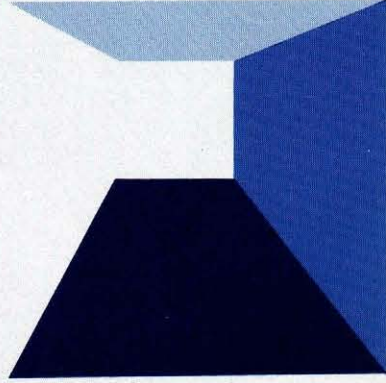
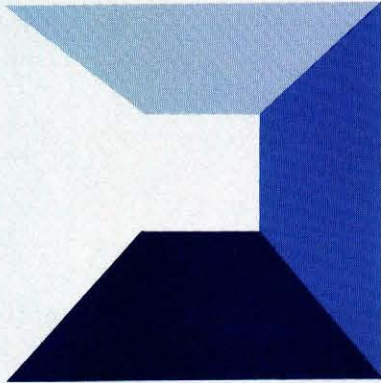
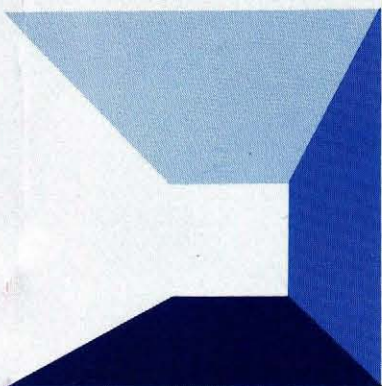


# 水と土

第 42 号



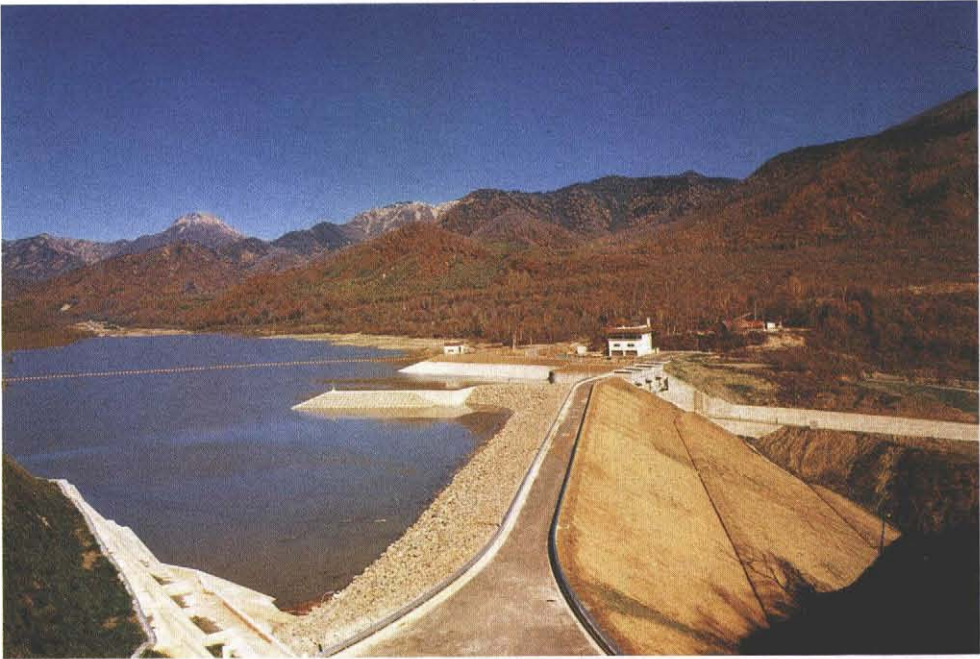
昭和55年 9 月号





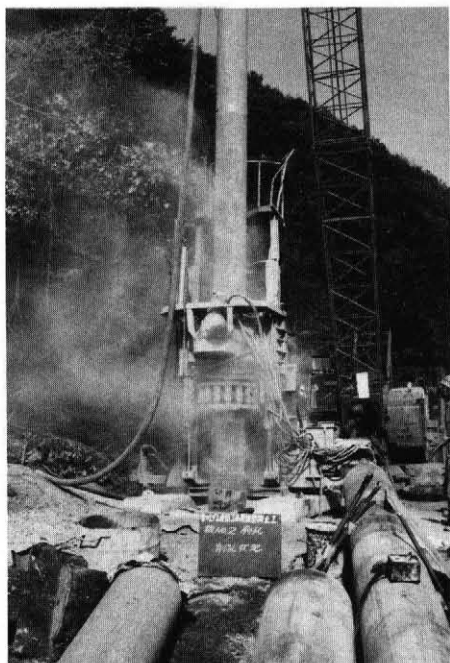
# 湛水開始した笹峰ダム

(国営関川農業水利事業)



# フレキシブル鉄筋コンクリート杭(鋼管付)の施工

(国営東播用水事業呑吐ダム)



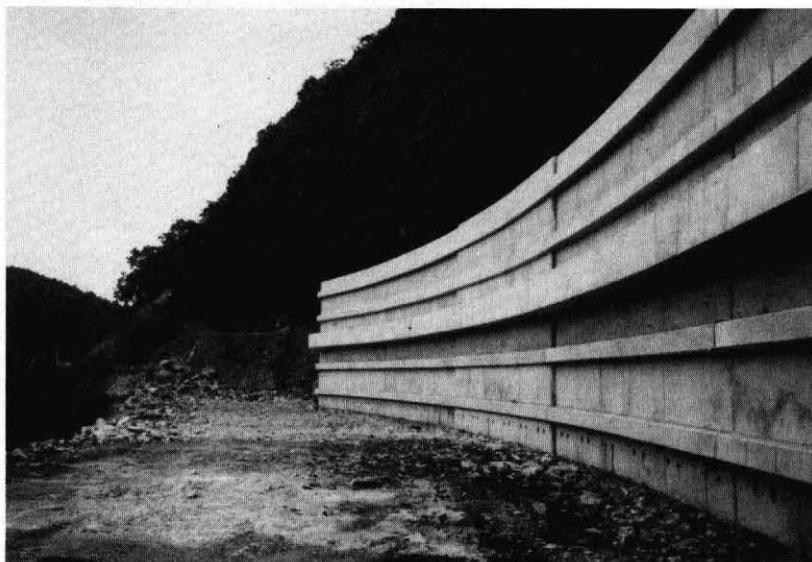
写真：1

ショットドリリング工法による  
鋼管建込のための削孔。



写真：2

フレキシブル鉄筋コンクリート杭(鋼管付)に  
ロックアンカーを緊結し、土留擁壁を上部より  
杭前面の土砂を掘削して施工。



写真：3

完成したフレキシブル鉄筋コンクリート杭による抑止工。

(本文21ページ参照)

グラビア

洪水開始した笹峰ダム, フレキシブル鉄筋コンクリート杭  
(鋼管付)の施工

報文内容紹介 .....(i)

巻頭文

農業土木技術 浅井 喜代治.....(1)

報 文

間隙水圧と堤体安定について 増田 明 徳.....(2)

矢の目ダムの概要 小川 正 順.....(14)  
高橋 啓 一

吞吐ダム崖錐部抑止工事について

——フレキシブル鉄筋コンクリート杭工——

山下 克己 百濟 輝久.....(21)  
重森 篤 浜坂 英雄

農業土木設計積算業務オンライン化について(岩手県の事例)

浅利 宗 徳.....(33)

オンライン・リアルタイム処理による長崎土木工事設計積算  
システムについて

藤村 幹 治.....(40)

大型開水路におけるライニング工法の検討

穴 瀬 山 真.....(48)  
白 滝 二

豊川用水天伯支線の水管理改良事業について

光岡 史郎 白井 伸洋.....(57)  
加藤貞一郎

野洲川地区における送水路集中監視制御システムについて

瀬 古 良 勝.....(67)  
出 原 均

県営かんがい排水事業大島下郷地区水管理改良施設について

諸 橋 孝 一.....(75)

農業用水水利権の年間総取水量表示について(その1)

——農業用水水利権とその特性——

延 藤 隆 也.....(82)  
佐々木 勝

資 料

間違い易い水理設計

——パイプラインの水理設計——

久保 七 郎.....(87)

県だより

益田管内における広域営農団地農道整備事業

島根県益田農林事務所耕地課 小豆沢 正 久.....(93)

簡易鋼矢板組み立て水路の施工事例について

徳島県吉野川北岸農業水利対策室 吉 田 良 治.....(94)

研修会開催のご案内

.....(96)

会 告

.....(97)

訂正記事

前号「川西ダムの工事経過と試験湛水」の一部訂正 .....(66)



# 水と土 第42号 報文内容紹介

## 間隙水圧と堤体安定について

### —Kダムの事例

増田 明徳

均一型アースダムにおいて、施工中に発生する間隙水圧はダムの安定性を検討する際に非常に重要な因子である。この報告ではKダムの事例により、インターセプター水平ドレーン等の設置の重要性を再認識をうながすものである。(水と土 第42号 1980 P.2)

## 大型開水路におけるライニング工法の検討

穴瀬 真 白滝 山二

本報文は、大型用水路におけるライニング工法として、これまで愛知用水以後実施されてきたコンクリートライニング工法をさらにプレハブ化し、しかも機械施工による省力化と能率化を図るとともに、構造的にも安定度の高いライニング工法として開発された大型コンクリートブロックライニング工法を取り上げて、主として施工性を中心として検討を行ったものである。

(水と土 第42号 1980 P.48)

## 矢の目ダムの概要

小川 正順, 高橋 啓一

矢の目ダムは栃木県北部にかんがい用ダムとして、現在仮排水路を施工中の傾斜コアフィルタイプダムである。当地域は那須火山噴出物により形成された地形が随所にみられ、ダムサイトもその一部に位置する。ダム盛土用材はダムサイト近隣から発生する材料で、コア用土には高含水比の関東ロームを、またランダム用土には那須火山砕屑岩を使用する予定である。

(水と土 第42号 1980 P.14)

## 豊川用水・天伯支線の水管理改良事業について

光岡 史郎 白井 伸洋

加藤貞一郎

豊川用水事業により完成した天伯支線の維持管理上の問題解決(末端の水需要と幹線水路からの供給の調整)のために、県営水管理改良事業を実施した。

この事業実施に至る経緯と事業の概要を紹介すると共に、実施前後の水管理実態と実施した施設の稼動状況より、水管理の問題点と今後のあり方等について報告する。

(水と土 第42号 1980 P.57)

## 吞吐ダム崖錐部抑止工事について

### —フレキシブル鉄筋コンクリート杭工—

山下 克己 百済 輝久

重森 篤 浜坂 英雄

吞吐(どんど)ダムは、東播用水事業の一環として造られるコンクリート重力ダムである。昭和55年5月コンクリート打設を開始したところであるが、本体工事と並行して実施している貯水池の地すべり対策工事として、フレキシブル鉄筋コンクリート杭(綱管付)工法を採用したので、同工法の設計・施工について報告するものである。

(水と土 第42号 1980 P.21)

## 野洲川地区における送水路集中監視制御システムについて

瀬古 良勝 出原 均

ここで紹介する野洲川地区送水路集中監視制御システムは、野洲川下流域に建設した揚水機(最大取水量:7.315ton/sec)と圧送幹線パイプライン(φ1,500%~φ450%,約33km)に散在する10ヶ所の流量計,圧力計と43ヶ所の電動制水弁を電々公社の専用電話回線を使用して中央管理所で集中管理し、地区内の適正な水配分と水資源の有効利用を図ると同時に、日常の送配水業務を安全かつ合理的に実施しようとするものである。

(水と土 第42号 1980 P.67)

## 農業土木設計積算業務オンライン化について

### (岩手県の事例)

浅利 宗徳

岩手県においては、昭和53年度より積算業務を電算処理してきたが、昭和55年度より本業務を含め20業務をオンライン処理に切替えた。バッチ処理より移行したシステムの概要、運用状況、問題点及び将来展望について報じるものである。

(水と土 第42号 1980 P.33)

## 県営かんがい排水事業、大島下郷地区水管理改良施設について

諸橋 孝一

新潟県三条市の西北に位置し、信濃川と中之口川に囲まれた輪中地内、大島下郷地区300haに、昭和47年以来進められている県営かんがい事業の概要と用水施設の改良について水管理施設を要望した地元の背景及び、現在すでに施行されている施設の機能と今後施行しようとする水管理集中制御の構想等について紹介した。

(水と土 第42号 1980 P.75)

## オンライン・リアルタイム処理による長崎県土木工事設計積算システムについて

藤村 幹治

長崎県においては、全公共事業部門による共同利用方式の積算システムを完成させた。オンライン・リアルタイム処理方式を採用した本システムの開発経緯、概要、非同期入力処理用の独自のタスク構成、併せて行う数量計算業務の概要及び今後の問題点について報告する。

(水と土 第42号 1980 P.40)

## 農業用水水利権の年間総取水量の表示について(その1)

近藤 隆也 佐々木 勝

昭和50年農林省は建設省から水利権の許可に際し付されることとなる水利使用規則の中で、水資源の逼迫化等を背景として、期別最大取水量のほか一般的に年間総取水量の表示を求められ、一定の条件に該当する場合年間総取水量を表示することとしている。前編では、表示に至る経緯を明らかにするとともに、農業用水の特性と年間総取水量表示に反対する基本的立場及び応ずる基本的立場を述べる。

(水と土 第42号 1980 P.82)

## 農業土木技術

浅井 喜代治\*

昭和55年度の農業基盤整備費は8,975億円で、国全体の一般公共事業費の約14%を占めている。その内訳は多様であるが、中でも水田利用再編対策のための排水対策、畑作振興のための土地基盤整備、農村の環境整備及び土地改良施設の維持関連事業の推進等に意をもちいて実施されている。このような多岐にわたる事業を処理するため、農業土木技術者は先輩等が切開いてくれた技術、研究成果をもとにして農業基盤の整備に努力を重ねている。農業土木の仕事は、農民からの要望に端を発してプロジェクトの調査、計画、設計、施工、維持管理を一貫して実施しているが、これら各段階の技術水準に段差があってはならないし、各段階をよく理解していないとそれぞれの段階での最良のものは得られないことになる。最近の設計技術の進歩は目覚ましいものがあるが、この設計技術と同じレベルに各段階を持って行ってこそ立派なプロジェクトが完成し動き出すことになる。すなわち、よい設計はそのための調査、計画、施工及び維持管理の方法を十分に理解してこそ出来るもので、このためには各段階を実際に体験できれば技術者として一番幸せなことである。また、このことが現在の農業土木技術を築き上げてきたのだと言っても言いすぎではないと考える。

よく農業土木技術は経験による技術だと言われる。これは、土木構造物が種々の条件のもとで作上げられるため、現場条件のはあく及び対処に経験を必要とするためであろう。たしかに、一つのプロジェクトの調査、計画、設計、施工にたずさわった技術者は、その後に行う調査や計画に必ずそれが何らかの形で生かされ、それが現在の農業土木技術の発展の一端となっている。もちろん、経験だけが農業土木技術のすべてであるとは考えないが、高度な設計手法にこう言うものがうまく加味されなければならない。現在の農業土木技術は、現場の要求する問題に対処するためになされた研究と、現場の経験を先輩から後輩にまた自分で確めながら築き上げられたものである。最近では、調査、計画、設計、施工をコンサルタンツあるいは業者にまかせ切ってしまう場合が多くなっているが、できれば若い技術者にこのような実務経験の場を与えるか、さもなければコンサルタンツが行う調査、計画、設計業務や業者が行う施工業務と一緒に参加して勉強するような道が開ければ、すばらしいことだと考える。またそのことが農業土木という特性を十分に考慮した技術の発展につながるのではないかと考える。

一方、年々増大する事業量に対し人員増の見込めない現状で、この問題にどのように対処していくかは重要な問題である。このことに対し、農林水産省では現場実施業務の合理化を進めるため各種技術の基準化、標準化、電算化、技術資料に関する情報化等が実施されている。この方向は、現状からして必要なことでありぜひ実施しなければならないが、ここで注意しなければならないのは、与えられた仕事を無理に基準化、標準化の枠の中にあてはめるのではなく、あてはまらないものに対しては入念な検討を加え、よりよいものを作り上げるよう各人が努力することである。同時に、基準からはずれているからと言う理由で事業としての実施を見合せるといふことのないようにし、農業土木技術の発展に結び付けなければならない。このような基準外の仕事から新しい技術の要望が生じ、農業土木技術の進歩がもたらされるからである。したがって、基準化、標準化、電算化の可能なものはどんどんこれを実行する反面、これからはずれるものについては若い農業土木技術者を育てる意味で十分な時間を与え経験を積ませることが、農業土木技術の向上にはぜひ必要であるように思う。また大学においても、基準外の問題に対処できるように基礎的な知識を身につけた卒業生を送り出すよう努力しなければならないと考えている。

今後ますます増大する農業基盤の整備事業に対し、われわれ農業土木技術者が事業量の消化問題と取組みながら、技術の向上をはからねばせっかく先輩が築上げてくれた農業土木技術を先細りにしてしまう恐れがある。このように考えると、業務の基準化、標準化あるいは省力化のための研究と同時に、各プロジェクトによく合致した計画、設計、施工の手法開発に対する努力も必要と考える。

\* 三重大学農学部

# 間隙水圧と堤体安定について

— K ダムの事例 —

増 田 明 徳\*

## 目 次

1. はじめに.....	2	7. 応急対策と復旧.....	9
2. ダムの概要.....	2	8. 試験結果.....	9
3. 当初設計時の土質試験結果と標準断面.....	2	9. 復旧断面.....	12
4. 施工の経緯と管理.....	5	10. 考 察.....	13
5. 堤体滑動の経緯.....	5	11. おわりに.....	13
6. 堤体滑動観測.....	6		

## 1 はじめに

Kアースダムは排水改良のために洪水調節を主目的としたもので、昭和37年に着工し、昭和42年に竣工した。

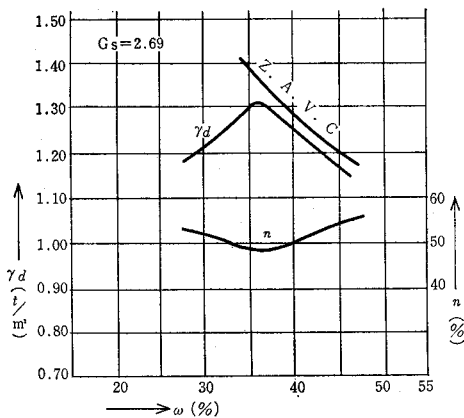
昭和40年7月末日天端まであと1mの高さでダム盛土工事完了の時期に突然ダム上流法面が滑動するという異常事態が生じた。このため40年及び41年に復旧工事を実施し、43年から貯水開始しているが、その後の経過は順調である。

完成後約15年になるが、事故当時の模様を振りかえってみることが、我々のアースダム技術の進歩の礎えとなれば幸いと思つてあえて筆をとった次第である。

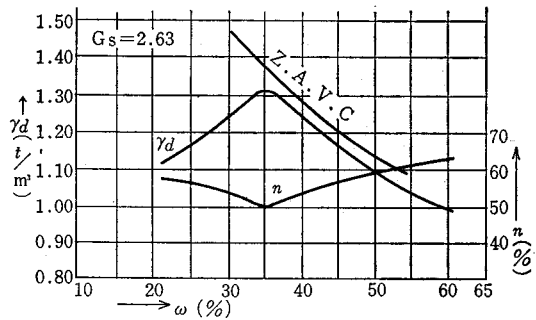
なお、この報告書は建設当時の担当責任者がとりまとめたものを一部整理したものである。

## 2 ダムの概要

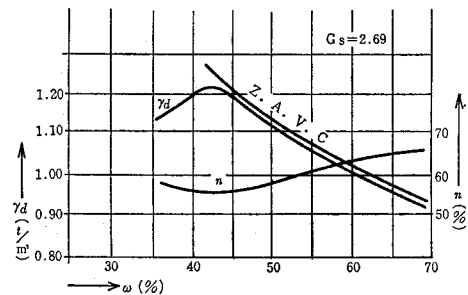
目 的 洪水調節 かんがい用水



図一 第二土取場褐色粘土



図二 第二土取場褐色粘土



図三 洪水吐赤褐色粘土

流域面積 24.1km<sup>2</sup> 基礎地盤 第三紀凝灰質砂岩  
 総貯水量 175万m<sup>3</sup> 有効貯水量 165万m<sup>3</sup>  
 堤体型式 均一式フィルダム  
 堤 高 21.8m 堤 長 294m  
 堤 頂 巾 8m 堤 体 積 294,000m<sup>3</sup>  
 洪水吐 側溝余水吐 設計洪水量 151m<sup>3</sup>/sec  
 計画洪水量 37.1m<sup>3</sup>/sec 計画放流量 7.5m<sup>3</sup>/sec

## 3 当初設計時の土質試験結果と標準断面

土取場は3ヶ所で、第1、第2土取場で約20万m<sup>3</sup>、第

\* 東北農政局浪岡川農業水利事業所長 41年当時Kダム事業所



3土取場で6万 $m^3$ 採土する計画を立てた。築堤用土は火山灰の風化したものである。

土質は肉眼で色別して、大体4種類に分類されたので

これについて土質試験を実施した。標準突固め曲線及び粒度分布曲線を図1～6に、一面剪断試験の一部を図7～10に示す。

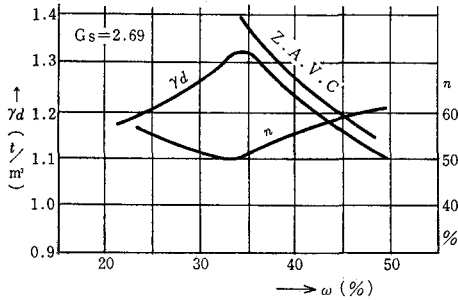


図-4 第一土取場薄褐色粘土

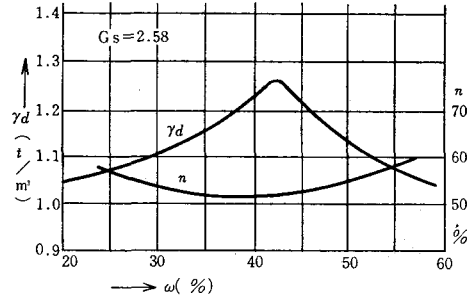


図-5 第三土取場褐色粘土

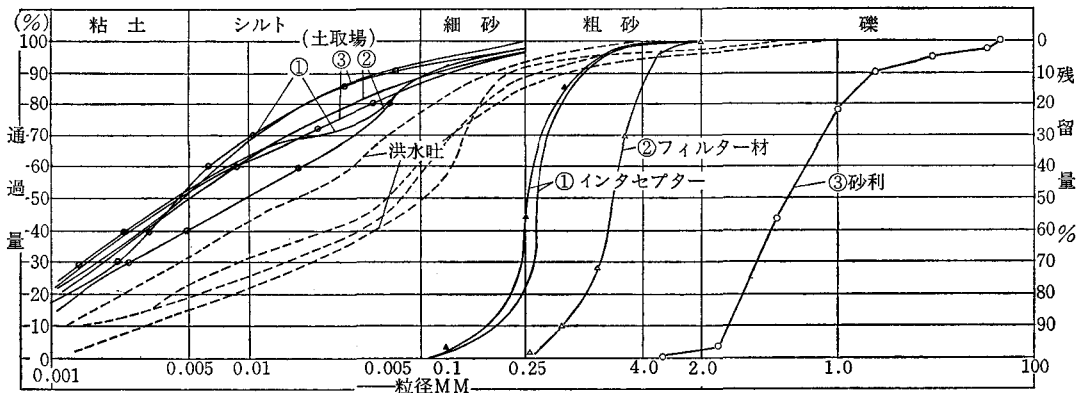


図-6 不透水性材料とドレーン材料の粒度曲線図

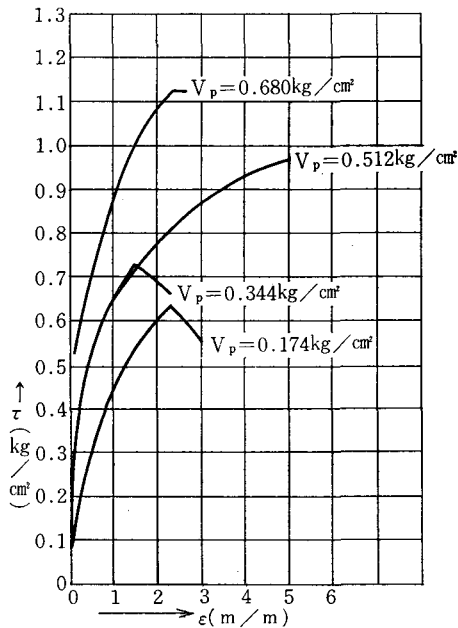


図-7 第二土取場褐色粘土①  
(自然含水比+水)

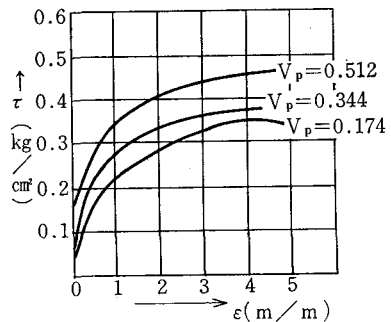
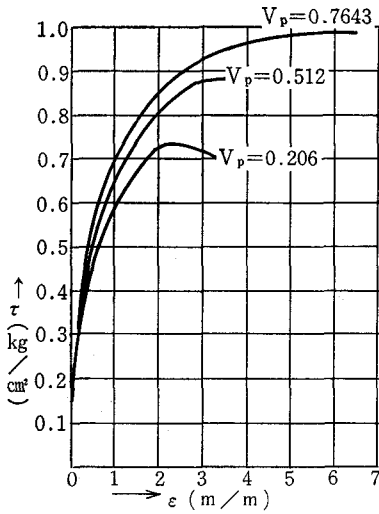
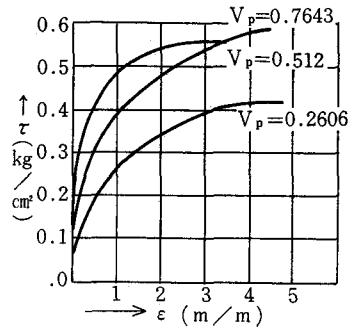


図-8 第二土取場褐色粘土②  
(自然含水比+水)



図一 第二土取場褐色粘土①  
自然含水比



図一〇 洪水吐褐色粘土③  
自然含水比

表一 一面せん断試験一覧表 (当初試験)

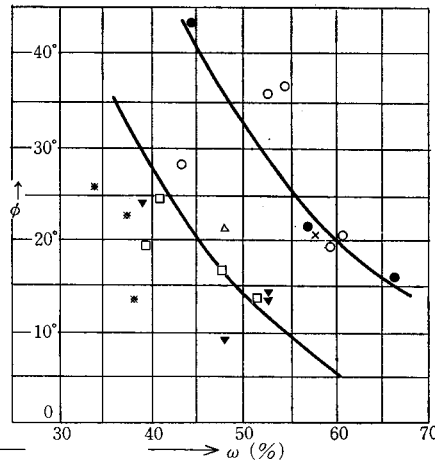
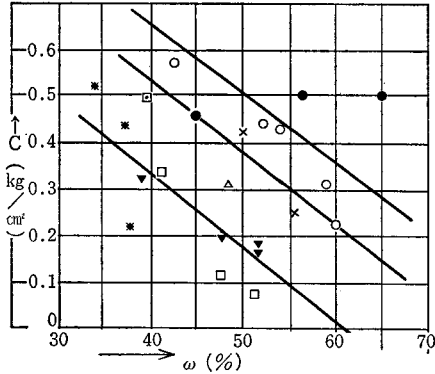
材 料 名	直比重 GS	試 験 時 の 試 料 状 態							備 考	
		現場 含水比 wf	湿潤密度 t/m³	含水比 %	乾燥密度 t/m³	間隙比 e	粘着力 t/m²	擦摩角 度		
第二土取場	褐色粘土 ①	2.69		1.668	49.95	1.115	1.412	4.30	45° 00'	wf+加水
	〃 ②	2.69		1.625	59.05	1.025	1.624	2.70	20° 20'	wf+加水
	〃 ①	2.69	42.85	1.721	42.85	1.205	1.232	5.80	28° 00'	
	〃 ②	2.69	52.59	1.678	52.59	1.098	1.450	4.54	36° 00'	
	〃 ③	2.69	54.54	1.653	54.54	1.069	1.516	4.40	36° 50'	
	〃 ④	2.69	59.44	1.612	59.44	1.010	1.663	3.10	19° 30'	
黄褐色粘土	⑤	2.69	59.95	1.630	59.95	1.019	1.640	2.24	20° 00'	
	①	2.63		1.779	38.86	1.280	1.055	3.30	24° 00'	wf+加水
	②	2.63		1.690	47.50	1.118	1.315	2.00	9° 00'	wf+加水
	③	2.63		1.650	51.60	1.085	1.424	1.66	13° 00'	wf+加水
洪水吐土取場	④	2.63		1.660	51.65	1.095	1.402	1.82	14° 00'	wf+加水
	灰白色砂質粘土 ①	2.65		1.710	40.78	1.214	1.182	3.37	24° 40'	wf+加水
	〃 ②	2.65		1.650	47.44	1.119	1.368	1.10	16° 20'	wf+加水
	褐色粘土 ③	2.69	48.86	1.680	48.86	1.128	1.385	3.10	21° 30'	
第一土取場	灰白色砂質粘土 ④	2.65		1.625	51.11	1.075	1.465	0.75	13° 30'	wf+加水
	①	2.69		1.773	34.55	1.318	1.041	5.20	26° 00'	
	②	2.69		1.758	37.06	1.283	1.096	4.42	22° 50'	
第三土取場	③	2.69		1.731	38.05	1.253	1.152	2.20	13° 50'	
	①	2.58		1.684	39.91	1.203	1.145	4.95	19° 18'	
第二土取場	盛立現場より 抜とり ①	—	45.03	1.757	45.03	1.211		4.60	43° 20'	
	②	—	56.59	1.699	56.59	1.085		5.00	21° 30'	
	③	—	65.35	1.624	65.35	0.982		5.00	16° 00'	

各土取場の用土試験結果から  $\gamma_t$  は 1.6~1.7 t/m<sup>3</sup>,  $\gamma_d$  は 1.0~1.3 t/m<sup>3</sup> であるが c,  $\phi$  の値がまちまちで決定しにくいので38年度の盛土工事の現場施工状態を勘案して

$\gamma_d = \text{JIS} \times 85\% = 1.1 \text{ t/m}^3$ ,  $\omega = 50\%$ ,  $\phi = 22^\circ$ ,  
 $c = 4.0 \text{ t/m}^2$   
を採用した。

表-2 K ダム 安定 計算 諸 元

堤 体 材 料	間 隙 率	飽 和 重 量	水 中 重 量	湿 潤 重 量	内 部 摩 擦 角	粘 着 力	備 考
粘 土	59%	1.69t/m <sup>3</sup>	0.69t/m <sup>3</sup>	1.65t/m <sup>3</sup>	22°	4.0t/m <sup>2</sup>	間隙水圧は土柱
河 床 砂 礫	25	—	1.15	1.94	35	0.5	高の1/2相当の
石 塊	30	—	1.10	1.84	45	0	水圧を見込んだ



凡例

- ×…第2土取場 褐色粘土(自然含水比+水)
- …第2土取場 盛土現場採取
- …第2土取場 褐色粘土(自然含水比)
- ▼…第2土取場 黄褐色粘土(自然含水比+水)
- △…洪水 吐 褐色粘土(自然含水比)
- …洪水 吐 灰白色砂質粘土(自然含水比+水)
- ※…第一土取場
- …第二土取場

図-11 含水比とせん断強度

#### 4 施工の経緯と管理

本ダムは昭和37年度に着工し、連絡道路、土運搬道路上下流仮締切堤及び仮排水隧道を施工し、38年度から中心床掘と堤敷掘削を行い、その年に99,000m<sup>3</sup>盛土高さ5.8m、39年度は114,000m<sup>3</sup>盛土高さ7.7mと洪水吐側溝部を施工し、40年度は52,000m<sup>3</sup>盛土高さ8.3mの盛土と洪

水吐放水路を施工してダムの主要工事を完了する予定であったが、40年度、44,000m<sup>3</sup>築堤し、ダム天端まであと1mというときに堤体滑動の事故に遭遇したものである。

本ダムの年間盛土稼働日数は5月から10月までの6ヶ月間のうち約70日で、早朝及び夜間は地山含水比が高くて施工出来ず、1日当りの稼働時間は施工条件のよい夏季でも7時から19時頃までであった。

盛土は約1km離れた土取場からダンプトラックで運搬しダムでは16t級のブルドーザで20cm厚さにまき出し、転圧は振動式タイヤローラ10t級及びウェーブローラ10t級で5回以上の転圧をした。土の含水比の許容上限値はD値85%の密度が得られる値とした。

日常施工管理は毎日盛土転圧完了後に無作為抽出によって5ヶの試料をモールド法で採取し密度、含水比の管理を実施した。

なお、含水比は標準の試験法以外にピクノメータ法及びアルコール燃焼法によって概略の含水比を把握し用土の可否を判定して施工を継続させ、翌日標準試験法によって判明した密度と含水比でチェックをし日常施工管理を行った。3ヶ年の平均値は $\gamma_d=1.13\text{ t/m}^3$ 、 $\omega=47\%$ であった。

また、定期的に年2回とさらに用土変化時には比重、含水比、密度、粒度、液性、塑性、透水、剪断等の一連の試験を実施した。

基礎掘削は中心床掘部分は第三紀凝灰質砂岩に岩着しているが、それ以外の大部分は2m前後の厚さの旧河床砂礫層の上に堤体盛土している。

#### 5 堤体滑動の経緯

昭和40年7月31日、ダム縦断測点Z12の上流側石張法先EL16.00m附近の法先法線に平行に長さ約3m、高さ最大0.3m程度の隆起を発見した。直ちに石張全面について同様現象または亀裂がないかどうかを堤体及びその周辺をくまなく調査したが異常はなかった。

盛土は7月28日以降天候の関係で中止していたが、当日の作業は、上流法面の石張と、石張のための盛土の人力法面仕上げを、また下流側は張芝するために丁度堤体法面を人力で切り取り法面仕上げ直後であったため、堤体に極小の亀裂でも連続的に入ると直ちに発見出来る状態であったが、堤体には法先の隆起以外の変化は見あたら



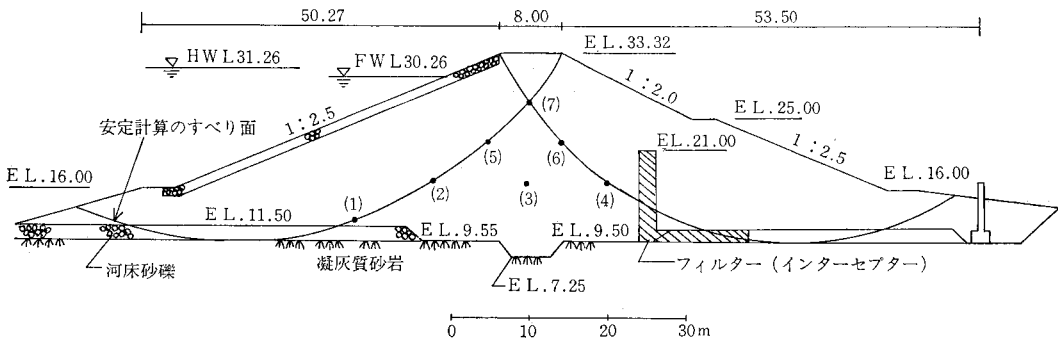


図-12 標準断面図

注・( ) は間隙水圧計の番号を示す。

なかった。なお、7月末現在の石張、張芝ともほぼE.L. 25mまで施工していた。

本ダムでは含水比の高い盛土用土を年間約8mと、アースダムとしては比較的急速に盛立てるために間隙水圧の発生が充分考えられるので、安定計算の結果定まった一番危険なすべり面（臨界円）について、安全率が1.0を切る間隙水圧を逆算により求めたところ1号間隙水圧計（土柱高さ13m）で土柱重量の62%、即ち土柱=水柱高とすれば100%強の $1.34\text{kg}/\text{cm}^2$ を目安として5日毎に測定して施工管理していた。

隆起発見後直ちに間隙水圧を測定したところ、1号（土柱高さ13m）は土重の55%、土柱=水柱とすれば91%の $1.18\text{kg}/\text{cm}^2$ 、2号（土柱高さ11.5m）土重の55%、水柱の90%の $1.05\text{kg}/\text{cm}^2$ 同じく3号（土柱14m）土重の48%水柱の80%で $1.10\text{kg}/\text{cm}^2$ であり、前回測定と大きい変化はなかった。

ただし、設計に用いた土柱の高さの1/2の水圧に比して相当の開きがあった。

40年8月1日 前日と同様堤体にクラック等の発生を監視していたがその現象は見られなかった。

しかし、間隙水圧計1~7号のうち、1、2号の指針が感度を示さないことを発見した。

8月2日 朝7時に堤体天端上に最大巾約10cm、長さ約90m（縦断測点Z8~Z14の区間）にわたり、堤体上流側に、平面形状が円弧状なクラックを発見し、また、法先はZ4~Z15まで約165mの長さにより石張りがふくれを生じ滑動の大きさと範囲を推定することができた。また、間隙水圧計5号が切断した。

8月4日 間隙水圧計7号が切断した。

この間隙水圧計の切断の順序及び7月31日の法先のふくらみ等から、滑動は当初計算の上流側臨界円にほぼ近い姿で堤体盛土が河床砂礫に接するところを通り、法先から逐次堤頂に向かって破壊が進行して行ったことが分る。

## 6 堤体滑動観測

観測はすべり面上の堤体沈下測定、滑動変位測定、石

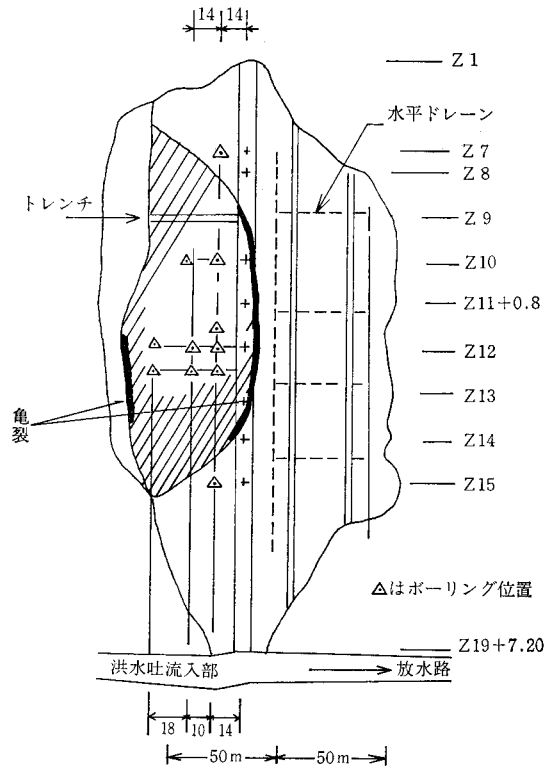


図 - 13

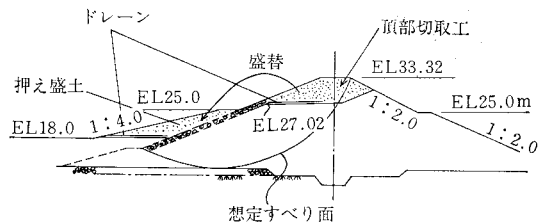


図-14 推定すべり面及び応急断面

張水平移動測定、トレンチによる上流斜面亀裂測定、間隙水圧測定を行った。

天端の亀裂は8月2日は最大巾10cmであったが、滑動の進行に伴ない亀裂、沈下の度合を漸次増大し、約1

週間で亀裂最大巾0.7m、最大沈下量1.0mとなり、主要滑動運動を終りそれ以降約20日間は微小な滑動を継続していた。この滑動は典型的な円形すべり面破壊であった。

滑動した部分は図13、14の通りでその滑動量は、滑動時までの全築堤量25万 $m^3$ のうち約54,000 $m^3$ と推定される。

そこで、すべり面に囲まれた部分内に亀裂があるか、また、すべり面附近の用土の状態を調査し復旧対策を樹立するためにボーリング調査により不攪覧試料を採取して単位重量、粘着力、内部摩擦角を求めるとともに38年以降の盛土施工時の日常施工管理の値と対比した。

ボーリングは2本は普通ボーリングで主として堤体内の亀裂を調査し、9本は堤体内に水の浸入する危険を考

えて無水ボーリングを行いシンウォールサンブラ採取と標準貫入試験を実施した。(図-13参照)

● 堤体沈下測定

図-15に示すごとく天端附近で約1mの沈下、法尻附近で約0.35mの隆起があった。

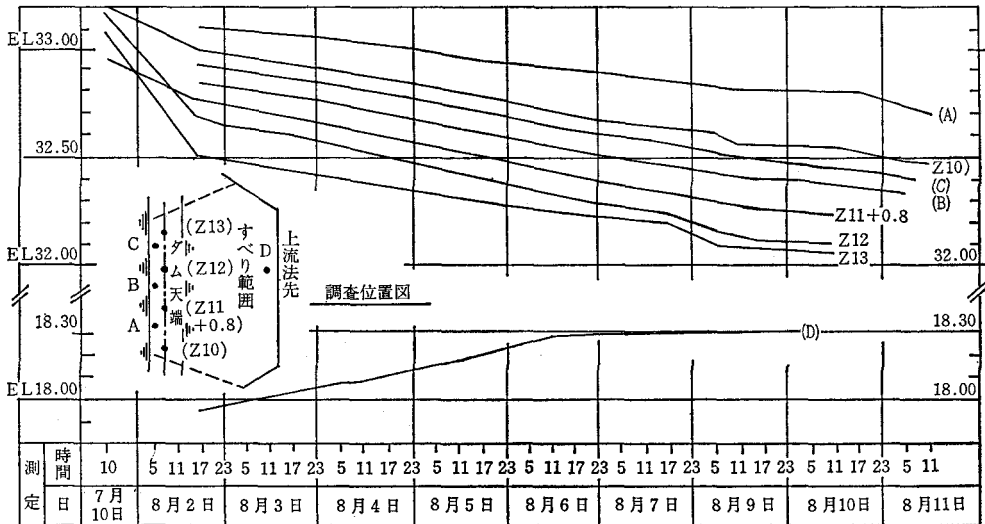
● 堤体変位測定

● 石張水平移動測定

本測定は、ほぼEL 27.00mまで石張施工している法面についての移動量を調査したものである。法面は滑動の影響を受けて部分的にふくれを生じ波状になっているところが多かった。表3から8月26日以降は滑動がほぼ終焉したことを示している。

● 堤体トレンチ亀裂測定

Z9の法面に沿って巾1m、深さ2mのトレンチを掘



注、7月10日の測定値は7月末日と同一である。

図-15 堰堤沈下測定図

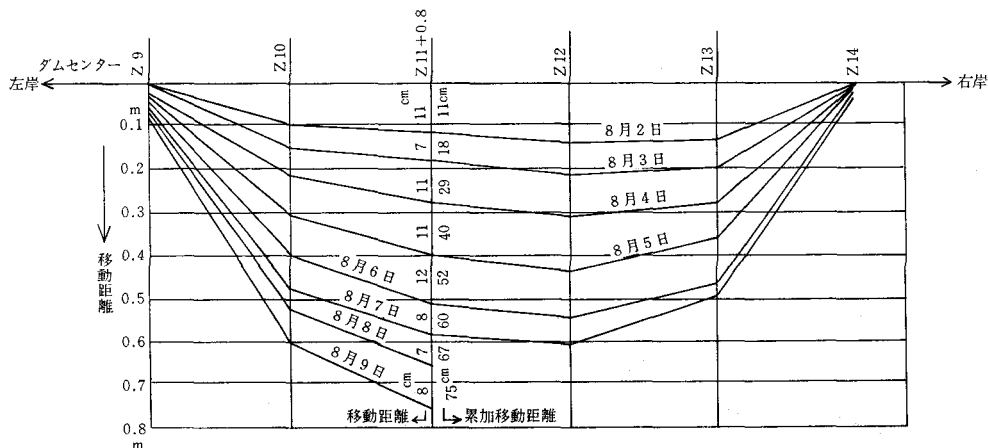


図-16 堤体水平変位測定図

表-3 石張水平移動測定表

測点	8月7日~8月11日	12日	13日	14日	15日	16日	17日	18日	19日	20日	21日	22日	23日	24日	25日	26日	27日	30日
D <sub>1</sub> ~ 1	10.5cm	3	4	1	7	0	1	6	6	0	1	1	1	0	2	0	0	1
D <sub>1</sub> ~ 2	9	3	4	3	6	7	5	1	0	2	3	1	1	0	2	1	1	2
D <sub>2</sub> ~ 1	28	4	3	5	3	3	3	5	4	2	2	3	1	0	0	0	0	-1
D <sub>2</sub> ~ 2	37.5	5	3	3	10	1	4	6	10	0	0	0	0	0	6	0	0	-2
D <sub>3</sub> ~ 1	37	3	10	0	4	3	1	9	7	1	1	2	1	1	0	0	0	0
D <sub>3</sub> ~ 2	45	5	2	7	6	2	4	8	4	0	1	4	0	1	0	0	0	1

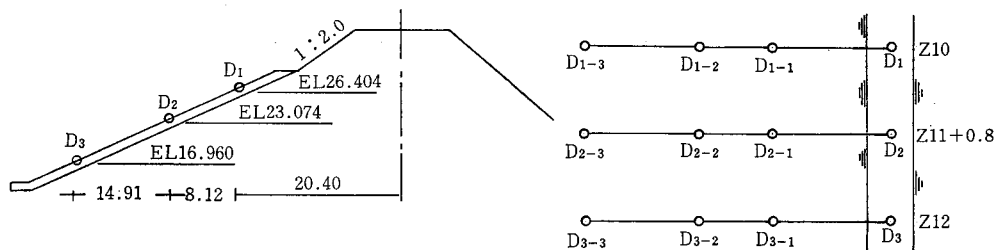


図-17 石張水平移動測定位置図

表-4 堤体トレンチ亀裂測定 (Z9)

番号	標高 (m)	亀裂巾 (mm)
A	32,700	亀裂無数有り
B	32,700	30
1	30,962	10
2	30,393	微小
5	30,218	〃
6	30,132	〃
9	30,175	〃
11	29,622	〃
12	29,533	5
18	28,645	5
21	28,210	〃
25	27,615	〃
30	27,091	〃
37	27,671	〃
38	26,057	〃
39	26,098	〃

り観察したが、円形すべり面の影響を受けて、表層部にも2次的、3次的な部分的な小滑動により小亀裂が発生していた。

◎ 上流法尻堅孔調査

堤体滑動が図-19の法先部分の「ふくらみ」によって発見されたのと「ふくらみ」線に平行に堤体外のEL18 mの地盤に微小亀裂が発見されたので、図の位置に調査孔を掘って亀裂状態を観測したが微小亀裂が1線あるだけで異常はなかった。また孔が滑動の圧力による変形の有無を測定したが、変化は見られなかった。

◎ 堤体調査

Z10+8.77附近の堤体頂部のテンションクラックにそって深さ4 mに掘削したが図の通りの亀裂を生じ、その部分の築堤土はジグザグに破碎されていた。それより下部はヘヤークラックになったので掘削を中止した。

破碎部分から試料採取し農業土木試験場で試験した。

大型三軸圧縮試験で  $\gamma_i = 1.78 \text{ t/m}^3$ ,  $\omega = 52.8\%$ ,  $c = 2.66 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 9.06'$  改良型一面剪断で  $\gamma_i = 1.68 \text{ t/m}^3$ ,

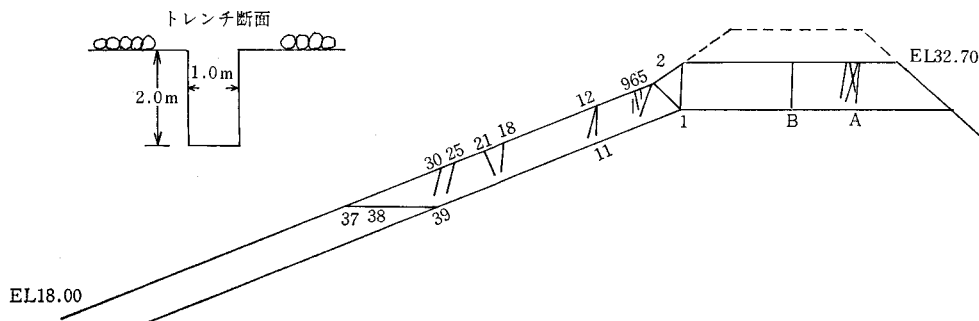
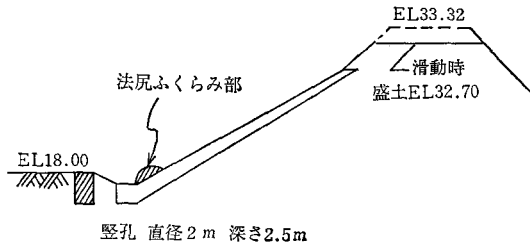
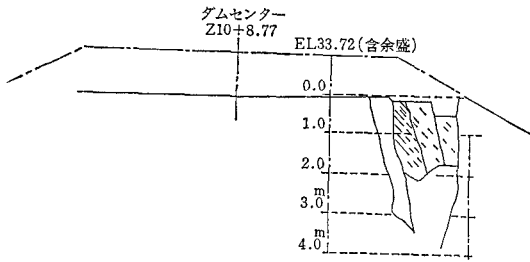


図-18 堤体トレンチ亀裂測定 (Z9)





図一19 上流法尻堅孔調査

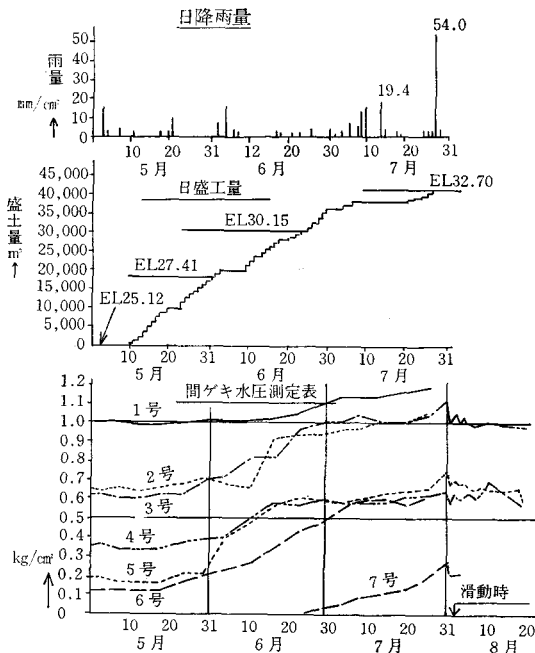


図一20 テンションクラック切断面図(Z10+8.77附近)

$\omega=52.0\%$ ,  $c=4.95\text{ t/m}^2$ ,  $\phi=13^\circ.56'$ , 小型剪断で  $\gamma_i=1.68\text{ t/m}^3$   $\omega=56.4\%$ ,  $c=2.82\text{ t/m}^2$ ,  $\phi=34^\circ.46'$  であった。

◎ 間隙水圧測定

間隙水圧計は8月4日までに次々と4ヶ切断して観測不能になったが、残る3ヶで観測を継続しているが8月15日からダム堤頂部をEL27.02mまでの切取を開始したので急速に間隙水圧が消散している。



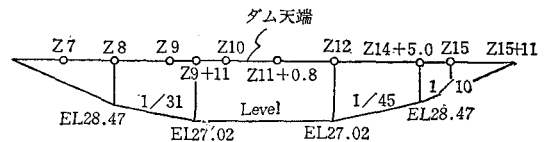
図一21 間隙水圧測定および雨量盛土量(40年度)

なお、7月31日～2日のすべりに伴って急激な間隙水圧の減少が特徴的である。また、4号は堤体内のインターセプター(フィルター)の近くにあるため間隙水圧の消散が容易で他の水圧計に比して低い値となっている。

7 応急対策と復旧

各種調査及び試験結果が出て復旧新断面が決定するまで亀裂部分から雨水の浸入を防止するためビニールシートで亀裂部分を被覆した。

Z10+8.77附近のテンションクラックの調査結果から頂部のテンションクラック深度4mに余裕を見込んで、最大深度5mまでの盛土を取り除くことにした。切取縦断形状は平面的な亀裂分布と亀裂の深度を現地で測定の結果図一22のとおり決定した。



図一22 堤頂切取縦断面図

この切取量は9,350m³で、上流側に押え盛土として流用した。押え盛土の天端は39年度の盛土高さが丁度EL25mであること、下流側小段と対称となること及び安定計算を、押え盛土高EL23m, EL25mで法勾配3.5割で計算したが安全率が低いので押え盛土の天端をEL25m, 法勾配4割と決定した。(図一14参照)

なお、この押え盛土の下部には盛土による間隙水圧の消散を図るため0.5mの水平ドレーンを設けた。

この押え盛土量はドレーン材1510m³を含み15,800m³で天端切取量の流用盛土以外は比較的粗粒の用土で盛土を施工した。

また、堤体内の亀裂部分にグラウトも考えたが、すべり面も盛土重量により時間の経過にもなって圧密されて密着状態になることを期待してグラウトは実施しなかった。

なお、推定すべり面について間隙水圧を土柱高の80%(実測)を入れて安全率が1.0となるc, φを逆算するとc=0.3kg/cm², φ=16°となった。

8 試験結果

◎ 剪断試験

含水比とc, φの関係、標高とc, φの関係を求めたが顕著な傾向は見いだせなかった。

◎ 盛土深度と乾燥密度及びU値

Z12上流14mボーリング試料から盛土深度と間隙比eの関係を求めると図一26に示すように深部ほどよく締まっている。N値は表一6のとおりである。

◎ 日常管理試験結果とボーリング試験との対比

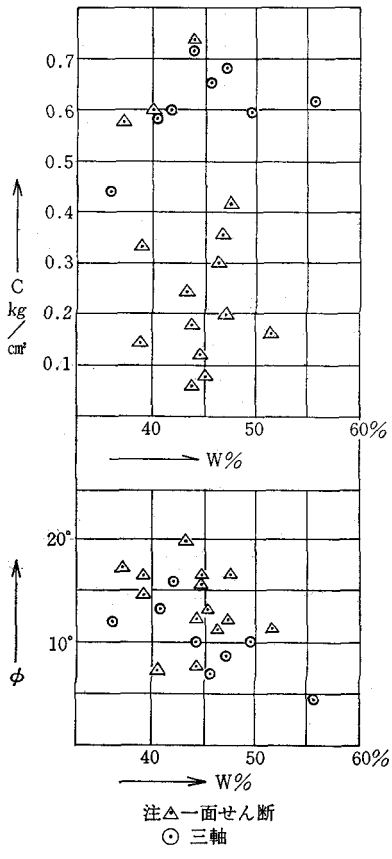


図-23 含水比と  $c$ ,  $\phi$

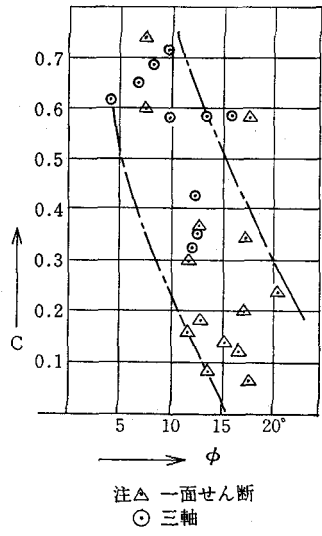


図-24  $c$  対  $\phi$

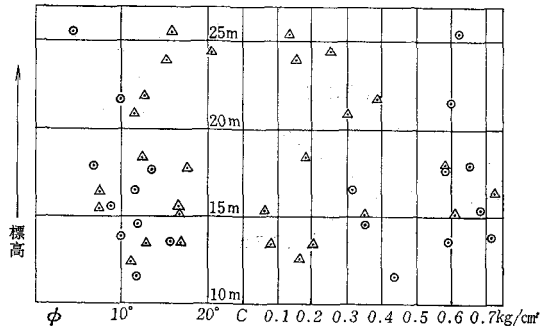


図-25 標高と剪断強度

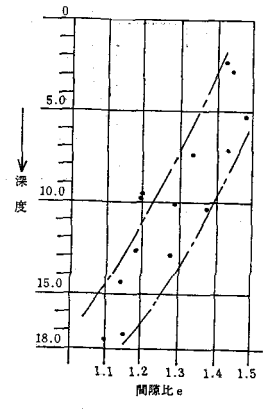


図-26 盛土深度と間隙比との関係 (Z12 上流14m(A))

