				2	$3.7 \times 10^{-5}$	1.741	41.1	1.234	92.4	98.2
				6	$8.5 \times 10^{-6}$	1.761	37.5	1.281	96.0	98.0
				10	$2.7 \times 10^{-5}$	1.760	38.8	1.268	95.0	98.3
			20	0	—	1.690	39.3	1.213	90.0	94.6
				2	$3.8 \times 10^{-5}$	1.680	39.3	1.206	90.3	94.1
				6	$3.7 \times 10^{-5}$	1.727	40.0	1.234	92.4	97.0
				10	$1.6 \times 10^{-5}$	1.749	40.2	1.248	93.5	98.6
			30	0	—	1.682	43.0	1.176	88.1	95.8
				2	$2.5 \times 10^{-5}$	1.708	40.6	1.215	91.0	96.0
				6	$2.1 \times 10^{-5}$	1.688	41.9	1.190	89.1	95.6
				10	$2.0 \times 10^{-5}$	1.742	41.5	1.231	92.2	98.5
タンピングロ ーラー	1.85 ton	15	0	—	1.753	35.2	1.297	97.2	97.8	
			2	$7.3 \times 10^{-6}$	1.943	42.2	1.366	102.3	110.2	
			6	$5.3 \times 10^{-5}$	1.829	39.8	1.308	98.0	102.6	
			10	$3.1 \times 10^{-5}$	1.786	35.8	1.315	98.5	99.3	
		20	0	—	1.699	40.9	1.206	90.3	95.7	
			2	$1.7 \times 10^{-5}$	1.806	47.2	1.227	91.9	104.7	
			6	$2.6 \times 10^{-5}$	1.781	40.2	1.270	95.1	100.0	
			10	$3.7 \times 10^{-5}$	1.797	39.6	1.287	94.9	99.1	
		30	0	—	1.700	42.8	1.190	89.1	96.7	
			2	$4.4 \times 10^{-5}$	1.789	40.7	1.271	95.2	100.8	
			6	$4.1 \times 10^{-5}$	1.786	41.1	1.266	94.8	100.9	
			10	$1.9 \times 10^{-5}$	1.714	42.1	1.206	90.3	97.3	

コア・ブラ ンケット ルーム単独	湿地ブルドー ザ	16 ton	15	0	—	1.525	74.5	0.874	88.1	99.3	
				2	$4.6 \times 10^{-5}$	1.522	73.1	0.879	88.6	98.5	
				6	$2.0 \times 10^{-5}$	1.560	76.8	0.882	88.9	102.4	
				10	$1.5 \times 10^{-5}$	1.560	75.1	0.891	89.8	101.8	
			20	0	—	1.518	78.0	0.853	86.0	100.1	
				2	$3.9 \times 10^{-5}$	1.524	77.5	0.859	88.6	100.5	
				6	$1.1 \times 10^{-5}$	1.521	75.1	0.869	87.6	99.3	
				10	$3.5 \times 10^{-5}$	1.572	78.5	0.881	88.8	104.6	
			30	0	—	1.515	69.2	0.895	90.2	96.7	
				2	$1.0 \times 10^{-4}$	1.521	68.6	0.902	90.9	96.8	
				6	$2.5 \times 10^{-5}$	1.557	65.1	0.943	95.1	98.2	
				10	$1.3 \times 10^{-5}$	1.562	68.5	0.927	93.4	99.5	
コア・ブラ ンケット Qc単独	湿地ブルドー ザ	16 ton	15	0	—	1.714	42.5	1.203	91.1	96.2	
				2	$29.9 \times 10^{-6} \rightarrow 4.8 \times 10^{-5}$	1.775	45.1	1.223	92.7	101.1	
				6	$8.7 \times 10^{-6} \rightarrow 3.9 \times 10^{-5}$	1.833	40.7	1.303	98.7	102.2	
				10	$8.2 \times 10^{-6} \rightarrow 3.2 \times 10^{-5}$	1.833	40.1	1.308	99.1	101.9	
			20	0	—	1.783	39.0	1.283	97.2	99.1	
				2	$22.3 \times 10^{-5} \rightarrow 4.0 \times 10^{-5}$	1.822	39.8	1.303	98.7	101.3	
				6	$4.2 \times 10^{-6} \rightarrow 3.0 \times 10^{-5}$	1.787	39.2	1.284	97.3	99.4	
				10	$9.2 \times 10^{-6} \rightarrow 3.4 \times 10^{-5}$	1.777	38.6	1.282	97.1	98.7	
			30	0	—	1.754	40.4	1.249	94.6	97.7	
				2	$1.2 \times 10^{-5} \rightarrow 9.8 \times 10^{-5}$	1.810	41.6	1.278	96.8	101.2	
				6	$1.3 \times 10^{-5} \rightarrow 2.3 \times 10^{-5}$	1.746	40.0	1.247	94.5	97.1	
				10	$1.2 \times 10^{-5} \rightarrow 4.8 \times 10^{-5}$	1.725	40.0	1.232	93.3	96.0	
コア・ラフ ンケット L:G=6:4	湿地ブルドー ザ	16 ton	20	6	$2.2 \times 10^{-5}$	1.684	27.9	1.317	98.7	100.6	
	タンピングロ ーラー	1.85 ton	20	6	$1.2 \times 10^{-4}$	1.645	28.2	1.283	96.1	97.9	
コア, ブラ ンケット L:G=4:6	タイヤローラ ー	7 ton P=3.0kg/cm <sup>2</sup>	20	6	$4.7 \times 10^{-6}$	1.897	35.3	1.403	93.2	103.3	
ランダム 40mm以上 レキ	振動ローラー	重量 4 ton	30	0	—	1.503	1.93	1.475	0.716	45.73	
				2	—	1.660	2.10	1.625	$\ell = 0.558$	D=82.22	
				6	—	1.731	1.69	1.702	0.487	98.61	
				10	—	1.793	2.01	1.754	0.443	108.78	
			40	0	—	1.464	1.88	1.437	0.761	35.33	
				2	—	1.598	1.60	1.573	0.609	70.44	
				6	—	1.697	1.86	1.639	0.544	85.45	
				10	—	1.710	2.43	1.700	0.489	98.15	
	—	タイヤローラ ー	10 ton P=6.0kg/cm <sup>2</sup>	30	0	—	1.518	1.81	1.491	0.698	49.88
					2	—	1.578	1.79	1.550	0.633	64.90
					6	—	1.574	1.34	1.553	0.630	65.95
					10	—	1.631	1.75	1.603	0.579	77.36
40	0	—	1.420	1.76	1.395	0.814	23.09				
	2	—	1.472	1.69	1.448	0.748	38.34				
	6	—	1.485	1.95	1.456	0.738	40.65				
	10	—	1.532	1.47	1.510	0.676	54.96				

(2) 築堤材料の決定

使用材料一覧表

各ゾーン	使用材料
コア	ローム単独、一部Oc単独
ランダム	掘削砂礫及びふるい分け40~100%材
フィルター	ふるい分け0~40%材
リップラップ	表面50cm厚100%以上ふるい分け材及び掘削砂礫
レベリング層 (ゴムシート下部)	山砂(購入式)100%ふるい分け0~40%材300%材
ブランケット (ゴムシート上部)	Oc, Sc-S, Sc-c, Tby等

上記使用材料のうち問題となるコア材料は遮水を目途としているので、その意味から言えば、粒度組成からはローム、粘土質凝灰岩(Oc)の単独使用が考えられるが施工性が確保出来るかが問題であったが、盛土試験の結果、ローム単独の施工性については湿地ブルドーザ(16t級、接地圧0.29kg/cm<sup>2</sup>)による施工が可能であることが判明した。ロームと砂礫の混合材の湿地ブルドーザによる施工性は勿論良好であった。

盛土試験における各材料のコーン指数qc(kg/cm<sup>2</sup>)

まき出し厚	転圧回数	LとGの混合	L	Oc
15cm	2	*4.7kg/cm <sup>2</sup>	3.4kg/cm <sup>2</sup>	2.4kg/cm <sup>2</sup>
	6	*4.6	3.5	2.1
	10	*5.8	4.0	2.2
20	2	6.7	3.1	2.0
	6	7.3	3.0	2.0
	10	8.0	3.5	1.7
30	2	5.5	2.9	2.0
	6	5.4	3.2	2.7
	10	5.7	3.0	2.2

転圧：湿地ブルドーザ(16t級接地圧0.29kg/cm<sup>2</sup>)

又、ローム及び粘土質凝灰岩(Oc)の盛土直後の支持力低下(強度低下)は日数の経過により強度が増加するチキソトロピー特性を有することが判明した。

ローム及びOc材料の強度回数(深度10cm)

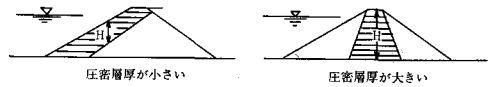
経過日数	材料 L		材料 Oc		備考
	項目	qc	増加率	qc	
盛土直後		3.0	—%	2.2	—%
4日		4.1	37	3.4	55
5		5.3	77	3.5	59
6		6.3	110	5.0	127
8		6.4	110	6.5	195

このことは、盛立サイクル等を考慮すれば充分施工性が確保されると言える。従って後で述べる漏水量が許容範囲であることからローム単独使用とした。ローム単独使用とすることによって混合材使用の場合に比べてほぼ1/2の工事費となった。なお、Oc材は施工性が問題となること。乾燥クラックが生じることからEL322.00m以上のコア部及びブランケット材として使用することとしたが、コア部への使用は現在、検討中である。

(3) 堤体基本断面

基本断面は池敷から採取される材料を使用することからコア型フィルダムが選定されるが、本ダムのコア形状は次の理由から前面傾斜コア型とした。

- ① コアの土性は高含水比で圧縮性の高い材料であることから、施工後における圧密沈下量を小さくする。

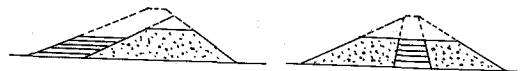


圧密層厚が小さい                      圧密層厚が大きい

- ② 左、右地山部の掘削量を小さくする。

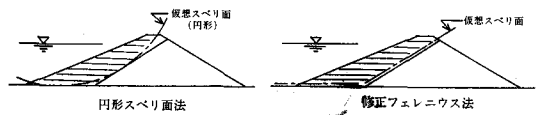


- ③ 施工完了後においてもコア部の補修が可能である。
- ④ ブランケットへの接続がスムーズに出来る。
- ⑤ コア、ランダムの施工において、ある程度の築堤標高差をつけることが可能である。



一般に、前面傾斜コア型とした場合はコアの強度が小さいことから、上流法勾配が緩やかなる点が不利である。

しかし、本ダムは堤高が低く、コアのせん断定数として粘着力  $C=2.0t/cm^2$ 、せん断抵抗角  $\phi=25^\circ$  を採用して、上流法勾配を3割とすれば、コアのみを通るスベリについては充分安全である。(安定計算の項参照)





コアのみのスベリに対する安全率

貯水位	方法	円形スベリ面	修正フェレニウス
EL322.50		1.30	1.70
EL317.00		1.29	—

計算条件 常時(貯水)

地震力  $F = W \times k_h$  ( $k_h$ : 水平震度0.15)

(4) 堤体の安定性の検討

堤体の安定計算は円形スベリ面法と修正フェレニウス法により行った。

(4)-1 設計数値の決定

設計数値の決定に至る経緯については、次の機会に紹介することにして、ここでは決定数値を報告する。

(4)-2 堤体の安定計算

円形スベリ面法は次の5ケースについて実施した結果は以下のとおりである。

① 完成後満水時地震

(FWL322.50m  $k_h=0.15$ )1.297

② 完成後中間水位地震

(MWL317.00m  $k_h=0.15$ )1.287

③ 完成後空虚時地震

(DWL310.00m  $k_h=0.15$ )1.536

④ 完成後水位急降下時地震

(322.5→310.0 $k_h=0.075$ )1.825

⑤ 完成直後地震時 ( $k_h=0.075$ )1.558

又、修正フェレニウス法の結果は①の場合1.700⑤の場合は1.500となった。なお、これらは上流斜面の安定計算であるが、下流側の斜面はEL320.00mまで捨土されるため十分安全となる。

(5) 漏水量に対する検討

貯水池からの漏水は、池敷からとコアからの両者があり、その合計が許容漏水量600 $m^3$ /日以内になることを条件とした。

(5)-1 コアからの漏水量

コアからの漏水量は傾斜コア型における福田氏の方法によって算定した。コア材料についてはローム材料単独( $k=1 \times 10^{-5}$ )及びロームと砂礫の混合土の2ケースについて、コア厚を水圧の50%の5mとして計算すると、前者が480 $m^3$ /日、後者が72 $m^3$ /日となった。

(5)-2 池敷からの漏水量

池敷掘削面の地質は上流側でO<sub>c</sub>及びS<sub>c</sub>-Cであり、下流側はGである。上流側におけるテストピット等による現場透水試験の結果からして上流側の漏水量は少量(80 $m^3$ /日)であり池敷面の処理は下流側砂礫層Gについて実施することにした。

砂礫の露頭面積は約45,000 $m^2$ であるが、ブランケット材料としてはローム( $k=1 \times 10^{-5}$ )及びO<sub>c</sub>( $k=2 \times 10^{-6}$ )

である。しかし、ロームについては、その賦存量及びO<sub>c</sub>に比べて透水性であるための許容漏水量の面から除外する。従って、施工性において、問題があるにしても考えられるアースブランケットとしては、ここではO<sub>c</sub>だけであった。

水平ブランケット工法において、O<sub>c</sub>材を使い地下水位が掘削面より下位で漏水がボタ落ち状態を想定し、ダルシーの理論公式でブランケット厚さに計算すると、以下のとおりである。

ブランケット厚さ	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m
漏水量( $m^3$ /日)	1.132	566	377	283	226

コアからの漏水量及び池敷上流部漏水量を加味するとアースブランケットを考えた場合、かなりの厚さが必要となることから、池敷遮水材として合成ゴムシートが考えられた。合成ゴムシートは昭和30年代より日本における農業用貯水池にも使用されるようになり、今日では有効な遮水材として一般化している。又、合成ゴムシートの耐久性は実験により50年は保障されていると考えてよく、ゴムシート面に働く揚圧力対策、不等沈下対策が充分であれば本地区においても採用出来ると判断された。従って、合成ゴムシートも考慮に入れると許容漏水量内となる漏水対策ケースは次の2ケースである。

ケース	コア		水平ブランケット		上流部Oc露出面からの漏水量	漏水量計
	材料	厚さ	材料	厚さ		
1	混合土	5m	Oc	3m	80	556
2	ローム	5m	ゴムシート	1.5mm	0	560

ここで上記2ケースについて経済比較を行った結果、ケース2が非常に経済的となり、又コア用土を混合するという難かしさもなくなり、現場の煩雑さも解消された。

4. むすび

以上、赤田調整池の計画と設計の概要を述べた。この種の調整池としては最大級のものであり、関東ローム等、難しい性質の土を盛土材として利用していることから、施工管理基準の設定及び日常の施工管理には慎重を期している。ここでは結果のみの紹介となった設計数値の決定の経緯や施工管理基準決定の過程、さらには施工についても、次の機会があれば紹介したいと考えている。

最後に、関係各位の御指導と御協力に対し心からお礼を申し上げ、あわせて、今後の御指導をお願いいたします。

# 高川ダムにおけるコンソリデーショングラウトの効果測定について

保 澤 興\*

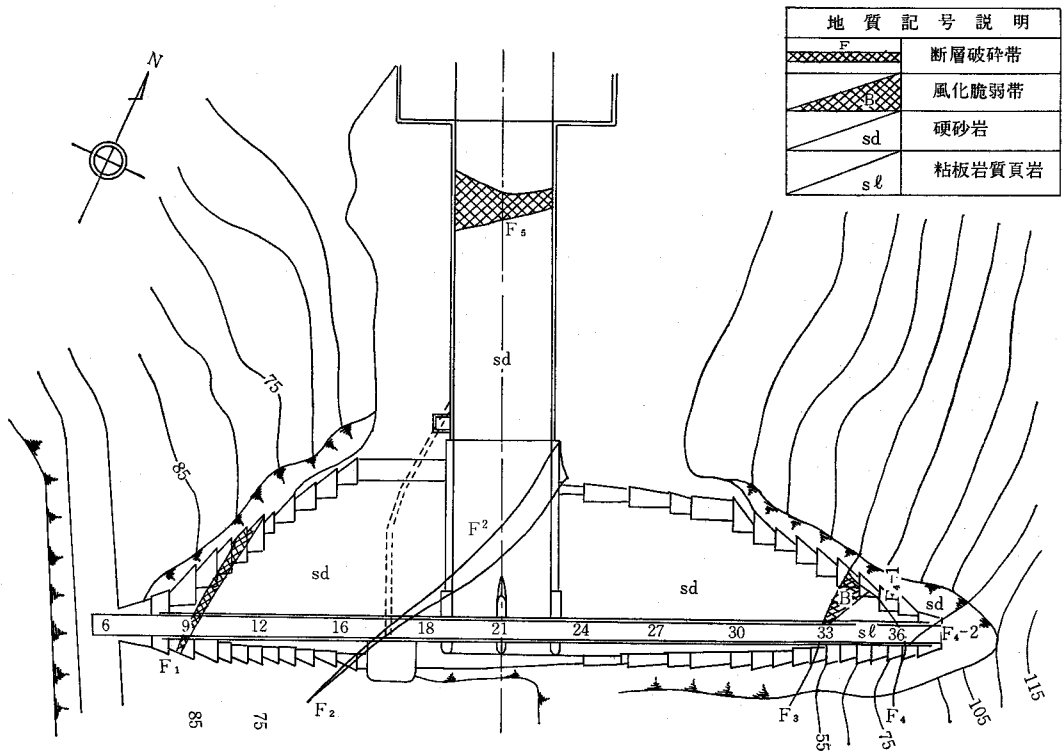
## 目 次

I まえがき.....(10)	IV グラウト効果の測定.....(13)
II ダムサイトの地質.....(11)	V あとがき.....(16)
IV コンソリデーショングラウト施工計画.....(11)	

### I まえがき

高川ダムは九州農政局出水平野農業水利事業所で鹿児島県出水市宇さぎやな地先に建設した高さ42m、長さ163.5m、堤体積80,000m<sup>3</sup>の重力式コンクリートダムである。ダムの基礎処理はダムサイトの地質特性に応じて、断層処理、カーテングラウト、コンソリデーショングラウトなどを行った。グラウト効果の判定については

カーテングラウトは透水試験等によって予め定められた目標値を満足するように現場管理が行なわれるが、コンソリデーショングラウトの場合は従来グラウト効果の管理がカーテングラウト程厳密には行なわれていなかったようである。高川ダムは地質の項で詳述するように右岸側に低速度帯の頁岩が分布する。この頁岩部におけるコンソリデーショングラウトの実施にあたっては基礎地盤を所要支持力になるまで改善するというを目的とし



図—1 高川ダム地質平面図 S=1:1,000

\* 沖繩総合事務局宮良川農業水利事業所

孔 深	5.0	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0
B 5	2.17 ×10 <sup>-4</sup>	3.15 ×10 <sup>-4</sup>	4.05 ×10 <sup>-4</sup>	4.62 ×10 <sup>-4</sup>	4.16 ×10 <sup>-4</sup>	4
B 6	9.14 ×10 <sup>-4</sup>	7.90 ×10 <sup>-4</sup>	6.05 ×10 <sup>-4</sup>	5.45 ×10 <sup>-4</sup>	5.52 ×10 <sup>-4</sup>	4
B 7	7.45 ×10 <sup>-4</sup>	7.14 ×10 <sup>-4</sup>	5.65 ×10 <sup>-5</sup>			

凡 例	
	溶結凝灰岩
	硬砂岩
	粘板岩質頁岩
	断層破碎帯
	透水試験孔

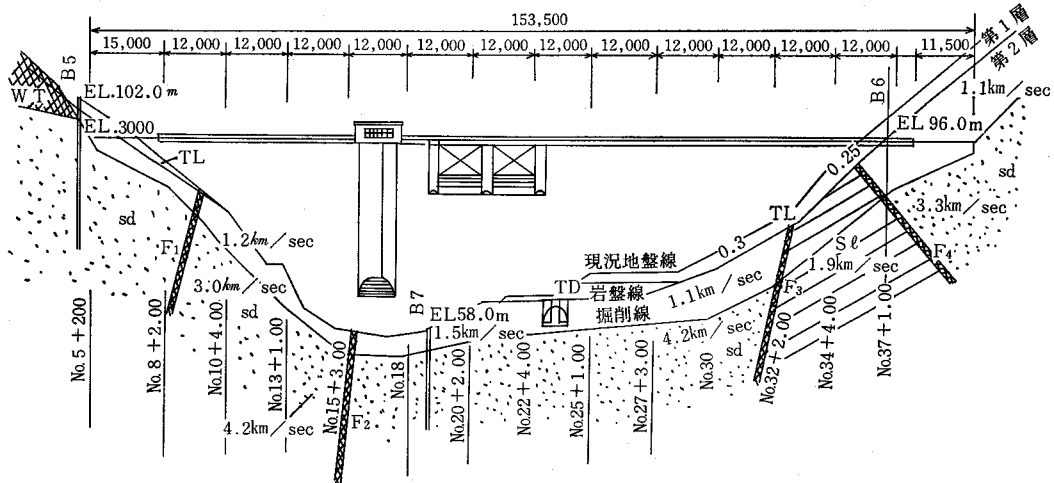


図-2 高川ダム地質縦断面 S=1:1,000

て施工計画を樹てた。

このため予め基礎地盤の支持力と弾性波の伝播速度との相関を求め、これによって弾性波の伝播速度の改善目標値を定め、現場施工に際してはこの目標値を確保するようにコンソリデーショングラウトの管理を行ったので、以下管理の方法及びその結果等について述べる。

## II ダムサイトの地質

### 1. ダムサイトの地質

ダムサイトの地質は中世代に生成した四方十層群に属する砂岩、頁岩から形成されているが全体として砂岩の優勢な地質であり、ダム基礎は右岸の中腹部より上部にかけて一部頁岩があらわれているほかは河床部、左岸部とも大部分が砂岩からなっている。この砂岩は大半が堅硬砂岩からなるが、一部に黒色粘板岩の薄層を夾在している。頁岩は右岸中腹部において2条の断層に挟まれクサビ状に砂岩と接している。頁岩には偏圧による層間褶曲や小規模な断層が発達しているのので、この辺では地層が可成り乱れたり、あるいは破碎されており碎石状になっている。ダムサイトにおける大きな断層は主として左岸部を上下流に横切る1号断層、河床部を斜めに走る2号断層及び右岸No.33付近を上下流に走る3号断層、No.35付近で堤趾線にはほぼ平行に走る4号断層がある。特に右岸側についてその特性を詳述すれば次のとおりである。3号断層はNo.33付近で右岸中腹を上流から下流に横切るもので、この断層によると考えられる砂岩の脆弱帯を境

にして頁岩と接している。幅は約1.5mで走向傾斜はN20E72°S前後である。No.35の下流側からはほぼ堤趾線に沿って走るF4-1断層は約35°のゆるい角度で山側に傾斜しており、これにはほぼ平行に2本の小断層がありこれらに挟まれた部分の頁岩は層理面が著じるしくかく乱破碎されている。

### 2. 基礎岩盤の力学的性質

屈折法による弾性波探査の結果は図-2のとおりである。図中の第1層は表土又は崖錐等のルーズな堆積層、第2層は岩盤の風化帯、第3層は新鮮な岩盤と考えられる。高川ダムの基礎は第3層上におくので、基礎岩盤の弾性波伝播速度は砂岩3.0~4.2km/sec、頁岩1.9km/secである。

またボーリング孔を利用して行った現場透水テストによるダムサイトの透水性は図-2に示すとおりである。

## III コンソリデーショングラウト施工計画

### 1. グラウト計画

高川ダム右岸低速度帯におけるコンソリデーショングラウトは基礎岩盤と所要支持力に改良することを目標にして計画した。すなわち、

(1) ダムの基本三角形についてダムの各高さ毎に物部博士の方法によって堤趾部における垂直方向の応力を求める。これによってダムの高さ垂直応力図を作成する。

(2) 過去の実験例等から弾性波伝播速度と岩盤の圧縮強度の相関関係を求め、更に圧縮強度に安全率を見込

み、弾性波伝播速度～基礎岩盤安全支持力図を作成する。

(3) 以上の結果を利用してダム高さ～所要支持力～弾性波伝播速度の関係図を画きこの図によってコンソリデーショングラウトの改善目標値を設定した。

### 2. ダムの垂直内部応力の算定

基本三角形について物部博士の方法によってダムの主応力を求める公式\*

$$\sigma_1 = \left(\frac{x}{2}\right) \left\{ (a_1 + a_2) + (b_1 + b_2)z \right\} + \tau_w \dots\dots\dots(1)$$

1式において

$$\xi' = \frac{1}{2} \left\{ (a_1 + a_2) + (b_1 + b_2)z \right\} \dots\dots\dots(2)$$

$$\xi' = \frac{1}{2} \left[ \left\{ (a_1 - a_2) + (b_1 - b_2)z \right\}^2 + 4(c + ez)^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots(3)$$

とすれば

$$\sigma_1 = x (\xi + \xi') \dots\dots\dots(4)$$

(4)式において  $x$  = 堤高とし  $x$  の夫々の値に対する堤趾部 ( $z = 0.78$ ) の  $\sigma_1$  を求める。

(2)式及び(3)式に高川ダムの夫々の数値を代入すると、

$$\xi = 0.4615 + 1.4281 z$$

$$\xi' = \frac{1}{2} \left[ (-0.3728 + 1.3677 z)^2 + 4(0.1721 + 1.6621 z)^2 \right]^{1/2} \text{を得る。}$$

ここで  $z = 0.78$  (ダム下流側勾配) とおけば

$$\xi = 1.5754 \quad \xi' = 1.5090 \text{ となり}$$

$$\sigma_1 = x (\xi + \xi') = 3.084 x \text{ を得る。}$$

これからダム高さ  $x$  に見合う  $\sigma_1$  を求め、ダム高さ(H)～垂直応力図(P)を画いたものが図-3である。

### 3. 弾性波伝播速度～安全支持力図の作成

図-4は三裕コンサルタンツが433個の資料をもとにして作成した岩盤の圧縮強度と弾性波伝播速度の関係図である。岩盤の安全支持力は岩盤の供試体による破壊強度の $1/10 \sim 1/12$ とすればよいといわれているので高川ダムにおいてはこれを $1/10$ として、弾性波伝播速度と岩盤の安全支持力の関係式を

$$P = 3.3 \times 10^{-10} \times S^{3.1}$$

としこれを先に画いた、図-3ダム高さ～垂直応力図にプロットして、ダム高さ～所要支持力～弾性波伝播速度図を作成する。

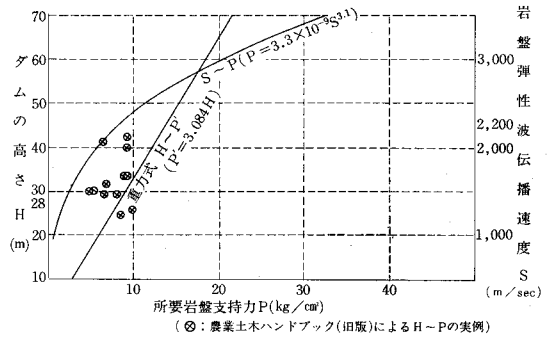


図-3 コンクリートダム高さ～所要支持力～弾性波伝播速度関係図

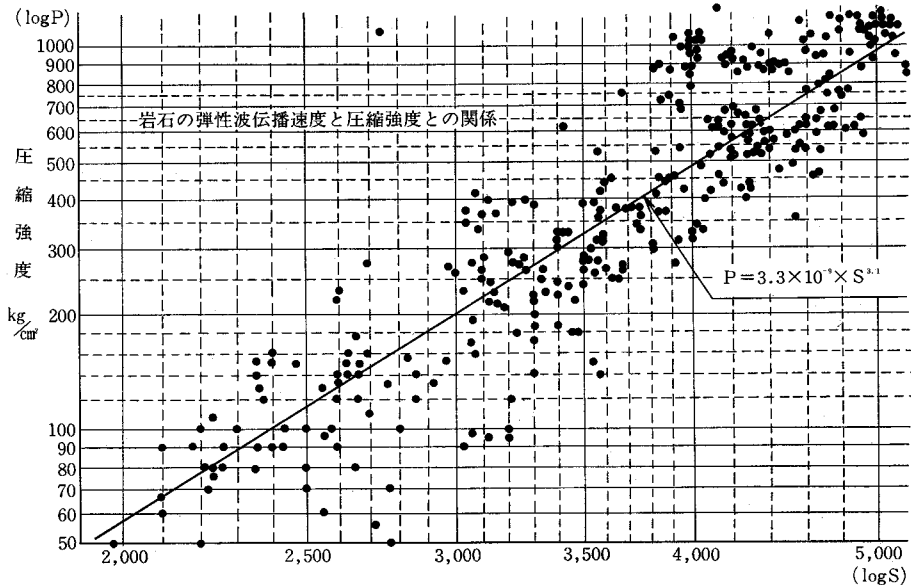


図-4 弾性波伝播速度 (m/sec)

\* 野知浩之著 設計の手引き 重力ダム p. 41  
\* 農業土木ハンドブック(昭和32年6月20日全改訂版) p. 603



#### 4. グラウトによる改良目標値の設定

図-3において堤高42mに相当する弾性波伝播速度は2.3km/secであるがこれは砂岩部を基礎とするので問題はない。

右岸部の低速度帯(S<sub>0</sub>部)における堤高は28mであり図-3から堤高28mに相当する弾性波伝播速度は2.25km/secである。一方図-2に示すように右岸側S<sub>0</sub>部における基礎岩盤の弾性波伝播速度は1.9km/secであるので、コンソリデーショングラウトによってこれを2.25km/secまで改良することを目標としてグラウト計画を樹立した。

#### 5. グラウトの施工方法

一般にコンソリデーショングラウトはノーカバー方式(ダムコンクリート打設前に行うグラウト)、カバー方式(ダムコンクリートを数リクト打込んでから施工するグラウト)および配管方式(コンクリート打設前にボーリングを行いダムの上下流にパイプを引出しておき数リクト打設後グラウトする)があるが、それぞれ一長一短がある。すなわちノーカバー方式ではダムの安定上最も重要な堤敷付近でグラウトがリークするとか、注入圧力が上げにくい欠点がある。

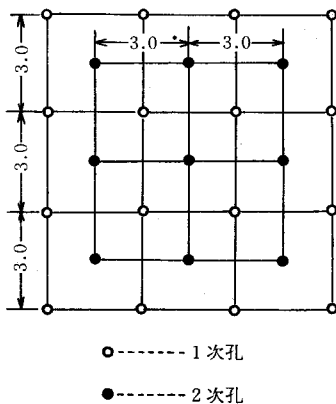
カバー方式はダムコンクリートの打設に追われて丁寧なグラウトが出来にくい。コンクリートを毀損するおそれがある。また配管方式はコンクリートの重みを十分利用出来るが、グラウト孔相互間にリークし易い欠点がある。このような施工方法による特性を考慮して高川ダムにおけるコンソリデーショングラウトの標準パターンを次のとおり計画した。

##### a 砂岩部

コンクリート打設前に一辺5.0mの正三角形の配置とし、孔の頂部に長さ5.0mのボーリングを行い、ガス管で孔口を上流側に引き出しておき、ダムの打設高が4リフト(6.0m)以上になってからグラウトする。

##### b 頁岩部

ダム打設前に図のように3.0m方眼に1次孔を長さ



10.0mのノーカバー方式でグラウトを行う。1次孔のグラウト終了後その中間点に2次孔を、深5.0mでボーリングしガス管で上流側に引き出しておきダムの打設高が10m以上になってからグラウトする。最大注入圧力は1次孔については、1ステージ5.0m圧力3.0kg/cm<sup>2</sup>、2ステージ5.0m圧力7.5kg/cm<sup>2</sup>とし、2次孔は3.0kg/cm<sup>2</sup>とした。

#### IV グラウト効果の測定

##### 1. 測定方法

グラウト効果の測定は図-5に示すようにNo.5, 6, 7, 8, 9の位置に深さ10.0mの調査孔を設けて行った。すなわち調査孔内でグラウト施工前(第1次測定)、1次グラウト施工後(第2次測定)、2次グラウト施工後(第3次測定)と夫々弾性波の測定を行い、この測定値の比較からグラウト効果を判定することとした。測定孔は弾性波の測定に先立ち孔掘り測定を行い、起震点～受震点間の距離測定が正確に出来るように配慮した。測定はソノタイマー等を用いて起震をハンマーによって打撃する方法で実施してみたがうまくいかなかったため、図-6に示すようにトリガヘッド及び地震計を所定の深度に固定した度、ポラロイドカメラのシャッターを開放状態にして電気雷管を爆発させる。起震と同時にトリガヘッドに圧力が加わり、この圧力はトリガヘッド中の振動素子によって電気信号に変換され、これがシンクロスコープの輝点の掃引を開始させる。一方起震された地震波(P波)は地中を伝播して地震計に到達する。地震波を受信した地震計では動的振動を電気振動に変換する。この電気振動はアンプによって増幅されてシンクロスコープの入力に加えられ、トリガによって掃引を開始していた輝線が、その入力に比例した波形となってブラウン管上に表示される波形を確認後シャッターを閉じる。各測線毎に上述の方法によって繰返して測定を行い、記録写真から読みとった初期到達時間と測定区間の距離から直接波法による弾性波伝播速度を求めた。

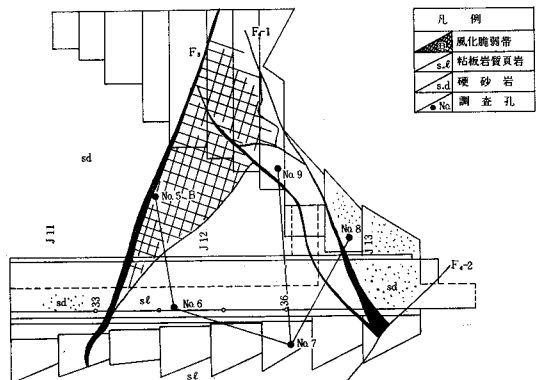


図-5 調査孔配置図

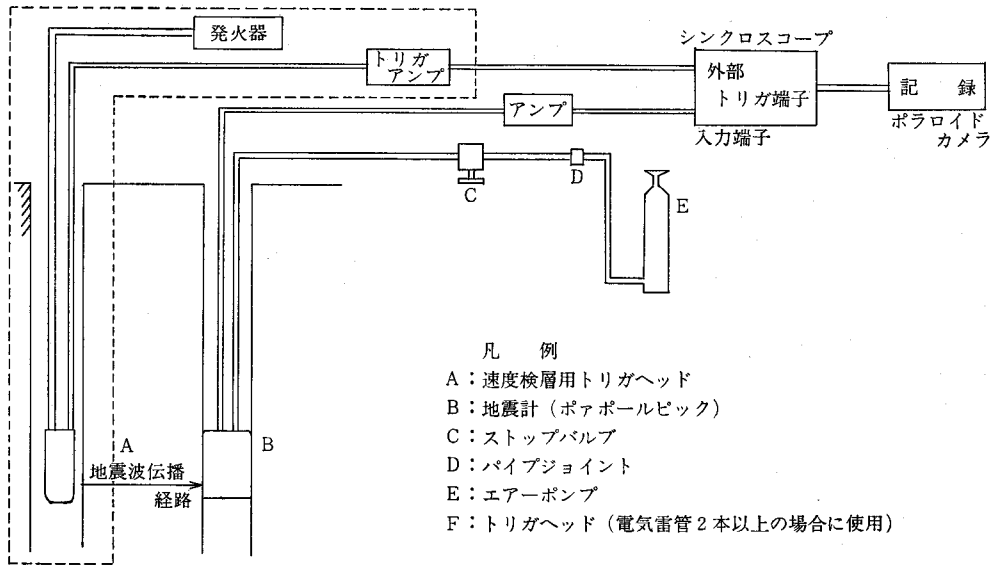


図-6 孔間速度測定装置

## 2. 測定結果

以上述べた測定方法によって測定した結果は図-7～10のとおりである。この結果をみると1次調査と2次調査の間にはグラウトによる弾性波伝播速度増加の傾向は認められず、むしろ2次調査における弾性波伝播速度が小さくなっている部分もある。この原因については測定時における地下水の変化、岩盤のゆるみ等の要素がグラウトによる岩盤改良の効果以上に影響を及ぼしたのではないかということ、また2次調査はノーカバー方式による1次グラウトを終了した時点で測定した結果であり、1次グラウトはリークがあったこと、圧力を増すと岩盤に割れ目を生ずるような傾向が見られたので圧力を低圧におとしたためグラウト効果が十分発揮されていなかったのではないかということなどが考えられる。

第3次の測定は2次グラウトが完了した後に測定した

結果であるが、これによるとグラウトによる弾性波伝播速度の増加が明らかにあらわれている。今その増加を各孔の点間速度を加重平均したものを各孔を代表する速度とし、孔間速度の算術平均したものをその孔間の平均速度としてグラウト前と2次グラウト完了時の速度を比較してみると次のとおりである。

表-1 弾性波伝播速度の増加状況

孔番	グラウト前	2次グラウト後	増加量	増加率
5～6孔	1.23km/sec	2.52km/sec	1.29km/sec	204%
6～7孔	1.50	2.76	1.26	184
7～8孔	1.35	3.01	1.66	222
7～9孔	1.50	2.52	1.02	168
平均	1.40	2.70	1.30	193

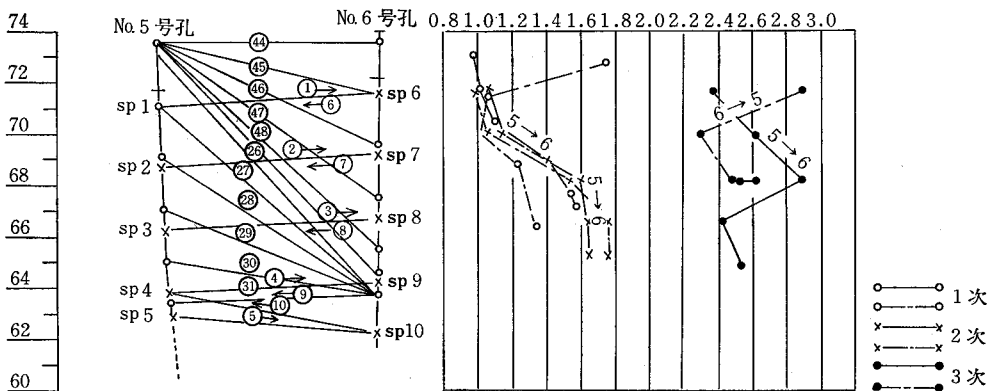


図-7 起震孔5号孔，受震孔6号孔，起震孔6号孔，受震孔5号孔

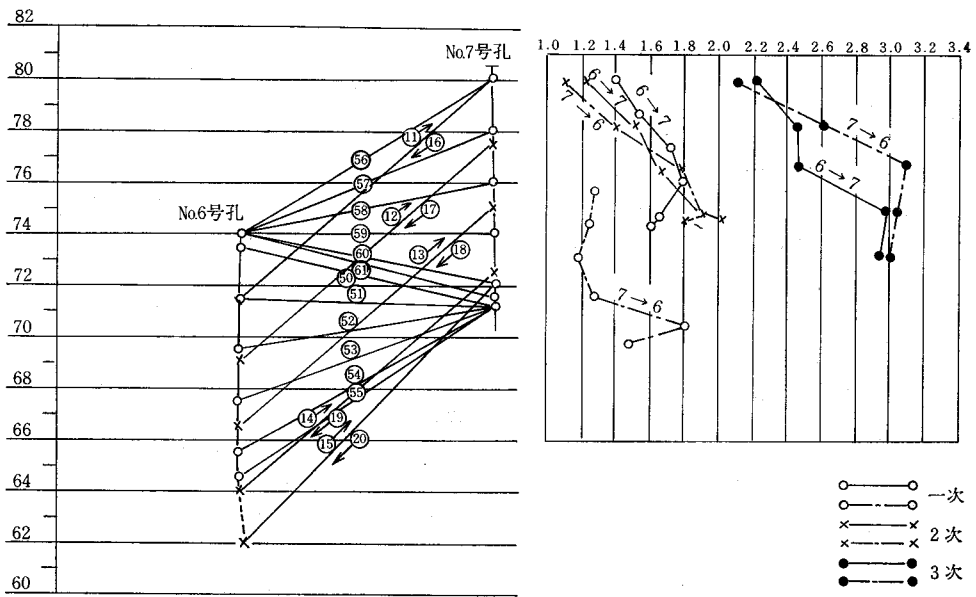


图-8 起震孔6号孔, 受震孔7号孔, 起震孔7号孔, 受震孔6号孔

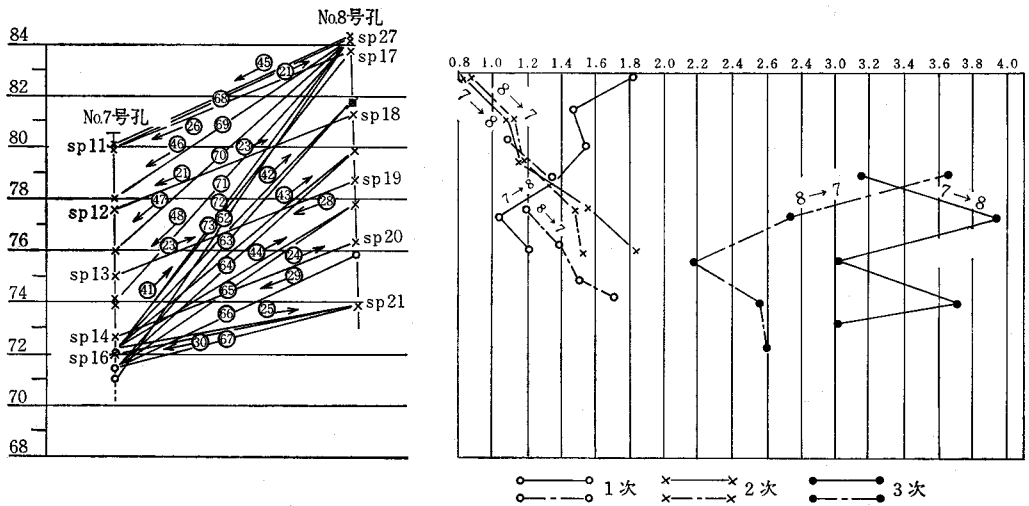


图-9 起震孔7号孔, 受震孔8号孔, 起震孔8号孔, 受震孔7号孔

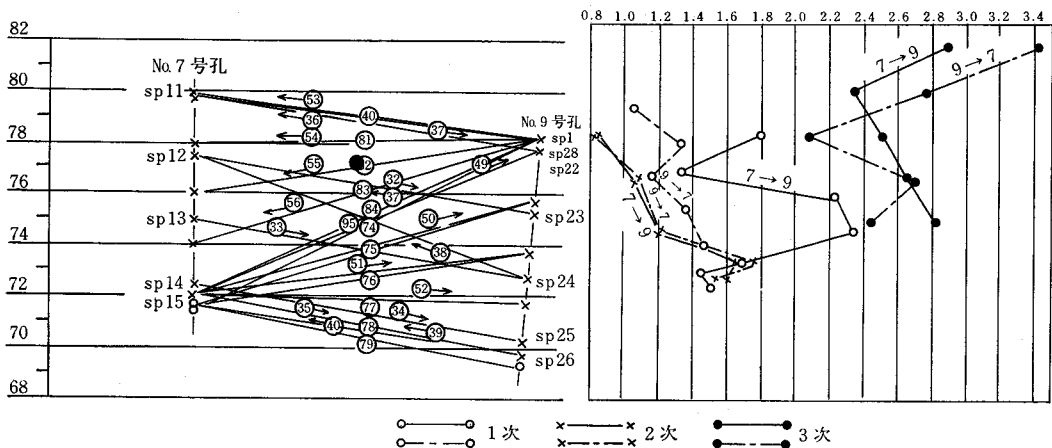


图-10 起震孔7号孔, 受震孔9号孔, 起震孔9号孔, 受震孔7号孔

## V あとがき

### 1. グラウト効果判定のための目標値の設定について

目標値設定の基本となった図—4 弾性波伝播速度と圧縮強度の関係図については図で見るとおりかなりバラツキがあるが、これから所要岩盤支持力を算出する場合10倍の安全率が見込まれるので両者の関係の大体の目安として、 $P_1 = 3.3 \times 10^{-9} \times S^{2.1}$  の曲線式を用いた。

また図—3のH～P曲線に旧農業土木ハンドブックから堤高42m以下のダム高～最大圧縮応力を抜粋してプロットしたものが⊗で示した点である。これを見るとH～P曲線が安全側に傾いている感じもしたが、目標値が安全側になるために計算値をそのまま採用して目標値の設定を行った。

### 2. 効果測定の結果について

弾性波伝播速度によるコンソリデーショングラウトの効果測定を実施した結果、2次調査が終了段階で前述したようにグラウトによる速度増加の傾向が認められず、この方法で果して効果測定が可能なものかと疑問をもちながら3次調査を行ったが、その結果は当初目標とした $V = 2.25 \text{ km/sec}$ 以上に改善されていることが確認された。

2次調査においてグラウト効果が現われなかった原因については、

- (1) 1次調査から3次調査まで同一条件として調査を行う目的で調査孔に水を満す方法を考えたが、漏水等のため必ずしも同一条件とすることが出来なかった。
- (2) 1次調査の段階では仕上げ掘削が完了していなかったため調査後仕上げ掘削を行った等の理由で、調査条件の相違が弾性波速度の改善以上の要素になっていたためではないかと考えられる。

次にこの調査は1次～3次を通じて同一の調査孔を利用して同一条件で調査を行う方針であったが、いざ調査を始めてみると、起震用の発破による孔崩れとか、グラ

ウトによる孔づまり等の現象が発生したので、このような箇所は当初の調査孔の近くに更に測定用の孔を掘り直して調査を行ったが、今後このような調査を実施する場合は、予め問題点として考慮しておく必要がある。

今回行った調査結果では、グラウト施工前と2次グラウト施工後の間には平均して弾性波伝播速度が $1.3 \text{ km/sec}$ の増加を示し、その増加率は193%とグラウトの効果が顕著にあらわれている。この傾向は頁岩の一般的なグラウトによる効果の特性を示すものであるか、あるいは高川ダムの地質特性によるものであるかという点については今回の調査だけでは、明らかにすることはできなかった。

以上述べたとおり高川ダムにおいてはコンソリデーショングラウトの効果を測定し、定量的にその効果が把握できた。良質なダムサイトが少なくなりつつある今日、基礎処理によって地質的な弱点を補いつつダムを建設しなければならぬ事例も増えて来るものと考えられるが、このような場合、その基礎処理は現場条件によって目標を定め、その目標に合った定量的な管理を行う必要がある。

高川ダムで実施した調査方法については前述したような問題点もあったが、今後のダムの施工管理の一助になればと思い報告文をまとめた次第である。

なおこの調査の実施にあたっては京都大学沢田先生の御懇切な御指導を頂いた。ここに厚く謝意を表する。

### 参 考 文 献

1. 出水平野農業水利事業全体実施設計書
2. 野知浩之著設計の手引き、重力ダム
3. 農業土木ハンドブック昭和32年6月20日全改訂版

編集部注 グラウトの注入効果の判定は、土木学会制定、ダム基礎岩盤グラウティングの施工指針（昭和47年）によれば、ルジオン値及び注入量の減少の状況によって判定するとなっているが、高川ダムのグラウティングはこの制定前に実施されたものである。



# 又木戸ダムの施工について

中田 健造\* 藤島 良司\*  
桜井 美治\*

## 目 次

I まえがき.....(17)	V ダム型式の決定.....(20)
II 概 要.....(18)	VI 盛土管理.....(21)
III 地形、地質.....(18)	VII 骨材選別プラント.....(24)
IV 築堤材料.....(19)	VIII あとがき.....(26)

## I まえがき

県営五戸川防災ダム事業は、青森県南部、三戸郡を東

流し、太平洋に注いでいる二級河川五戸川の洪水時における氾濫を防止し、沿岸耕地 435ha を洪水の被害から守ることを主目的として昭和38年にスタートした事業であ

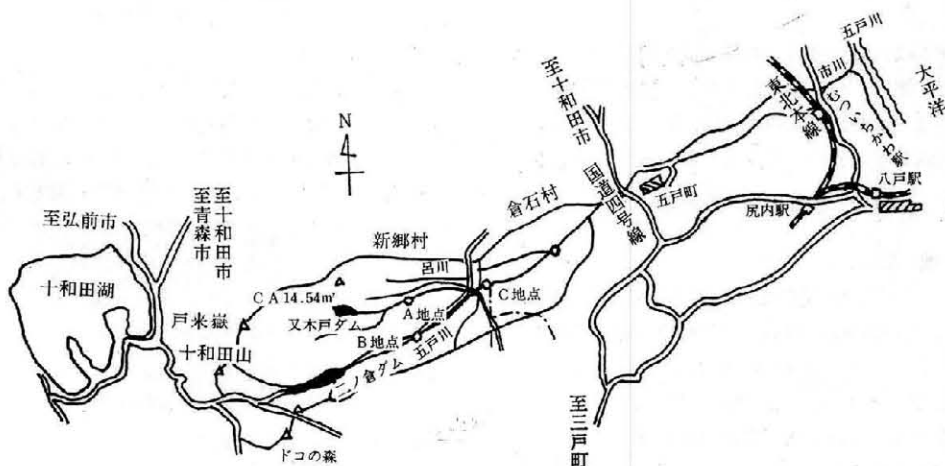


図-1 五戸川防災ダム事業計画平面図

表-1 又木戸ダム諸元

堤 体		余 水 吐	
集水面積	14.54km <sup>2</sup>	平均降雨強度	88mm/hr
満水面積	13.2ha	計画洪水量	285.0m <sup>3</sup> /s
堤 高	34.6m	異常洪水量	342.0m <sup>3</sup> /s
堤 長	179.6m	余水吐型式	側溝溢流型
堤 頂 幅	8.0m	溢流堤長	65.0m
内 法	1:3.0	計画溢流水深	1.6m
外 法	1:2.0	調節設備	
堤 体 積	297,600m <sup>3</sup>	最大放流量	12.0m <sup>3</sup> /s
総貯水量	1,236,000m <sup>3</sup>	調節方式	III型基準 (設計基準)
有効貯水量	996,000m <sup>3</sup>	設 備	高圧スルース ゲート
仮 設 工			
仮排水路	2r型標準馬蹄形 r=1.25m トンネル長 L=273m		

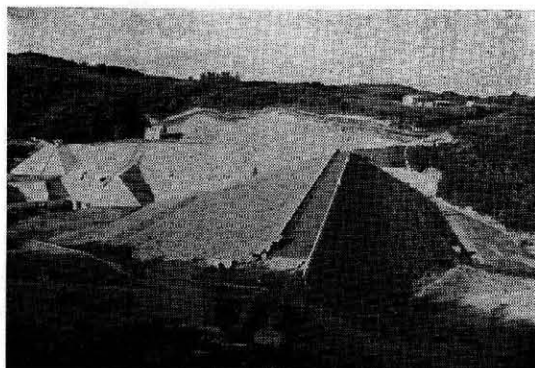


写真-1 又木戸ダム全景

\* 青森県農林部土地改良第一課

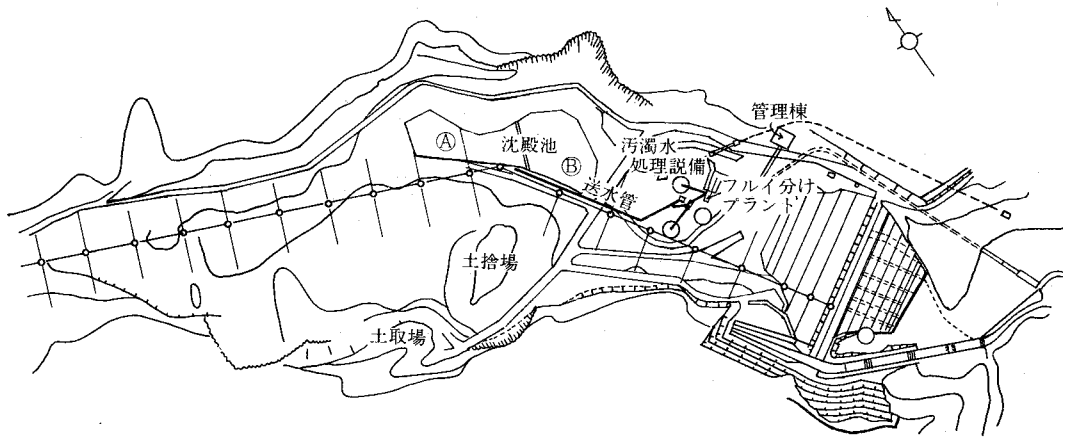


図-2 又木戸ダム平面図

る。第一期工事の二ノ倉ダムは既に昭和46年に完成し、第二期工事の又木戸ダムも昭和45年に着工、今年度で9年目となり、来年度には完了の予定となっている。

## II 概要

又木戸ダムは、築堤材料等の賦存量の関係からシラスを主材料とし築造した。二ノ倉ダムは、アスファルト表面遮水壁型であるが、又木戸ダムは、ゾーン型ダムとし、堤体法面処理に張石工を採用していることである。

## III 地形、地質

### III-1 地形

本地域は、北に大黒森(標高556.0m)、小黒森(480m)、西は戸来岳(1,159m)、十和利山(990m)、南はドコノ森(803m)等三方が500~1,000mの山に囲まれ、その谷底部を五戸川及びその支流の三川目川が東に流下し、途中大小の沢を合流しながら八戸市橋向地先で太平洋に注いでいる。本ダムサイト周辺の地形は、戸来岳より東方に張り出した標高300~400mの平坦な丘陵よりなり、ダムサイトにおいては、左岸側では標高320m付近より上は

ほぼ平坦な丘陵面を有するが、標高320mより、下河床部まで約45°前後は白色シラスの急崖を形成している。一方右岸側の山腹傾斜は、20°~30°と比較的ゆるやかではあるが、沢の発達によりやや複雑な地形を呈している。

### III-2 地質

ダムサイト周辺の地質は、新第三紀鮮新世の浜田層を基盤としこれを覆っているのが第四紀洪積世の三本木層の河床堆積物である。浜田層は、砂岩、泥岩の互層よりなるが、本ダムサイトにおいては砂岩を主とし、時にレキ岩を交えてはいるが泥岩は少ない。この浜田層を緩傾斜をなして不整合に覆う三本木層は、シラスを主とする十和田火山噴出物よりなる。現河床堆積物は、戸来岳に由来する安山岩礫(φ max300~500%)を主とする砂礫層であり、層厚は2~7mで河床に堆積している。三本木層のシラスは一次シラス(白色シラス)と二次シラス(黄色シラス)とに区別され、二次シラスは一次シラスの二次堆積物と考えられる崖錐性の堆積物であり、一部粘土化し黄色を呈している。この一次シラスは、ダムサイト左岸アバットメントに分布し、斜面に露頭し、急崖

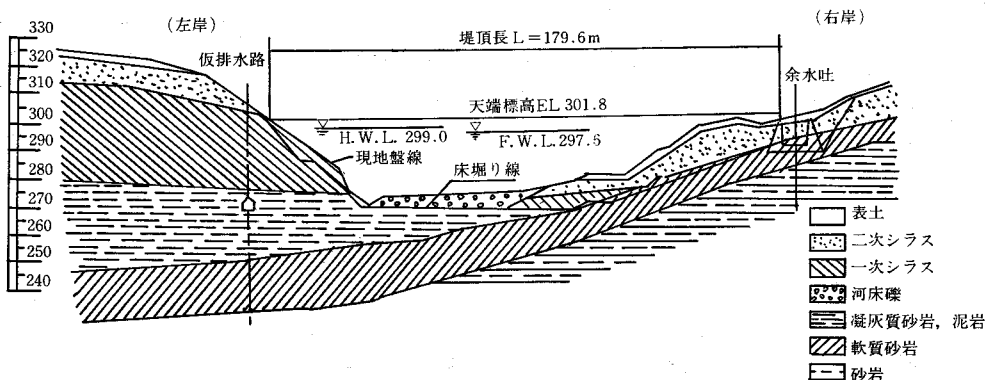


図-3 ダムセンター地質縦断面図

を形成している。この地層は軽石を多く含んだ比較的硬質な地層であり、貫入試験におけるN値は、概ね50以上を有している。基盤の一部を構成している凝灰質泥岩は、上部(5~10m)は風化が進み粘土化して軟質となっているが、下部は硬質でボーリングコアも棒状の成形コアが採取されている。本ダムの基盤をなす砂岩層は部分的に径2~3cmの礫を主とする砂岩を混え、新鮮な砂岩層は硬質緻密でボーリングコアもコア長10cm以上となり、比重も2.5~2.6を有する。ダム軸右岸から左岸にかけて15°~20°で左岸側に傾斜するが、凝灰質砂質泥岩、二次シラスに覆われ露頭はない。

#### IV 築堤材料

##### IV-1 シラスの特性

築堤材料の主体となるシラスは、火山の爆発時に噴出形成された火山灰と考えられている。その骨格は、比較的ルーズな状態であるが、その結合力は非常に大きく、自然状態で20~30mを鉛直に切立って安定しているものもある。またシラスは岩石学的には石英粗面岩ないしは石英安山岩等の中酸性火山岩の破碎物といわれているもので、場所によって多少異なるが軽石、火山砂および火山灰の混合体であり、火山噴出物特有の粒子中に孔ゲキを有している。シラスを攪乱し、締固めを行うと、軽石部、偏平部および骨格が破壊され、細粒化現象を呈し、中砂に相当する粒度分布を示す。またセン断強度もほとんど相似し、マサツ角 $\phi=30\sim40^\circ$ 、粘着力 $C=4\sim8\text{ t/m}^2$ 程度であり、締固密度が2~3割程度小さいほかは何ら変わらない。締固め密度が小さい理由として、さきの土粒子中の孔ゲキによるものと考えられるが、これらは土粒子相互のインターロッキングを左右する要素、すなわちセン断強度には影響しない。しかし相対的に軽いため普通の砂よりパイピング、クイックサイドが容易に起るものと思われる。又このシラスの締固め乾燥密度95%における\*限界動水勾配は、試験結果から $i_c=0.6$ 程度で、普通砂(ここでは中砂)の $i_c=1$ に比べて約40%程度小さい値を示していることからシラスを築堤材料とし

