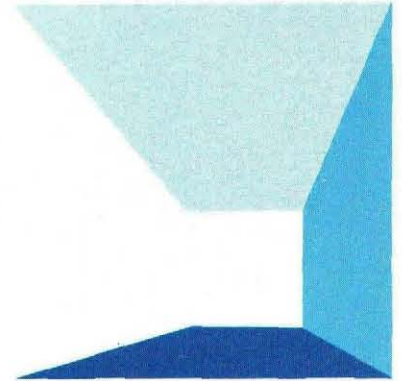
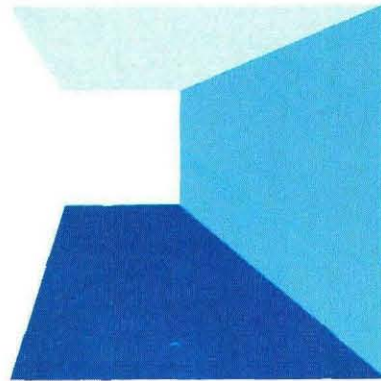
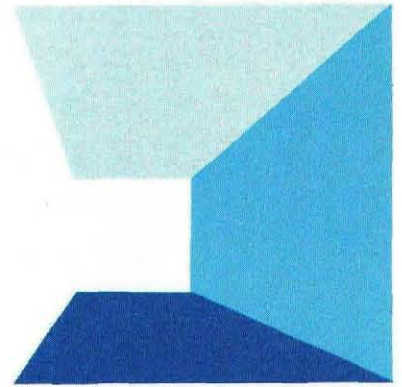


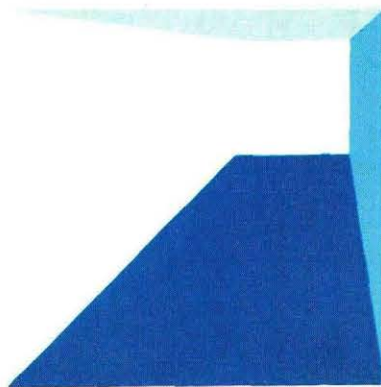
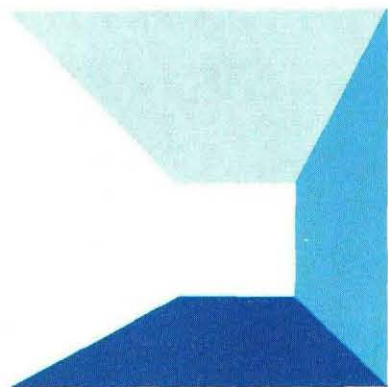
水 と 土

第 61 号

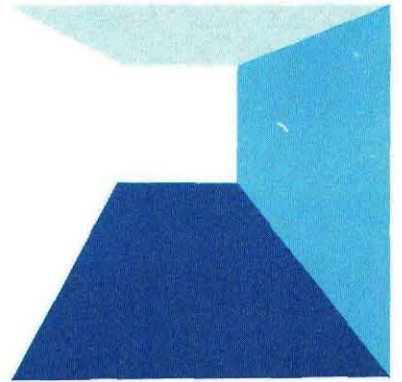
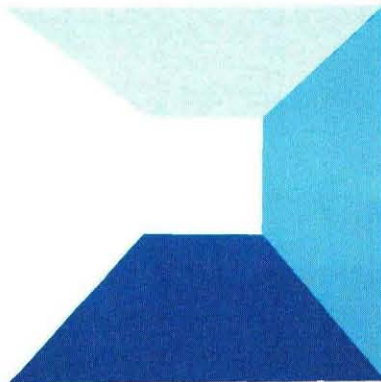
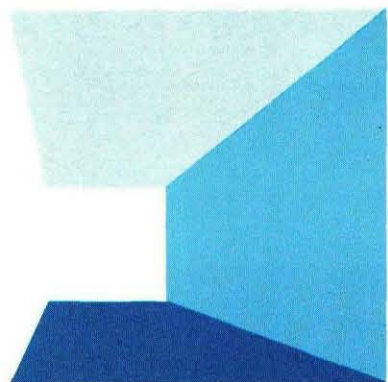
ISSN 0287-8593



昭和60年 6 月号
農業土木技術研究会

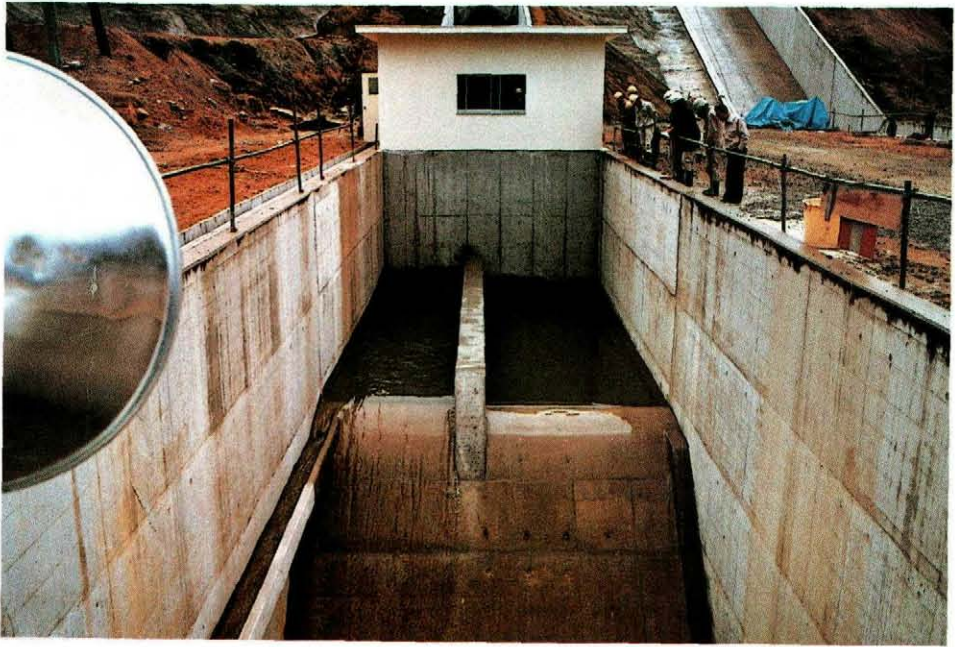


Japanese Association for
the Study of Irrigation,
Drainage and Reclamation
Engineering



目谷ダムの放流減勢工

(本文18頁参照)



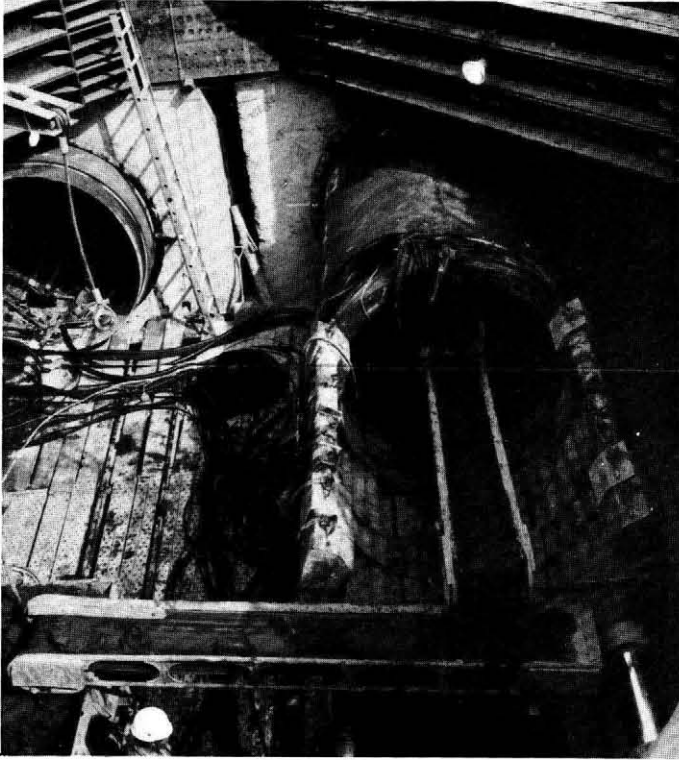
十勝中央大橋完成予想図

(本文52頁参照)



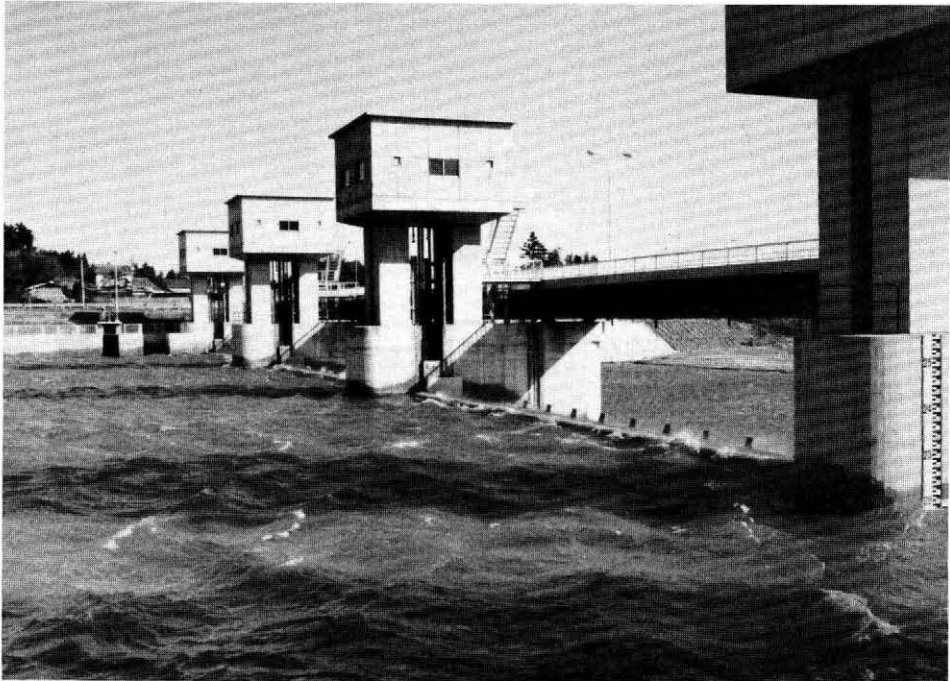
推進工法の施工状況

(本文72頁参照)



名取川頭首工

(本文42頁参照)



グラビア

目谷ダム・十勝中央大橋
推進工法・名取川頭首工

第14回農業土木技術研究会会賞発表 ……(i)

巻 頭 文

科学技術の進展と学術雑誌 尾崎 勲 司 ……(1)

報 文

報文内容紹介 ……(ii)

圃場整備済水田の区画形状に対する農家の意識について

須藤 良太郎
三好 英幸 ……(2)
中坪 秀彰
阿部 暁洋

白中ダムの堤体設計の基本的な考え方について

片山 良春
長谷川 正 助 ……(9)
辻野 篤

目谷ダム取水設備の放流減勢工の減勢効果について

岩井 孝 道 ……(18)

溶岩流を基礎地盤としたダムの基礎処理について

——富士西麓畜産基地建設事業長瀬調整池の事例——

籾山 克 幹
斎藤 久 夫 ……(27)

名取川頭首工の設計と施工について

今野 久雄
岡村 利 雄 ……(42)

長大複合斜長橋「十勝中央大橋」の設計, 施工

横山 一 修
秋本 林 光 男 ……(52)
小成 田 正 則

寒冷砂丘地における畑地かんがい計画と今後の課題について

——国営屏風山地区実施例——

大野 保 雄
本 呂 敏 文 ……(61)

セミシールド工法による推進用鋼管推進の設計施工について

伊藤 征 義
土 屋 司 ……(72)

中山間地帯における町づくり

(藤沢地区国営農地開発事業とともに)

佐藤 守 ……(81)

布喜川ダムの施工と試験湛水計画について

原田 種 雄
松永 永 瀬 哲 治 ……(87)
永 瀬 健 次

シリーズ

道路等関係協議 井野 栄 ……(96)

会告・編集後記 ……(101)

第14回農業土木技術研究会々賞発表（編集委員会）

第14回農業土木技術研究会々賞は、第53号～第56号に掲載された論文のうちから、任意に全国から抽出された会員のアンケートを基に編集委員会で選考した結果下記の2点に決定されました。

- 農業集落排水事業における汚水、汚泥処理（第55号）

構造改善局整備課 笹沼 昭司

- 市街地における農業用パイプラインの計画及び施工について

東北農政局最上川中流農業水利事業所 沼田 義春
大沼 岩男

受賞論文の選考にあたって

「農業集落排水事業における汚水、汚泥処理」

農業集落排水施設の整備は、従来から農村総合整備モデル事業及びミニ総バ事業のメニューの中で実施しているが、58年度から新たに農業集落排水事業が創立され、農業振興地域において、し尿、生活雑排水等の汚水、汚泥又は雨水を処理する施設を単独事業として実施することが可能となった。

本報文は、農村集落排水事業の創立を機に、本事業において実施されている汚水処理方式の特色、管路施設計画のポイント、土壌被覆型接触曝気方式と回転円板方式の設計例について、農村の社会、経済、自然条件の適合を念頭においてタイムリーに紹介している。

また、さらに高次（3次）な処理への取組み、汚泥の農地還元についての留意事項、本事業の指導強化等について記述している。

農業集落排水事業は、非農用地区域全域5千万人近い国民の汚水、汚泥処理を担当し、居住環境の整備並びに公共用水域の水質保全に寄与する事業として、大いに発展が期待されている。

このような要請に答えるため、農業土木技術からすれば比較的新しい集落排水技術の一層の強化、充実が求められており、本報文は、集落排水技術の指針として、新しい農業土木技術を身につけようと努める読者から高い評価を得たものといえよう。

「市街地における農業用パイプラインの計画及び施工について」

最上川中流農業水利事業は、山形市西部に位置し、最上川支流須川の左右両岸に広がる4,970haの農地の用水不足を改良し、用水システムの合理的再編を図るため、昭和47年度に着手以来、順次、西部、中部幹線水路等の工事を進めてきている。

このうち馬見ヶ崎導水路は、取水位と分水位の水位差が110mを越えるうえに、全線にわたって山形市中心部の市街地を東西に横断し、その間、国道を3ヶ所、奥羽本線を1ヶ所交差せざるをえないロケーションになっている。

本報文は、このような市街地内での導水路埋設工事について、安全性を最重要視した管種選定、交通の確保、周辺住民に及ぼす影響、工事の安全性の確保、工事期間の短縮等について考慮した施工計画及び工事の実施状況について詳細に紹介している。

市街地における工事では、特に都市環境に充分配慮した施工計画を立てる必要があり、今後農業土木事業の分野においても一層、都市生活空間の中あるいはこれと隣接して工事が実施されることが予測され、本報文は山地や農地を中心に行ってきた一般的な農業土木工事とは異なる特徴をよく記述しており、読者の評価を得たものと考えられる。

今回の受賞論文は、農村環境に適合した集落排水事業における汚水、汚泥処理のあり方及び市街地内での施工計画の事例紹介となり、いずれも今後農業土木技術者が身につけるべき技術に関するものとなったが、本誌に投稿された論文には、他にも沢山の優秀なものがあつた。

今後も農業土木技術者が日頃研鑽されている技術について、各分野から多くの論文が本誌に投稿され、「水と土」が農業土木技術者の技術の発表の場とならんことを期待してやまない。

水と土 第61号 報文内容紹介

<p>圃場整備済水田の区画形状に対する農家の意識について</p> <p>須藤良太郎 三好 英幸 中坪 秀彰 阿部 暁洋</p> <p>圃場整備済水田の区画形状に対する農家の意識を調査した「圃場整備事業実施地区の区画形状意識調査」の概要を紹介するとともに、同調査において区画を不適当と答えた農家の意識を分析することにより、農家にとって水田の区画とはどのような意味を持つものであるかについて考察を行ったので報告する。 (水と土 第61号 1985 P. 2)</p>	<p>長大複合斜長橋「十勝中央大橋」の設計、施工</p> <p>横山 一 秋本 修 小林 光男 成田 正則</p> <p>広域営農用地農道整備事業「十勝中央地区」によって十勝川に架橋される、長大斜長橋「十勝中央大橋」の設計報告である。斜長橋は、我が国においては最近採用されつつある新しいタイプの橋梁であり、鋼橋、PC橋いずれの場合でも採用可能である。美観、経済性においてもすぐれており今後、長大スパンの橋梁に多用されると思われる橋梁形式であり注目されはじめている。 (水と土 第61号 1985 P. 52)</p>
<p>臼中ダムの堤体設計の基本的な考え方について</p> <p>片山良春 長谷川正助 辻野 篤</p> <p>県営かんがい排水事業及び防災ダム事業「打尾川地区」の基幹施設である臼中ダムの堤体の設計に当たって、堤体基礎、堤体の各ゾーン断面、堤体観測施設等についての基本的な考え方と設計の概要について紹介する。 (水と土 第61号 1985 P. 9)</p>	<p>寒冷砂丘地における畑地かんがい計画と今後の課題について</p> <p>一国営屏風山地区実施例一</p> <p>大本 保雄 野呂 敏文</p> <p>畑地かんがいの、営農経験を持たない本州北端の地に計画された、寒冷地砂丘農業のために、埋設設置配管式スプリンクラーかんがいを計画実施中である。寒さ、風、砂各々に、水とのかかわりで計画、設計、実施した、パイプライン、スプリンクラー、操作管理制御システムの内容と、事業全体の概要を紹介するものである。 (水と土 第61号 1985 P. 61)</p>
<p>目谷ダム取水設備の放流減勢工の減勢効果について</p> <p>岩井 孝道</p> <p>広島中部台地農地開発事業の基幹施設の一つである目谷ダムの取水設備の放流減勢工にリターンフロー式減勢工を採用した。</p> <p>優れた水理特性が認められながら未だ施工実績がなかったので、水理模型実験により確認の上採用したものである。本稿ではその水理模型実験を中心に、現場での実際の減勢効果等についても報告する。 (水と土 第61号 1985 P. 18)</p>	<p>セミシールド工法による推進用鋼管推進の設計施工について</p> <p>伊藤 征義 土屋 司</p> <p>霞ヶ浦用水事業の幹線水路（口径2200mm・2連）のうち、約550mの区間を密閉加圧式機械掘シールド機（セミシールド）使用し推進工法で施工した。</p> <p>本工法は、農業用水路事業では希なもので、当地区では道路等重要構造物の横断ヶ所で、しかも腐食土等の軟弱な土質条件の区間で採用した。</p> <p>本稿は、この工法の設計・施工の概要について報告するものである。 (水と土 第61号 1985 P. 72)</p>
<p>溶岩流を基礎地盤としたダムの基礎処理について</p> <p>一富士西麓畜産基地建設事業長瀬調整池の事例一</p> <p>釈倉克幹 山崎紘一 斎藤久夫</p> <p>富士西麓畜産基地建設事業における長瀬調整池の基礎処理について紹介する。</p> <p>本調整池の基礎地盤は、新富士火山で噴出した玄武岩質溶岩流で形成され、透水性が大きいため、パイピング現象を防止するため、グラウチングにより基礎地盤改良を行った。 (水と土 第61号 1985 P. 27)</p>	<p>中山間地帯における町づくり</p> <p>(藤沢地区国営農地開発事業とともに)</p> <p>佐藤 守</p> <p>本文は、中山間地帯に位置する藤沢町において過疎化、産業基盤である農業の崩壊及び地域集落の変容によるコミュニティの低下等の問題に直面した中で、農用地開発を中心として農業の振興を図り、産業基盤を再編成するとともに、町民自らの参加による町づくりをすすめた過程を、町づくりの中心的役割を果たした町長自身が紹介している。 (水と土 第61号 1985 P. 81)</p>
<p>名取川頭首工の設計と施工について</p> <p>今野 久 岡村 利雄</p> <p>名取川農業水利事業における名取川頭首工の設計及び施工にあたり ①位置の選定、②堰体の設計、③魚道工の設計、④エプロン保護工の設計、⑤ゲートの設計、⑥施工の手順、⑦仮設工についてそれぞれ報告する。 (水と土 第61号 1985 P. 42)</p>	<p>布喜川ダムの施工と試験湛水計画について</p> <p>原田種雄 松永哲治 永瀬健次</p> <p>南予農業用水事業における布喜川ダムの試験湛水計画を記述した。</p> <p>本ダムは、堤体工事が59年3月に完了し、60年2月より試験湛水を実施中であり、湛水計画、調査事項について紹介する。 (水と土 第61号 1985 P. 87)</p>

科学技術の進展と学術雑誌

尾崎 勲 司*

第二次世界大戦を境として、特にこの40年余りの間の科学技術の進歩発展はまさに驚くべきものがあり、人類が遠い昔から大戦に至るまでに為しとげた科学技術上の成果の蓄積に比してこれを遙かに凌駕する成果が最近40年間余りの期間にもたらされている。そして科学技術に関する情報が生み出される速度はますます加速されつつあり、かつては30年間が科学技術に関する一時代ともいわれてきたが、それがやがて10年間になり、最近に至っては3年間といわれるようになってきている。このようなテンポの速い進展の中であって、科学技術の研究開発に使用される手段は年々拡大の一途をたどり、およそ利用可能な手段は如何なるものでもこれを利用するということが行われるようになり、限られた分野の成果を単に利用するという立場に立ってみても、それらの成果を理解し自分のものとして当面する問題解決に有効に応用するためには非常に幅広く高度な基礎及び専門的知識が必要とされ、新しい成果を利用すること自体が容易なことではなくなってきている。

科学技術上の先端的成果の豊庫である各種の学術雑誌の原論文をたやすく読みこなして自己の当面する問題解決に利用することができる関係技術者の数は必ずしもそれほど多くはないのではなからうか。一般に学術雑誌に掲載される論文は紙幅の制限など多種多様の理由により必ずしも親切なわかりやすい説明がなされることは珍しく、読むのに多少の苦勞を伴わないものは非常に少ない。例えば論文ではなくても数学の本などに数多くみられるのであるが、数学的な記述の形式や簡潔さなどのもろもろの理由によるのであろうが、その結果としてのわずかなパルプの節約が読者をして如何に読む気をなくさせるかは多くの人びとの偽らざる感慨ではなからうか。これは数学が不得手の人間の泣き言といわれるかも知れないが、わずかに一行あるいは数行の説明が書き加えられることにより数学に対する読者の嫌気を排除するのにかなり効果のあることは確かなのである。このような事柄は工学関係の論文書籍等においても決して変るところではないであろう。新しい科学技術上の成果がより広くより容易に利用され役立てられることが社会発展のために必要なことであり、なされなければならないことであるから、この目的に沿うような刊行物が存在することが願望されるのである。

工学関係の多くの分野でも研究が進み専門的に細分化するに従って次第に応用的な実学という面から離れて純粋理学的な色彩を帯びるようになるケースもあり、この結果最後には実際から遊離して行き、元来実際問題に直結していた研究そのものが次第に一人歩きするようになり、研究そのものは大きく進歩発展して非常に精緻にはなるが、実用性が等閑視され研究のための研究が行われるといった状況もままみられるのである。

例えば土質工学の分野で土のせん断度及び変形に関する事柄は最も重要な問題であることには何人も異論はないところであり、そのため多くの研究者が多年にわたり研究に力を注いだ結果、土のせん断強度及び変形についての研究は最近の30年余りの間に非常に進展をとげ大きい成果がみられている。このような進展の中でせん断試験においては非常に精密な計測が実施され、これらの結果に基づいて土の構成式が導かれて地盤や土構造物の変形解析に用いられている。しかしながら、この構成式を用いて高度に発達した数値解析手法を用いた予測値が実際に生じする現象と合わない場合が非常に多いのであって、高度な研究と実務との間に大きいギャップが生じており、研究が高度化するに従って、このギャップはさらに大きくなるようにも思われるのである。このようなギャップをうずめるためにも理論的な研究は必要でありますます発展させなければならないが、土の場合その不均質性や非線型性などの複雑な挙動を示すため、これらの特性をすべてとり込んだ構成式を造りあげることは不可能に近いことであり、要素試験の結果から得られたものを地盤や構造物に適用するとき土の不均一性が大きい問題となるのであるから、研究成果を実務に適用するとき如何にすれば工学的に意義があるものとなるかを十分考慮しなければならないのである。

『異った意見も多いと思われるが、工学に関する研究開発は実際に応用され役立つものでなければならないとの立場に立ってみれば「水と土」が農業土木分野で果してきた役割は非常に大きいものがあつたと思われ、今後とも先述のような実務に役立つ雑誌という明確な目的意識のもとに編集されることが望まれるのである。

新しい研究成果がもられ、しかも多くの予備知識を必要としないある程度自己完備 (self-contained) な報文及び新しい成果の応用例とその結果、現場において生じた現象についての生のデータと問題点の提起などが内容として望まれるのであり、このような雑誌こそ現場や実務と研究室との間を縫ぐ媒体となり、フィードバック システムができればるものと思われる。

上述の如き雑誌を編集し刊行することは、云うは易くして行うことは至難の業であり、また執筆者をうることも非常にむずかしいものと思われるが、「水と土」が敢てこのような困難を克服して、真に実務者のための雑誌として大きく発展することを期待したい。

*神戸大学農学部

圃場整備済水田の区画形状に対する農家の意識について

須 藤 良太郎* 三 好 英 幸**
 中 坪 秀 彰*** 阿 部 暁 洋***

目 次

1. はじめに……………	2	3. 農家意識の分析……………	5
2. 調査の概要……………	2	4. 考 察……………	8

1. はじめに

圃場整備事業は、農地等の区画形質の改善その他ほ場条件の総合的な整備を行うことによって、農業生産性の向上、農業構造の改善等に大きく寄与し、現在、農業基盤整備の中心的事業として位置付けられている。同事業においては水田について一般的に一筆30aを標準とした区画が設定され実施されているが、この30a標準区画は、昭和38年の事業創設以来20余年継続されてきたものである。しかしこの間水田農業を取り巻く情勢は大きく変化しており、農政が水田の区画に対して求めるもの、また農家にとっての区画規模の持つ意味も変化しているものと考えられる。

このような情勢を踏まえ、現時点における水田区画の意義を再確認し、今後の農業の動向をふまえた新しい水田区画のあり方について検討する必要がある。

最近、圃場整備済の水田の区画に対してどのような意識を持っているのかについて個々の農家にアンケートを行

った『圃場整備事業実施地区の区画形状意識調査』が農林水産省構造改善局整備課により実施された。本報では同調査結果の概要を紹介するとともに、現在の区画を不適当とする者の意識を分析し、これによって農家の側からみた水田区画の意味について考察するものである。なお本報における水田の区画とは、周辺を道水路・畦畔で囲まれた耕区を意味することとする。

2. 調査の概要

(1) 調査の目的

調査の目的は、以下の点に要約される。

①区画の規模や形状に対する農家の意識を把握すること。

従来、全国的な規模で水田の区画規模形状に対する農家の意識調査が実施されたことはなく、農家の意識を体系的に整理すること自体、大きな意味を持つ。

②農家の判断の根拠となる要因をさぐること。

農家にとって区画の規模や形状は農作業及び用排水管

表一 今回調査におけるデータ数

地 域	調 査 依 頼 戸 数	回 収 数	有 効 回 答 数 (有効データ数)
北 海 道	1,000	1,000	519
東 北	2,870	2,670	2,129
関 東	3,750	3,307	1,861
北 陸	1,570	1,560	1,012
東 海	1,660	1,278	904
近 畿	1,520	1,299	813
中 国 四 国	460	441	281
九 州	2,340	2,205	1,647
全 国	15,170	13,760	9,166

*農林水産省構造改善局次長

**農林水産省構造改善局整備課

***太陽コンサルタンツ株式会社

理の方式をはじめ、営農の基本方向をも規定するものと考えられ、農家の判断の根拠となる要因を明確にすることは、今後の農業及び農政の動向を踏まえて区画のあり方を再考する際の有用な材料となる。

(2) 調査の対象

昭和40, 45, 50, 55年度に新規採択された都道府県営圃場整備事業地区から次の条件を満たす地区を調査対象地区とした。

①社会・経済的条件がほぼ等しい地域を対象とする意味で経済地帯的区分では、平地農村の地区とした。

②急傾斜地帯を除くため、主傾斜1/100以下の地区とした。

調査の対象とする農家は、上記対象地区の受益農家のうち、自分の経営する水田の区画が整形された者であり、今後とも、農業の担い手となると思われる専業農家

の意見を十分に聞き取る必要から、専業別には地区の受益農家のうちで専業農家の約50%、兼業農家の約10%を目安として抽出され、最終的には、30道府県、217地区、約9千件の有効データが得られた。(表-1参照)

(3) 調査項目

調査票の主な設問項目は次の通りである。

A 農家の営農形態及び将来指向

- ①現在の経営面積
- ②専業兼業別
- ③家族の労働力構成
- ④農業用機械の保有台数
- ⑤農業経営の方向
 - ア 営農タイプ(表-2参照)
 - イ 経営規模志向

B 整備区画に対する種々の観点から見た評価

表-2 営農タイプの区分

営農タイプ	所得構成に対する指向	作付構成に対する指向
I	農業所得主体	水稲作主体(畑作は消極的)
II	"	畑作を積極的に導入、ただし、水稲作主体
III	"	畑作主体
IV	農外所得主体	水稲作主体(畑作は消極的)
V	"	畑作を積極的に導入

表-3 評価項目の種類

評価項目	記号
(1) 経営面積及び指向からみた評価	
① 経営面積からみた評価	A
② 経営拡大の場合の評価	B
③ 経営維持の場合の評価	C
④ 経営縮小の場合の評価(タイプIV・Vのみ)	D
(2) 農作業面の面からみた評価	
① 栽培管理、営農資材の搬出入、収穫物の搬出からみた評価	E F G
② 田畑輪換を考えた場合の評価(タイプIII・Vのみ)	H
③ 農作業機械で	I J K
<ul style="list-style-type: none"> {水稲作及び水田の畑利用を行なう場合の評価 {水稲作のみを行なう場合の評価 {水田の畑利用のみを行なう場合の評価 	
④ 圃場均平作業を行なう場合の評価	L
⑤ 作業単位からみた評価	O P
<ul style="list-style-type: none"> {水稲作の場合 {水田の畑利用の場合 	
(3) 用排水の面からみた評価	
① 用水管理からみた評価	M N
<ul style="list-style-type: none"> {水稲作の場合 {水田の畑利用の場合 	Q R
③ 地下水排除からみた評価	S T
<ul style="list-style-type: none"> {水稲作の場合 {水田の畑利用の場合 	
(4) 総合評価	総 合

①圃場区画の整備状況

- ア 区画形状(長辺長及び短辺長)
- イ 暗渠の有無

②整備区画に対する評価(適当, 大きすぎる, 小さすぎる)及び大きすぎる又は小さすぎるの場合の程度の大きさの区画が良いのか

(評価項目の種類は表-3の通り)

(4) 調査結果

アンケート集計の第一段階において, すべてのデータについてそれぞれの営農タイプ, 経営規模指向に対応した設問に答えているかどうか, お互いに矛盾した回答をしていないかどうかのチェックを行ない, 有効データを抽出した。表-1より有効回答率は約60%であった。

得られたデータは, 多種多様な地区の多種多様な農家の単純な寄せ集めであるので, 調査農家の性格をまず把握することが必要である。農家の営農条件と区画に対する評価との相関関係もしくは因果関係を追求することが分析の目標となる。

ア 調査農家の概要

図-1は地域別に見た水田経営面積別農家数比率を示す。北海道は圧倒的に経営面積が大きく, 都府県では, 東北, 北陸で経営規模が比較的大きく, 東海, 中四国で経営面積の小さい農家が多い。

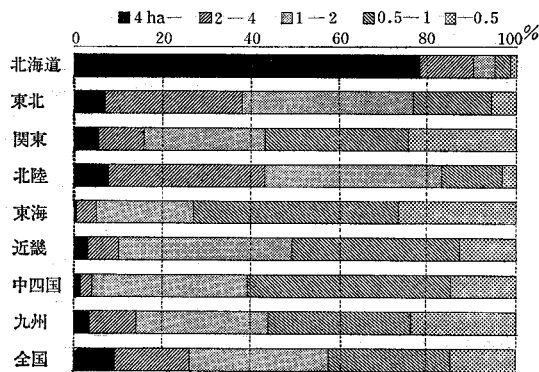


図-1 経営面積規模別農家数比率(水田)

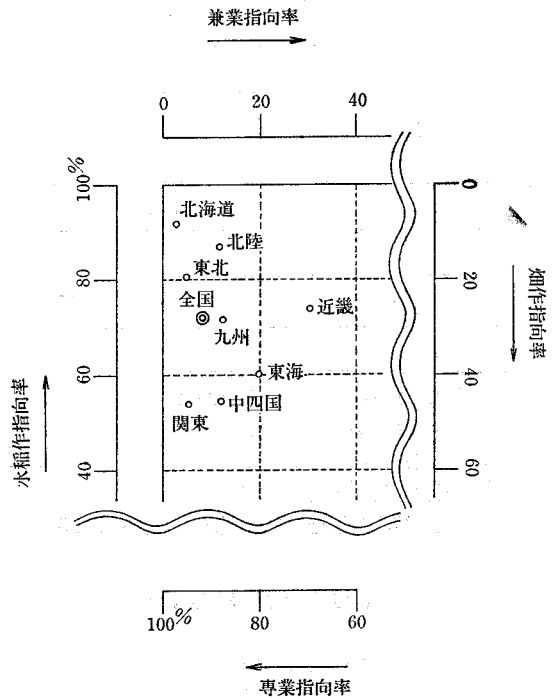
表-4は営農タイプ別の実数及び構成率を示す。タイプI, タイプIVを加えると全体の82%を占め, 全体的には, 水稲作指向が強く, 畑作を積極的にとり入れようとする者は少数である。図-2 a~cは専兼別の営農タイプ分布により, 各地域の農家の経営指向を見たものである。専業農家の専業指向が強いこと, 二種兼業農家の兼業指向が強いこと, 一種兼業農家が両者の中間的な傾向を示すことは, 当然の結果と思われるが, 畑作指向は専業農家で強く, 兼業へ移行するほどその傾向は小さくなっており, 特に二種兼業農家の稲作指向はすべての地域において非常に強い。但し北海道においては, 二種兼業

表-4 全データにおける営農タイプ構成率

営農タイプ	実数	構成率(%)
I	3,810	41.6
II	789	8.6
III	535	5.8
IV	3,739	40.8
V	293	3.2
合計	9,166	100.0

農家で畑作指向が強く, 内地と逆の傾向を示している。地域的に見ると専業農家においては, 関東, 東海, 中四国では畑作指向が強く, 東北, 北陸では, 水稲作指向が強い。この傾向は, 一種兼業においても見られる。

図-2 a 専業農家の営農タイプ



(注) 専業指向率: タイプI・II・IIIの割合
兼業 " : " IV・V "

水稲作 " : " I・IV "
畑作 " : " II・III・V "

図-3は, 水田経営面積別の経営規模指向を示すものである。経営面積が大きいくほど, 拡大指向が強く, 縮小指向が弱くなっており, 経営規模の指向には, 将来積極的に営農にとり組んでいくための経営基盤が強固な(例えば経営面積が大きい)者とそうでない(経営面積が小さい)者との差が顕著に現れているといえる。

図-2b 1種兼業農家の営農タイプ

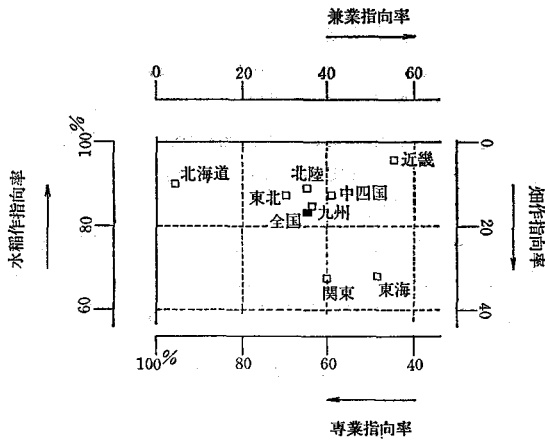


図-2c 2種兼業農家の営農タイプ

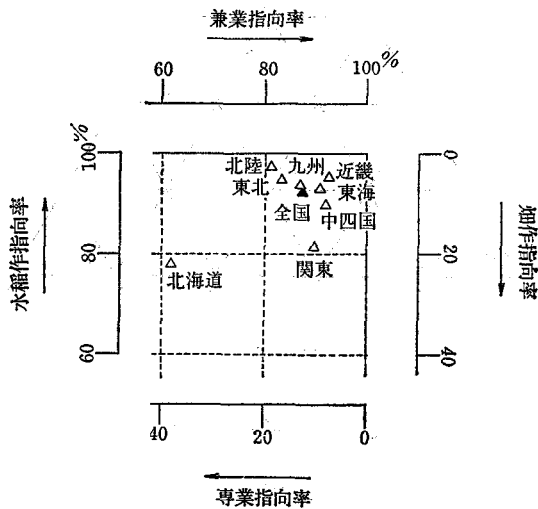
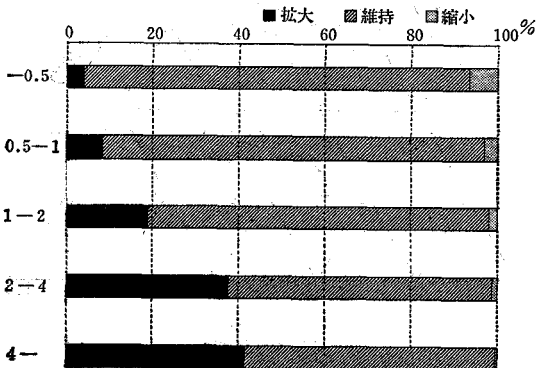


図-3 水田経営面積別経営規模指向



イ 区画に対する意向

表-5は整備区画面積別の総合評価の実数及び構成率を示したものである。全体では約90%の農家が整備区画面積に対して適当と評価しており、大きすぎる、又は小さすぎると評価する者は約10%にすぎない。整備区画面積別に見ると、適当と評価する者の比率は、80~93%と整備区画面積にかかわらず大部分を占めているが、大きすぎる又は小さすぎると評価する者の比率は、整備区画面積によって異なり、整備面積が30aを越える区画については大きすぎると答える割合が大きく、30a未満の区画については小さすぎると答える割合が多くなっている。また、30a区画が適当と評価する比率が最も高いことを見ると、圃場整備事業の30a標準区画方式は現時点で農家の間に十分浸透し、高い評価を得ているといえよう。

表-5 整備区画面積別総合評価

整備区画面積(a)		適当	大きすぎる	小さすぎる
50~	実数	376	53	4
	構成率(%)	86.8	12.2	0.9
40~50	実数	647	80	21
	構成率(%)	86.5	10.7	2.8
30~40	実数	398	29	25
	構成率(%)	88.1	6.4	5.5
30	実数	5472	322	123
	構成率(%)	92.5	5.4	2.1
20~30	実数	792	54	96
	構成率(%)	84.1	5.7	10.2
~20	実数	476	30	90
	構成率(%)	79.9	5.0	15.1
合計	実数	8161	568	359
	構成率(%)	89.8	6.3	4.0

3. 農家意識の分析

農家が整備区画に対して評価を下す場合、その判断基準は個々の農家において異なっている。また、整備区画に対して適当であると評価する者の比率は、前節で述べたように80~90%にも達する。整備区画に対して適当と評価する者の比率は、大きすぎる、小さすぎると評価する者の比率と比較して圧倒的に大きいため、適当と評価する場合の営農条件による顕著な傾向の把握が困難である。従って、以下の分析においては、適当と評価した者を除外し、各評価項目において大きすぎる又は小さすぎ

ると評価した者を抽出して行うこととした。

次に、どのようなタイプの農家がどのような区画を提案しているかという傾向を把握するための指標として、「影響度」なるものを考えた。影響度とは2種類(原理的には3種類以上でも良い。)の要因間のクロス表の各セルにおいて、観測度数の期待度数に対する比として定義できるものである。要因A水準*i*の度数 f_{io} 、確率 p_{io} 、要因B水準*j*の度数 f_{oj} 、確率 p_{oj} 、要因A水準*i*かつ要因B水準*j*の度数 f_{ij} 、確率 p_{ij} 、期待度数 e_{ij} とし、全水準の度数合計を f_{oo} とすると、影響度 E_{ij} は次のように定義される

$$\begin{aligned} \text{影響度 } E_{ij} &= \frac{f_{ij}}{e_{ij}} \times 100 = \frac{f_{ij}}{f_{io} \times f_{oj} / f_{oo}} \times 100 \\ &= \frac{p_{ij}}{p_{io} \times p_{oj}} \times 100 \end{aligned}$$

(1) 全体的傾向

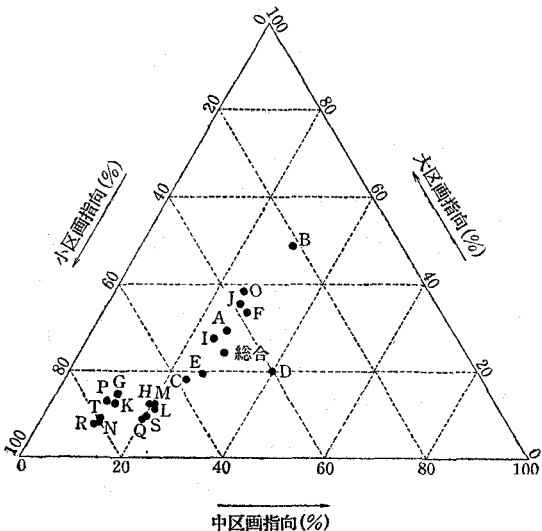
各評価項目及び総合評価において、大きすぎる、小さすぎると評価した者の要望する区画(以下提案区画と呼ぶ。)の面積を、

- 30 a 未満 小区画指向
- 30~40 a 中区画指向
- 40 a 以上 大区画指向

のように分類し、提案区画の傾向を調べてみた。

図-4は、各項目別評価及び総合評価の全体的傾向を示したものである。(図中の符号は表-3と対照されたい。)一般に以下のことが言える。

図-4 項目別評価



①経営規模の指向別に見ると、拡大指向の者は大区画指向が強く、維持指向、縮小指向の者は小区画指向が強い。

②水稲作を行う場合の評価と水田の畑利用を行う場合の評価を比較すると、後者において小区画指向が強い。

また、総合評価はどちらかというと前者に近い傾向を示している。

③農作業の面から見た評価と用排水の面から見た評価を比較すると、前者で大区画指向が強く、後者で小区画指向が強い。現時点では農作業の面からは大区画化に対応できる条件が整っていると言えるが、用排水の面が制限条件の1つとなっていることが判る。

(2) 地域的傾向

図5~7は総合評価と水稲作、畑作を行う場合の作業単位から見た評価について地域的傾向を見たものである。北海道、北陸では大区画指向が強く、関東、東海、

図-5 総合評価

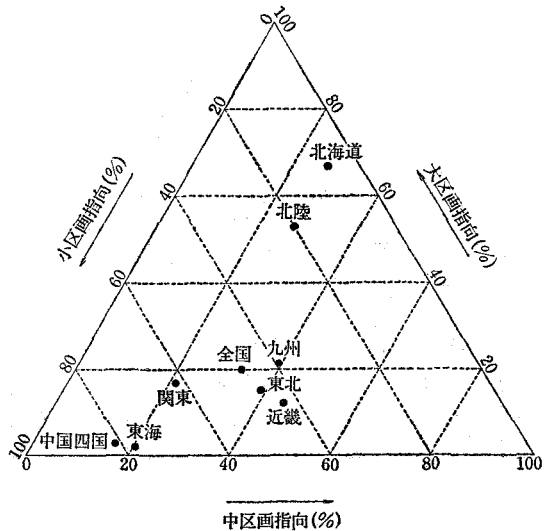


図-6 水稲作を行なう場合の作業単位からみた評価

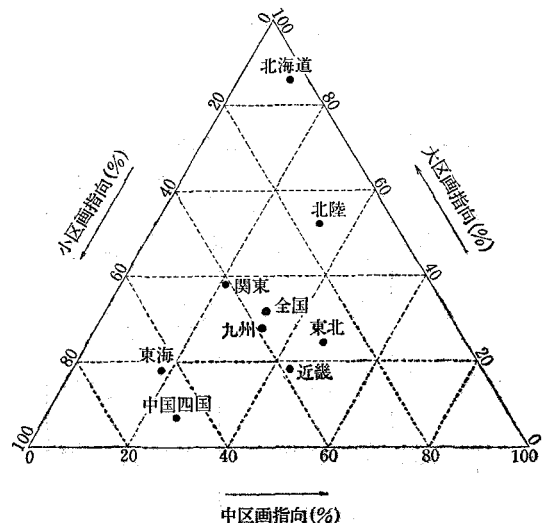
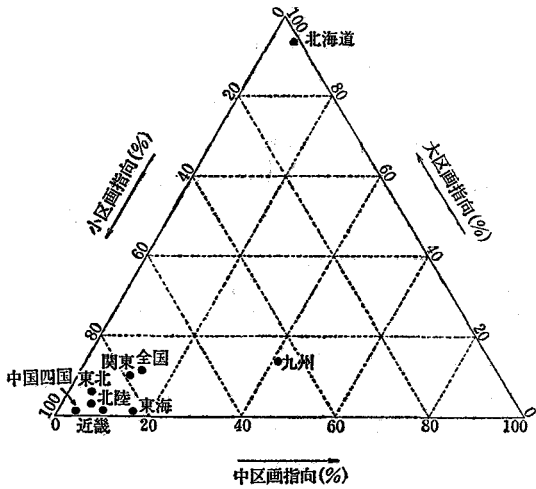


図-7 水田の畑利用を行なう場合の作業単位からみた評価



中四国では小区画指向が強い。これは、水稲作指向が強いか畑作指向が強いかということの他に、地形条件、排水条件、経営規模の条件等が関与しているものと思われる。(経営規模については図-1参照。北海道、北陸で経営規模は大きく、東海、中四国で小さい。また、水稲作指向、畑作指向の傾向は図-2参照)

(3) 農家区分別傾向

表-6は、水田経営面積、専兼別、経営規模指向、営農タイプによる区分に対する、総合評価における提案区画面積の影響度を示したものである。表の見方としては、影響度が100より大きい場合は「傾向が強い」、100より小さい場合は「傾向が弱い」と考える。それぞれ農家区分別に顕著な傾向がみられ、表-6をもとに表-7のような区分が可能である。

表-6 農家区分別影響度

a 水田経営面積別影響度

		水田経営面積					
		0.5ha	0.5-1	1-1.5	1.5-4	4ha-	
総合評価	提案区画面積	-20 a	248	150	60	32	7
		20-30	125	121	100	81	53
		30 a	69	92	122	125	43
		30-40	0	106	113	118	160
		40-50	0	61	118	135	239
		50 a -	8	37	102	152	285

b 専兼別影響度

		専兼別			
		2兼	1兼	専	
総合評価	提案区画面積	-20 a	160	79	51
		20-30	111	103	83
		30 a	89	108	105
		30-40	44	142	120
		40-50	81	88	136
		50 a -	55	100	154

c 経営規模指向別影響度

		経営規模指向			
		縮小	維持	拡大	
総合評価	提案区画面積	-20 a	171	131	13
		20-30	127	111	70
		30	115	88	130
		30-40	0	90	135
		40-50	0	86	145
		50-	25	75	173

d 営農タイプ別影響度

		営農タイプ					
		V	III	IV	II	I	
総合評価	提案区画面積	-20 a	107	125	147	82	47
		20-30	181	99	120	106	70
		30	84	105	85	99	117
		30-40	0	75	73	124	136
		40-50	0	56	70	111	145
		50-	45	91	56	99	156

表-7 農家区分別区画規模指向

	小区画指向	中区画指向	大区画指向
水田経営面積	1ha未満	1~1.5ha	1.5ha以上
専兼別	2種兼業	1種兼業	専業
経営規模指向	縮小, 維持	拡大	拡大
営農タイプ	III, IV, V	II	I

(4) 農家提案区画形状

表一8は、総合評価で大きすぎる、又は小さすぎると評価した者の提案区画形状の度数の大きいものを抜き出したものである。大区画では短辺の長い区画、小区画では長辺の短い区画を提案する傾向が強いことがわかる。

表一8 優勢な農家提案区画形状

長辺長(m)	短辺長(m)	実数	比率(%)
100	30	128	13.8
100	50~59	107	11.6
60~79	30	102	11.0
60~79	40~49	74	8.0
40~59	30	74	8.0
合計		926	100.0

4. 考察

ほ場整備事業を実施した水田の区画形状に対する農家の評価は、大部分「適当である」という評価であり、「大きすぎる」又は「小さすぎる」と整備区画に対して不満を表明している農家は全体の1割程度である。区画形状に対する強い不満は無いと言ってよい。しかし、農政レベルにおいて区画形状に対して強い要請があるとすれば、少数意見をどのようにふくらませていくかという観点から、将来の区画へのアプローチが可能であろう。本調査を実施した意味というのは、今後の水田農業の展開方向を検討する一つの方策として、水田の区画なるものに着目した点にある。これまで農業の大きな変化は外部からの要請によりもたらされ、農業内部からの欲求が強く表面に現れたことは少なかったように思われる。とはいっても、農家自身による外部の情勢に対応した創

意工夫はなされてきたはずであり、農政レベルにおいて、農家の創意を育成する努力は今後ますます必要となるであろう。

議論を水田の区画形状にもどそう。経営規模が大きく拡大指向の者は大区画を望む傾向が強く、経営規模が小さく縮小指向の者は小区画を望む傾向が強い。このことは、縮小指向の者は拡大指向の者に比べて少数であるという事実とともに、縮小指向の者が小区画を望もうにも、30aの標準区画で構成される現在の耕地組織では小区画が可能とならず拡大希望者へ土地を提供できないことから大区画を望む拡大指向の者への農地集積をはかるための一つの障害となる。また、畑作を行なう場合小区画指向が強いということは、畑作導入は小規模のものしか考えていない農家が大部分を占めるということを意味する。水田利用再編を進めるためには、畑作に対する農家意識を高める何らかの方策が必要であろう。今後の水田区画の展望を考える場合、現在大勢を占める適当と評価する者の意識が今後どのように変化するかを推測することが必要となろう。しかし今回のアンケート解析においては適当と評価する要因を解明できなかったこともあり、現時点では材料不足である。今後の農政の方向としては少数の不満意見から導き出される方向をそのまま延長する形とするのではなく、農業の動向から誘導されるあるべき方向と農家の意向との接点を求め、適当と評価する農家、現状維持指向の農家を含め、農家の意向を修正した方向づけとすることが必要であろう。区画形状に対するアプローチの仕方として、農家意識からのアプローチと、農業及び農政の動向からのアプローチとの二つの方向が考えられるわけであるが、本稿では、前者について整理してみた。後者については現在検討を進めているところである。

表-1 白中ダム諸元

一般	位河基	川礎地	置名質	富山県西砺波郡福光町白中 小矢部川一次右支打尾川（一級河川指定区間） 古第3紀太美山層群 流紋岩及び凝灰角レキ岩	
貯水池	流域面積	13.5	km ²		
	総貯水量	0.295	"		
	有効貯水量	6,950	千m ³		
	洪水調節容量	6,070	"		
	計画時洪水調節容量	4,770	"		
	常時洪水調節容量	1,300	"		
	砂溜り容量	880	"		
	LWS. EL	309.50	m		
	FWS. "	335.40	"		
	SCS. "	339.00	"		
HWS. "	342.00	"			
FWS~LWS.	25.90	"			
利ダム					白中ダム
堤体	型式	中心遮水ゾーン型ロックフィルダム			
	堤高	68.9	m		
	堤長	238.0	"		
	堤幅	10.0	"		
	ダム天端標高	EL	344.9	"	
	非越流部標高	"	344.4	"	
	越流部標高	"	339.0	"	
	本仮遮水ゾーン	1,165.0	千m ³		
	仮遮水ゾーン	(27.7)	"		
	ロックゾーン	191.9	"		
ロックゾーン	585.3	"			
ロックゾーン	263.9	"			
ロックゾーン	83.2	"			
捨石	40.7	"			
洪水吐	型式	側溝越流式			
	設計流速	515	m ³ /S		
	越流水深	EL	339.0	m	
	越流セキ	3.0	"		
		16.0	"		
洪水調節設備	計画面	50年確率	287	mm	
	最大放流		249	m ³ /S	
	最大調節		137	"	
	調節口		112	"	
	調節水深		10.8	m	
	防災受益面積		3.6	"	
			1,144	ha	
取水設備	型式	斜樋 多段ゲート			
	最大取水ゲート		2.0	m ² /S	
	幅2.0m×長13.5m 3段				
	かかんがい受益面積		4,354	ha	

