

水と土

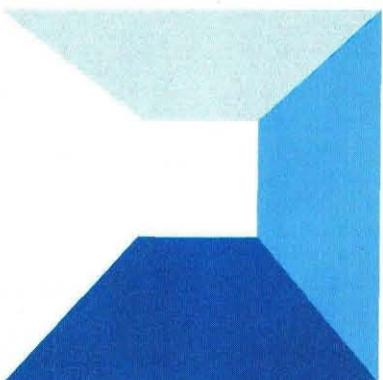
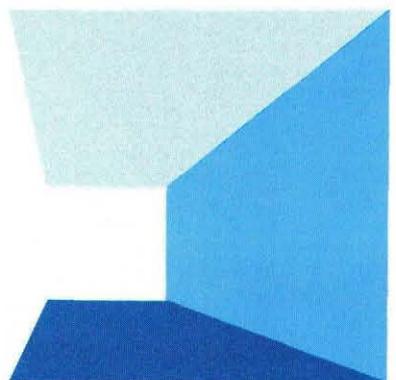
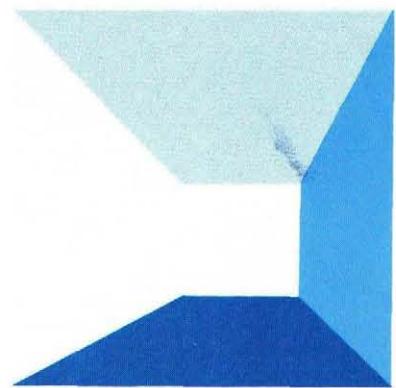
第 96 号

ISSN 0287-8593

平成 6 年 3 月号

農業土木技術研究会

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



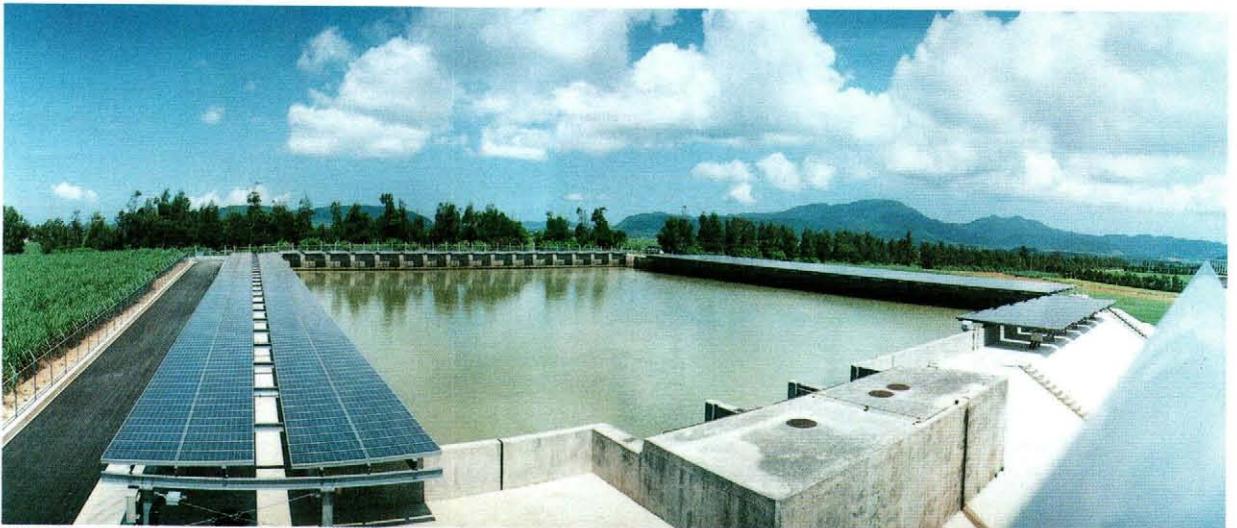
日光川河口排水機場の鳥瞰

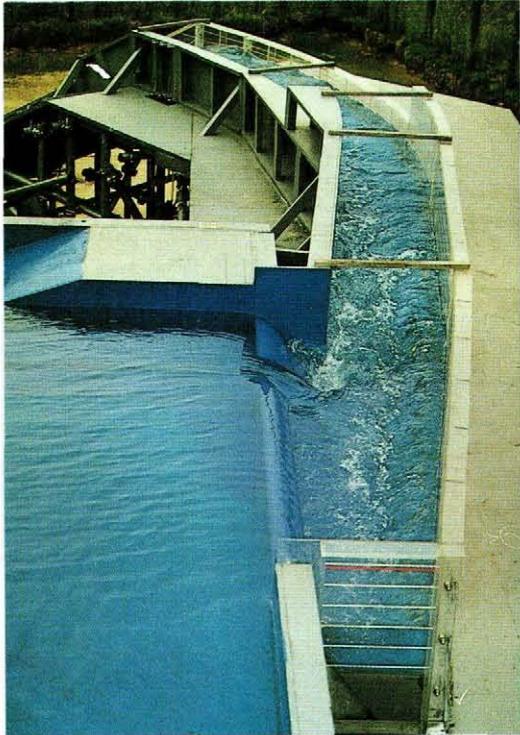
(本文2頁参照)



国営宮良川農業水利事業における太陽電池全景

(本文15頁参照)





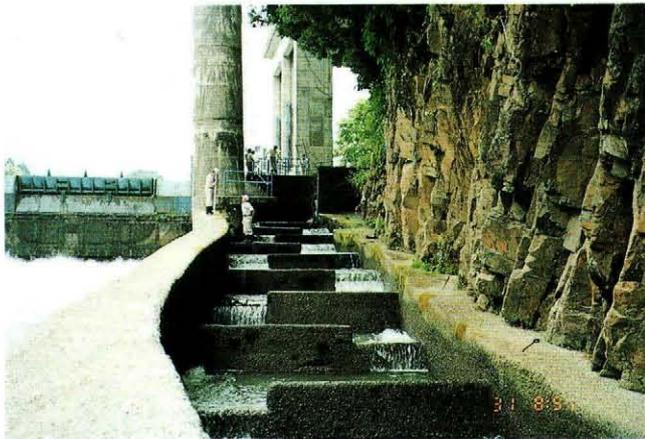
◀ 栴谷ダム洪水吐の模型実験
(改良案側水路部上流付近)

(本文 28 頁参照)

サブマージドディスクバルブ

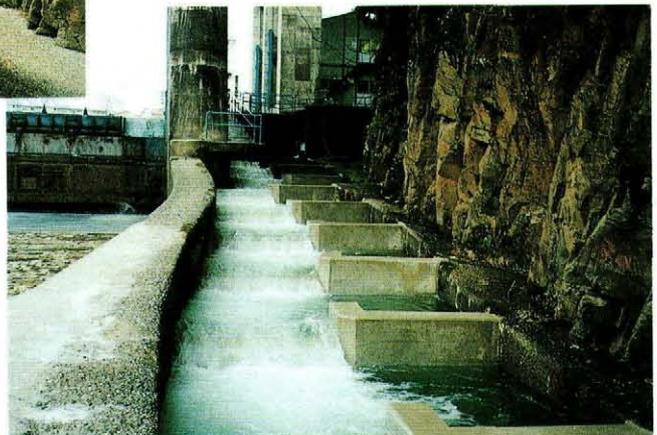


(本文 38 頁参照)



頭首工(愛本堰堤)の魚道の
改修前(左)と改修後(下)

(本文 59 頁参照)



— 目 次 —

グラビア

- 日光川河口排水機場の鳥瞰
- 国営宮良川農業水利事業における太陽電池全景
- 榎谷ダム洪水吐の模型実験 (改良案 側水路部上流付近)
- サブマージドディスクバルブ
- 頭首工 (愛本堰提) の魚道の改修前と改修後

報文内容紹介

巻頭文

- 年のはじめに 蔵 隆 弘……(1)

報 文

- 日光川河口排水機場の設計施工について 福 田 守……(2)

- 洪水調節のためのマイコンによる沈砂池容量と呑口断面の自動決定 陳 榮 松・小 林 慎太郎・丸 山 利 輔……(11)

- 国営宮良川農業水利事業における太陽光発電の導入について 青 山 卓 二……(15)

榎谷ダム洪水吐の水理模型実験結果について

- 大 梧 光 照・新 城 秀 清・中 山 圭 主……(28)

- 愛媛県における畑地かんがい多目的自動化施設の現状 藤 田 美 貴 雄……(38)

山王海ダム仮排水路トンネルの水理模型実験について

- 渡 辺 和 真・泉 親 次・佐 藤 求……(46)

老朽化堰提の補修改修工法について

- 頭首工エプロン部と魚道の改良事例— 橋 本 宏……(59)

- 直轄地すべり対策事業「板倉地区」における地すべり防止工事について

- 津 田 幸 徳・備 前 信 之・山 田 達 也……(70)

資 料

- 頭首工護床ブロックの大きさの決定に関する新提案 川 合 亨……(79)

- 投稿規定……(83)

- 農業土木技術研究会入会手引き……(84)

- 会告・編集後記……(85)

水と土 第96号 報文内容紹介

日光川河口排水機場の設計施工について

福田 守

国営尾張西部農業水利事業で建設が進められている日光川河口排水機場は、いよいよ平成6年度に試運転する段階まで進捗した。木曾川下流部の沖積地で海拔ゼロメートル地帯の農地を守る上から重要な水利施設となる。総排水量150m³/s口径4600mmの大型排水機場の設計・施工のうえで、①機場の振動緩衝策、②マスコンクリート等に関し、技術的検討の一端を紹介するものである。(水と土 第96号 1994 P.2)

洪水調節のためのマイコンによる沈砂池容量と呑口断面の自動決定

陳 榮松・小林慎太郎・丸山 利輔

流出ハイドログラフと下流水路の通水能力が与えられている場合、沈砂池の貯水容量、呑口のサイズ等の諸元を自動決定するためのプログラムを、わかりやすく紹介する。このプログラムはBASIC言語で書いたもので、マイクロコンピュータの使用が日常化されている現場でも簡単に利用できる。(水と土 第96号 1994 P.11)

国営宮良川農業水利事業における太陽光発電の導入について

青山 卓二

国営宮良川農業水利事業(沖繩県石垣市)では、亜熱帯の気候を生かし、離島地域の電力需給緩和と環境問題への取り組みや技術開発に資するため、平成4年度に出力150kWの太陽光発電施設を設置した。本稿では、本施設導入までの基本調査、電気事業法に関する協議関係、工事実施状況及び設置後の実用運転状況等を報告する。(水と土 第96号 1994 P.15)

楢谷ダム洪水吐の水理模型実験結果について

大梧 光照・新城 秀清・中山 圭主

北陸農政局日野川用水農業水利事業の基幹施設である楢谷ダムは、平成5年4月より仮排水路工事に着手しており、平成6年度末より本体工事に着手する計画としている。当ダムは、治水事業との共同事業で施工するもので、洪水吐には常用洪水吐を備えており、洪水吐の水理模型実験を実施したところ、その流況において通常の農業用ダムの洪水吐とは違った水理現象を示した。本文では、この水理模型実験結果について報告する。(水と土 第96号 1994 P.28)

愛媛県における畑地かんがい多目的自動化施設の現状

藤田 美貴雄

愛媛県では約20年間にわたって畑地かんがい多目的自動化施設が建設され、技術的にはほぼ確立されたきたが、施工条件や社会条件の変化によってあらたな問題も生じている。本論では、愛媛県で施工されているこの事業の実施状況、施設の構成概要、施設の利用実態、そして、施工の現状と課題について述べてみたい。(水と土 第96号 1994 P.38)

山王海ダム仮排水路トンネルの水理模型実験について

渡辺 和真・泉 親次・佐藤 求

山王海ダム仮排水路トンネルは、既設ダムの洪水吐及び同トンネルの利用をする計画である。

このことから、河川協議との係わりで、模型実験を実施することとなった。仮排水路としての水理学的妥協点の相違等もあり、キャッチボールに時間を費やし、結果的に1年2か月余を必要とした、水理模型実験の協議成立までの実験内容を報告する。(水と土 第96号 1994 P.46)

老朽化堰堤の補修改修工法について —頭首エプロン部と魚道の改良事例—

橋本 宏

近年、頭首工とこれに付帯する魚道の老朽化が増加傾向にある。

富山県東部にある黒部川は全国有数の急流河川(河川勾配1/100)で、ここに位置する愛本堰堤のエプロン部は摩耗と張石の剝離が著しい。また魚道部も摩耗、滞石などによる機能低下が生じており早期の改良が望まれていた。

本報文は、頭首エプロン部の摩耗対策工法(弾性板張工法)と魚道部改良工法(アイスハーバー型)についての検討結果と施工事例を紹介する。(水と土 第96号 1994 P.59)

直轄地すべり対策事業「板倉地区」における地すべり防止工事について

津田 幸徳・備前 信之・山田 達也

新潟県南部に位置する板倉町は、日本でも有数の地すべり多発地帯で、昔から地すべりの被害に悩まされてきた。当地においては、地すべり等防止法の施行とともに地すべり防止区域の指定が行われ、地すべり防止対策が講じられているが、地下水により大規模な地すべりが発生する可能性があるため、その抜本的な防止対策を講ずることを目的に、昭和163年から農水省の直轄事業がスタートした。ここではその防止工事について紹介する。(水と土 第96号 1994 P.70)

年のはじめに

蔵 隆 弘*

(Takahiro KURA)

暦が変わって既に1ヶ月半を過ぎたが、平成5年をふり返ってみると、北海道においてもまさにめまぐるしい年であったと実感している。釧路沖、南西沖の2つの大地震災害、次夏に引き続いての記録的な冷害の発生、そして12月には永年の問題であったガット・ウルグアイ・ラウンドにおける農業合意を迎えた。

両地震災の復旧事業、特に南西沖地震に際してはその発生の時機、規模の大きさから、私共が直接関係する農地・農業用施設の復旧にあっても、地域からの期待が大きなものであったが、農林水産省担当部局による適切な指導と査定を頂き、現在まで道及び地元関係団体の総力をあげて事業を実施中であり、本年の営農に向けて目途が見えたというところである。また、本災害に関し全国各地の皆様から数々の激励を頂いたことにお礼を申し上げます。地域の復興に向けてはなお多くの課題が在り、私共は地域との連携のもと力を発揮していきたいと決意している。

昨年の冷害は、単に農家経済の分野にとどまらず、農業を基幹産業とする本道の地域社会・経済に大きな影響を及ぼしたが、同時に私共農業に関係するものにとって多くの課題とヒントを残したと云えよう。農業土木の分野に関しては、当然といえば当然のことであるが、暗渠排水など排水対策や有機質の投入などによる土層改良の徹底、水田における深水かんがいや可能とする高畦の造成、用水施設の整備などの重要性が再認されたが、同時にその実行を容易とする事業の仕組みについての検討が課題として我々に与えられたと云える。

さて、12月にはガット・ウルグアイ・ラウンドの農業合意がなされた。当面は高い関税障壁の設定や国家貿易体制の維持などにより、国内農業の枠組に大きな変化は避けられるとの説明はされているが、関税化の受け入れかつ関税率の段階的引き下げ等により、これまで以上に海外農産物との競争が強まることが予想されることから、農業者をはじめ、各界各層に農業の将来に対する不安が増大していると云えよう。特に本道においては、専門的農家が大勢を占めており、前回の牛肉をはじめとする農産物の輸入自由化や近年の農産物価格の抑制基調のもとで厳しい状況となっており、今回の合意の結果は、コメのみならず畜産、畑作経営の農家、さらには農村地域の経済・社会に大きな影響を及ぼすことが懸念される。道としては、農政部内に部長を議長とする“農産物自由化問題対策会議”を設置するとともに、関係諸団体をメンバーとする“北海道農業確立対策会議（議長・知事）”を設け必要な対策の検討と対策の実施に向けた取り組みを進めているが、その基本的な考え方の方向としては、

- ・優れた担い手の育成・確保と体質の強い農業経営を確立するため、農業生産基盤の整備や農地の利用集積の促進など構造政策の強力な推進。あわせて農家負担の軽減など農家経済対策の導入。
- ・稲作、畑作及び酪農・肉用牛の安定生産を図るための需給・価格安定対策の確立と国内産農産物の需要拡大に向けた取り組みの推進。
- ・農村地域の活力低下が懸念されることから、農業・農村の有する多面的機能を維持し活用したむらづくり、まちづくりに対する地域主体の取り組みに対する積極的・総合的な支援。
- ・将来にわたって農業が他産業と遜色のない位置付がなされ、農業者が意欲をもって営農に取り組み所得の確保が得られるよう、国内農業・農村政策の明確な提示、必要であれば新しい基本法の制定。

などがあげられている。具体的な対策の打ち出しとしては、道独自の対策として進め得るものもあり、平成6年の道費予算として計上すべく準備しているものもあるが、多くは国の対策の実現との連携が望まれる。今後、道としてその具体策の詰めを進めつつ国に要請していくが、国レベルでの理解と積極的な政策の展開が望まれるところである。

さわやかな朝日と共に迎えたとは云い難い平成6年の年明けではあるが、私共の先人が120余年前に農耕をもって開拓をはじめたこの北海道を、私共の地域社会としてのみならず、日本の重要な地域として新たな発展を期する決意新たなる年としてとらえている。

そして、私共農業土木技術者としてのテーマは、私共を育んでくれた財産“土と水”との共生にあるのではなかろうかと思うこのごろである。

* 北海道農政部長

日光川河口排水機場の設計施工について

福田 守*
(Mamoru FUKUDA)

目	次
1. まえがき	2
2. 尾張西部地区の概況	2
3. 機場の振動緩衝策について	7
4. 計測管理について	8
5. マスコンクリートの施工について	8
6. あとがき	10

1. まえがき

国営尾張西部農業水利事業は、愛知県西部、木曾川下流左岸にある2級河川、日光川流域〔流域面積30,440ha〕の低平水田地帯〔受益面積14,650ha〕を対象とした排水改良事業である。昭和60(1985)年度に事業着工して以来、9年を経て、平成6(1994)年度には、その基幹施設である河口排水機場の試運転が見込まれる段階まで進捗した。施設容量150m³/sという大規模な排水機場の建設の過程で検討した技術的なトピックの一端を紹介するものである〔写真-1〕。

2. 尾張西部地区の概況

(1)一般

わが国第3位の木曾川は濃尾平野をうるおし、その流れは農業はじめ諸産業を興し、名古屋を中心とした大経済圏を形成してきた。愛知県西部には宮田用水で有名なように、古くから水田が開けたところである。これまでに国営濃尾用水事業〔昭和32~42(1957~67)年度〕、同第2期事業〔昭和44~62(1969~87)年度〕、公団宮木曾川用水事業〔昭和41~57(1966~82)年度〕およびその関連事業により用水はほぼ整備されている。

尾張西部地区は西を1級河川、木曾川、東を1級河川、庄内川、新川に境する濃尾平野の一部である〔図-1, 図-2〕。流域の北部の一宮市、尾西市を中心とする比較的高位部では農業のほか繊維産業が盛んである。また、流域の南部は低平地で、稲作、養魚を中心とした産業が盛んな地域で