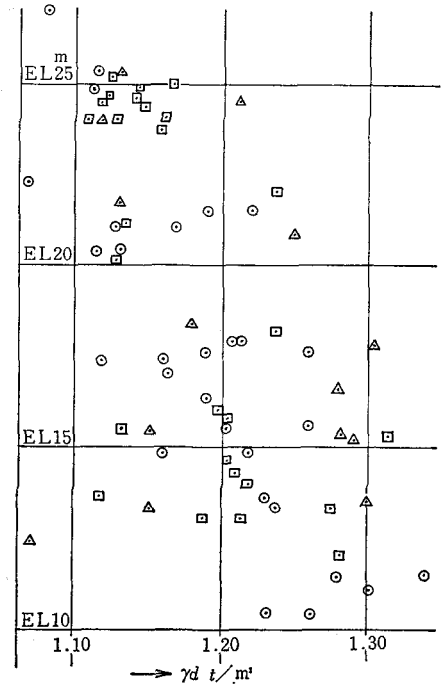
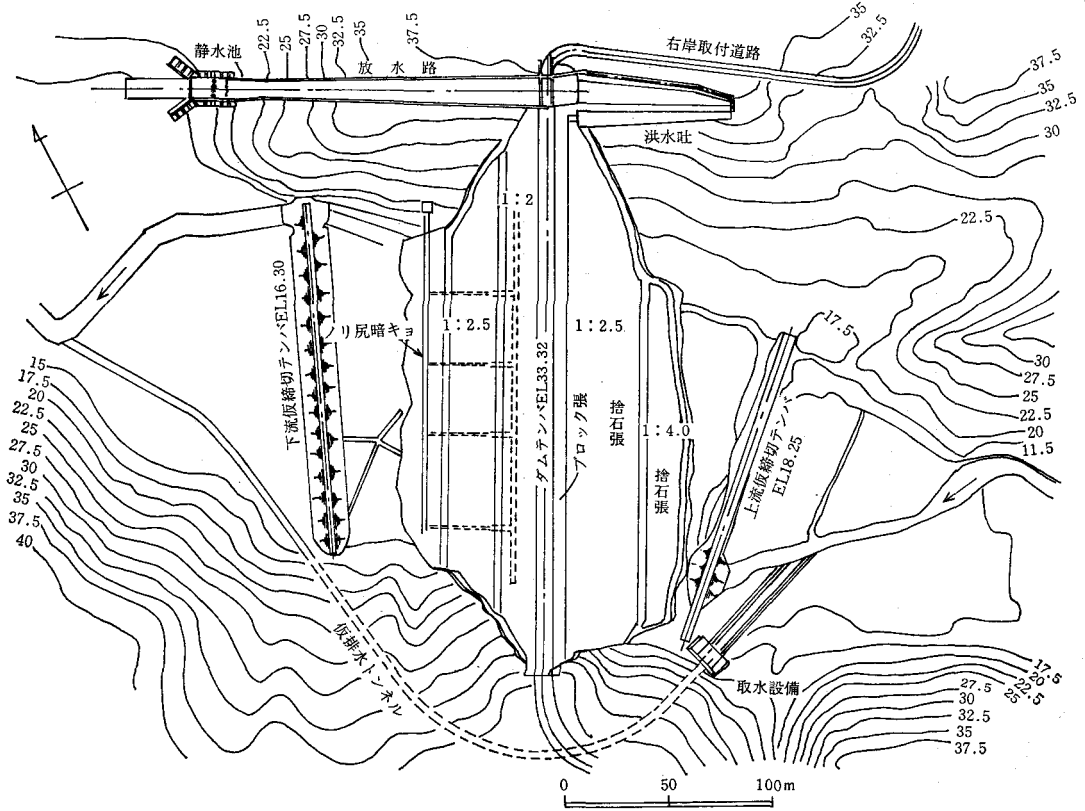
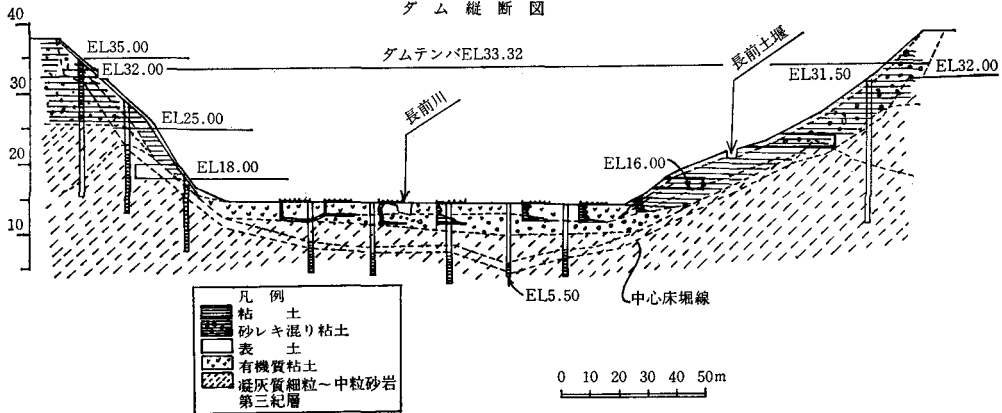


図-27 標高と  $\gamma_d$  の関係

ダム平面図



ダム縦断面図



標準断面図

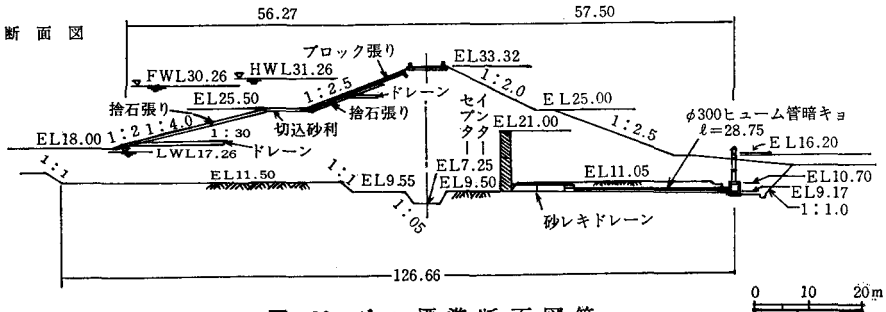


図-28 ダム標準断面図等

表-5 シンワールサンブラ採取材料によるせん断試験等一覧表

材 料 名	真比重	現 場 含水比	試 験 時 の 試 料 状 態							備 考
			湿潤 密度	含水比	乾燥 密度	間隙比	粘着力	摩擦角		
Z12上流14m(A) (EL 27.02m)	深度2.00~2.45上	2.65	54.26	1.688	55.26	1.094	1.422	6.1	4° 14'	} 軟弱な部分あり 試料軟弱
	2.45~ 2.90上	2.65	55.65	1.692	55.65	1.087	1.437			
	5.00~ 5.50上	2.65	58.29	1.689	58.29	1.067	1.483			
	7.00~ 7.40上	2.65	55.49	1.693	55.49	1.089	1.433	6.5	6° 44'	} 試料軟弱
	" " 下	2.65	49.27	1.695	49.27	1.136	1.332			
	9.50~ 9.90上	2.65	45.53	1.756	45.53	1.207	1.195			
	" " 下	2.65	47.00	1.781	47.00	1.212	1.186			
	9.90~10.40上	2.65	49.05	1.707	49.05	1.159	1.286			
	" " 下	2.65	53.75	1.718	53.75	1.117	1.372			
	12.50~12.90上	2.65	47.05	1.789	47.05	1.217	1.177			
	" " 下	2.65	49.95	1.733	49.95	1.156	1.272	6.8	8° 30'	
14.00~14.45上	2.65	44.00	1.781	44.00	1.237	1.142				
17.00~17.40上	2.65	43.95	1.772	43.95	1.231	1.152				
" " 下	2.65	39.70	1.760	39.70	1.260	1.100	5.9	9° 49'		
Z12上流24.0m(B) (EL 23.70m)	深度2.00~2.50上	2.65	42.00	1.695	42.00	1.194				1.219
" " 下	2.65	43.93	1.754	43.93	1.219	1.173				
2.50~ 2.90上	2.65	49.32	1.691	49.32	1.132	1.340				
" " 下	2.65	47.77	1.724	47.77	1.167	1.270				
6.00~ 6.40上	2.65	40.52	1.767	40.52	1.257	1.108				
" " 下	2.56	45.02	1.725	45.02	1.189	1.153				
8.00~ 8.40上	2.56	44.48	1.740	44.48	1.204	1.126				
" " 下	2.65	44.01	1.818	44.01	1.262	1.099				
10.00~10.40上	2.53	41.80	1.745	41.80	1.280	1.060				
Z12上流42m(C) (EL 17.50m)	深度1.00~1.45上	2.65								1.235
" " 下	2.65	45.95	1.737	45.95	1.190	1.226				
2.85~ 3.10上							1.140			
6.00~ 6.40上	2.65	35.68	1.820	25.68	1.341	0.976				
" " 下	2.65	40.67	1.804	40.67	1.282	1.067				
6.40~ 6.70上	2.65	39.05	1.809	39.05	1.301	1.036				
Z 7 上流 14m (EL 27.50m)	深度3.00~ 3.25		43.23	1.723	43.23	1.203		2.4	20° 08'	以下東北農政局試験 一面剪断テスト
	3.50~ 3.80		38.73	1.620	38.73	1.168				
Z 7 上流 14m (EL 27.50m)	深度6.50~ 6.95		46.10	1.737	46.10	1.189		3.0	11° 20'	歪制御方式急速剪断 テスト
	9.60~10.00		37.15	1.820	37.15	1.327				
	12.30~12.00		39.03	1.776	39.03	1.277				
Z12+10上流42m (EL 16.60m)	深度1.00~ 1.25		44.25	1.744	44.25	1.209		7.4	7° 35'	
	2.25~ 2.50		40.33	1.752	40.33	1.248				
	4.00~ 4.40		47.32	1.785	47.32	1.212				
	5.00~ 5.40		51.32	1.572	51.32	1.039				
Z15上流 14m (EL 27.50m)	深度2.00~ 2.45		44.66	1.644	44.66	1.136		1.2	15° 50'	
	5.60~ 6.50		46.71	1.633	46.71	1.113				
	7.00~ 7.35		44.05	1.624	44.05	1.127				
	12.00~12.20		44.33	1.654	44.33	1.146				
	14.00~14.30		45.21	1.658	45.21	1.142				
										平均乾燥密度 γ <sub>d</sub> ≐1.19

各ボーリング位置、深度と比較的近い場所の日常管理試験値を対比してみたが、含水比、密度ともまちまちであった。

### 9 復旧断面

復旧断面を決定するc、φについては、すべり面から

表-6 堤体標準貫入試験

Z10……上流14m	深度 m	1.50	8.50	12.00	15.90							8.5mで漏水
	N 値	8	8	11	10							
Z10……上流28m	深度	2.30	3.40	4.55	5.00	6.60	7.20	10.50				0.3mで漏水
	N 値	5	9	11	12	9	11	18				
Z12……上流14m	深度	3.15	5.80	7.75	9.15	11.15	13.30	14.75	17.75			3.7mで漏水
	N 値	6	7	10	10	9	5	8	*27			
Z12……上流24m	深度	1.15	3.25	6.70	8.75	10.75	12.45	13.35				
	N 値	5	25	13	8	9	6	*50				
Z12……上流42m	深度	1.75	3.40	70								
	N 値	10	6	*13								

注 \* は基礎地盤のN値

の逆算, 剪断試験結果等から,  $c=0.3\text{kg/cm}^2$ ,  $\phi=11^\circ \sim 12^\circ$  (層別に若干差をつけた) を求め最終的にはこの設計値の80%, 即ち  $c=0.24\text{kg/cm}^2$ ,  $\phi=9^\circ \sim 10^\circ$  でも安定なように標準断面を定めた。

## 10 考察

◎ 設計基準との対応 (S.38年当時)

(1) 土質試験値  $\gamma_d = \text{JIS} \times 85\% = 1.1 \text{ t/m}^3$  を用い  $\omega = 50\%$ ,  $\phi = 22^\circ$ ,  $c = 0.4\text{kg/cm}^2$ ,  $\text{PP} = 50\%$  で安全率 = 1.7

(2) 施工管理 3年間を通じ毎日5個サンプル採取, その平均値は  $\gamma_d = 1.13 \text{ t/m}^3$ ,  $\omega = 47\%$  で合格。

即ち, 設計基準に示したとおりの手順で, 設計, 施工を進めておくとくに問題は見いだせない。

◎ 滑動の原因

(1) 斜面勾配

下流側法勾配は中間の小段を含めると平均法勾配は, 2.43で, かつ, インターセプターの影響を受け間隙水圧の発生率も上流側に比して小さく安定していることから勘案して, 上流側勾配を緩にすべきだったかとも思われる。

(2) 設計剪断強度のとり方

推定すべり面に安全率1として間隙水圧80%(観測値)を入れて  $\phi$ ,  $c$  を逆算すれば  $\phi = 16^\circ$ ,  $c = 0.3\text{kg/cm}^2$  となる。すなわち設計数値の  $\phi = 22^\circ$ ,  $c = 0.4\text{kg/cm}^2$  は過大値をとっていたことになる。……41年改訂の設計基準では三軸圧縮試験値に対し, 一面剪断試験値は80%をとるべきことを教えている。

(3) 粒度

粘土分50%, シルト以下85%という粘質土は41年設計

基準では使用要注意の材料である。

(4) 盛立スピード

40年度の盛立は5月10日から7月7日迄の約2ヶ月間で  $H \div 6 \text{ m}$  を実施しており, 間隙水圧の発生が大きく, かつ消散する時間的余裕がなかったと思われる。

アースダムの施工中の間隙水圧の発生による破壊は, 重機械によって盛立が急速に施工された1960年頃からの現象である。\*(1)

フィルダムの間隙水圧の規定は1953年刊行の設計基準改訂案「アースダム」に初めて取扱われるようになった。ここでは, すべり面上の土柱高さの1/2の水重といった例示がある。

これらの事故を契機として間隙水圧は土質の種類により, すべり面上の土柱重量の何%とするかを定めるようになり, さらに41年設計基準「フィルダム」編では, ヒルフの方法による圧密間隙圧の解析が規定されるようになった。

## 11 おわりに

本ダムの復旧対策にあたっては局建設部長, かんばい課長はもとより, 当時の農業土木試験場中村場長, 守谷室長には多大のお世話になりました。

現在も20mクラスのダムは均一型アースダムで設計されているのがほとんどですが, 粘質土の盛立にあたっては, インターセプター, 水平ドレーンの設置の重要性を再認識されて設計施工に取組むことを熱望します。

【参考文献】

(1) 農業土木工事図譜 第二集 フィルダム編 農業土木学会

# 矢の目ダムの概要

小 川 正 順\*  
高 橋 啓 一\*

## 目 次

1) はじめに.....14	6) 基礎処理.....18
2) 事業計画の概要.....14	7) 築堤材料.....19
3) 矢の目ダムの概要.....16	8) 安定計算.....19
4) ダムサイトの地形地質.....16	9) おわりに.....20
5) ダムタイプの決定.....17	

### 1) はじめに

栃木県の北部一帯を占める那須地方は、河川の上流部に位置しているため、中・下流への水源地域の役割を果たしている。昔は、上流部に位置するという有利性にもかかわらず水の利用が思うようにならなかったため農業生産はふるわなかった。しかし、明治以降農業用水の開発が徐々に進められ、現在では首都圏との距離的な有利性も加わって首都圏の食糧基地として脚光を浴びつつある。

本事業地区に隣接する那須野原は箒川、蛇尾川、那珂川の三河川にはさまれた扇状地を形成しており、地形上から地下水位は低く、古来より不毛の土地であった。その結果、水を確保するうえにあって、先人の苦勞は並大抵のものではなかった。しかし、日本三大疏水の一つで知られる「那須疏水」開削を機に水不足の解消は進んだ。現在はより多角的な水利用を図るため国営事業により総合的な改修事業が行われている。

しかし、那須野原以外の本事業地区周辺の地域は、那須山麓に散在する丘陵地帯とそれを無数に横切る開削谷であり、耕地はわずかに谷合いを流れる河川沿いに開けたのみであった。そのため、水についてはさして重要な問題でなかった。しかし、第二次大戦後、那須山麓一帯は、いたるところで開拓事業が行われ、多くの耕地が造成された。その後、首都圏の避暑地として、多くの別荘地もつくられた。このような状況を背景に、この地域の水需給もその利用形態を含めて変化し、かつひびくしてきた。このため、土地改良事業でも「江戸川溜池」、「千振ダム」と相ついで水源施設の整備がなされた。

矢の目ダムはこれら状況を踏まえ、那須地方の農業用水不足の解消のため、昭和51年に着手された栃木県営「矢の目」地区かんがい排水事業の一環として一級河川板

敷川に築造される傾斜コア型フィルタイプダムである。

### 2) 事業計画の概要

本事業地区は、栃木県北部の那須町に位置し、一級河川那珂川の左支線で、町の東部を北から南へ流下する余笹川、黒川、奈良川沿いに展開する570haの水田地帯である。

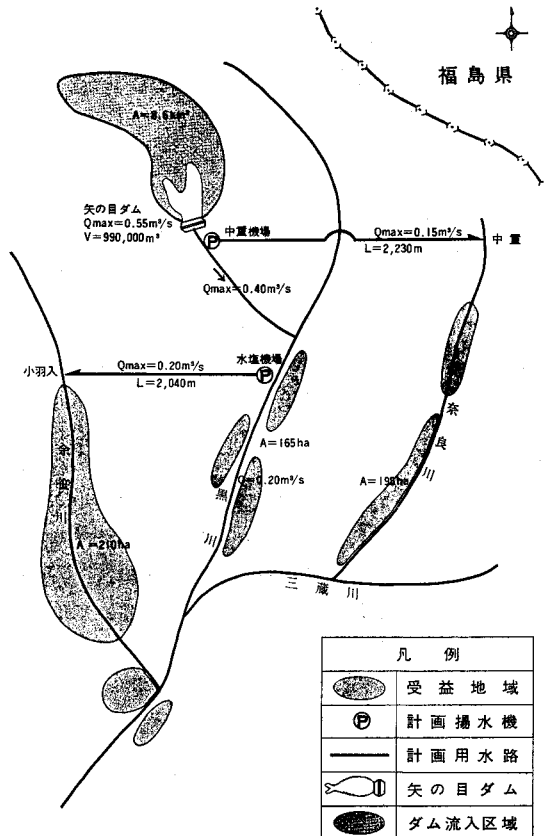


図-1 事業計画平面図

\* 栃木県那須土地改良事務所



本地区は主水源である各河川の流況が不安定であるため、本川に還元された用水の残水を反覆利用してかんがしているが、常に用水不足をきたしている状況であ

る。このため農業近代化の基本となる農業基盤整備の推進が阻害されている。そこでこの解決策として黒川の右支川にダムを新設し、黒川、奈良川および余笹川に送水

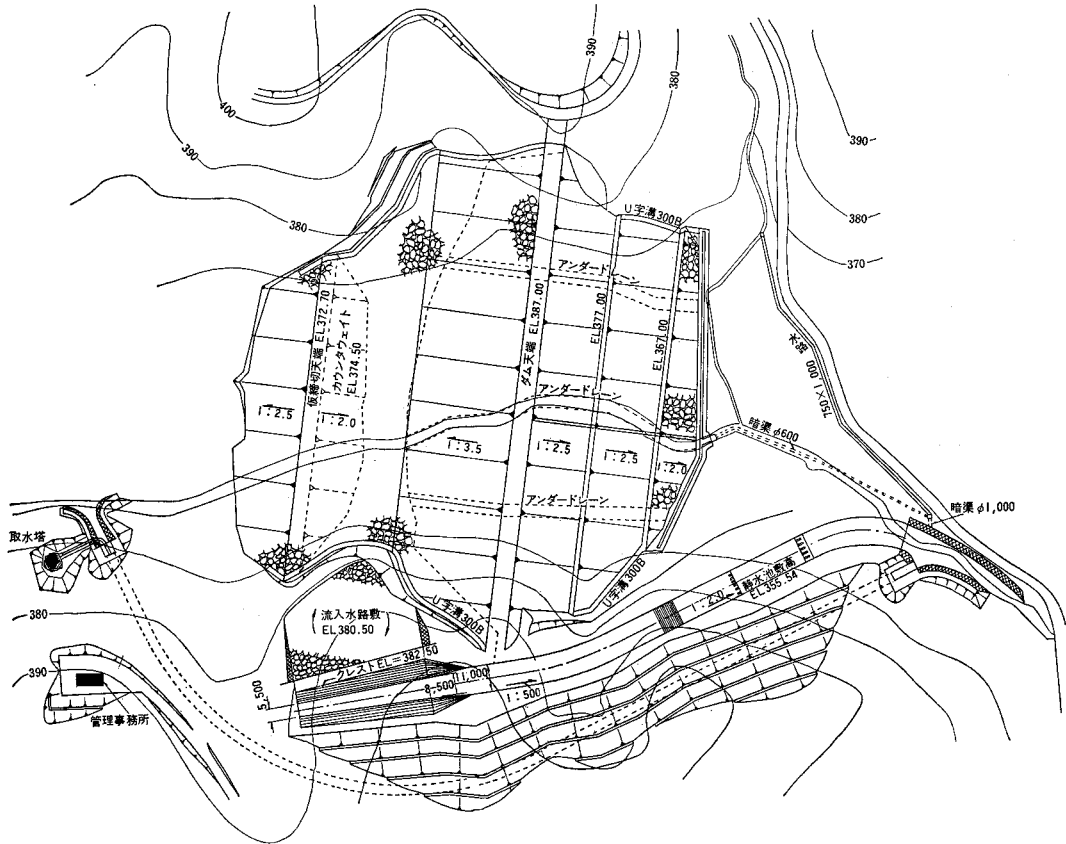


図-2 矢の目ダム計画平面図

表-1 ダム諸元

堤	河川名称	板敷川(那珂川水系)	満水面積	0.180 km <sup>2</sup>
	ダムの名称	矢の目ダム	集水面積	8.6 km <sup>2</sup>
体	位置	那須郡那須町大字豊原甲乙	堤頂標高	387.00m
	型式	傾斜コア型フィルダム	常時満水位	382.50m
	堤高	28.0m	洪水時満水位	384.50m
	堤長	242.0m	天端巾	8.0 m
	堤体積	389,717m <sup>3</sup>	法面勾配	上流 3.5割 下流 2.5割
	総貯水量	1,100,000m <sup>3</sup>	貯水効率	2.54
	有効貯水量	990,000m <sup>3</sup>	ダム利用回数	1.35回
	堆砂量	110,000m <sup>3</sup>	基礎地盤地質	第3.4 紀層那須火山火山砕屑岩
	余水吐	型式 基準雨量 設計洪水量	側溝越流式 265.7%/day 1/100年確率 327.0m <sup>3</sup> /s	越流堰長 越流水深 減勢工型式
取設備	型式 最大取水量	フローティングタイプタワー型 0.55m <sup>3</sup> /s	取水位置 利用水深	EL382.5m~EL371.0m 11.5m
仮排水	型式 仮排水路延長	2R標準馬蹄型 2R=3.5m L=394.5m	仮排水量	92.7m <sup>3</sup> /s

してかんがい用水を確保し農業経営の安定、合理化を図るものである。(図-1)

本事業の用水は、計画基準年(昭和45年)の必要水量9309千 $m^3$ に対して、三河川依存量は7968千 $m^3$ であり、かんがい期間中に1341千 $m^3$ の用水不足となるため、この不足量を矢の目ダムに依存するものである。

### 3) 矢の目ダムの概要

矢の目ダムは昭和53年10月に付替道路工事に着工以来、現在は仮排水路工事を施工中である。当ダムの主要な特徴は、ダムサイト及び流域が火山噴出物により形成された地形であるために、地盤基礎は火山砕屑岩であり、また堤体盛土材のうちコア用土に高含水比、微細質等の性質を有する関東ロームを直接使用する点である。ダムの諸元を表-1に、また計画平面図を図-2に、標準断面図を図-3に、ダムサイト予定地全景を写真-1に示す。

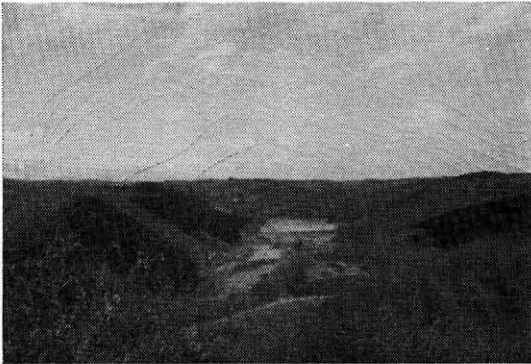


写真-1 ダムサイト予定地全景

### 4) ダムサイトの地形地質

本地域は、国鉄東北本線沿いに南流する黒川の右支川板敷川中流部に位置する。板敷川は「千振ダム」(前述)の北方に源を発し、那須山麓丘陵地に深さ50~70m程度の谷を開析しながら東南に流下し、本地域内で八防沢、七曲沢をあわせて、黒川に注いでいる。

地域周辺は、北西方18kmにある那須岳(標高1817m)から東南に広がる那須火山裾野丘陵地帯の一部であり、裾野部は全体に北西、東南の方向性をもつ開析谷と丘陵地域である。ダムサイトもこの地域内に位置し、河床標高約361m、河床幅約80m、両岩比高約30m、計画ダム天端標高387m、計画ダム堤長242mであり、係状係数(堤長/天端高-河床高)は7.1である。

ダムサイト近隣の地質は、古生層を基盤とし、火山岩類を含む第三紀層、及びそれらを厚く覆う第四紀火山岩類と沖積層等から形成されている。基盤の古生層は砂岩、頁岩からなり、第三紀層は砂質泥岩、凝灰岩、及び

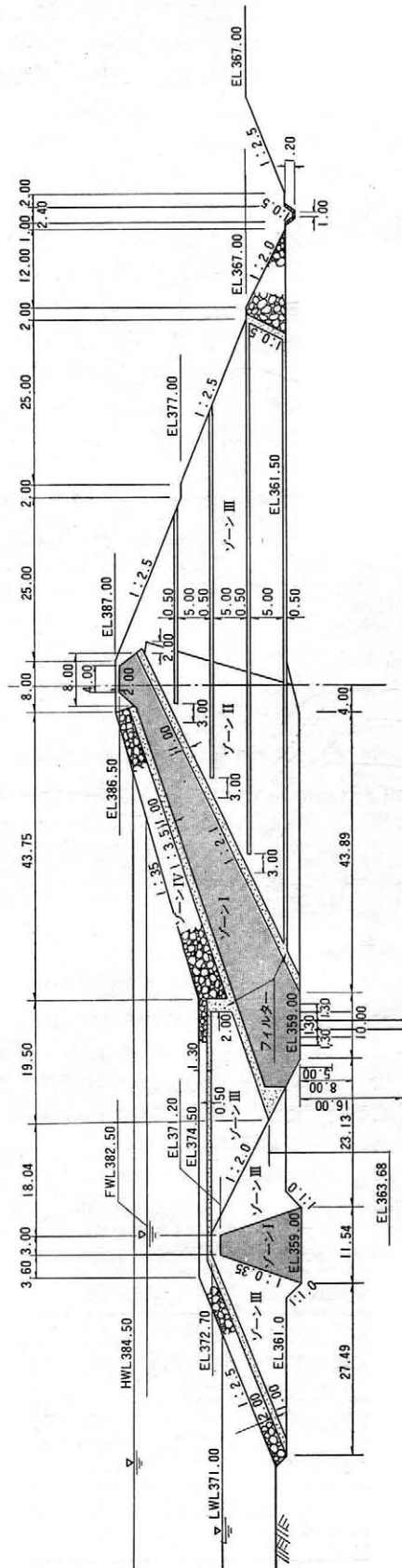


図-3 矢の目ダム標準断面図

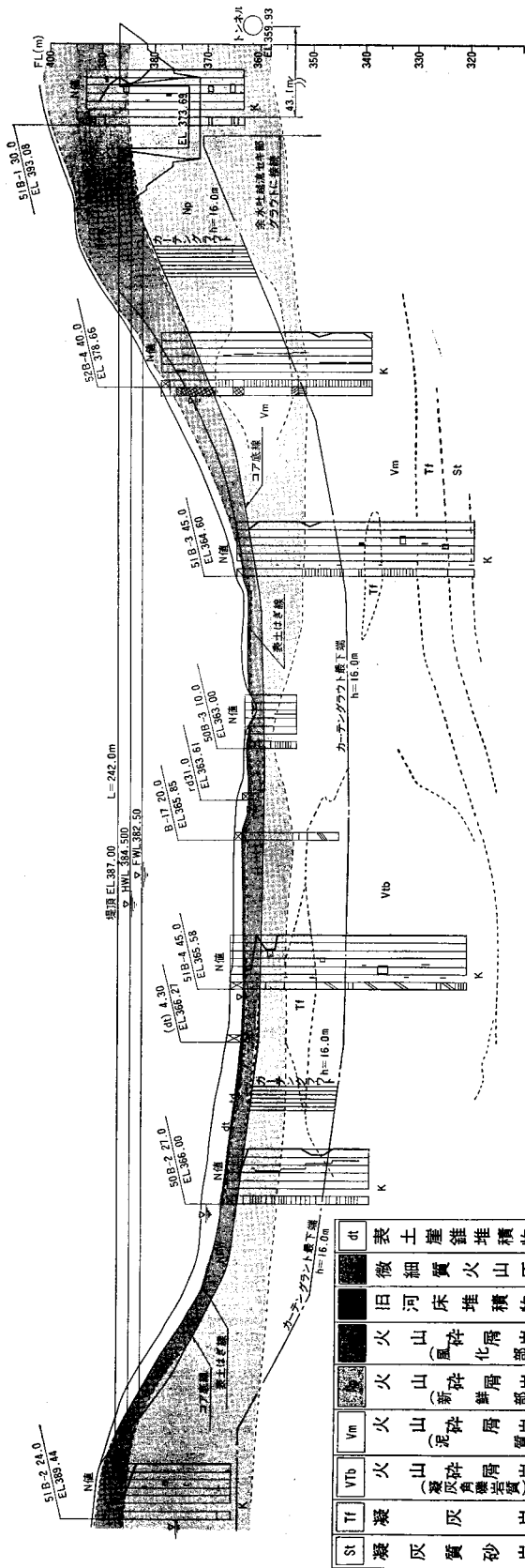


図 4 傾斜地質断面

流紋岩, 安山岩, 石英安山岩等の溶岩から成る。第四紀火山岩類及び火山噴出物は那須火山系の溶岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩, 泥流堆積物及び火山灰(ローム及び黒ボク)からなる。このうち第三紀, 第四紀層は極めて厚く, 広範囲に分布している。ダム軸地質縦断面図を図-4に示す。

### 5) ダムタイプの決定

ダムサイト近隣から発生する材料は微細質火山灰(Lf), 火山碎屑岩(Np)(Npw)であるが, いずれも理想的なダム築堤材料と比較すると劣る点がある。従ってダムタイプ決定にあたっては, 経済性を考え材料はダムサイト近隣から発生するものとし, そして, これらの材料の短所(ダム材料としての)を極力補うことに配慮した。

微細質火山灰(Lf)の長所は不透水性の材料であり, シャ水材料に適している。しかし, 高含水比で微細質という短所もあわせ有している。

火山碎屑岩(Np: Npw)の下部に堆積しており, 風化されていない新鮮なもの, Npw: Npの上部に堆積しており, 地上に近接しているため, 風化が進み, 含水比が幾分高いものは, 透水, 半透水性であり, 堅硬なロック材としての性質は有していない。

これらの材料を用いて表面舗装型, 均一型, ゾーン型(中心コア, 傾斜コア)の4タイプについて検討した。

表面舗装型の場合は堤体上流法面にアスファルト, コンクリート等を張り付けるため, 堤体材料には堅硬なロック材等が必要であるが, 近隣でロック材が採取できないため割高になる。

均一型の場合は堤体全体を不透水性材料で築堤するタイプであり, 当ダムの場合は微細質火山灰(Lf)で築堤することになる。しかし, 微細質火山灰は高含水比で微細質のため, 施工中に高い間ゲキ圧の発生が予想される。またせん断強さが小さいため安定性が悪くなり, 施工も難しいと思われる。

ゾーン型の場合はゾーン材(コア材)に微細質火山灰(Lf), ランダム材に火山碎屑岩(Np)(Npw)が使用される。この場合堅硬なロック材は必要なく, また, 幾分短所がある微細質火山灰(Lf)の使用量もコア材のみということもあって少なくすむ。このようなことから, 表面舗装型と均一型より有利な要素をもつゾーン型に決定した。

ゾーン型は中心コア型と傾斜コア型にわけられるが, 微細質火山灰(Lf)をコア材に用いるため,

極力この材料の短所を補うタイプとすること及び以下の点を考慮して、傾斜コア型の方が有利である。

ア) 堤体の沈下

両タイプについて、沈下量計算式によりコア部の沈下量を算定すると、最大値は、傾斜コア型は中心コア型に比べて三分の一程度である。沈下の型態からみると、堤軸から上流側に向っての沈下量は図-5のとおりであり、傾斜コア型は場所よっての沈下量の差は少なく、均等に沈下する。中心コア型は場所による沈下量の差が大きく、その分大きな応力がコアに働き、特に堤頂附近

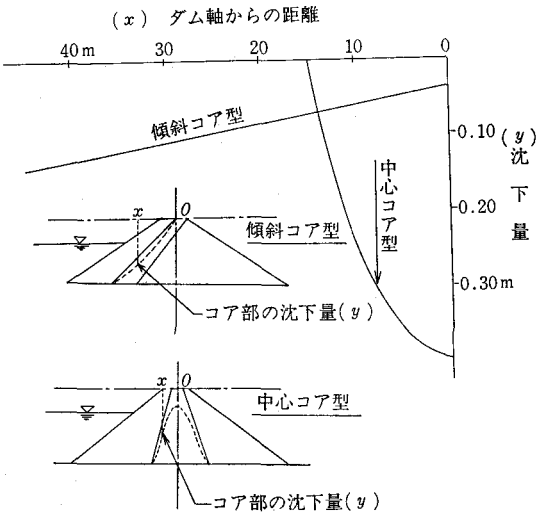


図-5 コア部（微細質火山灰）の沈下量曲線

ではもっとも沈下量が大きくなるため、クラック発生の可能性が大きくなる。また非圧縮性土（ランダム材）と圧縮性土（コア材）の境界には地盤が沈下することにより応力が働き、この力がクラックを発生させる原因となる。発生する危険性は境界の勾配がゆるやかである傾斜コア型の方が少ない。

イ) 間ゲキ圧の消散

コア材に予定している微細質火山灰(Lf)は極めて含水比が高く、盛土施工に伴なう間ゲキ圧の発生により有

効応力が減少しすべり破壊の危険が生じる。この間ゲキ圧の消散には傾斜コア型の方が有利である。

ウ) 施工性

微細質火山灰(Lf)は高含水比のため、コアゾーンの盛立ては気象条件(降雨, 気温, 湿度)に影響を受ける。中心コア型はランダムゾーンとランダムゾーンの間コアゾーンが狭まっている構造であるため、コアゾーンとランダムゾーンを同時に盛立てなければならない。しかし、傾斜コア型はランダムゾーンの上にコアゾーンが載ることになるため、気象条件による含水比の都合でコアゾーンの盛立てができない場合でも、ランダムゾーンの盛立ては可能となるため中心コア型に比べて施工期間に余裕ができる。

これらの検討事項から、安全性(堤体の沈下, 間ゲキ圧の消散), 及び施工性については傾斜コア型が有利で、経済性については中心コア型が有利である。しかし、総合的に判断し、また最近の他地区での微細質火山灰(Lf)を使用したダムタイプを参考に傾斜コア型に決定した。

6) 基礎処理

矢の目ダムの基礎は、透水係数で  $K=10^{-4} \sim 10^{-5} \text{cm/s}$  であり、透水性改良の必要がある。当初那須火山噴出物により生成された地層ということもあって固結度が低い部分もあると予想されたため、通常セメントミルクによるグラウト効果を疑問として、浸透路長を長くするために池敷に何らかのプランケット材料を張りつける工法を採用した。その後グラウト試験を実施した結果、グラウト効果が期待できると判明したためグラウト工法に変更した。

支持力をみると、地耐力については表-2のとおりであり、支持力はN値で50以上あり通常の支持力は十分である。各地層別の透水係数は表-3のとおりである。透水性からみると火山砕屑岩より以深の層は  $K=1.20 \times 10^{-5} \sim 9.50 \times 10^{-4}$  である。グラウト試験の結果からグラウトによって透水係数は10倍程度改良されるので支持力、透水性とも満足する火山砕屑岩層をもってコアトレ

表-2 支持力値 (現況)

諸元 地層別	横方向 K 値			標準費入試験		載荷試験
	地盤係数	弾性係数	支持力	N 値	支持力	
微細質火山灰 Lf (関東ローム)	— kg/m <sup>2</sup>	— kg/m <sup>2</sup>	— t/m <sup>2</sup>	3 ~ 8	9 ~ 24t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>
浮石質火山灰 LP (関東ローム)	—	—	—	—	—	—
旧河床堆積物 RA	—	—	—	—	—	35
火山砕屑岩強風化部 Npw	3.39	22.37	8	8 ~ 50	10 ~ 63	11.1
〃 弱 〃 〃	7.60	43.92	—	30	38	—
〃 新鮮部 Np	39.30~70.00	215.60~596.90	55 ~	50 ~	40 ~	—

表-3 透水係数 (現況)

地層別	透水係数 cm/s
微細質火山灰 Lf	$5.87 \times 10^{-5} \sim 1.07 \times 10^{-2}$
(関東ローム)浮石質火山灰LP	$1.82 \times 10^{-4} \sim 5.22 \times 10^{-3}$
(関東ローム)旧河床堆積物RA	
火山碎屑岩 (強風化部) Npw	$5.00 \times 10^{-5} \sim 7.79 \times 10^{-3}$
(弱風化部)	$4.24 \times 10^{-4} \sim 3.86 \times 10^{-3}$
(新鮮部) Np	$1.20 \times 10^{-5} \sim 9.50 \times 10^{-4}$

ンチ面とすることとした。

### 7) 築堤材料

矢の目ダムの材料用土はすべてダムサイト近隣から発生する火山碎屑岩 (Np) (Npw) とその上部に堆積する微細質火山灰 (Lf) である。

#### ア) コア材料

コア用土は微細質火山灰 (Lf) である。物理的にみると比重は  $G_s=2.7 \sim 2.8$  であり、ロームとしては一般的な部類のものである。現場含水比は  $w=70 \sim 110\%$  で築堤材料とすれば非常に高い含水比のものであり、粒度は図-6 のように砂分10%、シルト分40%、粘土分50%程度含む非常に細粒度で、「クラックの危険あり」の範囲よりなお細粒のものである。しかし、液性限界は現場含水比より20%程高いので、練り返した時に液状にはならない。

力学的にみると現場含水比でのコーン指数は  $qc=4 \sim 7 \text{ kg/cm}^2$  であり施工は可能な状態である。乾燥密度は現場含水比では  $V_d=0.75 \sim 0.85 \text{ t/m}^3$  で、最大乾燥密度のはぼ90% (D値=90) 程度である。透水係数は非常に不透水性であり、 $K=1.5 \times 10^{-7} \sim 1.8 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  である。

総括すると、しゃ水機能は透水係数からみて良好である。しかし、粒土分布 (図-6) からわかるように細粒分が多いため、施工時に間ゲキ圧が蓄積される危険と施工途中のまきだし面に風乾によるクラックが発生する危険が伴う。施工にあたっては特別の注意が必要で、盛土工事全体の成否がかかっているものと思われる。

#### イ) ランダム材

ランダム材は火山碎屑岩 (Np) である。物理的にみると比重は  $G_s=2.80 \sim 2.90$  で、現場含水比は20~25%であり、トランジション材に予定している Npw に比べて約1/2の含水比である。粒度は最大粒径で  $\phi 15 \sim 20 \text{ cm}$  程度であり、礫の吸水率は15~20%程度である。

力学的にみるとトランジション材よりやや硬いものであるが、硬岩ではない。

#### ウ) トランジション材

トランジション材はランダム材として予定している火山碎屑岩 (Np) の上部をおおって堆積している Npw (前述) である。物理的にみると、比重は  $G_s=2.8 \sim 2.9$  でランダム材と比べて大差ないものである。現場含水比は  $w=35 \sim 45\%$  程度であり施工性の良好な材料である。粒度は最大粒径で  $\phi 15 \sim 20 \text{ cm}$  程度、礫率80%程度であり、半透水材としては良好なものである。

### 8) 安定計算

堤体および基礎の滑り破壊に対する安全性はダムの目的、規模により、次に掲げる条件について、それぞれ安全でなければならないこととなっている。

ア) 貯水池が常時満水位で、浸透流が定常状態にある場合

イ) 完成直後で建設中の間ゲキ圧が残圧する場合

ウ) 貯水位が中間水位で浸透流が定常状態にある場合

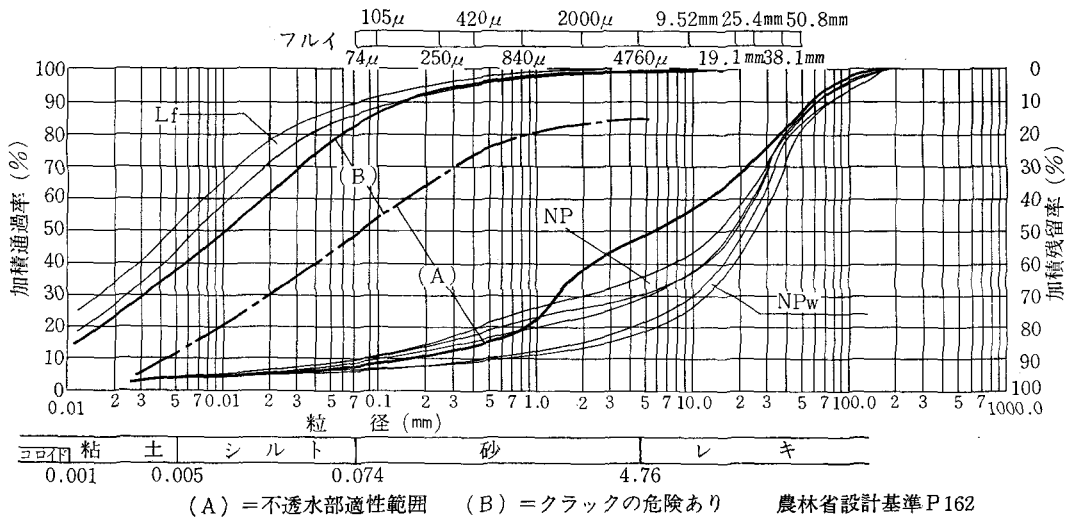


図-6 粒径加積曲線

表-4 設計数値一覧表

	湿潤密度 (t/m <sup>3</sup> )	飽和密度 (t/m <sup>3</sup> )	乾燥密度 (t/m <sup>3</sup> )	完成直後		完成後	
				C (t/m <sup>2</sup> )	φ (度)	C (t/m <sup>2</sup> )	φ (度)
ゾーンⅠ (コア)	1.328	1.402	0.640	3.6	12°00'	3.6	20°00'
ゾーンⅡ (トランジション)	1.593	1.635	0.985	2.5	20°00'	2.9	23°00'
ゾーンⅢ (ランダム)	1.950	2.005	1.560	8.8	27°00'	2.0	30°00'
フィルター	1.640	2.059		0	30°00'	0	30°00'
ロック	1.850	2.110	1.80	0	37°00'	0	37°00'

エ) 水位の急激かつ大幅な変動が日常行われるダムについては、貯水位が常時満水位から低水位まで急速に低下し間ゲキ圧が残存している場合

オ) 設計洪水位の場合

本設計では土地改良事業計画基準 (フィルダム編) により、上記すべての場合について安全率を 1.2 以上としている。

i) 設計数値

各ゾーンの築堤材料について、室内及び現場試験を行い、安定計算に用いる設計値として採用したものを表-4 に示す。

表-5 安全率

ケース	上流	下流	設計条件
1	1.7295	2.1573	常時満水位 K=0.15 FWL=382.50
2	1.4443	2.1060	完成直後 K=0.15
3	1.5191	—	中間水位 K=0.15 NWL=376.75
4	1.4559	—	水位急降下 382.50~371.00
5	2.1178	2.6194	設計洪水位 K=0.15 HWL=384.50
6	1.2003	—	ロック使用時斜面安定

ii) 安定計算の方法

安定計算は円形スベリ面についてスライス法によって

行なった。この方法は円の中心に関する各スライスのスベリ面に作用する滑動モーメントと抵抗モーメントとの総和の比をもって安全率を定義したものである。

安全率を算定した結果を表-5 に示す。

9) おわりに

以上、矢の目ダムの概要について述べたが、ダムサイトの地形、地質は特殊な部類のものであり、特にコア材の関東ロームは、その物理、力学的性質において十分解明されていない。現在、仮排水路工事中で、本体盛土まで期間があるため、これらの問題については、今後農林水産省はじめ各関係者の御指導を仰ぎながら処理して行きたいと思う。

稿を閉じるにあたり、矢の目ダムの設計には多くの方々の御指導、御協力をいただいているが、特にお世話になった農林水産省はじめ、各関係者に対して紙面をお借りして厚くお礼を申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 農林省農地局編・土地改良事業計画設計基準「フィルダム」
- 2) 若鈴コンサルタンツKK・昭和52県営かん排矢の目地区全体実施設計書
- 3) KK三祐コンサルタンツ・昭和54県営かん排矢の目地区地質調査



# 吞吐ダム 崖錐部抑止工事について

—フレキシブル鉄筋コンクリート杭工—

山下 克己\* 百 濟 輝 久\*  
重 森 篤\* 浜 坂 英 雄\*

## 目 次

1. はじめに.....	21	4. 崖錐部抑止工の設計.....	23
2. 貯水池の地質.....	21	5. 施 工.....	28
3. 崖錐部の状況.....	22	6. あとがき.....	32

### 1. はじめに

播磨平野東部と神戸市北区に農業用水および都市用水を供給する「東播用水農業水利事業」は、農林水産省の直轄事業として実施しているところであり、同事業の基幹施設となる「吞吐（どんど）ダム」は、昭和55年5月初コンクリートを打設し、本格的工事に着手したところである。吞吐ダムは、コンクリート重力ダムで堤体積37万 $m^3$ 、堤高71.5m、堤長260mで、昭和58年度完成をめざして工事を進めている。ダム本体工事に先がけて実施している付替道路を含む関連工事も大半終了していると

ころであるが、右岸道路工事に関連しての貯水池の地すべり対策工事については、本体工事と並行して実施しており、貯水池流入部の崖錐部抑止工事として、フレキシブル鉄筋コンクリート杭(鋼管付)工法を採用したので、同工法の設計、施工について報告するものである。(グラビア写真3参照)

### 2. 貯水池の地質

吞吐ダムは六甲山地の北西部に位置し、貯水池内を縦断する東西性の柏尾谷断層により断層谷を形成し、北部は上昇して標高500m前後の山地部を、また南部は標高

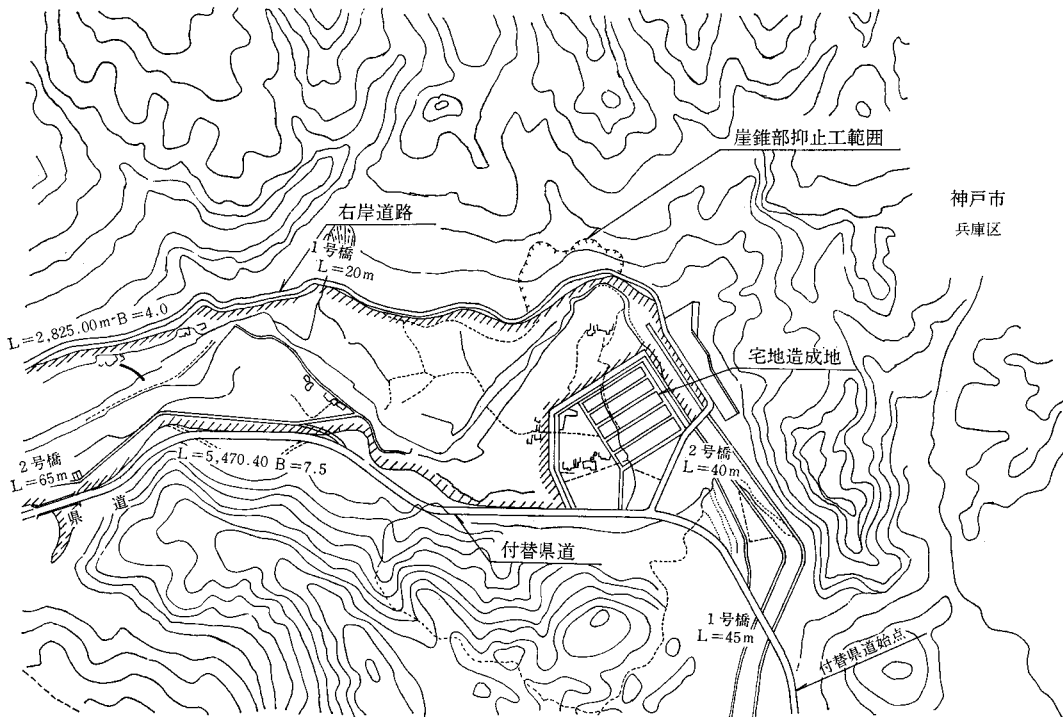


図-1 平 面 図

\* 近畿農政局東播用水農業水利事業所

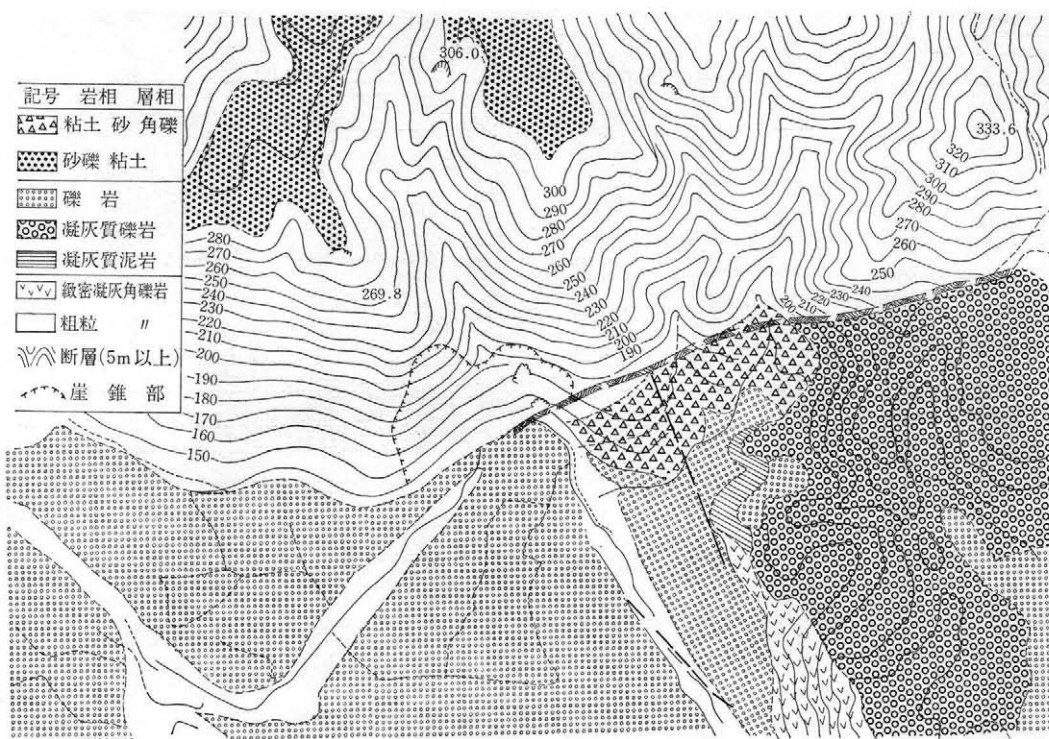


図-2 地質平面図

200m前後の丘陵性地形を形成する。1級河川加古川の支線志染川は、この断層谷内を蛇行して西流し、低平な地形を形成して呑吐ダムに到達する。当地区周辺の基礎岩盤は古成層と中生代後期の流紋岩質凝灰角礫岩であり、これを被覆して第三紀中新世の神戸層群、第四紀の大坂層群および低位段丘が広く分布している。

抑止工を施工する崖錐部付近の基盤は、流紋岩質凝灰角礫岩よりなり、本岩は自破碎部の発達が著しく、一見凝灰角礫岩状を呈し、大部分は無層理であるが一部に流理構造が見られる。崖錐部を横切る柏尾谷断層は、金剛童子山から貯水池に至る延長14kmに及ぶ断層であり、崖錐部においては神戸層群と境となり、貯水池下流では

古生層と境を接している。断層破碎帯幅は、最大で20mぐらいと考えられる。

### 3. 崖錐部の状況

崖錐部の斜面は35°前後の急峻な勾配であり、地表踏査によるとAブロックにおいては数年前にも地すべりを起しており、流れ盤となる変位した東西性のクラック面が上部滑落崖で見られ、破碎帯地すべりと考えられる。

Bブロック斜面も地すべり地形をなし、滑落崖と考えられる付近の流紋岩質凝灰角礫岩は硬質で比較的クラックも少ないが、東西方向開口性のクラックが見られる。付近の樹木の年代と露頭の岩の状況より滑動はかなり古