て使用する場合は、土粒子の流出について十分な対策を施した型式のものを採用しなければならない。

##### IV-2 河床砂レキ

###### (1) 河床砂レキの材質

河床砂レキは、フィルター及び上、下流法面保護材として、池敷内上流河床部より採取して使用した。土質試験は、上層(2mまで)、と下層(2.0m以下)に分けて行った。その結果、平均乾燥密度は、 $\text{JIS}\times 100\%$ および $\text{JIS}\times 200\%$ の突固めで $\gamma_d=1.673\text{ t/m}^3$ (自然含水比)、セン断強度で、マサツ角 $\phi=40^\circ\sim 41^\circ$ 、 $C=0\sim 0.31\text{ t/m}^2$ となっている。又、粒度の細粒化についても自然状態と突固め後では大差なく破碎については問題はない。しかし自然状態の粒度分布では、フィルター及び堤体法面保護材料として、そのまま使用出来ないので、後述のフルイ分けプラントにより粒度調整し盛立てて使用した。

###### (2) 河床砂レキのフィルター材としての検討

シラスは材料の性質からみて水に侵食されやすく、当ダムの場合、築堤シラスを河床砂レキで包む構造であり、又ダム基礎の一部が河床砂レキの上に盛土されるためパイピングが問題視される。シラスと河床砂レキとは粒度が異なるため浸透水の流出に際して、止水材料として用いたシラスの土粒子が、斜面保護材料として使用する河床砂レキ及びダム基礎の河床砂レキの間ゲキをぬって透過流亡しないかとの懸念である。このことについて設計の段階において、これらの砂レキ及び基礎の河床レキがフィルターの役目をはたし、パイピングに対して充分その効用を発揮することができるか、その適性を、フィルダム設計基準により粒度分布で判定したがその結果次のとおりである。

###### ① フィルター材(シラストフィルター)

$$\text{条件 1. } 5 < \frac{F_{15}}{B_{15}} < 40 \quad \therefore \frac{0.68}{0.032} = 21.2$$

F: フィルター

$$\text{〃 2. } \frac{F_{15}}{B_{85}} < 5 \quad \therefore \frac{0.68}{3.9} = 0.17$$

B: ベース

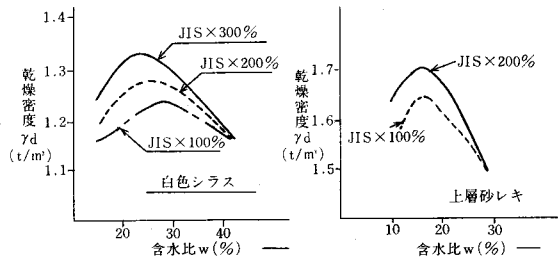
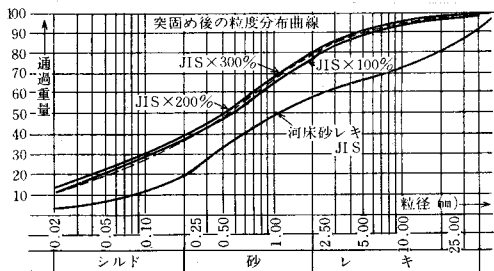


図-4 シラスおよび河床砂レキの粒度分布、突固め曲線図

\* 土地改良事業設計基準 第3部設計第1編フィルダム P-75 限界動水勾配  $Scv = \frac{h}{L} = \frac{G-1}{1+e}$

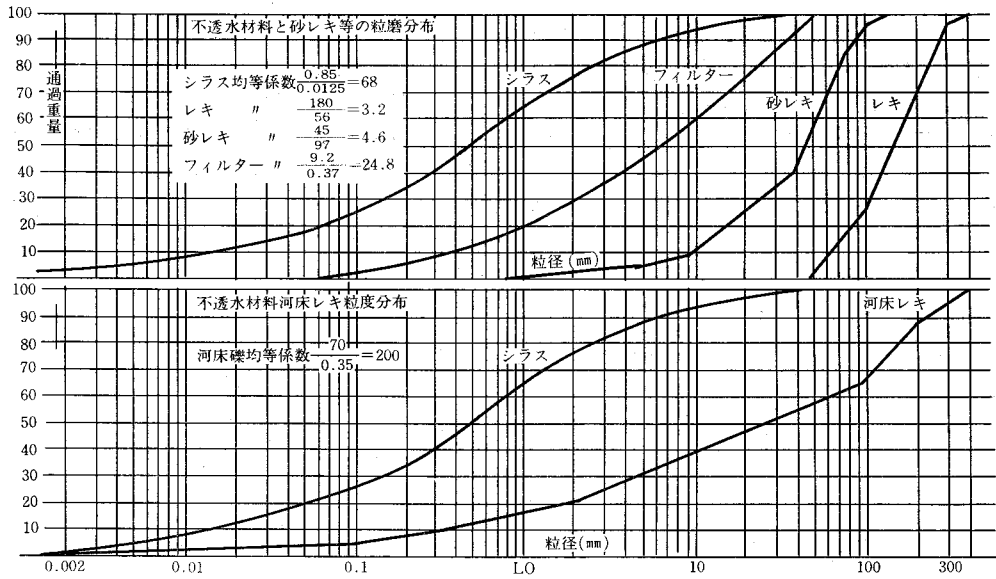


図-5 シラス砂レキ及び河床砂レキの粒度分布

表-2 設計数値一覧表

項目	比重	乾燥密度	湿潤密度	間ゲキ比	飽和重量	水中重量	セ ン 断 力		透 水 係 数
							マサツ角	粘 着 力	
材料	Gs	$\gamma_d$	$\gamma_t$	e	$\gamma_{sat}$	$\gamma_{sub}$	$\phi$	C	K
シラス	2.47	1.10 t/m <sup>3</sup>	1.49 t/m <sup>3</sup>	1.24	1.66 t/m <sup>3</sup>	0.66 t/m <sup>3</sup>	33°00'	2.0 t/m <sup>3</sup>	5×10 <sup>-5</sup> cm/sec
河床砂礫	2.71	1.59	1.88	0.73	2.01	1.01	40°00'	0	—

$$\because 3.13 < \frac{F_{85}}{2} \therefore \frac{29.8}{2} = 14.9$$

④ フィルター材 (シラスと基礎河床砂レキ)

$$\text{条件 } 1. 5 < \frac{F_{15}}{B_{15}} < 40 \therefore \frac{0.72}{0.032} = 22$$

$$\because 2. \frac{F_{15}}{B_{85}} < 5 \therefore \frac{0.72}{3.9} = 0.18$$

$$\because 3. 13 < \frac{F_{85}}{2} \therefore \frac{180}{2} = 90$$

上記の結果、河床砂レキはいつれの場合も、フィルター材としての条件を満足しており、不透水材料の粒子の流亡は考えられない。

### V ダムタイプの決定経緯

又木戸ダムについても、二の倉ダムと同タイプのアスファルトフェーシングの可能性について、検討を行った。図-3のとおり、左岸側地山が半透水性の一次シラスであり、アスファルトの場合、カットオフ基礎として問題があり、また急崖のため施工に非常に難点で、かつ危険性が大きいことから断念せざるを得なかった。計画

時点では、中心コア型で考えていたが、これも二ノ倉ダム同様ダム周辺には粘質材料がなく、コア材料はダムより22km離れている五戸町より採取する外なく、経済性の点から問題があった。その後、シラス盛土の押えとして池敷内からの河床レキの採取が可能となったこと、又二ノ倉ダムで証明されたように優れた転圧機械 (BW200)

表-3 又木戸ダム安全率総括表

ケース	堤体条件	貯水位	震度	上下流の別	当初安全率	検討後安全率
1	常時	満水位	0.2	上	1.243	1.238
				下	1.238	
2	完成直後	なし	0.1	上	1.851	1.402
				下	1.402	
3	常時	部分貯水位	0.2	上	1.190	1.263
4	常時	水位急降下	0.2	上	1.190	1.240
5	洪水時	洪水位	0.1	上	1.910	1.528
				下	1.528	

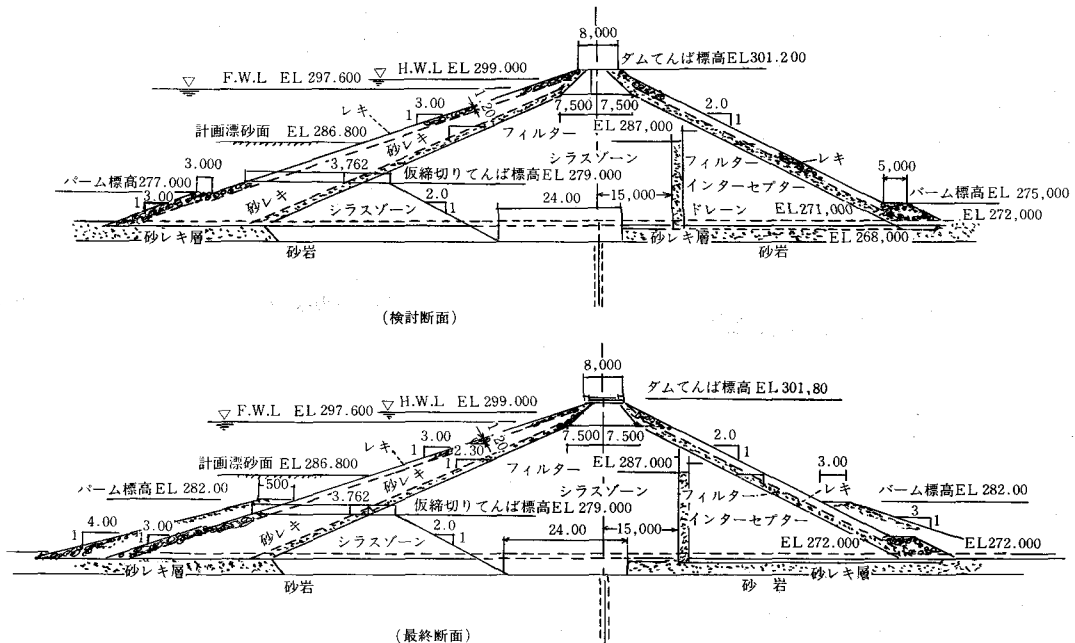


図-6 又木戸ダムタイプの変遷

の導入により、シラスに対しての転圧効果が十分に期待出来るとの判断からゾーン型タイプに決定した。昭和47年度から、全計時断面で施工に入り、その盛土がほぼ完了しかけた昭和51年度10月に河川管理施設等構造令の施行にともない、安全率が1.2以上と制定されたため、ダムのより一層の安全を確保するため、上、下流側に押え盛土を行い堤体の安全を計った。

## VI 盛土管理

### VI-1 管理基準値

#### (1) シラス

二ノ倉ダムの実績値と当ダムの現場盛土試験値を考慮し、管理基準値は乾燥側を基準に行ない突固め試験の  $E_c = 100 \times 95\%$  とし、施工含水比は、土取場における含水比が最適含水比附近にあり、そのままの状態盛土が可能であることから、その範囲を  $30 \pm 5\%$  とした。転圧機械については、二ノ倉ダムで実績のある BW200 を採用することとし、撒き出し厚は、 $20 \pm 5.0\text{cm}$  で6回転圧とした。

#### (2) 砂レキ

砂レキ等の締固めは、モニターによる水締め及びブルドーザー、ローラー転圧が一般的に考えられる。当ダムの材料は、池敷内の河床レキを使用するため、形状は丸味を呈しているのが殆んどで、これを水締めで行った場合、材料の落着が悪く、又ブルドーザーの転圧は接地圧が小さいので、転圧効果を上げられない。当ダムでは転圧試験の結果から、材料の撒き出しの後大きな凹凸のな

いように施工すれば、砂レキに対し効果のある自走式振動ローラーを使用することが可能であることが確認されたので、シラス同様 BW200 を使用した。転圧回数は撒き出し厚  $40 \pm 10\text{cm}$  で6回と決め、管理値は、C値で98%、D値で96%以上とした。

### VI-2 品質管理

#### (1) シラス

シラスについての日常管理試験は、盛土の実施された日の材料について、原則として、無作為に3個以上の資料採取を行なった。密度試験は砂置換法によって実施し、その管理はD値によって行った。又透水試験は盛土面より  $\phi 10\text{cm}$  のオーガーによって、深さ約1.0mのボーリングをし、孔の中に注水し飽和状態になったところで、定水位にて測定した。その結果は図-7、表-4のとおりである。又盛土完了後にチェックとして、築堤天端上に標準貫入試験を3ヶ所に亘り、深度0~5m区間について行った結果は表-5のとおりである。

以上の結果から、シラスについては、D値で98~104%(基準値95%)、透水係数で設計値  $5 \times 10^6 \text{cm/s}$  以上、N値からの  $\phi$  で設計値の  $33^\circ$  以上と、いずれも基準値ならびに設計値以上となっており、好結果を示している。これは地山含水比が、最適含水比とほぼ同等であり、良好な状態で施工されたこと、シラスの粒度が望ましい分布にあったうえ、さらには砂質系の盛立材の締固めに効果のある振動ローラー(BW200)を使用したこと等に起因していると思われる。

#### (2) 河床砂レキ

砂レキについての管理はシラス同様、原則として、3個以上の無作為サンプリングを行った。材料は骨材プラントで水洗いをし、選別後、盛土上に搬入したが、盛土に大きな影響を与える0.074%以下の細粒分が殆んどないため、材料が含水比に左右され施工中断を余儀なくさ

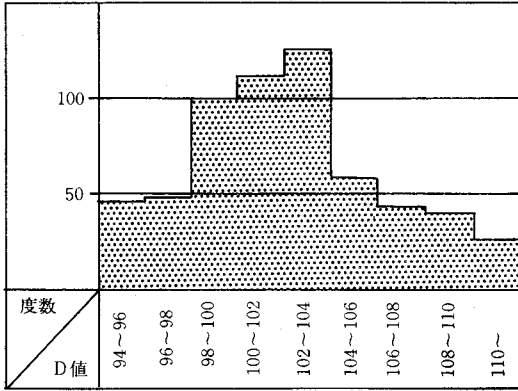


図-7 D値分布図(シラス)

表-4 シラス透水試験結果表

年度	月	EL	係数
47	9	274.000m	$3.10 \times 10^{-5}$ cm/sec
	10	279.000	$4.26 \times 10^{-5}$
48	8	275.000	$4.54 \times 10^{-5}$
	"	"	$4.33 \times 10^{-5}$
	"	"	$4.04 \times 10^{-5}$
	9	278.000	$3.93 \times 10^{-5}$
49	"	"	$4.23 \times 10^{-5}$
	8	281.000	$3.83 \times 10^{-5}$
	"	"	$4.02 \times 10^{-5}$
	"	"	$4.00 \times 10^{-5}$
	9	284.500	$4.03 \times 10^{-5}$
	"	"	$2.63 \times 10^{-5}$
	"	"	$4.27 \times 10^{-5}$
50	10	286.520	$4.49 \times 10^{-5}$
	"	"	$3.38 \times 10^{-5}$
	5	288.000	$4.16 \times 10^{-5}$
	"	"	$3.15 \times 10^{-5}$
	"	"	$4.31 \times 10^{-5}$
	6	291.000	$1.95 \times 10^{-5}$
	"	"	$4.45 \times 10^{-5}$
	"	"	$1.93 \times 10^{-5}$
	9	296.000	$1.98 \times 10^{-5}$
	"	"	$2.17 \times 10^{-5}$
10	301.000	$4.62 \times 10^{-5}$	
"	"	$3.54 \times 10^{-5}$	
"	"	$3.78 \times 10^{-5}$	

表-5 N値テスト(シラス)

(A) 堤体シラス N値

No.	測点深度	N 値				φ
		1 m	3 m	5 m	平均	
1	No.20 5.5	62	56	54	57	41°
2	No.13 5.5	38	51	38	42	37°
3	No.6 5.5	48	57	58	54	40°

φは Dunham の式より算定φ =  $\sqrt{12N+15}$

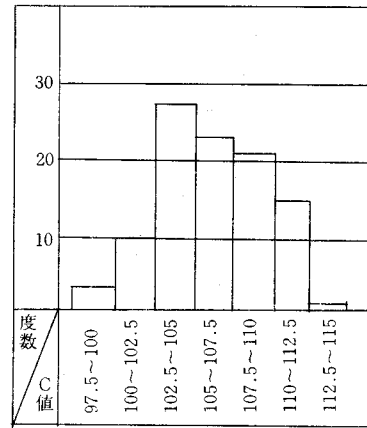


図-8 C値分布図(砂レキ)

れるようなことはなかった。管理はC値管理によって行い、試験は水置換法で行なったが、その結果(図-8)からも大多数が100%以上の管理値を示し、シラス同様施工は良好と思われる。

### VI-3 施工可能日数

盛土の施工日数は、ダムの工事工程を大きく左右するもので、本ダムにおけるシラスの施工可能日数は、昭和5年~昭和42年の降水量および降水日数を基礎として、本地方での盛土不可能とされる1月~4月および11月、12月を除いた5月~10月の6ヶ月間のうち、表-6を基準として表-7により施工可能日数を求め、これを100日とした。又砂レキ等の施工日数は、池敷内より採取した河床レキをフルイ分プラントによって洗浄選別を行っている関係から、盛土含水比に対して大きな影響を与え

表-6 降雨による休止日数表

日降雨量	施工休止日数
1mm~5mm	1.0
6mm~10mm	1.0
11mm~20mm	1.5
21mm~40mm	2.0
41mm~60mm	2.5
60mm以上	3.0

表一 7 施工可能日数の算定表

月	日 降 雨 量											施工休止日 数	施工可能日 数	修正 施工可能日 数
	1~5mm	6~10mm		11~20mm		21~40mm		41~60mm		60mm以上				
			×1.0		×1.5		×2.0		×2.5		×3.0			
5	4.3	2.1	2.1	1.1	1.7	0.5	1.0	0.1	0.3	—	—	9.4	21.6	22
6	5.4	2.5	2.5	1.1	1.7	0.7	1.4	0.1	0.3	0.2	0.6	11.9	18.1	18
7	6.3	2.5	2.5	2.6	3.9	1.1	2.2	0.4	1.0	—	—	15.9	15.1	15
8	6.0	1.3	1.3	2.0	3.0	1.0	2.0	0.5	1.3	—	—	13.6	17.4	17
9	5.5	2.4	2.4	1.8	2.7	1.9	3.8	1.1	2.8	0.8	2.4	19.6	10.4	10
10	6.8	0.7	0.7	1.2	1.8	1.3	2.6	0.1	0.3	0.3	0.9	13.1	17.9	18
計	34.3	11.5	11.5	9.8	14.8	6.5	13.0	2.3	6.0	1.3	3.9	83.5	100.5	100

る0.074%以下の細粒分が取り除かれているため、材料は降雨によって大きな制約を受けないので、積算基準の稼働日数月22日を採用した。

VI-4 施工実績

盛土は、堤体の一部となる仮締切を仮排水路の完了後

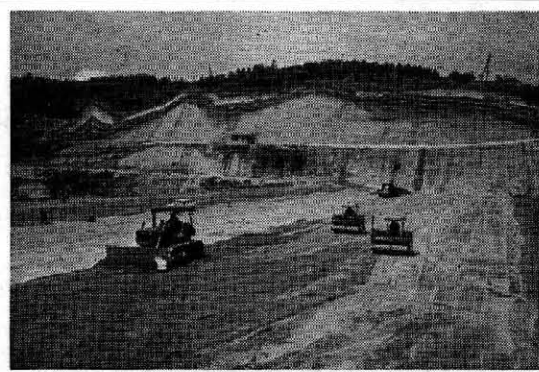
の47年9月から始め、本盛土は、シラス盛土の堤体内に残存する間隙水圧の消散を計り、ならびに盛土の沈下を施工中に終息させるため、3ヶ年にわたり施工した。又51年河川管理施設等構造令の制定に伴う安全率の規定により追加施工の生じた押え盛土は、上流が52年下流を53

表一 8 盛土実績

材料種別	月 年度	5	6	7	8	9	10	11	計
		シラス	47					2,241	
	48			12,528	38,833	22,809			74,170
	49	3,016	4,703	1,173	1,419	33,638	21,159		65,308
	50	15,560	14,864	8,256	6,238	4,936	3,589		53,443
	小計	18,576	19,767	21,957	46,490	63,624	32,140		202,554
砂レキ等	47						7,216	4,327	11,543
	48			1,780	6,291	4,022	1,413		13,506
	49	986	1,194	316	924	9,002	10,140		22,562
	50	6,216	8,479	7,875	6,152	5,087	2,913		36,722
	小計	7,202	9,673	9,971	13,367	18,111	21,682	4,327	84,333
河床礫	52					5,706			5,906
風化岩	53		5,234						5,234
計		25,778	34,674	31,928	59,857	87,641	53,822	4,327	298,027



材料採取状況



築堤状況

写真一 2 築堤施工状況

表-9 盛土の稼働状況

年度	項目	5	6	7	8	9	10	計	稼働率
47	期間日数	—	—	—	—	9	19	28	作業可能率 100% 実稼働率 64%
	作業可能日数	—	—	—	—	9	19	28	
	作業日数	—	—	—	—	6	12	18	
48	期間日数	—	—	19	31	30	—	80	作業可能率 52% 実稼働率 46%
	作業可能日数	—	—	12.5	19.0	10.0	—	41.5	
	作業日数	—	—	9.5	17.0	10.0	—	36.5	
49	期間日数	10	30	31	31	30	31	163	作業可能率 60% 実稼働率 39%
	作業可能日数	8.0	16.0	15.5	12.0	22.5	23.5	97.5	
	作業日数	7.0	11.0	2.5	3.0	19.5	20.0	63.0	
50	期間日数	12	30	31	31	30	24	158	作業可能率 59% 実稼働率 46%
	作業可能日数	12.0	18.5	15.0	17.5	16.0	15.0	94.0	
	作業日数	11.0	12.5	10.0	11.5	17.0	10.0	72.0	
計	期間日数	22	60	81	93	99	74	429	作業可能率 61% 実稼働率 44%
	作業可能日数	20.0	34.5	43.0	48.5	57.5	57.5	261.0	
	作業日数	18.0	23.5	22.0	31.5	52.5	42.0	189.5	

年に実施した。実績盛土量及び稼働状況は、表-8、表-9のとおりである。

シラスの実績稼働日数を仮締切及び本盛土の実績からみて、施工可能日数100日に対し、単年度盛土の全期にわたって行なわれた49年及び50年からは、63日及び72日となっている。しかし盛土は、透水性材料の盛土等の作業待日数及び土取場の用地取得の遅れ等による施工日数の減が影響したものと思われ、因に盛土可能期間とされる5月～10月について49年及び50年の盛土可能日を推察すると、110日程度となり設計より10日程上廻っている。これを稼働率としてみると、盛土期間における可能率からは全期で0.61、単年度49年、50年度において、0.6及び0.59となり、設計の稼働率 $100/100=0.55$ を盛土可能日数同様上廻っているが、本地方の10月の気象条件を考えると設計の稼働率は、ほぼ妥当と思われる。

## Ⅶ 骨材選別プラント

### Ⅶ-1 フルイ分けプラント

シラス築堤本体の上下流盛土材（透水ゾーン）を河床レキを使用することとしたが、そのままの材料では、粒度、汚泥等から不可能であり本ダムでは、フルイ分け洗浄プラントを設け、選別洗浄して使用することとした。

フルイ分けプラントの能力は当初砂レキ等の盛土66,900m<sup>3</sup>を47年～50年の4ヶ年の16ヶ月で築堤する計画を樹て、月産選判能力は、フルイ分けの際の損失率を水洗いによって損失となる0.074%以下の細粒分を含めて12.5%とし、さらに土量の変化係数を考慮して掘りゆるめられた状態で5,400m<sup>3</sup>/月とした。これに必要な設備の規模は下記のとおりである。

月生産量 5,400÷20=270m<sup>3</sup>/日

時間当り 270m<sup>3</sup>÷7=38.6m<sup>3</sup>/hr となる。

時間当り重量は材料の重量を1.9t/m<sup>3</sup>として算出すると



写真-3 フルイ分けプラント設備

表-10 フルイ分け実績

項目	年				計
	47	48	49	50	
期間	10月2日 11月12日	7月15日 10月22日	5月17日 10月22日	4月12日 10月21日	
運転日数	33	49	92	156	330
運転時間	525.5	541	974	1,794	3,834.5
日平均 運転時間	15.9	11.0	10.6	11.5	11.6
盛土量	11,543	11,606	20,831	36,722	80,702
フルイ分量	14,894	14,975	26,878	47,383	104,130
時間当フルイ分量	28.2	27.7	27.6	26.5	27.1



38.6×1.9=73.3 t/hr

設備は余裕を見込み80 t/hrとした。

プラントの運転は、47年10月初めより仮締切に使用する砂レキ等のフルイ分けから始まり、本盛土の完了となった50年10月下旬の期間まで行なわれその実績は表-10に示すとおりである。運転時間は、フルイ分け量104,130 m<sup>3</sup>に対し3,834時間の稼働であった。フルイ分け量に比例し稼働も多くなっているが、時間当りフルイ分け量では、逆の傾向を示し、計画38.6 m<sup>3</sup>/hrに対し実績27.1 m<sup>3</sup>/hrと7割強のフルイ分け量であった。しかしこれは、ダンプの投入口が1ヶ所に限られたこと等から、ダンプの作業待が多くなり計画より少なかったものと思われる。

### VII-2 汚濁水処理設備

#### (1) 必要性

47年仮締切に使用する砂レキ等のフルイ分に際して、洗浄した水を小規模な沈殿池を設け、自然沈殿方式で処理し放流を行って来た。しかしながら、全国的に自然環境保全がさげばれ、汚濁水が周囲の景観に与える印象は悪く、さらに下流河川、特にかんがい期間中における農業施設及び漁業等に影響を与える恐れがあるとともに河川を汚濁することは工事に対する理解が得られなくなり、ひいては補償問題に発展し工事の停止等を招くこともありうるため強制処理を行った後放流することとした。

#### (2) 処理方式の検討

汚濁水処理方式は、自然沈殿方式、凝集沈殿方式、機械処理方式の3つに大別される。自然沈殿方式は、微粒子の沈殿速度が遅いため、広大な沈殿池を必要とするが、処理単価は最も安価である。これに対し凝集沈殿方式は、凝集剤添加により浮遊物質をフロックし沈殿分離を促進させるので、沈殿池の大きさが、自然沈殿方式の場合より小さくて済み、処理単価も比較的安価である。機械処理方式は前二者に比較して処理単価は高くなるが汚濁水発生量に対して、沈殿池面積が確保出来ない場合に有効な処理方式である。本ダムでは池敷内の河床砂レキを盛土材料としているところから沈殿池の確保が問題であったが、47年に河床砂レキの採取した土取場の跡地に沈殿池を設けることが可能となったので、比較的安価である凝集沈殿方式を採用した。

#### (3) 処理計画

##### ① 使用薬品

表-11 未処理状態試験結果

PH	濁度	SS(ppm)	SV(%)	外観
68	1200	38500	18.0	土色濁

(Thn 後)

表-12 硫酸アルミニウム使用結果

No.	1	2	3	4
硫酸バンド(ppm)	100	200	300	400
消石灰(ppm)	60	100	120	150
PH	7.1	6.7	6.5	6.9
フロック粒度	D1~D2	D2	D2	D2
沈降速度(m/hr)	—	0.50	0.50	0.50
クリフロック PA-331(ppm)	2.0	2.0	2.0	2.0
フロック粒径	D4~D5	D4~D5	D4~D5	D4~D5
沈降速度(m/hr)	50<	50<	50<	50<
5分後	S.V.(%)	—	14~16	14~16
	処理水濁度	102	27	20
	SS(ppm)	190	43	30

表-13 ポリ塩化アルミニウム使用試験結果

No.	5	6	7	8
PAC(ppm)	100	150	200	300
PH	65	64	62	60
フロック粒径	D1~D2	D1~D2	D1~D2	D2~D3
沈降速度(m/hr)	0.80	0.80	0.80	0.80
5分後	S.V.(%)	50	56	56
	処理水濁度	240	152	60
クリフロック PA-331(ppm)	2.0	2.0	2.0	2.0
フロック粒径	D4~D5	D4~D5	D4~D5	D4~D5
沈降速度(m/hr)	50<	50<	50<	50<
5分後	S.V.(%)	12	14~16	14~16
	処理水濁度	45	22	14
	色度	390	200	105
	〃S.S.(ppm)	74	34	20

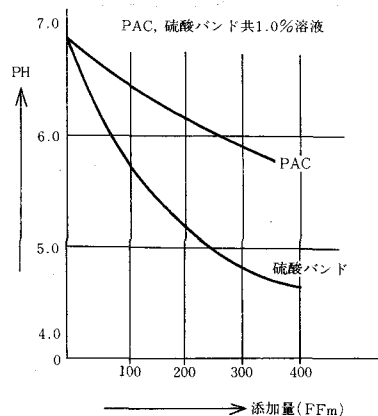


図-9 PH曲線

使用薬品についてはあらかじめ硫酸アルミニウム系である硫酸バンドと、ポリ塩化アルミニウム系であるPACを使用して行ったジャー試験の結果(表-11~13及び図-9), 無機凝集剤であるPACを使用した方が硫酸バンドを用いたよりも凝集効果及び取扱いが良好でさらに酸性が弱く中和剤を必要としないこと等が判明し経済比較においても安価なことからPACを使用することにし, 高分子凝集剤としては, クリフロックPA-331を採用した。

㊤ 処理目標値と添加量

処理濁度は薬品添加5分後を100PPMとし, 添加量は微粒子量の変化も当然考えられるため安全を見込み試験結果で74PPMの値が得られた添加量とし, 添水処理対象水量は, フライ分プラントの設備の排水量60m<sup>3</sup>/hrを処理量とした。

㊦ 処理設備

汚濁水処理に必要な機器はフライ分けプラントに隣接した場所に設置し, 上流沈殿池までの送水は汚泥ポンプによって行ない, 2面用意した沈殿池を交互に使用して上部の上澄水を放流口よりオーバーフローさせる方法とした。沈殿池の容量はフライ分けプラントの洗浄によって排泥される0.074%以下の土量を河床レキの粒度曲線より求め次のとおり決定した。

48年9月以降のレキ等の盛土量が61,000m<sup>3</sup>(インターセプター材を除く) 排泥損失7.5%, その他ロスを5%, さらに土量換算係数を10%とすると, 土取場での採取量は, 61,000÷0.775=78,710m<sup>3</sup>となる。排泥量は7.5%より78,710m<sup>3</sup>×0.075=5,903m<sup>3</sup>となる。

(4) 処理実績

汚濁水処理の実績は表のとおり処理水量179,700m<sup>3</sup>に対し, クリフロック363kg, PAC18,184kgの使用量で, 処理水量1m<sup>3</sup>当り, 添加量は全平均でクリフロックが2.02PPM, PAC101.2PPMとなり計画の2PPM, 100PPMより若干上廻った使用となった。これは材料の浮遊物となる0.074%以下の微粒子の量が土取場の場所に

表-14 汚濁水処理実績

項目	年	48	49	50	計
	期 間	9月1日 9月30日	5月17日 10月22日	4月12日 10月21日	
運転日数(日)		25	92	156	273
運転時間(hr)		227	974	1,794	2,995
日平均 運転時間(hr)		9	10.6	11.5	10.9
フルイ分量(m <sup>3</sup> )		6,011	26,878	47,383	80,272
処理分量(m <sup>3</sup> )		13,620	58,440	107,640	179,700
使用薬品	クリフロック kg	28	120	215	363
	パック kg	1,393	5,895	10,896	18,184
使用薬品 使用水量 m <sup>3</sup> 当	クリフロック ppm	2.05	2.05	2.0	2.02
	パック ppm	102.2	100.8	101.2	101.2

よって変化があるためである。

VIII あとがき

五戸川水系防災ダムについて簡単に紹介したが, 二ノ倉ダムが46年に完成し順調な経過をたどっており, また今秋又木戸ダムもようやく貯水試験を実施する段階となり水系全体の防災効果が発揮されることになった。

又木戸ダムの築堤材料が通称シラスと呼ばれる新しい洪積世の堆積物で, 火山噴出物であり, しかも多孔質で軽く, 流亡性の大きいことなどから基礎処理工(ダム日本 Vol. 404号) はじめ盛土施工には細心の配慮をしてきたが, 貯水試験にあたり, 施工管理値などをもとに, その動向に充分注意し, 管理を進めて行きたい。

最後に設計施工にあたり終始御指導をたまわった学術権威者, 関係機関, 施工業者の方々に深謝を申し上げ今後の御指導をお願いします。

# トンネルの土かぶりが極部的に少ない場合の 設計施工例について

松本 勇\*

## 目 次

1. まえがき.....(27)	5. 設 計.....(30)
2. 事業概要.....(27)	6. 施工計画.....(30)
3. 工事の概要.....(28)	7. 実 施.....(31)
4. 事前調査.....(28)	8. あとがき.....(32)

### 1. まえがき

ますます多くなる水需要に対処して、水源と利用地を結ぶ水路工事も多様化している。

その中で水源と利用地を最短距離で結ぶ方法としてトンネルを採用することも多い。

本報文は、リアス式海岸に拓かれた樹園地に、かんがい用水を供給するため計画された南予用水農業水利事業

のトンネル工事の中で、路線中に極部的に土かぶりの小さい部分があり、この部分を設計・施工した実施例である。トンネルが最小施工断面であること、土かぶりの小さい地点から先に、工事施工延長の90%程度が残されているという点が特徴となっている。

### 2. 事業概要

南予用水農業水利事業は、愛媛県の西南部に位置する

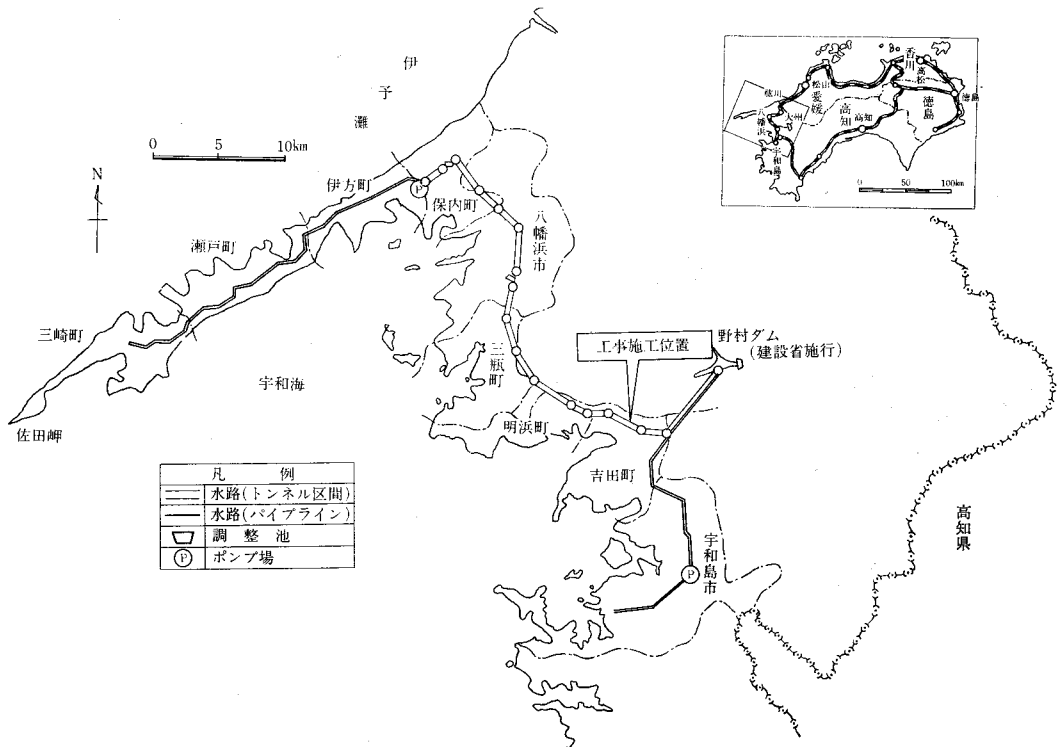


図-1 計画概要図

\* 沖縄総合事務局農林水産部土地改良課

海岸部の樹園地 5,673ha のかんがい用水を確保する目的をもって計画されている。水源を一級河川肱川に築造される野村ダムに求め、同ダムより取水された水を、北は佐田岬半島の西宇和郡三崎町まで、南は宇和島市三浦地点まで導水する。本事業により南予地帯 2 市 7 町の用水不足を解消し、農業生産基盤の改善を行うとともに生活環境の整備を図るものである。

なお、幹線水路の大部分は、上水道用水との共同事業である。

関係市町村 宇和島市外 1 市 7 町  
 受益面積 5,673ha  
 関係農家戸数 9,466 戸  
 主要工事 (野村ダム) 別途他目的ダムとして建設省が施工

補助水源 1 ヶ所  
 (有効貯水量 1,275,800 $m^3$ )  
 吉田導水路 延長 6,373m  
 (内トンネル 6,348m)  
 幹線水路 2 条 延長 90,764m  
 (内トンネル 32,290m)  
 支線水路 11 路線 延長 54,553m  
 揚水機場 27 ヶ所  
 調整池 2 ヶ所  
 (調整容量 242,400 $m^3$ )  
 調整水槽 22 ヶ所

### 3. トンネル工事の概要

本報のトンネル工事は、南予用水農業水利事業の中で数多くあるトンネルのうち、北幹線吉田隧道 2 号トンネルに位置し、そのトンネルの規模は、次のとおりである。

最大流量 3,413 $m^3/sec$   
 こう配 1/550  
 トンネル断面 3  $\gamma$  楕円形 総高 2  $\gamma$  = 1.80m  
 トンネル延長 3,194m

本トンネルは、本事業の 2 号分水工から次の分水工までを結ぶトンネルで、平面形状は、途中に  $R=400m$ 、 $I A \cong 95^\circ$  の曲線を有し、上下流 2 ヶ所の坑口から掘削する計画である。

トンネルの一般的地形は、南予地方の特徴であるリアス式海岸へ落ち込む山地をなしており、山は急峻であって路線の途中には谷が数本横断する。地表は、急峻な山地であるがこの地形を生かして果樹園(みかん主体)として拓かれている。地質は、北側に仏像構造線があるため、南側の四万十帯中生代白亜紀の砂岩、頁岩及び砂頁岩の互層の中を通過する。このような条件のもとに現計画路線が決定された。

その後、トンネル中心線測量を実施したところ、上流

北幹線水路標準断面図

(Bタイプ)

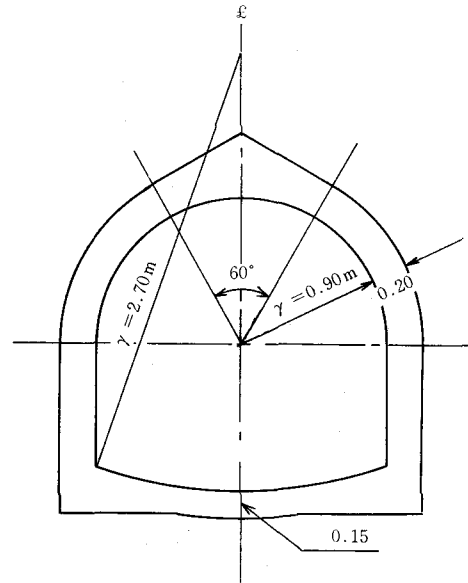


図-2 トンネル標準断面図

側坑口より約 160m 附近の谷のかぶりが非常に小さいことが分った。この地点については、土地改良事業計画設計基準水路工、トンネルにもあるように、トンネルかぶりと掘削直径の比が 1 以下なので、当然オープンカット工法で実施すべきであると判断された。

このため、この部分の施工方法について検討したところ、① 現況の道路は巾員が 1.8m 程度しかなくまた旧国道からトンネル中心線までの約 400m の間が掘削工事を施工しなければならないこと、② 地表は樹園地であり開削すると本線上はもちろん、仮置場も果樹の伐採補償が必要であることが分った。

道路の掘削工事を実施すれば、これも又果樹の伐採補償が必要となり開削による工事費が非常に高いことが判明した。

したがって、地表が果樹園であることから多少沈下しても影響は少ないことが想定されるので、トンネル工法で実施することとした。

なお、かぶりが小さいことからメッセル工法、おさえ盛土工法等についても検討したが、前者は掘削断面中に岩盤があること、後者は前述のように土砂運搬が困難であることから両工法とも採用できなかった。

### 4. 事前調査

現地は、図-3 のように幅 25m 程の谷間である。この谷の集水区域は約 0.11 $km^2$  であり、谷川の縦断勾配は約 1/8 である。施工計画を樹立するのに当り、谷の両側と中心の 3 ヶ所のボーリングを行って地質状況及び湧水の状

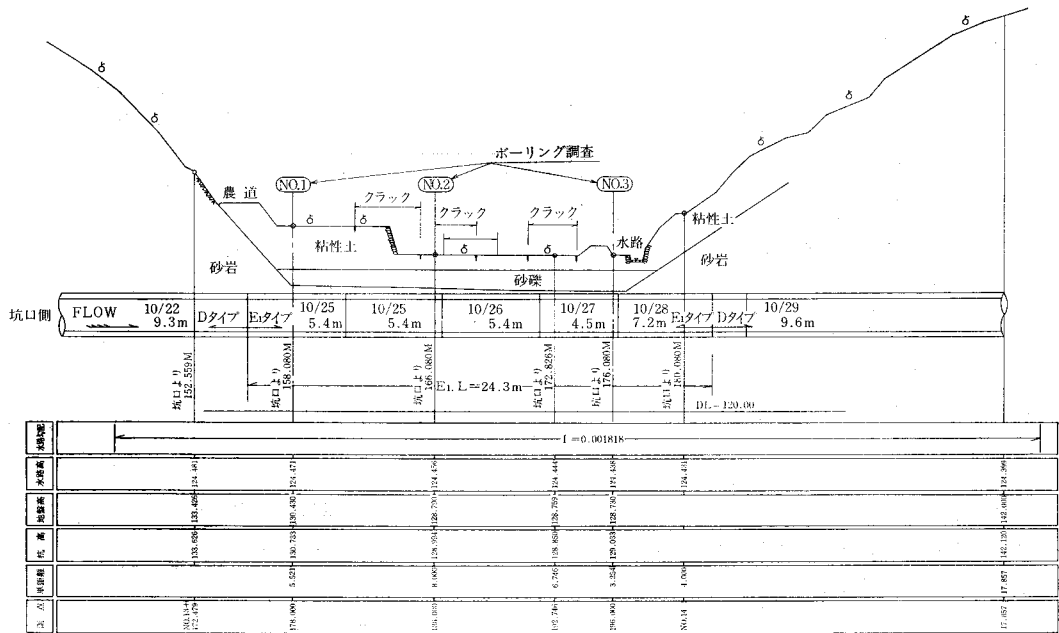


図-3 縦断図

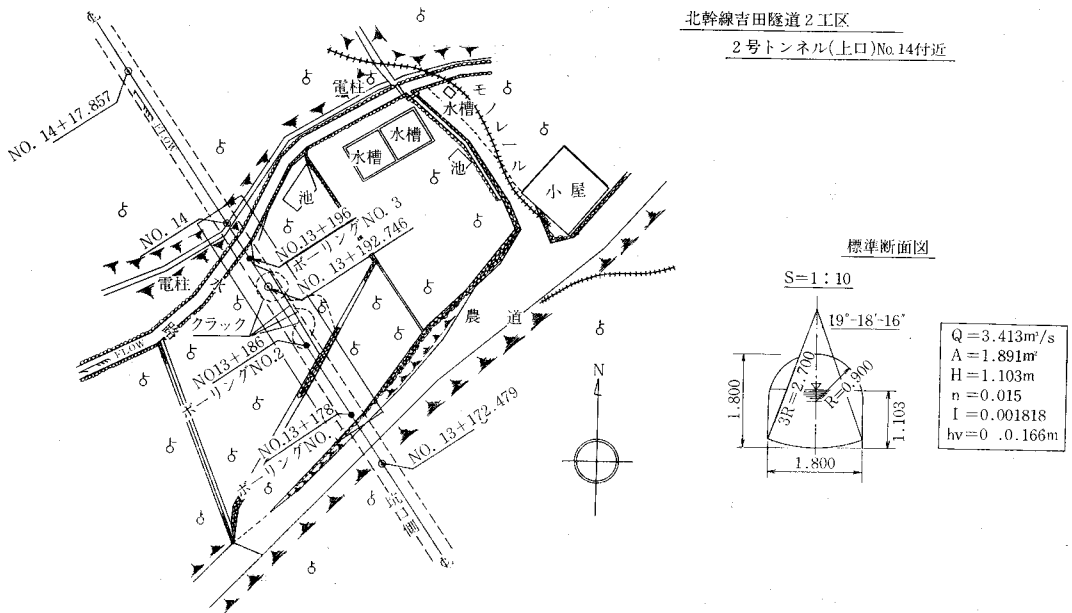


図-4 平面図

況を調査した。

この結果、表土(礫混り粘性土)及び砂礫層は水平に近く堆積しトンネルの縦断勾配にほぼ平行している。砂礫層の下部から1.0~3.0mは弱風化砂岩であり、その下は亀裂は多いが比較的新鮮な砂岩である。トンネルは砂礫層と砂岩の境を通過しており、地質的条件は最悪である。表層部の礫混り粘性土の標準貫入試験の結果、N値は2~3であった。

ボーリング孔を利用した湧水量調査の結果は非常に少く、回復法によって求めた地盤の透水係数は $3 \times 10^{-4}$  (m/sec)であった。

地表を流れる谷川の流量は非常に少なく一寸晴天が続くとすぐ流水は認められなくなる。トンネルの中心線の上流側約10mの所に池があるが、この池は谷川から水を引いて池の水位を保っている状況であった。

地主の話によると、この付近は30年前は水田であり、

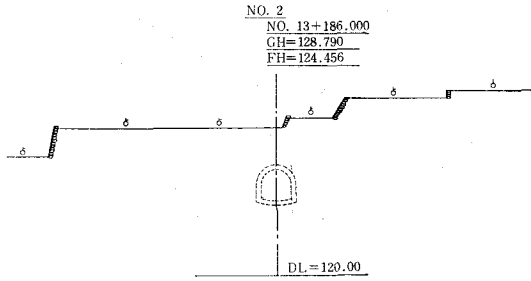


図-5 横断面図

水路は谷のほぼ中央を流れていたが、果樹に転作するとき現在の位置に付替したとのことであった。

## 5. 設 計

### ① ライニング厚さ

一般のトンネルライニングは無筋が普通であり、その厚さは過去の実施例などにより経験的に決定されている。

本トンネルの土かぶりの小さい部分については、将来全荷重がトンネル本体にかかることも予想されるため、鉄筋コンクリート構造とし、ライニング厚さを鉄筋のかぶり等を考慮して30cmと決定した。なお、この区間のトンネル構造計算は、土地改良事業計画設計基準水路工に基づき計算したが、設計諸元は次のとおりである。(計算過程は設計基準を参照)

設計条件	土かぶり	6.0m
	土の単位重量	2.2t/m <sup>3</sup>
	土の内部摩擦角	30°
	水平土圧係数	0.337

### ② 仮巻断面の決定

本トンネルの出来上り断面は、 $2r = 1.80\text{m}$ となっているが、これはトンネル最小施工断面から決定されている。すなわち、土地改良事業計画設計基準水路工、トンネルの第7条の解説にもとづき、堀削及びライニングを機械施工とした場合に確保すべき支保内間隔として20mとなっている。本トンネルの場合、Bタイプが多いと想定されているため、このタイプの支保工内間隔を20mとし、その支保工からコンクリート面までを10cm以上確保するとすれば、 $2r^2 = 1.80\text{m}$ となる。

本トンネルの場合、この土かぶりの小さい地点から奥に約1300mのトンネルを施工しなければならない。このため、堀削及びライニングは当然機械施工としなければならないので、この土かぶりの小さい部分を本巻した後先の部分を施工しようとしても、労働安全衛生規則及び使用予定機械の大きさなどから不可能である。

また、トンネル本線の仮巻を行わず堀削した状態で本巻まで置くものとすれば、堀削完了からこの地点まで本巻して戻ってくるまで約12ヶ月を要することになる。こ

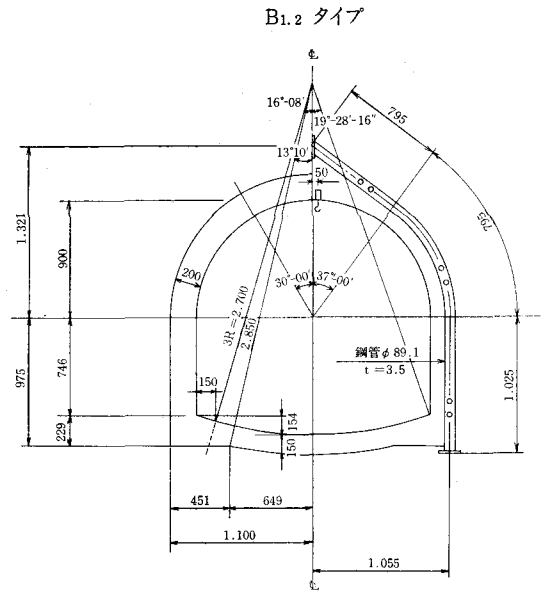


図-6 B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub> タイプ断面図

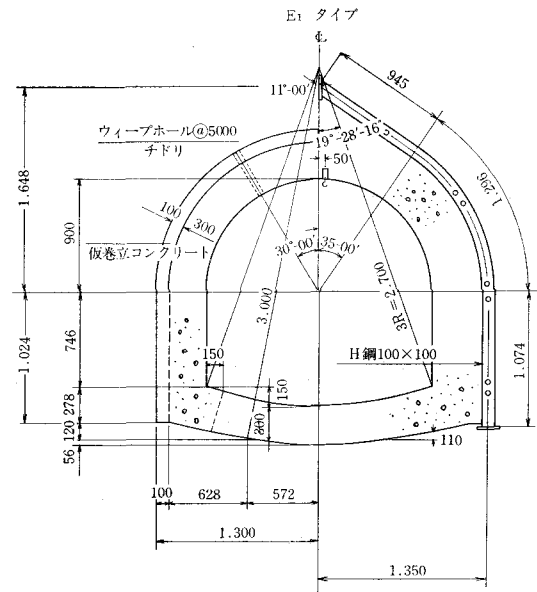


図-7 仮巻立部断面図

のため堀削完了後の姿で放置しておく、集中豪雨等による異常出水で谷川の水がクラウン部より坑内に流入しトンネルが埋没してしまう恐れがある。

以上の様な理由によりこの部分については、堀削完了後すぐ仮巻を行うこととした。仮巻コンクリート厚については、最小巻厚として支保工からコンクリート面までを10cm確保することとして計画する。

## 6. 施工計画

### ① 堀削

地質調査結果によれば、おおむねクラウン部は砂礫又は弱風化砂岩であり、スプリングより下は比較的新鮮な砂岩である。このため、掘削工法について、縫地工法、リングカット工法、メッセル工法等について検討したが、掘削断面のほぼ半分が岩であり火薬を併用しなければならぬこと、掘削断面が小さいこと等から縫地工法によることとした。

使用する支保工はH100×H100× $\frac{1}{8}$ を0.90m間隔とする。

掘削はまずスプリングラインより上部の砂礫部について矢板を打込み、その矢板に上部の荷重を天ビンにかけ、矢板の内側を人力によって掘削する。スプリングより上部の縫地が完了後、下部の岩盤について発破をかけて掘削する計画とした。

このような工法で掘削し、仮ライニングしても縫地矢板裏のある程度の沈下は避けることができない。矢板裏の空隙を填充するためモルタル等のグラウトを実施する方法は、地表面が果樹園でありかぶりが小さいためグラウトが地表に漏れいして耕作不能にする恐れがあるので実施できない。このため、仮ライニング完了後降雨のあるごとに少しずつ沈下することが想定される。これに対しては、土地所有者に事前に沈下する可能性のあることを伝え、ある程度経過した後その対策をとることとした。

### ③ ズリ出し

掘削したズリの搬出には、本トンネルで使用を予定しているロッカーショベル(0.25 $\text{m}^3$ 級)及び4tパツターリカーけん引による2 $\text{m}^3$ トロ使用として計画した。

### ④ 坑内排水計画

地質調査結果からトンネル掘削時の湧水は非常に少く、25l/min程度と想定されるので掘削作業に影響があるとは思われない。したがって坑内排水は水中ポンプで行うこととした。

### ④ 地表排水計画

この谷は南予の海岸部には随所に見られ、谷川は非常に急で、雨は一瞬のうちに海まで流れ去るような状況にある。

先きにも述べたようにトンネル施工中の谷川の出水に対して十分な対策を施す必要がある。

このため、地表排水の処理としては、施工時期を考慮して、谷川の水をトンネル交点より上流約20mの地点で全部集水し、6"パイプ2本でトンネル下流15m地点まで導水して排水することとした。

### ⑤ 仮ライニング施工計画

仮ライニングは、かぶりの小さい区間の掘削が完了し、その先に掘削用の機械が入る深さまで完了してから実施することとする。ライニングは、パラセントルにより、24.3m間を3回に分けて、2.0 $\text{m}^3$ プレスクリートで

行うこととした。

## 7. 実 施

トンネルの掘削実施に当っては、スプリングラインより上部の土砂について鋼矢板を併用した縫地工法をとった。トンネル上部の土砂掘削が完了すると、スプリングラインより下の岩について図-8のように2回に分けて発破を行った。

以上のような作業を慎重に行った結果、昭和52年10月24日の掘削開始から、24.3m間の掘削完了まで5日間と

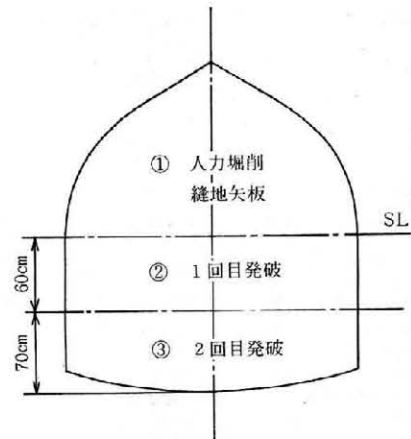


図-8 掘削順序



写真-1 矢板打込

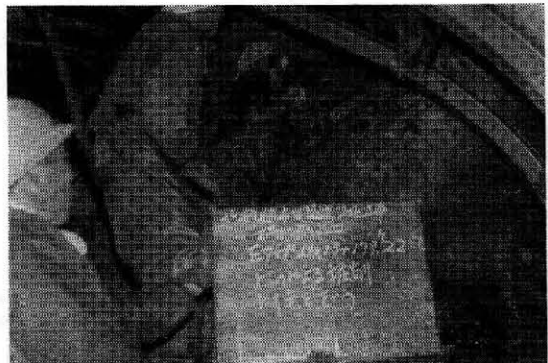


写真-2 ピック掘削

いう短期間で突破できた。堀削は、3交替制で1交替当り2サイクルの堀削であった。

トンネル内の湧水は非常に少くほとんどない状況であった。これは、この工事に着手する20日ほど前から晴天続きであり、工事中もほとんど雨のなかった事が幸いしたものである。

堀削中においてクラウン部に玉石(直径70~80cm)が現われどうしても矢板を打込むことができなかった。仕方なしにこの玉石に、小割発破を掛けたところ、地表面に直径約4mのクラックが発生し、トンネルセンター上で約20cm沈下を生じた。このため、仮巻までの間雨による沈下を防水する目的で、トンネルセンターの左右5mの範囲にわたりシート養生を施した。

堀削完了後、11月8日には仮巻コンクリートに着手し11月12日にコンクリート打設が完了した。

仮巻コンクリート完了後、現在約4ヶ月経過したが、その後の雨等により沈下が進行し、クラックの直径約5m、最大沈下量30cmとなっている。この沈下のため、みかんの成木2本が傾斜(枯れてはいない)し、畑地の雑

石積(高さ0.7m)が約3.5㎡が崩壊した。このヶ所の復旧については、本巻コンクリート打設終了後行う事で地主の了解を得ている。

また、トンネルセンター上流約10mの位置にかん水用の池も水枯して使用不能となっている。これについては本巻コンクリートを打設しても水位が復元するかどうか不明である。

## 8. あとがき

トンネルのかぶりの小さい部分の実施例として、一事例を記したが、このような工法がいつも採用できるとはかぎらない。

本事例にしても、現在もまだ沈下が進行しているのではないかと思われる状態なので、はたして成功であったのかどうか分らない。

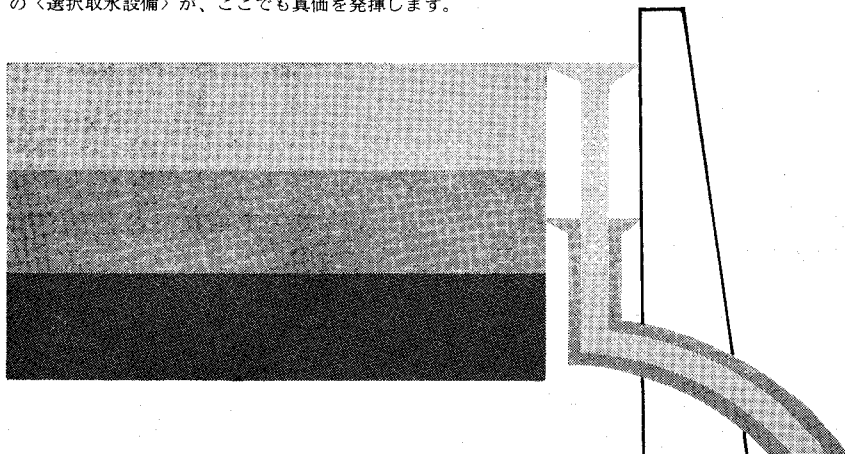
最後に、施工計画等現地の実際の作業にたずさわった(株)熊谷組の慎重な施工と協力によってこの工事が進められていることを記しておきます。