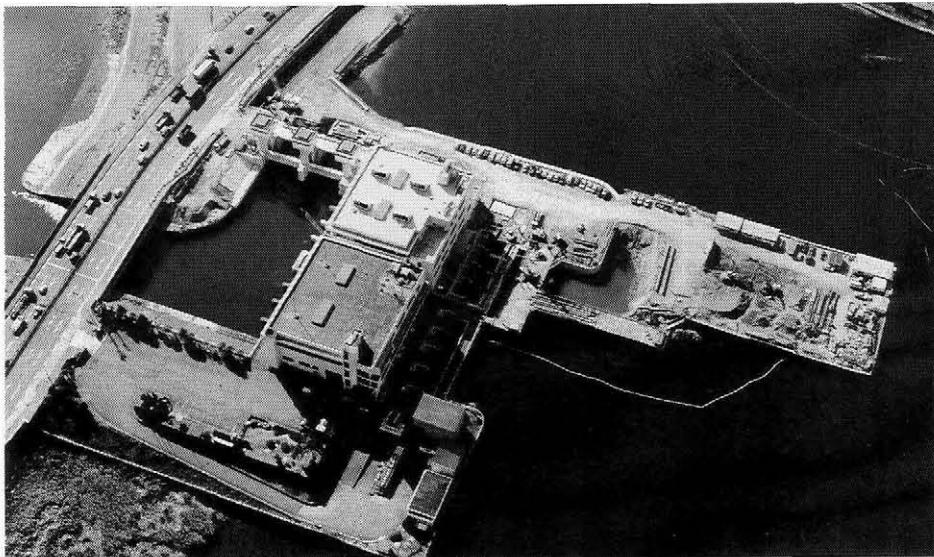


写真-1 日光川河口排水機場の鳥瞰

* 東海農政局尾張西部農業水利事業所

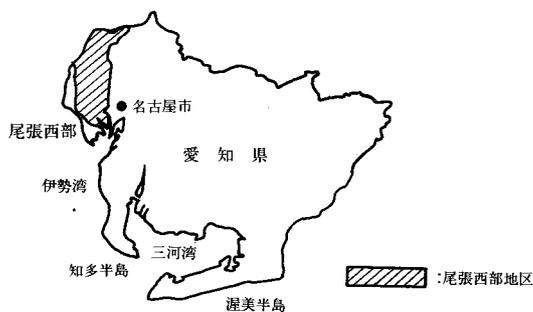


図-1 尾張西部地区位置図

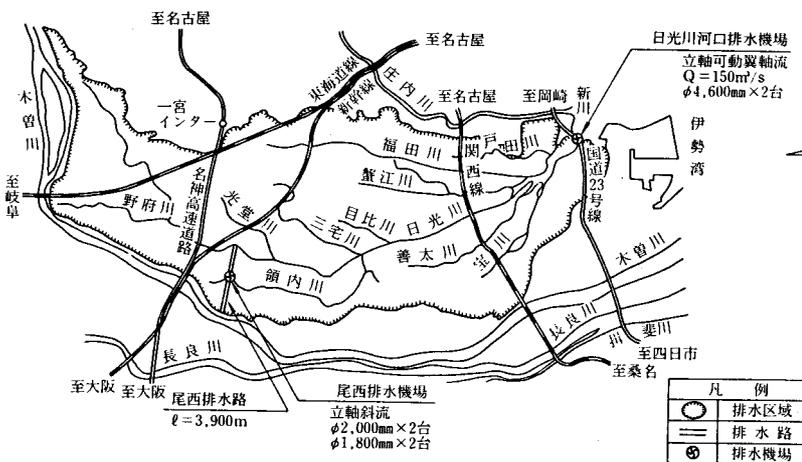


図-2 尾張西部地区概要図

ある。最近は名古屋市街地のベッドタウンとしての様相を示している。2級河川日光川はこれらの地域の中央を流れている。この地域の排水は、日光川に流入する支派川と、これに接続する排水路が担っており、地域面積の47%が自然排水、53%が機械排水によっている。流域の南半分は「海拔ゼロメートル地帯」でこれまで多数ポンプ場が設置されてきた [図-3]。

日光川の河川改修は昭和26 (1951) 年に着手以来、営々と事業が進められ、昭和40 (1965) 年代には現在の排水系統が形づくられていた。この地域は木曾川の堆積土砂による沖積層の上であり、地盤高が低い [図-3, 図-4]。そのうえこの地域は名古屋市街地に近く、交通の便も良いので、近年急速に都市化が進み、降雨流出の形態変化、経済の高度成長に伴う地下水の汲み上げで、昭和36 (1961) 年頃から急速に進んだ地盤沈下が、この地域の排水対策をますます難しくさせた。この地域には、極端な箇所では、過去20年間で最大140

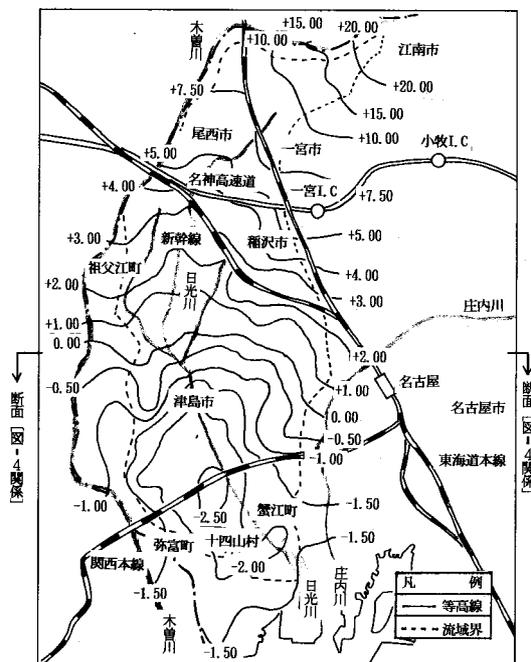


図-3 尾張西部地区の地盤標高

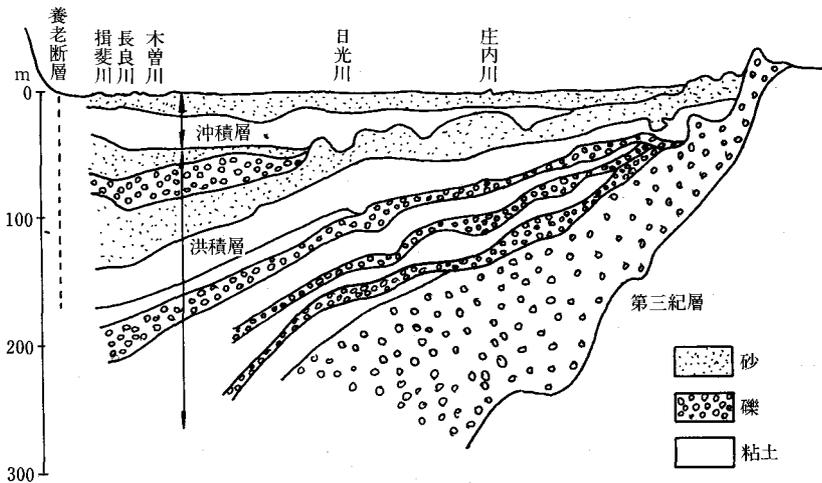


図-4 濃尾平野の地層断面

cm沈下量を記録したところもある〔図-5, 図-6〕。この地域を国道1号線, 23号線ほかJR関西本線, 近鉄名古屋線が横過している。とりわけJR関西本線弥富駅は〔地下駅を除き〕日本で一番低いところ〔海拔-1m〕にある駅として鉄道ファンに知られている。

このような地理, 地形の状況下に昭和49(1974)年7月の豪雨(津島333mm, 一宮237mm)、昭和51(1976)年9月, 台風15号に伴う豪雨(津島634mm, 一宮644mm)により浸水被害を生じた。これを

契機に治水関係事業では、「日光川河川改良全体計画」に沿って, 河川激甚災害対策特別緊急事業が実施された。

また, 農業側の事業として, 農業経営の変化に伴い, 耕地の汎用化を図るため, 排水対策の促進が要望され, 湛水防除事業, 地盤沈下対策事業等により, 排水路の整備, 排水機の増設が実施されている。現在排水機場約120箇所, 排水容量総計約320m³/sである。

(2)国営尾張西部土地改良事業計画

尾張西部地区の排水計画樹立にあたって, 2級河川の改修状況が地区排水対策の制約要因となるため, 農業側計画に対応できる河川改修事業量が見積もられた。しかし, 日光川関連の河川改修が実施されても農業側施策なしでは農地の湛水被害が解消されない。これら農地の湛水被害解消のため, 農業側対策として県営事業等により, 地区内排水路を整備する。地区内排水改良に伴う流出量増加に対処するため, 国営事業により日光川河口に排水機場を建設する。これとともに, 日光川上流部に, 流域の農地排水を木曾川に排除するため, 尾西排水路, 排水機場を建設するものである。国営尾張西部農業水利事業は農業用排水〔土地改良法施行令第49条第1項第1号〕およびこれと併せ行う地盤沈下対策〔土地改良法施行令第49条第1項第2号〕との2つの事業を総合的に行っている。地域は愛知県津島市ほか20市町村の受益面積14,650haにわたるものである。〔表-1〕。

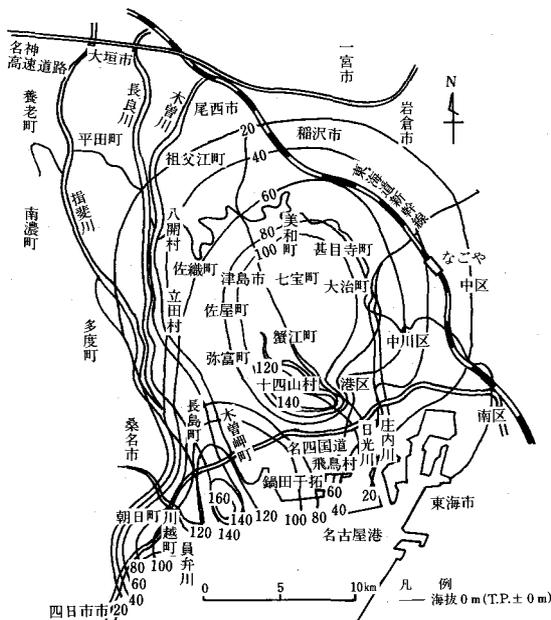
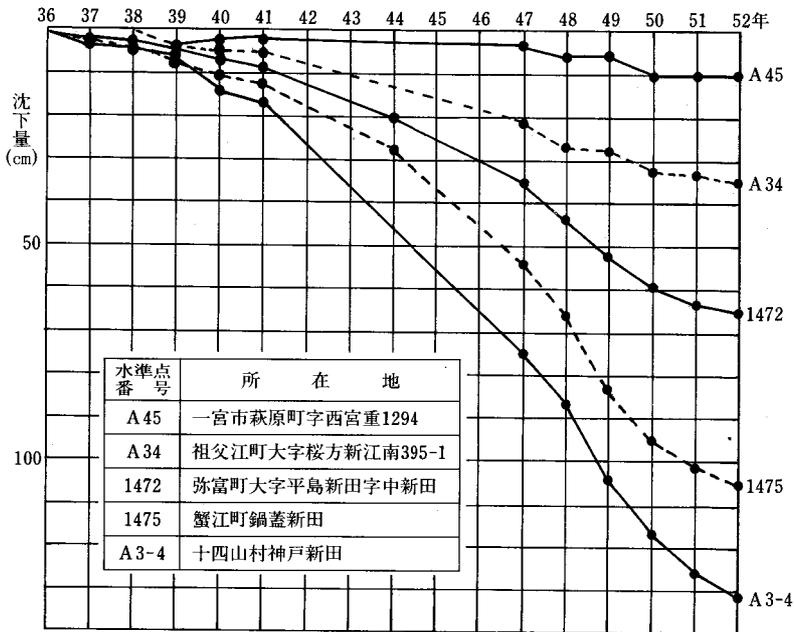


図-5 昭和36年以降の累積沈下図 (S. 36~H. 元)



図一 6 代表的水準点の沈下状況

表一 1 尾張西部地区の関係面積 (単位ha)

区	分	田	畑	その他	計
計	画	10,370	4,280	15,790	30,440
受	農	9,090	3,640		12,730
	市	1,190	630		1,820
	街				
	化				
面	そ	90	10		100
	の				
積	計	10,370	4,280		14,650

国営かんがい排水事業と併せ行う地盤沈下対策事業は、地盤沈下に起因して、農地および農業用施設に災害が発生するおそれの大きい低平な排水不良地区において、農用地および農業用施設の雨水による被害を未然に防止し、農業生産の維持および農業経営の安定に資することを目的としている。現行の防災事業（湛水防除事業、地盤沈下対策）では農地の湛水深20cmを許容しており、かんがい排水事業は水田汎用化を図るため無湛水を計画している。2つの事業それぞれの整備水準は、農業用排水

排水改良 湛水深 5 cmから～20cm未満

地盤沈下対策

湛水防除 湛水深 20cm以上

となっている。なお、5 cm未満は無湛水とみなしている。

それぞれの事業の構成は、水量割としてある。

事業地域内では湛水防除事業、地盤沈下対策事業が実施中であり、事業の緊急性から農地の汎用化に先行して実施すべき事業であり防災事業を優先して施設容量を決めてある。

(3)排水計画の概要

計画基準降雨は地域を2箇所の観測所のデータでカバーし、1/10確率2日連続雨量（津島288mm一宮259mm）を採用してある。許容湛水深は現況水田において、汎用耕地化を前提とした畑利用を想定し、許容湛水深5 cm、継続時間1時間以内とした。

現況のままでは、計画基準降雨について検討してみると、湛水面積は16,600haで、全体面積の55%が湛水する。そのうち水田が7,900ha湛水し、全水田面積の75%が湛水する。

これに対し、河川改修の進捗を見込み、農業側対策として排水機場の建設、地区内排水路整備を図ると想定し、計画基準降雨について検討してみると、湛水面積は4,400haで、全体面積の14%が湛水する。そのうち水田が2,600ha湛水し、全水田面積の25%が湛水する程度まで改良される。

本地区の農業は水稻が主体であるが、今後は都市近郊という立地条件を活かし、積極的に水田裏作、畑作を導入し、生鮮野菜の供給基地として、

産地形成を図る。農業振興地域を対象として、地域内の水田をほぼ同一の水準の排水改良を行い、水田汎用化し、安定的な農業経営ができるよう、地区内整備を図る。これに伴う流出量に対して、
 ①河川水位が計画洪水水位以下にコントロールされ、
 ②地区内湛水解消、排水効果が発揮され、
 ③投資効果が期待できる、
 最適排水量として、最大施設容量300m³/sと算定した。(うち150m³/sは別途措置済)

(4)排水機場諸元

排水機場の諸元はつぎのとおりである。

ポンプ最大排水量	Q = 150m ³ /s
(ほかに150m ³ /s措置済)	
樋門最大排水量	Q = 722m ³ /s
最高外水位	T P 1.56m
最高内水位	T P 1.50m
最低内水位	T P -1.50m
最大内外水位差	2.825m
最小内外水位差	-0.101m
ポンプ設備	
立軸可動翼軸流ポンプ	
口径	4600mm
排水量	75m ³ /s
全揚程	3.7m
原動機5,800psディーゼルエンジン	
台数	2台

(5)ポンプ設備の設計条件

河口排水機場は農業計画の洪水時排水および高潮時排水ポンプとしての機能を有するものとする。

Qp = 75m ³ /s 排水時	総排水量150m ³ /s	全揚程3.7m
Qp = 50m ³ /s 排水時	総排水量100m ³ /s	全揚程5.0m

最高実揚程Hmax = 7.0m

Hmax = 7.0mにおいてもポンプは運転可能とする。

原動機の出力

$$Q_p = 75 \text{ m}^3/\text{s} \text{ 排水時} \\ (87 \text{ rpm 可動翼, 軸動力一定})$$

$$Q_p = 75 \text{ m}^3/\text{s}, H = 3.7 \text{ m}, \eta_p = 81\%$$

$$P_o = 0.222 \times \frac{75 \times 60 \times 3.70}{0.81 \times 0.92} \times (1 + 0.05)$$

$$= 5208 \text{ ps}$$

最高実揚程 7 m時

(96rpm固定翼)

$$Q_p = 38 \text{ m}^3/\text{s}, H = 7.2 \text{ m}, \eta_p = 75\%$$

$$P_o = 0.222 \times \frac{75 \times 60 \times 7.2}{0.75 \times 0.92} \times (1 + 0.1)$$

$$= 5800 \text{ ps}$$

原動機の出力 ディーゼル機関の定格は5800psとする。ポンプ回転数87rpm時の機関出力は

$$P = 5800 \text{ ps} \times \frac{87 \text{ rpm}}{96 \text{ rpm}} = 5256 \text{ ps} > 5208 \text{ ps}$$

O. K.

計画総排水量 150m³/s

ポンプ1台あたり吐水量 75m³/s

全揚程

= 計画最高実揚程 × 0.8 + 予定地盤沈下量 + 機場内損失

$$= 3.06 \text{ m} \times 0.8 + 0.5 \text{ m} + 0.75 \text{ m}$$

$$= 3.7 \text{ m}$$

最高実揚程 Hmax = 5.56m

1/10確率計画外潮位 +1.56m

将来下限内水位 -4.00m

1/10確率計画外潮位 +1.56m

1/10確率洪水時下限内水位 -1.50m

(6)外潮位

ポンプ排水にあたっての水位条件として、伊勢湾台風時S. 34 (1959)年、河口樋門が閉じている場合で、小潮時に異常潮位偏差を加えて設計上の外潮位とした。

$$\text{基準潮位} + 1.02 \text{ m} + \text{上昇値} 0.54 \text{ m} = +1.56 \text{ m}$$

$$\text{最大偏差} 0.68 \text{ m}$$

内水位は広い [3 km²] 遊水池をもっていることから -1.50mとした。

(7)沈下量

尾張西部地区一帯の地盤沈下は、公害防止条例によって地下水の揚水規制がかけられるまで、沈下量は既述のように激しかったが、地下水規制後は地盤沈下は低減している。とくに昭和55(1980)年以後の年間沈下量は少なくなっている。本計画に当たって、予想沈下量として、排水機の供用開始20年(機場施設の耐用年数)後を見込むものとし、沈下量0.50mとしてある。

3. 機場の振動緩衝策について

(1) 振動緩衝策の必要性

軟弱地盤地帯に大型排水機場を建設することで関心の高かったことのひとつは、排水機場の振動緩衝策である。機場予定地付近には極めて交通量の多い国道23号線〔名四国道〕や治水上重要な日光川樋門などの構築物があり、ポンプの運転、維持管理を想定した場合、回転体のスムーズな運転、操作室においてより良い居住性確保の観点から、一般的な規模のものよりは、特徴づけられる関心事である。それゆえ先進地で、ほぼ同等の規模をもつ排水機場を視察し、簡易な測定も行って、本機場の土木技術的および機械技術的観点から、細部の設計に反映させた。その過程における手法を記すとつぎのようである。

(2) 振動観測の構想

構造体各部のポンプにより強制される振動性状は、ポンプ稼働そのものによる振動源の特性に加えて、それにより励起される構造体各部の振動特性からなる。

このため、ポンプ稼働時の振動性状は振動源の特性、構造体各部の振動特性、これら2つの特性の総合、というように3つの特性に分けて把握する。

① 振動源そのものの振動性状の把握

ポンプやエンジンの運動により生起する振動性状を明らかにする。

② 地盤を含めた構造体各部の固有振動性状の把握

ポンプ稼働により生じる構造体各部に励起される振動性状を抽出するために、ポンプ非稼働時に構造体各部の固有振動性状を地盤を含めて明らかにする。

③ 地盤を含めた構造体各部のポンプ稼働時の振動性状の把握

ポンプ稼働により生じる構造体各部の振動性状を、①、②をもとに明らかにする。

構造体各部に励起される振動について考えてみると、励起振動は、構造体各部に特徴的に生じ、励起される構造体各部の範囲も、機械本体のごく周辺、躯体基礎全体、地盤杭をも含めた領域、というように、いくつかの領域に分けられる。そこで、地盤を含めた構造体の系における範囲を、

①エンジン周辺、②ポンプ駆動部周辺、③ポンプ

水車部周辺、④躯体基礎全体、⑤地盤、⑥建屋・床、各階、に従って着目する。

振動レベルを

X軸：主軸（エンジンの軸）方向

Y軸：主軸と直角な水平方向

Z軸：鉛直方向

θ ：回転方向

に座標を定めて分析する。

①エンジン

振動源 エンジンシリンダー内の燃料爆発エネルギーをピストン往復運動に変えて、クランク機構により回転力をとりだす機械であるが、生じている振動には、爆破のときの衝撃力によるもの、ピストン往復、クランク機構によるものがある。これらの振動は上下方向の成分を主とするが、シリンダーがV字形であること、クランク機構があること、等により、水平成分、特にエンジン主軸と直角方向の振動成分もある。もちろん、エンジン主軸方向の振動も励起される。このほか、回転軸については、回転ムラやトルクによる回転振動もある。

振動数 エンジン部に生じる振動特性は振動発生メカニズムとの対比で特徴づけられる。

ピストン運動の回転運動に変換されるので、生じる振動は回転数により表される。また、シリンダーが多気筒であるので、回転数の倍数の振動が生じると考えられる。

②ポンプ

振動源 ポンプには回転体の偏心や水車、羽根の水切りによって振動が生じる。回転体の偏心については機械分野で十分検討されているので、問題はほとんどないとされている。これに対して、羽根の水切りにより、水車室においては、水が四方八方に圧力拡散を伴って移動するので、上下方向のみならず水平方向にも振動が生ずる。