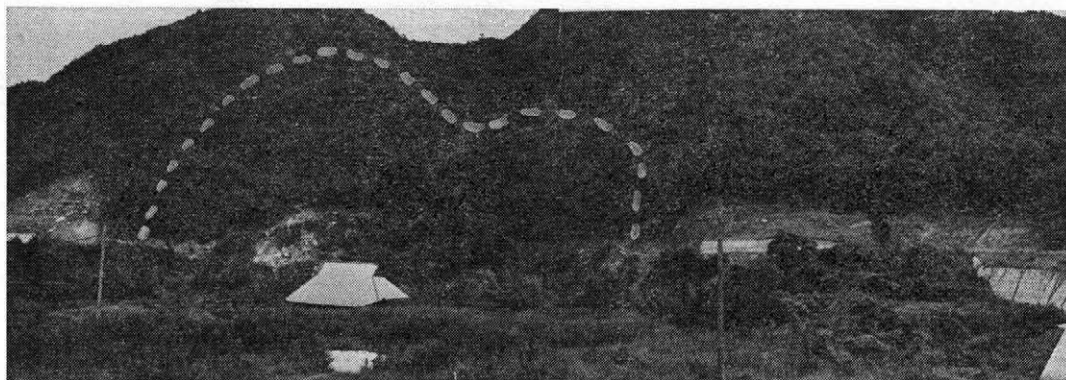


写真-1 崖錐部正面

いものであり、現在はやや安定していると考えられるが、河床部付近は小崩壊を起しており、不安定な状態となっている。

昭和49年、貯水池の右岸道路の工事に着手したところ、当崖錐部において崩壊が激しく、工事を中止して調査を開始した。

工事着手までの調査個数は次のとおりである。

直ボーリング (φ66) 9孔

斜ボーリング (φ66) 3孔

弾性波探査 1.12km

水平載荷試験 2ヶ所

三軸圧縮試験 1ヶ所

調査の結果、急斜面上に最深部約20.5mの崖錐がおおっていると判明した。

#### 4. 崖錐部抑止工の設計

##### (1) 崖錐の評価

崖錐部の成因としては、柏尾谷断層を主因とする小断層群および風化や節理の影響を受け、斜面崩壊を起して堆積した後、河川の浸食作用を受け、現在の崖錐部を形成したものと考えられる。

抑止工の設計に当たり崖錐部の土質定数を定める必要があるが、土質試験による密度(1.50~1.58t/m<sup>3</sup>)の結果から見てもルーズな状態であり、道路工事中の崩壊の状況から判定して安全率1を大きく上まわっているとは考えられない。従って、想定すべり面における現状の安全率をFs=1として計算した。

なお弾性波探査による層別速度と地質の関係は表-1のとおりであり、すべりの対象土層は第1層~第3層と

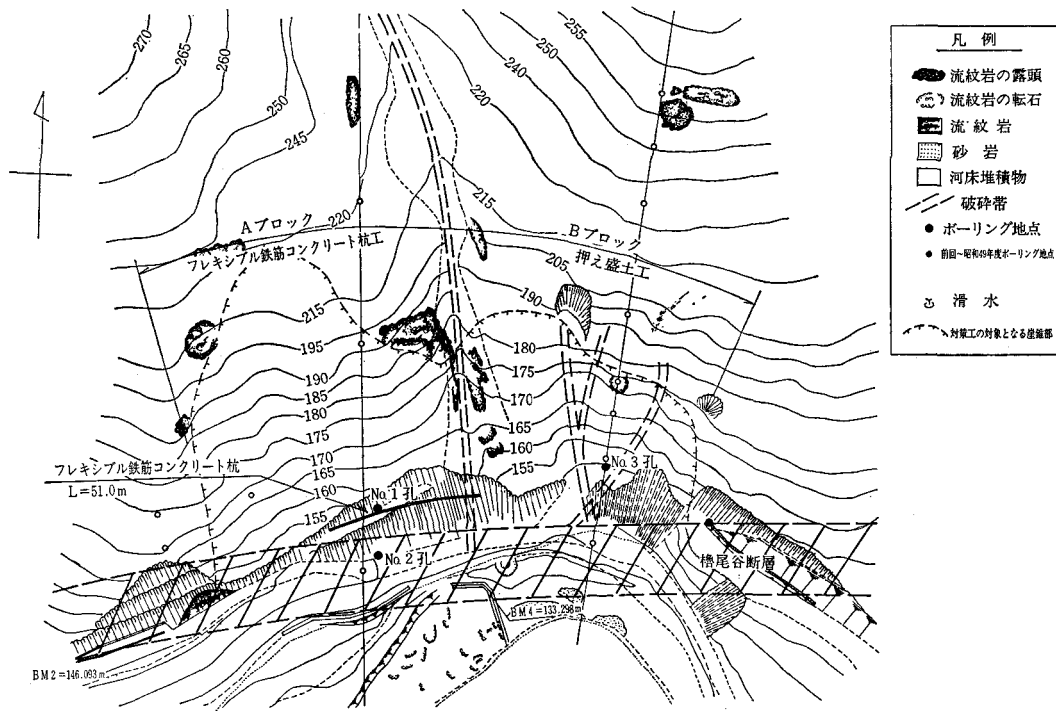


図-3 崖錐部平面図

表-1 層別地質概要表

層序	速度 (km/sec)	地質	備考
第1層	0.3 ~ 0.5	盛土・表土・崖錐	すべり対象土層
第2層	0.5 ~ 0.7	崖錐	
第3層	0.8 ~ 1.1	崖錐・上部風化帯・物理、化学的風化進み土化した部分多い。	
第4層	2.0 ~ 2.2	下部風化帯・割れ目が発達した部分で見かけは岩盤と大差なし。	[中硬岩]
第5層 低速度層	4.0 ~ 4.2	岩盤(流紋岩) 破碎帯(特に割れ目発達)	[硬岩] } 杭先端支持層

した。

土質定数の計算としては、一般の地すべりの安定解析に用いられる次式によるものとする。

$$F_s = \frac{\sum(N-U)\tan\phi + C \cdot \sum L}{\sum T} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $F_s$ ；安全率

- N；スライスのすべり面垂直分力 t
- U；間ゲキ圧 t/m<sup>2</sup>
- $\phi$ ；内部摩擦角
- C；すべり面の粘着力 t/m<sup>2</sup>
- L；スライスのすべり面長さ m
- T；スライスのすべり面接線分力 t

5 ケースの想定すべり円の計算結果をC・ $\phi$ 関係図にプロットし文献等を参考にした結果、次の土質定数を推定した。

Aブロック：C=0.10kg/cm<sup>2</sup>  $\phi$ =32°

Bブロック：C=0.20kg/cm<sup>2</sup>  $\phi$ =35°

三軸圧縮試験の結果は、C=0.10kg/cm<sup>2</sup>  $\phi$ =30°であり総合的に判断して、三軸圧縮試験の結果を採用するものとした。

(2) 安定解析

安定解析はAおよびBブロックの現況断面と道路築立における計画断面（道路築立+ダムアップ）について、前記(1)式により円弧すべりの安定計算を行った。

Aブロックにおける現況断面の計算結果は図-4のとおりであり、最小安全率は $F_s=1.01$ であるが、局部的な急峻地形であることを考慮し $F_s=1.048$ （X=190, Y=260, R=124.06）を最小安全率とする。

また計画断面としては、ダムアップ後の想定地下水面

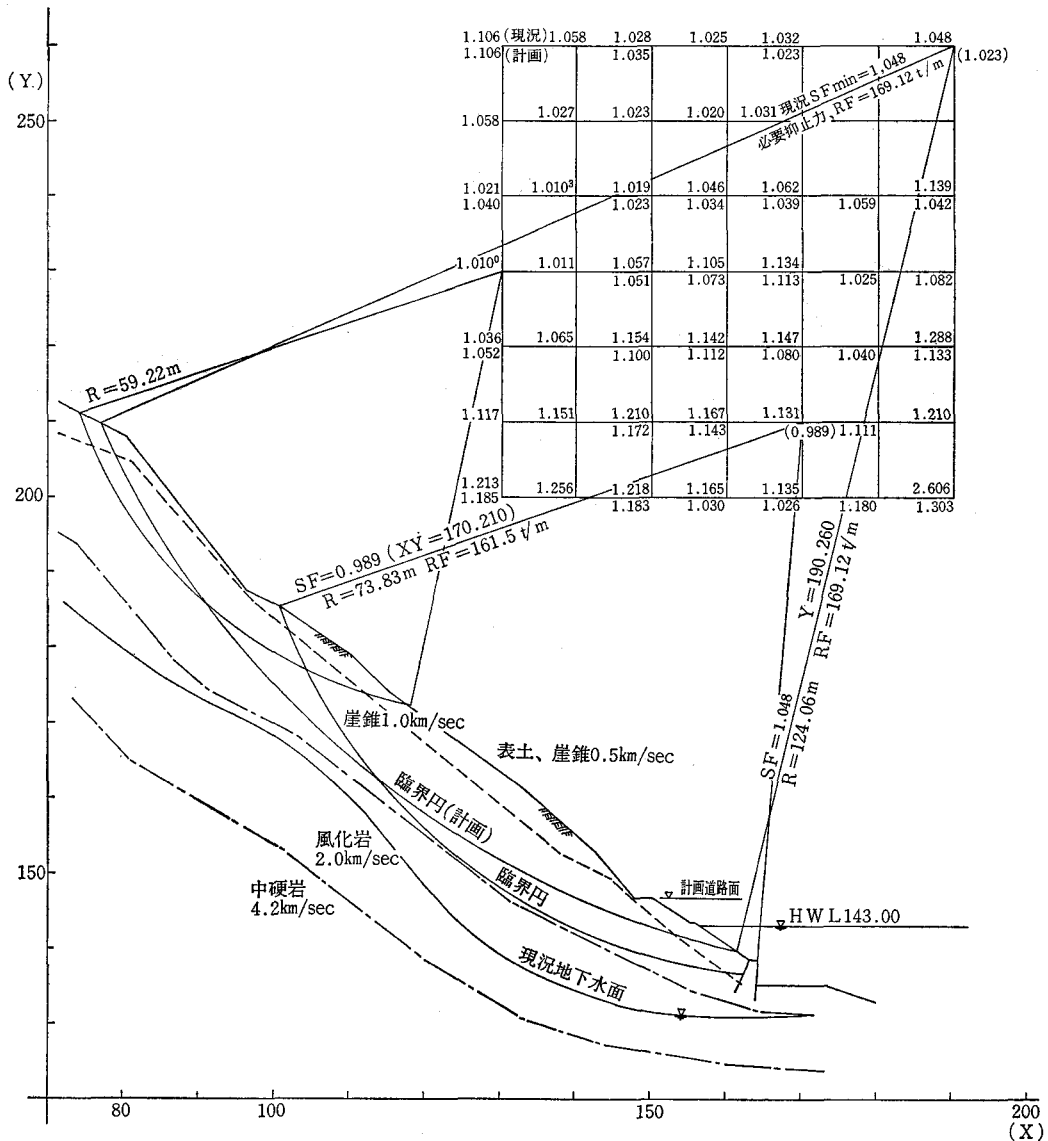


図-4 ブロック安全率変化図

の上昇に伴う土のせん断抵抗力の低下を考慮して計算した。計算結果は図一4のとおりであり、計画の断面の最小安全率は $F_s=0.989$  ( $X=170, Y=210, R=73.83$ )と低減し、同一座標における現況安全率の87% ( $0.989 \div 1.131=87\%$ )まで低下し、一般に安全率低下の最大限とされる95%を大きく下まわる。なお後述の道路掘削によりさらに安全率は低減することとなる。

Bブロックについても同様に計算した。

### (3) 抑止力の計算

抑止力の計算にあたり、ダムおよび道路完成時の目標安全率を $F_s=1.2$ とし、次式により計算を行った。

$$RF = \frac{M_S \cdot F_s - M_R}{R}$$

ここに、 $RF$ ; 抑止力 t/m  
 $M_S$ ; すべり面における全滑動モーメント tm/m  
 $M_R$ ; すべり面における全抵抗モーメント tm/m  
 $R$ ; すべり面の回転半径 m

計算の結果は図一4のとおりであり、最大抑止力は169.12t/mとなる。

後述の杭体の設計に用いる最大抑止力は、計画道路掘削による杭前面土除去に伴い、低減を計る必要がある、この低減抵抗力は杭体前面のスベリ円弧内土量63.5 t/mに見合うものとして計算した。

従って、必要抑止力は、( $X, Y$ )=(190, 260)座標に表われる233 t/mとなった。

### (4) 工法の検討

抑止工の実施、および工法の比較に当たり次の点を考慮した。

- イ. 崖錐部の対岸が宅地であり、満水時の崩壊はゆるされない。
- ロ. 道路建設に当たり、路線変更または橋梁工法としても、地すべり対策は必要となる。
- ハ. 大規模な押し盛土工法は、流入河川を閉そくするので採用出来ない。

これらの点を考慮し、次の6工法について比較検討を行い、特に地山を掘削しないで実施出来る工法として、フレキシブル鉄筋コンクリート杭工法を採用することとした。

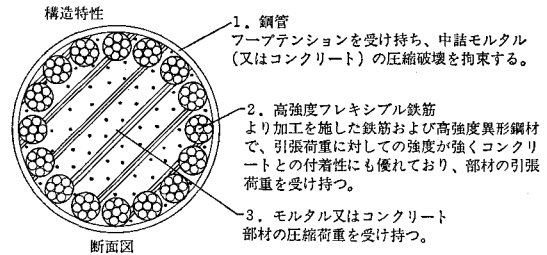
### (5) フレキシブル鉄筋コンクリート杭(鋼管付)の設計

#### イ. 工法の特徴

フレキシブル鉄筋コンクリート杭による工法は、「フレキシブル鉄筋コンクリート協会」により開発された一種の現場打ち杭工法であり、所定の削孔内に鋼管を建て込み、この内側周辺にジョイントのない高強度フレキシブル鉄筋を挿入し、モルタルまたはコンクリートを打設したのち鋼管外周にモルタルあるいはセメントミルクを

充填して、杭構造とするものである。

フレキシブル鉄筋は可撓性を有する高強度の連続した鉄筋で、素線を7本より合せた「より鉄筋」と、高強度異形鋼棒「エフボン」の2種類があり、リール状に巻いて運搬またはストックした場合、曲りぐせがつくのを防



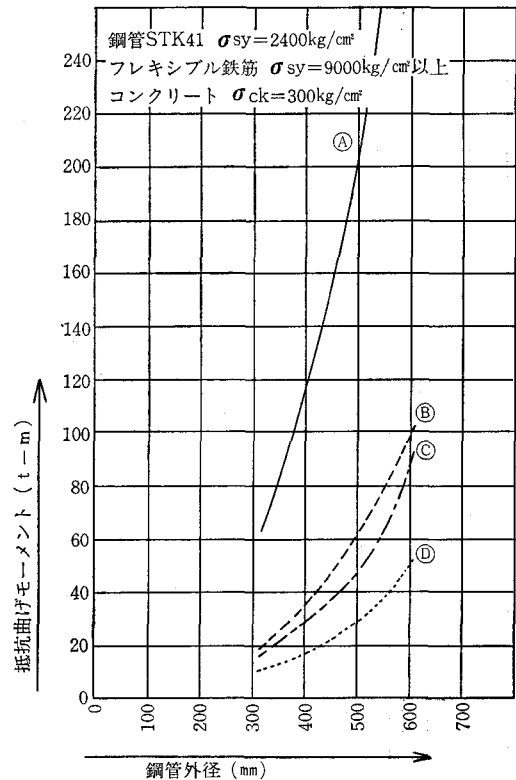
注. 今回設計では28ケーブルとする。

図一5 フレキシブル鉄筋コンクリート杭(鋼管付)断面図

ぐためにも引張応力 $110\text{kg/mm}^2$ 、降伏点応力 $90\text{kg/mm}^2$ の引張特性をもつようにされているものである。

通常無拘束の鉄筋コンクリート(RC)ばかりが、圧縮破壊に近くなると同時に圧縮鉄筋も座屈する。この杭のように鋼管で完全拘束(鉄筋とモルタル)された場合には、圧縮鉄筋が座屈することなく有効に作用するものである。

従って、この杭の構造ではコンクリート(またはモルタル)が圧縮応力を分担するというより、フレキシブル



図一6 杭の曲げ剛性比較図

鉄筋と鋼管に拘束されたコンクリートの付着特性により、一体化された合成部材として圧縮側フレキシブル鉄筋が有効に作用するものである。

フレキシブル鉄筋コンクリート杭と、その他の杭との曲げ剛性の比較図を図-6に示す。

図中、A・B・C・Dとは表-3のとおりである。

(6) フレキシブル鉄筋コンクリート杭（アンカー併用）の設計

崖錐部抑止工は、移動土塊と基盤との間に杭を挿入し、くさび効果によってすべりを止めると共に、この杭

表-2 抑止工法比較表

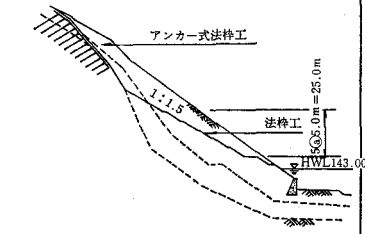
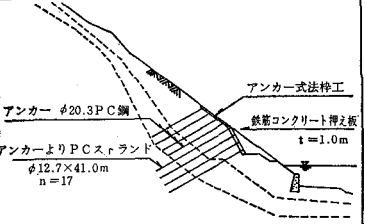
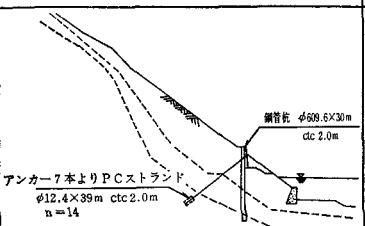
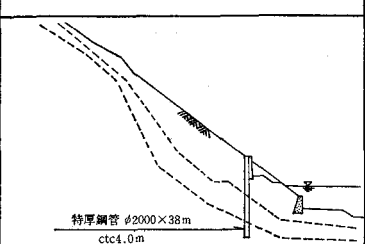
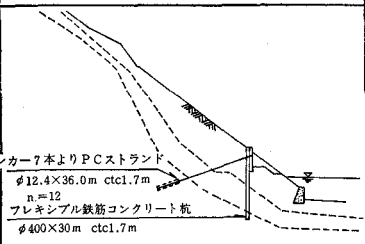
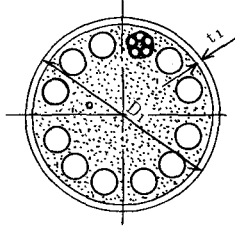
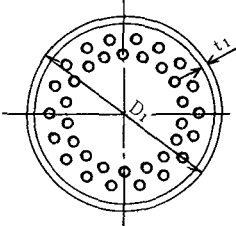
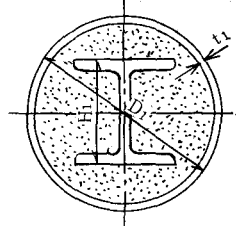
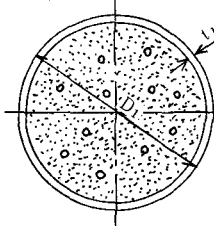
工法	略 図	比 較 所		評 価	
		長 所	短 所		
① 排土工		<ol style="list-style-type: none"> <li>地すべり起動力の排除により永久的な地山安定が計れる。</li> <li>他工種に較べ構造が単純かつ特殊施工機械が不要。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>急傾斜地かつ広域に渡り切取り除去に於て施工の安全性に問題。</li> <li>排土後の法面保護が困難と共に美観をそこねる。</li> <li>用地・立米補償及捨土用地の確保が必要。</li> <li>安定地山の評価の信頼性。</li> </ol>	最も単純な工法であるが急傾斜地のためその対象区域の判定を誤まれば上層部の連鎖反应的な崩壊につながる。	△
② アンカー工		<ol style="list-style-type: none"> <li>常時、押付力が地山に働いているため連鎖反应的な上層部の崩壊が防止し得る。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>一次掘削を避けるため逆打ちRC構造が想定され施工性に劣る。</li> <li>地山地質の不均一性による支圧応力の集中、偏圧の可能性が有りアンカー本来の効果薄れる。</li> </ol>	高額工法に属しかつ施工性、土の強度変化等に対する適応性等の点で⑤に劣る。	△
③ 鋼杭工		<ol style="list-style-type: none"> <li>上記(1)に同じ。</li> <li>最も実績を有す。</li> <li>路機掘削に於て地山を先行切土しないため施工が安全。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>⑤に比し杭耐力が小さく削孔は大口径となる。</li> <li>崖錐・岩塊部の削孔に検討の要あり。</li> </ol>	⑤と同程度の施工量であるが経済性に劣る。	○
④ 深礎工 (シャフト工)			<ol style="list-style-type: none"> <li>不安定斜面に大口径空洞を設けるため施工時の地山が不安定。</li> <li>中抜けの可能性が有り杭間隔に制限を受ける。</li> <li>急傾斜部に位置するため偏圧による影響大。</li> </ol>	比較案の内最高額を示し施工信頼性に於ても他家に劣る。	×
⑤ フレキシブル鉄筋コンクリート杭		<ol style="list-style-type: none"> <li>上記(1)に同じ。</li> <li>上記(3)に同じ。</li> <li>最終耐力が大きくぬばりに強い構造。</li> <li>ジョイントなしの挿入鉄のため信頼性及施工性に優れる。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>崖錐・岩塊部での削孔に検討の要有り。</li> </ol>	比較案の内最低廉価で施工性も他の工法に比べてよい。	◎
⑥ 地山改良工 (グラウト工)			<ol style="list-style-type: none"> <li>信頼性に欠ける。……理論的裏付けなし。</li> <li>ダム効果による自然排水の阻害。</li> <li>施工法に劣る。</li> </ol>	施工量を理論的に把握するためには試験施工等を行なう必要があり、また、施工性の点でも他の工法に比べて劣る。	×



表-3 杭工法比較表

鋼管付フレキシブル鉄筋 コンクリート杭工法	従来方法		
			
<p>① 鋼管+フレキシブル鉄筋+コンクリート</p>	<p>② 鋼管+異径鉄筋+水中コンクリート</p>	<p>③ 鋼管+H鋼+水中コンクリート</p>	<p>④ 鋼管+水中コンクリート</p>

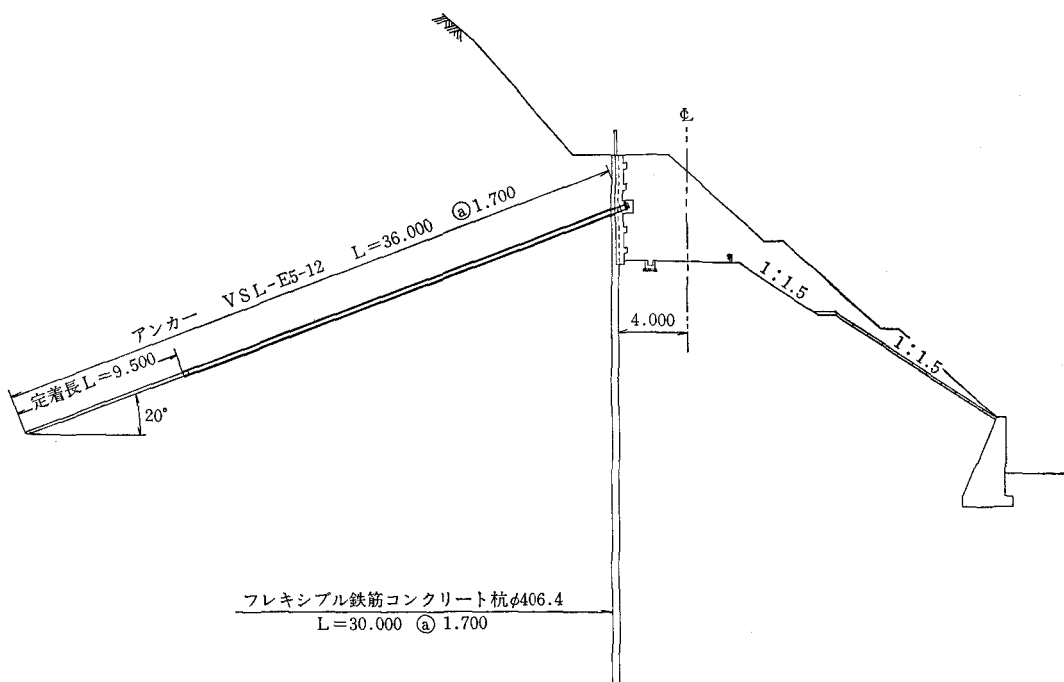


図-7 抑止工標準断面図

をアンカーで地山に押しつけて杭のモーメントを軽減させ、かつ地山に拘束力を与えることにより、地山に緩みを生じさせない構造としている。

工事の標準断面を図-7に示す。

杭の設計に当たり、地盤をモデル化し、抑止力を杭に作用する三角形分布の荷重として考えた。また抑止杭の背面の地盤を線形のパネとして、地すべり荷重に抵抗するものとした。

計算は、φ406.4mmフレキシブル鉄筋コンクリート杭によるものとし、断面剛性を有するm当りの部材に換算して、骨組構造解析プログラムを用い有限要素法にて解析した。計算結果を図-8に示す。

杭に作用する最大曲げモーメントは  $M_{max}=59.15$  tm/m であり、次式により杭間隔を1.7mと決定した。

$$B = \frac{Mra}{M \cdot C}$$

ここに、 $B$ ；杭間隔

$Mra$ ；杭抵抗曲げモーメント（協会計算書による）

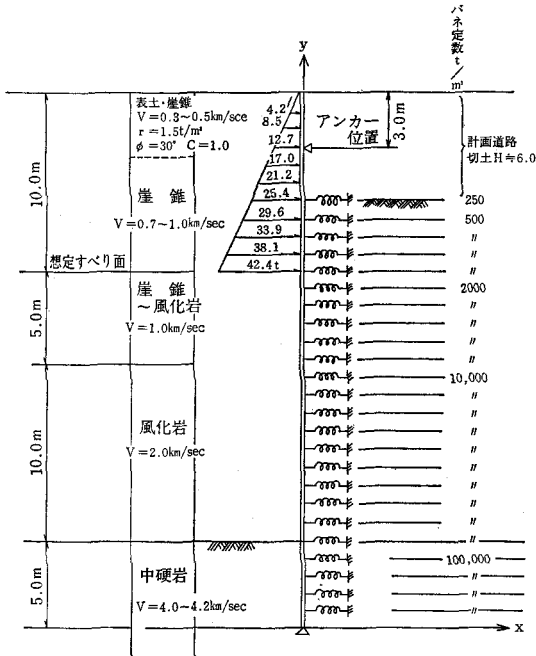
$M$ ；発生曲げモーメント

$C$ ；係数1.1（余裕を10%計上）

この他、杭のセン断に関する検討も行った。

なお杭の長さはボーリングの結果、および後述の杭掘削時に確認されている深さ22m前後の破碎層が地盤のモデル化に考慮されていないため、中硬岩に5m根入れし

表-4 地盤モデル図



30m (一部27m) と決定した。

ロックアンカーについては、杭の支点反力 ( $R_x=69.4$  t/m) を 1.7m に換算し、次式よりアンカー張力 ( $T=125.6$  t) を計算して、VSL-E 5-12 型を採用することとした。

$$T = R_x \cdot B \cdot \sec\theta < T_a$$

- ここに、 $T$ ; アンカー張力 t
- $R_x$ ; アンカー位置の支点反力 t/m
- $B$ ; 杭間隔 m
- $\theta$ ; アンカー傾斜角
- $T_a$ ; 許容アンカー張力 (VSL-E 5-12型, 134.6 t)

ロックアンカーの定着長は次式により、 $l=9.5$  m と決定し、アンカー全長は地質想定図より  $L=36.0$  m とした。

$$l_s = \frac{T_a \cdot f_s}{\pi \cdot D \cdot \tau d}$$

ここに、 $l_s$ ; アンカー定着長

$T_a$ ; 許容アンカー張力 134.6 t

$f_s$ ; 安全率 2.5 (永久アンカー)

$D$ ; 削孔径  $\phi 115$

$\tau d$ ; 岩とモルタル (ミルク) の付着強度 10 kg/cm<sup>2</sup>

なお、Bブロックについてはおさえ盛土により、所定の抑止効果が出ているので、盛土工法を採用した。

## 5. 施工

### (1) 杭工

本工法採用に伴う施工計画上の問題点としては、厚い崖錐層および柏尾谷断層に隣接する破碎された岩盤層における大口径削孔の実施があげられており、地質の状況から判断して工事の難行が予測された。従って、泥水を使用するロータリーボーリングマシンによる削孔の他、種々検討を行った結果、後述するロータリーパーカッション削孔 (新技术開発KK製、マスターシンカーMS-500採用) が削孔機の選定条件からして最適と判断しこれにより掘削を開始した。

掘削の結果、当初の予想以上に複雑な地層が確認され、深部に軟岩やDクラスの破碎層を介すると共に、地盤下20m付近において多量 (約 100 l/min) の湧水にみまわれ、結果として孔内の崩壊が激しく、施工計画の変更を余儀なくされた。検討の結果、一部ケーシングによる崩壊防止工法を採用すると共に、管内の堆積土排除

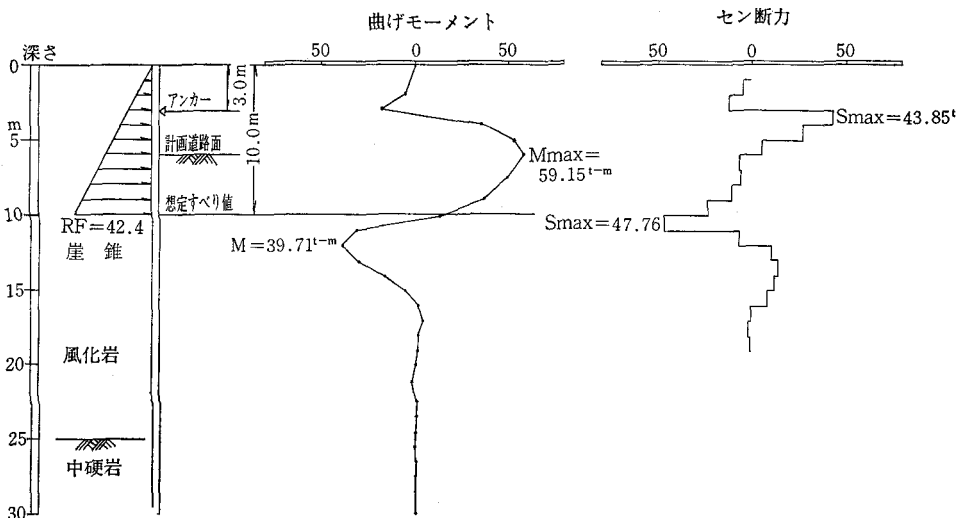


図-8 杭に働く応力図

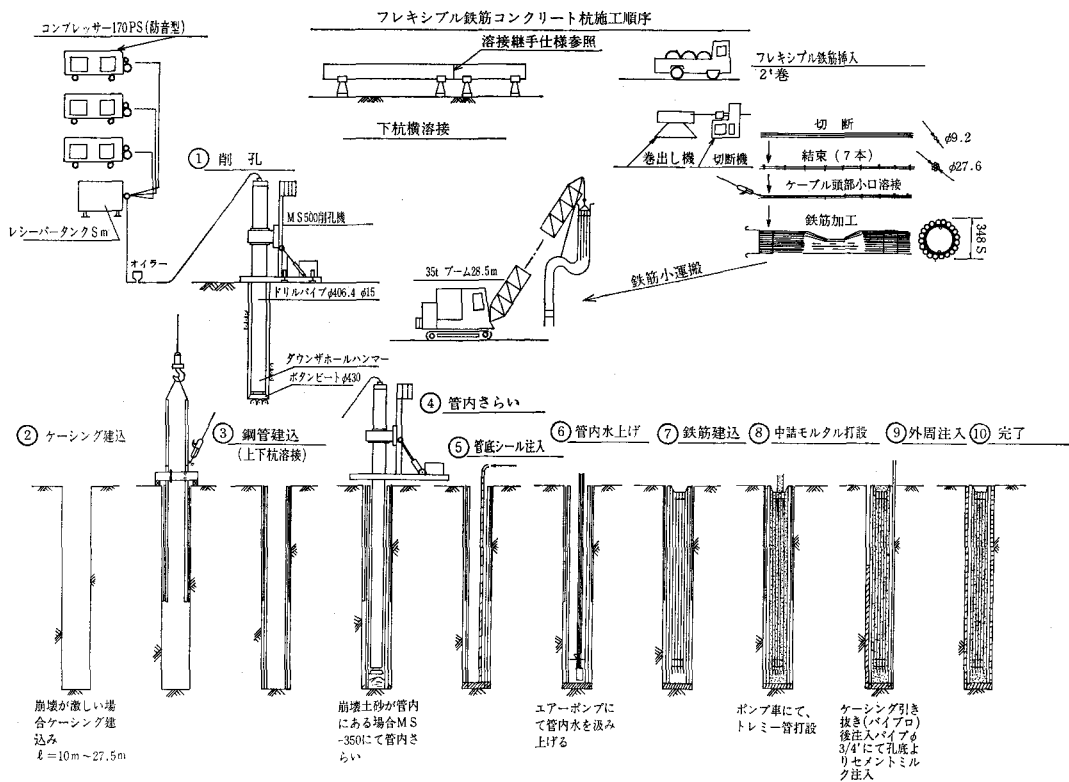


図-9 フレキシブル鉄筋コンクリート杭施工順序

のため、前記マスターシンカー、MS-350による再削孔を実施した。

なおフレキシブル鉄筋コンクリート杭(鋼管付)工の施工順序は、図-9のとおりである。

### 1) 削孔

削孔に先がけ、まず問題としてあげられるのは、掘削工法および削孔機種の選定である。大口径削孔機は、掘削方式により、オールケーシング、リバース、アースドリルに分類されるが、選定に当たっては地質・地下水・環境などの条件を考慮しなければならない。

#### a 削孔機の選定条件

杭工における大口径削孔機の選定に当たり、次の点を考慮し、機種を選定を行った。

- ① 削孔径 φ430%, 深度 30m
- ② 崖錐、硬質岩盤という比較的硬い地層を掘削すること。
- ③ 崖錐という地形のルーズさから考えると、削孔に水を使用することは水が逃避し、泥水を含む水の還元がかなり困難である上に、地山をよりゆるませる危険から、出来るだけ無水掘りにすること。
- ④ 現場が狭いこと。
- ⑤ 宅地が隣接している関係上振動騒音のないこと。
- ⑥ 隣接河川に悪影響を与えないこと。
- ⑦ 地山を乱さず、穴曲りを起さないこと。

以上のような条件から考えると、本工事においては比較的堅固な地盤掘削に適すリバース方式がよく、無水掘りの観点からスライムをエアリフトさせるショットドリリング工法が最適と考えた。

#### b ショットドリリング工法(グラビア写真1参照)

これは、大口径ダウンザホールハンマー(ビット径φ430%)を用いたロータリーパーカッション削孔で、コンプレッサーから送られた圧縮空気でハンマリングすると同時に、電動にてドリリングも行ない、打撃と回転によって掘り進む仕組みになっている。この方式でいくと、転石・玉石はもちろん、堅い岩ほどその威力を発揮した。圧縮空気が地上よりロッド内に送られ、ハンマーおよび先端ビットを通して再びロッドと孔壁の間をぬって地上へ還元されているため、スライムは、このエアに混って地上に吹き上げられる仕組みとなっている。このためスライムを目で確かめることで、ある程度、掘削岩の性質を確認することが出来た。

また、崩壊性の地層に対してはセメントおよび急結粒をハンマーのエアで孔壁ライニングし、孔壁の安定を保ちながら削孔する機能も有している。

施工中といえども水を嫌う地すべり対策工事においてこの乾式の掘削は最適な工法である。ところが、先にも述べたように本工事施工途中において、深度18~23m付近で多量の湧水が噴出し孔壁が洗われる形となり、崩壊

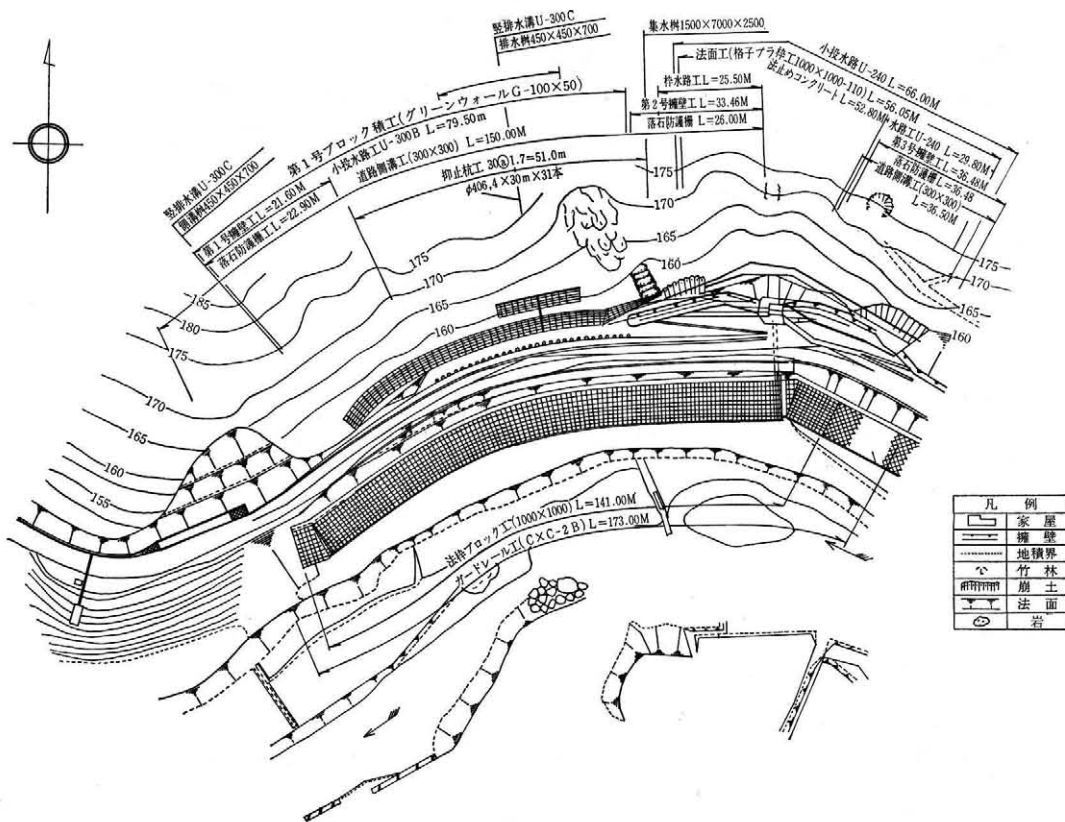


図-10 計画平面図

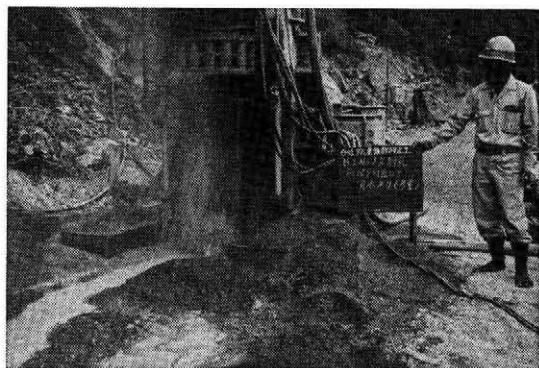


写真-2 湧水噴出状況

が著しく発生し掘削が困難となった。

そこで、補助工法が要求された。工法としては次のようなものが考えられた。

- ① ケーシング建込法
- ② 薬液注入法
- ③ 排水工
- ④ その他工法（セメンテーション、LW液などの凝固方法、ショット方法）

最も効果的かつ確実な工法という観点から、ケーシング工法を採用した。

これは、地盤の崩壊のない深度まで振動パイルドライ

バーを用いて、ケーシング（薄物鋼管φ450㎜）を建込む方法で、確実に崩壊を防ぎかなりの効果を得た。

また、ケーシングは破碎層または崩壊層下端まで挿入する必要があるが、この層まで掘進するまでに崩壊が発生し、ショットドリリング工法だけでは削孔不能になった場合には、セメンテーションも併用して実施した。

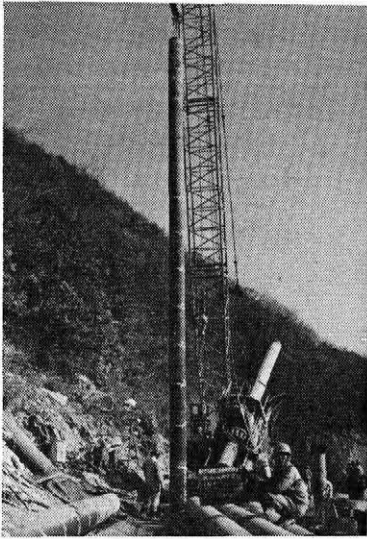
## 2) 鋼管建込

鋼管杭（φ406.4㎜、 $t=12.7$ ㎜）は、杭長 27~30m と長いため、3分割して現場に搬入しジョイント溶接を1本当り2ヶ所行った。分割方法としては、となり杭同志の溶接部が重ならないようにちどりに取った。下杭については加工場でV型突合せ両面の横溶接とし、上杭はV型突合せ片面の立溶接として、すべて手動溶接で行ない、ジョイント溶接部はカラーチェック方式で管理を行った。

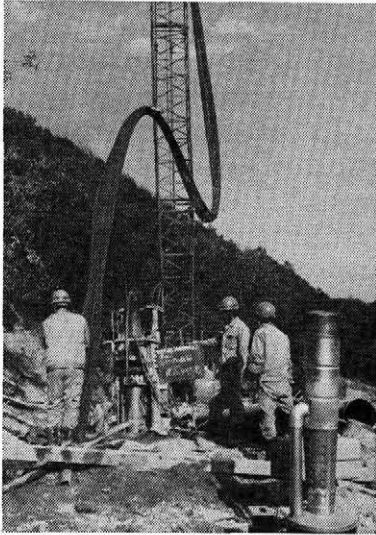
杭はすべてクローラークレーン35t級で吊り上げて建込んだ。

## 3) 鉄筋籠建込

使用した鉄筋は径9.2㎜の可撓性を有した、高強度のエフボンを用いた。現場にはドラム巻きにして搬入され、場所をとらない上にジョイントなしに連続的な配筋ができる特徴を有している。このエフボンのコイルを捲戻しスタンドで解ぎほぐし、切断機で一定の長さで切



写真—3 鋼管建込



写真—4 フレキシブル鉄筋籠建込

り、7本たばねを1ケーブルとして28ケーブルで鉄筋カゴ状に組上げ、鋼管内に挿入した。

#### 4) 中詰モルタル

鋼管と鉄筋の一体化をはかり、杭の強度増加と鋼管内および鉄筋の腐食を防止することから、中詰モルタルを施工した。打設は、管底までドレミー管(φ4'ガス管)を建て込み、モルタルが完全に充填するように万全を期した。

なお、モルタルの配合は、表—5のとおりである。

#### 5) 外周モルタル

ケーシングを引抜いた後、杭と地山のなじみを良くし一体化をはかるため、注入パイプを通じて低圧(最高3 kg/cm<sup>2</sup>)でセメントミルクを鋼管外周に充填した。

配合については、表—5のとおりである。

表—5 示方配合表

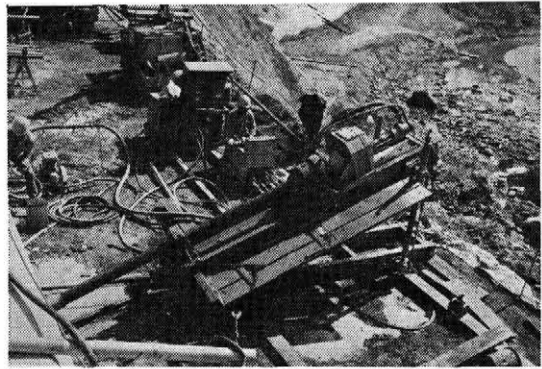
種類	セメント (kg/m <sup>3</sup> )	CSA セメント (kg/m <sup>3</sup> )	砂 (kg/m <sup>3</sup> )	ポゾリス (kg/m <sup>3</sup> )	水 (l/m <sup>3</sup> )
中詰モルタル	874	—	867	5 L 2.19	393
注入ペースト	1221.7	—	—	—	610.9

#### (2) アンカー工

VSLロックアンカー工の作業手順と主な作業内容はかなり一般化しており、ここでは省略することにし、本工事の施工概要について簡単に述べることにする。

##### 1) 削孔

削孔は杭施工と同様に、乾式の拡孔ビット付ダウンザホールハンマーをケーシングでカバーし、崖錐や崩壊し易い層の存在観点から二重管同時削孔法を採用した。



写真—5 アンカー削孔状況

すなわち、この方式は乾式のためにケーシングの回転トルクが上昇するので、深度12m程度まではφ152.4%で1次削孔し、それ以深はφ127.0%にて2次削孔することにより防止した。削孔角度は、水平に対して下向20°とした。スライムの粘性の高い崖錐層や深度30m付近において、時々送水しジェット効果にてスライムを地上に上げた。

また、試験的にトップハンマー(油圧駆動)型式のMCD—7型削孔機を導入した。これは用水内返し可能な清水削孔機である。この方法ではφ125%で全長削孔が可能であった。また削孔機は自走式のため、移動設置が容易で、ケーシング抜管機と併用するとかなり作業効率もあがり効果を得た。

##### 2) アンカーケーブル挿入

PC鋼より線(φ127%)を用い12本たばねを1ケーブルとして現場加工場で製作した後、人力にて運搬、挿入した。

##### 3) 注 入 工

アンカー定着部のケーシングを引き抜いた後、さらに注入直前にケーシングを定着部長+1.0m引き抜いて、

定着岩盤を露出してから、アンカーに設置した注入パイプを通じてモルタル注入を実施した。

これは、定着岩盤に亀裂がある場合、定着ミルクの逆流によるアンカーの不良が生じコンソリデーションの役目を果さなくなるからである。こうして定着部を露出してからミルク注入を行ない、孔口にミルクが逆流したことを確認することにより、岩盤の亀裂の有無、コンソリデーション効果の程度を想定することが出来た。

定着部注入が完了した後、ケーシング口元よりミルク注入しながらマーシングを引き抜き、回収が終了した時点で注入工を完了した。

#### 4) 緊張工

定着グラウトのセメントペーストの硬化後、鋼線を所定の強度で緊張し定着した。

緊張作業は二段階で実施した。まず地山と杭および擁壁をなじませるために50tの荷重を全体にプレストした後、異状がないことを確認して、さらに100tまで緊張し定着完了とした。

また、緊張工に先がけて3ヶ所で引張り試験を実施した。設計アンカー力の1.2倍(125.6t×1.2=150.7t)の荷重を計画最大試験荷重として、ケーブルの伸び、杭の変位を測定した。試験は三段階に分け、載荷—除荷の繰り返しを50t、100t、150.7t荷重において実施した。

その結果、十分効果をはたすことが明らかとなった。

施工後の緊張の管理として、アンカーにロードセルを設置しアンカー荷重のチェックを行っている。現在は約80tで落ちついている。

#### (3) 土留擁壁工(グラビア写真—2参照)

一般に、杭施工後に腹起しを取付け、杭前面をコンクリート擁壁で覆い被せる事例が多いようであるが、本工

事においては現場が狭いことや、直下を右岸道路が通過することなど、周辺の状態を考慮し、土留擁壁をできるだけ薄くするため、腹起しと中抜け防止のための梁を4列設けることにとどめた。施工としては直高6.0mあり、やや困難であった。

ここでは、全体を4ブロックに分け、上部より徐々に杭前面の土砂を掘削してはコンクリートを打設する「さか巻き」工法で安全に留意した。

## 6. あとがき

崖錐部抑止工事として、フレキシブル鉄筋コンクリート杭工法を採用することについては、現地調査と並行して検討を重ねて来たところであるが、農林水産省関係では初めての工事であり、事例も建設省を中心として少数であることより、実施決定まで若干の時間を要した。しかし結果的には、建込みのための大孔径削孔時において孔壁崩壊に苦勞したことを除けば、施工上も利点の多いことが確認され、また、設計上も地山にかけているロックアンカーのプレスト導入が80t/本で安定しており設計どおりの抑止効果が期待出来るものと判断している。

当工法は、無公害・高効率・高精度を有する場所打杭として開発され、アンカーを併用して大規模掘削の土留工事や斜面安全および地すべり抑止工事に利用されている特許工法であるが、開発後あまり時間を経過していない。しかし、今後施工実績が増えると共に細部設計資料が整備され、一般的でより経済的な工法として現場で採用されてゆくものと期待している。

最後に吞吐ダム崖錐部抑止工の設計にあたり御指導いただいた京都大学学長・沢田敏男氏はじめ、協力いただいた関係各位に紙上を借り厚くお礼申し上げます。



# 農業土木設計積算業務オンライン化について

(岩手県の事例)

浅 利 宗 徳\*

## 目 次

1. オンライン化の経緯と目的……………33	4. 稼働状況……………37
2. オンライン化体制……………34	5. 問題点……………37
3. オンラインシステムの概要……………34	6. 将来展望……………39

## 1. オンライン化の経緯と目的

### 1-1 経 緯

岩手県における土地改良事業等工事費積算の電算処理は、昭和53年度から民間の計算センター（以下「センター」という。）への委託によるバッチ処理でスタートした。バッチ処理期間における電算処理金額の土地改良事業関係予算に占める割合の推移は表-1のとおりで、ほぼ期待通りの増加傾向を示している。

表-1 電算処理状況

年 度	(処理金額/予算) ×100
53	23 %
54	61 %
55	目標値 80%

今回報告する農業土木設計積算業務（以下「積算業務」という。）は、岩手県オンライン・システム（以下「オンラインシステム」という。）のサブシステムとして位置づけられる。

オンラインシステムは総務部人事課が主管課となり昭和52年度から整備が進められてきた。昭和53年6月には積算業務がオンライン化対象業務となり、バッチ処理と並行してオンラインシステムの開発が進められ、昭和55年4月からは積算業務を含めオンライン化20業務（表-2参照）のほとんどが稼働を開始した。（表-3参照）

### 1-2 目 的

バッチ処理期間中は、各事務（業）所から入力データを構造改善課経由でセンターに送り、月・水・金の週3日の割合で処理を行ってきた。昭和54年度実績によると、最初の入力データが設計者の手を離れてから発注設計書が設計者に届くまで、当初設計書の場合、平均10日

表-2 オンライン化業務一覧表

適 用 業 務 名	内 容	主 管 課 等 名
地 方 債 管 理	県債償還年次表等県債管理資料作成	総 務 部 財 政 課
県 税 収 入	県税収入日計表、県税収入報告書、県税徴収状況調等作成	総 務 部 税 務 課
県 税 課 税 状 況 報 告	各種課税状況資料作成	総 務 部 税 務 課
自 動 車 税	収納管理資料作成、延滞金計算、納税状況等照会	総 務 部 税 務 課
自 治 振 興 基 金 管 理	自治振興資金貸付（借入）台帳等基金管理資料作成	総 務 部 地 方 課
生 活 保 護	保護費計算、保護決定関係資料作成、医療券作成、各種統計資料作成	福 祉 部 成 人 福 祉 課
母 子 ・ 寡 婦 福 祉 資 金 経 理	母子福祉貸付資金特別会計貸付金の償還状況調作成、母子福祉資金貸付状況調等作成	福 祉 部 児 童 家 庭 課

\* 岩手県農政部構造改善課

心身障害者扶養共済制度	心身障害者扶養共済制度掛金納入状況調作成	福祉部 児童家庭課
農業土木設計積算	設計書作成, 単価表等諸資料作成	農政部 構造改善課
農業土木進行管理	管理諸資料作成	農政部 構造改善課
補助事業進行管理	工事(補助)進捗状況報告書等管理資料作成	林業水産部 森林保全課
土木部事業別経理	事業別収入額月計(累計)簿, 事業別支出額月計・累計簿作成	土木部 総務課
県営住宅管理	県営住宅入居者台帳等家賃経理管理資料作成	土木部 建築課
建設工事進行管理	県営工事進捗状況報告書等管理資料作成	土木部 工営課
土木設計積算	設計書作成, 単価表等諸資料作成	土木部 土木工事検査監
用品調達基金経理	用品調達基金出納簿作成, 用品調達基金運用状況報告書作成	出納局 総務課
会計管理	経理及び管理資料作成	出納局 出納課
国庫支出金収納管理	国庫支出金収納状況調書等国庫支出金管理資料作成	出納局 出納課
証紙収入経理	収入証紙収納額集計表作成, 証紙収納額総括表作成	出納局 出納課
メッセージ通信	一般行政情報の伝達・交換	総務部 人事課

表-3 オンライン化の歩み

S.53.4.1	農業土木積算電算システム稼働開始(バッチ処理)
6.	オンライン化対象業務の決定
54.3.	システム詳細設計完了
4.	プログラム作成開始
55.1~2.	オンライン業務の説明会,(岩手県内6会場で各3日間)
2~3.	システムの総合テスト
4.1	オンラインシステム稼働開始

注:農業土木設計積算業務関係のみを示した。

間かかっている。

オンライン化の目的は,バッチ処理の欠点である事務処理の煩わしさを解消し,併せて設計書完成までの期間を短縮することである。この目的が達成された場合は,下記のような派生効果が期待される。

- ア 適時発注が,さらに推進される。
- イ 電算処理件数(金額)が大幅に増加する。

## 2. オンライン化体制

岩手県農政部基盤整備担当課では,土地改良事業関係業務の電算化を推進することを目的として,電算開発委

員会という組織を設けており,その下部組織であるプロジェクトチームが電算化関係の作業をすることになっている。

今回のオンライン化も,プロジェクトチームが作業主体となった。ただ,このチームは作業が必要になる都度招集される非常勤チームであり,1月から3月の年度末は招集しにくい。そのため,年度末の作業は,事務局の構造改善課職員が行った。(表-4参照)1月から3月にかけて

表-4 積算関係職員の推移

年度	職員		
	補佐級	係長級	技師
53	1	1	2
54	1	1	2
55	1	0	1

では,歩掛改訂の時期でもあり,オンライン化と歩掛改訂作業の両方を行うことは体制上無理があったが,オンライン化を中心とすることにより4月1日のオンライン化本稼働を自信をもって迎えることができた。

## 3. オンラインシステムの概要

### 3-1 概要

オンラインシステムの概要は、図-1～3及び表-5～6に示したとおりである。オンライン処理は、センターに委託して行っており、センターでは、県が用意した端末機械室に職員を派遣してデータ処理をしている。センターの事務処理量の変動を少なくするため、オンラインシステム利用機関（以下「利用機関」という）は各業務毎に、年（月）間機械処理依頼表を各業務の主管課及び人事課（以下「主管課等」という）経由でセンターに提出し、センターでは各業務の入出力日及び入出力量を調整している。調整結果は、年（月）間機械処理計画表として、センターから主管課等を経由して利用機関へ送付される。

積算業務では、1ヶ月前に入力日と入力量を定めることができないので、月間機械処理依頼表には、週単位で入力件数を記入するようにし、翌週の入力予定が変更になる場合は前の週に端末と協議できることとした。このような協議を行うことにより、オンライン化の主要な目的である設計書作成期間の短縮をより徹底させることができる。昭和55年度5月以降は、入出力日及び入出力量を調整しても、端末で処理しきれないことが予想される場合には、超過分の処理はセンターで行うことにした。このようなことは一部端末だけで起こり、その頻度は年間6～8回程度と予想している。