放流設備	最大放流量 減勢ゲート	9.1 m ³ /S 7日以内
仮排水路	型式	円型トンネル (D=5.4m)
	水量式	200 m ³ /S
	下方式	圧力式
	トンネル長さ	447 m

表-2 グラウト標準計画表

目的	列数	列間隔	孔間隔	深	度
主カーテン	2列	1.0m	1.5m	5Lu 到達深	最大60m
補助カーテンⅠ	上下流各1列	2.0	2.5	10Lu 到達深	最大40m
Ⅱ	Ⅰ 1列	2.0	2.5	補助カーテンⅠの1/2程度最大20m	
ブランケット	コア数全面最大7列	2.5	3.0	5m	
コンタクト	Ⅰ 2列	水平及び50°方向	2.5	5m	

において、凝灰岩では 10^{-5} cm/sec、流紋岩で 10^{-4} cm/sec オーダを示し、左岸河床部の F-2 断層附近では高い透水性を示している。

3. 堤体の設計

(1) 堤体基礎

止水トレンチ部の掘削面は、岩級区分で C M 級岩盤、Vp は凝灰岩類で 2.8~3.0km/sec、流紋岩類で 1.3~1.5 km/sec を基礎とし、左右兩岸の掘削傾斜角は 45°以内として設計した。ロックゾーンの基礎は C L 級岩盤とした。

基礎処理については、ボーリング調査により遮水ゾーンの着岩部の R・Q D が 30~50% であり、ルジオン値が 20 Lu 以上であることから、遮水ゾーン着岩部全幅について基礎の遮水性を高めるため、深度 5.0 m のブランケットグラウト (列間隔 2.5 m 孔間隔 3.0 m、2 ステージ) を、改良目標 5 Lu として配置した。カーテングラウチングは、ボーリング孔による透水試験の結果に基づいて、シモンズ公式又は、5 Lu 到達深のいずれか深い深度までとして計画した。その結果 F-2 断層部の透水性の高い箇所については 60 m の深度となった。工事の施行は後述する監査廊内から、ダム盛立 4 年目 (基礎の変形の安定をまって) に施行する。間隔は列間隔 1.0 m、孔間隔 1.5 m、改良目標は 2 Lu とした。補助カーテングラウチングは、主カーテングラウチングの止水効果を高めるためと、効果的な主カーテンの施行を期待して 20 Lu 以上の基礎を対象に 2 列配置し、列間隔は 2.0 m、孔間隔 2.5 m とした。以上の基礎処理標準断面は図-2、表-2 に示す。

ダム基礎の変形係数はボーリング孔で調査した結果、

左岸流紋岩類、河床部並びに右岸凝灰岩類については、F-2 及び F-4 断層を境界として 3 分類されると考え、有限要素法により、築堤に伴なり、基礎及び堤体の変形解析を行った。この結果左岸河床部に引張領域が、F-4 断層周辺はひずみが想定されるので、ダム基礎の遮水性の改良のための主カーテングラウチングを有効に行うこと、及びダムの挙動観測と的確な維持管理を行う目的で監査廊を設置することとした。監査廊の断面は監査廊内から、主カーテングラウチングを施工するため、幅 2.0 m、高さ 2.5 m のホロ型暗渠構造とした。監査廊の施工に当たって、トレンチ掘削面の岩盤保護及び、岩盤拘束による監査廊本体コンクリート硬化時のヒビワレを防止する目的で、掘削後一次コンクリートを施行する計画とした。監査廊のスパン割は、6.0 m を基本として、F-2 及び F-4 断層部は変形に対する追従性をはかるため 3.0 m とした。監査廊のダム天端部の取付は、左岸部はトンネル内に取り付け、地山掘削を最小限にとどめる事として、右岸部は洪水吐側壁内に通廊を設けた。また監査廊内の排水と工事中の機械、資材の搬入口として、右岸河床部にアクセストンネルを設けた。監査廊標準断面は図-3 に示す。

(2) 堤体の設計

ア) 不透水性材

不透水性材は、ダム附近の調査結果から、不透水性材として利用可能な崖すいがダム域内に散在するものの、材料のレキ率のハフつき、採取コスト面及び、ダム湛水域の水位変動箇所存し、完成後の環境保持が懸念されることから全量ダム域内での採取を断念し、ダム下流約 7 km の段丘堆積物と、崖すいをおおむね 1:1 で混合し、

盛立てる事とした。なお混合は、貯水池内に設けた、ストックヤードで、2ヶ所の材料を交互に積立て、ストックパイルし、築堤時において小口の全高さを一度に削り混合積込を行うこととして計画した。不透水性材の試験の概要は、図-4・5に示す。図中の土取場Dは、下流の段丘堆積物を示す。

イ) ロック材

ロック材は、計画時の地質調査で、原石山A~Eの5ヶ所を候補地として選定し、ダムとの近距離から順次精査を進めた。地質はいずれも、ダムサイトの地質で述べた様に、凝灰岩、溶結凝灰岩、流紋岩が交り合っており、

ロック材の基本的な要件としての、比重、圧縮強度、安定性から検討すると、凝灰岩<流紋岩<溶結凝灰岩の順位で高品質となることから、溶結凝灰岩の賦存が最も期待できるダムサイト上流2.0kmの原石山Eを採取地として決定した。ゾーニングは、地質調査結果を踏えて、強度的に、溶結凝灰岩より劣る、流紋岩、凝灰岩類を、堤体心部に配置した2種のゾーン配置とした。(図-2参照)即ちゾーンIは溶結凝灰岩とし、ゾーンIIは、凝灰岩、流紋岩、及び、細粒岩、堤体掘削流用岩として計画した。ロック材の調査結果のまとめは、図-6~8に示す。

ウ) フィルター材

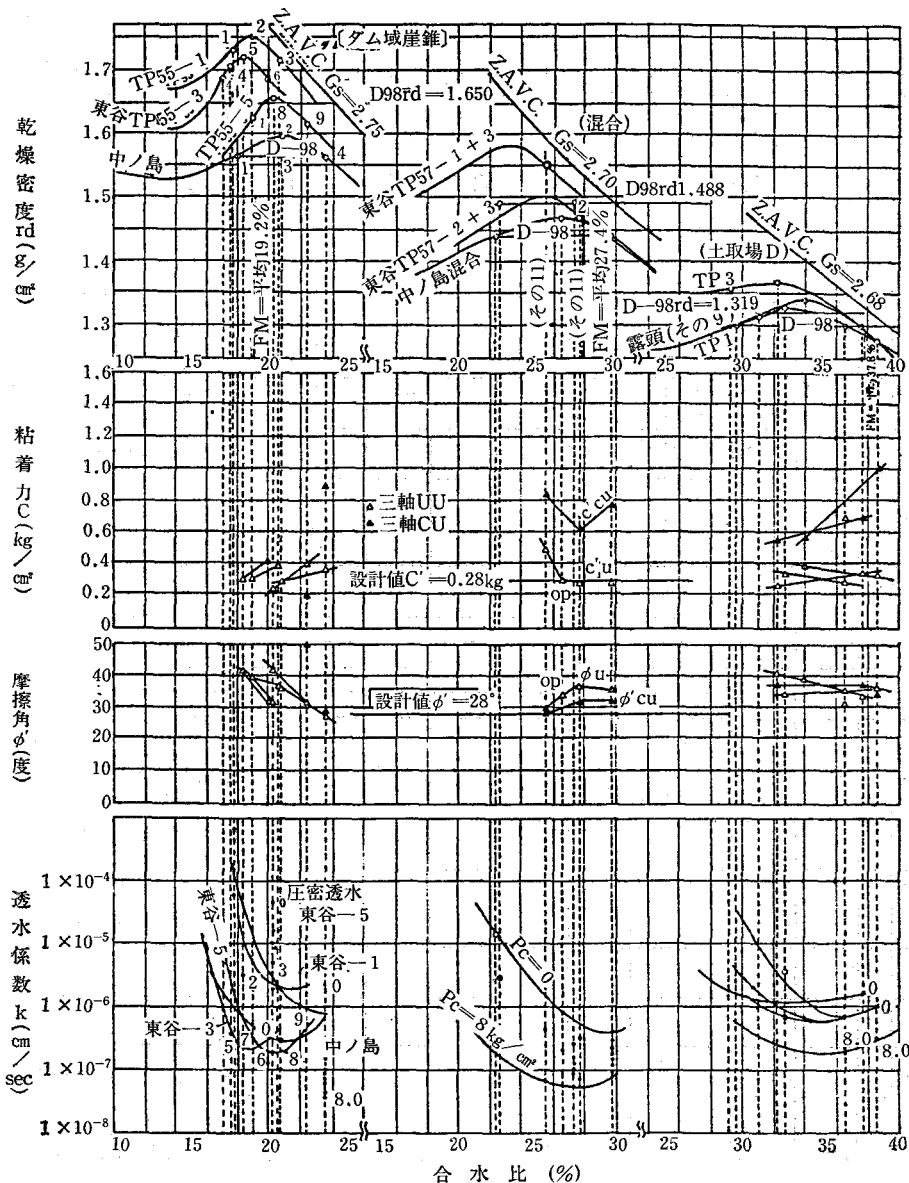


図-4 コア材設計数値の決定

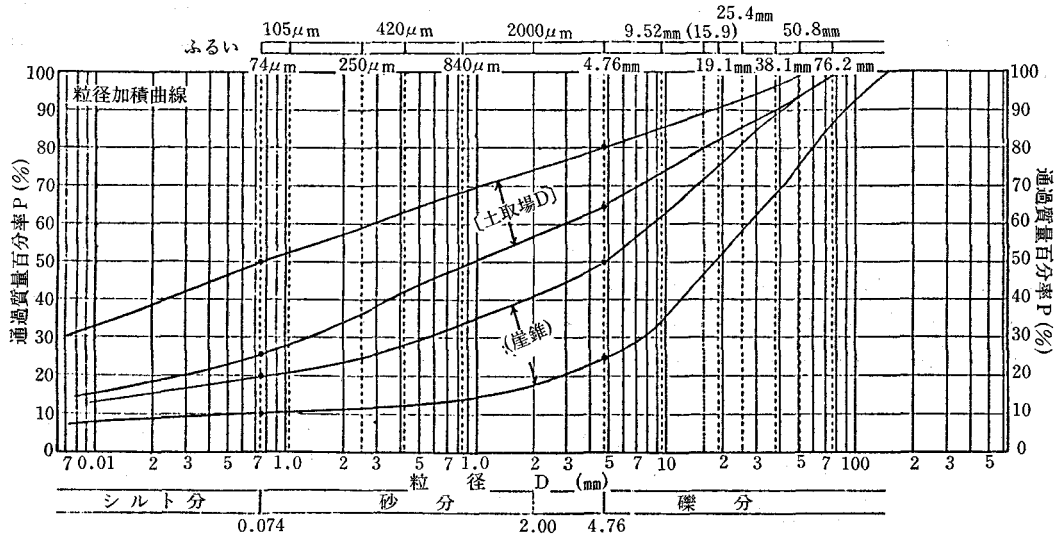


図-5 土取場D及び崖錐の粒徑範圍 (両者を1:1に混合)

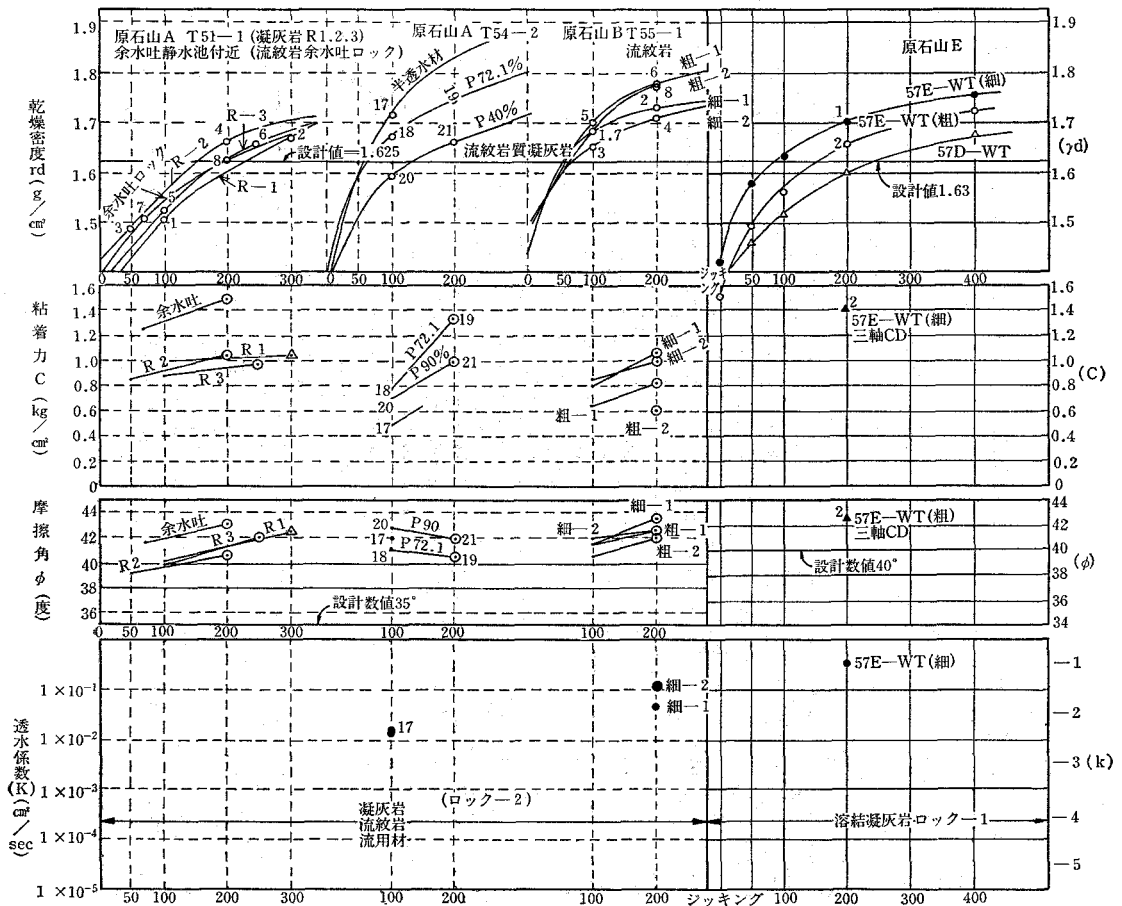


図-6 ロック材設計數値の決定

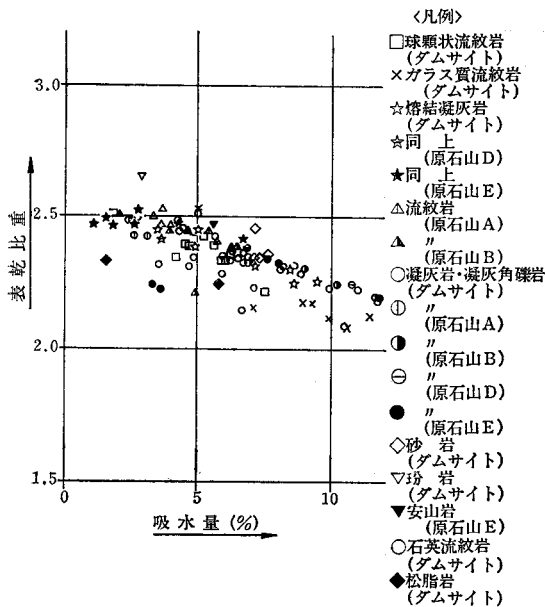


図-7 岩石試験結果総括図
(比重-吸水量の関係)

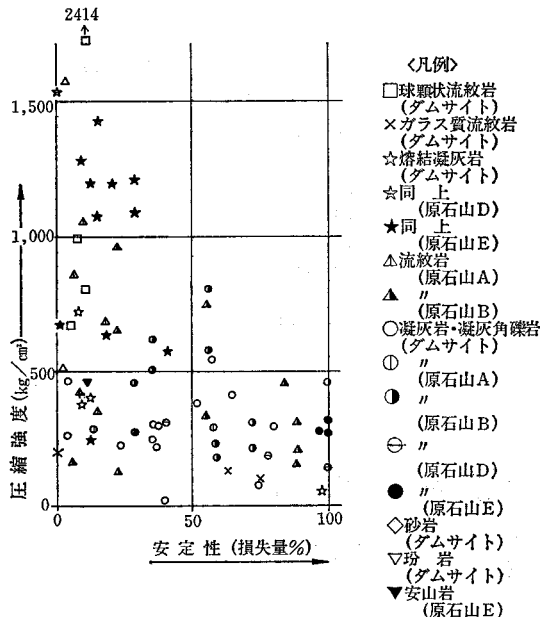


図-8 岩石試験結果総括図
(圧縮強度-安定性の関係)

フィルター材は、現地に適当な河床レキ等が無い事、採取材料では、材料の調整コスト及び、安定性に問題があることから、ダムサイト下流20km~26kmの庄川扇状地の下層砂レキを自然状態のまま使用する計画とした。なお、この材料は、すでに他のダムで使用されており、効用については充分証明されている材料である。材料の粒度突き固め試験結果は図-9・10に示す。

(3) 盛立材料の設計数値

以上のような調査を基に盛立材料の設計数値の検討を、表-3に示すように行い、その結果、各材料の設計数値を、表-4に示すとおりとした。各ゾーンの断面の決定に当たっては、遮水ゾーン幅は、堤高×1/2以上を目安とし、遮水ゾーンの天端幅5.0m、側法1:0.25の、中央遮水ゾーンタイプとした。ロックⅠゾーンとⅡゾーンの境界線の決定は、比較的細粒かつ劣質であるロックⅡ材のポケットを最大限とすべく安全率を試算検証し決定した。

堤体標準断面は図-2に示す。

4. 堤体観測施設

堤体観測施設計画については、ダム基礎の状況、築堤材料の特性から、次のように計画した。

(1) ダム基礎

地質調査及び、解析結果を踏えて、F-2、F-4断層付近の基礎岩盤内に、岩盤変位計を設置する。また監

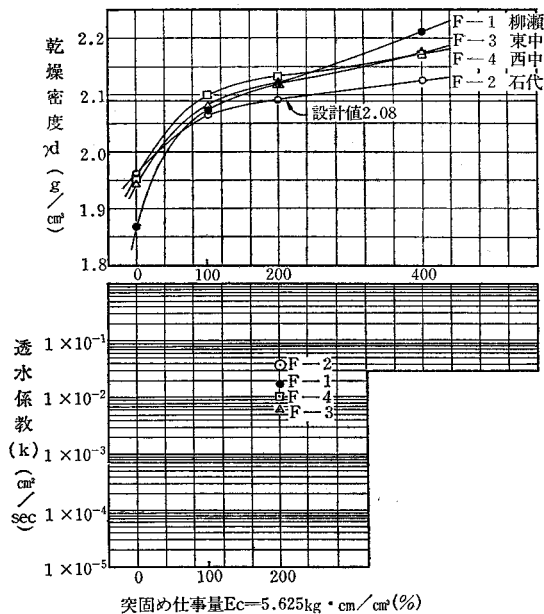


図-9 フィルター材設計数値の決定

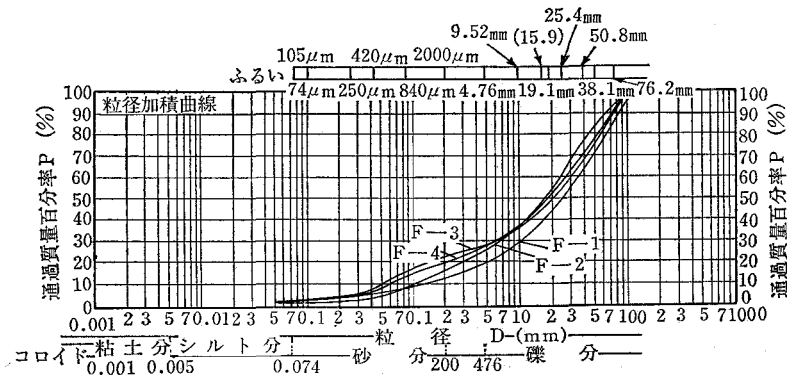


図-10 フィルター（段丘砂礫=水田）材の粒径加積曲線

表-3 設計数値検討事項

項目 ゾーン	根拠とする試験	設計密度	設計含水比	せん断強度
遮水 ゾーン (不透水性材)	混合材試験 3 試料 { 土取場 D+ダム域 がやすい 1 : 1 湿潤重量比 }	材料のバラツキが考 えられるが、混合材 試験全体 (3 試料) の平均値とする。 (D 値 98 point (JIS・EC×100%)	安定計算上は、脱 水ねり返しがおき る時の含水比を採 用する。(3 試料 平均値) なお施工含水比は、 シャ水機能をみた すこと及び施工工 性を考慮し、次の様 に規定する。 1) $W_{opt} - 2.0 \sim$ $W_{opt} + 2.0$ 2) $S_r > 80\%$ D 値 ≥ 98	1. 安定計算は完成直後 も有効応力表示の数値 を使う。 2. 数値は、三軸 \bar{u}, \bar{c}_u 試験時全体の最低値を 採用する。
ロック I ゾーン (捨石張) (透水性材)	溶結凝灰岩類試験	締固めエネルギー JIS EC×200% の平均値とする。 (2 試料)	試験材のレキの含 水比及び岩石試験 の吸水率の平均値 とする。 (9 試料)	三軸 C, D 試験 1 試料 ($\phi 42^\circ - 40^\circ$)より $\phi = 40^\circ$ とする。 (なお既応原石山におけ る流紋岩質凝灰岩は $\phi =$ $40^\circ 25' \sim 42^\circ 40'$ であり充 分 $\phi 40^\circ$ は確保できる。)
ロック II ゾ ーン (半透水性 材)	凝灰岩類 洪水吐 流用材 風化岩 } の試験	これまでの凝灰岩類 の試験試料から締固 めエネルギー JISEC ×200%の平均値と する。(3 試料) 相対密度80%以上は 除外する。	凝灰岩類の4.76mm 以上の含水比、岩 石試験の吸水率の 平均とする。 (15 試料)	凝灰岩類の試験値は、 $\phi 35^\circ$ ~ 39° であるが、凝灰岩 類は安定性等岩石として、 劣性材であり、他ダムの 取扱例を参考に $\phi = 35^\circ$ とする。
フィルター	庄川河床砂レキ材料 の物理及び突固めの 試験 (4 試料)	材料のバラツキ設計 上の余裕を考慮し、 JIS EC×100% の 平均値とする。 (4 試料)	4 試料の平均値か ら決定する。	時に、せん断強度試験は やっていないが、突固め 試験時の密度から他ダム の例をもとに $\phi = 35^\circ$ と する。

表-4 設計数値一覧表

ゾーン名	* 比重	含水比 (%)	間隙比 e	乾燥密度 γ_d (t/m ³)	湿潤密度 γ_t (t/m ³)	飽和重量 γ_{sat} (t/m ³)	水中重量 γ'_{sat} (t/m ³)	完成直後		経年後		透水係数 k (cm/s)
								c (t/m)	ϕ (°)	(t/m ³)	ϕ (°)	
遮水ゾーン	2.67	28.5	0.79	1.49	1.91	1.93	0.93	2.8	28°-00'	2.8	28°-00'	1×10 ⁻⁵
ロックⅠゾーン	2.47	4.0	0.52	1.63	1.70	1.97	0.97	0	40°-00'	0	40°-00'	自然排水
ロックⅡゾーン	2.33	8.0	0.44	1.62	1.75	1.92	0.92	0	35°-00'	9	35°-00'	>1×10 ⁻³
捨石張	2.47	4.0	0.52	1.63	1.70	1.97	0.97	0	40°-00'	0	40°-00'	-
フィルター	2.59	3.5	0.25	2.08	2.15	2.28	1.28	0	35°-00'	0	35°-00'	1×10 ⁻³

(注) *比重…コアゾーン除いて表乾比重を示す。

表-5 堤体観測施設計画

観測項目	目的	計画数量
漏水観測	・堤体遮水ゾーンからの漏水量把握 ・堤体基礎及びアバット部基盤を経て河床ドレーンに集まる漏水量の把握	監査廊内2ヶ所 } 3ヶ所 堤体下流1ヶ所 }
堤体表面変位計	・堤体てんば及び法面の異常変位をチェックする。	上流斜面8点 } 21点 てんば6点 } 下流斜面7点 }
クロスアーム式 層別沈下計	・堤体遮水ゾーンの圧密沈下状況の把握 ・ " 内でのパイピング等に伴う異常沈下の発生をチェックする。	1基 (クロスアーム14ヶ所)
間ゲキ水圧計	・施工中の遮水ゾーン内間ゲキ水圧発生状況を把握し、盛土安全管理の一助とする。 ・遮水ゾーン着岩部における異常発生チェック ・ロックⅡにおける間ゲキ水圧発生状況の確認	計17ヶ } 計17ヶ } =合計42ヶ 計8ヶ }
土圧計	・ハイドロリックフラクチャーに対する安全性チェック	計14ヶ (一面)
堤内スベリ変位計	・堤体スベリ破壊につながる異常発生をチェックする。	計2ヶ所
岩盤変位計	・堤体基盤沈下量を把握する。	計2基
鉄筋応力計	・監査廊内の応力状態をチェックする。	計4ヶ

査廊本体における応力状態をチェックするため最深部の監査廊断面に鉄筋応力計を4ヶ所計画した。

(2) ロックⅡゾーン

ロックⅡ材は凝灰岩、流紋岩を主体とした材料であることから、転圧時の細粒化等による透水性をチェックする必要があると考えて、ゾーン中に間ゲキ水圧計を8ヶ所設置する。

観測施設の全体計画は表-5のとおりである。

5. あとがき

白中ダム堤体設計の概要について述べたが、ダムにお

ける技術的な諸問題については、高度の専門的な知識と経験が必要であることから、昭和52年細部調査開始以来学識経験者を中心とした、白中ダム検討委員会を設けていただき、昭和56年度からは、日本農業土木総合研究所に委託して、北陸農政局管内ダム技術検討委員会の中で適切な指導と助言をいただいて今日に到っている。本年から、いよいよ本格的なダムの工事に入ることとなるが施設別の細部の設計計画及び、工事の実施に伴う問題点、諸データについては別の機会に報告させていただくこととする。

目谷ダム取水設備の放流減勢工の減勢効果について

岩井孝道*

目	次
1. はじめに……………	18
2. 取水設備の概要……………	18
3. 減勢工構造……………	18
4. 水理模型実験……………	19
5. 現場における放流試験……………	26
6. おわりに……………	26

1. はじめに

広島中部台地農地開発事業で造成される 610 ha の農地のうち、江の川水系に属する 377 ha に対し、畑かんを行うための用水源となる目谷ダムの盛立と施工管理については、「水と土」第59号（昭和59年12月号）で御紹介したところであるが、今回は目谷ダムの取水設備の末端に設けた放流減勢工にスポットを当てて述べてみたい。

2. 取水設備の概要

目谷ダムの常時満水位は EL379.60m、最低水位が EL357.20m であり、この間の利用水深は 22.4m である。貯留された水は、畑地かんがい用水として利用されるので表面取水することとし、取水孔は斜樋形式とした。常時取水孔は、標高 3m 毎に $\phi 450$ のゲート 7 門、又緊急放流は $\phi 700$ のゲート 1 門が設けられている。取水並びに放流は斜樋管に接続して仮排水路トンネル内に $\phi 700$ の導水管が設置されており、これにより閉塞部を貫通してダム下流まで導かれる。

畑かん用水については、造成標高がダム地点標高よりも高位にあるため、ポンプアップが必要となるがポンプの運転経費を極力節約するため、導水管とポンプの吸込管とを直結する方式とした。すなわち、ダム貯水位によるヘッドがポンプに伝わるいわゆる押し込みタイプとしたわけである。従って、 $\phi 700$ の導水管の途中から、最大取水量 $0.242\text{m}^3/\text{s}$ に対応する $\phi 450$ の管が分岐している。ポンプは口径 250mm で、実揚程が約 145m のもの 2 台を設置する予定となっている。

畑かん用水とは別に下流に貯留制限流量以下の水量（以下「貯留制限流量」という）を放流する必要があるが、導水管内には貯水位による高水頭がそのまま伝えられているため、これを減勢しつつ放流しなければならない。放流量については、常時の貯留制限流量放流として $0.015\text{m}^3/\text{s}$ から $0.420\text{m}^3/\text{s}$ まで、緊急放流としては最

大 $2.2\text{m}^3/\text{s}$ を放流する必要があるため、高水頭、高速流の条件下でも連続的な流量制御が可能で、開度 5% 程度の微小開度でもキャビテーションを起こさないジェットフローゲートを放流ゲートに用いることとした。又、緊急放流と貯留制限流量放流（最低 $0.015\text{m}^3/\text{s}$ ）との流量差が大きいため、これを 1 門で制御するのが困難であることから、ゲートは緊急放流用として $\phi 400$ 、貯留制限流量放流用として $\phi 185$ をそれぞれ 1 門ずつ計 2 門を設けることとした。

以上述べてきた取水設備全体を示す縦断面図を図 1 に示す。ところで、放流後の水を利用する下流水田の一部は標高の関係から、図 1 の末端にある副ダム（減勢鎮静池の堰）の水位を利用するが、取水の安定を図るため鎮静池内の水面形が出来る限り穏やかであることが望ましい。このような事情から目谷ダムの放流減勢工として、①減勢工の長さが短縮できる。②構造物の劣化程度が少ない。③水面波高が少なくできる等の特徴をもつ。リターンフロー式減勢工を採用することとした。この減勢工は昭和56年に農業土木試験場において開発された新しい減勢工¹⁾、その優れた水理特性が認められながら未だ施工実績がなかった。このため採用に当っては水理模型実験によりその水理特性等を確認して採用するのが望ましいとの同試験場川合部長の助言に従い、水理模型実験を行った。昭和60年3月放流減勢工を含めた取水設備全体が完成したので、水理模型実験を中心にあわせて現場での放流減勢効果等につき報告する。

3. 減勢工構造

目谷ダム取水設備放流工の構造を図 2 に示す。減勢工（リターンフロー式減勢工）は工事用仮排水トンネル出口の開水路を利用して設けており、緊急放流用減勢工と貯留制限流量放流用減勢工を隔壁を設けて並設した。リターンフロー式減勢工は、下部に減勢室、上部に鎮静池を配置した 2 段構造となっている。したがって、ゲートより流出する高速の噴流は一旦減勢室に導びかれる。高速の噴流は減勢室内においてまわりの水との激しい渦混

*中国四国農政局広島中部台地開拓建設事業所

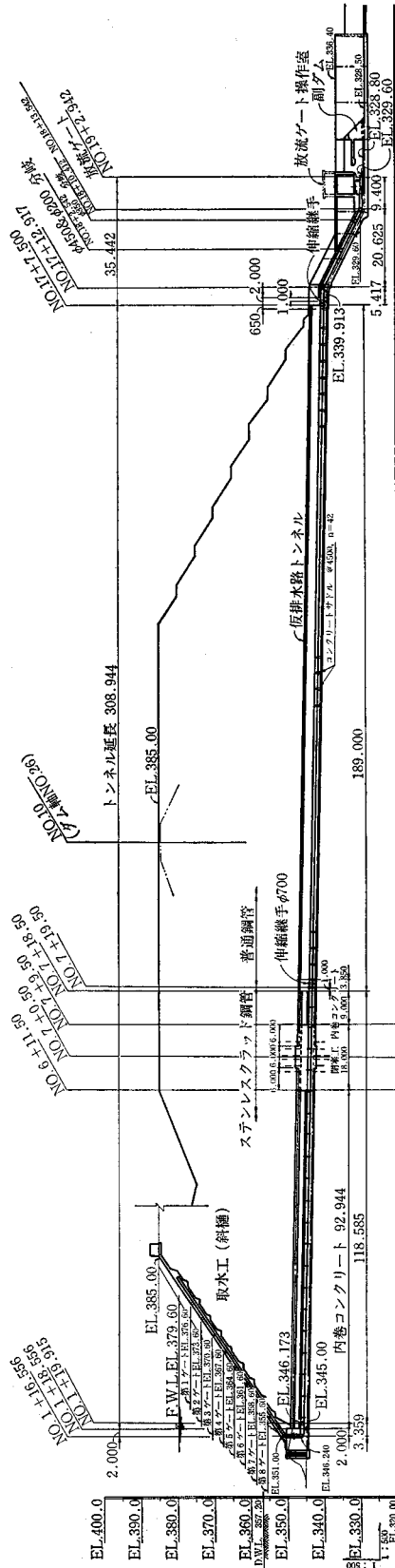


図 1 取水設備縦断面図

によって減勢し、減勢室手前の開口部を経て表面に湧出する。さらに、湧出による水面の変動（表面波高）も上部鎮静池を流下するに依り、静穏化されて減勢工終端に至る。

表 1 に減勢工設計のための条件諸量を示す。

減勢工の主要な寸法は次のごとくである。緊急放流工は、減勢室高さ $H_p=2.5\text{m}$ 、減勢室幅 $B=2.9\text{m}$ 、減勢工長さ $L=10.0\text{m}$ 、湧出部開口幅 $S=2.0\text{m}$ 、鎮静池深さ $H_s=1.1\text{m}$ である。貯留制限流量放流工は施工性を考慮して、縦断面形状を緊急放流工と同形とし、減勢室高さ $H_p=2.5\text{m}$ 、減勢室幅 $B=2.0\text{m}$ 、減勢工長さ $L=10.0\text{m}$ 、湧出部開口幅 $S=2.0\text{m}$ とした。

表-1 減勢工設計のための条件諸量

減勢工型式	リターンフロー式減勢工	
放流ゲート	緊急放流工	$\phi 400\text{mm}$, JFG
	維持放流工	$\phi 150\text{mm}$, JFG
水頭	ダム水位	常時満水位 FWL 379.60
	減勢工水位	引継水位 CWL 332.70
	静水頭	$H=379.60-332.70=46.90$
ゲート標高	EL 329.60	
放流量	緊急放流	最大 $Q=2.244\text{m}^3/\text{s}$
	維持放流	不特定用水 $Q=0.240\text{m}^3/\text{s}$
		かんがい期 $Q=0.041\text{m}^3/\text{s}$
		非かんがい期 $Q=0.015\text{m}^3/\text{s}$

4. 水理模型実験

本章では、リターンフロー式減勢工を採用するに当たって行なった水理模型実験の概要を述べる。実験は精度をあげるために、縮尺が4分の1の比較的大きい模型によ

表-2 相似則

項目	原型	模型
放流ゲート (D_0)	緊急放流工	$\phi 400\text{mm}$
	維持放流工	$\phi 150\text{mm}$
水頭 (H)	46.9m	11.73m
放流量 (Q)	緊急放流	$2.244\text{ m}^3/\text{s}$
	維持放流	$0.240\text{ m}^3/\text{s}$
	不特定用水	$0.041\text{ m}^3/\text{s}$
	かんがい期	$0.015\text{ m}^3/\text{s}$
		$70.1\ell/\text{s}$
		$7.5\ell/\text{s}$
		$1.3\ell/\text{s}$
		$0.47\ell/\text{s}$

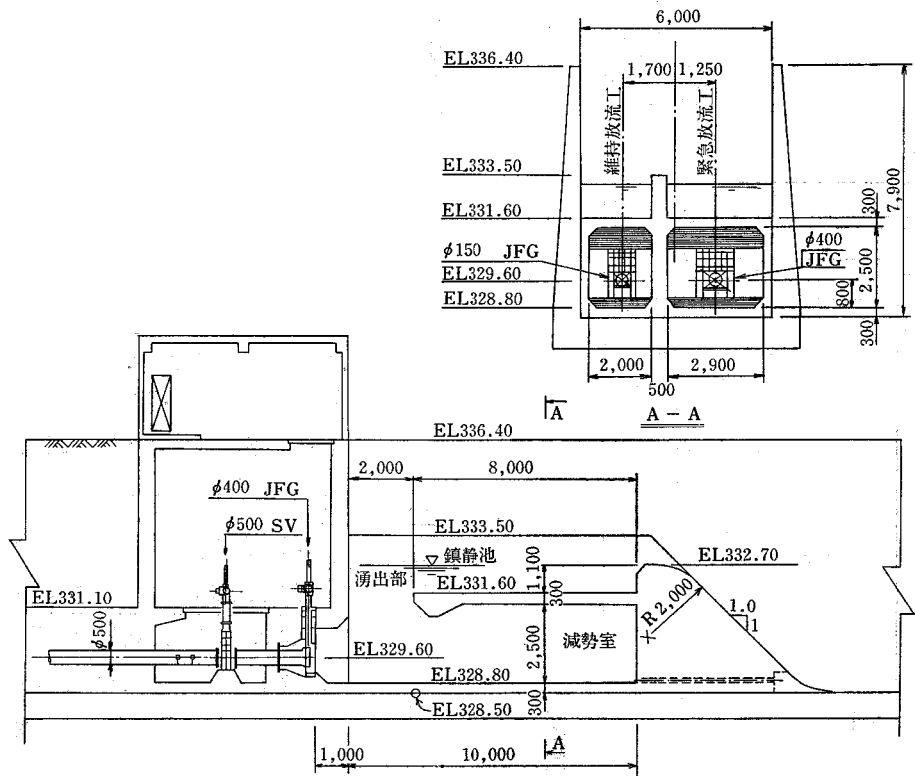


図-2 放流工構造図

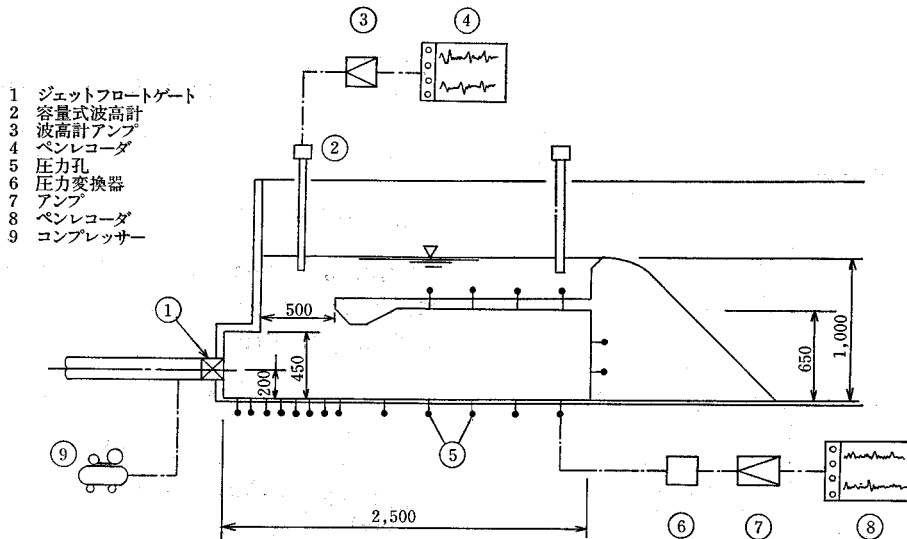


図-3 実験装置の概略図

って行なった。相似律はフルード相似とした。表2にフルード相似による原型と模型の対比を示す。ポンプ（出力45KW，口径φ150mm，2段式多段ポンプ）により圧送された水を所定の条件（流量，ゲート開度）で減勢工

へ放流し，減勢工内の流況，表面の波高，及び減勢室内の圧力分布を測定した。減勢工内の流況はゲート直前に空気を注入して微小気ほうを発生させ，これによって流れを可視化して，目視，写真及びビデオ観察した。表面

表-3 主要実験値表

項目 減勢工	Run No	放流量 Q m ³ /s	ゲート開度 α %	湧出部波高 h ₁ cm	終端部波高 h ₂ cm	奥壁圧力 P mA _q	
						実験値	(計算値)
緊急放流工	1	2.244	100	42.0	13.6	1.15±0.46	1.42
	2	2.50	100	53.2	16.0	1.48±0.60	1.76
	3	2.00	100	39.6	9.2	0.94±0.49	1.13
維持放流工	4	0.240	60	3.8	1.0	0.20±0.12	0.27
	5	0.240	50	4.6	1.4	0.32±0.11	0.33
	6	0.240	70	3.4	1.0	0.21±0.11	0.22
	7	0.041	16	0.4	0.2	0.02±0.02	0.05
	8	0.015	8	0.2	—	0 ± 0.01	0.02

波高は湧出部中央及び減勢工終端部に容量式波高計を配置し、ペンレコーダに記録し3分間の観測時間における最大波高を求めた。減勢室内の圧力は、減勢室床版、奥壁及び天井壁に合計19点の圧力孔(φ1.0mm)を設け、圧力変換器を介してペンレコーダに記録した。実験装置の概略を図3に示す。

主要な実験値を表3に示す。緊急放流工においては、対象流量 $Q=2.244\text{m}^3/\text{s}$ とその前後の流量 $Q=2.50\text{m}^3/\text{s}$ および $2.00\text{m}^3/\text{s}$ についても調査した。貯留制限流量放流工においては不特定用水 $Q=0.24\text{m}^3/\text{s}$ をダム水位が常時満水位 FWL 379.6m で放流するゲート開度 $\alpha=60\%$ と、その前後のゲート開度 $\alpha=50\%$ 及び 70% も調査した。さらに、かんがい期放流量 $Q=0.041\text{m}^3/\text{s}$ 、非かんがい期放流量 $Q=0.015\text{m}^3/\text{s}$ についても調査した。

4-1 減勢工内流況

図4は緊急放流工の放流量 $Q=2.244\text{m}^3/\text{s}$ 、ゲート開度 $\alpha=100\%$ における流況である。ゲートから水平に流出した高速噴流は有進して減勢室にはいり、周りの水と激しく渦混合しながら減速・減勢し、減勢室奥壁近傍手前で流向を上向に変える。さらにUターンして減勢室天井壁に沿った帰還流となって減勢室より出てくる。減勢

室内はこの帰還流と噴流の渦混合が極めて激しく非定常で、噴流の流芯は絶えず上下、左右に変動している。減勢室を出た後開口部を経て上部の鎮静池表面に湧出し、鎮静池を流下して減勢工終端に至っている。図の上部に、鎮静池水面の水位(床版からの高さ)及び湧出部と終端部の表面波高が示されている。湧出部における波高 $h_1=42.0\text{cm}$ ($\pm 21\text{cm}$) が終端部では $h_2=13.6\text{cm}$ ($\pm 7\text{cm}$) と約3分の1に減少し、上部鎮静池の効果が認められる。

写真1-(a), (b), (c)は図4と同条件における流況写真である。減勢工下側からスリット光を照らして撮影した。流れは微小気ほうによって可視化されている。写真1-(a)は全体流況、写真1-(b)はゲートから流出直後の流況、写真1-(c)は減勢室内の流況である。鮮明度がやや劣るが、図2の流況図で述べたごとく、減勢室内での激しい渦混合の様子がみられる。

放流量 $Q=2.50\text{m}^3/\text{s}$ 及び $2.00\text{m}^3/\text{s}$ における流況は $Q=2.244\text{m}^3/\text{s}$ の場合と類似であったが、表3にも示されているごとく、表面における波高が流量 $Q=2.00\text{m}^3/\text{s}$ で $h_1=39.6\text{cm}$ 、 $Q=2.244\text{m}^3/\text{s}$ で $h_1=42.0\text{cm}$ 、 $Q=2.50\text{m}^3/\text{s}$ で $h_1=53.2\text{cm}$ と流量が増大するに従い大きくなるのが認められた。

図5は貯留制限流量放流工における放流量 $Q=0.24\text{m}^3/\text{s}$ 、ゲート開度 $\alpha=60\%$ の流況である。噴流はゲートから下向角をもって流出し、ゲートから約2.5m離れた床版面に着床し、その後床版面に沿って減勢室内へ進んでいる。減勢室奥壁近傍手前で流向を上向に変え、帰還流となって減勢室より出てくる。減勢室内での噴流と帰還流の渦混合は激しいが、緊急放流工の $Q=2.244\text{m}^3/\text{s}$ の場合(図4)と比較すると、噴流が安定し、上下、左右への変動が少なかった。湧出部の波高は $h_1=3.8\text{cm}$ ($\pm 1.9\text{cm}$) で、減勢工終端部では $h_2=1.0\text{cm}$ ($\pm 0.5\text{cm}$) と

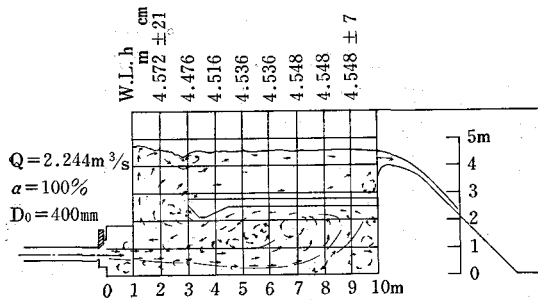
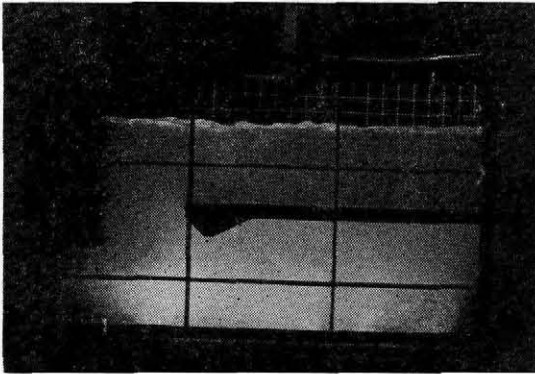
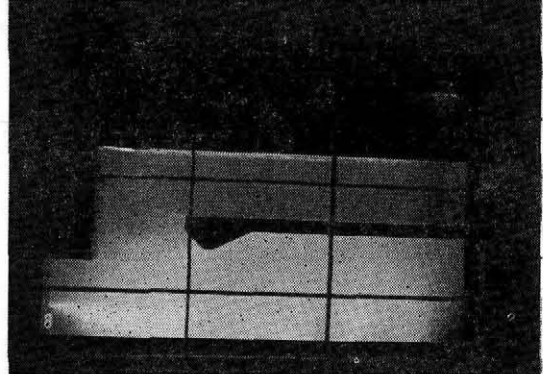


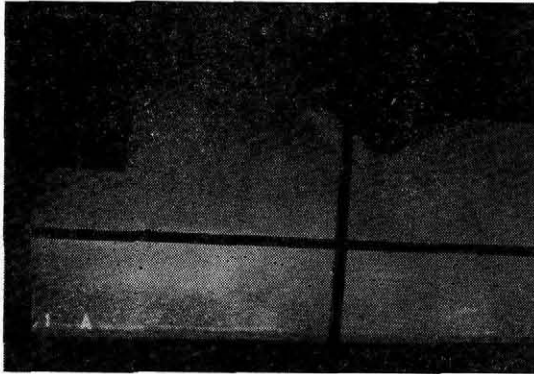
図-4 流況図(緊急放流工)



(a)



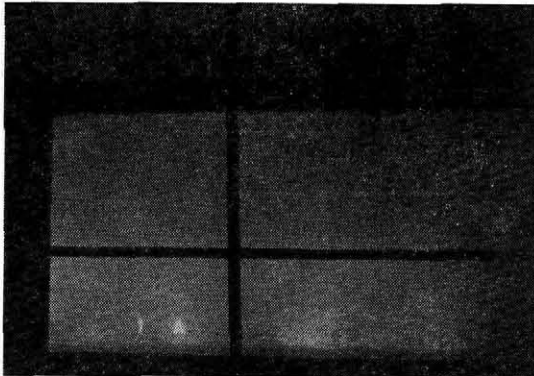
(a)



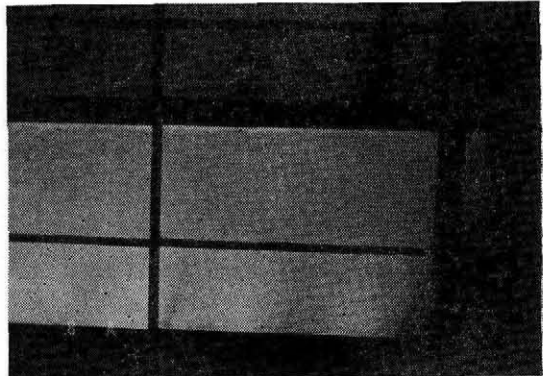
(b)



(b)



(c)



(c)

写真-1 流況写真(緊急放流工)

写真-2 流況写真(維持放流工)

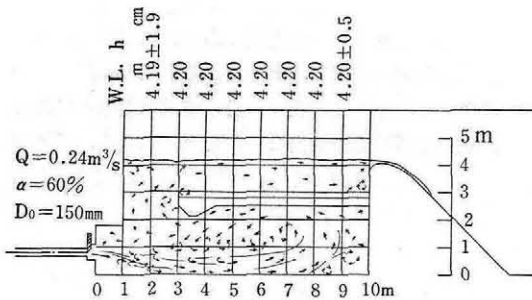


図-5 流況図(河川維持放流工)

極めて穏やかな水面形が得られている。またこの条件における流況写真を写真2-(a), (b), (c)に示す。噴流が下向角をもって流出している状況や、その後床版面に沿って減勢室へ進んでいる状況が見られる。さらに、極めて穏やかな水面形が得られていることがわかる。

放流量が $Q = 0.24 \text{ m}^3/\text{s}$ でゲート開度 $\cdot \alpha = 50\%$ 及び 70% の場合も同様な流況であったが、噴流が減勢工床版へ着床する位置がゲート開度が小さくなるにつれてゲート側へ近づくことが認められた。 $(\alpha = 50\%$ で約 2.0 m , $\alpha = 70\%$ で約 2.7 m) また、ゲート開度が小さくなると

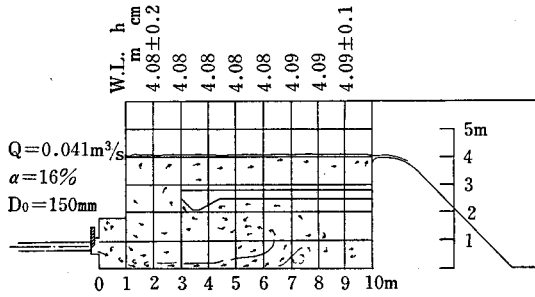


図-6 流況図 (河川維持放流工)

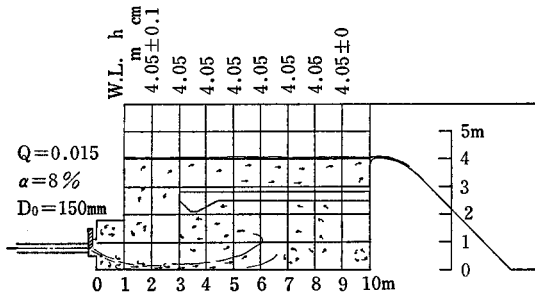


図-7 流況図 (河川維持放流工)

表面の波高が大きくなる傾向が認められた。(表3に示されているごとく、 $\alpha=50\%$ で $h_1=4.6\text{cm}$ 、 $\alpha=70\%$ で $h_1=3.4\text{cm}$)