## 水の層をセレクトする

———選択取水設備にも 丸島の技術と経験が光ります———

澄んだ水を選ぶ——貯水池の水は、澄んだ部分、濁った部分……何段階かの層に分かれています。常時は水位に関係なく、つねに澄んだ水の層を選んで放流し、濁水層は洪水時にいっきよに放流、貯水池の新陳代謝をはかります。

温水を選ぶ——貯水池の水にはまた、この表層温水を放流することが大切です。温かく、しかも、澄んだ水の層を自由にセレクトできる丸島の〈選択取水設備〉が、ここでも真価を発揮します。



**丸島水門**

株式会社 丸島水門製作所

本社 大阪市生野区鶴橋1-6-15  
TEL(06)716-8001

東京事務所 東京都中央区日本橋室町4-3(坂田ビル)  
TEL(03)242-1972

福岡営業所 福岡市博多区博多駅東2-5(筑前ビル)  
TEL(092)472-5336

札幌出張所 札幌市中央区大通西1丁目(大通ビル)  
TEL(011)251-2862 直通・281-2271



## 潮見幹線排水路の河口閉塞処理について

木村良策\* 鶴島治夫\*  
佐藤修\* 渡辺欣哉\*\*

### 目 次

1. はじめに……………(33)	5. 水理模型実験……………(36)
2. 河口部変遷の経緯と現況……………(34)	6. 実施設計……………(39)
3. 気象および海象……………(34)	7. 施 工……………(39)
4. 河口改良の検討……………(36)	8. おわりに……………(40)

### 1. はじめに

潮見幹線排水路は、北海道開発局が実施中の国営かんがい排水事業更岸地区の基幹排水路であり、他の4幹線

を合流して日本海に注いでいる。

しかし河口は閉塞をくり返し地区内排水不良の最大要因となっており、開渠工はこの河口改良を目的に計画した。

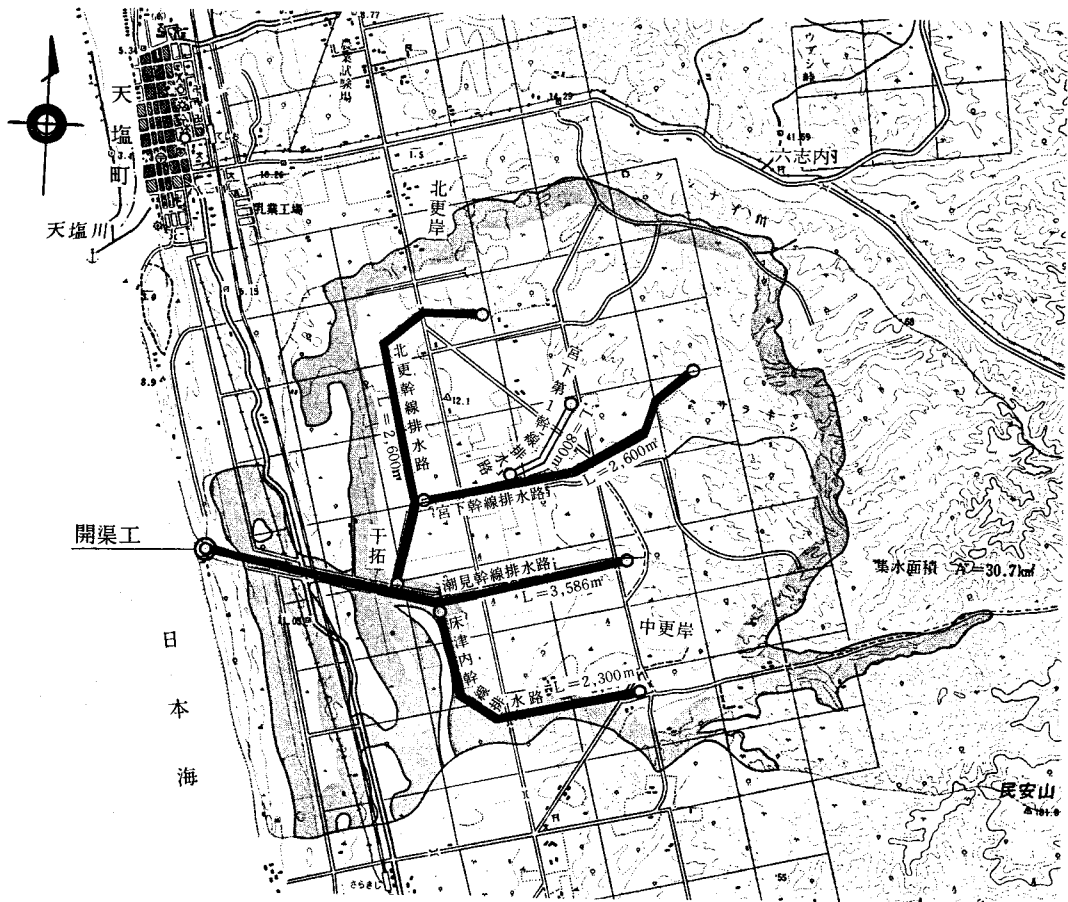


図-1 更岸地区位置図

\* 北海道開発局 留萌開発建設部 天塩地域農業開発事業所  
\*\* 北海道開発局 留萌開発建設部 農業開発課

工事は昭和51年度から3カ年計画で進められ本年度で完成するが、ここに水理模型実験をもとにした設計および施工状況について述べるものである。

本地区は北海道の北西留萌支庁管内の酪農を専業としている受益面積1,557haの地域で、開発の歴史は、戦前に地区中央の沼地の干拓に始まり戦後は緊急開拓事業による湿原地帯の開発が行なわれ今日に及んでいる。

事業内容は排水改良を目的としたもので、幹線排水路5条L=11,886mの改修を行うものである。

## 2. 河口部変遷の経緯と現況

地区内の排水系統は図-1のように潮見幹線とその支流4条が30.7kmの流域を支配しており昭和22年から34年にかけて排水網を形成した。

しかし地域東部の緩丘陵地域の排水路上流部は勾配が急なため土砂の崩壊、流亡によって断面不足となり、下流部は低平で $1/8,000$ と非常に緩く、更に平時の排水量が少ないため堆積土砂をフラッシュする力が弱いことと海岸条件が相まって潮見幹線の河口は荒天の度に閉塞し、浸水および過湿による被害は甚大である。

その後、昭和40年に河口閉塞防止対策として導流堤を施工したが、調査資料も乏しく詳細な検討ができなかったため、結果的には効果なく、河口は上流水路が洪水被害を受ける迄水位が上昇しないと自然開口しないため地元では人力およびブルドーザー等の開削によって排水を行ってきた。

河口部の現況をみると閉塞の頻度は7~2月が多く堆砂高は2~2.5mにもおよび3m以上になる事もあるが、融雪期の3~6月にはあまり閉塞していない。

## 3. 気象及び海象

河口改良を計画する場合の基礎的資料となる気象および海象について観測が行われている中で最も潮見幹線排水路の河口に近い位置の天塩港の記録を基に検討した。

### (1) 風

風向、風速を調査した結果を図-2にみると卓越風向

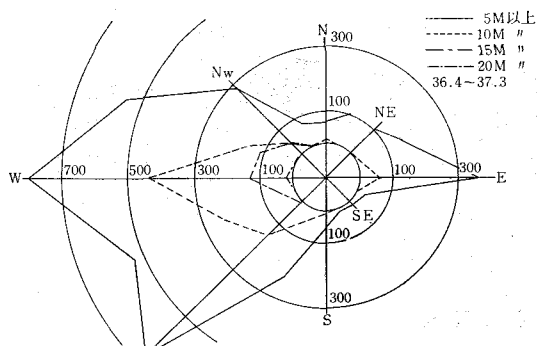


図-2 風級別(5m以上)風向図

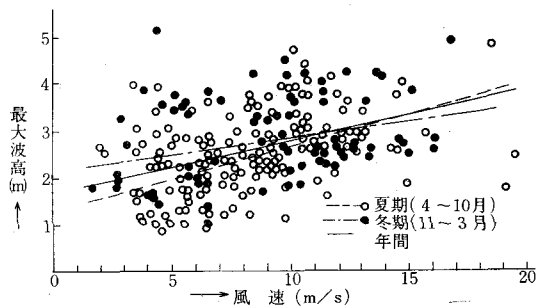


図-3 風速-最大波高関係図

表-1  $1/3$ 最大波高方向別発生回数

方向	波高(m)							
	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
	0.49	0.99	1.49	1.99	2.49	2.99	3.49	3.99
N W				2	1	1	1	
WNW				2	4			
W			4	3	9	5	1	1
WSW				8	3	1		1
S W		1	4	8	3		2	
SSW				2				
静 穏								
計		1	8	25	20	7	4	2

表-2 方向別最大,  $1/3$ ,  $1/10$ 波高

波向	最大波浪		$1/10$ 最大波浪		$1/3$ 最大波浪		発生年月日	摘要
	周期	波高	周期	波高	周期	波高		
N W	sec	M	sec	M	sec	M	36.11.11	台風28号 980% <sub>m</sub> /b
WNW	5.2	3.8	4.7	3.1	3.8	2.5	36.10.14	
W	8.6	4.7	5.2	4.1	3.7	2.3	36.10.14	台風18号 風速最大 8.7m
WSW	4.8	4.8	4.6	4.3	4.4	3.6	36.9.17	
S W	4.2	4.0	4.6	3.4	3.7	2.7	36.4.9	
S S W	4.5	4.2	5.4	3.8	4.0	3.2	36.12.5	
静 穏	4.1	2.9	4.5	2.2	4.4	1.9	36.6.3	

は、W方向で、次にSW方向、E、NNW、SSW、NWの順となり海風が圧倒的に多い。また風速も風向ほどではないが陸風より大きい傾向にある。

河口は日本海のため、西風は波浪を大きくする原因となり、しいては河口閉塞の要因となっている。

### (2) 波浪

波高は、昭和36年4月~37年3月迄の年間観測記録をまとめると表-1になる。 $1/3$ 最大波高の発生回数は1.5~2.5m間のものが大部分であるが、2.5~4.0mの大きな波高も全体の約20%を占めている。また表-2より $1/10$ 最大波高はW方向を中心に4.0m前後のものが発生している。

図-3は天塩港における風速と最大波高の関係を示したものであるが、風速5mでは最大波高2m、風速20mでは最大波高4m程度のものが起きることがわかる。

そこで風級別風向をみると図-2から風速20m以上のものがNW, W, SW, でそれぞれ約50回ずつ発生しているので、4m以上の波が150回以上発生することと思われる。

(3) 海流, 沿岸流

日本海で顕著なのは対馬海流であり、日本近海の流れ図をみると当海岸附近の海流は北の方に向けて矢印が書かれ流速は0.3m/secとなっている。また矢塩港の調査によると沿岸流は北へ向う流れが比較的多く、その流速は表面では0.5m/secのところもあるが表面下になると0.2m/sec以下となり平均的に0.3m/sec程度、即ち、約0.5ノット程度である。

(4) 河床砂, 海岸砂, 海底砂

河道内の河床砂は $dm=0.8mm\sim 1.4mm$ の範囲にあり、海岸砂は波がうち上げている部分では波による洗出効果によって $dm=5.62mm$ と大きくなっているが、それ以外は $dm=1\sim 2mm$ 程度であり、比較的粒径の大きい海岸砂である。

また海底砂の調査は当河口を中心に南北それぞれ1km沖合600mの範囲で行った。この結果をふるい分け係数( $S_o$ )で整理すると図-4となり、碎波点(7, 8, 9)および最終碎波点(12, 13, 14)にあたるのは海底砂が拡乱され、ふるい分け作用が進んでおらず大きな値

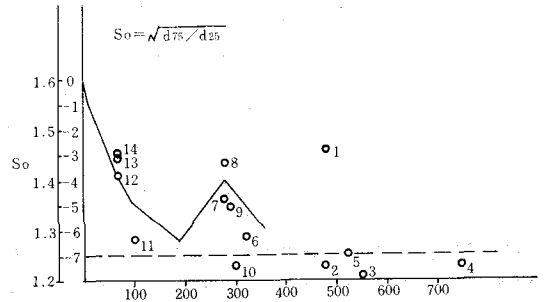


図-4 ふるい分け係数( $S_o$ )と距離の関係

を示したものと思われる。

(5) 海岸形状

日本海沿岸の遠別～抜海はやや規模の大きい沖積層区で、海岸から鉄道沿線沿にまで砂丘が幾重にも発達したサロベツ湿原を形成する堆積性海浜で漂砂現象が活発な地帯である。汀線は天塩川河口の導流堤築造以来南側(当河口側)は導流堤の延長と相まって毎年前進を続け昭和26年～33年の7年間に210m、年平均30mも前進し、その後昭和35, 36年と変化がなく昭和37年になり汀線も固定してきた。一方、北側の汀線は逆に年々後退している。この汀線変化の原因は西の強風の影響もさることながら、卓越する南からの漂砂が導流堤により遮られ、南側に堆積し汀線は前進するが北側は漂砂の供給量がないため後退しているものと考えられる。

当河口近傍の海浜形状は図-5のようにになっているが

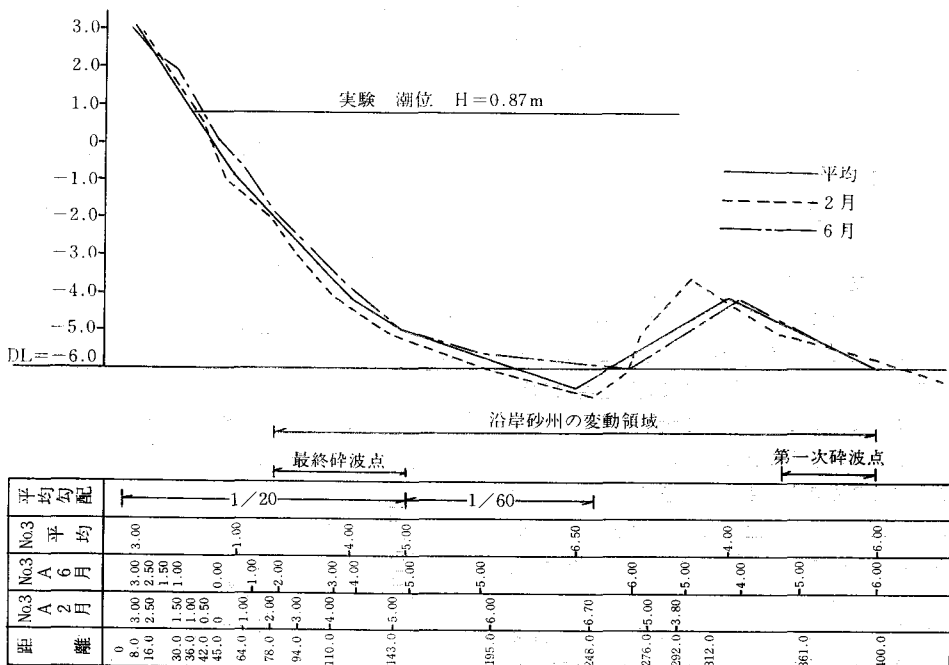


図-5 潮見幹線排水路河口付近海浜断面図

300m 附近を頂点に沿岸砂州が認められる。一般に沿岸砂州のある海浜は暴風海岸あるいは冬型海浜と名づけられ欠潰形の海浜といわれているが、当河口附近は前述したように天塩川河口導流堤の影響もあり大局的にみると堆積海岸といえる。

次に天塩川の流出土砂による海岸への影響であるが、融雪時には1日約7,000m<sup>3</sup>が流出されており、これらの土砂は沿岸砂州として堆積する。当河口附近海岸への影響は北上する沿岸流が卓越するので比較的少ないものと考えられる。

#### 4. 河口改良の検討

通常、河口堆砂の原因は漂砂であることが多く、海岸の底質、波の特性、河状などにより河口に影響を与える内容は違ってくる。したがって、これらを十分調査しそれらに適合した工法をとることが望ましいのであるが漂砂の性質、漂砂の調査法、構造物が漂砂に与える影響などあまりよくわかっていないのが現状である。こうしたことから、ここでは海岸の状況、河川規模等を勘察し、河口改良について検討した。

工法としては、一般的に導流堤(防波堤を含む)、開渠または暗渠、水門、人工開削等が考えられる。

導流堤は大河川に有効であるが、卓越する漂砂の移動がある場合沖に大きく導流堤を突出すると海岸を变形する欠点があり、その延長をどれほどにするかという問題が難かしくなる。延長が長すぎれば海岸変形を起こし、短かければその効果が期待できない。

水門による工法は水門の開閉操作により河道内への砂州の発生をおさえ、フラッシュ効果を強めることにあるが、維持管理面、また工費の面で難点があるように思われる。

開渠工または暗渠工による工法は、海浜の砂州を開渠あるいは暗渠で抜くもので、その先端は平常潮位の汀線附近より多少海側に設置し、しかも波が直接開渠あるいは、暗渠内に浸入しないように先端に曲りを設ける。この工法の利点は①波の力で前面が揺られる作用があるので閉塞の防止に有効なこと、②海中にあまり突出せずすむので海浜の安定を損なうおそれが少ないこと。欠点として①先端部は波の作用が大きいので基礎を特に強固にしなければならないこと、②流量の大きい場合は流下能力を阻害する可能性があることである。

潮見幹線排水路の河口は、海岸に砂丘がよく発達しておりしかも河川規模(計画流量 $Q_{1/10}=35.4\text{m}^3/\text{sec}$ )が小さく、また南から北に卓越する沿岸漂砂がある個所に位置している。

このような条件から工法は開渠または暗渠により直接内水を海に放流した方が附近の海岸に対しても好都合であり、河川流量の点からも適した工法と判断した。開渠

方式、暗渠方式のいずれにするかについては維持管理面を配慮し開渠工とした。

河口閉塞の最も大きな要因は日本海の波浪によって生ずる漂砂であるが、波浪と漂砂量に関する資料は当地区では皆無である。したがって開渠工諸元は模型実験によって現地海岸形状を再現する方法を用い検討することとした。

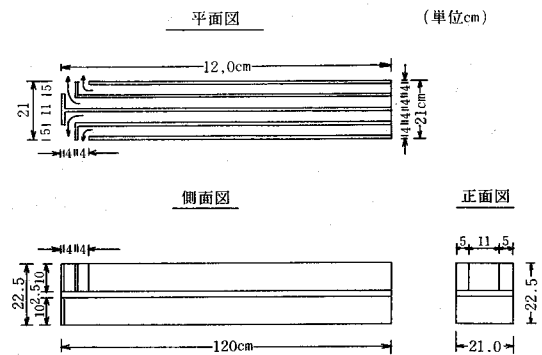
#### 5. 水理模型実験

実験は昭和47年に北海道開発局土木試験所河川研究室が行った。

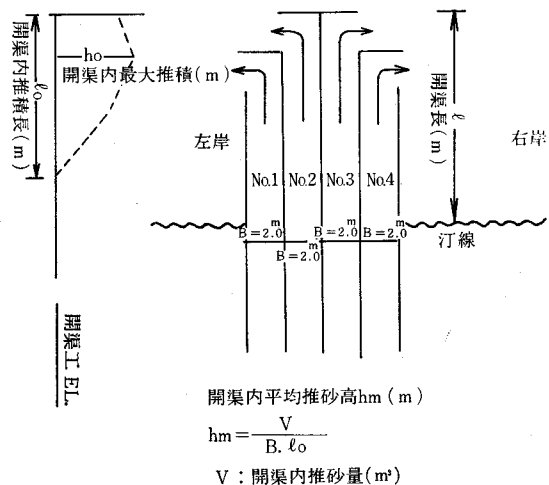
基礎的資料として①風、②波浪、③海岸、沿岸流、④河床砂、海岸砂、海底砂、⑤海岸形状、⑥潮見幹線排水路流況などを基にそれぞれ波高、波の周期、沖波波形勾配、排水路流下流量、開渠工延長を変え現地の発生頻度を配慮していろいろな角度から検討した。

##### (1) 相似律

模型は縮尺効果の表われない下限値を採用し、無歪の $1/50$ とし、力学的な相似性は波浪現象を取扱うので慣性力と重力だけを主作用とするフルードの相似律を適用し



図—6 潮見幹線排水路模型実験構造物



図—7 実験結果記号表示図

表-3 実験結果表

CaseNo	沖波波高 cm Ho (m)	沖波周期 To (sec)	沖波 波形 勾配 HO LO	波 向	河川 流量 g/(m <sup>2</sup> sec)	開渠工 敷 高	開渠工長 (cm) ℓ (m)	開渠内最大堆積高					河口部堆積長 $l_a$				
								(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
								No. 1	No. 2	No. 3	No. 3	平均 値	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	平均 値
1	4.2 2.0	0.71 5.00	0.051	W	0	0	36.0 18.0	1.70 0.85	4.30 2.15	2.60 1.30	1.70 0.85	2.58 1.29	6.20 31.0	28.0 14.0	30.0 15.0	16.0 8.0	34.0 17.0
2	6.0 3.0	0.71 5.00	0.077	"	0	0	36.6 18.0	0.3 0.15	0.30 0.15	0.60 0.30	0.30 0.15	10.0 5.0	0 0	4.0 2.0	5.0 2.5	4.8 2.4	
3	8.0 4.0	0.71 5.00	0.103	"	0	0	36.0 18.5	0.20 0.10	0.40 0.20	0.80 0.40	0.60 0.30	0.50 0.25	25.0 12.5	25.0 12.5	15.0 7.5	10.0 5.0	18.8 9.4
4	4.0 2.0	0.99 7.00	0.026	"	0.028 0.5	ℓ 0.5	46.0 23.0	0.50 0.25	1.60 0.80	1.80 0.90	1.40 0.70	1.32 0.66	16.0 8.0	21.0 10.5	21.0 10.5	25.0 12.5	20.8 10.4
5	6.0 3.0	0.99 7.00	0.039	"	0.028 0.5	ℓ 0.5	46.0 23.0	2.90 1.45	4.80 2.40	1.60 0.80	3.40 1.70	3.18 1.59	15.0 7.5	25.0 12.5	34.0 17.0	34.0 17.0	26.0 13.0
6	8.0 4.0	0.99 7.00	0.052	"	0.028 0.5	ℓ 0.5	46.0 23.0	2.40 1.20	4.20 2.10	4.80 2.40	4.00 2.00	3.86 1.93	40.0 20.0	40.0 20.0	45.0 22.5	40.0 20.0	41.2 20.6
7	4.0 2.0	1.27 9.00	0.016	SW	0	-0.5	46.0 23.0	2.20 1.10	1.70 0.85	2.20 1.10	1.60 0.80	1.92 0.96	94.5 47.3	59.5 30.0	50.0 25.0	40.0 20.0	70.0 35.0
8	6.0 3.0	1.27 9.00	0.024	"	0	-0.5	46.0 23.0	2.20 1.10	3.40 1.70	2.90 1.45	2.00 1.00	2.62 1.31	113.0 56.5	83.0 41.5	69.0 34.5	44.0 22.0	77.2 38.6
9	6.0 3.0	0.99 7.00	0.039	W	0	-2.0	86.0 43.0	3.50 1.75	3.50 1.75	2.00 1.00	0	2.26 1.13	20.0 10.0	20.0 10.0	10.0 5.0	0	12.6 6.3
10	6.0 3.0	0.99 7.00	0.039	"	0	-1.0	56.0 28.0	3.50 1.75	3.00 1.50	0	0	1.62 0.81	88.0 44.0	85.0 42.5	0	0	43.2 21.6
11	6.0 3.0	0.99 7.00	0.039	"	0	-1.0	66.0 33.0	3.00 1.50	2.50 1.25	3.50 1.75	1.50 0.75	2.12 1.06	49.0 24.5	88.0 44.0	57.0 28.5	48.0 24.0	60.6 30.3
12	8.0 4.0	0.99 7.00	0.052	"	0	0	86.0 43.0	0 0	0.30 0.15	0.00 0.00	0.50 0.25	0.88 0.44	0 0	0.70 0.35	0.70 0.35	0.35 0.17	0.35 0.17
13	8.0 4.0	0.99 7.00	0.052	"	0	0	66.0 33.0	0.50 0.25	0.50 0.25	1.00 0.50	1.20 0.60	0.80 0.40	50.0 25.0	45.0 22.5	0.74 0.37	0.72 0.31	0.57 0.28

※ 上段は模型寸法, 下段は現地数値

た。したがって周期, 流量の縮尺は次のようになる。

$$\frac{T_P}{T_M} = \left(\frac{\ell_P}{\ell_M}\right)^{1/2} = 70.7$$

$$\frac{Q_P}{Q_M} = \left(\frac{\ell_P}{\ell_M}\right)^{5/2} = 17.678$$

ここに

T : 時間

Q : 流量

ℓ : 長さ

P : 実物の諸元を表わす添字

M : 模型

(2) 模型実験の概要

模型実験構造物は図-6, 実験記号は図-7に示す。実験の条件と結果は表-3にまとめてあるが, 概要は次の通りである。

実験は13 Case について行い, Case 1~3 の現導流堤

による閉塞状況の再現性を追求する模型実験の相似性の検証を含め Case 11 までは各種波方向と波高, 周期と沖波波形勾配および開渠工の敷高と延長, それに河川流量を変化させて堆積状況を究明した。

開渠工に最大の堆積高を生ぜしめる沖波波形勾配  $H_o/L_o$  は0.052と思われること, また堆積高  $h_o$  を最大にする周期は0.99 (現地周期Tは7 sec) となり, 沖波波高  $H_o$  は4.0mとなる。

Case 12~13はこれらの結果を考慮し最も危険側と考えられる  $H_o=4.0m$ ,  $T_o=7 sec$  の波とし, 開渠工敷高 ( $h$ ) = 0 m, 延長をそれぞれ43m (Case 12), 33m (Case 13) として実験したものであるが堆積高は平均すると40 cm程度と少なく開渠工前面は洗掘が生じていた。

実験結果を総合的に考察すると開渠工の突出距離  $\ell = 30m$ , 開渠工敷高  $E L = 0 m$ , 計画勾配工  $= 1/3,000$  で設



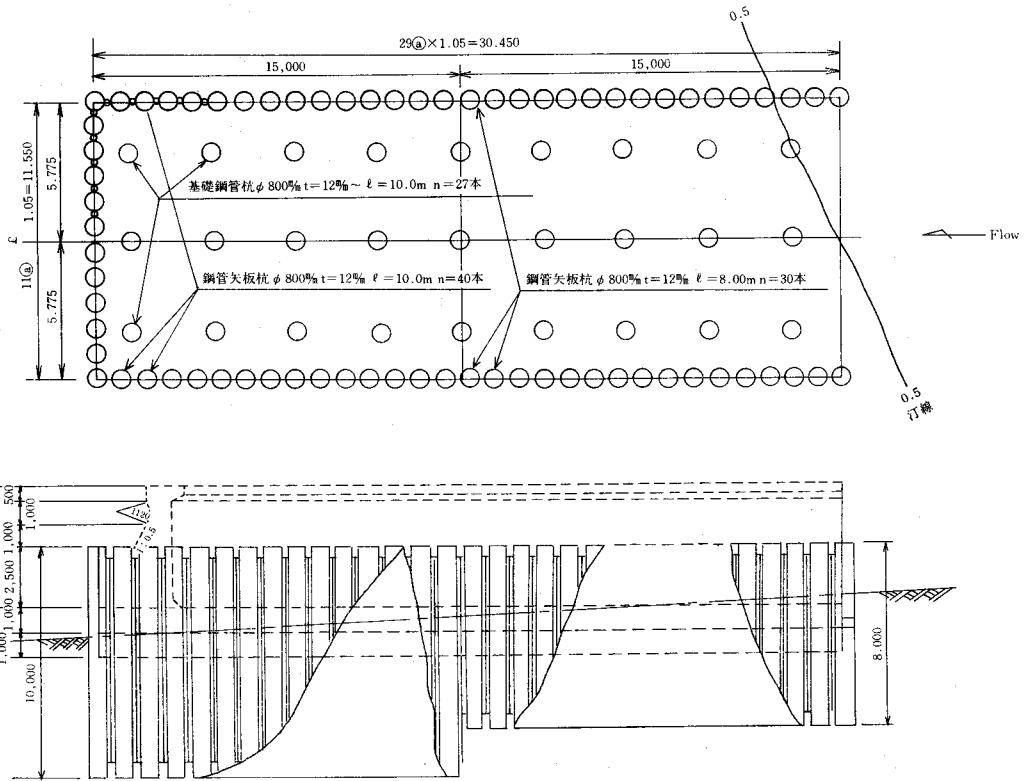


図-9 潮見幹線開渠工，鋼管矢板施工図

置するのが妥当と考えられる。

流下の状況は平水量  $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$  が流下した場合は  $H_0 = 4.0 \text{ m}$ ,  $T = 7 \text{ sec}$  のような非常にエネルギーの大きい波でも4連の内1連の最も小さい堆砂高の開渠吐口附近で波エネルギーと釣合って流下し、計画流量に対しても十分安全である。また、たとえ開渠内に堆積高  $2.0 \text{ m}$ , 堆積延長  $20 \text{ m}$  程度の堆砂があったとしても計画排水量が流下した場合約15分でフラッシュしてしまうので、当河口は開渠工の施行により機能は十分確保される。

## 6. 実施設計

河口改良対策として開渠工方式を検討してきたものがあるが、実験結果を踏まえ構造は図-8のように決定した。

開渠工規模は13割流量  $35.4 \times 1.3 = 46.0 \text{ m}^3/\text{sec}$  に対しても安全なものとし、全延長は汀線からの突出距離を  $30 \text{ m}$  とし、さらに段丘末端から汀線までの平坦な砂丘も波の影響を受ける箇所もあるので一連の構造物とし  $186 \text{ m}$  とした。

構造上の特徴としては吐口先端の曲りと4連水路である。先端の曲りは波を直接開渠内に浸入させず防波堤の役目を果たし、砕波の力で前面が掘れる作用があり閉塞防止に有効であり、4連水路は一方の水路が閉塞された場合、水路断面が縮小された事になり水理的には水路の掃

流力が強まり排砂に対して有効である。

また沖合に突出した部分の本体外壁は施工性、経済性から鋼管矢板を採用したが、海象条件等より開渠工施工計画を3カ年としたことで2年目以降の本体施工の仮締切も兼ねた設計とした。形状は  $\phi 800 \text{ mm}$ ,  $t = 12 \text{ mm}$ ,  $L = 10 \text{ m}$  で、継手は図-10に示す水密性の高いパイプ型とした。なお長さは波高による洗掘深と砂移動によるゆるみ高より根入長を  $6.0 \text{ m}$  とし、海中、地上部の  $4.0 \text{ m}$  と合わせ  $10.0 \text{ m}$  とした。

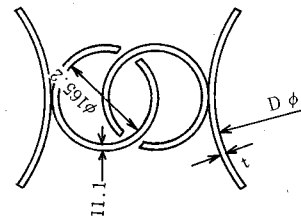
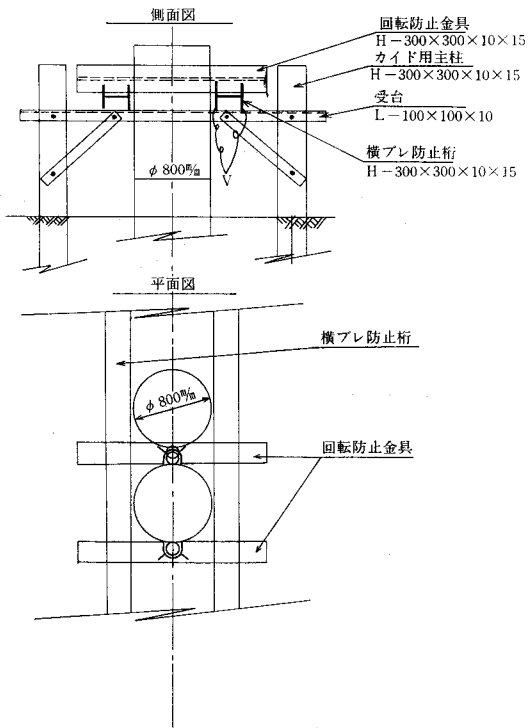


図-10 鋼管矢板の継手

## 7. 施工

工事は昭和51年に鋼管矢板工を施工、続いて開渠工本体を昭和52年、53年の2カ年でそれぞれ  $\ell = 63.5 \text{ m}$ ,  $\ell = 122.5 \text{ m}$  を施工し昭和53年9月に完成した。

開渠工の工事に当り特に配慮したのは鋼管矢板工であ



図一11 鋼管矢板打込用ガイドリング詳細図

る。

当河口附近の既往最高、最低潮位はそれぞれ  $W, L =$

0.89m, -0.45m, 平均は0.19mで、開渠工先端の沖合30m地点での海低地盤高  $G.H = -1.50m$ , 平均水深は1.69mと比較的浅いことから船舶は使用せず陸上からの施工とした。このため仮締切として鋼管矢板外周へ鋼矢板(Ⅲ型,  $l = 7m$ )を打込みながら内側は砂を押し、海中部分を埋め杭打機等の作業場とした。

鋼管矢板は継手(図一10)をかみ合せて打込むため伸縮、横ズレを防ぐのに図一11に示すガイドリングを設け回転をも防止した。また地質が砂レキでN値50以上であるため打込みの困難を予想し、建込みはバイプロハンマー(40kw)で行い本格的打込みはクローラー三点支持式ディーゼルパイルハンマー(4.1t)で行ったが、打込みは順調で、鋼管矢板の伸縮、横ズレ防止にも効果があった。

## 8. おわりに

開渠工の工事も順調に進捗し、今年度完成のはこびになりましたが、施設の完成により今後は河口閉塞による長年の被害も解消されるものと思っています。

今後はさらに流況等、その効果について観測して行きたいと考えている次第です。

なお本稿の模型実験に関しては更岸地区幹線排水路河口処理模型実験報告書より引用させていただきましたが、平易な報文になりましたことを深謝いたします。



# 尾張西部地区排水計画について

高井 佐 寿\* 田村 亮\*  
菊池 英 秋\*

## 目 次

I はじめに……………(41)	V 特性曲線法による流出量計算……………(45)
II 排水事業の概要……………(41)	VI 外潮位について……………(47)
III 面積について……………(42)	VII 数理モデルシミュレーション……………(49)
IV 降雨について……………(43)	VIII 結 び……………(55)

### I はじめに

木曾川左岸の、愛知県津島市、一宮市、稲沢市等5市11町5村にわたる約36,000haの地域について、地盤沈下等による排水不良がみられることから、東海農政局木曾川水系総合農業水利調査事務所、昭和46年から、水系調査の一部として調査をはじめていたところ、昭和49年7月24日、25日の台風11号くずれの集中豪雨に見舞われ、愛知、三重、岐阜の東海3県で、広範囲な、浸水被害としては伊勢湾台風以来という大被害を生じ、愛知県における農地冠水は本地域を中心として、10,000haにも及んだ。この集中豪雨渦を契機として、にわかに関営排水改良事業調査の声が上がり、昭和50年から、直轄調査地区として出発したものである。

本地区の計画については、目下とりまとめ中であり、事業の仕組みや、他事業との調整等現在進行中で、工事計画等はこれから樹立することになるが、今まで検討して来た、排水計画樹立のための基礎的諸元の考え方について今回報告しようとするものである。

### II 排水事業の概要

#### (1) 地域の概要

本地域は、愛知県の西部に位置し、木曾川の左岸に広がる低平地で、その面積は約30,000haである。この地域は古くからの穀倉地帯として、水田農業を中心に発展したところであるが近時ハウス栽培も含め畑作も拡大されつつあり、名古屋市を近くにひかえた、都市近郊型農業地域であり、その面積内訳は次のようになっている。

全体面積30,589ha	}	農振地域面積22,789ha
		(うち農地13,608ha)
		市街化区域面積7,587ha
		( " 2,483ha)
		その他 213ha ( " 144ha)

\* 東海農政局木曾川水系総合農業水利調査事務所

かんがい用水は国営農民用水事業、同2期事業、水資源開発公団による木曾川総合用水事業等により整備されている。

#### (2) 地域の排水

地域のほぼ中央を南北に縦貫する2級河川日光川が地域排水基幹となっており、同川により伊勢湾に排除されている。

日光川の下流部から中流部にわたっては、近年の地下水汲上げによる地盤沈下等によるいわゆる零メートル地帯であり、最低標高-2.50M以下となっており、この零メートル地帯は全体の約40%を占めている。

本地域の排水については、上流部は自然排水、中、下流部の零メートル地帯はポンプ排水となっており、その中間が、一部樋門、排水機併用排水となっている。

上記の地区内排水ポンプは地盤変動対策、湛水防除事業等により設置されたもので、その箇所数は約80ヶ所、総排水量は240m<sup>3</sup>/sに及んでいる。これらの排水ポンプは全て日光川、あるいはその支川に排除するようになっているが、洪水時、日光川の水位が上昇すれば堤防の安全確保から運転中止をせざるを得ない状態である。

このポンプ排水による低平地においては、その低位部に水田が偏在するため、降雨時、タン水が水田に集中し、現況の地区内排水路が地盤沈下による縦断勾配の逆転、あるいは断面不足、地区内排水ポンプの容量不足等、あいまって、タン水を生じ、排水不良となっている。

また、上流自然排水地域においても、排水基幹たる日光川水位の高いこと、地区内排水路断面不足等により排水不良を生じている。

排水幹線たる日光川は愛知県土木部の手により、日光川中小河川改良事業(昭和26年全体工事計画認可)として現在改修中であり、その河口には、伊勢湾高潮対策事業で設置した幅80Mの河口樋門が設置されている。また、昭和49年の集中豪雨を契機に、日光川水位の低下を

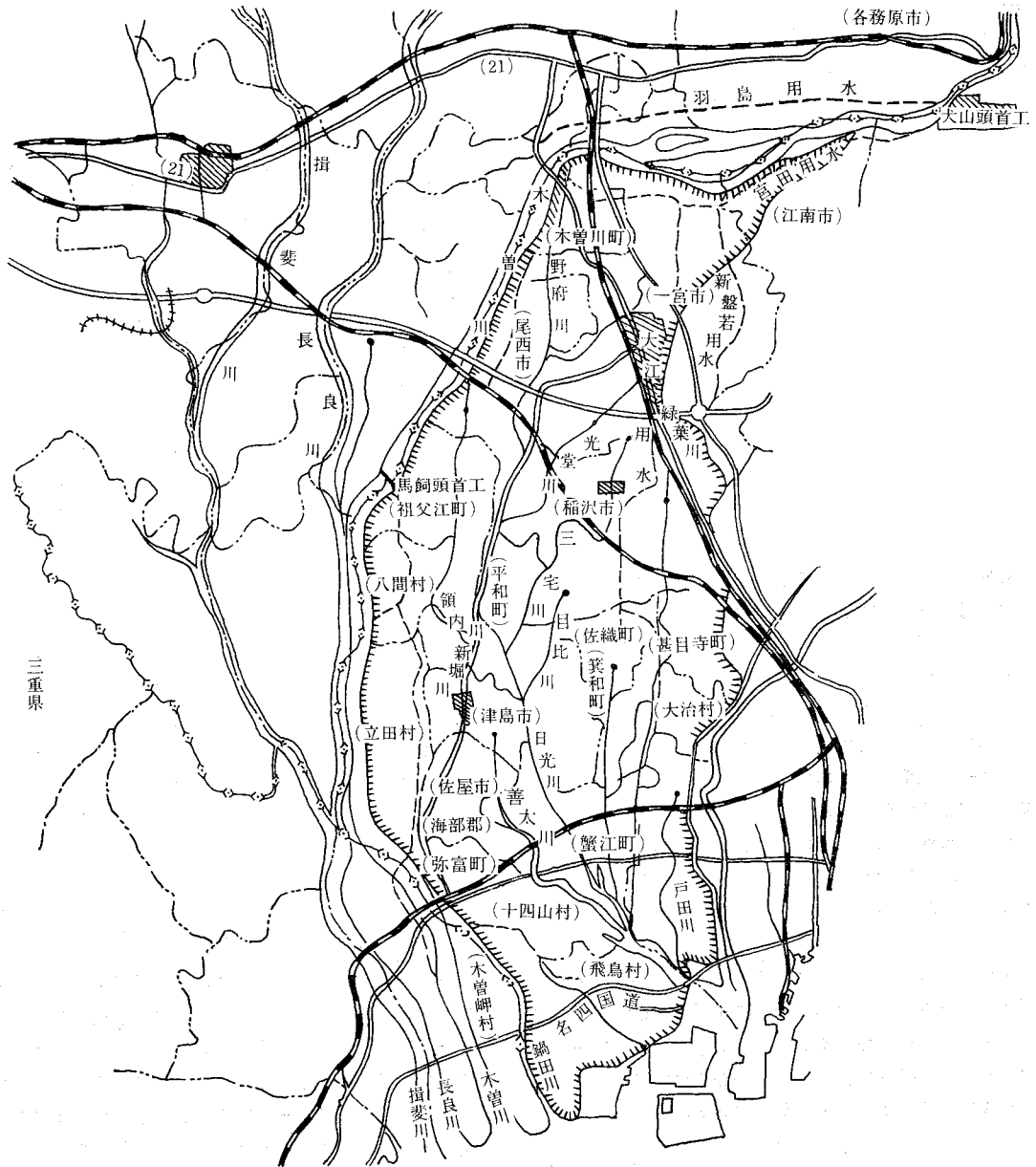


図-1 尾張西部地区概要図

図るため河川激甚災害対策特別緊急事業として、高潮時  $100\text{m}^3/\text{s}$ 、一般こう水時  $150\text{m}^3/\text{s}$  の吐出能力を有する河口ポンプが同土木事業として、工事中である。

(3) 事業の目的

以上求べた地区内農地の現状から、排水改良（タン水の排除）のため地区内排水路、地区内排水機場を整備しなければならない。地区内排水路、地区内ポンプを整備すれば、当然、排水基幹たる日光川への流出量増となる。

現在の土木の日光川改良計画では、超長期計画は別と

すれば、当面、現況の地区内排水施設を対象とした、計画となっているため、これら農地の改良のための排水量増を受け入れられる状態ではない。

このため、上記、農地排水増に対処するため、日光川河口に、排水機場を設けようとするものである。

Ⅲ 面積について

事業計画をとりまとめる場合、その地域の面積をいかに正確に把握するかが重要な要素である。ここでは、昭和48年11月から49年1月にかけて撮影された航空写真を



表一2のとおりであり、2日連続降雨発生時の被害が圧倒的に多い。以上の結果から、本地区の排水計画検討に

表一2 降雨被害と降雨日数

発生年月日	被害順位	降雨日数							
		津 島				一 宮			
		1	2	3	4以上	1	2	3	4以上
S									
51. 9. 8~9	1		○				○		
47. 9. 16	2		○				○		
49. 7. 24~25	3		○				○		
46. 8. 30~31	4			○				○	
9. 26	5	○					○		
45. 6. 14~16	6			○				○	
47. 7. 9~17	7				○				○
49. 8. 25~26	8			○				○	
46. 7. 6~7	9		○				△		
49. 7. 7	10		○				△		
45. 7. 29~30	11		○				△		
40. 5. 26~27			○				○		
9. 16~17			○				○		
42. 7. 2~3				○				○	
7. 9~10			○				○		
10. 27~28			○				○		
44. 7. 8			○				○		
計(17)		1	11	4	1		9+3	4	1

- 「災害の記録」(愛知県S40~49)により抽出した。
- 被害順位は、被害状況調査(S50年度委託調査S45~49)の結果及び被害報告(S51)から農作物被害面積により推定した。
- 降雨日数は「災害の記録」「気象月報」及び被害状況調査結果から判断した。なお△は総雨量100mm未満のものである。

② 特殊気象

項目	観測所名	第1位		第2位		第3位		第4位		第5位		観測期間		
		数量	年月日	発生確率	数量	年月日	発生確率	数量	年月日	発生確率	数量		年月日	発生確率
日雨量	津	S	370	51. 9. 8	1/70	S	300	36. 6. 26	1/27	S	269	46. 8. 30	1/17	S20~S50
	島	S	313	51. 9. 8	1/46	S	244	46. 8. 30	1/46	S	201	36. 6. 21	1/9	
2日連続雨量	津	S	428	51. 9. 8	1/45	S	423	36. 6. 27	1/47	S	301	29. 9. 1	1/12	S20~S50
	島	S	382	51. 9. 8	1/40	S	299	36. 6. 27	1/17	S	264	46. 8. 31	1/10	
3日連続雨量	津	S	528	36. 6. 27	1/77	S	507	51. 9. 10	1/68	S	312	46. 8. 31	1/8	S20~S51
	島	S	434	51. 9. 10	1/100	S	377	36. 6. 27	1/42	S	273	46. 8. 31	1/8	

あたっては2日連続降雨を対象とすることとした。

(3) 確率降雨の計算

最近30箇年間の資料を用いることとし、昭和20年~昭和51年の数値を用いた。結果は表一3①、②のとおりである。

(4) 流出解析の方法

流出解析は農業土木試験場水利第研究室(白石英彦室長)に検討をお願いした。降雨流出の解析方法として次の4つ、すなわち、

- 単位図法
- 水田流出法(清野法)
- タンクモデル法
- 特性曲線法

が考えられるが、本地区は、低平水田地帯ということから、特性曲線法を用いて、排水路への流出量を計算することとした。

(5) 降雨規模

計画の対象とする降雨規模については、多くの場合2年に1ないし3回程度期待されるような降雨規模が、

表一3 降水

① 確率降水量

項目 観測所	日雨量		2日連続雨量		3日連続雨量	
	津	島	津	島	津	島
確率年						
100	406	325	500	419	555	433
50	346	285	432	367	483	388
30	305	257	385	333	431	356
25	291	247	368	321	413	344
20	274	235	349	306	392	329
15	253	220	324	286	365	311
10	225	200	288	259	327	285
5	179	165	233	245	264	239
2	122	117	158	151	179	171

済的に最適になることが多いようである。ここでは最初 $1/20$ 確率降雨の検討も行われたが、事業規模がかなり大きくなるということもあり、最終的には $1/10$ 確率降雨を対象とする事業計画に落ち着いた。その結果一宮259mm/2日、津島288mm/2日の降雨が採用された。

(6) 降雨パターン

降雨規模が同じでも、その降雨パターンの考えによりその流出は全く変わってくる。

本地域内における時間降水記録は最近のものしかなく、長期間にわたる統計的な検討は行うことができなかった。地区内における時間降水資料については一宮観測所が33年以降存在するが、その他の観測所は極く最近のものしかないということで、一宮の昭和33年から昭和51年の19年間の降雨パターンについて検討を行った。

昭和33年以降の冬降雨（連続雨量が80mm程度以上の小降雨は除く）について、時間降水量を基に、特性曲線法

表-4 年最大単位流出量

年度	降雨月日	降雨継続時間 (hr)	Total雨量 (mm)	ピーク流出量 $m^3/s/km^2$
33	8.25~26	19	79.5	0.46
34	8.12~14	48	252	1.73
35	8.12~13	12	113	1.04
36	9.15	1.0	235.5	3.55
37	10.11	22	157.5	1.82
38	6.6~7	25	102	0.88
39				
40	5.26~27	25	159	1.85
41	9.23~24	31	108	0.77
42	7.9	17	122.4	1.50
43	8.25~26	21	107.5	0.99
44	7.8	20	111	1.01
45	6.15~16	40	178.5	1.98
46	8.30~31	32	265.5	3.43
47	9.9~10	29	174.0	2.00
48				
49	7.24~25	19	224	3.29
50	8.22~23	37	117.5	1.11
51	9.8~9	36	382	5.39

(注) 39, 48年は総雨量80mm以下

により流出計算を行い、各年について、ピーク流出量が最大となるものを取り出した。結果は表-4に示すとおりである。

この表から、昭和51年9月降水のピークが既往最大で $5.39m^3/s/km^2$ 、第2位が昭和36年9月降水となっている。

$1/100$	$8.6m^3/s/km^2$
$1/50$	6.9
$1/40$	6.4
$1/30$	5.7
$1/20$	4.9
$1/10$	3.7
$1/8$	3.3
$1/5$	2.6
$1/3$	1.8

これを確率計算すれば次のとおりとなる。

次に一宮の $1/10$ 確率雨量259mmが、各年のピーク最大となる降雨パターンで降ったとした場合のピーク流出量を計算した。

ある降雨パターンについて、各時間降水量は総降水量に比例するものとしてパターンを作れば、特性曲線法による計算により、総雨量比率とピーク流出量比率の間に次の関係がほぼ成立つ。

$$Q_B = H_B^{1.53}$$

ここに $H_B$ は総雨量比、 $Q_B$ はピーク流出量比である。各年の計算は次のとおりである。

年度	総雨量	総雨量比* ( $H_B$ )	$Q_B$	ピーク流出量	36hr~48hr 降雨
33	79.5mm	3.26	6.10	$2.81m^3/s/km^2$	
34	252	1.03	1.05	1.82	○
35	113	2.29	3.55	3.69	
36	235.5	1.10	1.17	4.15	
37	157.5	1.64	2.13	3.88	
38	102	2.54	4.16	3.66	
39	—	—	—	—	
40	159	1.63	2.11	3.90	
41	108	2.40	3.81	2.93	
42	122.4	2.12	3.15	4.73	
43	109.5	2.37	3.74	3.63	
44	111	2.33	3.65	3.69	
45	178.5	1.45	1.77	3.51	○
46	265.5	0.98	0.97	3.33	
47	174.0	1.49	1.84	3.68	
48	—	—	—	—	
49	224	1.16	1.25	4.11	
50	117.5	2.20	3.34	3.71	○
51	382	0.68	0.55	2.96	○

\* 259/総雨量

上記のうち、降雨時間が36~48hrなるもののピーク流出の平均は $3.00m^3/s/km^2$ である。この平均に最も近い昭和51年9月の降雨パターンを採用することとした。このときのピーク流出量 $2.96m^3/s$ の発生確率は $1/7$ であり、おおむね妥当と思われた。採用した降雨パターンを図-2に示す。

V 特性曲線法による流出量計算

(1) 特性曲線法について

斜面の流れの運動方程式として Manning 式の等流近似ができるものとするれば、

$$v = \frac{1}{n} h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(1)$$

$$Q = v \cdot A_h = \frac{1}{n} \cdot A_h \cdot h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(2)$$

となる。連続の方程式は

$$\frac{\partial A_h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial t} = q_s \dots\dots\dots(3)$$

となる。ここに  $v$ : 断面平均流速,  $h$ : 水深,  $I$ : 斜面のこう配,  $n$ : Manning の粗度係数,  $A_h$ : 流水断面積,  $Q$ : 流量,  $q_x$ : 横流入量である。

(2), (3)式を図-3のような斜面について特性曲線を求めれば

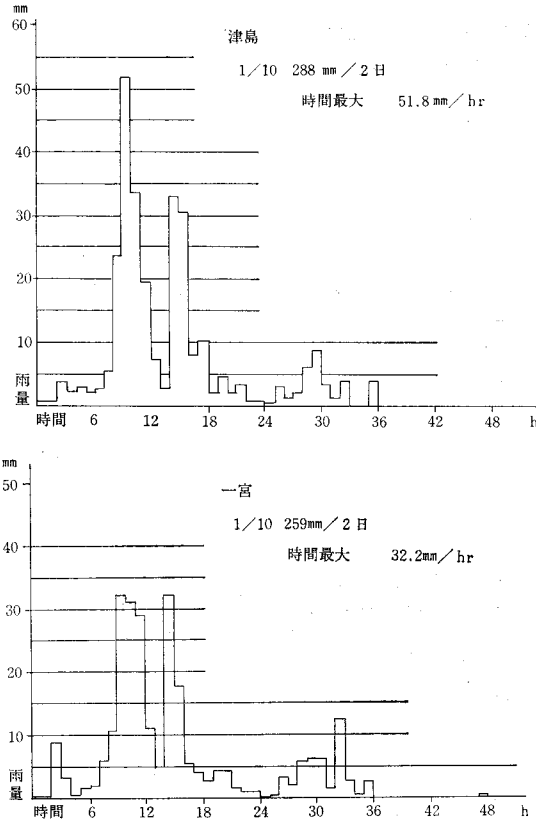


図-2 降雨パターン

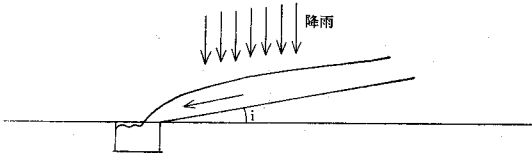


図-3 特性曲線法による流出

$$\left. \begin{aligned} \frac{dx}{dt} &= \frac{5}{3} Q^{2/5} \left( \frac{I^{1/2}}{n} \right)^{3/5} \\ \frac{dQ}{dt} &= q_x \\ \frac{dQ}{dt} &= \frac{5}{3} \cdot q_x \cdot Q^{2/5} \left( \frac{I^{1/2}}{n} \right)^{3/5} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

となる。

次に横流入量  $q_x$  (この場合は降雨) は一般に時間の関数と考えられるので,  $Q$  も時間の関係として解く方が便利である。

よって(4)式から

$$Q = \left\{ K^{3/5} \int_{\tau}^t q_x \cdot dt \cdot Q_{\tau}^{3/5} \right\}^{5/3} \dots\dots\dots(5)$$

となる。ここに  $K = \frac{I^{1/2}}{n}$  である。

次に  $x$  と  $t$  との関係は(4)式から,

$$x = \int_{\tau}^t C_s \cdot d_t + x_t \dots\dots\dots(6)$$

となる。ここに  $C_s = 5/3 Q^{2/5} \cdot K$ ,  $Q_t$ :  $t = \tau$  における流量,  $x_t$ :  $t = \tau$  における位置を示す。

この計算を電算機により行う。

(2) 基礎諸元について

本地域内の排水路の総延長は700kmにおよび, それらは, 末端には場整備事業等による小排水路から, 支線, 幹線を通じ, 日光川の支線, 日光川を経て伊勢湾に通じている。

末端排水路における地区から排水路への流出量を特性曲線法で計算する場合, その基礎数値たる斜面こう配, 斜面長は場所によって皆違っている。また, 水田であるか, 畑であるか, 市街地等宅地であるかによって, その粗度係数は違わはづである。

しかしこれら斜面長等を場所により異らせることは, 計算をかなり複雑なものにするし, 実際に粗度係数を場所毎に決めるには莫大なシミュレーションを要することから, 全地域平均的数字を採用することとした。

地区内316本の排水路毎に, 集水幅(斜面長), 斜面こう配を求め, それを平均した。

斜面長  $l = 400m$

斜面こう配  $i = 1/1000$

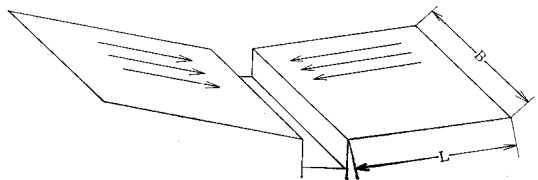


図-4 特性曲線法による流出斜面

(3) 等値粗度係数について

地区内の善太川(流域面積2,772ha), 宝川(2,451ha)

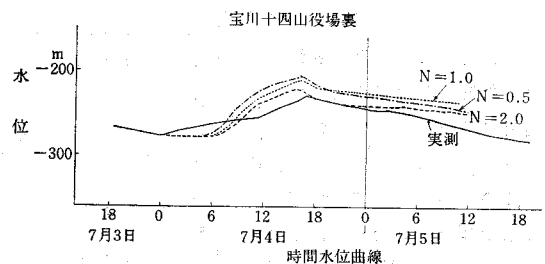


図-5

表—5 特性曲線法による流出量

時間	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
津島	0	0	00.010	0.010	0.020	0.030	0.040	0.080	0.290	0.871	1.371	1.681	1.811	1.962	2.653	2.730	3.083	3.703	3.76	
一宮	0	0	00.020	0.030	0.030	0.040	0.050	0.080	0.170	0.480	0.871	1.281	1.451	1.612	2.202	2.532	2.642	2.732	2.80	

時間	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
津島	3.87	3.733	3.352	2.942	2.572	2.312	2.071	1.881	1.791	1.751	1.651	1.521	1.441	1.331	1.221	1.131	1.030	0.940	0.860	0.79
一宮	2.76	2.99	2.852	2.672	2.392	2.111	1.921	1.751	1.661	1.591	1.531	1.431	1.461	1.401	1.301	1.231	1.131	1.030	0.950	0.87

※ 単位：m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup> 津島、一宮各：各排水区域 □：各排水区域の最大流出量 時間：降雨始からの時間

筏川（1,577ha）等に自記水位計を設置し、洪水時の水位を観測した。

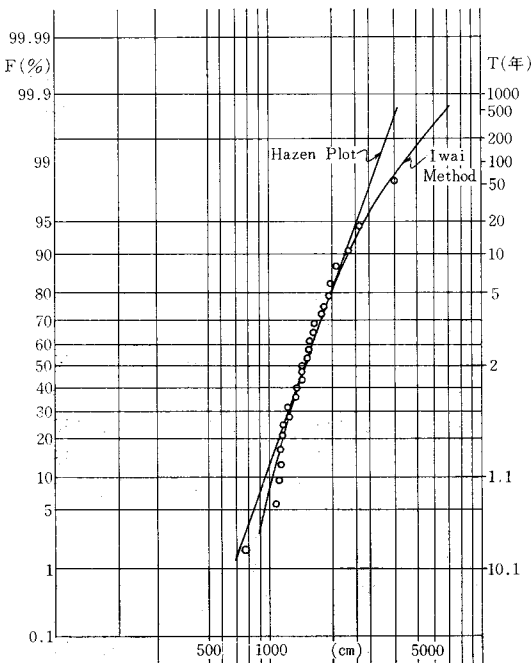
不定流解析法により、これら河川の水位を計算し、実測値に近い河川水位となる粗度係数を採用した。

昭和50年7月3～5日の降雨について、特性曲線のNを0.5, 1.0, 2.0とした場合の、流出解析を行い、実際の河川水位と比較し、おおむねそれに近いということ、将来の改良増も考慮のうえN=2.0とした。