なお、各設計書を区別するためのキーコードの管理は

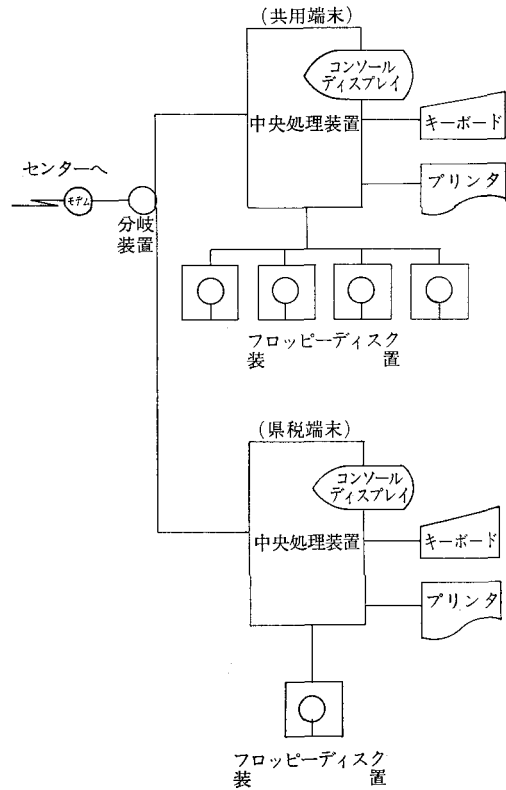


図-2 端末機器構成図

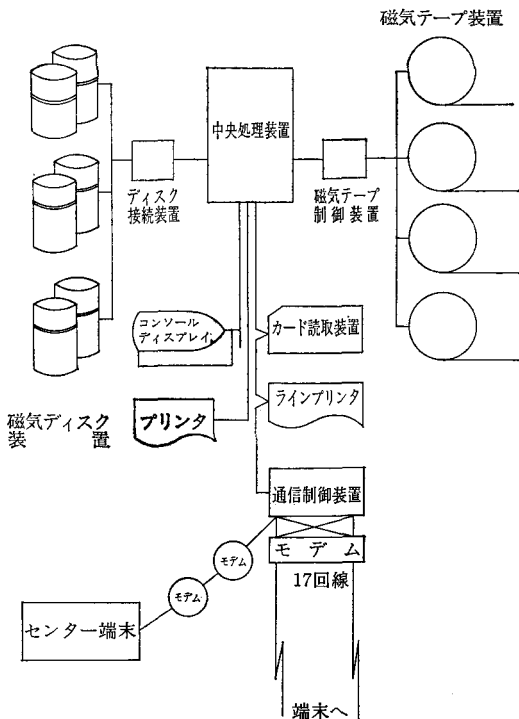


図-1 中央機器構成図

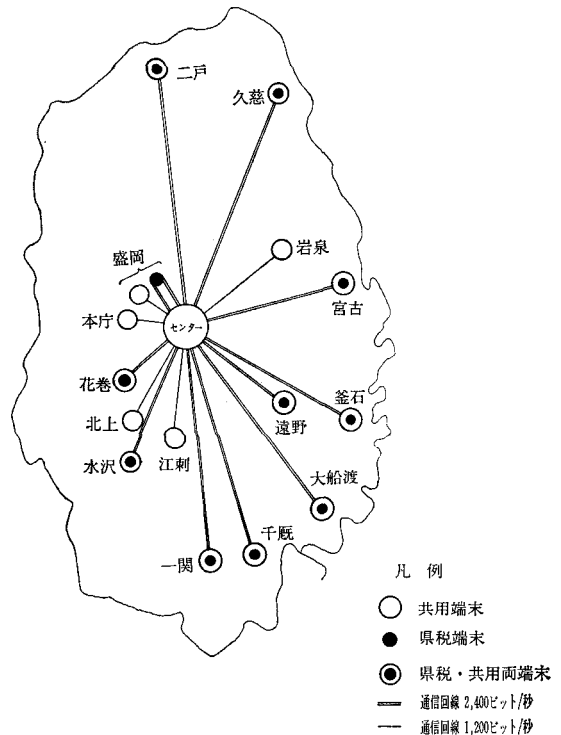


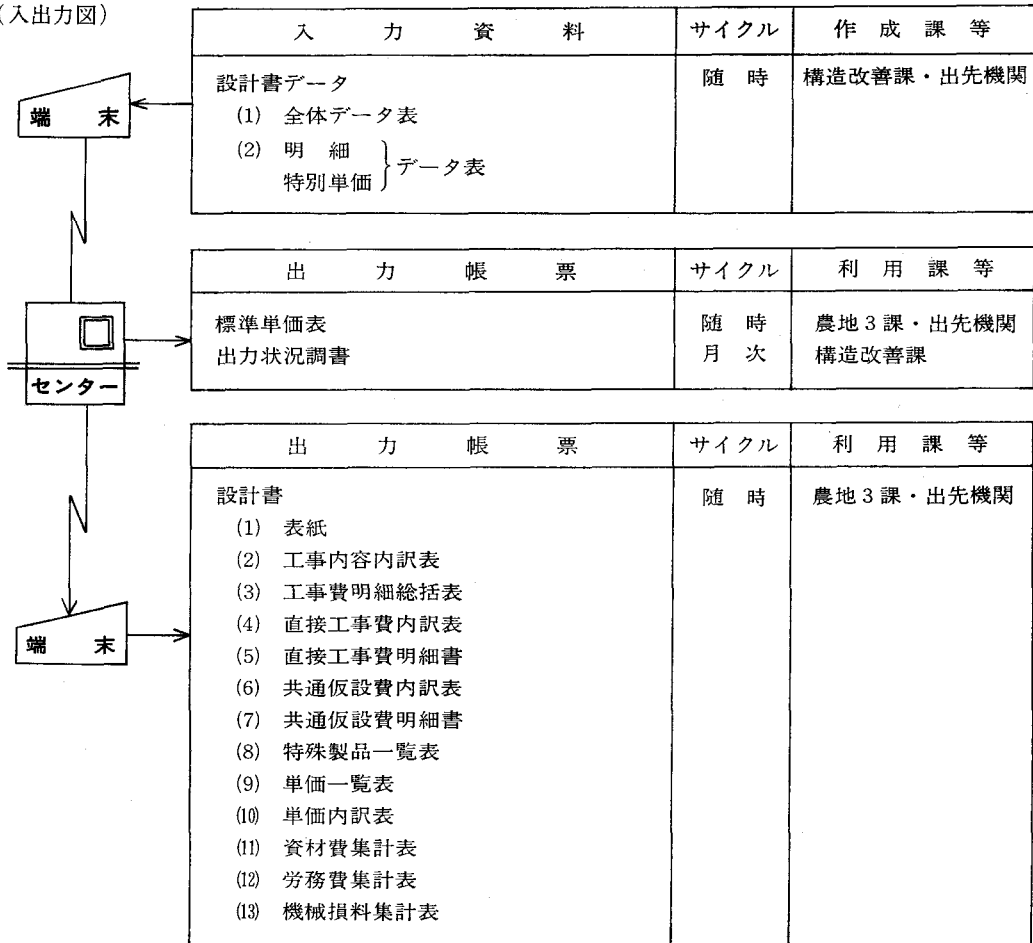
図-3 通信回線網

(概要)

表-5 農業土木設計積算業務の概要

設計書データを入力し、県営土地改良事業の一般土木工事（ダム、建築、障害関連工事を除く。）の設計書及び標準単価表を出力する。このオンライン化により、迅速・適確な処理が可能となり、設計書は従来の処理日数の約半分で作成できるものである。

(入出力図)



※注 農地3課→構造改善課・農地整備課・農地開発課

出先機関→農林事務所・防災ダム工事事務所・土地改良事業所

表-6 処 理 サ イ ク ル

事 務 名	担 当	処 理 日	摘 要
設計書データの作成	利用機関		
入 力 伺	〃	データ作成日以降	当初及び変更第1回目入力時のみ
端 末 へ の 持 参	〃	入力何決裁後	入力資料送付票添付
入 力	端 末	端末スケジュールによる	当該入力について前週に端末と協議しておりかつ予定どおり入力した場合は持参日の処理となる
送 信	〃	入 力 日	端末からセンターへ
積 算	センター	送 信 日	
配 信	〃	積 算 日 の 翌 日	センターから端末へ
出 力	端 末	配 信 日	
出力帳票の受領	利用機関	出 力 日 以 降	受領は、利用機関が端末に出向いて行い。受領者は、所属長の発行する証明書を端末に提示する。
確 認	〃	受 領 日 以 降	

利用機関が行うこととしているので、そのための台帳を用意している。又、オンラインシステムの利用状況を知るために、「出力状況調書」を毎月、月初めにセンターから提出させている。

### 3-2 バッチシステムとの相違点

バッチシステムからオンラインシステムへの移行は入出力関係のプログラムの変更だけで行うことができた。これは、バッチ処理機種とオンライン処理機種とが同一会社のものであり、性能、機器構成ともほぼ同じであることによる。

但し、入力ミスの防止、秘密保持、端末オペレータのパンチ能力の低さ等を考慮して以下に示すようなシステムの改善も行っている。

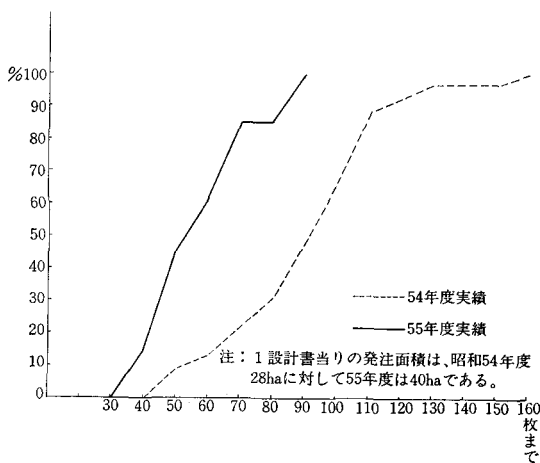
ア エラー検出の精度を上げた。

イ 入力データのエラーが検出された場合、バッチシステムではエラーの種類によっては設計書を出力していたが、オンラインシステムでは、エラーが検出されれば、設計書を出力しないこととした。

ウ 秘密保持の観点から、設計書がどの工事のものかわかるようなデータは出力しないこととした。

エ 入力データ量を少なくするために、特別単価事前登録システムを開発した。

注：オンラインシステムでは、入力データの審査及びエラー修正作業を入力者が行うが、慣れるまでは審査の精度も悪く、エラーリストの見方も完全ではないだろうと予想されるため、バッチシステムと同じプログラムのままでは出力設計書が不完全のまま発注される危険があり、アとイは必要な変更だと考えた。また、ウの秘密保持については、オンラインシステムではバッチシステム以上に配慮しなければならないと考えた。エの特別単価事前登録システムについては

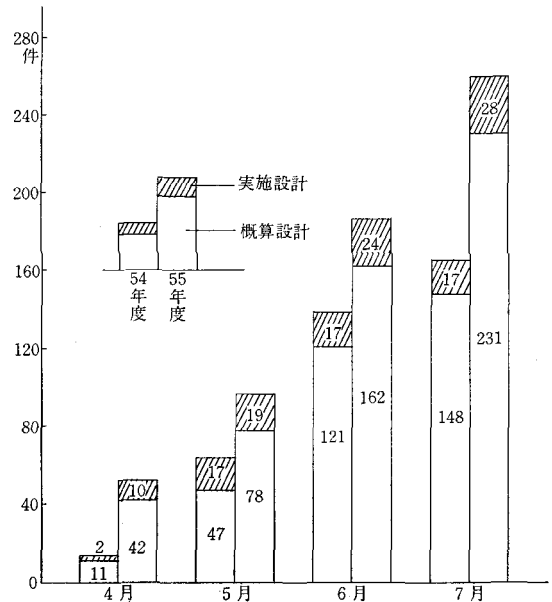


図一四 ほぼ場整備事業における当初設計入力データ枚数分布の変化

説明を省略する。このシステムの効果を図一4に示す。

## 4. 稼働状況

4月1日にオンラインシステムの稼働を開始した。4月から7月までの処理実績は、図一5のとおりである。4月に前年同月比3倍強の実績となったのに、ある事業所では場整備事業の早期発注分を全面的に電算処理したからである。



図一五 電算処理実績 (累計件数)

4月には一部の端末で処理が混乱した。端末の処理能力を越えるデータ発生が主原因であったが、これは原則として入力はずべて端末処理としたためであり、この混乱の後、人事課もセンター入出力に理解を示し前述のように5月以降はセンター入出力が可能となったのである。

5月以降は苦情の電話が全くなくなった。そこで事務(業)所を適当に選んで、稼働状況を聞き取りした結果我々が利用する13端末のうち、入力件数の少ない11端末を利用する事務(業)所では、特に問題もなく、オンライン化の目的をほぼ達しているとの結論に達した。残りの2つの端末を利用する事業所でも、オンラインシステムの弱点を理解しつつあり、次第にスムーズな処理が行なわれてきている。

以上のことから、6月末の段階で、オンライン化は成功したと判断して今日に至っている。

## 5. 問題点とその対策

まず、4月に処理が混乱した原因の調査結果を述べ

る。混乱の原因は下記のとおりである。

ア シリアルドットプリンターの印字速度が遅く(120字/秒)、かつ印字ヘッドの動作に無駄があった。

(図-6 参照)

イ 端末オペレータがエラーリスト等の見方を知らなかったため、エラーリスト等の出力段階で、どの設計書データがエラーなのか分からず、設計書の出力後に、利用機関に対して設計書の出力の有無を連絡していた。このためエラー修正が1日遅れる場合があった。(表-7 参照)

ウ 入力側が修正不慣れだった。

エ 端末では一時に大量の入力データを処理できない。

オ パンチミスが、バッチシステムの100倍もある。

(表-8 参照)

稼働直後(1分/ページ)

改善後(35秒/ページ)

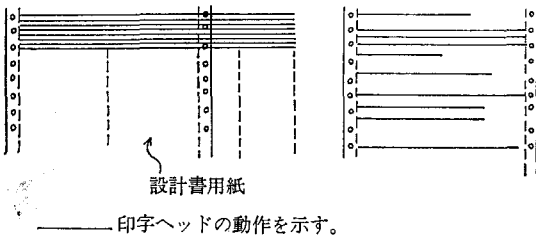


図-6 シリアルドットプリンターの印字ヘッドの動作

表-7 端末における出力事務手順

手順	稼働直後	改善後
1	エラーリスト, メンテナンスリストの出力	同 左
2	設計書出力開始	設計書出力開始及び出力するかどうかの利用機関への通知
3	設計書出力終了	同 左
4	利用機関への出力結果の通知	

表-8 入力方法の違い

作業	54年度まで	オンラインシステム
パンチ	2人で同一データをパンチ	1人でパンチ
確認	パンチデータのつきあわせ	入力データとブラウン管に表示された値を見比べる

注: 以上の原因のうち、ア・イ・ウについてはほぼ改善された。エとオは岩手県オンラインシステムの弱点であり、人事課であえてこのシステムにした以上、積算業務の都合だけで改善されることはほとんどないと思われる。

次に、20種類もの業務がオンライン処理されることに起因する問題について述べる。

第1の問題点は、処理時間の長さである。

積算業務は、資材集計表、労務集計表等の集計表を出力しているため、処理時間が長く、3業務を並行処理し

表-9 改善項目一覧表

改善項目	長期短期別	摘用
1. パンチミスのないシステムとする。 (1) 端末チェックの強化。 (2) 標準化の推進。 (3) ディスプレイ装置を利用したコード選択システムの採用 (4) 入力条件数の制限の撤廃。	短期 長期 " "	問題点: 端末オペレータと入力者との打合せ回数が多くなる。これは端末チェックの強化の問題点です。
2. 印字速度の高速化。 (1) ラインプリンターの採用 (2) 左づめの出力フォーマットとする。 (3) 出力情報を減らす。	短期 " "	問題点: パンチミスエラーを発見できなくなる場合もある。
3. 4月1日に稼働できるシステムとする。 (1) メンテナンスしやすいシステム (2) 他機関システムの採用	長期 "	
4. 処理時間の短縮 (1) マイコンによる積算 (2) 各種情報は出せないが、積算だけは行うような簡単なシステムとする。	長期 "	処理時間は短縮できないが、入力から出力までの時間は大幅に短縮できる。 問題点: 各種情報の必要な時代となってきた。

注: 短期とは1年未満で改善できることを示し、長期はそれ以上要することを示す。

ても積算のために他の業務の処理ができなくなる場合は、やむをえずセンターの職員が積算件数を減らして、他業務との調整をしている。

しかし、処理時間が長いからといって資材集計表等の集計をやめることには抵抗がある。なぜなら、今年度から資材費が値上りした場合には、契約変更もあり得るので、契約変更業務を容易にする資材集計表は残しておきたいのである。

第2の問題点は、印字速度の遅さである。

積算業務では出力枚数が多く、シリアルドットプリンターでは1設計書の出力に1時間以上かかることが珍しくない。この出力時間の長さが、特に土曜日の出力に影響し、出力データは配信されたが他業務との関係でプリントはしない、ということが生じかねない。

以上のことから、今後ともオンラインシステムを利用

していくのであれば、端末でのパンチがなく、処理速度及び出力速度が速く、かつ必要なデータは出力するようなシステムにしなければならないと考える。

## 6. 将来展望

オンラインシステムは稼動したばかりであるが、既に明らかになった問題点を整理し、積算システムの短期及び長期の改善項目をまとめて表-9に示した。

長い目で見ると、積算に関してはオンラインバッチシステムは、過渡的なものだと思う。高密度記憶装置の開発スピードを考えれば、数年後にはマイクロコンピュータを用いた積算システムが具体化するのではなからうか。この方が、他業務の電算化も推進でき、事務の改善に資するところが大きいと考える。

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタント

土と水をデザインする……豊富な経験と優れた技術



株式会社

三祐コンサルタント

取締役会長	久野 庄太郎	専務取締役 東京支社長	渡辺 滋勝
取締役社長	久野 彦一	常務取締役 国内事業本部長	山田 光敏
取締役副社長	長柄 要		

本社	名古屋市中区錦二丁目15番22号(協銀ビル)	TEL (052) 201-8761(代)
東京支社	東京都中央区八重洲2丁目2番1号 (大和銀行新八重洲口ビル)	TEL (03) 274-4311(代)
支社技術部	東京都港区赤坂2丁目3番4号 (ランディック赤坂ビル)	TEL (03) 586-7341(代)
仙台支店	仙台市上杉一丁目6番10号(仙台北辰ビル)	TEL (0222) 63-1857(代)
熊本出張所	熊本市紺屋今町1番25号(ロータリービル)	TEL (0963) 54-5226
札幌出張所	札幌市中央区北三条西3丁目 (札幌大同生命ビル)	TEL (011) 222-3121
青森連絡所	青森市花園二丁目11番12号	TEL (0177) 41-2508
技術研究所	愛知県知多市八幡字中嶋121番地	TEL (0562) 32-1351

# オンライン・リアルタイム処理による長崎県 土木工事設計積算システムについて

藤 村 幹 治\*

## 目 次

1. はじめに……………40	5. 積算業務の概要……………44
2. システムの特徴……………40	6. 数量計算業務の概要……………46
3. 開発のあしどり……………40	7. あとがき……………47
4. システムの概要……………41	

### 1. はじめに

本県においては「農業土木技術者の明日のあるべき姿」を求めて、積算業務の省力化が検討され昭和50年度よりコンピュータによる「統一単価システム」が稼動、更に同年度より「積算システム」の開発に着手、昭和53年度にはオンライン・リアルタイム処理（通信回線による各地方機関からの即時処理）による「積算システム」が完成した。

ここでは、本県におけるシステム開発のあしどり、システムの概要そして今後の問題点などについて述べるものである。

### 2. システムの特徴

#### 2-1 オンライン・リアルタイム処理の採用

本県は五島列島、壱岐、対馬など多くの離島を持つ全国有数の離島県であるが、図-1に示すように県庁所在地である長崎市を中心にして、対馬の北端における同心

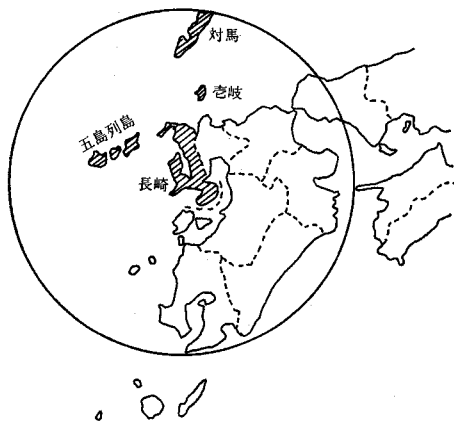


図-1 九州における長崎県の位置

\* 長崎県長崎耕地事務所

円を描けば、九州本土が全てこの円の中に含まれてしまう。このような地理的条件から、従来のバッチ処理（必要なデータをためておき、それをひとまとめに処理する方式）では、メリットがほとんどないと予想されるためオンライン・リアルタイム処理方式がとられた。

#### 2-2 全公共事業部門による共同利用方式の採用

土木事業といわれる公共事業は、多くの省庁関係の補助事業或いは県単独事業として実施されているが、本システムでは土地改良事業はもちろん、建設省関係の河川砂防・道路・都市計画、運輸省関係の港湾、水産庁関係の漁港、林野庁関係の治山・林道など、全ての公共事業で共同利用ができる共通システムである。

このため、本システムは土木部、農林部そして総務部電算課の職員からなるプロジェクトチームによって共同開発された。

### 3. 開発のあしどり

#### 3-1 共同開発に至った経緯

本県に電算機（NEAC2200シリーズ）が導入されたのは昭和46年度であったが、昭和49年頃先進する国や県等の公共機関における積算業務の電算化に刺激され、本県においてもシステム開発の気運が高まっていた。この開発への気運は農林部耕地課のほか、農林部森林保全課及び土木部にも期せずしてほぼ同時に起きていたのである。

こうした状況のもとに、①開発期間の短縮 ②開発及び維持コストの低減（人的、予算的）をはかるために、共同開発を行うこととなっていくた。この背景には、先行した部課がなく、しかも各部課ともにシステム開発を独自で行う程の余裕と開発要員が少かったこと、県の電算適用業務の一環として考えるとき、複数の同種システムを個別に開発することは運用上問題が多いこと、更に地理的条件からオンラインの必要性が明白であったため、ハードウェアコスト（端末装置のレンタル料等）を





本システムは前述のプロジェクトチームが主体となって開発されたが、ここでいうオンラインシステムは土木工事積算業務のほか、自動車税照会業務、データ集配信業務も含め、長崎県行政事務オンラインシステム的な性格を持ったものである。

長崎県オンラインシステム { 設計積算業務 } 積算業務  
 { 数量計算業務 } 数量計算業務  
 { 国費計算業務 } 国費計算業務  
 { 自動車税照会業務 } 自動車税照会業務  
 { データ集配信業務 } データ集配信業務

#### 4-2 ハードウェア構成

本システムを運用するため、電算課のセンターマシンは昭和51年12月、従来のNEAC 2200シリーズから、ACOSシリーズ77 NEACシステム 500 (写真-1) に機能アップされ、オンライン端末機としては日本電気のN6300モデル30 (写真-2) が採用され、ハードウェア構成は図-3のような形となった。

また、これらの端末機は、電々社の特定通信回線 (専用線D-1規格) を使い、図-4のようにセンターと端末間を全二重通信方式で直結し、120文字/秒 (1,200 BPS) 又は 300文字/秒 (2,400 BPS) の速度でデータの送受信が同時に行える方式とした。

#### 4-3 オンラインのタスク構成

本システムでは処理内容の異なる業務が同時に走り、更に複数の端末から非同期に処理要求が送信されてくる



写真-1 センターマシン

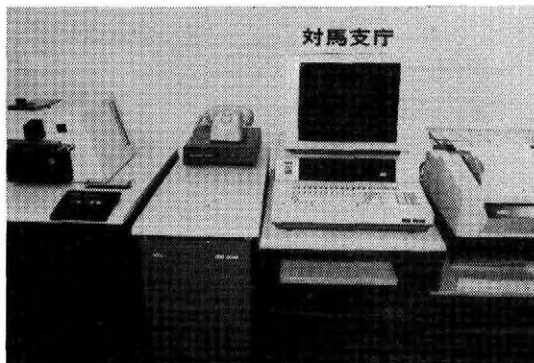


写真-2 端末機

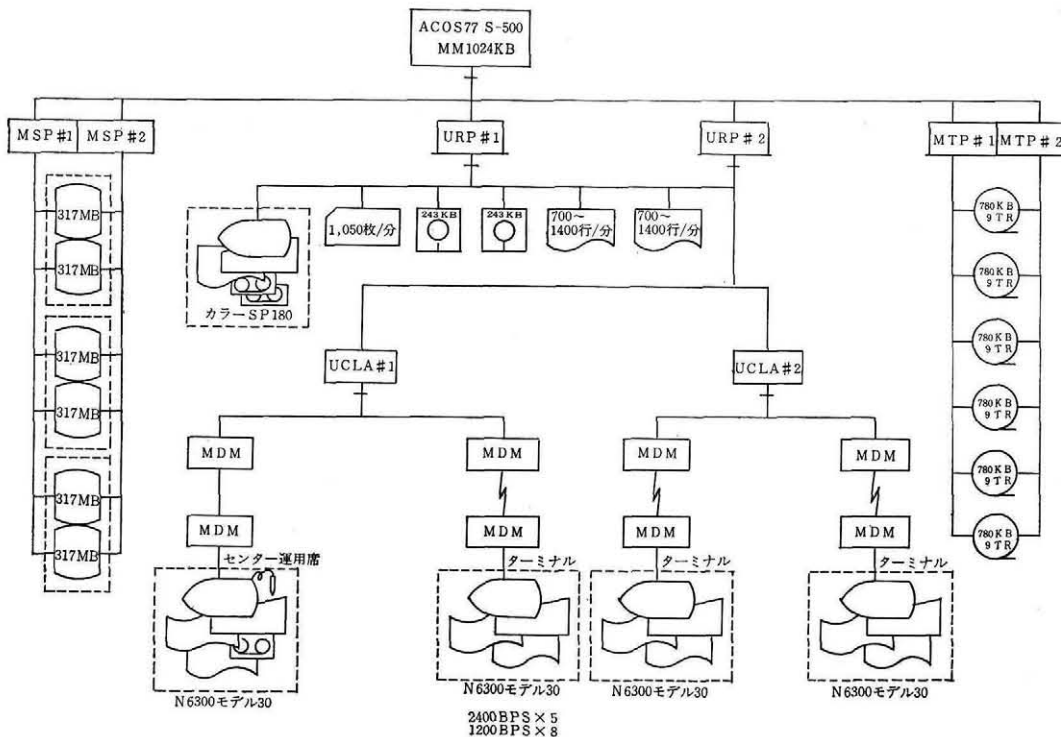


図-3 長崎県電子計算機構成図

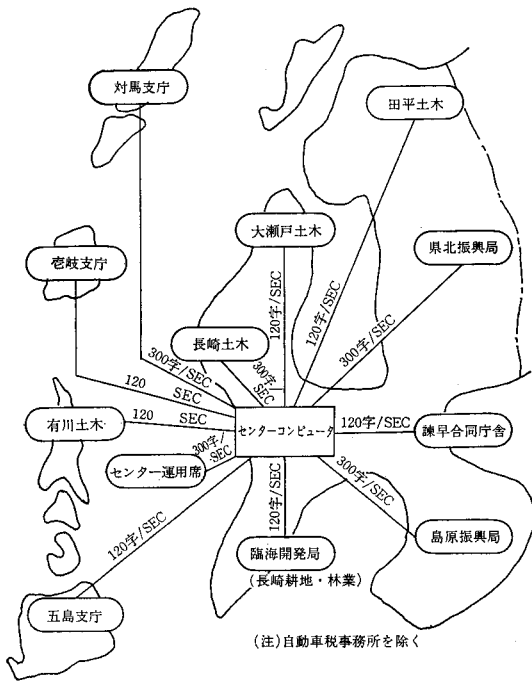


図-4 長崎県オンラインネットワーク模式図

ので、これらのデータを制御し処理効率を上げるため、処理プログラムをいくつかのタスクに分割している。タスクとは一連の処理ブロックのことで、各々のタス

クは他のタスクと同時に別の処理が可能である。換言すれば、タスクの数だけの処理を併行して行うことができる訳である。

これらのタスク群は、図-5の構成図のようになっており、「主タスク群」と「副タスク群」に大別できる。

主タスク群は、オンライン全業務を制御するOS（オペレーティングシステム）的なプログラムの集りであるが、本システムではメーカーのパッケージを使わず、処理業務に合せ独自に開発したもので、副タスク群の制御のほか、端末群の制御、運用履歴の管理、ソフトウェア及びハードウェア障害等が発生した場合の後始末など各種の機能を持っている。

副タスク群は、本来の処理業務を実行するプログラムの集りで、本システムでは図-5のように、タスク番号③~⑫までの10個のタスクで構成されている。

端末から送信されたデータは、まずセンターの「メールボックス制御機構」によって業務毎に分類され、タスク番号③、⑥、⑨、⑪へ渡される。

今、積算業務に目を向けてみれば、タスク番号③→④→⑤→⑪→⑫と流れ、都合5件の処理が順次行われる。端末から5件以上の処理要求がくれば、6件目以降は処理待行列となり、各タスクの処理速度によって、各々のタスク入口で先行処理の終了を待つことになる。

別業務の処理要求は、各々の系統毎の流れを通るため業務間の待合せは発生しないが、タスク⑪においては全

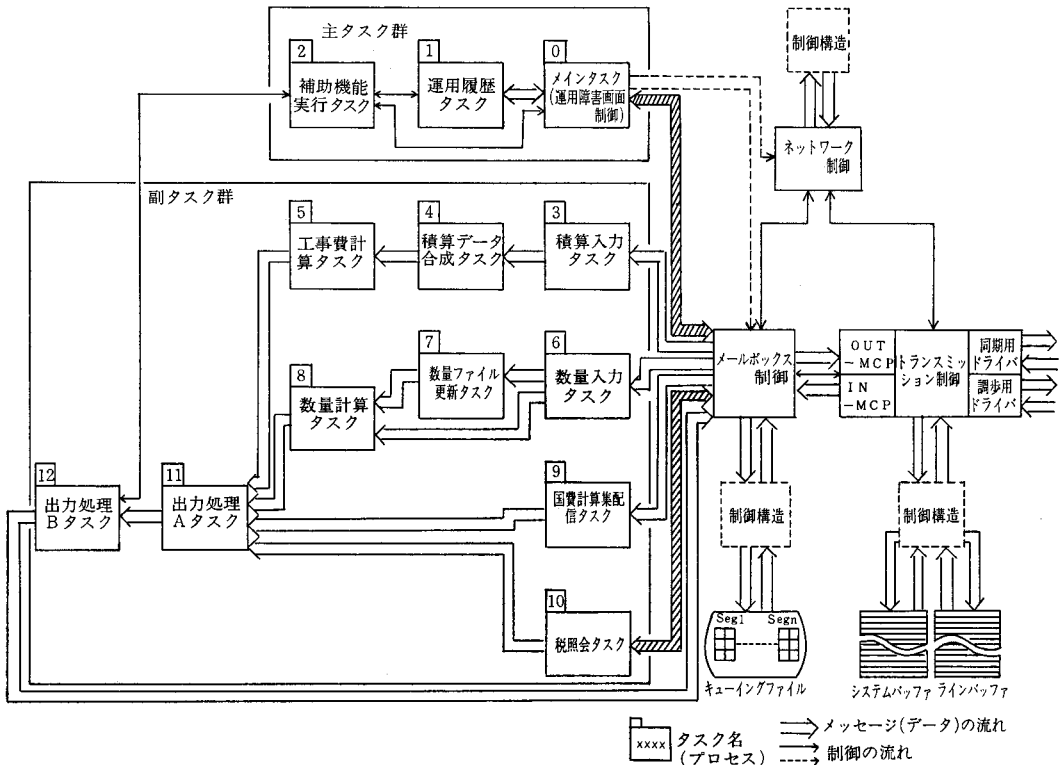


図-5 オンライン・タスク構成図

ての業務の流れが合流し、業務間の待合せが起こる。しかし、このタスクは処理時間が早いため、あまり問題は起きていない。更にタスク⑫は、各端末に送信するデータを、業務区分には関係なく、端末毎に対応して同時処理を行う仕組みになっており、端末毎に出力すべきデータがあれば順次送信されるため、端末のトラフィック状態によっては、先に実行された他の端末の処理結果より早く送信されることもある。

#### 4-4 システムの運用

本県の電算機は、県の行政事務全般の業務処理用として一台設置されており、通常はオンラインのほかにも2つのバッチ業務が同時に行われている。

オンラインの運用時間は通常の勤務時間を標準としており、この時間帯で処理が終らない場合の対策としては運用時間の延長或いは集配信業務を使つての翌日送信等が考慮されている。

## 5. 積算業務の概要

### 5-1 処理機能

#### 5-1-1 積算体系

本システムは、前述どおり関係部課の共通システムであるため、一般土木体系、港湾・漁港体系、土地改良体系、治山・林道体系の4体系について処理できる。但し、災害復旧査定業務については、現段階においては処理対象外としている。

#### 5-1-2 土地改良体系における機能

土地改良体系においては、測量調査業務、設計業務及び施設機械製作据付工事関係を除くその他の業務全てを処理対象としている。但し、本システムは2ヶ年間の処理が同時にサービスされている関係上、3年目になれば前々年度の歩掛等が当年度にオーバーレイされ、3年以上にわたる県債債務負担工事は、3年目に入って処理できなくなる。

### 5-2 積算業務の流れ

積算業務は図-6のフローチャートに示すような流れをもち、各積算体系とも同一の流れの中で各体系独自の処理も行われ、現行の歩掛、積算基準による積算が保証されている。

端末から送信された積算データは、全て登録され、修正や変更時には変った箇所のデータのみを入力することによって自動的に更新され、以下に説明する各タスクを経由して積算が行われる。この間の所要時間は平均3分位である。

#### 5-2-1 積算入力処理タスク

端末より送られたデータについて、設計書番号等のキー部の論理チェック（新規、修正データの受付可否の判定など）を行うと共に、運用履歴を把握するための全データをジャーナルに記録する。

#### 5-2-2 積算データ合成タスク

積算データの登録、更新、単独チェック及びデータ相互間の関連チェックなどを行う。更に積算処理を効率的に行うため、データに処理順ポイントの付加を行う。

#### 5-2-3 工事費計算タスク

このタスクが実際に積算を行うタスクで、データ中の施工条件と各種マスターファイルから施工単価を計算する。更に数量に単価を乗じて直接工事費を

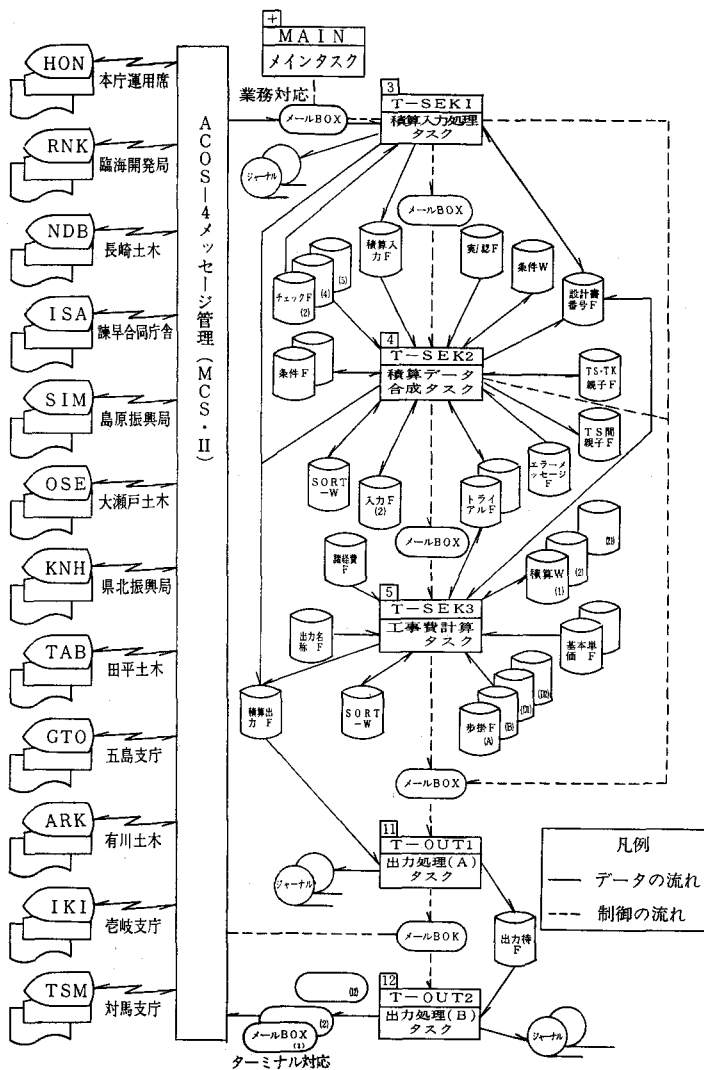


図-6 積算業務の流れ

求め、各積算体系の積算基準によって、共通仮設費から一般管理費までの間接工事費計算等が行われる。そして最後に、各積算体系毎に現行設計書とはほぼ同様の形式で、設計書を編集する。

### 5-2-4 出力処理(A)タスク

このタスクは、全ての業務について、各端末へ送信すべき処理結果(設計書等)を送信可能な形に変換する。

### 5-2-5 出力処理(B)タスク

このタスクも全業務の共通タスクで、送信すべきデータを各端末対応に256文字単位に分割し、ジャーナルにその内容を記録すると共に、メッセージ管理によって端末へ送信する。この際、端末側からデータを正確に受信したか否かのメッセージが返されてくるので、これをジャーナルに記録し、正常であれば次のデータを送信するが、異常な場合は再度送信を試みる。

### 5-3 積算業務の利用法

システムを利用する職員は、積算データの作成及び処理結果のチェック(システムでチェックできない数量等の読み合せ、エラー発生時のエラーつぶし、設計書の妥当性のチェック等)を担当する。



写真-3 積算データ入力状況

データの入力は、キーバンチャーが担当するが、本県のシステムでは、端末機のディスプレイに組込まれたデータ画面にキーボードから直接キーインして表示し、センターへ1画面ずつ送信する方法をとっている(写真-3参照)。

#### 5-3-1 本システムで使用する単価の種類

本システムで使用できる単価は4種類であるが、その内「施工単価」はその内訳である歩掛及び材料等のコードを「歩掛ファイル」に持ち、基本単価は労務、機械損料、資材等の単価で、「基本単価ファイル」に年当たり最大4回の改訂まで対処できる領域をとり、地域資材(地域によって単価が異なる)は最大17地域分の領域を持っている。そのほか、積算者がその内訳歩掛等を定義できる「特殊施工単価」、同じく、名称、単位、単価を定義して使用できる「特殊基本単価」がある。

#### 5-3-2 積算データ

積算データを記述する様式は、①総括データ(KAデータ)②工種データ(KBデータ)③本工事費等明細データ(MEデータ)④共通仮設費明細データ(MKデータ)⑤特殊施工単価データ(TSデータ)⑥特殊基本単価データ(TKデータ)の6種類が準備されている。

これらの様式のうち、①と③は必ず

施工単価コード	S115																																																						
施工単価名称	普通ポルトランド現場練コンクリート(パイブレークなし)		単 位	M3																																																			
規格・適用範囲	1 本表は普通ポルトランド使用による現場練コンクリートの施工単価でパイブレークを使用しない場合に使用する。 2 本表には、材料、混合、打設に要する一切の費用を含んでいる。 3 ミキサは可傾可搬エンジン式で積算する。 4 設計基準強度が135,160,180 kg/cm <sup>2</sup> のものは40mmの粗骨材を、210kg/cm <sup>2</sup> のものは25mmの粗骨材を使用している。																																																						
条 件	(A)	適用区分	表-1による																																																				
	(B)	セメント単価補正	下記による																																																				
	(C)	小運搬補正	下記による																																																				
	(D)	混合打設歩掛補正	下記による																																																				
	(E)	汐待補正	下記による																																																				
A	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">設計基準強度 (kg/cm<sup>2</sup>)</th> <th colspan="4">打設区分</th> </tr> <tr> <th>135</th> <th>160</th> <th>180</th> <th>210</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">0.08m<sup>3</sup></td> <td>I</td> <td>1,1,1</td> <td>1,2,1</td> <td>1,3,1</td> <td>1,4,1</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>2,1,1</td> <td>2,2,1</td> <td>2,3,1</td> <td>2,4,1</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>3,1,1</td> <td>3,2,1</td> <td>3,3,1</td> <td>3,4,1</td> </tr> <tr> <td>IV</td> <td>4,1,1</td> <td>4,2,1</td> <td>4,3,1</td> <td>4,4,1</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">0.20</td> <td>I</td> <td>1,1,2</td> <td>1,2,2</td> <td>1,3,2</td> <td>1,4,2</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>2,1,2</td> <td>2,2,2</td> <td>2,3,2</td> <td>2,4,2</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>3,1,2</td> <td>3,2,2</td> <td>3,3,2</td> <td>3,4,2</td> </tr> <tr> <td>IV</td> <td>4,1,2</td> <td>4,2,2</td> <td>4,3,2</td> <td>4,4,2</td> </tr> </tbody> </table>				設計基準強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	打設区分				135	160	180	210	0.08m <sup>3</sup>	I	1,1,1	1,2,1	1,3,1	1,4,1	II	2,1,1	2,2,1	2,3,1	2,4,1	III	3,1,1	3,2,1	3,3,1	3,4,1	IV	4,1,1	4,2,1	4,3,1	4,4,1	0.20	I	1,1,2	1,2,2	1,3,2	1,4,2	II	2,1,2	2,2,2	2,3,2	2,4,2	III	3,1,2	3,2,2	3,3,2	3,4,2	IV	4,1,2	4,2,2	4,3,2	4,4,2
設計基準強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	打設区分																																																						
	135	160	180	210																																																			
0.08m <sup>3</sup>	I	1,1,1	1,2,1	1,3,1	1,4,1																																																		
	II	2,1,1	2,2,1	2,3,1	2,4,1																																																		
	III	3,1,1	3,2,1	3,3,1	3,4,1																																																		
	IV	4,1,1	4,2,1	4,3,1	4,4,1																																																		
0.20	I	1,1,2	1,2,2	1,3,2	1,4,2																																																		
	II	2,1,2	2,2,2	2,3,2	2,4,2																																																		
	III	3,1,2	3,2,2	3,3,2	3,4,2																																																		
	IV	4,1,2	4,2,2	4,3,2	4,4,2																																																		
	(注) 打設区分は構造物の施工の難易により下記のように分類する。 (I): 捨コンクリート (II): 重力式橋台、頭首工固定部等施工容易なもの (III): (II)、(IV)に属しない中等のもの (IV): 橋本体、水門、機場基礎等施工困難なもの																																																						
(B)	登録されている基本単価による積算が適当でない場合、セメントの1t当たり単価を記入する。																																																						
(C)	本表はコンクリート小運搬として手車20mを計上しているが、これにより難しい時は、表-2を参考として、歩掛増分を記入する。 (表-2) コンクリート小運搬加算歩掛 (人/10m <sup>3</sup> )																																																						
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>距 離</th> <th>40</th> <th>60</th> <th>80</th> <th>100</th> <th>120</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>加 算 歩 掛</td> <td>+0.5</td> <td>+1.3</td> <td>+2.0</td> <td>+2.5</td> <td>+2.9</td> </tr> </tbody> </table>				距 離	40	60	80	100	120	加 算 歩 掛	+0.5	+1.3	+2.0	+2.5	+2.9																																							
距 離	40	60	80	100	120																																																		
加 算 歩 掛	+0.5	+1.3	+2.0	+2.5	+2.9																																																		
(D)	混合打設について構造物の都合により、恒常的に実働4時間以内で打設しなければならぬ場合、労務歩掛を10%割増しするものとし、1.1と記入する。																																																						
(E)	汐待補正を要する場合は、補正率を次のように記入する。 30%補正→1.3 記入できる範囲は1.01~1.30まで0.01きざみである。																																																						

図-7 施工単価条件表

必要であるが、②は設計書の構成として、工種を表示する必要があるとき使用し、④は共通仮設費の積上げがあるとき使用する。また⑤と⑥は各々特殊な単価を必要とするとき使用する。

### 5-3-3 施工単価条件表

積算データは、施工単価条件表をもとにして作成されるが、施工単価条件表は、図-7のような形式で、A～Eまでの5条件によって現場条件等を指示するようになっている。

一般的な施工単価はA条件に集約され、1次元～3次元のテーブル番号（添字に相当する）で表現される。B条件以降は単価、歩掛の補正や、重機械作業能力計算用の係数等の入力領域として使用する。

### 5-3-4 設計書の出力形式

設計書はA4版の大きさで ①設計書表紙 ②設計書のかがみ ③事業費総括表 ④本工事費等明細書 ⑤工事明細書 ⑥共通仮設費明細書 ⑦二次製品費（特殊製品費）内訳書 ⑧支給品費内訳書 ⑨特殊基本単価一覧表 ⑩特殊施工単価一覧表 ⑪施工単価一覧表 ⑫特殊施工単価内訳表 ⑬施工単価内訳表 ⑭設計書裏表紙の14種類の帳票が、必要に応じて順次出力される。

変更設計書では、変更前後が2段打ちで出力され、上段に変更前、下段に変更後が表示される。また、変更請負相当額まで算定することもできる。

## 6. 数量計算業務の概要

### 6-1 処理機能

本システムでは、道路、水路等の線的工事において、横断面図から切盛断面積や法長を拾い、測点間距離による平均断面法等によって算出する数量計算を処理対象としている。更に、道路等において、マスカブ法によって土量配分計画を行う場合に必要となる「累加土量計算」も処理することができる。

### 6-2 座標読取装置

数量計算のポイントは、横断面図上の切土や盛土の断面積及び土羽長や切取法面長等をいかにして拾うかということにある。

従来の三斜法やプラニメータ法或いはスケールアップに代わるものとして、本システムでは「座標読取装置」（写真-4参照）を使用する。

この装置は、横断面図上の現況線及び計画線の変換点のX・Y座標を読み取り、紙テープにせん孔するものでオンラインシステムとは切り離されたオフライン装置である。

写真-4の中央にある平板が座標読取部で、板上を左右に平行移行できるカーソルが付いている。更に、このカーソルには、写真-5のように上下に移動するルーベと、各種のファンクションキー及びテンキーの付いたキ

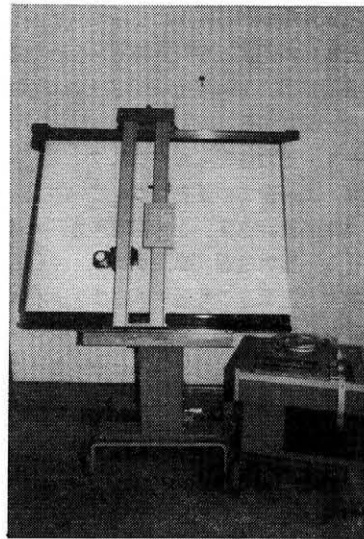


写真-4 座標読取装置

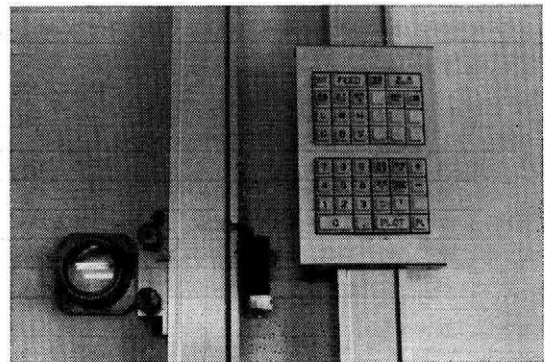


写真-5 読取部拡大写真

ーボードが付いており、このルーベを図面上の変換点に合わせ、キーボードの **PLOT** キーを押すことにより、変換点のXY座標値が、写真-4の右側にあるせん孔装置によって、紙テープにせん孔される。

この装置は、XY座標値を読み取る機能しかなく、座標値から面積又は長さへの変換以降は、オンラインシステムで行うことになる。

### 6-3 数量計算業務の利用法

#### 6-3-1 数量データの作成

数量計算の利用は、前述の座標読取装置によって、数量データを作成することに始まる。

写真-6のように、読取板上に横断面図をセットし、測点毎に切土、盛土、法長等の各工種の変換点をプロットして行く。このほか、数量計算のための情報として、地区番号、縮尺、測点名称、測点間距離、工種コード等を同時に、キーボードを使って紙テープにせん孔する。

#### 6-3-2 オンラインによる処理

このようにして作成された数量データは、端末機のPTR（紙テープ読取装置）からセンターコンピュータへ



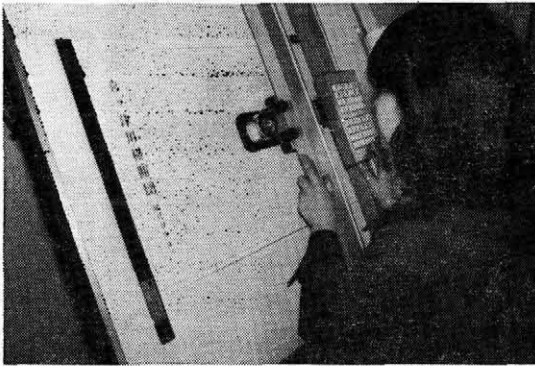


写真-6 数量データ作成状況

送信され、XY座標値から面積又は法長等に変換された後、登録される。

続いてデータの論理チェックが行われ、正常であれば数量計算を行い、即座に数量計算書が端末側へ返送され印刷される。もしエラーがあった場合は、エラーリストが返される。

データの修正は、当初データがすでに登録されているので、エラー箇所或いは修正しようとする箇所のデータのみ再度入力することになる。

本システムでは、前述のとおり数量データを登録しているので、処理区間及び工種を任意に抽出して、必要とする数量計算書を作成することができるが、この場合の

区間及び工種の指定は、積算データと同様に一定の様式を使って、端末機のキーボードから直接入力する方法をとる。

マスク用積算データも同様であるが、計算の対象とする工種コード及び土量換算係数、区間別減失土率、路線外流用土量（搬入、搬出分）等の情報を必要とする。

### 6-3-3 数量計算書等の出力形式

数量計算書及び累加土量計算書は、従来の手書きの帳票とはほぼ同じ様式で端末機のプリンタから出力される。

## 7. あとがき

私達は本システムに“PLANETS”という愛称をつけた。これは、“PLAnning & estimating Nagasaki civil Engineering works Total System”からとったものであるが、いつまでも規則正しく動く“惑星”となることへの願いを込めたものである。

しかし、そのために積算基準等担当部門の充実、システム維持要員の人事ローテーションの円滑化と質的充実等への内部努力を要求されよう。また、各省庁間における歩掛、積算基準の統一についても、機会あるごとに要望を続け、その実現に期待をもつものである。

### (参考文献)

長崎県の積算システム（土木部技術管理室発行）

## 水を活かす

# トリシマ ポンプ

農業用水の安定供給と効率的な利用にポンプは欠かせません。トリシマは、農業用の散水・灌漑・排水ポンプをはじめ上下水道、工業用水道、建築設備、化学、淡水化、火力・原子力発電用などの小形から大形・大容量ポンプまであらゆるニーズにお応えしています。

### 営業品目

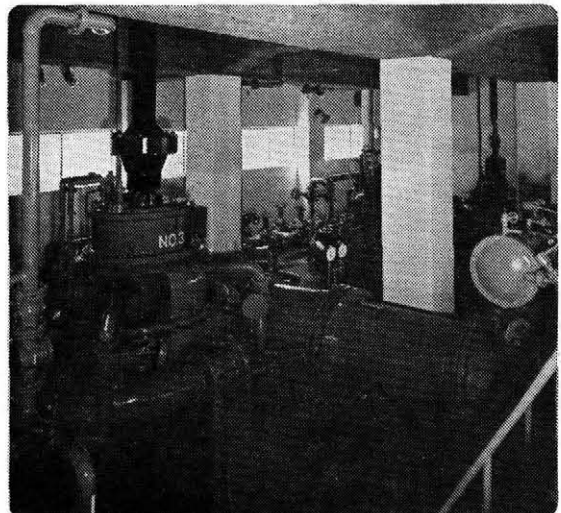
- 各種ポンプ、メカニカルシール
- ラッピングマシン
- 除塵機
- マルチスタッドテンショナ  
(原子炉圧力容器閉鎖用油圧装置)
- コンデンサチューブクリーニング装置  
(西独タブログ社との製作提携品)
- ポンプステーションの設計・施工・アフターサービス



株式  
会社

## 西島製作所

本社・工場 大阪府高槻市宮田町一丁目1番8号  
☎ 0726-95-0551(代)  
営業所 大阪、東京、名古屋、福岡、札幌、仙台、  
広島、高松、那覇、シンガポール



揚水用立軸うず巻ポンプ  
口径 1200×800mm 2000kW 2台他 4台納入  
水資源開発公団殿般戸揚水機場

# 大型開水路におけるライニング工法の検討

穴 瀬 真\*  
白 滝 山 二\*

## 目 次

まえがき.....48	② 各工法の比較検討.....51
1. 開水路のライニング工法.....48	③ コンクリートライニング工法と 大型ブロック工法の比較.....52
① コンクリートライニング工法.....48	3. ライニングの基盤についての検討.....53
② コンクリートブロックライニング工法.....49	① 基盤の処理の方法.....53
③ 大型コンクリートブロックライニング 工法.....49	② 基盤の処理と土質調査.....55
2. 大規模開水路のライニング工法.....50	③ 大型ブロック工法における基盤の処理.....55
① 大規模開水路の大型ブロック工法.....50	まとめ.....55

## まえがき

社会経済の発展に伴って最近の工事規模は大型化、複雑化し、かつ、また施工速度のスピードアップが要求されてきている。加えて産業界における労働力の不足や、人件費の高騰によって、土木工事においても従来の人力中心の作業にのみ依存していくことは不可能であり、人力から機械力による施工へと移行せざるをえなくなってきた。しかも今後ますますその傾向が強まることが予想される。

土木工事の機械化によって作業が人力中心から機械力中心に移行するという事は、単に作業主体の転換にとどまらず、設計、施工を通じて、より高度な技術的対応が必要となってくる。

機械力の土木工事への適用は、施工性の向上、工期の短縮、さらに工事の質の向上を図るとともに、工事費の軽減も可能とするものでなければならない。現在における土木工事の施工技術の進歩の目標もまたここに存するものと考えられる。

本報文はこのような趣旨から、大型用水路におけるライニング工法として、従来愛知用水以後実施されてきたコンクリートライニング工法をさらにプレハブ化し、しかも機械施工による省力化と能率化を図るとともに、構造的にも安定度の高いライニング工法として開発された大型コンクリートブロックライニング工法を取り上げて、主として施工性を中心として検討したものである。