振動数 回転体の偏心により生じるとした場合の卓越振動数は公称回転数から求められる。水車羽根による振動の卓越振動数は、羽根による水の移動の時間間隔の逆数としてあたえられ、羽根枚数をZ、回転数 Nサイクル、とすると、倍振動のものも含めて、

$$f = Z \times N, \quad 2 \times Z N, \quad \dots \text{で与えられる。}$$

③その他の機械

振動が生じる可能性のある機械はエンジン、ポ

ンプを除けば、流体継手と減速機である。これらの機械において、回転体の偏心による振動が生じると考えれば、卓越振動数は、機械内部の回転体の回転数そのものである。もっとも、機械の回転体の設計では、偏心が十分配慮されているので、これらの振動は生じないと考えてよい。

④躯体内部における局在振動特性

ポンプやエンジンの振動が振動源から躯体内を伝播（拡散，逸散）するが、その様相は振動源の特性を反映させたものとなっている。また、伝播の際の材料の粘性減衰や構造体の幾何減衰のため振動レベルは減衰することが特徴である。また、躯体における振動は振動源の位置に対する位置依存性がある。

(3)振動緩衝策

以上のような調査検討を経て、機場の設計において具体的につぎのような方策を採った。

機場における振動の緩衝は土木的技術で対応することを基本とする。エンジン，減速機の基礎構造および流路構造を改良して加振力を低減することが効果的であり，従来の機場に比べて振動を低減することができる。

ポンプの加振力の低減：圧力脈動の値が小さくなるように水車部のスペース形状を改良する。

エンジンの加振力の低減：エンジンと減速機とを接近接続し，動力系のコンパクト化を図る。

基礎・建屋構造の耐振化

壁，スラブ，柱，梁の肉厚を増し，かつそれらを効果的に配置して，構造物の耐振化をめざすとともに，振動が効率よく減衰するようにする。

エンジン支持基礎：弾性振動による加振力を減衰させ，他に振動の影響を少なくする方法として機関基礎重量による方法がある。基礎寸法を求める一般式は特にないが，経験的（スラブ上の基礎において）機関重量の2倍以上の重量を有する方法であればよいと言われている。

重量比 $(W_b/W_d) = 2.7$ となった。

W_b ：基礎重量 約142ton

W_d ：機関重量 約53ton

エンジン支持壁：Y方向（流路と直角な水平方向）の剛性を増加させるため，Y方向に梁を通す。

水車室（ポンプ吸込水路，吐出水路）：吸込水路は高いポンプ効率を確保すること，損失水頭の増加を抑えること，キャビテーションの発生を抑え

ることに留意して形状を決め。吸込側ベルマウスの曲率半径を大きくした。傘形流路は流路形状によっては，吸込コーン背後部，流路後壁，流路上壁等で渦が発生しやすくなるが，吸込水路後壁比を適正な値にすれば防止できる。模型試験の結果，後壁比 $L / (W_s/2) = 0.6$ となった。

L ：後壁までの距離 4m

$W_s/2$ ：吸込口の幅 6.5m

また，傘形流路吐出水路へと徐々に流れの方向を変え，減速による圧力回復ができるような形状とした。

地盤改良：振動レベルの低減のため地盤改良を行う。基礎杭の横方向支持力の増加を主目的とし，あわせて開削工事における掘削底面での盤ぶくれ防止を二次効果として実施した。地盤改良の目標値は，基礎杭の横方向支持力に関与する沖積層粘性土層の以深に分布する沖積層砂質土層と同程度の水平抵抗値， K 値 $= 2.1 \text{kg/cm}^2$ を目標とした。機場の縦断図を図-7に示す。

4. 計測管理について

本機場予定地の近傍には国道23号線や治水上重要な日光川樋門などの構築物があり，これらに近接して建設されるため，近接施工に伴う周辺への影響を把握する目的で計測管理を実施する必要がある。現場では既設構築物の動態観測として既設構築物との隣接部に，埋設型傾斜計および液管式相対沈下計を設置して計測を継続した。

埋設型傾斜計および液管式相対沈下計による計測結果によると，計測器設置地点の傾斜は，角度1分（10mにつき2.9mmの変位）以内におさまっている。また，相対沈下が $\pm 1 \text{mm}$ 以内におさまっており，周辺への影響はないと判明している。

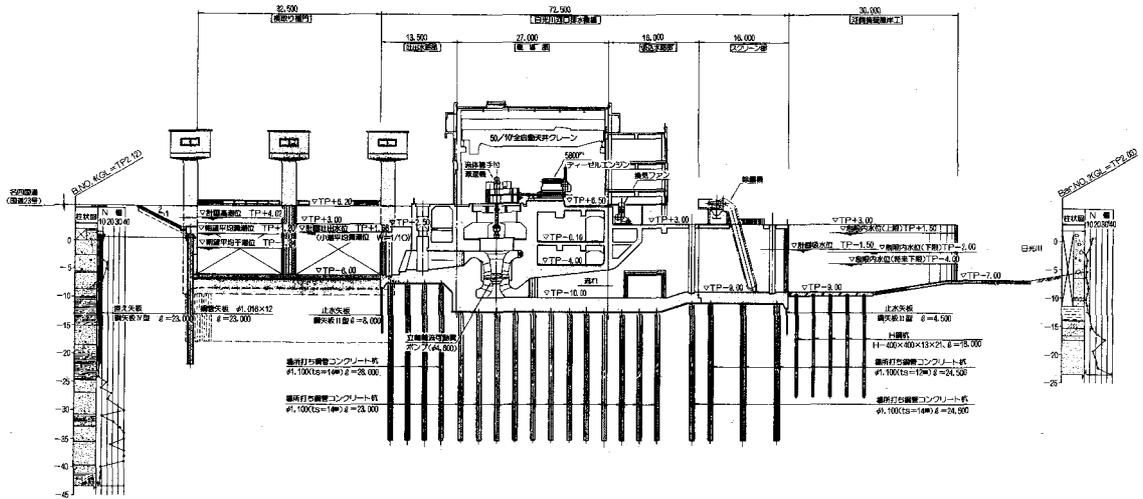
5. マスコンクリートの施工について

(1)工事量

最近築造される水利構造物はマスコンクリートとして取り扱わなければならないような大型化の傾向がある。本機場については，

【底版スラブ】

厚さ	2.0m~2.5m
施工ブロック数	5
最大ブロック	28.5m×24.5m
1回あたり	



図一七 計画一般縦断面

最大コンクリート打設量 1,745m³
【側壁・隔壁】
 厚さ 1.5m~2.0m
 最大壁長さ 16.0m
 打上がり高さ 3.0m~5.5m
【水車室まわり】

部材厚3.0m程度のリング状構造となっており、マスコンクリートとしての取り扱いを要するものと考えられる。このようなマスコンクリート構造物においては、コンクリートの水和熱による温度応力の取り扱いが重要な問題であり、温度応力によってマスコンクリートに発生するひびわれは、RC部材の劣化および内部鉄筋の腐蝕を招き、構造物の安全性、水密性に大きく影響を及ぼすことになる。それゆえ、本機場においては、マスコンクリートとしてのひびわれ制御を目的に、コンクリートの配合、クーリングを考えた。

従来施工されてきた同種の構造物に関する実績

から、次のような方法が考えられる。

- ①コンクリートの水和発熱量の低減
 - 単位セメント量の減少
 - 低発熱セメントの使用
- ②応力発生に寄与する温度差の低減
 - 打設温度の抑制
 - 打設後の養生の徹底

本機場においては、①として、低発熱セメントの使用、②として、プレクーリング、を採用した。

(2)コンクリートの配合

低発熱高炉セメントおよびフライアッシュを使用して、試験練りを行った結果、配合をつぎの通りとした。[表-2]。

上記配合により、ひびわれ指数 = f_t / σ

σ : 水和熱に起因して生じた部材内の温度応力の最大値、

f_t : σ を算定した時刻におけるコンクリートの引張強度

の目標を1.2として温度応力解析を行った結果、コ

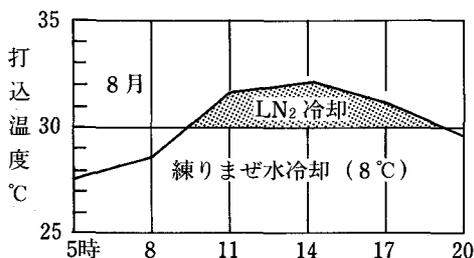
表一 二 マスコンクリートの配合

配合区分	粗骨材の最大寸法 (mm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)							
				水 W	セメント		細骨材		混和剤注		
					高炉 C	フライアッシュ FA	粗砂	細砂	5mm ~25mm	ポゾリス No.8	ポゾリス No.775
NBF	25	55	38	143	208	52	493	211	1190	0.650	0.0234
NB	25	55	38	140	255	—	500	214	1206	0.638	0.0153

注) NBF : 低発熱高炉セメント+フライアッシュ

NB : 低発熱高炉セメント

ンクリート打設温度を夏季は30°C以下に、冬季の水車まわりは10°C以下にする必要があることがわかった。[図-8]。



注) LN₂: 液体窒素

図-8 打込み温度の日変化予測

(3) クーリング

生コンクリート使用のため、生コン協同組合にプレクーリングについて対応可否を問い合わせたところ、移動式冷水製造設備の設置は可能との回答を得たので、練り混ぜ水に冷水を使用する方法と液体窒素を使用する方法を検討した。

練り混ぜ水を8°C、骨材温度のシミュレーションを行った。

施工時期8月のシミュレーション結果は、打設時間9:30~19:30は、練り混ぜ水のみではコンクリート打設温度30°Cを越え、温度応力解析の条件を満足できないことがわかった。そこで30°Cを越えるときは、液体窒素によるコンクリートの冷却を併用することにした。

液体窒素による冷却は、液体窒素投入装置を現場に設け、コンクリート攪拌中のアジテータトラックの中に、コンクリート1m³あたり、

(到着温度-28°C)×12kg
の液体窒素を投入した。

なお、液体窒素による冷却は、約-190°Cのものを使用するため、アジテータトラックの機能に支障がでることを懸念して、場内用アジテータトラックに積み替えてから実施した。冷却に使用した場内用アジテータトラックはドラムの口で塗料が剥がれたがわかには支障はでていない。

6. あとがき

尾張西部地区では、伊勢湾台風、昭和49年豪雨、51年豪雨により広域的な水害を被ったことを契機に、農地を含む地域の防災[排水、地盤沈下]に関心が高まっている。地域の各所に災害犠牲慰霊碑および洪水位の痕跡、地盤沈下の痕跡を示す建造物が保存され、設置されている。各地方自治体では広域避難場所を定め、住民に周知を図って、災害の備えを注意喚起している。

日光川河口排水機場は昭和63(1988)年着工以来、6年経て土木工事、機械設置工事が進捗した。諸先輩が日進月歩の技術に追従しつつ、技術的検討を経てこのような大規模な水利施設が完成ま近となっている。あとは排水機場の水管理制御システムを装置することが残っている。

本稿では本誌の性格から、参照した資料を詳細には掲げることがを省略した。諸先輩のご尽力、ご労苦の成果を自己学習とともに活用させていただいた。この場を借りてお礼申しあげる。

限り無く発生蓋然性ある災害に対しての備えを、自然現象の猛威を恐れ、われわれの限界を知り、さらに技術の進歩で対応しなければならない。ここまで工事が進捗したので、有終の美を飾れるように思いを改めて事業実施にあたっている。事業の早期完成、効用発揮をひたすら目指し最後まで関係者皆様のご理解とご支援を願うものである。

洪水調節のためのマイコンによる 沈砂池容量と呑口断面の自動決定

陳 榮 松* 小林 慎太郎* 丸山 利 輔*
(Rong-song CHEN) (Shintaro KOBAYASHI) (Toshisuke MARUYAMA)

目 次

1. はじめに	11	3. 計算例	13
2. 沈砂池諸元の自動決定	11	4. おわりに	14

1. はじめに

前報¹⁾では、従来の沈砂池の計画容量を概算するための簡便法と沈砂池容量を正確に定める厳密解法についてのべた。そして、前者は多少問題点があるので、後者によるのが良いことを指摘した。しかし、後者は計算時間を要するので、マイクロコンピュータを利用するのが良いことを併せて示した。本報告は、マイクロコンピュータのプログラムと利用例を紹介する。

2. 沈砂池諸元の自動決定

2-1 プログラムのリスト

```

10 *****
20 * 沈砂池容量とオリフイス断面の自動決定 *
30 *
40 * V0 : 沈砂容量 (m3) *
50 * V1, V2 : 3, 30年確率洪水に対する必要調整容量 (m3) *
60 *****
70 CONSOLE 0, 25, 0, 1: WIDTH 80, 25: SCREEN 3: CLS 3
80 ===== 配列の宣言と各定数の定義 =====
90 DIM QIN(2, 1500), QOUT(2, 1500), N(200), V(200), HS(1500), COF(6), AX(2), BX(2), CX(2),
TX(11), TXV(6), A(6, 6), B(6, 6), BB(6), QX(6), X(6), Y(6), C(6, 6), D(6, 6)
100 JQ=1080 : DT=120!
110 ***** 流域諸元 *****
120 AREA=9.006 : AR1=6.7 : AR2=3.04 : FP=.8
130 ***** 沈砂池諸元 *****
140 QCAP=.227 : Q3MAX=.366 : Q30MAX=.605 : SODO=.013 : SLOPE=.021
150 IF Q3MAX<QCAP THEN QCAP=Q3MAX
160 DIA=(SODO*Q30MAX/(.262*SQR(SLOPE)))*.375
170 ***** 3年, 30年確率計画降雨強度度の係数 *****
180 AX(1)=716.75 : BX(1)=3.02 : CX(1)=.701
190 AX(2)=637.08 : BX(2)=.53 : CX(2)=.603
200
210 ===== 沈砂池への流入量 (K.W.法によって算出)の入り =====
220 OPEN "C:" AS FOR INPUT AS #1
230 FOR I=1 TO JQ : INPUT #1, QIN(I, 1): NEXT I
240 CLOSE #1
250 OPEN "C:" AS BS FOR INPUT AS #2
260 FOR J=1 TO JQ : INPUT #2, QIN(2, J): NEXT J
270 CLOSE #2
280
290 ===== 沈砂池容量の推定 =====
300 ***** 水深-容積 関係の作成 *****
310 M=7
320 FOR I=1 TO M: READ H(I), V(I): NEXT I
330 DATA 0!, 0!, 11, 408!, 2!, 923!, 3!, 1553!, 4!, 2333!, 5!, 3286!, 6!, 4459!
340 KCAP=B*(M)
350 GOSUB *SMOOTH
360 FOR I=1 TO J : COF(I)=X(I): NEXT I

```

```

370
380 ***** 簡易式による沈砂池容量の概算 *****
390 ***** 沈砂容量の算定 *****
400 V0=50!* (FIX(1150!*AR1+451*AR2)/50!)+1)
410
420 IM=INT(HCAP/.05)
430 FOR I=1 TO IM
440   MH=1*.05
450   VV=COF(1)+COF(2)*MH+COF(3)*MH2+COF(4)*3H3+COF(5)*MH4+COF(6)*MH5
460   IF VV>V0 THEN 510
470 NEXT I
480 PRINT " V0 に対する容量が不十分"
490 STOP
500 ***** 3年確率洪水に対する調整容量の算定 *****
510 H0=HH
520 V0=VV
530 T1B=AX(1)*FP+AREA*(11-CX(1))
540 T1AC=T201*QCAP*(180!*BX(1)2*QCAP-AX(1)*BX(1)*FP+AREA)
550 T1D=(T1B+SQR(T1B2-T1AC))/(360!*QCAP)
560 T1=(T1D-BX(1))2*(1/CX(1))
570 V1=(AX(1)/(T1-CX(1))+BX(1))-180!*QCAP/FP/AREA)*T1*AREA*FP/6!
580 FOR I=1 TO IM
590   MH=1*.05
600   VV=COF(1)+COF(2)*MH+COF(3)*MH2+COF(4)*3H3+COF(5)*MH4+COF(6)*MH5
610   IF VV>=(V0+V1) THEN 660
620 NEXT I
630 PRINT " V0+V1 に対する容量が不十分"
640 STOP
650 ***** 30年確率洪水に対する調整容量の算定 *****
660 H1=HH
670 V1=VV-V0
680 A1=QCAP/(.6*SQR(19.6*(H1-H0)))
690 BL=SQR(A1)
700 BL=(FIX(BL/.05)+1)*.05
710 T2B=AX(2)*FP+AREA*(11-CX(2))
720 T2AC=T201*QCAP*(180!*BX(2)2*Q30MAX-AX(2)*BX(2)*FP+AREA)
730 T2D=(T2B+SQR(T2B2-T2AC))/(360!*Q30MAX)
740 T2=(T2D-BX(2))2*(1/CX(2))
750 V2=(AX(2)/(T2-CX(2))+BX(2))-180!*Q30MAX/FP/AREA)*T2*AREA*FP/6!
760 FOR I=1 TO IM
770   MH=1*.05
780   VV=COF(1)+COF(2)*MH+COF(3)*MH2+COF(4)*3H3+COF(5)*MH4+COF(6)*MH5
790   IF VV>=(V0+V2) THEN 840
800 NEXT I
810 PRINT " V0+V1+V2 に対する容量が不十分"
820 STOP
830
840 H2=HH
850 V2=VV-V0
860 ***** 計算結果の印刷 *****
870 PRINT:PRINT:PRINT "簡易式による推定容量 V0, V1, V2 及び 相関水深 H0, H1, H2"
880 PRINT "H0, H1, H2 = ";PRINT USING "#####.###(m), ";H0, H1, H2
890 PRINT "V0, V1, V2 = ";PRINT USING "#####.###(m3), ";V0, V1, V2
900 BEEP:PRINT:PRINT "(流出モデルによる推定容量及び相関水深-計算中)"
910
920 ***** 流出モデルによる沈砂池容量の推定 *****
930 ***** 3年確率洪水に対する調整容量と下方呑口サイズの決定 ****
940 KKK=-1
950 LLL=KKK
960 DL=BL
970 QL12=1.75*BL*(1.2*DL)1.5
980 QL18=.6*BL*DL*SQR(19.6*1.3*DL)
990 HS(1)-H0 : IQ=1
1000 GOSUB *RUNGE
1010 HMAX=0!
1020 QMAX=0!
1030 FOR J=1 TO JQ