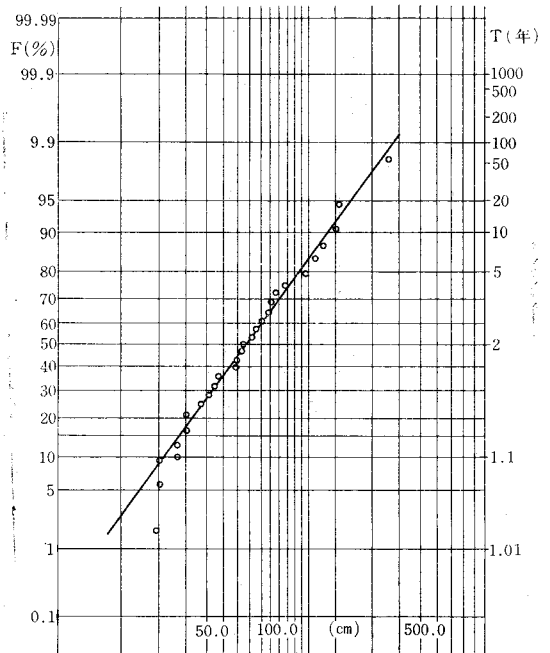
特性曲線による排水路への流出計算結果は表—5のとおりである。

### VI 外潮位について

日光川は河口で、愛知県土木部設置の樋門により伊勢湾に通じている感潮河川であるため、日光川のこう水位



図—6 \*\*\*\*HAZEN PLQT カクリツ ケイサンヒョウ\*\*\*\*  
\*\*\*ナゴヤコウ サイコウチョウイ(ネンサイコウ)\*\*\*



図—7 \*\*\*\*HAZEN PLQT カクリツ ケイサンヒョウ\*\*\*\*  
\*\*\*ナゴヤコウ サイダイヘンサ (ネンサイコウ)\*\*\*

検討に際しては、外潮位をどう決めるかが問題となる。

一般的には地区内の降雨強度と外潮位との相関関係はないものと思われるが、台風時における伊勢湾潮位と、そのときの降水量を検討し、計画外潮位を定めることとした。

潮位に関する資料収集は名古屋港（名古屋港管理組合）、四日市港（四日市港管理組合）、木曾岬干拓（木曾崎干拓事業所）および日光川河口樋門（愛知県土木部）で行った。

(1) 名古屋港における異常潮位とそのときの降雨  
各台風（異常潮位）とそのときの降雨の状況は表—6のとおりである。

最高潮位および最大偏差の発生、確率は図—6、図—

表一 名古屋港異常潮位とそのときの降雨

生起年月日	台風	潮位(max)		最大偏差 cm	名古屋		津 島	
		T	P		最大日雨量 mm	2日連続最大 雨量 mm	最大日雨量 mm	2日連続最大 雨量 mm
昭 24. 7/28~7/29	(ヘスター) 4906	★ 124	★ 40	★ 28.8	★ 35.4	★ 53.0	★ 53.6	
昭 25. 9/ 2~9/ 4	(ジェーン) 5028	★ 110	★ 143	★ 44.2	★ 61.8	★ 112.0	★ 117.7	
昭 26. 10/14~10/15	(ルーネ) 5115	★ 193	★ 72	★ 11.3	★ 18.2	★ 15.0	★ 20.9	
昭 27. 6/23~6/24	(ダイナ)	★ 113	★ 29	★ 158.0	★ 176.6	★ 160.0	★ 190.0	
昭 28. 6/ 7~6/ 8	(5号台風)		98	41.2	45.9	45.5	71.5	
	(13号台風)	★ 237	★ 95	★ 131.3	★ 173.7	★ 85.1	★ 163.1	
昭 29. 8/13~9/19	5405	★ 179	63	46.0	67.3	32.0	49.6	
	5412	179	56	28.7	30.6	16.2	20.3	
	5414	118	34	57.0	90.5	★ 54.9	★ 100.8	
	(洞爺丸台風) 5415	165	★ 99	★ 109.9	★ 112.8	39.0	39.0	
昭 30. 10/19~10/21	5526	★ 144	★ 160	★ 32.7	★ 43.3	★ 33.3	★ 41.4	
昭 31. 8/17~8/18	5609	★ 115	50	5.5	5.5	4.2	4.2	
	5612	104	30	36.3	44.4	37.8	50.7	
	5615	102	★ 54	★ 49.1	★ 95.5	★ 110.8	★ 177.7	
昭 32. 9/ 7~9/ 8	5710	★ 122	★ 30	★ 64.1	★ 89.0	★ 40.9	★ 75.7	
昭 33. 7/22~7/23	5811	130	39	20.7	24.3	14.0	24.3	
	5817	123	★ 80	★ 139.9	★ 140.8	★ 78.7	★ 81.9	
	5821	★ 132	34	30.2	33.3	45.4	64.1	
昭 34. 8/ 8~8/ 9	5906	156	51	45.3	54.7	63.1	66.4	
	(伊勢湾台風) 5915	★ 389	★ 345	★ 104.2	★ 164.0	★ 86.4	★ 131.9	
昭 35. 8/10~8/11	6011	152	30	57.4	94.6	★ 109.4	★ 203.0	
	6012	129	24	★ 77.9	★ 135.3	109.4	203.0	
	6018	★ 154	★ 47	54.7	60.9	18.7	34.2	
	(第2室戸) 6118	★ 182	★ 200	★ 55.0	★ 81.9	★ 34.0	★ 55.0	
昭 37. 7/27~7/28	6207	111	44	101.0	103.0	★ 92.0	★ 92.0	
	6214	★ 161	★ 172	★ 104.0	★ 110.0	46.0	47.0	
昭 38. 6/13~6/15	6303	★ 79	★ 36	★ 30.0	★ 35.0	★ 27.0	★ 32.0	
昭 39. 9/24~9/25	6420	★ 209	★ 89	★ 94	★ 104	★ 126	★ 133	
昭 40. 8/22~8/23	6517	85	33	4	4	0	0	
	6523	119	★ 116	50	70	51	80	
	6524	★ 155	75	★ 127	★ 189	★ 133	★ 156	
昭 41. 8/22~8/23	6614	116	29	18	27	8	12	
	6718	★ 117	★ 50	★ 74	★ 87	★ 98	★ 100	
昭 42. 8/22~8/23	6734	★ 136	★ 104	★ 130	★ 146	★ 110	★ 130	
	6804	★ 165	★ 68	12	22	27	38	
	6810	140	46	★ 88	★ 104	★ 92	★ 112	
昭 44. 8/ 4~8/ 5	6907	★ 112	★ 84	★ 70	★ 74	31	38	
	6909	81	65	40	41	★ 56	★ 56	
昭 45. 7/ 5~7/ 6	7002	★ 143	★ 56	★ 28	★ 28	★ 9	★ 11	
	7010	118	31	17	20	2	2	
昭 46. 8/30~8/31	7123	★ 143	★ 73	★ 273	★ 300	★ 269	★ 284	
	7129	100	51	160	162	157	157	
昭 47. 7/15~7/16	7206	140	31	★ 102	★ 129	88	★ 115	



昭 47. 7/22~ 7/23	7209	120	34	60	64	31	38
9/16~ 9/17	7220	★ 265	★ 206	61	78	★ 95	110
昭 48. 7/28~ 7/29	7306	★ 152	★ 40	★ 64	★ 93	★ 37	★ 42
昭 49. 7/ 6~ 7/ 7	7408	★ 116	★ 30	★ 48	★ 66	★ 77	★ 123
昭 50. 8/22~ 8/23	7506	★ 195	★ 68	★ 79	★ 124		
10/ 2~10/ 5	7513	156	22	38	38		

(注) ★印は各年最高値

7に示すとおりである。

台風時における降雨は表一6からみても分かるように、それ程大きなものではなく、津島2日連続最大で200mm程度である。台風時降雨につき、2日連続降雨の確率計算を行うととなる。

$1/50$	268mm
$1/30$	243
$1/20$	223
$1/10$	189
$1/5$	153

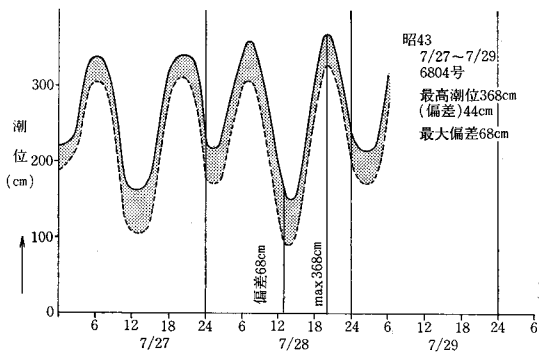
となる。

## (2) 異常潮位の決定

ポンプ排水を行う場合、河口樋門が長時間にわたり閉差されている場合が危険であることから、小潮時を対象とすることとし、この小潮に異常潮位偏差を上のせして外潮位を決定した。

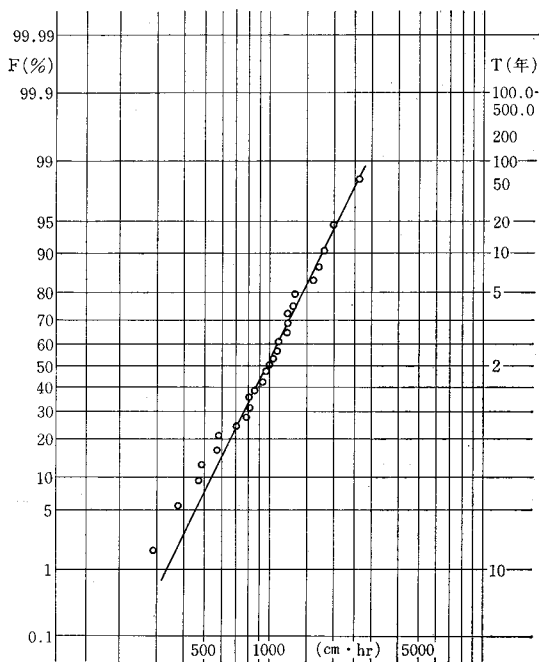
最大偏差の $1/10$ 確率は1.56mであるが、降雨との組み合わせではここまで考える必要はない。また異常潮位を考える場合に、その偏差の大きさもさることながら、その継続時間が問題である。大きな偏差であっても、時間が短かければ、河口樋門閉差時間が少なく、内水位上昇につながらない場合がある。このような見地から、偏差の大きさとその継続時間の要素を含めた偏差面積(図一8参照)の検討を行った。偏差面積の確率計算表を図一9に示す。

以上の最大偏差、偏差面積の2つから、最大偏差が $1/10$ 確率以下で、偏差面積が大きいものということで昭和43年7月27日~7月28日の6804台風を採用することと



図一8

偏差面積の部分



図一9 \*\*\*\*HAZEN PLQT カクリツ ケイサンヒョウ\*\*\*\*  
\*\*\*ナゴヤコウ ヘンサメンセキ(ネンサイコウ)\*\*\*

した。また、基準潮位は昭和51年の最小潮(9月15日13時から)とした。以上による計画外潮位は表一7のとおりである。

## VII 数理モデルシミュレーション

### (1) 概要

本地区の排水計画調査の当初から、農業土木試験場、水利第3研究室の指導を得ており、本地区の流出検討を数理モデルシミュレーションによる流出解析法で行うこととなり、昭和50年度から同研究室において、同研究室、農林本省あるいは、業者のコンピューターを使用して、その解析を進めて頂いた。

このシミュレーションは、大容量のコンピューターを必要とし、また1ケースの計算にもかなりの時間と経費を要し、種々な条件での検討ということについては思うようにはいかなかった。

昭和52年に東海農政局名古屋施工調査事務所のコンピューターが拡充されたのを機会に、このコンピューター使用に切

表-7 計画外潮位表

時間	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
基準潮位	0.46	0.25	0.19	0.23	0.41	0.60	0.81	0.93	1.02	1.00	0.84	0.61	0.32	0.06	-0.13	-0.25	-0.19	0.00	0.22	0.46
上昇値	0.28	0.26	0.30	0.36	0.39	0.42	0.46	0.50	0.54	0.52	0.52	0.46	0.39	0.32	0.32	0.32	0.32	0.35	0.39	0.43
計画潮位	0.69	0.51	0.49	0.59	0.80	1.02	1.27	1.43	1.56	1.52	1.36	1.07	0.71	0.38	0.19	0.07	0.13	0.35	0.61	0.89

時間	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
基準潮位	0.70	0.80	0.81	0.74	0.06	0.42	0.34	0.29	0.33	0.42	0.59	0.70	0.86	0.82	0.64	0.45	0.22	0.04	-0.14	-0.20
上昇値	0.45	0.49	0.50	0.43	0.46	0.46	0.54	0.54	0.51	0.48	0.60	0.53	0.68	0.59	0.55	0.47	0.43	0.41	0.39	0.44
計画潮位	1.15	1.29	1.31	1.17	1.06	0.88	0.88	0.83	0.84	1.10	1.19	1.33	1.54	1.41	1.19	0.92	0.65	0.45	0.25	0.24

※数値：T.P m

替えるべく、シミコレーション系統図はそのままであるが、従来の  $\Delta x=400m$ ,  $\Delta T=30$  秒を、 $\Delta x=800m$ ,  $\Delta T=1$  分に変更し、これにより、ぎりぎり、同施工調査事務所のコンピューターが使用可能となり、また、計算時間も短縮されることになった。

途中検討段階での、河川水位検討等においては、 $\Delta x, \Delta T$  の変更は、計算結果の実用性に支障のないことを確かめ、以後、これにより当調査事務所で検討を進めている。

(2) 不定流計算 (数理モデル)

不定流の水理計算は運動方程式と連続方程式を連立に解いて行く。河川流などの一方向流に関する運動方程式と連続方程式は、下流端を原点として次のように表わされる。

$$\frac{1}{g} \left( \frac{\partial v}{\partial t} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v^2}{2} \right) + s + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{n^2 |v|}{h^{4/3}} v = 0$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial n} - q = 0$$

- $g$  : 重力の加速度  $v$  : 流速  $s$  : 河床こう配
- $h$  : 水深  $n$  : 粗度係数  $x$  : 距離  $t$  : 時間
- $A$  : 通水断面積  $Q$  : 通過流量
- $q$  : 横流入量 (単位幅, 単位時間当り)

(3) 排水方式の検討について

本地区の排水不良の原因は、第1に地区内排水路、地区内排水機等の整備水準がまだ不十分であることである。この点に関しては、現在進行中の湛水防除事業、新規着工の地盤沈下対策事業等により対策を講ずる計画である。

排水不良の第2は排水基幹たる日光川の通水断面不足による水位上昇、あるいは、伊勢湾潮位上昇による日光川河口樋門流下能力低下による河川水位の上昇である。このため、上流では堤防越水、下流では日光川およびその支川に排除する地区内排水機の運転制限が行われている。

日光川については、愛知県土木部により引き続き、河道改修と、堤防嵩上げが行われており、河口には一般こう水時  $150m^3/s$  の排水機を工事中であり、今年から稼働

することになっている。

このような土木部の日光川における改修計画を基にした場合、地区内農地の排水条件整備に伴う日光川への排水増による水位上昇への対応を更に図る必要がある。この日光川水位を、計画、高水位に押えるために、日光川排水機を、農業側として計画したものである。

このポンプ位置については、日光川中流を含めて3地点につき検討が行われ、その他方式も含め7案の比較検討の結果、最終的に日光川河口部に設置することになった。

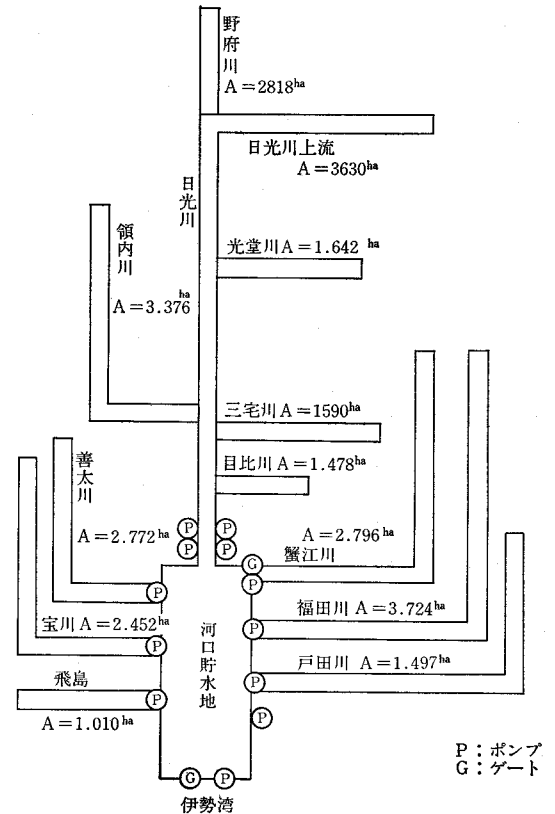
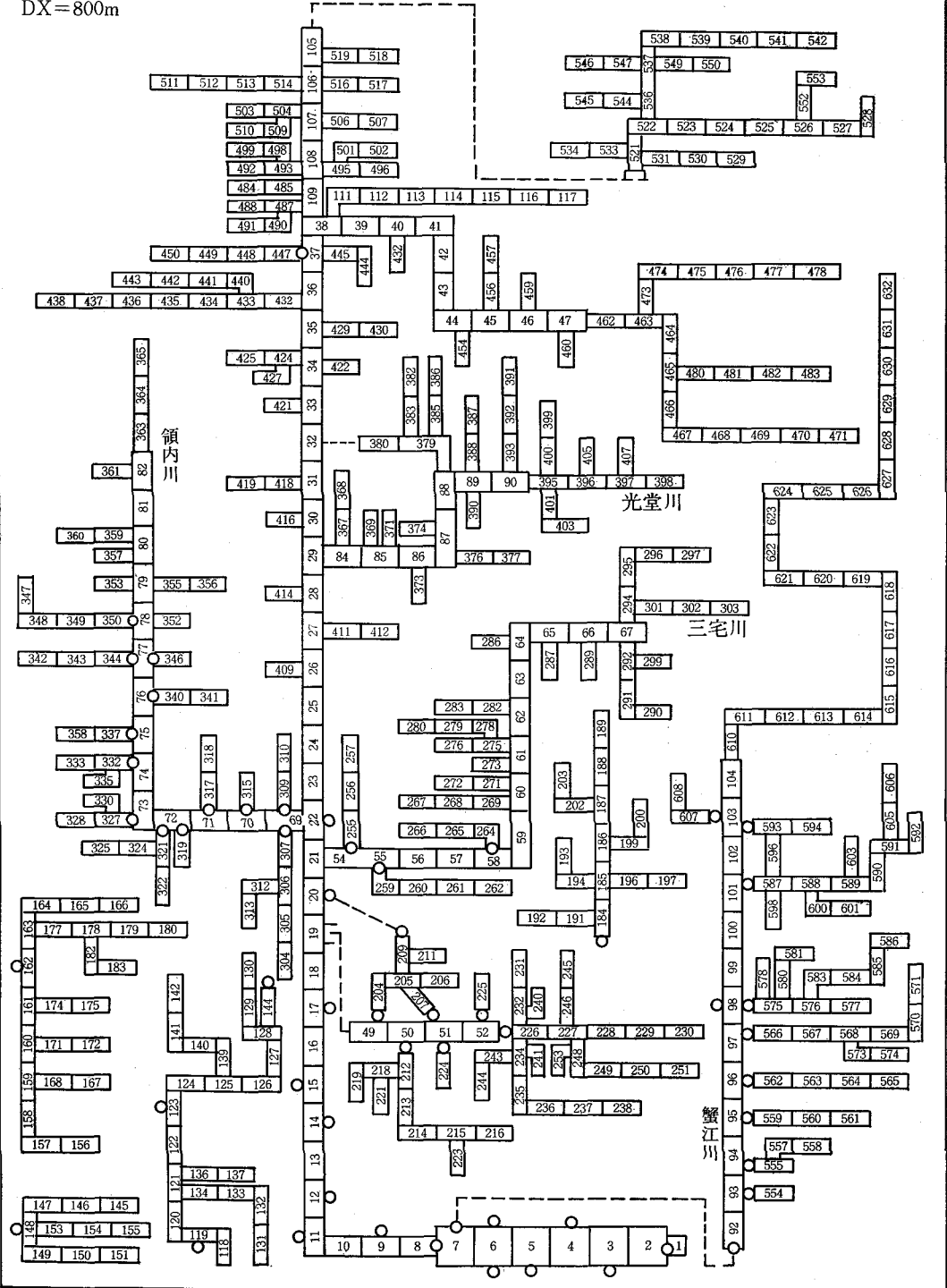


図-10 排水概略系統図

日光川水系系統図  
DX=800m



注：○印排水ポンプ

図-11 日光川排水系統図

(4) モデル系統図

日光川本川による本地域30,589haの排水の概略系統は図-10に示すとおりである。

このうち、下流部のポンプ排水地域である、福田川、戸田川、善太川、宝川、飛島の排水ブロックと日光川本川下流部の小ポンプ地域については別々にモデルを作り、時間～ポンプ吐出量のハイドロを作成し、データとして入れることとした。本川のモデル系統図は図-11に示す通りである。

(5) 現況河川および排水路断面について

日光川等二級河川の実測断面は土木部から入手し、地区内排水路については全線にわたり実測を行った。

河川断面について図-12に示すような形状の箇所は、その通水断面を

$$A = \alpha(10h)^\beta$$

$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{断面積}(\text{m}^2) \\ h : \text{水路底から高さ}(\text{m}) \end{array} \right.$

の曲線で表し、電算機使用により、各断面につき $\alpha$ 、 $\beta$ を計算した。

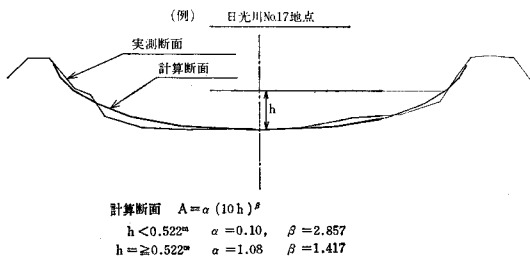


図-12 河川断面

改修された河川部分は複断面水路とし、地区内水路は大部分が矩形水路(柵渠)なるため、矩形水路として与えた。

水路堤防の高さとしては、有堤部についてはその堤防標高を、無堤部については、周囲の田面標高を与えた。従って、シミュレーションでのタン水深は有堤部は堤防からの深さであり、無堤部は田面上からの深さとなる。

(6) 計画水路断面

河川は将来の改修を見込んで全て複断面水路とし、地区内水路は矩形水路とした。

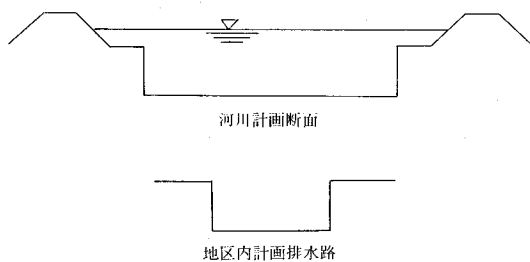


図-13 河川断面

(7) 排水計画の検討の手順

まづ現状におけるタン水状況、日光川本川水位等の検討を行い、その結果、当然、地区内はタン水がかなり残るであろうことから、そのタン水を除却するためには、地区内排水路の整備をどの程度にするか、また、地区内排水機の増強をどの程度にするかを解明する。次に、地区内排水路、排水機の整備を図れば、当然日光川への流出は大きくなり、日光川水位は上昇するので、その対応として日光川河口にどの程度のポンプが要するのか、という順序で検討を行った。

(8) 地区内排水施設の整備

本地域は前述したように約7,500haの市街化区域が含まれている。この中には約2,500haの農地が含まれているが、今回はこれらの地域においては地区内排水路、地区内排水機は現況のままとし原則として何んら手を加えないこととした。

このため、市街化区域を主体とする(ここでは都市型ブロックといっている)水系は、多少の農振区域があっても、手を加えないこととした。農振地域を主体とするブロック(ここでは農業型ブロックといっている)について地区内整備を進めることとし、この農業型ブロックの中でも多少の市街化区域が入るが、この市街化区域を主体とする排水路については、今回手を加えないこととした。すなわち、農振地域内に限って地区内排水路、地区内ポンプの整備を図ることとしたのである。

次に地区内排水路の大きさと排水機の大きさの決定については試行錯誤的に決定した。排水路断面が小さいと地区内タン水がのこるし、またポンプが空運転することになる。逆に、地区内排水路が大きすぎると流出ピークが大きくなり、ポンプ場(下流部)附近にタン水が集中する。そのためにまだポンプ規模が大きくなる等不経済である。このため水路規模とポンプ規模の組み合わせについて、宝川、善太川のブロックについて、10数ケースの組み合わせの検討を行い、水路断面、ポンプ規模を決めた。

各排水ブロックについて地区内遊水池等条件が異なるので、排水機と水路断面は画一的にはいかない。

(9) タン水状況の把握

排水計画を検討する場合に、ある降雨に対するその地区内タン水状況をつかまなければならぬが、本地域のように広い面積の場合、タン水状況を数字的につかまえることはかなりの年数を要すると思われる。タン水深、タン水面積等を数字的に概数としてつかまえるためには、ある程度の仮定をして計算する必要がある。

本地区の一部排水ブロックについて、地目別平均標高を表-8にかかげたが、本地区における水田と宅地、その他との標高差は0.5~1.0mであり、まづ水田にタン水されることは容易にうなづける。しかし、水田、畑、宅

表-8 ブロック別、地目別平均標高

地点 地目	蟹江			日光西		宝川	
	本流	上流	木田	全域	右岸幹線	全域	本流の一部
水田	-2.17	7.52	-1.15	-2.05	-2.31	-2.17	-1.88
畑	-1.34	9.34	0.01	-1.07	-1.73	-1.23	-0.67
その他	-1.30	7.76	0.01	-1.14	-1.76	-1.41	-0.77
計 (平均)	-1.79	7.91	-0.61	-1.57	-2.14	-1.79	-1.33

地別にそれぞれのブロックにおけるタン水面積，平均タン水深を計算することは容易ではない。本地区においては以下の考えで一応のタン水状況を把握した。不定流計算において，各水路断面におけるタン水深THは図-17に示すものとした。各断面毎に，タン水深THの時間変水がわかるようにし，耕地の高度利用ということから，4時間以上タン水継続するものをタン水とした。

各断面毎に Max TH を求めれば，その路線における最大タン水量は

$$V = \sum_1^D (TH)^2 \times 1,000 \cdot \Delta x \quad (\text{m}^3) \dots \dots \dots (1)$$

で求められ，最大タン水面積は

$$A = \sum_1^D 2 \times TH \times 1,000 \cdot \Delta x \cdot \frac{1}{10^4} \quad (\text{ha}) \dots \dots \dots (2)$$

で求められる。

次に，各排水小ブロックについて，標高別面積表の数

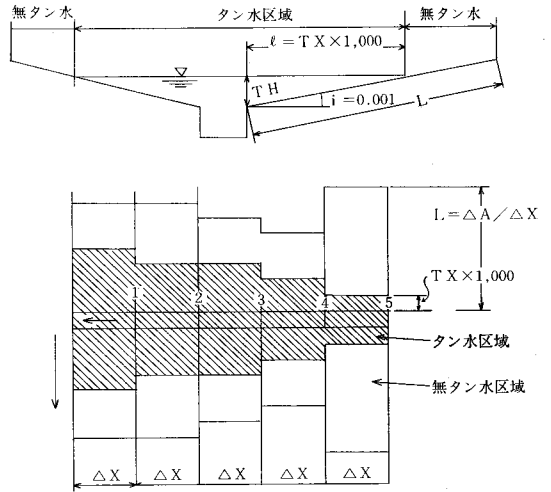


図-14 タン水計算図

字および(1)式のVを用いて，水田，畑，宅地別のタン水面積を求めた。

(10) シミュレーション結果

(i) 現況でのタン水状況の検討

地区内水路，地区内排水機を現状とした場合は，その能力不足から，日光川への流出が阻害され，従って地区内のタン水は著しい。

このときのタン水面積率は水田59%，畑30%，宅地19%となっている。

このときの日光川水位時間曲線，流量時間曲線は図一

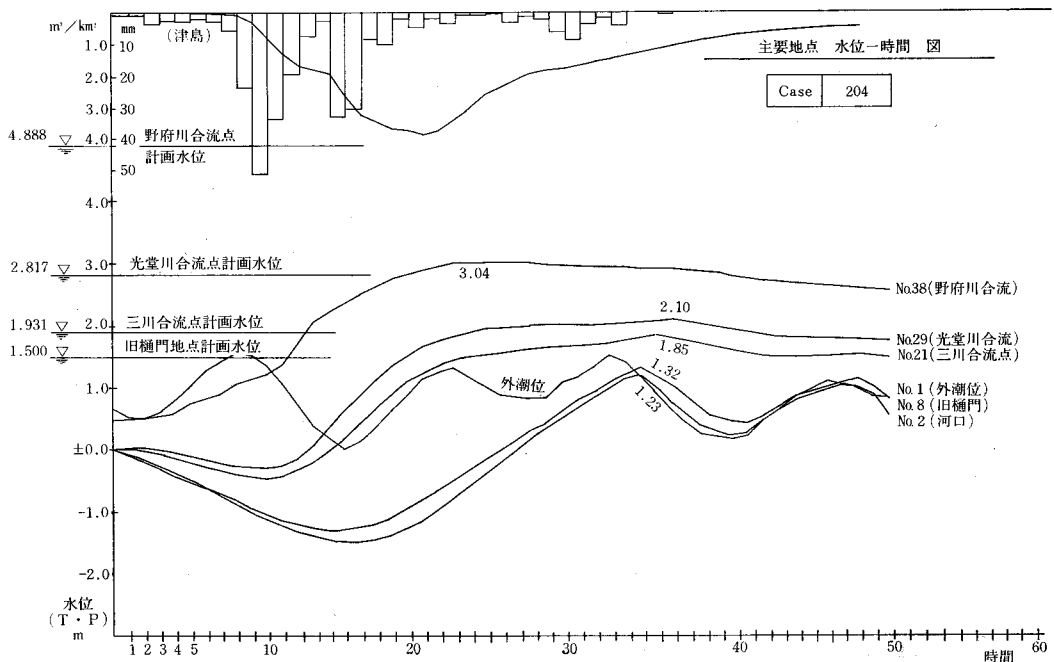


図-15 現況・時間・水位曲線

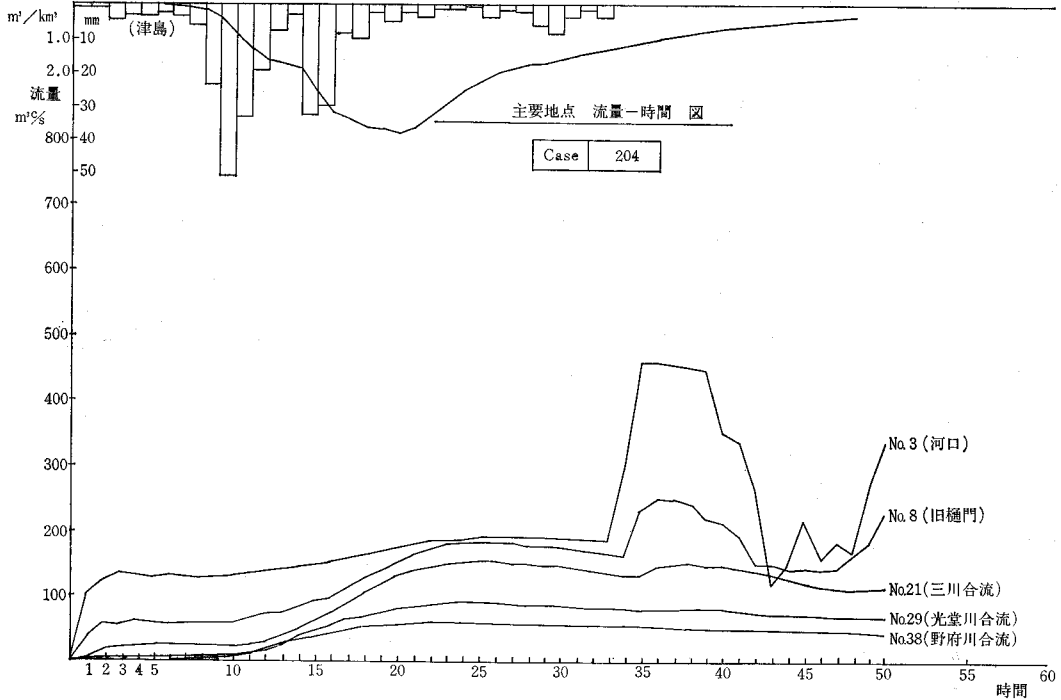


図-16 現況・時間・流量曲線

15, 16のとおりである。

(ロ) 計画時におけるタン水状況の検討

排水計画において、最も問題なのはどの程度の排水改良を目途とするかであろう。施設計画が大きい程大きな

降雨に湛えられることは間違いないが、経済効果の点では疑問である。ここでは、 $1/10$ 程度の降雨時、水田タン水面積は30%程度以下に押えることを目標とした。この場合、全体施設費等から考えて、効果的であろうと思わ

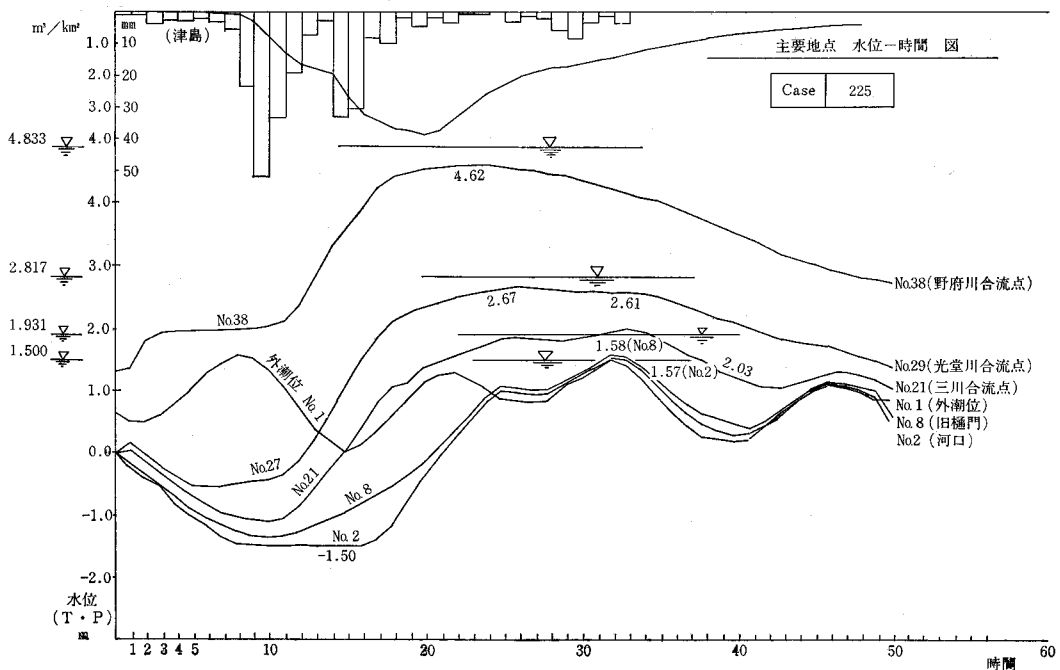
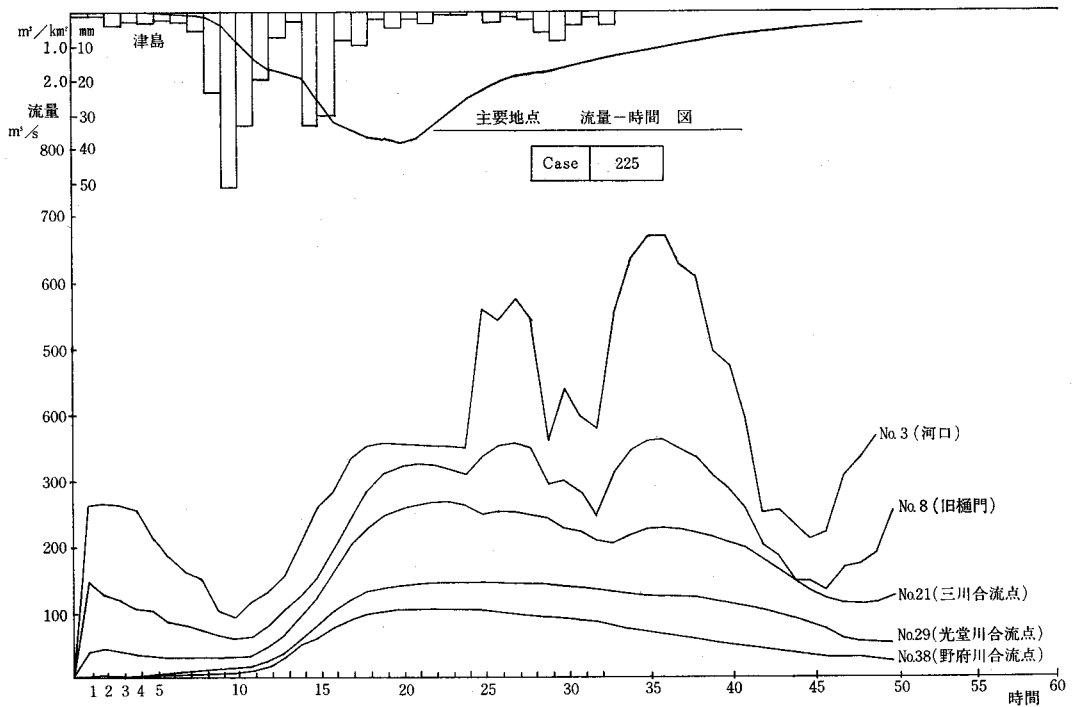


図-17 計画・時間・水位曲線



図一18 計画・時間・流量曲線

れる。

地区内排水路は  $2.0 \sim 3.5 \text{ t/sec/km}^2$  の範囲で改良し、地区内排水機もそれに見合うものとすれば、おおむね所期の目的が達せられることがわかった。この改良に伴う日光川流量増、水位上昇に対処するために、河口に  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  のポンプを土木設置のポンプに加えて設置すれば、ほぼ適正となることが何ケースかの計算結果わかった。

この場合の水田のタン水率は30%、畑9%、宅地8%である。

このときの日光川水位時間曲線、流量時間曲線を図一17, 18に示す。

### Ⅷ 結 び

本地区のように都市近郊で、都市と農地が混在する箇所における排水事業はこれから増えるのではないかと思われるが、かかる地区における事業の取組み方について

ここでは余りふれなかったが、大いに検討すべき事項と考えられる。

3万haの広い低平地における排水計画の樹立にあたって、地区内タン水、河川への流出を、農業土木試験場の指導の下に、特性曲線法、不定流解析法で検討したが、降雨等、計画上の種々の要素についての決定の仕方、作業の手順、タン水状況の数字的な把握の方法等反省すべき点が少なくない。

小面積における場合と異り、大面積にわたるシミュレーションとなると、計算機使用時間もかなりなものとなり、より能率的な方法を検討すべきであると考えている。

本地区の事業計画は、これから細部調整・検討のうえ54年度全体設計に持ち込む方針である。本計画作業の考え方、手順等について諸兄の御指摘を願えれば幸いである。

# 複合管路を持つポンプ送水系管水路の水撃圧解析

——特性曲線法の応用と計算例——

山田 雅 弘\* 足 立 英 二\*

## 目 次

1. はじめに……………(56)	5. 特性曲線法……………(57)
2. ポンプの負荷と過渡現象……………(56)	6. 境界条件……………(58)
3. 配管構成と過渡現象……………(57)	7. 計 算 例……………(61)
4. 記号の説明……………(57)	8. あとがき……………(64)

### 1. はじめに

一般に、管路において何らかの原因で流速が急激に変化し、管内の圧力が過渡的に変化する現象を水撃現象という。特にポンプ系管路では、ポンプの急停止時に、また自然流下系管路では、末端バルブの急閉塞時に発生する水撃現象が問題とされている。これら水撃圧の正確な解析は、農業用水利構造物の設計において、その重要性が叫ばれている<sup>1)</sup>。このような状況下において、我々農業用水利構造物設計に従事しているコンサルタンツ業者としても、時代の流れに対応した設計を行なう責務に直面していると言えよう。すなわち通常我々が設計上最も問題としている管路内各点の水撃圧の程度の確認は、その軽減対策を講じる上でも、また経済的かつ適正な管種を選定する上でも欠くことのできない検討項目である。これまで水撃圧の計算では、管路の設計内水圧を求めるのに経験的に定められた値を採用し、ポンプ系管路の最低圧力線を求めるには簡易図表を用いてきた。しかしながら簡易図表では、複雑な樹枝状管路や管網水路の水撃圧計算に適用することは不可能であった。そこで筆者らは、特性曲線法による水撃圧解析のプログラム開発を進めてきた。この程、設計上の検討に使用するプログラムとしては、ほぼ確立した段階までこぎつけたと思われるので、ここにこの間に得た経験を報告し、研究会各位のご批判ご指導を賜りたいと考える次第である。特性曲線法の水撃圧解析の理論は、米国の Victor L. Streeter 氏によって確立されており、ここでも Streeter 氏と E. B. Wylie 氏の共著である「Hydraulic transients<sup>2)</sup>」、およびこの本を竹中利夫氏らが和訳編集した「流体過渡現象<sup>3)</sup>」に記載されている数式を忠実にプログラム化したものである。以下ポンプ急停止に発生する過渡現象を主

体として記述するが、境界条件の与え方がかなりやっかいであり、プログラム作成の過程でえた経験が参考にできれば幸いである。

### 2. ポンプの負荷と過渡現象

「流体過渡現象<sup>3)</sup>」によると、ポンプの負荷が過渡現象中の圧力に与える影響について、次のよう述べている。

1) 揚程の大部分を貯水そうへの揚水のために使用している比較的短い管路

2) 同じ定常状態の揚程および吐出量に対して、全揚程の大部分を管摩擦に費している非常に長い管路

第1の場合、逆流がはじまり逆止弁がしまった後で、ポンプの吐出し側で静水頭が高くなるという問題を持つ。もし管路がポンプ直後で急に立ちあがっていると、負の圧力によって水柱分離が生じる。

第2の場合、下流の貯水そうに流れを止めるに十分な実揚程がないことと、液柱が巨大な前進方向の運動量を伴っているために、液体は逆流せずに非常にゆっくりと静止する。この場合、吐出し管路にそった負圧が問題であり、場合によっては水柱分離を起し、これにつづく再結合の問題が生じる。

以上のことは、実際にプログラムを動かして演算し、計算過程の出力から過渡現象を追跡していく上で、実験装置も実際のデータも持たない我々にとって、特に参考になった一節であったので、あえてここに抜粋して記述した。農業用水のパイプライン設計において、用水を低水そうから高水そうまで揚水し、高水そうから自然流下のパイプラインで末端へ配水する畑かん計画がよくあるが、この時の低水そうから高水そうへ揚水する管路の水撃圧現象が第1の場合に該当する。

また平坦地の管路送水において、ポンプで加圧して末

\* (株)三祐コンサルタンツ技術第3部



端圧を確保するような場合、第2の場合に該当する。

### 3. 配管構成と過渡現象

農業用水利構造物としての管路系は、次に示す4種の配管構成により成り立っている。

- 1) 単一管路
- 2) 2分岐管路
- 3) 樹枝状管路
- 4) 管網

1) は、最も単純な管水路で、吸水そうから1つの吐水そうまで用水を搬送するような場合で、水撃圧の解析は、図解法による解析で十分である。ただしこの場合でも許容以上の負圧が発生する時の対策として、フライホイールで許容以上の負圧を回避する方法をとる時は図解法で解析可能であるが、サージタンクを必要とする管路の解析は、単一管路でも図解法では計算に多くの時間を必要とする。また管種が部分的に変わる時も正確な値を算出することは困難であり、多くの時間を必要とする。

2) は、ポンプ下流側の送水管が途中で2本の管路に分岐して、2つの吐水そうに用水を搬送するような場合である。2分岐の管路系になると、もはや図解法では解析が困難となり、数値計算が必要となる。管路の分岐する位置、分岐した後の2つの管路の口径比、管延長比、吐出口の境界条件および管種の違いによってそれぞれ異なった現象が表われる。

3) は、分散する受益地に用水を搬送する時の配管構成で、4)の管網の場合と同様、畑地かんがい用パイプライン設計時に出合う。この場合、樹枝状が有利か管網が有利かという比較検討があり、水撃圧の解析も検討項目の1つである。3)、4)の場合、管内で発生する現象は、各管路の圧力が相互に干渉仕合って、演算結果を見るまでは、予測が付かないのが一般的である。特性曲線法による水撃圧の計算を実行するには、高速大型電子計算機を使用するので、かなり複雑な配管構成の計算も短時間に処理することが可能である。

### 4. 記号の説明

- $L_1, L_2$  特性曲線法の運動方程式と連続の式を示す文字  
 $g$  重力の加速度  
 $H$  静水頭の瞬時値  
 $x$  左端から管にそって測った距離  
 $V$  速度  
 $t$  時間  
 $f$  ダルシー・ワイスバッハの摩擦係数  
 $D$  管の直径  
 $a$  圧力波の速度  
 $H_p$   $x \sim t$  平面の特性曲線格子の未知の静水頭

- $V_p$   $x \sim t$  平面の特性曲線法の解としての未知の流速  
 $\theta$  特性曲線格子の縦横比 ( $\Delta t/\Delta x$ )  
 $Q$  ある点の流量の瞬時値  
 $N$  回転速度; 計算のための管路分割数

### 5. 特性曲線法

水撃現象を解析する基礎方程式の誘導および特性曲線法の詳しい説明は、専門書(参考文献3)にゆずるとして、ここでは、実際にプログラムを作成する時に使用する差分方程式を導く過程を概略説明する。

水撃現象を解析する基礎方程式は、運動方程式と連続の方程式で表わされる。

運動方程式は

$$L_1 = g \frac{\partial H}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \quad (1)$$

また連続の方程式は

$$L_2 = \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + V \sin \alpha = 0 \quad (2)$$

である。ここで、未定乗数  $\lambda$  により、(1)、(2)式を線形結合すると、

$$L_1 + \lambda L_2 = \lambda \left\{ \frac{\partial H}{\partial x} \left( V + \frac{g}{\lambda} \right) + \frac{\partial H}{\partial t} \right\} + \left\{ \frac{\partial V}{\partial x} \left( V + \frac{a^2}{g} \lambda \right) + \frac{\partial V}{\partial t} \right\} + \lambda V \sin \alpha + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \quad (3)$$

となる。 $\lambda$  が(4)式を満足するならば、(3)式は(5)式のように常微分方程式で表わされる。

$$\frac{dx}{dt} = V + \frac{g}{\lambda} = V + \frac{a^2}{g} \lambda \quad (4)$$

$$\lambda \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + \lambda V \sin \alpha + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \quad (5)$$

$\lambda$  は、(4)式を満足すると仮定したので、 $\lambda$  は(6)式で与えられ、よって、(7)式をえる。

$$\lambda = \pm \frac{g}{a} \quad (6)$$

$$\frac{dx}{dt} = V \pm a \quad (7)$$

(5)式に、(6)、(7)式を代入すると、 $C^+$ 、 $C^-$  で表わされる2組の特性微分方程式が導びかれる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + \frac{g}{a} V \sin \alpha + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \\ \frac{dx}{dt} = V + a \end{aligned} \right\} C^+ \quad (8)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} - \frac{g}{a} V \sin \alpha + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \\ \frac{dx}{dt} = V - a \end{aligned} \right\} C^- \quad (9)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + \frac{g}{a} V \sin \alpha + \frac{fV|V|}{2D} = 0 \\ \frac{dz}{dt} = V - a \end{aligned} \right\} C^- \quad (10)$$

(9)式は(8)式と一対

すなわち、(1), (2)の基礎方程式は(6), (7), (8), (9)の4個の特性方程式に完全に交換されたことになる。この2組の微分方程式を解いて水撃圧を解析する方法を特性線法による水撃現象解析という。C<sup>+</sup>, C<sup>-</sup>の一对の式をx~t平面上に表わすと、図-1のようになる。

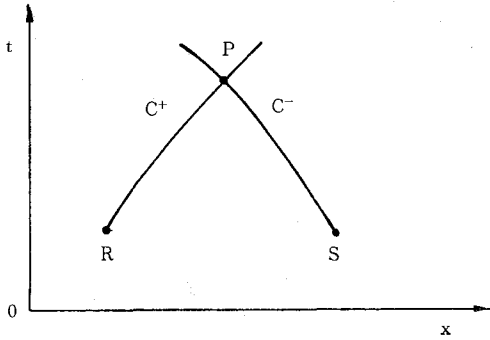


図-1 x~t平面上の特性曲線

またC<sup>+</sup>, C<sup>-</sup>の物理的意味を説明すると、特性線C<sup>+</sup>に乗ってV+aで伝播する(8)式を満足する物理量は、一定値であり、また特性線C<sup>-</sup>上でV-aで伝播する(9)式の物理量も一定値をとる。よってこの2つの特性曲線が交点Pで交わるとき、組の微分方程式は満足される。

特性方程式(8)~(11)式を差分方程式に変形し、数値的に解いて行けば、求める解をえることが可能となる。

ここで求めているのは、点Pの未知量H<sub>P</sub>, V<sub>P</sub>であるから、特性方程式を差分化し、整理した式、(12), (13)式を解けばよいことになる。(12), (13)式は、規定時間間隔方式による差分方程式であるから、2本以上の異なる管路系の水撃現象を解析する場合、時間間隔Δtを共通にするため、補間式を別に求めておく必要がある。

$$V_P = 0.5 \left\{ V_R + V_S + \frac{g}{a} (H_R - H_S) - \frac{g}{a} \Delta t \sin \alpha (V_R - V_S) - \frac{f \Delta t}{2D} (V_R | V_R | + V_S | V_S |) \right\} \quad (12)$$

$$H_P = 0.5 \left\{ H_R + H_S + \frac{a}{g} (V_R - V_S) - \Delta t \sin \alpha (V_R + V_S) - \frac{a}{g} \frac{f \Delta t}{2D} (V_R | V_R | - V_S | V_S |) \right\} \quad (13)$$

規定時間間隔方式では、A, BおよびC [図-2]における状態がわかっている場合、RとSにおける状態は、線形補間によって計算される。図-2より、次式が成り立つことがわかる。

$$\frac{x_C - x_R}{x_C - x_A} = \frac{V_C - V_R}{V_C - V_A} \quad (14)$$

(9)式を差分化した式(14)を用い、

$$x_P - x_R = (V_R + a)(t_P - t_R) \quad (15)$$

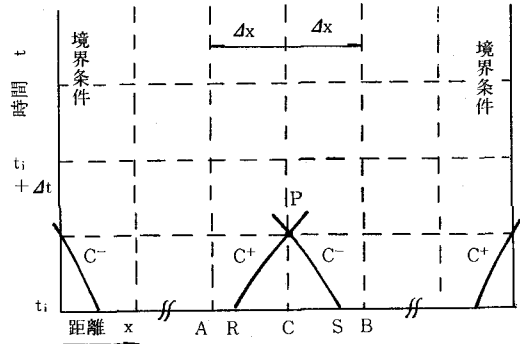


図-2 規定時間間隔方式

x<sub>P</sub> = x<sub>C</sub>を考慮し、x<sub>C</sub> - x<sub>A</sub> = Δxとすれば、

$$V_R = \frac{V_C - \theta \cdot a (V_C - V_A)}{1 + \theta (V_C - V_A)} \quad (16)$$

である。同時に、V<sub>S</sub>, H<sub>R</sub>, H<sub>S</sub>の補間値がえられる。

$$V_S = \frac{V_C - \theta \cdot a (V_C - V_B)}{1 - \theta (V_C - V_B)} \quad (17)$$

$$H_R = H_C - \theta (V_R + a) (H_C - H_A) \quad (18)$$

$$H_S = H_C + \theta (V_S - a) (H_C - H_B) \quad (19)$$

ここで、θは格子縦横比である。

$$\theta = \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad (20)$$

補間された格子では、すべての内点に対するV<sub>P</sub>とH<sub>P</sub>を見出すために、6個の式を順番に解く必要がある。その順序は、(16), (17), (18), (19), (12), (13)である。

## 6. 境界条件

(12), (13)式によって、管路内点の次の時刻の水頭H<sub>P</sub>と流速V<sub>P</sub>を求めることが可能になった。次に管路境界の状態を表わす式について説明する。図-2を参照すると、管路の左端ではC<sup>-</sup>, 右端ではC<sup>+</sup>によって、水頭と流速について1個の方程式しか与えられない。すなわち未知数2個について、1個の条件式のみなので、もう1つの条件式が必要となる。これを境界条件といい、貯水池、バルブ、分合流点、ポンプ等の水理的特性によって求めることができる。境界条件を解くには、(12), (13)式を次のようにまとめておくと都合がよい。

$$V_P = C_1 + C_2 H_P \quad \text{左端} \quad (21)$$

$$V_P = C_3 - C_4 H_P \quad \text{右端} \quad (22)$$

$$C_1 = V_S - \frac{g}{a} H_S + \frac{a}{g} \Delta t \cdot V_S \sin \alpha - \frac{f}{2D} \Delta t V_S | V_S | \quad (23)$$

$$C_2 = \frac{g}{a} \quad (24)$$

$$C_3 = V_R + \frac{g}{a} H_R - \frac{g}{a} \Delta t V_R \sin \alpha - \frac{f}{D} \Delta t V_R | V_R | \quad (25)$$

$$C_4 = \frac{g}{a} \quad (26)$$

ここでC<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>, C<sub>4</sub>はすべて既知数である。

②) または②式と組合せて一対の連立方程式となる境界条件の代表的なものを次に記述する。

1) 貯水そう

上流端の貯水そう水位が一定の場合、 $H_P = H_0$  であり、 $V_P$  は②式から次のように求められる。

$$V_P = C_1 + C_2 H_0 \quad (27)$$

ここで、 $H_0$  は貯水そう水位

2) バルブ

定常状態のバルブ損失水頭を  $H_0$ 、管内流速  $V_0$  とすると

$$V_0 A = (C_d A_C)_0 \sqrt{2gH_0} \quad (28)$$

ここで、 $A$  はパイプの断面積、 $C_d$  はバルブの流量係数、 $A_C$  はバルブの流水断面積である。任意の開度において  $H_L$  を損失水頭、 $V$  を流速とすれば、次のようになる。

$$VA = C_d A_C \sqrt{2gH_L} \quad (29)$$

②8, ②9式より、③0式をえる。

$$\frac{V}{V_0} = \frac{C_d A_C}{(C_d A_C)_0} \cdot \sqrt{\frac{H_L}{H_0}} = \tau \sqrt{\frac{H_L}{H_0}} \quad (30)$$

管の右端（下流側）の条件式②2式と②9式を連立に解くと、

$$V_P = -\frac{C_4}{2} \sqrt{\left(\frac{C_4}{2}\right)^2 + C_3 C_4} \quad (31)$$

をえる。ただし  $C_4 = V_0^2 \tau^2 / (C_2 H_0)$  である。

3) 分岐・合流点

図-3 に示すように<sup>4)</sup>、流入側の管路が  $M$  本、流出側の管路が  $N$  本ある分岐・合流点において、結合点での全

流入量は全流出量に等しいという連続の条件を適用すると②1, ②2式より③2式をえる。

$$H_P = \frac{\left(\sum_{i=1}^M A_i C_3 i\right) - \left(\sum_{i=1}^N A_{M+i} \cdot C_1 i\right)}{\left(\sum_{i=1}^M A_i C_4 i\right) + \left(\sum_{i=1}^N A_{M+i} \cdot C_2 i\right)} \quad (32)$$

③2式より求めた  $H_P$  を②1, ②2式の形で代表されるそれぞれの流入流出管路の条件に代入すれば、各管路の結合点における  $V_P$  を計算することができる。③2式は樹支状管路、管網のいずれの配管構成の場合にも適用でき

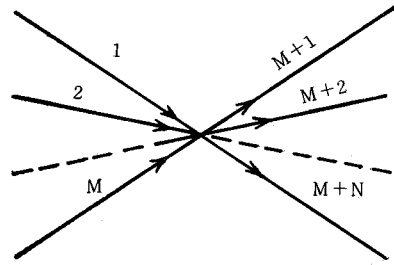


図-3 分岐・合流点

る。これまでパイプライン設計にあたった経験によると、結合点の管路の本数は5本程度が最大で、図-4 に示すような結合点の組合せを考えておけば、実用上十分であると思われる。図-4 において、直線の矢印の方向は定常状態の流れの方向を表わし、黒丸印は結合点を意味している。図中で⑩を例に取って説明すると、結合点