放流量が $Q=0.041\text{m}^3/\text{s}$ 、 $Q=0.015\text{m}^3/\text{s}$ の流況を図6、図7に示す。ゲート開度が小さいので、噴流はゲートから1.0~1.3mの床版面に着床している。また噴流厚も薄いので噴流の減勢も早く減勢室内の6.0~7.0mの位置ではほとんど消滅してしまい、減勢室内は極めて穏やかであった。表面は鏡面のごとくなめらかな水面形を呈した。

4-2 減勢効果

放流水理量と減勢工規模及び減勢効果の関係を図8に示す。減勢工表面の最大波高 h_1 (湧出部波高)をゲートの開口高さ a で除して減勢の程度を表わす指標とする。

(h_1/a , 図の縦軸) 流出噴流の強さと減勢工の大きさについては、前者は噴流厚 a_j と噴流速度 v_j から噴流フルード数を求め、このフルード数に対する仮想的な共役水深 $H_2=a_j(\sqrt{8 \times F_j^2 + 1} - 1)/2$ を噴流の強さを表わす量とし、また後者については、減勢室横断面の短辺長;減勢室幅(B)もしくは減勢室高さ(H_p);を減勢工の大きさを表わす量として、両者の比をとって放流水理量に対する減勢工規模の指標 β とする。 $(\beta=H_p(\text{or } B)/H_2)$, 図の横軸)。したがって β の値が大きくなると、噴流の強さに対して相対的に減勢工が大きくなる。図中

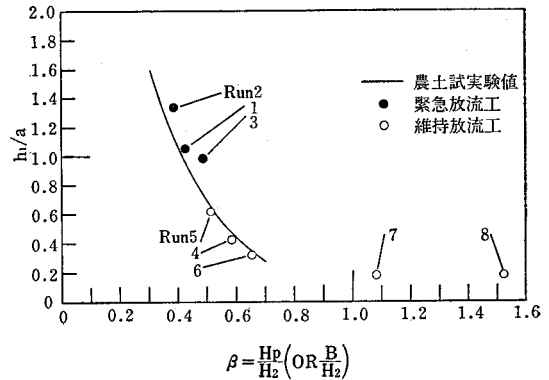


図-8 減勢効果

の黒塗記号は緊急放流工、白抜記号は貯留制限流量放流工の実験値である。また、曲線は農業土壌試験場における実験値¹⁾を平均化して示したものである。

なお、減勢工主要寸法は図8の曲線を使用して決めたものであり、緊急放流工については放流量 $Q=2.244\text{m}^3/\text{s}$ に対してゲート口径程度の表面波高が $h_1=40\text{cm}$ 、貯留制限流量放流工については分水を考慮して、放流量 $Q=0.24\text{m}^3/\text{s}$ 、このときのゲート開度 $\alpha=60\%$ に対して表面波高が $h_1=5\text{cm}$ 程度となる減勢工規模として設計した。実験値は前掲表3に示されているごとく、緊急放流工の放流量 $Q=2.244\text{m}^3/\text{s}$ に対して表面波高 $h_1=42\text{cm}$ (Run 1)、貯留制限流量放流工の放流量 $Q=0.24\text{m}^3/\text{s}$ に対して表面波高 $h_1=3.8\text{cm}$ (Run 4)と比較的よく一致した。

4-3 減勢工内圧力

減勢室内の圧力分布を図9、図10に示す。示された圧力は測定圧力から圧力孔の水深(かぶり水深)を差し引いた値で、噴流によって付加された圧力である。

図9は緊急放流工においてゲート開度 $\alpha=100\%$ で放流した場合の圧力分布である。ゲートから減勢室入口までの床版面においては噴流によって付加される圧力上昇は小さく、床版面にはほぼかぶり水深程度の圧力が作用していることがわかる。減勢室内においては奥に進むに従って増大し、奥壁において最大値となっている。放流量 $Q=2.244\text{m}^3/\text{s}$ において最大圧力は $P=1.2\text{m Aq}$ ($0.12\text{kg}/\text{cm}^2$)程度であった。また、天井壁における圧力は減勢室奥行方向の各位置で、床版面圧力とほぼ等しい圧力となっていることが認められる。

図10は貯留制限流量放流工における圧力分布である。ゲート開度 $\alpha=60\%$ で放流量 $Q=0.24\text{m}^3/\text{s}$ を放流した場合の圧力分布は以下のごとくである。(○印)前節減勢工内流況において述べたごとく、噴流は下向角をもって流出する。この噴流が床版面に着床する圧力孔番号6(2.5m)近傍に、噴流の動圧を受けて圧力が上昇し、圧力分布にピークを呈している。その後噴流が床版面に沿

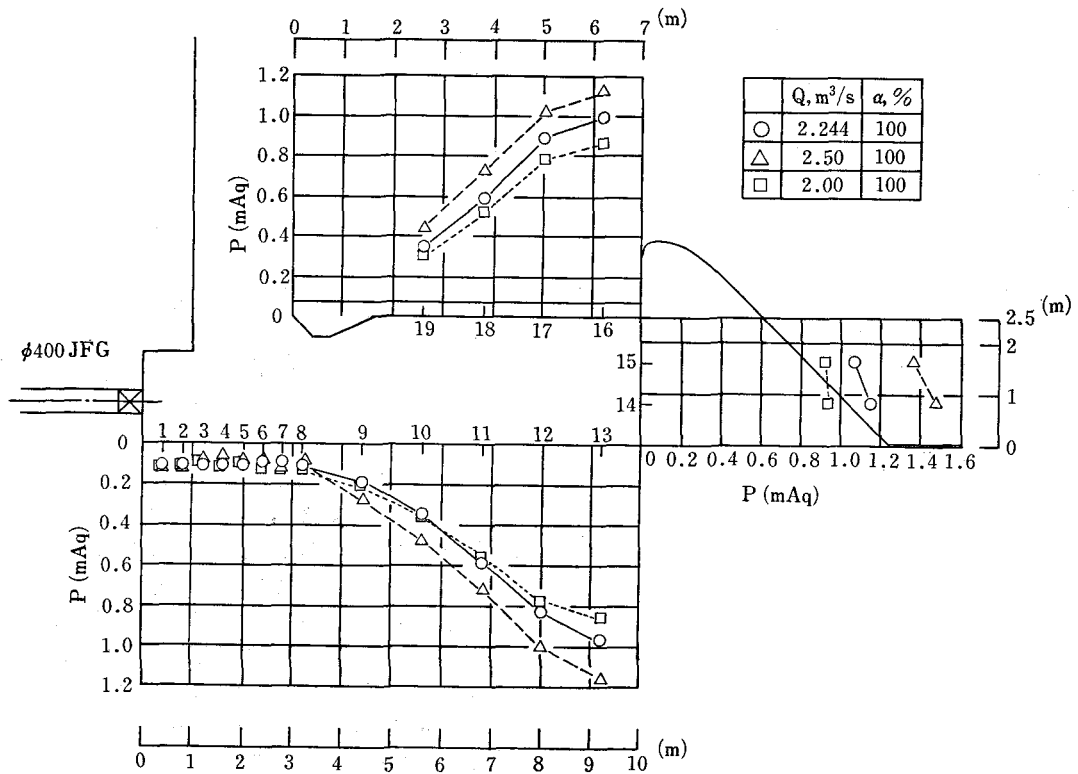


図-9 減勢工内圧力分布 (緊急放流工)

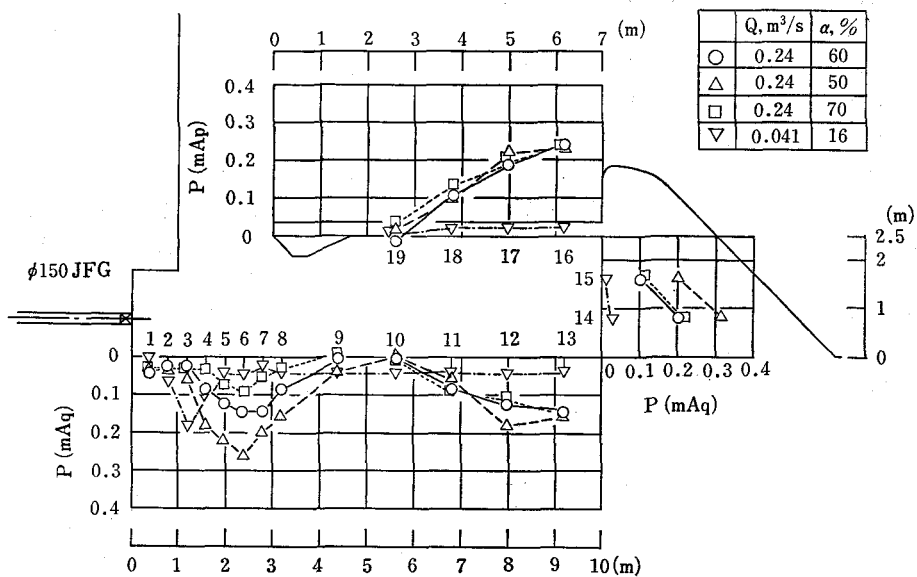


図-10 減勢工内圧力分布 (河川維持放流工)

って進む圧力孔番号 9, 10 (4.5~5.5m) の位置では、噴流による圧力上昇は小さい。さらに減勢室の奥へ進むと、圧力は漸増して減勢室奥壁で再び圧力分布にピークを生じている。ゲート開度が小さい $\alpha=16\%$, $Q=0.041$

m^3/s の場合 (▽印) は、噴流の下向角が大きくなり圧力孔番号 3 (1.2m) 近傍で噴流の動圧を受けて圧力分布にピークを生じている。減勢室内での圧力上昇は極めて小さい。

また、噴流が着床する位置における圧力上昇は、ゲート開度 $\alpha=60\%$ 、放流量 $Q=0.24\text{m}^3/\text{s}$ のとき $P=0.15\text{mA}_q$ 、ゲート開度 $\alpha=16\%$ 、放流量 $Q=0.041\text{m}^3/\text{s}$ で $P=0.18\text{mA}_q$ と小さく、噴流の着床による床版への影響はほとんどないものと考えられる。

減勢室奥壁に作用する噴流による圧力上昇は、運動量式により近似的に求められる。噴流が単位時間に減勢室に持ち込む流入運動量は近似的に $\text{Min} = P \times Q \times v_j$ である。減勢室から流出する帰還流が噴流の運動量を保持して流出するものとすれば、流出運動量は $\text{Mout} = -\text{Min}$ である。この運動量の変化によって減勢室は $F = (\text{Min} - \text{Mout})$ の推力を受ける。この推力が減勢室奥壁の圧力上昇となっていると考えられるので、減勢室奥壁の圧力は推力を奥壁の面積で除して $P = F/A_w = 2 \times \rho \times Q \times v_j / (H_p \times B)$ となる。上式による減勢室奥壁圧力の計算値と実験値の比較を前掲表3の右列に示す。計算値は実験値に比較して若干大きい値となる傾向が認められるが、比較的良好に一致している。

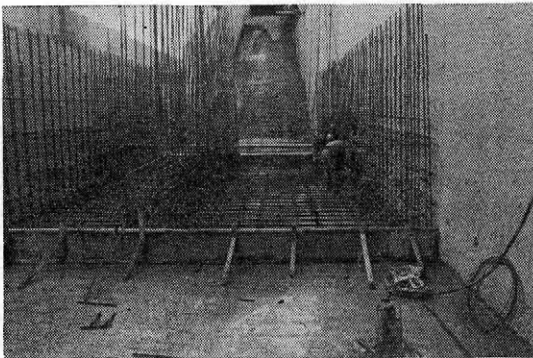


写真-3 二連ボックス部鉄筋組立の様子

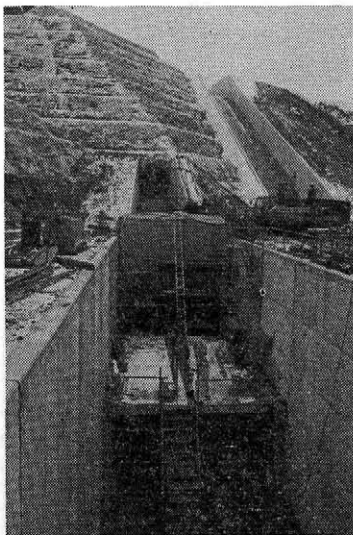


写真-4 二連ボックス部とゲート室下部（正面）

写真-5 放流減勢工（グラビア参照）

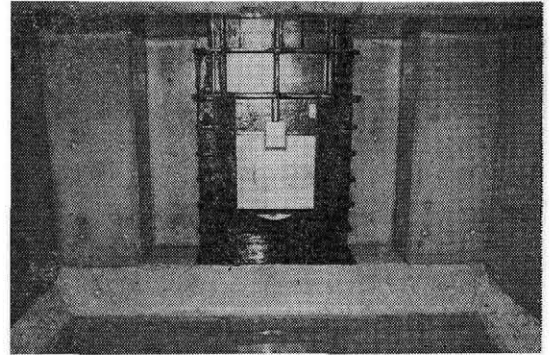


写真-6 ジェットフローゲート（φ400）全閉時

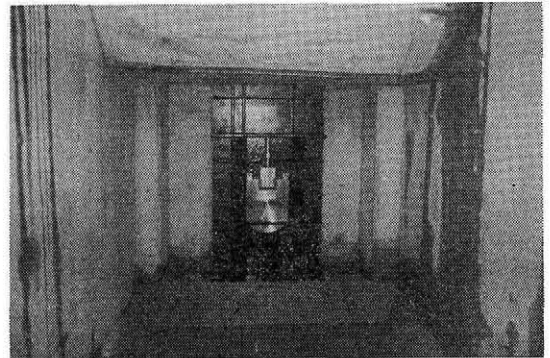


写真-7 ジェットフローゲート（φ185）全閉時

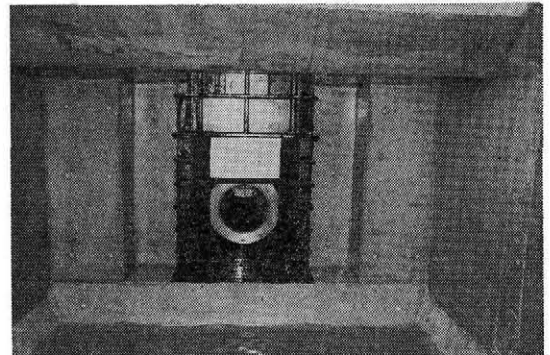


写真-8 減勢室よりジェットフローゲート（φ400）を望む

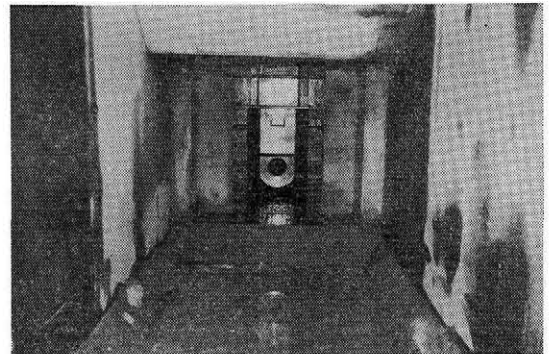


写真-9 減勢室よりジェットフローゲート（φ185）を望む

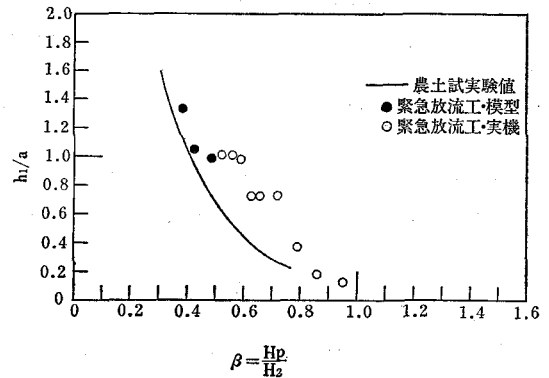
5. 現場における放流試験

昭和60年3月に取水設備放流工が完成した。緊急放流工の放流試験を行ない、合わせて減勢効果の確認調査をした。表4及び図11に測定結果を示す。波高は湧出部の側壁に鋼尺を立てて目視によって測定した。ダム水位がE L 362.6mで常時満水位FW L 379.6より低く、緊急放流ゲートを全開 $\alpha=100\%$ したときの放流量は $Q=1.91 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。この時の湧出部の波高は表4に示されているごとく $h_1 \cong 40 \text{ cm}$ であった。前章の水理模型実験における $Q=2.00 \text{ m}^3/\text{s}$ の実験値 $h_1=39.6 \text{ cm}$ と良く対応した。

図11は図8の整理法によって現場試験での減勢効果を表わしたものである。図中の黒塗記号は水理模型実験における値である。

表—4 実機放流試験時の測定波高

ダム水位 WL m	放流量 Q m^3/s	ゲート開度 α %	湧出部波高 h_1 cm
E L 362.6	0.30	19	1
"	0.46	27	2
"	0.60	33	5
"	0.80	41	12
"	1.00	48	14
"	1.20	57	16.5
"	1.40	64	25
"	1.60	74	30
"	1.91	100	40



図—11 減勢効果 (実機放流試験)

現場における実験は、貯水池の水位が計画満水位まで達していなかったこと、下流河川の水位上昇の関係から水理模型実験に対応する範囲での実験はできなかったが、この結果よりほぼ計画通りの減勢効果が得られたものと考えられる。

6. おわりに

日本で最初のリターンフロー式減勢工が完成し、十分その機能を発揮しているわけであるが、本方式の採用に当り適切な助言をいただいた農業土木試験場川合部長をはじめ、施工に当たった西田鉄工(株)の本田氏、フジタ三幸共同企業体、水理模型実験を行った西日本流体技研(株)等の方々に深く感謝します。

参考文献

- 1) 川合, 松本, 本田, “高压ゲートの減勢工法に関する実験的研究 (ジェットフローゲートを対象とした新しい水中放流減勢工の基礎実験)”, 昭和56年度農業土木学会大会講演会 講演要旨集

溶岩流を基礎地盤としたダムの基礎処理について

—富士西麓畜産基地建設事業長瀬調整池の事例—

梶 倉 克 幹*
山 崎 紘 一**
斉 藤 久 夫***

目 次

1. まえがき.....	27	5. 基礎処理の設計.....	35
2. 長瀬調整池の概要.....	27	6. 工事施工.....	36
3. 長瀬調整池及びその周辺の地質.....	29	7. おわりに.....	40
4. グラウチング試験.....	34		

1. まえがき

長瀬調整池は、名峰富士山の西麓標高 900 m 弱の裾野の静岡県富士宮市人穴に位置し(図-1)、農用地開発公団畜産基地建設事業の一環として実施した洪水流量調節用の小規模な重力式コンクリートダムである。

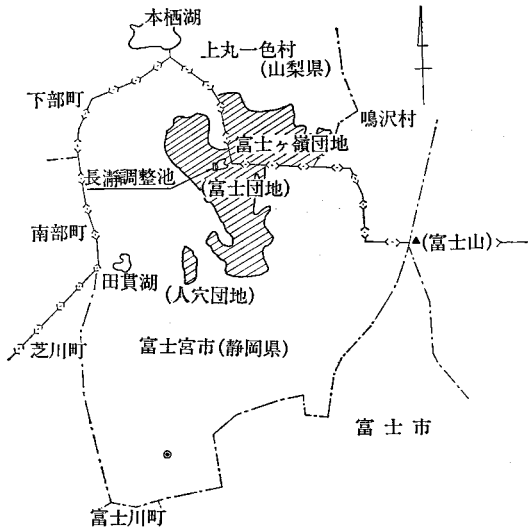


図-1 富士西麓区域概要図

このダムは、後で述べるとおり規模が小さいため、昭和59年8月に工事に着手し、7ヵ月後の60年3月にはコンクリート打設を完了している。しかし、ダムの基礎地

盤が富士山から流れ出た何枚かの玄武岩質溶岩と夾在する未固結火山灰からなり、支持力、透水性ともにコンクリートダムの基礎地盤としては問題をもっており、とくに溶岩流の大部分がクリンカー状の自破溶岩となっていて、物理性が不均質であるため、基礎地盤の物性数値の設定、基礎処理や堤体の設計に当たっては、学識経験者からなる長瀬調整池技術検討委員会(委員長:岐阜大学農学部仲野良紀教授)を設け、基礎地盤の構造、物性評価、基礎処理設計、基礎掘削後の地盤評価等の各段階での検討と指導にもとづいて施工を進めた。

この調整池は、洪水時の水を一時貯留することが目的であり、貯水敷における透水性の改良は必要としていないが、堤体の安全性を確保するために堤体基礎の透水性と支持力の改良は必要とし、セメントグラウチングによる改良を実施した。グラウチングによる基礎改良は、通常上層から下層へと順次改良するステージグラウチングがとられるところであるが、本ダムの岩着部の自破砕溶岩は、透水性が極めて大きく、加圧グラウチングによる上方リークが期待できないため、下位から上位へとグラウチングを進めるなど工夫をこらした。

本稿は、長瀬調整池の基礎地盤の状況とこれを改良するグラウチングを中心とした改良工の設計・施工の実績を紹介するものである。

2. 長瀬調整池の概要

(1) 目的

この調整池は、山梨県西八代郡上九一色村および静岡県富士宮市にひろがる 345ha の山林原野等の農用地開発および農業用施設を一体的に整備する一環として建設する防災施設である。

*国土庁土地局国土調査課
**農用地開発公団工務部公務課
***農用地開発公団富士西麓事務所

表-1 長瀬調整池諸元表

堤 体	型 式	重力式コンクリートダム
	堤 高	10.8 m
	堤 頂 長	137.50 m
	堤 長 幅	1.0 m
	ダム天端標高	E L. 879.00 m
	上流面勾配	0.15
	下流面勾配	0.60
	最低床掘標高	E L. 868.20 m
	堤 体 積	4,200 m ³
	貯 水 池	流域面積
洪水調節容量		652,000 m ³
堆 砂 量		33,000 m ³
総貯水量		685,000 m ³
洪水調節水位		W L. 876.60 m
設計洪水水位		W L. 878.00 m
死 水 位		W L. 870.00 m
池	調 節 水 深	6.6 m
	満 水 面 積	0.161 km ²

洪 水 吐	型 式	自由越流式
	設計洪水量	100.0 m ³ /sec
	減勢工対象洪水量	82.0 m ³ /sec
	越流水深	1.4 m
	越流堰長	30.0 m
洪 水 調 節	減 勢 工	静水池型減勢工
	洪水調節方式	穴あき無操作方式
	最大放流	11.8 m ³ /sec
備 考	放 流 管	1,200 mm

流域は 30.1km² で、富士西麓の未利用地及び低位利用地を開発整備するにあたり、洪水時の災害を未然に防ぎ、また開発整備中、又は、開発後の下流河川への洪水流量が増量にならないように調整することを目的としている。

(2) 長瀬調整池の諸元

長瀬調整池の諸元は表-1のとおりである。堤体の平面図を図-2に、構造図を図-3に示す。

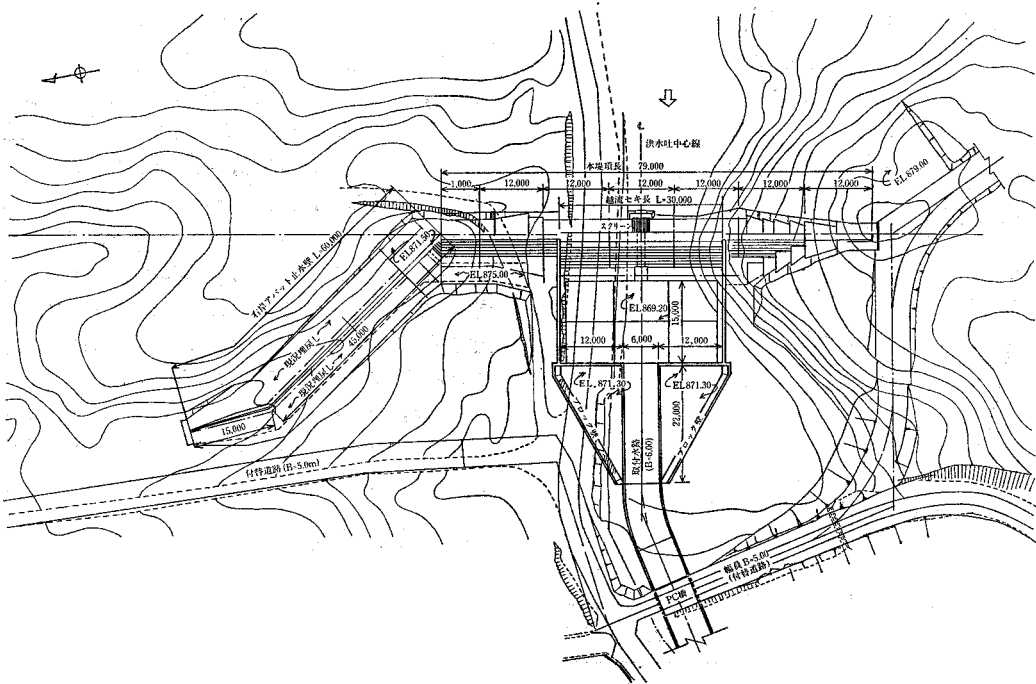


図-2 長瀬調整池平面図

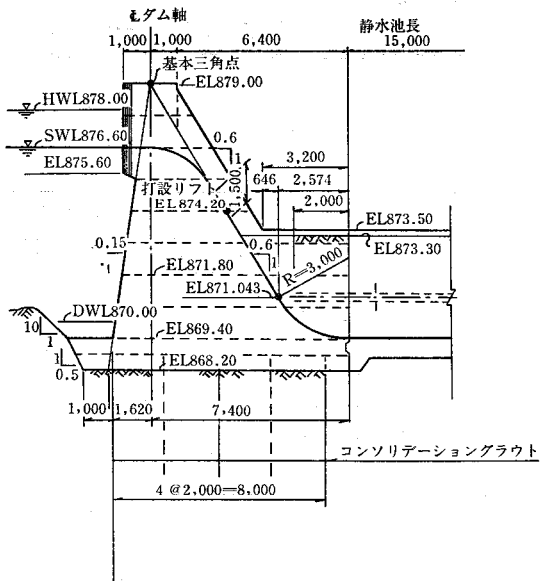


図-3 堤体越流部標準図

(3) 完成までの経緯

工事完成までの経緯の概要は、表-2のとおりである。この間、技術検討委員会を4回、基礎地盤の検査を2回実施した。

3. 長瀬調整池及びその周辺の地質

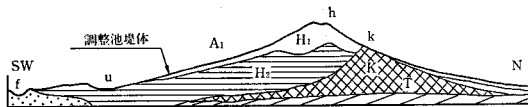
長瀬調整池は富士山の西麓にある。サイトは、富士山から西方に流れ下った何枚かの溶岩流が冷え固まってできた標高860mないし880mの起伏のある裾野に位置している。

3-1 富士山形成史の概要

富士山の地質については、津屋弘達¹⁾²⁾³⁾、町田洋⁴⁾⁵⁾らによる詳しい研究がある。これらによると、富士山は、複合火山であり、御坂山塊を構成する第三紀層を基盤に更新世中期に活動した小御岳火山、後期に盛んに活動し、今から1万年前に活動を終了した古富士火山*、その後の静穏期を経て、約6000年前から現在まで断続的に活動を続けている新富士火山などからなり、その形成史は、図4及び表3のとおりである。

表-2 工事完成までの経緯表

年度	項目	主な内容	事業主体	請負者
55	地質調査	ボーリング3本 延 55m 標準貫入試験 48回 透水試験 17回	関東農政局	
56	"	ボーリング2本 延 30m 標準貫入試験 30回	"	
58	"	ボーリング2本 延 22m グラウト試験7本 延 178m 透水試験 孔内水平載荷試験	農用地開発公団	日本技研㈱
59	調整池本体工事	基礎処理 ボーリング 延 985m コンソリデーショングラウト 延 198ステージ コンタクトグラウト 28孔 ダム本体 コンクリート 2856m ³ 静水池 コンクリート 935m ³	"	鴻池組・川俣組 建設工事共同企業体 工期 59.8.9~60.3.10 請負金額 201,500千円



H₁: 狭義の富士火山 H₂: 古富士火山 K: 小御岳火山 I: 岩淵火山静置物
T: 第三紀層 h: 富士山頂 k: 小御岳 u: 御井川 f: 富士川

図-4 富士山の三部構造を示す模式的断面図 (津屋1940)

表-3 富士山の活動史

町田洋 (1977) に一部加筆

現在	活動期	テ区分	噴出物の量比と活動のタイプ			火山地形の発達	活動例	周辺地域のできごと
			降下火砕物	火砕流	溶岩流			
2千年	新期富士活動期	新期富士テフラ	中	中 (混合型)	中	山体上部に新しい成層火山發育 多くの寄生火山噴出	宝永火口 (1707) A D 貞観火口 (864) 青木ヶ原 延暦火口 (800) 溶岩 新期寄生火山 御殿場泥流 大室スコリヤ } 2200Bp 大沢スコリヤ } 砂沢スコリヤ } 中期寄生火山	セノウミが精進湖・西湖に分れる 山中湖形成 忍野湖干上がる 芦ノ湖, 二子山形成
5千年	活動静穏期	富士黒土層	少	なし	少	山体の浸食と山麓に扇状地形成	富士黒土層	気候の温暖化著しく, 沼段丘形成 鬼界カルデラ爆発, アカホヤ火山灰飛来
1万年	古期第II期	古期富士層	少	少 (溶岩流型)	多	溶岩流の多い成層火山發育, 現火山の原形ができる	古期寄生火山	河口湖, セノウミ, 忍野湖本栖湖できる
5万年	古期富士第I期	古期富士テフラ(立川・武蔵野ローム)	多	中 (爆発型)	中	火砕物の多い大型成層火山發育	古富士泥流等	最終氷期で海面現在よりも120m 低まる 始良カルデラ爆発しA T火山灰飛来 箱根中央火口丘形成 立川段丘形成 武蔵野段丘形成 箱根新期カルデラ形成
8万年								

過去1万年間における富士山の噴火活動は、国土庁発行の静岡県土地保全図④に詳しく記載されているとおり、山頂を通る北西-南東線上での活動頻度が高い。(図5に抄録)有史時代に入ってから、8世紀後半から11世紀末までの約300年間の活動が最も激しい。その後も噴火は断続しているが、1707年の宝永の爆発後はなりをひそめ現在にいたっている。

3-2 長瀨調整池の地質

長瀨調整池池およびその周辺の地質は、図6に示すと

おり、新富士火山の山頂もしくは寄生火山から噴出した何枚かの溶岩と、これらに夾在する堆積物からなっている。

長瀨池の右岸は、山頂噴出した朝霧溶岩が南西流する溶岩側端崖(比高10m)であり、左岸は、山頂から噴出して西流する菖蒲溶岩の末端崖から側端崖(比高8m)にうつる漸移帯にある。

朝霧・菖蒲沼の両溶岩流の側端崖と末端崖は、調整池堤体敷では接近しているが、上流部では次第に広がり、



図-6 長游調整池のダム敷・池敷地概要図

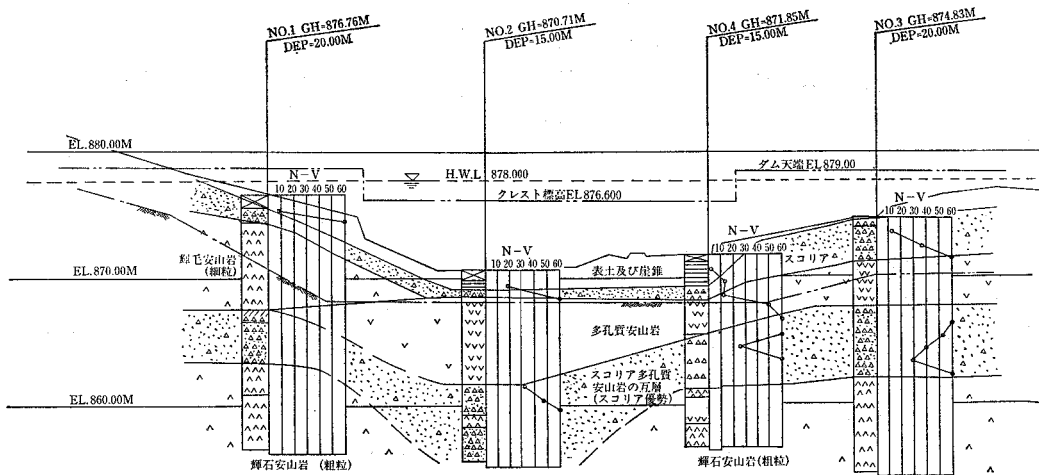


図-7 地質推定断面図

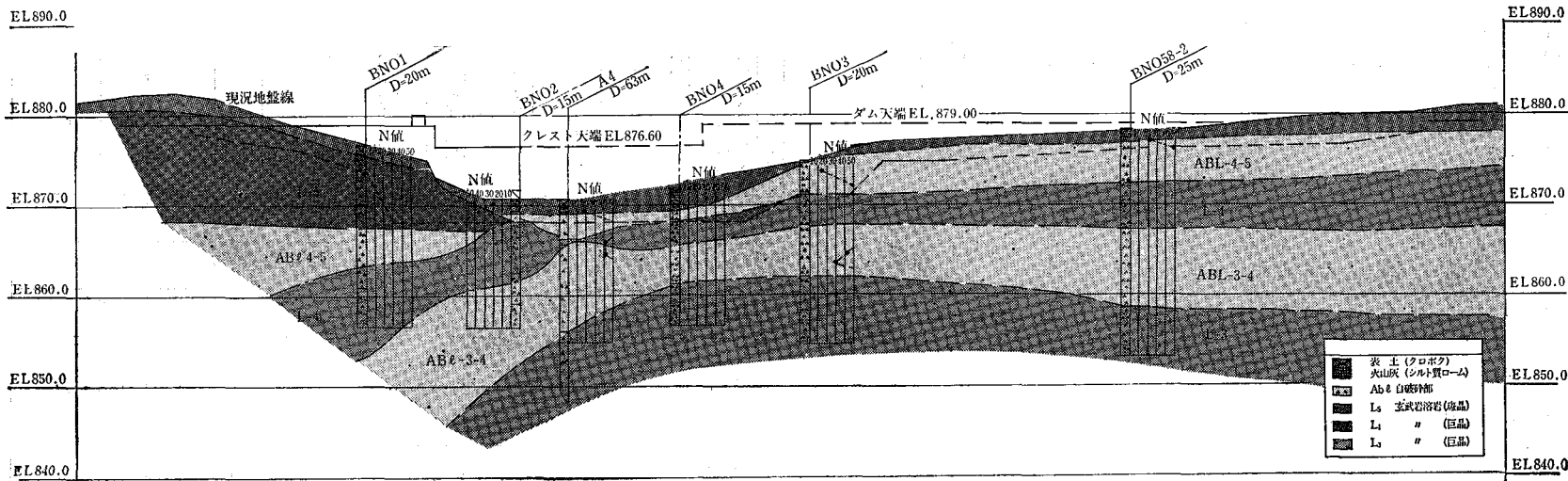


図-8 地質推定断面図 (工事着手前)

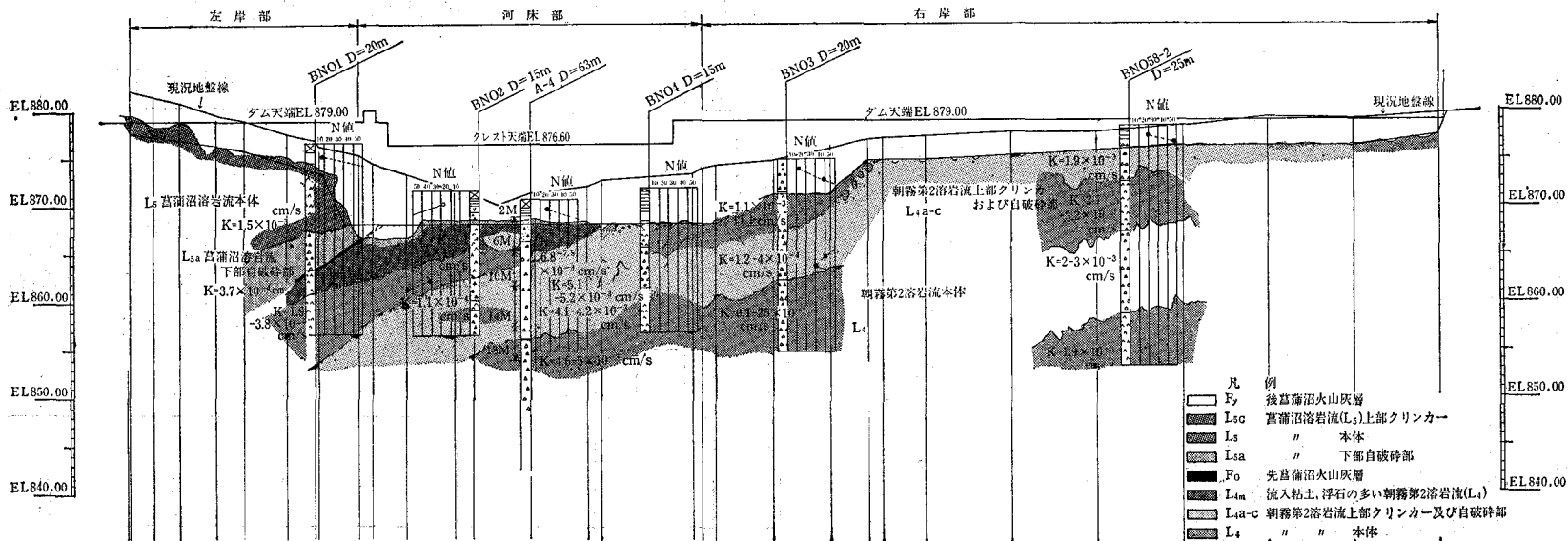


図-9 地質推定断面図 (基礎地盤検査時)

右岸を構成する朝霧溶岩は、暗灰色ときに暗赤色で、全体に粗粒（斜長石や輝石の斑晶の大きさが3～4mmに達する）の玄武岩からなり、しばしば赤褐色の自破砕部を伴っている。自破砕は、火口から出たマグマが溶岩流として流れる過程で揮発成分を失ない、表面から温度が下って冷却固化するが、岩体内部はいまだ流動しているため、固化した部分とそうでない部分で差動を生じ砂礫状に破砕してできたものである。この部分は一般に力学的強度が低い場合が多い。

左岸を構成する菖蒲沼溶岩は、淡灰色の細粒玄武岩からなり、一部に自破砕部を伴っている。

両溶岩の新旧関係は、調査の初期の段階から議論のあったところである。溶岩の接触部は、一般に問題が多く要処理部が地下でどのように広がるかは、両溶岩の新旧関係いかんによって大きく異なり、調査の重点をどこに向けるかも密接に係っていることから、議論が盛んになされた。

- ① 溶岩表面に重なる降下火山灰層の厚さのちがいは
- ② 溶岩流の流れ方——溶岩堤のでき方や流向

などから、朝霧溶岩が古く、菖蒲沼溶岩は、これに重なるものと推定し、右岸側から左岸側へ下る境界部の入念

処理を設計に折込んだが、基礎掘削の結果、この推定に誤りのないことが確認された（図9参照）。

図9からわかるように、両溶岩の境界部には、下位から上位へ粗粒→細粒のサイクルを2回繰り返す厚さ数10cmの降下火山灰、先菖蒲沼火山灰層を夾在している。

この火山灰層は、朝霧溶岩冷却固化後に降り積ったもので、朝霧溶岩側端崖がつくる急崖の下では厚く吹きだまっている。菖蒲沼溶岩に覆われて、その熱によって変質固化した部分もあるが、未固結で粘土化の進んだ部分が少なく、自破砕部とともに湛水によるパイピングが懸念される部分でもある。

3-3 ダム基礎地盤の地質工学的性質

長瀬調整池ダム基礎地盤は、前節で述べたとおり、朝霧溶岩、菖蒲沼溶岩および両溶岩の間に介在する火山灰層である。これらの地質工学的性質は、地質ボーリング調査結果から表-4のとおりまとめることができる。

4. グラウチング試験

ダム建設にあたり一般的なセメントグラウチングによる地盤の強度および透水性改良の可能性を調査し、この結果により地盤改良工法を検討する。

表-4 ダム基礎の物性値

名称	記号	模式柱状図	地質(ボーリングコア)	厚さ	分布	N値	透水係数	P ₀	P _r	E	設計評価
火山灰ローム	L6		砂質ローム ルーズ 上部 黒褐色 下部 黄灰色	1~3 m	調整池全体	3~24 平均16	cm/sec —	kg/cm ² —	kg/cm ² —	kg/cm ² —	コンクリートダム基礎として不可
自破砕溶岩 5	ABL5		赤褐~暗褐色小礫状	1 ±	左岸側一帯	50以上	2.8×10 ⁻³	10	35	1,100	表層はルーズな部分あり 全体にN=50以上であるが部分的にポーラスな所あり。
溶岩 5 (菖蒲沼溶岩)	L5		微晶質。粗粒。暗灰色。 硬質緻密。斜・水平クラックとも少ない	0~7	左岸側	60以上	1.5×10 ⁻³ 以上	—	—	—	無層理塊状岩盤
自破砕溶岩 4-5	ABL4-5		赤褐色。砂礫(砂状が多い)所によって礫分が多い不均一	3	右岸側一帯	60/22	2.6×10 ⁻³ 以上	—	—	—	軟岩状~極締った砂礫状
溶岩 4 (朝霧第2溶岩)	L4		巨晶質。粗粒。多孔質。 灰色。硬質塊状。 水平クラックが多い。	0~7	右岸側一帯の やせ尾根部	60/0	3.0×10 ⁻³	—	—	—	29試料中5ヵ所がわずかに貫入する。
自破砕溶岩 3-4	ABL3-4		暗灰色~赤灰色。 礫混り砂状。部分的に 灰色の塊状岩あり。	5~7	全体 (地下)	上面40 下面60以上	2.9×10 ⁻³	10	36	1,200	境界面はルーズな所あり。 下底面は60以上
溶岩 3	L3		巨晶質。粗粒。灰色。 硬質塊状。 水平クラックが少ない	24.4	GL856.3~ 831.9 m	60以上	2.1×10 ⁻³	10	60	3,700	サンプラー反発。
自破砕溶岩 2-3	ABL2-3		赤褐色砂礫状 (ほとんど塊状)	2.2	—	60以上	4.9×10 ⁻³	—	—	—	軟岩状
溶岩 2	L2		無柱晶質。粗粒。淡灰色。 ガス泡あり。均質 水平クラック多い。	6.3	GL 829.7~ 823.4m	—	—	—	—	—	—
自破砕溶岩 1-2	ABL1-2		砂礫。 赤褐色部は少ない	0.25	薄い	—	—	—	—	—	—
溶岩 1	L1-b L1 L1-a		無柱晶質。ガス泡あり。 灰色。硬質塊状。 微晶質。多孔質。 硬質塊状。	15以上	GL 823.15 m以深	—	—	—	—	—	—

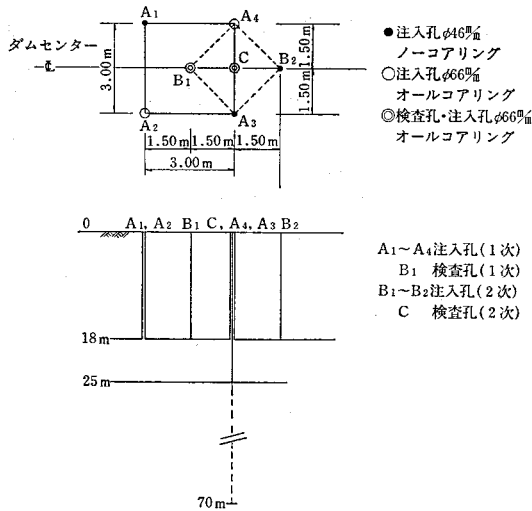


図-10 グラウチング試験孔配置図

試験方法は4点法で孔間隔は図-10のような孔配置を計画する。ボーリング及び注入深は18mとし、試験孔内において、現場透水試験、孔内載荷試験、標準貫入試験を実施する。

グラウチング試験完了後、グラウチング試験位置中心部ではセン断試験を行い、基礎地盤面の力学的性質を把握し、設計の基礎データとする。

(1) 施工順序

施工順序は第1次注入孔、第1次検査孔、第2次注入孔、第2次検査孔の順に施工するが、詳細な順序方法は次のとおりである。

① 第1次孔のA₂、A₄孔は標準貫入試験、透水試験および孔内水平載荷試験を併用し、オールコアリングφ66mmで予定深度18.00mまで穿孔し、グラウト施工前のダム基礎の地質状況、地盤強度および透水性等の状況を調査し、注入間隔(ステージ長)、注入配合、注入圧、注入量を計画立案し、注入効果の予測を行う。

② 計画に基づき注入施工するが、注入順序は、A₂、A₄孔については下端より上端にステージ注入を行い、予定の圧力および注入量を注入し完了孔とする。

③ A₁、A₃孔については、前記のステージ注入順序とは逆に上部より下部にφ46mmノーコアリング穿孔し注

入する。

④ A₁~A₄第1次注入孔を完了した後、B₁第1次検査孔φ66mmオールコアリングで予定深度まで各ステージ順に標準貫入試験、透水試験および孔内水平載荷試験を行い、第1次注入効果を調査する。

⑤ 第2次注入孔B₁孔1ステージ注入完了後、第2次注入孔B₂孔φ46mm1ステージ穿孔し注入する。また、同様にB₁孔2ステージ注入完了後、B₂孔2ステージ穿孔し注入する。以後、前記同様くりかえし予定深度(ステージ)まで注入し、完了後次の作業に移る。

⑥ 第2次孔B₁、B₂注入完了後、第2次検査孔φ66mmオールコアリングで予定深度まで各ステージ順に標準貫入試験、透水試験および孔内水平載荷試験を実施し、第2次孔の注入効果を調査する。

(2) 試験の結果

上記の方法により行った試験の結果を、第1ステージについてまとめると表-5に示すとおりであり、各段階で順次改良効果があらわれていることがわかる。

5. 基礎処理の設計

ダム基礎の地盤は、前項で述べたとおり、一般に透水性が高く、力学的には堅硬なものと軟弱なもの入りまじった地質からなっている。しかし、このダムは、集中豪雨時の一時的な貯水による洪水調節を目的としているため、池敷からの漏水は問題にしないでよい。

しかし、①湛水時、堤体の下や両岸を通して漏水する滲透流から堤体に対して揚圧力が働くおそれがあること、②また、滲透流がパイピングに発展して堤体の損傷につながる危険があること、③堅硬な溶岩と軟弱な自破砕溶岩、火山灰が不均質に分布することからくる堤体の不等沈下や集中応力が発生し、地盤破壊につながる可能性があること、などの懸念を払拭するため、ダム設計に当たっては、懸念されるような時点にいたっても、決して決定的損失を受けないことを前提として、タイプは重力式コンクリートダムとした。基礎処理はこのタイプのダムにもっともフィットするセメントグラウチングに部よることとし、グラウチングにより改良の期待できない分を掘削除去することとした。

(1) 床掘計画の決定

表-5 グラウチングの効果

項 目	現 況		グ ラ ウ ト 後	
	A ₂	A ₄	B ₁	C
透 水 係 数	6.85 × 10 ⁻³ cm/sec	7.31 × 10 ⁻³	3.90 × 10 ⁻³	2.4 × 10 ⁻⁴
変 形 係 数	1124kg/cm ²	1243	1389	2180

堤体の床掘線を次のように計画する。

① 河床部

表一4の溶岩4 (L4) を床掘線とすればN値は50以上であるので地耐力は十分であり安全であるが、図一8の地質図よりL4は河床部の左右岸には分布するが中央部には連続しない部分もあり得る。つまり、Abl層 (自破砕溶岩) が連続している可能性がある。

このため床掘線は図一3に示すとおり E. L. 868.2m とするが、グラウト状況によっては部分的に二次掘削が必要となることもある。

② 右岸部

表一4の自破砕溶岩5 (Abl5) は表層はルーズな部分があるが、全体的にはN値50以上であり地耐力は十分にあるので、床掘線として採用し、部分的な弱層 (ガス穴等) に対してグラウチングする計画とする。

③ 左岸部

溶岩5 (L5) が表層に張り出している。この層は非常に堅固な岩盤であるので、基本的には岩盤の上面に計画する。

(2) グ라우チングによる基礎地盤改良

グラウチングによる基礎地盤改良については、まず、河床部の透水性の改良方法について検討した。湛水することによって基礎地盤がパイピングを引起す可能性のある部分は、自破砕溶岩である。そこで、河床部の自破砕溶岩について、限界動水勾配について検討した。

$$\text{限界動水勾配 (ic)} = (1 - P) \times (r - 1)$$

P : 間ゲキ率 (地質ボーリング試験値 : 0.35)

r : 比重 (同上 : 2.4)

$$ic = (1 - 0.35) \times (2.4 - 1) = 0.91$$

$$\text{設計動水勾配 (i)} = ic / Fc$$

Fc : 安全率 (1.5)

$$i = 0.91 / 1.5 = 0.60$$

$$\text{浸透路長 (L)} = H / i$$

H : 水深 (9.8)

$$L = 0.98 / 0.60 = 16.3 \text{ (m)}$$

$$\text{グラウチング深度 (Z)} = (L - B) / 2$$

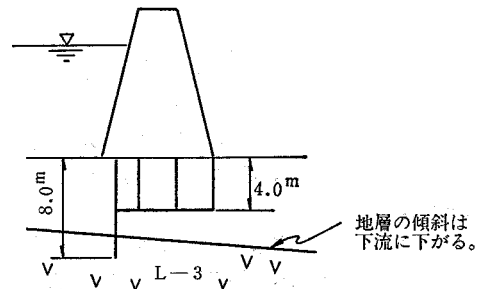
B : 堤体底幅 (9.1)

$$Z = (16.3 - 9.1) / 2 = 3.6 \div 4.0 \text{ (m)}$$

検討の結果は、湛水時において基礎地盤内に最も大きい動水勾配が予想される河床部で浸透路長をのばすためのグラウチング長 $Z = 4 \text{ m}$ 試算値を得た。この試算値を地質縦断面図に照して吟味すると、岩着部の大部分を占める Abl 3-4 の自破砕部は串刺しているが、これまでのボーリング調査等で確認されている L3 の上面付近の空洞には達していないため、上流側一列は、図一11に示すとおり $Z = 8 \text{ m}$ としてこれに対抗することとした。

右岸および左岸の処理については、湛水時に発生する岩着部動水勾配が河床部に比べて小さくなること、地質状況が比較的良好であることを配慮して、 $Z = 4 \text{ m}$ 、 3 m とし、河床部グラウチング深に漸増させた。

グラウチング孔の配置図を図一12に示す。



図一11 グ라우チング長検討図

6. 工事施工

(1) 施工細則

基礎改良を実施するに当たり、表一6の工程を定めた。また、基礎地盤の適否を判定するための基準として、表一7を定め参考とした。

(2) 基礎地盤の検査

前述の施工細則に基づいて掘削を行った後、①堤体基礎地盤として支持力、透水性の点で問題ない地質であるかどうか。②グラウチングによって改良できる可能性がある地質かどうか、をチェックする目的で基礎地盤の検

表一6 工事施工工程

河床部	1次掘削 (基礎敷より50cm上りまで) → 床仕上げ → 基盤検査 → 2次掘削 → 床仕上げ → ミルク散布 → 岩盤清掃 → 仮設モルタル吹付 (5cm) → コンソリデーショングラウト → モルタル剥ぎ → 岩盤清掃 → 基盤検査 → 敷モルタル → フレットコンクリート打 (ハーフリフト) → コンタクトグラウト → フレットコンクリート打設 (残りハーフリフト)
アバット部	1次掘削 (基礎敷より30cm上りまで) → 2次掘削 → 床仕上げ → 基盤検査 → 床仕上げ → フレットコンクリート打設 (1リフト) → コンソリデーショングラウト
止水壁部	1次掘削 (基礎敷より30cm上りまで) → 2次掘削 → 床仕上げ → 基盤検査 → 床仕上げ → フーチングコンクリート打設 → コンソリデーショングラウト