```

* 京都大学農学部

```

1040 IF HMAX<HS(J) THEN HMAX=HS(J)
1050 IF QMAX<QOUT(IQ,J) THEN QMAX=QOUT(IQ,J)
1060 NEXT J
1070 IF LLL=2 THEN 1230
1080 IF QMAX>=QCAP THEN 1140
1090 IF LLL=1 THEN 1230
1100 KKK=0
1110 BL=BL+.05
1120 IF BL>(Z1*SQR(A1)) THEN 1210
1130 GOTO 950
1140 IF LLL=0 THEN 1180
1150 BL=BL-.05
1160 IF BL<=0 THEN 1210
1170 GOTO 950
1180 BL=BL-.05
1190 KKK=2
1200 GOTO 950
1210 PRINT USING "3年確率降雨に対する容量, BLは不足. BL=#####.####(m)":BL
1220 STOP
1230 H1=(FIX(HMAX/.05)+1)*.05
1240 V1=COF(1)+COF(2)*H1+COF(3)*H1^2+COF(4)*H1^3+COF(5)*H1^4+COF(6)*H1^5-V0
1250 ***** 流量表の印刷 *****
1260 PRINT " NO. 流入量 流出量(1/3)"
1270 FOR I=1 TO JQ
1280 PRINT USING "#### #.##### #.#####";I,Q1N(IQ,I),QOUT(IQ,I)
1290 NEXT I
1300 ***** 30年確率洪水に対する調整容量と上方呑口サイズの決定 ****
1310 A2=(Q30MAX-BL*DL*.6*SQR(19.6*(H2-H0)))/(.6*SQR(19.6*(H2-H1)))
1320 BH=SQR(A2)
1330 BH=(PIX(BH/.05)+1)*.05
1340 KKK=-1
1350 LLL=KKK
1360 DH=BH
1370 QH12=1.75*BH*(1.2*DH)^1.5
1380 QH10=.6*BH*DH*SQR(19.6*(1.3*DH))
1390 HS(1)=H0+1Q=2
1400 GOSUB *RUNGE
1410 HMAX=0!
1420 QMAX=0!
1430 FOR J=1 TO JQ
1440 IF HMAX<HS(J) THEN HMAX=HS(J)
1450 IF QMAX<QOUT(IQ,J) THEN QMAX=QOUT(IQ,J)
1460 NEXT J
1470 IF LLL=2 THEN 1640
1480 IF QMAX>=Q30MAX THEN 1540
1490 IF LLL=1 THEN 1640
1500 KKK=0
1510 BH=BH+.05
1520 IF BH>(Z1*SQR(A2)) THEN 1620
1530 GOTO 1350
1540 IF LLL=0 THEN 1590
1550 KKK=1
1560 BH=BH-.05
1570 IF BH<=0 THEN 1620
1580 GOTO 1350
1590 BH=BH-.05
1600 KKK=2
1610 GOTO 1350
1620 PRINT USING "30年確率降雨に対する容量, BHは不足. BH=#####.####(m)":BH
1630 STOP
1640 H2=(FIX(HMAX/.05)+1)*.05
1650 V2=COF(1)+COF(2)*H2+COF(3)*H2^2+COF(4)*H2^3+COF(5)*H2^4+COF(6)*H2^5-V0
1660 ***** 流量表の印刷 *****
1670 PRINT " NO. 流入量 流出量(1/30)"
1680 FOR I=1 TO JQ
1690 PRINT USING "#### #.##### #.#####";I,Q1N(IQ,I),QOUT(IQ,I)
1700 NEXT I
1710 ***** 計算結果の印刷 *****
1720 PRINT "流出モデルによる推定容量 V0,V1,V2 及び 相関水深 H0,H1,H2"
1730 PRINT "H0 ,H1 ,H2 = ";PRINT USING "#####.###(m). ";H0,H1,H2
1740 PRINT "V0 ,V1 ,V2 = ";PRINT USING "#####.###(m^3).";V0,V1,V2
1750 PRINT:PRINT
1760 PRINT "下方放流呑口の幅BL,高さDL = ";PRINT USING "##.##(m).";BL,DL
1770 PRINT "上方放流呑口の幅BH,高さDH = ";PRINT USING "##.##(m).";BH,DH
1780 PRINT USING "下方排水管の直径D1A=#.#.###(m)":D1A
1790 BEEP:BEEP
1800 END
1810
1820 ***** 5次式で水深-容量の関係を概定する *****
1830 *SMOOTH
1840 FOR I=1 TO 11:TX(I)=0!:NEXT I
1850 FOR I=1 TO 6:TX(I)=0!:NEXT I
1860 FOR I=1 TO 11
1870 FOR J=1 TO M
1880 IF I=1 THEN TX(I)=TX(I)+1!
1890 IF I<>1 THEN TX(I)=TX(I)+H(J)^(I-1)
1900 NEXT J
1910 NEXT I
1920 FOR I=1 TO 6
1930 FOR J=1 TO M
1940 IF I=1 THEN TX(I)=TX(I)+V(J)
1950 IF I<>1 THEN TX(I)=TX(I)+H(J)^(I-1)*V(J)
1960 NEXT J
1970 NEXT I
1980 FOR J=1 TO 6:FOR I=1 TO 6:A(I,J)=TX(I+J-1):NEXT J:NEXT I
1990 FOR I=1 TO 6:X(I)=0!:B(I)=TX(I):NEXT I
2000 FOR I=1 TO 6:BB(I)=B(I):NEXT I
2010 FOR I=1 TO 6:C(I,1)=A(I,1):NEXT I
2020 FOR I=2 TO 6:D(I,1)=A(I,1)/C(I,1):NEXT I
2030 FOR I=2 TO 6
2040 FOR J=1 TO 6
2050 S=0!
2060 FOR K=1 TO I-1
2070 S=S+C(J,K)*D(K,I)
2080 NEXT K
2090 C(J,I)=A(J,I)-S
2100 NEXT J
2110 FOR K=1+1 TO 6
2120 IF K>6 THEN 2180
2130 S=0!
2140 FOR J=1 TO I-1
2150 S=S+C(I,J)*D(J,K)
2160 NEXT J
2170 D(I,K)=(A(I,K)-S)/C(I,1)
2180 NEXT K
2190 NEXT I
2200 FOR I=1 TO 6:D(I,1)=!:NEXT I
2210 FOR I=1 TO 10
2220 FOR I=1 TO 6
2230 SS=BB(I)
2240 FOR J=1 TO 6:SS=SS-A(I,J)*X(J):NEXT J
2250 B(I)=SS#
2260 QX(I)=X(I)
2270 NEXT I
2280 Y(1)=B(1)/C(1,1)
2290 FOR I=2 TO 6
2300 S=0!
2310 FOR J=1 TO I-1:S=S+C(I,J)*Y(J):NEXT J
2320 Y(I)=(B(I)-S)/C(I,1)
2330 NEXT I
2340 X(6)=Y(6)
2350 FOR I=6-1 TO 1 STEP -1
2360 S=0!
2370 FOR J=I+1 TO 6:S=S+D(I,J)*X(J):NEXT J
2380 X(I)=Y(I)-S
2390 NEXT I
2400 FOR I=1 TO 6:X(I)=QX(I)+X(I):NEXT I
2410 NEXT I!
2420 RETURN
2430
2440 ***** Runge-Kutta-Gill法で常微分方程式(連続式)を解く *****
2450 *RUNGE
2460 Z1=0!:Z2=.5 :Z3=1!
2470 S1=1!:-SQR(.5)
2480 S2=1!:+SQR(.5)
2490 C=HS(1) :D=0!
2500 FOR J=1 TO JQ-1
2510 Z=Z1 :Y=C
2520 GOSUB *SUB
2530 Z1=Z :C=Y
2540 QOUT(IQ,I)=Q
2550 A=DT*F
2560 B=.5*A-D
2570 C=C+B
2580 D=D+S1*B-S1*A
2590 Z=Z2 :Y=C
2600 GOSUB *SUB
2610 Z2=Z :C=Y
2620 A=DT*F
2630 B=S1*(A-D)
2640 C=C+B
2650 D=D+S1*B-S1*A
2660 Z=Z3 :Y=C
2670 GOSUB *SUB
2680 Z3=Z :C=Y
2690 A=DT*F
2700 B=S2*(A-D)
2710 C=C+B
2720 D=D+S1*B-S2*A
2730 Z=Z3 :Y=C
2740 GOSUB *SUB
2750 Z3=Z :C=Y
2760 A=DT*F
2770 B=(A-Z1*D)/6!
2780 C=C+B
2790 D=D+S1*B-.5*A
2800 HS(I+1)=C
2810 NEXT I
2820 Z=Z1 :I=JQ :Y=C
2830 GOSUB *SUB
2840 Z1=Z :JQ=I :C=Y
2850 QOUT(IQ,JQ)=Q
2860 RETURN
2870

```

```

2880 -----
2890 *SUB
2900 Q1=Q1N(IQ,1)*(1-Z)+Q1N(IQ,1+1)*Z
2910 IF Y<H0 THEN Y=H0
2920 IF Y<=(H0+DL*1.2) THEN 2960
2930 IF Y<=(H0+DL*1.8) THEN 2980
2940 Q2=-.6*BL*DL*SQR(19.6*(Y-H0-.5*DL))
2950 GOTO 2990
2960 Q2=-1.75*BL*(Y-H0)^1.5
2970 GOTO 2990
2980 Q2=QL12+(QL18-QL12)/(6*DL)*(Y-H0-1.2*DL)
2990 A=5.1*COF(6)*Y^4+4.1*COF(5)*Y^3+3.1*COF(4)*Y^2+2.1*COF(3)*Y+COF(2)
3000 IF IQ=2 AND Y>H1 THEN 3030
3010 Q3=0!
3020 GOTO 3100
3030 IF Y<=(H1+DH*1.2) THEN 3070
3040 IF Y<=(H1+DH*1.8) THEN 3090
3050 Q3=-.6*DH*DH*SQR(19.6*(Y-H1-.5*DH))
3060 GOTO 3100
3070 Q3=-1.75*DH*(Y-H1)^1.5
3080 GOTO 3100
3090 Q3=QH12+(QH18-QH12)/(6*DH)*(Y-H1-1.2*DH)
3100 F=(Q1-Q2-Q3)/A
3110 Q=Q2+Q3
3120 RETURN

```

2-2 プログラムの説明

80~100行：配列の宣言と各定数の定義

H S：計算水深 (m)

A X, B X, C X：降雨強度式の係数

T X, T X Y, A, B, B B, Q X, X, Y,

C, D：計算定数

J Q：流量のデータ数

D T：計算時間間隔 (sec)

110~120行：流域諸元の入力

A R E A：流域面積 (ha)

A R I：造成地面積 (ha)

A R 2：圃場内沈砂池の対象外造成地面積 (ha)

F P：流出係数

130~160行：計算の基礎条件の入力

Q C A P：下流流路の通水能力 (m³/s)

Q 3 M A X：3年確率洪水のピーク流量 (m³/s)

Q 3 0 M A X：30年確率洪水ピーク流量 (m³/s)

S O D O：放流管の粗度係数 (s/m^{1/3})

S L O P E：放流管の勾配

D I A：放流管径 (m)

170~190行：降雨強度式の決定

A X(1), B X(1), C X(1)：3年確率降雨強度式の係数

A X(2), B X(2), C X(2)：30年確率降雨強度式の係数

210~270行：沈砂池への流入量の入力

Q I N (1, *)：3年確率洪水の流入量 (m³/s)

Q I N (2, *)：30年確率洪水の流入量 (m³/s)

290~360行：沈砂池における水深-容積関係の作成

H (*)：沈砂池の水深 (m)

V (*)：Hに対応する貯留量 (m³)

* S M O O T H：5次式による水深-容積関係の概定 (1820~2420行)

380~900行：簡易式による沈砂池容量の概算

V 0：堆砂容量 (m³)

V 1：3年確率洪水に対する必要調整容量 (m³)

V 2：30年確率洪水に対する必要調整容量 (m³)

H 0：下部呑口の高さ (m)

H 1：上部呑口の高さ (m)

H 2：洪水吐の高さ (m)

420~490行：V 0 に対する沈砂池設計容量の検算

500~570行：V 1 の算定

580~640行：V 1 に対する沈砂池設計容量の検算

650~750行：V 2 の算定

760~820行：V 2 に対する沈砂池設計容量の検算

860~890行：計算結果の印刷

920~1800行：精密解法による沈砂池容量の推定

930~1240行：V 1 と下方呑口サイズの算定

* R U N G E：Runge-Kutta-Gill法で常微分方程式(連続式)を解く(2450~3120行)

1300~1650行：V 2 と上方呑口サイズの算定

1660~1700行：流入・流出の流量表の印刷

1710~1780行：計算結果の印刷

2-2 注意事項

(1)沈砂池の計画容量が不足の場合：

480, 630, 810行のメッセージはモニタに現れて計算中止となる。この場合、H-V関係(すなわち、沈砂池の計画容量)を再検討する必要がある。

(2)沈砂池の放流口の形式が不適切な場合：

1210, 1620行のメッセージはモニタに現れて計算中止となる。この場合、例えば呑口の形式等を再検討する必要がある。

3. 計算例

3-1 データの入力

前報¹⁾ですでに報告したように、計算に必要な流域諸元、沈砂池諸元、計画降雨強度式の係数、沈砂池の水深-容積の関係などの情報(データ)は、直接にプログラム中に書き込んである。したがって、外部入力が必要なデータは、沈砂池への流入量のみである。3年及び30年確率洪水時の沈砂池の計画流入量は表-1のようになっている。

表一 計画流入量の流量表 (単位: m³/s)
(3年及び30年確率降雨に対する流入
量データはそれぞれ1080個である)

0.000000637	0.000000835	0.000002537
0.0000009820	0.0000030867	0.0000078892
⋮	⋮	⋮
0.0002539020	0.0002537190	0.0002532170
0.0002529640	0.0002526250	0.0002515280
0.0000007001	0.0000009171	0.0000027866
0.0000107871	0.0000339057	0.0000866577
⋮	⋮	⋮
0.0000041735	0.0000041512	0.0000041286
0.0000041065	0.0000040848	0.0000040524

3-2 計算結果

従来の簡便法および雨水流モデルを用いる厳密解法による堆砂容量(V₀), 3年と30年確率洪水に対する必要調整容量(V₁とV₂), 厳密解法による最適の放流口の呑口断面(BL, DL, BH, DH), 放流管径などの計算結果はそれぞれ表一2のように出力される。

また, 3年確率洪水時の沈砂池への計画流入量, および沈砂池通過後の流出量表一3に示す通りである。30年確率洪水時の場合の流量表も表一3と類似しており, ここでは省略する。

以上の3年および30年確率洪水時の沈砂池の流入量と調整後の流出量をプロットして得られたハイドログラフは, すでに前報¹⁾の図一4, 図一5に示しているため, ここで省略する。

4. おわりに

以上, 前報¹⁾で解説した考え方にもとづく, 沈砂

表一3 流入・流出量の比較

No.	流入量	流出量 (1/3)
1	0,0000000000	0,0000000000
2	0,0000000000	0,0000000000
⋮	⋮	⋮
1079	0,0003805430	0,0003792180
1080	0,0003779080	0,0003765990

池による洪水調節後の流出量と, 沈砂池諸元決定のためのプログラムを紹介した。このプログラムはBASIC言語で書いたもので, マイクロコンピュータが簡単に利用でき, 合理的な排水計画を立てる上に非常に有用である。

引用文献

- 1) 陳榮松, 小林慎太郎, 丸山利輔: 造成農地における沈調整池容量の自動決定, 水と土(92), pp. 31-36 (1993)
- 2) 堀野治彦, 陳榮松, 早瀬吉雄, 丸山利輔: 人工降雨による斜面粗度係数の実験的考察—造成農地の排水計画に関する基礎的研究(I)—農土論集158, pp. 87-94 (1992)
- 3) 陳榮松, 渡辺紹裕, 堀野治彦, 丸山利輔: 圃場および地区レベルの物理モデルによる流出ハイドログラフの推定—造成農地の排水計画に関する基礎的研究(III)—農土論集164, pp. 135-139 (1993)
- 4) 陳榮松, 堀野治彦, 渡辺紹裕, 丸山利輔: 損失雨量の評価と流出ハイドログラフおよびピーク流出量の推定—造成農地の排水計画に関する基礎的研究(IV)—農土論集164, pp. 141-146 (1993)

表一2 推定結果

簡易式による推定容量V ₀ , V ₁ , V ₂ 及び相関水深H ₀ , H ₁ , H ₂			
H ₀ , H ₁ , H ₂ =	2.400 (m),	5.400 (m),	5.600 (m)
V ₀ , V ₁ , V ₂ =	1160.160 (m ³),	2567.880 (m ³),	2801.990 (m ³)
(流出モデルによる推定容量及び相関水深→計算中)			
流出モデルによる推定容量V ₀ , V ₁ , V ₂ 及び相関水深H ₀ , H ₁ , H ₂			
H ₀ , H ₁ , H ₂ =	2.400 (m),	4.700 (m),	5.850 (m)
V ₀ , V ₁ , V ₂ =	1160.160 (m ³),	1818.970 (m ³),	3107.880 (m ³)
下方放流呑口の幅BL, 高さDL= 0.20 (m), 0.20 (m)			
上方放流呑口の幅BH, 高さDH= 0.40 (m), 0.40 (m)			
下方排水水管の直径DIA= 0.554 (m)			

国営宮良川農業水利事業における 太陽光発電の導入について

青山 卓二*
(Takuji AOYAMA)

目	次
1. はじめに	15
2. 国営宮良川農業水利事業の概要	15
3. 沖縄の電力事情	15
4. 自然エネルギー利活用に関する検討経緯	16
5. 太陽光発電施設の概要	18
6. 協議関係	20
7. 工事実施状況	24
8. 実用運転の状況	24
9. おわりに	27

1. はじめに

畑地農業中心の沖縄にとって農業水利事業は、かんばつの不安を一掃し幅広い農業の展開を可能にする施策として大きく期待されている。一方、水源池標高の低い沖縄で畑地かんがいを行うためにはポンプ施設が不可欠であるが、離島地域特有の電力事情の厳しさもあり、電力設備の管理運営には様々な苦勞が伴っている。また、近年、地球環境問題への視点も踏まえ、太陽光発電、水力、地熱等のいわゆる再生可能エネルギーの開発・普及が求められている。

こうした社会環境等を踏まえ、国営宮良川農業水利事業では、平成4年度に太陽光発電施設を設置した。本稿では、太陽光発電導入までの基本調査から設置後の実用運転までの概要を報告する。

2. 国営宮良川農業水利事業の概要

石垣市は北緯24度20分、東経124度9分に位置する日本最南端の都市で、島面積222.6km²(12の無人島を含む市域面積228.6km²)、人口4万2千人余の八重山群島の中心都市であり、温暖多湿な亜熱帯海洋性気候を呈している。

国営宮良川農業水利事業地区は、石垣島中央部以南に広がるおおむね3,720haの耕地であり、大部分はなだらかな丘陵地に発達した畑で、一部の水田を除き、かんがい施設は皆無に近く、用水を

天水に依存している。このため毎年のごとく干ばつの被害を受けており、恒久的な用水対策が必要である。この対策として、2級河川宮良川及び同水系底原川上流に真栄里ダム、底原ダムを新設し、その放流水を河川上流及び中流部に新設する堰で取水し、各地区の配水池へポンプ圧送し、ここから各圃場へパイプラインにより配水する計画である。このようにして、さとうきび、パインアップル及びソ菜等約3,160haの畑に対する散水かんがいと地域内の水田約300haに対する用水補給を行うものである。なお、真栄里ダムは治水との共同事業として実施し、農業用水の確保と合わせて宮良川下流地域の洪水被害の軽減を図ることとしている。図-1に国営宮良川農業水利事業計画概要図を示す。

3. 沖縄の電力事情

表-1に沖縄電力(株)と東京電力(株)の電力単価等の比較を示す(高压電力及び農事用電力)。基本料金はいずれも沖縄電力がやや高価である。高压電力の電力量料金はほぼ同水準である。農事用電力については、基本料金、電力量料金ともに沖縄電力がかなり高価となっている。また、沖縄では農事用電力の供給に時間制限があり、13~21時の間は供給が停止される。したがって、かんがい排水動力用電力需要であっても、時間制限のない自由な運転を行う場合には、一般の高压等で契約する必要がある。このように、沖縄の電力事情は、内地と比べて厳しいものがあり、特に農事用電力に

* 沖縄総合事務局石垣農業水利事業所

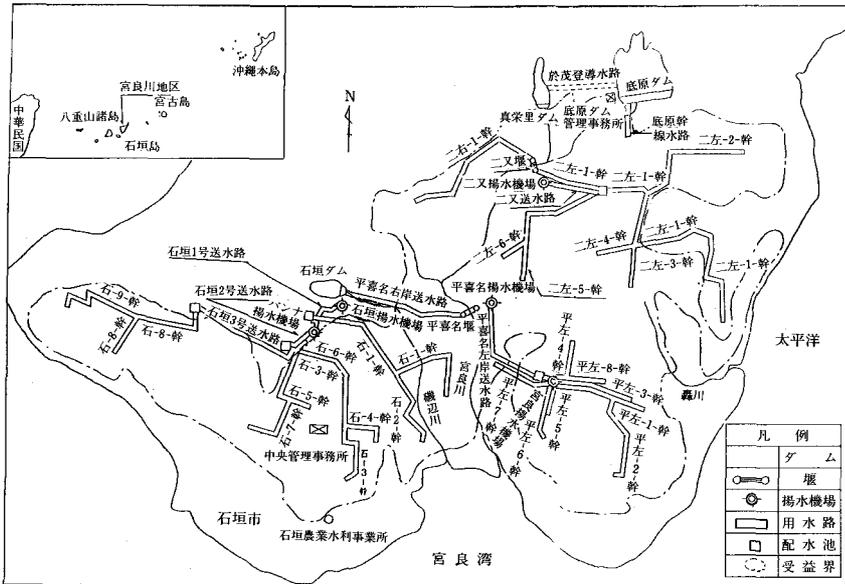


図-1 国営宮良川農業水利事業計画概要図

表-1 沖縄電力㈱と東京電力㈱の電力単価等の比較

項目	沖縄電力㈱	東京電力㈱
高圧甲 (50~500 KW)		
基本料金 (円/KW)	1,470	1,175
電力量料金 (円/KWH)		
(夏季)	12.07	11.90
(その他季)	10.97	10.82
高圧乙 (500~2000 KW)		
基本料金 (円/KW)	1,835	1,650
電力量料金 (円/KWH)		
(夏季)	11.37	11.46
(その他季)	10.31	10.42
農事用電力		
基本料金 (円/KW)	965	400
電力量料金 (円/KWH)		
(夏季)	9.35	6.39
(その他季)	9.35	5.81
供給時間	21~13時	無制限