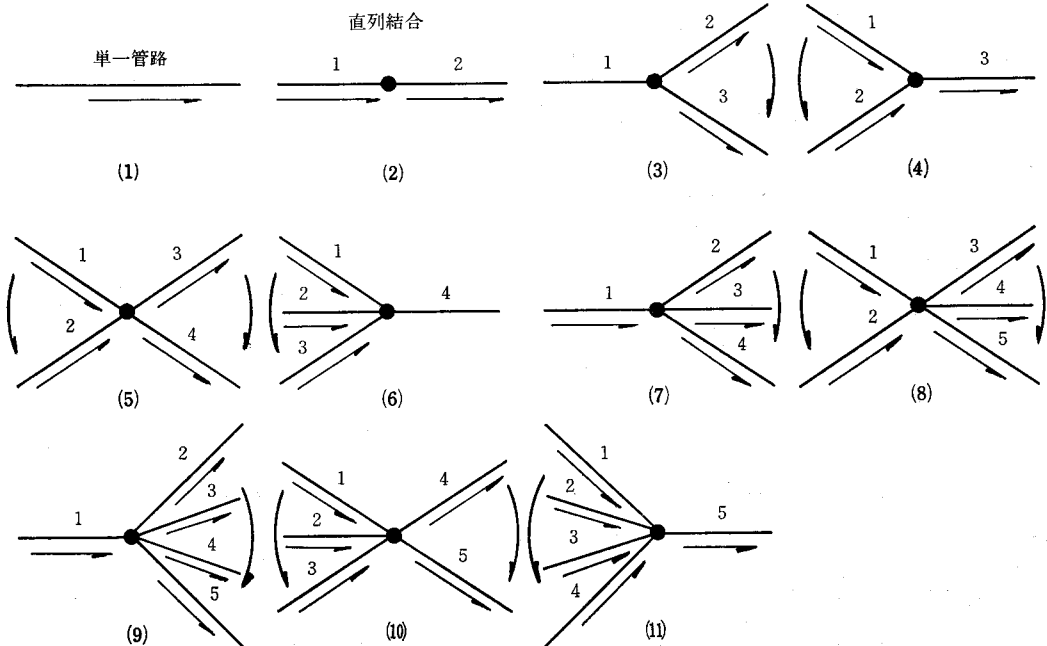


図-4 結合点のタイプ

で3本の管路が合流し、結合点から2本の管程が分岐していることを示している。

プログラムを作成する際には、(3)式を管路構成がタイプ(10)を満足する時のみの結合点の式に書きかえておけばよい。すなわち、ここでの方法によると、10個の結合点の式を作成しておかねばならないが、一度作っておけば、計算機の容量がゆるす限り、どのように管路構成が拡大されても、結合点での管路の本数が5本以内であれば、10個の式で満足されるので便利である。結合点の式を誘導する時は、計算ミス为了避免のため、かなり大規模な管網でも機械的にデータが作成できるように、流入側の管路から反時計回りに番号を付け、続いて流出側の管路に時計回りに番号を付けた。このようにして誘導された10個の式は、結合点の数だけ付けられた番号の中から、指定された結合点の番号（たとえば20番目の結合点）の結合点タイプ番号（たとえばここで例に示したタイプ(10)）によって呼び出される。次にその結合点で結合する各管路の計算に必要な諸元を所定のルールで代入し、 $H_P$ が計算される。 $H_P$ が求められれば、定常状態（初期条件）での流れが流入流出のいずれであったかによって、(1)、(2)式を選択し、 $V_P$ を求める。

(4) ポンプの動力消失

停電等のポンプ急停止によって発生する過渡現象を解析するには、ポンプおよび電動機の慣性、全般特性が必要となる。「流体過渡現象」<sup>3)</sup>の第9章に「ポンプおよび水車によって起こされる過渡現象について」と題して、境界条件の与え方を詳しく説明しているの、詳細については省略するが、ポンプ製造メーカーでない技術者が、ポンプ動力消失時の解析に必要な回転機械に関する無次元相似特性曲線を作成するには、かなりの手間と困難さがつきまとうと思われるので、この点について筆者らなりの経験を若干記述する。どのような回転機械においても、管内が水で満されている時は、任意の回転速度に対して、水頭と流量、トルクと流量、出力の動力と流量などの間に一定の関係があることが明らかになっている。すなわち、

$$h = \frac{H}{H_R}, \quad v = \frac{Q}{Q_R}, \quad \alpha = \frac{N}{N_R} \quad (3)$$

とすると（ここで、 $H$ はポンプの水頭、 $Q$ はポンプの吐出量、 $N$ は回転速度、添字 $R$ は定格値）、この時の無次元の相似関係は、

$$\frac{h}{\alpha^2} = \text{const}, \quad \frac{v}{\alpha} = \text{const} \quad (4)$$

および

$$\frac{h}{V^2} = \text{const}, \quad \frac{\alpha}{V} = \text{const} \quad (5)$$

となる。またトルク比  $\beta = T/T_R$  に関する無次元相似関係は、

$$\frac{\beta}{\alpha^2} = \text{const}, \quad \frac{v}{\alpha} = \text{const} \quad (6)$$

および

$$\frac{\beta}{v^2} = \text{const}, \quad \frac{\alpha}{v} = \text{const} \quad (7)$$

となる。これらの関係式を正転正流、正転逆流、逆転逆流の領域に渡って使い分けて行かねばならない。

(4)、(5)式および(6)、(7)式を図化したものが、図-5、図-6である。図中において、ポンプが動力消失すると、0、1、2……6の順序で状態は進行する。

この状態変化を数表化して、入力データとして読み込み記憶し、演算に必要な都度呼び出す。データはデジタル化しているの、中間の領域では補間を必要とするため、別途に補間式のサブルーチンが必要である。これらの手順を経てポンプ側の境界条件ができ、(1)式と連立に解いて、 $H_P$ 、 $V_P$ が求められる。無次元相似特性曲線は、ポンプ製造メーカーが提供する性能試験データを基に作成せねばならないが、メーカー独自の整理の仕上がりがあり、一般的にいうと、提供されたものを図化しても、直ちに図-5、図-6の形にならない。ところが、我々にとっては、どのようなメーカーの提供資料も、同じフォームの数表に作り直す必要にせまられる。図-5、図-6は「流体過渡現象」<sup>3)</sup>の訳者が我々と同じような目的をもって作成したものと推察する。なぜならば、英文の原書と比較すると、対応する図が多少異なっていて複雑であったが、適当な変換を行なうと、ほぼ同一の曲線がえられた。我々が提供を受けた某メーカーの性能特性

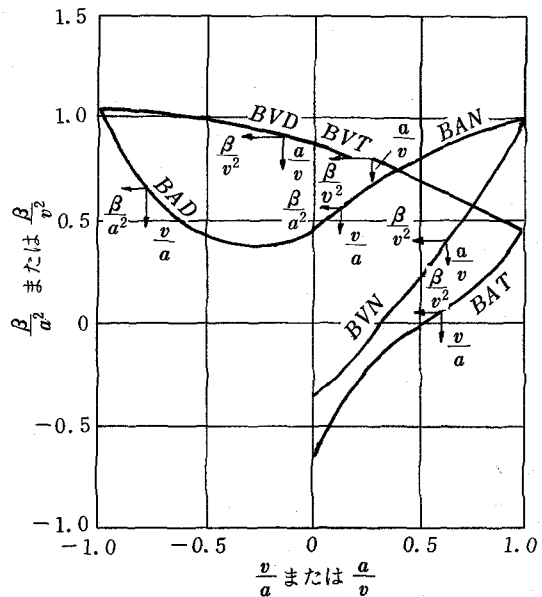


図-5 遠心ポンプ軸馬力の無次元相似完全特性 ( $N_s=270$ )  
(竹中他訳：流体過渡現象、日本工学新聞社、p. 182より)

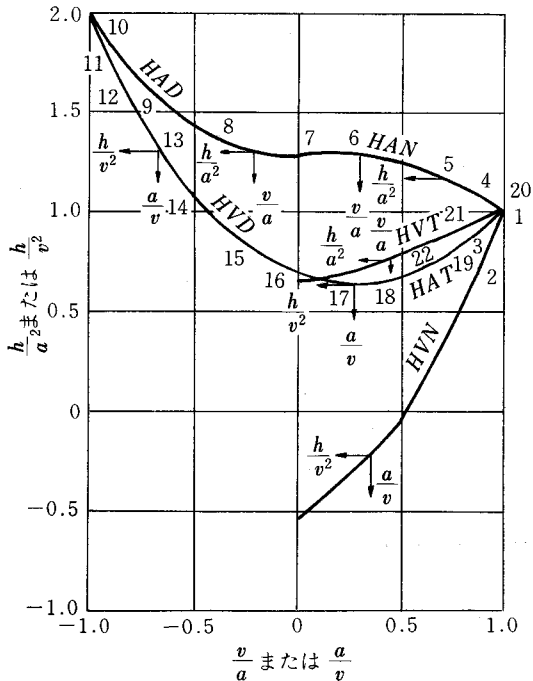


図-6 遠心ポンプの  $h$ ,  $\alpha$ ,  $v$  完全特性曲線 ( $N_s=270$ )  
 (竹中他訳: 流体過渡現象, 日本工学新聞社, p.183より)

の資料も、この原書<sup>5)</sup>と同じ整理の方法を取っていたが、原書と訳書の比較をしていたので、幸いにして理解できた。他には、メーカーが公表しているポンプ便覧に載せている図-5、図-6とはまったく違った形の図表を利用しなければならない場合もあるが、83~87式を組合せて図表から読み取って行けば、汎用性のある数表を組立てることができる。図-7は、特性曲線法による水撃圧解析のフローチャートである。

### 7. 計算例

ポンプ系管路における水撃現象の計算例として、次のモデル管路を設定した。

- (i) 単一管路
- (ii) 樹枝状管路
- (iii) 管網

これらのモデル管路について、停電によるポンプ動力消失時の水撃現象を解析した。計算ステップはすべて0.05秒間隔とし、解が安定するための条件<sup>3)</sup>として管路分割数を次のとおりとした。

$$N \leq \frac{L}{\Delta t(a+v)}$$

- ここに  $N$ ; 管路分割数 (2以上の整数)
- $L$ ; 管路長(m)
- $\Delta t$ ; 計算ステップ間隔(sec)

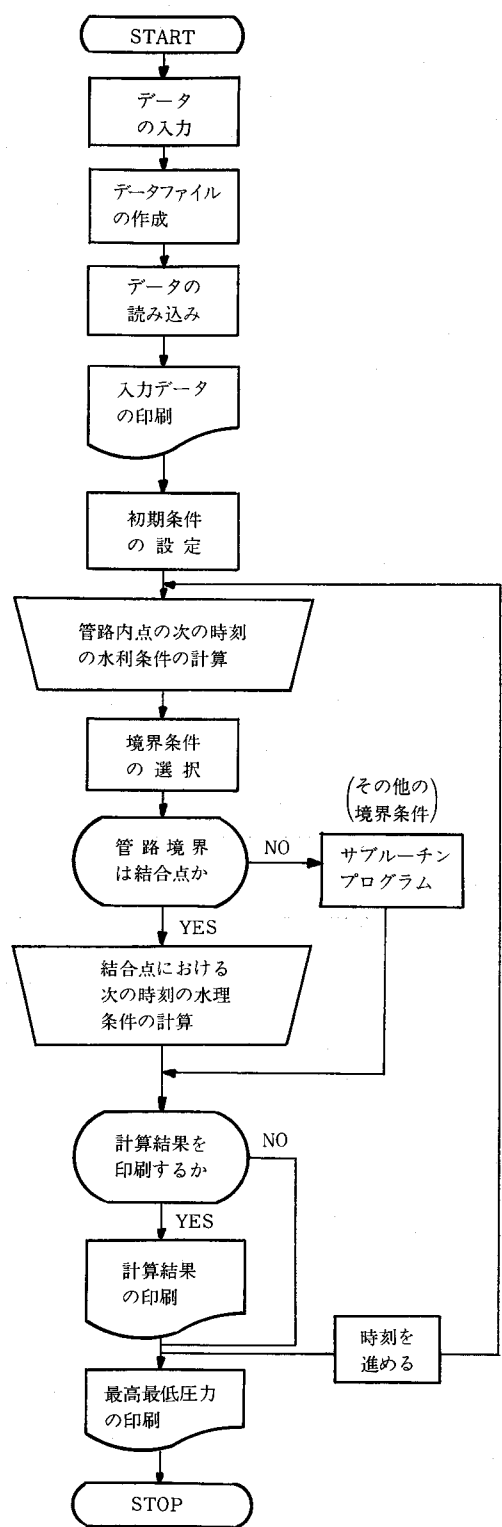


図-7 水撃圧計算のフローチャート

$a$  ; 圧力波の伝播速度(m/sec)

$V$  ; 管内流速(m/sec)

(1) 単一管路

単一管路の水撃圧は前にも述べたとおり、簡単な図式解法により求めることができる。本項で特に単一管路を取り上げたのは、筆者らが開発したプログラムが妥当なものであるかをチェックする意味で図式解法との比較を行うためである。ここでのポンプ仕様は次のとおりとした。

型式	φ 600mm両吸込うず巻ポンプ
全揚程	54.5m
揚水量	45m <sup>3</sup> /分×2台
原動機	巻線型電動機
出力	570kW
回転数	1,170r.p.m
軸動力	488kW
トルク	410kg・m
全慣性効果	122kg・m <sup>2</sup>

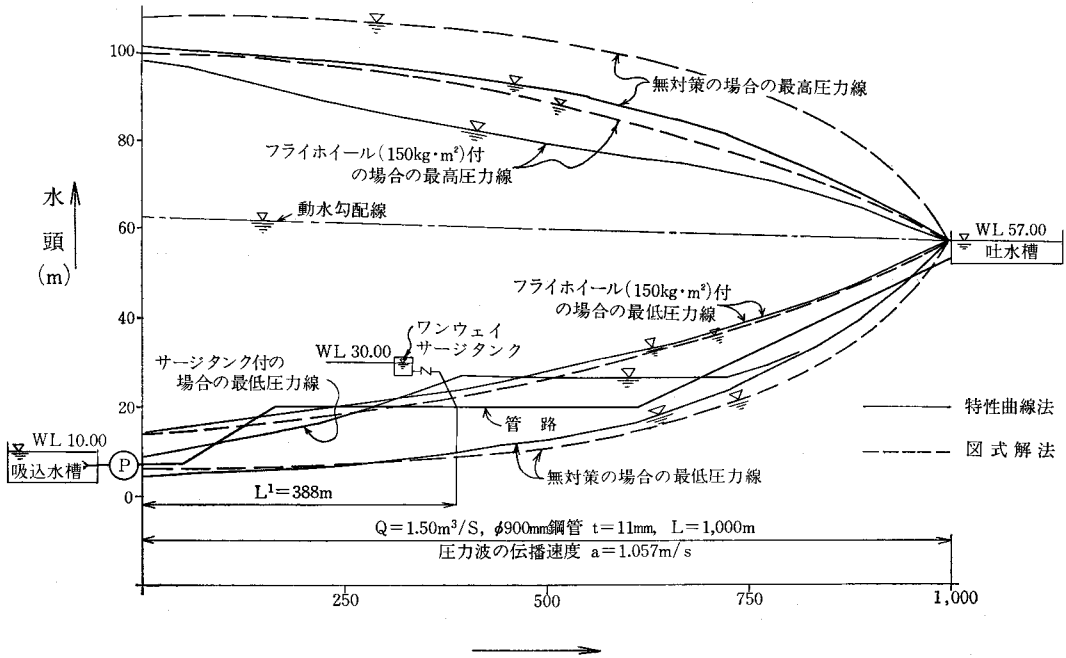


図-8 単一管路モデルの管路プロフィール

図-8は無対策の場合とフライホイール付の場合について図式解法と特性曲線法との比較である。最低圧力線はほぼ一致しているが、最高圧力線は図式解法がかなり大きい。これは図式解法の最高圧力線図が単に最低圧力線を反転して作図したもので、最低圧が発生してから最高圧が発生するまでのエネルギー損失が考慮されていないためである。図-9は無対策時のポンプ動力消失後のポンプ吐出口における圧力、流量、回転数を示したものであり、図-10はこの時の管路全体における圧力波の変動を時間ごとにとらえたものである。

また、負圧転減対策としてワンウェイサージタンクを設ける場合、サージタンクの容量は次式<sup>6)</sup>により求められる。

$$V_{av} = \frac{Q^2}{2g} \cdot \left( \frac{L_2}{A_2 \cdot H_2} - \frac{L_1}{A_1 \cdot H_1} \right) \cdot \alpha$$

ここに、 $V_{av}$ ; ワンウェイサージタンクの有効容量(m<sup>3</sup>)

$Q$  ; 管路の運転時流量(m<sup>3</sup>/sec)

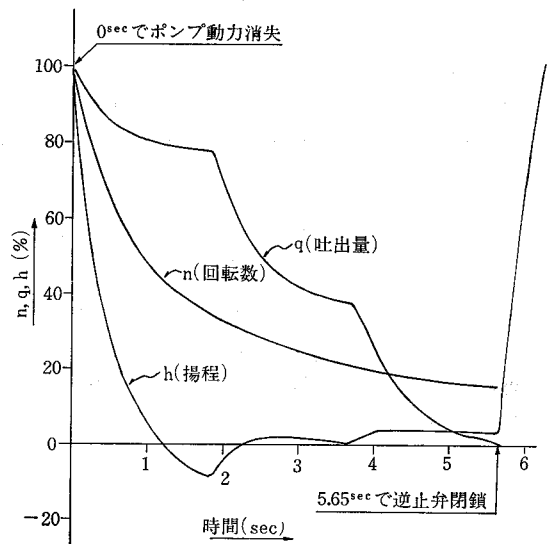


図-9 動力消失以降のポンプ水理特性

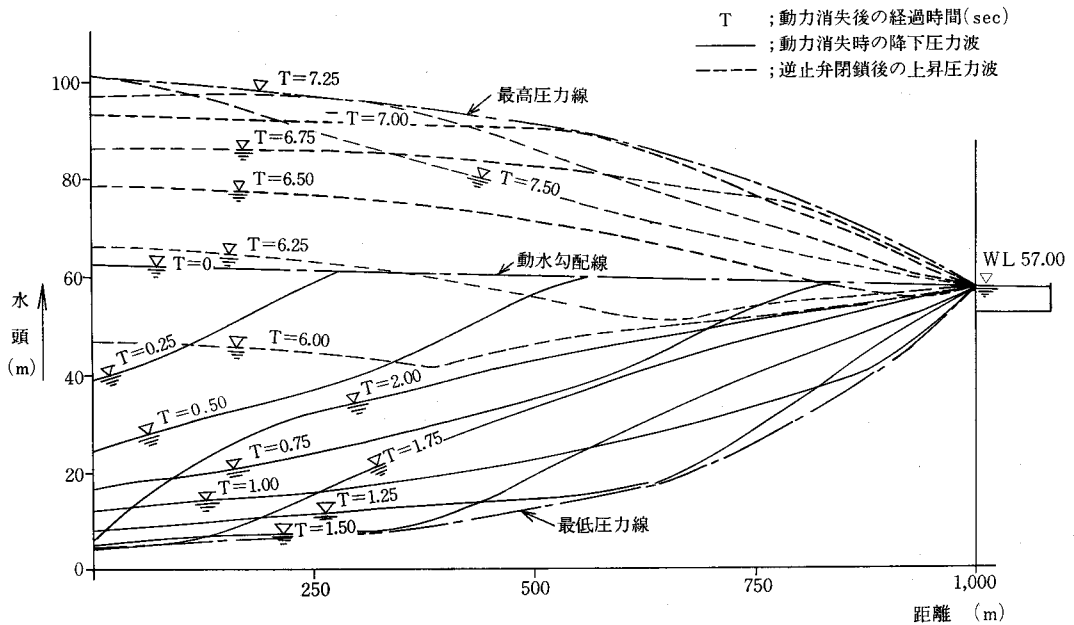


図-10 単一管路のポンプ急停止による過渡現象追跡

$H_1$ : ポンプ吸水面とタンク水面間の実揚程 (水位差) (m)

$H_2$ : タンク水面と吐出水槽水面間の実揚程 (水位差) (m)

$A_1$ : 管路 (ポンプ～ワンウェイサージタンク間) の断面積 ( $m^2$ )

$A_2$ : 管路 (ワンウェイサージタンク～吐出水槽間) の断面積 ( $m^2$ )

$L_1$ : 管路 (ポンプ～ワンウェイサージタンク間) の長さ (m)

$L_2$ : 管路 (ワンウェイサージタンク～吐出水槽間) の長さ (m)

$\alpha$ : 安全係数 2~2.5

上式よりモデル管路に必要なワンウェイサージタンクの容量を求めると

$$Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$H_1 = WL30.00 - WL10.00 = 20.00 \text{ m}$$

$$H_2 = WL57.00 - WL30.00 = 27.00 \text{ m}$$

$$A_1 = A_2 = 0.6362 \text{ m}^2 (\phi 900 \text{ mm})$$

$$L_1 = 388 \text{ m}, P_2 = 612 \text{ m}$$

$$A_{sv} = \frac{1.50^2}{2 \times 9.8} \times \left( \frac{612}{0.6362 \times 27.00} - \frac{388}{0.6362 \times 20.00} \right) \times 2 = 1.20 \text{ m}^3$$

今、タンクの径を  $\phi 1,500 \text{ mm}$ 、連結管の口径を  $\phi 400 \text{ mm}$  として求めた (サージタンクの部分は圧力波の伝播速度を無視し、ルング・クッター法を使用した) ワンウェイサージタンクの水利特性を図-11に示した。これによれば、本管の負圧軽減のためにタンクから補給された水量

は

$$V = \text{タンク断面積} \times \text{降下水位}$$

$$= 1.767 \text{ m}^2 \times 0.456 \text{ m} = 0.805 \text{ m}^3$$

となり、前記の容量はほぼ妥当なものとなっている。実際にサージタンクを設計する場合、タンクの容量決定も重要であるが、計算を行う過程で連結管の口径決定についても十分検討するの必要性を感じた。

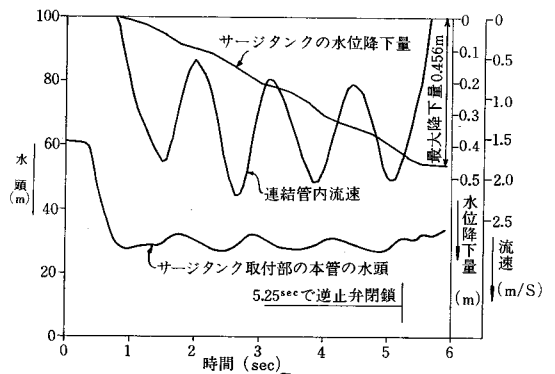
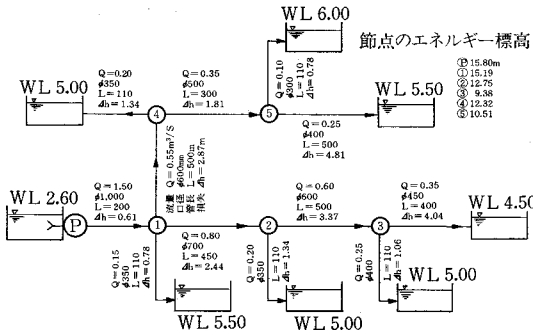


図-11 ワンウェイサージタンクの水利特性

## (2) 樹枝状管路

樹枝状管路のモデルとしては、一般に低平地における水田かんがい形式のパイプラインを設定した。すなわちポンプ揚程の大部分が管路損失となっているポンプ系管路である。図-12にこの模式図を示す。ここでのポンプ仕様は次のとおりとした。

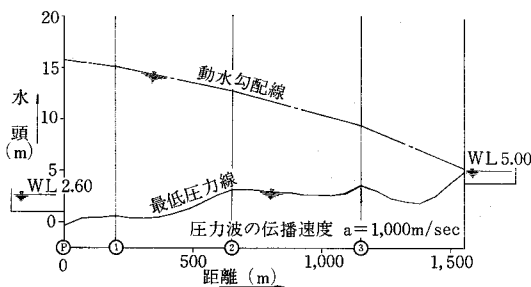


図—12 樹枝状モデルの定常状態

型 式  $\phi 600\text{mm}$ 両吸込うず巻ポンプ  
 全 揚 程 14.0m  
 揚 水 量  $45\text{m}^3/\text{分} \times 2$ 台  
 原 動 機 巻線型電動機  
 出 力 150kW  
 回 転 数 200r.p.m  
 軸 動 力 125kW  
 ト ル ク  $175\text{kg} \cdot \text{m}$   
 全慣性効果  $80\text{kg} \cdot \text{m}^2$

図—13に動力消失時の最低圧力線図を示したが、単一管路に見られるようなきれいなカーブでなく、特に本管から直分水されているところは一種のサージタンクの役割を果しており、ポンプ場に近い直分水ヶ所程この現象が顕著であった。

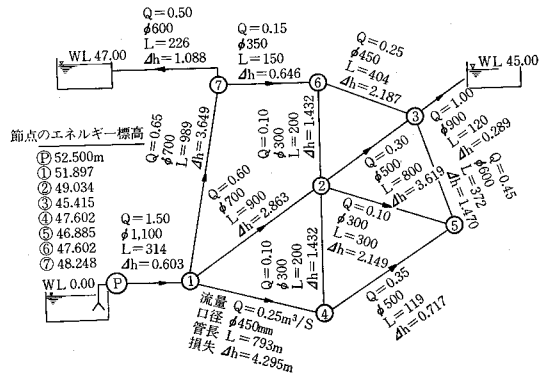
なお、計算は10秒間行ったが、この間ではポンプ地点での逆流は生じなかった。



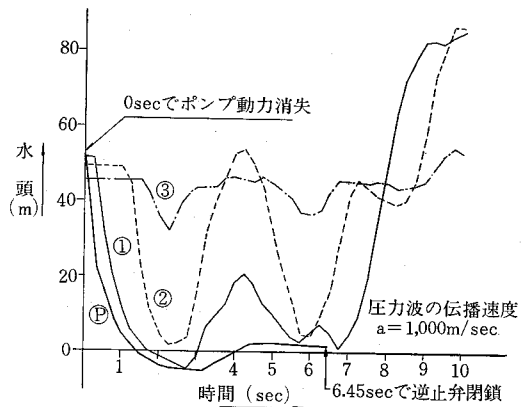
図—13 樹枝状モデルの最低圧力線図

### (3) 管 網

管網のモデルは図—14に示すとおり、各種の分合流タイプを持つパイプラインとして水撃現象の解析を行った。この場合のポンプ仕様は①単一管路と同一仕様とした。演算結果のうち節点①、②、③の時間に関する圧力波形をプロットしたのが図—15である。この図からも分るように特に節点①、③では単一管路にはない複雑な圧力変動が見られる。



図—14 管網モデルの定常状態



図—15 管網モデルの時間に関する圧力波形

## 8. あとがき

大型電子計算機を利用した水撃圧解析(特性曲線法)を実際に行なってみて痛感したことは、いかに管路内で発生する過渡現象をとらえるのにとまどったかということにつきる。最初にテストランしたプログラムは、上流側(左端)の境界条件が水位一定の貯水そうで、下流側右端の境界条件をスルースバルブとする単一管路のモデルで、バルブの急閉塞による水撃現象を追跡したものであった。この時からすでに約3年が経過したことになる。この間、設計業務の検討項目として、今までとは違った問題点に直面した度にプログラムを追加したり改良したりするという段階を踏んできたが、管路内の水撃圧現象は開水路の不定流と異なって、目に見えない所で、しかも急激に発生する現象であるため、文献の演算例をたよりにした現象把握の積み重ねであった。

当初和文の適切な専門書を知らなかったので、苦手の英文がたよりであった。ところがこれらの文献は不慣れたフィートポンド法で計算してあるため、単位の取り違いから文献とは似ても似つかない結果をえるというこっ



けいなミスティクをやり、そのミスティクを理解できないまま放置しておいたこともあった。コンピューターによる水撃圧解析のみかなりの時間を費やすことの困難な設計技術者として、これまでの過程から次のことを指摘したい。

1) 複合管路をもつ水撃圧解析のプログラムは、水撃圧軽減を講じるためのある程度の追加プログラムをサブルーチン化して、汎用性のあるものとすることが可能である。

2) ポンプの急停止時の演算に必要な資料として、無次元相似特性曲線も、図-5、図-6に表わされる曲線に数表化して各種作成しておけば、同一のプログラムで対応できる。ポンプ性能曲線データの提供に関して、ポンプメーカー各社のご協力を期待したい。

3) プログラムは、フォートラン解説書の中にある基本的な文法のみで十分組立てられる。

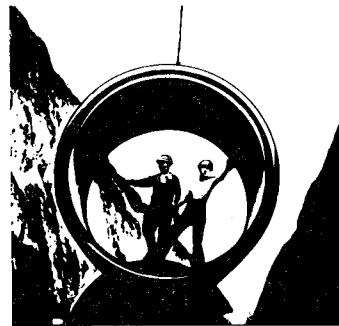
最後に、文献のご紹介等で、多大なご援助を賜った香川大学の西山先生、プログラム作成に加わりご協力いただいた弊社技術第三部森建彦氏に厚くお礼を申し上げ

たい。また、本計算は、すべて電々公社の DEMOS-E を使用して行なった。

#### 参 考 文 献

- 1) 近畿地域技術情報連絡協議会、農業土木事業協会近畿支部編：ポンプ送水系における水撃計算方法、パイプラインシンポジウム研修テキスト、1977
- 2) V. L. Streeter and E. B. Wylie : Hydraulic Transients, McGraw-Hill, 1967
- 3) 竹中利夫 監訳：流体過渡現象（コンピューターによる水撃解析法ほか）、日本工業新聞社
- 4) 新井和敏、里見義美、中村勝次：コンピューターによるウォーターハンマーの解析(上、下)、機械設計 Vol. 15 No. 8, p75~80; No. 9, p. 109~114
- 5) Streeter, V. L.; Waterhammer Analysis of Pipelines, J. Hy. Div, ASCE, Vol. 90, no. HY 4, P. 151~172, July, 1964
- 6) 農林省構造改善局建設部設計課監修、農業土木機械化協会編集：ポンプ計画技術マニュアル（増補改訂版）、1977
- 7) 西山壮一、田辺邦美：バルブ閉鎖による負圧の解析について、農業土木学会誌、Vol. 43 No. 3 P12~14.

農工用水に！



# 中川ヒューム管



中川ヒューム管工業株式会社

本 社 茨城県土浦市真鍋1-1-3 郵便番号300 TEL土浦0298(21)3611(大代)

営業所 東京・土浦・真岡・仙台・郡山・名古屋・松本・大阪・宮崎

出張所 水戸・盛岡・高崎・岡崎・滋賀

工 場 土浦・真岡・郡山・岡崎・松本・滋賀

# 北海道の酪農と営農用水について

林 正\* 浅 倉 暹\*\*  
清水 昭 雄\*\*

## 目 次

まえがき	(66)	6. 揚水機場	(69)
I 地区の概要	(67)	7. 沈 澱 池	(69)
II 事業の概要	(67)	8. ろ 過 池	(69)
1. 地区の概要	(67)	9. 配 水 池	(69)
2. 所要水量の算定	(68)	10. 配水管路	(69)
3. 施設のフローシート	(68)	11. 機械電気施設, 計装制御設備	(69)
4. 取水施設	(68)	12. おわりに	(72)
5. 沈 砂 池	(68)		

## まえがき

本道の酪農は、これまで牛乳乳製品の需要増大を背景としながら、飼料基盤の整備等各般にわたる酪農振興施策の推進と相まって、酪農家の努力と関係機関、団体の協力により寒地農業の根幹としておおむね順調な発展を続けており、主要酪農地帯を中心に経営規模拡大の進捗は著しく、逐次酪農家経済も向上しつつあります。

しかしながら、経済事情は従来の高度成長から安定成長に移行しつつあり、農業面においては国際的な穀物需給の基調が変化して、飼料穀物需給が不安定となる一方生産諸資材の値上り、経営規模拡大に対する制約の増大、乳牛飼養農家の減少など、酪農を取り巻く諸情勢には極めて厳しいものがあり、総体的には乳牛飼養頭数、生乳生産量ともに伸び悩んでおります。したがって今後の酪農振興に当たっては、高度経済成長のもとで浮き彫りにされた各種の問題を配慮しながら豊かな生活を営み得る健全な酪農経営を育成していくことが緊要な課題となっております。

国は昭和46年3月に酪農振興法（昭和29年法律第182号）に基づき昭和52年度を目標年度とする酪農近代化基本方針を公表したことにより、北海道はこの基本方針により「昭和52年度を目標とする北海道酪農近代化計画（第2次酪農近代化計画）」を策定されたところでありますが、昭和52年3月国は新しい酪農近代化基本を公表し今後の牛乳製品需要の見通しを明らかにするとともに、その目標年度である昭和60年度（第3次酪農近代化計画）における生

乳生産量を768万屯と設定し北海道においてはその40%程度の生産が期待されています。

以上のような動向に対処し今後の本道酪農の安定的発展を期するためには、経営の内面的な充実と生活の安定向上を図ることを基本として農村社会環境の整備、酪農生産体制の強化に努めることが必要でありこのような観点に立って将来の北海道酪農の発展方向を踏まえた目標とこれを達成するために必要な施策のあり方を明らかにするため、酪農振興法に基づき昭和60年度を目標とする北海道酪農近代化計画（第3次酪農近代化計画）が次のように策定された。

### 1) 酪農経営の立地的区域区分

酪農経営の立地条件を考慮し道が設定している「北海道営農方式例」の地区に準拠し、道南、道央、十勝、根釧、網走一般及び天北西紋の6区域に分けた。

### 2) 乳牛飼養戸数の目標

区域別、成牛、頭数規模別の乳牛飼養戸数のすう勢を勘案し、酪農生産の担い手育成確保に努め、現状維持することとし、その目標をおおむね2.4万戸と設定する。

### 3) 乳牛飼養頭数の目標

乳牛飼養農家が生産性の高い合理的な経営を行うために必要な頭数のほか府県に対する供給頭数を考慮しその目標を62万頭（50年度現在）から110万頭（60年度目標）と設定した。

### 4) 生乳生産数量の目標

目標年度における乳牛頭数を基礎に今後の産乳能力の向上と酪農振興対策の推進方向など勘案し145万屯（50年度現在）を304万屯（60年度目標）と設定する。

以上の他に、近代的な酪農経営方式の指標、自給飼料

\* 北海道農地開発部農業水利課長

\*\* 北海道十勝支庁耕地部耕地課

の生産計画、集送乳及び乳業の合理化等の指標が示されておりますが、計画に定める酪農経営規模を維持するために必要な乳牛飼養頭数に対する飲用水を確保するため道営営農用水事業の制度が要望され昭和43年度に事業の新設が認められたものであります。

従前の酪農家は家畜飲用水を、浅井戸又は小河川より確保していたが漸次乳牛飼養頭数の多頭化が進んでいる現状で現在の施設では家畜用水としては不足であるばかりでなく周辺が放牧等により水質汚濁となり、飲用水としては不適となり、かつ小河川よりの飲用水は冬期降雪により飲用水運搬に多々の労力を要す等酪農経営に大きな障害となっていたが、昭和53年度現在で、事業完了地区39地区、受益対象戸数2,383戸（畑酪戸数420戸を含む）、受益面積41,417ha、事業継続地区26地区、受益対象戸数530戸（畑酪農家57戸を含む）、受益面積28,844haと着々と営農用水施設の整備がなされ酪農経営の確立に大きな役割をなしております。

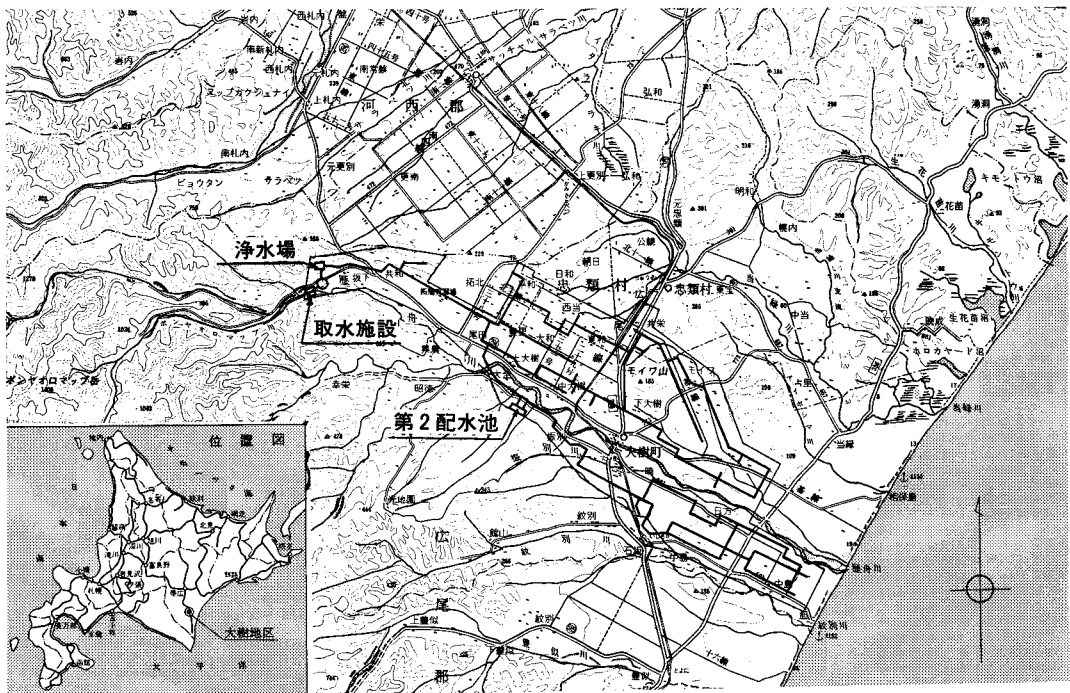
次に、道営営農用水事業の代表的な地区である大樹地区の概要をのべる。

## I 地区の概要

道営大樹地区営農用水事業は、北海道の東部太平洋沿岸に位置する大樹町と忠類村の5,972haにおよぶ酪農地帯の232戸の酪農家に、乳牛や肉牛の飼養水等の酪農経営に必要な用水を供給することを目的として昭和49年度に着工した事業である。

本地区においては、第1次酪農近代化計画の樹立推進のもとに、寒冷地農業の根幹として畑作より経営転換を図り、その経営規模も漸次拡大の傾向をたどり、順調な伸長を示して北海道でも有数の酪農地帯となり、遂次経営安定農家が増加していた。しかし近年乳牛頭数の増加に伴い営農用水の不足を生じ、これが酪農経営の安定と規模拡大への大きな障害要因となりはじめた。

地区内の酪農家は、地下水をホーム・ポンプにより利用していたが、7～8月、11～2月の渇水期には井戸水が枯れ始めて、タンク車による運搬給水や、自家用トラックで沢水より補水する酪農家が続出し、渇水期の用水の不足率は30%を越える状況となった。



大樹地区営農用水概要図

このような状況下で昭和49年に、家畜の飼育に必要な用水供給施設を新設し酪農経営を営む農家の経営改善を目的として本事業が採択され同年着工した。

昭和52年末に念願の給水を開始して、既に地区内の半数の酪農家に、清浄な用水が豊富に供給されている。さらに昭和53年度の工事によって全戸数への給水が可能と

なり、昭和54年度に全事業が完了する予定である。

## II 事業の概要

### 1. 地区の概要

事業名 : 道営営農用水事業  
地区名 : 大樹地区

事業主体：北海道

事業期間：昭和49～54年度

関係町村：大樹町、忠類村

総事業費：1,758,000千円

事業量：施設工5ヶ所（取水施設、1、ポンプ施設、1、浄水施設1、配水池2）  
管路工103,161m（末端2戸迄）

受益面積：5,972ha

受益戸数：232戸（計画頭数11,296頭）

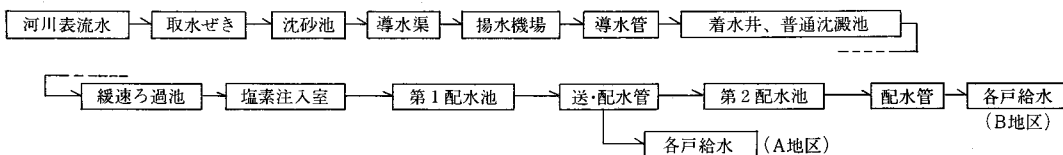
## 2. 所要水量の算定

営農用水事業における単位要水量は、搾乳牛（成牛＝24ヶ月以上）が150ℓ/日・頭、育成牛（12ヶ月未満の仔牛及び12ヶ月以上24ヶ月未満の若牛）と肉牛が50ℓ/日・日で、当地区の用水量は右表のとおりである。

計画日平均給水量＝所要用水量×1.25＝1.379m<sup>3</sup>/日

計画日最大給水量＝計画日平均給水量×1.50

＝2.068m<sup>3</sup>/日



水位高低図

## 4. 取水施設

水源は、良質な水を必要量確保するため、水量が充分ある歴舟川の表流水を利用する。水質調査の結果、有害な化学的成分を含まず営農用水事業の水質基準を充分満足し、さらに洪水時を除いて濁度も小さいため、経済的な緩速ろ過方式を採用した。

歴舟川は、北海道の脊梁の日高山脉の山陵部から急激に低下する東斜面を、深いV字谷を下刻して流れているために、施設の全体を自然流下方式にできる標高の上流部には、地形上適当な取水地点がなく、取水地点を下流側の丘陵地のやや広い数段の段丘面のある部分に求め、取水から浄水場までをポンプアップとし、それ以後は自然流下による方法を採用した。

取水地点は河相の変化が激しく、さらにこの地点の上下流の河床は基盤を露わして、現在も激しい下刻作用が続いているので、安定した取水を可能にするために取水せき方式とした。

歴舟川は洪水時に流下する土砂の量が多く、さらに冬期間は30cm程度結氷する。営農用水は通年取水なのでこれらの点も考慮し、一年を通じて安全に取水できるセキ上高とした。堆砂層は管理上最低の0.5mを見込む。冬期間の結氷は、上流側流速がセキ上げにより小さくなるため最低30cm程度を見込み、さらにこの下にシャーベッ

種別	頭数	単位用水量	所要用水量
成牛	5,385頭	150ℓ/頭・日	807,750ℓ/日
若牛	1,690	50	84,500
仔牛	1,706	50	85,300
肉牛	2,515	50	125,750
計	11,296		1,103,300ℓ/日

当事業の浄水施設は緩速ろ過方式であるので、これに10%加算して

計画取水量＝計画日最大給水量×1.10＝2.276m<sup>3</sup>/日

取水施設、沈砂池、ポンプ施設、導水管、沈澱池等は計画取水量を用いて設計する。ろ過池、浄水池、配水池、送水管等は、計画日最大給水量を用いて設計する。配水管は、計画時間最大給水量及び同時開栓時流量を用いて設計する。

## 3. 施設のフローシート

ト状の水があることを考慮して0.50cmを結氷による取水不可能な層とする。これに通年取水可能な層を0.50mとしてセキ上高を1.50mとした。

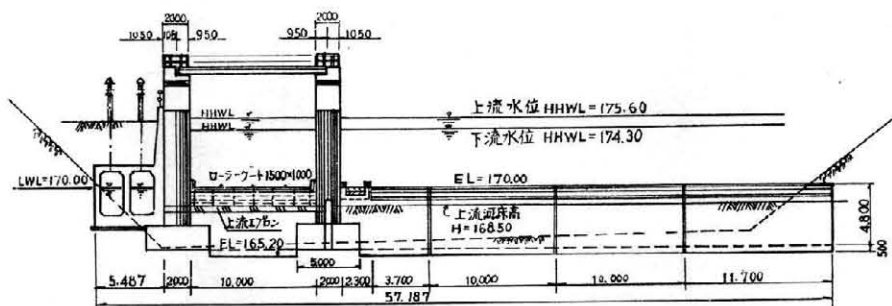
型式	固定型		一部可動	
	設計取水量	0.02634m <sup>3</sup> /sec (通年取水)	設計洪水量	1,130m <sup>3</sup> /sec
堤長	57.0m	セキ上高	1.50m	
土砂吐門	H=1.50m L=10.00 電動式ローラーゲート 1門			
取水門	1.00m×1.00m 電動式スライドゲート 1門			
ゲート操作	遠方操作、機側操作、手動操作、 水位による自動制御操作			

## 5. 沈砂池

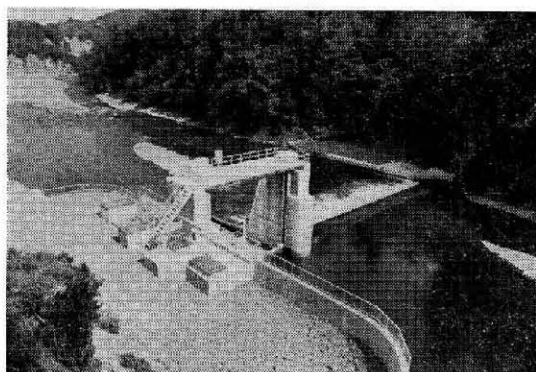
沈砂池を取水口に併設する。沈砂池の水深は基礎が岩盤のため工事費の節減と排砂作業の容易さを考慮して、取水口敷高より0.50m下げ濁水時水深を2.00mとした。このうち0.50mを堆砂層とし有効水深は1.50mとした。池幅は排砂作業スペースを考慮して2.00mとし、長さは水道施設基準より幅の3倍、6.00mとした。

計画処理水量Q＝2.276m<sup>3</sup>/日、池内平均流速V＝1cm/sec

池内滞流時間 T＝11分



大樹取水施設



取水施設, 取水沈砂池(地下)

## 6. 揚水機場

揚水機場の貯水槽の容量は計画取水量の1時間分とする。貯水槽は地形上自然排泥が困難なので、水中ポンプによる排泥とした。このためL.W.L. 地下200mの排泥用余裕水深を見込む。また貯水槽の上部は計画洪水位より1.00mの余裕高をもって決定した。

揚水ポンプは2台(1台予備, 交互運転)設置する。ポンプ仕様

横軸片吸込多段渦巻ポンプ, 5段, 水平吸込, 水平吐出, 吐出量 1.58 $\text{m}^3/\text{min}$ , 全揚程95m, 口径 125 $\phi$ , 横軸開放防滴型電動機直結, 45 KW 1,450 RPM.

カップリング兼用のフライホイールにより負圧発生を防ぎ, また圧力上昇については, スモレンスキーチェック弁で定格全揚程の140%以内に抑えた。

導水管は耐圧を考慮して水道用球状黒鉛鑄鉄管1種, メカニカルAを採用し, 継手には離脱防止金具を使用した。

## 7. 沈澱池

沈澱池の容量は, 計画取水量の8時間分を標準としているが, ここでは年間の高濁度期間が短く, 頻度も少ないので容量を6時間分とし, 常用2池で予備管は設けず1池毎に掃除等の管理をするものとした。

山4.5m $\times$ 長18.0m $\times$ 深4.2m $\sim$ 2池

## 8. ろ過池

ろ過方法は緩速ろ過とする。処理水量は計画日最大給水量  $Q=2069\text{m}^3/\text{日}$ 。砂厚は80cmで, ろ砂はJWWA-A 103-1967(水道用ろ砂試験方法)の選定標準によるものとし, ろ過速度は4.26m/日とする。必要ろ過面積は485.7 $\text{m}^2$ となるので常用3池とし, 1池当りの広さを9.0m $\times$ 19.0mとする。さらに同規模の予備池を1池設け合計4池とする。

## 9. 配水池

本地区は, 受益面積が広く, 配水管路延長が長いので, 管路の工事費を節減しさらに断水の危険を少なくするために配水池を2ヶ所に設けて, 給水系統をA, B2地区に分ける。

A地区は, 140戸, 298栓, 成牛2,882頭, その他4,536頭で計画日最大給水量は1,236 $\text{m}^3/\text{日}$

B地区は, 92戸, 192栓, 成牛2,503頭, その他1,373頭, 計画日最大給水量は, 833 $\text{m}^3/\text{日}$ である。

第1配水池の容量は, A地区の日最大給水量の12時間分とB地区の調整量としてB地区の日最大給水量の1時間分を貯えるものとした。

第2配水池は, B地区の日最大給水量の12時間分を貯えるものとした。

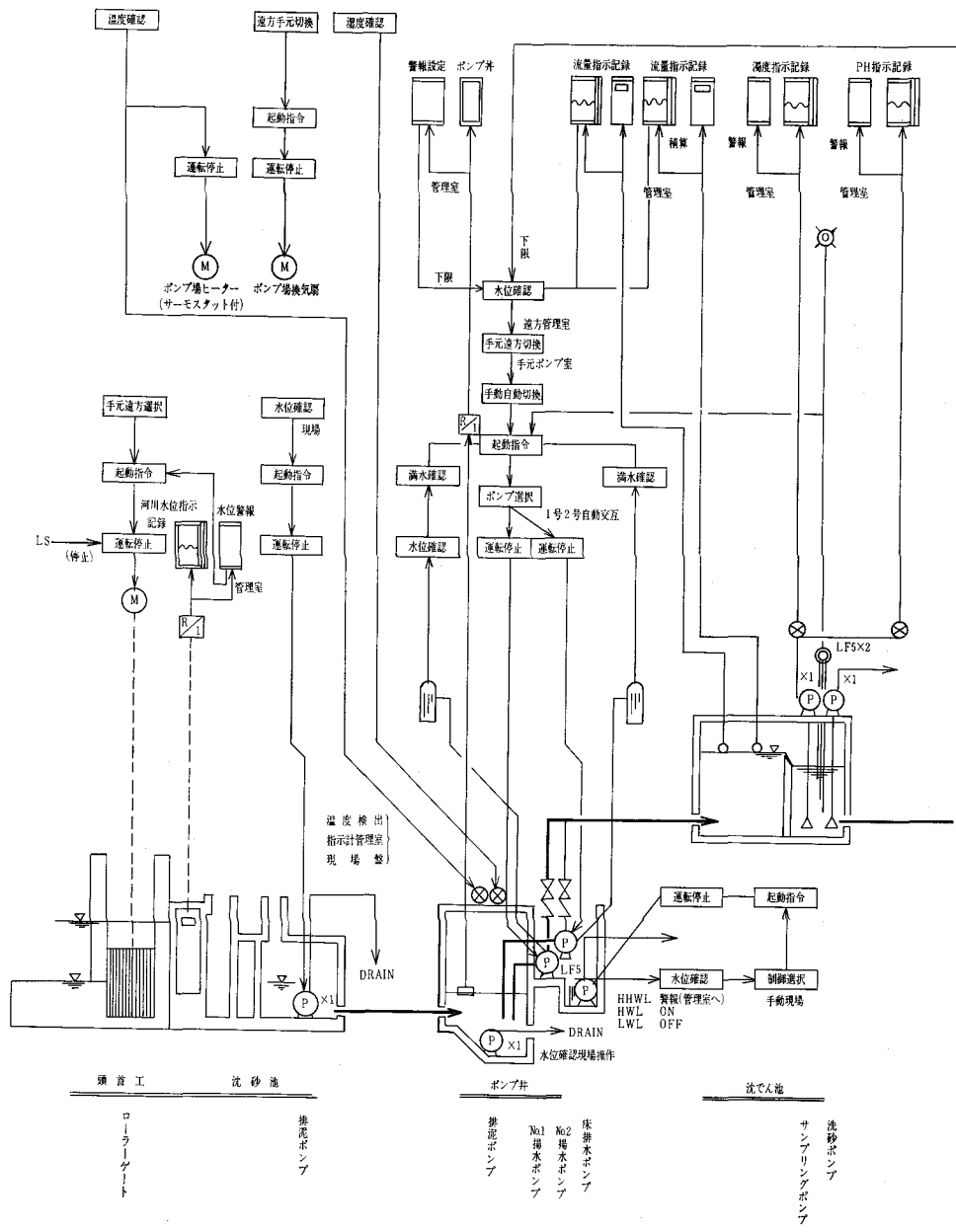
## 10. 配水管路

営農用水事業では, 乳牛管理の時間帯を1日8時間として, この8時間で計画日最大給水量を流すことができるようにしている。配水管路の施設規模は計画日最大給水量を8時間で流下しうるものとする。成牛換算20頭につき1栓としているが, 各栓数に応じた同時開栓時流量が計算されていて, この同時開栓時流量が計画日最大給水量の3倍の流量より大きな地点から下流側の配水管路は同時開栓時流量を設計流量とする。

## 11. 機械・電気施設, 計装制御設備

本設備は取水, 浄水および配水の諸施設に必要な受配電及び制御操作と所要プロセスの計測, 表示, 警報等をおこない運転管理の安全を計るもので, 下記の設備で構成される。

受配電設備, 予備発電設備, ポンプ設備, 電気配線設



制 御

備, 計装設備, 滅菌設備, 暖房設備, 水質試験設備。

1) 取水施設

頭首工の土砂吐ゲートと取水ゲートは, 現場操作と遠方操作(揚水機場)が可能である。また一定の洪水位を越えると, 流木等によるゲートの損傷と高高度の原水の流入を防ぐために, 自動的に取水ゲートを閉じ, サイレンによる警報を出して, 土砂吐ゲートを引き上げる自動制御も可能である。

2) 沈砂池

河川水位確認のため, フロート式水位発信器を取水口

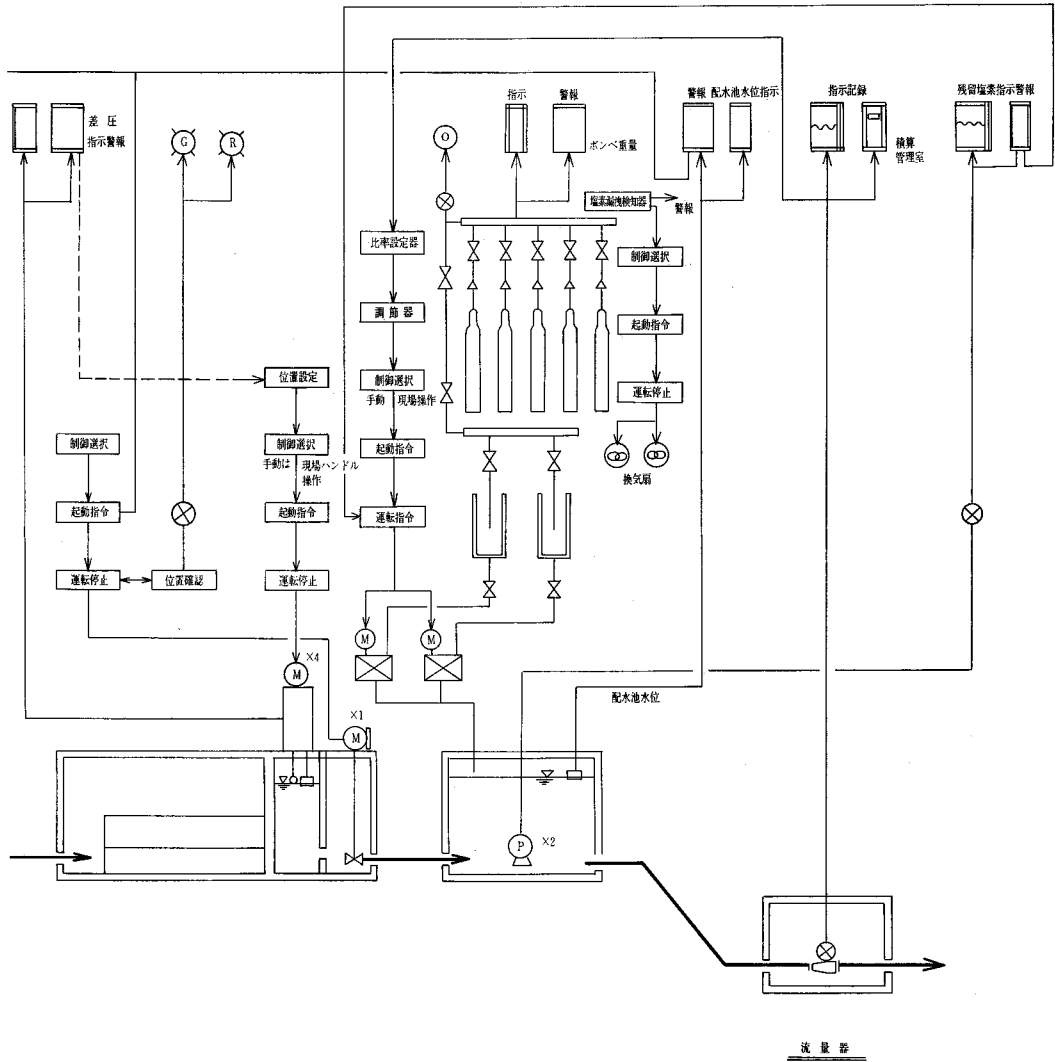
に設置し, 管理室に水位の指示記録警報がされ, 揚水機場に指示のみされる。

池内の排泥作業のために, 排泥ポンプ1台, 照明用コンセント, 操作盤を設置する。

排泥ポンプ仕様 立型水中渦巻ポンプ  
 $\phi 100 \times 800l/min \times 20m \times 5.5KW$   
 (AC400V. 50Hz)

2) 揚水機場

揚水ポンプは2台設置され, 常用1台, 予備1台で配水池水位による自動交互運転である。



濾過池

配水池

電動テレスコープ X4

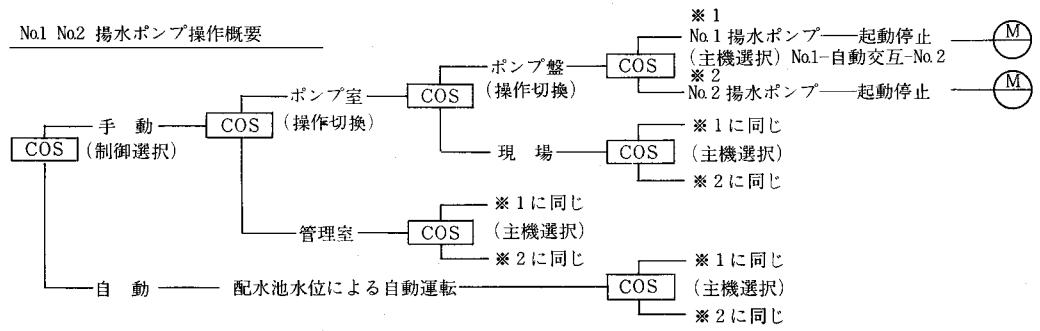
電動弁

塩素注入機

サンプリングポンプ

フ ロー シ ー ト

No.1 No.2 揚水ポンプ操作概要



ポンプ槽の水位確認のため、フロート式水位発信器を備え、管理室に指示、記録、警報がされ、揚水機場には指示のみされる。機場内は湿度が高いので電気機器、受電盤、操作盤等の損傷を防ぐため、湿度検出器を備える。また冬期間に機場内の機器類の凍結を防止するため、温度検出器を備える。これらの湿度、温度は管理室に指示される。機場の換気は、管理室で遠方操作が可能である。機場の暖房は個別サーモスタット付の電気ヒーターを備える。その他、ポンプ槽の排泥ポンプ、ポンプ室の床排水ポンプ、天井走行ホイストクレーン、低圧受電盤、ポンプ操作盤、補機盤等を備える。

### 3) 沈殿池

沈殿池にセキ式流量発信器を備え、原水の着水流量を測定し管理室に指示記録する。サンプリングポンプで原水を管理室に送水し P.H、濁度の自動測定をし、管理室に指示、記録、警報がされる。洗砂用給水として横軸片吸込多段渦巻ポンプを備える。