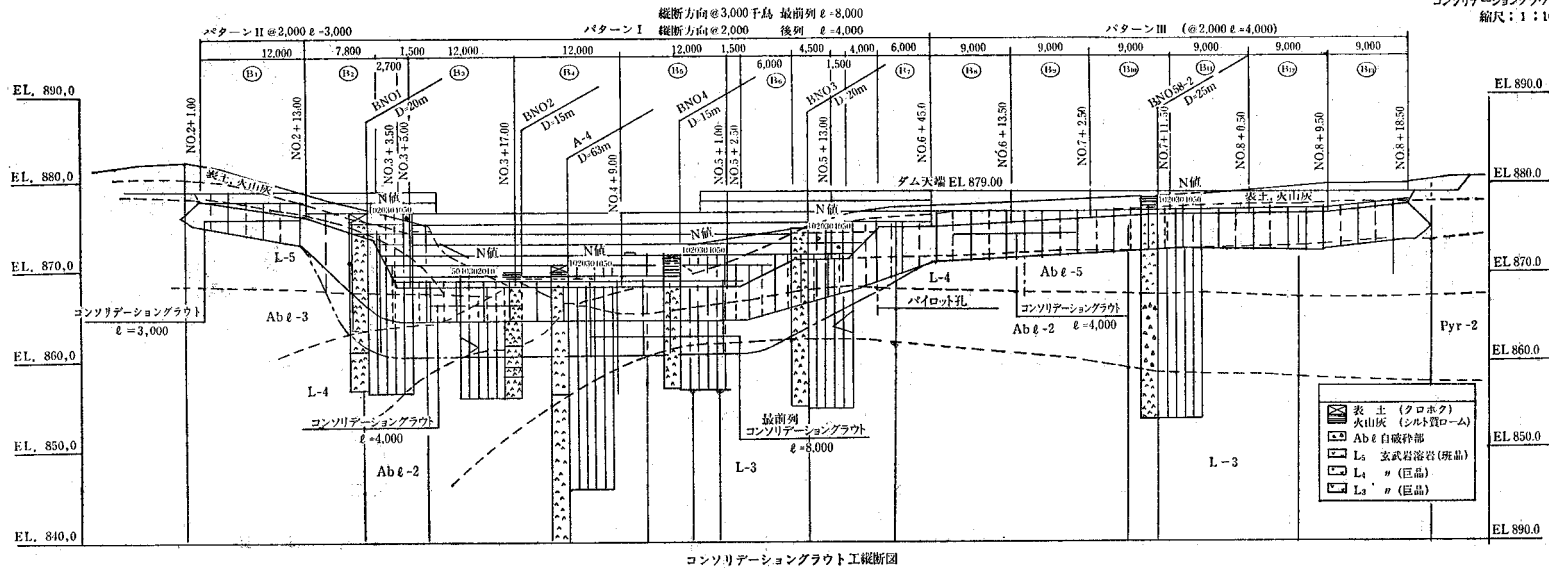
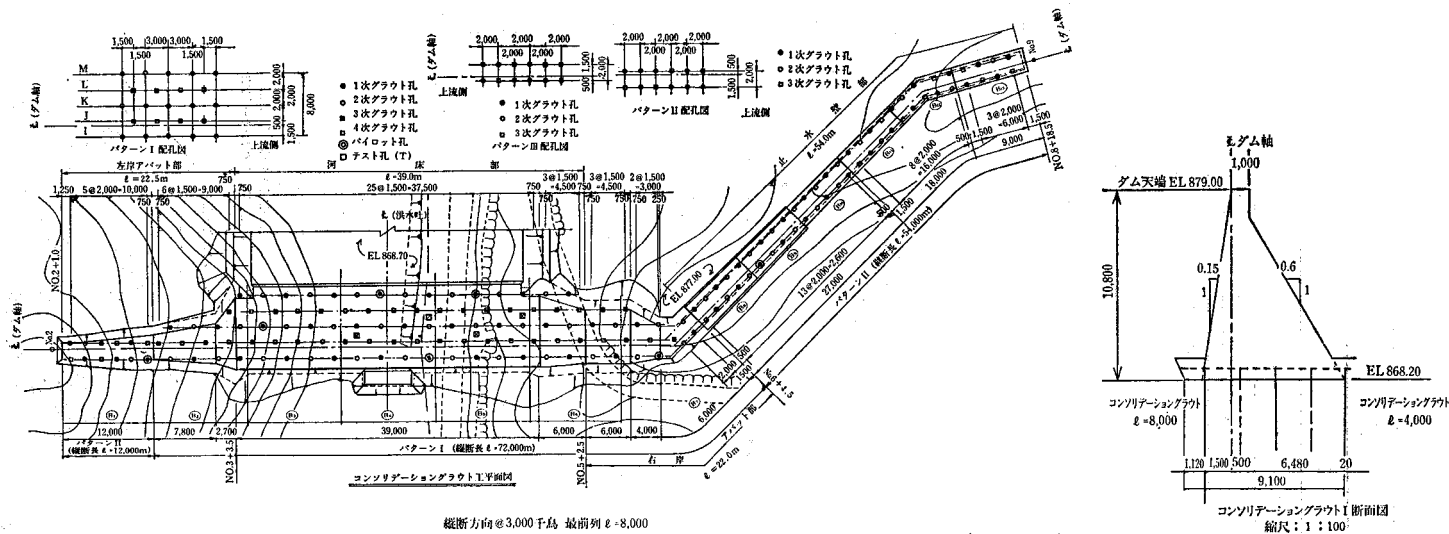


図-12 コンソリデーショングラウト工

表-7 基礎地盤の合格基準

区 分		合 格 基 準 (参考)	
水 印 部	静 水 地	N値>50	自破砕溶岩が基盤面に現われること。
	取 付 水 路	N値>30	"
堤 体 部	止 水 壁	イ. ローム及び2次堆積土砂が掘削除去され、自破砕溶岩が基盤面上に現われること。	
		ロ. 浮砂等滑動抵抗 コンクリートの付着力を阻害するものがないこと。	
	ア バ ッ ト	イ. 止水壁のロ. に同じ	
		ロ. 浮石、土砂及び開口クラックがないこと。	
河 床 部	河 床 部	イ. 止水壁及びアバットに同じ	
		ロ. 固結し、水洗いによって粒子が遊離流亡しないこと。	

査を実施した。検査は施工工程の都合上2回に分けて行った。第2回目の検査の所見は次のとおりであった。

〔検査の所見〕

検査範囲の基礎掘削は、計画床掘線より若干深めに仕上っている。一次掘削後のグラウチングによる基礎改良は、ほぼ設計どおり完了し、床掘面における地質状況は、図-13に示すとおりである。

すなわち、河床部左岸寄りに露出する葛蒲沼溶岩および河床部の大半に露出する朝霧第2溶岩の硬質部の開口節理や亀裂は、すべてグラウトミルクで充填されており、両溶岩の境界部に広く認められる自破砕クリンカー部も、大部分は、グラウトミルクで充填され、周辺との一体化による支持力増強もなされている。当該ダム基礎地盤として十分な支持力をもっている。(qu20~30kgf/m²)

ただし、両溶岩の接触部に介在する先葛蒲沼火山灰の部分および朝霧第2溶岩上部クリンカー流入粘土部は、グラウチングによる脱水圧密等によって力学性は若干改善されてはいるが、いまだ不十分であり、前者の大部分および後者表層の一部は、周辺と一体化しておらず、下記追加処理を必要としている。

記

(1) 葛蒲沼溶岩と朝霧第2溶岩の境界部の地質不良部を両溶岩にもたせるブリッジとするため、測点No.3+5mからNo.3+17mまでの区間の打設コンクリート基礎部に配筋する。

(2) コンクリート打設半リフト後のコンタクトグラウチングは、基礎地盤を少なくとも1m追掘して行う。コンタクトグラウチングのパッカーは、打設コンクリートに設置し、圧力を上げすぎないように留意す

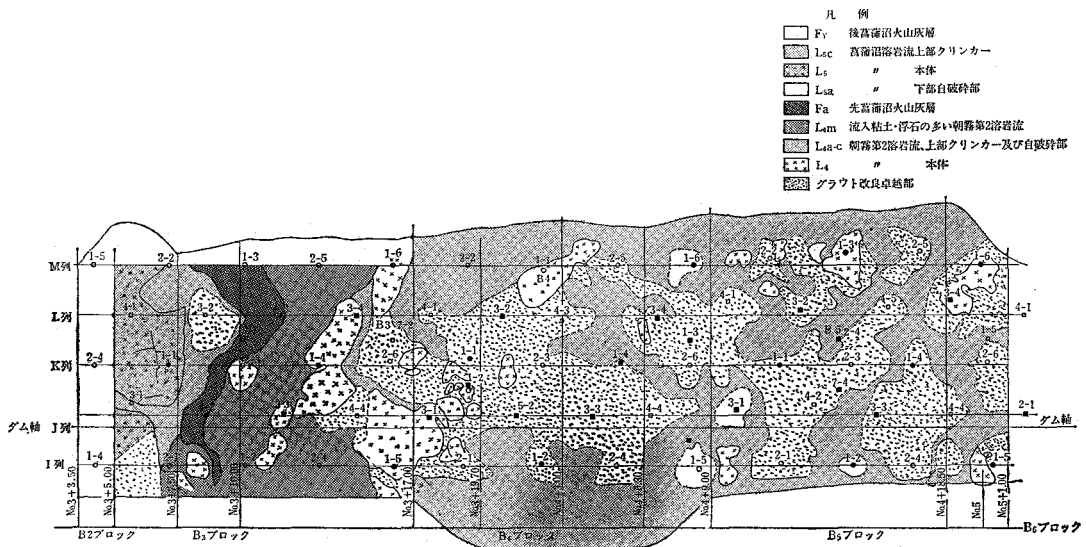


図-13 基礎地盤検査河床部平面図

る。

また、コンタクトグラウチングの分布密度は、ほぼ設計どおりでよいが、(1)に記した配筋区間では、設計量の2倍程度とする。

なお、岩盤である場合や、コンソリデーショングラウチングによって固化している部位から移設し、2次コンソリデーションの役割をもたせるようにする。

(3) 大幅な追掘は必要ではないが、追掘を行うときには、オーバーバングにならないよう留意すること。

(4) コンクリート打設直前にジェッティング(エア)によって浮き石を除去し、この状態の天然色写真を撮影、保存する。

(5) ダム完成後、ダムの挙動および堤体基礎の地下水位の変動(とくに、洪水時)を定量的に観測するため、ダム天端に水管式傾斜計(ダム軸に平行と直交)を設置する。また、ダム本体下流部に地下水観測孔(基礎地盤に20m掘進)2孔程度および兩岸アバットメントに各1孔設置する。

(3) 工事実績

工事は表-6の工程に基づき実施した。第2回基礎地盤検査の指示事項に従って、左岸部苜蒲沼溶岩と朝霧第2溶岩との接触部の処理として、D16mm鉄筋を30cmピッチで格子状に配筋し、計画床掘線以下をコンクリートでおきかえをした。その他も指示事項に従い施工した。

表-8 グラウチング注入結果(次数別)

孔番	ボーリング工			グラウト工							概要		
	コンクリート	岩盤	計	水押	注入時間	ダム押	計分	K値	使用セメント量	純注入セメント量		m当りセメント	ハイキ量
1次		128.0	128.0	9:45	155:37		165:22		69,079.1	67,930.2	kg	530.7	1,140.9 ^{kg}
2次		96.0	96.0	8:55	125:11		134:06		40,184.4	47,148.8		491.1	975.6
3次		48.0	48.0	4:50	68:04		75:54		26,647.3	26,176.9		545.4	470.4
4次		48.0	48.0	4:40	67:15		71:57		25,531.0	25,016.1		521.2	514.9
		320.0	320.0	28:10	416:09		444:19		169,381.8	166,280.0		519.6	3,101.8

表-9 グラウチング注入結果(ブロック別)

孔番	ボーリング工			グラウト工							概要		
	コンクリート	岩盤	計	水押	注入時間	ダム押	計分	K値	使用セメント量	純注入セメント量		m当りセメント	ハイキ量
B ₂		12.0	12.0	2:55	35:15		38:10		19,046.4	18,969.4		1,580.8	77.0
B ₃		108.0	108.0	9:45	141:46		151:31		58,593.1	57,619.9		533.5	973.2
B ₄		100.0	100.0	7:45	157:17		135:02		50,768.6	49,693.1		496.9	1,075.5
B ₅		100.0	100.0	7:45	111:51		119:36		40,973.7	39,997.6		410.0	976.1
		320.0	320.0	28:10	416:09		444:19		169,381.8	166,280.0		519.6	3,101.8

表-10 基礎処理結果

ブロック	現場透水試験		孔内水平載荷試験		
	コンタクトグラウト前	コンタクトグラウト後	P ₀	P _r	E
B ₃	6.5×10 ⁻⁴ cm/sec	2.0~3.4×10 ⁻⁴ cm/sec	— kg/cm ²	— kg/cm ²	— kg/cm ²
B ₄	9.6×10 ⁻⁴	3.6~4.0×10 ⁻⁴	16	60以上	13,000
B ₅	1.3×10 ⁻²	1.4~3.1×10 ⁻⁴	20	75	11,100

① グラウチング注入結果
河床部のグラウチング注入結果を、次数別およびブロック別に整理すると表-8、表-9に示すとおりである。

② グラウチング後の試験結果
グラウチング注入効果を確認するため、現場透水試験および孔内水平載荷試験を実施した。

河床部についてまとめると表-10に示すとおりであり、透水係数の基準値 5×10^{-4} cm/sec に対して、コンタクトグラウト前では、基準値より大きい値を示すが、コンタクトグラウト後では、所定の基準値を満足していた。

また、孔内水平載荷試験を B₄、B₅ ブロックで行ったところ、いずれも変形係数は 10000kg/cm² 以上になっており、調査時の変形係数(表-4 参照)に比較すると大幅に改良されていた。

7. おわりに

富士山の裾野は冬が早かった。寒風にさらされた施工、基礎地盤検査、さらに、朝夕は氷点下にもなる中で、コンクリート養生には特に細心の注意が払われ、ダム本体も立派に完成を見た。

この工事を完成させるにあたって、技術検討委員会の仲野良紀教授はじめメンバーの各位に、種々にわたり御指導を賜ったことに対し、厚くお礼申し上げます。

この調整池の完成を契機として、この地域が増々発展することをお祈りし、この稿をとじます。

引用文献

- 1) 津屋弘達 (1940) 富士火山の地質学的並岩石学的研究, 地学雑誌92巻 pp. 347~361
- 2) 津屋弘達 (1968) 富士山地質図(5万分の1), 富士火山の地質 (英文概説), 地質調査所
- 3) 津屋弘達 (1971) 富士山の地形・地質, 「富士山」, 2~127, 富士急

- 4) 町田 洋 (1964) Tephrochronology による富士火山とその周辺地域の発達史, 地学雑誌, 73巻 pp. 293~308, 337~350
- 5) 町田 洋 (1977) 火山灰は語る, 324p. 蒼樹書房
- 6) 国土庁土地局 (1983) 20万分の1土地保全図 (静岡県), 付属説明書 121 p.



写真-2 「ボーリング状況」

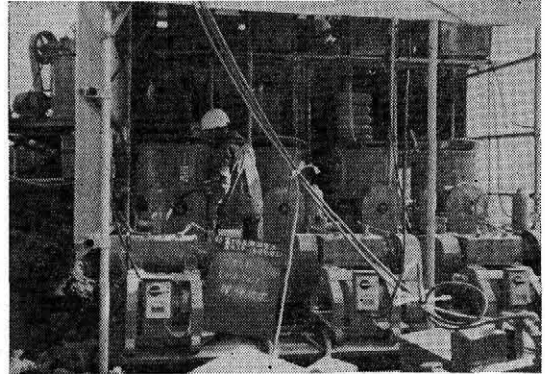


写真-3 「中央プラント」

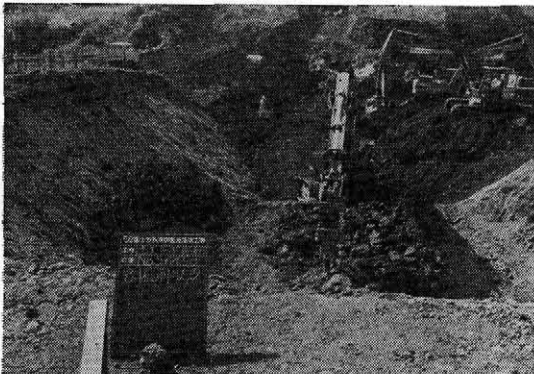


写真-1 「掘削状況」



写真-4 「グラウト注入管理室」

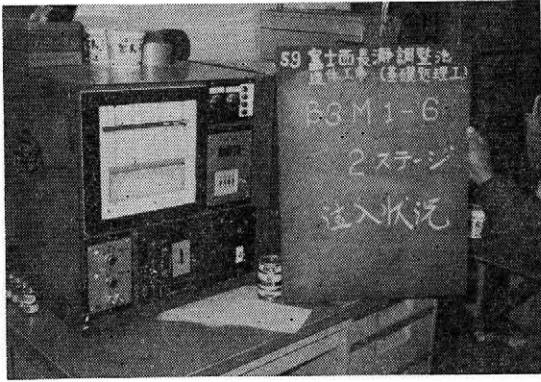


写真-5 「グラウト管理状況」

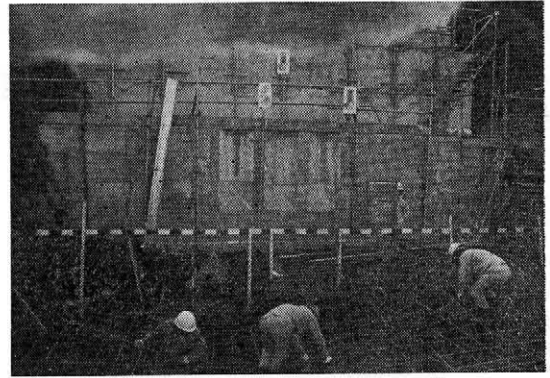


写真-8 「不良土質部配筋」



写真-6 「グラウト注入状況」

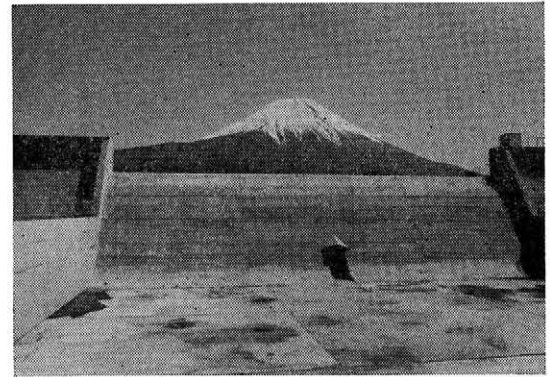


写真-9 「完成」



写真-7 「第2回基盤検査」

名取川頭首工の設計，施工について

今 野 久* 岡 村 利 雄**

目 次

はじめに.....	42	3. 頭首工の施工.....	49
1. 取水堰の現況.....	42	おわりに.....	51
2. 頭首工の設計.....	42		

はじめに

国営名取川農業水利事業は、仙台平野の南部に広がる4,480haの地域を対象にして、用排水施設の整備を行い農地の整備と機械化営農を確立し、農業の生産性の向上と経営の安定化を図る目的で昭和42年事業に着手した。ここに紹介する名取川頭首工は、当初、名取川に設置

されていた六郷堰を現況利用することで、事業計画が樹てられていたが、その後、六郷堰の老朽化が急速に進んだことから、昭和56年、計画変更により、国営事業の一環として、改築することとしたものである。(ノ)

この報文は、名取川頭首工の設計の概要を述べると共に、施行に当たり特に検討した事項について報告する。

1. 取水堰の現況

名取川は、源を、宮城・山形県境の神室岳に発し、支川である碁石川、北から、これに注ぐ広瀬川を合流して大平洋に注いでいる。この流域は、宮城県に属し面積は940km²、河口附近の計画高水量は6,200m³/sの中規模河川である。

頭首工設置点における名取川の流況は、計画高水量3,400m³/s 余方地点における過去20年間の観測値は、表-1に示すとおりである。(✓)

表-1 余方地点における名取川の流況 (m³/sec)

観 測 年	最 大	豊 水	平 水	低 水	渇 水	最 小	年 平 均
昭35~46	1,841.5	17.1	9.8	6.6	4.5	0.0	17.0
昭47~54	815.1	17.2	11.1	7.8	5.8	0.1	15.2

- 注) 1. 余方観測所は頭首工上流400m地点である。
2. 名取川上流に設置の釜房ダムは47年から貯留開始された。

六郷堰は、名取川の河口、閑上から12.3kmの地点に設けられている玉石コンクリート造り固定堰である。この堰は、昭和23年~26年にかけて、県営用排水改良事業で施工したもので、堤長118m、堤高3.8m、左右岸に2ヶ所の土砂吐と、左岸に魚道を備えている。当時は、農業用水の取水施設として築造されたものであるが、社会の変革に伴って、仙台圏工業用水、仙台市上水道の取水施設としても利用されている。

2. 頭首工の設計

頭首工は、利水、治水に優れた機能をもつことを基本に、水産資源への悪影響を与えないことと、3者の共同

施設としての機能も併せ持つことを十分に配慮して設計した。利水別取水計画及び頭首工の概要を表-2、表-3、図-1に示す。

表-2 利水別取水計画

利水名	取水口	最 大 取水量	最 小 取水量	年 間 総取水量	取水率
農 水	右 岸	m ³ /sec 8.670	m ³ /sec 4.000	千m ³ 145.137	%
	左 岸	0.621	0.240	9.331	
	計	9.291	4.240	154.468	
工 水	右 岸	千m ³ /日 100.	千m ³ /日 100.	36.500	17.8
上 水	左 岸	44 "		14.414	7.0

*東北農政局名取川農業水利事業所,
**東北農政局角田農業水利事業所

表-3 名取川頭首工の概要

施設名	構 造	設置数
型式	固定型全可動式	
堰長	133.8m	
堰高	3.476m	
洪水吐	シエル構造鋼製ローラーゲート 純径間 36.60m 扉高 3.476m	3 門
土砂吐	シエル構造フラップ付鋼製ローラーゲート 純径間 15.00m 扉高上段 1.00m 下段 2.476m	1 門
魚道	階段式魚梯 (Uターン方式) 幅2.00m 延長70.0m I=1/20	2ヶ所
取水施設	(右岸) 鋼製ローラーゲート 純径間3.00m 扉高2.40m (左岸) 丸形鑄鉄製制水扉 φ900mm	2 門 1 門
管理橋	橋長 164.5m 幅員4.00m 2等橋	1ヶ所
管理施設	(管理事務所) 鉄筋コンクリート2階建 延 337.7m ² (予備ゲート格納庫) 鉄骨造り 268m ²	1 棟

表-4 頭首工設置位置の検討

設置位置	計 画 諸 元				検 討 の 内 容
	河川幅	河床高	高水位	堰上高	
km 11.8	m 250	TP m 17.05	TP m 22.20	m 4.60	山間部から平野部に移行する地点で特に、利水、治水機能に影響ない。 しかし、堰長、堰高が、各案に比して大であり、工事費が割高となる。
12.2	134	18.32	24.25	3.50	六郷堰の直下流100mの地点で、現況の取水口に最も近く施設を現況利用できる、治水上も可動堰によって改善される。
12.4	105	18.82	26.41	3.20	六郷堰と工水取水口の間位置し、上水取水口の直上流である。このために、上水は取水口の移設と取水水路の延長、農水はトンネルによる取付水路が必要となり、工事費が割高となる。
13.0	100	22.2	32.8	3.00	河床が、最も安定している。しかし砂防について十分な配慮が必要、各用水ともトンネル等による取付水路が必要、工事費が最もかさむ。

(1) 位置の選定

堰の設置位置は、土地改良事業計画設計基準頭首工(以下「設計基準」と言う。)に示す基本的な事項の外に、

ア. 上・工水の取水施設は、既に、旧堰の上流に設置されて、供用も開始されている。

イ. 六郷幹線用水路、並びに木流堀の改修は完了している。

など、現場条件を考慮する必要があり、これを含めて頭首工設置位置を検討した結果は表-4のとおりである。この中で、経済性や安定取水に優れ、工事期間中、各用水の確保に支障を与えないなど有利性のある河口から12.2km、旧堰の下流100mの地点を選定した。

(2) 堰体の設計

ア 地 質

堰設置地点における地質は、砂岩を主体とする第3期中新世の軟岩(弾性波速度P波1.0~2.0km/s)で構成されている。この岩類は、 $qu=25\sim70\text{kg/cm}^2$ の強さを持ち、非常に密な様相を呈しているが、ハンマー等で叩くと簡単に崩れ、更に、その破碎した岩片は、数週間の放置によって砂状化する性質を有している。しかし、堰体基礎としての耐力は設計荷重からみて十分に期待できる。

イ. 取水堰の型式

12.2km地点の河床は、河川堆積物が薄く所々に岩盤の露頭がみられる。従って、堰の基礎型式は、フィックスドタイプとし、堰の型式は、治水、利水上の諸条件を考慮して全面可動とした。

ウ. 可動部の数高

計画当初、自然河川とコンクリート敷上の粗度による

エネルギーの差だけ、原河床より堰の敷高を上げることに着目したが、直轄区間の水理条件から12.2km地点の推定計画河床高(TP 18.320m)を求めた結果、原河床高とはほぼ一致しており、また、河川管理者との協議において、治水上、直轄区間との整合性を図るよう、要請されたこともあって、推定河床高を可動部の敷高と決定した。

敷高を原河床と等しくしたことによる堰敷上の堆砂は、旧堰上流の堆砂の粒度から試算すると、土砂吐では、平水流量時の11.05m³/sでも十分な掃流力が得られている。洪水吐については、水面形が限界流時の62.2m³/s以下の場合、掃流力はやや不足気味であるが、固定床の流水抵抗は移動床に比し、はるかに小さいので掃砂能力は十分と考えられる。

エ. 堰頂の標高

ゲートの天端標高は、上・工水の取水口が既設であり、また、農水においても左右岸の幹線水路が既に施工されていることから、各取水口が満足する水位TP 21.700mに波浪高の10cmを加え21.800mとした。

オ. 堰可動部の径間長

12.2km地点の計画高水流量3.400m³/sを安全に流下しうる計画高水位(TP24.254m)の水面幅は133.8mであり、右岸に土砂吐1門、洪水吐は等径間で設置するものとして、河川管理施設等構造令(以下、「構造令」と言う。)により可動部の径間長を求める。構造令第39条では、2,000~4,000m³/sの中規模河川では、

(ア) 可動部のうち土砂吐の効用を兼ねる部分の径間長、15m以上

(イ) 可動部の径間長の平均値 30m以上

これから、可動部の径間数Nを求めると、

$$N = \frac{B + 0.5(b_1 + b_2)}{b_0}$$

ここに、B=133.8m, b₁=3.0m, b_n=2.5m

$$b_0 = 30.0m$$

$$= \frac{133.8 + 0.5(3.0 + 2.4)}{30} = 4.6$$

以上から4径間と決定した。土砂吐は、常時の水位調節を兼ねて2段ゲートタイプとした。土砂吐可動部の径間長は、河川流況頻度の80%以上(表-2の豊水期流量)を調節することとして、堰の単位幅当たりの越流量qを求めると、

$$q = C_r \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

C_r: 流量係数

$$0.3 < L/H < 2.5,$$

$$C_r = \frac{0.984 + L/H}{0.500 + L/H} = 1.59$$

$$H = 0.9m, L = 2.2m$$

$$= 1.59 \times 0.9^{\frac{3}{2}} = 1.36m^3/s/m$$

豊水期流量は17.21m³/sであるから、フラップゲートの水密部1.4mを加えて、土砂吐の純径間を15.0mとした。また、洪水吐については、ピアーの幅を3.0mとし、径間数を等径間3門とすれば、可動部1門の純径間は36.6mとなった。(図-1)この場合、河積阻害率は6.7%となり構造令を満足する。

(3) 魚道工の設計

ア. 設置理由

名取川に生息する遡河性魚類は、アユ、シロサケ、サクラマスなどである。本川は、その産額(表-5)からみて、アユの遡上が最も重要であり、更に、サクラマスの遡上も可能にすることが望ましい。一方、シロサケは、堰の下流で捕獲フ化作業が行われており、堰設置による影響は少ない。また、河川の中流域で撰銅、生長のため海から移動するウナギは、障害によく対処すると言われているが、上流域へ移動を助けるための人工的配慮が必要である。このため、魚道設置の対象魚種は、主にアユとして、サクラマス、ウナギについても配慮した。

表-5 名取川における稚アユの放流量と漁獲高

年度	放流量		漁獲高	
	重量	尾数	重量	尾数
昭53年	1,250 ^{kg}	310,000	14,000 ^{kg}	350,000
54	1,000	250,000	12,500	310,000
55	760	190,000	9,000	230,000

注) 放流量は、4g/尾、漁獲高は40gで換算してある

イ. 魚道の型式と規模

魚道は、階段式魚梯とし左右岸に設けることとした。

この魚道の有利性は、

(ア) 休息プールが多くとれ、魚梯内の流速が比較的速くても魚は遡上し易い。

(イ) 潜孔の水流は安定している。

(ウ) 構造が簡単で実施例も多く、魚業関係者の同意が得られ易い。

(エ) 現況に即している。

など、他の型式に比して有利である。

魚梯内のプールの規模は、遡上対象とする魚種によって異なる。アメリカで提示されているプールの規格は、サケ、マスの場合、長さ2.4m、幅1.8m、深さ0.9m以上、小形マスの場合、長さ1.8m、幅1.2m、深さ0.9m以上とされ、アユなどの小型魚種については明確にされていない。ここでは、アメリカにおける規格を参考に、稚アユの遊泳行動範囲と設計基準を基に、プールの規模を求めることとした。

名取川では、遡上の最盛期に稚アユは、40,000尾/日が遡上すると試算されている。一方、アユが遡上する時間帯は、日中の6時間程度であり、特に、13~15時にかけて集中している。これから、プールに滞留する稚アユ数 n を求めると

$$n = \frac{N \times t \times f}{T \times 60} = \frac{20,000 \times 3 \times 3}{6 \times 60} = 500 \text{尾}$$

ここに N : 魚道1ヶ所当たりのアユの遡上数 (尾/日)

T : 日当たり遡上時間 (h)

t : 1プールの滞留時間 (min)

f : ピーク時の遡上加算率

各プールに滞留する稚アユの平均体長を7cmとすれば、500尾に必要な面積 A は、次式から求められる。

$$A = n (\ell_1^2 + \ell_2^2) = 500(0.7^2 + 0.7^2) = 4.9 \text{m}^2$$

ここに ℓ_1 : 稚アユの回転のための面積

ℓ_2 : 各魚体間の間隔面積

以上の試算から、プールの規格は、2.5×2.0×0.9mと

し面積は5.0m²とした。

ウ 魚の登り口と流速

アユは強い流向性と堰からの越流部を集る習性がある。この習性の利用が、魚道内に魚を導く、篠辺三郎氏の実験によると、魚道のほかに土砂吐や調節ゲートから放流すると、魚は、遡上の刺激は受けるがゲート下流部に滞留して、魚道には登らない。しかし、土砂吐や調節ゲートからの水勢より魚道からの放流水が卓越している場合は、魚道からの遡上が多くなると報告されている。このことは、堰に接近して登り口を決めると共に、魚道に適当な流速を与えればよいこととなる。また、本施設の場合、堰高が一般の堰に比して高く、直線的な魚道として、アユの耐流速性から勾配を設定すると、魚道の出口は堰から離れることとなり降下時の魚の集りが悪くなるために、ここでは、図-2に示すUターン方式を採用して、魚道の登り口を堰直流とすると共に、魚道の出口を堰直上流とするよう配慮した。

12.2kmと海に近い本頭首工地点には、比較的早い時期

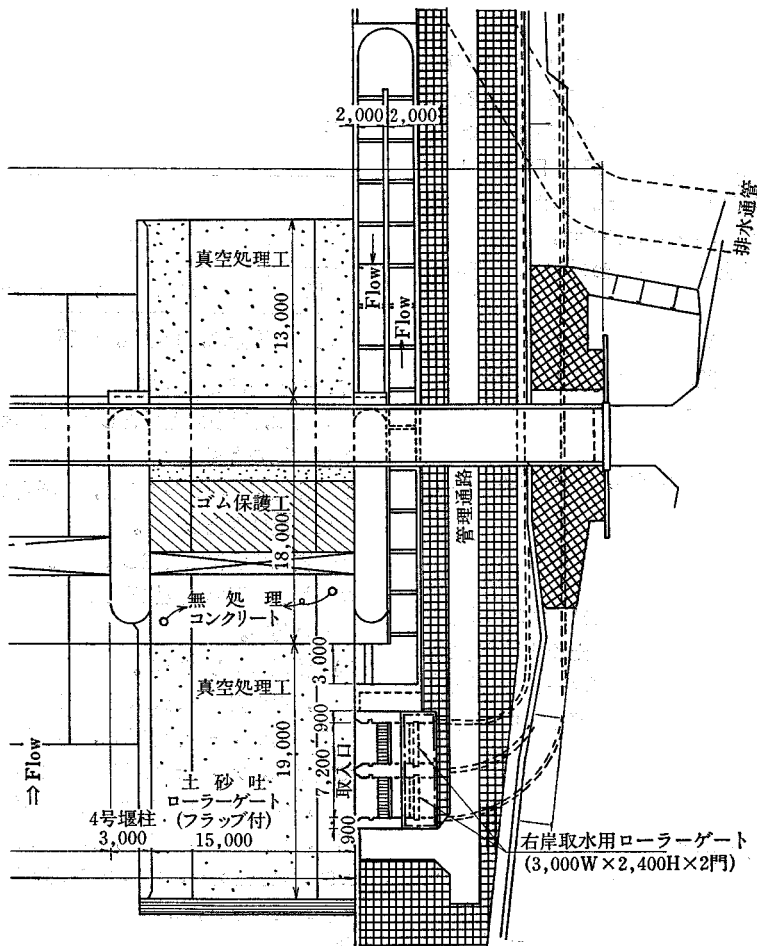


図-2 右岸魚道の位置とコンクリート保護工の工法別配置

表一6 白石芳一氏による各流速におけるアユの耐久時間 (1955年報告)

体長 (mm)	流速 (m/s)	耐久時間 (sec)
68.5	2.16	26
97.1	1.94	5
73.4	1.49	52
81.3	1.13	100
79.5	1.13	658
85.5	1.13	827
112.0	1.13	356
102.0	1.13	3,265
83.5	1.13	200
65.5	1.13	37
72.8	1.13	104
82.0	1.13	353
58.2	1.13	12
91.4	1.13	400
113.5	1.13	6,232
80.0	1.61	33
77.0	0.93	3,300

にアユが遡上してくる。この時の稚アユは、体長60~80mm、体重3~5gのものが多く、遡上力も比較的弱いものと予想される。白石芳一氏によれば、アユの遡上可能流速は、おおむね1.0~2.0m/sとされるが、表一6が示すようにアユの大きさの違いによる耐久時間の差があり、ここでは、魚道内の平均流速を1.4m/sに制限して、模型実験により仮定した魚道の形状寸法が、この条件を満足することを確認した。模型実験の内容については省略する。

エ 魚道の構造

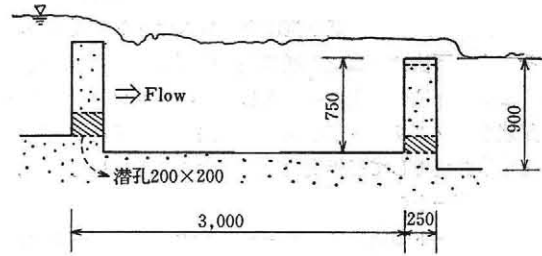
水理模形実験の結果に基づき規格を次のように定め図一3に示す構造とした。

- 魚道の勾配 1/20
- ノッチの規格 5×50cm
- 潜孔の規格 20×20cm
- 魚道の単一落差 15cm
- 水槽の容量 3.0×2.0×0.9m

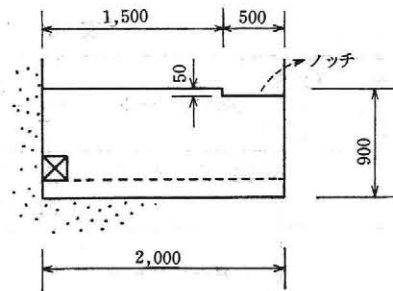
(4) エプロン保護工の設計

エプロン耐摩耗対策工法の設計に当たって、土砂の流量、粒径、流水の速度などの定量的判断は、定性的に

魚道の断面

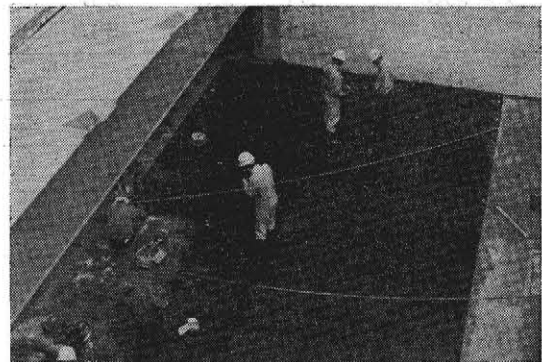


魚道の臨畔



図一3 魚道の構造図

似かよった場所での事例を参考にしているのが現状である。本堰では、耐摩耗対策の一つの工法として、コンクリート自体の耐衝撃性を高めることに着目し、エプロン



合成ゴムマットの被覆状況

表一7 エプロン、コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 mm	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	単位水量 W kg	単セメント位置 C (kg)	水セメント比 W/C (%)	単位細骨材 S (kg)	単位粗骨材 G (kg)
40	5±1.5	4±1	148	283	52.3	737	1,174

部コンクリートの品質改善に努めた。その示方配合は表-7のとおりである。更に、土砂吐については、小出水時でも土砂の流下が予測されることから、試験的意味あいを含めて、ゲート直下流は合成ゴムマット被覆工法、その上・下流は、真空処理工法を採用した(図-2)。

また、今後の研究の一助として、エプロンの一部に無処理のコンクリート部を残し、工法別に、摩耗の状況などを追跡調査して経年変化を測定することとしている。

(5) ゲートの設計

各種ゲートの諸元は、表-8に示す。予備ゲートは、洪水吐ゲートに準じて設計した。

ア 洪水吐ゲート

扉体の形状は、扉高3.48m、幅2.90mのシェル構造のローラーゲートとし、上向力による巻上荷重の軽減を図るため、前面スキンプレートの下部を傾斜させた前面屈

曲形とし、扉体の下面状は、戸当たり面に対して20度の跳上げ角をとり、半開放時における排砂効果と、下流側流況の安定を図る構造とした。しかし、遷移領域では、跳水の影響を受けて若干流況が乱れるものと思われる。

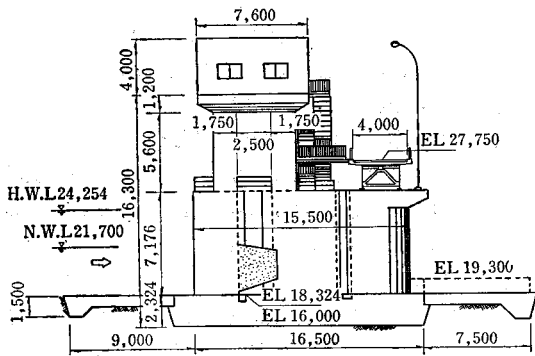
また、製作に当たって特に配慮したことは、径間36.6m、重量105.8tの扉体の分割である。結論的には、据付コストの軽減を図るためにも、陸上部の交通が許容する最大限の範囲で分割することとして、径間は5分割、更に、端部戸当たり部を除く中央は2分割とし、計8分割とした。このことによって、1個の重量を最大18.3tに抑えることができた。

戸当たり金物は、エプロンと同一高さに据付し、面にはSUS304を採用、扉体リップ部(リップ高250mm)との水密性と防蝕効果に努めている。また、土木構造との一体性を図るため、低部戸当たり部は伸縮継手を設けた。

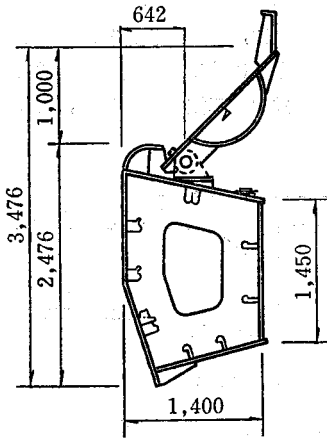
表-8 ゲート計画諸元一覧表

名 称 項 目	洪水吐ゲート	土 砂 吐 ゲ ー ト		取 入 口 ゲ ー ト	
		下 段 扉	上 段 扉	右 岸	左 岸
用 途	洪 水 放 流	土 砂 掃 流 洪 水 放 流	水 位 調 節 流 等	取 水 量 調 節	同 左
型 式	鋼 製 ローラーゲート	同 左 (フラップ付)	鋼製 フランブゲート	鋼 製 ローラーゲート	鋼 製 又 は 鋳 鉄 製 スライドゲート
設 置 数	3	1	1	2	1
純 径 間	m 36.600	m 15.000		m 3.000	φ900
扉 高(有効高)	3.476	3.476	1.000	2.400	
ゲート天端標高	E L 21.800	E L 21.800	E L 21.800	E L 22.200	E L 21.450
敷 標 高	E L 18.324	E L 18.324	B L 20.800	B L 19.600	E L 20.550
設 計 水 深	m 3.976	m 3.976	m 1.500	m 4.500	m 3.750
上流側水位	E L 22.300	E L 22.300	E L 22.300	E L 24.300	E L 24.300
下流側水位	E L 18.324	E L 18.324	E L 20.800	E L 19.800	E L 20.550
操 作 水 深	m 3.976	m 3.976	m 1.500	m 2.500	m 1.750
上流側水位	E L 22.300	E L 22.300	E L 22.300	E L 22.300	E L 22.300
下流側水位	E L 18.324	E L 18.324	E L 20.800	E L 19.800	E L 20.550
水 密 方 式	前面3方ゴム水密	前面3方ゴム水密 及び中間水密	前面3方ゴム水密	後面 4方ゴム水密	後面全周水密
巻 上 方 式	2モータ、2ドラム 両端ロープ巻取式	1モータ、2ドラム 両端ロープ巻取式	1モータ、1ドラム 片側ロープ巻取式	電動スピンドル 2連	電動スピンドル
開 閉 速 度	0.3 m/min	0.3 m/min	0.3 m/min	0.3 m/min	0.3 m/min
揚 程		m 7.176	m 1.000	m 2.700	
操 作 方 法	機側及び遠方	同 左	同 左	同 左	同 左

3. 断面図



土砂吐ゲート



洪水吐ゲート

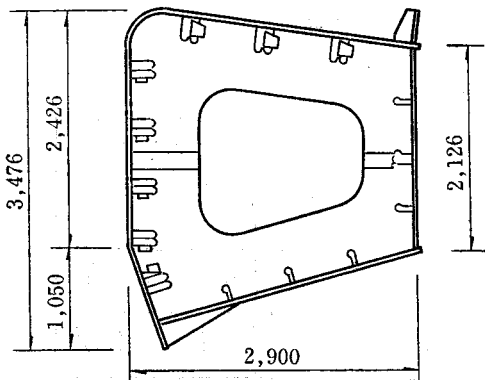


図-4 本体ゲートの断面

イ 土砂吐ゲート

土砂吐ゲートは、本来の機能のほか、上流水位の必要性から、河川中流域の取水堰で、一般に広く使用されて

るフラップ付ローラーゲートを採用した。このフラップゲートは、

イ) フラップに作用する荷重を、下段扉が支持する構造となり、扉高Hに対するフラップ H_1 の比率に制約を受けること、

ロ) H_1/H が大きくなると、下段扉の構造が大となり、特に長径間では構造的に成りたない。

ハ) 下流水位が高い状態で、フラップを全開して放流する場合、フラップが震動する。

などの問題があり、一般に、 $H_1/H=1/3$ 程度にしている例が多い。ここでは、フラップゲートの高さを、おおよそ $H_1/H=1/3.5$ の 1.0m とした。この場合、上流水位の制御は、豊水年の流量を上廻る $22\text{m}^3/\text{s}$ まで調整可能である。

下段扉の扉体は、高さ2.48m、幅1.40mのシエル構造のローラーゲートとし、上部フラップゲートとの取付部は、水密ゴムによって水密性を高めている。断面形状や戸当たりの構造は洪水吐ゲートに準じた。

ウ 予備ゲート

上・工水との共用施設である本頭首工は、年間を通じて上流水位の確保が条件であり、予備ゲートは、本ゲート補修のさい一時的に使用して取水位の確保を目的としている。この設置場所は、本体ゲートの直下流とし、クレーン等で容易に組立てられるよう配慮してある。

このゲートの側部戸当りは、堰柱に設けられ、中間部は、バットレスタイプの戸当たりとし、ステイはエプロンに設置した支持ベースに取付けられる構造にしてある(図-5) 角落しの規格は、長さ5.00m、幅1.20mの鋼製とし、土砂吐、洪水吐のいずれにも使用可能なスパン割りとした。

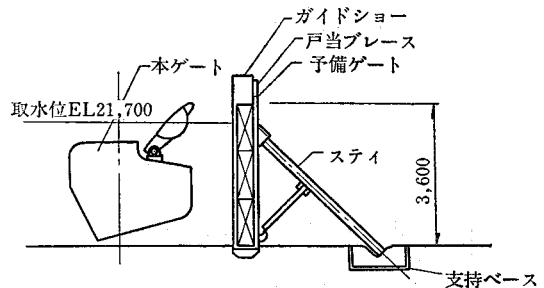


図-5 予備ゲート側面図

3. 頭首工の施工

工事は、昭和57年11月に着手し、60年3月に完成をみている。内容的には、目新しい特殊な工法を採り入れた困難な作業ではなかったが、ただ、工期的な制約と関係者との意見の調整に時間を要した。

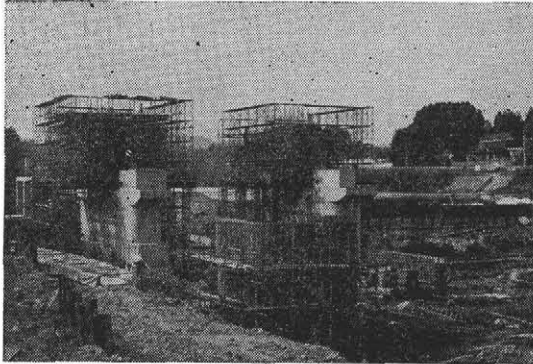
ここでは、工事施工に当たって特に検討した事項につ

いて述べ、本体工事の施工については省略する。

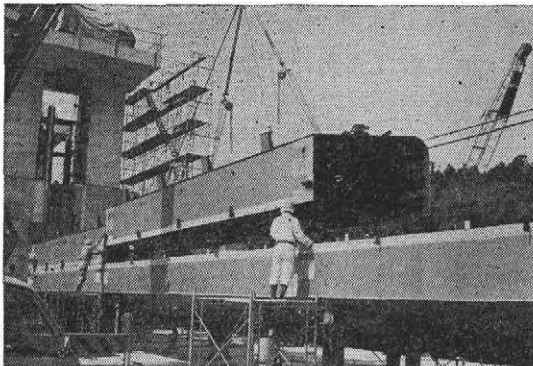
(1) 施工の手順

工事を実施するに当たっての基地は、仮設用地を確保し易い右岸側に設けられ、まず、仮設道路を新設、資材は全てこの道路を通じて現場内に搬入された。

本体工事は、仮締切工の規模、河川の流下能力、工事量などから3期3年に分割し、右岸部の主要施設、左岸部の全ての施設、右岸部の付帯施設と旧堰撤去の手順で



第1期工事の現場状況



洪水吐ゲートの据付状況

施工された。

期別ごとの河川内の工事期間は、1期、2期工事とも、非出水期の10月から翌年の5月末日の8ヶ月間であり、1期工事は、用地問題の解決に時間を費やし、11月の着工となった。また、3期工事と右岸上流護岸工と旧堰撤去が主な作業であり、アユの遡上・下降の時期を避けて10月から開始された。なお、管理室やゲート格納庫は工事量の平均化を図って、2期工事の7月以降とした。工事工程表を表-9に示す。

(2) 仮締切工

仮締切工の計画高水流量は、過去10ケ年の最大値である非出水期の500m³/sで計画し、工事量などを勘案して半川締切によって実施した。1期工事最盛期の4月1日に融雪による増水のため、一部越水被害が発生したが、締切工一部手直しによって、工事は順調に進捗した。

仮締切工の構造は、河床が岩盤であることを踏えて、工期の制約上短期間に施工・撤去が可能であることや、経済性から、控式山留工法を採用した。(図-6)その



図-6 仮締切工の断面

表-9 工事工程表

	全体	57年度	58年度	59年度
堰中エプロン	コンクリートV=9500	12 4	12 3	
護岸	L=282m	2 9	12	2
ゲート据付	4門	4 6	4 6	1 3
管理棟およびゲート格納庫	2棟		7 8	
旧堰撤去	V=2700	12 2		10 2
仮設	1次締切L=237m 2次締切L=273m	12 6	12 6	1 3

前面鋼矢板の打込みは、主にジェットパイロ工法を用い、一部硬質な軟岩部に溝掘による建込みした。また、根固めは、矢板の前面が洗掘されると締切の安定性が損なわれ危険性が増すため、コンクリートによる充填を図った。控杭は、オーガ併用によるパイロ工法を採用した。

(3) 堰本体の掘削

排水干陸後、直ちに、堰体やエプロンなどの掘削を行った。1期工事は、リッパなどで岩盤を全面にわたって破碎し、ブルドーザで集土を行い残土は埋立て地などに分散して搬出していたが、岩盤面を放置していたため、凍結融解作用によって表面がボロボロに風化し、人力による整形を更に加えることとなった。このために、2期工事では、リッパした岩盤はそのままで放置し、コンクリート打設計画に合わせて掘削・整形した。整形後は、シート等で覆い岩盤の保温養生を行い凍結防止に努めた。

湧水は破碎帯などから多少みられたが、グラウトによって止水を図った。また、破碎帯は、コンクリートで置換え補強した。

(4) 旧堰の撤去

エプロン、護床工など堰の安定に影響しない部分は、ジャイアントブレーカなどで、夏の渇水期に集中的に作業を行い本体部分の撤去に備えた。

堰本体の撤去は、共同工事との関連で水上作業によって行われたが、既設コンクリートが比較的堅固なため、困難な作業になった。作業は、まず、右岸にコンクリートがらを陸揚げするための棧橋を設置してから、組立てたユニフロートに、水中ブレーカを取付けたクローラや操船のための発電機及びウィンチなどを搭載したブレーカ台船と破碎したコンクリートがらや河川堆積物を浚渫するためのクラムシェル台船（操船のための装備はブレーカ台船と同じ）を組立て、準備することから始まった。

作業は、旧堰の上流に堆積している土砂の浚渫から開始され、順次本体の撤去を図った。しかし、始めはアンカ不足のために衝撃力が浮力に吸収されて作業は難行したが、アンカを堰体に抱きこむなど補強してから、作業は順調に進展した。



旧堰撤去の状況

なお、本作業で、コンクリートを取りこぼすための膨張材の使用を試みてみたが、コンクリート自体の亀裂や水中作業のために、膨張力が吸収されるなど効果がみられなかった。

ブレーカ台船

ユニフロート 8台使用 (102m²)、42t積

クローラ (0.6m²級)、発電機 42PS、水中ブレーカ各1台、ウィンチ 4台

クラムシェル台船

ユニフロート 14台使用 (192m²)、110t積

クラムシェル (2.0m²級)、発電機 42PS、各1台、ウィンチ 4台

おわりに

本頭首工は、昭和60年3月ほぼ完成し、4月からは、名取土地改良区、宮城県企業局、仙台市水道局の三者で管理する運びとなった。

国営名取川農業水利事業が終盤を迎えて、本施設は、急拠計画変更により改築することとしたものであり、設計・工事とも工期的に大きな制約を受けて実施したために、一部施設に幾つかの問題点が残されている。しかし、多くの人々の創意工夫と熱意や、たゆまぬ努力によって、事故もなく完成したことは、大いに感謝している。最後に、本報告をするに当たり、ご協力下さった方々に、誌上を借りて謝意を表します。