対する優遇はほとんど見受けられず、時間制限の代償としての割り引き程度しかない。

平成3年度の宮良川土地改良区の実績では、かんがい面積1,737haに対して電力費支出77百万円であった。財政難の続く土地改良区では、支出削減のため電力費の節減にも大変な努力を重ねている。

4. 自然エネルギー利活用に関する検討経緯

表-2 に太陽光発電施設設置までの経緯を示す。

(1)基本調査

平成元年度から2カ年にわたり、宮良川地区及び隣接する名蔵川地区(国営かんばい)共同で、「地域エネルギー利活用検討委託業務」を実施し、様々な角度から石垣島における自然エネルギー利活用の可能性を検討した。また、本業務では、九州大学農学部黒田正治教授をはじめとする学識経験者による検討委員会を設置し貴重なご意見を頂いた。前述のとおり厳しい電力事情の中、電力費節減への期待もあり土地改良区も積極的に調査に参加した。この基礎調査の詳細については「太陽・風力エネルギーの利用に向けて」(下舞寿郎, 水と土 第88号, 1992, p.60~70)に報告されているので参照願いたい。基本調査の結果、太陽光発電の実現可能性が最も期待されることとなった。参考までに図-2 に石垣と東京の日射量の比較を示すが、低緯度地域における太陽光エネルギーの豊富な状況がよく現れている。

(2)実施設計

基礎調査の結果を踏まえ、宮良揚水機場に太陽光発電施設を設置する方針を決定し、平成3年度に実施設計を行った。設計業務初期の段階では、気象及び水収支等基礎データの整理と並行して、

表一 太陽光発電施設設置までの経緯

年度	設計業務関係	工事関係	協議関係		備考
			電気事業法関係	電力会社関係	
平成元	「地域エネルギー利活用検討委託業務」 小水力、太陽光、風力の3発電について宮良川及び名蔵川地区における実現可能性の検討を行った。 (畑畑地農業振興会)				
平成2	「地域エネルギー利活用検討委託業務」 太陽光発電について検討を深めるとともに風力発電についても補足検討を行った。 (畑畑地農業振興会)				
平成3	「実施設計業務」 気象データ整理、水収支計算、比較設計、実施設計、効果、調査研究計画 (日本技研株式会社)	「参考資料徴取依頼」 (事業所長→局農林水産部長、11月) 「参考資料提出依頼」 (局農林水産部長→メーカー、12月) 参考資料とりまとめ (事業所、2月) 「技術検討委員会」 (局、事業所、3月)	工事計画予備打合せ (8月)	太陽光発電導入計画の説明 (10月) 補足説明(2月)	海上保安庁石垣海上保安部打合せ (太陽光発電施設建設予定地に近接する方位測定局への影響について調整した、9月)
平成4	「自家用電気工作物保安管理業務」 (財)沖縄電気保安協会	請負工事契約締結 (7月2日) (株式会社日立製作所) 細部仕様確定～工場製作開始(8月) 現地基礎工事着手 (10月) 現地電気設備工事着手 (1月) 主要工事完了(2月) 試運転(3月) 竣工(3月18日) 竣工検査(3月22日)	「工事計画届出書」 (電気事業法第71条第1項、9月16日) 工事計画補足説明 (10月) 「主任技術者不選任承認申請書」(電気事業法施行規則第77条第2項、3月1日) 「保安規定届出書」 (電気事業法第74条第4項において準用する同法第52条第1項、3月1日) 「試験使用届出書」 (電気事業法施行規則第38条第二号、3月1日) 使用前検査事前打合せ (3月19日) 「使用前検査申請書」 (電気事業法第74条第1項において準用する同法第43条第1項、3月22日) 「使用前検査」の実施 (同上、3月29日～30日)	工事計画説明(9月) 工事計画補足説明 (10月) 自家用発電施設の確認 (沖縄電力㈱八重山支店、2月) 契約種別変更(農事用→一般、3月)	

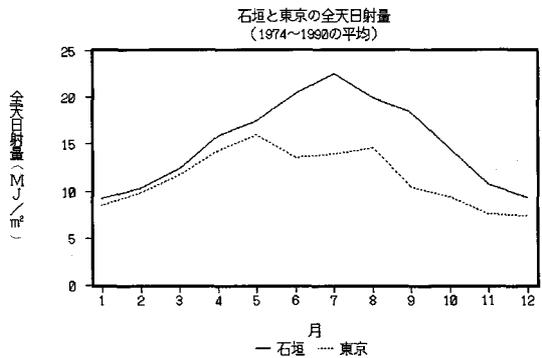


図-2

複数の電気設備メーカーの協力を得て、本地点における最適施設設計のための比較検討を進めた。比較検討のとりまとめは、沖縄総合事務局農林水産部長を委員長とする技術検討委員会において行い、ここで決定した基本仕様を基に、詳細設計を行った。

5. 太陽光発電施設の概要

(1)基本仕様

- 名 称 宮良太陽光発電施設
- 位 置 沖縄県石垣市大字宮良字牧中
1210-396
(既設の宮良揚水機場及び平喜名左岸配水池構内)
- 出 力 150.5KW (at 25°C, 1,000W/m²)
- 周 波 数 40~60Hz (負荷設備側)
- 太陽電池 単結晶シリコン
- 開放電圧 725V
- 短絡電流 292.4A
- モジュール数 2150枚 (25直列, 86並列, 1193 m²)

- 〃 外形 図-3のとおり
- 制 御 方 式 随時巡回式
- スケルトン 図-4のとおり

(2)太陽電池の配置

図-5のとおり揚水機場に隣接する配水池の外周(用地取得済み)を利用した。また、当地域は台風常襲地帯のため、太陽電池架台等は瞬間最大風速70m/sに耐えられる設計とした。

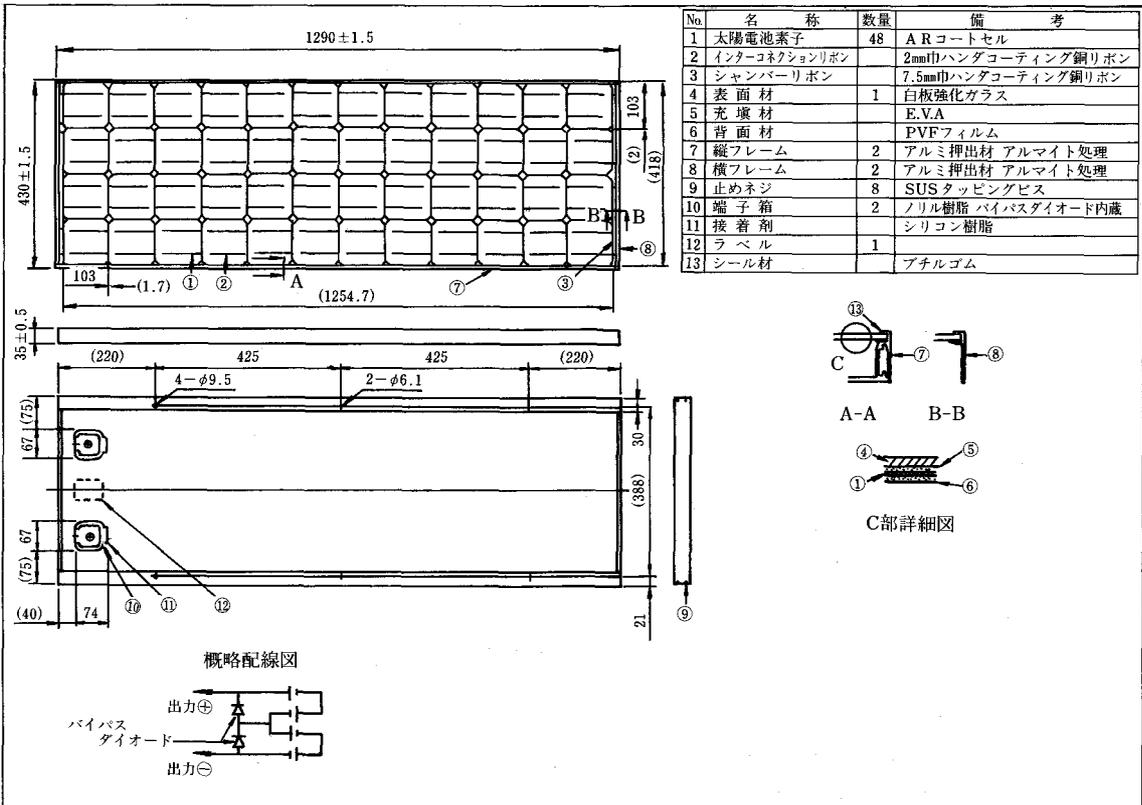


図-3 モジュール外形

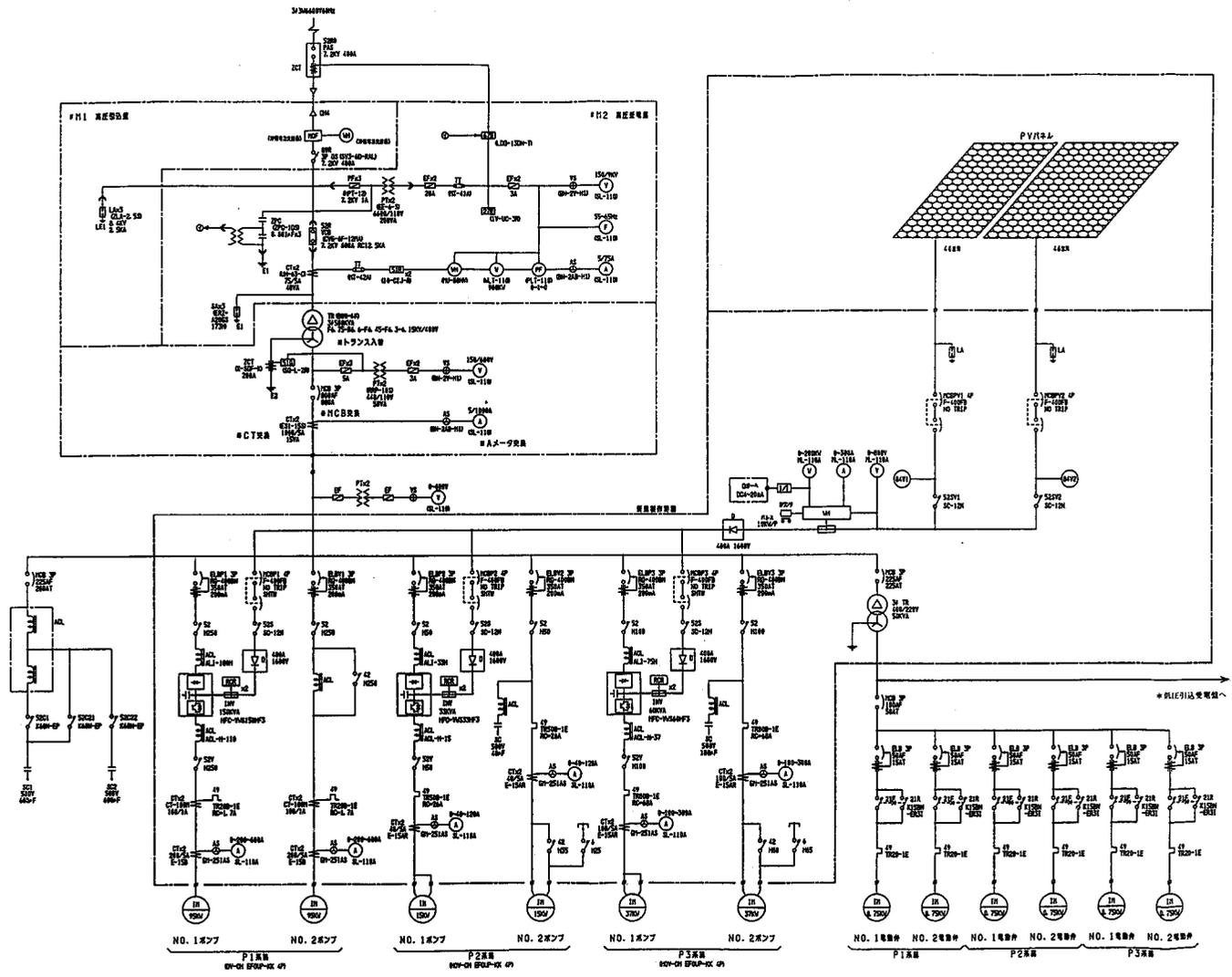
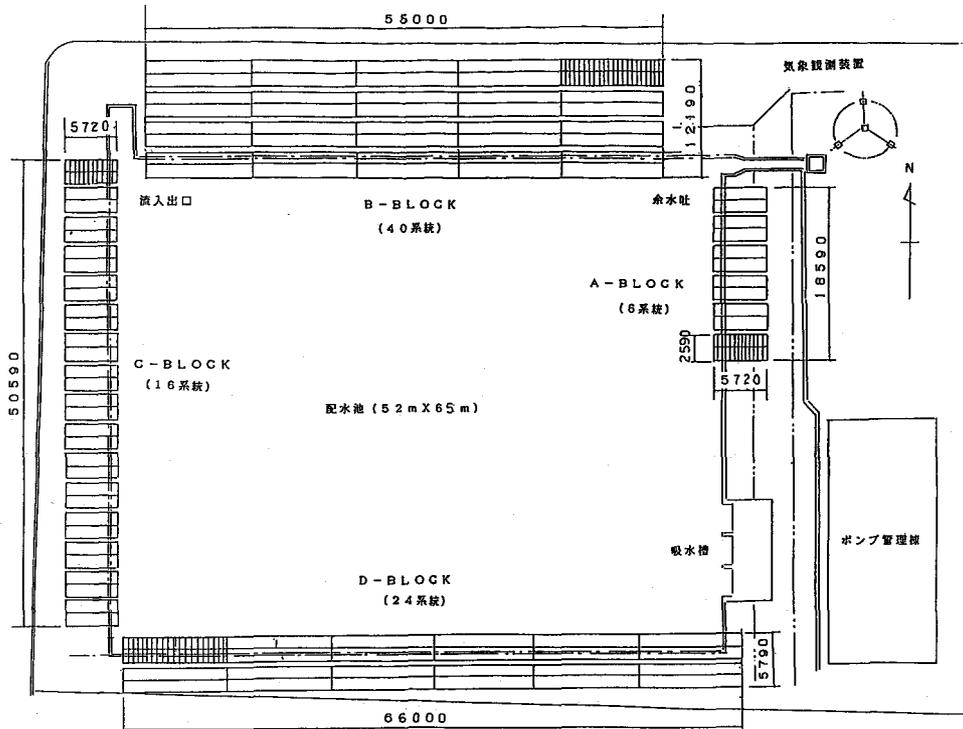


図-4 スケルトン



図一五 太陽電池の配置

(3) 発電方式

揚水機場の受電設備が既設であることから、太陽光発電量の不足時には商用電力を補給する方式とし、蓄電池を省略した。以下に発電方式の概略を述べる。図一六に発電方式概略図を示す。

- ①交流受電電力(商用)を三相全波整流器(REC)で直流に変換する。
- ②太陽電池の発生電力を整流器(D:逆流防止用ダイオード)を介して直流部に接続する。
- ③太陽電池と受電電力(商用)を整流器を介して直流部に接続しているため、負荷側の可変周波可変電圧逆変換装置(VVVF)への電力供給は両者の電圧の高い方から供給される。図一七に負荷と電圧の関係を示す。
- ④太陽電池の出力は、受電電力(商用)側の整流器(REC)の直流側に接続しているため、受電側へは流れない(逆潮流はない)。

6. 協議関係

出力100KW以上の規模の太陽光発電の実用化は沖縄管内初(研究設備としては沖縄電力㈱で2件の実績あり)であり、通産当局、電力会社とも

に法令等による必要事項の確認の他、メーカーも交え熱心な意見交換を行った。ここでは、主として法令に沿った協議事項の概略を述べる。

(1)電気事業法(以下「法」という。)に関する協議

①工事計画

発電所(自家用)の設置については、設備の種類及び規模により、法第70条第1項に基づく「工事計画の認可」又は法第71条第1項に基づく「工事計画の事前届出」(協議先が受理した日から30日以内に計画の変更又は廃止の命令がない場合認可を受けたものと見なす。提出資料は認可の場合と同様であるが協議先の審査期間が限定されている点異なる。)が必要である。表一三に規模等による工事計画の取扱い等を示す。今回の工事は、「出力100KW以上500KW未満の太陽電池発電所の設置」ということで工事計画の事前届出を行った。図一八に工事計画届出書添付書類目次を示す。各項目の番号は法施行規則(以下「規則」という。)別表第三に沿っているが、太陽電池発電所に該当しない項目は省略している。

②主任技術者

法第72条第1項では自家用電気工作物の保安監

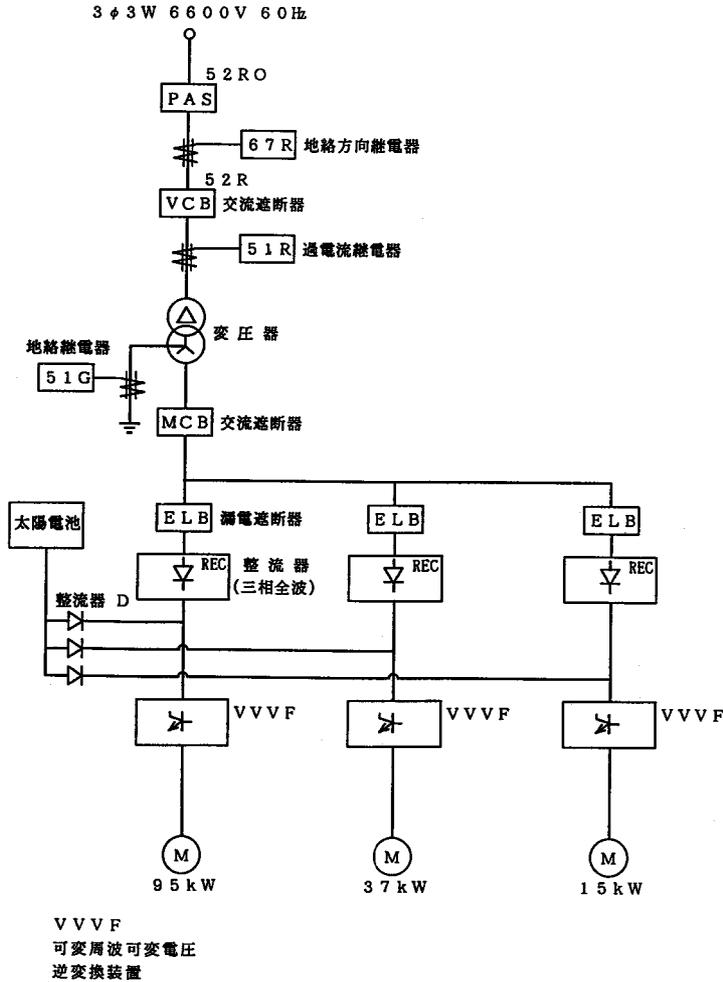
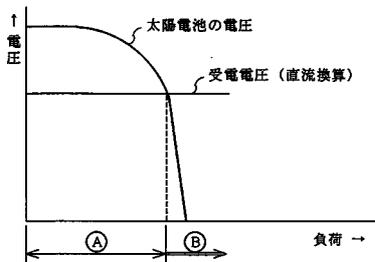


図-6 発電方式概略図



①の範囲は太陽電池からのみ電力を供給し、②の範囲は太陽電池と受電電力の両者から負荷へ電力を供給する。

図-7 負荷と電圧の関係

督のため有資格者による主任技術者の選任を義務付けている。但し、規則第77条第2項では出力500KW未満の発電所で、通産省告示に該当する者又は指定法人（電気保安協会）に保安業務を委託する場合は電気主任技術者を選任しないことができるとしている。当地は沖縄本島から遠く離れた離島のため有資格者数が少なく適任者がいないため（助）沖縄電気保安協会と委託契約を結ぶこととし、同項の規定に基づき主任技術者不選任申請を行った。