### 4) ろ過池管理棟

沈殿池から原水はろ過池に流入し、電動テレスコープにより一定量がろ過され、電動弁の操作により配水池に送られる。

ろ過池の上に管理棟を設け、ここで取水から配水までの施設全系統の計測、制御等の集中管理をおこなう。管理棟は管理室、電気室、発動機室、水質試験室、操作室、休憩室等からなる。

管理室には動力盤、主幹盤、監視盤、計装盤を備え、集中管理制御操作に必要な、各種プロセス変量の指示、記録、積算、警報等と必要な各種装置と機器類の自動手動操作及び運転モードの表示、警報等をおこなう。

電気室には高圧の受変電設備があり施設全体の電力を受給する。引込電圧は 6.6 KV で 150 KVA の変圧器で 400 V に降圧し、揚水機場に送電する。場内用電源として、400/200V、30KVA の動力電源と 400/100V、25KVA の 100V 電源を変圧器盤に内蔵する。

発電機室には、三相交流同期発電機 (4P、170KVA、

400V、50Hz、1500RPM) とディーゼル機関 (4 サイクル、水冷直接噴射式、220PS、1500RPM) を備え、商用電源の停電復電による起動、切換及び停止等は自動化されている。冬期間の電線着雪による停電事故等に備えて、連続12時間程度の運転に要する燃料タンクを設けている。

水質試験室で、原水の P. H、濁度及び浄水の残留塩素を自動測定し、管理室に指示記録警報を出す。

滅菌室には、2 台の塩素滅菌機を備え、配水流量に比例して塩素を配水池に注入する。塩素ガス漏洩検知器を設け、漏洩を検知し自動的に換気し、警報を出す。

操作室に 4 台の電動式テレスコープを備え、ろ過池の損失水頭を自動的に検出して管理室に指示する。管理棟内の各部屋を適当に保つために温風式の暖房機を備える。滅菌室、ポンベ室、漏洩検知器室は個別サーモスタット付の電気ヒーターで適温を保つ。

その他、浄水場内に洗砂施設、暖房用燃料地下タンク、汚水浄化槽等を設ける。

夜間は無人運転となるため、管理室における重要警報は浄水場内の管理人宿舎に自動的に通報される。浄水場の周囲にフェンスをめぐらし、これに牛の浸入を防ぐため電気牧柵の機能を備える。

## 12. おわりに

以上、大樹地区道営農業用水事業の概要を述べた。営農業用水事業の施設は、その処理水量と水質によって浄水方法や機械化の程度も異なる。本事業は処理水量が比較的多く、水質が良好な場合の一例である。

浄水施設の計装制御設備等には、多種多様の機器装置が用いられ、それらは年々新しくなっている。さらに最近では良質の水を得ることが難しくなりつつあり、浄水施設の重要性も増し、さらに浄水のシステムも複雑なものになってきている。

営農業用水を確保すれば、いずれ畜産排水等の処理が問題となることが予想される。水処理は農業土木技術者の積極的に取り組まねばならない分野となりつつある。



# 暗渠の無振動，無騒音工法による施工例について

——湛水防除事業逆川二期地区の場合——

野 崎 春 磨\* 内 田 日出男\*\*

## 目 次

1. はじめに……………(73)	6. 工法の検討……………(77)
2. 地区の概要……………(73)	7. 工法の概要……………(78)
3. 送水路施工区間の現況……………(74)	8. 住民との対話と実証工事の実施……………(79)
4. 法の規制……………(75)	9. 工事実施の状況……………(81)
5. 振動及び騒音の測定……………(76)	10. む す び……………(82)

## 1. はじめに

近年，経済社会の発展にともなって建設騒音による生活環境の被害が次第に増大し，住民からのこれら被害に対する対策が強く望まれるところとなり，昭和43年には騒音規制法（43，6，10，法98号）が，また，昭和51年には振動規制法（51，6，10，法64号）が制定され，くい打くい抜機，ブレーカー等を使用する特定建設作業について騒音と振動の規制が行われると同時に特定建設作業の届出が義務づけられ，また，基準に適合しない作業については知事に改善の勧告と命令の権限が与えられ，これに違反する者に対する罰則も定められたのである。この騒音と振動に加えて地下水の低下と開削による地盤のゆるみ等によって生ずる地盤沈下による家屋への被害等も考えられるところから，我々の建設する農業用施設にあっては農住混在化するなかにおいて十分留意し施工していかなければならないが，同時に事業の効果を考えた工事費の経済性も要求されるので，被害を与えない工法について十分な検討が必要である。本稿で紹介するのは，口径1,650mm 2台を容する排水機の送水路延長約1,100m，内巾×内高2.6m×2.6mの鉄筋コンクリートボックスを仮設矢板無振動工法により実施し，軽微なものを除いて家屋への被害を防止した事例である。本事例は岐阜土地改良事業所で実施したもので，桑原信男事業所長，故伊藤武昌農地建設課長，谷村茂農地建設課長の指導を得て行ったものであり，その概要を報告するものである。

## 2. 地区の概要

逆川輪中（ $A=2,253\text{ha}$ ）は岐阜県羽島市の中央部にあり，図-1に示すように松枝，足近，及び正木の三つの輪中からなり，それぞれの排水路を流下し，逆川排水機により長良川に排水されているが，正木輪中（ $A=983\text{ha}$ ）については，既設排水路が羽島市街地を通る約2kmの区間が直立石積を基礎とする家屋密集地帯であって改修困難である上，長良川への導水には4.6kmの水路改修が必要であり，木曾川に排水することが水利上，経済上有利であるところから木曾川へ流域変更するもので，口径1,650mmポンプ，750PSエンジン各2台（排水量12.2 $\text{m}^3/\text{s}$ ）の排水機を設置し，延長約1,100mの送

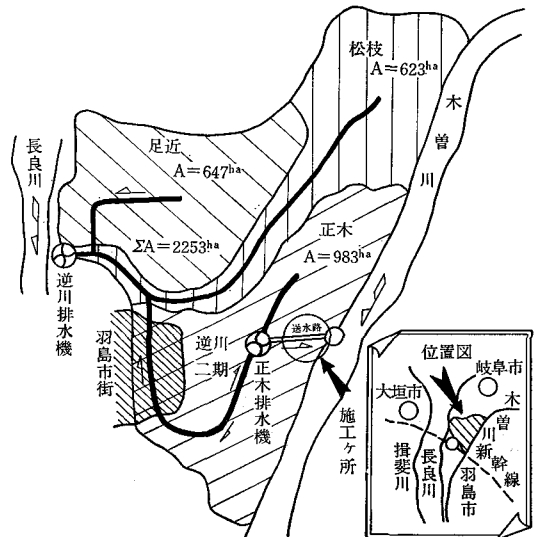


図-1 地区の概要

\* 岐阜県農地建設課  
 \*\* 岐阜土地改良事業所

水路を通じ木曾川へ機械排水する計画である。なお、本排水機が他の排水機とやや異なる点は一般の機場が既設排水路最下流の河川堤防附近に設置されるのに対し、地区中央部の排水路沿いに排水機を設け、送水路約1,100mを通じ吐出することである。これは地形が排水路から堤防に向って3m程度高くなっていることから水理的検討も行なって決定したものである。送水路断面とポンプ揚程との組合せは幾通りにも考えられるが、パイプφ1,800～φ2,500mm、コンクリートボックス2.4m×2.4m～3.2m×3.2mの10種類について管路費、機械設備費などの建設設備費と維持管理費について比較検討の結果、図-2のとおり2.6m×2.6mのコンクリートボックスを採用することとし、幅約10mの市道に土かぶり1.5mで埋設する計画としたものである。

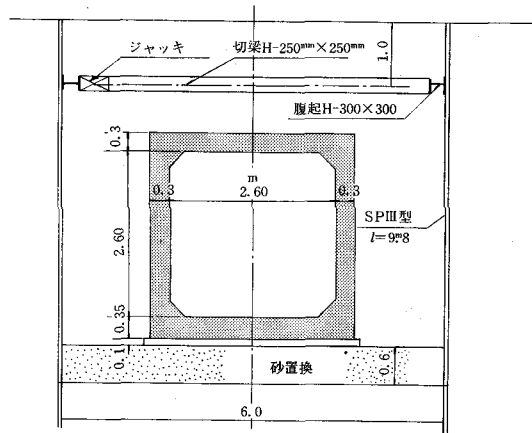


図-2 送水路標準断面図

### 3. 送水路施工区間の現況

正木排水機場から木曾川堤防までの距離は約1,100mあり、幅約10mの市道を利用し埋設するが、道路沿いには図-3に示すように、一般住宅17戸、雑貨、食品店な

ど6戸、織屋3戸、毛織工場1ヶ所があり、振動、騒音によって周辺地の生活環境がそこなわれるおそれがあり、同時に、開削、地下水排除による地盤沈下と矢板抜き取りによる地盤のゆるみによる沈下のおそれがあること

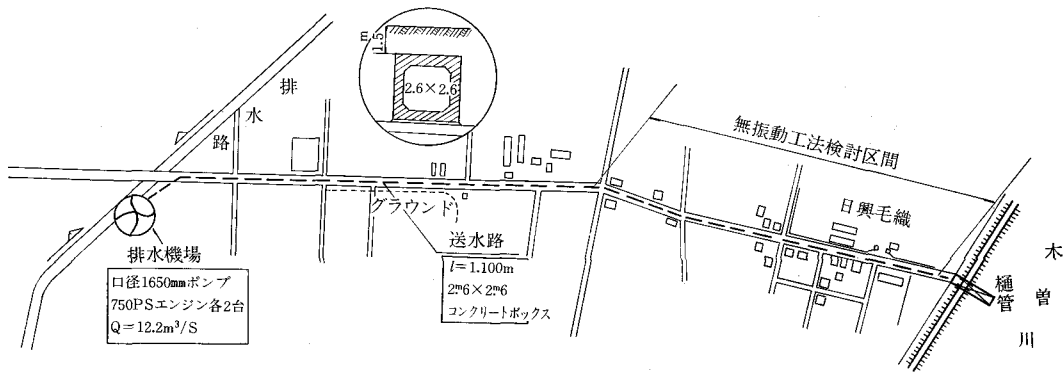


図-3 地区平面図

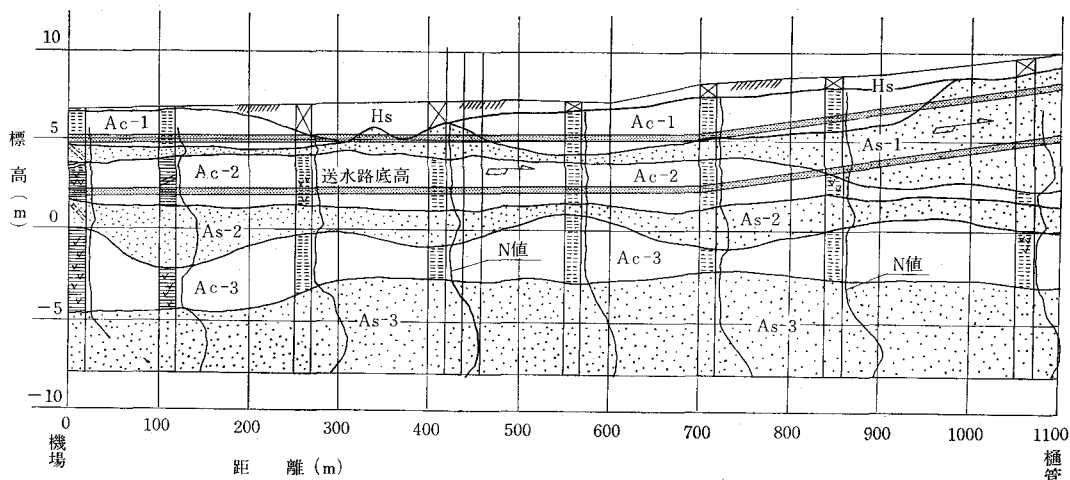


図-4 地区地質断面図

から、施工に当っては十分な留意が必要である。

本地区の地質は図-4に示すように木曾川、長良川にはさまれた沖積平地帯であり、構成地質は第4紀沖積層と第4紀洪積層の砂礫質からなっている。調査深度(15m程度)においては主として粘土層、シルト層及び砂層からなり、ところによって凝灰質の中砂粗砂層を有している。沖積第1粘土層(AC-1)は高含水、高塑性で圧縮性の大きいシルトを主体とし、全体に微細砂を多量に混在して含み、N値1~3を示している。沖積第1砂質土層(AS-1)はシルト分を一様に含んだ細粒砂を主体とし、腐植物、雲母片を含み、N値2~8を示している。沖積第2粘土層(AC-2)は腐植物を多量に含んだシルトと腐植土よりなり、N値1~3を示している。沖積第2砂質土層(AS-2)は粒子の均一な細粒砂を主体とし、所々にシルト分を含み、N値5~20を示している。仮設矢板背面はAS-1、AC-1、AC-2が存在し、軟弱或はゆるい地盤である。地下水は地表下70cm位にあり、透水係数は粘土層で $2 \times 10^{-8}$ 、砂層で $5 \times 10^{-4}$ 程度となっており、工事中の釜場排水によって地下水の低下が考えられる。

#### 4. 法の規制

ここで騒音と振動についての法の規制について表-1に示すが、これについて若干の説明をすることとする。「騒音規制法」(法98号)は昭和43年6月10日制定され

表-1

##### 騒音規制法(43.6.10法98号)

第2条3項(定義)——「騒音規制法施行令」(43.11.27政令324号)第2条別表-2  
 第3条(地域の指定)——「特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準による区域の指定」(47.3.31.岐阜県告示第218号)  
 第14条(実施の届出)、第15条(改善勧告及び命令)——「特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準」(43.11.27厚生省建設省告示第1号)  
 第30条~第33条(罰則)

##### 振動規制法(51.6.10法64号)

第2条項3(定義特)(定建設作業)——「振動規制法施行令」(51.10.22政令280号)第2条別表-2  
 第3条(地域の指定)(知事の指定)——「振動規制法に基づく規制地域の指定」(53.3.10.岐阜県告示153号)  
 第14条(実施の届出)、第15条(改善勧告及び命令)——「振動規制法施行規則」(51.11.10総理府令第58号)  
 第26条~29条(罰則)

た。法第2条第3項で「この法律において『特定建設業』とは、建設工事として行われる作業のうち、著しい騒音を発生する作業であって政令で定めるものをいう」と規定し、これをうけて「騒音規制法施行令」(43, 11, 27, 政令第324号)第2条別表-2で特定作業を1号から5号まで規定している。1号作業はクイ打(もんけんを除く)クイ抜機又はクイ打クイ抜機(圧入式クイ打クイ抜機を除く)を使用する作業、(クイ打機にアースオーガーを併用する作業を除く)、2号作業はびよう打機、3号作業はさく岩機、4号作業は空気圧縮機、5号作業はコンクリートプラント或いはアスファルトプラントである。法第3条(地域の指定)では「都道府県知事は住居が集合している地域、病院又は学校周辺の地域、その他、騒音を防止することにより住民の生活環境を保全する必要があると認める地域を……特定建設作業に伴って発生する騒音について規制する地域として指定しなければならない」とし、これをうけて、岐阜県では「特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準による区域の指定」(47, 3, 31, 岐阜県告示第218号)で地域の指定を行なっている。本地区は第2種区域で規制地域となっている。法第14条(特定建設作業の実施の届出)では、指定地域内で特定建設作業を行う場合、7日前までに知事に届出ることを義務づけており、また、法第15条(改善勧告及び命令)では、知事は基準に適合しないことにより周辺的生活環境が著しくそこなわれると認めるときは、騒音防止の方法の改善、或は作業時間の変更について勧告することができると同時に勧告に従わない時は改善を命ずることができるとし、法30条~法33条で違反した者、または法人に対する罰則を定めている。法14条、15条をうけて「特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準」(43, 11, 27, 厚生省, 建設省告示1号)があり、特定作業の場所の敷地の境界線から30mの地点において、別表-2の1号作業では85ホン、2号作業では80ホン、3号~5号作業では75ホンと定められている。

振動規制法(法64号)は昭和51年6月10日に制定された。法第2条3項で「この法律において『特定建設業』とは、建設工事として行われる作業のうち、著しい振動を発生する作業であって政令で定めるものをいう」と規定し、これをうけて「振動規制法施行令」(51, 10, 22, 政令280号)第2条、別表-2で特定建設作業を1号から4号まで規定している。1号作業はクイ打機(もんけん及び圧入式クイ打機を除く)、クイ抜機(油圧式クイ機抜を除く)、又はクイ打クイ抜機(圧入式クイ打クイ抜機を除く)を使用する作業、2号作業は鋼球を使用する等の破壊作業、3号作業は舗装版破砕機、4号作業はブレーカー(手持式を除く)となっている。法3条(地域の指定)では、騒音の場合と同様知事は地域の指定を

しなければならないこととなっており、これをうけて岐阜県では「振動規制法に基づく規制地域の指定」(53, 3, 10, 岐阜県告示153号)で地域を指定している。本地区は2種区域で規制区域となっている。法14条(特定建設作業の実施届出)、法第15条(改善勧告及び改善命令)の規定は、騒音の場合と同様であるが、これをうけた振動規制法施行規則(51, 11, 10, 総理府令第58号)第11条(特定建設作業の規制に関する基準)の別表-1で、作業の振動が特定建設作業の場所の敷地の境界線において、75デシベルを超える大きさのものでないこととなっている。

### 5. 振動及び騒音の測定

送水路  $\ell = 1,100\text{m}$  のうち、昭和51年度までに  $\ell = 490\text{m}$  を実施した。家屋が近接していないので、バイプロハンマー打込、引抜きによる仮設鋼矢板工法によって実施したが、51年度最終点附近の施工で住宅2戸に軽微な被害がでたことと、昭和52年度以降工事については家屋が近接していることもあって、周辺家屋に被害を与えない工法の検討をせまられたのである。このため、バイプロハンマーによる振動の距離別特性、騒音の状況について把握する必要があり、52年2月と3月に、バイプロハンマー打込と引抜きによって生ずる振動と騒音について測定し、検討を行なった。打込みによる距離別振動は表-2、

表-2 バイプロ打込振動測定結果 単位デシベル

測定点	No. 1			No. 2		
	X	Y	Z	X	Y	Z
振動方向						
2 m	97	108	100	88	100	90
4 m	90	93	90	87	95	88
8 m	87	90	90	87	90	88
16m	90	90	90	88	90	85
22m	87	85	80			

No. 3

測定点 地下深	5 m	10 m	20 m	30 m
	開始	82	65	68
1	75	74	70	48
2	83	72	60	52
3	78	68	60	53
4	80	72	70	65
5	84	77	73	60
6	81	80	80	50
7	84	79	81	53
8	89	79	81	56
9	88	79	84	55
9.5	89	87	87	73
終	87	84	79	73

引抜きによる距離別特性は表-3、騒音の測定結果については表-3及び表-4に示すとおりである。測定場所はNo. 4+85附近の北側において実施し、使用した機器は、バイプロハンマー2 t、リーダー35 t、ジェネレーター115 KW 不防音型で、打込まれた矢板はシートパイルⅡ型9.0mと9.8mである。

表-3 引抜振動騒音測定結果

測定点	振動	騒音
2m	92デシベル	82ホーン
4m	84	82
6m	73	80
8m	66	75
16m	55	74
22m	50	51

表-4 騒音測定結果

単位ホーン

測定点	No. 1	No. 2
2m	85	84
4m	84	83
8m	81	80
16m	76	77
22m	73	/

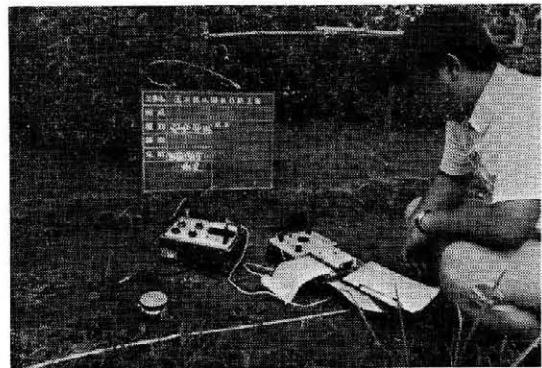


写真-1 振動測定状況

振動の結果をグラフにプロットすると図-5のとおりであり、距離10mでは75~95デシベル、距離20mでは60~85デシベル、距離30mでは45~75デシベル程度と考えられる。土木学会振動便覧表A32によると、普通の建物の振動許容値は79デシベルであり、また振動規制法による特定建設作業の振動基準値は75デシベルであることから、30m以内のバイプロハンマー打込、引抜きはできないものと考えられる。騒音についての基準値は特定作業の場所の敷地の境界線から30mの地点において85ホーンであり、測定結果からこの地点では70ホーン程度と考えられるので、規制値以下を確保できそうである。

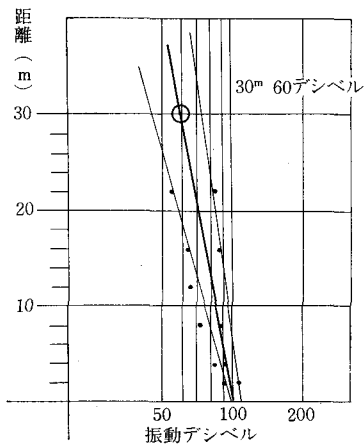


図-5 バイブロンハンマーによる距離別振動特性  
(振動遙減特性)

## 6. 工法の検討

暗渠埋設工事には開削することなく本体を推進する工法もあるが、この工法は工事費が高く、一方開削工法による地下水の低下による著しい地盤沈下が生じるとは思われないので、開削工法による施工について検討を行なった。打込工法にはアースオーガー杭打工法、圧入工法には油圧圧入工法、ワイヤー圧入工法およびこれの併用

を行う工法、更には、高圧水(ジェット)杭打工法がある。また引抜工法にはクレーン直抜工法、油圧引抜工法、ワイヤー式引抜工法、或は高圧水併用引抜工法などがある。また仮設矢板打込引抜工法の外にも、CCP工法(柱列壁)、BW工法(連続地中壁)などの工法もある。

現場の状況はすでに述べたように、地質はN値3内外の軟弱地盤であり、また地下水も高く振動の伝播が鋭敏であり、物理的変形に対する即応性が大き、振動工法を用いた場合、不等沈下が生じ易く、また家屋近接ケ所では引抜きによる地盤のゆるみによる沈下が考えられる。

「振動及び騒音の測定」の項で述べたように、パイプロ工法は90~105デシベル程度の振動が発生するため、これを附近の暗振動最高値60デシベルまで落すには、振動の遙減率からいって30m離れる必要がある、家屋の端部から円弧を描き、30m以内の箇所を無振動工法とした。

また51年度行なった工区におけるヒービング、ヒービングによるトラブルと仮設矢板引抜後の地盤クラックの入り具合などから、地盤変動範囲を10m、45°とし、これ以内の範囲を矢板埋殺とした。なお地下水の低下その他の理由からクラックの発生も考えられるので、必要に応じCCP工法によって地盤の移動と地下水の浸透を防ぐこととした。仮設矢板の無振動工法については、表一5のとおり検討を行なったが、仮設矢板の埋殺しと、

表-5 土留壁工法別比較表

工 法	土留壁規格	機 種	工 費
鋼 矢 板 振 動 式	鋼 矢 板 II型 $\ell = 9.8\text{m}$	バイブロンハンマー15KW クローラクレーン 20~22.5 t 発動発電機 30KVA	10m <sup>3</sup> 当 千円 1,352
鋼 矢 板 油 圧 式	〃	打込 油圧シリンダー、アースオーガー併用 直結3点支持式リーダー 27m 発動発電機 100KVA 油圧シリンダー 25 t/本 引抜 フローラクレーン 13~16 t 発動発電機 100KVA 油圧ユニット 61KW 油圧ジャッキ(引抜力) 300 t	2,954
鋼 矢 板 高 圧 水 式	〃	打込 ホイルクレーン 20 t吊 引抜 高圧プランジャポンプ 45KW 発動発電機 100KVA	2,050
鋼 矢 板 高 圧 水 式(埋殺)	〃		3,931
止 水 壁 柱 列 式 (ccp)	$\phi$ 50cm 施工間隔 0.4m	高圧プランジャポンプ 22KW 200ha/cm <sup>2</sup> ボーリングマシン 100~200油圧式 グラウトミキサー立二槽	8,115
連 続 地 中 壁 (BW)	厚 60cm $\ell = 8.9\text{m}$	BWロンブウオールドリル	7,730

CCPを併用するところから、単価の安い高圧水工法をとることとした。工法の概要を示すと図-6のとおりである。また適用の範囲を示すと図-7のとおりである。CCPについては当初計画では計上せず、実施の状況に応じ変更計上した。これについては「実施の状況」の項で説明することとする。

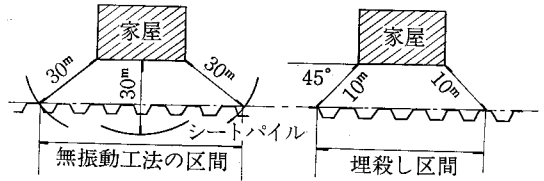


図-7 工法適用の範囲

は次のとおりである。

- クローラ又はホイールクレーン 20t~35t
- 高圧プランジャーポンプ 45KW, 90kg/cm<sup>2</sup>(ジェットター)
- 発電機 100KVA (防音型)
- モンケン 2.5t~3t
- 水中サンドポンプ 100φ
- 吸・排水用タンク 1式
- 溶接器 150~180A
- チャック用ユニット 1式
- 高圧パイプ, ノズル, 高圧ホースなど

施工法の概要は図-8に示すとおりであり、施工順序は次のとおりである。

- (1) 導水パイプを鋼矢板に取付ける。取付状況は図-9に示すとおりである。
- (2) 鋼矢板を吊り上げ、鋼矢板のセクションを合わせる。
- (3) ジェッターを始動し、吐出状況を確認する。
- (4) チャックで鋼矢板の上端をつかむ。

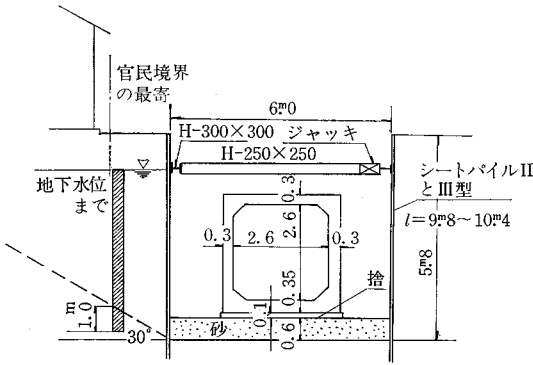


図-6 工法標準断面図

## 7. 工法の概要

### (1) 高圧水工法

この工法は必要最少限の高圧ジェットによって地盤を切削し、矢板の先端抵抗と側面抵抗を激減させ、振動伝播を遮断し、比較的軟弱地盤では付加荷重(モンケン)によって矢板を自沈させることができる。使用機械器具

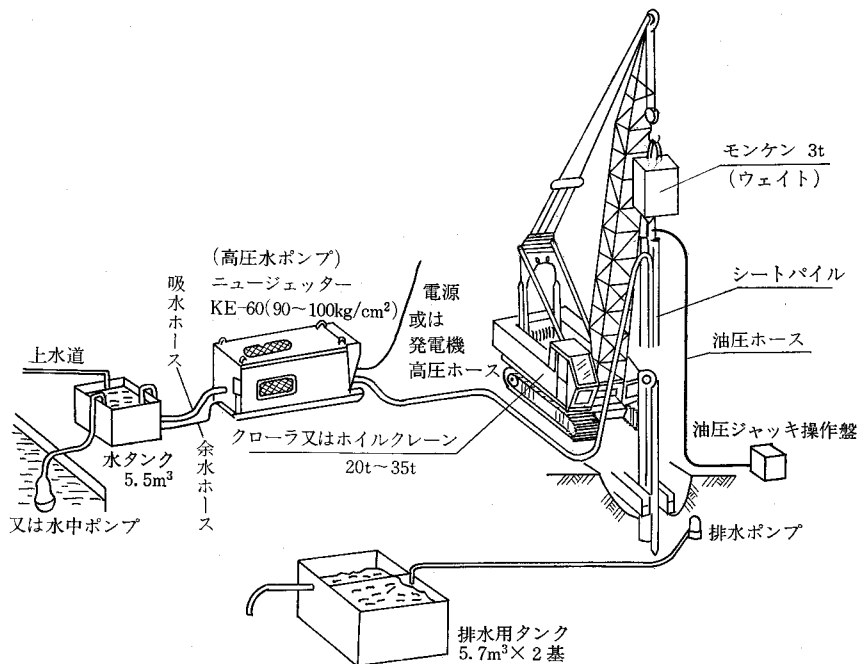
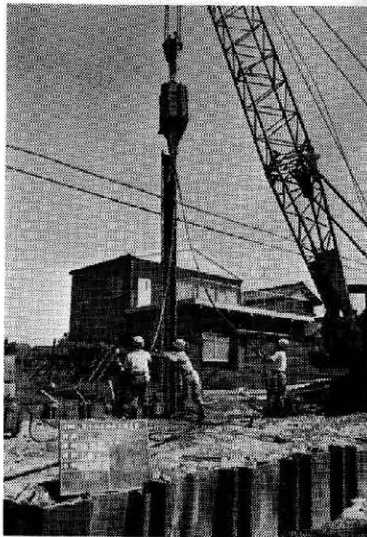
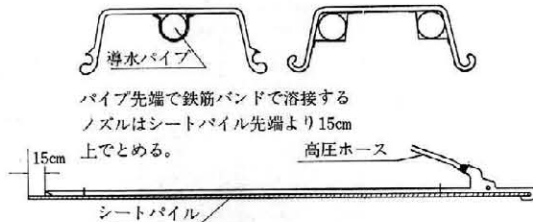


図-8 高圧水クイ打概要図

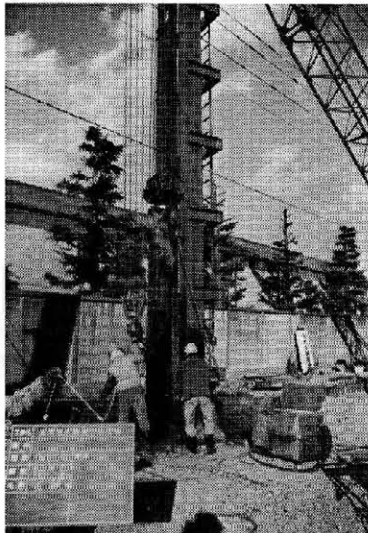


写真—2 鋼矢板打込状況



図—9 導水パイプ取付図

- (5) 高圧水の噴射と3 tモンケンの節荷重とで自沈させる。自沈不能となるときは、矢板を上下動させ、再自沈させる。
- (6) 打込み終了、ジェッター停止。



写真—3 鋼矢板引抜状況

- (7) チャックを開き、鋼矢板を離し、モンケンを吊り上げる。
- (8) 導水パイプを引抜いて打込みを完了し、次の導水パイプの取付けに入る。

なお、引抜きについては、実施にあたり、直抜工法をとっているので省略することとする。

## (2) CCP工法（柱列壁）

この工法はボーリング孔から特殊ノズルを使用し超高压の噴射エネルギーをもつ硬化剤溶液を地中に噴射し、その破壊力によって地盤を切削攪乱させ、ノズルを緩やかに回転しながら引き上げ、地盤中に円柱状の固結体を連続的に造成するものであり、開削工法におけるヒービング、ボーリングを防止することができる。使用する機械器具は次のとおりである。

高圧プランジャーポンプ、22KW、30ℓ/min

ボーリングマシン 油圧式、(CCP用)

ギヤーポンプ 20ℓ、0.75KW

グラウトミキサー 立2槽 3.7KW

水槽FRP製 1m<sup>3</sup>

発動発電機 50KVA (防音型)

特殊バルブ、ノズル、高圧スイベル、メタルクラウンφ46mm ロッドφ33.5mmなど、

施工の概要は図—10に示すとおりであり、施工の順序は次のとおりである。

- (1) ボーリングを開始する。NCV（特殊バルブ）は開
- (2) ボーリングを終了する。NCVは開
- (3) CCPを開始する。NCVは閉
- (4) CCPを緩やかに回転させながら引き上げる。NCVは閉
- (5) CCPを完了する。NCV開閉テスト、水洗いテストを行う。
- (6) 機械を移動して、次のボーリングを開始する。

## 8. 住民との対話と実証工事の実施

51年度工事の実施状況から52年度施工分については、周辺住民から家屋に被害を出さない工法をとるよう強い要請があり、これについて納得のいく説明がない限り、52年度工事に着手させないとの強い態度であった。

そこで今まで述べたような各般の検討を行い、数回の地元説明を行ったところ、基本的には了解するが、展示をかねた短い延長の実証工事を実施し、その結果によって最終了解とすることで話し合いができた。この展示効果と同時に高圧水工法の歩掛りの決定根拠など工事実施の参考資料を求めするために実証工事を実施した。この工事の概要について述べることにする。実証工事は図—11に示すように、No. 3 + 30. 21からNo. 3 + 57. 21の間のℓ = 27mについて、52年6月から9月にかけて実施した。

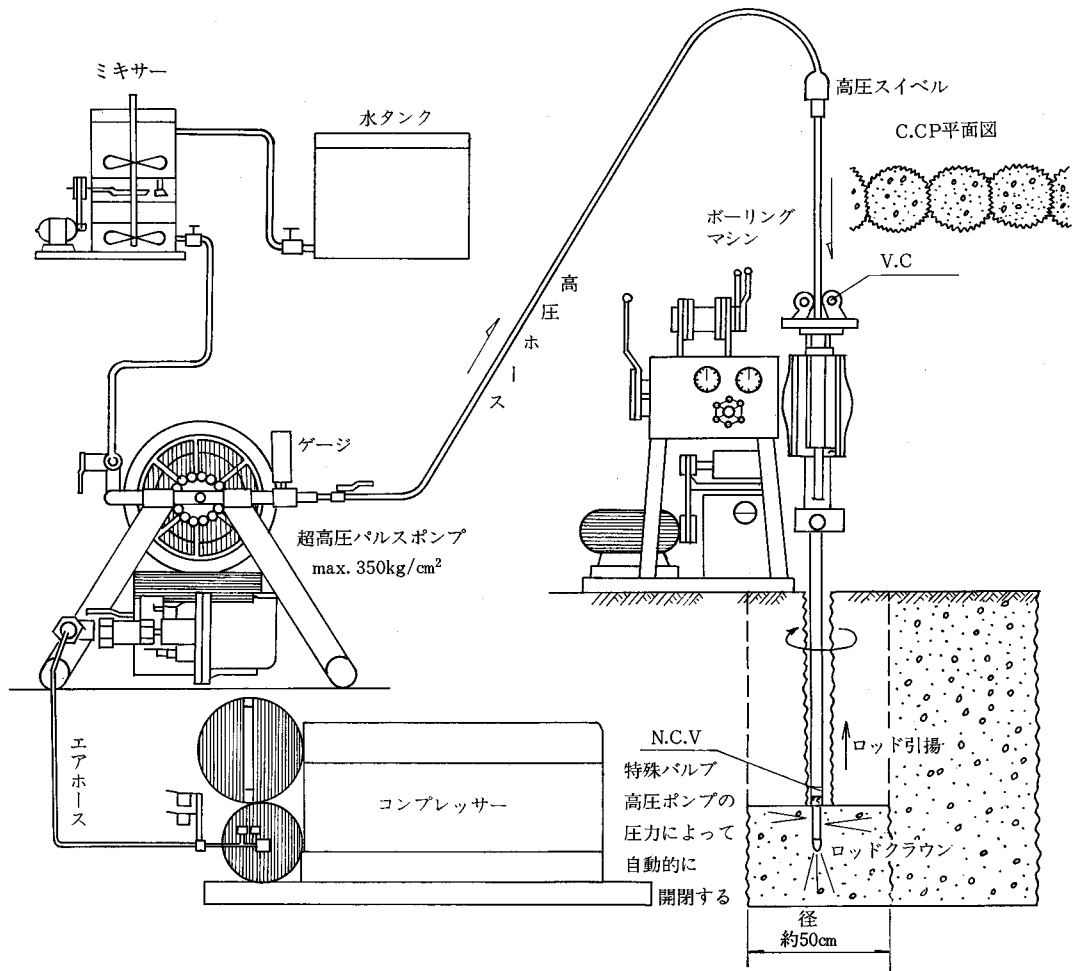


図-10 C. C. P 工法 概要 図

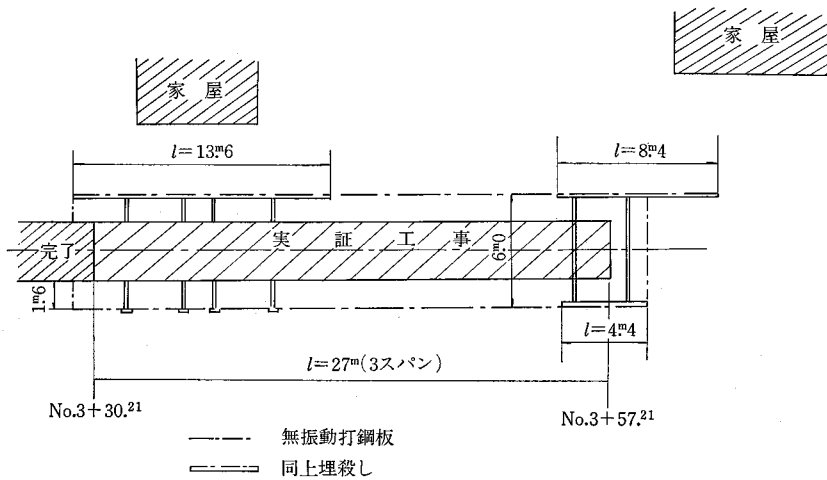


図-11 実証工事の概要



(1) 工事概要

1. 土留工の延長

鋼矢板Ⅱ型 H=9.8m ℓ=72.8m  
 腹起し H=300mm×300mm ℓ=70.8m  
 切梁 H=250mm×250mm ピッチ4m 7ヶ所 37.8m

2. 埋殺し矢板

鋼矢板Ⅱ型 H=9.8m ℓ=28m  
 切梁 H=250×250 ℓ=19.08m  
 腹起し H=300×300 ℓ=23.2m

3. 施工の方法

打込み、無振動（高圧水法）工法 ℓ=72.8m  
 引抜き 無振動（直抜き）工法 ℓ=44.8m

(2) 生じた現象

1. クラックの発生

切梁設置 8月25日、掘削 8月26日～8月31日、8月29日、8月31日に地盤にヘアークラック発生

2. 矢板の撓み

設計値3.3cmに対し16.2mmの撓み、Ⅱ型では危険と考えられる。  
 切梁撤去後2日間で矢板先端に2～4cmの変位が起きた。その背後に及ぼす影響は半径6～7mになる。

3. 矢板の引抜

高圧水工法での引抜不能

(3) 振動結果の測定

表一6のとおりであり、作業の場所の敷地の境界線において（矢板から2mのところ）56デシベルであり目標値60デシベル以下となっている。

表一6 振動測定結果表

機 械 名	ジェットター	クレーン
1 m	68	61
2 m	56	61
4 m	51	61
8 m	51	56
16 m	42	53
暗振動	30	30

(4) 検討の結果

歩掛の決定

設計作業能力 28.33min/枚に対し、実績 22.66min/枚、設計構成人員 5人に対し4.5人

土留鋼矢板

Ⅱ型をⅢ型に変更

矢板の引抜

高圧水工法を直抜工法に変更

引抜工法の比較検討の結果は、クレーン直抜 44,100円/10枚、パイプロ抜42,700円/10枚、ジェットカッター 77,000円/10枚であり、高圧水工法は高価である上施工困難であり、直抜工法をとることとした。

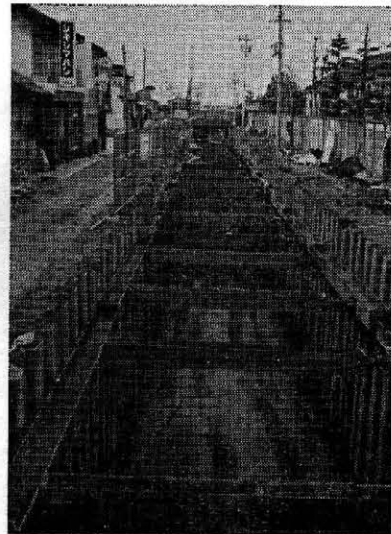
以上の実績により地元民の最終承諾を得て、本工事に着手した。

7. 工事実施の状況

本工事は4工区に分けて実施した。最終的な施工の概要は表一7のとおりである。振動工法1,105.7mに対し無振動工法1,092mとなり、約半分を無振動施工したこととなる。実施にあたって特記すべきことは、矢板打設後、掘削或は釜揚排水の段階で土間などにクラックが発生したため、危険を防止するうえから、CCP工法（柱列壁）を採った。CCP工法実施にあたり、補強工法の経済比較を行ったところ、セメントグラウト工法92,000円/mケミカルグラウト工法114,000円/m、CCP工法80,400円/mとなり、最も安価で、地下水遮断と地盤の

表一7 施工実績表

項目	規 格	延 長	備 考
工法			
普通工法		1,105.7m	
無振動工法	打込・引抜		
	Ⅱ型H=9.8m	496.8m	8ヶ所
	Ⅲ型H=9.8m	155.2m	10ヶ所
	Ⅲ型H=10.4m	233.2m	7ヶ所
埋殺し	Ⅲ型H=9.8m	114.4m	5ヶ所
	Ⅲ型H=10.4m	92.4m	4ヶ所
C.C.P	H=3.5m～5.0m	150m	9ヶ所 309本 1,317.9m



写真一4 暗渠施工状況

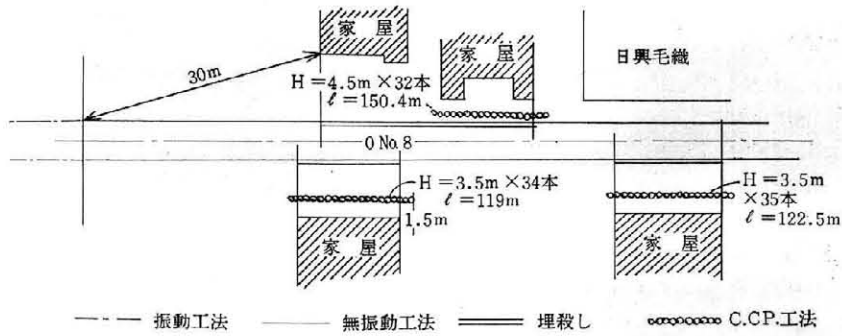


図-12 実施工法の概要(1部)

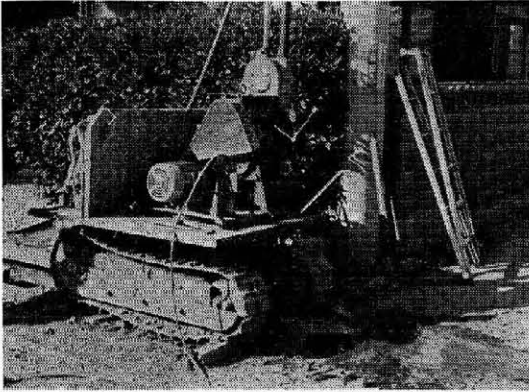


写真-5 施工状況

移動防止に確実性の高いCCP工法をとることとした。CCP工法を行った場合の施工は図-6及び図-12のとおりであり、CCPは平面的には家屋端部より1.5m広

くとり、横断的には掘削底面から30°の息角を考え、これより1m深くし、上端は地下水位までとした。

また、CCP補強を行ったところは埋殺し板板を家屋から10m45°の線から、家屋端部の線まで引抜くこととした。以上の工法によって大きなトラブルもなく53年3月工事を完成することができた。

## 10. むすび

家屋の近接する市道に埋設する暗渠の無振動施工例の概要について報告した。本工法の場合、51年度実施した普通工法の平均単価325千円/mに対し、535千円/mの経費を要しており、総額約90,000千円の経費増となったが、地下推進工法をとれば更に多額の経費を要するところであり、比較的経済的に実施できたといえる。生活環境の保全が叫ばれるなかにあつて、被害を出さない経済工法の一事例として本稿が参考となれば幸いである。

# 中掘工法による基礎クイの設計・施工例について

石坂 仁兵\* 八木橋 弘\*  
 川上 和夫\* 藤井 秀人\*\*  
 鈴木 孝\*

## 目 次

1. はじめに……………(83)	5. 鉛直載荷試験……………(87)
2. 工事の概要……………(83)	6. 騒音, 振動試験……………(91)
3. 設 計……………(83)	7. 結 び……………(94)
4. 施 工……………(86)	

## 1. はじめに

東京施工調査事務所は、埼玉県川口市にあり、庁舎整備計画の一環として、職員宿舎1棟(20戸、5階建)をRC構造で建築することになった。工事は52~54年の3ヶ年計画で52年度はそのうち基礎工事を実施した。

川口市は、地形的に荒川及びその支流によって形成された広大な沖積平地で、軟弱な粘土地盤が堆積しており、地質的には40m程度まで砂質又は粘土質シルトであり、中層構造物を建てるには、直接基礎工法や摩擦工法は出来ず、支持クイを40m以上の深さにある東京礫層まで打込まなければならない。

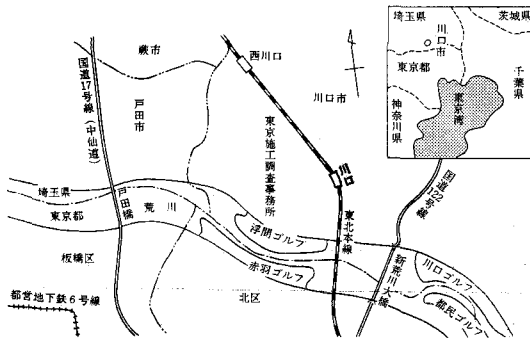


図-1 東京施工調査事務所位置図

また川口市は、キューボラの街として全国的に有名な所で、鋳物工場が数多くあり、さらに荒川を挟んで東京都に隣接しているため、住宅が次々と建てられ、現在、埼玉県一の人口(35万人)を持った都市である。

東京施工調査事務所のある川口市南町も住宅や町工場

の密集した市街地にあるが、このような所で基礎クイを施工する場合、騒音、振動対策を十分に考慮しなければならない。騒音、振動については騒音規制法、振動規制法により規制がなされているが、特に振動については宿舎建築予定地点に接した鋳物工場の、木型及び木型組立て作業に影響を与えるようなことは絶対に避けなければならない。

このような状況の中で、クイ基礎工法として既成クイの中掘工法を採用して施工したが、設計の考え方、施工経過、鉛直載荷試験、騒音・振動試験等の概要をとりまとめたので報告する。

## 2. 工事の概要

基礎工事	A Cコンクリートクイ(クイ径 600mm)
基礎クイ	15m×3本継 25セット
試験クイ	15m×3本継 1セット
鉛直載荷試験	一式
騒音・振動試験	一式

## 3. 設 計

### (1) 地質状況

当事務所附近一帯は、荒川及びその支流の洪水等によって形成された広大な沖積地で、土質的には軟弱な粘土質地盤で標高はT P1.5mの地帯である。

本地域を構成する地層は、東京層を基盤としてその上に東京礫層、沖積層の順に堆積している。

地質は図-2のとうりである。

### (2) 地下水の状況

地下水位は地表下1.3mと水位は高く、また28m附近では伏流水があり、ボーリング時に孔内壁が崩壊した。

### (3) 施工に関する制約(隣地関連, 騒音振動)

工事予定地周辺は鋳物工場と住宅地であり特に建物の

\* 関東農政局東京施工調査事務所

\*\* 利根川水系農業調査事務所

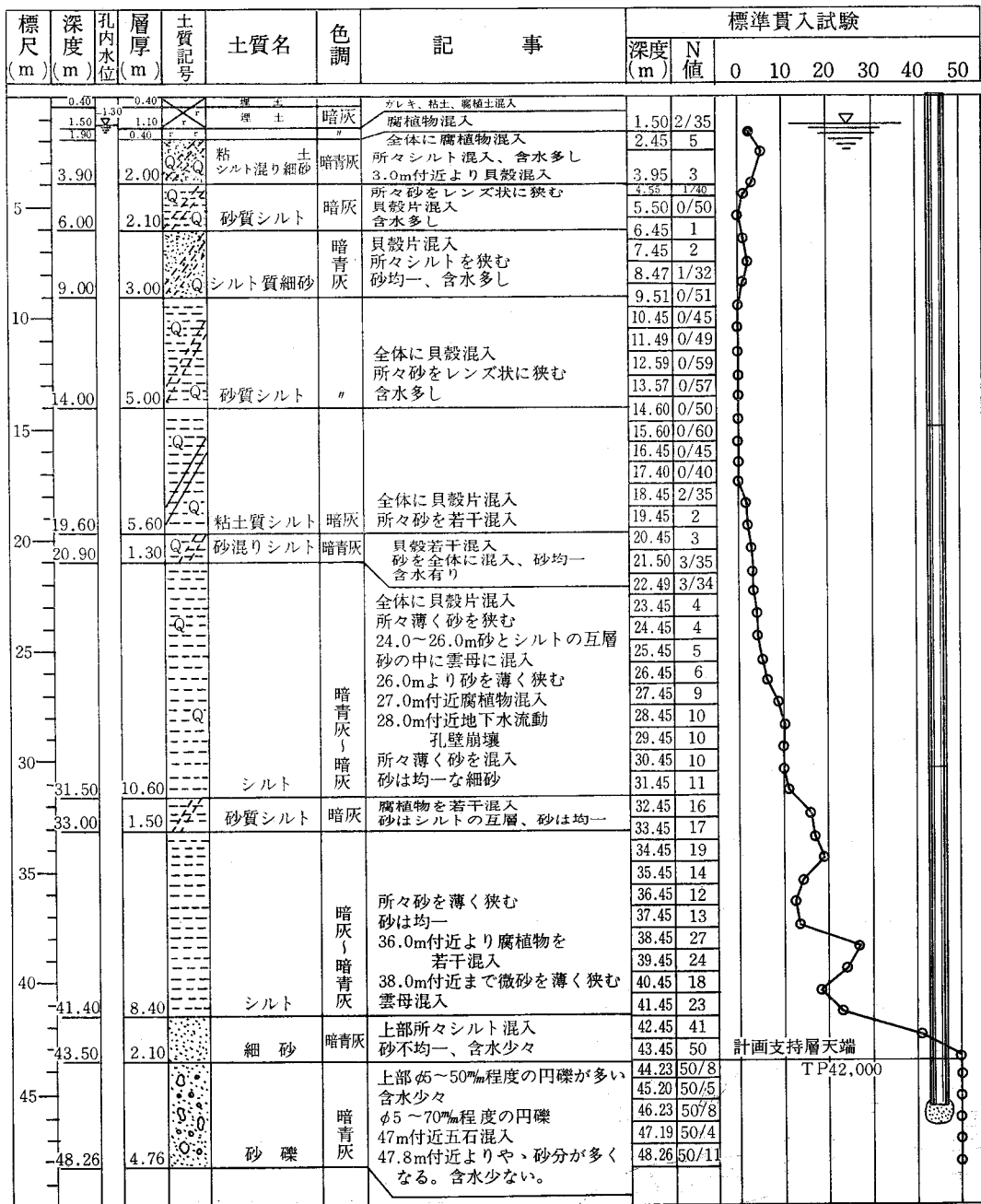


図-2 土質柱状図

両端は現庁舎と鋳物工場との境界界に接している。

騒音振動は規制法と県条例にて細かく規制されている。騒音は敷地境界線から35m離れた地点で85ホン以下、振動は敷地境界線上で75dB以下と規制されている。

(4) 基礎工法の選定

現在一般に用いられている基礎工の種類は図-3のようになるが、上記の地質、地下水、施工に関する制約

(騒音、振動、隣地関連)等を考慮して、各工法の経済比較を行ない、既成クイ中掘工法(先端セメントミルク処理)を採用した。

(5) 設計方針

本計算は建築基準法、同施行令、日本建築学会構造規準、同解説によった。計算結果は図-4のとおり。

(6) 基礎クイの計算

- ① 地盤(東京都首都整備局基準(案)による)

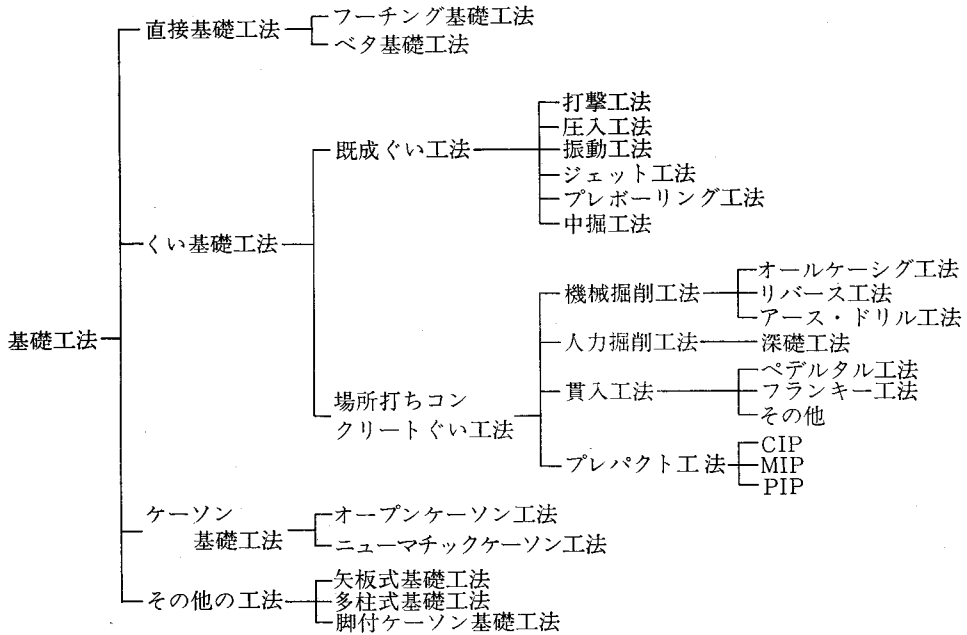


図-3 基礎工法の種類

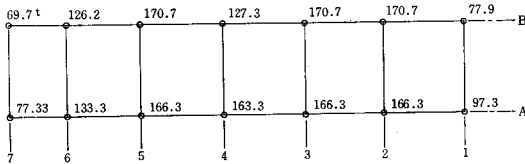


図-4 柱軸力図

クイ長  $\ell = 45.0\text{m}$  (15m/本  $\times$  3本)  
 クイ径  $D = 600\text{mm}$   
 $N$  先端抵抗  $N$  値  $N = 50$   
 $AP$  クイ先端全断面積 ( $\text{m}^2$ )

$$AP = 0.25 \times \pi \times 0.60^2 = 0.282$$

クイの支持力

$$Ra = 20/3 \times N \times AP = 90\text{t/本}$$

(長期鉛直許容支持力)

② クイ材

継手力による低減  $5\% \times 2$ ヶ所 = 10%

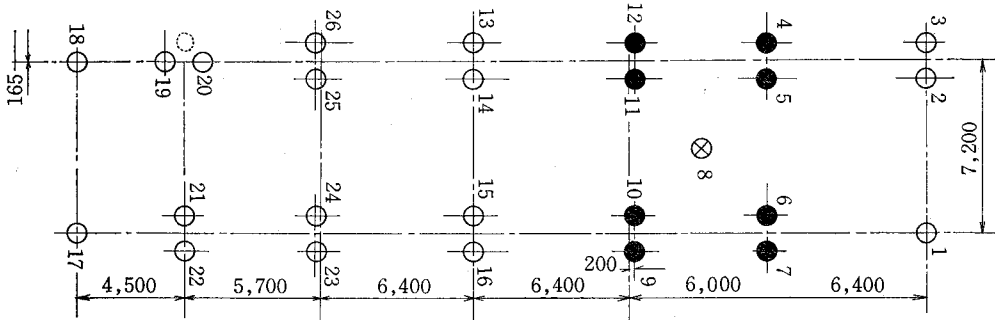
細長比による低減  $L/D - 80 = -5$

故に細長比による低減は0とする。

$F_c = 165 \text{ kg/cm}^2$  (クイ部材の長期許容圧縮応力度,  $A_c$  杭)

$A_c = 1,442 \text{ cm}^2$  (クイ断面積)

クイ材自体の支持力



数字は施工順序

⊗ 載荷試験杭No.8

● 反力杭No.4~7、No.9~12

○ 破損杭

図-5 杭伏せ図

$$Ra = F_c \times A_c \times 0.9 = 210t/\text{本}$$

従って、先に求めた鉛直方向許容支持力より  
 タイ自体の支持耐力が大であるので安全。

$$148t/\text{本} > 90t/\text{本}$$

タイの配置は図-5のとおりで、また横方向検討  
 の結果、上タイはⅡ種、中、下タイはⅠ種とする。

#### 4. 施 工

##### (1) 使用機械

表-1の機械を用い、特にコンプレッサー、ゼネレー  
 ターは防音型を使用した。

表-1 使用機械

機 械 名	名 称 規 格
く い 打 機	K社335 S型
ハンマー種別	U型モンケン10 t
アースオーガー	S社D-60H型掘進機
モルタルポンプ	S社PA-15型-B型ポンプ
グラウトミキサー	S社GMS-15型ミキサー
コンプレッサー	H社PDR-600S型コンプレッサー
ゼネレーター	N社DG150-26S型ゼネレーター
クローラクレーン	S社LS-78LWJクレーン
ブルドーザー	M社D3C