直送するための道路として利用される。

農畜産物及び農業関係資材を輸送し、生産地と消費地を結ぶ農業用道路として効果を大いに期待されている。

十勝中央大橋は、この広域農道が十勝川を横切る部分に架橋される延長 772.5 m の橋梁である。

2. 斜張橋について

2-1 斜張橋の特徴

斜張橋、主桁・塔・ケーブルから成立っており斜ケーブルによって主桁を塔に吊り下げる橋の形式であり、次のような特徴があげられる。

- ① 支間長が200~400mの橋梁に最適であり、桁橋と吊橋の経済的スパンの谷間を埋めるものである。
- ② 大径間の割に桁高が低く、従って路面計画高も低く押えられるので取付道路の施行に際して有利である。
- ③ 特に大径間の場合、桁橋等に比べて自重が小さくて済むために基礎工が経済的になる。
- ④ 斜張橋を構成する3要素の主桁・塔・ケーブルを巧妙に組み合わせることにより高い経済性を追求できる。
- ⑤ 外観的にも、構造的にもスレンダーで近代的な構造美を与える。
- ⑥ 反面、おもに断面形状から風に対して弱いために耐風安定性を含む振動に対する対策が必要である。

2-2 複合斜張橋

鋼及びコンクリートをより合理的に使用方法としての複合構造としては、合成桁・合成柱・SRC構造な

どで代表される合成構造と、鋼構造とコンクリート構造を一つの構造物の中で部分的に使用する混合構造物とがある。複合斜張橋はこの混合構造物として造られる場合が多い。

斜張橋には全部材に鋼材を用いた鋼斜張橋が多く用いられているが、ケーブル以外の部分にコンクリートを用いたコンクリート斜張橋も多くなりつつあり、これも複合斜張橋の一種と考えられる。

鋼部材・コンクリート部材を夫々の材質に適した部分に使用した複合斜張橋は、その経済性と合理性を積極的にとり入れた構造として非常にすぐれた構造と考えられている。

特徴としては次のようなことがあげられる。

- ① コンクリートタワーは剛性が高く変形が少い。
- ② 比較的維持管理費が安い。
- ③ 良質な地盤上での施工の場合に有利である。

2-3 斜張橋の実績

古くは17世紀頃から考えられていたようであるが、18世紀には木製の、19世紀には鉄製の斜張橋が造られていた。然し一時、当時の技術・吊材に未発達な点もあって施工されなくなったが、20世紀に入り電子計算機の利用・吊索材質・施工法の信頼性が増して再度脚光をあび、急速な進歩を遂げてきた。表-1にその実績の一部を示す。

3. 十勝中央大橋の計画、設計

3-1 十勝中央大橋の概要

十勝中央大橋の主径間部は鉄筋コンクリート製タワー

表-1 複合斜張橋の実績

“複合斜張橋”								
No.	橋名	国名	主径間部	幅員	主桁	塔	ケーブル	完成年
1	Anaasis	カナダ	465.0	36.0	鋼	RC H=153.0	HiAm	工事中
2	Rande	スペイン	400.1	20.0	”	RC H=113.6	より環 ストランド	1977
3	Dusseldorf-Flehe	西ドイツ	367.2	41.7	鋼+PC	RC H=149.7	L. C. R	1979
4	Tiörn	スウェーデン	366.0	15.7	”	RC H=114.0	”	1981
5	Zarace	アルゼンチン	330.0	22.6	鋼	RC H=105.4	HiAm	1973
6	Faro	デンマーク	200.0	22.4	”	RC H=95.0	—	工事中
7	Kurt-Schumacher	西ドイツ	237.0	36.9	鋼+PC	RC H=71.5	HiAm	1972
8	Quincy	アメリカ	275.0	12.7	鋼	RC H=74.96	”	工事中
9	East Huncington	”	274.3	11.1	鋼+PC	RC H=39.7	”	1984
10	十勝中央大橋	日本	250.0	12.3	鋼	RC H=52.0	”	工事中
11	Weirton-Steunenville	アメリカ	249.9	24.6	”	RC H=111.2	”	”

表-2 十勝中央大橋の諸数値

区 分	主 径 間 部		側 径 間 部	
形 式	3 径 間 連 続 斜 張 橋		3 径 間 連 続 非 合 成 箱 桁 (右 岸) 2 径 間 連 続 非 合 成 箱 桁 (左 岸)	
橋 の 等 級	1 等 橋 (T L-20荷重)			
支 間 長	(450m) 100m+250m+100m		3 × 63m = 189.00m 2 × 65.00m = 130.00m (319.00m)	
橋 長 (772.5m)	451.4m		3 径 間 190.075m 2 径 間 131.025m (321.1m)	
幅 員	全幅12.30m (0.40×2+1.50+7.50+0.50+2.00)			
主 塔 の 高 さ	52.00m			
最大ブロック重量及び長さ	斜張橋端部 $l=14.00m$ $W=34.3t$			
上 部 工 鋼 重 表 架 設 重 量 $\Sigma W=3,977.6t$ ($W=448kg/m^3$)	桁 部	2,456.0 t	3 径 間	2 径 間
	塔 部		主 桁 部	702.7 t 501.7 t
	ケ ー ブ ル	229.3 t	そ の 他 (沓, 継手等)	29.0 t 15.2 t
	そ の 他 (沓, 継手等)	43.7 t		
	合 計	527kg/m ³ 2,729.0 t	合 計	337kg/m ³ 731.7 t 346kg/m ³ 516.9 t
	注1. ケーブルには、サドルソケット、 ケーブルバンド、座金等を含む。 注2. その他には、沓、排水を含む。	注1. その他には、沓、排水を含む。		

をもつ3径間連続2箱桁斜張橋、側径間部は2径間及び3径間連続非合成箱桁橋からなっており、橋の諸元・形状等は、表-2、図-3のとおりである。

3-2 橋梁形式の決定

本橋は北に音更町、南に幕別町の境界をなす一級河川十勝川(計画洪水量 9,000m³/s)に架かるものであり、左右両岸の取付け部は町の産業上重要な地域となっていることからルート選定に際し種々の制約条件があった。

河川条件によるものとしては、以下に示すようなものがあった。

取付け部との関係から架橋位置が、十勝川と札内川及び士幌川の合流点直下となる。(図-4)

河川の流路変動がはげしく、過去20数年間に低水敷最深部河床が2.0~2.5m低下し、更に昭和48、49年の低水敷を開削移行後、流心が左岸方向に移動し高水敷が侵食されており、抜本的な護岸工事でも行わないかぎりそれが進む状況にある。(図-5)

基礎地盤である砂岩は、河床低下により露出した場合、水の流れに対して弱く、不静定構造物としての橋に対する信頼度が低い。

以上のような点からも現況低水敷に橋脚を設置する

ことは望ましくなく、河川管理者との打合せの結果、計画低水敷位置を将来とも変えず、底水敷底幅140mを確保し、これに橋脚を入れないようにするためには180mの径間長が必要となった。

河川上の問題点を整理した結果、計画低水敷を確保する径間長180mと、計画及び現況両低水敷を確保する径間長250mについて次の3案をもって比較検討を行った。

- 第1案：斜張橋+〔連続鋼箱桁橋〕
- 第2案：ニールセンローゼ桁橋+〔連続鋼箱桁橋〕
- 第3案：3径間連続PC箱桁橋(デビダーク工法)
+〔連続PC箱桁橋(押し出し工法)〕

以上3案の中から地形条件・経済性・施工性等を考慮して主径間250mの斜張橋案に決定した。

3-3 主要部の設計概要

- 1) 主桁について
 - イ 断面形状の決定
 一般的に主桁の断面形状は箱桁系統が非常に多いが、これはその捩れ剛性の大きさから耐風安定性を考えての

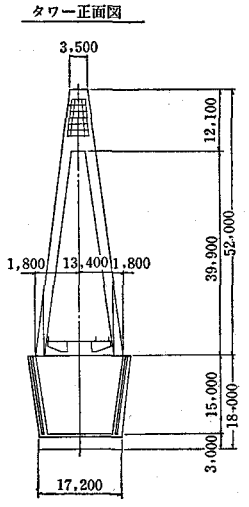
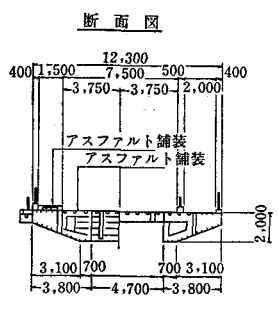
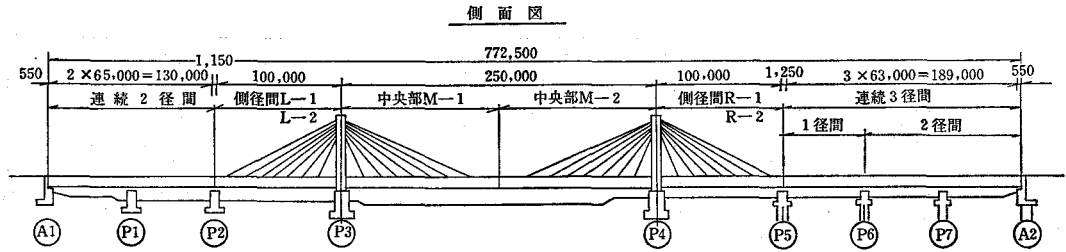


図-3 十勝中央大橋一般図

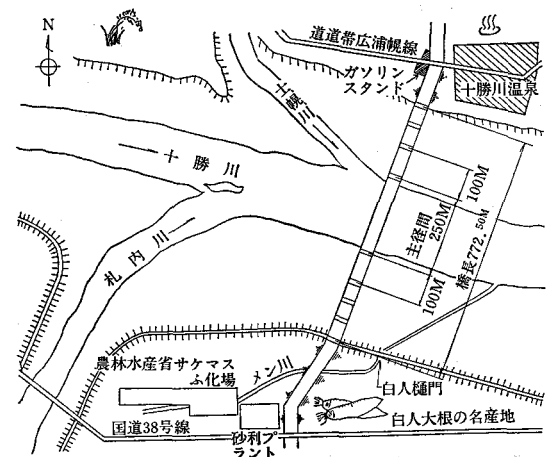


図-4 十勝中央大橋架橋地点平面図

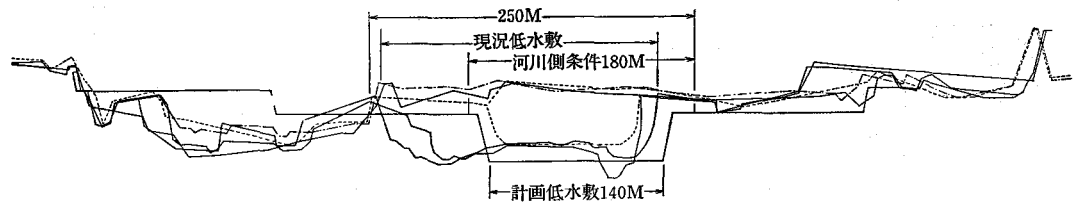


図-5 十勝中央大橋架橋地点の河床変動状況

Q=9,300 t
 河川協議による最小主径間180M00
 側径間 Q=0.005Q+20=66.50M
 66.5-5.0(緩和規定)=61.50M

※金額百万円単位

案	全体工事費	上部工	下部工	全鋼重
1	3,890	3,385	505	4082.9 t

m²=460kg

2	4,060	3,451	609	4237.1 t
---	-------	-------	-----	----------

m²=477kg

3	4,540	3,626	914	C=9627 m ²
---	-------	-------	-----	-----------------------

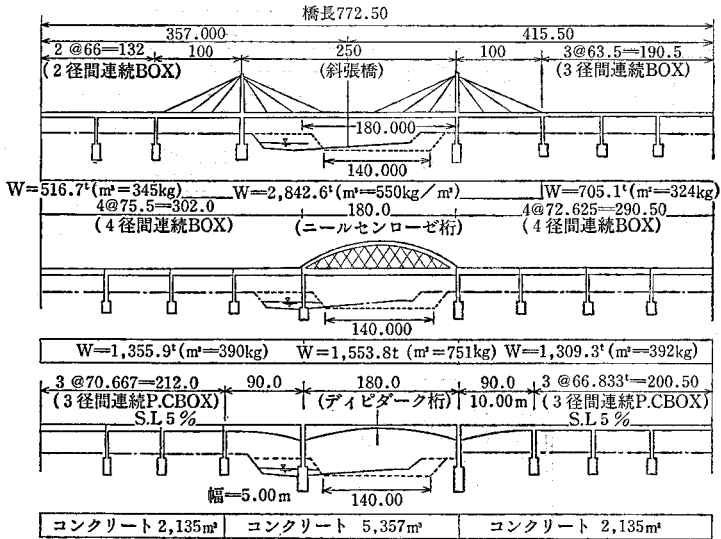


図-6 十勝中央大橋比較設計

ことである。然し、これらの箱桁断面は空気の流れに抵抗する面が大きいために、周囲の流れをその鋭角点から剝離させる「にぶい断面」となり、自重が軽い場合には低風速で曲げや振れのいわゆる渦励振（風琴振動・限定振動）が起こり、また高風速域では曲げのギャロッピングや振れフラッターを生じるいわゆる自励振動（発散振動）が起こりやすいものである。従ってこれら風に誘起される振動が設計風速以下で発生しないよう、また発生しても許容しうるものに押え込むよう耐風安定性について検討するため風洞実験を行った。

風洞実験は昭和57年から昭和58年にわたり、東京大学土木工学橋梁研究室模型実験用風洞施設を用いて、縮尺1/50の部分模型・全体模型を使って行われた。

実験においては、本橋が農道橋と云うこともあり、比較的幅員が狭いこと、積雪寒冷地にあるため、路面・高欄に積雪・堆雪し高欄が閉塞されること等の理由により、次の点に着目して行われた。

① 主桁断面の検討～1箱桁と2箱桁の耐風性

② 堆雪による影響～高欄が堆雪により閉塞された場合の応答特性

③ 付加制振材の有用性～主桁断面と付加制振材との組み合わせによる制振効果

実験項目等は表-3、図-7、8に示すとおりである。

実験結果は大体次のとおりであった。

① 自励振動は実橋換算風速 70 m/s では発生しない

② 渦励振は構造減衰率が0.024の時に於いて無雪時及び高欄堆雪高が0.6 mまでは発生しない。然しそれ以上の時は発生するが、現地での自然条件及び実橋では他の例からみても構造減衰率をもっと大きく見定める(0.05程度)点からも許容値以内なので耐風上問題はない。

③ 付加制振材については、無雪時には効果があるものの堆雪時には逆の面もみられ、全体的には有用性が認められなかった。

④ 断面形状については、全体的に1箱桁より2箱桁

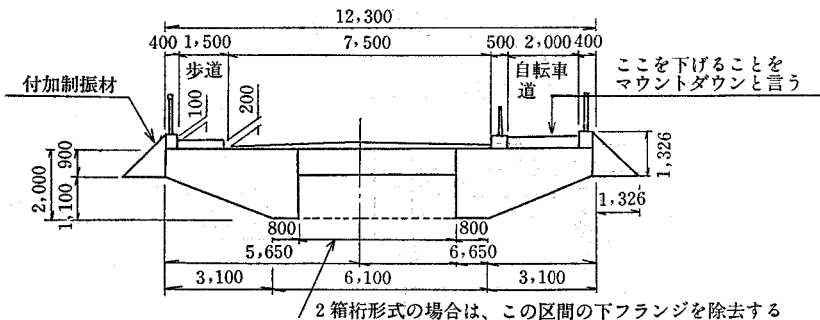


図-7 主桁断面図

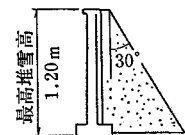


図-8 高欄堆雪状況

表-3 風洞実験の項目と実験ケース

項目	部分模型実験	全橋模型実験
風速	V = 0 ~ 10m/sec (実橋換算 0 ~ 70m/sec)	同左
迎角	+5, +3, 0, -3, -5 の5種 適宜省略	"
風向	高欄が閉塞されない場合 上, 下流の双方 高欄が閉塞される場合 上流	上, 下流の双方
堆雪高	0m, 400%, 600%, 800%, 1200% 適宜	0, 1200%
構造減衰率	0.008, 0.016, 0.024, 0.036	0.03, (0.04)
主桁形状	1箱桁, 2箱桁	同左 (1B0, 2B0)
フェーリング (付加制振材)	形状・高さの異なる 5種類	三角形1種 (1BF0, 2BF0)
路面形状	マウントダウン (自転車道のみ, 自転車道 歩行者道共に) と普通	普通
堆雪状況		全橋堆雪と側径間のみ堆雪
実験ケース	1箱桁~28ケース・2箱桁~49ケース	1箱桁-10ケース, 2箱桁-10ケース

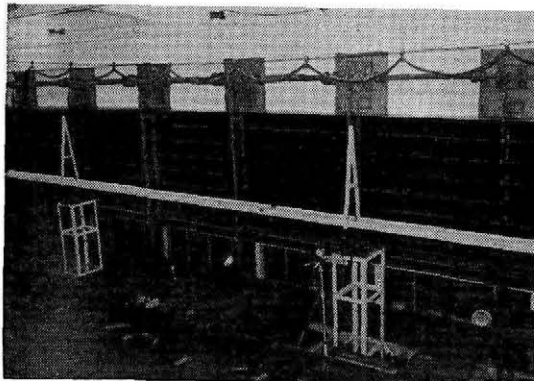


写真-2 風洞実験

の方が優れていた。特に冬期には風上側にある自転車道をマウントダウンした2箱桁が優れている。

以上の結果から、主桁断面については扁平五角形の2箱桁断面とし、路面は自転車道をマウントダウンした形とした。

ロ、材質の決定

本橋は将来維持管理が地元町村にて行われる予定のため維持管理上の経済性を考慮し、また積雪寒冷地における各種塗装工法について比較検討した結果、主材料は“裸使用の耐候性鋼材”とすることにした。

耐候性鋼材は安定錆の形成により以降の腐食の進行を抑制するものであり、使用環境に厳しい制限がある。本稿では、例えば気象条件の厳しさ(過去10年間の日最低気温が-34.9℃)を考慮し、一番条件の厳しい-35℃以下に対応する鋼材の使用とした。

また裸使用に伴う「さび汁」対策にも考慮し、その一

例を本文4-1、下部の施工の項に示した。

2) 塔(タワー)について

イ 形状の決定

タワーの形状には色々なタイプがあるが、主にケーブルの張り方によって決定される場合が多い。

本橋については次の理由により「逆V型ラーメン形式(橋軸直角方向)の1本鉛直型(橋軸方向)」とした。

- ① 後述の如く、ケーブルは2面張りのケーブル段数7段のマルチ型である。
- ② 支間と幅員の比が250/12.3=20.3とかなり大きな値となるため、横方向剛性を高め耐風安定性を増すことが必要。

ロ 材質上からの決定

前述の如く我が国においてタワーの材質はほとんどが鋼製であり、鉄筋コンクリート製の長大橋はほんの数例にすぎない。然し、外国では数多くの施工例があり、本橋でも鋼製・コンクリート製について比較検討を行った。その結果、次のような理由で鉄筋コンクリート製とすることにした。

- ① 自由振動解析より、桁の振幅に影響のある固有振動数はコンクリート製の方が約10%高いことから耐風安定性に優れている。
- ② タワーは大きな軸圧縮力を受ける部材であるため、材質のコンクリートの方が有利である。
- ③ 事業完了後の維持管理費はコンクリート製の方が安い。
- ④ 本橋タイプでの経済比較ではコンクリート製の方の施工費が安い。

ハ その他

本橋におけるタワーのその他の構造としては次のようなことがあげられる。

- ① タワーを中空断面にし、その内空を監査廊として斜ケーブル定着部の検査・頂部に設置された航空障害灯や避雷針の維持管理に利用できる構造とした。
 - ② 頂部は鋼材及びPC鋼棒で補強した。
- またタワーの設計段階では静的解析の他に次の項目について検討がなされ、材質・形状がチェックされた。
- ① 動的応答解析（応答スペクトル解析）
 - ② 風洞実験
 - ③ FEM（有限要素法）解析によるタワー頂部の解析
 - ④ 大変形理論を用いた座屈解析
 - ⑤ CAD（自動作画）システムによる美観の検討

3) ケーブルについて

イ ケーブルの張り渡し形式の決定
ケーブルの張り渡し形式からみた種類は、概ね次のとおりである。

- a 断面的張り渡し形式～①1面張り、②2面張り
- b 側面的張り渡し形式～①ファン型、②ハープ型
- c ケーブル段数～①2・3段型、②多索型

これらについて本橋では次のように決定した。

a 断面的張り渡し形式

1面張りは中央分離帯等が必要で幅員も大きくなり、2面張りの方が振れ振動等に対して力学的にも安定であることから、2面張りとした。

b 側面的張り渡し形式

ハープ型よりもファン型の方が、力学的にケーブルの効きが良いこと、タワーの曲げモーメントを小さくできること等から、ファン型とした。

c ケーブル段数

多索式は荷重の負担を主桁の曲げ剛性よりも、ケーブルの伸び剛性に負担させることに特徴があり、

- ① ケーブルを単一ストランドとすることで、碇着方法・装置を簡単にできる。
- ② 1段当りのケーブル張力が小さいため、主桁に大きな応力集中が起きない。
- ③ 吊点間隔が短いため、主桁の所要曲げ剛性が小さくて良く、桁高を小さくでき、架設に際しても張り出し架設に有利である。
- ④ 特に積雪寒冷地域ではケーブルに関する積雪・結氷に対し、多数のストランドを束ねた大口径ストランドより、径の細い単一ストランドの方が影響を受けにくい。

以上の検討結果、本橋においても多索式とした。また段数については構造計算等から比較した結果、

- i 6段ケーブルでは

- ① 1段当りのケーブルの中で単一ストランドケーブルで支えきれないものができたこと。

- ② 7段ケーブルに比べ、たわみ量が35%程度大きくなり活荷重たわみに余裕がないこと。

- ③ 同じく7段に比べ、重量は3%程度減少するがストランド延長で7%増加し、主桁の曲げモーメントも5～14%程度大きくなる。

- ii 8段ケーブルでは、7段同様単一ストランドケーブルで良いが、ストランド総延長がおおはばに伸びてメリットが生じない。

以上の検討結果より、7段ケーブルに決定した。

ロ ケーブルの種類

従来ケーブルの種類としては、LCR（ロックドコイルロープ）の使用が多かったが近年各種のケーブルが製造使用されつつある。本橋においてはステークケーブル（最上段ケーブル）がφ200mmとかなり大きいものになること、架橋地域の気象条件が厳しいこと等から、現地耐寒試験を含む防錆性・碇着工法・経済性及び実績等を比較検討した結果、HiA m アンカーケーブルを使用することにした。

4. 施工状況

4-1 下部の施工

本橋の工事は昭和57年度に、仮設道路及び橋脚より始まり、昭和59年度までに全下部工事が終了した。

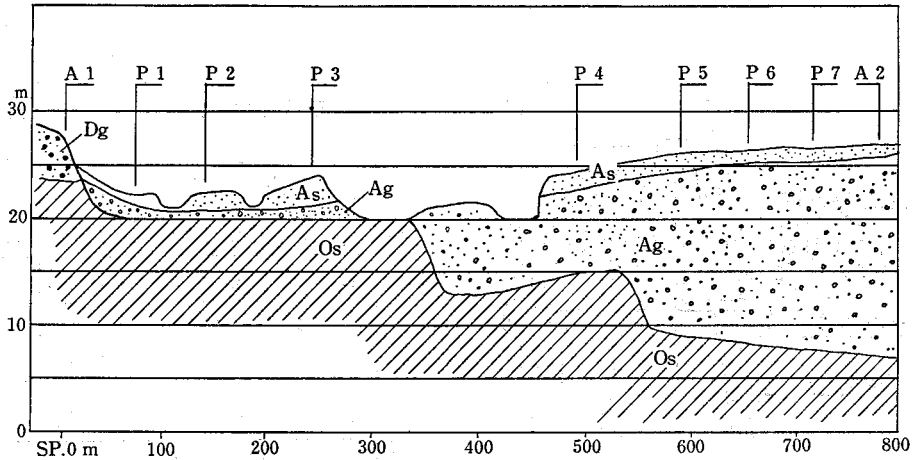
本橋の施工位置は左岸側で十勝川温泉に近接している。このため下部施工に際しては温泉源への影響を極力押えることに留意した。尚、施工中は近傍に9ヶ所程度の孔内水位測定器を設け観測したが工事による影響はみられなかった。

架橋地点の地質は図-9に示すとおりである。

左岸側上層のAs・Agは透水係数が $k=10^{-1} \sim 10^{-2} \text{cm/s}$ と非常に高い地盤であること、支持地盤である軟岩層は水に弱いことが予想されること等から、止水性の高い土留工法による直接基礎とした。この土留工法についても試験施工をした結果、ロックオーガプレボーリング併用による鋼矢板自立式土留工法を用いた。

一方右岸側は河川氾濫原堆積物As・Agの締りのゆるい砂礫層が厚く堆積しているため杭基礎とした。杭長が12～17m程度あり、調査結果からは表層が礫径50～80mmの砂礫層であり実際はもっと大口径の礫も予想され、N値も40～50を示すために既成杭より場所打ち杭が有利と考えベント杭とした。

その他施工上の特徴としては、耐候性鋼板を裸使用する点から、さび汁による橋脚等の汚れを防止するために図-10のように施工した。



記号	地層名	N値	比抵抗 $\rho - m$	特徴
As	河川氾濫原堆積物	10以下	-	砂・シルト
Ag		10~50	300~1000	砂礫・右岸側上部締めり具合ゆるい
Dg	新期扇状地堆積物	50以上	100~200	破礫
Os	長流枝内層	60以上	10~100	主に砂岩、一部泥岩、礫岩

図-9 地盤の構成

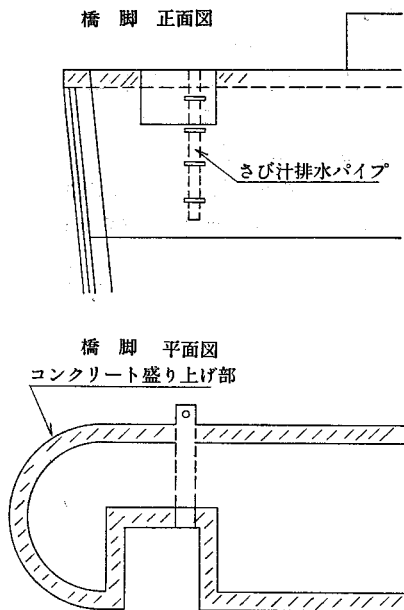


図-10 さび汁対策工法

4-2 タワーの施工

現在までに施工したのは左岸側橋脚上のタワー1基である。タワーは高さ52m(地上高約61m)の傾斜した2本の柱からなる逆V型の構造で、設置場所も洪水時に冠水の可能性がある高水敷であり且つ高所作業となる。このため施工法の選定にあたっては上記の条件を前提に、施工精度・各種工法を検討した結果、新開発のクライミングフォーム工法を採用した。

施工段階を大別すると次の3段階に分けられる。

① 柱基部

地上より枠組み足場を組み、普通型枠工法で施工する。その際クライミングフォーム用ガイド金物、アンカーボルトを埋め込んでおく。

基部の施工精度は、全体の精度に与える影響が大きいので十分な管理を行った。

② 柱部

基部を基礎にクライミングフォームを組み立て、1リフト3mで12リフトの施工をした。ガイド金物はボルト接合で、監査廊鋼管(φ800)はフランジ接合とし、リフト毎に順次継足するものとした。標準サイクル日数は8日であった。

表-4 施工計画表

種別		年度						
		57	58	59	60	61	62	63
上	タワー部分 (コンクリート)			○	○			
	工場製作	左岸連続2径間			○			
		右岸連続3径間					○	○
部	架	斜張橋			○	○	○	
		桁			○	○	○	○
	設	ケーブル					○	
工	床版工				○		○	
	橋台・橋脚	○	○	○				
下部工	護岸工						○	
取付工	音更側 (左岸)				○		○	
	音更側 (右岸)				○		○	

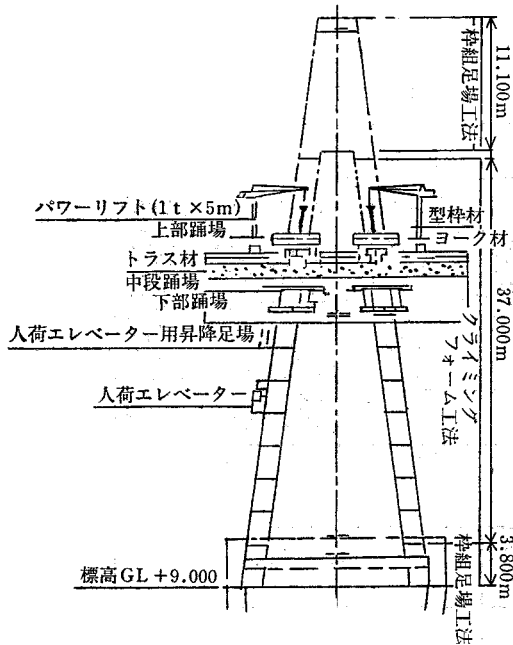


図-11 タワー施工図

③ 塔頂部

ケーブル定着部があり、複雑かつ微妙な形状をしているため普通型枠工法で施工した。

足場及び支保工の基礎はクライミング構台のトラスガーダーを固定し利用した。尚、定着金物については工場にてフレームに組み込み、フレームをセットすることにより高い精度が確保された。

4-3 今後の施工計画

工事は前述のとおり、昭和59年度までに全下部・左岸側タワー1基及び左岸側径間の2径間連続箱桁部の架設まで行った。昭和60年度には右岸タワー・斜張橋部の側径間の一部架設・左岸2径間連続箱桁部の床版及び取付け道路の一部施工を予定しており、今後本橋架設のメイン工事である斜張橋中央径間部の架設等を行い、前後の取付けも含めて昭和63年度完成を目標に進んでいる。尚、本橋の施工計画は表-4のとおりである。

おわりに

これから春の雪触れと共に本橋の本格的現場工事を迎えるにあたり、まだまだ検討・勉強しなければならないことも多く、少数の、また知識の乏しいスタッフで対応する悩みを感じながらも、反面新しい工事内容の注目される現場に携われると云う喜びで担当者一同日夜頑張っています。

最後に、今までに本橋の計画・実施に数々の御指導をいただいた関係各位にこの場をお借りして深く感謝の意を表します。

参考文献

「斜張橋の計画・設計に関する私論」橋梁 (1979.1)
 東京大学土木工学科 工博 伊藤 学
 「斜張橋集成」(1976.2) 土木学会
 「複合斜張橋の設計法に関する研究」土木学会関西支部
 昭和58年度共同研究グループワークショップ資料
 「十勝中央大橋と風洞実験について」第32回農業土木学会北海道支部研究発表論文, 堀内勝見, 坂井盛二, 小林光男

寒冷砂丘地における畑地かんがい計画と今後の課題について

—国営屏風山地区実施例—

大本 保 雄*
野 呂 敏 文*

目 次

1. はじめに.....	61	5. 用水管理システム.....	67
2. 地区と事業の概要.....	61	6. かんがいの現状.....	69
3. かんがい計画.....	62	7. おわりに.....	71
4. 畑地かんがい施設.....	64		

1. はじめに

青森県、津軽半島の西海岸に位置する屏風山地区は、東西4km、南北25km、ほぼ100km²に近い茫漠とした砂丘性草地と、砂丘に囲まれた湿原から成り立っている。この土地は、藩政時代津軽地方の水田、住居を潮風と飛砂から防ぐため藩が造林を行ない、屏風の役目を受け持たせたことに由来して、地域を屏風山と呼称している。以来多くの歴史の変遷を経ながら現在もその機能を果たしているが保安林以外の広大な土地は、砂丘地の厳しい自然条件や、用水源皆無、湿原という劣悪な条件から不毛の地として残っていたものである。

昭和34年、国有地であったこの地域が解放され、これを契機として開発の検討がなされた。昭和42年直轄調査で開田計画、45年開田抑制の曲折がありながら、地域農家の水田単作経営の脆弱さから安定した複合農業経営への熱い想いが、砂地の特性を生かし、水を高度に利用し得る、スプリンクラーによる畑地かんがいという、未知の試練に挑戦することとなった。

昭和47年着工以来、全体的な見直し、検討を加えて昭和54年からスプリンクラーが稼働を開始し、現在事業継続実施中である。かんがい施設が稼働して6年、施設計画と実施内容並びに営農との課題を含めて、砂丘地のスプリンクラーの要旨を紹介させていただくものである。

2. 地区と事業の概要

本地区は、青森県の津軽半島西部にあって日本海に面し、北は十三湖、南は岩木山、東は津軽平野の水田地帯に囲まれた東西4km、南北25kmの標高20m～30mの台地で、海砂堆積層から成る段丘地帯である。

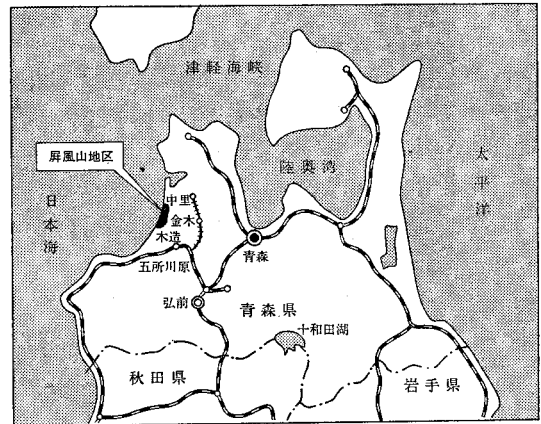


図-1 屏風山地区位置図

基層は、洪積層から成りその上全面に砂丘が形成されており、特徴としては東西に延びる縦列砂丘の典型的なもので、海岸線と平行する砂丘（例、庄内、鳥取）とは趣きを異にする。縦列砂丘間の平坦地の多くは、湿原状を呈し、高層湿原植物を含む湿性植物が群生している。

土壌は主にグライ土壌、灰褐色土壌の砂土砂丘型で構成され、粒径組成は平均的に砂97%（粗砂78%、細砂19%）で、殆んどが粗砂で保水力の乏しい土壌である。

気象条件は、年平均気温10℃、かんがい期21℃と緯度の高い割に高温である。これは日本海を北上する対馬暖流と奥羽山脈の偏東風遮断によるものである。降水量は年間1,300mm、かんがい期（5月～9月）470mmと比較的少なく、7月以降の降雨は雷雨性または台風性の雨が多い。特に作物生育上重要な栽培初期に必要なとする降雨量は、平均5月73mm、6月75mmと極度に少ない。風は、晩秋から早春にかけての季節風が、平均3m/sを下回ることがない風の強い地域である。

*東北農政局屏風山開拓建設事業所

地域の農業形態は水田単作の農村地帯で、農家の経営面積も戸当り1.7haと零細であり年間農業所得も少なく、地域性から農外所得は出稼ぎ以外に望むことができず、農業所得の増大と農業経営の安定を図るためには、山林原野のまま放置されていた湿性砂丘地の開発が最も有効と考えられた。昭和42年に国の調査指定を受け、調査当初の水田計画から曲折を経て、砂丘地の持つ有利性を活かす畑地とするため、防風、湿地の排水と同時にスプリンクラーかんがい施設を有する砂丘畑の計画が確定し、昭和47年度より西津軽郡木造町、車力村の受益面積1,157haの開畑事業が実施された。

2-1 事業の内容

●**営農計画**：受益農家825戸に戸当り1.1haを増反し、水田1.5ha、普通畑1.3haの田畑複合経営を図るもので、営農組織単位は縦前地の所有形態、農地集団化の態様等を考慮し、集落単位の8工区を設定することにした。集選果場等各種利用施設は工区単位に設置する。作業機械の利用面積は1作業集団を概ね40haとし、作業機械は各集団毎に一式保有する。導入作物は近傍地域の主要作物である、スイカ、メロン、ながいも、大豆、はくさい、いちご、だいこんを計画し、連作障害防止のため4年毎に圃場を交換することとしている。

表-1 作付計画表

区 分	1 年 目												2 年 目											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
作物																								
スイカ (341ha)																								
大 根 (341ha)(莖)																								
メロン (170ha)																								
大 根 (170ha)(葉)																								
ながいも (198ha)																								
大 豆 (81ha)																								
白 菜 (72ha)																								
いちご (72ha)																								
小 麦 (31ha)																								

●**農地造成計画**：地区は傾斜3°以下が85%を占める平坦地で、地区面積1,157haの中に893haの普通畑を造成することとしているが、防風対策、作業機械の効率等を考慮して、長辺400m、短辺150mの、6haを1圃区として、道路、防風林を配置している。土壌の酸度、磷酸吸収係数等の化学性については計画作物の適正規準を満足しており土壌改良を要さないが、地域の砂が粗粒で保水力が乏しいため、かんがい頻度と作物生理、かんがい施設規模の経済性を考慮し併せて飛砂防止策を図るため、10a当り75m²の粘性土客土を実施している。

●**道路計画**：栽培管理、作業用機械の通行、生産物の運搬、集選果場・加工施設利用のため幹、支線道路を配置している。

幹線道路 (アスファルト舗装), $\ell=20.6\text{km}$

支線道路 (碎石舗装), $\ell=112.0\text{km}$

●**排水計画**：地区の土質が砂のため降水の全てが地下浸透することと、飛砂による排水路の埋没に対応するため施設の全てを地下排水路としている。圃場全域に設置した暗渠により土中の余剰水を集め、支線排水路、幹線排水路のパイプラインを通じて、日本海と内陸へ排除する方式である。

幹線排水路 (22路線) $\ell=19.3\text{km}$

支線排水路 (圃場内) $\ell=32.6\text{km}$

●**防風計画**：かんがい期(5月~9月)は西の風が多く平均風速も3m/s、冬期の北西の季節風は平均5m/sを越える強風地帯である。この日本海から吹寄せる西及び北西の風から、営農作物の風害防止とスプリンクラーかんがいの均等性の維持、農地の風蝕防止を行うため、南北方向に主防風林(樹林帯幅30m、間隔150m)東西方向に副防風林(樹林帯幅20m、間隔400m)を設けている。防風林の生育期間の補完として防風ネットを主防風林帯に設けている。

防風林(黒松5800本/ha) $A=210.3\text{ha}$

防風ネット(H=5m、網目4mm) $L=55\text{km}$

表-2 土地利用計画

区分	町村名	木造町	車力村	計
	農 地	普通畑	270.4ha	623.0ha
小 計		270.4	623.0	893.4
そ の 他	防風林	57.7	152.6	210.3
	道水路敷	13.4	39.8	53.2
	小 計	71.1	192.4	263.5
計		341.5	815.4	1,156.9

3. かんがい計画

湿性砂丘原野を造成し、さらに砂丘地の持つ有利性を積極的に生かす構想で、排水と同時に畑地かんがいによる土壌水分のコントロールを行なうこととした。その際、自然的条件(土壌の物理性、風の強さ)、作物要因(作目と作付割合、輪作体系)、水管理(かん水頻度と労働力、多目的利用、施設の利便性、使用者の管理能力レベル)等、複雑な要因との整合を求め、以下の基本諸元により寒冷地砂丘の畑地かんがいを計画した。

3-1 水源と取水量

地区の水源は、岩木川水系山田川に依存している。使用水量は山田川の自流と、国営十三湖干拓事業地区排水及び、国営西津軽農業水利事業からの残留水で取水可能である。かんがい期間は導入作物の生育期間である5月から9月までとし、期間内の使用水量は下記とした。

5月1日~5月10日 $Q=1.856\text{m}^3/\text{s}$

5月11日～5月20日 $Q=1.441\text{m}^3/\text{s}$
 5月21日～7月20日 $Q=1.367\text{m}^3/\text{s}$
 7月21日～8月20日 $Q=1.441\text{m}^3/\text{s}$
 8月21日～9月10日 $Q=1.281\text{m}^3/\text{s}$
 9月11日～9月30日 $Q=0.909\text{m}^3/\text{s}$
 最大取水量 $Q=1.856\text{m}^3/\text{s}$
 日最大使用水量 $V=93.542\text{m}^3/\text{d}$

かんがい期総取水量 $\Sigma V=7.230\text{千}\text{m}^3$

3-2 降雨量と有効雨量

●基準年：観測期間、昭和元年～44年までの有効雨量の確率1/10に相当する昭和37年を基準とした。
 ●有効雨量：かんがい期（5月～9月）降雨量の5mm以上の80%を有効とし、上限値はT. R. A. M(16.3mm)までとした。

表-3 計画基準年の降水量及び有効雨量

旬別	5月		6月		7月		8月		9月	
	降水量	有効雨量	降水量	有効雨量	降水量	有効雨量	降水量	有効雨量	降水量	有効雨量
上旬	10mm	4mm	33	19.2	16	12.8	66	30.7	56	34.7
中旬	30	20.8	6	—	30	21.6	1	—	44	30.4
下旬	4	—	10	8.0	2	—	134	77.4	28	17.6
計	44	24.8	49.0	27.2	48.0	34.4	201.0	108.1	128.0	82.7

3-3 土壌とかん水量

土壌の土層別水分消費型(S. M. E. P)は、土壌タイプ44.64の砂土型で、土層深は1m以上あり単一土層である。このため、有効根群域の4区分層法を採用し、0～10cm=40%、10～20cm=30%、30～40cm=10%とし、表-4に示す土壌の理化学性に基づいて、1回当りの純かん水量を16.3mmと算定している。

3-4 間断日数

間断日数は、表-5に示す期別消費水量と、作物の種類別作付面積の加重平均最大値の、5月上旬日消費水量

(7.6mm)と、1回当たり純かん水量(16.3mm)から2日間断としている。

3-5 かんがい方式と時間

かんがい方式は、現地実験圃場における土壌の基本浸透歩合(ベインックインテークレート)をもとに決定している。土壌実験による積算浸透量曲線より求めた定数は、 $I=C, T^n=13.0 \times T^{0.79}(\text{mm})$ となりこれにより求めた位は、 $I_b=223\text{mm}/\text{時}$ で、 $I_b>150\text{mm}/\text{時}$ から散水かんがいが該当する。

かんがい時間は、給水速度が早い程、土壌水の圧力が

表-4 土壌分析と水分率表

イ) 土壌分析結果

層位	土性	粒径組成(%)				P・H		真比重	仮比重	間隙率	固相率
		粗砂	細砂	シルト	粘土	H ₂ O	KCl				
I(0～15cm)	S	78.2	19.0	1.9	0.9	5.91	4.71	2.71	1.47	45.7%	54.3%
II(20cm以上)	S							2.72	1.56	42.7	57.3

ロ) P, Fと水分率(%)

層位	P. F 1.0	P. F 1.5	P. F 2.0	P. F 3.0	P. F 3.2	P. F 3.5	P. F 3.8	P. F 4.2
I(0～15cm)	37.6	30.6	17.6	12.9	11.3	9.8	8.8	7.2
II(20cm以上)	35.3	26.1	9.1	6.1	5.5	5.0	4.4	3.8

ハ) 利用可能水分量(A・M)

層位	24hr 容水量(F. C)	初期しおれ点(W. P)	有効水分量(A. M)
I(0～15cm)	16.3 %	9.8 %	6.5 %
II(20cm以上)	16.5 %	5.0 %	11.5 %

表一5 期別平均カン水量(作付面積の加重平均値)

作物の種類	作付面積	5 月			6 月			7 月			8 月			9 月		
		上	中	下	上	中	下	上	中	下	上	中	下	上	中	下
果 菜 類	511hr	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6			
豆 類	80.9	10	8	7	7	7	7	7	7	8	9	8	7	7	6	6
根 菜 類	198	10	5	4	4	4	4	4	4	5	6	5	4	4	3	3
葉 菜 類	72	10	5	5	5	5	5	5	5	5	10	5	5	5	4	4
加重平均値		7.63	5.87	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55	5.87	6.62	5.87	5.55	4.90	3.90	3.90
改 め		7.6	5.9	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.9	6.6	5.9	5.6	4.9	3.9	3.9

増して土壌内に残留する水量が多く、給水速度が遅い程不飽和状態で脱水され、残留水量が少なくなる土壌構造と、水分特性から、日かんがい時間を14時間としている。

4. 畑地かんがい施設

施設計画設計については、

- ① 水田単作地帯であり従来供給主導型の機械技術的な水管理の経験がないため、農家意識の変革に月日を要することを考慮し自由度が高く、操作管理が容易で確実なもの。
- ② かんがいローテーションが、2日間断と短いため、水管理労力、維持管理負担を極力軽減出来るもの。
- ③ 非かんがい期(10月～4月)の施設凍結対策として、水抜き、充水作業が簡便で堅ろうなもの。
- ④ 将来、防除、肥培管理等の多目的利用を行なう場合に対応出来ること。
- ⑤ 営農区域と末端散水制御施設が近接し、農家からの散水要望に対応出来ること。
- ⑥ 施設のトラブルを可能な限り部分に限定するため、幹線水路の送水系と、加圧機場からの配水施設系とに機能の分離を行うこと等を基本に以下の施設とした。

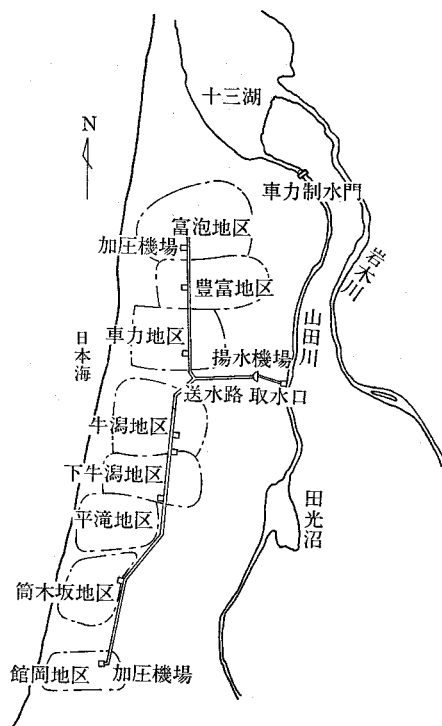
4-1 送水施設

用水系統は、主水源である山田川より導水し、屏風山揚水機場から地区東端の高台に設置した吐出水槽に揚水し、そこから自然流下で893haの圃場内に設けた8ヶ所の加圧機場に水が配られるセミクローズドタイプである。また、揚水機場、加圧機場共自動運転を主としたシステムである。

○ 揚水機

一般に、基幹施設を定常的送水とし水路、ポンプ施設等の組織容量を節約するため末端配水施設系の水需要パターンとの調整を行う目的でファームポンドが設置されるが、当地区では農休期(10月～4月)の雪の堆積、飛砂等の気象条件による管理上の困難から、密閉型とする必

要があり施設費が高いため加圧機場地点ではファームポンドを設けていない。このため、ポンプの運転時間はかんがい時間と同一の14時間とした。流量の制御方式は、回転数制御、弁制御を比較して運転方法が簡便で、ポンプ効率が高い台数制御としている。ポンプ台数は運転経費、施設費、ポンプ部品の互換性、ポンプ故障による危険性の分散等を基本に経済比較をし、同一型2台設置とした。



図一2 用水系統概要図

○ 除塵機

機器類の耐久性の保持、用水供給の円滑化のため山田川取入口、揚水機場、加圧機場各々の段階で除塵をしている。取水源である山田川の塵芥は、草類、生ゴミ類、

固形物で全体の95%を占めている。山田川に直角に設けた取入口のバースクリーン（ピッチ、100mm）により、粗大な塵芥を一次除去し、除去後の塵芥は10mm～50mmのものが80%を占めている。このため揚水機場には、網目6.7mmの回転スクリーン式の除塵機2台を水流に直角に設け、揚水ポンプと連動で可働する施設としている。また、加圧機場の吸水槽にも手動で交換、清掃する、網目1.5mmと4.7mmのネット2連を設けている。

○ 吐出水槽

加圧機場と揚水ポンプとの操作上の調整と水需要の量的、時間的ズレの調整を行うファームポンド的な機能を併せ持たせることで吐出水槽を設けている。また、揚水ポンプ運転時間を14時間とし、制御方式を水槽水位による台数制御としているが、ポンプの電動機、弁類の耐用年数を考慮し、起動、停止のサイクル時間を60分とした。これにより、吐出水槽は有効水深3m、有効容積780 m^3 となっている。なお、構造は飛砂、積雪を考慮して密閉型としている。

○ 管路

送水路（揚水ポンプ～吐出水槽までの圧送）の管径は、ポンプの施設費、運転経費と管径の相互関係から経済比較をして、ポンプの規模と共に決定している。ウォーターハンマー対応は、フライ・ホイールによりポンプの回転部の慣性を大きくすることと、ポンプ吐出側に緩閉逆止弁を設けて急激な速度、流量、圧力低下に対応出来る設備とした。

幹線用水路（吐出水槽～加圧機場まで自然流下）の管径は、始点、終点の動水勾配を満足し、管路の地形プロフィール等から動水勾配線が路線より低くならないように管径を決めた。加圧機場毎の各分水口取水バルブを、停止、開始する時、管路内に発生するウォーターハンマーについては、管路系構成を数理モデルに組み入れシュミレーション手法で解析した結果、管路下流の一部で最少圧力が管軸標高を2～3m下回るが、有害な負圧（許容7m）ではない、最大圧力も5 kg/cm^2 で、対象管種も中低圧管の範囲であり経済比較から、サージタンク等を設置

表-6 施設一覧表

イ) 揚水機

項目 名称	水源名	かんがい 面積	所要数量		揚水機				備考
			最大	平均	実揚程	揚水量	台数	全揚水量	
屏風山 揚水機場	山田川	ha 893.4	m^3/s 1,856	m^3/s 1,003	m 60.00	m^3/s 0.928	台 2	m^3/s 1,856	口径 700×450mm 原動機 800KW

ロ) 用水路

項目 名称	かんがい面積	最大通水量	延長	構造
導水路	ha 893.4	m^3/s 1.856	m 753	mm ϕ 1,350
送水路	893.4	1.856	1,837	ϕ 1,200～1,000
北部幹線用水路	327.0	0.704	3,700	ϕ 800～450
南部幹線用水路	566.4	1.152	9,082	ϕ 1,000～350
支線用水路	893.4	0.160～0.0097	36,150	ϕ 500～100

ハ) 加圧機場

名称	かんがい面積	揚水量	全揚程	ポンプ口径及び出力	台数
富 菴加圧機場	ha 124.1	m^3/s 0.267	m 55	mm mm KW 200×150×75	台 3
豊 富 "	91.7	0.197	45	200×150×45	3
車 力 "	111.4	0.240	63	200×150×75	4
牛 瀧 "	129.7	0.279	50	200×150×55	4
下牛瀧 "	166.3	0.303	55	250×200×90	4
筒木坂 "	139.5	0.288	56	200×150×55	4
館 岡 "	65.9	0.142	40	200×150×45	2
大 湯 "	65.0	0.140	50	200×150×55	2
合 計	893.4	1.856			