## 1. 開水路のライニング工法

水路ライニングは浸透損失の防止、流水によるノリ面

の侵食防止、水路断面の縮小を目的として施工されるもので次のように分類される。

○硬質ライニング

○皮膜ライニング

○アースライニング

またライニングを材料によって分類すると、セメント、アスファルト、土によるものに分けられ、次のようになる。

○硬質ライニング

○セメントコンクリートライニング

○モルタルライニング

○コンクリートブロックライニング

○大型コンクリートブロックライニング

○ソイルセメントライニング

○アスファルトコンクリートライニング

○皮膜ライニング

○アスファルト膜埋設ライニング

○プラスチック、合成ゴム膜埋設ライニング

○ベントナイト埋設ライニング

ライニング費用は、水路建設費のうちの大きな部分を占めるものである。したがって、水路の規模、地質、その他の立地条件に応じ漏水防止による水の節約、ノリ面の侵食防止、用地の節約などの目的とともに、施工性や経済性を十分検討して、ライニングの工法を選定することになる。しかし従来用いられてきたライニング工法としては、現場打ちのうすいコンクリートライニング工法が多い。次にこれらの中から主なる工法をあげると次のとおりである。

① コンクリートライニング工法

このうすいコンクリートライニングを用いた水路は愛

\* 東京農工大学農学部



知用水事業で大々的に導入され、それ以後豊川用水、香川用水等の各地で採用され施工されて来た。このタイプの水路の構造上の安定は、基盤である土自体の安定によって保たれるものであり、コンクリート材料はノリ面の舗装材として侵食や漏水の防止に必要な厚さだけを与えるものである。したがって、水路の安定を図るためには、しっかりとした基盤をつくった上にライニングを施工することが大切である。

一般にコンクリートの厚さは5~12cmで、実績では10cmが多い。アメリカではむしろ10cm以下のものが多いが、基準としては図-1が用いられている。このう

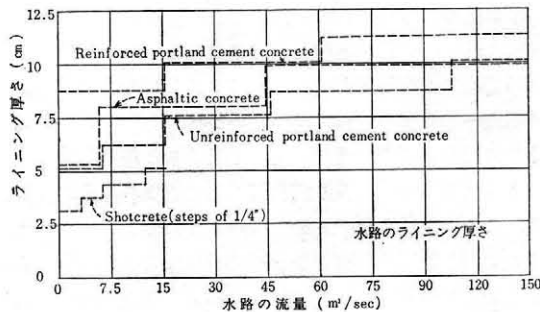


図-1 水路の流量とライニング厚さ (U. S. B. R)

すいライニングのコンクリートを打設するのに、縦断的に施工するスリップホーム、横断的に水路側壁のコウ配にそって施工するスロープホームが用いられる。

この種の型枠の開発は、工事費の低廉化と工事施工のスピードアップを実現させ愛知用水の水路工事に、この方法が導入されて以来、豊川用水、宮川用水等で、この方式によって、うすいコンクリートライニングが施工されてきた。なお、この場合、ホームを引き揚げてコテなどにより表面仕上げをしたのち、養生を行うが、現場打ちコンクリートライニング工法ではこの養生は、重視しなくてはならない重要な工程となる。

### ② コンクリートブロックライニング工法

コンクリートブロック開水路は、既製のコンクリートブロックでライニングするもので、現場打ちのコンクリートのかわりにコンクリートブロックを用いるもので、ライニングの基本的な考え方はコンクリートライニング工法と同じである。

ライニング用ブロックの厚さは、コンクリートライニングと同様、漏水を防止し、ノリ面の侵食防止に役立ち、かつ施工に支障のない程度とし、一般に小水路では厚さ5cm、大水路で厚さ10cm程度のブロックが用いられている。大きさは一辺40cmあるいは50cm程度のものが用いられているが、これは人力でブロックの運搬、据付けを行うという条件から、この程度の大きさになっているものと思われる。

ブロックライニングは一般にモルタル継手となるが、この目地は良質のモルタルを用いて、ブロックの面と同じ面までつめ、つめ込み仕上げする。このブロックライニングでは現場打コンクリートライニングと同様に基盤を注意深く入念に施工する必要がある。ただし基礎地盤の沈下によって不等沈下を起しても、局部的な補修が可能である。

このブロックライニングはブロックをあらかじめ別個に作製することにより、人手が豊富であれば、現場の施工期間を短縮することができる点が特色であり、労力が安ければ経済的な工法といえる。しかし現在のように人件費が高騰していると、人力施工中心のブロック工法には当然限界が生じてくる。

### ③ 大型コンクリートブロックライニング工法

先に述べた従来のブロックライニング工法は、人力作業で施工されるという条件から、一個のブロックの大きさは辺長が40~50cm位のものであり、人力で1~2個運搬できる程度のものであった。これに対して大型コンクリートブロック\*ライニング工法として、ソ連<sup>(1)</sup>などで施工されているものは一辺の長さが2~3mで、これを基盤の上に布設するものである。前述のコンクリート



写真-1 ソ連における大型ブロックの据付け

ブロックライニングが人力中心の布設とすれば、この大型ブロック工法は、機械力中心の布設作業を前提としたものである。

最近わが国でもこの大型コンクリートブロックが開発され、辺長が(5.0~1.0)×(2.0~1.0)mで厚さ10cm程度のコンクリートスラブが製作されている。これを使

\* この大型ブロックはスラブとも呼ばれ、この工法をコンクリートスラブライニング工法ともいう。以後大型ブロック工法と略称して説明する。

用して中国地建管内<sup>(2)</sup>で護岸工のライニングを施工した例があるが、この大型ブロックを用いたライニング工法は、機械施工中心の新しい工法として注目される。

## 2. 大規模開水路のライニング工法

これまで護岸工としてのライニング工法をあげたが、現場打ちのうすいコンクリートライニング、コンクリートブロックライニング、大型コンクリートブロックライニングのいずれも安定性は基礎の安定性に左右されるものであり、ライニングそのものは法面覆工として考えられており、それ故、厚さも10cm内外とうすいものである。

しかしながら、いつの場合でもライニングはうすくてよいかという必ずしもそうではない。もちろん、ライニングの安定性は基礎に左右されるが、ライニングそのものにある程度の構造強度が要求される場合がある。水資源公団の設計基準によれば、例えば水深が1.8m以上あり、水位の変動の大きい水路ではコンクリートライニングでその厚さ20cm以上をとる例を示している。これは地盤の変化に対してある程度の構造強度の必要性、バックプレッシャーによる外力に対しての変形、変位の防止、揚圧力に対する抵抗力の増加、摩耗に対する耐久性の向上、不等沈下、温度変化などによるクラックの発生防止のためである。このような構造強度が要求される場合、ライニングの強度の増大を必要としそのために厚さを増しあるいは鉄筋などの補強を必要とすることにな

る。

うすいコンクリートライニング工法として愛知用水で採用されたときは、コンクリートの厚さは10cm、無筋が水路の標準型式であったが、豊川用水では表-1<sup>(3)</sup>に示すように現場の条件に応じて特殊ライニング水路として、鉄網、鉄筋で補強する形態に変化した。さらに最上川右岸、群馬用水、香川用水等では耐久性、維持管理という面からの検討を加えて鉄筋で補強したコンクリートライニング型式がかなり採用されるようになってきた。

また先にあげた大型ブロック工法は大規模水路において次のような工法によって施工される。

### ① 大規模開水路の大型ブロック工法

前に述べたように、土木工事施工の能率化、施工重機の進展に伴って、従来現場打設が常識であったコンクリート構造物は工場製造となり、その1例として生コンの工場製造一現場までの輸送の形態がとられるようになった。さらに従来は人力で運搬可能な重量のものから重機を使用する大型の製品に変わり、施工性が重視される現状である。この大型ブロック工法もこのような趣旨のもとにライニングの施工性の改善から開発されたものである。このコンクリートブロックは図-2のような長方形の鉄筋コンクリートスラブで、長辺方向に4~5m、短辺方向2~1mで厚さは10~12cmである。この材料の大きさはトラックに積載しうる大きさ（長辺5.0m×短辺2.0m最大）で1ヶの重量は最大約3t弱である。このブロックの厚さはハンドリング時の強度を主体に考えて定めら

表-1 特殊ライニング水路の適用基準と概要

ライニング名称	適用基準	構造概要	
鉄網ライニング	(1) 水路内水位の変動が急激な区間 (たとえば、チェックの上流60m) (2) 地形、土質などが変化する区間 (たとえば、トンネル、暗キョの出入口8m)	9mm丸網を300mm間隔に縦横に配置し、パネル相互を連結。	
鉄筋ライニング	第1種	(1) 地下水位の変動の著しい区間 (2) 長大切土でノリ面安定に不安のある区間	16mm異形網を300mm間隔に縦横に複に配置し、厚さを20~30cmとする。
	第2種	(1) 膨張性粘土、軟弱地盤などの区間	側壁のみ第1種と同じ。基礎にパイル配置。
厚いライニング	(1) 流速が速く水位変動の著しい区間 (たとえば、チェックの下流16m)	厚さを15~25cmとし、9mm丸網を300mm間隔に縦横に配置し、パネル相互を連結。	
遮水ライニング	第1種	地盤が透水性で (1) 漏水により水路の安定に不安のある区間 (2) 漏水が隣接構造物に影響する区間 (3) 漏水によりパイピングの発生する危険のある区間	9mm丸網を150mm間隔に縦横に配置し、継目にゴムシーラーをそう入。アンダードレインを配置し、流出バルブを変更。
	第2種	地盤が透水性で (1) 漏水量が多い区間 (2) 漏水により低位隣接地に悪影響する区間 (3) 第1種の(2)の場合 (4) 第1種の(3)の場合	側壁パネル1/3の位置に盲目地を設け、すべての継目にゴムシーラーをそう入。アンダードレインを配置し、流出バルブを変更。

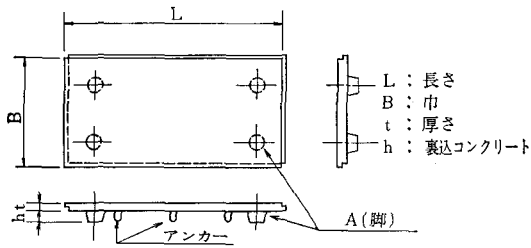


図-2 コンクリートブロックの平面図, 側面図

れ、工場製品であるから、蒸気養生後脱型時の強度が問題となり、脱型時4点で吊上げるが、この段階で製品にクラックが発生したりしないこと、また継目構造も考慮しなければならないということから、ブロックの厚さは最小限で10cmとなっている。

このブロックは重ね据付ができるようになっており、A部は裏込コンクリートを打込むため、法面とスラブとのセパレーターになるブロックの脚(スペーサー)で円形をしている。

この脚の高さが裏込コンクリートの充填厚になる。またより一層裏込コンクリートとの一体化を増すためにアンカー(鉄筋)を取付けてある。

この工法は一種の捨型工法に類似したもので、主要強度はプレハブ部材のブロック(スラブ)がみだし、現場で充てんする裏込コンクリートは重量をおぎなう目的が主になる。

ブロック工法の工程は次のようである。

i) 堤防上に仮置きしたスラブをトラッククレーンで4点吊りにし、法面上まで運搬した後、チェーンブロックで法面こう配に調整する。

ii) 既設ブロックとの目地、基礎コンクリートの面に注意して、マークしたスラブ中心線(横方向)、法面下端のスペーサーを目標として据付ける。

iii) 裏込コンクリート充てん時の浮上り防止具(スラブ上端、下端)でスラブを固定する。

以上の工程は図-3に示すとおりである。

iv) 次に裏込め空間を測定し、確認する。

v) 生コン車からシュートで裏込め空間にコンクリートを充てんする。

vi) 充てんは棒バイブレーターで締め固めをおこない充分に充てんする。

裏込コンクリート配合は実施例によると、次のとおり

表-2 裏込コンクリートの配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	水セメント比 W/C(%)	絶対細骨材率 S/A (%)	単位細骨材量 S (kg)	粗骨材量 G (kg)	混和剤 (kg)
25	18±2.5	4	189	284	66.5	55	990	825	0.114

コンクリート配合は標準養生で  $\sigma_{ck} \cdot = 160 \text{ kg/cm}^2$  と指定

混和剤(ヴァインゾール)  $C \times 0.04\%$

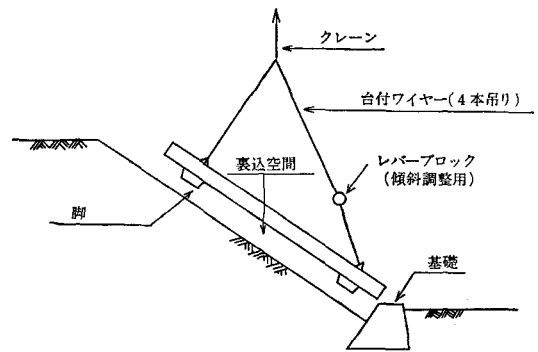


図-3 ブロックの据付け

である。

## ② 各工法の比較検討

いまここで大規模開水路におけるうすいコンクリートライニング工法とコンクリートブロックライニング工法について、比較検討すると次のようになる。

### 1) 施工速度

施工速度は施工機械を利用できるかどうかによって定まってくるし、その速度も施工機械の速度に依存するといえよう。前述したとおりコンクリートブロックライニングのうち、小型ブロックライニングは人力中心の施工方法であり、工事のスピードアップの為に多数の専門技術労働者が必要となり、その結果現時点では工事費は高くなるし、人力の仕事であるからその工事のスピード化にも限界がある。

現場打ちコンクリートライニングは水路規模に合わせて専門ライニングマシンが必要であり、施工速度はスロープホーム、スライディングホームの施工速度に係わってくる。

小水路ではそれぞれ専用のスロープホーム、それから両側を同時にコンクリート打設できるスロープホーム、さらに水路の規模が大きくなると片側ずつのスロープホームになっていく。

これに対し大型コンクリートブロックライニング工法ではトラッククレーンを用いて既製のブロック(スラブ)を搬入、据付け、裏込コンクリートの打設となる。

以上の点から考えていくと機械化施工による省力化や施工速度が問題となる大工事の場合、現場打ちコンクリートか、大型コンクリートブロックライニング工法に選ばれてくる。

## 2) ライニングコンクリートの品質管理

現場打ちコンクリートでは機械施工による施工性のためスランプ等には特に制限が必要となり、また施工に関して、雨天による影響、暑中あるいは寒中打設による問題などが生じてくる。その点ブロックライニングではブロックそのものは工場製品であって、十分な品質管理のもとに製作されたものである。

裏込コンクリートに関しては特に直接流水や気象条件にさらされる現場打ちコンクリート施工に比べて、それほど品質管理等問題にしまなくてもよい。ただ、裏込については、裏込コンクリートの充填をよくすることに注意深くする必要があるし、ブロックと裏込コンクリートとが一体化するようにすることが大切である。

## 3) 維持管理

うすいコンクリートライニングでは基礎地盤である地山土壌の水分の凍上、凍結の影響を受け、クラックを生じ破損、破壊する場合がある。こういう場合、ブロックライニングでは補修が簡単である。補修の簡便さはブロックライニングの長所であり、そのブロックが小さいほど簡便になる。一般的に工法の問題点、特長をまとめることのようになる。

表-3 各種工法の比較

項目	工法 コンクリートライニング	コンクリートブロックライニング	
		小 型	大 型
施工速度	速 い	遅 い	速 い
現場におけるコンクリートの品質管理	必要ある	な し	な し
補修のしやすさ	しにくい	しやすい	しにくい
養生・目地	養生目地は問題になる	継手目地が問題	継手目地が問題になるが小型ブロックほどでない
粗度係数	小さい	大きくなる	小さい
裏込め	なし	充てんしにくい	充てんはしにくい

## 4) まとめ

以上で各工法の特長、利点、欠点をあげた。しかし大型開水路で大工事となり、ある程度の施工の迅速性、経済性が要求される場合にあっては、小型コンクリートブロックライニングでは、その条件には適応しにくい。したがって小規模の水路を除きある程度以上の規模のある工事では、現場打ちコンクリートライニング工法か、大型ブロックライニング工法に選ばれてくることになるものと思われる。

そこで、コンクリートライニング工法と大型コンクリートブロックライニング工法の2工法について詳細に比較検討すると次のとおりである。

## ③ コンクリートライニング工法と大型ブロック工法の比較

### 1) 現場打ちコンクリートライニング

型枠組立て、鉄筋組立て、コンクリート打設、仕上げ、養生というように作業工程の種類が多く施工管理が難しく、多くの手間を要する。班編成で作業を行うとすれば多くの人数を要する。

#### 作業班編成例

機械 クレーン 10t, 電気設備必要  
スロープフォーム  
ウィンチ及架台  
パイプレーター

#### 労務(班編成)

準備 (レール敷設, 養生 etc) 3人  
鉄筋 3人  
打設 上乗り3人+信号1人=4人  
コンクリート供給 ホッパー係 1人  
仕上げ 2人  
ウィンチマン 1人  
クレーンオペレーター 1人

計 15人

コンクリートをスロープフォームを引き上げて打設する方法では、使用するコンクリートはこれまでの豊川用水などの実績ではスランプ6~7cm程度と限定されてくる。このための品質管理がかなり厳密でなければならぬ。

現場打ちコンクリートでは養生に注意しなくてはならない。その為に1日のfulltimeを打設できるわけではなく、仕上げ、養生にかなりの時間を要し、特に非かんがい期の打設では、ノリ面の冬期養生が必要となり、その点注意を要する。

### 2) 大型ブロック工法

この工法における現場の作業はコンクリートブロック(slab)の搬入据付、裏込コンクリートの打設という工程で進められ、作業の種類が少く、手間が少くてすむ、班編成で作業を行うとすれば人数は少くてすむ。

機械 クレーン 10t  
パイプレーター  
据付クレーン

#### 労務(班編成)

オペレーター 1人  
据付 3  
コンクリート打設 4

計 8人

裏込コンクリートでは、コンクリートの品質管理は現場打ちの場合ほどでなく、表面のスラブは工場製品であるため、管理はゆき届いている。コンクリートの品質管

理は現場打ちに比して楽である。

裏込コンクリートの打設で、最も注意すべき点は、スラブの裏側の狭い所に裏込コンクリートを充填することにある。裏込とブロックがすきまなく充填して一体化するように注意する必要がある。このため、裏込め空間をある程度以上大きくしておく必要があり、それに伴って裏込めコンクリートの量も多くなる。

コンクリートブロックの強度は  $350\text{kg}/\text{cm}^2$  位である。これはスラブの運搬、吊上げの操作に伴って、これだけの強度が必然的に要求される。したがって強度では現場打ちより大きいことになる。

### 3) 施工性の比較

次にこの工法の施工速度、施工性について比較検討してみよう。施工方法については、前述したとおりの機械を用いて、それを中心として班編成で行うものとする。

すなわち、現場打ちコンクリートライニングでは、1クレーン、1スロープホームで片側ずつの打設となる。豊川用水の富岡水路の工事実績<sup>(4)</sup>は、16~20m/dayである。コンクリートの打設厚さが鉄筋コンクリートライニングだと厚くなるので、4パネル位とも考えた方が妥当かもしれない。しかし一般に打設進行速度は、16~20m/day となろう。豊川用水の工事ではコンクリート打設では1パネル1時間というペースの施工速度であったときいている。

しかし、これが非かんがい期の冬期施工となると、この施工速度を確保するのはかなり困難になってこよう。養生は被膜養生のみでなく保温養生が、必要となって、気象条件の影響をかなり受けることを考えておくべきであろう。

一方大型コンクリートスラブ工法では、クレーンでスラブの据付け、裏込コンクリート打設という工程になるが、その施工速度は、実績<sup>(5)</sup>によれば、36m/day となっている。この場合の据付け打設速度は季節的影響を現場打ち程受けないと考えられる。

両工法の時間の比較で、現場打ちではコンクリート打設とそのあとの仕上げ、養生に時間を要する。ブロック工法ではブロックと地盤の間の空間に裏込コンクリートを充填するのに時間を要し、この空間が狭いと充填も困難、不完全になり、施工速度はおそくなる。ブロック工法ではこの裏込空間の大きさに最小の限界があり、大きくなれば施工速度はある程度アップする。

したがって施工の速度、施工性の面からだけ考えると、十分裏込空間のある場合の現場打ちコンクリート工法：大型ブロック工法の施工速度=パネル数で4~5：9となり、大まかに考えれば、1：2位の施工速度比となる。この速度比は、大型ブロックの施工速度36m/dayを基礎とするものであるが、これは実績が少く今後調査を要する。しかし、前述したとおり大型ブロック工法

は、工程数も少く、現場養生もあまりいらぬ点などから考えて、現場打ちに比してスピードアップでき、この程度の数値は首肯できる。

大型水路のライニング工法として大型ブロック工法は現場打ちのコンクリート工法に比べて、かなり施工性の点で有利な新しい工法といえる。特にこの工法は施工速度のスピード化が望まれるとき、例えば、日本の農業水利の特殊条件から、開水路のライニングを非かんがい期の気象条件の悪い時に施工する必要がある場合には、その施工法のスピード性が一段とその真価を表わすものといえよう。

### 4) 工事費の比較

工法を決定するときに工事費の factor は、極めて重要な意味をもつ。しかしながら、この工事費の比較は、実際の施工例のような実績でないと条件の設定その他が問題となるので比較は難しい。単純にそれぞれの工事費の費目の中で大きい部分を占めるものを考えると、現場打ちコンクリート工法では鉄筋コンクリート工、スロープホームの経費、養生費、目地費等が考えられ、大型ブロック工法ではブロック据付工、裏込コンクリート工が考えられる。大型ブロック工法では、ブロック据付工、裏込コンクリート工費が、現場打ちのコンクリート工よりもかなり高くなるが、現場打ち工法では養生、目地等のその他費用が嵩むので全体としては、工事費は余り変わらないのではないかと考えられる。しかし、この問題については、実際のいろいろな設計例の中で今後検討を行う必要がある。

## 3. ライニングの基盤についての検討

ライニングは前述したとおり構造物として構造的安定性をそれ自体でもっているわけでないから、ライニングの基礎は注意深く施工することが必要である。このことはライニングがコンクリートライニングであろうとも、コンクリートブロックライニングであっても同様である。

コンクリート構造物を建設する場合、コンクリートの強度自体が問題になることよりも土とコンクリート構造物の接続に問題が存在することが多い。こういう意味でライニングの安定性は土という基盤次第であり、基盤の施工とその接点の施工について注意することが大切になってくる。

ライニングの安定性・耐久性・経済性が得られるかどうかは、基盤の処理の仕方にかかっているといえよう。この意味でライニングの基盤の処理についてこれまでの成果を中心に検討を行った。

### ① 基盤の処理の方法

図-4 左は愛知用水の開水路の標準型式である。ライニングは10cm厚さのコンクリートライニングで、側ノ

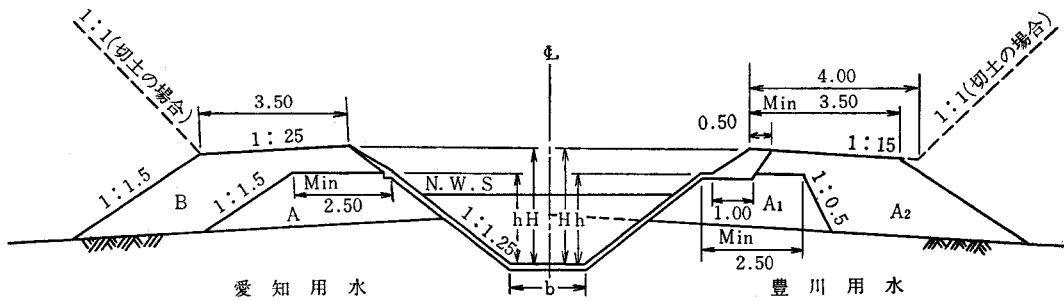


図-4 水路の標準断面図

り勾配 1 : 1.25 である。水路のインバート勾配 1 : 6000 ~ 1 : 5000 の範囲で、流速 0.70 ~ 1.30 m / sec である。

基盤の盛土については、図にみるとおり A, B の 2 つのゾーンに分けて盛土し、A タイプ盛土はまき出し厚 20cm 以下で次のような盛土管理試験要領によって実施した。

$$\frac{\text{盛土乾燥密度}}{\text{J.I.S. 規格による最大乾燥密度}} \times 100 \geq 90\%$$

実際には土の含水比が高く、上記の 90% 以上に達しないことがあるため、次のようにした。

$$\frac{\text{盛土乾燥密度}}{\text{同含水比の J.I.S. 乾燥密度}} \times 100 \geq 98\%$$

B 盛土はまき出し厚さ 20cm 以下で、転圧機械を用いて、締固め回数は最小限 2 回とし、転圧はブルドーザでタンピングローラまたはタイヤローラのけん引で行った。

以上が愛知用水における施工要領であるが、その後、豊川用水の開水路工事にあたって、その経済性・施工性・耐久性・安全性などの面について検討されたが、その問題点の内、特に基盤施工に関するものは豊川用水技術誌<sup>(6)</sup>によると次のとおりである。

先の標準型式の開水路を一様に設計施工したため、広範囲の不良地盤のところの対策として置換盛土などに多大の工事費を要し経済性が失われる場合があり、また急傾斜面の地形にも標準型式の水路を使用したため、長い切土、盛土のり面ができ、安全性に問題が生じた。B ゾーンの盛土において締固め不足でのり面の崩壊があり、A・B 盛土材料の規制が明確でなかったため、透水性・安全性の面で欠陥が生じ、漏水、崩壊の原因となった。

ライニング裏面への雨水の浸入によってライニングが破損する場合があります、バームの横断方向のウ配不足も同様雨水の浸入の原因となった。

盛土後ライニングまでの放置期間の規制がなかったため、放置期間に長短があり、盛土あるいは地盤が沈下し、ライニングにクラックが入った。以上の問題点の反省から豊川用水においては次のような点について改良を加えた。

盛土は標準型式のみではなく、慎重に経済性・安全性・

耐久性などを考慮し、必要に応じて特殊型式を採用することにした。水路型式の場所に合った適性のものを適用することにした。それについては 2 のところで述べたとおりである。

豊川用水の開水路の標準断面も図 4 の右側に愛知用水の水路と比較して示してある。切土盛土のノリ面の長さは、ノリ高 5 m 程度が限度となるようにして、それ以上のところでは必要に応じてノリ面工、特殊盛土工を採用した。

盛土のゾーンは、A<sub>1</sub>、A<sub>2</sub> の盛土間に多少の差はあるが、盛土が最終的に平衡状態になる場合には、ほとんど一様な盛土となることを前提とした。

すなわち A<sub>1</sub> ゾーン：まき出し厚 20cm 以下とし、J I S 標準突固め試験における最大乾燥密度の 90% 以上とする。

A<sub>2</sub> ゾーン：まき出し厚さは 20cm 以下とし、A<sub>1</sub> と同様とするが、材料の含水比が大きく最大乾燥密度の 90% とならない場合には、同一含水比の J I S 締固め密度に対して 98% 以上とするが、このときでも J I S 最大乾燥密度の 85% を下まわらない。頂部盛土の形状・材料・締固めを明確に規制し、バームの横断方向のウ配を急にした。盛土後、ライニングまでの放置期間を規制した。

以上が愛知用水の経験をへて、豊川用水に至るまでの水路の基盤整備に関する施工要領である。豊川用水では基盤整備に関して問題がなく先ず成功したといえよう。したがってライニングの基盤整備について一応の施工法が確立したといえる。

まとめると盛土については、機械によって十分に転圧し、その転圧の状況・締固めの程度について規定を設けて規制している。通水断面側はでき上がりの規定以上に広く締固め、後にその余盛部分を切りつめ、整形仕上げをしてコンクリート打設を行う。規定の締固めによって、密度がえられない場合には、ほかの適当な材料で置換して十分に締固め整形することが必要である。切土についても同様に膨張収縮がいちじるしい粘土などライニングの基盤として好ましくない土が存在する場合には、他の適当な材料で置きかえ、十分に締固めを行って整形

仕上げとする。

以上のような入念な設計・施工により作られた基盤を整形してから、コンクリートの打設を行う。最終的整形は人力等によらざるをえないが、この整形の程度がライニングのコンクリートの食込み量にも関係してくる。

### ② 基盤の処理と土質調査

図-5は Taylor の図表によって、 $H=3.0\text{m}$  とし、 $n=1:1.5$  の開水路斜面の安全率を、粘着力をパラメーターとして、内部摩擦角に対して示したものである。土の単位体積量は豊川用水の事例から  $1.8\text{t/m}^3$  とし、安全率も、1.2とする。

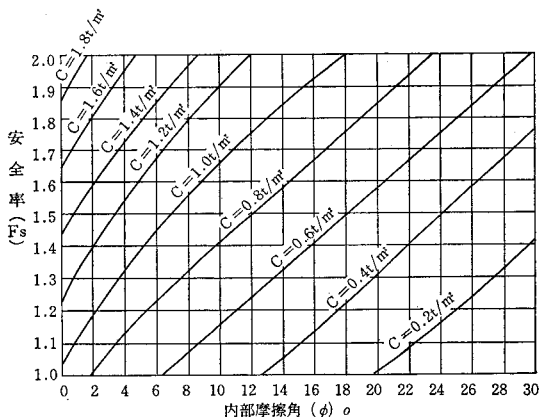


図-5 ノリ面の安全率検討

そうすると  $F_s=1.2$  と  $C$  値との関係は、図-5 から ( $\phi=0$  として)  $C$  値  $=1.2\text{t/m}^2$  以上となる。N 値と  $C$  値の関係は次式で表わされる。

$$C = N / 1.64 \quad \text{そうすると}$$

$$N \geq 1.64 \times 1.2 \div 2 \quad \text{となる。}$$

すなわち N 値がライニング基礎としての判定の境界をなしているといえよう。豊川用水技術誌によれば、N 値が自重沈下のところでは、未処理のまま盛土することができないので、基礎処理として、置換工法、緩速盛土工法、地盤改良工法等について検討を行った。

いまここであげたのは地盤調査の 1 例にすぎないが、土質調査からの基礎整備の手法として今後の方向を示すものであろう。

### ③ 大型ブロック工法における基盤の処理

新工法としてあげたブロック工法の基礎処理工法、スラブの安定工法についての問題点をあげて検討すると次のようなことが考えられる。

水路舗装工として設置されるコンクリートブロックが、変位あるいはさらに破損等の被害を受ける恐れのある場合をあげると、基盤の抵抗の不足、基盤の軟弱のための不等沈下による変形、基礎地盤のせん断抵抗力の不足のため生ずる斜面すべりによる変形・変位、水路水位の急低下により発生する背面過剰水圧による変形・変

位、地下水位の上昇による変形変位、地表水の背面浸入による背面水圧による変位等が考えられる。

これに対する対策として基礎地盤のせん断強度が要求されるので、軟弱地盤は置換工法その他の工法で強化し、滑動・塑性変形・収縮沈下等を予防し、そのためには前述した基礎処理が必要で、余盛状態でローラー転圧、そして切仕上げ工法が適当であり、土羽打ち仕上げは好ましくないと考えられる。

裏込コンクリートに土砂が混入することを防止し、かつ裏込コンクリートの充てんを容易にするために、基礎面を被覆することも考えられる。被覆膜材としてはシート類も考えられるが、摩擦抵抗の低下が予見されるので、スプレーによって、タール、アスファルト、セメントミルク等の被膜を形成することが良いと考えられる。

ブロックは縦横の大きさが異なり、水路の流れの方向に長辺方向を合わせる結果、横断方向には 2~3 枚のパネルをつないで据付けることになる。横断方向に一つのパネルである方が抵抗力は強いと考えられるが、ブロックの運搬上、あるいは裏込め施工の面から横断方向に 2~3 枚のパネルにわかれることは止むをえない。その場合上下のブロックをダウエルバー、あるいはスリッパで連結する。また剛強度を高めるためのタイバーでの連結は効果があると考えられる。

最後に水位急低下あるいは地下水によるバックプレッシャーに対処するためには、ウォーブホールのみでは効果が局部的なので、基本的にはアンダードレーンを基盤に配置することが必要である。

## まとめ

本報文は農業用水路に用いられる開水路のライニング工法について述べ、特に愛知用水以後、主として用いられてきたコンクリートライニング工法とそれに比すべき新しい工法としての大型コンクリートブロックライニング工法をとり上げてその特色をあげ、両工法を比較検討し、大型ブロック工法が施工性の上で注目すべき新しい工法であることを述べた。特に施工性に関して大規模開水路の場合について考察した結果、現場打ちコンクリートライニング工法では、施工はスロープホームを中心として班編成で 15 人、大型ブロック工法ではトラッククレーンを中心として 8 人として、1 日の施工速度はほぼ 1:2 であり、施工性の上では大型ブロック工法がすぐれているものと思われる。

また工事費の点においては、それほど差異がないものと見られるが、これはそれぞれの現場条件によっても変わってこよう。

以上の結果から、ライニング工法としては、施工性の上で、大型ブロック工法が有利な点が多いと考えられる。しかし大型ブロック工法は未だ実績が少く、その施

工のスピードについても実績を調べて検討を加えなくてはならない面が多々あるものと思われるが、非かんがい期という短期間に、しかも気象条件のよくない時期にかなりの距離の工事を行うというような条件においては、この施工速度の速さは大いに意義のあるものといえよう。

直接工事費については、ほとんど差異がないとしても、現場打ちコンクリートライニング工法の場合、工期の短縮を図るためには、水路を多くの工区にわけて施工する必要が出てくる。現場打ち工法の施工速度を、大型ブロック工法並みにするためには、工区の数を倍にする必要がある。そのように工区の数をやすと、準備すべき設備機械のセット数が多くなり、また現場経費の増加などによって工事費全体の上で差異が出てくることも考えられる。また、強度の点においても大型ブロック工法では品質管理された、より強度のあるものが得られると

いえよう。

以上本報文は大型開水路のライニング工法として特に施工性の観点から大型ブロック工法が注目すべき新しい工法であることを述べた。しかし同工法は未だ実績も少なく、今後さらに調査、検討を加えて新しい工法としてその施工体制の確立を図ることが望まれる。

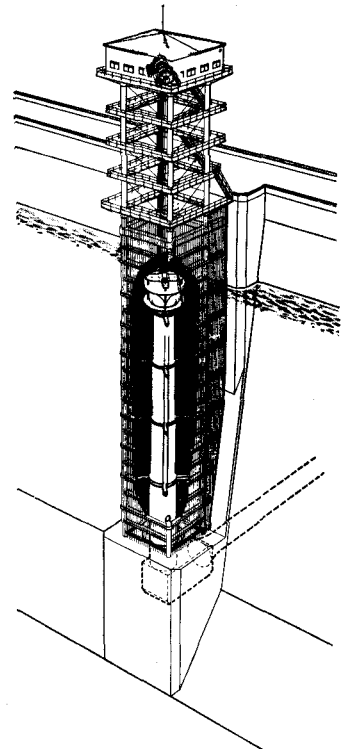
この検討を行うに当たり、多くの人達からご教示を頂き、また真田光夫氏著「水路工法」は特に参考にさせて頂いた。記して厚く感謝するしだいである。

- (1) D. B. Kraaty: Irrigation Canal Lining FAOP.105
- (2) 建設省中国地方建設局中国技術事務所: 護岸工法に関する試験施工調査報告書中技管報, 49-01
- (3) 愛知用水公団: 豊川用水技術誌 P277
- (4) 同上 P.309
- (5) (2)に同じ P.41
- (6) (3)に同じ P.262

# 選ばれて、水を選ぶ。

## ダム選択取水設備でもリードする丸島水門

業界の話題は、いま「選択取水設備」。とりわけ丸島水門のシリンダゲートに注目が集中、各方面からのご発注が相次いでいます。56年春完成を目ざす、高知県仁淀川上流の建設省・大渡ダムもそのひとつ。ダム選択取水設備として建設省が採用されたシリンダゲートの第1号です。取水量は毎秒20m<sup>3</sup>、理想的な水のセレクションによって明日のダムを象徴する存在になることでしょう。



**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  
〒544 ☎(06) 716-8001

東京支店 ☎(03) 242-1972 福岡営業所 ☎(092) 472-5336  
仙台営業所 ☎(0222) 66-5497 札幌出張所 ☎(011) 251-2862  
奈良工場 ☎(07435) 9-2121



# 豊川用水・天伯支線の水管理改良事業について

光岡 史郎\* 白井 伸洋\*  
加藤 貞一郎\*\*

## 目 次

I はじめに	57	4. 自動遠方監視制御に係る維持管理費	64
1. 地域の概要	57	5. 幹線への影響と豊川用水全体から見た水の合理的使用の効果	65
2. 豊川用水で実施された施設の概要とその管理	57	6. 自動遠方監視制御装置に対する管理者の評価	65
3. 事業が必要となった経緯	59	IV 今後の課題	65
II 改良計画の構想	59	1. 自動制御機器の調整	65
1. 水理上の検討	59	2. 天伯FPの水位異状低下	65
2. 制御伝達方式	61	3. 定期点検の実施	66
III 事業実施後の状況	62	4. 段階的水位制御方式	66
1. 取水量と無効放流量	62	V おわりに	66
2. ゲートの稼動状況	63		
3. 天伯FPの水位変動	64		

## I はじめに

愛知県の東三河地方にとって、永年の夢であった豊川用水事業が完成して、既に12年になる。この豊川用水により、東三河地方中でも豊橋市南部及び渥美郡3町の農業は大きく変って来ている。田園の子供ごころをして「豊川用水は神様だ」と言わしめたように今や、この地域の農業にとって豊川用水は無くしてはならないものとなっている。

先進地米国の技術を採用入れ、愛知用水事業の経験を生かして完成したこの豊川用水事業も維持管理に入ると様々な問題が生じてきている。なかでも長大多岐に亘る用水路システムの中で、ほ場を末端とした配水路系と水源を始まりとする送水路系での需要と供給のバランスをいかにとるかという事が大きな課題となっている。

こうした状況のなかで豊川用水の一支線水路である天伯支線が維持管理における問題解決のために、県営かんがい排水事業（水管理改良施設）として昭和48年度に着工し、昭和51年度に完了したので、この事業の概要と完成後の実態を報告する次第である。

### 1. 地域の概要

天伯支線の受益地は東三河地方の南東に位置し、渥美半島のつけ根の天伯原と呼ばれる標高5m～60mにわたる起伏に富んだ掌状の洪積台地が主になっている。概して高台は畑地となり、低位部は水田となっている。この

地は南に遠州灘を控え年平均気温15℃以上に及ぶ温暖な気候で、北に国道1号線・東海道線に接し東西大消費地への交通の便も良い所である。しかし、太平洋戦争が終るまでは国有地として軍用に供され、松を始めとする小かん木の生える酸性のやせこけた荒野原であった。

昭和の初期、この地を包含した用水確保を含む国営開かん計画が樹てられたが、多額の経費を要するという財政的理由と戦争の影響により実現には至らなかった。戦後になると食糧増産と失業対策のため、この地が緊急に開拓されることになり、復員軍人・軍需工場の離職者を中心とした入植者により新農村の建設が進められてきたが、酸性のやせた土壌と水不足に悩み麦・さつまいもすら当初は満足に収穫出来なかった。入植者の多大な労苦により開かん作業・土壌改良は進んだが開かん事業（国営開拓事業豊橋地区）と併行して進められた国営豊川農業水利事業は仲々進まず、その後両事業を愛知用水公団が昭和36年に引継ぎ、完成する昭和43年まで水不足は解消されなかった。

豊川用水が完成すると前後して従来いも・麦が中心であった営農は大きく変わり、春夏作はすいか・トマト・露地メロン、秋冬作はかんらん・大根・白菜を中心とする形態となった。

このようにして当受益地は開拓入植者の労苦が実り、水の利と地の利を生かしたそ菜中心の畑作農業が営まれている。

### 2. 豊川用水で実施された施設の概要とその管理

\* 愛知県農地林務部耕地課, \*\* 愛知県豊橋農地開発事務所

豊川用水の主水源は豊川の支流宇連川に造られた宇連ダムである。宇連ダムの水は下流大野頭首工で宇連川主流と共に取水され大野導水路を経て東西分水工に至る。ここから東西の幹線水路に分流され西部幹線は末端蒲郡市まで、東部幹線は末端渥美町まで導水される。幹線水路は台形又は矩形の開水路を主体としてサイホン・トンネルより成り、適所に水位調節のチェックが設けられている。西部幹線の中間と東部幹線の中間及び末端には調整池が造られ、豊川の洪水導入をして水源ダムとしての役割を計ると共に長大水路の水管理の調整を行っている。天伯支線はこの東部幹線のほぼ中間地点より分岐し、他の支線水路の大部分が管水路であるのに対し、規模が比較的大きいことにより上流は開水路・下流は管水路となっている。

幹線から取水する天伯支線取水口は手動スルースゲートで操作される樋管式分水工型式であり、直下流のスパーリングメーターにより瞬時（アナログ）、積算（デジタル）の流量が把握可能である。取水口下流は開水路、暗渠、トンネル、サイホンよりなり天伯ファームポンド

（以下F・Pという）まではオープン水路形式で、途中4ヶ所の側溝余水吐型式のチェック工（以下c、hという）がある。天伯F・Pは約4,900 $\text{m}^3$ の容量を持ち、その下流は閉塞式管水路の天伯及び豊栄管水路となる。天伯F・P上流には西山、伯藻、渚木の主要分線があるが、これらは開放式管水路である。天伯支線には畑かん揚水機場が11地区あるが、その内西山分線掛りの2機場は各々固有のF・Pを持ち、その他9地区は天伯F・Pを共有している。

これら施設の管理は、水源及び幹線水路を水資源開発公団（以下公団という）、支線水路を豊川用水土地改良区連合（以下連合という）、末端水路を単区土地改良区が連絡を取りながら各々行っている。単区土地改良区の中には管理区、管理班が組織されており天伯支線の管理体制及び方法は図-2のとおりである。

配水管理は末端受益者からの取水希望を受けて公団が頭首工、幹線からの取水口を、連合が分線の操作を行う訳であるが、取水希望と配水には時間的なズレもあり、需要と供給のバランスをとるのは困難であるのが実情で

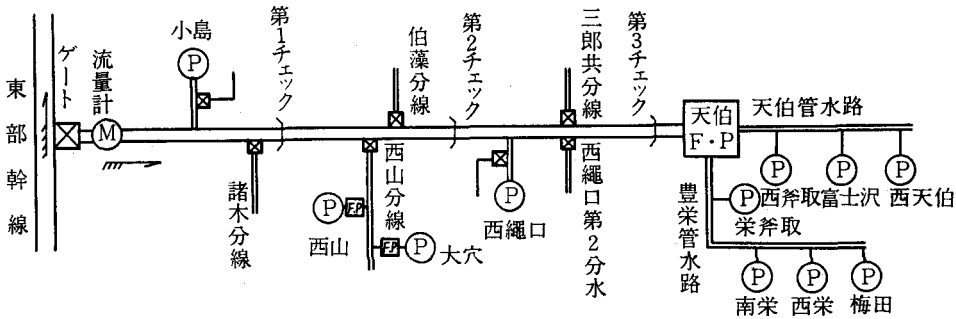


図-1 天伯支線平面略

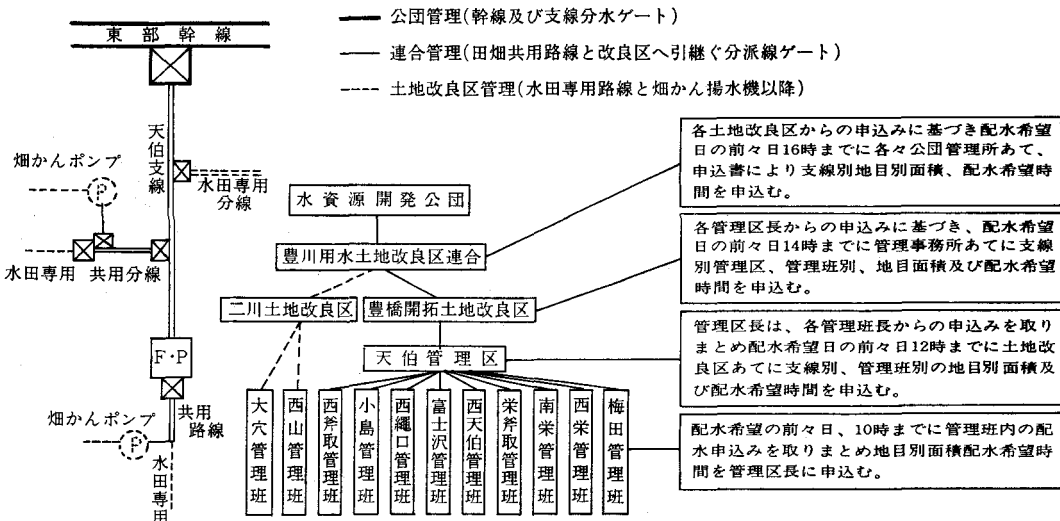


図-2 天伯支線管理体制模式図

ある。

### 3. 事業が必要となった経緯

豊川用水通水後、建設当時想像しなかった様々な問題が起って来た。昭和46年頃から水路内で蜆が大量に繁殖し、ポンプストレーナー、給水栓等に目詰りを起すことが度々重なり、これを契機に地元では施設の改良の声が高まった。一方、水管理における無効放流も管理者及び県の間では課題とされていた。これらを改良するには現行の事業制度では対応が困難であったので国へ新規事業制度の要望が行なわれた。これにより昭和48年度から、かんがい排水事業の中で水管理改良施設として水管理のシステム化、施設機能の改善化が図れることになり、特に問題が大きい天伯支線が、地元の要望もあり全国に先がけて県営事業として採択される事となった。

天伯支線の問題点は次の三点である。①支線形態が上流は開水路、下流は閉塞式管水路であり、その接点にF・Pがあることより幹線からの配水（供給）とは場での水使用（需要）が合致せず、水需給の過不足がF・Pで調整しきれないことである。供給過剰はF・Pより排

水路に無効放流され、供給不足は水の自由取水が出来ないばかりか管水路に空気を吸い込み、その管理(空気抜)に多くの手間がかかっている。②蜆の異状繁殖により水路、ポンプ、スプリンクラー等にかん水障害を起し、その除去に苦勞をしていた。③天伯支線に掛る8揚水機場は起動停止が手動であり、他の多くの揚水機場が自動運転であるのと異なり一日の定時間内のかん水しか出来ず、いつでも自由にかん水出来ない不便さがあった。

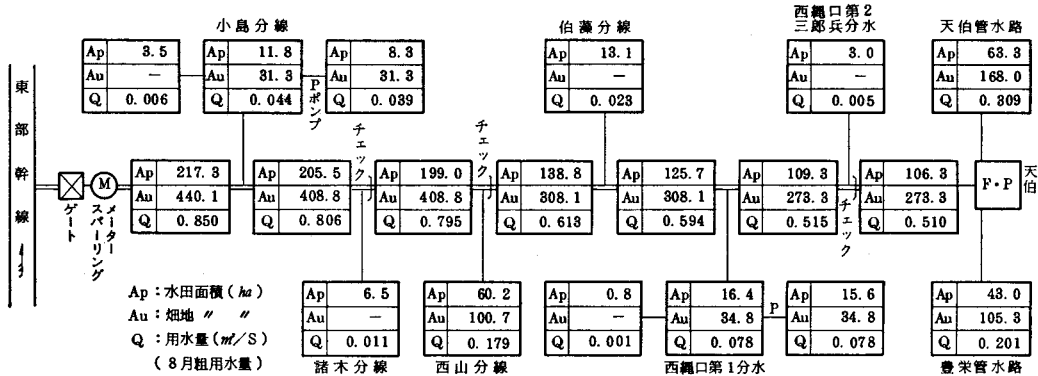
この解決のために、本事業は①取水口自動遠方監視制御装置の設置②揚水機場の無人自動運転化（圧力タンク方式）③除塵器の設置（AT式）を行い、昭和51年度に完了した。

本報告はこの事業の中で①取水口の自動遠方監視制御装置についての計画と実施後の状況を以下に述べることにする。

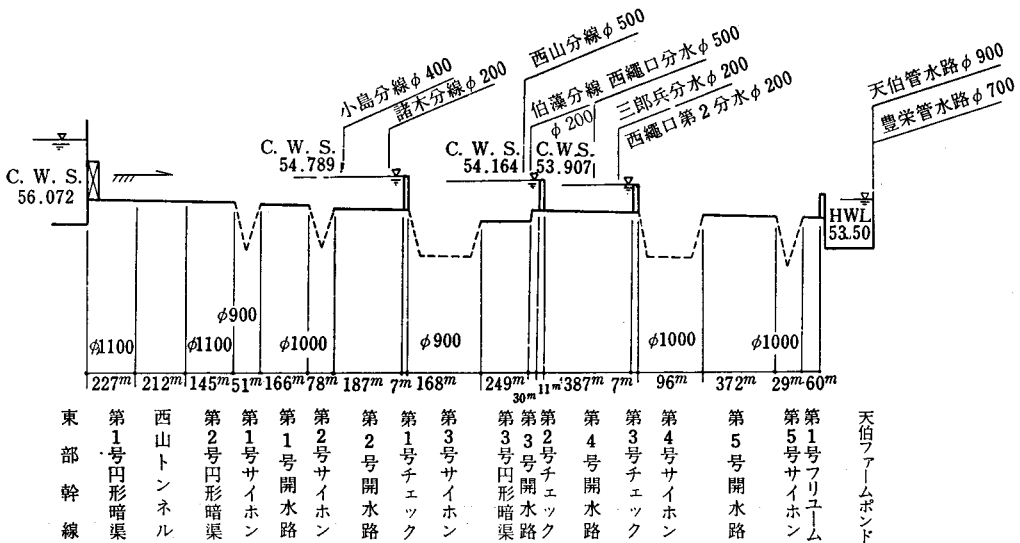
## II 改良計画の構想

### 1. 水理上の検討

#### (1) 水路の形態とF・P容量



図一 3 天伯支線用水系統図



図一 4 天伯支線縦断略図

天伯支線の用水系統，縦断，平面の概略は図3，4，1に示すとおりである。

水路形態を大別すれば，支線の基幹部分は開水路であり，分派線では天伯F. P上流は開放式管水路，天伯F. P下流は閉塞式管水路となっている。東部幹線からは日定量配水（24時間一定通水）であり，開放式管水路分線も日定量配水である。しかし，天伯F. P下流閉塞式管水路及び畑かん揚水機場は構造上，日変動取水（時間変化取水）となっている。言い換えれば末端は場では需要優先の自由取水である。このため日定量配水と日変動取水の水量調整は主として天伯F. Pが行うこととされている。

問題は前述したように，このF. Pで無効放流なり水位異状低下を起すことである。ではF. Pの容量に問題があるのであろうか。

豊川用水事業の設計基準F. P容量（Vf）は次式で示される。

$$Vf = \frac{D/E}{8.64} (24-T) 3.6Au \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{①式}$$

ここにD：作物日消費量（mm/day）

E：かんがい効率

T：日かんがい時間

Au：かんがい面積（ha）

豊川用水においては，Dは6.2mm/dayで，23時間かんがいとしているから， $D = \frac{6.2}{23} T$ なる関係が成立し，①式のVfはDの関数（2次方程式）となる。いまE=0.8とすれば，Vfの最大値を与えるDは $\frac{dVf}{dD} = 0$ と置いて，D=3.2で与えられる。また，このときのTは，上述の関係式から12時間となる。

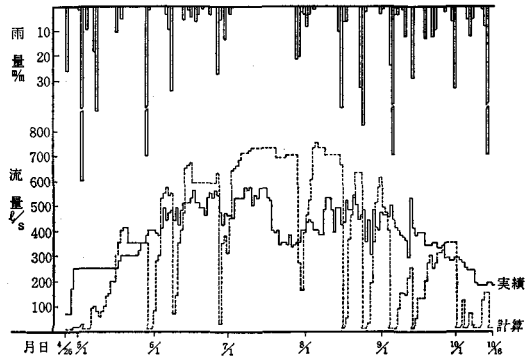
以上のDとT，Eを①式に代入すると次式を得る。

$$Vf \approx 20Au \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{②}$$

これを天伯F. Pにあてはめると  $Vf \approx 20 \times 273 \approx 5466 \text{ m}^3$ となる。

現実の天伯F. Pの容量は総貯水量で4,900m<sup>3</sup>，有効貯水量（天伯管水路への流入必要水深以下は控除）は3,000m<sup>3</sup>であり②式算出容量より小さい。設計当時の考え方は不明であるが，これは水田と畑がF. Pを共用していることから，畑地かんがいの調整が水田水量をクッションに使えなかったのではないかとと思われる。それでは20Auあれば問題はないであろうか。理論式の前提条件は「日流入量=日かんがい量」としている。実際の日かんがい量は末端個人の自由取水となっており，水利計画どおりでなくその予測は難しい。F. P容量が仮に20Auあったとしても過不足の問題は起る。天伯支線の取水実績と計算補給量を対比させれば図5となる。取水実績と計算補給量が大幅に違っていることがこの図より判り，いかに末端使用量の予測がたてにくいかが理解される。

幹線から配水された水が末端では如何に利用されているかという点では，天伯F. Pでの観測結果で年間F. P



図一五 S48夏期取水実績，計算補給量対照

流入量の32%が末端に利用され，68%がF. P余水吐から無効放水されているという報告\*1がある。また，天伯支線西山分線西山F. Pでの連合観測でも同様な観測結果がある。西山F. Pは20Auの容量を持つが天伯F. Pと同様な無効放流があることから，末端は自由取水させ幹線からは日定量配水する管理形態をとる場合，使用量の完全な予測が出来ない限りF. P容量は20Auに予測誤差量（日定量配水量と日かんがい使用量の差）が加算されなければならないと考える。

### （2）水管理施設の改良方式

本支線での水の過不足を解決する方法として次の各案が考えられた。

- ① 幹線からの取水は末端需要に応じ日変動取水させる方法。
  - a. 全支線を閉塞式管水路に改良する。
  - b. 支線開水路の c. h を上流優先の固定堰から，下流優先取水の自動可動堰とする。
  - c. 揚水機及び分線の流量に応じて幹線からの取水口ゲートを開閉する。（流量制御）
  - d. F. P及びc. hの水位に応じ幹線からの取水口ゲートを開閉する。（水位制御）
  - e. 幹線からF. Pまでの開水路を幹線壁高まで嵩上げし支線開水路を幹線の一部とする。
- ② 幹線からの取水は日定量取水とし，変動量の対応は支線内で調整させる方法。
  - a. F. Pの容量拡大をする。
  - b. 近隣の既設ため池へ水路を連絡し，F. Pの役割をさせる。

各案を技術的・経済的に比較検討した結果①-dの水制御方式を採用した。

### （3）水の到達時間と各地点の必要水位

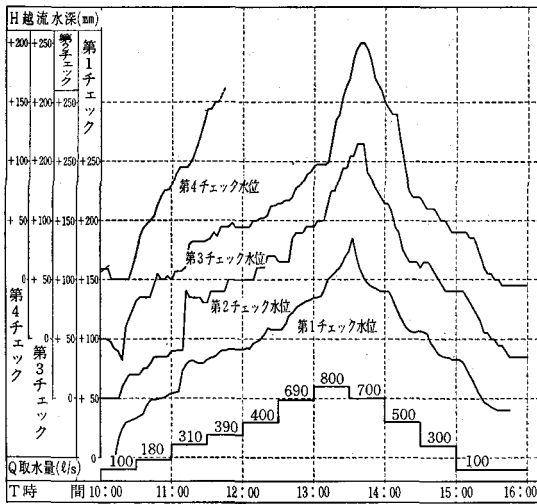
水位による取水量の制御を行うために水の到達時間について現地での流量観測と電算によるシミュレーション