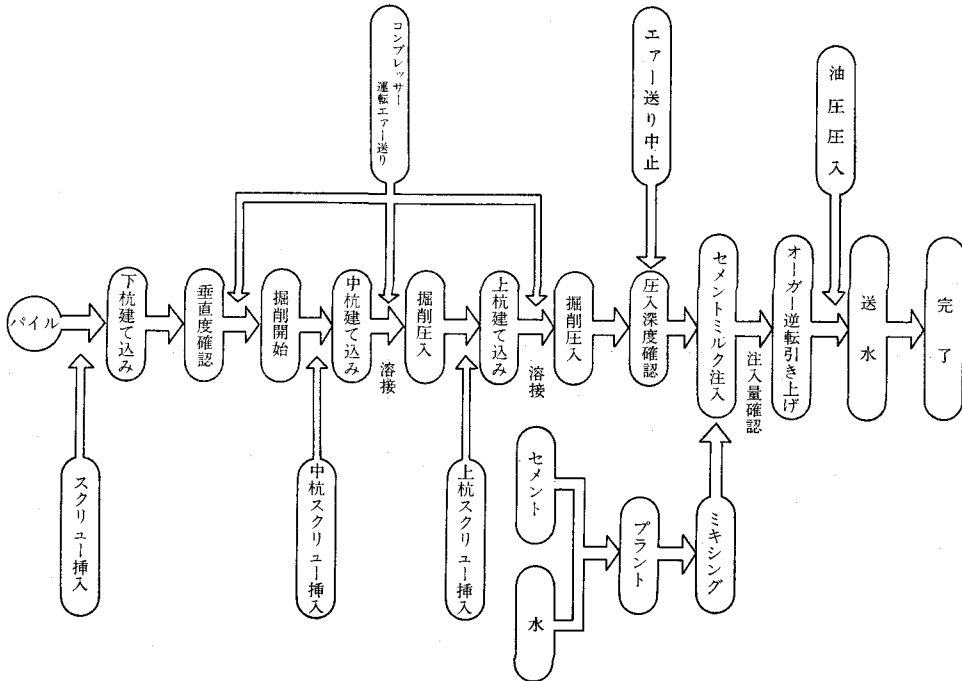


図-6 中掘工法の施工手順

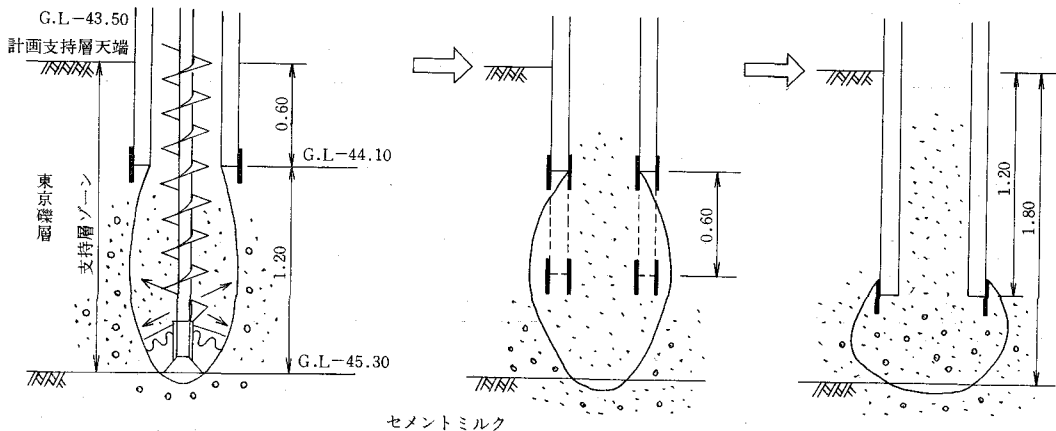


図-7 中掘工法先端セメントミルク処理方式

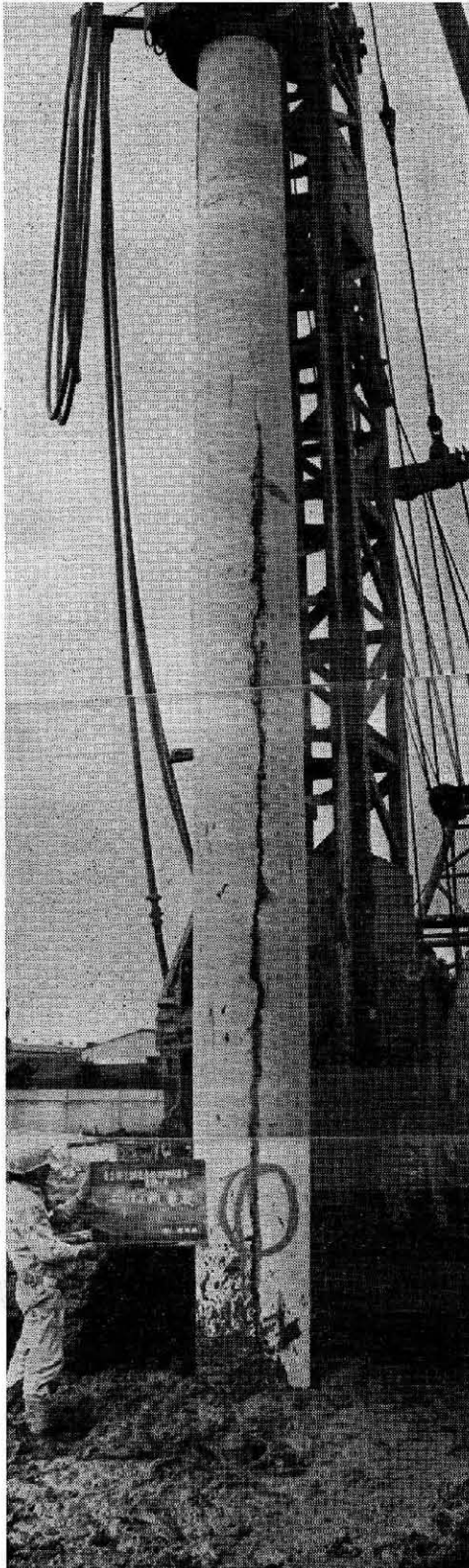


写真-1 タイ破損

## (2) 施工手順

図-6に示すように行った。

## (3) 先端処理

図-7のようにタイ先端が計画支持層天端T P-42.0 mで、オーガーを止め1 D相当(先掘分)圧入した時点でセメントミルクに切り替え支持層1.5 D~2 Dを掘削、セメントミルク注入を行い所定重のセメントミルク注入完了後、圧入装置により0.5 D~1 Dを圧入し沈設完了となる。根固め用セメントミルクの水セメント比は70%とした。

## (4) タイ破損について

図-5に示すタイ施工で、下タイ、中タイと沈設し上タイ(Ⅱ種)を継ぎ足し溶接後、33 mまで沈設した時点でオーガーを引き上げ(10 m程度)土砂の上り具合を確認、再びオーガーを下降させ沈設(掘削)に入ろうとした瞬間に亀裂が生じた。他のタイの作業手順において変わった点はなかったが、この場所だけ異常に湧水量が多く、中タイの沈設時に土砂と一緒にかなり排出された。このことから原因はオーガーの下降に伴ないヘドロ状土砂(泥水土)が急上昇し、下方からはエア-15.0~17.0 m<sup>3</sup>/min、7.0 kg/cm<sup>2</sup>が泥水土を押し上げ、エア-の浮上速度が加速され比重の高い泥水を吹き上げる状態となり、かつオーガーの下降によってある部分で衝突現象が生じ過大内圧となり破損したと思われる。なお施工前に外観、寸法検査の結果、異状は認められなかった。

## 5. 鉛直載荷試験

### (1) 試験概要

#### ① 試験目的

本試験は基礎工に採用した中掘先端セメントミルク工法による基礎タイを建築基準法第12条第3項に基づくクイ耐力確認のために実施した。

#### ② 試験月日

自 昭和53年3月20日13時30分

至 昭和53年3月21日14時51分

#### ③ 試験方法

試験は、土質工学会編「クイの鉛直載荷試験基準、同解説」に準拠して行い、試験方法は同書第3章より載荷方法B(緩速多サイクル方式)を採用した。

#### ④ 試験位置

本試験は、図-5クイ伏図中に示す位置で実施した。

#### ⑤ 試験装置

載荷装置は図-8のとおりである。

### (2) 試験

#### ① 載荷方法

載荷方法は、反力グイ方式で計画最大荷重  $P_{max} = 300 \text{ t}$  を5サイクル、荷重段階10で載荷した。荷重速度は、増荷時に最大8~20 t/min、減荷時に最大4~10



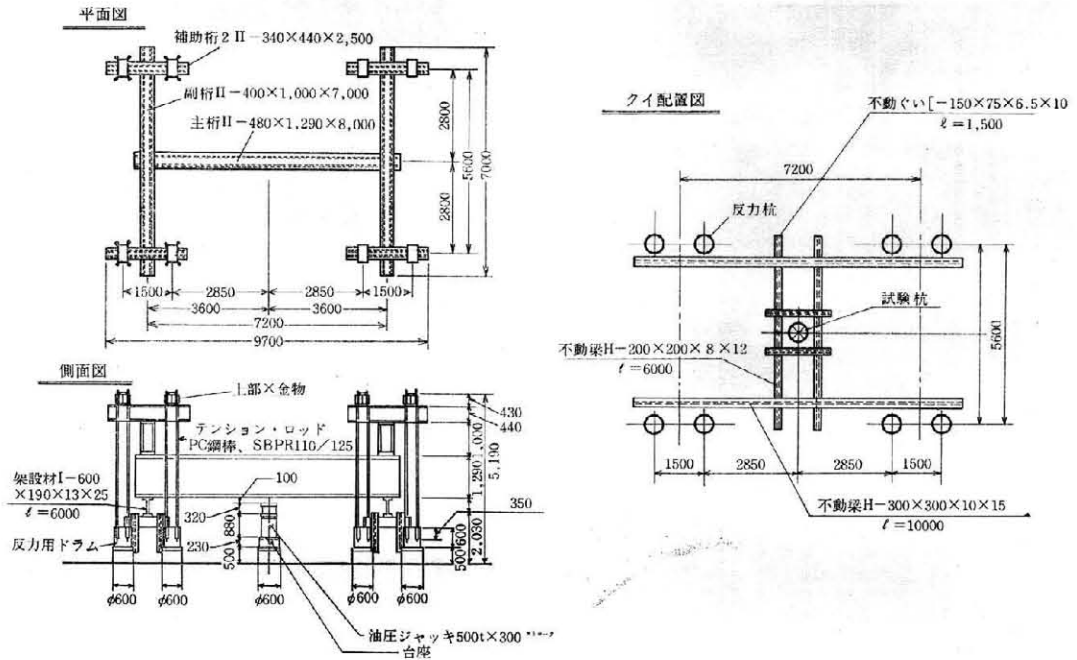


図-8 鉛直載荷試験装置

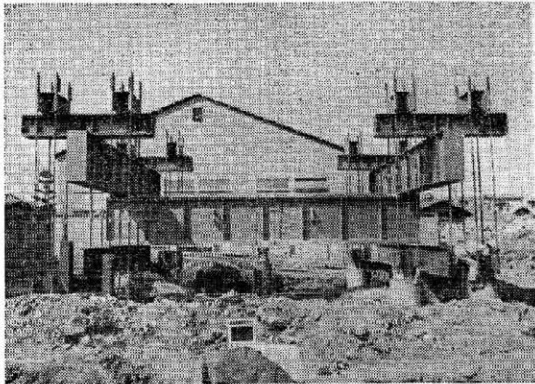


写真-2 鉛直載荷試験(1)

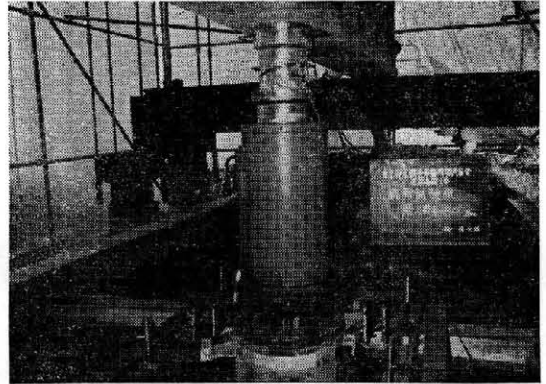


写真-3 鉛直載荷試験(2)

t/min とし荷重段階は、表-2 のように行った。

② 測定方法

測定は、図-9 のようにして

表-2 荷重段階

サイクル	最大荷重(t)	荷重段階(t)
1	60	0-(30)-(60)-30-0
2	120	0-30-60-(90)-(120)-60-0
3	180	0-30-60-90-120-(150)-(180)-150-120-60-0
4	240	0-60-120-150-180-(210)-(240)-210-180-120-60-0
5	300	0-60-120-180-210-240-(270)-(300)-270-240-180-120-60-(0)

( ) 内荷重は処女荷重および最終0荷重を示す。

載荷重、クイ頭沈下量、クイ先端沈下量、クイ体圧縮量、反力グイ浮上量の測定を行った。

(3) 試験結果

今回の鉛直載荷試験は、クイ頭荷重と沈下量の関係から、長期許容支持力を求めることを目的としている。

クイの長期許容支持力の求め方は、日本建築学会編「建築基礎構造設計基準・同解説」の第24条に従った。

また本試験グイは、埋込グイの一種である中掘工法によって施工されているので同条第2項に従って長期許容支持力を求めた。

クイ1本当りの長期許容支持力は、

- ① 極限荷重または最大荷重の $1/3$
- ② 降伏荷重の $1/2$
- ③ クイ部材の許容軸力 (21 t/本)



の3者のうちの最小値とした。

なお、当試験により得られた時間—荷重—沈下量各相関図を図—10に示す。

(4) 解 析

① 極限荷重及び降伏荷重の判定

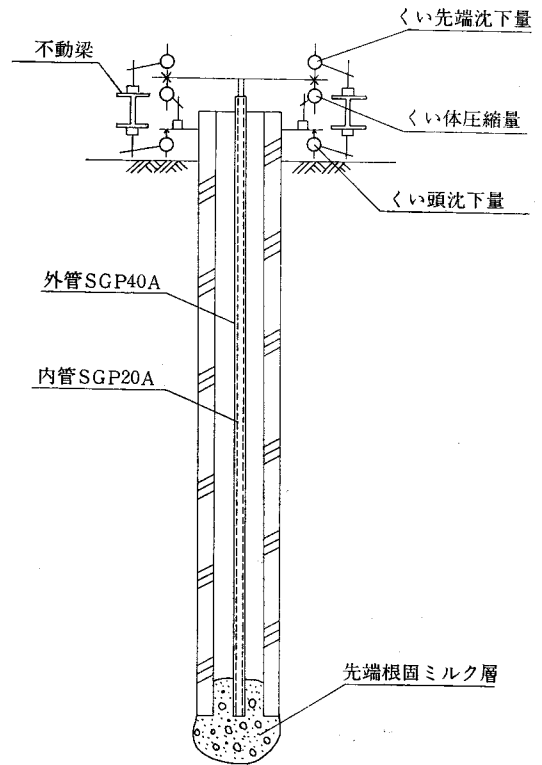
極限荷重とは、ある特定の荷重において、それ以上の荷重の増加なしに沈下量のみが著しく増加していく時点の荷重をいい、降伏荷重とは、クイ頭荷重Pと沈下量Sとの関係を示したグラフにおいて最初の直線状に近い曲線から顕著に折曲りを生じ、曲率最大となる点の荷重をいう。本試験においては、 $P_{max}=300t$ までに極限状態は認められないので、次に示す三方法によって降伏荷重の判定を行った。

(i)  $\log P \sim \log S$  法

荷重Pと沈下量Sとの関係を両対数紙上にプロットし、それらの点を結ぶ直線が急折する点をもって降伏荷重とする。試験結果を本方法によって示すと、図—12のようになる。当図によると、クイ頭においては、 $P=240t$ に折点が認められる。しかし、 $P=100t$ と $P=240t$ の間で比例関係が認められ、また $P=240t$ の折点も角度は小さいが、クイ先端の性状は、比例関係を示していることから、それぞれ、疑似降伏点と判定する。

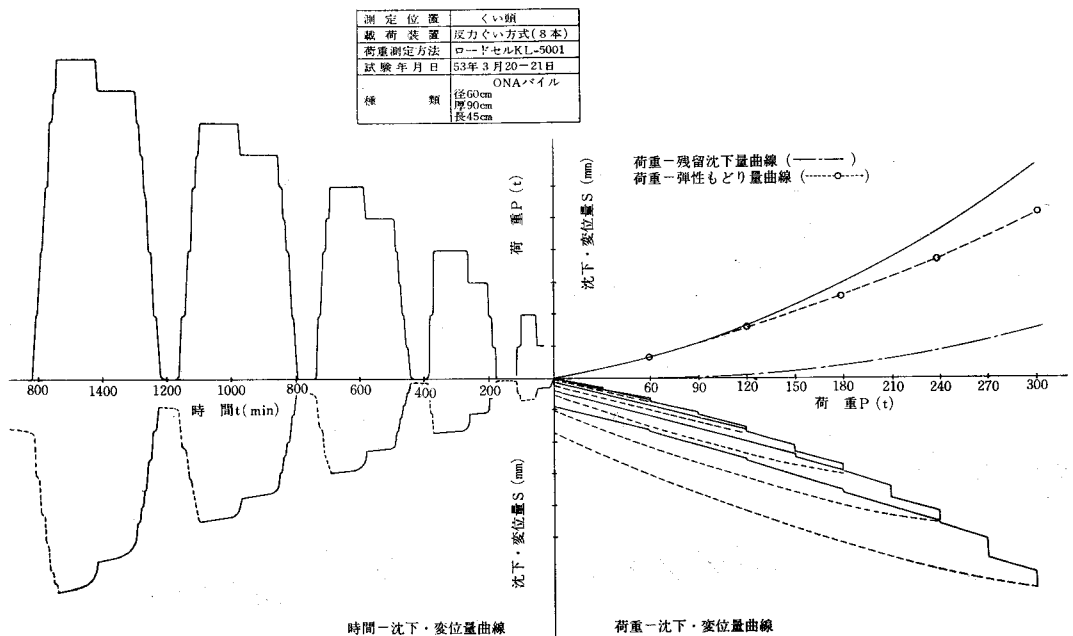
(ii)  $S \sim \log T$  法

各処女荷重における沈下量Sを普通目盛に、単位時間を対数目盛に、プロットし、それらを結んだ線が、直線から沈下量の増加する方向へ向って凹形の曲線を示すようになる限界、または直線状のこう配が急増する限界の



図—9 測定方法

荷重をもって降伏荷重とする。本方法によると、図—13図—14に示すようになる。 $P=240t$ と $P=270t$ の間で沈下量が若干増加しているが、 $P=300t$ で安定した沈



図—10 鉛直載荷試験 (荷重—沈下・変位量—時間曲線)

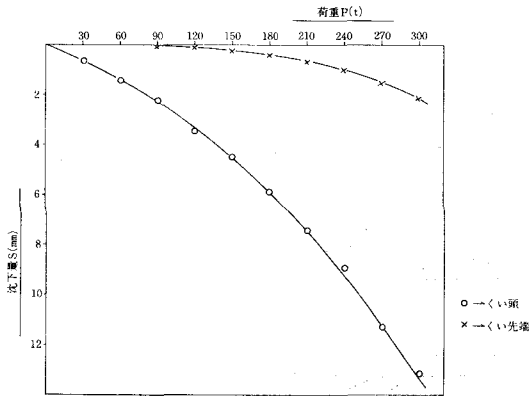


図-11 S~P

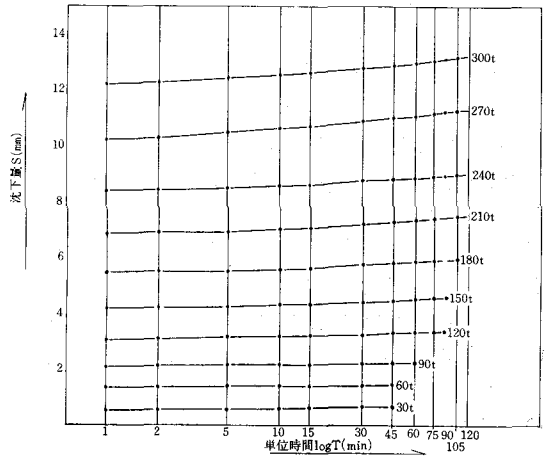


図-13 S~log T(くい頭)

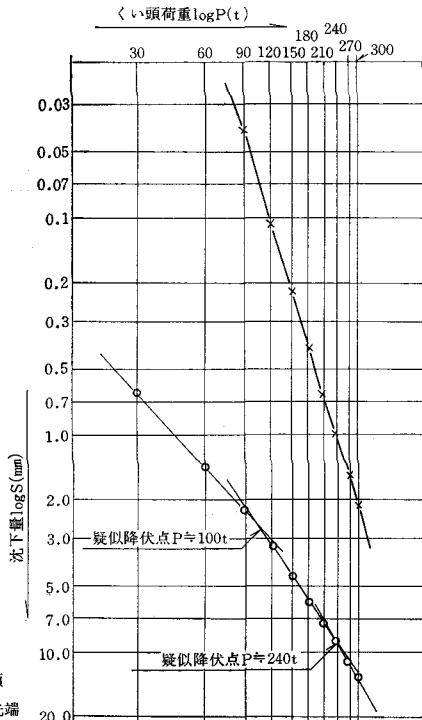


図-12 log P~log S

下状況を示している。よって、この方法では降伏荷重は認められない。

(iii)  $\Delta S/\Delta \log T \sim P$  法

各処女荷重段階における  $\Delta T$  時間内での沈下量増分を  $\Delta S$  とし、 $\Delta T$  時間の対数値の差を  $\Delta \log T$  として  $\Delta S/\Delta \log T$  と  $P$  との関係を目盛でプロットし、直線が急折する点の荷重をもって降伏荷重とする。

本方法を図-15に示すが、本来この方法は精度的に、バラツキの多い方法である。当図においては、バラツキが多いが最大荷重の  $P=300t$  まで、ほぼ比例関係が見

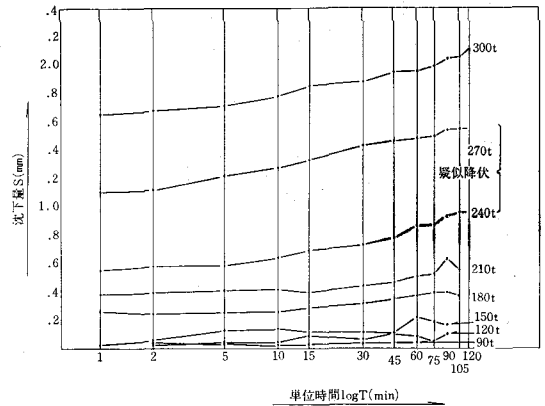


図-14 S~log T(くい先端)

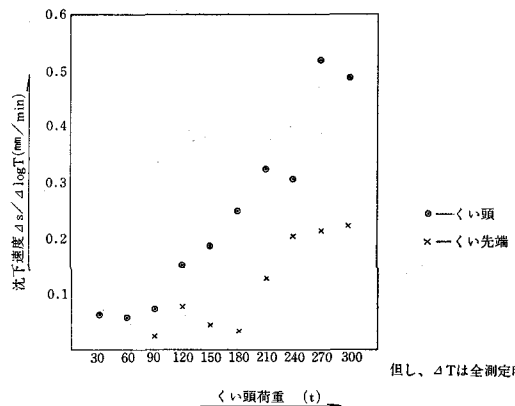


図-15  $\Delta S/\Delta \log T \sim P$

られることから、降伏荷重は認められない。

② 極限荷重及び降伏荷重の判定結果

以上に述べた判定法により、得られた判定結果を列記すると、表-3のとおりであった。

表一 3 極限荷重および降伏荷重の判定結果

判定法	降伏荷重	極限荷重
S~P法	—	300 t 以上
(i) log P~log S 法	300 t 以上	〃
(ii) S~log T 法	〃	〃
(iii) $4S/4\log T \sim P$ 法	〃	〃
判定	300 t 以上	300 t 以上

③ 長期許容支持力

以上、述べた各判定結果より、長期許容支持力を求める。本試験においては、最大荷重の  $P_{max}=300$  t まで載荷したが、極限状態も認められなかった。よって、安全を考慮して  $P_{max}=300$  t を極限と見なし長期許容支持力を求めると、表一 4 のようになる。三者のうちの最小値を求めると、長期許容支持力

表一 4 長期許容支持力の判定結果

判定法	長期許容支持力
(a) 極限荷重の $1/3$	100 t
(b) 降伏荷重の $1/2$	—
(c) くり部材の許容軸力	141 t

$Ra=100t/本$

が得られ、設計支持力  $Ra=90t$  に対し、十分安全である。

8. 騒音・振動試験

(1) 試験概要

① 目的

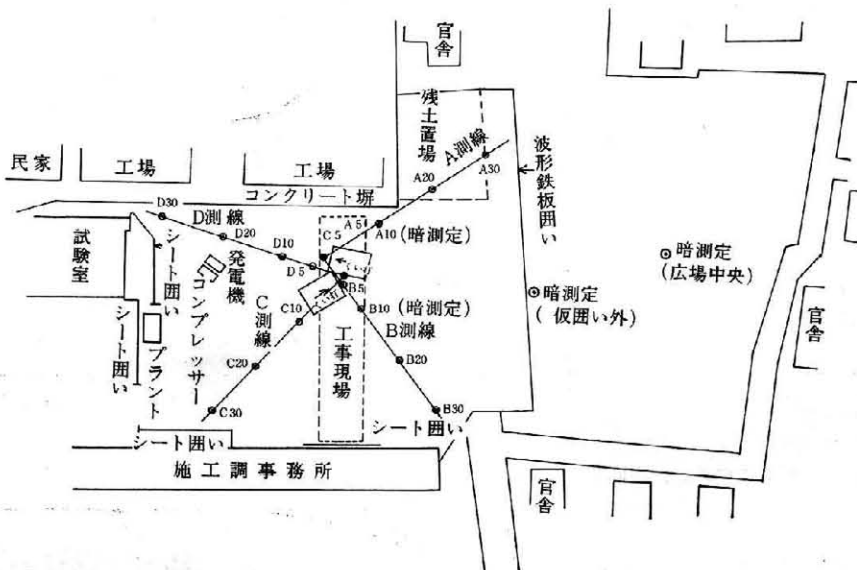
中掘先端セメントミルク注入方法によるクイ施工工程において、発生する騒音、振動の大きさを正確に把握し騒音および振動公害の未然防止の一助とする為に実施した。

② 測定位置、測線、測定点

測定位置は、図一 16 のとおりである。測線は、A、B、C、D の 4 測線を設け、測定点は発生源からの距離 5、



写真一 4 騒音、振動測定



図一 16 測定位置平面図

10, 20, 30M, の各々4点とした。

③ 測定日, 天候

クイ No.5 A, B測線 昭和53年2月24日晴 微風

クイ No.8 C, D測線 昭和53年2月27日晴 微風

④ 測定内容

測定は, クイ沈設段取り開始から, 沈設完了後オーガー引き上げ終了まで連続測定とした。また, 工事用機械類がすべて停止した状態で, 場内2ヶ所, 場外2ヶ所の計4ヶ所において暗騒音, 暗振動を測定した。

⑤ 発生源の種類

表-2 参照

⑥ 測定計器

使用した騒音および振動測定計器は, 表-5のとおりである。

② 騒音測定結果

データの整理は, 全工程を5分毎に分割し, その区間の最大値5個を読み, それらの算術平均値として表示した。それらの読みとった数値の主要因を項目毎に明記しその区間のタイトルとして整理した。

その主要因は, 補助クレーン, ブルドーザー, クイ打ち機によるものであった。

全工程, クイ打ち機の移動停止時, 中掘沈設時の夫々

表-5 騒音・振動測定計器

名称	数量	示 様				
普通騒音計		適用規格	測定範囲	周波数範囲	マイクロホン	チャンネル数
	MA-9 8台	JIS C1502	35~130ホン	31.5~8,000Hz	コンデンサ型	1チャンネル
公害用振動計		適用規格	測定範囲	周波数範囲	メータ	チャンネル数
	VM-12 5台	JIS C1510	45~120dB	1~90 Hz	dB目盛 (-5~+10dB)	1チャンネル
	VM-16 1台	JIS C1510	45~120dB	1~90 Hz	dB目盛 (-5~+10dB)3個	3チャンネル
記録計		記録方式	レベル範囲	周波数範囲	チャンネル数	
	LR-03 8台	自動平衡型	25.50dB切換	1~20,000Hz	1チャンネル	
	LA-42A 2台	インク直線書き	40dB	1~8,000Hz	24チャンネル	
	LR-50 1台	マルチピンによる放電破壊	50dB	1~20,000Hz	3チャンネル	
	TC-5502-2 1台	磁気テープ記録		20~23,000Hz	2チャンネル	

表-6 騒音測定結果(ホン)

測線	区分 距離M	全工程平均				くい打ち機の移動, 旋廻時				中掘沈設時			
		5	10	20	30	5	10	20	30	5	10	20	30
A		89	84	77	71	95	89	81	73	77	74	69	67
B		86	82	77	68	88	84	79	68	73	73	69	63
C		86	82	76	67	88	86	79	69	74	75	68	61
D		88	86	84	77	93	85	84	77	75	73	75	77
平均(D除く)		87	83	77	67	90	86	80	70	75	74	69	64

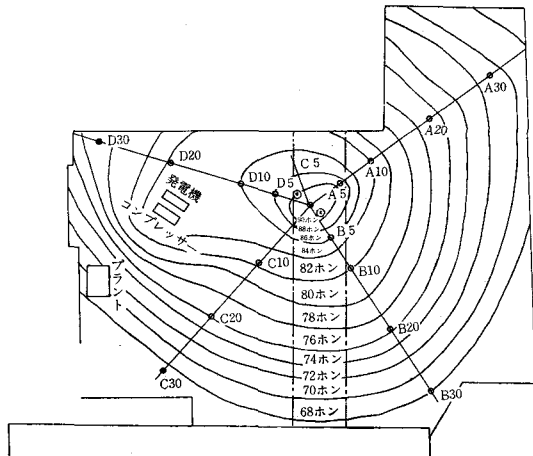
表-7 任意の地点での騒音レベル(SL:ホン)算出式

区分	騒音源からの距離 M	
	$r = 5 \sim 20$	$r > 20$
全工程平均	$SL = 87 - 16.6 \log \frac{r}{5}$	$SL = 87 - 23.1 \log \frac{r}{5}$
くい打ち機, クレーン等の移動, 旋廻時	$SL = 90 - 16.6 \log \frac{r}{5}$	$SL = 90 - 23.1 \log \frac{r}{5}$
中掘沈設時	$r = 5 \sim 10$ $SL = 75 - (0 \sim 3)$	$SL = 75 - 14.1 \log \frac{r}{5}$
	$r = 10 \sim 20$ $SL = 75 - 16.6 \log \frac{r}{5}$	

の平均値は、表一6のとおりである。

① 全工程平均騒音レベル

D測線の測定近傍にて、発電機とコンプレッサーが、稼動していたため、等音曲線(図一17)は、南側に緩勾配を呈す形態となった。



図一17 等音曲線(全工程平均)

A, B, Cの3測線は、指示値も減衰勾配もおおよそ一致しており、3測線の平均値から任意の地点での騒音レベルを求める式を逆算すると、表一7のとおりであるが、30m以遠のデータがないこと、30m地点の指示値が一様でないこと等の理由で、 $r > 20$ は目安にとどめる。全工程の平均値を数える作業内容を抽出すると、クイ吊込み、オーガー挿入、クイ沈設段取、オーガー引き上げ時等のクイ打ち機の移動、旋回に関連したものである。

② クイ打ち機、クレーン等の移動、旋回等の騒音レベル

クイ打ち機が要因である騒音は、全工程中、最も大きい。しかし、20~30m地点における減衰が大きいので、30m地点では、ほぼ全工程平均レベルと等しくなっている。

③ 中掘沈設時の騒音レベル

重機類の稼動が止まる中掘沈設時の騒音レベルを抽出すると、クイ打ち機稼動時の指示値より、5, 10, 20,

30m地点で各々15, 12, 11, 6ホンと小さく、全工程の平均値と比べても、12, 9, 8, 5ホンと小さい。5mと10m地点での減衰量が0~3ホンと極めて小さいのは、中掘沈設時の騒音源であるオーガーモーター、クイ打ち機エンジン、スパイラルオーガー等の相互擦過音による。これらの音は、広範囲に影響を及ぼし、面騒音もしくは線騒音の要素が大きい比重を占めることによるものと思われる。また、継グイ施工時の騒音レベルをみると、下グイ、中グイ、上グイの順に減っている。クイ深度が浅い程、地盤抵抗が小さく、沈設速度が速くなるため、機械類相互の擦過音によるパルス的な騒音が指示値、頻度において高いことによると思われる。

④ 風による影響について

測定中の気象状況(風向、風速)は、南東の微風(0~5m/sec)であった。この風による影響はA測線側で全般的に2~3ホン程の高い値を示しており、等音曲線上、A測線側の音帯が広がる傾向となって示される。

⑤ 騒音規制法との関連について

騒音規制法では、特定建設作業に係る基準値を敷地境界線から30m離れた地点で85ホン以下と定めている。今回の測定で30m地点の騒音はおおむね70ホン以下であり、作業内容に限定すればオーガー引上げ時クイ込み時等に70ホン以上の値を示す。しかし最大値でみても78ホンであり、規準値は満足できる。

暗騒音の測定結果との比較においては、90%上限値で47~54ホンであり、この20ホンの差を解消することは極めて難しい。作業内容を省みて、機械類の相互擦過音を、減らすよう注油を頻繁に実施することと、ブルドーザーの運行に際しては極力エンジンの回転をおさえることが目標になる。なお、暗騒音の指示値と等しくなる地点は騒音源からの距離が150m以上の地点となる。

(3) 振動測定結果

振動測定のデータ整理は、全工程平均、中掘沈設時等騒音の場合と同様に行った。最も大きな振動源は、ブルドーザーである。全工程、ブルドーザー稼動時、中掘沈設時の平均は、表一8のとおりである。

① 全工程平均振動レベル

等振曲線(図一18)が、全般的に同心円状にならない

表一8 振動測定結果(dB)

測線	区分 距離M	全工程平均				ブルドーザー稼動時				中掘沈設時			
		5	10	20	30	5	10	20	30	5	10	20	30
		A	68	61	56	57	71	64	58	60	60	53	51
B	72	66	62	57	75	70	66	61	63	56	53	51	
C	69	67	61	56	71	70	63	59	60	59	53	48	
D	68	62	60	56	70	64	61	54	63	56	54	48	
平均		69	64	60	57	72	67	62	59	62	56	53	50

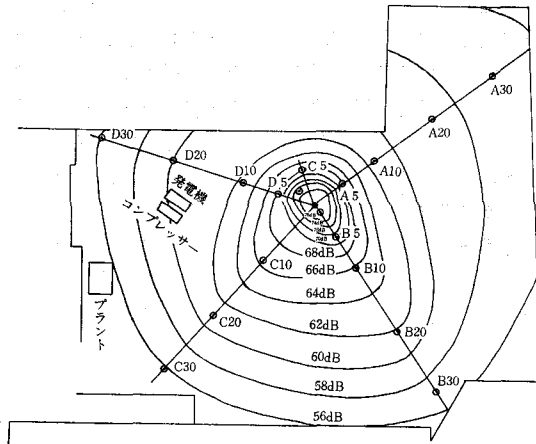


図-18 等振曲線 (全工程平均)

のは、測定地点周面地盤の軟硬、重機類稼働時の緩衝方向の差異によるものと考えられる。減衰状況は、全体平均値のみでみれば直線的であり、任意の地点での振動レベルを求める式は、表-9のとおりである。

表-9 任意の地点での振動レベル(NL=dB)算出式

区分	振動源からの距離M	$r$
全工程平均		$NL = 69 - 15.6 \log \frac{r}{5}$
ブルドーザ稼働時		$NL = 72 - 16.7 \log \frac{r}{5}$
中掘沈設時		$NL = 60 - 15.4 \log \frac{r}{5}$

平均値を上回る時の作業内容はクイ建込み時、排土作業時、スパイラルオーガー引き上げ時等のブルドーザおよびクイ打ち機稼働に係る振動である。

② ブルドーザ稼働の振動レベル

最も大きな振動を発生するのは、ブルドーザ稼働時である。

③ 中掘圧入時の振動レベル

重機類の振動がない状態での中掘沈設時の振動レベルの値は、ブルドーザ稼働時のものより、5、10、20、30m地点で各々 12、12、9、9 dB と小さく、体に感ずる度合表示では 5~10m の範囲で微震(震度1)、15m 付近からは無感となる。継グイ別では騒音同様、下グイが大きく表示されている。これは、表面波の影響があると考えられる。

④ 振動規制法との関連について

振動規制法では、建設作業に係る基準値を敷地の境界線上で 75dB 以下と定めている。

測定結果をみると、最も大きなものはブルドーザ作業時の 5m 地点でその値は 75dB (平均 72dB) である。10m の地点では 70dB 以下に減衰しており、規準値を十分満足している。次に暗振動との比較では 80% レンジの上限値で暗振動が 37~44dB であり、この数値と同等の点は②式より、150m 以上離れた位置となる。

7. 結 び

騒音、振動を考慮して、中掘工法によって基礎クイの施工をした結果、所定の支持力が得られた。

特に振動対策上、クイの先端処理方式として、打撃でなくてセメントミルクの注入方式を採用したが、セメントミルク注入完了後、油圧によってクイ体を 60cm 程度沈設させるだけのため、施工前は一部不安を感じていたが、鉛直載荷試験の結果、満足する支持力が得られたと考えている。

騒音、振動についても、試験結果はもとより地元住民からの苦情もなく工事が終了し、安堵している。

なお、報文作成にあたり、日本コンクリート工業(株) 鴻池組のご協力に対し、厚く感謝の意を述べる。

# 農道のアスファルト舗装(3)

構造改善局農道班

土地改良舗装研究会\*

## II 路床改良工

### 1. 概 説

農業基盤整備に伴う農道の規模の拡大、またその性格、機能の多様化が要求されてきている現今、農道を設計し建設する立場からは一般道路として、当然必要な検討事項を疎かにすることなく、また農道の特殊性を充分配慮する必要がある。

農道は一般の道路に比して山間部、水田地帯、畑地帯及び村落等に通ることが多く、路床条件としては余り手を加えられていないため、一般に悪い状態に置かれていると考えなければならない。特にほ場整備地区等における農道についてはそれが顕著に現れるものである。一般に路床改良工として取上げる場合は、路床部分が現地盤にあり、その部分が国内に多く分布する特殊土で、路床材料としてそのまま使用するのが不適と考えられるものに対する改良工について述べるわけであるが、路床を論ずる場合、基礎地盤及び路盤等、道路構成上の問題から多少触れておく必要があると考える。

設計基準における舗装の中の路床については路床を支える現地盤等が充分管理され、チェックされて出来上っていることを前提としており、道路土工については特別の技術的配慮が必要とされ、日本道路協会において土工指針を示しているので、ここではその概略を述べ、路床についての基本的考え方と、特殊土における改良工を詳述することにする。

#### (1) 道路土工の名称

道路土工の各部の名称は次のとおりである。

##### ① 舗 装

アスファルト舗装部分(表層、基層)および路盤を舗装とよぶ。

##### ② 路 床

舗装の厚さを決定する基礎となる舗装下面の土の部分で、ほぼ均一な厚さ1mの層をいう。盛土部においては盛土の上部の、切土部においては自然地盤の所定の掘削面下の1mの部分がこれに当る。

##### ③ 盛土部

路床面が原地盤基礎地盤より高いために原地盤上に土を盛り立てて築造した道路の部分进行う。

##### ④ 盛 土

盛土部において原地盤から路床面までの土の盛り立てた部分をいう。

##### ⑤ 切土部

路床面が原地盤より低いために原地盤を切り下げて築造した道路の部分进行う。

##### ⑥ 切 土

切土部において原地盤から路床面までの掘削した部分をいう。

盛土部、切土部に分けて各名称を次に示す。

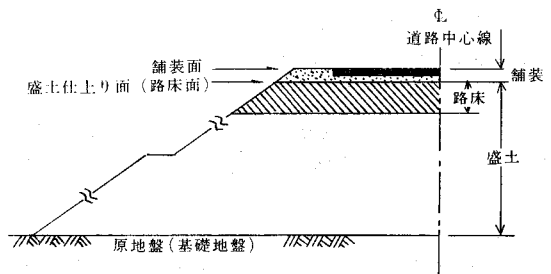


図 II-1 盛土部断面の名称

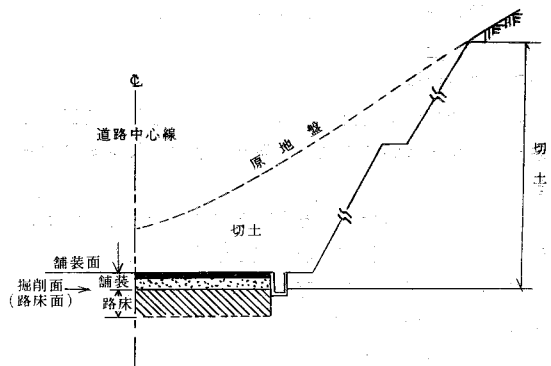


図 II-2 切土部断面の名称

#### (2) 基礎地盤(現地盤)

路床を支えるものとして、盛土部では盛土自体であ

\* 鹿島道路(株)、熊谷道路(株)、佐藤道路(株)、世紀建設(株)、東亜道路工業(株)、常盤工業(株)、飛鳥道路(株)、日本道路(株)、日本舗道(株)、フジタ道路(株)、前田道路(株)、あいうえお類

り、盛土を支えるものは基礎地盤である。

また切土部においては基礎地盤が直接路床部を支えることになる。

従って基礎地盤は盛土および舗装などの重量と交通荷重を安全に支持しうるものであり、かつ盛土とその他の荷重によって生ずる地盤の沈下が、完成後の路面その他に悪影響を及ぼさないようなものでなければならない。

一般に特殊な地盤以外の場合は余り問題とはならないが、軟弱地盤等の特殊な地盤の場合は、その地盤が如何なる生成条件におかれ、その後如何なる環境条件によって変化したか、その広さ、深さ成層と各層の性質など調査の上、土地改良事業計画設計基準農道（その1）第4章設計（農林省構造改善局昭和52年10月改定）4.1路床の設計の〔解説〕の項及び道路土工軟弱地盤対策工指針等を参考に各地盤の特性に応じた対策をとらなければならない。

また、基礎地盤が特殊な地盤でない場合でも次の2点については特に注意を要する。

#### ① 盛土高が高い場合

高盛土で自重が大きい場合、基礎地盤の支持力が大きく均一な支持状態が得られる場合以外では、調査を行ない、安定を検討する必要がある。

また傾斜地盤上に盛土を行う場合は、地層の境界面の傾斜、せん断抵抗、湧水の有無などを調査し、必要があれば安定のための対策をとらなければならない。

#### ② 盛土高が低い場合

水田など表層に薄い軟弱層があるような地盤では、施工当初のトラフィカビリティーの確保が困難となるので、排水溝の計画が必要となったり、透水性の高い材料を敷きならす等、対策が必要となる。

また低い盛土の場合、道路上の載荷重が基礎地盤に及び、そのため地下水が盛土上部まで上昇し、舗装に悪影響を与えるおそれがあるときは、基礎地盤の一部を置換えたり、透水性の高い材料によって敷ならす必要がある。

### (3) 盛土

#### ① 盛土材料

盛土を構成する盛土材料は、そのよしあしが施工の難易を左右するばかりでなく、盛土の性状に及ぶものである。

したがって良質な材料を用いるにこしたことはないが、盛土高、のり面こう配、施工箇所、施工法などによってその適用が変るので定性的に材料の選択条件を示せば次のとおりである。

#### (イ) 良質な材料

- ④ 施工機械のトラフィカビリティーが確保できるなど施工が容易なものであること。
- ⑤ 盛土のり面の安定に必要なせん断強さを有すること。

③ 盛土の圧縮沈下が路面に悪影響を及ぼさないような、圧縮性の小さいものであること。

#### (ii) 不適な材料

④ ベントナイト、温泉余土、酸性白土、有機土など吸水性が大で、圧縮性の大きい土。

⑤ 凍土、氷雪、草木、切株その他多量の腐植物を含んだ土。

#### ② 盛土材料の改良

盛土材料として切土の流用によって切盛りがバランスすることが望ましいが、その流用土が含水比の高い粘性土や強度の不足する恐れのある材料であった場合、遠くからの良質材料の運搬が経済的にみあわないため、この流用土または近隣に得られる盛土材料を盛土に使用する場合に、材料の改良を目的として安定処理工法を行うが、路床を除く盛土部分については粘性土に対して施工機械のトラフィカビリティーの改良を目的として石灰による安定処理が多く採用されている。

なお高含水比の粘性土などを材料として盛土する場合は、極力含水比を下げる方法として曝気乾燥や路体内にフィルターを設けるなどの方法をとることがある。

### (4) 路床

路床はその上部に築造される舗装工と一体となって路面荷重を支持する役割を持っており、路床の支持力は舗装厚を決定する重要な要素になっている。

路床の材料は人為的構成（新設道路）からみても、自然環境的構成（道路改修）からみても、ほとんど土であることが多く、土の性質がその路床の特性を大きく左右することになる。

#### ① 路床設計の考え方

路床設計に当っては、その施工結果から得られる路床の支持力（CBR等）によって上部構造の舗装厚さの算定がなされるため、画一的手法によらず経済比較を充分検討の上決定されるべきである。

すなわち一般的に路床設計の考え方は土地改良事業計画設計基準のp.28に示されているように

(A) 路床材料としては0.074mmフルイ通過分が35%以下、設計CBR3以上の土が望ましく、有機質土やベントナイトなど吸水性圧縮性が大きくせん断強さの低い土は使用してならない。

(B) 路床土の設計CBRが1.5~2.5の場合は路床土の上に厚さ15~30cmの砂あるいは切込碎石の層を設け、しゃ断層とする。

路床土の浸入がしゃ断層の下部のみに限られるときは、その上部は下層路盤の一部としてよい。ただし舗装厚の決定にはしゃ断層を除いた路床土の設計を用いる。

(C) 設計CBRが1.5未満の土は路床土として不適当である。この場合は(A)に該当する良質材料を用いて



厚さ約1mの新しい路床を作る。

(D) 水田地帯で地下水が高く、従って土の含水量が高く支持力がきわめて低く、路床の置換が困難な場合は良質材料(0.074mmフルイ通過分が15%以下で設計CBR8以上)を60~100cm盛上げて路床とするか、または30~50cmの厚いしゃ断層を置き、その上に設計CBR1.5に相当する舗装を設ける。

一般に軟弱土層上の舗装工事においては、交通上やむをえない場合を除き、一気に表層まで完成させず、下層路盤まで施工し、若干期間交通を開放して沈下を促進させ、路床の現場CBRおよび変状土CBRを再測して舗装構造を再検討し、不陸整正、材料補充、再転圧を行った後、上層路盤、表層を施工するのが経済的である(土地改良事業計画設計基準)としているが、路床土として不適土である特殊土や路床土の設計CBRが2未満の路床の場合は「置換工法」や「安定処理工法」および「サンドイッチ工法」などの改良工法によって、上部舗装構造と施工手段の経済比較を考慮して決定すべきであり、それらの改良工法については各論で述べることとする。

### ② 改良工法による各地点のCBRの決定

路床土の置き換えや路床土の安定処理を行った場合は、その施工厚から20cm減じたものを有効な路床改良の層として扱う。改良した層の下から20cmについては、置換えの場合は在来路床土と同じCBRを、安定処理の場合は安定処理した層と在来路床土との平均値をその層のCBRとして計算する。なおこのときの路床改良した層のCBRの上限は20とする。平均CBRは次式により計算する。

$$CBR_m = \left( \frac{h_1 CBR_1^{1/3} + h_2 CBR_2^{1/3} + \dots + h_n CBR_n^{1/3}}{100} \right)^3$$

ここに  $CBR_m$ : その地点の平均 CBR

$CBR_1, CBR_2, \dots, CBR_n$ :

それぞれ第一層…第  $n$  層の土の CBR

$h_1, h_2, \dots, h_n$ :

それぞれ第一層…第  $n$  層の厚さ (cm)

$h_1 + h_2 + \dots + h_n = 100$  (cm)

(世紀建設 伊東公八)

## 2. 泥炭土の改良

### (1) はじめに

泥炭土の地盤は土木構造物を建設するには全く不適当で、従来はこの地区を避けて建設計画をしたものであるが、開発技術の進歩と、機械土工の進歩とから、泥炭土地盤に道路、宅地、建物等を建設することが容易になった。

このような背景から泥炭土に関する一般的性質を述べ、更に施工計画に関する注意事項と、実施例等を述べ参考に供するものである。

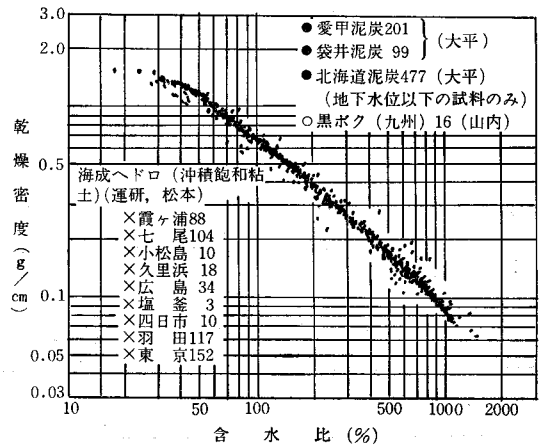
### (2) 泥炭の性状

泥炭 (PEAT) とは地質学用語で石灰生成の第1階程にある植物遺体を指すものであるが、近年では有機物含有量20%以上を一応の目安としている。

泥炭の工学的性質は、地方によって異なるものであるため、その都度、試験によって確認することが大切であるが、概ねの値を以下に述べる。

#### ① 含水比と乾燥密度

泥炭や黒ボクなどの乾燥密度と含水比との関係は実測によって、図II-3のように示される。



図II-3 乾燥密度含水比関係における実測値と計算値の比較

#### ② 透水性

透水性は粘性土や有機質土の圧密性に関連する性質のものである。

泥炭は水平方向の透水性は鉛直方向のそれよりも大きい。表II-1に透水係数の概略を示す。

#### ③ 圧密性

泥炭の地盤は“おぼけ帳場”と呼ばれているのは、この地盤に盛土を行なうと、はなはだしいときは、一夜のうちに盛土した高さだけ沈下してしまい翌日は元の平坦地面に戻っていることから、このような名称となっているものである。

このような地盤上に道路を構築する場合は沈下についての検討を必ず行なわなければならない。表II-2に示すものは、泥炭および有機質土の圧密定数の測定例である。

圧密に関する検討は沈下量も然る事ながら沈下量と時間関係が工事を計画するに大切である。しかしこの圧密沈下量と時間関係はテルツァギーの圧密理論で説明のつく、いわゆる一次圧密の領域は少なく、圧密理論では説明のつきにくい二次圧密が相当大きく、しかも長期に亘って生じるものである。

このため、施工現場に於て実物試験や動態観測等から

表 II-1 泥炭の透水係数測定例<sup>27)</sup>

場所	方法	透水係数(cm/sec)	方向別	$k_h/k_v$	測定者		
北海道石狩泥炭地	室内透水試験	定水位法 $k_h = (5 \sim 50) \times 10^{-5}$ $k_v = (1 \sim 7) \times 10^{-5}$	→ ≡ ↓ ≡	2 ~ 5	真井		
北海道釧路泥炭地		変水位法 $k_h = (2 \sim 13) \times 10^{-5}$ $k_v = (2 \sim 7) \times 10^{-5}$ $k_h = (2 \sim 14) \times 10^{-5}$ $k_v = (7 \sim 19) \times 10^{-5}$				→ ≡ ↓ ≡	1 ~ 2 2 ~ 6
北海道石狩泥炭地	現場透水試験	ピエゾメーター法 $k_{app} = (\sim 2.5) \times 10^{-5}$ $k_{app} = 5 \times 10^{-5}$	→ ≡ ↓ ≡	(1.5 ~ 4)	山本 山本		
北海道石狩泥炭地		オーガー法 * $(k_h = (6 \sim 7) \times 10^{-5})$ $k_v = (0.8 \sim 1.5) \times 10^{-5}$ $k_{app} = \alpha(10^{-4} \sim 10^{-5})$					宮川
北海道釧路泥炭地		Forchheimer 法 $k_{app} = \beta \times 10^{-4}$ $k_{app} = (2 \sim 21) \times 10^{-5}$					宮川 前田

備考 \* : 計算により求める。だいたい  $\alpha : 1 < \alpha < 10$ ,  $\beta : 5 < \beta < 10$  の範囲に入っている。

表 II-2 泥炭および有機質土の圧縮に関する定数測定例<sup>28-32)</sup>

地域	圧縮指数 $C_c$ と他の指数との関係			圧縮係数 $\alpha_v$ と他の指数との関係
	液性限界 $W_L$	自然間げき比 $e_{n1}$	初期間げき比 $e_{e0}$	
北海道泥炭 <sup>32)</sup>		$C_c = \frac{1}{2}(e_m - 1)$		
磐田, 幸田, 初倉, 浮島, 上野, 柳沢の 有機質土 <sup>35)</sup>			$C_c = 0.545 e_{e0} - 0.417$	
静岡県袋井, 神奈川 県愛甲の泥炭 <sup>30)</sup>				$\alpha_v = A \cdot \frac{e^B}{P}$ ここに, $A = 0.136 + 0.483 \log_{10} e_n$ $= 0.74 - 0.60 \gamma_d$ $B = \frac{e_n}{1.08 e_n + 3.9}$ $e, p$ : 任意の荷重 $P$ に対応する 間げき比
琵琶湖有機質土 <sup>40)</sup>	$C_c = 0.0117$ ( $w_x + 6 \text{ lig} - 40.8$ ) ここに, lig: 強熱減量		$= 0.44 e_e$	
九州ソーラ層 <sup>41)</sup>	$= 0.013 W_L$ ~ $0.009 (W_L - 10)$			

将来沈下するであろう時間と沈下量とを次式で推定している。

$$S_t - S_o = \frac{t - t_o}{a + b(t - t_o)}$$

ここに  $S_t$ : 沈下量  
 $S_o$ : 初期沈下量  
 $t$ : 時間  
 $t_o$ : 初期沈下に要した時間

a, b: 実測資料から求める係数

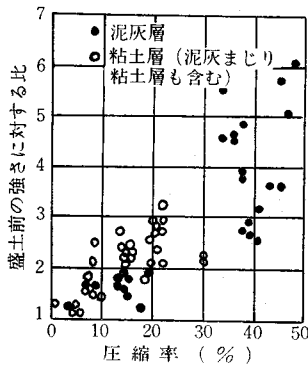
④ セン断強さ

泥炭のセン断強さは三軸圧縮試験から得られる内部摩擦角と粘着力に分けることに疑問があり、セン断抵抗の因子のみで取扱うことが望ましい。

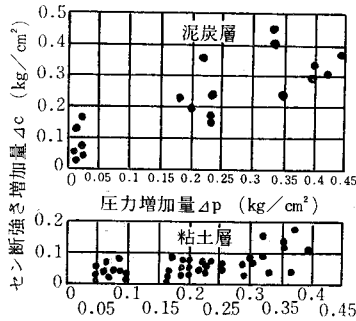
セン断強さに関する資料は図Ⅱ・4、Ⅱ・5に示すが、水平方向のセン断強さと垂直方向のセン断強さは異なるものである。

ベーン試験で求めたセン断強さでは次式で表わす。

$$\tau = \frac{6\tau_v + \tau_h}{7}$$



図Ⅱ-4 圧縮率と強さ増加の関係



図Ⅱ-5 圧縮応力の増加量とセン断強さの増加量との関係

表Ⅱ-3 一般土質試験法の適用の可否<sup>49)</sup>

試験名	JIS 番号	泥炭の分解程度	
		未分解	やや分解 かなり分解
比重	A 1202	可 (ただし気泡除去のため多少の工夫が必要)	
含水量	A 1203	可	
粒度	A 1204	不可	
液性限界	A 1205	不可	可 (ただし試料調整が困難)
塑性限界	A 1206	不可	可 (ただし試料調整が困難)
遠心含水当量	A 1207	不可 (ただし自然試料に限れば可)	可
現場含水当量	A 1208	不可	
収縮常数	A 1209	不可 (ほかに方法あり)	
突固め	A 1210	不可	
C B R	A 1211	不可 (ただし現場C B R試験は可)	
1軸圧縮	A 1216	可 (ただし試料大なるものを要)	
圧密	A 1217	可 (要しかつ試験の実施および結果の解析困難)	
透水	A 1218	可	
せん断		可 (ただし試料大なるものを要しかつ試験の実施および結果の解析困難)	

(注) 不可のなかには試験そのものができないものも含む

ここに  $\tau_h$ : 成層方向にセン断するときの強さ

$\tau_v$ : 成層面と直角方向にセン断するときの強さ

⑤ 泥炭土の試験

泥炭土の試験は、一般の土質に関する試験とは異なり適用できる試験法が限られているもので、表Ⅱ-3に示すのがそれである。

(3) 泥炭地盤の改良

泥炭地盤上に道路を建設する場合の殆んどは人工路床を設け、その上に道路を構築するもので大別すると表Ⅱ-4の如くなる。

これらの工事は総てが現場試験工事と考えて工事中や工事後における経時変化の測定を行ない的確な判断のもとで設計変更や、その補正をしたり、また設計に当っては既設道路の現況をよく調査し、それらを参考にすることも肝要である。農道の交通荷重、交通量、及び低い盛土地盤上に設けることが多いこと等の施工条件から、このような工事規模の改良工法について述べるものである。

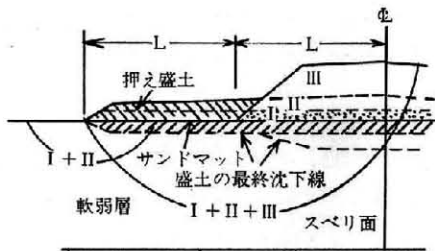
① 押え盛土工法

押え盛土は主として施工中のスベリ破壊を防ぐために、図Ⅱ-6に示すような押え盛土を側方に施工して、スベリに抵抗するモーメントを増加させるものである。

押え盛土工法は、当初から設計施工されることが多いが、むしろスベリ破壊を起こした盛土の応急対策あるいは復旧対策としてきわめて効果的であり、そのような適用例もきわめて多い。