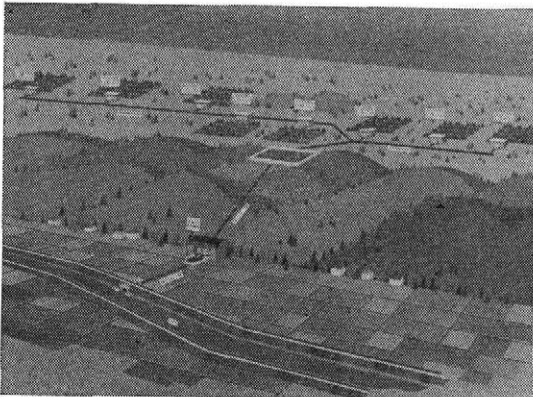
していない。

管路構造は、低位部の水田で土質がシルト、N値2～3の軟弱層の個所は不等沈下対応で鋼管とした。高位部で土質が砂、N値10程度の圧送管はPC管を使用した。内圧5 kg/cm²で、水撃圧を含めると8 kg/cm²となることから脱落防止のため、鋼製ギボルト、ジョイントを併用した。斜面部（縦断角度20度以上）で延長の長い個所は、土質にかかわらず基礎コンクリートとし鋼管を使用した。平坦部は土質が砂で、N値が10程度、管内圧2.5 kg/cm²と比較的小さいことからPC管を使用した。基礎処理は砂地盤については全て現場発生の砂を締めて対応した。

○ 加圧機場

加圧ポンプの流量制御方式は、地区のかんがい期が5月～9月と短かく作付が集中することから、小面積作付の微量流量について考慮を要さないで、操作の簡便性、部品の互換性、交互運転等の有利性から台数制御とし、ポンプ台数も能力均等割で、支配面積により加圧機場毎に2台、3台、4台とした。ポンプ機能は、電磁弁制御器と連動して自動運転可能な方式である。また将来の多目的利用を考慮しポンプ能力にある程度余裕を持たせており、機場構内に施設のスペースも確保している。

加圧機場に付帯して建屋内に末端散水の電磁弁制御装置と、ポンプの運転状況を揚水機場で監視する遠方監視装置の子局を併置した。また構内には、加圧ポンプの運転とかわりなく防除用水、雑用水が取水出来る設備を設けている。



写真一 用水基幹施設概要

4-2 末端かんがい施設

○ ローテーション・ブロック

ローテーション、ブロックは、作物の集団化や輪作体系、機械利用と防除の共同組織の関係を考慮して張付けるのが理想とされているが、地区は既存畑を含まない林野を開畑するもので、土地所有、営農組織、水管理を含めて旧来の組織、習慣、土地配分等の制約を受けな

め、以下を基本に設定した。

- イ) ローテーションブロックは、近接地域に一括する。
- ロ) 1ローテーションブロックは、10散水区とする。
- ハ) 1散水区は0.45haとし、1散水区のスプリンクラーは20個を標準とする。

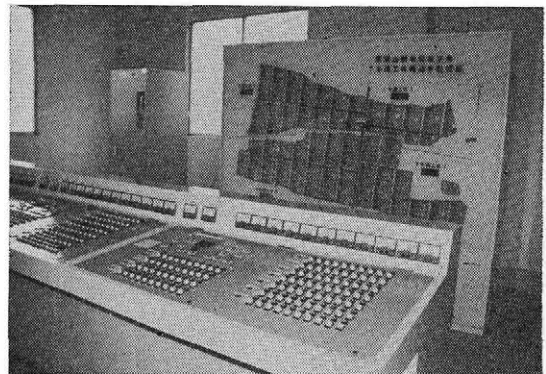
○ スプリンクラー制御施設

営農形態が果菜、葉菜、根菜を主とした普通畑であり、社会的条件の変化は勿論のこと、生産物価格の変動に即応して対象作物の変化が予測され、制御機能もこれに柔軟に対応出来ることが必須の条件である。

制御施設は、加圧機場建屋内に併置した制御盤から、末端圃場の電磁弁までケーブルで連絡している。電磁弁の制御方式は、制御盤より直接電磁弁を制御するDC24VのON、OFF制御である。

制御機能は、供給主導型のシステムとなりがちな方式を、可能な限り散水に柔軟に対応すべく以下のような自由度を持つものとした。

- イ) 自動、手動の両機能を備え自動運転中、1ローテーションブロック内で1個の手動運転が可能。
- ロ) 制御回数は、1回及び連続の切替が可能。
- ハ) 制御起動位置は、1～10の任意設定で起動可能。
- ニ) 散水開始時刻は、任意設定が可能、また散水不要区は飛び越しが可能。
- ホ) 温度センサーにより、任意の温度で散水が可能。



写真二 電磁弁制御装置

○ 末端施設

配管方法と施設は、作目、かん水頻度と労働力、かんがい方法選択の自由度、雑用水の取水、多品種少面積栽培等の営農対応と、風害、凍害等の条件から配管方式、配置法を計画実施している。

配管組織は、2日間断、14時間かんがい、散水強度(7.1mm)、粗かん水量(20.3mm)、1回当たり2.8時間のかん水時間から、移動回数が5回となり、移動による労働時間軽減が方式決定の最大要因であるため、埋設定置式とした。

散水器(スプリンクラー、ヘッド)は土質が砂でIb

=200mmを越えること、かんがい期の平均風速が3 m/秒程度であること、平坦な大区画圃場であり、作物は野菜であること等の条件から能率的かつ、経済的な中間圧型とした。分類は、回転反動桿方式の全円散水型で、機能は作業圧 2.8kg/cm²、吐出量 26.6ℓ/分、散水径28.1m、仰角22度である。

散水器の配置間隔は、風と散水均等性との関係から実験によって決定した。散水径53%相当の、列間隔15m、散水器間隔15mの正方形配置で地区のかんがい期平均風速3 m/秒程度の条件で、実験を重ねた結果から散水均等係数値85%以上を得ている。この配置による散水強度は、スプリンクラー吐出量 26.6ℓ/分から7.1mm/時であり、砂の場合の許容かんがい強度 30mm/時を満足している。

ライザーの高さは、対象作物のうち、長芋の草丈を基準にH=1.9mとした。またライザーの中間(H=0.9mの位置)にも散水器の取付可能な設備とした。

末端施設は、配管方式を埋設定置式としたことにより、地上には、ライザー及び電磁弁、制水弁の収納BOXと、雑用水、点滴かんがい用の玉形弁のみが地表に出るシステムである。配管の埋設は、営農機械の荷重及び、計画面積の多い葉菜、果菜栽培での耕起に支障がないよう、深さ0.6 m以下とした。また凍害対策として、支線管路末端に水抜きを設けた。

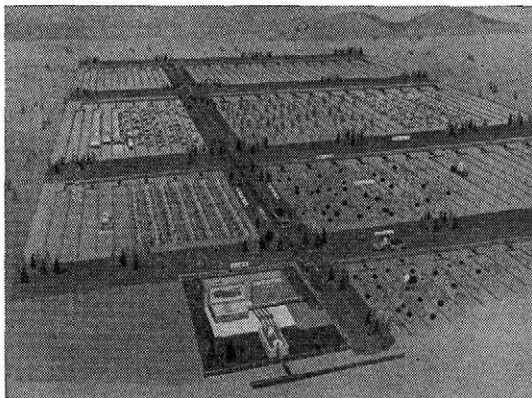


写真-3 圃場内施設概要

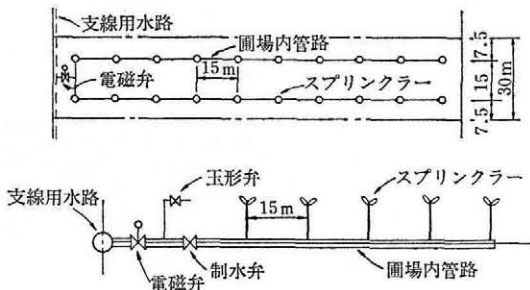


図-3 スプリンクラー配置図

表-7 かんがい計画の諸元

諸元	計画	
	項目	計画
用水諸元	日消費水量	7.6mm
	間断日数	2日
	適用効率	75%
	1回の純散水量	15.2mm
	1回の粗散水量	20.27mm
散水器諸元	器種	中間圧30番タイプ
	ノズル径	4.4mm×2.4mm
	作業圧	2.81kg/cm ²
	吐出量	26.6ℓ/min
	散水径	28.1m
	散水器配置	15m×15m
	散水強度	7.1mm/hr
かんがい計画諸元	1回のかんがい時間	2.8hr
	1日の移動回数	5回
	1日のかんがい時間	14hr
	1セット立上り本数	20本
	1回の散布面積	4,500m ²
	1日の散布面積	2.25ha
	1ローテーション面積	4.50ha
	1セット流量	9.5ℓ/s
	1ローテーション当り流量	9.7ℓ/s

5. 用水管理システム

取入口、揚水機場、吐出水槽、幹線用水路、加圧機場の水の流れに沿った設備全体の統括的な状況把握を行うとともに、農家個々の要望に応じたきめ細かな加圧機場の運転をする等、末端かんがい施設の効率的な利用と管理をするためのものである。

5-1 管理レベルの選定

管理システムには、単なる監視と計測を行なう簡単なものから、プロセスコンピューター、CRT、ラインプリンター等を使用した高度なものまで、いくつかの段階がある。管理レベルの決定に際しては、利便性、経済性から、使用者の技術レベル、かんがい施設の特質等に適合させることが重要であり、本地区では以下に示す用水施設の特質、かんがい期間等の地域性から決定した。

① 取水源の山田川の水位は比較的安定しており、取入

方式も自然取入で取水門の細い調節を要さない。

- ② 揚水機場1ヶ所、吐出水槽1ヶ所、送水路も二つの分岐しかなく、また送配分離がなされた極めて単純な用水系統である。
- ③ 最大取水量も1.85m³/秒と少なく、また送水は、パイプライン方式であり時間遅れがない。
- ④ 加圧機場から末端圃場への電磁弁制御は、制御盤でマイナー監視制御が行なえる。
- ⑤ かんがい期間が5月～9月であり、運転管理の専属技術者を配置しないで土地改良区の職員が担当する。以上から、表一8に示す最も簡単な監視と計測のみとした。

表一8 管理レベル表

項目	施設				
	取水口	吐出水槽	幹線 (南部 北部)	加圧 機場	は場
1) 監視表示 ポンプ運転状態 " 故障 水位異常 散水状態				○ ○	○
2) 計測指示 水位 流量(瞬時値) " (積算値)	○	○	○ ○	○	
3) 制御操作卓 非常停止				○	
4) 記録 流量(積算値)			○		
5) 電話 ジャック式				○	

5-2 用水管理システムの機能

システム監視の主たるものは、屏風山揚水機場内の中央管理室(制御所)から、

- ① 揚水機場の運転を、最適の状態に保持するための主要地点計測値の把握。
- ② 異常、またはアンバランスな状態の早期発見と対応のため、施設の作動状態監視。
- ③ 吐出水槽の水位低下によるパイプへの空気混入を防止するための監視が主なものであり、いずれも監視盤、操作卓による遠方手動制御である。

システムの持っている機能としては、

- ① グラフィックパネルによる監視と表示で、山田川の取入口の水位が正常の範囲にあるか否かの監視、吐出水槽水位がH.W.LとL.W.Lの範囲にあるか否かの監視、ポンプの運転状態故障の監視、散水状態の監視

等。

- ② グラフィック・パネルによる計測指示で、取入口と吐出水槽の水位計測指示、加圧機場、南部幹線、北部幹線の瞬時流量の計測指示、南、北幹線の積算流量計の計測指示。
- ③ 操作卓による制御で、吐出水槽水位がH.W.LとL.W.Lの範囲にあるかによる揚水機場の制御、吐出水槽のL.W.Lになった時の、加圧機場の停止等である。

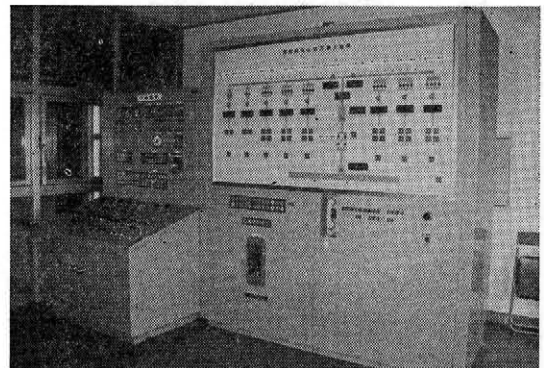
5-3 システム方式の選定と機器概要

遠方監視制御の対抗方式は、本システムの場合子局が8ヶ所と比較的多く、1局当りの監視制御項目は少ない。また、伝送所要時間制限の一括停止の場合の他は、特に問題とするものはなく、非常停止も、符号を工夫して時間を短縮できるので時間上の制約がなく、従って1:N方式とした。

伝送路は無線式、公社線、自営有線の3方式が検討され、ケーブル敷設工事が用水管上に直線的に設置できることと、土質が砂で比較的経済的に施工できることから、3方式の優劣比較で自営有線方式とした。

システム機器配置概要を図一5に示す。揚水機場内の管理室に全系統の運転状態を示すグラフィック・パネルと操作卓が置かれ、遠隔制御リレー盤の親局が設置されている。このリレー盤には、吐出水槽と8ヶ所の加圧機場とが自家専用線で接続されている。各加圧機場には遠隔制御子局用のリレー盤が設置され、この子局盤と加圧機場の各機器は接続されている。各子局は1:N方式にて接続されポーリング方式で、順次に各子局に情報を伝送する方式である。特に優先とする情報は優先割り込みで、ポーリングサイクルに優先して伝送し、しかる後に定常の順序に戻るよう考えられている。

電話は各局共通に、2本の専用線を用い任意の局同志で、ジャック式で接続して使用する形式である。



写真一4 遠方監視制御装置

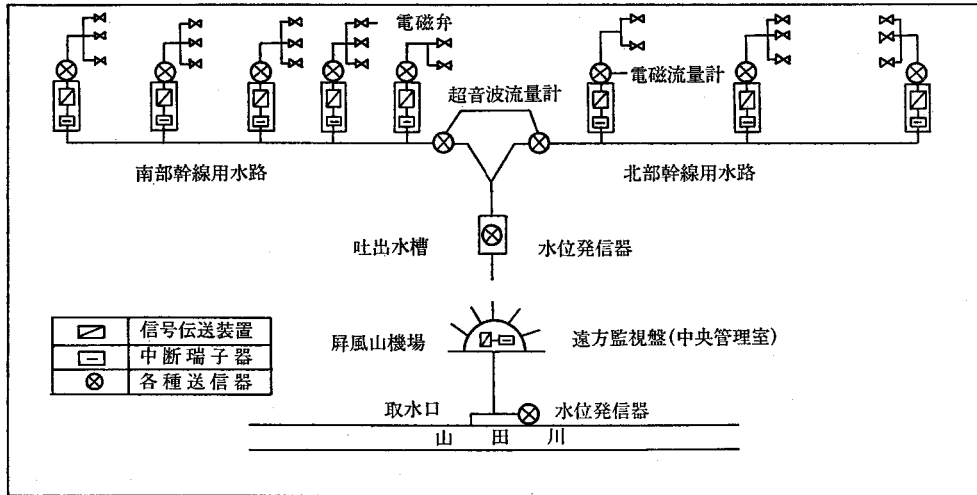


図-4 水系模式図

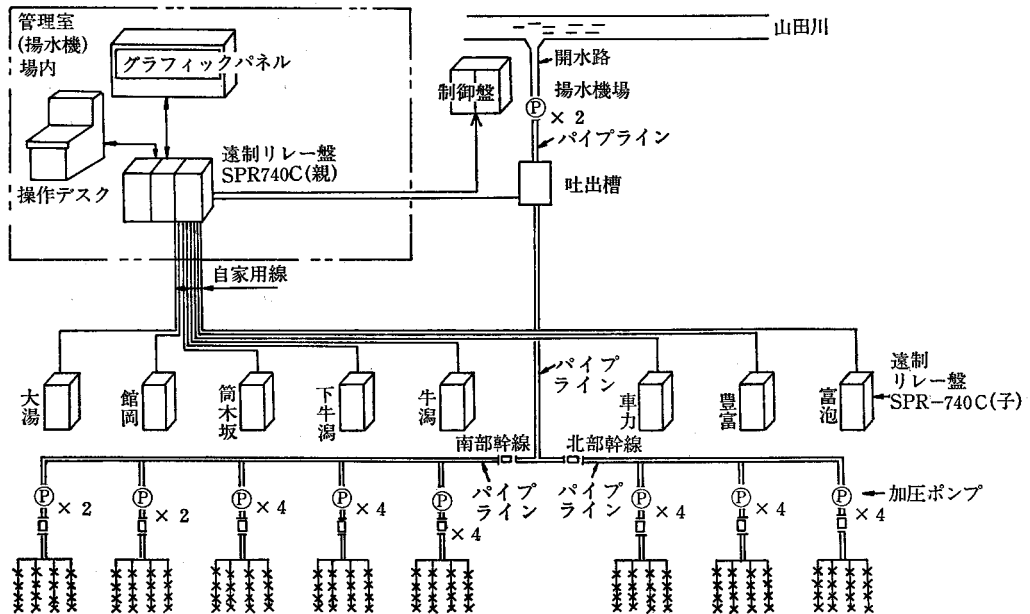


図-5 灌溉設備遠方監視制御システム

6. かんがいの現状

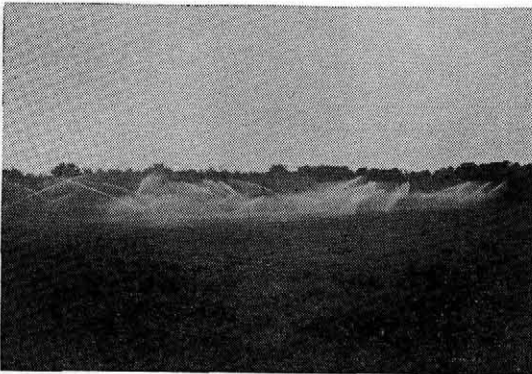
昭和47年度着工，昭和53年度山田川からの新規取水の水利権協議が整うとともに，昭和54年度から本格的にスプリンクラーかんがいを開始した。以後，年次毎に造成が進み現在計画面積 893 haのうち約 600 haのかんがいを実施中である。畑地かんがいについて未開の地域であるため，かんがい初期の54年～55年にかけては認識不足から，施設利用とかん水技術，施設機能と作付計画，施設の維持管理等で，以下に記述する初歩的事項のトラブ

ルを経験している。

- ① 1 散水区 30m×150m の45の支配のスプリンクラー配置と，配分面積（平均110 a）とが一致しないため，隣地間でスプリンクラーを供用する例が多く，施設機能に対応する作付調整の指導が不徹底で，隣接圃場との作目の混在から，散水の要，不要のトラブルが多発した。
- ② かんがい計画の，2 日間中断，1 回 2.8 時間のローテーションかんがいに固執したため，スプリンクラーかんがいで1 回の粗かん水量（20.3mm）が多過ぎ

る。反対に点滴かんがいでは、圃場辺長が150 mと長いことから、末端までかんがいを終えるためには時間が不足と言う、植物生理と水関連へ苦情が多発した。

- ③ 播種、苗の植付、防除用水及び雑用水取水を、かんがいローテーションに合わせられるための、作業待ちが生じた。
- ④ かんがい後、日照によって短時間に、圃場面の砂が乾燥することの不安に対して、土粒子間空隙の大きい砂土の場合、毛管現象が切断されて蒸発作用が妨げられる特性があり、外見程、圃場含水量が減少しない土壌特性と、かんがいについての関連を、十分に説明し、受益者を啓蒙出来なかった。
- ⑤ スプリンクラー配管内の、水抜き指導が不徹底で、ライザー管の凍結による破裂被害が発生した。



写真一五 かんがい状況

以上のような失敗と経験をもとに、農家、営農指導機関、土地改良区、事業主体が各々の立場で供給主導型の施設を利用面でいかに自由度を高めるか、またそのため

に施設の改良すべき点、施設機能の啓蒙と、機能と均衡する作付指導、作物の植物生理とかん水量、施設運営管理等の課題について、各々が取組み、曲折を経て現在は

- ① 埋設定置配管方式のスプリンクラー施設機能に合わせて、隣接圃場間で作目の調整をしている。
- ② かんがい時間、かん水量については、施設を運営管理する土地改良区、各加圧機場単位の営農組合とで、営農指導機関が示した、主要作物別・生育時期別（初期、中期、終期）のかんがい水量の設定値をもとに、農家側の経験を勘案して実施している。かんがい方法としては、午前の9時間は、ローテーションかんがい（自動運転）、この間に、電磁弁制御施設に組み込まれている自・手動（全体の10%が可能）併用システムにより、個別、かんがい要望への対応を行う。午後の5時間は、手動運転とし点滴かんがい、播種、植付け等の農作業への個別対応を基本形としている。かんがい水量、時間については、作物の生育期別等を基本に行っているが、計画7品目の倍数を越える作物が作付されていることと、同一作物でも作期の違い等があり、間断日数が、2日、1日、あるいは、午前、午後各1回、また1回のかんがい時間も、1時間、0.5時間と多様な対応をしている。
- ③ 施設管理については、寒冷地の宿命から、施設の凍結対策は重要で、避けられないものであるが、設計面での配慮にも限界があって、パイプラインでは、自由水面を持つ吐出水槽、加圧機場吸水槽と、管路付帯の空気弁、排泥弁施設等に有効な方法を見い出せなかった。これにより、用水開始期のパイプラインの充水作業と、末端スプリンクラー配管への配水作業、用水終了期のパイプラインからの排水作業と、末端スプリンク

表一九 かんがい実績表

項 目	年 次						摘 要
	54年	55年	56年	57年	58年	59年	
① かんがい面積 (ha)	198	293	421	508	568	592	
② 気 象							
(イ) 有効、降雨日数(日)	30	35	41	28	27	25	5mm/日以上
(ロ) かんがい期、降雨量(mm)	971	551	1,225	554	559	551	5月1日～9月30日
③ かんがい実績							
(イ) 歴 日 数(日)	153	153	153	153	153	153	5月1日～9月30日
(ロ) ポンプ運転日数(日)	97	103	105	117	106	100	
(ハ) 年間、用水量(千 m^3)	253	1,258	1,160	2,506	1,737	2,098	
④ ポンプ運転経費							
(イ) 基本電力料金(千円)	1,708	3,263	6,078	5,846	6,132	6,042	
(ロ) 使用電力料金(千円)	829	3,980	6,142	9,850	9,367	8,877	
(ハ) 直接人件費(千円)	1,530	1,987	2,541	2,766	4,670	5,457	
(ニ) 計 (千円)	4,067	9,230	14,761	18,462	20,169	20,376	
⑤ 10a当り水費							
(イ) ④/①×10 (円)	2,054	3,150	3,506	3,634	3,550	3,441	

ラー配管からの排水作業等、各々の段階で、かなりの時期と費用を要している。また、充水作業による管路トラブル防止と、末端スプリンクラー配管の排水作業洩れとに、慎重な対応をしている。

揚水ポンプ、加圧ポンプの運転と、電磁弁制御については、支障となるものがなく、当初の加圧機場1ヶ所1人配置管理から、現在は2ヶ所の加圧機場（支配面積、約200ha）1人配置管理で運営している。

54年から59年までの、かんがい実績の一部を表-9に示す。表からは、かんがい用水量に比較して、ポンプ運転回数が多いことが目立つ。原因を特定するに至らないが、その多くは、①日照によって、かんがい直後でも圃場表面が乾燥することの不安から、1回当たり少量かんがいを数多く行なったこと。②作目が多いことと、作期のズレから、数多くかんがいを行なう必要とによるものだろう。

かんがい開始以来、営農指導機関共ども、作物の植物生理と土壌水分、かんがい水量を関係づけた、効率的なかんがい方法を模索し、土壌水分測定について、テンシオメーター法、石こうブロックによる電気抵抗法、誘電水分計の三種類で試みたが、粗粒の砂という土壌特性から、有効な定量数値を得ていない。土壌水分の定量について、機械的で簡便な数値を得ることが困難とすれば、今後は、主要作物中に、比較的生育状況を、目で判断し

易い指標作物を求め、別種の方法で得る土壌水分と生育状況との相関を求め、触感法の採用によって、より適正な水管理をして行く考えである。

7. おわりに

以上、畑地かんがいの後進地、東北の一隅で実施中の砂丘畑農業のスプリンクラーかんがいについて述べた。昭和47年着工以来、模索と試行を重ねて計画の70%の進捗を見ているが、施設水準についても、改良点の課題を残しながらも、砂丘農業専門家から、圃場整備、水利施設水準ともに一定の評価を得ている。

昭和59年7月下旬から8月下旬に至る、およそ、1ヶ月余り続いた酷暑と干ばつに、周辺農家が雨を切望していた時、地区のスプリンクラーは、連日、欲するがまま、人工の雨を降らせたが、畑作営農の経験不足の哀しさで、水を高度に利用し、営農に結び付けたとの評価を多くは聞けなかった。

安定した農業経営のために、他の野菜生産地との比較で、市場距離、自然条件等の地域性の劣性を越える覚悟で、砂丘に挑んだ、かつての熱い想いの持続こそが、寒冷地砂丘農業を成功させ得るものであり、その成功が即、砂丘畑スプリンクラーかんがいの真価を決めるだろう。



* 農業土木事業調査設計 *

※ 農業開発事業に関する調査・計画・設計並びに施工管理
海外開発事業に対する農業土木技術のコンサルティング
業務、一般土木事業の調査・計画・設計業務
農業集落排水の新規計画・設計・実施

株式会社 日本農業土木コンサルタンツ

代表取締役社長 岡 本 勇
常務取締役 西 岡 公

本 社 東京都港区新橋5丁目34番4号 農業土木会館4階
TEL 03 (434) 3831~3

仙台事務所 仙台市本町2丁目9番12号 藤ビル2階
TEL 0222 (63) 7595~6

札幌連絡所 札幌市西区手稲金山33-100
TEL 011 (684) 0581

セミシールド工法による推進用鋼管推進の設計施工について

——霞ヶ浦用永・土浦工区（4件工事）施工事例——

伊 藤 征 義*
土 屋 司*

目 次

1. はじめに.....	72	2-7 地盤改良工法.....	78
2. 設 計.....	72	2-8 施工計画.....	78
2-1 地形地質.....	72	3. 施 工.....	78
2-2 推進工法の選定.....	76	3-1 推進力.....	78
2-3 シールド機転用計画.....	76	3-2 作泥材, 滑材, 裏込材.....	79
2-4 併設推進の離間.....	77	3-3 推進管の方向制御.....	79
2-5 推進管の設計.....	77	3-4 シールド機の管理.....	80
2-6 推進力.....	77	4. おわりに.....	80

1. はじめに

霞ヶ浦用水事業は、茨城県西南地域25市町村の経営耕地約75,000haのうち約30%にあたる耕地21,600haに対し畑地かんがい及び水田補給水として最大17.76m³/sを補給するとともに、15市町村に対し最大0.58m³/sを供給する水道用水供給事業及び15市町村に対し最大1.06m³/sを供給する工業用水供給事業から成っている。

上記の計画を達成するために水資源開発公団は、霞ヶ浦湖岸に揚水機場を建設し霞ヶ浦から鬼怒川に至る基幹線水路として、送水路約21km・筑波トンネル約13km・管

水路約17km等約51kmを霞ヶ浦用水事業の一環として施工するものである。

当事業のうち公団施工分については、昭和59年度までの進捗は、送水路約21kmのうち約17km、筑波トンネル約14kmのうち約7kmであり、率にして約41%が完了している。

送水路約21kmは、内径2,200mm 2連の管路で、開削工法により埋管しているが、常磐自動車道、国道等の高盛土で公共性の高い5ヶ所の横断工事は、経済性等を考慮して推進工法により施工した。

この推進工法は、密閉加圧式機械掘シールド機を用い、昭和58年度から昭和60年度現在で、総推進延長637mのうち545mの施工が完了し、92mの1件工事が残っている。

この報文は、これらの推進工工事の設計・施工の概要を紹介するものである。

2. 設 計

2-1 地形地質

当工区は、常磐線土浦駅の北約5kmの所を中心にはほぼ西北西～東南東方向に延びる約5kmの区間で、標高27m前後の台地である。この台地は一般に常総台地と呼ばれているものであり、表層2mが茶褐色の関東ローム層、直下から深度3.5m付近までが乳褐色の常総粘土層、以下10m前後までN値10前後以下のゆるい礫混り砂層が分布する。

この礫混り砂層は洪積世後期（約10万年前）に当時の鬼怒川水系の氾濫によって推積した竜ヶ崎層に相当する

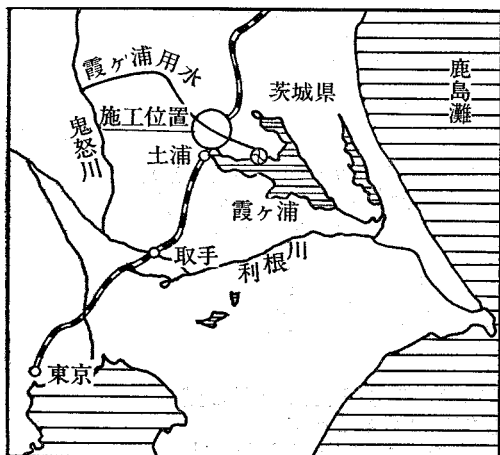


図-1 位置図

*霞ヶ浦用水建設所

と考えられる。

本層の下底は標高14m前後で平坦になっている。

常磐自動車道付近から南東部では本層に代わって、これより古い成田累層に属すると考えられる地層が分布する。

この層は、砂、砂礫、粘性土の互層状をなしているが、その下底は標高10~12mと竜ヶ崎層よりやや低くなっている。

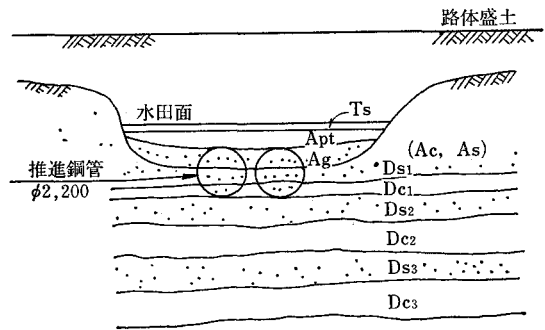
竜ヶ崎層及び成田層の基盤は下総層群の下部に該当すると考えられるもので、シルト層を挟在する微細砂を主とする。

送水路路線の低地部は、上記台地を開析する谷地形を示すもので、標高24mから8mと漸次標高を下げるものである。

地質構成は表層1.6~2.6m迄が含水比400%前後の腐植上層、以下4m前後までが $N \leq 10$ 以下のゆるい砂（礫混り）層及び粘性土で、主として低位段丘堆積物か沖積層と考えられるもので、これ以下の基盤は上述した竜ヶ崎層ないし成田層となっている。

地下水は、標高24m以下の低地部ではほぼ地表付近から湛水している。

以下地形地質の模式図を図-2に、土質の物性値を表-1に、粒度分布を図-3に示す。



地質名		記号
沖積層	粘土	Ts
	腐植土	Apt
	砂質土	As
	礫混り砂	Asg
	および砂礫	~Ag
洪積層	粘性土	Ac
	砂質土	Ds
	粘性土	Dc

図-2 地形地質模式図

表-1 各土質の物性値

項目 土質分類	密度 (t/m^3)		含水比 Wa (%)	比重 G_s	液性 界限 W_L	塑性 指数 I_p	細粒分 含有率 F.C (%)	内部 摩擦角 ϕ°	粘着力 C t/m^2	透水性 係数 K cm/s	N値	日本統 一分類
	湿潤 γ_t	飽和 γ_{tsat}										
Ts	1.24	1.24	75	2.4	90	50	65	0	10	(10^{-4})	0	OH
Apt	1.12	1.12	450	2.13	400	150	90	0	12	水平 KH-4 5×10^{-4}	1	Pt
Ac ₁	1.46	1.46	97	2.69	100	50	95	0	50	(10^{-4})	2	CH
Ac ₂	1.46	1.46	97	2.69	(100)	(50)	(90)	0	80	(10^{-4})	3	(CH)
As ₁ ・As ₂	1.9	1.9	32	2.69	—	—	10	26	0	10^{-3}	9	S-M
Asg	1.9~2.0	1.9~2.0	22	2.69	—	—	10	28	0	10^{-2}	12	S-M SM SP
Ag	1.9~2.0	1.9~2.0	16	2.69	—	—	10	32	0	10^{-2}	21	G-M GPu SM
Ds ₂	1.9	1.9	28	2.69	—	—	10	38	0	10^{-3}	35	S-M SM SPu
Ds ₂	1.9	1.9	—	—	—	—	10	42	0	—	48	—
Dc ₂	1.6	1.6	50	2.69	(100)	(50)	(90)	0	10	(10^{-4})	33	(CL ~CH)
Ds ₃	1.9	1.9	—	—	—	—	10	43	0	—	55	—
Dc ₃	1.6	1.6	50	2.69	80	30	90	0	10	(10^{-4})	13	CH

表-2 工法別比較表

項目	機種					
	手掘式	掘削機付	回転式 カッター式	密閉加圧式	泥土加圧式	泥水加圧式
1 工法の基本的な特徴	自立性のある土質に適し、口径・土質・施工条件に応じた各種の山留機構等を使用し、人力により掘削を行う。	自立性のある土質に適し、パケットタイプの掘削機により掘削する。	自立性のある土質に適し、カッターホイールの面板、スポークにより山留を行いながら掘削を行う。	パルクヘッド前面のチャンパ内に充填された掘削土砂により保持しながら掘削を行う。	掘削土砂に作泥土材を注入し、強制的に混合攪はんし、不透水性に優れた泥土に変換させたものをチャンパ内に充填させ、切羽を保持しながら掘削を行う。	パルクヘッド前面のチャンパ内に泥水を送水充填し、泥水圧及びカッターホイール面板により切羽を保持しながら掘削を行う。
2 切羽の安定	地下水位が高く湧水を伴う場合には、一般に圧気、薬液注入、ディーブウエル等の補助工法を必要とする。		(1) 面板及びスポークにより山留を行う。 (2) 地下水位が高く湧水を伴う場合には、一般に圧気、薬液注入、ディーブウエル等の補助工法を必要とする。	(1) 切羽の保持は、パルクヘッド前面チャンパ内に充填された掘削土砂により行う。 (2) チャンパ内に充填された土砂の土圧を、パルクヘッドに設置した土圧計により検出し、その値が切羽土圧に見合う値を保つように掘削土量とスクリーコンベア排土量のバランスを制御する。	(1) 切羽の保持は、パルクヘッド前面チャンパ内に充填された掘削土砂により行う。 (2) チャンパ内の泥水性を圧力検出器により検出し、その値が切羽水圧 + 0.2 kg/cm ² 程度を保つよう、掘削中はP1ポンプの速度制御、停止中は切羽水圧保持バルブにより自動制御する。	
3 適応土質	自立性のある、地下水位の低いローム、粘土、シルト及び砂礫層。			掘削土砂が流動性を有し、安定した制御を保つには、掘削地山はシルト、粘土分が少なくとも10%以上含まれていることが必要である。また、20~30%以上含まれている場合は最適である。	掘削土砂に作泥土材を注入し、強制的に混合攪はんし、不透水性に優れた泥土に変換させたものをチャンパ内に充填させるため土質の適応範囲は広い。	(1) 自立性に乏しく、地下水位の高い滞水砂層、滞水砂質シルト層、砂礫層 (2) 掘進中の切羽の安定性から掘削地山にシルト、粘土分が10%以上含まれている場合は最適である。
4 排土及び後方設備	(1) ベルトコンベア+ズリトロにより行う。 後方設備としては、 ・立坑ズリ出し設備 ・ホッパー (2) 一般残土として処理できる。			(1) 排土の性状はチャンパ及びスクリーコンベア内で圧密止水されるのでダンプ積み可能な状態。 (2) スクリーコンベア+ズリトロにより排土を行う。 後方設備としては ・立坑ズリ出し設備 ・ホッパー	(1) 流体輸送のため、能率よい排土ができるとともに自動化が容易。 (2) 流体輸送を行うためのポンプ設備が必要。 (3) 搬出土砂をダンプ積み可能な性状とするために、泥水処理設備（一次処理、二次処理）を必要とする。	

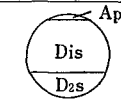
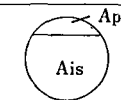

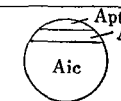
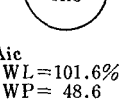
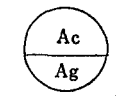
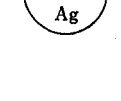
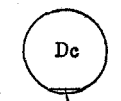
①	施工場所	延長	管径, 本数	土かぶり	地質	粒度特性	均等係数	含水比	N値	透水係数	セメント断特性	備考
①	常磐自動車道 (道路公園)	100m	推進鋼管 φ2,200×2連 @6m×34本	Max 15m Min 5.7m	腐植土 レキ混り細砂 (Dis) レキφ<50mm (円レキ)	Dis レキ 10% 砂 73 シルト 17 粘土	30	22~24%	10~15	10 ⁻³ ~10 ⁻⁴ cm/s (粒度から推定)	φ=26~28°	
②	県道土浦八郷線	28.5m	推進鋼管 φ2,200×2連 @6m×10本	Max 10.5m	腐植土 (Apt) レキ混り粘土質細砂 (Ais) レキφ<10mm	Ais レキ 1% 砂 84 粘土 15	3~6	30%	6~8	2×10 ⁻⁵ (現場試験)	Aisφ=30°	 Aic WL=100.6% WP=45.2 IP=55.3
				Min 5m	腐植土 (Apt) 砂レキ (Ag) レキφ<10mm 粘土 (Aic)	Aic 砂 2% シルト 45 粘土 53	—	90%	Ag 5 Aic 2~3	Aic c=6t/m ²		
③	国道6号線	62m	推進鋼管 φ2,200×2連 @6m×20本 @4m×2本	Max 8m	腐植土 (Apt) 砂レキ (Ag) シルト (Aic)	Aic 砂 2% シルト 47 粘土 51	—	97%	Ag 3 Aic 1	Aic c=8t/m ²		
				Min 2.5m	腐植土 (Apt) レキ混り細砂 (Ais) レキ レキ混り細砂 (Dis) φ<50mm	レキ Ais Dis 砂 5 13% シルト 89 79 粘土 6 8	3~4	16~20%	Ais 13 Dis 29	Ais φ=29° Dis φ=40° Aic 2.5×10 ⁻³ (現場試験)	 Aic WL=101.6% WP=48.6 IP=53.0	
④	市道1級9号 (国体道路)	82m	推進鋼管 φ2,200×2連 @6m×28本	Max 16.2m	砂混り粘土 (Ac) レキ混り粗砂 (Ag) レキφ<30mm	Ac 砂 45% シルト 55 粘土	—	Ac 33%	Ac 3 Ag 5~7	Ac c=9~10t/m ²		
				Min 2.5m	細砂 (As) レキ混り粗砂 (Ag) レキφ<30mm				Ag 14 As 3			
⑤	国鉄常磐線 および 県道	46m	推進鋼管 φ2,200×2連 @6m×16本	Max 14.2m Min 9m	粘土 (Dc)	Dc 砂 1% シルト 60 粘土 39	—	45.8%	15~17 (硬質)		 Dc WL=52.3% WP=36.9 IP=16.4	

表-3 施工場所別地質一覧表

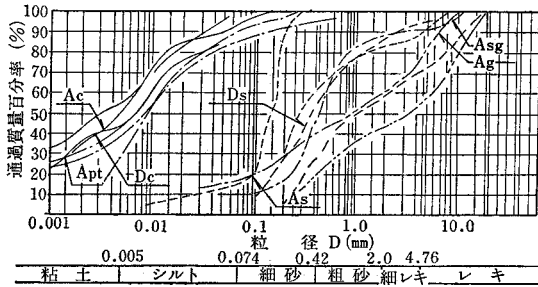


図-3 粒度分布

2-2 推進工法の選定

(1) 推進工法の分類

推進工法は、掘削方法、掘削機械及び補助工法等により種々の工法に分類されている。

以下表一に工法別比較表を示す。

(2) 施工区域の地質特性

推進区間に、沖積層開析谷の上流部に位置する常盤自動車道から下流部に位置する国鉄常磐線までの約5 kmの区間で5ヶ所あり、その地質は、腐食土層・沖積砂礫層・沖積粘土層・洪積砂層・洪積粘土層と、変化に富んでおり表一に一覧表として示す。

(3) 工法の選定

工法選定上で制約となる条件を列記すれば、次の通りである。

(公共性の高い道路等の横断箇所である。)

- 掘削断面が外径で2,350 mmである。
- 地下水圧が切羽で0.3kg/cm²以上ある。
- 地質は切羽上部が腐食土で、以下砂層及び粘土層である。
- 最小土被りが2.5 mで、地表は水田もしくは蓮田で腐食土層から成っている。
- 推進延長が30~100 mである。

以上の事をふまえて各工法について検討を加え密閉加圧式機械掘削セミシールド工法を採用した。以下にその経過を記す。

① 圧気工法

最小土被りが2.5 mと浅く、高含水比の腐食土層からの漏気が生ずるおそれがあるので危険である。

② 薬注工法

腐食土層・砂層・粘土層と地質が複雑で、適切な薬液がなく工費も高い。

③ ディープウェル工法

排水圧密により盛土の沈下が生じる。

以上の理由により補助工法を必要とする手掘式・機械掘削式・回転カッター式の各工法は不適当であるので、面板型のシールド機によるセミシールド工法について検討する。

④ 泥水加圧式セミシールド工法

推進延長が最大100 mで流体輸送の利点が少なく、泥水処理設備費及び処理費が割高となる点と、上部腐食土層からの逸水及び洗掘の危険性があり不適当である。

⑤ 泥土加圧式セミシールド工法

最適な工法であるが、後述する密閉加圧式セミシールド工法と比較してシールド機の製作費が少し高い。

⑥ 密閉加圧式セミシールド工法

地下水圧に対抗するために、粘性付与材(粘土)の注入及び排土口にロータリーフィダーを装着すれば、機能的には、前述の泥土加圧式とほぼ同等の機能を有し、なおかつ機械の製作費が少し安いので本工法を採用する。

2-3 シールド機転用計画

土浦工区のシールド機転用計画は、次の通りである。

(1) シールド機製作 昭和58年4月~昭和58年9月

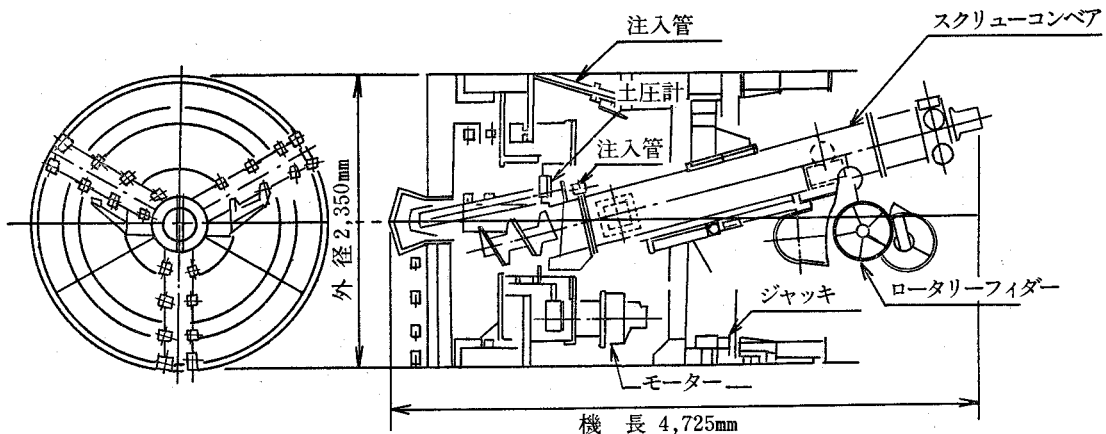


図-4 密閉加圧式機械掘削シールド機

- (2)常磐自動車道推進工 昭和58年10月～昭和58年12月
- (3)県道土浦八郷線推進工

昭和58年12月～昭和59年1月

- (4)国道6号線推進工 昭和59年1月～昭和59年3月
- (5)シールド機保管 昭和59年4月～昭和59年12月
- (6)市道1級9号線推進工

昭和59年12月～昭和60年3月

- (7)シールド機保管 昭和60年3月～
- (8)国鉄常磐線推進工 昭和60年度(予定)

2-4 併設推進の離間

併設トンネルでは、トンネル相互のゆるみ範囲が重なると応力干渉により予想以上の土圧が発生する。

したがって、ゆるみ範囲が接触しないよう離間を決定しなければならない。

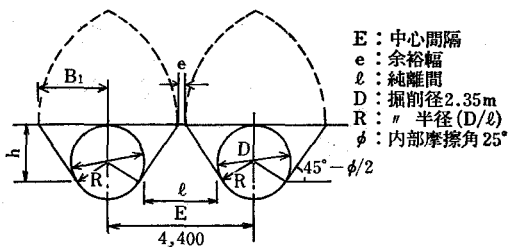
計算式は、一般に用いられている砂質土のアーチング効果を考慮したテルツァーギ公式を用いた。

計算式中の土の内部摩擦角及びゆるみ範囲の考え方は、次の通りである。

- (1)内部摩擦角は、N値よりの推定値である。
- (2)ゆるみ範囲には、粘着力を持った沖積粘土及び腐食土が含まれている。
- (3)開削区間の併設管路の離間は、3.25mである。

以上のことをふまえて表-1に示す各土質の物性値に基づき内部摩擦角を25度とし、ゆるみ範囲は、接触しないこととして決定した。

また、推進前に発進立坑より採土し三軸圧縮試験(CU)を行うとともに推進管に土圧計を、地山内に沈下計を設置し、ゆるみ範囲の確認後2条目の推進を行うこととし、併設推進の離間を4.4mと決定した。



$$\begin{aligned}
 h &= R \{1 + \sin(45^\circ - \phi/2)\} = 1.175(1 + 0.53730) = 1.806\text{m} \\
 B_0 &= R \cos(45^\circ - \phi/2) = 1.175 \times 0.84339 = 0.991\text{m} \\
 B_1 &= B_0 + h \tan(45^\circ - \phi/2) = 0.991 + 1.806 \times 0.637 = 2.141\text{m} \\
 e &= E - 2B_1 = 4.4 - 2 \times 2.141 = 0.1\text{m} > 0
 \end{aligned}$$

図-5 併設推進の離間

2-5 推進管の設計

推進管の設計に当り管体の強度計算等の基準は、水道用推進鋼管設計基準(WSP-018)に基づいた。なお管の諸元の決定に当り次の点を考慮した。

- (1)口径2,200mmの管厚は、標準管厚19mmとした。

- (2)管外径は、水道用推進鋼管Ⅰ型が2,300mm、水道用推進鋼管Ⅱ型が2,358mmである。

水道用推進鋼管は、中詰のモルタル厚さを変更しても管強度計算上何ら問題はなく、またⅠ型、Ⅱ型とも優劣はないので、シールド機の外径に合わせて管外径を2,350mmとして決定した。

- (3)管の定尺長

管の定尺長は、4.0mが標準であるが、次の点を考慮して6.0mとした。

- ①定尺長が長いほど管の溶接が少なく、1日の施工長が大きくなり経済的である。
- ②製造上9.0m程度まで可能である、運搬費、管吊込設備、発進立坑設備が割高となり経済的な延長とならない。

以上の点により、1日1本の施工サイクルが経済的に実施できる6.0mとした。

2-6 推進力

推進力の算定は、推進ジャッキ設備容量を決定するのみならず、管体のジャッキ推力による応力度の算定や、支圧壁の設計及び支圧壁背面の受動土圧の検討等に関連してくる。

一般に推進力の算定式は、日本下水道協会式、経験式、杭の支持力公式を応用したマイヤホッフ式やテルツァーギ式があるが、推進抵抗は次の要素により構成されている。

- ①推進先端の貫入抵抗力
- ②管体の外周と土との摩擦抵抗

今回の推進工は、セミシールド工法であり、この工法は、「管の先端にシールド機を装備し、シールドジャッキ等により操向を保持しながら掘進し、後部のジャッキによって管を推進する方法である。」としているが、シールドジャッキは方向修正に用いるものとして、推進は総て元押方式とする考えで、前述の①の貫入抵抗力を見込むこととする。

しかし、一般式で示されている刃口の貫入抵抗力と、シールド機の面板に掛る土圧とは異なるので、面板に掛る土圧を想定し初期抵抗力とする2本立とし、実績により修正する方式とした。

②の摩擦抵抗力については、滑材の注入を計画しているが、滑材の効果は特に考慮せず必要があれば実績により修正する方式とした。

以上の点をふまえて次の3式により推進力を算出し、20%の割増を行い推進ジャッキ容量を決定した。

- ①日本下水道協会式

$$F = F_0 + [(\pi Bc q + W)\mu' + \pi Bc C]L$$

各記号の説明は「下水道推進工法の指針と解説」参照。

- ②経験式

$$F = Sqr + (\mu_0 P m \pi D_0 + \mu_0 M)L$$

F : 推進力 (t)

S : 刃口周長 (m)

qr : 刃口単位長さ当りの貫入抵抗 (t/m)

D₀ : 管外径 (m)

M : 管自重 (t/m)

μ₀ : 管と土の摩擦係数

Pm : 管周平均土圧 (t/m²)

L : 推進延長 (m)

③圧力バランス式

日本下水道協会式中の初期抵抗力 F₀ を次式のとおりに考えた。

$$F = F_0' + [(\pi Bc q + W)\mu' + \pi Bc C]L$$

但し、

$$F_0' = \frac{P \pi Bc^2}{4}$$

P : 切羽単位面積当りの推力 (t/m²)

P = 上載荷重 + 土圧 + 水圧

その他の記号 : 上記①に同じ。

2-7 地盤改良工法

推進工の初期発進及び到達時に鋼矢板の鏡切断を行うが、鏡面径が約 2.6 m と大きく滞水層の腐食土及び砂礫層であるため止水と鏡面の自立を確保することとした。

地盤改良工法には種々の工法が開発されているが、改良土層が高含水比の腐食土と砂礫層で地下水流が観測されているため、水ガラス系の薬液注入工法では改良効果の確実性、経済性に問題があると判断し、地盤を積極的に切削混合し土中にセメント系の固結体を造成する攪拌注入工法を採用した。

地盤改良強度は、鏡面が自立するに必要な強度に安全率を見込み 3 kg/cm² とし、施工に当り改良土層より資料採取を行い、室内配合試験により最終的にセメント量を決定する方式とした。



写真-1 鏡切断整形

2-8 施工計画

施工計画の概要を示せば、次の通りである。

①推進は、元押ジャッキで推進する。

②シールド機のジャッキは、方向修正用とする。

③推進時にシールド機前面の土圧を管理し、ロータリーフィーダーからの排土量で土圧を調整する。

④排土は、管内に 7 m のベルトコンベアーを設置し門型クレーンで土砂バケットを吊出しホッパーに投入、ダンプ運搬捨土とする。

⑤滑材と掘削土の作泥材は、粘土を主材とし配合は掘削土の粘土量により決定する。

⑥裏込材は、セメント 500 kg の標準配合とする。

⑦日進量は、6 m を標準とする。

写真-2 推進工法の施工状況 (グラビア参照)