\*1 星川和俊外：豊川用水のファームボンドにおける水使用特性とその効率に関する実証的研究，農土論集(62) P. 26

表一 水位制御システムの基本事項

項目	通常必要水位	絶対必要水位	日定量分水量	日変動分水量
第1チェック	54.780以上	54.266以上	0.017m <sup>3</sup> /S以内	0.068m <sup>3</sup> /S以内
第2チェック	54.164以上		0.179m <sup>3</sup> /S以内	
第3チェック	53.985以上	53.356以上	0.024m <sup>3</sup> /S以内	0.091m <sup>3</sup> /S以内
ファームポンド	53.50 以下	52.60 以上		0.215m <sup>3</sup> /S以内

ン\*2を行い、図6, 7, 8に示す結果を得た。また、水路の水理計画上のc. h水位(通常必要水位)、ポンプサクション及び分水口が空気混入しないための水位(絶対必要水位)、開放式管水路の分水量(日定量分水量)、支線に直結する揚水機水量及び閉塞式管水路分水量(日変動分水量)の諸元は表1である。



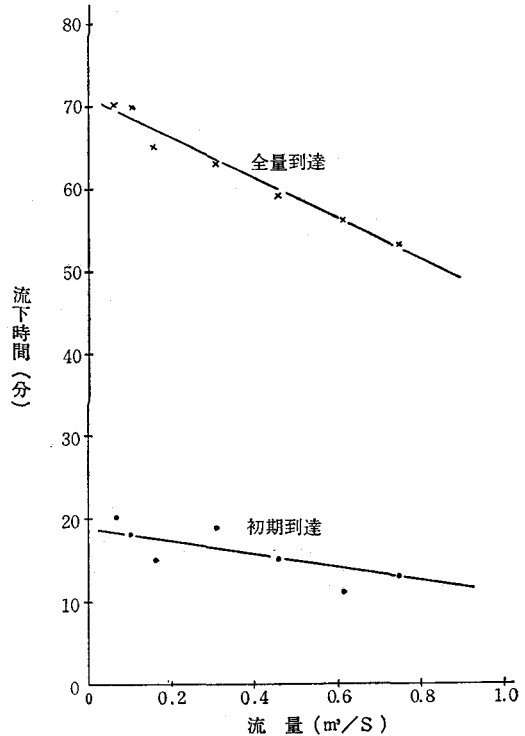
図一6 水の到達時間現地通水試験(取水口～チェック)  
※取水口で30分毎に取水量を変化させ、その時の各地点の水位変化を3分毎に実測する。

この結果、取水口から第1 c. h, 第2 c. h, 第3 c. h及びF. P各地点への水の到達時間は各々15分, 20分, 25分, 35分とし、各地点での調整容量(通常必要水位～絶対必要水位間の容量)は250m<sup>3</sup>, 130m<sup>3</sup>, 240m<sup>3</sup>, 2,500m<sup>3</sup>であるので、これを最大分水量で除した時間48分, 8分, 26分, 113分と比較したところ第2 c. hに問題は残るが、その他地点では現施設で水位制御が可能であると判断した。

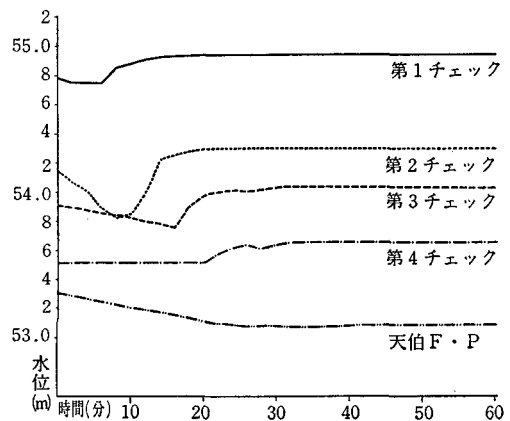
## 2. 制御・伝達方式

### (1) 制御の基本方式

天伯支線の場合、水の過不足は天伯F. Pに表われることから、このF. P水位と取水口ゲートの開閉を自動的に(電氣的)に連絡させることを基本とした。単純に満水位でゲート閉、低水位でゲート開のON-OFF液面



図一7 水の到達時間現地通水試験  
(取水口～ファームポンド)



図一8 水の到達曲線(各地点の水位変化)  
※取水口で1.0m<sup>3</sup>/S流下させ、同時に各分水が最大取水した場合の各地点の水位変化と時間との関係を表わす。(電算シミュレーション)

\*2 農林水産省農業土木試験場 白石, 岩崎阿氏による

リレー方式が機構的に簡単であると考えたが、取水流量変動量が大きく、幹線水位（流量）への影響及び支線水路の安全対策を考慮して、取水流量変動量が小さいと考えられた段階的水位制御方式を採用した。

制御に対して次の項目を基本とした。

- ① F. P の水位検出は5段階とする。
- ② F. P だけの水位では水路中の状態が把握出来ないで、第2 c. h の水位も制御させる項目とする。  
(第2 c. h は前述のとおり到達時間に比べ調整容量が小さいのでこれをカバーする意味も含める)
- ③ 夏期と冬期では取水量が異なるのでゲート開度を変える。(冬期は夏期の概ね1/2とする)
- ④ 日定量取水する分水口もあることから、取水実績を検査し期別にベースフローを流す。
- ⑤ 第2 c. h 水位による開指令はF. P 水位による開度に1段階を加算させる。
- ⑥ 水位検出には波浪の影響によるゲートのハンチングを避けるためタイマー等の不感帯を設ける。
- ⑦ 水位の設定、ゲートの開度は機器据付後に試運転テストを繰返し最終決定する。

## (2) 制御監視伝達方式

自動遠方監視制御を行うため、取水口、第2 c. h、F. P に子局を設け、それらを統轄して新局を設置した。制御する対象は取水口ゲートの開閉であり、制御するための情報（指令）はF. P 水位及び第2 c. h 水位である。記録する事項はF. P 水位・ゲート開度・取水口

水位とし、監視事項は第2 c. h 水位及び制御機器の障害（ヒューズ断、回線異状、制御異状）とした。

伝達方式は有線方式とし、制御には応答のスピードは若干遅いが雑音に強く、段階情報を伝送するのに適したトーン搬送方式とした。監視には少量情報を伝送するのに適したアナログ搬送方式を採用した。また、水位計と局とは近距離であるので、アナログ直流直送方式（DC 4～20mA）とした。伝送線路は雷による誤操作、事故等将来の維持管理面から考え、地下埋設ケーブル方式を採用し、直流直送部は $2^2 \times 6^c \times CVVS$ （ビニール絶縁ビニールがい装ケーブル）線を塩ビ管で保護し、搬送部には $0.65\text{mm} \times 5\text{P} \times \text{CPEVT} \times (\text{FE}) \text{ZU}$ （ポリエチレン絶縁コルゲートがい装ビニール防蝕ケーブル線）を使用した。

自動遠方監視制御装置の概要を図-9に示す。

## (3) 機器据付後の検査

ゲート開度と流量の関係は現地実測により図-10のデータを得た。これを基にゲート開度取水量を表2のとおりとした。F. P 水位の設定は試験通水の結果を参考に、最終的に図-11のとおり決定した。第2 c. h 水位は越流が確認できれば良いとして、c. h 固定堰の越流水深5mmに設定した。

## III 事業実施後の現況

### 1. 取水量と無効放流量

事業の1目的であった天伯 F. P の無効放流量はどう

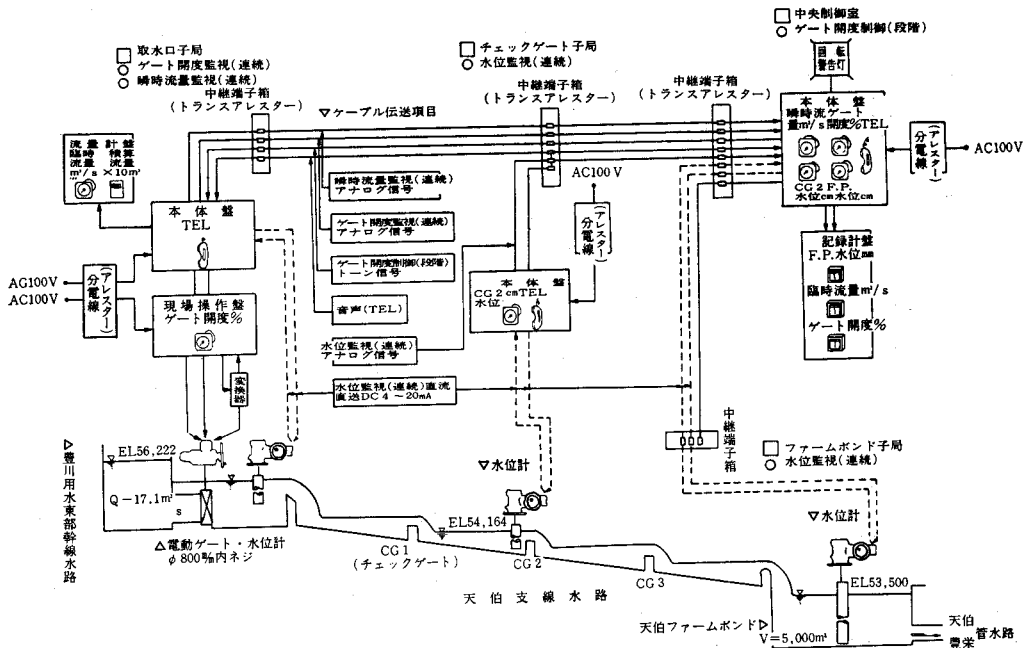
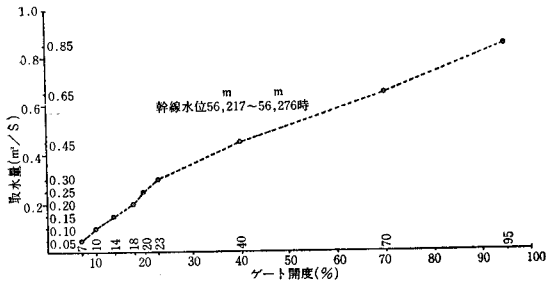


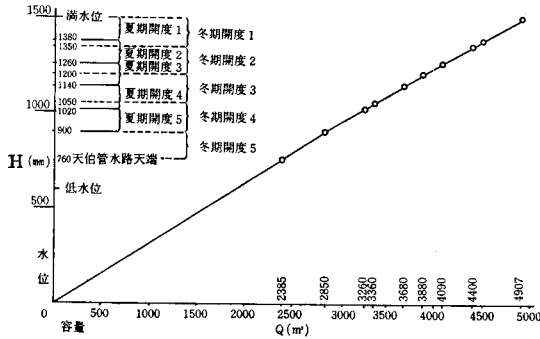
図-9 自動遠方監視制御装置模式図

表一 2 ゲート開度取水量

段 階	ゲート開度%		流 量 $m^3/s$	
	夏	冬	夏	冬
1	18	7	0.20	0.05
2	23	10	0.30	0.10
3	40	14	0.45	0.15
4	70	18	0.65	0.20
5	95	23	0.85	0.30



図一 10 ゲート開度一取水量



図一 11 天伯ファームpond Q-Hと水位設定

なったであろうか。事業完了後、昭和52年から54年の天伯 F. P 水位記録をみると、無効放流している状況（満水位より上の水位）は見当らない。無効放流は皆無となったと言って良いだろう。当然のことであるが、支線全

体の取水量も事業実施前と比べ低下している。工事前の昭和44年～51年の年間平均取水量は704万 $m^3$ であったものが、工事完了後昭和52年～54年では509万 $m^3$ となり、約200万 $m^3$ /年の節減となっている。この点からみれば、事業目的の一つは充分果したと言える。なお、各年の雨量について検討すると、昭和52年～54年の年平均総雨量、有効雨量とも昭和44年～51年に比べて少い。雨量が少ない程、幹線からの取水量が増すはずであるので、実際の効果は前記数字以上のものがあると言える。

取水実績を表一3に、雨量データを表一4に示す。

2. ゲートの稼動状況

流量変動を急激に起さないために5段階水位制御を計画したこと、あるいは波浪の影響により、ゲートがハンチング現象を起さないかが計画当初から心配された。昭和52年～54年のゲート開度記録（自記）より稼動回数が読取れるので、その状況を表一5に示す。

表一 3 天伯支線取水実績

単位：千 $m^3$

年度	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	計
44	206	856	870	660	1157	1045	427	121	99	104	68	115	5728
45	209	688	901	1032	1346	1103	493	352	86	214	194	222	6840
46	273	839	1158	1379	1434	739	360	311	321	277	251	268	7610
47	356	1015	1326	1064	1166	1080	602	292	299	268	242	175	7885
48	222	768	1245	1222	1195	963	466	182	221	191	201	214	7090
49	264	819	1252	1008	1213	705	419	252	278	300	243	262	7015
50	309	572	1323	1394	1195	1198	278	192	167	300	200	268	7396
51	293	736	900	1051	1340	987	504	244	238	187	146	144	6770
52	182	776	900	1034	973	706	319	146	116	99	97	107	5455
53	149	626	777	1010	1170	681	309	208	176	167	153	161	4534
54	191	586	974	905	998	593	220	169	154	155	171	163	5279

表一 4 年間雨量の状況

単位：mm（水資源開発公団豊橋管理所観測）

区分	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	備 考
有効雨量	1300	1171	1398	1596	1164	1536	1403	1531	1264	994	1288	5 mm～80mの範囲内
総雨量	1409	1335	1709	1788	1234	1833	1531	1615	1370	1071	1493	

表一5 天伯支線自動ゲート稼働回数

年度	月 項目	月												備考
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
52	日平均回数	11	12	15	10	11	9	13	9	9	1	3	5	年間日平均9 年間日最大42
	日最大回数	27	28	33	23	20	41	13	36	42	12	8	32	
53	日平均回数	5	10	11	8	13	4	8	6	6	4	6	5	年間日平均7 年間日最大48
	日最大回数	35	17	18	21	24	13	48	34	21	40	15	21	
54	日平均回数	7	5	13	15	14	10	5	4	5	5	5	3	年間日平均8 年間日最大34
	日最大回数	20	19	25	24	23	20	18	15	27	34	10	19	

3年間の日平均ゲート稼働回数は約8回であり、比較的少いと言えるが、最大日稼働回数は48回に及ぶものもある。また、一日一度もゲートが動かない時もある。このような現象は特異なケースではなく、毎年、毎月起っている。稼働回数が特に多い日の日記録を調べると、不特定な短時間の間に開閉を繰り返している。この原因が何か不明であるが（波浪によるものか、機器の誤動作によるものか、第2 c. h の水位制御によるものか）開閉の間隔が第2 c. h の水の到達時間に近い点から、c. h 水位制御を開閉両方に働かせたためでないかと推定している。

3. 天伯 F. P の水位変動

天伯 F. P で水位の異状低下を起させないことが事業の目的の一つであったので、F. P 水位記録からこの点について考えてみる。水位記録によれば計画の低水位（F. P 満水位より90cm下り）以下になり、空気混入を起すケースが年数回はある。この回数は事業施工前と大差ない。この原因は自動ゲートの前面に従来よりある手動スルースゲートにあると考える。何故なら、この手動ゲートは常時全開されておらず（従来の日定量配水の管

理方法を踏襲）F. P の水位が低下して自動ゲートが全開しても、手動ゲートによる取水量の規制がかかるからである。即ち、現状は無効放流は解消されたが、水位異状低下は手動ゲート操作により解消されていない。手動ゲートを全開にしておけば良い訳であるが、天伯支線の流量変動に伴い東部幹線への流量変動が起り、下流部配水予定水量に不足を起す場合があるという理由から全開にされていない。現状であれば、プラス側の影響はあってもマイナス側の影響は無い訳である。また、昭和52年～53年は豊川が濁水であり、豊川用水全体が節水を行っていた時でもあって、天伯支線だけが自由取水出来るのは全体の用水管理からみれば不合理である。末端自由取水を容認した水管理システムはこのような節水という観点に立てば誠に不都合であり、今後の課題である。

4. 自動遠方監視制御に係る維持管理費

自動化した事によって必要となった維持管理費は、電気料金と記録の用紙代のみであり、これを表7に示す。この維持管理費は取水ロケットに係る分は公団が負担し、c. h 及びF. P に係るものは連合が負担している。現在までの維持管理費は極めて少ないが、これは機器の

表一6 天伯 F. P の水位変動

単位：cm

年度	月 項目	月												備考
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
52	月最高水位	0	0	0	0	-10	0	0	0	0	0	0	0	満水位を0 "
	月最低水位	-40	-45	-125	-35	-50	-40	-130	-20	-125	-15	-55	-60	
	日最大水位変化	45	25	55	20	25	25	95	25	75	10	46	25	
	日最小水位変化	0	10	12	10	10	10	10	10	10	6	4	5	
53	月最高水位	-18	-55	-20	-20	-22	0	0	0	0	-5	0	-5	
	月最低水位	-105	-120	-125	-120	-77	-116	-130	-55	-78	-42	-47	-40	
	日最大水位変化	35	50	70	30	45	85	115	30	30	20	20	20	
	日最小水位変化	10	5	10	10	5	3	5	5	6	5	5	4	
54	月最高水位	-2	0	-7	-13	-13	0	0	0	-6	-12	-5	-12	
	月最低水位	-70	-45	-115	-118	-70	-87	-37	-40	-50	-47	-44	-40	
	日最大水位変化	30	45	55	90	38	78	20	15	15	17	20	20	
	日最小水位変化	6	0	5	5	5	5	5	5	8	7	1	7	



表一 7 天伯支線自動化施設の維持管理費（人件費除く）

年度	豊川用水土地改良区連合管理分			水資源開発公団管理分		合 計
	5 A 電 灯 甲	15 A 電 灯 乙	記 録 用 紙 代	15 A 電 灯 乙	1 kw 動 力	
52	10,516円	32,850円	一 円	16,852円	3,171円	63,389円
53	10,044	32,621	27,000	20,036	3,322	93,023
54	10,891	37,275	21,600	21,739	3,106	94,611

（注）用紙代以外は全て電気代である

メーカーサイドの点検を行っていないからである。通常、このような自動化装置の維持管理費は建設費の数％は必要とされており、天伯支線の自動遠方監視制御の工事費は3,700万円であるので、年間100万円程度は必要である。定期点検等を受けていない理由は、①今まで大した故障がないこと②定検費用が高いことによる。

完成後の機器の故障は雷による電動ゲートのセイミッター交換が1回必要になっただけである。この交換はメーカーの無償アフターサービスを受け管理者の負担になってない。雷対策としては過電流を吸収する役割を果たす自復ヒートコイルが事故防止を行っているが、過去3ヶ年の間にc.hゲート受電盤で6回、取水口の屋内盤で4回、このヒートコイルのアルミ箔に穴が開いていることが確認されている。この自復ヒートコイルは50回まで穴が開いても良い容量を持っているので、50回までにコイルを交換すれば良い仕組みになっている。この穴あき回数10回は誘雷があったことを示し、それを防止したと言える。

5. 幹線への影響と豊川用水全体から見た水の合理的使用の効果

自動化後における天伯支線の日流量変動量（取水口地点）は冬期で通常10～20 l/s程度、最大でも100 l/s程度であり、夏期では通常100 l/s、最大200 l/s程度である。計画では冬期最大250 l/s、夏期最大650 l/sの変動量を考えていたが、思ったより変動量が少い。この程度の変動量は東部幹線流量の数％程度の範囲の内であり、しかもプラス側に大部分働くので幹線への影響は配水管理上問題無いと言える。

天伯 F. P で無効放流が自動化後無くなったと前述したが、この水が東部幹線下流で無効放流されているのは実質上の効果は認められない。幸にも、東部幹線下流端には初立池（有効貯水量160万 $m^3$ ）が在り、この初立池掛りで天伯支線の無効放流相当分200万 $m^3$ /年は利用されていると考えられる。初立池の運用状況は表8のとおりであり、年平均800万 $m^3$ は洪水時以外の河川の有効自流及び宇連ダム有効放流量を初立池掛りで利用している。これからも、天伯支線の無効放流されなかった200万 $m^3$ は初立池掛りで利用され、ひいては豊川用水全体で有効利用されていると判断される。なお、初立池には年数回の無効放流があるが、この放流量の記録は無いものの量

表一 8 初立池の運用状況

単位：千 $m^3$

年度	池掛年間 総使用量	洪水 導 入 量	洪水 導入 回数, 日数	無 効 放 流 回 数
48	13,156	4,007	45日	8回
49	12,851	1,999	45日	8 "
50	12,752	844	24日	9 "
51	9,378	2,409	66日	2 "
52	10,226	3,778	16回, 54日	4 "
53	8,221	5,356	19回, 57日	5 "
54	9,939	2,229	16回, 31日	8 "

的には大したものではないと言われ、この放流が有る事で前記判断が左右されるものでないと考えられる。

6. 自動遠方監視制御装置に対する管理者の評価

- ① 無効放流が無くなった。
- ② 遠方監視が出来るのはF. P 親局であり、管理者が常駐する連合及び公団管理所での監視が出来ない。このため毎日現場まで巡視に行かなければならず、人件費等は施工前と大して変わらない。
- ③ 天伯 F. P 水位が低水位以下に下らないように計画されているが、従前のように異状低下をし、下流水路が空気混入する場合がある。
- ④ 天伯支線下流の東部幹線流量为天伯支線変動取水のため把握しにくい。
- ⑤ 定期点検を行いたいのが費用がかかり過ぎて中々出来ない。

以上が実際に管理している連合及び公団の担当者の意見である。

IV 今後の課題

1. 自動制御機器の調整

自動ゲートの稼動状況で述べたとおり、ゲートの開閉が短時間内に行なわれる場合がある。この原因を解明する事がゲートの耐用年数を延ばすこと、事故の防止を図ることのために必要である。このためには今後、現地でのハンチングに似た状況を示す時の第2 c. h 水位、天伯 F. P 水位、支線流量を把握し、検討することが必要である。

2. 天伯 F. P の水位異状低下

天伯 F. P が水位異状低下をしている時の幹線からの

取水量は計画最大取水量をいずれも下廻っていることから、水位異状低下の原因は自動ゲートの前面にある手動ゲートに起因するものと考えられる。天伯支線の日変動取水による幹線への影響は極めて少く、天伯 F. P の水位異状低下を防止するため、手動ゲートを全開にすることを管理者間で検討されることを要望したい。

### 3. 定期点検の実施

現在重大な故障もなく、無事故で運転操作されていること、経費が多く要ることから定期点検がおこなわれていないが、毎年全部の点検をしないまでも少しずつローテーションを組んで点検整備をすべきである。これが施設を長持ちさせることにも繋がり、長い目で見れば、維持管理費を安上りにするのではなからうか。

### 4. 段階的水位制御方式

急激な日変動取水を緩和するためと取水変化に敏感に対応するためから5段階にも分けた水位制御を行ったが、単純な2点水位によるON-OFF制御でも良かったのではないかとも思ったりする。現施設で各々のケースについてテストが可能であるので今後比較検討が望まれる。豊川用水では新たに水源確保を主たる目的とした国営かんがい排水事業が着工されんとしており、その関連事業として県営水管理改良事業が大部分の支線で計画されている。この計画の参考となるためからも天伯支線のこれらテストが期待されている。

## V おわりに

最近の農業用水の水管理システムには、機械的電氣的な自動化施設が積極的に採り入れられる傾向にあるが、

将来の維持管理を考え、土木施設的に対応出来ないものとか人的管理より有利なものだけを採り上げ、簡単な装置にすべきであると考えられる。ややもすると建設費だけを考え計画設計されるが、維持管理費を含む比較設計・検討が必要である。また、最近の電気・電子工学の発達は目覚ましく、農業土木技術者はこれらに十分な知識を持ち合わせる人が少ないので、設計にあたりメーカーの意見を安易に受け入れ易い。これらの面から農業用水のための水管理システムの指針及び自動遠方監視制御装置のマニュアルが作成されることが必要である。

本事業を計画していく上で効果算定をしたが、水の節減効果は現行土地改良計画基準上は考えられなかった。しかし、計画上の効果算定には見込まれないが、現実の期待する効果の一つには水の節減効果があり、実施後の実態からその効果は認められた。即ち、実態論から言えば水の節減効果はあるが、計画論的にはその効果はない。この原因は現行の土地改良設計基準と農業用水の取水実態が異っているからである。このため、実態に見合った土地改良設計基準（水利計画）の改訂が必要であると考えられる。また、農家の側も水管理には経費がかかるものであり、水管理をきめ細かく行う事が水源開発と同じ意味を持つものであるとの認識をすべきである。水の管理に関係する者がこの点をより啓蒙しなければならぬと思われる。

最後に、本報告を書くにあたり資料の提供等御協力頂いた公団、連合の担当の方々に感謝の意を表する次第である。

## 訂正記事

編集の手違いにより前号の中に余分な記事が挿入されましたので、下記の通り訂正していただきたく、お詫びしてお願い申し上げます。

### 記

前号（第41号）の報文「川西ダムの工事経過と試験湛水」の文中、20頁右段25行目（○積雪及び融雪期の最低降水量、……）以下21頁左段1行目より14行目（○最低降雪量……～……全量湛水可能である。）迄を削除すること。

# 野洲川地区における送水路集中監視 制御システムについて

瀬 古 良 勝\*  
出 原 均\*\*

## 目 次

<p>1. はじめに.....67</p> <p>2. システムの機能及び特徴.....68</p> <p>3. システムの概要.....68</p> <p>  3-1 回線構成.....69</p> <p>  3-2 監視計測.....69</p> <p>  3-3 バルブ制御.....69</p> <p>  3-4 第2段ポンプ及びITV制御.....70</p>	<p>3-5 通 話.....70</p> <p>4. システム構成.....70</p> <p>  4-1 中央管理所装置.....70</p> <p>  4-2 副管理所装置(第2段揚水機場).....73</p> <p>  4-3 子局装置.....74</p> <p>5. おわりに.....74</p>
---	--

### 1. はじめに

農業用水は上工業用水等に比較して作付体系や天候等による流量の季節変動が大きく水需要の変動に応じた断続通水は避けられない。その結果として配管内への空気混入の機会が多くなり、エアハンマーやウォーターハ

ンマーを引き起すこともしばしばである。こうしたことから例えばポンプ直送式の場合、ポンプの運転開始時にはパイプラインを制水弁により幾つかのブロックに区切り、ポンプに近い方より順次混入した空気をブロック単位で排除しながら末端へ配水する必要がある。

本システムはパイプライン組織の通水過程における電

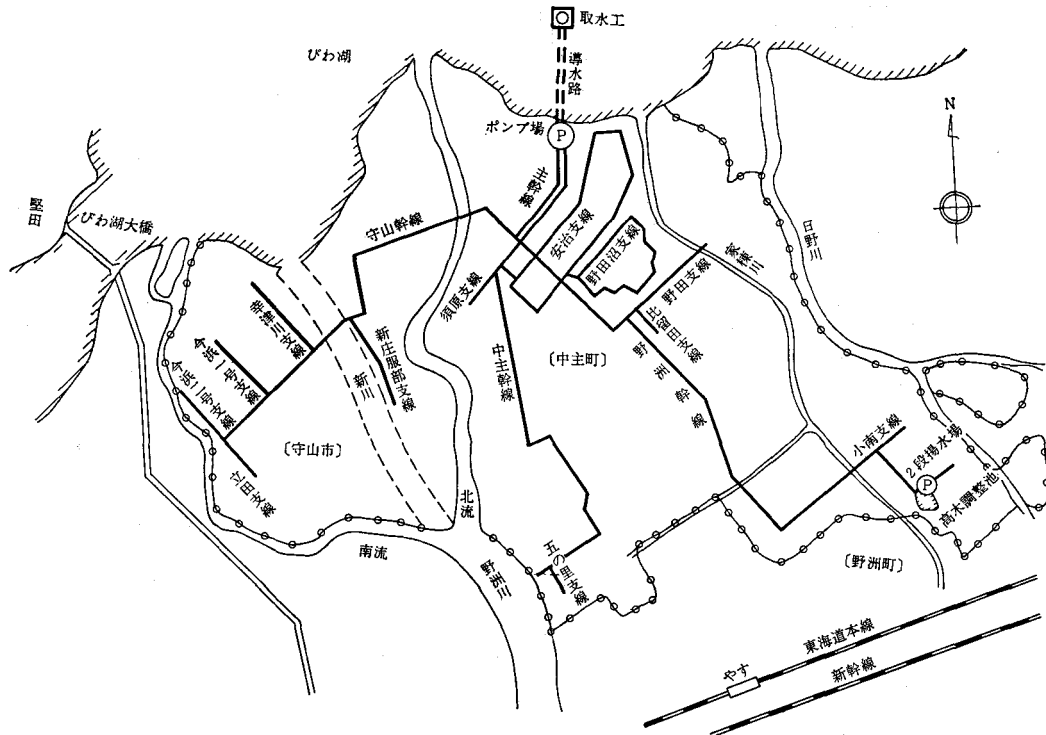


図-1 計画一般図

\* 滋賀県農林部耕地指導課  
\*\* 沖電気工業(株)制御システム技術部

自動制御弁を安全に且つ迅速に開閉制御すると同時に、施設の情報を一元的に把握し、天候や末端の水需要に応じた適正な水配分と日常送配水業務の合理化を目的としたものである。

## 2. システムの機能及び特徴

- (1) 中央管理所と各子局を結ぶ伝送路には電々公社の専用電話回線（D-1規格）を使用している。
- (2) 各子局からの流量、圧力、水位、バルブ状態及び第2段揚水機場の受電状態等の監視計測情報は設定モード時間毎に収集され、グラフィックパネルに模式的に表示される。
- (3) 収集された各幹線の流量、圧力及び第2段揚水機場の水位、雨量等は情報処理装置（CPU）で処理され、タイプライターによる時日報の作表と色別打点記録計による連続的な変化の記録が行える。また各施設への制御と機能異常の発生時刻、異常箇所、操作・異常内容、動作結果、復帰時刻等はシステムライターへ印字記録される。
- (4) バルブの制御は各バルブを個別選択する手動制御と

自動制御装置（シーケンサー）による全バルブの自動開閉が可能である。その場合の操作卓の自動モードの設定変更は容易にできるように考慮されている。

- (5) 各施設に重故障（例：バルブ故障、局舎火災警報等）が発生した場合は M. S（Master Station）からのポーリングに優先する緊急信号で自動制御の停止、警報ができる。
- (6) 対向方式を1:N方式としているので、M. Sに故障が発生した場合は、障害が全局に波及するため、M. Sの共通部を二重化し、手動切換スイッチによるハードロジックのバックアップ機能をもたせている。
- (7) M. Sと各子局間はデータ伝送を優先とする自動切換によって、必要な打合せ連絡ができる電話機能を有している。

## 3. システムの概要

野洲川地区は滋賀県の湖南に位置し、中主町と守山市野洲町の一部を含む野洲川下流域に広がる約2,200haの水田地帯で、建設省の野洲川新川の開削を契機に、3地区のは場整備事業とともに農業の近代化を図るため、湖

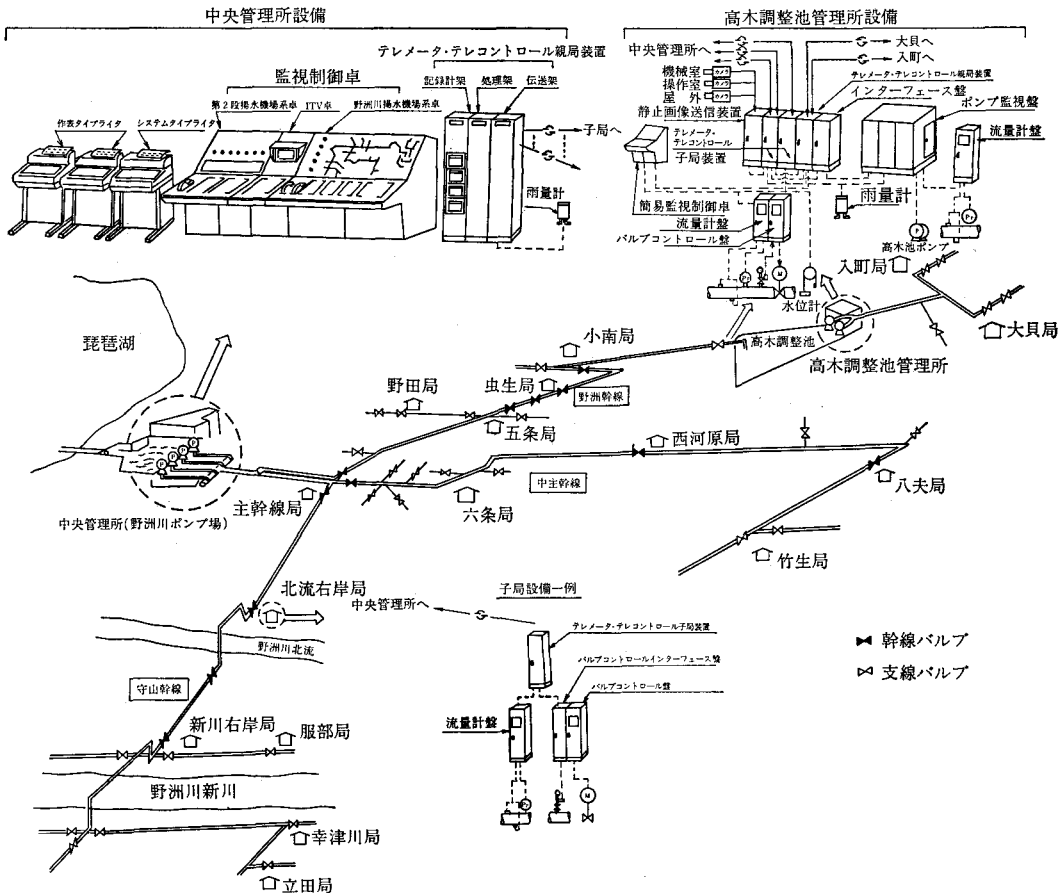


図-2 システム構成図

岸の揚水機場とパイプライン組織による県営かんがい排水事業として昭和45年に計画された。その後、琵琶湖総合開発計画による湖水位の低下にも対応できるよう計画変更が行われ、昭和55年度にはほぼ全域に給水している。

このシステムは、広域に散在する分水工、流量計、調整池等の施設と33kmにも及ぶ幹線送水管を安全かつ合理的に管理運用するため、10ヶ所の流量計、圧力計の監視計測と43ヶ所の分水バルブの開閉制御を中央管理所（第1段揚水機場）で行えるようにしたものである。

全体システムは送水路系とポンプ系に分けられる。送水路系は野洲川揚水機場をM.Sとする主システムと高木池第2段揚水機場をS.M.S (Sub Master Station) とする副システムに分割し、さらにS.M.Sは主システムのR.S (Remote Station) として機能するものとしている。第2段ポンプ系には1:1 (D-1.4W) の専用伝送路を設け、バックアップ機能としてITV (静止画像伝送装置) を備えている。

### 3-1 回線構成

#### (1) 送水路系

親局と子局間は1:N方式で接続され市外回線に関連する子局は維持費(借用料)を考慮し新川右岸局、高木局で服部、幸津川、立田局に分岐する回線中継方式を採用し、市外回線の回線数を最小限に抑えている。大貝、入町局については副管理所でも制御を行なうため別に親局を設置し1:1で結ばれている。

#### (2) ポンプ系

親局と子局は1:1方式の4線式回線で接続され、上り回線はテレメータ信号と静止画像信号を切替えて使用している。

### 3-2 監視計測

#### (1) 呼出局の選択

呼出局選択スイッチにより全局、幹線別、幹線の組合せ、個別の呼出パターンを持つ。

#### (2) 呼出時間間隔

呼出間隔設定スイッチで連続、30分、1時間、3時間任意の時間間隔で呼出を行う。ただし伝送路に専用回線を使用しているため基本的には連続呼び出し定時処理(1, 3, 6時間、任意)として運用している。

#### (3) 再呼出

子局の呼出を行い応答が得られなかった場合は再呼出しを行い、それでも応答が得られない時は次局へ移る。

#### (4) 異常呼出

子局からの異常呼出信号を受けた時は割込んで該当子局の呼出しを行う。

### 3-3 バルブ制御

#### (1) 手動制御

手動操作で任意の子局を呼出し制御を行う。

#### (2) 自動制御

あらかじめ組み込まれたプログラムに従ってバルブの開閉/全閉制御を行うもので一斉、幹線別、幹線組合せ

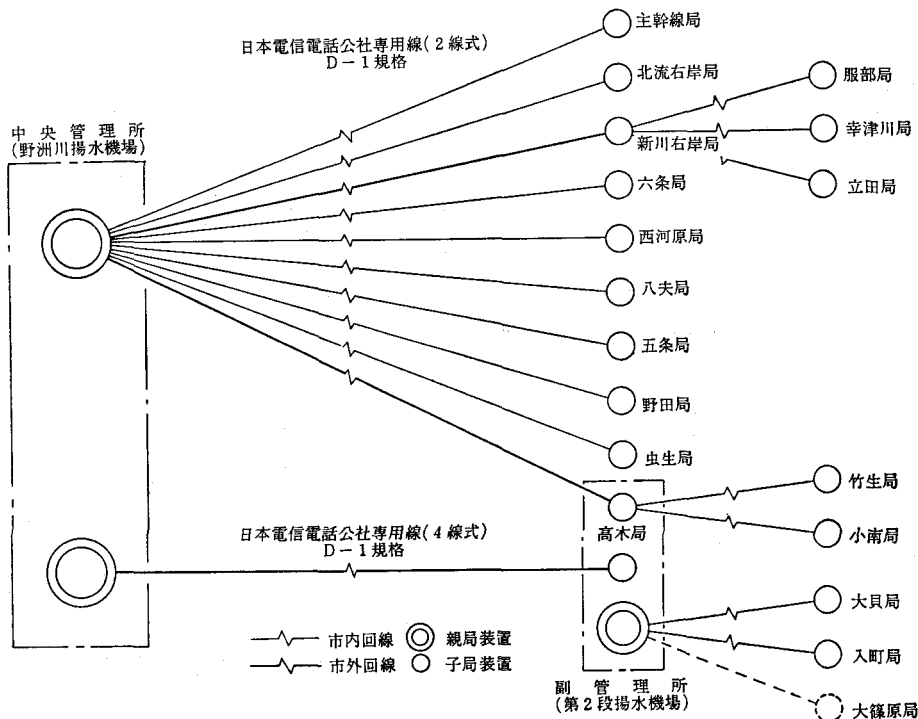


図-3 回線系統図

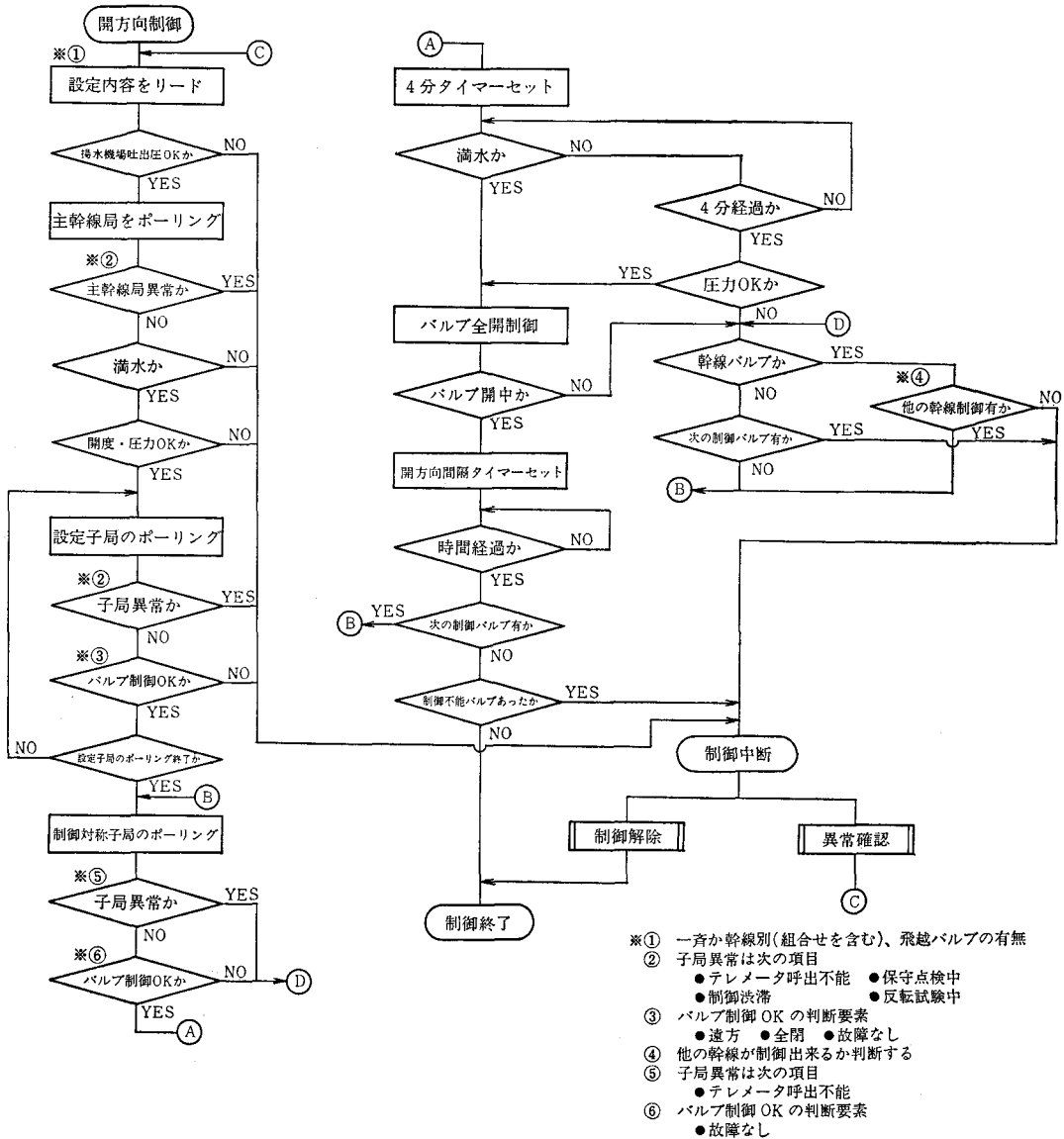


図-4 バルブ開方向シーケンス自動制御フローチャート

の3つのパターンがある。図-4にシーケンス自動制御の開方向基本フローチャートを示す。

### 3-4 第2段ポンプ及びITV制御

第2段ポンプの制御はできるだけ現場のマイナーループによって処理し、遠方制御を簡素化して、シャ断器の入切と圧力設定器の制御を基本としている。

ITV制御はポンプのテレコントロールとの切換えにより、カメラ位置、送信装置電源、照明灯等を制御できる。画面は3台のカメラによって17ポイントが選択できるようにしている。

### 3-5 通 話

連絡用の電話は音声呼出方式で、テレメータ/テレコントロールと自動切換で使用されるが、データ伝送が優

先される。

## 4. システム構成

図-5に総合システム系統図を示す。

### 4-1 中央管理所装置

図-6に中央管理所の装置の構成を示す。

#### (1) 伝送装置

本装置は操作卓Aからの制御信号を受け対応する子局にその情報を伝送するとともに子局からの監視計測情報を受信し操作卓A及び記録計に出力する。また処理装置からの制御符号を受けこれを変調して対応する子局にその情報を伝送するとともに子局からの監視計測情報を復調し処理装置へ送出する。この他自局の監視計測情報を

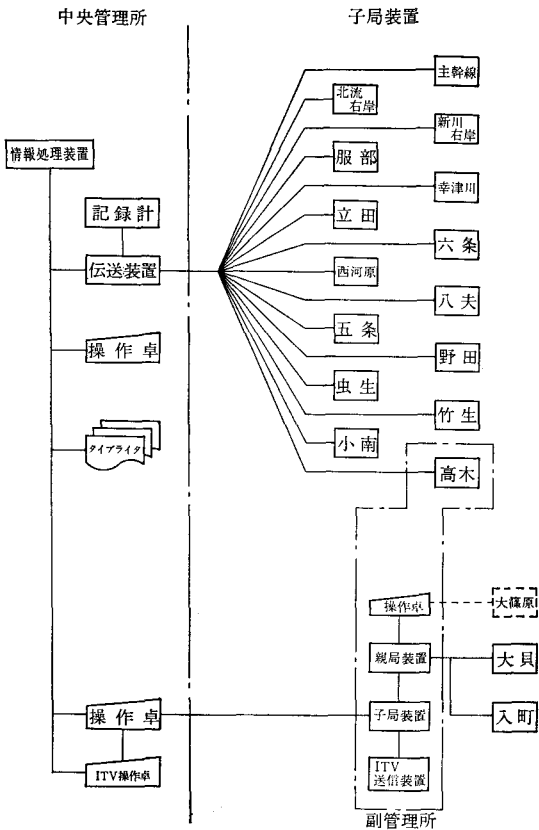


図-5 総合システム系統図

処理し操作卓A及び処理装置に出力する。また各子局からの異常呼出信号を検知し処理装置に出力する。

(2) 処理装置

本装置は中央管理所の機能の中核でありMP 8080-CPUを使用し各種の演算処理、制御処理等を行うものである。本装置のプログラムの構成を図-7に示す。

① 制御

手動制御と自動制御モードを有し、手動制御の場合は操作卓Aからの制御操作に基づいて対応する子局のバルブ等の制御を行う。自動制御の場合はあらかじめ定められた制御順序に基づいてバルブの全開/全閉制御を行う。この場合、パイプラインを制水弁によってブロックに分け、ブロック毎の単数又は複数の電動制水弁の上流側で且つ最後に空気が排除される地点に設置される空気弁に組み込まれた満水検知器からの満水信号により、該当ブロックのパイプライン中の空気が完全に排除されたことを検知し、該当電動制水弁を開閉制御する方式を採用している。

この方式は該当バルブの制御開始前に満水状態を確認しているので安全で、且つ(開中信号)により次の電動弁の制御に移行する手段をとっているため制御のスピード化を図ることができる。

② 計測

伝送装置を介して子局を呼出し計測データを収集し、

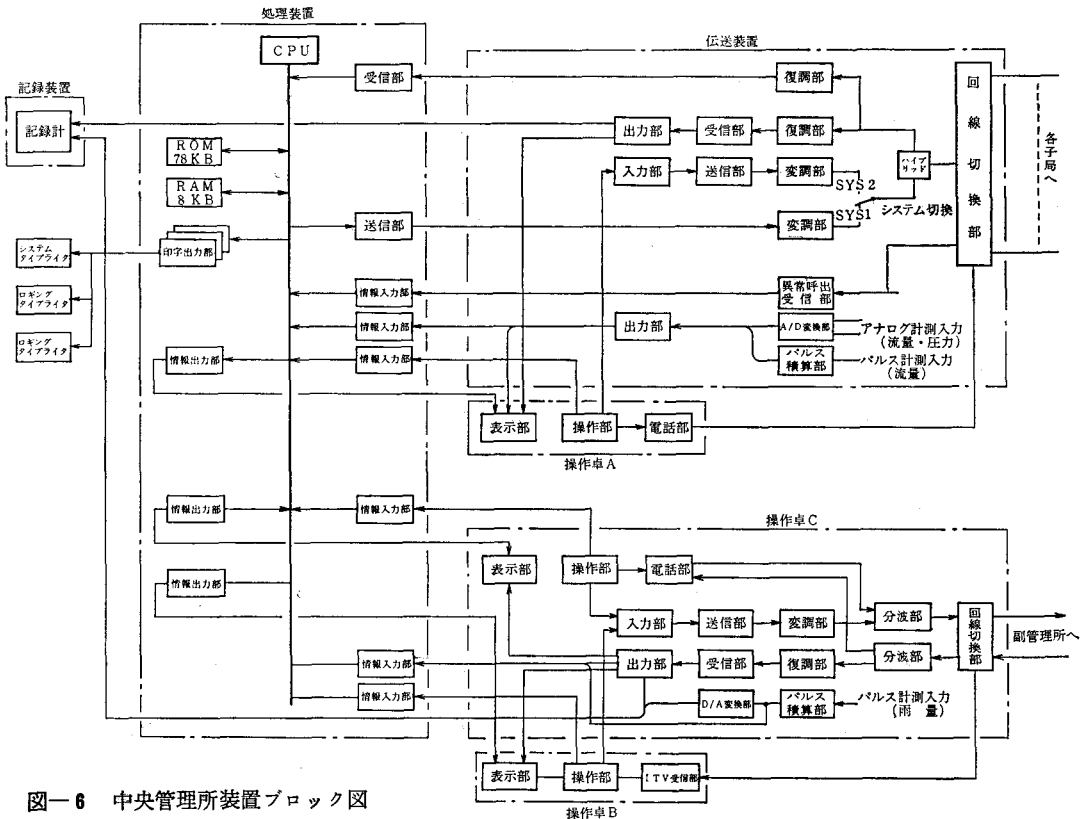


図-6 中央管理所装置ブロック図

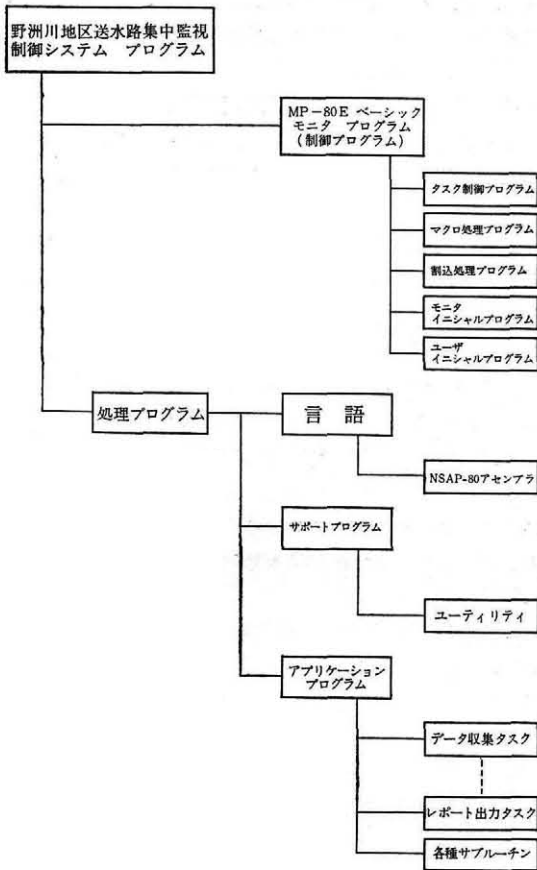


図-7 プログラム構成図

記憶部に格納する。

③ 監視

伝送装置を介して子局を呼出し、子局の状態監視を行う他、操作運用時における状態の監視を行いその状態変化内容をシステムタイプライターに印字させる。

④ 記録

印字装置としてドットマトリックス方式のタイプライターを3台使用しログインタイプライターには時報、日報を、システムタイプライターには操作記録、監視記録及び任意報を印字させる。

⑤ 演算処理

収集した雨量積算データをもとに時間雨量、日雨量の演算を行い操作卓Cへ出力する。

(3) 操作卓A

本操作卓Aは送水路系の操作卓で表示部、操作部、電話部等で構成され、制御操作、監視計測表示、電話連絡等を行うものである。

③ 表示部

- ・時計 現在の月、日、時、分の表示を行う。また自動モードによる制御、監視の基準時間となる。

- ・表示 送水路を模式的に示し各子局のバルブの状態、開度、流量、圧力、水位等のデータを表示している。また局毎に選択表示方式で集合表示部に監視情報の表示を行っている。

② 操作部

- ・モード選択 監視計測、制御のモード選択
- ・呼出局選択 全局、守山幹線、中主幹線、野洲幹線、各幹線の組合せ、個別
- ・呼出時間 連続、30分、1時間、3時間、任意
- ・印字間隔 任意、1時間、3時間、6時間
- ・子局選択 呼出子局の選択
- ・制御モード 中央自動、中央手動
- ・制御項目 バルブ(全開/全閉、調整、ステップ)制御、表示復帰、反転試験
- ・回線表示 接続した回線の表示と送受信データ

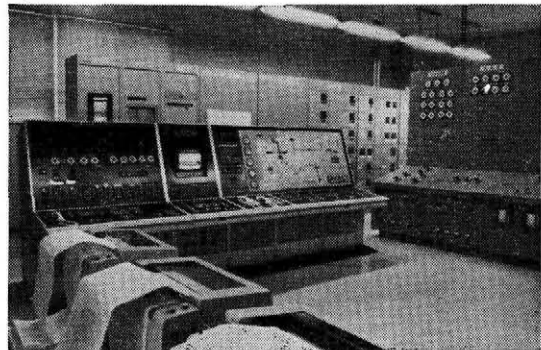


写真-1 中央管理所のモニター表示

- ・子局異常 子局の監視項目に異常が発生している表示。
- ・電話 音声呼出方式の電話機

(4) 操作卓C

本操作卓Cはポンプ系の操作卓で操作部、表示部、電話部、伝送部等で構成され制御、監視計測、電話、上り回線の切換等を行う。

① 表示部

- ・表示 第2段揚水機場のポンプ、バルブ、受電設備の状態、バルブ開度、流量、圧力、雨量、電圧、電流、電力量等のデータの表示。中央管理所の雨量の表示。大篠原、大貝、入町のバルブ状態、バルブ開度の表示。

② 操作部

- ・モード選択 ITV制御、その他の制御のモード選択
- ・制御項目 受電OCB、ポンプ、バルブの調整制御、圧力設定値制御
- ・モニター表示 送受信データのモニター表示



- ・電話 音声呼出方式（テレメータとの混合使用）の電話機

③ 伝送部

操作部または操作卓Bからの制御信号を受け、その情報を子局へ伝送するとともに子局からの監視計測情報を受信し表示部、操作卓B、処理装置、記録計に出力する。また、自局雨量データの積算を行い処理装置、記録計に出力する。

(5) 操作卓B

操作卓Bは静止画像受信卓で第2段揚水機場の屋外、操作室、機械室の映像を切換えて受信するものである。

- ・符号化方式 DPCM
- ・伝送ビット数 4ビット/画素
- ・通信速度 9,600又は4,800ビット/秒 切換
- ・伝送時間 45秒（フレーム）又は20秒（フィールド）

(6) 記録装置

記録装置は6打点記録計3台（圧力、流量、調整池水位）、2ペン記録計1台（雨量の記録）で構成され、圧力、流量の上限警報機能を有している。

- ・記録速度 25mm/h
- ・打点間隔 5秒
- ・記録紙 折たたみ式 紙幅 150%

(7) 印字装置

印字装置はシステムタイプライタ1台、ロギングタイ

プライタ2台で構成され、前者は操作監視記録用に、後者は送水路系とポンプ系の時日報作成用に使用される。

- ・印字速度 120字/秒
- ・行印字数 132字/行
- ・印字紙幅 410%

4-2 副管理所装置（第2段揚水機場）

図-8に副管理所の装置の構成を示す。

(1) 遠方被監視制御装置（送水路系）

本装置は中央からの制御信号を受け、外部に制御信号を送出する他、中央からのポーリング指令を受けて監視計測信号を返送する。また自局の監視項目に指定の異常項目が発生した場合はポーリングリクエスト信号としてPBトーンを送出する。電話は音声呼出方式でテレメータ動作中は通話閉塞となる。