③保安規程

法第74条第4項では、自家用電気工作物についても事業用設備同様に保安規程の届出を義務付けている。

表—3 発電所の設置に係る工事計画の取扱い

発電所の種類	認可が必要なもの	事前届出が必要なもの	認可及び事前届出 が必要ないもの	協議先	
				通商産業大臣	所轄通商産業局長
水力	出力100kW以上又はダム、貯水池 又は調整池の設置を伴うもの	出力 100 kW未満かつダム、貯水池 又は調整池の設置を伴わないもの	なし	し	出力 100,000 kW以上のも 出力 100,000 kW未 満のもの
汽力	すべて	なし	なし	し	出力 600,000 kW以上のも 出力 600,000 kW未 満のもの
ガスタービン	すべて	なし	なし	し	出力 600,000 kW以上のも 出力 600,000 kW未 満のもの
内燃力	出力 5,000 kW以上のもの	出力 100 kW以上、5,000 kW未満の もの	出力 100 kW未満の もの	なし	すべて
燃料電池	出力 500 kW以上又は改質器の 最高使用圧力が 1 kg/cm ² 以上 のもの	出力 500 kW未満かつ改質器の最高 使用圧力が 1 kg/cm ² 未満のもの	なし	し	すべて なし
太陽電池	出力 500 kW以上のもの	出力 100 kW以上、500 kW未満のも の	出力 100 kW未満の もの	なし	すべて
風力	出力 500 kW以上のもの	出力 5 kW以上、500 kW未満のもの	出力5kW未満のもの	なし	すべて
その他	上欄に該当しないものすべて	なし	なし	し	すべて なし

電気事業法施行令第6条及び電気事業法施行規則別表第2より作成

I. 工事計画届出書を必要とする理由書	1
II. 工事計画書	
一. 発電所	
1. 発電所の名称および位置	2
2. 発電所の出力および周波数	2
(七) 太陽電池設備太陽電池	
1. 種類、出力等	2
(九) 電気設備	
8. シャ断器	
1. 種類、電圧等	3
2. 保護継電装置の種類	3
11. 逆変換装置	
1. 種類、容量、電圧等	4
2. 保護継電装置の種類	4
(十) 付帯設備	
1. 発電所の運転を管理するための制御装置	4
III. 工事工程表	5
IV. 工事計画書の添付書類	
1. 発電所の概要を明示した縮尺2万5千分の1地形図	第1号図
2. 主要設備の配置の状況を明示した平面および断面図	
①全体配置図	第2号図
②架台断面図(1)	第3号図
③架台断面図(2)	第4号図
3. 単線結線図(スケルトン)	第5号図
4. 全体配線図	第6号図
5. 発電方式に関する説明書	第7号図
6. 支持物の構造図及び強度計算書	
①太陽電池支持架台	第8号図
②太陽電池支持架台構造計算書	第9号図
7. 逆変換装置の用途に関する説明書	第10号図
8. 制御方法に関する説明書	第11号図
9. 保護方式に関する説明書	第12号図

図—8 添付書類目次

④試験使用届出

法第43条では、工事計画の認可又は届出に係る電気工作物（自家用もこれに準じる）は、通産当局が行う使用前検査に合格した後使用することを原則としているが、規則第38条第二号では、電力系統に係りて試験を行うため、あらかじめ試験期間を明示して届出を行う場合は例外としている。今回の工事の最終工程である総合試運転に先駆け試験使用届出を行った。

⑤使用前検査

前述のとおり本来目的のための使用開始前に、通産当局の検査を受けなければならない。今回工事の使用前検査について、工程表を図-9に、体制表を図-10にそれぞれ示す。なお、検査申請の際、電気事業法関係手数料令の規定による手数料を納付（収入印紙）しなければならない。

(2)電力会社関係

前章で述べたとおり、太陽光発電量不足事には商用電力を補給することから、本設備が電力系統に悪影響を与えない設計となっていることを確認

するため沖縄電力(株)と打ち合わせを行った。通産当局も通常、自家用電気工作物設置者と電力会社との調整を行うよう指導している。なお、当設備では、太陽光発電と商用電力の連係は商用の高圧引込盤よりもさらに負荷設備側であり、かつ、商用系統側への出力がない（逆潮流なし）型式である。したがって、いわゆる系統連係には該当しない。こうした説明及び設計資料を十分確認した後、電力会社側も本設備が系統に与える影響については特に心配するようなものではないと判断した。また、太陽光発電のバックアップとして商用電力を使用することから、昼間の商用電源を確保するため、契約の種別を従来の農事用から一般の高圧甲へ変更することも打ち合わせた。(直接圃場へ散水するための加圧機場(途中で配水池を持たない)である本機場では、散水面積の増加につれ時間制限付きの農事用電力による運転では十分に需要に対応できない状況が現れ始めており、太陽光発電の導入とは独立して、契約種別変更の時期が議論されていた背景がある。)

3月29日	1. 概要	10:30~11:00
	2. 外観検査	11:00~11:30
	3. 接地抵抗測定	11:30~12:00
	4. 休憩	12:00~13:00
	5. 絶縁耐力試験 (絶縁抵抗測定含む)	13:00~13:30
	6. シャ断関係試験	13:30~13:40
	7. 保護装置試験	13:40~14:20
	8. 総合インターロック試験	14:20~14:30
	9. 回転数制御試験	14:30~14:40
	10. 切替試験	14:40~15:00
	11. 交流制御電源喪失試験	15:00~15:20
3月30日	1. 負荷試験概要説明	9:00~9:10
	2. 負荷試験	9:10~13:10
	3. 負荷遮断試験	13:10~13:40
	4. 御講評	13:40~15:00

図-9 使用前検査工程表

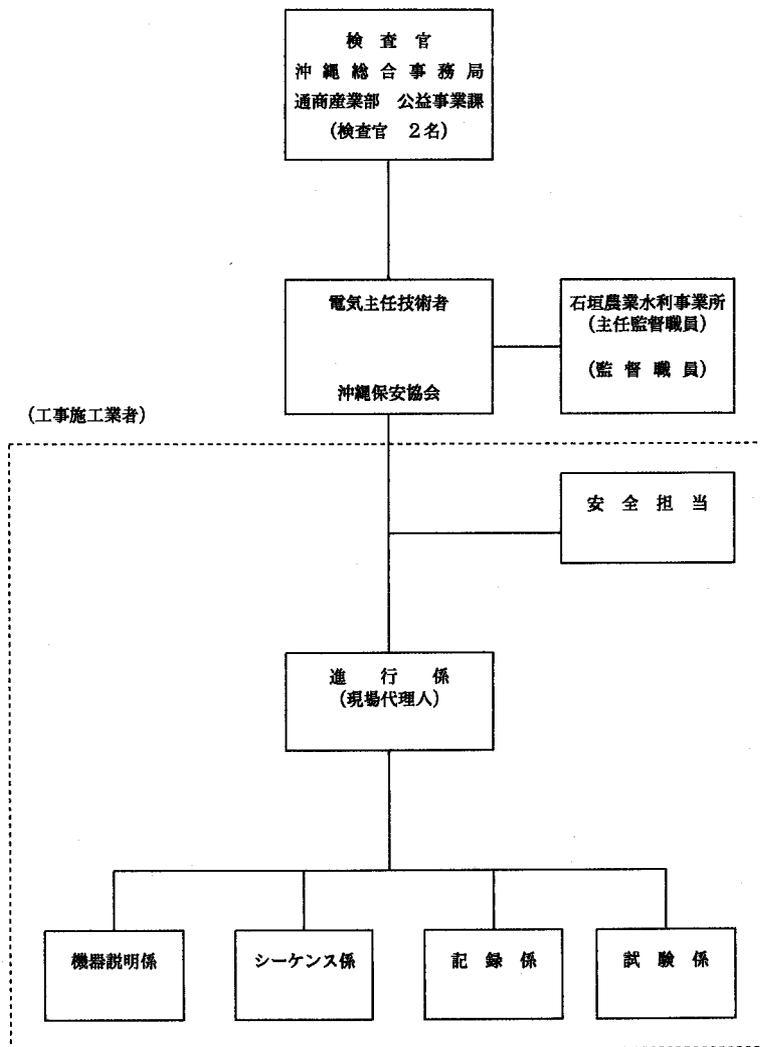


図-10 使用前検査体制表

7. 工事実施状況

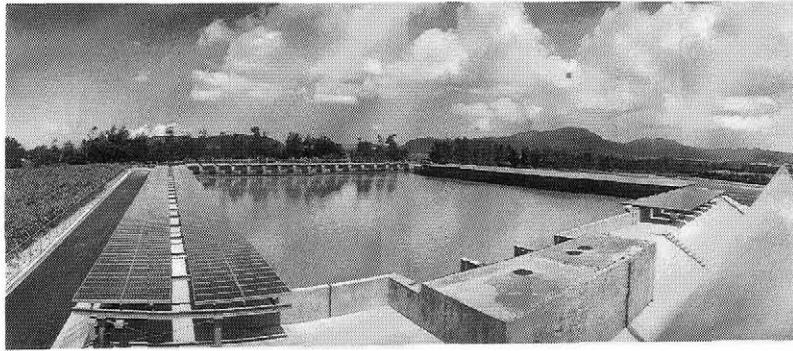
工事実施については図-11の工程表のとおり順調に作業が進んだ。7～8月にかけて細部設計を行い、9月には通産当局との協議と並行して、単純部品の工場製作を進め、10月の現地着工とともに工事は本格化した。施工状況を写真-1～5に示す。用地節約のため一部太陽電池が配水池内に張り出している部分があり、写真-4のようにいかだを足場にして据付作業を行った。また、太陽電池の配線は感電等の事故を防止するため夜間作業も余儀なくされた。

8. 実用運転の状況

(1) 発電状況

使用前検査合格後、平成5年4月1日より実用運転を開始した。主なデータを表-4に示す。現在のところ良好な運転状況を示している。写真-6～9に記録計算装置のディスプレイを示す。

写真-7は太陽電池の電圧と電流である。日の出とともに電圧が上がってゆき、負荷であるポンプの運転と同時に電流が発生し電圧が設定範囲まで下がる。この時電力が発生する。雲により一時的に日射量が低下すると電圧が下がるが、設定範囲下限まで来ると商用電力が補給されるため、そ



写真—5 太陽電池全景

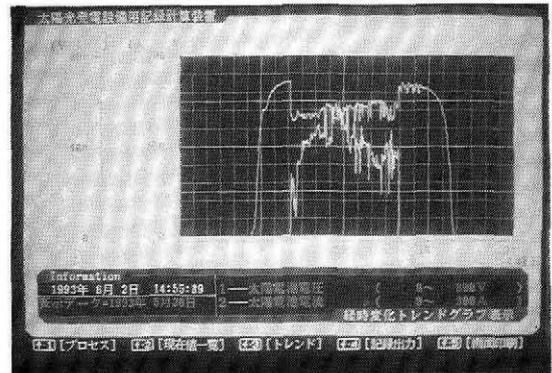
表—4 太陽光発電の運転実績

月		4月	5月	6月	7月	8月	累計
積算発電量 (太陽光) (KWH) ①		3,830 (3,994)	11,010 (6,673)	10,790 (9,464)	16,570 (16,961)	15,780 (14,387)	57,980 (51,479)
積算受電量 (商用) (KWH) ②		6,780 (7,361)	15,830 (12,550)	17,340 (20,856)	32,820 (74,820)	24,170 (51,154)	96,940 (166,741)
太陽光 依存率 (%)	① / (①+②) × 100	36.1 (35.2)	41.0 (34.7)	38.3 (31.2)	33.5 (18.5)	39.5 (22.0)	37.4 (23.6)
最大発電力 (太陽光) (KW) ③		122 〈18日〉	138 〈12日〉	112 〈23日〉	133 〈18日〉	134 〈6日〉	138 〈5/12〉
電力量料金 軽減額(円)	夏季単価 12.07円/KWH その他季単価 10.97円/KWH	42,015 (43,814)	120,780 (73,203)	118,366 (103,820)	200,000 (204,719)	190,465 (173,651)	671,626 (599,207)

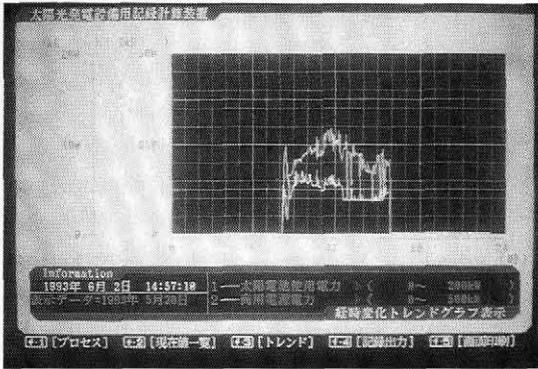
注1. 下段 () 内の数値は、1981~1990年の気象データ等による試算の平均値を示す。
 2. 下段 〈 〉 内の数値は、発生日を示す。



写真—6 太陽光発電設備用記録
計算装置標準画面



写真—7 太陽電池電圧及び電流



写真一 8 太陽電池及び商用電源電力

れ以下にはならない。

写真一 8 は太陽電池と商用の電力であるが、天候による太陽光の小刻みな変化に、商用のバックアップがよく追隨しているのがわかる。

写真一 9 は気温と太陽電池温度であるが、太陽電池は昼間55°C程度まで上がっている。なお、製品は85°C、1000時間の耐熱試験合格品である。

(2)効果

①電力基本料金

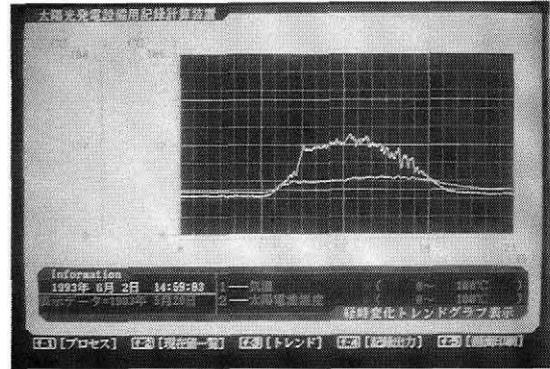
沖縄電力㈱の高圧甲の基本料金は1,470円/KWである。負荷設備容量から算出した予定契約容量は257KWであるが、太陽光発電によるピークカットにより、30分間最大電力計(沖縄電力㈱が設置)により定める実量契約容量(過去1年間の30分間連続最大電力により毎月の基本料金を定める契約システムで当揚水機場では平成5年3月より運用開始)は、4月が109KW、5月以降が234KWであった。したがって、差分の基本料金である217,560円/月(4月)及び33,810円/月(5月以降)が軽減されたこととなる。

②電力量料金

太陽光発電電力の自家消費量及び電力量料金の軽減額は、表一 4 のとおりである。

9. おわりに

動力用太陽光発電の実用運転実績はまだあまり多くはないが、当事業において、これを導入し、現在まで順調に運転が行われていることを我ながらたいへん喜ばしく思っております。事業所には必ずしも電気関係の専門技術者がいるわけではなく、2年余りかけて基本構想を作り、またこれを具体化する際にも、各担当は試行錯誤を繰り返し



写真一 9 気温及び太陽電池温度

てきました。こうした状況の中、学識経験者各位、通産当局担当官、電力会社、メーカー各社等、通常の業務範囲を越え、手取り足取りご指導頂きましたことに対し深く感謝申し上げる次第です。

本稿では、太陽光発電導入の経緯と完成直後の実用運転状況の概略を報告しました。本施設は直接の経済効果ばかりでなく、今後の他地区への応用のための基礎データ収集等研究的な意義も持っています。今後の本格的な追跡調査については、平成5年度より、沖縄総合事務局土地改良総合事務所が広域農業開発基本調査「地域エネルギー導入方向調査」の中で取り組んで頂く予定となっており、有意義な調査が進み農業に関わるエネルギー問題に新たな展望が開かれることを期待致します。

参考文献

- 1) 沖縄総合事務局石垣農業水利事業所, (社)畑地農業振興会:平成元年度 宮良川・名蔵川農業水利事業 地域エネルギー利活用検討委託業務報告書, 1990
- 2) 沖縄総合事務局石垣農業水利事業所, (社)畑地農業振興会:平成2年度 宮良川・名蔵川農業水利事業 地域エネルギー利活用検討委託業務報告書, 1991
- 3) 沖縄総合事務局石垣農業水利事業所, 日本技研株式会社:平成3年度 宮良川農業水利事業 底原ダム試験湛水解析その他業務報告書(太陽光発電施設設計編), 1992
- 4) 沖縄総合事務局通商産業部公益事業課:第18回発電設備関係主任技術者会議資料, 1992
- 5) 沖縄電力株式会社:電気供給規程, 1989
- 6) 東京電力株式会社:電気供給規程, 1989

榊谷ダム洪水吐の水理模型実験結果について

大 梧 光 照*
(Kousho DAIGO)

新 城 秀 清*
(Hidekiyo SINJO)

中 山 圭 主*
(Keishu NAKAYAMA)

目 次

1. はじめに	28	5. 改良案の検討	34
2. ダムの概要	28	6. 改良案による実験結果	35
3. 洪水吐の水理模型実験	29	7. 榊谷ダム洪水吐構造の改良点	37
4. 原設計案による実験結果	31	8. おわりに	37

1. はじめに

日野川用水農業水利事業は、福井県のほぼ中央部を流れる九頭竜川水系日野川の両岸にまたがる武生市外2市3町に広がる水田5,880haの用水不足の解消と水利用の安定を図ることを目的としている。

また、本事業は、武生市外1市4町の生活用水及び武生市外1市1町の工業用水を開発・供給する都市用水事業と日野川沿岸地域の水害を防止する治水事業との共同事業となっている。

本事業の基幹施設である榊谷ダムは、九頭竜川水系日野川支流榊谷川に多目的ダムとして建設が予定されている堤高100.4m、堤体積3,033千 m^3 の中心遮水ゾーン型ロックフィルダムである。

本ダムは、平成5年4月より仮排水路工事に着手しており、平成6年末に転流を行い、基礎掘削

等の本格的なダム本体工事には平成7年から着手する計画としている。

本稿は、榊谷ダムに付帯する自由越流式側水路型洪水吐について、その水理機能の妥当性と形状の安全性を検討し、合理的で安全な洪水吐形状を決定するとともに、設計及び維持管理上必要な資料を得るために水理模型実験を実施したのでその結果について報告するものである。

2. ダムの概要

榊谷ダムの諸元を表-1に、洪水吐の一般図を図-2に示す。

ダムサイト周辺の基礎地質は、中・古生層の美濃帯（美濃丹波帯）と呼ばれる砂岩、粘板岩、チャート、緑色岩類及びそれらの互層からなり、これらの上部を新生代第四期の河床堆積物、崖錘堆積物等がごく小規模に覆っている。

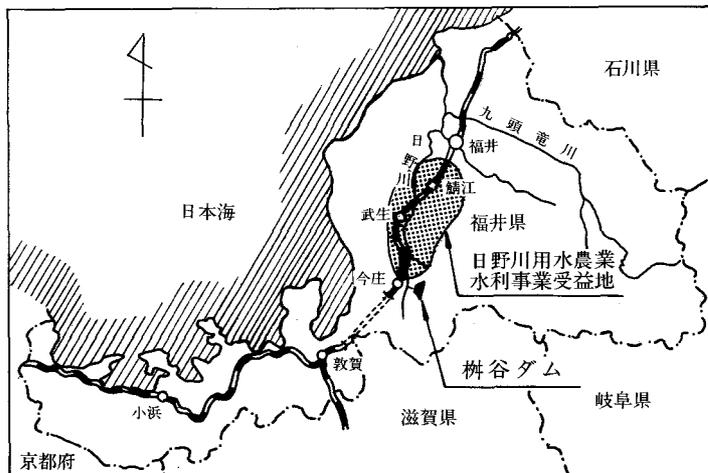


図-1 位置図

*北陸農政局日野川用水農業水利事業所

表-1 榊谷ダム諸元表

一般	位置	福井県南条郡今庄町	洪水吐	型式	自由越流式側水路型
	基礎	砂岩、粘板岩を主とする堆積岩盤		減勢型式	強制跳水USBRII型副ダム
貯水池	流域面積	30.46km ² (直10.16, 間20.30)	吐	設計洪水量	460m ³ /s
	総貯水量	25,000千m ³		減勢工対象流量	310m ³ /s
	有効貯水量	23,100千m ³		越流水深	2.00m
	常満水位	EL.334.40m		越流堰長	60.00m
	サーチャージ水位	EL.338.50m		常用洪水吐	自由越流セキ L=6.40m
監査廊	設計洪水位	EL.340.50m	仮排水路	型式・内径	標準馬蹄形 2R=4.50m
	型式・延長	カルバート型 L=420.0m		設計流量	175m ³ /s 確率1/20年
	断面	内空H=2.5m B=2.0m 最小厚t=1.0m		最大流速	10.00m/s
	応力計算法	有限要素による非線形弾性解析		勾配延長	I=1/60 L=600m
取水施設	構造	m ³ 当鉄筋量 77.5kg/m ³	堤体	型式	中心遮水ゾーン型ロックフィルダム
	型式	傾斜式シリンダーゲート		堤高	100.4m
	最大取水量	9.471m ³ /s		堤頂長	345.85m
	流入流速	4.17m/s		堤頂幅	10.00m
	利用水深	58.80m		堤体積	3,033千m ³