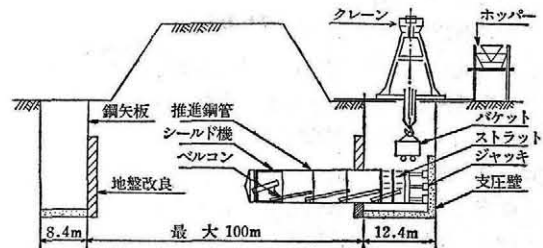


図-6 施工略図

3. 施行

3-1 推進力

推進力の実績を図-7、図-8 に示すがいずれも設計推進力の範囲内で施工が可能であった。

推進力は、地質条件や滑材の配合及び注入量のみならず方向修正による推力の増大が大きく拘わって来る。

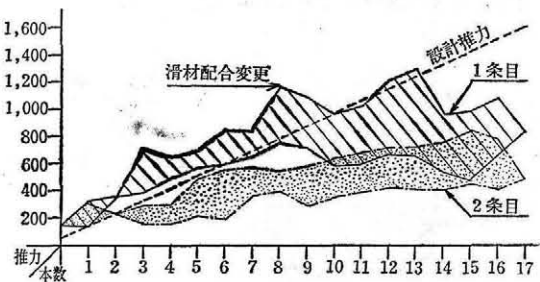


図-7 常磐自動車道推進力図

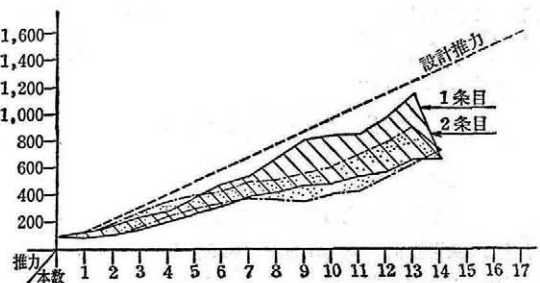


図-8 市道推進力図

今回の施工工区は総て管頂部が軟弱な腐食土層であるため管が上方に移動する点を当初心配していたが、特にその傾向は無かった。しかしシールドジャッキを用いて方向修正を行う時期及び修正量により大きな推進力が必要となる場合があるので、セミシールド工法で推進用鋼管を用いる場合の最も重要な点であると思われる。

3-2 作泥材、滑材、裏込材

当初施工工区は、ベントナイトを用い作泥材を作っていたが、産業廃棄物処理の規制もあり粘土に変更した。実績を表-4に示す。

滑材、裏込材は、一般に用いられている配合で注入し、注入量は表-5、表-6に示す通りで設計値を上ま

表-4 作泥材注入実績

施工位置	配合	注 入 量	
		設計値	実 績
常磐自動車道	ベントナイト250# 150kg/m ³	520ℓ/m	905ℓ/m (174%)
国道6号		"	—
県 道		"	—
市 道	粘土250# 200kg/m ³	610ℓ/m	677ℓ/m (111%)

表-5 滑材注入実績

施工位置	配合	注 入 量	
		設計値	実 績
常磐自動車道	ベントナイト250# 100kg/m ³	151ℓ/m	187ℓ/m (124%)
国道6号	マッドオイル 40ℓ/m ³	同 上	—
県 道	ハイゲル 2kg/m ³ CMC 2kg/m ³	同 上	—
市 道	粘土 250# 200kg/m ³ 以下同上	同 上	161ℓ/m (107%)

表-6 裏込材注入実績

施工位置	配合	注 入 量	
		設計値	実 績
常磐自動車道	普通ポルトランド セメント500kg/m ³	226ℓ/m	233ℓ/m (103%)
国道6号	フライアッシュ 250kg/m ³	同 上	282ℓ/m (125%)
県 道	ベントナイト250# 100kg/m ³	同 上	282ℓ/m (125%)
市 道	洗 砂 300kg/m ³ 分散剤 2kg/m ³	同 上	234ℓ/m (104%)

わった。施工管理は、注入量、注入圧力を日記管理する方式とした。

3-3 推進管の方向制御

方向制御については、推進設備と推進方法が必要な要素となっている。

(1)反力壁

反力壁は、全推力に耐える構造とするのみならず後方の受動土圧が十分得られること、及び壁体の変位しないこととし、推進方向に対し直角に配置する。

(2)推進台

推進台の構造は、変形等が生じない構造とし、方向、標高、勾配が正確にセットできるとともに上下左右に変位しないよう配慮する。

(3)推進用ジャッキ

ジャッキの配置は、上下左右が対称となるよう配置し、推力及びジャッキスピードが同一となるよう調整する。

(4)シールド機の発進

シールド機の初期発進で、推進用鋼管を用いる場合の配慮すべき事項はシールド機後方の鋼管が一体構造となるため方向修正が自由に行えないことである。

注意事項としては、①推進台の長さを発進鏡面にできるだけ近づけて設置する、②地盤改良を行った鏡面は初期偏位が生じないようにシールド機の面板形状と一致するよう整形する、③初期推進のスピードは小さくし、常に方向を正確に測量する、④地盤改良強度は、シールド機の重量に十分耐えられる事を確認することがある。以上の点に注意し正確な初期発進を行う。

(5)推進中の方向修正

方向修正での配慮すべき事項は、前述したように推進用鋼管が一体構造となるので急な方向修正ができないことである。

方向修正の注意事項としては、①推進スピードを小さくする、②修正は急激に行わず、修正後の方向が計画線と平行となる前にシールドジャッキによる修正を中止して、シールド機の姿勢と推進管の姿勢を正確に測量し、その後の変位により次の修正方法を決定する。

③方向修正時には、測量を密に行い常にシールド機と推進用鋼管の姿勢を図化管理する。

方向修正の事例として推進時の蛇行と工事完了後の蛇行を図-9、図-10に示す。

3-4 シールド機の管理

工事休止期間におけるシールド機の保守点検管理は、シールド機製作メーカーのサービス工場と保管契約を結

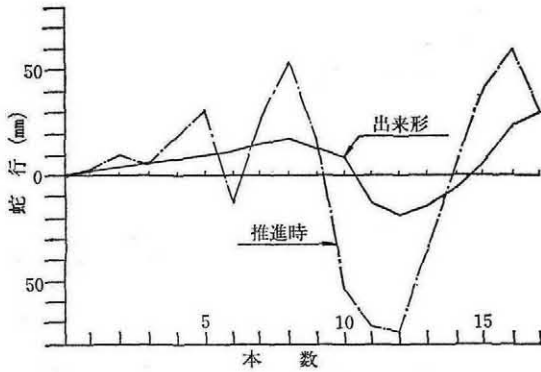


図-9 中心線蛇行図

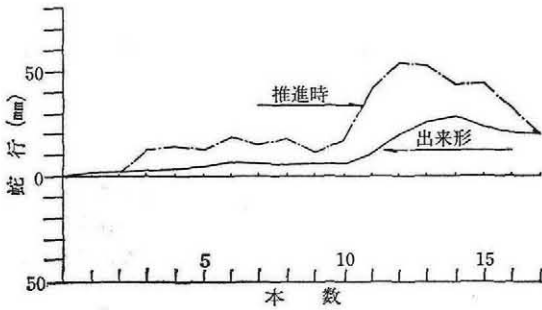


図-10 縦断蛇行図

び管理している。

点検修理等については、カッタービットが位置により摩耗の程度が異なるので位置を取替えた程度であり、部分的オーバーホールとしてテールシールの分解点検を行ったが異状はなく良好な運転状態を保っている。

4. おわりに

霞ヶ浦用土浦工区で採用したセミシールド工法は、公団として初めて採用した工法であり種々検討すべき点もあるが現在 545 m、4ヶ所の施工は無事に完了した。

今後同様な工法を検討するに当り、多少でも参考になれば幸いである。

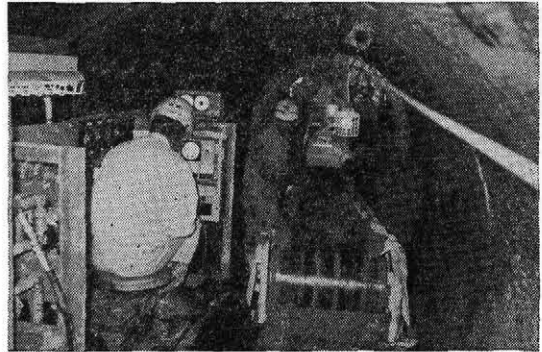
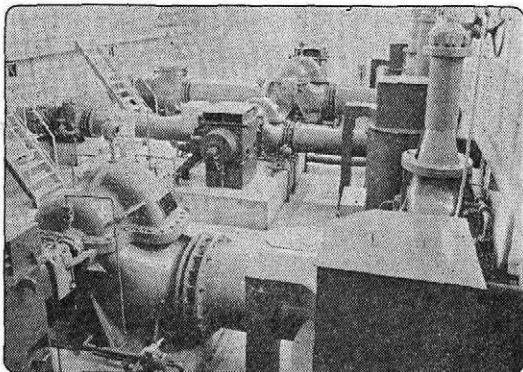


写真-3 推進先端部



揚水用両吸込うず巻ポンプ、口径：900×800mm、370KW
農林水産省関東農政局 新宿揚水機場納



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 (大代)

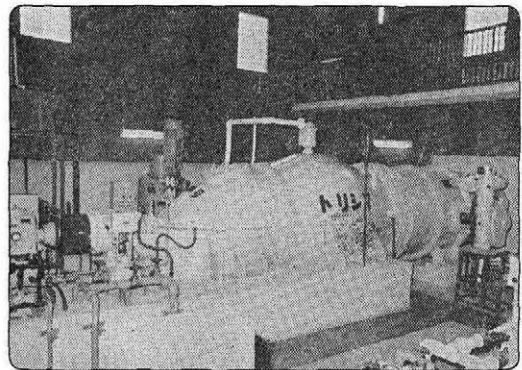
営業所 大阪、東京、名古屋、福岡、札幌、仙台、
広島、高松、那覇

出張所 佐賀、宇部、新潟、横浜

荒野を
みのり豊かな
大地に

**トリシマ
ポンプ**

トリシマの
使命です



排水用横軸斜流ポンプ 口径：1600mm、500PS
広島県尾道農林事務所殿 両名排水機場納

中山間地帯における町づくり

—藤沢地区国営農地開発事業とともに—

佐藤 守*

目 次

(1) 藤沢町の概要……………81	(8) 町行政の対応……………83
(2) 過疎化の進展と農業ばなれ……………81	(9) 地域営農計画の概要……………84
(3) 地域集落の変容……………82	(10) 農業基盤の整備の取り組み……………85
(4) 地域農業の崩壊……………82	(11) 地域産業の再編成……………85
(5) 町民総参加の町づくり……………82	(12) 農工テクノポリスの町づくり……………85
(6) 町づくりの基本の設定……………82	(13) おわりに……………86
(7) 進めた町づくりの手順……………83	

(1) 藤沢町の概要

藤沢町は岩手県の南端に位置し、宮城県に接した北上山系の最南端にあり、西端を北上川が貫流している。

東西16.0キロメートル、南北14.7キロメートルのほぼ三角形をなしており、面積122.66平方キロメートルを有し、その約60パーセントが山林原野であり、わずか20.3パーセントの北上川支流の沢水系の合流点に耕地が開け、68余りの自然集落が点在している農山村である。

気候は年平均気温が10.7℃と岩手県内では最も温暖な地区に属し、平均降雨量も1,160ミリと少ない地区であるが、小盆地を形成しているため年間を通じての寒暖の差が比較的大きい。

又、地質は殆んどが秩父古生層、中生層の粘板岩であり、他は火成岩や沖積層となっており、地勢は平均海拔が167メートルであり、0～100メートルが24パーセント、100～200メートルが50パーセントと比較的標高差は少なく、又、傾斜区分別の割合は、地形的に波状丘陵台地を呈しているが、0°～8°が15パーセント、8°～15°が29パーセント、15°～20°が48パーセントと緩やかであるなど「開発可能地」を多く残している。

一方、降雨量が少なく、保水力の豊かな山群を持たない本町は、水資源が決して豊かとはいえず、しばしば夏期の水不足を招き、日常生活や農作物に甚大な被害を生じる事もあり、水資源の確定が緊急の課題となっている。

(2) 過疎化の進展と農業ばなれ

① 過疎化の進展

昭和30年に1町3カ村が合併した当時の人口16,398人が45年には23.4パーセント減の12,561人となり、46年は過疎地域の指定を受けたところである。

この急激な過疎化の殆んどは中学や高校の新卒青年層の流出であり、産業もない希望の少ない農村部から魅力あふれる都会への人口の移動であった。

これは、国の拠点開発の恩恵を受け繁栄する都会とその恩恵に浴しえなかった過疎地を含めた地方との「地域間格差」が経済の高度成長とともに大きくひらき、就労の場が乏しく、所得の低い、しかも都市的・文化的居住環境の整備の遅れた農村から、2次、3次産業の盛んな都市へ将来性と高い所得を求めて流出したことであり、郷土愛、土着性という最後の歯止めをもっても防ぎきれなかった大きな時代の流れであった。

② 農業ばなれ

本町の農業は、歴史的にもおかれていた地理的・自然的条件からみても基幹産業と位置づけられているが、その実情は農家1戸当りの耕地面積が0.96ヘクタールと零細であり、その中で水稲、畜産、養蚕等の複合多角を余儀なくされていたため、所得水準が国の58.6パーセント、岩手県の73.9パーセントと低く、特に高度経済成長の中ではこの格差がさらに広がり、農業収入自体では生活が維持できないことが明確になるにつれ、過疎化の進行とともに他産業へ就労するなど、農家個々の兼業化が進み、全町世帯の8割を占める農家世帯の9割が兼業農家となり、しかも第2種兼業農家が過半数に至るなど農業離れが進んでいった。

加えて800人もの世帯主が現金収入を求めて1年のうち半年は都会へ出稼ぎし、又、土木作業員等の日雇いに

*岩手県藤沢町長

出る人も徐々に増えていった。

(3) 地域集落の変容

これらによって最も変容したのが「地域集落」であった。

従来、同じ目的の農業経営集団や共通の生活基盤で結ばれていた地域が衰退し、形骸化し、農村のもつ伝統的な地域福祉社会が次第に崩壊していったことである。

一つには農家個々の就業形態が分化し多様化した事から画一的な農業をベースとした就業構造が崩れ、農家経営の細分化をもたらし、農家相互が異なった営農を行い、しかも農家自体の中でも若者や婦人が他産業に就労する傾向が強まり、残った中高齢者が農業に従事するケースが増えた事である。この結果、混住化が進み、“ゆい”などの農家相互間の共同扶助意識がうすれ、連帯感がくずれ始めたのである。

更には共有山林や共有施設に対する価値感や必要性が多様化し、それにつれて地域の連帯意識がうすまり、講や頼母子の慣習やまつりがすたれ、むらの生活文化、娯楽が衰退し、これらによってまとまりを見ていた地域の人々の心がバラバラになり、自己中心の意識が高まり、人心の荒廃を招くに至った。

(4) 地域農業の崩壊

この地域集落の変容は「地域農業」の崩壊を早め、さまざまな面で悪影響をもたらした。

まず農村からの労働力の流失は農業振興エネルギーの流失であり、何をするにも人手が足りなく、これに伴い経営形態の厳しい見直しを迫られた事である。

更に兼業農家の増大は集落内で同じ目的の農業を営むという等質性が失われ、集落機能がくずれたばかりか、粗放経営や手抜ききの農作業をもたらし、農地の荒廃や遊休農地の増大を招くなどの現象が顕著にあらわれた。

一方、他産業への就業が進むにつれ、農作業を片手間に限られた日数で集中的に消化する風潮が強まり、農業機械の発達と相まって、経営規模を度外視した高額な農業機械が競って導入され、機械化貧乏の農家が増え、中にはこれによって倒産する農家が見られた。

加えて、高度経済成長の世相を受けて農村部の土地価格も高騰し、これによって意欲的に経営規模を拡大しようとする専業農家の土地取得にブレーキがかかり、意欲がそがれたばかりか、農村全体の兼業化が進む中で、孤独化を招く結果ともなった。

このように混住化が進み、地域の連帯感がうすまり、「地域農業」が崩れるにしたがって、農村を支えていた「地域コミュニティ」がゆらぎ、それと同時に地域の文化や信仰もうすれ、人々の和、共同でむらを支える気運が衰退し、精神的な動揺が高まり、活力が失われるなど

まさに町の歴史の中でも最悪の状態であった。

(5) 町民総参加の町づくり

しかし、過疎に疲弊し、その原因を他に転嫁することはたやすいが、地域の復権と発展による過疎からの脱却は自分達の置かれた危機に対する意識の共通理解と結集なくしては不可能であり、地域の盛り上がりにより失われた連帯と共同と信頼を再構築する必要があるという見直し気運の中で、“藤沢はどうなるだろう”“なんとかしなければ……”という声が全町的に高まりを見せ、危機感が広がっていった。

それを受けて、今までの町づくりの反省と民主主義の原点に立ち帰り、真の住民自治の展開が必要と考え、地域住民を町づくりの客体から主体に据え、町民総参加の町民による町民のための町民手づくりの町づくりを基本に進める事とした。

これは地域の発展は常にその地域のもつ特性を生かした創造的未來像の確立が不可欠であり、又、住民の行政への濃度の高い参加により、住民意識の高揚が図られ郷土愛や活力が醸成することから、新しい時代に即応した共通の未來像を全町民の英知と総意を結集して町づくりを進めようとしたのである。

具体的には、町の将来のあり方についての町民意向調査を実施し、「町政懇談会」や「町長と語る会」、「職員相互研修会」を開催し、又、公民館活動などを通じて町づくりの手順を共通理解と確認の上、進めたのである。

特に町づくりの手順の要に当るのは43の集落(行政区)ごとに「自治会」が昭和49年に結成され、発足したことであった。各自治会が自らの地域の振興計画(部落ミニ計画)を作成し、町づくりの計画から実施までの実践母体となり、新しい時代に即応した地域コミュニティとして、町行政と密接に連帯した活動を展開したことであった。しかも、自治会は本源的に地域集落の自主的組織であって、町行政の下請機関ではなく、行政区とは別個の機能を果たすものとして活発な活動を行っている。

(6) 町づくりの基本の設定

無気力と倦怠感にみちた沈滞ムードの地域集落の建て直しを、地域住民の意向と合意の中に「自然と調和」する地域開発と、そこに進む人々と行政が一体となって支え合う「新しい時代に即応するコミュニティの創造」を目標にかかげ、藤沢に生まれ、藤沢に学び育ち、藤沢に住み、生涯が「生きがい」に満ちた、誇り得る郷土ふじさわづくりを基本とした。

又、藤沢町は、農業以外によって立つ産業の基盤を求めることができないという客観的な分析を踏まえ、「農業立町藤沢」を共に確認し、農業を取りまく厳しい諸条件を乗り越え「未来に生きる藤沢」の基本となる農業の

確立をめざした。その具体的な取り組みとして、全農家の参画による「地域営農計画」の作成をはじめとする、地域に住む人々の連帯と協調に求めた地域農業の推進を基調とした。

(7) 進めた町づくりの手順

従来の市町村の振興計画は行政の縦割の中だけで策定され、実施の段階で初めて住民が参加するシステムが多かった事から、何かと問題が派生した。その反省と地域振興の原点に立ち帰り、計画から実施まで住民を主体に据えた、住民による住民のための地域、集落ごとの振興計画（ミニ計画と呼ぶ）の策定を昭和49年に43の全集落で一斉に開始したところである。

これは昭和60年度を目標年次に10カ年間の計画であり、その内容は、地域の生活環境整備構想、生産基盤の整備構想、社会福祉の開発と整備、地域文化の発展と創造、地域産業の発展と創造など多岐全般に亘り各集落ごとに住民総参加により策定され、当然、160名の役場職員が各地域を分担して、地域住民の一員として、又、役場とのパイプ役として積極的に参加し、展開されたのである。

この結果、各集落より提出されたミニ計画の総額は178億5千万円余りにも達し、特にこの中で道路の整備が50パーセント近くを占め、他に医療施設や水道整備、集会施設の建設が多く、農業関係の計画も4分の1に及んだ。

この膨大な計画をまとめるため、関連する数地域（旧町村単位）を一群とする調整した計画に集約し、更に生活環境担当の「社会環境整備委員会」を、又、農政面担当の「農政審議会」をそれぞれ諮問機関として設置し検討を開始したのである。この検討結果を職員のプロジェクトチームにより全体集約し、最大限ミニ計画にみられる地域住民の願いを反映させ「基本構想」を改定し、10カ年の町の「総合開発計画」を樹立したのであった。

その際、各論の実施計画については、ミニ計画は即行政施策や実施計画になり得ない事から、国、県施策を総ざらいし、可能な補助事業の導入により財政的面で対応できる極限の行政施策として詰め、策定したのであった。

又、ミニ計画をもとに各自治会毎の「コミュニティカルテ」を作成し、各自治会に返戻し、地域のフィードバックを求めため2年ごとにローリングを行い、2年毎に実施計画を樹立し、新旧事業の絶えまない見直しにより対応する事にした。

同時に、決定した事業計画は、毎年開催される「町政懇談会」や「自治会と行政の連絡会議」で周知徹底が図られ、緊急度の高い事業から実施されるシステムが確立したのである。

(8) 町行政の対応

膨大なミニ計画の中から厳選された事業の実施は、住民とともに進める町づくりであり、その中で特に多くの農家から要望があったことは、従来の農業小団体の補助金及び制度資金の利子補給と併せ運営すると共に、町独自の農業資金手当の方法を求める声が強かったことから、その対応策として「農業振興条例」を制定した。

この条例は、農業者の自主的努力を基本に、その地域に適合する組織的な移行を促がし、経営基盤の強化により近代的農業生産及び流通の拡大を図る中で、農業者の生活水準の向上と豊かな農村社会環境づくりに必要な指導、助言を行うことを目的としたものである。

具体的には、新しい生産組織や既存の組織の組織づくり、体質強化への助成を行ない、農業団体が効果ある施設や機械を導入し、事業を実施する際や、新品種の導入や市場価格を高める事業、品質改良、新技術導入の試験研究など市場開拓に向けた事業に対し助成がなされた。

特に、資金面では「農業経営改善資金」や「農業近代化資金」、「畑作農家振興資金等」、農業振興に必要な資金導入に対して利子補給が行われ、農家個々の負担の軽減が図られたことである。

又、行政の農業振興の方策として、主産地形成に向けた取り組みや農用地の開発、効率的土地利用の推進を図り、農家経営指導の強化や生活環境の整備を行う一方、青年経営者の育成指導や国・県営施策事業に係る受益者への助成を行う事を義務づけたのである。

更に、町地域農業の総合的推進を図る必要があるとのミニ計画の指摘を踏まえ、行政と農業諸団体の農政の一元化とそのパイプ役として、農協と役場から職員を出し合い、更に県の出先機関の農業改良普及所の参画を得て指導及び実施機関として「農政事務所」を設置し、農業関係者、団体、生産組織団体への連絡調整及び農業者の研修の場として、農村地域のコミュニティの醸成の場として活動が展開されたのであった。

又、地域産業や地域文化の創造等地域づくりの城として、町中心部のコミュニティセンターのサブ的施設として43の集落に「部落公民館」が設置され全ての地域づくりの中核施設として多面的な活動が繰り広げられている。

この「部落公民館」の特徴は、町が1館当り120万円の定額補助を行い、地域の各世帯が1戸当り3万～5万円の負担と地域あげでの奉仕作業によりいずれも建設されたものであり、管理運営も地域が自主的に行っており極めて高い活用がなされていることである。

又、地域住民が地域間交流と広く先進地域を見聞し、見識を高め合うための足として「町民研修バス」を公民館に配置し、連日、自治会研修や各種団体等の諸活動、

学習に利用されピストン運行となっており、地域づくりに果している役割は極めて大きく、もはや必要不可欠なものとなっている。

前述したとおり、地方自治体の職員は、任命権者の地域住民に忠誠を誓うという職員のコンセンサスを踏まえ、職員は地域のひとりとして計画から実施まで参画する「地域分担制」が実施されたのである。

又、町地域農業振興計画の基礎資料として、農業の現状分析を行い、それをもとに「農業白書」を発行したのである。

更に、町、農協、畜産農家の共同出資により、畜産指導の一元化と専門性を備えた畜産振興のセンター的役割として資本金5千万円で「藤沢町畜産開発公社」を設立し、51ヘクタールの牧野を切り開き、農家の牛の預託や飼料の供給等の業務を開始したのである。

又、農業立町の町として21世紀に向けて更に発展を目指すべく総合的農地開発を進める必要性から従来の企画課から独立して「開発室」を発足させ、スタッフ、機能とも充実し努め、現在の「開発課」へと強化されているところである。

更に、本町の地域農業を推進し、地域開発のために行政農業諸機関が一体的に進める手順として関係職員間の連絡協調を図るため、役場（企画課・開発室・産業課・農政事務所・畜産開発公社）、農協（企画部・営農部・生産部）、農業委員会事務局・教育委員会（社会教育課・公民館）、農業改良普及所（県職員の藤沢担当）による「五者協議会」を発足させ、今後の本町農業のあるべき姿について真剣な検討が行われたのであった。

一方、地域ごとの「営農意向調査」が実施され、「営農計画」の見直しの中で、住民意向調査結果と同様、営農規模拡大の高まりが全町的なニーズである事が明らかになり、その為、ミニ計画同様、地域集落ごとに農家一戸一戸の積み上げ方式により「地域営農計画」が策定された。

（9） 地域営農計画の概要

「地域営農計画」を策定した自治会は、第2種兼業農家が多い町中心部の3自治会を除く40の地域であり、又、地域営農計画の策定に参加した農家は農家総数2,096戸の84.9パーセントに当る1,780戸で、未参加農家316戸の殆んどは第2種兼業農家で占められている。

計画参加農家の将来方向をみると専業志向農家が479戸（26.9パーセント）、第1種兼業志向農家749戸（42パーセント）、第2種兼業志向農家525戸（29.5パーセント）、離農29戸（1.6パーセント）となり、現況と比べると専業志向が2倍近くになっている。

又、この将来方向に対して農用地拡大を希望している農家は1,018戸、57.2パーセントであり、拡大面積は1

戸平均2ヘクタールであり、合計面積は2,027ヘクタールにものぼったのであった。

拡大計画農家は地区によって格差はあり、又、将来の農業方向でみると専業志向農家の87.9パーセント、第1種兼業志向農家の65.2パーセント、第2種兼業志向農家の21パーセントがそれぞれ農用地の拡大を計画しており、農業を重視する農家層ほど農用地拡大の希望が強いことが明らかになった。

次に、農用地の拡大希望地目をみると、牧草飼料畑が70.5パーセント、1,428ヘクタールで最も多く、続いて普通畑の20.1パーセント、407ヘクタール、桑園の5.1パーセント、103ヘクタール、果樹園の2.6パーセント、53ヘクタール、水田の1.7パーセント、35ヘクタールとなっている。一方、普通畑の利用方法をみるとたばこ用地が82.2パーセントを占め、本町の営農方法を反映しており、果樹園についてはりんご・ももの栽培となっている。

計画参加農家の志向する将来の経営類型をみるとその総数は112種類にも及んでいるが、基幹作物として水稻、たばこ、肉牛を各農家とも経営類型の一基幹部門に取り入れているが、最も一般的な経営類型は水稻+たばこ+肉牛の3作目結合で、これが全体の19.9パーセントに当たる354戸を占め、次いで水稻+たばこで、以下水稻1作、水稻+肉牛、水稻+野菜、水稻+たばこ+酪農、水稻+養蚕、水稻+酪農の順となっている。

これら作目の生産方法は農家個別の生産を基本に据えながらも、葉たばこ、水稻、養蚕、肉牛等の部門協業が8地域（自治会）12組織、共同利用、共同作業組織が13地域（自治会）で19組織が計画された。

又、葉たばこ、養蚕、酪農、肉牛等の団地造成を計画した地域（自治会）が11地域で24団地、土地基盤整備として水田が10地域、50ヘクタール、畑が17地域170ヘクタールの計画が出され、畑地の基盤整備計画が大きい。

以上が52年度に作成された地域営農計画の概要であるが、その特徴を整理すると次のとおりである。

①農地開発を前提に農業重視型の計画になっており、栽培作物は本町の歴史的背景を踏まえて、現行の基幹作物である水稻、たばこ、肉牛、酪農、養蚕等の拡大を意図している。

②1部の生産団地や生産組織化計画を盛りこんでいるが、基本は個別複合方式であり、しかも、安定兼業農家では水稻1作を計画している農家が多いし、これら農家では作業委託の希望も多い。

③農地拡大希望は専業農家ほど多いが、兼業農家の土地執着の強さを反映して、山林を含めての土地流動化計画が弱く、国有林、町有林、財産区有林の利用計画が多い。

④兼業の深刻化を反映して、地域（自治会）内の営農

志向に等質性が欠け、団地化の方向より、総花的でしかも個別営農志向が強くなっている。

この「地域営農計画」を集約して、昭和60年を目標に農業粗収益を140億円に高め、それに向けて「5者協議会」が対応する事としてスタートしたのであった。

(10) 農業基盤の整備の取り組み

本町の基幹産業である農業振興のキーポイントは現状分析や「地域営農計画」でみられるように、農用地拡大と畑地の基盤整備であり、そのため「営農計画」では2,027ヘクタールに及ぶ農地の拡大希望や170ヘクタールの畑地の基盤整備が出されている。

又、本町の農用地開発可能面積は2,290ヘクタールである事から、これらをつまみ、新しい町づくりは即地域農業の発展である事を確信し、町の百年の大計に立って「国営藤沢地区農地開発事業」をはじめ「国営東磐井地区かんばい事業」、「国営藤崎地区かんばい事業」の3大基幹事業を導入し、これによって町全域の農業基盤の整備をカバーし、2,000ヘクタールの農地開発を計画したところである。

これらの大事業の実施によって、本町農業者の悲願ともいえる現状の小規模零細経営からの脱却が図られ、同時に、自然に調和する近代的な農村環境の整備が促進されるなど、地域発展の総合調整と誘導が図られるものと期待しているところである。

この為には、「地域営農計画」の見直しによる地域開発や土地利用型農業団地の形成、施設利用体系の確立を一体的に進める必要があり、又、里山開発や公有林野開発、国有林野利用の促進を含めると同時に、従来より進めている「農村総合整備モデル事業」に加え、農村総合環境の整備にも配慮した取り組みを進めているところである。

又、一般にバラ色の夢をもって計画を作成する段階では合意を得られ易いが、具体的な実行段階になると権利調整や利害の対立が表面化するなどご多分にもれず決して容易な進展ばかりではない。しかし本町農業の為に、そして町の将来のために、この正念場を切り開いていかねばならないと決意を改たに、一丸となって取り組んでいるところである。

(11) 地域産業の再編成

この三大基幹事業を起爆剤として、本町農業を他産業と比べ遜色のない所得が確保される産業として確立するため、基盤整備と規模の拡大及び技術革新により労働生産性を高め、生産コストを下げるとともに、生産物の付加価値を高め、価格は高いが消費者が喜んで買う作物作りも進める必要があると考えているところである。

具体的には、産業としての専業農業の確立と装置農業

による知識集約農業を技術革新により実現し、又、新規農地造成や水資源の安定供給と装置化により耕地基盤の量的、質的拡大により地域耕地の同質化を図り、農地の流動化と借地化を促進し、これによって共益的農業基盤を確立する事など「企業的農家」の育成を目指すものである。

更に高齢者比率が昭和58年で17.5%と急速に高齢化社会を迎えている本町の現状から、高齢者の就労の場の安定確保と農外就労者の定年後の再就労の場として生きがい産業としての「福祉農業」の確立が必要と考え、陶芸や木工、園芸等を取り入れた「高齢者生きがい事業団」を設置し、活動を展開しているところである。

更に、単作経営を組み合わせた共同複合経営の組織化のために「農業生産法人」を設立し、営農集落構造の再生と体系化による「地域農業」の活性化や流通機構の整備充実を図るなどによって本町農業の再編成をめざしている。

地域の生産機能の向上と付加価値の創出及び経済の地域内循環の拡大と経済発展への取り組みが必要である事から、農産物生産者の地位と所得の向上を図るため生産と加工の結合による1・5次産業おこし等「農産物加工産業おこし」への取り組みも始まろうとしている。

この為、8割の水田の圃場を完了した現在、「国営藤沢農地開発事業」をはじめとする三大基幹事業を中心に「県営畑地帯総合土地改良事業」、「県営広域営農団地農道整備事業」等のハード事業を積極的に導入し、農地の造成、区画整理等の農業基盤の整備と同時に、これからの農業にとって水資源が不可欠であり、全ての圃場に水利を備える必要がある事から貯水ダムの建設も3カ所計画願ったところである。

又、このハード事業が円滑に推進され目的が達成するためには、これを支えるソフト事業が求められる事から、いずれも町単独事業である意欲的な農業者の営農指導訓練と育成を目ざした「農業後継者実践農場」と生産技術や経営技術の改善のための調査研究、実践指導、生産組織の確立のための推進センターとして「営農試験場」を設置し、国営農用地開発事業による造成地内に試験展示圃場を設け、各種の作物の実験栽培を開始したところであり、又国々は国設の営農指導員の配置も要望中である。

(12) 農工テクノポリスの町づくり

「豊かな住みよい定住地藤沢」の建設を標榜する本町にとって基幹産業である農業の産業化は、以上述べた路線を踏襲し進め、未来産業としての農業を確立する事ができると確信しており、同時に、就業構造の高度化を図り、又、地域経済化や地域産業の再編に不可欠であることから工業の導入が絶対条件であると考え、特にその将

来性、永続性に基本を置き地域社会と共存できる企業の誘致に努め、地域における企業活動が農業の先端化、地場産業の活性化に結びつくと考えたところである。

幸い、58年度に先端産業の一翼を担う電子機器関連企業が相次いで3社の導入を見、新たに500名の雇用の場が確保される見通しとなった事は、誠に幸甚であり、産業の再編成に向けて力強いスタートをみたところであり、先端的な農工の発展により「農工テクノポリス」の実現が確信される。

(13) おわりに

過疎をのりこえ、町民総参加の町づくりに結集した住

民自治の力、協同の力を原動力に、住民全体の手による地域経営と地域の主体性と創意工夫を軸とした自主的な取り組みは、限りない未来に対応できる豊かな藤沢の創造に向けて花開こうとしている。

今後は、永い歴史と風土に培われた本町の持つ「農村機能」に「都市機能」を付加した新しい地域社会の創造に向け、美しい多彩な自然景観、価値ある歴史的、文化的遺産、貴重な資源、ゆとりある居住空間、強い連帯感等農村の特性に充実した教育、文化、医療、商業等豊かさをベースにした都市的機能を兼ね備えた均衡ある発展をめざし地域自らの英知と創造力を結集して切り拓いていく覚悟である。

布喜川ダムの施工と試験湛水計画について

原 田 種 雄*
 松 永 哲 治*
 永 瀬 健 次*

目 次

まえがき.....87
 1. ダム計画の概要.....87
 2. ダム及び貯水池の諸元.....87
 3. ダムサイトの地質.....88

4. 基礎処理について.....91
 5. 試験湛水について.....93
 あとがき.....95

まえがき

農林水産省南予用水農業水利事業は愛媛県南予農業地区に属する八幡浜市ほか1市7町の海岸樹園地5,670haを対象とした畑地かんがい事業である。布喜川ダムは本事業の一環として施工されたものでその目的は幹線水路における流量の変動に対して調整機能を果たすことにより、合理的かつ安定した送水を行うもので、八幡浜市の南々東約3.5km地点の流田川に築造する直線動力式コンクリートダムである。

設開始、昭和59年3月に堤体工事が完了した。現在ダム周辺地の整備工事等も完了し、昭和60年2月から試験湛水を実施中である。

2. ダム及び貯水池の諸元

河川名	千丈川水系流田川（2級河川）
位置	愛媛県八幡浜市布喜川
地質	緑色及び黒色片岩
ダム	
形式	直線重力式コンクリートダム
堤頂標高	E L 98.70m
堤高	33.70m
堤長	110.00m
堤体積	26,300m ³
貯水池	
流域面積	2.34km ²
満水位面積	269ha
総貯水量	197,000m ³
有効貯水量	150,000m ³
計画堆砂量	47,000m ³
常時満水位	NWL 95.00m
洪水時満水位	HWL 97.70m
計画低水位	LWL 86.30m
計画洪水量	158.00m ³ /sec

放流設備及び取水設備

洪水吐型式：非調節型越流方式 幅16.00m
 取水設備型式：堤体併設取水塔

計画取水量 1.998m³/sec

本ダムの貯水は自己流域の流出水は一切貯溜しない計画としていることから、ダムに流入する流量を下流に放流する河川維持放流施設として、放流管φ800mmがLWL

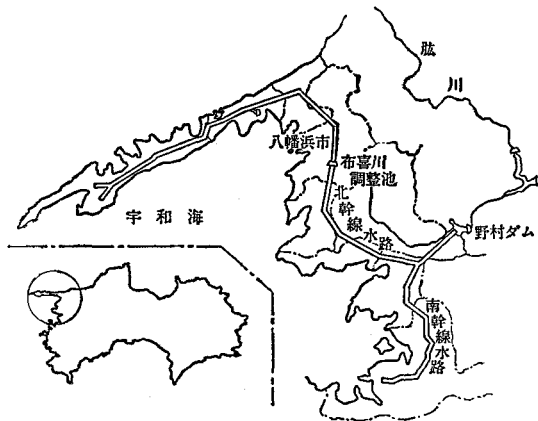


図-1 位置図

1. ダム計画の概要

この計画は、昭和48年度から基礎調査を開始し水文、地形、地質等に関する詳細な調査、設計を行い、昭和56年4月にダム工事に着手し昭和57年9月コンクリート打

*中国四国農政局南予農業水利事業所

86.30m に設置されている。貯水は野村ダム（建設省施工済）の取水施設から導水路トンネル等で当貯水池へ導く。

(図-2 堤体一般平面図参照)

(図-3 堤体標準断面図参照)

(図-4 堤体縦断面図参照)

3. ダムサイトの地質

南予地域の地質は北から南へ三波川帯、秩父帯及び四方十帯に分けられこれらの3帯の間は御荷鉾構造帯及び仏像構造線によって境されている。本地域の布喜川地区は三波川帯及び御荷鉾構造帯に属し三波川結晶片岩類で

ある緑色片岩及び黒色片岩が主体で、一部に石灰岩やチャートの薄層も挟在している。これらの結晶片岩類は片理面の発達が著しく、片理面沿いにはがれやすい性状を有している。又、結晶片岩類の片理面と層理面はほぼ平行しており、その走向はNE~NEEで傾斜は60°N~90°N、部分的に60°S~90°Sの微褶曲構造が認められる。

ダム軸はEW方向であり片理面の走向は左岸側でダム軸と約40°で斜向した受盤構造、右岸側は微褶曲軸が存在して一般に流れ盤となっている。堤体付近の断層は河川方向のものが2本、片理面にはほぼ平行するものが3本認められる。断層に挟まるせん断粘土は河床を縦断する

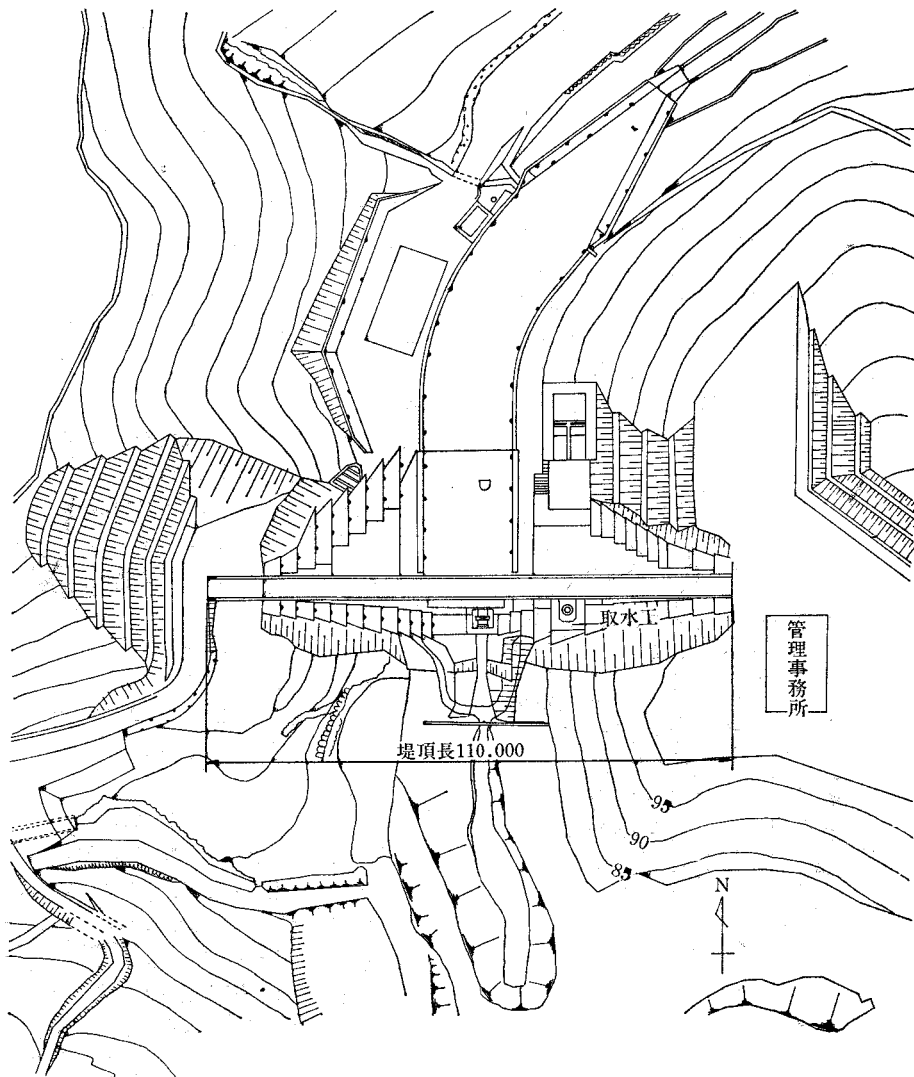


図-2 堤体一般平面図

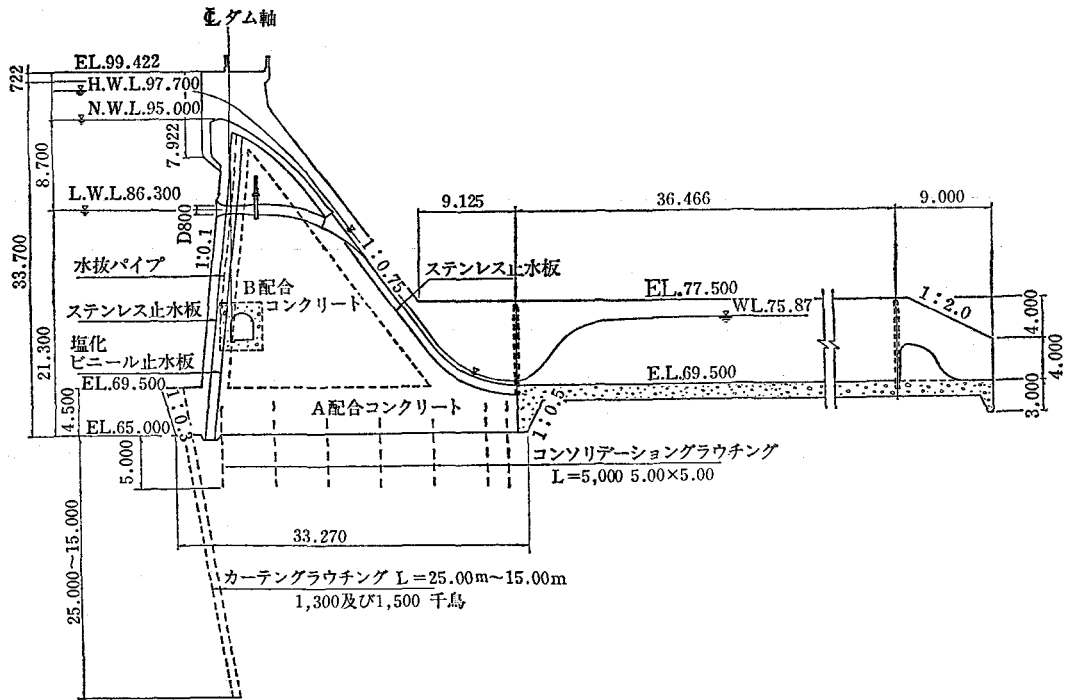


図-3 堤体標準断面図

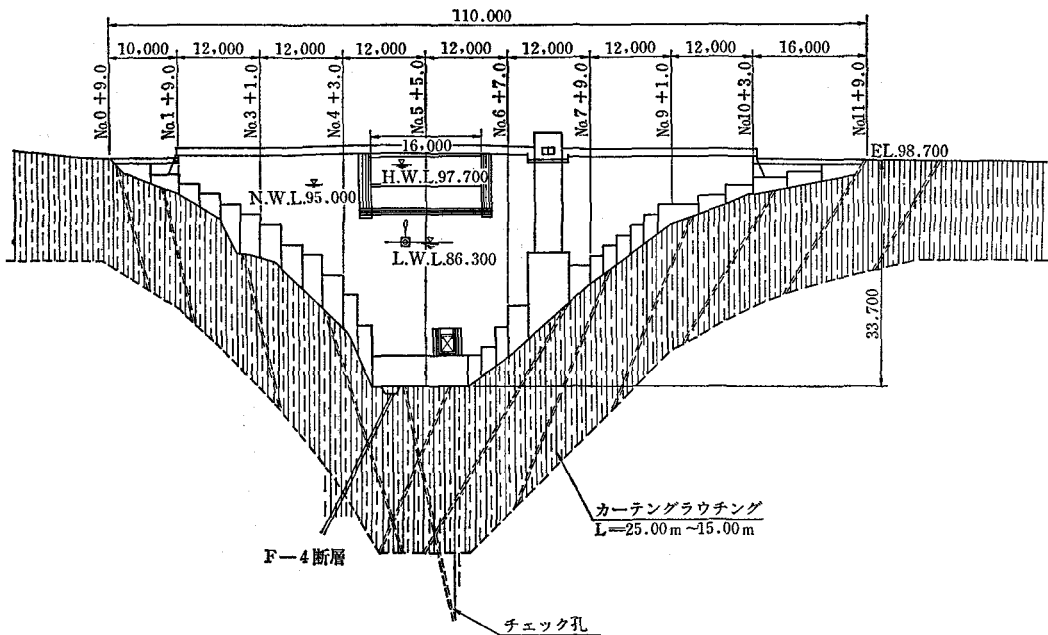


図-4 堤体縦断面図

もので最大40cmの幅を有するが、その他は10cm内外とい
ずれも小規模である。

ダム基礎掘削後岩盤の性状は、ダム右岸側は主として

緑色片岩が分布し、河床部及び左岸側では緑色片岩と黒
色片岩が分布している。両者は層理面で接している場合
もあるが、その多くは断層ヤシームを挟んで接している。

又片理面は緑色片岩、黒色片岩ともに発達し、これが薄い片状に割れ易い。

断層は、各断層とも周辺の岩盤は、部分的にCL級岩が帯状に見られるが、CM級以上の岩盤に直接に接している所も多く、断層による影響は少なかったと考えられる。

(表-1 断層一覧表参照)
 (図-5 堤体基礎地質区分平面図参照)
 (図-6 堤体基礎岩盤区分平面図参照)

表-1 断層一覧表

断層番号	位置	走向傾斜	破碎幅	摘要	処理
F-1	右岸 9ブロック	N7°EでW88°傾斜	5~10cm	ダム軸に直交し断層に沿って土砂状に軟化。	コンクリート置換へ
F-2	左岸 1~3ブロック	N40°~85°EでN45°~90°傾斜	10~20	ダム軸に15°~35°で斜交し下流下がり	"
F-3	左岸 2~3ブロック	N65°~85°EでN65°~80°傾斜	5~10	F2断層から2ブロックで分歧して谷底に向って延び、下流下がり	"
F-4	河床 4ブロック	N10°EでW60°~80°傾斜	20~40	ダム軸の下流16m付近までは粘土化した破碎帯から成り2~3cm緑色粘土をかんでいる。これより下流へ減勢工手前まで80cm程度に広がるが比較的堅い破碎岩となっている。	コンクリート置換へ及びグラウト
F-5	減勢工	N55°~75°EでS60°~80°傾斜	10~20	F4断層を切って延びせん断粘土をかむ。	コンクリート置換へ

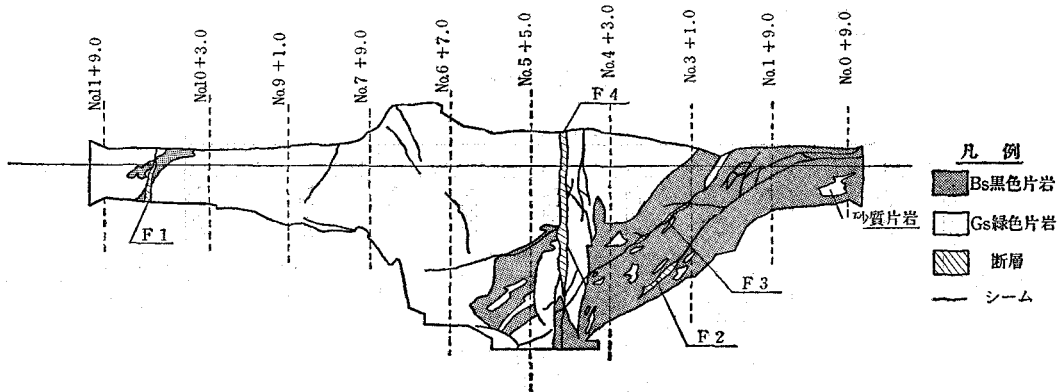


図-5 堤体基礎地質区分平面図

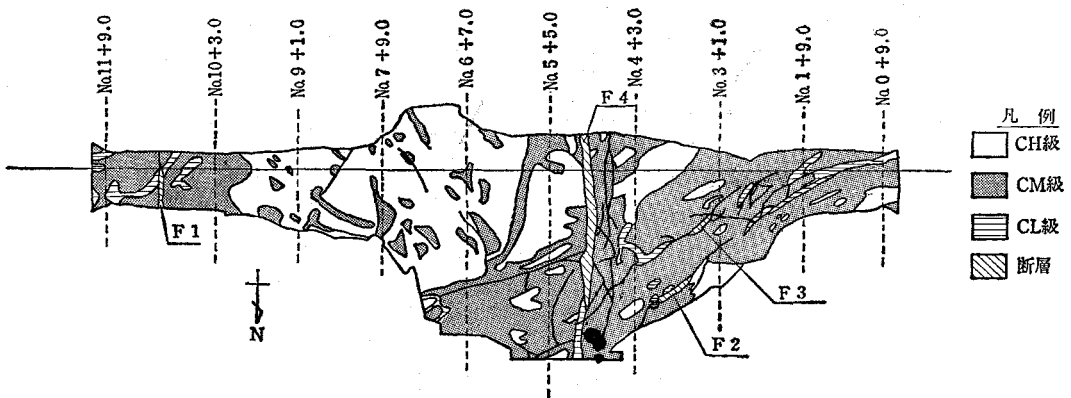


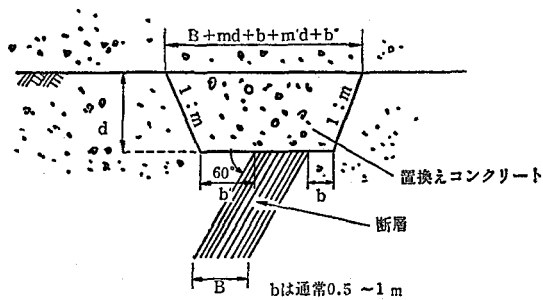
図-6 堤体基礎岩盤区分平面図

4. 基礎処理について

本ダムは岩盤はほとんどがCM～CH級岩盤で、基礎岩盤として問題の少ない岩盤であり、ダムの規模等から考えてCM級を基礎岩盤として掘削線を決定した。部分的には次のごとく処理を行った。

(1) 基礎掘削

- ① ダム左岸No.2+5m～No.4+7mのダム軸より下流部はオープンクラックの発達した箇所があり当初設計に対して5m掘り下げコンクリートで置き換えた。
- ② F-1, F-2, F-3, F-5断層は特に下流端付近は、深さ0.5m幅1.0m程度でオーバーハングにならない様注意しコンクリートで置き換えた。



$$d = \frac{n \cdot H - f \cdot V}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2} \cdot Z_0 \cdot \ell} = \frac{4 \times 1535 - 0.8 \times 1842}{2 \times \sqrt{1 + 0.3^2} \times 70 \times 28.6} = 1.1 \text{ m}$$