表Ⅱ-4 泥炭地盤改良工法

改良工法	対策工法の区分	対策工法
盛土による改良路床	圧密促進工法	・ブレーローディング工法 ・ドレーン工法
	スベリ、流動防止工法	・押え盛土工法 ・敷網工法
置き換による改良路床	置換工法	・掘削置換工法 ・押し出し置換工法 ・爆発置換工法
		その他の改良路床



(注) スベリ面は盛土の各段階ごと(たとえば I+II)に、最も危険な位置を予想して記入したものである。

図 II-6 押え盛土工法

押え盛土の幅は基礎地盤の土質にもよるが、軟弱層の厚さが大きいときはほぼ盛土底幅 2L の半分にとることが多い。また押え盛土の高さは、盛土全体の安定(図 II-6 スベリ面 I+II+III) および押え盛土のみの安定(図 II-6 スベリ面 I+II) を考慮して決定する。押え盛土のみの安定に関する計算は分割法で行なう。

分割法については、衆知のことであるが、その基本の概略を述べる。

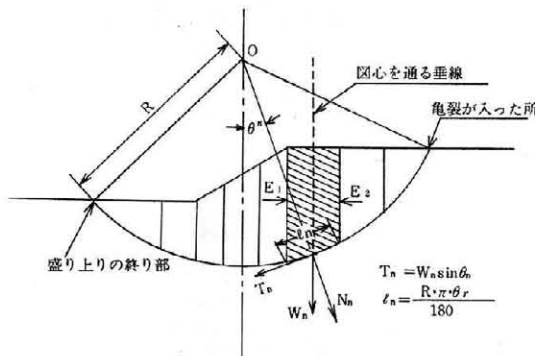


図 II-7 分割法の計算説明図

分割法

この方法は、図 II-7 で示すようにスベリ円弧の上にマスを縦に N 個のエレメントに分割し、1 つ 1 つのエレメントに働く力がスベリ面の中心 O に与えるモーメントの平衡を考える。図中ハッチをした部分に作用する力は、左右から働く土圧  $E_1, E_2$ 、および自重  $W_n$  である。 $E_1, E_2$  は大きさが等しく方向反対でつり合っているとすれば、 $W_n$  だけになるので、これをスベリ面に鉛直な分力  $N_n$  と接線分力  $T_n$  に分ける。 $W_n$  が中心 O の回りにあたるスベリのモーメント  $\Delta M_p$  は  $N_n$  が中心 O を通るので  $\Delta M_p = T_n \cdot R$  となる。一方このスベリ面に働くせん断力は  $C_u \cdot \ell_n + N_n \cdot \tan \phi_n$  ( $C_u$ : 粘着力,  $\phi_n$ : 内部摩擦角) であるから、これの中心 O に関する抵抗モーメント  $\Delta M_R = R \cdot (C_u \cdot \ell_n + N_n \cdot \tan \phi_n)$  となる。

したがってスベリの安全率  $F_s$  は

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^n R \cdot (C_u \cdot \ell_n + N_n \cdot \tan \phi_n)}{\sum_{n=1}^n T_n \cdot R} = \frac{\sum_{n=1}^n (C_u \cdot \ell_n + N_n \cdot \tan \phi_n)}{\sum_{n=1}^n W_n \cdot \sin \theta_n}$$

$$\therefore T_n = W_n \cdot \sin \theta_n$$

となる。軟弱土のように  $\phi_n = 0$  とおくことのできる土である場合には以下の如く計算する。

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^n C_u \cdot \ell_n}{\sum_{n=1}^n W_n \cdot \sin \theta_n} > 1.2$$

③ コルゲート、プレート工法

本工法の施工例は、山形県菅野代郷用排水改良事業(昭和37年)のうち赤湯町、高島町の2ヶ町にまたがる「大谷地」と呼ばれる泥炭地に排水路護岸と運搬路とを兼用したものを構築したものが(農業土木研究, 第31巻, 第4号, 軟弱地盤におけるコルゲートプレート護岸工について, 和田保, 田中弥寿男, 行方文吉)。

底のある器物を逆にして軟弱地に伏せ、上から荷重をかけると同じ面積の平らなものに载荷した場合と比べると沈下がきわめて小さいことから図 II-8 のようにコルゲートプレートで枠を作り、中詰めて護岸兼道路を構築したものである。この作業手順は写真 1~6 に示す通りである。

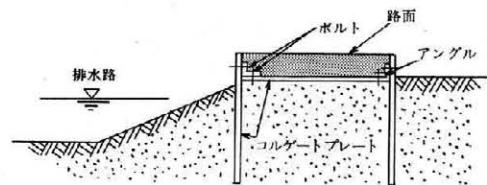


図 II-8 コルゲートプレート工法説明図



写真 II-1 移動式やぐらを用いてコルゲートプレートを正しく鉛直にさし込んでいる状況。

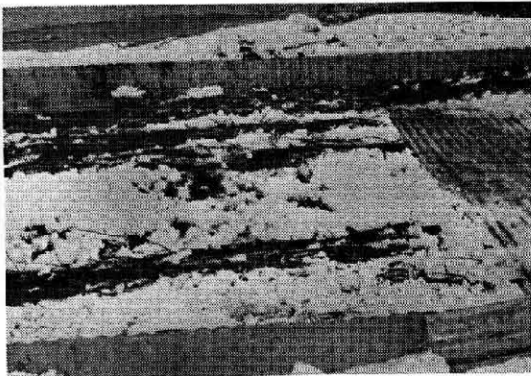


写真 II-2 工事中を示したもので、まず現地盤に連サイを敷きならべ、ついで3mを距ててコルゲートプレート鉛直にさし込んだところ。

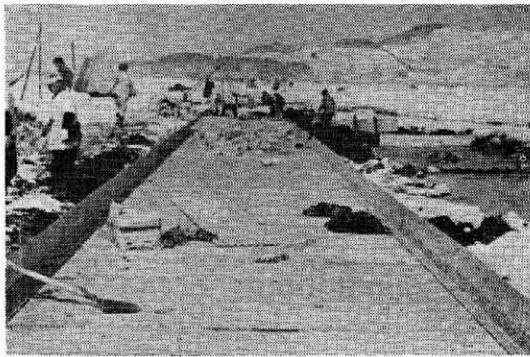


写真 II-3 鉛直のコルゲートプレートを長さ約30cm上方に出して水平のコルゲートプレートとアングルで接続し、ワタの形に一体となしたところ。



写真 II-4 水平のコルゲートプレート上に割石を敷き並べているところ。

#### 設計方法

この工法について和田等の検討方法は、(1)テルツァギーの支持力論を用いたコルゲートプレート上の載荷々重の検討、(2)円形スベリによる移動の検討、(3)土圧による

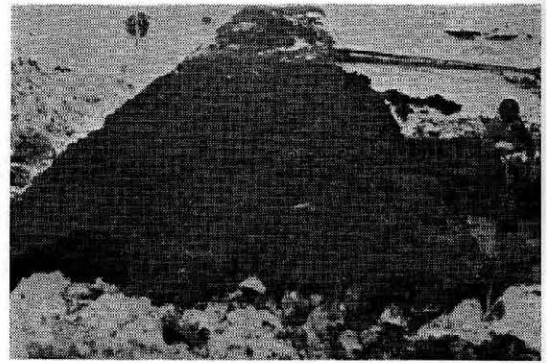


写真 II-5 敷石の土に泥炭で盛土したところ。

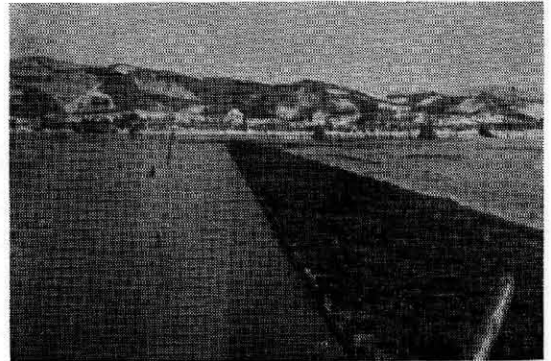


写真 II-6 試験施工完成のもので、雪がすっかりとけて、周囲一面タン水の中にくっきりと護岸だけが浮き出している。

移動の検討等である。

#### (a) 支持力の検討

極限支持力はテルツァギーより次式で計算する。

$$q_a = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma_t D_f N'_k + \frac{1}{2} \gamma BN'\gamma$$

ここに  $q_a$  : 支持力度  $t/m^2$

$C$  : 泥炭の粘着力  $t/m^2$

$D_f$  : コルゲート根入深さ  $m$

$B$  : 幅員  $(m)$

$N'_c, N'_k, N'\gamma$  : 内部摩擦角に対する支持力係数

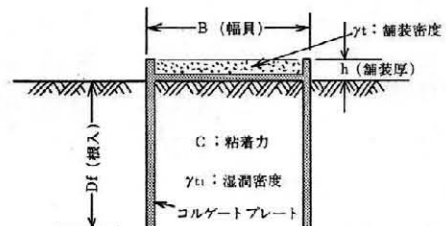


図 II-9 支持力計算図

次に載荷々重  $P$  の検討は以下の如くである。

$$P = q_a - \gamma_t \cdot h$$

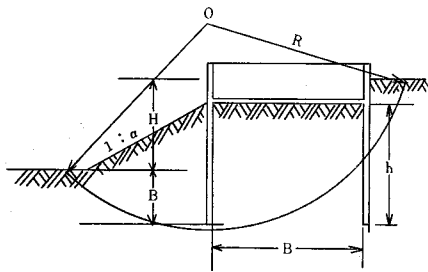


図 II-10 スベリの検討図

ここに  $P$  : 上載可能な荷重強度 ( $t/m^2$ )  
 $\gamma_t$  : 舗装の密度 (アスコン  $2.35t/m^3$ , 切込  
 碎石  $2.1t/m^3$ )  
 $h$  : 舗装厚さ (m)

(b) スベリに対する検討

$$R = 1.2(1 + m)$$

$$m = \frac{B}{H}$$

$$\Omega = C \cdot \frac{1}{H\gamma_t}$$

$$\mu_0 = \frac{50}{9}(\Omega) + (2 + 2.25m)\tan\phi$$

$$Q = \gamma - \eta/24F\Delta^2 + \eta^3/24F\tan^2\alpha$$

ここに  $\phi$  = 土の内部摩擦角

$$\Delta = \tan\phi \times \frac{1}{\mu}$$

$\eta/24F$ ;  $\eta^3/24F$  は  $m$  に

対する値を図 II-11 から求める。

$$\mu_s (\text{安全率}) = \mu_0 \times Q > 1.2$$

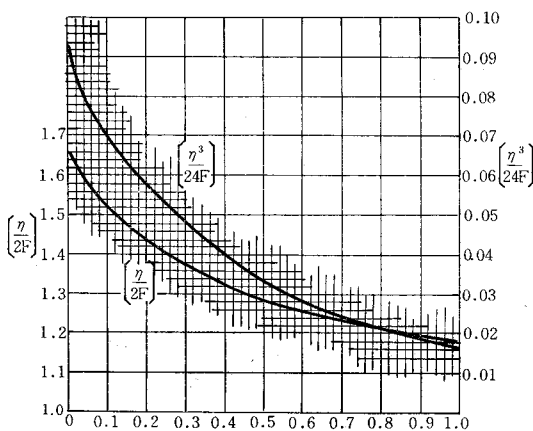


図 II-11

(c) 土圧による移動の検討

$$\text{主動土圧強度 } P_A = (\gamma_t H + q)\tan^2(45 - \phi/2) - 2C\tan^2(45 - \phi/2)$$

$$\text{全主動土圧 } P = \frac{1}{2} \cdot H \cdot P_A$$

$$\text{受働土圧強度 } P_p = (\gamma_t H + q)\tan^2(45 + \phi/2) + 2C\tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

$$\text{全受働土圧 } Q = \frac{1}{2} \cdot H \cdot P_p$$

$$\text{コールゲート枠内の土質重量 } \gamma = H \cdot B \cdot \gamma_t$$

$$F = \frac{Q + \gamma}{P} > 1.2$$

③ 敷網工法

ビート地盤に直接、盛土をまき出すことは、ヒービング(側方流動)、不等沈下、回転破壊等、種々の問題点があることから写真 II-7 に示す如く合成樹脂網を布設し、その上に盛土する敷網工法が有効である。この工法はサンドコンパクションパイルやペーパードレーン工法のように地中の処理を対象としたものではなく、手軽に施工できることと、工事費用も他の工法に比して低廉であり、施工実施例も多い。

(A) 工法の効果

本工法の工学的効果については、数多くの実施例によって確認されている。(地盤強度の増加、沈下量の減少等)しかし、この敷網に関する種々の力学的メカニズムについては十分な説明がなされておらず、従って設計方法も確立されていないのが現状である。ただ現在までに考えられている効果は以下のようである。

即ち敷網の引張り応力によって、地盤に作用する盛土荷重を均等に分散させる効果があり、ヒービングを抑制する効果がある。その具体例は

(i) 盛り立て時における盛土材と軟弱な地盤層との相互貫入防止効果があり盛土材の節減にもなり、またトラフィカビティーも改善される。図 II-12 に示すものは新潟県柏崎市内で実施した例で車輛の通過によって生ずる沈下状況の比較である。

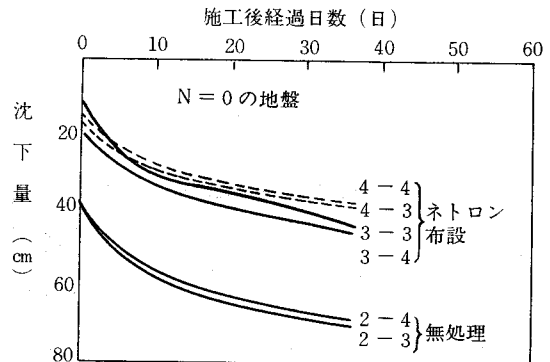


図 II-12 沈下量-時間曲線(ワダ下)

(ii) 沈下量が抑制されるため、盛土厚さの減少が可能であると共に相対的な沈下形態であるため不等沈下による問題点が少なくなる。図 II-13 は東北道岩槻工区の長期観測結果であるが低盛土で構築する農道には、より

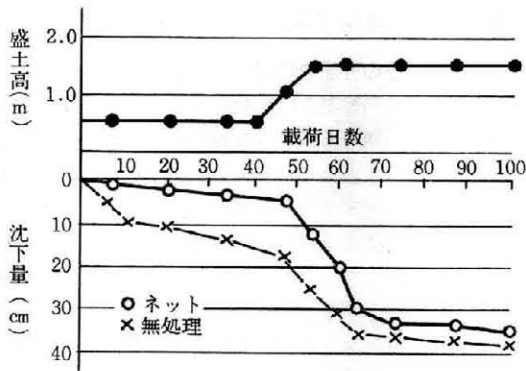


図 II-13 地表面式沈下計による観測結果



写真 II-7 合成樹脂網の敷設状況

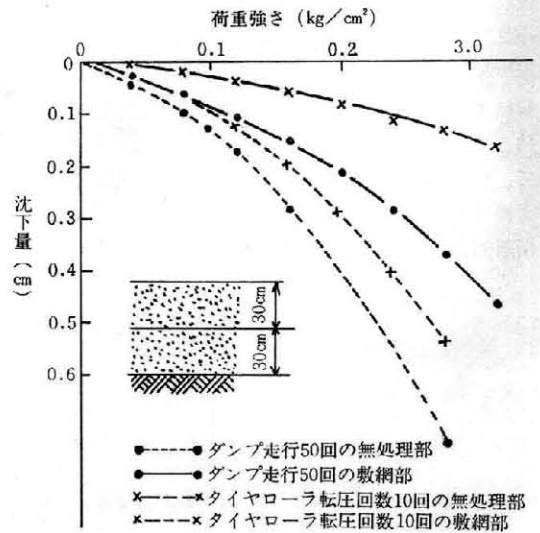


図 II-14 平板載荷試験の結果(層厚60cm)

有効である。

(Ⅲ) 盛土の締め固め効果が良好となるため交通荷重を一時的に支える路体の支持力が增大する。図 II-14には上記同工区で実施した転圧後と車輛通過後における平板載荷の比較試験結果でありその効果は顕著であることが判る。

(B) 施工法

施工法については、とりたてて述べるまでもなく、シート層地盤の上に合成樹脂網を盛土幅より30~40cm広く

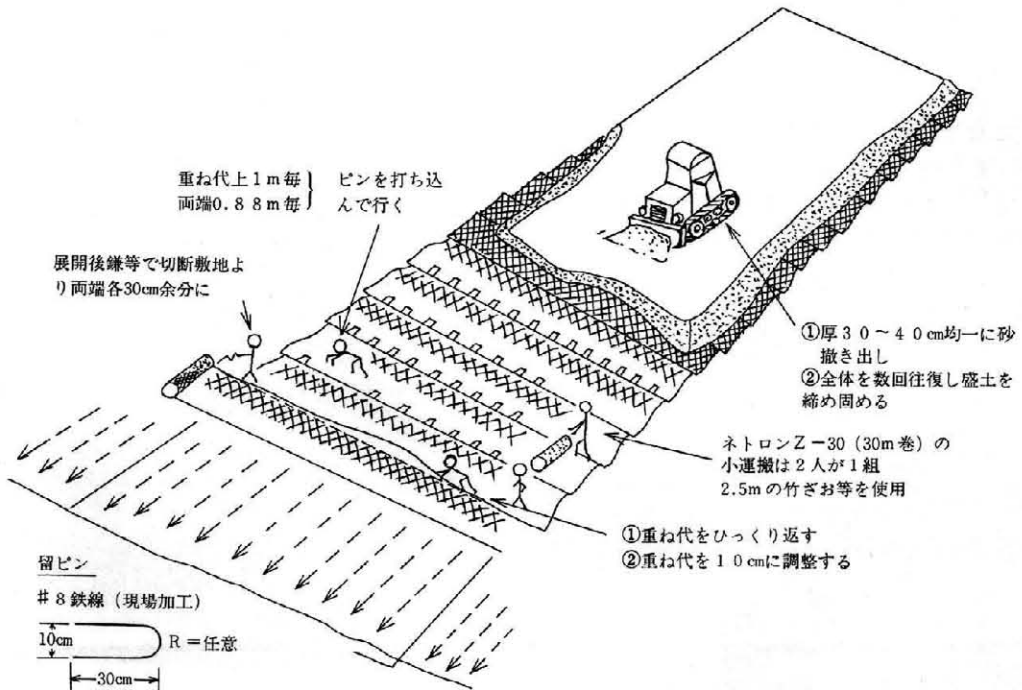
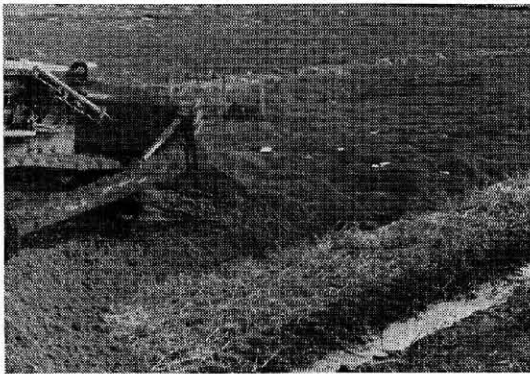


図 II-15 標準施工図(敷設工程イラスト)



敷設する。

また延長方向に敷設する場合の重ね合せは図Ⅱ-15に示す如く10~20cmとし、90cm毎に留ピンで重ね合せ部を締結する。この締結は重ね合せた相互の合成樹脂網を連結させると共に、この上に盛土するまき出し土砂によって、合成樹脂網が前方に移動することを阻止する目的をも持つものであり、盛土材まき出しが終った区間は合成樹脂網の移動は考えなくてもよい。



写真Ⅱ-8 盛土まき出し状況

#### (4) おわりに

泥炭土質は一般に  $\text{PH}=3\sim4$  の酸性土であり、セメント系添加材による硬化は期待できないし、また他の添加材料で改質することは、現段階では不可能である。従って冒頭でも述べた如く、泥炭地盤上に道路を建設する工法についての実施例を紹介したものであるが、この工法は、とりまおさず軟弱地盤上の道路建設工法である。

泥炭地盤は「おぼけ帖場」と呼ばれる如く、予期しない事象が発生するため、計画、施工に当っては必ず試験工事を実施しその観測結果から本施工計画を作成することが最も大切であることを記して本節を終りとする。

#### 参考文献

1. 大平至徳「泥炭」基本的性質と調査、設計  
……………施工技術
2. 「土と基礎」編集委員会、パーチャルドレン工法の問題点……………土と基礎
3. 柴田直光斜面安定計算の新方法  
……………鹿島建設技術研究所年報
4. 和田保、田中弥寿男、行方文吾、軟弱地盤におけるコルゲートプレート護岸について  
……………農業土木研究 第31巻
5. 土質工学会 土と基礎の設計々算
6. 鹿島道路技術研究所……………軟弱地盤処理に関する設計

(鹿島道路特 技術部 小池 俊雄)

### 3. 火山灰土の改良

#### (1) 火山灰土の分布の種類

火山灰土といわれる土は、全国的に分布しておりその名称や分類は特殊土として扱われている例が多い。その代表的な火山灰土として、有名なのは、関東地方の関東ローム及び九州南部のシラスである。

ロームは、北は北海道より南は九州に至る迄広く分布しその土地により名称もつけられている例が多い(例関東ローム、岩手ローム、愛鷹ローム)。又シラスは九州の鹿児島や宮崎など九州南部が有名であるが、東北地方や北海道などにも、これと似た土があり名称は異なっても、土質工学的には同じ土と考えられる。この外火山灰土として、灰土や軽石を大量に含む火山礫土があるが、その分布は比較的少なく層も薄い。火山灰土の分布を図に表すと図Ⅱ-16のようになる。

これらは一般に特殊土といわれその施工については、十分な土質の特性を把握し計画を立てなければならない。

#### (2) 火山灰土の特徴

火山灰土にも前述のように多くの種類があり、その性質や特徴は地域や年代、供給源等により大幅に相違しており、又同じ噴出源より発生した土でも年代や距離等により組成や粒度が異なっている。これらの土についてその特徴を述べる事はむずかしいので、その代表的な土として火山灰質粘性土(関東ローム)を主として記述する。火山灰土でも粘性土地帯は多くが農耕地となっており、それらの多くは風化して粘土化が進んでいる。これらの火山灰質粘性土は、土質工学会基準の日本統一土質分類法では、その液性限界により80%未満のⅠ型と80%以上のⅡ型に分けられている。Ⅰ型の代表的な土が灰土で自然含水比が50%と少なく、型の代表的な土は関東ロームである。関東ロームは、自然含水比が100%以上の土が多く地山では粘着力も大きくしっかりとした土層を形成しているが、掘削などにより一度乱すとトラフィカビリティを著しく悪くし再度締め固めても密度は $1\text{t/m}^3$ を越える事は少ない。次にその工学的特性についてのべる。

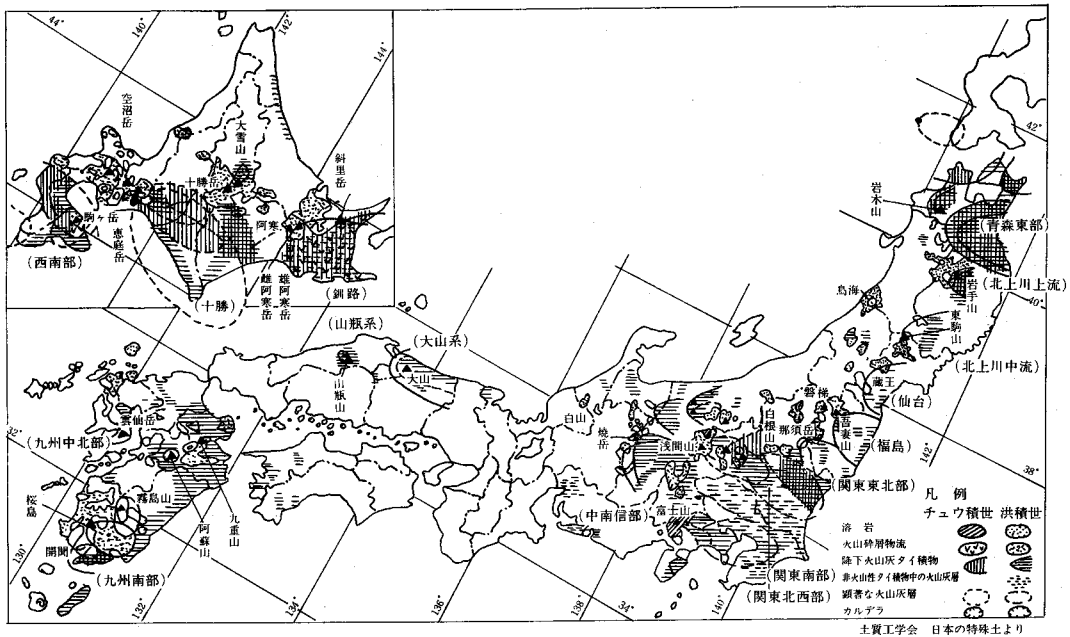
##### ① 比重

一般に土粒子の比重は黒ボクで2.4~2.6関東ロームで2.8程度、あるいはそれ以上を示すものが少くないが全体として、ちらばりが大きい。

##### ② 粒度

74 $\mu$ フルイ通過量により区別すれば地域によって大きな差があり、北海道のロームは細粒分が少く粘性土とはいえないものが多い反面岩手ロームなどは細粒分が多い。関東ロームでも噴出源より遠ざかる程細粒分が多く粗粒分が少なくなっている傾向が見られる。





図II-16 火山灰土の分布図

### ③ コンシステンシー

火山灰土はその分布地域によりコンシステンシーが違い又、礫や軽石を含むものがあるので、粒度や比重等と合せて検討する必要がある。日本の火山灰質粘性土は日本統一分類法によれば、 $VH_1$ 、 $VH_2$ に分類されるものがほとんどであるが灰土と北海道の火山灰土が $VH_1$ 、関東ロームと黒ボクが $VH_2$ に分類される程度で、その他の土は両区分にまたがって分布している可能性が強い。但しシラスは別である。

### ④ 自然含水比

火山灰質粘性土の自然含水比は、一般にちらばりが大きく、関東ロームを例にとれば70%~140%位あり又層序により違いがあり、シラスなどでは低い含水比のものが多。

### ⑤ 強度特性

火山灰質粘性土の強度特性はすでに知られている通り現状土の乱されない状態における強さと比較して、乱した場合(掘削、盛土)にこね返されて強度が劣化する度合が他の土と比べて大幅に大きいのが特徴である。この事が火山質粘性土が他の土と比較して今迄扱いにくい土とされて来た最も大きな原因である。

例えば、乱されない路床土のCBR試験においてはCBR値が10~15%となるが、これを乱した状態とすると0.5~1.0%程度の値しか得られない。その上同じ地域によっても条件によりかなりの変化した値が出るので、実際の施工、計画に際しては、条件も十分調査の上行う事が必要である。

### (3) 火山灰質粘性土の施工上の問題点

火山灰質粘性土は、前述したようにその工学的特性が他の土と比較して大きく違う点があり特殊土として扱われている事が多い。

その特徴として、

- ① こね返しによる強度低下が大きい。
- ② 含水比の変化に伴う強度変化が大きい。
- ③ 放置による強度回復が見られる。

事である。

これらは、近年の大型土木工事における急速大量機械化土工による問題点として注目を集めたものでこのような特殊土に対しての設計、施工に当っては方法や機械の選定を十分検討して行う必要である。

### (4) 路床土の改良

火山灰質粘性土を路床土として、そのまま使用する事はその土の特性により使用可能な土もあり、又路床土として不適な土もあるが、近年の環境問題や公害問題の発生により多少不良土でも路床土として使用しなければならないことが多くなって来た。火山灰土でも特に路床土として、問題とされるのは火山灰質粘性土であり、一般に路床土として使用不可の土であるが、安定処理を行う事により改良し使用可能な土とする事が出来る。これは最近の土質工学の発展、機械の開発等が行われ可能となったものである。その為最近では、各地において種々の安定処理工法が行われ実績が作られつつある。

現在火山灰質粘性土等の軟弱地盤における路床土の対策としては次のような工法が行われている。

- ① 盛土工法
- ② 置換工法
- ③ サンドイッチ工法
- ④ ステージコンストラクション工法
- ⑤ 安定処理工法

等があるがどの工法にも一長一短がありどの工法を採用するかは土質や環境条件、施工条件等を勘案して選択する必要がある。

最近比較的多く採用されている工法として添加材による安定処理工法が採用され路床土の改良が行われている。

今迄安定処理工法があまり行われなかった理由として工事規模が小さいとコストが高くなること、処理後の品質性、耐久性に対する実績がなく良質材による施工の方が安心出来ることなどがあげられるが、近年の技術の進歩、機械の開発と相まって、材料の不足や残土処理の問題等が発生し安定処理工が急速に路床土の改良工法としてとり上げられて来た。

#### (5) 安定処理工法

路床土等の軟弱な土に対する安定処理工法として種々の工法があるがその工法として主に行われている工法は次の通りである。

##### ① 添加材による方法

最近添加材の開発や機械の開発に伴い急速に普及しつつある工法でその添加材として次のようなものがある。

- (イ) ポルトランドセメント
- (ロ) フライアッシュ 又は 石灰
- (ハ) アスファルト
- (ニ) 珪酸ソーダ、リグニン、合成樹脂
- (ホ) その他化学製品

##### ② 強制乾燥による方法

##### ③ 静的締固めによる方法

##### ④ 他の土との混合による方法

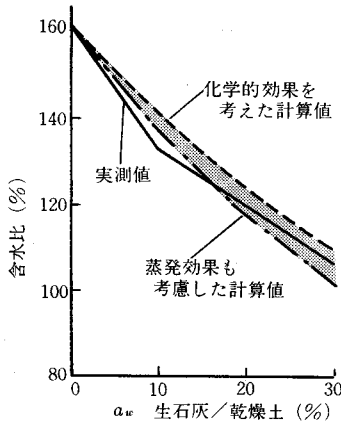


図 II-18 生石灰混入量と含水比の関係 (愛鷹ロームの場合)

農道においては、高含水比の土で軟弱な火山灰質粘性土が多いうえ、盛土工法などによっても水田面などよりあまり路面を高くする事が出来ない事、さらに工事規模等を総合的に勘案して適切な工法を採用しなければならない。なお、関東ロームなどの粘性土においては現在の所、土の粘性が高く高含水比である為、石灰安定処理以外に行われているケースは少ない。

農道における火山灰土の改良には、前述の工法の内その適用可能な工法を考えれば次のいずれかになるものと考えられる。

- ① 添加材による方法
- ② 強制乾燥による方法
- ③ 他の土又は他の材料と混合する方法

##### (6) 添加材による安定処理工法

火山灰土は、一般に粘性土で高含水比の土が多くその代表的な土が関東ロームであり、今迄に実績も数多くあり、資料も残されているので主として石灰による安定処理工について述べる。

石灰による安定処理工には生石灰と消石灰による安定

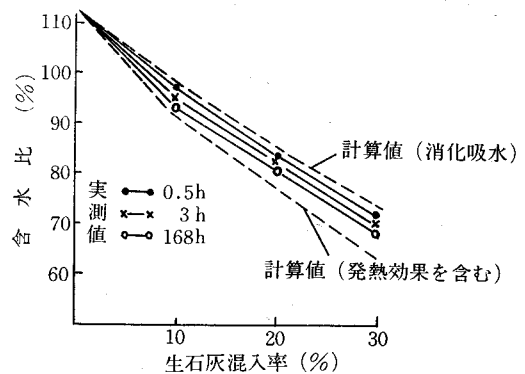


図 II-17 生石灰混入量と含水比の関係 (関東ロームの場合)

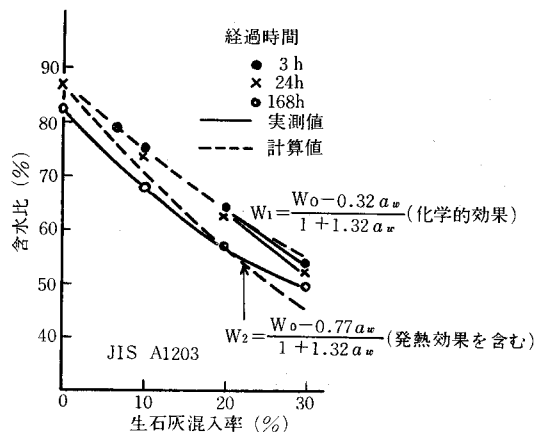


図 II-19 生石灰混入量と含水比の関係 (岩手ロームの場合)

土質工学会 日本特殊土より

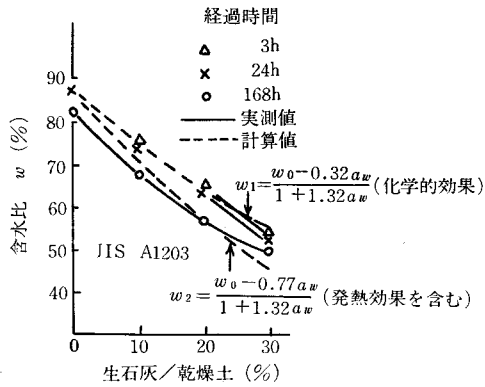
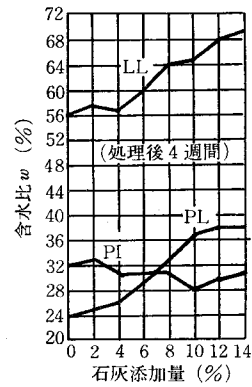


図 II-20 生石灰混入による含水比の変化



土質工学会 日本の特殊土より  
図 II-21 石灰混入量とコンシステンシー

処理があるがその採用には土質や環境等を検討の上決定する。一般に高含水比の粘性土に生石灰が多く用いられ低含水比の土には消石灰又はセメントなどが用いられる。石灰による安定処理の改良効果として次のような効果があげられる。

- ① 土の塑性指数 (PI) の低下
- ② 土の粒度改良
- ③ 土の含水比の低下
- ④ 土の支持力特性 ( $q_c$ , CBR, K 値) の増加
- ⑤ 生石灰との水和膨張作用による周辺土を圧縮させる効果
- ⑥ 水と生石灰との反応熱による水分蒸発促進効果と反応促進効果

等がある。関東ロームを石灰処理した場合の含水量の変化と生石灰混入量とコンシステンシーの関係の例を上げると図 II-17~図 II-21 の通りである。

又九州のシラスは含有成分が80%以上火山ガラスと軽石が占めており、そのまま路床土として利用可能であるが一部粘性土を含む場合は改良の必要がある。

(7) 安定処理工法の計画と施工

農道舗装にあたってはその特性により一般道路と異なる条件があり、その計画時において条件を検討し、工法を選択する必要がある。

① 安定処理工法についての調査事項

安定処理工を採用し改良を行う計画を立てるに当って調査する事項は工事の内容、場所、規模等により自ずと異なって来る。大規模工事であれば予備調査、本調査、試験施工、本施工などの段階を経て行いが、中規模以下の工事では過去の施工例や経験上の判断で一部省略して行って良い場合もある。

調査事項に従い調査した結果、工法、機械、コスト等を検討し決定する。路床土の改良に当っては次の事項を調べる。

- (1) 交通量調査

- (ロ) 現場施工条件
  - (リ) 土質調査
  - (ル) 材料に関する調査
- これらを表にすると表 II-5 の通りである。

表 II-5 調査項目

項目	交通量	現場条件	土質	材料	その他
内容	工事機械の交通台数 完成後の交通量 (機種台数)	降雨量	粒度	材料の入	他工法との比較 捨土場所 運搬距離
		気温	P I	手易さ	
		凍結深さ	締固め	コスト	
		供用時期	自然含水比		
	排水条件	C B R			
	施工時期	qu			
		粘工鉱物			

② 計画

自然状態のままの土で路床土として使用出来ない場合に安定処理工法による改良を計画するが安定処理工法のいずれを採用するかその適用範囲が広いので条件を十分把握した上で計画を立てなければならない。

- (イ) 安定処理を使用する改良の目的などを十分明確にしておくこと
- (ロ) 対象工法、交通量、気象条件等を把握しておくこと
- (リ) 各種工法との比較 (コストを含めて) しておくこと

例えば、セメント安定処理、アスファルト安定処理、置換工法、強制乾燥法などと比較する。

各種試験の内石灰安定処理工における試験手順の例を上げれば次図の通りである。

③ 配合試験

添加材による安定処理を行う場合の配合試験は次のように行う。

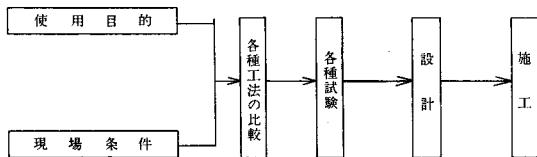


図 II-22 計画の流れ

(イ) 採取した自然含水比の路床土にセメント又は石灰その他添加材を土の乾燥重量に対し過去の経験やデータなどから適当と予想される添加量を中心に前後2%ずつ変化させ添加混合し JISA 1211 により CBR モールドで3層に分け各層67回突固めて供試体を作製する。

〔注〕 1. 特に含水比が大きく変化する場合は必ずその地点毎の試料を採取し各々の配合試験を行

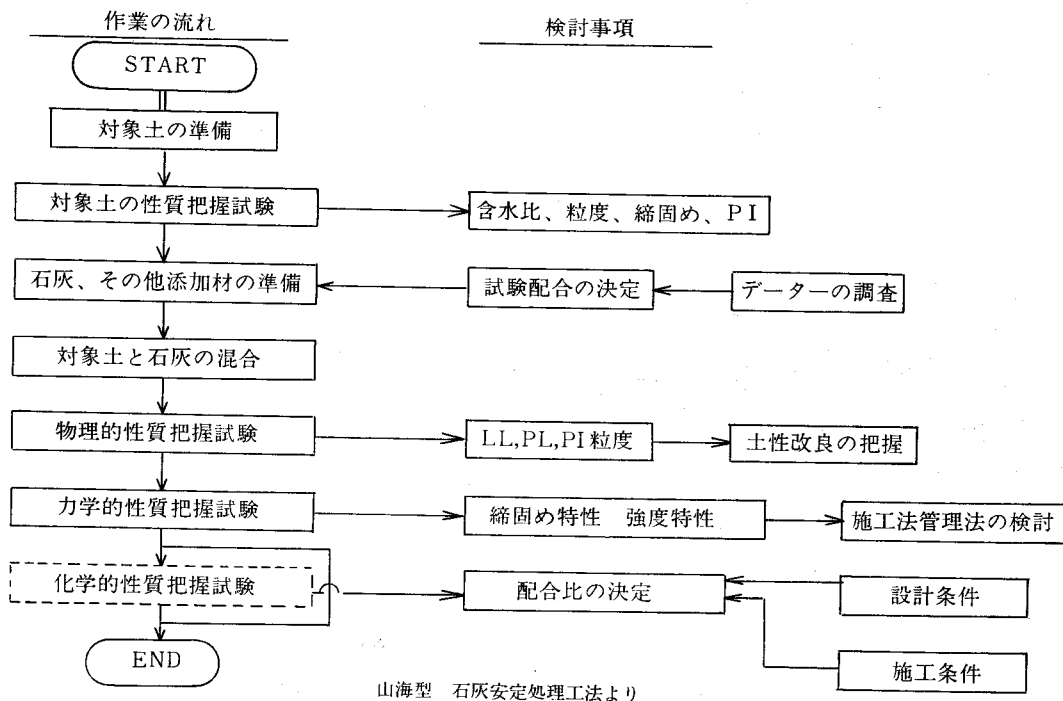


図 II-23

う。

〔注〕 2. 生石灰を用いる場合は一旦混合したのち3時間以上適当な覆いをかけ放置し生石灰が消化してから再混合し、突固める。

(ロ) 成型した供試体は表面をパラフィンワックスなどで十分被覆したのち20℃で養生する。日数はセメントで室内3日、水浸4日後、石灰では室内6日、水浸4日後 CBR 試験を行う。

(ハ) CBR 試験終了後添加量と CBR 曲線を描き改良しようとする路床土に必要な CBR 値に対する添加材の添加量を求める。(アスファルト舗装要綱 p.40)

〔注〕1. 現場の土質や施工条件、混合度合、時期等を考慮し経験的に15%~20%の割増を考える場合もある。特に室内と現場の差が大きいと考えられる場合は安全を考えて添加材を割増しておく必要がある。

#### (8) 改良による評価

路床土を改良した場合の評価についてはアスファルト舗装要綱(昭和53年6月15日改訂)では次のように算出

するよう改訂されている。

① 置換工法又は水田地帯などで地下水位が高く路床土が軟弱で良質の盛土材料にて新しい路床を作る場合は設計 CBR 3 以上になるよう設計する。この場合置換又は盛土した層の下部20cmの部分は在来路床土の CBR をもって設計する。

② 安定処理工法による場合は路床にあたる部分を石灰又はセメント等にて安定処理し設計 CBR 3 以上とする。この場合安定処理した層の下部20cmは安定処理した層の CBR と在来路床の CBR の平均値(算術平均)とする。

③ 路床土の置換、盛土、安定処理を行った場合の有効な改良層の CBR の上限は20とする。

#### (9) 材 料

安定処理に用いられる添加材は種々開発されているが最も多く使用されているセメント及び石灰の種類と規格は次の通りである。

##### ① セメント

安定処理に用いられるセメントは一般に普通ポルトラ

ンドセメント、高炉セメント、シリカセメント、フライアッシュセメントでいずれも JISR 5210～JISR 5213 の規定に適合したものでなければならない。

## ② 石 灰

安定処理に使用される石灰は工業用石灰で JISR 9001 に規定された生石灰又は消石灰で一般に生石灰特号、1号、消石灰1号が多い。

石灰でも生石灰は消防法乙種危険物第3類に指定されておりその貯蔵、使用に当っては水分の防止等に十分注意しなければならない。500kg 以上の貯蔵には最寄りの消防署の許可が必要である。

## (10) 施 工

火山灰土は高含水比の土が多くその改良に当っては種々の工法とコストを比較検討し定めなければならないが添加材による改良を行う場合の注意事項は次の通りである。混合方法としては、路上混合、中央プラント混合等があるが主として最近主に行われている路上混合についてのべる。特に重要な事は、添加材を均一に混合すること及び十分締固めることである。

① 路上混合に先立って不陸整正を行い施工面水溜りや地下水位が高い場合は排水処理を行っておくこと

② 添加材の散布は単位面積当りの散布量を正確に出来るだけ均一に散布すること

③ 散布終了後直ちに所定の深さ迄入念に混合し深さの確認と混合状態のムラ等のないようにすること。

[注] 生石灰を使用する場合は第1回混合後そのまま放置するか軽く転圧して放置し石灰の消化が終了してから再混合を行う。

④ 混合が終了したら小型ブル、グレーダー等にて整形しタイヤローラ等にて十分締固める。

⑤ 転圧締固めが完了したら路床面の再整形と養生を行う。養生時間は長い方がよい。

⑥ 養生期間中は排水に注意しなるべく大型車等の通行をさける。

⑦ 石灰使用の場合は水素イオンが流出し PH 公害を発生させる恐れがあるのでなるべく水の流出入はさけ、対策を講じておくこと。

## (11) 品質管理

安定処理による路床土の改良を行う場合の品質管理項目を上げれば次の通りである。

① 含水比の測定 ② 締固め度の測定 (乾燥密度又は飽和度、空気間隙率) ③ 支持力測定 (CBR、平板載荷試験) ④ プルフローリング ⑤ たわみ量測定 ⑥ 添加材の混合度合及び混合深さ。

以上の項目以外にも管理項目はあるが工事の規模、施工条件、環境条件等により項目及び頻度、規格等を決定する必要がある。

## 参 考 文 献

1. 土質工学会「日本の特殊土」
2. 山海堂 日本石灰協会「石灰による土質安定処理工法」
3. 日本道路協会「アスファルト舗装要綱」(S53. 6 改訂版)
4. 建設図書 舗装
5. 日本道路協会 道路土工「施工指針」「軟弱地盤対策工指針」「土質調査指針」
6. 農林省構造改善局「農道事業整備便覧」,「土地改良事業計画設計基準 設計農道(その1)舗装」(フジタ道路, 技術部技術課 川上喜三)

農業土木技術研究会役員名簿（昭和53年度）

会 長	岡本 克巳	構造改善局建設部長
副 会 長	緒形 博之	東京大学教授
理 事	浅原 辰夫	構造改善局設計課長
	伊東 久称	〃 水利課長
	平井 公雄	〃 設計課農業土木専門官
	長野 孝夫	関東農政局建設部長
	高須 俊行	農業土木試験場々長
	北村 純一	新潟県農地部長
	後藤 孝	水資源開発公団第二工務部長
	松井 芳明	農業土木事業協会専務理事
	永田 正董	土地改良建設協会専務理事
	高嶺 進	三祐コンサルタンツ取締役
	久徳 茂雄	西松建設株式会社取締役
	内藤 正	大豊建設株式会社副社長
	宮城 好弘	三井建設株式会社理事
監 事	坂根 勇	関東農政局設計課長
	岡本 勇	(財)日本農業土木総合研究所 常務理事
常任顧問	岡部 三郎	構造改善局次長
	井元 光一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	小川 泰恵	新農村開発センター代表取締役
	梶木 又三	参議院議員
	金子 良	日本大学教授
	小林 国司	参議院議員
	佐々木四郎	(株)日本農業土木コンサルタンツ 代表取締役社長
	清野 保	岐阜大学名誉教授
	高月 豊一	京都大学名誉教授
	田村徳一郎	明治大学講師
	中川 一郎	衆議院議員
	野知 浩之	
	福田 仁志	東京大学名誉教授
	山崎平八郎	衆議院議員
幹 事	浅井喜代治	農工大学助教授
	伊藤 喜久	構造改善局防災課々長補佐
	池田 文雄	構造改善局地域計画課係長
	上条 幸一	関東農政局設計課課長補佐
	川尻裕一郎	構造改善局地域計画課課長補佐
	金森 信夫	構造改善局水利課係長
	小木曾徳三郎	〃 開発課係長
	塩田 克郎	〃 防災課 〃
	戸上 訓正	〃 整備課 〃
	中西 一継	(財)日本農業土木総合研究所 調査研究部長

幹 事	長塚 裕	水資源開発公団第二工務部副参事
	橋本 正	国土庁計画調整局調整課専門調査官
	藤森不二夫	農用地開発公団工務第一係長
	本郷 尚文	構造改善局水利課係長
	宮本 幸一	〃 開発課係長
常任幹事	池田 実	構造改善局整備課々長補佐
	須田 康夫	〃 設計課々長補佐
	増田 明德	〃 設計課農業土木専門官
	野村 利秋	全国農業土木技術連盟事務局長
編 集 員 長	平井 公雄	構造改善局設計課農業土木専門官
編集委員	幹事及常任幹事	

賛 助 会 員

東 京	(株) 荏原製作所	3口
	(株) 大林組	〃
	(株) 熊谷組	〃
	久保田鉄工(株)	〃
	佐藤工業(株)	〃
	大成建設(株)	〃
	(株)電業社機械製作所	〃
大 阪	(株) 西島製作所	〃
東 京	西松建設(株)	〃
	(財)日本農業土木総合研究所	〃
	(株) 日本農業土木コンサルタンツ	〃
	(株) 間 組	〃
	(株) 日立製作所	〃
千 葉	福本鉄工(株)	〃
愛 知	玉野測量設計(株)	〃
東 京	(株) 青木建設	2口
	株木建設(株)	〃
大 阪	(株) 奥村組	〃
東 京	勝村建設(株)	〃
大 阪	(株)栗本鉄工所	〃
東 京	三幸建設(株)	〃
	住友建設(株)	〃
	大豊建設(株)	〃
	前田建設工業(株)	〃
	三井建設(株)	〃
青 森	田中建設(株)	〃
愛 媛	安藤工業(株)	〃
山 形	前田製管(株)	1口
愛 知	(株)三祐コンサルタンツ	〃
東 京	旭コンクリート工業(株)	〃
大 分	梅林建設(株)	〃
東 京	技研興業(株)	〃
	久保田建設(株)	〃
	五洋建設(株)	〃

大分	㈱後藤組	1口	山形	佐藤興業㈱	1口
"	㈱佐藤組	"	"	菱和建设山形営業所	"
三重	㈱塩谷組	"	茨城	茨城県調査測量設計研究会	"
東京	世紀建設㈱	"	栃木	第一測工㈱	"
"	㈱武井工業所	"	"	(有)八汐コンサルタンツ	"
"	㈱田原製作所	"	群馬	大和設備工事㈱	"
香川	大成建設㈱高松支店	"	"	高橋建設㈱	"
大分	高山総合工業㈱	"	埼玉	㈱古郡工務所	"
東京	中央開発㈱	"	千葉	堀内建設㈱	"
岡山	アイサワ工業㈱	"	"	京葉重機開発㈱	"
香川	㈱チェリーコンサルタンツ	"	"	㈱坪ノ内組	"
東京	東急建設㈱	"	東京	前沢工業㈱	"
秋田	東邦技術㈱	"	"	日本大学生産工学部図書館	"
東京	東京索道㈱	"	"	新光測量設計㈱	"
栃木	東洋測量設計㈱	"	神奈川	神奈川農業土木建設協会	"
神奈川	土木測器センター	"	山梨	峡中土地改良建設協会	"
茨城	中川ヒューム管工業㈱	"	長野	小林建設工業㈱	"
東京	日本舗道㈱	"	"	㈱木下組	"
"	日本国土開発㈱	"	静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	"
"	日本プレスコンクリート工業㈱	"	新潟	山崎ヒューム管㈱	"
"	日本エタニットパイプ㈱	"	"	新潟ヒューム管㈱	"
"	ボゾリス物産㈱	"	富山	㈱婦中興業	"
"	日兼特殊工業㈱	"	"	八田工業㈱	"
福岡	藤増総合化学研究所	"	石川	㈱豊蔵組	"
東京	㈱マルイ	"	福井	福井県土地改良事業団体連合会	"
"	㈱丸島水門製作所	"	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	"
石川	真柄建設㈱	"	岡山	㈱大本組	"
東京	水資源開発公団	"	広島	金光建設㈱	"
愛知	若鈴コンサルタンツ㈱	"	"	農林建設㈱	"
東京	I N A新土木研究所	"	徳島	佐々木建設㈱	"
福岡	新日本コンクリート㈱	"	香川	青葉工業㈱	"
茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	"	"	宮本建設㈱	"
東京	日本技術開発㈱	"	高知	須崎工業㈱	"
北海道	(財)農業近代化コンサルタンツ	"	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	"
岩手	菱和建设㈱	"	"	㈱古賀組	"
"	丸伊工業㈱	"	佐賀	農業土木試験場佐賀支場	"
"	高弥建設㈱	"	熊本	佐藤企業㈱	"
"	東北ブルドーザー工業㈱	"	"	旭測量設計㈱	"
宮城	丸か建設㈱	"	群馬	水資源開発公団奈良俣ダム調査所	"
"	上田建設㈱	"	東京	日本コーケン㈱	"
"	北越ヒューム管㈱	"		116社158口	
山形	伊藤工業㈱	"			(順序不同)

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員		
	県	農林省	学校法人	団体	個人	合計	会社	口数	県		農林省	学校法人	団体	個人	合計	会社	口数			
北海道	225	230	6	105	12	19	597	1	1	近畿	滋賀	34	14	-	8	5	-	61	-	-
東	青森	110	52	2	1	-	165	1	2	京都	65	63	8	13	4	2	155	-	-	
		101	18	5	2	2	-	128	4	4	大阪	49	-	4	39	6	7	105	3	7
		85	86	6	52	1	9	239	3	3	兵庫	78	36	4	2	-	-	120	-	-
		176	33	-	25	-	2	236	1	1	和歌山	63	16	-	-	-	2	81	-	-
		103	46	5	4	-	-	158	4	4	小計	53	14	-	-	-	2	69	-	-
北	福島	123	48	-	-	11	183	-	-	鳥取	47	10	4	-	-	-	61	-	-	
小計	698	283	18	84	14	12	1109	13	14	中	40	23	6	1	-	-	70	-	-	
関	茨城	117	38	1	1	5	3	165	3	3	岡山	58	85	5	1	-	-	149	2	2
		77	28	5	2	-	2	114	3	3	広島	49	6	-	3	-	1	59	2	2
		51	13	1	-	1	-	66	2	2	山口	49	2	1	-	-	1	53	-	-
		56	21	-	8	13	9	107	1	1	徳島	37	18	-	-	2	-	57	1	1
		96	31	3	2	63	11	206	4	6	香取	49	14	4	15	5	2	89	4	4
東	千葉	1	201	9	248	37	27	523	46	75	高知	38	20	4	4	-	4	70	1	2
東	山梨	41	-	-	5	-	19	65	1	1	小計	26	-	1	-	-	1	28	1	1
		13	10	1	-	-	1	25	1	1	福	43	21	9	50	49	8	180	4	4
		100	5	4	-	3	-	112	2	2	九	62	23	3	-	-	2	90	1	1
		116	47	-	2	-	4	169	1	1	佐	25	3	1	-	-	1	30	-	-
		小計	668	394	24	268	122	76	1552	64	95	熊	106	61	-	5	3	2	177	2
北	新	258	66	2	6	-	7	339	2	2	大	81	5	-	2	-	1	89	4	4
		83	5	1	1	-	2	92	2	2	宮	70	20	2	2	-	-	94	-	-
		63	81	3	15	-	1	163	2	2	鹿	66	14	-	-	-	-	80	-	-
		80	8	-	1	-	-	89	-	-	州	-	10	1	1	2	-	14	-	-
		小計	484	160	6	23	-	10	683	6	6	内地計								
東	海	30	13	5	4	6	5	63	1	1	外	21	-	-	-	-	-	21	-	-
		65	94	1	109	43	6	318	3	5	総	3439	1685	118	740	283	168	6433	116社	158口
		60	33	1	1	10	4	109	-	-	小計	453	157	16	60	54	14	754	11	11
小計	155	140	7	114	59	15	490	4	6	外国										

編集後記

1978年も残り少なくなりましたが、会員の皆様には益々御清祥の事と存じます。福岡地方では初夏の頃から水不足が生じ、7、8月ともなると干天が続き猛暑は全国を覆い、東京の水ガメ利根川水系も10~20%の取水制限が実施されました。最近では昭和48年度の干魃以上の規模となりましたが、10月3日発表の稲作概況は、作付面積、2,532千ha、試算収積量1,251万トン、作況指数107%となり当初見込1,170万トンを80万トンも上廻ることとなりました。これは農家個々の営農努力と、土地基盤整備の充実があったからだと思います。しかしながら、

今年から三カ年計画で、毎年39万ha、170万トン相当の減反政策を進める上では大変で、農業をめぐる内外の諸情勢は厳しいものがあります。

最近では事業実施の面でも社会情勢も厳しく環境影響評価に関する条例・要綱等を制定した公共団体も多くなってきました。その意味で騒音、振動に関する報文を載せました。

編集にたずさわって感じましたことは、全体的に大作の報文が見受けられますが、会誌は出来るだけ多くの会員に発表の機会を与えたいと思っていますので、出来るかぎり簡潔でわかりやすい報文の投稿をお願いします。

(増田記)

水と土 第35号

昭和53年12月15日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4  
農業土木会館内

農業土木技術研究会  
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社  
TEL (952) 5651 (代表)



# 研修会開催のご案内

昭和53年度の研修会を農業土木技術研究会ならびに農業土木学会関東支部の共催で下記により開催しますので多数ご参加下さるようご案内いたします。

記

1. 課題：「河川管理施設等構造令の解説」
2. 期日：昭和54年1月24日(水)～25日(木)
3. 会場：東京農林年金会館 東京都港区芝西久保巴町36-1 (電話 03-432-7261)
4. プログラム：(1) 研修会 1月24日(水) 10.00～17.00
 

時間	課題および講師
10:00～10:10	開会挨拶 構造改善局建設部長 岡本 克己
〃	農業土木学会関東支部長 白滝 山二
10:10～12:00	土地改良事業計画設計基準「頭首工」の改定について 構造改善局企画調整室 坂本 貞
12:00～13:00	昼 食
13:00～14:30	「河川管理施設等構造令」の解説 関東農政局天竜川下流農業水利事業所 好光 雅
14:30～14:40	休 憩
14:40～16:00	河川および頭首工の水理について 農業土木試験場水工部 川合 亨
16:00～17:00	質疑応答
- (2) 現地見学 1月25日(木) 9:00～17:00  
千代田区大手町1-3-3 大手町合同庁舎第3号館正面玄関8:40集合→利根大堰(水公団 埼玉合口事業)→太田頭首工(国営渡良瀬川農水事業)→群馬県館林市→東北高速道→大手町合同庁舎前17:00解散
5. 参加費用等：(1) 研修会受講料 会員 2,000円 非会員 4,000円 (昼食代を含む)  
(2) 現地見学 2,000円 (〃)
6. テキスト：(1) 土地改良事業計画設計基準「頭首工」  
(2) 「土地改良事業のための河川関係工作物の手引き」  
なおテキストは会場にて販売します。
7. 参加人員：定員約250名 なお会場の都合により定員になり次第締切らせていただきます。
8. 申込方法：参加希望の方は下記によりお申込み下さい。  
(1) 申込期日 昭和54年1月10日まで  
(2) 申込先 〒100 東京都千代田区大手町合同庁舎第3号館  
関東農政局建設部設計課 上条 幸一 電話 03-214-6261 (内線 4414)  
(3) 送金先 農業土木学会関東支部 支部長 白滝 山二  
第一勧業銀行 大手町支店 店番号 008 口座番号 1123233
9. 宿 泊：宿舎のあっせんは致しませんが、当地付近の施設は次のとおりですので、各自で早めに申込んで下さい。

名 称	住 所	電 話	料 金	定 員
東京農林年金会館	〒105 港区芝西久保巴町36-1	03-432-7261	A 2,400 B 2,800	253
虎ノ門共済会館	〒107 〃 赤坂葵町2	03-582-5381	A 1,200 B 1,500	138
麻布宿泊所	〒106 〃 南麻布3-19-29	03-473-0700	A 1,800 B 2,200	70
麻布グリーン会館	〒106 〃 六本木1-9-11	03-583-6811	A 1,700 B 2,400	126
東京青山会館	〒107 〃 南青山4-17-58	03-403-1541	A 3,820 B 4,480	383