(2) 遠方監視制御装置（サブシステム）

本装置は大貝、入町局の監視、制御を行うための親局装置であり、操作卓又は遠方被監視制御装置（ポンプ系）からの制御信号を受けその情報を大貝あるいは入町局に伝送する他、両局からの監視計測情報を受信し、操作卓および遠方被監視制御装置に出力する。即ち大貝、入町局の制御は卓の切換スイッチで中央、又は副管理所の2箇所で行うことができ、監視計測は常時2箇所で行うことができる。

(3) 操作卓

この卓は高木池流入工、大篠原、大貝、入町のバルブ

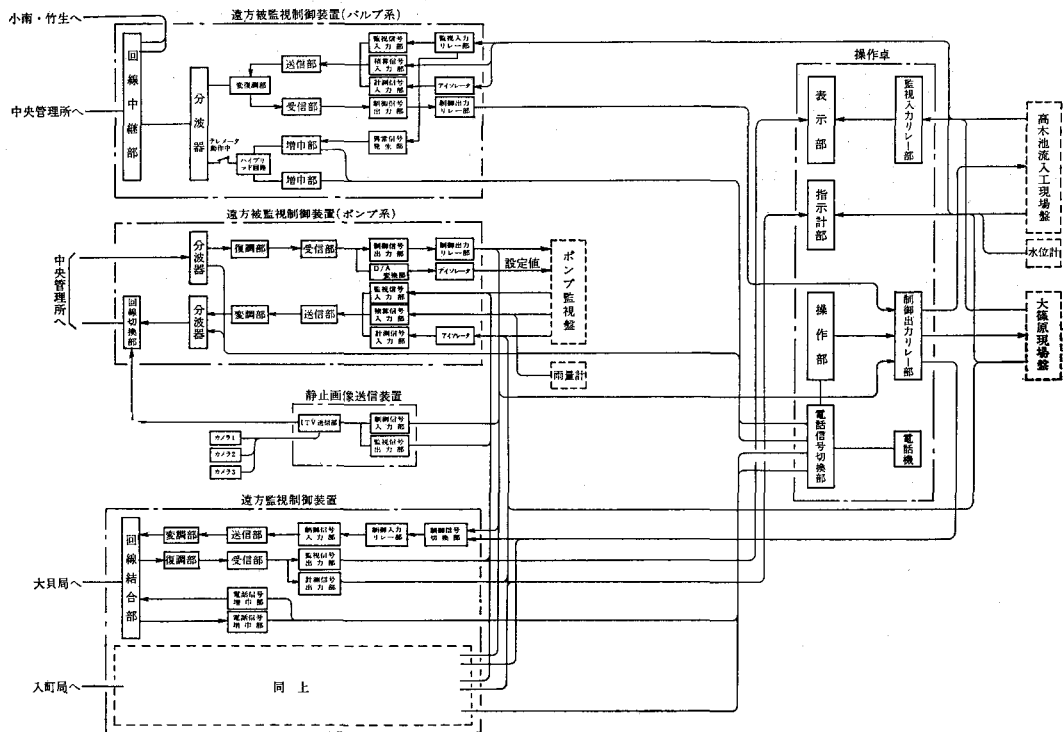
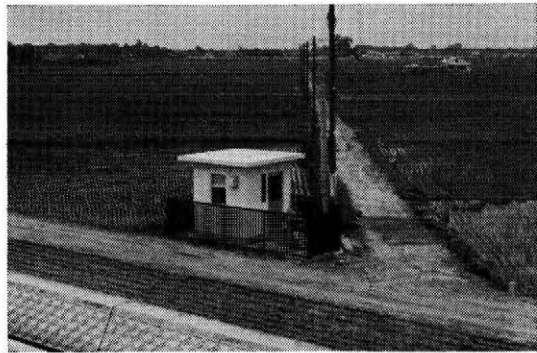
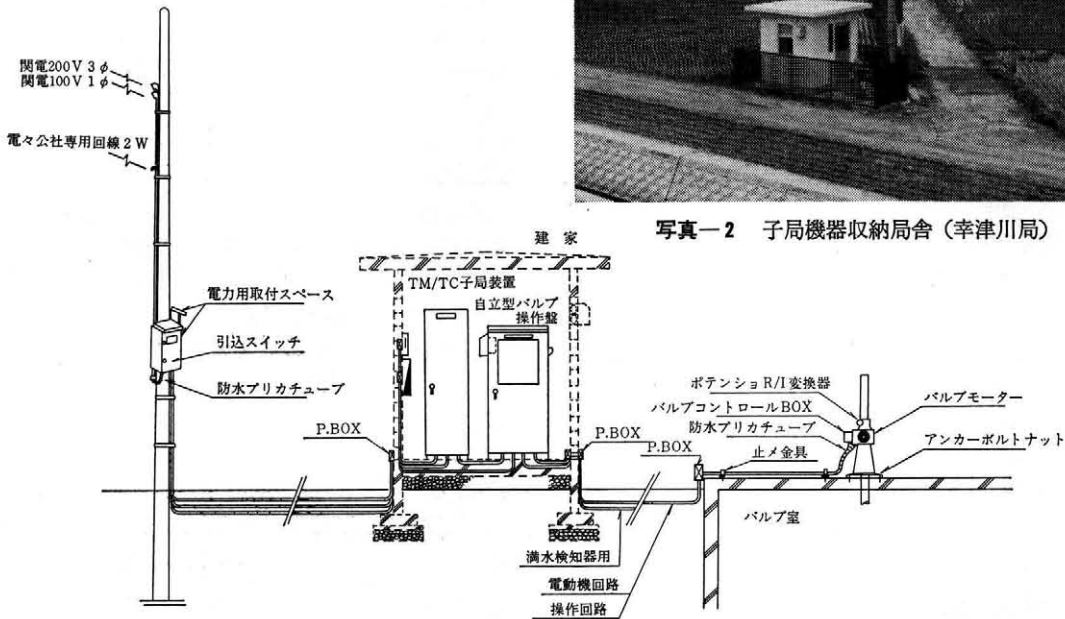


図-8 副管理所装置ブロック図



写真一 子局機器収納局舎（幸津川局）



図一 子局機器据付図

の制御操作を行うもので流入工、大篠原については直接制御を行い大貝，入町については前項の遠方監視制御装置を経て行う。また高木池の水位の指示警報も行う。電話は切換方式で中央管理所，大貝，入町の各局と音声呼出方式によって通話ができる。

(4) 遠方被監視制御装置（ポンプ系）

この装置は中央管理所からの制御信号を受けポンプ，ITV，大篠原バルブ等の制御信号を送出し大貝，入町局のバルブの制御も行う。またこれに対応して監視計測情報を受け中央へ送出する。なお上り回線が ITV に切換えられた時は監視計測情報は閉塞し，静止画像送信装置からの画像信号が送出される。

(5) 静止画像送信装置

本装置は屋外，操作室，機械室に設置されたカメラからの画像信号を中央管理所に送出するものでカメラ選択回線切換等の制御は前項の遠方監視制御装置（ポンプ系）で行われる。

4-3 子局装置

図一に子局装置の据付配線図を示す。各子局装置は親局からの制御信号を受け現場盤にその信号を出力する他，現場盤からの監視計測情報，流量計盤からの流量，圧力の計測情報を受け親局へ送出する。またバルブ故障等の異常項目が発生すると親局に対し異常呼出リクエスト信号を送出する。

5. おわりに

以上野洲川用水の集中管理機構について，システム構成を中心にその概要を述べた。

今後はこうした施設機能の整備と同時に，それを運用する管理側にも，新しい施設を受け入れる体制の再編が必要であるといえる。

- ① 配水計画，規制等がスムーズに末端農家に徹底でき，また水利用者からの要求が的確に配水管理にフィードバックできる情報伝達機構の確立。
- ② 末端の個別要求による需要の変動を調整し，平滑化する支線施設系統あるいは集落を単位とする水利調整組織の再編強化。
- ③ 前項の水利組織間の管理責任の分担と責任分界点での受け渡し条件の明確化。

このような管理機構を改良区を中心とする水利調整委員会によって構築し，新たに誕生した水管理システムが最大限に機能するようにしていくべきであると考えられる。同時に，ますます大規模化，高度化する土地改良施設の管理に対応できる改良区の育成，強化が大きな課題といえる。

システムに対する考え方は地区の持つ特性によって当然異なると思われるが，本稿が水田パイプラインの自動化の一例として，少しでも今後の参考になれば幸いである。

# 県営かんがい排水事業大島下郷地区 水管理改良施設について

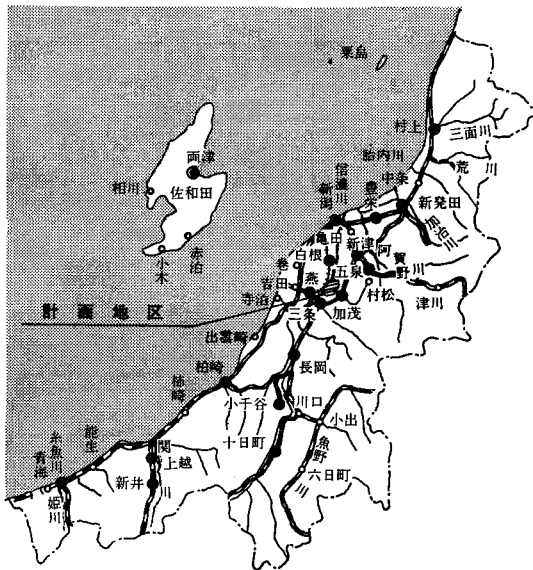
諸 橋 孝 一\*

## 目 次

I 事業計画の概要	75	IV 施工計画の概要	79
II 水管理改良施設への構想	75	V 自動制御構想	79
III 水管理改良施設計画	76	VI あとがき	81

### I 事業計画の概要

本地区は新潟県の略々中央、三条市の西北に位置し、信濃川左岸と中之口川の右岸に囲まれた典型的な輪中を形成する地区で東西約4 km、南北約1 kmの狭長な農地面積337haの地区である。この地域の蒲原平野は約1000年位以前は一面に湿原、いわゆる「あし沼」といわれた地域でそれが現在の平野部を形成する過程で信濃川と中之口の洪水の反復により造成された扇状地である。



図一 位置図

地区の関係部落は4部落関係農家戸数274戸、関係農地は水田304ha 果樹園33ha計337haである。また、地区に隣接して信濃川、中之口川堤外地(民有地)に50ha、地区の輪中堤外(農振地域)に30ha計80haの果樹園が広がり梨、桃、ぶどうが生産され市場においては食味、品質共好評を博しており果樹栽培に非常に熱意を示してい

\* 新潟県三条農地事務所

る。信濃川堤塘より地区を展望すると一見平坦に見えるが地形は複雑で田面標高は起伏が甚しい。県営着工以前の地区の用水源は信濃川に求め上流部に大島揚水機場(195.9ha)中位部に上萩島揚水機場(40ha)及び下萩島揚水機場(38ha)、下流部に井戸場揚水機場(33ha)により夫々かんがいがしていたが(現況図参照)施設の老朽化と信濃川の河床低下等のため用水の取水が困難となったことからこれらの施設を統合し、あらたに揚水機場を建設し、あわせて用排水路を改修する計画で昭和47年度より県営かんがい排水事業として着手したものである。

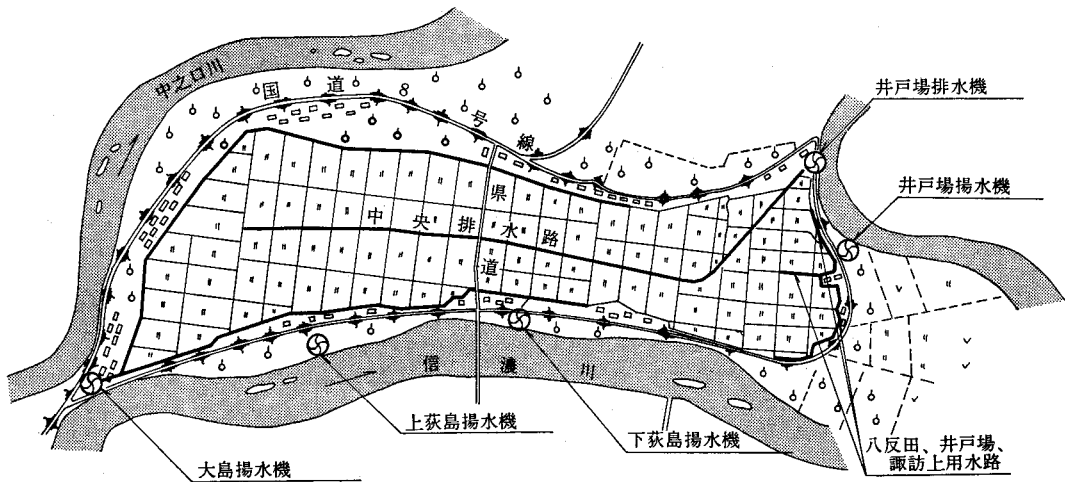
当初の計画では用水の配分を開水路方式としていたが取水樋管及び統合揚水機場の新設工事が完成した時点で開水路をパイプライン方式に変更した。計画概要図参照以下パイプラインへの変更理由の概略とパイプラインの計画、施工、自動制御の構想等について述べる。

### II 水管理改良施設への構想

昭和48年度において「水管理改良施設を併せ行う事業」の採択要綱が制定されたが本地区のもつ次の自然立地条件及び社会条件等から水管理施設を併せ行い省力化を図るとともに、果樹園を意欲的に拡大し余剰水を果樹の散水に利用する等一部精農家の中から水管理施設への切換えを強く要望する声が高まり、これら精農家を中心として受益者相互間による話し合いが幾度となく行われた結果、100%の同意を得て昭和49年に計画変更の申請をして昭和52年変更は認可された。

#### 1. 自然的条件

本地区は地形が不均衡であり地区中央部に50ha程度の低位部があり又西側の下流部田面標高が高い等勾配が不統一で開水路では農道より1.0m~1.5m程度高くなる所もあり耕作機械の耕地への出入りが困難となることや、用水を円滑に配水し合理的に利用するには末端まで舗装する必要があり将来的に問題がある。



図一2 現況平面図

## 2. 社会的条件

本地区も一般農村社会と同じように経済の高度成長への過程で農村労働力の他産業への急速な流出，特に若年層を中心とした農村人口の流出により人口構成の老齢化が進むとともに兼業化が進展する等，農業の経営構造は大きく変貌してきた。この様な時代の背景をうけて農業経営の省力化を図る一方，地区特産である果樹栽培拡大による多角経営によって農業収入の増大を図る機運が生じてきた。

## Ⅲ 水管理改良施設計画

### 1. 面積

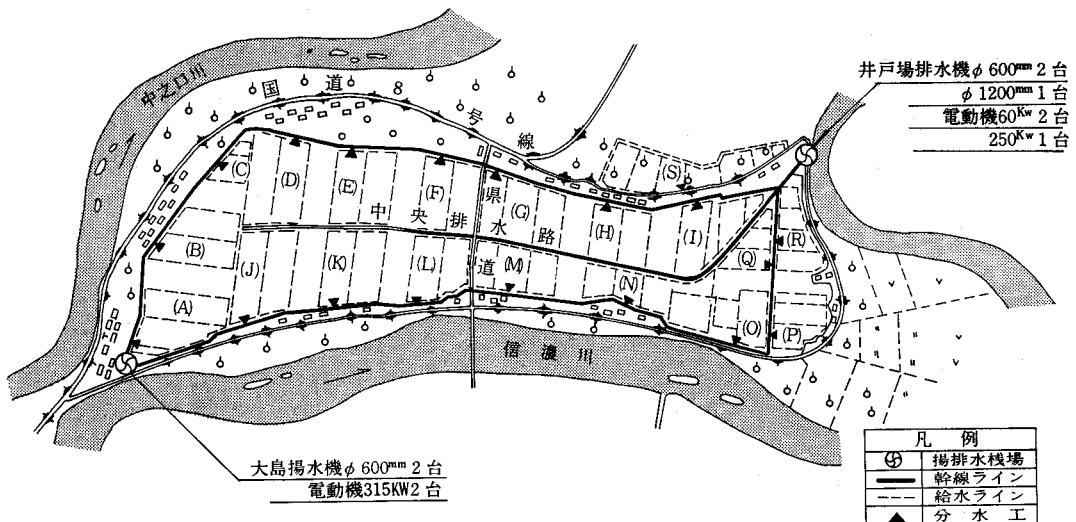
水管理改良施設への切換えによる余剰水を果樹園に利用するため輪中外の果樹園33haを地区に編入した。

地目	変更前	変更後	備考
水田	(304)ha 304	(304)ha 304	( )は排水受益も含む
果樹園	( 26) —	( 59) 33	〃
計	(330) 304	(363) 337	〃

### 2. 流送給水方式

地形上の制約からパイプラインの型式はポンプ圧送によるクローズドタイプとし地区外周を廻る幹線ラインとそこから各給水ブロックへ給水する給水ラインにより末端20aごとに設けた給水バルブにより給水する。

### 3. ポンプ計画



図一3 計画概要図

(1) ポンプ設備

イ 計画揚水量  $Q=84.48\text{m}^3/\text{min}$   
 ロ 計画全揚程  
 $H=ha+h_0+h_f+h_p=5.25+2.0+24.88+1.0$   
 $=33.1\text{m}$

実揚程  $ha$  = ポンプ場の地盤高 - 末端地盤高  
 $=8.85-3.60=5.25\text{m}$

末端必要水頭  $h_0=2.0\text{m}$   
 管路の損失  $h_f=24.88\text{m}$   
 ポンプ廻り損失  $h_p=1.0\text{m}$   
 ハ ポンプ台数 2台  
 ニ ポンプ吐出量 1台  $Q=42.24\text{m}^3/\text{min}$   
 ホ ポンプ型式及び付属設備  
 600×500mm 横軸両吸込渦巻ポンプ 2台  
 600mm 電動制水弁 2台  
 600mm 逆止弁 2台

(2) 電気設備

イ 主電動機  
 横軸開放滴巻線形三相交流誘導電動機  
 (変速) 315kw, 6 P, 1000rpm 2台  
 ロ 液体抵抗器 2式  
 ハ 補機電動機 1式  
 ニ 配電盤 1式  
 ホ 圧力伝送器 1式  
 ヘ 自動制御盤 } 未設備  
 ト 計装盤 }  
 チ 超音波流量計 }

(3) 運転制御方式

自動化を予定している昭和57年までは、手動運転を行う。自動化に際しては次の運転制御計画を予定している。

イ 揚水機の吐出圧力一定制御は、地区最遠点における地域に対していかなる場合でも間接的に2mの水頭を維持できるものとした考え方である。従って各給水ブロックの配水時間帯を変えることによる主管網の圧力変化に対しては、揚水機吐出管及び、主管網中間(配水調節点)に設置する圧力感知器により圧力を検出し、揚水機吐出管に設置している運転制御器の現在値と比較し、その関数差によりポンプの回転速度を制御し揚水機吐出圧を調節して配水ブロックの最遠点の吐出圧を2mに一定化しようとするものである。なお中間地点から最近点までの吐出圧を如何に設定して制御するかは今後の研究課題である。

ロ 台数運転制御  
 各ブロックよりの送水流量を検出し、規定流量以上になると2台目のポンプが自動的に運転される。

ハ 手動運転

切換スイッチを手動にするとポンプは任意に手動で運転、停止を行うことができる。又変速ポンプは押ボタンにより任意に速度を変えることができる。

4. 管種の選定

管種選定は、圧力、経済性、管の特性および施工条件などについて検討して決定した。

(1) 幹線パイプライン

イ 150mm~500mm 塩ビ管(VU)  
 ロ 600mm~800mm FRPM管

(2) 給水パイプライン

75mm~350mm 塩ビ管(VU)

5. 幹線パイプラインの位置の選定

幹線パイプラインの位置は次によって決定した。

- (1) 地区の外周は、全区間にわたり市道が平行し維持管理が容易である。
- (2) 集落に近接するため、事故時において早期発見が容易である。
- (3) 現況用水路堤塘内にパイプラインを布設するため、補償物件が少ない。
- (4) 地区中央部を幹線排水路が流下しているため、給水ラインよりの排泥が容易である。

6. 給水ブロック別面積の決定

イ 決定理由

本地区の関係部落は大別して大島、荻島、代官島、井戸場の4部落となるが、各部落において、農家組合を組織し(関係農家6~13戸)病虫害防除、用排水小溝整備等を実施している。現在実施している水管理改良施設の円滑なる管理運営を図るため、ブロック割について地形的な関係で多少の幅はあるが最適ブロックは平均16.9ha(最大20.81~最少7.32ha)と考える。従ってブロック数は18ヶ所となる。地形上よりブロック区分を考えると本地区は信濃川及び中之口川に囲まれた輪中を形成する地区で東西約4km、南北約1kmの狭長な地形であり、東西の中央を幹線排水路が流下し、これと直交する市道によって4つの区域が形成される。これは前述した4ヶ部落にほぼ匹敵するものであるが、この大別された区域について農家組織を考慮しつつ農道、排水支線等によりブロック割を行った。

ロ ブロック別面積

ブロック名	面積	代播流量	常時最大流量	最流量	備考
	ha	$\text{m}^3/\text{s}$	$\text{m}^3/\text{s}$	$\text{m}^3/\text{s}$	
A	20.57	0.095	0.068		ブロック数
B	19.64	0.091	0.066		1. 水田部18ヶ所
C	7.32	0.034	0.024		2. 樹園地1ヶ所
D	19.61	0.091	0.065		計 19ヶ所

	ha	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s
E	21.85	0.101	0.072
F	17.08	0.079	0.057
G	20.06	0.093	0.067
H	16.43	0.076	0.055
I	19.72	0.091	0.066
J	20.81	0.096	0.070
K	21.52	0.100	0.072
L	15.19	0.070	0.051
M	16.10	0.075	0.054
N	20.20	0.094	0.068
O	12.74	0.059	0.043
P	12.90	0.060	0.043
Q	10.56	0.049	0.035
R	11.70	0.054	0.039
小計	304.00	1.408	1.015
S	33.00	—	0.067
計	337.00	1.408	1.082

平均面積  
 $\frac{304}{18} \div 16.9\text{ha}$

### 7. 給水ブロックの給水計画

各給水ブロックに対する水配分は旧来の慣行から面積別、期別に設定した用水量比率により配分するものとする。昭和53年度までに幹線、給水ラインの埋設工事及びポンプ取付工事は完了し、54年度より使用を開始しているが各ブロックへの給水は自動化が完成するまで手動バルブで行うものとする。この水量調整は土地改良区理事の中から5名の用水委員を選出し、さらにその下に各ブロック毎に補助員を配し、調整を行っている。手動バルブには流量計、流速計が設置されているが代播期において計画通りの水配分が行われず、二、三のブロックの一

時的な集中使用がある等、若干の混乱があるため自動化が完成するまでの間、県は土地改良区、農家組合組織を十分に活用し、計画通りの水配分についての啓蒙を指導して自動化に切換えられた際、円滑な水利用の運営ができるものとする。

#### (1) 期別減水深

代播用水	150%
代播管理用水	17%
活着	19%
分けつ	23%
幼穂	26%
出穂	26%
登熟	12%

#### (2) 期別による給水量

代播1日目の用水量

$$Q_1 = \frac{\frac{A}{7} \times \frac{150}{0.9}}{86,400} \quad (A = \text{ブロック面積} \text{ 単位} = l/s) \\ (\text{送水ロス} = 10\%)$$

代播2日目の用水量

$$Q_2 = \frac{\left(\frac{A}{7} \times \frac{150}{0.9} + \frac{A}{7} \times \frac{17}{0.9}\right)}{86,400}$$

代播3日目以降の用水量

$$Q_3 = \frac{\frac{A}{7} \times \frac{150}{0.9} + \frac{A}{7} \times \frac{17}{0.9} \times (2 \sim 6)}{86,400}$$

管理期

$$Q_4 = \frac{A \times \frac{\text{期別減水深}}{0.9}}{86,400}$$

#### (3) 期別ブロック別給水計画 単位 l/sec

ブロック名	面積 ha	代播期							活着	分けつ	幼穂	出穂	登熟	備考
		1日	2日	3日	4日	5日	6日	7日						
A	20.57	58	63	69	76	82	89	95	45	56	63	69	32	
B	19.64	54	60	66	72	79	85	91	43	53	61	66	30	
C	7.32	20	22	25	27	29	32	34	16	20	23	24	11	
D	19.61	54	60	66	72	79	86	91	43	53	61	65	30	
E	21.85	60	67	74	81	88	94	101	48	59	47	73	34	
F	17.08	47	53	58	63	68	73	79	38	46	53	57	26	
G	20.06	56	62	68	74	80	86	93	44	54	62	67	31	
H	16.43	45	50	56	61	66	71	76	36	44	51	55	25	
I	19.72	55	61	67	73	79	85	91	43	53	61	66	31	
J	20.81	57	64	70	77	83	90	96	46	56	64	69	32	
K	21.52	59	66	73	79	86	93	100	47	58	66	72	33	
L	15.19	42	47	51	56	61	66	70	33	41	47	51	23	
M	16.10	44	49	54	59	65	70	75	35	43	50	54	25	
N	20.20	56	62	68	75	81	87	94	44	55	62	67	31	
O	12.74	35	39	43	47	51	55	59	28	34	39	43	20	
P	12.90	36	40	44	48	52	56	60	23	35	40	43	20	
Q	10.56	29	32	36	39	42	46	49	23	29	33	35	16	

R	11.70	32	36	40	43	47	51	50	26	32	36	39	18	
計	304.00	839	933	1,028	1,122	1,218	1,315	1,404	666	821	919	1,015	468	
給水時間	hr	hr 143	hr 15.9	hr 17.5	hr 19.1	hr 20.8	hr 22.4	hr 24	hr 11.3	hr 14	hr 16	hr 17.3	hr 8	

(4) 樹園地の消費水量

イ かんがい面積 S = 33.0ha  
 ロ TRAM 30mm  
 ハ 間断日数  $D = \frac{(TRAM) \cdot f}{d} = \frac{30 \times 0.85}{6.0}$   
 $= 4.25 \div 4$  日  
 f = 安全率 15%  
 d = 作物の日消費水量 5.4mm  
 ~6.0mm

ニ 1回のかん水量

$$I = \frac{d \cdot D}{0.70} = \frac{6 \times 4}{0.70} = 34.29 \div 35\text{mm}$$

水路ロス10%  
 飛散ロス20%  
 計 30%

ホ 1日のかんがい時間 12時間

ヘ 単位用水量

$$q = \frac{100 \times 1/4 \times 35}{36 \times 12 \times 100} = 0.00203 \text{ m}^3/\text{sec/ha}$$

ト 全用水量

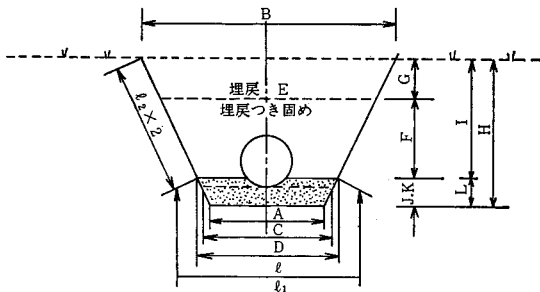
$$Q = A \cdot q = 33.0 \times 0.00203 = 0.067 \text{ m}^3/\text{sec}$$

IV 施工計画の概要

1 管体の埋設

管体基礎はサンドベッドを使用し、埋戻し土は掘削土を転用した。

幹線ラインの施行計画は次のとおりである。



口径	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	掘削バックホー	埋戻し土	埋戻し土	サンドベッド	同下	左仕上	法上	面
500	1.00	2.70	1.20	1.29	2.00	0.73	0.70	1.70	1.43	0.20	0.07	0.27	3.15	0.93	1.65	0.29	1.58	3.11		
600	1.40	3.22	1.60	1.69	2.52	0.83	0.70	1.82	1.53	0.20	0.09	0.29	4.20	1.47	2.00	0.42	2.04	3.41		
700	1.50	3.48	1.75	1.85	2.78	0.93	0.70	1.98	1.63	0.25	0.10	0.35	4.93	1.77	2.19	0.54	2.32	3.63		
800	1.60	3.68	1.85	1.97	2.98	1.01	0.70	2.08	1.71	0.25	0.12	0.37	5.49	2.00	2.33	0.61	2.42	3.81		

2 通水試験

イ 幹線ラインの通水試験

幹線の空気弁、制水弁、排泥弁及び分木工（18ヶ所）の点検

ロ 分木工制水弁を完全にとめる。

ハ 排泥弁を全開

以上の処置をとりながら所定圧を加圧して通水試験を行った結果、40数ヶ所に漏水した。この原因を分析すればそのほとんどが施工不良によるものである。

- a 埋戻し時において重機のミス
- b ジョイント（ゴムリング）の施工不良
- c ドレッサジョイントの片締付
- d 管体の不等沈下

V 自動制御構想

本地区が予定している水管理改良施設による自動制御の主体は、上下流域に対していかに合理的かつ経済的に行きかになり、維持管理の単純化と合せ下記により実施するものである。

1 システムの概要

このシステムは中央管理所、大島揚水機場、分木工、パイプライン、井戸場排水機場より構成される。中央管理所と他の各施設は私設回線で接続し、制御情報及び監視計測情報の授受を行ない、音声による通話も行なえるものとする。

中央管理所は大島揚水機管理棟内に設置し各施設の集中管理に必要な諸情報の収集を行ない、又制御指令を発することができるものとする。

(既設施設内容)

(1) 大島揚水機

φ600mm両吸込渦巻ポンプ2台  
 全揚程 32.2m  
 電動機 巻線形 315kw × 2台

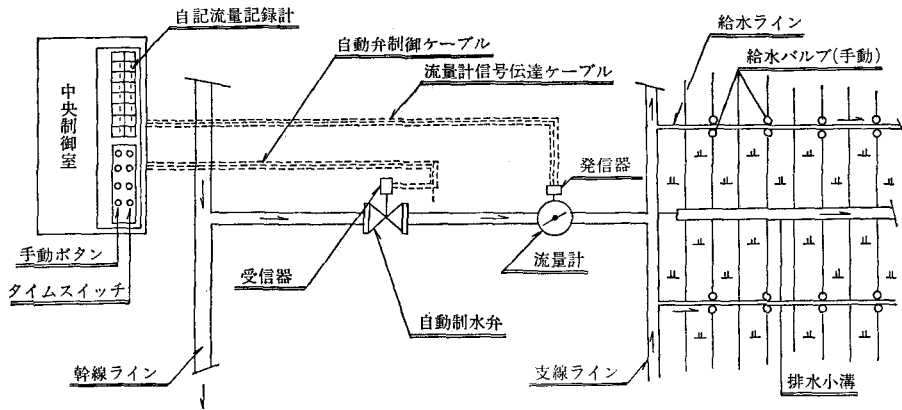


図-5 配線模式図

側面図

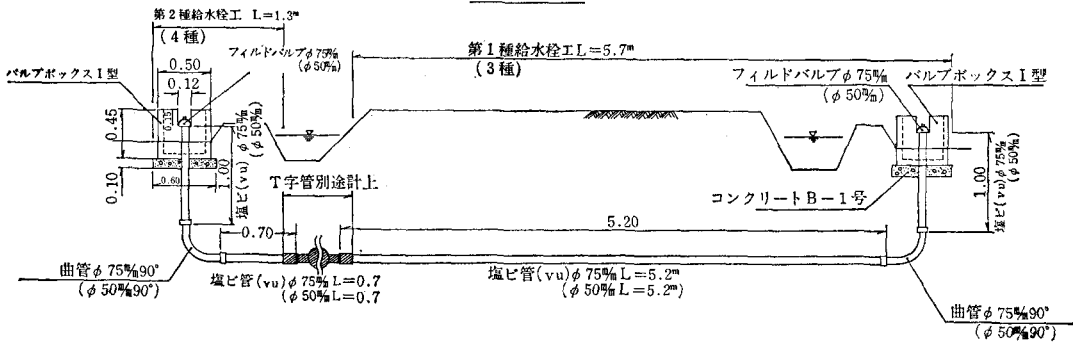


図-6 給水栓標準図

(2) 分水工 19ヶ所

- a 流量計 羽根車式  $\phi 125\text{mm} \sim \phi 250\text{mm}$   
発振器付
- b 電動弁 バタフライ形式  $\phi 150\text{mm} \sim \phi 300\text{mm}$   
電源 AC 200V 0.06kw 4P  
発振器 0~500  $\Omega/90^\circ$

- 分水工状態計測 (流量, 開度)
- 幹線パイプライン状態監視 (制水弁)
- c 通話 分水工と中央管理所間の音声通話

(3) 井戸場排水機

- $\phi 600\text{mm}$  立軸斜流ポンプ 2台
- 電動機 巻線形 60kw 2台
- $\phi 1200\text{mm}$  横軸斜流ポンプ 1台
- 電動機 カゴ形 250kw 1台

(2) 制御

- a 揚水機場  
Ⅲ-3-(3)による
- b 分水工
  - ① 中央遠方制御  
中央管理所からの弁開度指令により弁の開閉を行ない流量制御を行なうものとする。  
(制御は監視計測動作とは関係なくできること)

2 用水集中管理システム

(1) システムの機能

- a 制御
  - 揚水機場 ポンプ制御 (台数, 回転数)  
水門  
除塵機
  - 分水工 電動弁

- ② 現場直接制御  
分水工内に設けられた制御盤の操作モードを切換えることにより, 手動操作が行なえるものとする。

- b 監視計測
  - 揚水機場状態監視 (ポンプ, 水門, 除塵機)
  - 揚水機場状態計測 (吸水位, 吐出圧, 回転数, 弁開度)
  - 分水工状態監視

(3) 監視計測

- a 揚水機場  
揚水機場 (電気室) からの直送によって諸情報を常時表示, 計測するものとする。  
異常が発生した場合は警報を直ちに発する。
- b 分水工  
常時は中央管理所からのサイクル呼出により諸



情報を伝送するものとするが、随時呼出も行なえること。又システムに異常が発生した場合は中央管理所よりの呼出をまたずに自動的に警報情報を伝送するものとする。

c 幹線パイプライン

幹線パイプラインの制水弁は開閉状態を確認把握のため、中央管理所において表示する。

(4) 通話

分水工と中央管理所間の通話

Ⅵ あとがき

以上大島下郷地区について当初の開水路を水管理改良

施設へ変更した概要と水管理施設の計画、施工、自動制御の考え方について記述したが、自動制御は今後の事業であり、さらに研究して工費、維持管理費面からも最良の方法で施工する予定である。

本地区は、立地条件等から水管理改良施設を施工するには最良の地区であり、自動化が完成後は水利用の合理化、経営の省力化等の資料および大島揚水機場の取水量、井戸場排水機場の排水量を相関させて農業用水消費量の実態等、貴重な資料が得られるものと期待している。

## 設計・測量・調査・施工監理

ダム・水路・頭首工・揚排水機場・畑地かんがい・ほ場整備・農村総合整備・上下水道

# 株式会社 日本水工コンサルタント

代表取締役社長 守谷正博

本社 〒335 埼玉県蕨市塚越5丁目37番16号

TEL 蕨 0484-(41)-3631(代)

東京支社 TEL 東京 03-(915)-2881(代)

名古屋出張所 TEL 名古屋 052-(241)-1568(代)

仙台出張所 TEL 仙台 0222-(71)-9543(代)

秋田出張所 TEL 秋田 0188-(33)-8410

九州出張所 TEL 熊本 0963-(89)-0261

千葉出張所 TEL 千葉 0472-(51)-3714

# 農業用水水利権の年間総取水量表示について（その1）

—農業用水水利権とその特性—

延 藤 隆 也\*  
佐々木 勝\*

## 目 次

I はじめに	82	2. 総取水量表示に応ずる基本的立場	85
II 発 端	82	IV 年間総取水量の表示の実施について	85
III 農業用水水利権と総取水量	83	1. 覚書きの締結について	85
1. 総取水量表示に反対する基本的立場	83	2. 覚書きの運用解釈について	85

### I はじめに

最近における我が国の農業用水の水利用の現状は、戦後における経済の高度成長政策による産業の振興策に伴なった水需給の逼迫と、昭和40年代以降の米の需給のアンバランスによる水田の作付面積の減少等とが相俟って従前の水利用を円滑に実施することが困難になってきている。

一方、水利調整の現状も、近年における農家の兼業の進行と農村での混住化の進展等による村落共同体の機能の低下、新規用水の需要の増加による水利調整の多発化、複雑化等に伴ない、従前の水利調整の機能も著しく低下しつつある。また、合口等による取水施設の近代化や用水の合理化等を目的とした土地改良事業の実施に伴なう水利権の変更又は新規設定に際しては、一般的に、河川法の手続きによることになり河川管理者の厳しいチェックを受けている。

この様な現状の中で実際の水使用のための河川協議や水利調整では、河川管理者との調整において各種の懸案事項が山積しているが、ここでは、水利権内容の重要な部分である年間総取水量の一般的な表示について、前編としてその経緯及び農業用水水利権とその特性並びに総取水量表示の運用を、後編では、それらの事例と今後の課題について述べることとする。

### II 発 端

農業用水について一般的に総取水量表示をすることとなった発端は、中川水系合理化（第1次）事業の完成に伴ない、その水利権処分の一環として葛西用水水利権の法定化について、その水利使用規則中の取水量等の記載内容をめぐって農林、建設両省間の協議が行われたことからであろう。

建設省は、水利権者に対し許可の条件として付されることとなる水利使用規則において、期別最大取水量の他に年間総取水量の表示を行いたいとしているが、農林省は、農業用水水利権、特に慣行水利権の法定化に際し従来行われていない問題であり、今回も総取水量表示をしないよう次の2点について述べている。

- (1) 水利権は現に期別最大取水量で表示されてきており農業用水使用の特性から弾力的な運用が必要である。特に慣行水利権に対してその権利の確保、保護が必要である。
- (2) 水利使用規則に定められた条件を遵守するのは、水利権者の義務であり、義務を課す場合、それを守らせる必要性と具体的な運用方式が明確にされるべきである。

これに対し、建設省は、今回のような農業用水合理化事業では、水利権内容の明確化のため特に必要であるとして昭和48年5月農林省の前記2点についてその一般的考え方を述べている。

- (1) 標準水利使用規則での表現の実例がある。
- (2) 水利権内容の明確化のため水利使用規則に明記する必要がある慣行水利権の法定化に際しても例外ではない。

その後農林、建設両省間で協議がもたれたが建設省は、葛西用水の処分を急ぐ必要があるので一般的な取扱いについては、なお両省間で引続き協議するものとして、葛西用水の具体的な処置については、前例としないこととして昭和48年6月次の内容の提案を行った。（関係部分のみ）

「葛西用水の水利権の許可における取水量等の記載方法については次のとおりとしたい。

（取水量等）

第 条 取水量等は次のとおりとする。

\* 構造改善局地域計画課計画調整室

期 間	4/1~ 4/10	4/11~ 5/15	5/16~ 6/25	6/26~ 9/5	9/6~ 9/30
最大取水量	5.000 m <sup>3</sup> /s	9.485 m <sup>3</sup> /s	25.475 m <sup>3</sup> /s	20.490 m <sup>3</sup> /s	11.603 m <sup>3</sup> /s
年間総取水量	195,300,000m <sup>3</sup>				

ただし、地区内の降雨状況により年間総取水量195,300千m<sup>3</sup>以外に取水する場合は、河川管理者の承認を受けるものとする。

これに対し農林省は、前例としないことを前提として次のように提案している。

「本水利権の許可における取水量等の記載は次のとおりとする。

(取水量等)

第 条 夏期における取水量は次のとおりとする。

期 間	4/1~ 4/10	4/11~ 4/30	5/1~ 6/25	6/26~ 9/5	9/6~ 9/30
最大取水量	5.000 m <sup>3</sup> /s	9.485 m <sup>3</sup> /s	25.475 m <sup>3</sup> /s	20.490 m <sup>3</sup> /s	11.603 m <sup>3</sup> /s
年間総取水量	228,500,000m <sup>3</sup>				

ただし、有効雨量を考慮して取水するものとする。なお、このただし書きの具体的運用は次のとおりとする。

本取水施設による平時の取水は、期別最大取水量に基づいて行なうものとし、本川の渇水時においては総取水量を基準として取水するものとするが、その間にあって有効雨量が見込まれる場合は、地区内のかんがいに支障ない範囲で減量取水に努めるものとする。」

農林省は、この提案の理由を次の如く説明している。

「河川より頭首工、ゲートより取水する場合、取水量の調節は河川水位に対応するゲート開度で行なわれるが、平時においては、通常多少の変動に対して細かい操作を行なわれない。また農業用水、特にかんがい用水にあっては水利権は、末端での管理に依存せざるを得ない水利構造になっており、また多少の水位変動に対しては、田面水位が緩衝機能を果している。このような事情から河川流況が安定している場合には、通常複雑な取水操作を行わないのが現状であり、このことによって他に障害を及ぼすことはない。河川流況が悪化した場合は各利水者が必要な範囲以上の取水をなくし、他に悪影響を及ぼさないよう措置しなければならぬことは当然の責務である」と考へる。

このような取水の実態を考えると、平時における取水総量の上限は、最大取水量の累積 275.8百万m<sup>3</sup>となり、半旬毎にきめ細かく操作した場合の取水量の上限は228.5百万m<sup>3</sup>である。降雨に応じて更に操作をした場合、これより少なくなり基準降雨量に対する計算値は195.3百万m<sup>3</sup>である。従って平時と低水時期が交錯し一般年次

における取水総量は、これらの間の間の値となり、渇水時であっても流況安定期間があれば、取水量は実質的に増大し、計算上の有効雨量差引量より増加することは不可避である。従って権利上の総取水量を表示しこれを守らせるためには、以上の事情を考慮して数値を定め運用を行なう必要がある。」

この提案に対し、建設省は、

「最大取水量を取水する期間が当初より15日間延びているが、総取水量の範囲において処理するものであるので了解」し

農林省からは前記協議の同意がなされている。

### Ⅲ 農業用水水利権と総取水量

昭和48年11月建設省から「有効雨量の取扱い及び年間総取水量の取扱いについて」第1回の打合せの申入れがなされている。

建設省からは、(1)水資源の逼迫している現状から総量を規制したい。(2)水利使用の申請の中の水利計算は、有効雨量を計上したり、しないものがあり不統一である。この場合の有効雨量は渇水年の有効雨量を考慮した計算であり、これにより水利権の設定を行ないたい。としており、かんがい用水の水利権に対する考え方の説明がなされている。それによれば、「水利権を許可する場合は、当該河川における基準渇水量を基準としており、水利権の内容たる水量は、従来の施設についても豊水時に農業施設の操作上の都合によって余分に取水するものは含まない。」としている。

これに対し農林省は、

(1) 農業用水水利権の内容としての水量の表示についての基本的考え方は、従前の権利の保護であり、水利調整を適正に行なえるようにするための明確化であり、新規ポンプ取水等特定のものを除いて、その農業用水の特性、農業用水の管理及び水利使用の実態から従前どおり弾力的運用が可能となるようにすべきである。

(2) 農業用水の水利権の取水量の表示は、夏期を3期程度に分けて最大取水量を表示し、必要に応じてダム依存の条件等を書き加える方式が妥当であり、水利調整も十分である。

(3) 期別最大取水量の他、総取水量を規制することは実態上実行が困難で、関係者の同意が得られず不必要な混乱を招く。

(4) 当面、従来通りの方式とし、総量表示の問題は両省間において更に検討する。

としており、農林省は一般論としては、未解決の問題が多いため反対、建設省は規制を求めて経過し、しばらく両省で実施方式案の検討を続け再度協議することとしている。

#### 1. 総取水量表示に反対する基本的立場

### (1) 実績論

過去に実例があるとの建設省の主張に対して農業用水水利権において、今までに年間総取水量を表示している事例は、確かに存在している。しかし、これらは他流域導水等を内容とした個別地区の水利使用における年間総取水量であって、今回の総量規制に係る事務処理とは別途に關係水利者間において水利調整上取り決められたものであり、年間総取水量表示の一般的取扱いの先例となるものではない。

なお、都市用水における年間総取水量表示は、権利水量（水利権水量×年間通水日数）そのものによる制限であり、本来の水利使用をなんら拘束するものではない。

### (2) 既得水利権擁護論

慣行水利権は、水利利用の事実が反覆継続され、それが合理的であり、かつ、正当なものであるとして社会的承認を受けて生成している権利である。河川法上もいわゆる「みなし許可」と位置づけられ、許可水利権と同様既得水利権として保護されている。

この慣行水利権について、流水の公的性格からして、その必要水量が確認されていないものに、排他独占的な占有を認めることが出来ないと云う思想がある。

事実、慣行水利権の必要水量をかんがい目的から明確にすることは困難な場合が少なくなく、必要水量に関する不明確性が、慣行水利権の合理化の主張にわずかな根拠を与えている。

また、許可水利権の場合の一般的な農業用水必要水量の算定は、減水深（又は消費水量）から求めた必要水量から有効雨量及び地区内利用水量を差し引き、その残余を河川依存量としている。そして計画基準年において、河川自然流量（又は洪水流量）が当該依存量に満たないときは、不足分はダム等により補給される。従って、河川依存量及びその補給のための水源施設規模は、有効雨量等地区内利用量を前提として、それぞれが控除されたもので計画されている。

許可水利権水量の設定に当たっては、これらの計画を基本として、気象変動及び営農の変化に対応できるよう夏期を概ね2～3期（冬期を1期）程度に分割し、表示されてきた。これが、いわゆる期別水利権である。このため計画上の河川依存量に対しては、若干の余裕を持つことになり、期別最大取水量のほかには年間総取水量の規制が主張される所以である。

このように農業用水水利権では、慣行水利権にあっては数量的に不明確な要因を、また、許可水利権にあっては権利設定上の余裕が含まれているやにみえるが、その何れの場合も期別の変動に対応したり、維持管理等営農上の省力化に貢献しており、いわば必要水量となっている。

このような既得水利権に対し水需要の緊急性及び効率

化を背景とした水利権の明確化のために、制限を受けるべきか否かは慎重に検討する必要がある。過去の判例では、「公水使用権は、それが慣習によるものであると行政庁の許可によるものであるとを問わず、公共用物たる公水の上に存する権利であることにかんがみ、河川の全水量を排他独占的に利用しうる絶対不可侵の権利ではなく、使用目的を充たすに必要な限度の流水を使用しうるに過ぎないものと解するのを相当とする。」（最高裁37.4.10）としている。

つまり、農業用水水利権を擁護する立場としては、農業用水の取水にあたり、河川の全水量を排他独占的に利用しようとしているのではなく、慣行水利権に結びついた通常年の地域用水や、維持管理等営農上の省力化のための必要水量等については、当然従来通りの水利使用を確保すべきであるとの主張である。勿論、これらの取水量が適確に表現することが可能であれば、水利権水量として、最大取水量の他、年間総取水量を表示して水利権の内容を区分表示することは出来よう。

### (3) 管理労力多投論

土地改良事業計画では、必要水量に対する水源計画について、渇水基準年における施設対策を中心として表示されているが、管理計画は必ずしも渇水基準年の水計画により管理されることとはなっていない。畑地の場合は、施設計画も十分なわれ平時、渇水時とも取水口及び末端各は場において適正な取水及びかん水ができるようになっている。しかし農業用水の大部分を占める水田の管理は、平時（豊水時）は取水及び配水についてきめ細かな操作は行なわれないが、渇水時には降雨の有効化、補助ポンプの作動、地区内反覆利用の操作及び番水操作等取水口のみ操作に止らず末端に至るまで配水の調節が要求され、相当の管理労力を投入する。

従って、年間総取水量は渇水基準年における計画の河川取水量でその権利量を限定されると、その範囲内で取水するためには常に渇水年並みのきめ細かい管理を必要とすることになり、管理労力の多投を強いることとなる。

### (4) 流域還元反覆論

農業用水の消費水量は蒸発散量のみであり、水田では渇水のため取水された流水は、下流に還元流出し反覆利用が可能である。農業用水は土地に密着した水利組織により利用されているため、還元反覆の状況も安定している。従って、流域内にあっては管理上必要なものについて取水が行われたとしても、河川の代りに地区内水路等を流下するのみで、タイムラグがあっても下流に流達するのは同じであって水利調整上問題とはならない。

従って、このような利水の実態に対しては、水利使用の規制しか残らない。

### (5) 末端施設整備論

土地改良事業は、一般的に用水の安定供給と水利用の合理化及び農漁労力節減等のために、水利施設及びほ場条件を整備することを主たる目的とし実施しているが、基幹水利施設と末端施設及びほ場条件の整備は必ずしも同時に行われるものではなく、基幹水利施設の整備のほか末端の施設及びほ場条件の整備の完成と相俟って達成されるものであり、基幹水利施設の整備が完了してもほ場条件が未整備な地区にあっては水配分の合理化は完全を期し難く、従って、総取水量の表示をするためには、基幹水利施設とともに末端施設及びほ場条件が整備されることが最低の条件である。

## 2. 総取水量表示に応ずる基本的立場

以上のように総取水量表示には基本的には反対の立場ではあるが、水需給逼迫等の諸情勢から総取水量表示に応ずることについて、一定の条件の下では止むを得ないと判断した場合、それは次のようにまとめることができる。

(1) 既得農業水利の大部分は、長い歴史のもとに培われてきた権利であり原則として既得水利の合口を含め実質的総取水量表示は行わない。仮に応ずるとしても権利水量(水利権水量×かんがい日数)を以って年間総取水量とする。なお、渇水時等取水実績としてこれを下回る水量があるとしても、それは節水管理の結果であり、毎年これを適用しうるものではない。

(2) ダム直接取水、畑地かんがい施設及び末端水管理施設を持つ水田かんがい施設については、水利用計画及び施設計画の前提として一定の水管理を行えることになっており、この範囲内での総量規制は、水利用並びに水管理に支障を来さない。

(3) 既得農業水利のうち水需要の逼迫している水系にあり、かつ、当該水利に係る下流排水が下流地点において再度利用することを期待できないため、特に後発の水資源開発事業との水利調整を要するものについては、地区内水管理施設の整備等について、別途所要の措置を講じた後、一定の水管理ルールに対応した水量を以って総取水量とする。

(4) 農業用水合理化事業に係る農業水利については、合理化水量が計画基準年における権利水量を基準として算定されているが、これは、事業実施に伴う末端パイプライン化等の施設整備が高度な水管理を可能とするものであるため、一定の水管理ルールに対応した水量を以って総取水量とする。

(5) ほ場整備、用排分離及び水源転換等によって一部新規利用が生じたことにより、既得水利を含めて新規に準じた水利規制(総量規制)を行うことは、既得権利をも侵害することとなるので、既得水利権量より新規水利権量が上回る場合について一定の水管理ルールに対応した水量を以って年間総取水量とする。

なお、これらの表示される年間総取水量は、異常渇水年を除いた全ての年次での必要水量を満足するものでなければならない。

## IV 年間総取水量の表示の実施について

### 1. 覚書きの締結について

昭和49年12月から昭和50年3月までの間に両省間で多くの打合せが持たれた後、農林省は一定規模以上のものについては、年間総取水量の表示は止む得ないと判断をし、昭和50年10月13日両省関係課長間で、表一1の覚書きを締結し、水利使用規則において農業用水水利権の総取水量の表示を行うことに同意している。

表一1 農業用水水利権の総取水量表示について

総取水量表示については、建設・農林両省において、水利権の尊重、権利内容の明確化、流水量の確保、取水量の遵守を目標として協議を継続してきたが、当面、特定水利使用に係る下記に掲げる内容のものについて行うものとする。

なお、表示された総取水量は、関連土地改良事業実施後の水利使用の実施状況により、必要に応じて変更できるものとする。

また、総取水量の表示については、下記以外のものの取扱いを含め、両省間で引き続き協議を進めるものとする。

#### 記

1. 施設等の新築又は改築に係るものであって、次に掲げるもの

- (1) 流域変更するもの。なお、取水後の水が取水した河川に還元しないものを含むものとする。
- (2) ダム等流水の貯留施設により補給されるもの
- (3) 以上のほか、新規水利に係るもの

2. 農業用水合理化事業に係るもの

なお、上記1及び2の解釈運用については、具体案件の処理と併行して、両省間で協議のうえ、可及的速かにその細目を作成するものとする。

昭和50年10月13日

### 2. 覚書きの運用解釈について

表一1の覚書きにみられるように覚書き自体詳細なものではなく、覚書き締結後解釈運用論が打合わされている。昭和50年12月に両省の基本的考え方について打合せたのを始めとして、その後多くの議論の末、表一1の覚書き第1項第2号の解釈運用について昭和51年12月27日に表一2の覚書きを締結している。

なお、その他の事項の解釈運用等については、未だ両省間において合意されたものはないが、過去の打合せの中でほぼ合意されているもの、又は、両省のそれぞれの

表一 2 総取水量表示に関する覚書第1項第2号の解釈運用について

昭和51年12月27日

「ダム等流水の貯留施設により補給されるもの」についての細目運用は、次のとおり行うものとする。

- 1 ダム等流水の貯留施設により補給されるものうち、次の①から③までのいずれかに該当するものは、総取水量を表示する。
  - ① かんがい面積が1,200ha以上
  - ② ダムからの補給量が1,200千 $\text{m}^3$ 以上
  - ③ ダムからの補給率が10%以上
- 2 ダム等流水の貯留施設により補給されるものうち、次の①から③までのすべてに該当するもの又は④に該当するものは、総取水量を表示しない。
  - ① かんがい面積が900ha以下
  - ② ダムからの補給量が1,000千 $\text{m}^3$ 以下
  - ③ ダムからの補給率が10%未満
  - ④ かんがい面積が300ha以下
- 3 上記1及び2に該当しないものは、ケースバイケースで判断する。

主張に対し共に異議がないと思われる部分についてまとめてみると次の如くなる。

「施設等」：堰、水門等全ての取水のための施設

「新築又は改築」：取水量の変更を目的としない補修事業及び水利権の変更は含まない。

「流域変更するもの」：水系を異にする分水のほか、同一水系内の河川内の分水であっても水利秩序に支障を及ぼす恐れがあるような場合（「場合」について相違点がある。即ち、低水流量管理の基準点を特定するか、しないかである。）は含まれるものとする。ただし、旧来から引き続き社会的に認められている水利秩序により取水しているものを除く。

「ダム等流水の貯留施設」：ダムの他、河口堰等流水を貯留する施設。

「補給されるもの」：補給する貯水施設は概ね昭和30年以前のもの及び補給関係が明らかでないものは除くものとする。

「新規利水に係るもの」：増量取水については、増量分が既得分より大きいものに限るものとする。

「表示の単位」：10,000 $\text{m}^3$ 単位とする。



## 希望ある明日を開拓する

土木建築設計・施工管理・  
測量・地質調査・電算解析

# 拓工設計株式会社

代表取締役社長 田 中 岩 男  
専務取締役 青 木 和 芳  
常務取締役 横 井 善 保

名古屋市西区那古野一丁目17番18号(コジマビル)  
電話 名古屋 (052) 563-4114(代表) 〒451

## 間 違 い 易 い 水 理 設 計

——パイプラインの水理設計——

久 保 七 郎\*

## 目 次

1. まえがき……………	87	4. 事故例とその対策……………	90
2. パイプライン事故の基本要因……………	87	5. あとがき……………	92
3. パイプラインの水理的特質と問題点……………	87		