- d : 置換え深さ
- n : せん断マサツ安全率 = 4
- H : せん断力 = 1535 t / m
- v : 垂直力 = 1842 t / m
- Z₀ : せん断強度 = 70 t / m²
- ℓ : 置き換え長 = 28.6 m
- f : 内部マサツ係数 = 0.8

図-7 F-4断層の置換え図

- ③ F-4断層は河床部でダムの上下流方向に延びている。このため、断層による変位をおさえ、応力を、断層の両側へ荷重伝達を助ける方法として、次のようにコンクリート置換え法により処理した。

(2) 基礎グラウチング

① コンソリデーショングラウチング

このグラウチングは岩盤の割れ目やシームの多い場所にグラウチングを行う事により基礎岩盤の均一化及び浸透水の均一化を図ることを目的としている。この範囲はダム敷全体に亘り5.0mの格子状で深さ5.0m(傾斜部7.0m)で行った。ただし左岸の黒色片岩部と右岸のせん断面の発達した所については格子の中央部に追加グラウチングを行った。

結果は現況4～10ルジオン値に対し、施工後は3ルジオン以下となり満足のいくものと判断した。

② 断層グラウチング

F-4断層については、断層周辺基礎岩盤の支持力強化と浸透水の均一化を図り粘土状物質の流出防止を考え、3列の千鳥で深さ5m～15mのグラウチングを行った。結果は現況1～6ルジオンに対し施工後は1ルジオン以内となり満足のいくものと判断した。

③ カーテングラウチング

カーテングラウチングは上流基礎から浸透水をできる限り防止する為に、ダム上流寄りの基礎岩盤に、止水カーテンを設ける目的で行った。カーテングラウチングに先だちおおむね15m間隔でパイロット孔(ルジオンテストと注入を実施し施工方法等について検討する。)9点と左岸部2ヶ所に於いて孔間隔、施工方法等について次のとおり確認した。深さは河床部で25m($d = \frac{H}{3} + C$)、リム部で15m、孔間隔1.5mの千鳥配置注入方法はバック

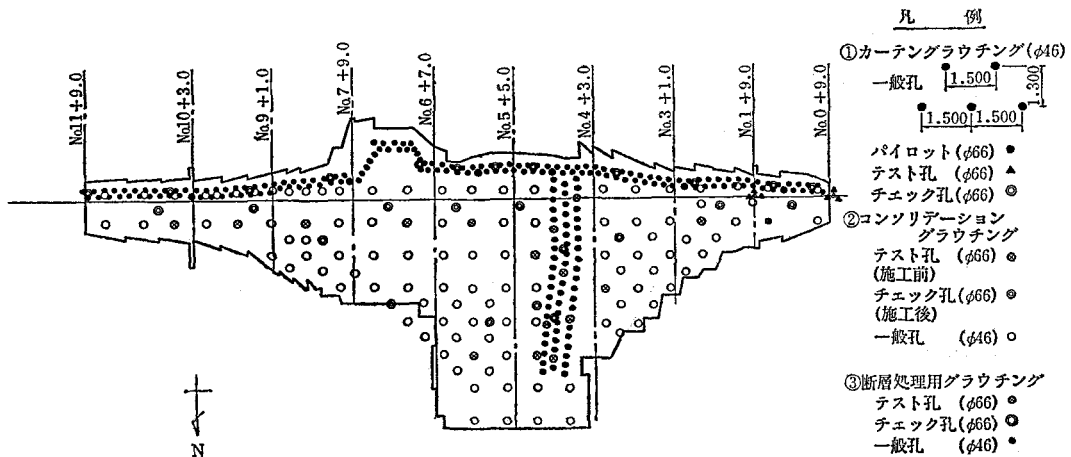


図-8 基礎処理工平面図

一工法で1ステージ5.0 m, 使用圧力2.5~12.5kg/cm², セメントミルクの配合は10:1から注入した。施工した結果, 現況1~12ルジオン値に対し施工後は8,9ブロック以外は1~2ルジオン値以下となり満足した結果を得た。

なお, 8, 9ブロックについては追加グラウトを実施し目標の改良値を満足した。

(図-8, 基礎処理工平面図参照)

④ コンタクトグラウチング

堤体左岸部2~4ブロックのダム軸下流部掘削線は1

割以上の急傾斜になっており, 堤体コンクリートと基礎岩盤の空隙にグラウトを行い一体化を図った。施工は深さ0.5 mで3.0 m間隔の千鳥配管とし, 本体コンクリートの硬化後行った。

⑤ 各グラウチング注入実績

各グラウチング注入実績は表-2のとおりである。

⑥ カーテングラウチングの効果判定

カーテングラウチングの注入前後のルジオンマップは図-9, 図-10のとおりである。

表-2 ボーリング・グラウチング実績表

工種	孔数	ステージ	ボーリング長	穿孔時間	注入長	注入時間	注入セメント量	単セメント量	位置	備考
	孔	ST	m	hr	m	hr	kg	kg/m		
コンソリデーション	130	140	1,240	1,420	809	500	14,332	17.7		施工前の状況把握 孔間隔等の確認
断層処理	61	128	851	1,411	640	314	2,028	3.2		
パイロット孔	10	48	244	590	239	119	11,102	46.5		
テスト孔	10	32	200	292	198	89	2,987	15.1		
カーテン(堤体)	155	598	3,618	4,147	2,998	2,192	15,327	5.1		施工後の効果判定
カーテン(リム)	115	358	1,791	1,980	1,790	1,336	63,950	35.7		
チェック孔	18	88	515	1,240	464	219	1,447	3.1		
計	499	1,392	8,459	11,080	7,138	4,769	111,173	15.6		

※注一(1) コンソリデーションの単位セメント量は横坑部の空隙に多く入っており, それ以外は平均 5 kg/m である。

(2) コンソリデーション及び断層処理のテスト孔, チェック孔の数量は上記の中に含んでいる。

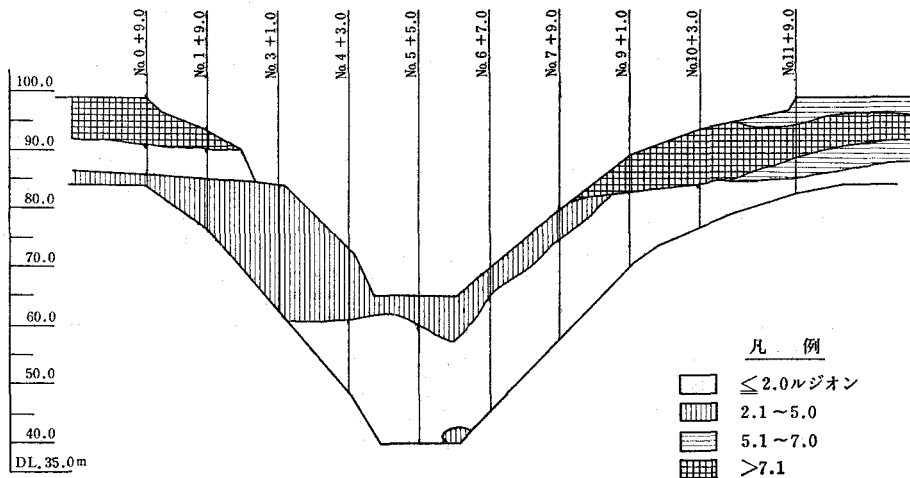


図-9 ルジオンマップ (注入前)

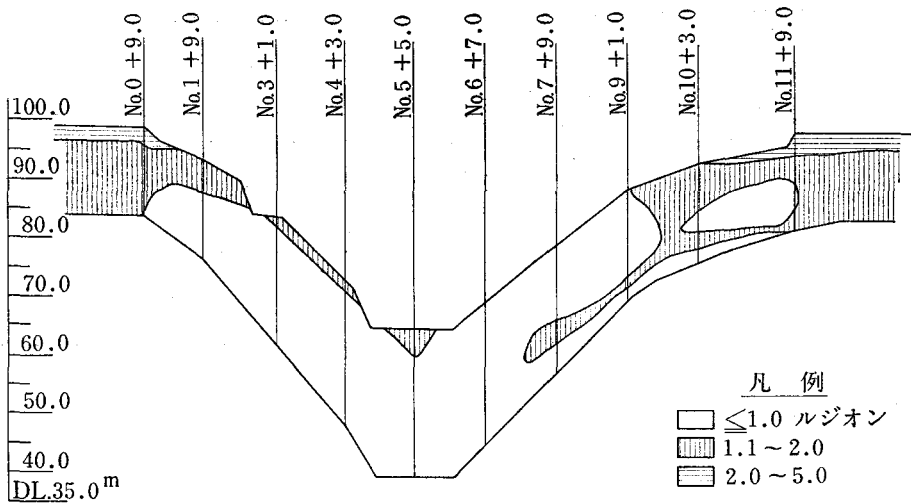


図-10 ルジオンマップ (注入後)

5. 試験湛水について

(1) 湛水計画

湛水は計画的に貯水位をコントロールして実施し、常時満水位E L95.0mまで水位を上昇させると共に、湛水中はダム本体に設置している測定計器により、堤体の漏水量、揚圧力、変形等を観測し、堤体の安全を確認すると共に貯水池周辺の点検および下流の監視を行うものである。湛水開始に際しては、下流既得利水者に支障を与えないよう湛水開始から常時満水位までの水位上昇期間は、かんがい期をさけて行う。又ダム下流の放流量は最近10ヶ年間(昭和49年～昭和58年)における二級河川流

田川流量観測資料より平水年の平水量 $0.013\text{m}^3/\text{s}$ を放流しつつ湛水し流入量が $0.013\text{m}^3/\text{s}$ 以下の場合は貯留しない。湛水要領は、貯水位標高E L86.3m(最低水位)から標高E L95.0m間の水位の上昇速度を $1\text{m}/\text{日}$ とし急激な増水がある場合は、放流管バルブの操作により放流をする。なお、最低水位及び常時満水位で水位を5日間一定に保ちダムの挙動を確認する。この湛水計画は、60年2月19日から湛水を開始し、前述要領により貯留するが、昭和49年から昭和58年までの10か年を対象とした越流頂標高E L95.0mまでの貯留所要日数を平水年(S51年)、渇水年(S53年)、豊水年(S55年)で求めると図-11「布喜川ダム貯留見込図」のとおりである。

満水後、1度、最低水位まで水位を低下させ、本体及び周辺の安定を確認する降下速度は $1\text{m}/\text{日}$ とし、下流に支障を与えないように低下させる。その後再び上昇させて常時満水位にして試験湛水を完了させる。これは、その後のダム管理を安全にするため行うもので、放流管バルブを全閉にし、河川自流量はすべて洪水吐より自然越流させる計画である。

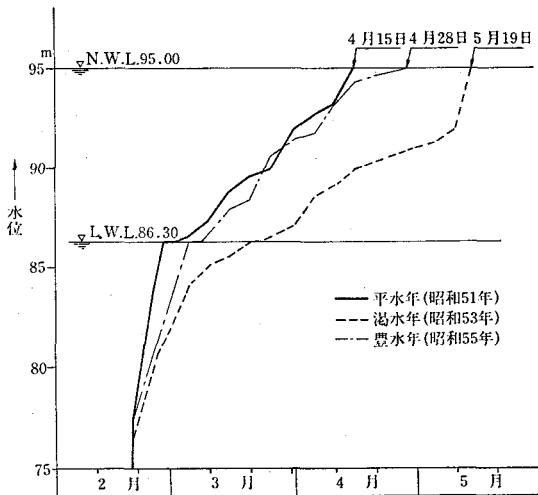


図11 布喜川ダム貯留見込図

(2) 測定計器及び測定記録

① 測定計器の種類と設置位置

ダム本体に設置並びに埋設した測定計器の種類と個数を表-3、埋設位置を図-12に示す。

② 測定記録の整理

各孔の漏水量、及び埋設計器(間隙水圧計、揚圧力計、温度計、継目計)の各種測定は、定期的に表-4により観測を行い、記録整理する。

④ 漏水量

全漏水量はE L74.0m監査廊の排水ピットに入る

表-3 測定計器の種類と個数

種	類	個数	型	式
漏水量	三角比	1カ所	W N t 60°三角比 540mm×400mm×5mm	
	漏水量計	1個	越流式自記漏水量測定装置 DLP-200,	測定水量880ℓ/min
揚圧力	間隙水圧計	4個	カーソン型計器 MP-6W(P),	測定範囲 0~6 kg/cm ²
	揚圧力計	14個	ブルトン管式 BP-4W,	測定範囲 0~4 kg/cm ²
水位	フロート式	1台		
	量水位標	1カ所		
流入量	静電容量式水位計	1台	東京計器 LM-200M,	測定範囲 0~250cm
注水量	静電容量式水位計	1台	東京計器 LM-200M,	測定範囲 0~120cm
温度計		21個	カーソン型 T-100L,	測温範囲 -30℃~+70℃
継目計		4個	カーソン型 (F)J~12L,	測定範囲 12mm

表-4 布喜川ダム計測頻度(案)

項目	漏水量	揚圧力	変形量	温度	継目	巡視	摘要
第1期	1回/1日	1回/1日	1回/7日	1回/7日	1回/7日	1回/1日	試験湛水中
第2期	1回/7日	1回/7日	—	1回/1月	1回/1月	1回/7日	試験湛水~約3年
第3期	1回/1月	1回/1月	—	—	—	1回/1月	湛水後3年以降
計測項目に異常が生じたと思われる場合	1回/1日	1回/1日	1回/1日	1回/7日	1回/1日	1回/1日	
地震発生後1週間の期間	1回/1日	1回/1日	1回/1日	1回/7日	*	*	*第1期~第3期の該当期間における計測頻度

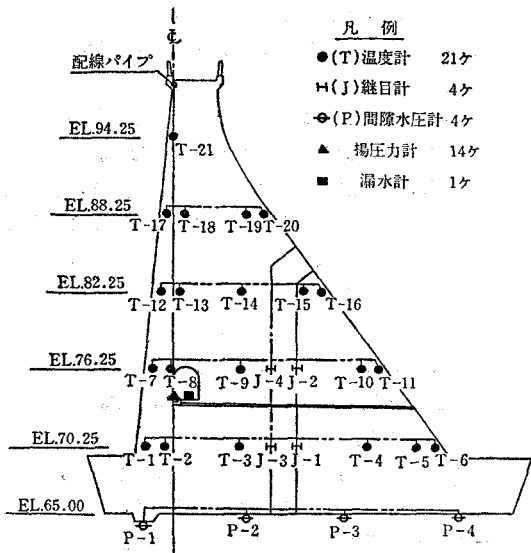


図12 堤体埋設計器設置図

手前で左、右岸からの漏水量を側溝に設置した三角堰に漏水計を設置しダム管理所で測定する。排水孔は、ダム底面及び岩盤内に働く揚圧力を軽減するために設置したもので、この漏水量及び水質を観測することにより、カーテングラウチングの効果、並びに岩盤内の浸透量の増大の有無などを監視する。又、半割管はダムの横継目、クラックなどを通してダム堤体内に進入してくる漏水を測定する。

⑤ 揚圧力

揚圧力は、堤体の基礎面(河床部)に設置した4個の間隙水圧計と岩盤内10mまでボーリングして設置したブルトン管圧力計により測定する。ダム本体に作用する揚圧力を測定することにより、カーテングラウチングの効果、並びに岩盤内の浸透状態などを監視する。

間隙水圧計は、上下流方向の間隙水圧を測定する目的で埋設してありダム管理所で測定する。

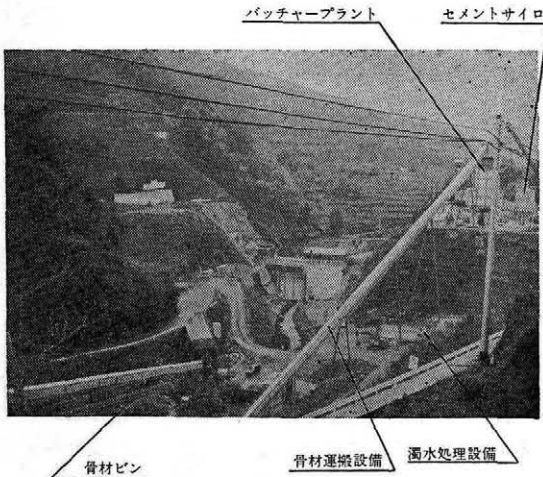
⑥ 変形量

一般に当ダムのような堤高50m未満のダムについ

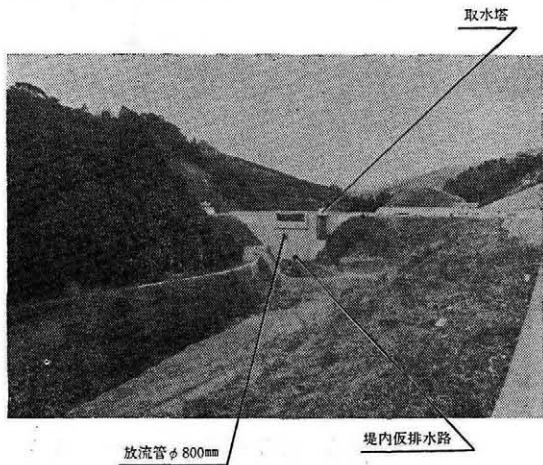
ては、法的規制はないが、堤体の変形について、ダム天端に2ヶ所（洪水吐の両サイド）固定点を設け、トランシット及びレベルで測定する。

㊦ 水位、流入量及び気象記録

各種測定計器の計測値と密接に関係のある貯水位は、9時、13時、17時ごとに、又河川流入量並びに



施工中の状況をダム上流より写す (58.5)



ダム本体完成状況をダム上流より写す (59.3)

気象記録は、9時に1回計測する。但し、試験湛水期間中、大雨等が降った場合は、1時間ごとに計測することとする。

㊦ 温度計及び継目計

温度計は21個、継目計は4個設置している。これらはすべて管理所に集め測定する。

(3) その他

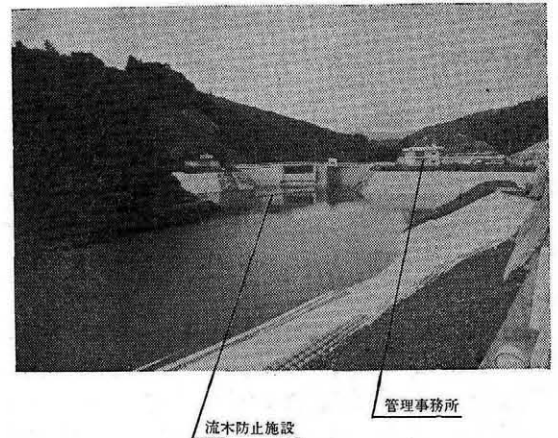
貯水池周辺法面の安定について事前に測量杭を設置し沈下等の状況を1週間に1回測定点検を行うようにした。又堆砂についても将来の堆砂量の把握のため測量杭を設置している。

あとがき

本原稿は、ダム施工の基礎処理と試験湛水の計画について報告している。現在試験湛水中であり、機会があれば試験湛水の結果について報告したいと考えている。

布喜川調整池は八幡浜市の中心部から車でわずか10分たらずの位置にあり、八幡浜市は池、公園施設が少ないこともあり、約2haの水面と堤体付近の広場を公園化することが考えられており、四季を通じて市民のいこいの場所へと、各方面から早期完成が望まれている。

今からのダムはこの様な環境整備に対する配慮も必要であろう。



試験湛水中の状況をダム上流より写す (60.3)

道路等関係協議

井野 栄*

はじめに	96
1. 道路関係	96
2. 河川関係	97

3. 鉄道関係	98
4. 公安委員会との関係	98
5. おわりに	100

はじめに

農林水産省は現在農道整備事業をはじめ、ほ場整備、農用地開発、畑地帯総合土地改良等の土地改良事業及び新農業構造改善事業等の非公事業など、各種の事業で農道の整備を実施している。

農道は線の事業であるため、河川、道路、鉄道等の公共施設や、保安林、国立公園、埋蔵文化財等公的規制区域を通らなければならない場合が多い。したがって、事業を進めるに当たっては関係機関との協議・調整を図ることが必要である。

ここでは、農道を単独で行う農道整備事業を対象に道路、河川、鉄道及び公安委員会との関係について紹介してみたい。

1. 道路関係

道路法の道路を農業目的のために改修する場合や農道が道路法の道路と接続又は交差する際の取付方法については、一般的に道路法第24条（道路管理者以外の者が行う工事）に基づいて道路管理者の承認を得て実施することになっている。

しかしながら、土地改良事業として行う農道の整備については、昭和48年の土地改良長期計画に関する農林、建設両省の覚書で事業実施について、あらかじめ関係局長間で協議し、調整に努めることとしている。（高速自動車道、一般国道、都道府県道については土地改良事業の対象としないことが明記されている。）。この覚書を受けて、建設省道路局長、農林省構造改善局長との間で「土地改良長期計画に関する農道整備事業についての覚書」を交換し、さらに細部の内容について道路局地方課長、構造改善局開発課長の間で了解事項が文書化された。

これらの覚書等は第3次土地改良計画でも受け継がれており、農道整備事業の実施に当たっては、覚書に従っ

て協議・調整が行われている。

覚書の内容は次のとおりである。

土地改良長期計画に関する覚書

48構改C第152号

農林、建設両省は、土地改良法（昭和24年法律第195号）第4条の2の規定に基づいて作成される土地改良長期計画（別紙案）に関し、従来建設省が一元的に実施してきた道路行政および河川行政を多元化するものでないことを相互に確認し、下記のとおり了解し、覚書を交換する。

昭和48年4月25日

農林事務次官
建設事務次官

記

土地改良長期計画に基づいて実施される各種事業のうちには、道路、河川の整備、管理等建設省の所掌事務と抵触するものが生ずるおそれがあるので、その実施に当たっては両省間で締結された了解事項等に従って調整を行うとともに道路法（昭和27年法律第180号）第3条第4号に定める市町村道に係る主として農業生産の用に供されるものならびに河川法（昭和39年法律第167号）第3条に定める河川および同法第100条の準用河川に関し、土地改良事業として所要の事業を行おうとするときは、その実施等について、あらかじめ関係局長間で協議し、調整に努めるものとする。

なお、道路法第3条第1号から第3号までに掲げる道路については、土地改良事業の対象としないものとする。

土地改良長期計画に関する農道整備事業についての覚書

土地改良法（昭和24年法律第195号）第4条の2に基

*構造改善局開発課

づいて作成される土地改良長期計画の閣議決定に際し、建設省道路局および農林省構造改善局は、建設省が一元的に行ってきた道路行政を多元化するものでないことを相互に確認し、下記のとおり了解し、覚書を交換する。

昭和48年4月25日

建設省 道路局長
農林省 構造改善局長

記

1. 農道整備事業（以下「本事業」という。）が幹線市町村道と路線（あるいは区間）又は機能が重複する場合は、建設省においてその整備の促進に努めるものとする。
2. 本事業が幹線市町村道以外の市町村道と路線（あるいは区間）が重複する場合は、道路法第24条の規定に基づく工事として実施するものとする。
3. 農林省は広域営農団地農道及び農免農道（以下「基幹農道」という。）の施行箇所の決定に当たっては、建設省と協議し、基幹農道整備計画と道路整備計画との調整を図るとともに本事業を実施しようとする者に対し、その計画について関係都道府県の道路担当部局と事前に協議調整を了するよう指導するものとする。
4. 農林省は、本事業を実施しようとする者に対し、基幹農道の構造基準については、道路構造令に準拠するよう指導するものとする。
5. 基幹農道の維持管理体制の策定にあたっては、建設省の意見をきくものとする。

土地改良長期計画に関する農道整備事業についての覚書（昭和48年4月25日付け建設省道路局長、農林省構造改善局長覚書）の記2および記3について下記の通り了解する。

昭和48年4月25日

建設省 道路局地方道課長
農林省 構造改善局開発課長

（記2について）

1. 道路法第24条に規定する道路管理者に対する承認申請に際しては、本事業で実施する施行区間の全体工事の設計および実施計画（機能重複区間を含めて）を添付するものとする。

（記3について）

2. 農林省は、基幹農道の新規採択の前年度の10月までに、当該基幹農道の計画線、幅員等全体計画（以下単に「全体計画」という。）について建設省と協議するものとする。
3. 農林省は、前記2により既に協議済みのものを変更したとき、または新規採択基幹農道を新たに追加したときはその都度、その全体計画について、建設省と協

議するものとする。

4. 農林省および建設省は、都道府県農林担当部局が、地方農政局に基幹農道および一般農道についての国の助成に関する実施要望書を提出するときは、あらかじめ、その全体計画について農林担当部局と道路担当部局とが協議するよう指導するものとする。その計画を変更しようとするときも同様とする。

ただし、一般農道整備事業で、幹線市町村道と路線（あるいは区間）または機能が重複しないものについてはこの限りではない。

（注記1）

「土地改良長期計画に関する農道整備事業についての覚書」の記1については、全ての幹線市町村道について建設省所管事業として実施し、農林水産省が農道整備事業として実施しないという趣旨ではない。すなわち、農道整備事業は、土地改良法に基づく申請事業であるため、関係農業者から申請があった場合、当該道路が農業の振興を図るべき地域にあって、農道としての性格が強く、事業の主旨及び採択要件を満たしており、早急に整備する必要のあるものについては、道路管理者（市町村長）の意見を尊重し、担当部局間で充分協議のうえ、農道整備事業として、道路法第24条の規定に基づき実施できるものである。

（注記2）

幹線市町村道とは、1級及び2級市町村道を言う。

2. 河川関係

農道整備事業で河川に橋を施行する場合は、河川法により河川管理者の許可を受けなければならない。

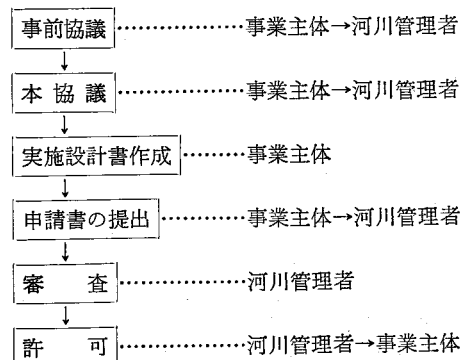
- (1) 一級及び二級河川

一級河川……建設大臣が指定したもの（法第4条）

二級河川……都道府県知事が指定したもの（法第5

条）

- ① 管理者の許可手続



- ② 関係する条項

ア 河川区域内に工作物を新築又は改築する場合

- 河川法第26条（工作物の新築等の許可）
- 河川法施行規則第15条
- 河川法第24条（土地の専用許可）
- 河川法施行規則第12条

これらの許可申請は同時に行う。

イ 河川の保全区域内の土地に工作物の新築又は改築の場合

- 河川法第55条（河川の保全区域における制限）
- 河川法施行規則第30条規則第16条を準用

上記の許可申請を行う。

なお、これらの許可にあたっては河川構造令に基づいて審査される。

(2) 準用河川

一級河川及び二級河川以外の河川で市町村が指定し、河川法の規定を準用する河川（法第100条）で二級河川に関する規定を準用して許可手続きを行う。

河川の種類別指定者及び管理者

河川の種類	指定者	管理者	管理受託者
一級河川	直轄管理区間	建設大臣	建設大臣
	指定区間	同上	同上
二級河川		知事	知事
準用河川		市町村長	市町村長

(3) 許可申請の内容

申請に当たっては、必要な事項について申請者（事業主体）と河川管理者が打合せし、その内容について議事録を作成し、相互に調整を図りながら確認する必要がある。必要な事項は次のとおりである。

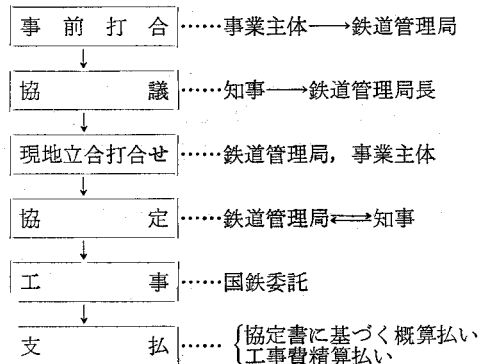
- ① 当該工事の名称、河川名、施行場所、管理者名、目的
- ② 法令等による許可、認可、承認などの必要の有無
- ③ 工事の設計及び施工方法ならびに工期、特に構造物の設計に使用する計画洪水量、計画洪水勾配、計画河床勾配、粗度係数など必要な数値について確認し、河川構造令に関する桁下高、支間長、橋台、橋脚の位置、形状、護岸、管理道路、取付道路の勾配等について打合せする。
- ④ 費用の負担割合に関する事項

3. 鉄道関係

農道整備事業においても昭和52年度に団体営農道整備事業の“軽微な改良”の中で「踏切の改良」が単独事業として制度化され、従来以上に踏切の改良が行われている。また、内閣の設置する交通安全対策本部が踏切道の立体交差化を推進していることもあって、立体交差橋の施行も増加している。これらの実施に当たっては鉄道事

業者との協議が必要であるが、改良を行う場合の技術基準、アクションの方法等の実施基準の制度化がなされていない。現在行われている協議は、国鉄と建設省との間で結ばれている協定内容を参考に行われている。

次に踏切拡大工事の施行に当たっての国鉄との協議手続について事例を紹介したい。（県営農免の場合）



なお、協議事項及び協定の内容は次のとおりである。

協議事項 ①設計及び工事費

- ②計画幅員
- ③拡幅工事予定時期
- ④道路工事予定時期
- ⑤道路構造

協定内容

- ①位置及び設計
- ②工事の施行（施行区分）
- ③工事の費用（費用及び負担区分）
- ④財産所有権の帰属及び保守
- ⑤撤廃物の処理
- ⑥損害の負担（負担区分）
- ⑦行政上の手続（実施区分）
- ⑧用地の処理
- ⑨立体交差費用負担（将来立体交差化する場合の負担区分）
- ⑩その他（疑義等が生じた場合の協議）

1. 公安委員会との関係

従来から広域農道等の基幹的農道の施行に当たっては、道路協議の中で道路法95条の2（都道府県公安委員会との調整）により調整を行ってきたところであるが、農林水産省は昭和58年に警察庁との間で、農業用道路における交通の安全と円滑を確保するとともに、農業用道路に係る事業の円滑な推進を図る観点から、協議・調整に関する覚書を交換し、これに基づいて都道府県を指導することになった。

覚書の内容は次のとおりである。

(1) 対象

広域農道、農免道路その他一般交通が見込まれる農業用道路

(2) 時期

- ア 農道事業の計画全体については計画策定時
- イ 具体的な事業の実施については実施計画策定時

(3) 配意事項

- ア カーブ地点並びに交差、取付け部分及びその付近における安全性確保その他当該農業用道路の構造上の安全性確保に関すること。
- イ 防護柵等の交通安全施設の整備に関すること。
- ウ その他当該農業用道路の交通の安全と円滑に関すること。

注記1 覚書では、協議の具体的方法等については都道府県公安委員会と都道府県知事とが協議の上、早急に上記の内容を大綱として「事業主体（都道府県及び市町村等）が都道府県公安委員会に協議し、調整を図る方法等」を具体的に定めるよう指導することとしている。

注記2 覚書における協議の対象事業とは、広域農道、農免農道等基幹的農道及び幹線農道のことであり、各都道府県の実情に応じて定めるものとする。

注記3 覚書における配意事項については、地域の実態を勘案の上必要なものだけを対象とする。

すでに、県段階で具体的に定めた協議・調整方法の一事例を示すと次のとおりである。

農業用道路に関する協定に基づく覚書について

〇〇県警察本部交通部と〇〇県農地部長は、昭和60年3月〇日付け〇〇県公安委員会と〇〇県知事の「協定」に基づき農業用道路の新設又は改築に関する具体的協議の方法等について、当県の農業用道路の実情にかんがみ、次のとおり了解する。

記

1. 協議対象道路

広域農道、農免道路、その他これに準ずる幹線農道（県営一般農道）とする。

2. 協議の時期

(1) 計画全体の協議時期

事業計画を定めようとするときとする。

(2) 具体的実施計画の協議時期

農業用道路の設計を終了したときとする。

3. 協議の方法

(1) 農業用道路の新設又は改築を行おうとするときは、当該道路を管轄する警察署長を経由して公安委員会に協議するものとする。

(2) 協議に当たっては、別記様式により行うものとする。

4. 配意事項

協議は、当該農業用道路における交通の安全と円滑に関するものとし、特に次の事項について配慮するものとする。

のとする。

(1) 構造上の安全性に関する事項

- ア カーブ地点等の線形、勾配
- イ 交差点の形状
- ウ 交差点間隔
- エ その他道路の構造上の安全性の確保に関すること。

(2) 交通安全施設の整備に関する事項

防護柵、カーブミラー、道路照明、警察標識等の交通安全施設の設置場所、設置方法等。

(3) その他歩道設置の必要性等交通の安全と円滑な確保に関する事項

5. 疑義等の措置

本覚書の実施に関して疑義が生じた時は、その都度協議を行うものとする。

6. 実施時間

本覚書は昭和60年4月1日より実施する。

この覚書を証するため、本書2通を作成し、それぞれ記名押印の上各自1通を保有する。

昭和60年3月〇日

〇〇県警察本部交通部長 〇〇〇〇

〇〇県農地部長 〇〇〇〇

注記1 本事例では、「農業用道路の新設・改築に関する協定について」を知事と公安委員会の間で結びそれを受けてこの覚書を結んだものである。

注記2 本覚書の対象事業に広域、農免の他に「幹線農道（県営一般農道）」となっているが、当県では従来から県営一般農道の基幹的なものについては協議・調整を行ってきた経緯があり今回も含めたものである。したがって、樹園地農道網等は対象としないことで了解されている。

注記3 本覚書による協議は計画時と実施時の2回行うことになっており実施時における協議内容は次のとおりである。

- ① 事業名及び地区名（路線名）
- ② 供用開始（予定）年月日（完成・暫定）
- ③ 区間（起点・終点）（全長・幅員）
- ④ 計画及び構造

計画概要表、路線位置図、計画平面図、計画縦断面図、計画横断面図、標準断面図、カーブ・取付工・交差点の平面図

⑤ その他

なお、計画時の協議ではこのうち④の計画及び構造が次のようになっている。

計画概要表、路線計画の概要、カーブ・交差点・取付の概要

おわりに

今まで紹介したように、農道の整備に当たっては関係機関との各種の協議・調整（あるいは許可・承認）が必要である。したがって、これら協議の内容及び協議に要する時間が農道整備事業の進捗に大きく影響を与えることになる。また、途中で協議内容が大幅に変わり事業費が増大した場合などは事業計画の変更も必要となり、事業

の成否にもかかわることになる。このような問題を生じないためには、計画時点から十分な協議をかさね、重要な事項については早めに調整を進めることが大切である。

また、関係機関との協議・調整に当たっては誠意をもって当たることは当然であるが、主張すべき点は主張しお互い納得のいく内容で調整が行われることが、事業の円滑な推進にもつながることになる。

選ばれて、水を選ぶ。

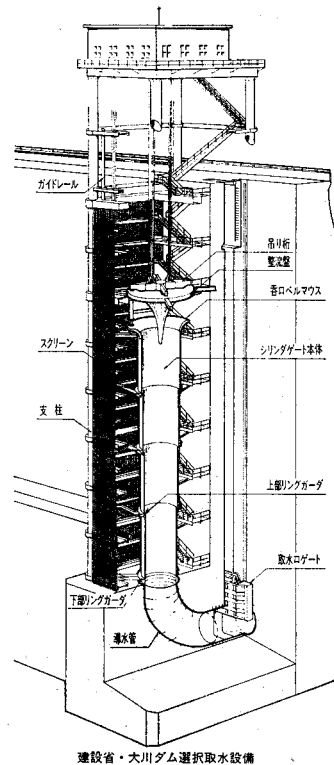
ダム選択取水設備でもリードする丸島水門

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しています。創業以来60年、ダム取水設備の歴史を築いてきた技術と実績が「選択取水設備」にもいかに発揮され、取水性能も経済性もまさに決定的。お陰様で大川ダムで12件目の実績となりました。

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 札幌営業所 ☎ (011) 221-7003
奈良工場 ☎ (07435) 19-2121



会 告

農業土木技術研究会第16回理事会

1. 日 時 昭和60年6月17日 14:00~15:00
2. 場 所 東京都港区新橋5丁目34-4
農業土木会館5階特別会議室
3. 会議の概要

- (1) 第1号議案 昭和59年度事業報告並びに収支決算承認の件
- (2) 第2号議案 昭和60年度事業計画(案)並びに収支予算(案)承認の件
- (3) 規約改正について
- (4) 役員改選について
- (5) その他

以上の議案について審議し出席理事全員の了承を得て原案どおり可決承認された。

昭和59年度収支決算書

収入の部

60. 3. 31現在

科 目	予 算 額	決 算 額	増減額(△)	摘 要
会 費	14,130,000円	13,746,650円	△ 383,350円	
通常会費	12,610,000	12,156,650	△ 453,350	2,300円×5,124名 過年度未収金161名
賛助会費	1,520,000	1,590,000	70,000	10,000円×157口 過年度未収金 2口
研修会費収入	1,400,000	1,455,500	55,500	会員3,500円×234 非会員5,000円×126 テキスト500×13
広告収入	2,400,000	1,345,000	△1,055,000	水と土56・57・58号
雑収入	1,300,678	847,531	△ 453,147	水路及びダム研究会残金519,261円 利子207,876円その他
前年度繰越金	9,769,322	9,769,322	0	
合 計	29,000,000	27,164,003	△1,835,997	

支出の部

科 目	予 算 額	決 算 額	増減額(△)	摘 要
会誌発行費	15,650,000円	10,018,464円	△5,631,536円	
印刷費	11,600,000	7,724,350	△3,875,650	水と土56・57・58・59号
原稿料	1,200,000	761,100	△ 438,900	〃 〃
編集費	350,000	119,500	△ 230,500	〃 〃
運賃送料	2,500,000	1,413,514	△1,086,486	〃 〃
事業費	2,000,000	1,103,376	△ 896,624	
研究会賞	450,000	103,400	△ 346,600	58年度2編
研修会諸費	1,500,000	999,976	△ 500,024	
資料費	50,000	0	△ 50,000	
会議費	500,000	229,090	△ 270,910	理事会・編集委員会等
事務費	3,250,000	1,278,990	△1,971,010	
通信費	600,000	263,890	△ 336,110	
旅費交通費	200,000	16,000	△ 184,000	
広告手数料	800,000	393,000	△ 407,000	水と土56・57・58号
事務室費	100,000	100,000	0	
事務還元費	500,000	349,485	△ 150,515	
振替手数料	100,000	62,600	△ 37,400	
消耗品費	350,000	70,280	△ 279,720	
雑費	600,000	23,735	△ 576,265	
給料及手当	3,100,000	2,733,891	△ 366,109	アルバイト賃金・手当等

予備費	4,500,000	0	△4,500,000	
次年度繰越金		11,800,192	11,800,192	
合計	29,000,000	27,164,003	△1,835,997	

昭和60年度収支予算(案)

収入の部

科目	予算額	59年度予算額	増減額(△)	摘要
会費	13,000,000円	14,130,000円	△1,130,000円	
通常会費	11,600,000	12,610,000	△1,010,000	2,300円×5,140名×0.95 前年度未収金
賛助会費	1,400,000	1,520,000	△120,000	10,000円×157口×0.95
研修会費収入	1,400,000	1,400,000		会員4,000円×180名 非会員6,000円×120名
広告収入	2,400,000	2,400,000		1回480,000円×5回
雑収入	399,808	1,300,678	△900,870	
前年度繰越金	11,800,192	9,769,322	2,030,870	
合計	29,000,000	29,000,000		

支出の部

科目	予算額	59年度予算額	増減額(△)	摘要
会誌発行費	14,900,000円	15,650,000円	△750,000円	
印刷費	11,000,000	11,600,000	△600,000	会誌 60号—64号分 1回 2,200千円
原稿料	1,100,000	1,200,000	△100,000	〃
編集費	300,000	350,000	△50,000	〃
運賃送料	2,500,000	2,500,000		〃
事業費	2,050,000	2,000,000	50,000	
研究会賞	450,000	450,000		
研修会諸費	1,500,000	1,500,000		会場費 研修テキスト 講師旅費 謝金等
資料費	100,000	50,000	50,000	
会議費	500,000	500,000		理事会 編集委員会
事務費	3,300,000	3,250,000	50,000	
通信費	600,000	600,000		
旅費交通費	200,000	200,000		
広告手数料	800,000	800,000		
事務還元費	500,000	500,000		
振替手数料		100,000	△100,000	
事務室費	100,000	100,000		
消耗品費	400,000	350,000	50,000	
雑費	700,000	600,000	100,000	
給料及手当	3,200,000	3,100,000	100,000	賃金 手当等
予備費	5,050,000	4,500,000	550,000	
合計	29,000,000	29,000,000		

農業土木技術研究会規約改正

現 行	改 正
前章 略	
第3章 役員 (役員の種類)	第3章 役員 (役員の種類)
第7条 本会は次の役員をおく	第7条 本会は次の役員をおく
(1) 会 長 1名	(1) 同 左
(2) 副会長 1名	(2) 副会長 2名
(3) 理 事 15名以内	(3) 同 左
(4) 監 事 2名	(4) 同 左
後章 略	

本規約は昭和60年6月17日から施行する

農業土木技術研究会役員名簿 (昭和60年度)

会 長	浅原 辰夫	水資源開発公団理事	委 員	細川 雅敏	〃	資源課
副 会 長	平井 公雄	構造改善局建設部長	〃	岩村 和平	〃	事業計画課
〃	白井 清恒	東京大学教授	〃	相沢 恒徳	〃	施工企画調整室
理 事	内藤 克美	構造改善局設計課長	〃	高橋 利也	〃	水利課
〃	小泉 恵二	構造改善局水利課長	〃	大庭 宗一	〃	〃
〃	中道 宏	構造改善局首席農業土木専門官	〃	藤本 直也	〃	整備課
〃	山本 敏	関東農政局建設部長	〃	勝山 達郎	〃	開発課
〃	中川昭一郎	農業土木試験場長	〃	小沢 興宏	〃	〃
〃	高橋 昇	北海道開発庁農林水産課長	〃	前田 勇	〃	防災課
〃	八木 直樹	水資源開発公団第二工務部長	〃	久保田 勇	関東農政局設計課	
〃	中島 哲生	(社)農業土木事業協会専務理事	〃	吉野 秀雄	農業土木試験場施設水利2研	
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事	〃	清水 洋一	国土庁調整課	
〃	渡辺 滋勝	㈱三祐コンサルタンツ専務取締役	〃	益田 和範	水資源公団第2工務部設計課	
〃	久徳 茂雄	西松建設㈱専務取締役	〃	今井 秀二	農用地公団工務部工務課	
〃	内藤 正	大豊建設㈱社長	〃	荒木 正栄	日本農業土木総合研究所	
監 事	大橋 欣治	関東農政局建設部設計課長				
〃	西岡 公	㈱日本農業土木コンサルタンツ 常務取締役	委 員	荏原製作所	3口	
常任顧問	須藤良太郎	構造改善局次長	〃	大林 組	〃	
〃	福沢 達一	全国農業土木技術連盟委員長	〃	熊谷 組	〃	
顧 問	山崎平八郎	衆議院議員	〃	佐藤工業 ㈱	〃	
〃	梶木 又三	参議院議員	〃	三祐コンサルタンツ	〃	
〃	岡部 三郎	〃	〃	大成建設 ㈱	〃	
〃	小林 国司	〃	〃	玉野総合コンサルタント ㈱	〃	
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授	〃	電業社機械製作所	〃	
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授	〃	西島製作所	〃	
〃	緒形 博之	東京大学名誉教授	〃	西松建設 ㈱	〃	
〃	永田 正董	土地改良政治連盟耕隆会会長	〃	日本技研 ㈱	〃	
編 集	中道 宏	構造改善局設計課	〃	日本水工コンサルタント	〃	
員 長	安田 昭彦	〃 事業計画課	〃	日本農業土木コンサルタンツ	〃	
常任委員	〃	〃 設計課	〃	(財)日本農業土木総合研究所	〃	
〃	亀田 昌彦	〃 整備課	〃	間 組	〃	
〃	植松宇之助	〃 設計課	〃	日立製作所	〃	
〃	川嶋 久義	〃 地域計画課	〃		(16社)	
委 員	白間 義孝	〃	〃	青木建設	2口	

賛 助 会 員

安藤工業(株)	1口	須崎工業(株)	1口
(株)奥村組	"	世紀東急工業(株)	"
勝村建設(株)	"	第一測工(株)	"
株木建設(株)	"	大成建設(株)高松支店	"
(株)栗本鉄工所	"	大和設備工事(株)	"
三幸建設工業(株)	"	高橋建設(株)	"
住友建設(株)	"	高弥建設(株)	"
大豊建設(株)	"	(株)田原製作所	"
(株)竹中土木	"	中国四国農政局土地改良技術事務所	"
田中建設(株)	"	(株)チェリーコンサルタンツ	"
前田建設工業(株)	"	中央開発(株)	"
三井建設(株)	"	東急建設(株)	"
(13社)		東邦技術(株)	"
INA新土木研究所	1口	東洋測量設計(株)	"
アイサワ工業(株)	"	(株)土木測器センター	"
青葉工業(株)	"	中川ヒューム管工業(株)	"
旭コンクリート工業(株)	"	日兼特殊工業(株)	"
旭測量設計(株)	"	日工ゲート(株)	"
伊藤工業(株)	"	日本エタニットパイプ(株)	"
茨城県調査測量設計研究所	"	日本技術開発(株)	"
上田建設(株)	"	日本国土開発(株)	"
(株)ウォーター・エンジニアリング	"	日本大学生産工学部図書館	"
梅林建設(株)	"	日本プレスコンクリート工業(株)	"
エスケー札幌産業(株)	"	日本舗道(株)	"
(株)大本組	"	農業試験場農地利用部	"
神奈川県農業土木建設協会	"	八田工業(株)	"
金光建設(株)	"	福井県土地改良事業団体連合会	"
技研興業(株)	"	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	"
(株)木下組	"	福本鉄工(株)	"
岐阜県土木用ブロック工業組合	"	(株)婦中興業	"
久保田建設(株)	"	(株)豊蔵組	"
久保田鉄工(株)(大阪)	"	ポゾリス物産(株)	"
久保田鉄工(株)(東京)	"	北海道土地改良事業団体連合会	"
京葉重機開発(株)	"	(財)北海道農業近代化コンサルタント	"
(株)古賀組	"	堀内建設(株)	"
(株)古郡工務所	"	前田製管(株)	"
(株)後藤組	"	前沢工業(株)	"
小林建設工業(株)	"	真柄建設(株)	"
五洋建設(株)	"	(株)舛ノ内組	"
佐藤企業(株)	"	丸伊工業(株)	"
(株)佐藤組	"	丸か建設(株)	"
佐藤興業(株)	"	(株)丸島水門製作所	"
(株)塩谷組	"	丸誠重工業(株)東京営業所	"
(社)静岡県畑地かんがい事業協会	"	水資源開発公団	"
昭栄建設(株)	"	水資源開発公団奈良俣ダム建設所	"
新光コンサルタンツ(株)	"	宮本建設(株)	"
新日本コンクリート(株)	"	山崎ヒューム管(株)	"
(株)新システム企画研究所	"	菱和建設(株)	"
		若鈴コンサルタンツ(株)	"
		(アイウエオ順)	計 113社 158口
			(84社)

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員							
	県	農水省 関係	公団 等	学校	個人	法人	外国		県	農水省 関係	公団 等	学校	個人	法人	外国	
北海道	152	200	5	9	21			近畿	滋賀	41	16	2	1	4		
東	青森	75	62		2			京都	49	39		7	7			
	岩手	87	25	6	6	4		大阪	36		1	4	4			
	宮城	50	74	1	5	15		兵庫	30	22		4	2			
	秋田	124	25		1	5		奈良	50	18			4			
	山形	61	19		2	1		和歌山	41	6			1			
北	福島	88	49	6		1		小計	247	101	3	16	22			
小計	485	254	13	16	26			中国	鳥取	25	12		2	4		
関	茨城	107	63	13	3	8		岡山	23	17		5				
	栃木	81	17	5	5	2		広島	55	52		4	3			
	群馬	32	6	1	1			山口	53	10			2			
	埼玉	57	21	12	1	18		徳島	35	4		1	1			
	千葉	62	16	15	1	12		香川	27	10	1	1	5	4		
東	神奈川	4	184	60	11	17		愛媛	35	14		4	3			
	山梨	28	7		2	18		高知	22		1	1	1			
	長野	7	8		1	1		小計	299	120	3	22	18			
	野田	48	5	3	4	1		九州	福佐	24	16	34	7	6		
	静岡	91	14			5		長崎	32	18		2	2			
小計	517	334	109	28	82			熊本	18	2		1	1			
北	新潟	114	51	2	1	5			大分	40	39	3				
	富山	61	8		1	5			宮崎	46	6	2				
	石川	41	67		2	1			鹿兒島	34	16		3			
陸	福井	66	17					沖繩	64	3						
小計	282	143	2	4	11			小計	259	115	40	14	11			
東	岐阜	31	5	1	4	6		合計	2,348	1,372	219	117	207	858	22	
	愛知	43	82	33	1	7		総合計							5,143名	
	三重	33	18	10	3	3										
海	小計	107	105	44	8	16										

編 集 後 記

他地区での実施例は、私達が実際に仕事を進めていく上で大変役に立つものです。近年、農家のニーズの高度化、多様化もあり農業基盤整備事業の整備水準も高度化する一方で、農産物価格の低迷があり、また農村を取りまく環境も変化していることから、事業を進めるに当たっての判断の正確さが、より重要視されてきております。このため計画、技術に関する検討内容も複雑なものになりがちですが、その際、事例やデータのありかたを知っていることは効率的な仕事を進めていく上で、非常に大切なことだと思います。今回も、各方面の技術事例を取

めることができたと考えております。大いに御活用下さい。

また今回から、協議関係についてのシリーズを企画しました。現場の仕事の中で協議関係は不可欠のものです。経験のない方にとっては、なかなか難解な部分が多いと考えたからです。今後4～5回程度で道路、林野、文化財、電気関係等の協議についての解説を行う予定にしております。

本誌は農業土木技術者の技術研鑽の場であり、また情報交換の場でもあります。是非一度、皆さんの経験された技術事例を投稿されるよう期待している次第です。

水 と 土 第 61 号

昭和60年6月30日発行

発行所 〒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
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)

投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内, 農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
 - ① 表 題
 - ② 本文枚数, 図枚数, 表枚数, 写真枚数
 - ③ 氏名, 勤務先, 職名
 - ④ 連絡先 (TEL)
 - ⑤ 別刷希望数
- 3 1回の原稿の長さは原則として図, 写真, 表を含め研究会原稿用紙(300字)65枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付), 漢字は当用漢字, 仮名づかいは現代仮名づかいを使用, 術語は学会編, 農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字(3単位ごとに, を入れる)を使用のこと
- 5 写真, 図表はヨコ7cm×タテ5cm大を300字分として計算し, それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し, 写真, 図, 表は別に添付する。(原稿中に入れない)
- 6 原図の大きさは特に制限はないが, B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう, はっきりしていて, まぎらわしいところは注記をされたい。
写真は白黒を原則とする。
- 7 文字は明確に書き, 特に数式や記号などのうち, 大文字と小文字, ローマ字とギリシャ文字, 下ツキ, 上ツキ, などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと,
たとえば
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字
O(オー)と0(ゼロ) a(エー)とα(アルファ)
r(アール)とγ(ガンマー) k(ケイ)とx(カップ)
w(ダブリュー)とω(オメガ) x(エックス)とχ(カイ)
1(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)とε(イプシロン) v(パイ)とν(ウプシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ, どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は原典をそのまま掲げる場合は引用文に『 』を付し引用文献を本文中に記載する。孫引きの場合は, 番号を付し, 末尾に原著者名:原著論文表題, 雑誌名, 巻: 頁~頁.年号, 又は“引用者氏名, 年・号より引用”と明示すること。
- 11 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は, 実費を著者が負担する。