洪水吐は、自由越流式側水路型であり、減勢型式は、強制跳水USBRII型副ダム型となっている。なお、榊谷ダムは、治水事業が共同事業者として参加しているため、常用洪水吐として自由越流セキ（洪水調節工）を備えており、図-3に示すように常時満水位（EL.334.40m）からサーチャージ水位（EL.338.50m）までの3,450千m³を治水容量としている。

3. 洪水吐の水理模型実験

3-1 実験概要

本実験は、洪水調節時の調節機能、設計洪水時等におけるセキの放流能力、水路内流況確認、急流水路及び静水池流況確認、並びに、放水路部の流況確認を目的として実施したものである。

実験に使用する模型の縮尺は原寸の1/35の構造とし、上の目的を満足させるため、模型の製作は、貯水池の一部を含めた洪水吐全体、及び、洪水吐に接続する下流河川の一部を含めた650mの範囲とした。

対象流量は、ダム設計洪水量の460m³/s、減勢工対象流量の310m³/s、設計洪水量の30%流量の140m³/s、及び、中小洪水量の0~100m³/sの流量とした。

3-2 実験の検討項目

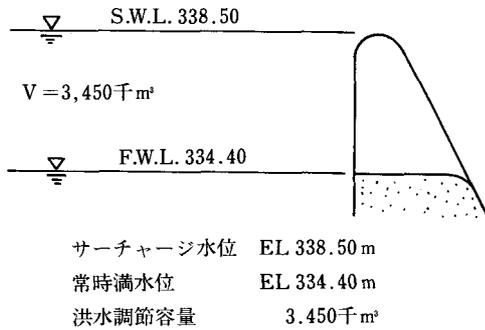
具体的な検討項目は次の通りで、原設計案の実験結果を基に、必要に応じて安全性、施工性及び経済性を十分配慮して改良案形状を検討した。

- ①側水路部では、中小洪水量流下時の洪水調節工（常用洪水吐）の調節機能の確認を行う。また、ダム設計洪水量流下時等における非常用洪水吐の放流能力と、このときの流況を検討した。
- ②取付水路部は、側水路部の越流部からの流れが急流水路部へ移行する区間であり、この区間の流況が安定し、急流水路へ流入する流れが偏らないかを検討した。
- ③静水池部は副ダム式であるが、減勢効果は十分か、副ダム天端と下流放水路の計画河床高との落差が大きい、在来河川への取付け方法は妥当であるか等を検討した。

3-3 洪水吐模型縮尺

洪水吐のような局所急変流の開水路では、流れの性質からみて重力の影響が支配的であって、粘性等の影響を無視できるので、模型と実物との力学的相似関係にフルードの相似則を適用して実験を行った。

模型の縮尺は、測定精度、模型範囲及び実験設



図一 治水容量の範囲

備の規模等を考慮して決定されるが、本実験では長さの縮尺 K_L を1:35とした。

基本物理量の縮尺及び洪水吐主要諸元の縮尺を表一2、表一3にそれぞれ示す。

4. 原設計案による実験結果

4-1 側水路部

(1)洪水調節工の調節機能

洪水調節工の構造を図一4に示す。

水理模型実験結果から得られた洪水調節工自由越流セキの越流係数及びこの越流係数を用いて計算した洪水調節容量を、表一4、表一5にそれぞれ示す。

表一 2 基本物理量の縮尺

基本量	次元	縮尺
長さ	L	$K_L = 1 : 35$
時間	T	$K_T = K_L^{1/2} = 1 : 5.916$
流速	$L \cdot T^{-1}$	$K_V = K_L^{1/2} = 1 : 5.916$
流量	$L^3 \cdot T^{-1}$	$K_Q = K_L^{5/2} = 1 : 7,247.2$
圧力水頭	$M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}$	$K_P = K_L = 1 : 35$
粗度係数	$L^{-1/3} \cdot T$	$K_n = K_L^{1/6} = 1 : 1.809$

表一 3 洪水吐主要諸元の縮尺

諸元	実物値	縮尺	模型値
洪水吐総延長	474.6 m	1 : 35	1,356.1 cm
越流堰長	60.0 m	1 : 35	171.4 cm
設計越流水深	2.0 m	1 : 35	5.7 cm
取付水路水路幅	14.0 m	1 : 35	40.0 cm
急流水路、減勢工幅	14.0 m	1 : 35	40.0 cm
静水池長	55 m	1 : 35	157.1 cm
設計洪水量	460 m³/s	1 : 7,247.2	63.5 l/s
減勢工対象流量	310 m³/s	1 : 7,247.2	42.8 l/s
FWLと減勢工静水池敷高との高低差	101.5 m	1 : 35	290.0 cm

本実験の結果、流出量は計画値を満足しているが、原設計案の洪水調節工では現在の治水容量にわずかに不足が出る結果となった。(現計画の治水容量に対して、原設計案の洪水調節工は、わずかに小さい。)

$$2,870 \text{千m}^3 \times 1.2 \approx 3,450 \text{千m}^3$$

(a) (b) (c)

$$2,900 \text{千m}^3 \times 1.2 = 3,480 \text{千m}^3$$

(d) (b) (e)

(2)現計画上の洪水調節容量 (昭和51年9月型による計画値)

(1)安全率

(2)現計画上の治水容量

(3)原設計案の洪水調節工で必要となる洪水調節容量 (実験結果)

(4)原設計案の洪水調節工で必要となる治水容量 (実験結果)

(2)非常用洪水吐の放流能力

非常用洪水吐は、洪水調節工と併せて、設計洪水量 $Q=460 \text{m}^3/\text{s}$ を、越流水深 $H=2.00 \text{m}$ 以下で越流させる計画としている。これに対する実験結果は表一6のとおりである。

この結果より、セキ全体を設計洪水量が流下する時の越流水深は、平均で1.929m、最高で1.967mとなっており、設計の越流水深 $H=2.00 \text{m}$ 以下で設計洪水量を排除できることが確認された。

(3)側水路部における流況

側水路部の流況に、次の2点の問題があることが確認された。

(1)越流堰の最上流付近の貯水池内の流れに渦を巻いて流下する現象が見られ、側水路内に流下し

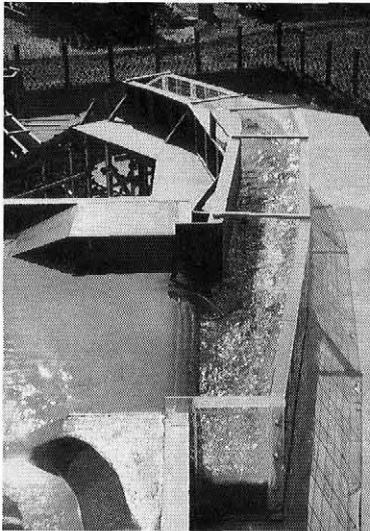
表一 5 表一 4 の越流係数を用いて計算した洪水調節容量

		単 位	計 画 値		実験値 (L=6.4 m)	
			昭和 34 年	昭和 51 年	昭和 34 年	昭和 51 年
洪水流入	流入量	m ³ /sec	139	108	139	108
	ピーク時 流出量	m ³ /sec	52	62	50	61
最 大 流 出 量		m ³ /sec	73	73	71	72
貯 水 池 最 高 水 位		m	337.81	337.81	337.87	337.90
洪 水 調 節 容 量		千m ³	2,830	2,870	2,877	2,900

注) 治水容量は、昭和 51 年 9 月型で決定されている。

表一 6 非常用洪水吐の放流能力

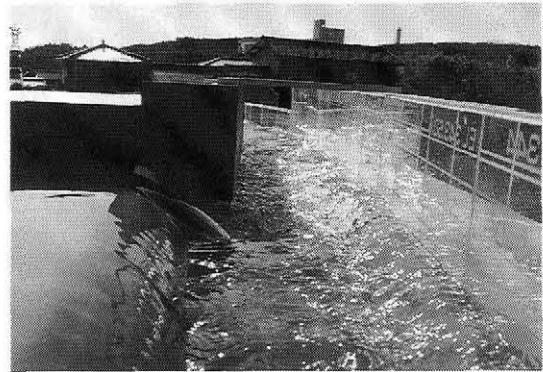
設 計	実 験 結 果
設計洪水量 $Q=460 \text{ m}^3/\text{s}$ 越流水深 $H=2.0 \text{ m}$ (H.W.L.=340.50) $Q=C_1 \cdot B_1 (H+4.1)^{3/2} + C_2 \cdot B_2 \cdot H^{3/2}$ 第 1 項：調節工 第 2 項：非常用洪水吐 $B_1=6.40 \text{ m}$ $B_2=53.60 \text{ m}$ 仮定条件として $C_1=1.70$ $C_2=2.07$ として設計	$Q=460 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の貯水池水位計測結果 最高水位 340.467 (H=1.967 m) 平均水位 340.429 (H=1.929 m) 最低水位 340.380 (H=1.880 m) $Q=310 \text{ m}^3/\text{s}$ 流下時の貯水池水位計測結果 最高水位 339.928 (H=1.428 m) 平均水位 339.872 (H=1.372 m) 最低水位 339.802 (H=1.302 m)



写真一 1 原設計案側水路部上流付近

た流れに気泡を多く含み流れが攪乱される傾向が認められた (写真一 1)

- ②洪水調節工から側水路内へ流入する水勢が強く、側水路の右岸側 (山側) 擁壁に衝突した後、流れが左折して取付水路部へ流下するため、洪水調節工下流部で渦を巻き、側水路の左岸側水面



写真一 2 原設計案側水路部～取付水路部

が低く、側水路の右岸側水面が高くなり、主流が右岸側に片寄った流況が確認された。(写真一 2)

4-2 取付水路部

設計洪水量 $Q=460 \text{ m}^3/\text{s}$ を流下させる場合の取付水路内の水深は、原設計案の側壁高以下に納まっている。しかし、先にも記したように、洪水調節工の位置から下流の側水路内の流れは、右岸側が強く、横断水面形状も右岸側が高くなる片傾斜となっていることなどが、取付水路内の流れに影響を及ぼしており、取付水路部の上流側では側水

路部下流と同様な水面形状を呈しており、中下流側では水面動揺の流況となっている。

このように、取付水路内の流況は良好な状況とは言いがたいが、問題は側水路内の流況にあることから、洪水調節工からの流勢を緩和し側水路内の流況を改善した後に、取付水路内の流況改善について検討することとした。

4-3 急流水路部及び静水池部

急流水路部の上流側では、取付水路内の水面動揺の流況の影響を受けており、良好な流況を呈していない。

また、静水池部では、減勢工対象流量 $Q=310\text{m}^3/\text{s}$ に対しては側壁高が満足するものの、設計洪水量 $Q=460\text{m}^3/\text{s}$ に対しては、僅かに側壁高が不足する結果となった。(設計においては、減勢工対象流量 $Q=310\text{m}^3/\text{s}$ が流下するときの水面高さに余裕高を加え側壁高を決め、設計洪水量 $Q=460\text{m}^3/\text{s}$ が流下する時の水面高さがこれを越えないことを確認して静水池部の側壁高を決定している。)

以上のように、急流水路部及び静水池部においても問題点が確認されたが、取付水路部の流況改善が図られた後、これらの場所の検討を行うこととした。

4-4 副ダム部

中小流量で $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ 程度の流量が流下する場合に、副ダム部下流落差工を流下する流れに水理的に問題となる現象が観察された。

原設計案では、副ダム部下流落差工は1:1.0の勾配で落差が3.45mの構造となっている。ここを $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ 程度の小流量が流下すると、落下水脈の裏側(下側)に真空状態となる空間が現れる。(写真-3)

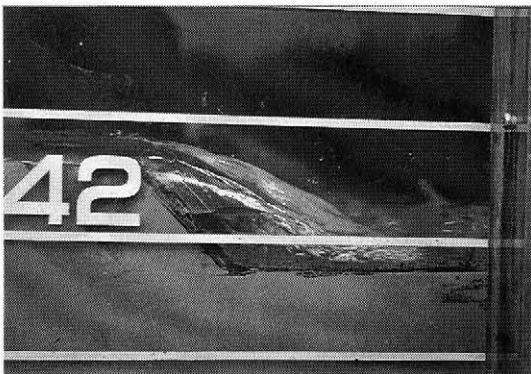


写真-3 原設計案副ダム部下流落差工

落下水脈下側部分の通気が遮断または不完全になると、この部分が負圧になり、その圧力変動によって落下水脈の振動現象やコンクリート構造物に悪影響を及ぼす心配があることから、この落差勾配を改善し、落下水脈下側とコンクリート構造物表面とが密着した流況が得られるよう検討することとした。

なお、流量が $Q=60\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流れには真空空間は認められない。

5. 改良案の検討

5-1 洪水調節工の調節機能の改善

原設計案の洪水調節工では、洪水調節容量に不足を呈することから、洪水調節工のセキ長を、計画値より1.7%大きい6.50mとして、実験結果から得られた越流係数を用いて洪水調節容量の検証を行った。計算結果を表-7に示す。

この結果、流出量及び洪水調節容量ともに計画値を満足するため、洪水調節工のセキ長を6.50mとすることとした。

$$2,864\text{千}\text{m}^3 \times 1.2 = 3,437\text{千}\text{m}^3 < 3,450\text{千}\text{m}^3$$

なお、洪水調節工のセキ長の原設計案と改良案の差は0.10mであり、模型の縮尺に直すと2.9mmにしかならないことから、模型を改良しなくとも問題ないと判断されたため、改良案の模型実験においては洪水調節工のセキ長を変えないで実験を実施することとした。

5-2 越流堰最上流部の流況改善

設計洪水量 $Q=460\text{m}^3/\text{s}$ を流下させた場合、越流堰最上流付近の貯水池内の現地地形が流れに影響を与えている。

すなわち、越流堰の流入幅寸法に相当する堰前部のエプロン部とリップラップ部分は標高EL.334.40mに整形されているが、越流堰上流側導流壁に相当する部分と、その後背地は現状地形をかなり残存させており、この地山沿いに迂回して越流堰に洪水が流入するため、迂回中に流水が回転する傾向が見られ、渦流を形成している。この渦流が空気を混入させ側水路内に落下していることが、側水路内の流れに気泡を混入させ、水流を攪拌させているものと考えられる。

この現象を解消させるため、越流堰上流側導流壁とその後背地を除去し、標高EL.334.40mの平地に整形することとした。

表一七 セキ巾を修正して計算した洪水調節容量

		単位	計 画 値		セキ巾修正 (L=6.5 m)	
			昭和 34 年	昭和 50 年	昭和 34 年	昭和 50 年
洪水流入	流入量	m ³ /sec	139	108	139	108
	ピーク時 流出量	m ³ /sec	52	62	51.120	61.307
最大流出量		m ³ /sec	73	73	71.637	72.266
貯水池最高水位		m	337.81	337.81	337.833	337.852
洪水調節容量		千m ³	2,830	2,870	2,847	2,864

5-3 側水路部及び取付水路部の流況の改善

洪水調節工から側水路内へ流入する水勢が強く、側水路の右岸側擁壁に衝突した後、流れが左折して取付水路部へ流下する。この際の流況を改善させるため、側水路内の水量を多くして洪水調節工に接続する側水路の左岸側水面を上昇させ、横断水面形状の右上がり片勾配を緩和して水平形状に近付けることを考えた。

このため、側水路内最上流端の完全越流条件に対しては、まだ1.0m程度の余裕があるためこれを利用し、急流水路部始点のセキ上げシルを高く(原設計案におけるセキ上げシル高h=0.90m)して、取付水路及び側水路の水面をせき上げることにより流況の改善を図ることとした。

改良案を決定する前に予備実験を行い、木片を使用してセキ上げシルの高さを0.50m刻みに高くして、設計洪水量を流下させたとき越流水深をh=2.00m以内に維持でき、かつ、側水路部及び取付水路部の流況の改善ができるセキ上げシルの高さを決定した。

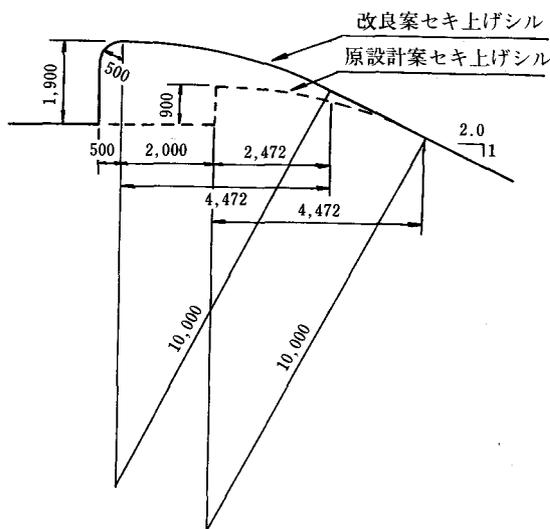
予備実験の結果得られたシル高と越流水深との関係を表一八に示す。越流水深が2.00mを越えないのはシル高が2.40m以下の時であり、シル高1.40mでは流況の改善がそれほど図れないが、シル

表一八 セキ上げシル高と越流水深の関係

シル高 (m)	越流水深 (m)		備 考
	最高水位	平均水位	
0.9	1.967	1.929	原案W=0.9m
1.4	1.985	1.939	
1.9	1.995	1.936	
2.4	1.999	1.929	
2.9	2.002	1.939	
3.4	2.048	1.978	
3.9	2.097	2.002	

高を1.90m以上にすると側水路部と取付水路部の流況の改善がかなり図られることから、セキ上げシル高1.90mを改良案とすることとした。

改良案のセキ上げシルの構造を図一五に示す。



図一五 セキ上げシル構造図

5-4 副ダム下流落差工の流況改善

流量Q=50m³/s程度の流量が流下する場合に、落水脈の下側が外気との通気が遮断されて真空状態とみられる空間が生じる。この現象を解消させるため、落差工の傾斜勾配を原設計案の1:1.0より緩勾配に変更することとした。

改良案として、傾斜勾配を始めに1:2.0の勾配に変え実験を行い、それでも流況が改善されない場合には1:3.0の緩勾配に模型を改造することとした。

6. 改良案による実験結果

6-1 側水路流入部

改良案では原設計案に認められた上流側導流壁

部の渦流は生じなくなった。そして、改良案のほう
が、越流堰幅全体に対して直角に近い方向で洪水
が流入するようになり、流況に改善が図られた。
(写真-4)

また、設計洪水量流下時の場合、越流部前庭付
近の流速は1.00m/s程度であり、越流堰頂付近で

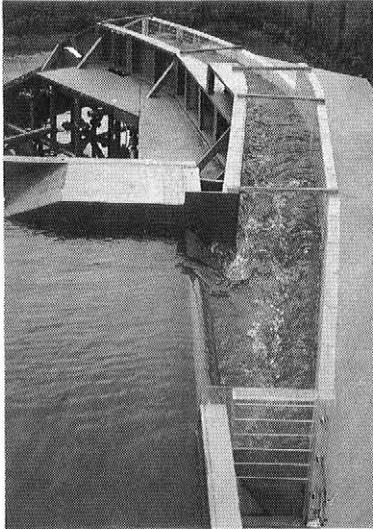


写真-4 改良案側水路部上流付近

3.00m/s程度まで加速されているが、許容値($V \leq 4.00$ m/s)を下回り問題はない。

6-2 側水路部

側水路内の水位が上昇したが、設計洪水量が流
下する場合にも、越流堰全幅で完全越流の状態
で流下する。また、貯水池内水位EL.340.467m(設
計洪水水位EL.340.50m)で設計洪水量 $Q=460$ m³/s
を排除できる。

また、側壁沿いの最高水位はEL.340.445m(側
壁天端高EL.343.60m)であり、水面上の余裕高は
十分に確保されている。

6-3 取付水路部

取付水路内の流れは原設計案より水位が上昇し
流速が遅くなり、上流側の横断水面形状も片勾配
から水平のほうに改善され、中下流側の水面動揺
もほとんどなくなった。したがって、急流水路部
への流入状況が格段に改善された。(写真-5)

しかしながら、側壁天端高EL.337.150mの区間
の最高水位はEL.336.704mで、余裕高は約0.45m
(設計上の余裕高は約1.00m)しか確保されてい
ない。また、側壁天端高EL.337.150m~EL.336.