## 1. ま え が き

この項では、農業用パイプラインの計画・設計に関する諸問題について述べる。

農業水利施設としてパイプラインが本格的に用いられるようになったのは、昭和30年前後からで、その歴史は浅いが、上下水道・発電水力等の分野の技術の導入と、逆サイホン・水管橋及び揚水機関連での管路の設計・施工の経験を踏まえて、きわめて短期間に大口径・長大かつ複雑なパイプラインの事業化を実現した点に特徴がある。当初は600mm級以上を大口径と呼んでいたが、最近の国営・県営幹線では、口径2,000mm、通水量5 m<sup>3</sup>/secを越える規模のものがごく普通にみられるようになってきた。独自の設計基準も制定され、次第に技術として体系化が進みつつある。

しかしながら、パイプライン実施地区の実態を調べてみると、問題が多く、使用段階に入ってから致命的なトラブルに悩まされる例が少なくない。見方によっては、大半の地区で、なんらかの問題を背負っていると言っても過言ではないかも知れない。不可抗力のケースもあるが、関係者の不注意や錯覚に起因する事故だけは絶対に避けたいものである。

## 2. パイプライン事故の基本要因

パイプラインの障害事例について、その原因を筆者なりに分析してみると、

- ① 計画・設計の問題
- ② 管材をはじめとする各種資器材の問題
- ③ 施工技術の問題
- ④ 使用時の操作・管理の問題

に大別できる。パイプライン、特に埋設パイプライン施設では、これらの条件が相互に複雑に関係し合っただけで事故の原因となるだけに問題の根は深い。また、目に見えない所で事態が進行するため、対策が後手に廻り、責任の

なすり合いになりがちでもある。

パイプラインは、パイプ本体をはじめ、各階層のバルブ等まで、工場製品を主体とする組立て技術という点で、他の土木施設と際違った違いがあり、これらの資器材に問題のあるケースもある。しかし、規格・基準が定められ、工場の製品管理も徹底してきた現在、資器材の問題の多くは、設計者の選択の責任に帰せられるのではなからうか。また、材料と施工とは表裏一体をなすもので、特に埋設パイプラインでは使用管種によって施工上の留意点が異なるのはもちろん、管体とその施工結果とのトータルとして機能面・コスト面の評価がなされるべきである。

一方、設計時にどのように緻密な水理計算を重ねたとしても、設計者の意図と一致した使い方がなされない限り水理的な安定性は保証されない。このことは、使い方（の実態）に合った設計をするか、設計条件に合った使い方をさせるかの問題に帰する。

不都合な問題を生じたパイプライン地区では、とかく責任の所在が議論の中心になりがちであるが、計画・設計から施工管理、操作運用にいたる方針の一貫性が大切であり、恵まれない条件のもとでも、その条件を生かした施設設計・施設利用が考えられるはずである。

## 3. パイプラインの水理的特質と問題点

稲作が始まって以来、不可欠の農業水利施設として開水路とは2,000年余のつき合いが続いている。これに比べると、はるかに歴史の浅いパイプラインに対しては、水理特性についての理解に欠け、設計面・利用面ともに開水路的センスで対処する傾向が強いように思われる。特に、これまでに完成したパイプラインでは、用地とか工事上の都合等で当初の開水路計画をパイプラインに変更したケースが多い。このような場合、姿かたちはパイプラインであっても、送水システムとしての全体像は開水路の性格を残したままになりやすく、大変問題の多い水利施設になるおそれがある。

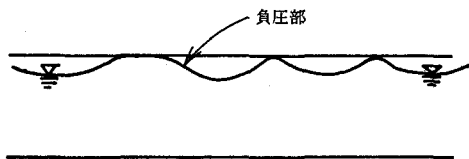
\* 農業土木試験場

開水路とパイプラインとは、水理的な類似点も多いが、全く相反する面が少なくないので、設計にあたり十分注意する必要がある。

### (1) 満流状態の保持

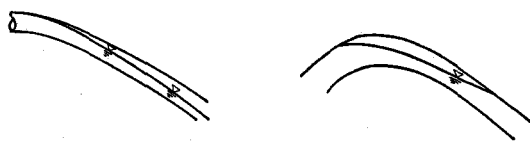
パイプラインの流況は満流を前提にして計算する。このことは、パイプラインでは（放っておいても）常に満流になるものであるとの先入感を生み、重大な誤りをおかす原因になりやすい。複雑な地形のもとに配置された施設を、あらゆる流量範囲で、全線を通じて常に正圧の満流状態に保つことは、必ずしも容易なことではなく、しかも、これがパイプラインの水理的安定性の維持に必須の条件であるだけに、設計にあたって十分な検討が望まれる。

トンネルや暗渠の設計に際して、最大流量時の流況解析には相当の神経を使うのが普通である。水位～流量特性曲線からみても明らかな水面振動が生ずるほか、水面が部分的にもトンネルのクラウン部に接すると、自由水面部の通気が断たれる結果、局所的な低圧を生じて流況がさらに不安定になり、極端な場合には負圧に伴う衝撃的な破壊を惹起することがあるからである。



図一 満流付近のトンネルの流況

逆の意味で、満流を前提とするパイプラインにおいて、管路の一部あるいは一定区間に自由水面部を生ずることは大変不都合な問題であり、流況解析が不可能となるだけでなく、屢々致命的な事故の原因となる。起伏の多い路線配置の場合には高位部に空気が残留しやすく、特に農業水利施設に多い急傾斜地の自然圧パイプラインでは、水脈ハク離を生じているケースがあるので注意を要する。設計基準の中で、水理設計（定常流）の基本事項として「その敷設経断はいかなる場合にも動水こう配線を上回らないように設定する」としているが、「いかなる場合にも」とは、「いかなる流量条件においても」の意味で、最大流量をはるかに下回る流量の時あるいは路線中の分水工の分水量が計画値と著しく異なる時などには、場所によって正圧を維持できなくなる危険性を指摘したものである。



(1) 急コウ配管路の末端付近 (2) 路線中の凸部

図二 管水路における空気混入

開水路では自由水面の維持を、またパイプラインでは満流状態の保持を絶対条件とする特性の違いが、後述の設計条件の差異となることに留意する必要がある。

### (2) 施設の操作条件

パイプラインの有利性の一つとして、損失水量の軽減の効果をあげる場合が多い。

開水路の流量は、上流側のゲート操作によって調節する。下流部でどんなに多量分水を望んでも、上流側ゲートで規制した量以上の取水は不可能であり、逆に、下流側で全く取水を必要としないときでも、上流側のゲートが開かれている限り水は流れ続け、これが無効放流となる。このことは、開水路施設が本質的に「供給主導」の水管理になじむ「上流始動型」の水理特性をもつことを意味し、流量変動の時間差を調整し無効放流を軽減するための調整施設に工夫がこらされている。

パイプラインの場合も、流量の増減・遮断は開水路と同様に上流側ゲート（バルブ）でもできる。しかし、管路内を常に正圧の満流状態に保持しようとするれば、使用流量に追従した水の供給を必要とし、いわば「需要主導」の操作管理をすべき「末端始動型」の水理特性をもつ水利施設であるといえる。

こうした施設固有の水理特性の差異は、水理設計上ならびに施設の運用操作上の支配条件でもあるが、案外に意識されていないのではなからうか。先に述べた「開水路的センス」とは、このことを意味し、トラブルの原因の多くは、この点に集中しているように思われる。

水田パイプラインにおいて、降雨時およびその直後の何日間かはポンプを停止する場合が多い。受益農家の内、たとえ1人でも、給水栓の操作を怠った場合は、管内の一部または全部の水がその給水栓から流出し、次にポンプを起動した時には管内の空気塊の圧縮による、いわゆるエアハンマーの危険を背負うことになる。使用者の馴れによって、一般に2～3年でこの種の事故は激減するようであるが、設計時に、また供用開始に先だって、水の動きを考慮した施設の運用操作態勢の整備が大切である。従量制を前提とし、料金でペナルティを課すことによって給水栓の操作を強制する上水道施設と農業用水施設との根本的な違いであり、供給側の意志によって下流側（末端側）の弁を操作するか、需要と供給とのバランスによって給水を断つブレーカー装置を導入するなどの対策を考えておく必要がある。

なお、オープンタイプのパイプラインは、いわば逆サイホンの連続であり、見かけはパイプラインであっても、水の動きからみた場合は、開水路と同様の供給主導・上流始動型の特性をもつ。

### (3) 流況の伝達特性

開水路のゲートを操作した場合、その影響は水位・流量の変化として水路中を伝わるが、その伝播速度は5～



6 m/sec程度であり、10m/secを越えることは稀である。これに対して、パイプラインでバルブ操作等の流況改変動作があった場合、その影響は圧縮波となって数百～千数百m/secの速さで管内を伝わる。開水路に比べてはるかに高感度で、流量や圧力の制御に際して応答性にすぐれているが、反面、これがパイプラインの致命的なトラブル要因となる場合も多いので注意する必要がある。

管路内の水がある速度で動いているとき、下流側の弁を閉じると、行き場を失った水の運動エネルギーによって圧力上昇を生ずる。いわゆるウォーターハンマー現象である。弁の閉止速度が極めてゆっくりで、流況変化の情報が後続の流れに伝わるに十分な時間があれば、圧力上昇は無視できる程度で済むが、急激に弁が閉ざされた場合は、水の慣性力が累積して衝撃的な破壊圧を生ずる。このときの最大水撃圧はジュークコフスキーによって次式のように与えられる。

$$H_{max} = \frac{aV_0}{g}$$

ここに、 $H_{max}$ ：水撃圧水頭 (m)、 $a$ ：水撃波の伝播速度 (m/sec)、 $V_0$ ：弁閉そく前の管内流速 (m/sec)、 $g$ ：重力の加速度 (9.8m/sec<sup>2</sup>)

この式の適用範囲は、「急閉そく」と呼ばれる範囲で、弁の地点で発生した動作の情報が管内 (長さ  $L$  m) を伝わって上流端に達し、折り返して弁までもどってくる時間 ( $2L/a$ ) 内に弁が閉じ終る場合で、管路延長が長い、または弁の操作時間が短いと相対的に危険度が高まる。また、操作前の管内流速が水撃圧水頭の大きさの支配条件となる点に注目する必要がある。

次に、弁の操作時間 ( $T$ ) が、( $2L/a$ ) より大きい緩閉そくの場合は、アリエビの略算式により求められる。

$$\frac{H_{max}}{H_0} = \frac{K_1}{2} + \sqrt{K_1 + \frac{K_1^2}{4}}$$

ここに、 $H_{max}$ ：弁の閉そくによって生ずる水撃圧水頭 (m)、 $H_0$ ：弁位置における静水頭 (m)、 $K_1 = (LV'/gH_0T)^2$ 、 $L$ ：管路の延長 (m)、 $V'$ ：弁の操作前後の管内の定常流速の差 (m/sec)、 $g$ ：重力の加速度 (9.8m/sec<sup>2</sup>)、 $T$ ：弁の操作時間 (sec)

この式からみても、管路延長が大で、流況改変量 (流速差  $V'$ ) が大きい程危険が大きくなる。弁の操作時間が長ければ、その危険が緩和されることが知れよう。

ところで、この問題に敢て触れたのは、水撃圧の扱いに若干の誤解が認められるからである。水撃圧は、管内流速の急激な変化が唯一・最大の原因であり、そのもとになるのは管内流速 (設計流速) と弁の操作速度である。したがって、設計上は、この二つを安全側に設定することが大切である。設計流速の標準値が 2 m/sec 前後におさえられているのは、この理由によるもので、経済流速の考え方とは別の次元で安全性の確保がはかられ

ている点に留意すべきであろう。また、経験による方法として、設計匠に基礎をおく水撃圧加算値が基準に示されているが、これは上水道における経験値であって、理論的根拠及び理論式との整合性は全く無い、計算の手数を省けること、長年の実績で実用上の適合性が立証されていることなどから、基準として、それなりの意味はあるものであるが、設計流速や弁の操作条件を含めた前提条件を無視しては成立し得ない問題であることを強調しておきたい。

開水路に比べてパイプラインの利点とされる応答速度の速さが、実は別の面で安全性に響く問題を内蔵している点に注目し、設計流速はできるだけ小さく、また、弁の操作速度はできるだけ遅くなるよう設定し、万一異常圧が生じたときは、これを放出できるサージタンクとか安全弁等を考えておくことが望ましい。農業水利施設で一刻一秒を争う操作を求める場面は少いし、開水路に比べてはるかに損失水量の少ないパイプラインで、一滴も漏さないような操作管理を要するとも思われなからである。

#### (4) 分水特性

パイプラインの長所の一つとして、地形の克服と均等公平な配水をあげる場合が多い。これは、一面の真実であり、また重大な誤解のもとでもある。

地形沿いに導水される開水路における上流優先の絶対性に対して、パイプラインでは、はるかに均等性が得られるのは確かである。しかし、幹支線・上下流・地形の高低などによって、分水上の有利・不利の差の出るのは不可抗力であり、設計値どおりの給水が保証できるのは、全ての給水栓で設計値どおりの取水を行なった場合に限られる。

設計者は、計画分水量に従って、有効水頭を考慮して水理計算を進めていく。つまり、全ての分水工・給水栓で所定量の水が出ることになっている。しかし、バルブやパイプの規格があり、余裕をもって上位のサイズのものを採用する通例からみて、圧力等の条件の有利な地点では計画値以上の分水が可能で、全体量に制約がある以上、水の出ない分水工 (給水栓) が生ずるのは何の不思議もないことである。水理計算の結果に合った水配分は、施設面で必要な規制措置が伴って始めて実現するものであり、たとえば、送電系におけるヒューズに相当する装置で過剰分水をカットするような方法とか、圧力調整のオリフィスを挿入するなどの方法が考えられる。

#### (5) 管理制御特性

水理的応答性にすぐれ、制御しやすい水利施設として開水路と対比される場合が多い。通常の使い方では、バルブの開閉動作に追従して管内流速が変化し、操作運用上の支障は生じない。バルブ操作を緩くするほど流れの変化の追従も容易で、施設の安全性も高まる。

しかし、落差等の関係で中間に調圧弁が設けられる場合とか、調整池または中継水槽を介してつながるパイプラインでは、この水理的応答性と制御動作の調和が難しくなり、屢々トラブルの原因となる。

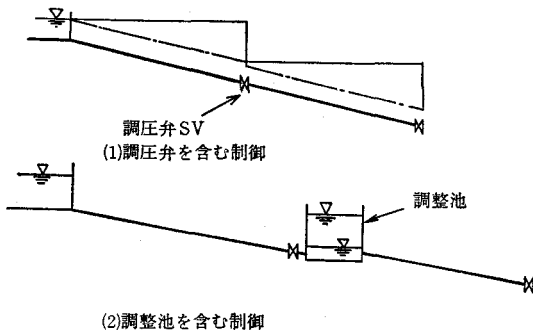


図-3 中間バルブを含む制御

図-3において、調圧弁SVは、下流側の流量変化を受けて、設定圧に維持するよう動作するが、若干のタイムラグが出るほか、変化の最終値が与えられない限りオーバーランの危険性もち、複数の支線をもつ場合には大変複雑な動作を強いられる。したがって、パイプラインの流況変化と、制御系の応答動作との関係を予めシミュレーションによって解明しておかないと、僅かな流況変化を増幅・拡大する制御となるおそれさえあるので注意を要する。また、電気的流況検出と伝送の速度に対して、バルブ等の機械的動作及び流況の追従性は格段に差があるため、予測または段階的カット—再設定の操作を組込んでおかないと、無駄かつ有害な動作を繰返す破目になる。

#### (6) 水質汚濁対策

パイプラインは、農業用水を水質汚濁から保護するに有効な対策として利用される場合も多い。開水路のように、途中でゴミや汚水が混入する事態は避けられるが、水の物理的・化学的汚濁には、開水路よりもはるかに弱い点に注意を要する。大型ゴミによる通水阻害等の物理的・機械的障害は論をまたないが、水中に浮遊する有機物・微生物・化学物質が管路内または制御系に沈積・凝結して著しい障害を生じたケースもある。上水道ほどの水質浄化は望めないまでも、高度な水利施設には、それを生かして使うための対策が不可欠であり、在来スクリーンよりも一段ときめ細かな除じん対策を講じない限り機能の維持は期待できない。

### 4. 事故例とその対策

#### (1) 傾斜地における水頭配分

図-4は、前述の計画設計・材料・施工・運用管理のすべてにわたって問題があり、責任の所在をめぐって大変物議をかもしたケースである。

施設は、図のように、水源から山頂付近の配水槽に揚

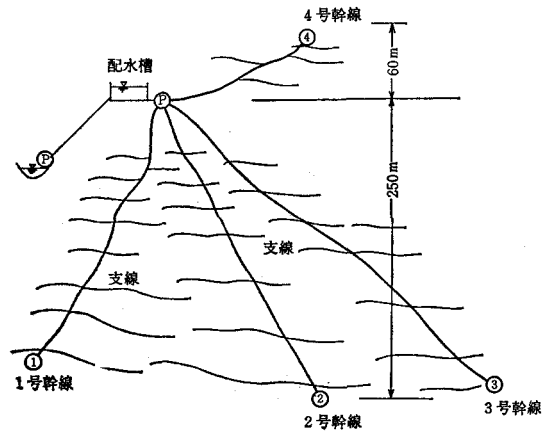


図-4 傾斜地の事例

水し、そこから自然圧によって園内に配管する、ごく普通の配水槽方式のパイプラインである。しかし、極端な急傾斜地で、地区の高低差が250mにも及び、また複雑な地形のため、水平方向に延びる支線が10m単位の起伏を繰返しながら数百mにも達するなど、設計条件は過酷であった。配水槽より高い部分があり、末端圧を確保するため、揚程150mのポンプで加圧し、逆に、低い部分に対しては自然圧を利用しかつ管の摩擦損失をブレーキに用いるため管内流速を5~6m以上にとった。なお、管種はほとんど全線塩ビ管を使用した。

供用開始当初から破裂事故が続き、3年間で200カ所を越え、ほとんど使用不能になった。

各種の要因がからんでいるものと思われるが、水理設計の面からは、初歩的な重大ミス認めざるを得ない。

高低差250mは水圧25kg/cm<sup>2</sup>に相当し、ポンプ加圧分を加えて低位部では40kg/cm<sup>2</sup>に達することになる。設計者は通水時のエネルギー損失の計算に神経を奪われ、毛細管のように張りめぐらされた支・派線の末端圧を問題にする。摩擦損失水頭 $h_f$ は、

$$h_f = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

で表わされ、管路延長 $L$ が長く、管径 $D$ が小さく、管内流速 $V$ を大きくとった本地区の場合、 $h_f$ の値はきわめて大きな値となる。しかし、この計算結果は、その路線に計画通りの水量を流した場合にのみ適用され、使用水量が減ると損失水頭は急激に減少する。静止した水にエネルギー損失は生じ得ないことが忘れられている。

高速の流れを急遮断したときの衝撃圧は激甚である。農家の人達は末端給水栓を無造作に操作し、僅か2~3秒で開閉する。設計流速が大きいだけにバルブ操作の影響が大きく、給水栓の近傍はもちろん、これよりはるかに離れた地点で反射波が複合して異常な圧力上昇を生じ、静水圧と合せて最大75kg/cm<sup>2</sup>を記録した。管の破裂は当然の条件といえる。

対策として次のような提案を行った。

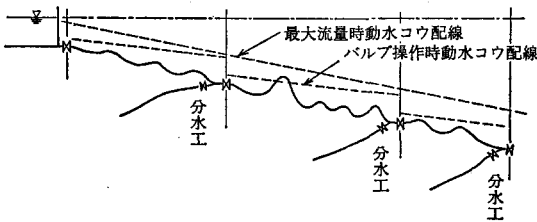
- ① 標高に応じ、地区を上・中・下の3ブロックに区分し、境界に制水弁を設ける。1ブロックの高低差は最大100m以内とする。
- ② 水使用はブロック単位の輪番制とし、他ブロックの使用中は制水弁の閉止を厳守する。
- ③ 配管の末端部・低位部など、圧力上昇の生じやすい個所には空気圧封入型のウォーターハンマー緩衝装置または異常圧放出用の安全弁を設ける。
- ④ 給水栓をゆっくり開閉するよう訓練し、ブロック内で声をかけ合って弁の同時操作を避けるよう努める。

以上の対策実施により、最大10kg/cm<sup>2</sup>以内の水圧条件を維持することが可能となった。

### (2) 起伏の多い送水管路系の残留空気

パイプラインが長大化するに伴い、起伏の多い路線を、文字どおり野越え山越え、10km、20kmにわたって送水するケースが多くなっている。このような場合、計画最大から最小まで各種流量について流況を検討しておかないと、実際の使用に当って思わぬトラブルに悩まされる。特に自然圧方式のパイプラインでは、小流量時の下流部の圧力上昇をおさえるため減圧を目的として上流側でバルブを絞る操作を行う例が多く、このため途中の凸部で通水阻害を生ずることになりやすい。

図一5は、県営幹線パイプラインの事例で、路線の起



図一5 起伏の多い管路

伏が多く、通水開始後、突起部の直下流部を中心に漏水・破裂事故が続発した。管種選定の問題、工法の問題（サンドベッドの不適）などもあったが、水理的には凸部ごとに空気が残留し、これが圧縮されて、いわゆるエアロックの現象を呈し、僅かな流量・圧力の変化によって弾性振動を生じて強大な破壊圧をもたらすことが実測された。口径600mmの分水工バルブの最終の3回転を手動で1分間かかって閉めても、その直後に数kg/cm<sup>2</sup>の圧力変動を生じ、空気塊の移動音がキャッチされ、次いで爆発的な破裂が起こる。

対策として次のような提案を行った。

- ① 極端な突起部の路線変更——不可能とされた。
- ② 凸部を主体に十分な容量をもった空気弁の増設と、手動コックによる排気装置の併設。
- ③ 特に高位部にはサージタンクを兼ねた通気筒の設

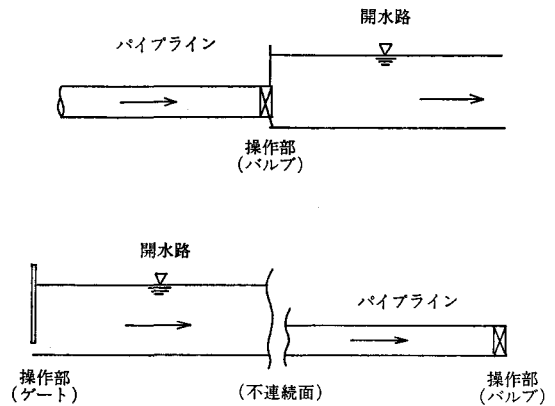
置——いわゆるステッキで高さが不足する場合は、地山に沿って20~30mも上げて開口させる。

- ④ 取水部にφ50mm程度のバイパス回路を設け、通水開始に先だつての水張りに十分な時間をかけ、この間、前記②の手動コックの操作を含めて各空気弁地点に人員を配置して空気の完全排除につとめる。
- ⑤ 幹線系、分土工、支線系を含めて、全てのバルブの操作を、できるだけゆっくり操作するよう徹底する。
- ⑥ バルブを開閉するとき、その順序に注意し、開ける場合は上流（幹線系）から下流（支線系）へ、閉める場合は下流から上流に向かって順次操作する。供給水量と使用水量との整合を欠いて管内が負圧となり空気を吸入することを避けるためである。

以上の対策実施により、本パイプラインの水理特性は大幅に改善され、工法面の不都合個所の改修と相まって当初計画に合った水利用が期待される。しかし、いわば病身をいたわりながらの施設管理が、将来どこまで継続できるかに全てがかかって居り、計画に当ってのより慎重な検討が望まれたケースである。

### (3) 開水路とパイプラインの接続

水管理操作の面からみた場合、開水路の支配断面は最上流端にあり、パイプラインではこれが最下流端にある。このことを先に、開水路は上流始動型、パイプラインは末端始動型と述べた。したがって、パイプラインの下流に開水路が続く水路系では操作部が1個所となって問題が無いが、逆の場合は制御始点が上下流端に分かれ、流れの連続性が断たれる結果、大変不都合な事態を生ずる。



図一6 開水路とパイプラインの接続

図一7は、国営農業水利事業地区の事例であるが、ダムの取水工放流バルブ（ホロージェットバルブ）から下流約2,000mが開水路（トンネル）で、容量約500m<sup>3</sup>の調整池を中継点として南北幹線各20km及び30kmのパイプラインに入る。もともと全線開水路を前提として路

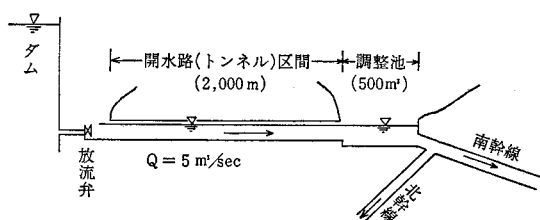


図-7 上流部に開水路区間をもつ事例

線計画が作られ、地形的に逆サイホンや水管橋あるいはトンネル区間が著しく多くなることから、調整池の下流をパイプラインに設計変更したケースである。

計画最大流量は約  $5 \text{ m}^3/\text{sec}$  で、単純に考えても調整池容量は計画最大時の2分間の流量にも満たないが、放流バルブの開閉速度は全閉・全開で3分間に設定されており、急激な流量変化に追従できないことは明らかで、調整池が満水したり、逆にパイプラインに空気を吸入したりする事態が頻繁におこる可能性がある。実際には、あまり極端な流量の急増・急減が生ずるような操作は行わないのが常識であるが、流況検出から制御系の動作にいたる追従性を考えると、この施設の条件内で安定した流況を維持することは、ほとんど不可能となる。すなわち、下流部での水使用量変化に伴う幹線流量の変動は避けられないが、調整池水位の上限をトンネルクラウン頂部、下限を幹線パイプラインの上縁プラス余裕高とするならば、水位変動の許容幅は2mにも足りない。延長2,000mの開水路(トンネル)区間の流況伝播速度を考えると、水位変化に応じて放流バルブが動作したとしても開水路区間の応答性が低いため、バルブ操作が次の操作の原因を作る、いわゆるハンチング現象を生じかねない。

数値モデルを用いて各種条件下での検討を経て、概略次のような修正案を提案した。

- ① ダムからの取水(放流弁操作)は、原則として半旬程度を単位とする計画的制御とし、需要側の使用量変化の影響が放流弁の微調整の形で波及させないように施設面の配慮を加える。
- ② 南北幹線に、それぞれ1~2カ所の調整池を設け、既設の調整池の容量不足をカバーさせる。

③ ②の調整池及び各分水下流のファームポンドには余水吐を設け、ダムからの計画的定量供給水量が実需要水量をオーバーした場合に、バルブ閉止——幹線流量減少——調整池水位上昇——放流量縮減操作といった連続動作に直結することを避ける。

④ 調整池流入部の弁操作を水位制御とすると、常に満水位を維持する方向で動作し、下流側の水使用による池水面低下を回復するよう一定の時間おくれをもって流量変動が上流に波及する。このため、調整池水位と流入流量とを連動させて弁開度操作につながる流量制御方式を導入し、流量変動のタイムスケールの伸長をはかる。

⑤ ファームポンドについては、前述の余水吐を設けるほか、計画供給量に応じて高さを調節できる越流壁により水槽を区切り、流入量を規制する。また、水田用水も隔壁で仕切ったファームポンドを通過させることにより、計画量以上の過大取水を規制するとともに、計画(予約)量の供給を保證できるようにする。

以上の提案は、ダムからファームポンドまでの送水について供給側が主体性をもった計画送水を実現するとともに、末端側ではファームポンドを介して計画の範囲内で水使用の自由度を確保しようとするもので、これによって異常時はとも角、通常は幹線パイプライン系の極端な流量変動を生じない管理操作により、施設の安全かつ安定的運用をはかるようとするものである。

## 5. あとがき

パイプラインの事故例を調べてみると、不可抗力の場合も多いが、水理的計画・設計に原因のあるものも少なくない。上水道など他分野のパイプラインに比べて農業用ではかなり異質の難かしさが有り、独自の技術開発を要する面が多い。ただし、事故例の中には設計者の不注意によるものが散見されるのは大変残念なことであり、長い歴史をもつ開水路のそれに比肩できる設計理念の確立とその裏付けとしての技術水準の向上を念願するものである。

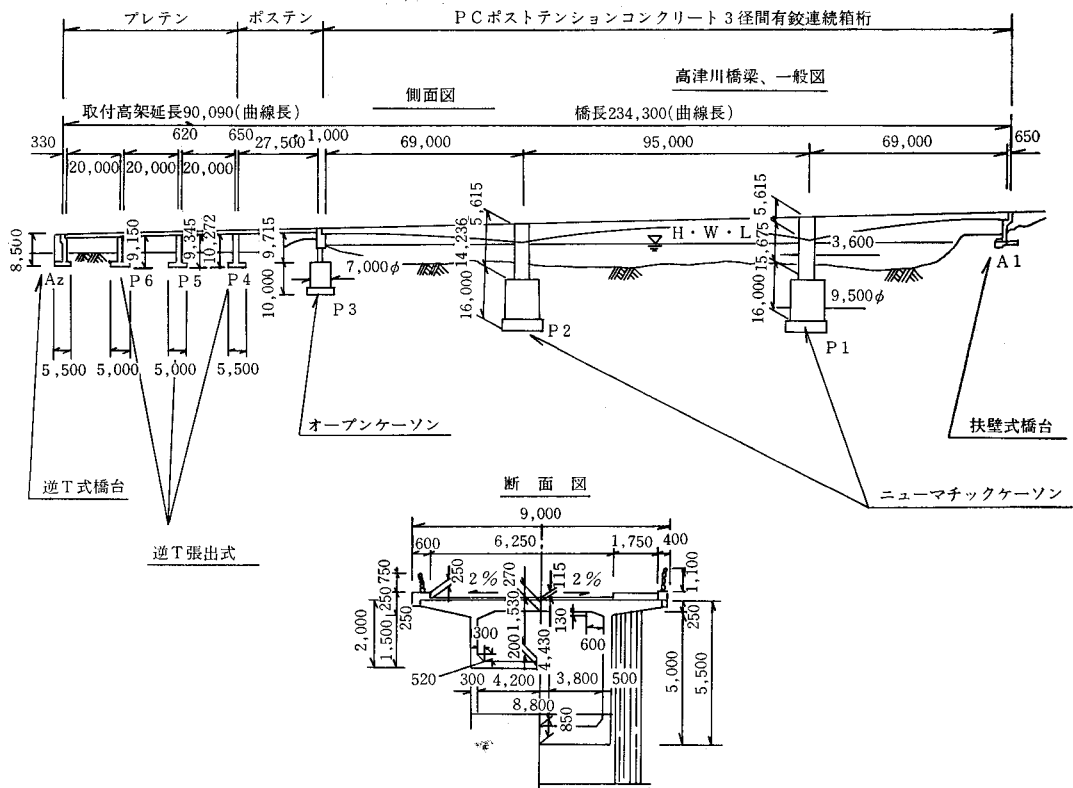
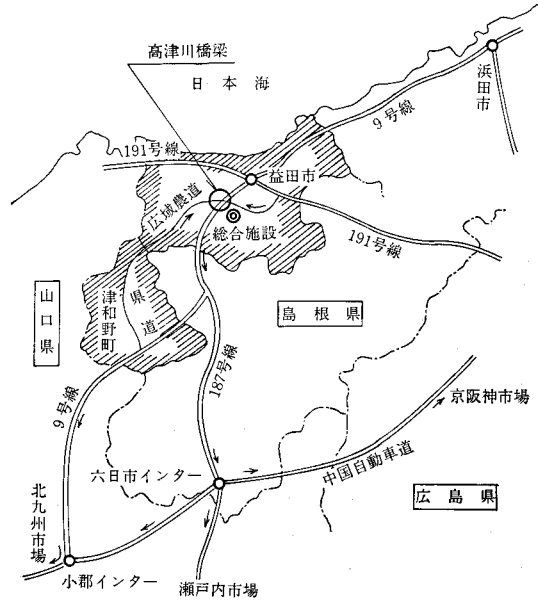
## 益田管内における広域営農団地農道整備事業

島根県益田農林事務所耕地課 小豆沢 正 久

本地区は島根県の最西端に位置し、その経済圏は益田市を中心として広島県、山口県と密接な関係にある。

現在農産物の流通は国道9号線、国道187号線をルートとして行なわれている。しかし、明らかに基幹的農道整備が遅れている現状である。

そんな中で昭和52年に採択された西石見地区広域営農団地農道整備事業（通称西石見1期）、昭和54年に採択された西石見2期地区広域営農団地農道整備事業は地元の大きな期待を担っている。この農道は益田市の丘陵地における国営総合農地開発事業と併せて津和野町の農業開発を一体的に行い、地域の特性を生じた地場資源の開発を進めると共に経営の協業化を図るため生産団地内に幹線農道を設け生産から出荷までの作業を広域的に一貫して行える生産機構の確立と省力化をはかり高産性農業の展開を可能とするものである。また、中国縦貫自動車道の完成に伴い発生する産地競争に対応し、中国縦貫道六日市ICの有効利用をはかり、山陽、北九州、阪神圏



## 県だより

に対する食糧供給と同時に地域的自給の役割を目的とするものである。

本広域農道の概略ルートは前頁の図のようである。

工事については昭和54年度から西石見1期地区より着工し、益田市安富町内で高津川橋梁（西益田大橋）を現在施工中である。工期は昭和54年11月～昭和58年3月まで、工事費は約1,000,000千円である。以下この橋梁について記してみたいと思う。

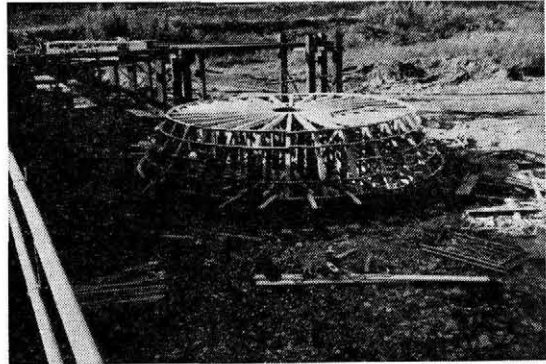
まず橋梁の型式であるが、上部工はPCポストテンションコンクリート3径間有鉸連続箱桁、PCポストテンションコンクリートT桁及びPCプレテンションコンクリートT桁である。また下部工は扶壁式橋台、ニューマチックケーソン、オープンケーソン、逆T張出式及び逆T式橋台である。高津川橋梁の略図は前頁の図のとおりである。

本橋のメインはなんといってもP<sub>1</sub>、P<sub>2</sub>のニューマチックケーソン及びA<sub>1</sub>～P<sub>3</sub>間における上部工のディバダグ工法である。特にディバダグ工法は農林サイドではあまり用いられていない工法である。

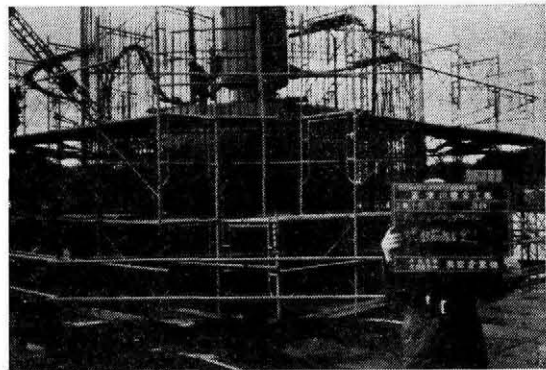
本橋をかける高津川は島根県で有数のあゆの産地であり、地元漁協との協議により水面下における施工が昭和54年11月16日より昭和55年3月末日までと定められ、また高津川が一級河川のため建設省との協議の結果10月～翌年5月末日までしか水面下の工事ができない。そのため工期が限定されたため、工程が確実であるニューマチックケーソンを採用した。また高津川が玉石混り砂レキ層であるため地耐力試験を行わなければならない、それができるといことでニューマチックケーソンを採用した。以下作業写真を添付する。

上部工のディバダグ工法については、現在P<sub>1</sub>部分で施工を開始した段階でありP<sub>2</sub>部分も施工するのは9月上旬からになる予定である。今回ディバダグ工法についても記したいのであるがスペースが限られており別稿としたい。

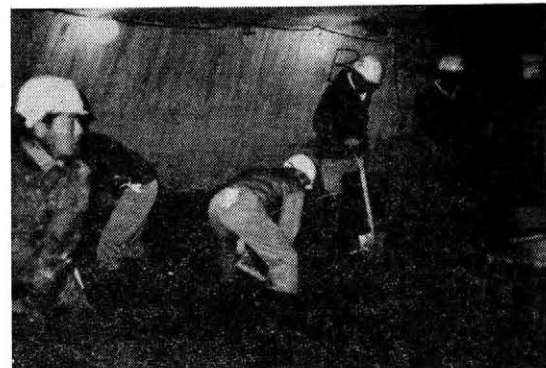
最後に、この橋が1日でも早く無事完成し、地元民に大いに利用していただくことを祈ってやまないこのごろである。



P<sub>2</sub>ニューマチックケーソンセントル据付状況



P<sub>1</sub>ニューマチックケーソン鉄筋組立状況



ニューマチックケーソン掘削状況

## 簡易鋼矢板組み立て水路の施工事例について

徳島県吉野川北岸農業水利対策室 吉田良治

### 1. はじめに

近年の国家財政のひっ迫による公共事業の抑制策は、土地改良事業にとっても、その設計・施工において、工事費の節減、あるいは工事期間の短縮等の合理化を図る

必要性に迫られている。従って、我々農業土木技術者にとっても、新材料や新技術を積極的に導入して行くと共に、他方、農村という自然と地域に密着した、生活の原点に立ち帰って、生れるアイデアといったものを尊重

して行かなければならないと思われる。

ここでは、そのような一つの事例として、徳島県松茂町中喜来地区において採用が試みられた、簡易鋼矢板利用による組み立て水路について、簡単に紹介してみたいと思います。

## 2. 事業の概要

この組み立て水路は、町単独、本年度事業費1億円の農業排水路改良工事に採用するもので、本水路部は延長400mについて実施することになっている。

本水路の断面は、水路幅3m、深さ1.5mであり、このm当り単価を工種別に比較してみると、自立式の加圧コンクリート矢板を100とした場合自立式の軽量鋼矢板で、72、また現場打コンクリート水路の場合で、60程度と見積られるのに対して、本鋼製水路については、24程度で施工可能とみられるため、採用することにしたものである。

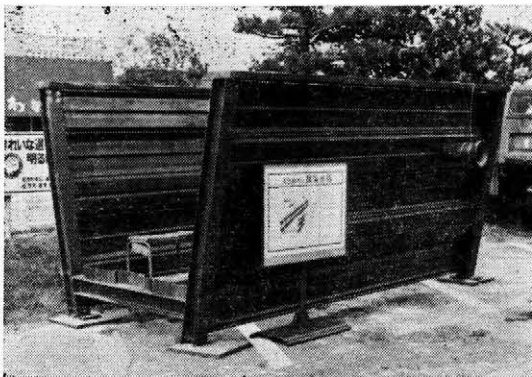
## 3. 水路の構造

基本的な構造は、写真一1のようであるが、使用部材としては、1スパン(3m)当り、支柱と下部の腹起しにH-125×125×6.5×9を、側壁材として、軽量鋼矢板 $t=4.0\text{mm}$ 、 $B=333\text{mm}$ 、10枚、あと、チャンネルコーピング、矢板止め、笠コンクリート $0.06\text{m}^3$ 程度である。従って、m当り重量も208.7kgと比較的軽量で済むことになる。

また、施工方法としても、ヘドロの除去後、50cm厚の碎石を敷き、鋼材の組み立てをして埋戻しを行えばよく、簡単であり、施工時間も少ない。

ひずみについても、埋戻し後、土圧及び8トンの荷重の状態、2cm程度である。

さらに、心配される腐食についても、矢板厚4mmの



写真一1 組み立て水路の構造

うち、応力上の必要厚を1.7mmとすれば、残り2.3mmについて、年当り想定腐食厚を0.025mmとすれば、92年の耐用年数と算定されるが、安全率を考慮しても、一応実用に供し得ると判断したものである。

もちろん、この場合、塩分濃度の影響が大きいと考えられる訳であるが、対象地域においては、約400ppm程度であり、一応心配ないものと判断された。

また一方排水効果についても、鋼矢板のスキ間から、自然に水が抜けてゆくので、底部も碎石敷きであり、充分である。ところで本組み立て水路を用水路に使用することは、やはり困難な点が多いと言えよう。

## 4. 長所及び問題点

この簡易鋼矢板による組み立て水路の長所としては、

- (1) 工事費が安く、また工期も短かく、従来のコンクリートによる水路に比べ、共に約1/2で済むことができる。
- (2) 部材が比較的軽量であるため、不等沈下が少ない。
- (3) 部材がプレファブ化されており、施工が簡単。
- (4) 部材が工場で一貫生産されるため、品質や形状が一定化される。
- (5) 必要な水路の断面に応じて、自由に形状を整えることが可能である。

(6) 軟弱な地盤における施工が、他の工法に比べ、簡単で有利である。

この様な点が挙げられるが、何と云っても、従来、鋼材とコンクリートの価格が、ある程度均衡していたのに対して、最近、生コンクリートの値上がりが目立つようになって、むしろ鋼材を利用する方が、安価で済むような情勢になって来た背景があると思われる。

また問題点としては、先ず最も注意すべきことは、水路が水に満たされて来た場合、電気腐食が発生する可能性についてである。この場合、被害はかなり大きいものが想定されるため、ステンレス等、他の金属の接近を避ける等、十分な注意と、不断の留意が必要になって来ると思われる。また先にも述べた、酸化腐食についても、一応実用性のある耐用年数が計算されるが、排水路という性質上、各種の化学肥料や農薬、さらに、生活排水も流出することを想定せねばならず、それによる影響が、どの程度になるかという未知数もあり、今後、施工結果を見きわめる必要がある。

ともかく、県下初の試みであり、良好な結果が出るよう期待しているところである。

## 研 修 会 開 催 の ご 案 内

昭和55年度の研修会を農業土木学会関東支部ならびに農業土木技術研究会の共催で下記により開催しますので、多数ご参加下さいますようご案内いたします。

1. 課 題：「農業水利の設計と協議」
2. 期 日：昭和56年1月30日（金）
3. 会 場：東京農林年金会館 東京都港区芝西久保巴町（電話 03-432-7261）
4. プログラム：研修会 1月30日（金）10：00

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 浅原辰夫
10：10～12：00	水利協議について 構造改善局計画部 延藤隆也
12：00～13：00	昼 食
13：00～16：40	水理設計に関する問題点と解決事例
13：00～14：10	ダム頭首工 農業土木試験場 川合 亨
14：10～15～20	水路工                    "                   石野捷治
15：20～15～30	休 憩
15：30～16：40	パイプライン           "                   久保七郎
16：40～17：00	質疑応答

5. テキスト：テキストは会場にて配布します。
6. 参加費用：会員 3,000円 非会員 5,000円（テキスト、昼食代を含む）
7. 参加人員：定員約280名 なお会場の都合により定員になり次第締切らせて頂きます。
8. 申込方法：申込期日 昭和56年1月12日まで

申込先 〒105 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（電話 03-436-1960）

会費納入期日 昭和56年1月15日（締切）

送 金 先 第一勧業銀行 新橋支店 店番号 051  
口座番号 1133246 普通預金 研修会 野村利秋

〔申込様式〕

### 研 修 会 参 加 申 込 書

氏 名	勤 務 先	職 名	住 所	会 費 支 払 法
				振込送金 現金送金 (該当に○)

9. 宿泊施設  宿舎のあっせんはいたしません、当地付近の施設は下記の通りです。各自お早目にお申込下さい。

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	3,400	250
竹 橋 会 館	〒100 千代田区大手町1の4の1	03-287-2921	4,400	250
麻 布 宿 泊 所	〒106 港区南麻布3-19-29	03-473-0700	2,200	50
麻布グリーン会館	〒106 港区六本木1-9-11	03-583-6861	3,900	120
東京青山会館	〒107 港区南青山4-17-58	03-403-1541	3,300	380
農業土木会館	〒105 港区新橋5-34-4	03-434-0461	2,800	30



会

告

農業土木技術研究会役員名簿（昭和55年度）

会 長	浅原 辰夫	構造改善局建設部長
副 会 長	白井 清恒	東京大学教授
理 事	中川 稔	構造改善局設計課長
〃	長野 孝夫	〃 水利課長
〃	内藤 克美	〃 農業土木専門官
〃	金津 昭二	関東農政局建設部長
〃	高須 俊行	農業土木試験場長
〃	八木 直樹	新潟県農地部長
〃	石川 明	水資源開発公団第二工務部長
〃	松井 芳明	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	渡辺 滋勝	(株)三祐コンサルタンツ専務取締役
〃	久徳 茂雄	西松建設(株)常務取締役
〃	内藤 正	大豊建設(株)副社長
〃	宮城 好弘	三井建設(株)取締役
監 事	岡本 勇	(株)日本農業土木コンサルタンツ 常務取締役社長
〃	坂根 勇	関東農政局設計課長
常任顧問	岡本 克巳	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	中川 一郎	参議院議員
〃	山崎平八郎	衆議院議員
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	岡部 三郎	参議院議員
〃	小林 国司	(財)日本農業土木 総合研究所理事長
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	佐々木四郎	(社)海外農業開発コンサルタン ツ協会々長
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授
〃	緒形 博之	新潟大学教授
〃	永田 正董	土地改良建設協会顧問
幹 事	伊藤 喜久	構造改善局防災課課長補佐
〃	岩崎 和巳	農林水産省農業土木試験場水利 第三研究室主任研究官
〃	小木曾徳三郎	構造改善局開発課係長
〃	太田 信介	構造改善局事業計画課係長
〃	河田 正治	〃 防災課係長
〃	古賀 猷規	国土庁計画調整局調整課専門調 査官
〃	塩田 克郎	構造改善局資源課係長
〃	遠藤 紀寛	〃 設計課課長補佐
〃	杉浦 英明	〃 事業計画課課長補佐
〃	寺尾 雅人	〃 施工企画調整室係長

幹 事	中西 一継	(財)日本農業土木総合研究所調 査研究部長
〃	金井太二郎	水資源開発公団第二工務部副参 事
〃	福岡 忠広	構造改善局整備課課長補佐
〃	風間 彰	〃 設計課農業土木専門官
〃	松本 政嗣	〃 水利課係長
〃	大串 和紀	〃 開発課係長
〃	森本 一生	〃 水利課係長
〃	山崎 隆信	〃 整備課係長
〃	吉田 与吉	関東農政局設計課農業土木専門 官
常任幹事	福岡 忠広	構造改善局整備課課長補佐
〃	遠藤 紀寛	〃 設計課課長補佐
〃	風間 彰	〃 〃 農業土木専門官
〃	野村 利秋	全国農業土木技術連盟事務局局長
編 集 員	内藤 克美	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	〃
〃	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)	〃
東 京	久保田鉄工(株)	1 口
〃	丸誠重工業(株)東京営業所	〃
大 阪	久保田鉄工(株)	〃
山 形	前田製管(株)	〃

愛知	㈱三祐コンサルタンツ	1口	宮城	北越ヒューム管㈱	1口
東京	旭コンクリート工業㈱	〃	山形	伊藤工業㈱	〃
大分	梅林建設㈱	〃	〃	佐藤興業㈱	〃
東京	技研興業㈱	〃	〃	菱和建设(山形営業所)	〃
〃	久保田建設㈱	〃	茨城	茨城県調査測量設計研究所	〃
〃	五洋建設㈱	〃	栃木	第一測工㈱	〃
大分	㈱後藤組	〃	群馬	大和設備工事㈱	〃
〃	㈱佐藤組	〃	〃	高橋建設㈱	〃
三重	㈱塩谷組	〃	埼玉	㈱古郡工務所	〃
東京	世紀建設㈱	〃	千葉	堀内建設㈱	〃
〃	㈱田原製作所	〃	〃	京葉重機開発㈱	〃
香川	大成建設㈱高松支店	〃	〃	㈱舛ノ内組	〃
大分	高山総合工業㈱	〃	東京	前沢工業㈱	〃
東京	中央開発㈱	〃	〃	日本大学生産工学部図書館	〃
岡山	アイサワ工業㈱	〃	〃	新光測量設計㈱	〃
香川	㈱チェリーコンサルタンツ	〃	神奈川	神奈川農業土木建設協会	〃
東京	東急建設㈱	〃	山梨	峡中土地改良建設協会	〃
秋田	東邦技術㈱	〃	長野	小林建設工業㈱	〃
栃木	東洋測量設計㈱	〃	〃	㈱木下組	〃
神奈川	㈱土木測器センター	〃	静岡	(社)静岡県畑地かんがい事業協会	〃
茨城	中川ヒューム管工業㈱	〃	新潟	山崎ヒューム管㈱	〃
東京	日本舗道㈱	〃	〃	新潟ヒューム管㈱	〃
〃	日本国土開発㈱	〃	富山	㈱婦中興業	〃
〃	日本プレスコンクリート工業㈱	〃	〃	八田工業㈱	〃
〃	日本エタニットパイプ㈱	〃	石川	㈱豊蔵組	〃
〃	ポゾリス物産㈱	〃	福井	福井県土地改良事業団体連合会	〃
〃	日兼特殊工業㈱	〃	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	〃
福岡	藤増総合化学研究所	〃	岡山	㈱大本組	〃
東京	㈱マルイ	〃	広島	金光建設	〃
〃	㈱丸島水門製作所	〃	〃	農林建設	〃
石川	真柄建設㈱	〃	香川	青葉工業㈱	〃
東京	水資源開発公団	〃	〃	宮本建設㈱	〃
愛知	若鈴コンサルタンツ㈱	〃	高知	須崎工業㈱	〃
東京	INA新土木研究所	〃	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	〃
福岡	新日本コンクリート㈱	〃	〃	㈱古賀組	〃
茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	〃	佐賀	農業土木試験場佐賀支場	〃
東京	日本技術開発㈱	〃	熊本	佐藤企業㈱	〃
北海道	(財)農業近代化コンサルタンツ	〃	〃	旭測量設計㈱	〃
岩手	菱和建设㈱	〃	群馬	水資源開発公団奈良良ダム建設所	〃
〃	丸伊工業㈱	〃	東京	東京コーケン㈱	〃
〃	高弥建設㈱	〃	岡山	岡山土地改良技術事務所	〃
〃	東北ブルドーザー工業㈱	〃	北海道	エスケー札興産業㈱	〃
宮城	丸か建設㈱	〃			
〃	上田建設㈱	〃			

116社 156口 (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	農水省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数		県	農水省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数			
北海道	202	228	7	105	11	20	573	2	2	近畿	滋賀	31	11	-	5	5	1	53	-	-		
東	青森	森手	101	56	3	2	-	162	1	2	京都	67	65	8	17	4	3	164	-	-		
		宮城	95	21	6	4	8	1	135	4	4	44	-	4	33	3	6	90	4	8		
		秋田	69	80	6	60	1	14	230	3	3	70	32	4	1	-	2	109	-	-		
		山形	167	31	-	25	-	5	228	1	1	63	18	-	-	-	2	83	-	-		
		福島	73	42	5	3	-	1	124	4	4	54	13	-	-	-	1	68	-	-		
北	小計	597	276	20	96	20	1031	13	14	畿内	小計	329	139	16	56	12	15	567	4	8		
東	茨城	栃木	119	39	5	1	8	8	180	3	3	中	鳥取	31	9	4	-	-	2	46	-	-
		群馬	86	26	5	1	-	1	119	2	2	島根	40	27	6	2	-	1	76	-	-	
		埼玉	50	9	1	-	3	-	63	3	3	岡山	58	77	5	3	-	1	144	3	3	
		千葉	53	25	1	6	22	13	120	1	1	広島	52	9	-	2	-	2	65	2	2	
		東京	87	21	1	3	30	14	156	4	4	山形	43	4	1	-	-	1	49	-	-	
		神奈川	1	206	8	261	55	26	557	44	74	徳島	35	16	-	-	-	-	51	-	-	
		新潟	37	-	-	2	-	23	62	2	2	香川	32	5	5	15	4	3	64	4	4	
		長野	12	15	-	-	-	1	28	1	1	愛媛	37	14	4	3	-	4	62	1	2	
		山梨	81	5	4	-	3	-	93	2	2	高知	21	-	2	-	-	1	24	1	1	
		小計	631	382	25	276	121	90	1525	63	95	九州	小計	349	161	27	25	4	15	581	11	12
北	新	富山	275	59	2	8	-	6	350	2	2	福	岡	43	26	8	54	41	5	177	4	4
		石川	76	5	1	2	-	3	87	2	2	佐	47	17	2	-	-	2	68	1	1	
		福井	47	83	3	12	-	-	145	2	2	長	20	3	1	-	-	1	25	-	-	
		小計	483	156	6	22	-	9	676	7	7	熊	82	55	-	10	3	2	152	2	2	
東	岐	愛知	33	5	4	5	6	6	59	1	1	大	58	4	-	3	-	-	65	4	4	
		三重	55	85	1	113	32	12	298	3	5	宮	44	21	2	1	-	-	88	-	-	
		小計	139	120	7	125	51	20	462	5	7	鹿	65	8	-	-	-	-	73	-	-	
海	小計	139	120	7	125	51	20	462	5	7	州	6	13	2	1	2	-	24	-	-		
		内地計	3095	1609	123	774	265	201	6067	116	156	小計	365	147	15	69	46	10	652	11	11	
外国	21	-	-	-	-	-	21	-	-	総計	3116	1609	123	774	265	201	6088	-	-			

編集後記

この春アルゼンチンの農業開発に関する調査に参加した。既に基幹水利施設が設置されており用水量が決められている。比較的温暖湿潤なパンパ地帯と冷涼寡雨なパタゴネス地帯の中間に位置する半乾燥地帯であるにも拘らず、取水地点で0.4ℓ/sec/haの用水量しか確保されていない。かんがいの専門家として完全なかんがい農業は望めないと主張した。逆にこれだけの用水量でどれだけの収量が期待できるかという質問が返ってきた。いろいろな文献を繰ってみた。いざとなるとないものである。そんな折休休みにペラペラと捲っていた小冊子に、この問

題に関する掲載があり大いに助かった。

毎回、本誌にも貴重な体験や研究が報告されているが、仲々これらを読み取ることは時間的にも、能力的にも困難で充分本誌を活用することが出来ず残念に思っている。会員の方の中にも身近な問題、雑用に追われて積読の傾向大の方も多いいことと思う。しかし、自分が技術的な問題に遭遇し四苦八苦しているとき、この様な技術誌を繰って見るのは意義がある。そこに解決を見出すこともあり、同様の問題に取り組んだ同胞諸氏を知ることもある。本誌がいろいろな形で利用されることを願いつつ編集している次第である。(伊藤)

水と土 第42号

昭和55年9月30日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4

農業土木技術研究会

農業土木会館内

TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 〒161 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)