写真-5 改良案側水路部~取付水路部

000m区間の最高水位はEL.336.042mとなっており、
わずかに壁高不足を生じている。

6-4 急流水路部

横断方向にバランスを保ち、水脈の飛散もなく
安定した流況となっている。

また、側壁高 $h=4.00$ mに対し最大水深は2.348
mで水面上の余裕高は十分に確保されている。

6-5 静水池部及び副ダム部

良好な減勢状況を呈している。

なお、設計洪水量が流下した時の最高水位が、
静水池部側壁天端高EL.255.00mより若干高くな
る場合があるものの、側壁を越えることはない。

6-6 副ダム下流落差工

$Q=50$ m³/s程度の小流量が流下する場合でも、
落差工部の水脈下側は落差工傾斜斜面と良く密着
しており、原設計案で見受けられた真空空間は全
くなく、落水水脈振動現象なども起きておらず、
下流放水路に向かって円滑な流れを形成している。
(写真-6)



写真-6 改良案副ダム部下流落差工

7. 榊谷ダム洪水吐構造の改良点

洪水吐の水理模型実験の結果、洪水吐構造で改良する点を整理すると次のとおりとなる。

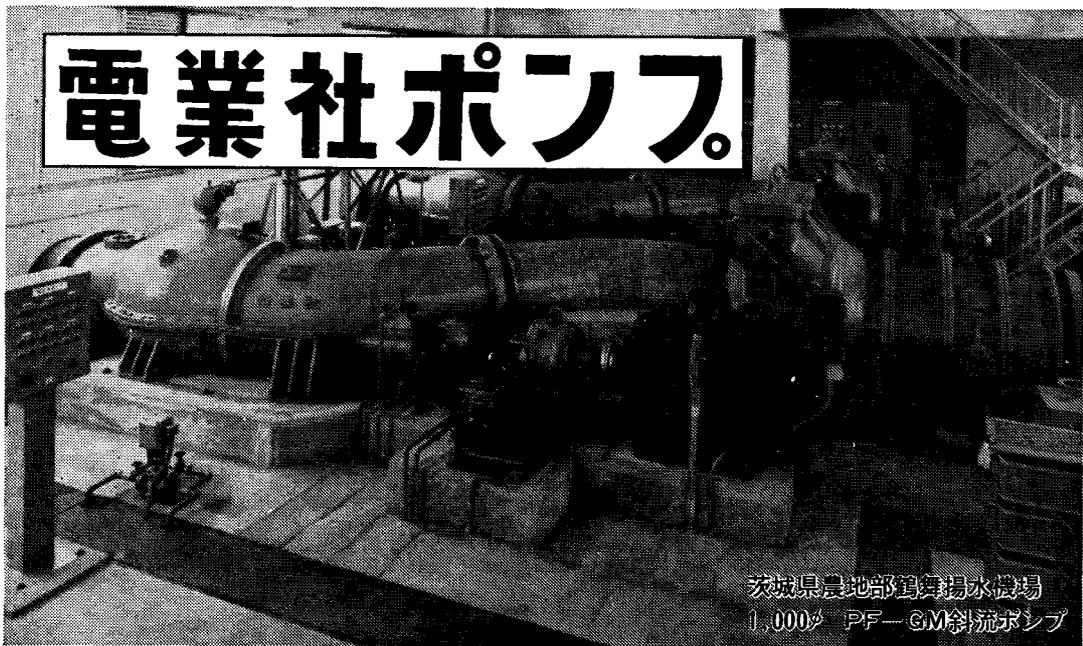
- ①越流堰上流側導流壁は設置せず、その後背地を除去し、標高EL.334.40mの平坦地形に整形する。
- ②洪水調節工のセキ長を6.50mに広げる。
- ③急流水路部始点のセキ上げシルの高さを1.90mにかさ上げする。
- ④取付水路部で側壁天端高EL.337.150m及びEL.337.150m～EL.336.000m区間については、側壁天端高を約0.50m～1.00m高くする。
- ⑤副ダム下流落差工の傾斜勾配を1：2.0とする。

8. おわりに

以上、榊谷ダム洪水吐の水理模型実験結果について述べてきたが、机上の水理計算では想定し得なかったことが模型実験を実施することにより把握できたとともに、構造をわずかに変えることにより流況を大幅に改善できることがわかった。今後は、この模型実験から得られた資料をもとに榊谷ダム洪水吐の設計を一部見直すこととしている。

最後に、榊谷ダム洪水吐の模型実験を担当した日本技研(株)及び榊谷ダム洪水吐の設計を担当した(株)三祐コンサルタンツの関係各氏に感謝申し上げます。

電業社ポンプ。



茨城県農地部管舞揚水機場
1,000ℓ PF-GM斜流ポンプ



株式会社 電業社機械製作所

本社 東京都大田区大森北1丁目5番1号
大森東京海上ビルディング
電話 東京(3298)5115
支店 大阪・名古屋・九州・東北・中国四国
北海道・静岡
営業所 横浜・千葉・三重・岡山・高松・沖縄

愛媛県における畑地かんがい多目的自動化施設の現状

藤 田 美貴雄*
(Mikio FUJITA)

目	次
1. はじめに	38
2. 国営南予用水農業水利事業付帯県営事業	38
3. 畑地かんがい自動化施設の概要	40
4. 畑地かんがい自動化施設の利用実態例	43
5. 畑地かんがい自動化施設の現状と課題	44
6. おわりに	45

1. はじめに

愛媛県における畑地かんがい多目的自動化施設（以下“畑地かんがい自動化施設”と言う）の歴史は、S51年に南予地方の川上地区に始まり、S53年に中予地方の砥部、石手川北部、北条地区に引き継がれ、S57年からは再び南予地方の国営南予用水農業水利事業付帯県営事業として現在に至っている。この畑地かんがい自動化施設の現状について、現在施工中である南予地方の国営南予用水農業水利事業付帯県営事業の紹介を交えながら述べてみたい。

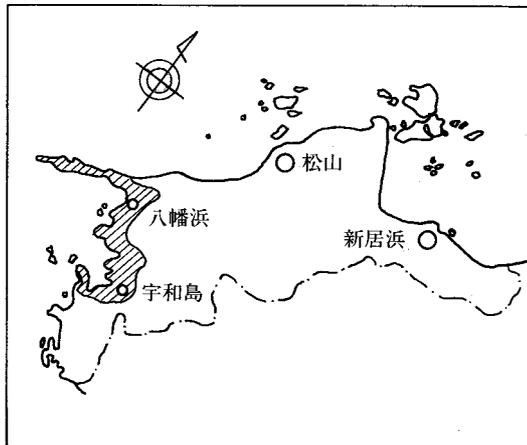
2. 国営南予用水農業水利事業付帯県営事業

現在推進されている付帯県営事業は、南予地方のうち2市7町7200haの農地にかんがい用水を

供給するものである。旧来、南予地方は、南国の太陽、海からの反射光そして段々畑の石積の保温効果による三つ太陽の恵みと、排水の良い土壌条件を生かして、全国有数の高品質柑橘（愛媛みかん）生産地帯を形成してきた。しかし、この地方に特有の山が海まで迫ったリアス式地形は、大きな河川を形成できず、排水の良い土壌とあいまって、かんがい用水はもちろんのこと、防除用水の確保にも天水に頼らざるをえないほど、常にかんばつの脅威にさらされてきた。このため、恒久的な農業用水の確保は南予地方の永年の念願であった。そこで、昭和49年度から国営事業、昭和57年度から付帯県営事業、さらに平成元年度からは緊急畑地帯総合整備事業が実施され、きめ細かい生産基盤の整備を実施している。

付帯県営事業の実施状況は下表のとおり。

付帯県営事業受益地域



位置図

*愛媛県八幡浜地方局産業経済部第二土地改良課

(A) 付帯県営事業（基幹）

(a) 県営かんがい排水事業

地区名	関係市町	工期	受益面積	主要工事
川上	八幡浜市	51-57	259 ha	畑かん施設, 用水路工
南子第一	八幡浜市他	57-8	806	畑かん施設, 用水路工
南子第二	明浜町他	57-6	812	用水路工
八幡浜北	八幡浜市	58-8	486	畑かん施設, 用水路工
三瓶	三瓶町	58-7	427	用水路工
吉田南部	吉田町	58-7	920	用水路工
保内	保内町	59-9	654	畑かん施設, 用水路工
川永田	伊方町	59-7	217	畑かん施設, 用水路工
吉田東部	吉田町	59-6	448	用水路工
湊	伊方町	60-9	289	畑かん施設, 用水路工
町見	伊方町	61-8	192	畑かん施設, 用水路工
宇和島	宇和島市	61-9	617	用水路工
瀬戸	瀬戸町	62-9	200	畑かん施設, 用水路工
宇和島第二	宇和島市	3-9	133	用水路工
計 14 地区			6,460 ha	

(b) 県営畑地帯総合土地改良事業

地区名	関係市町	工期	受益面積	主要工事
三崎南	三崎町	58-8	250 ha	畑かん施設, 用水路工, 農道
三崎北第一	三崎町	1-8	104	畑かん施設, 用水路工, 農道
三崎北第二	三崎町	1-8	386	畑かん施設, 用水路工, 農道
計 3 地区			740 ha	

合計 17 地区			7,200 ha	
----------	--	--	----------	--

(B) 付帯県営事業（その他）

(a) 県営畑地帯総合土地改良事業

地区名	関係市町	工期	受益面積	主要工事
俵津	明浜町	5-10	120 ha	畑かん施設, 農地保全
奥浦	吉田町	5-10	158	畑かん施設, 農道
吉田南君	吉田町	5-10	244	畑かん施設, 農道
計 3 地区			522 ha	

(b) 緊急畑地帯総合整備事業

地区名	関係市町	工期	受益面積	主要工事
合田	八幡浜市	1-5	91 ha	畑かん施設, 農道
諏訪崎	八幡浜市	2-8	64	畑かん施設, 農道
本浦	明浜町	2-5	54	畑かん施設, 農地保全
周木	三瓶町	3-7	55	畑かん施設, 農道
渡江	明浜町	3-6	54	畑かん施設, 農道, 農地保全
三浦西	宇和島市	3-6	76	畑かん施設, 農道
大久	瀬戸町	3-7	97	農道, 農地保全
高光	宇和島市	4-7	89	畑かん施設, 農道, 区画整理
皆江	三瓶町	4-9	82	畑かん施設, 農道
朝立	三瓶町	4-9	40	畑かん施設, 農道, 農地保全
和泉	三瓶町	4-7	39	畑かん施設, 農地保全
大浦	明浜町	4-7	50	畑かん施設, 農地保全
元町	吉田町	4-7	61	畑かん施設, 農道
石応	宇和島市	5-10	57	畑かん施設, 農道
三浦東	宇和島市	5-10	76	畑かん施設, 農道, 農地保全
枝浦	明浜町	5-9	54	畑かん施設, 農地保全
深浦	明浜町他	5-10	58	畑かん施設, 農道
田島春日	吉田町	5-9	43	畑かん施設, 農道, 農地保全
知永	宇和島市他	5-10	94	畑かん施設, 農道
計 19 地区			1,234 ha	

このほかに、緊急畑地帯総合整備事業として、平成6年度以降に20地区程度の新規採択要望地区を抱えている。

3. 畑地かんがい自動化施設の概要

畑地かんがい自動化施設は、スプリンクラー10数基を支配下にもつ電磁弁を、自動制御装置により、かん水ローテーションに従って、電氣的に開閉し、かん水、防除及び施肥等を自動的に行うものである。

ここで、畑地かんがい自動化施設の概要について、図-1を参照しながら、上流側から説明する。

①調整水槽

送水時間とかん水時間の時間差を調整する目的で設置し、その容量は $V = 12.6Am^3$ (A =かんがい面積ha)で計画される。

②県営幹・支線水路

調整水槽 (or上位事業である国営南予用水農業水利事業分水点) と配水槽を結ぶ管水路であり、静水圧により硬質塩化ビニール管類とダクトイル

鑄鉄管を使い分けている。

③配水槽 (写真-1) (写真-2)

末端施設 (スプリンクラー等) の稼働によって生じる使用水量の変動及び使用水量の変動に伴う水頭の変動を調整する目的で設置し、その容量は日使用水量の10%を見込み、 $V = 4.2Am^3$ (A =かんがい面積ha)で計画される。

④園内幹線水路

(本県においては、この施設以降を狭義の畑地かんがい施設と定義している)

配水槽と制御室を結ぶ管水路であり、静水圧によって硬質塩化ビニール管類とダクトイル鑄鉄管を使い分けている。

⑤制御室 (写真-3)

園内幹線水路から園内支線水路への分岐部に位置し、自動制御装置、薬液混入器、加圧ポンプ及び電磁流量計等を格納する建屋。

⑥園内支線水路

制御室と散水線を結ぶ管水路であり、静水圧によって硬質塩化ビニール管類とダクトイル鑄鉄管

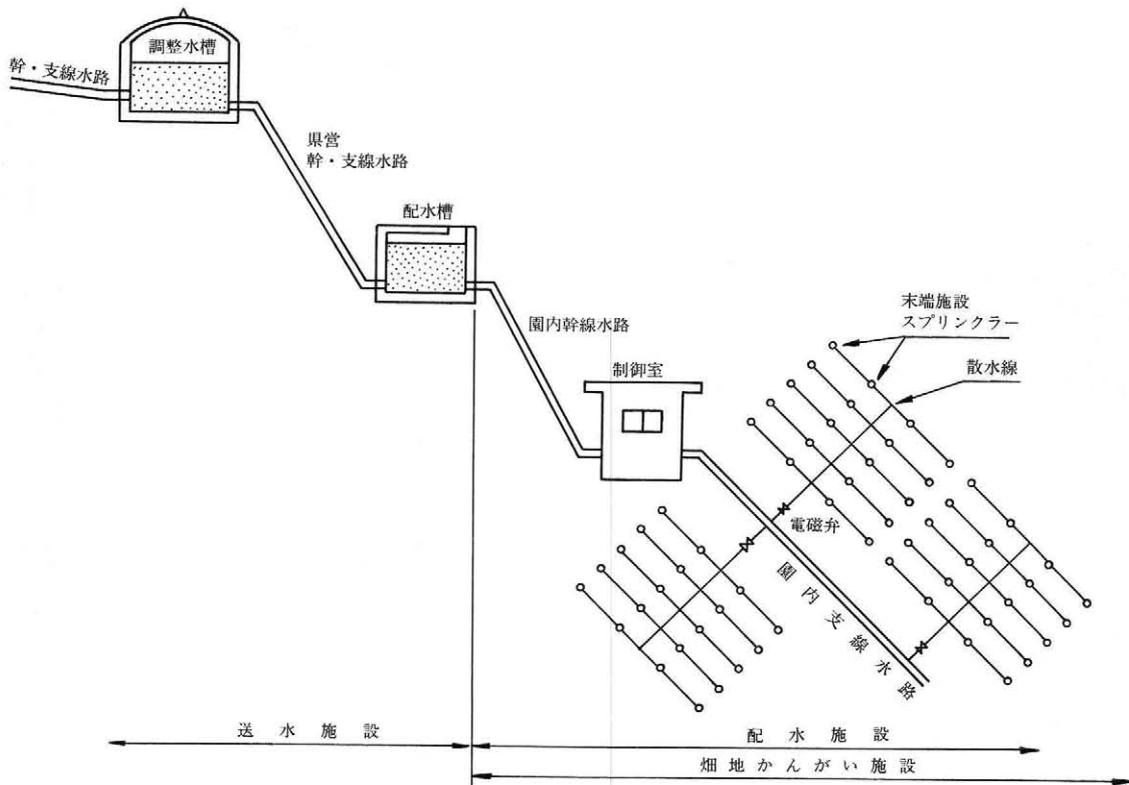


図-1 畑地かんがい施設概要図

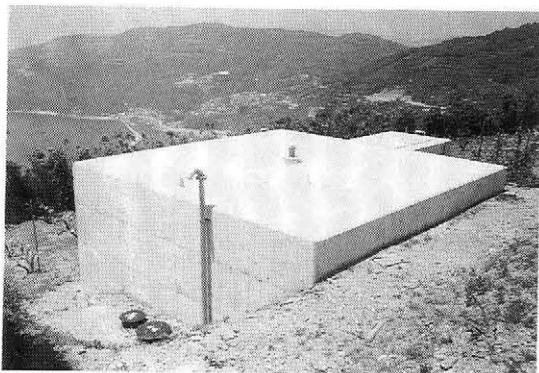


写真-1 県営配水槽

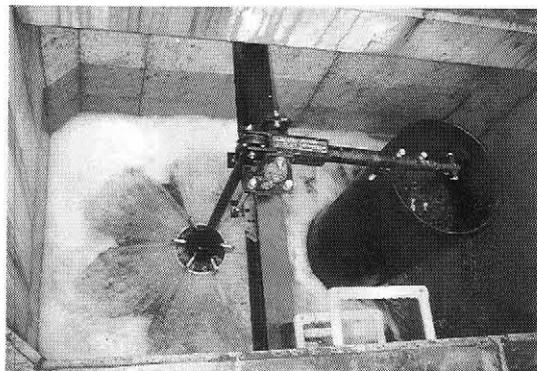


写真-2 サブマージドディスクバルブ (県営配水槽内)

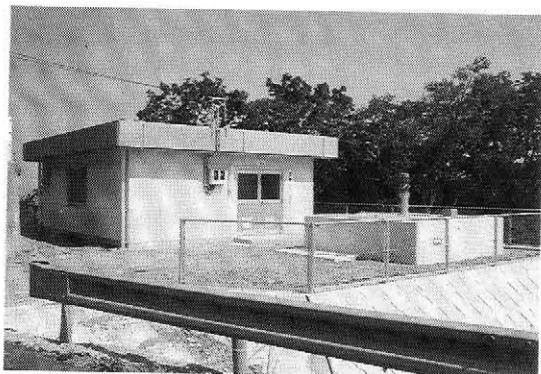


写真-3 制御室、薬液混合水槽

を使い分けている。

⑦電磁弁

園内支線水路と散水線との間に設置され、自動制御装置からの信号により弁は閉閉する。通常、その支配下に10数基のスプリンクラーをもつ。

⑧散水線

電磁弁とスプリンクラーを結ぶ管水路であり硬質塩化ビニール管を使用している。

⑨スプリンクラー (写真-4)



写真-4 たわわに実るミカンとスプリンクラー

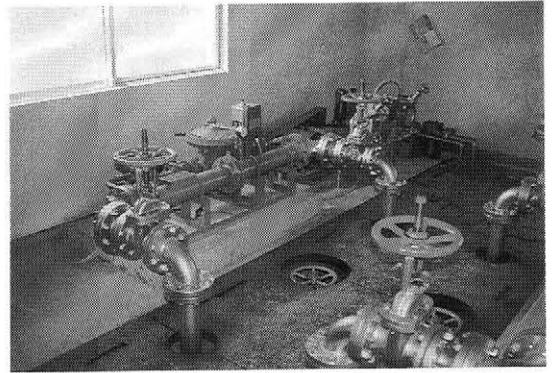


写真-5 薬液混入器

かん水、農薬液及び液肥を散布する機材であり、設置間隔は水平距離で14m*14mの正方形配置とし、吐出圧を2.8kg/cm²に設定している。

さらに、図-2を参照しながら詳細を説明する。

⑩薬液混合水槽（一次希釈槽）（写真-3）

制御室に隣接して設置され、薬液あるいは液肥の一次希釈液（40～250倍）を混合し、一時貯留する。

⑪薬液混入器（写真-5）

薬液混合水槽でつくられた一次希釈液を、園内幹線水路の流量、圧力に合わせて、園内幹線水路へ加圧注入し、管内で混合する。注入（混入）倍率は、薬液10倍、液肥200倍としている。

⑫自動制御装置（写真-6）

畑地かんがい自動化施設の中心となる機器であらかじめ入力された散布量に関する初期値と、併設されている電磁流量計から得られるデータを照合し、ローテーションに従って電磁弁を開閉制

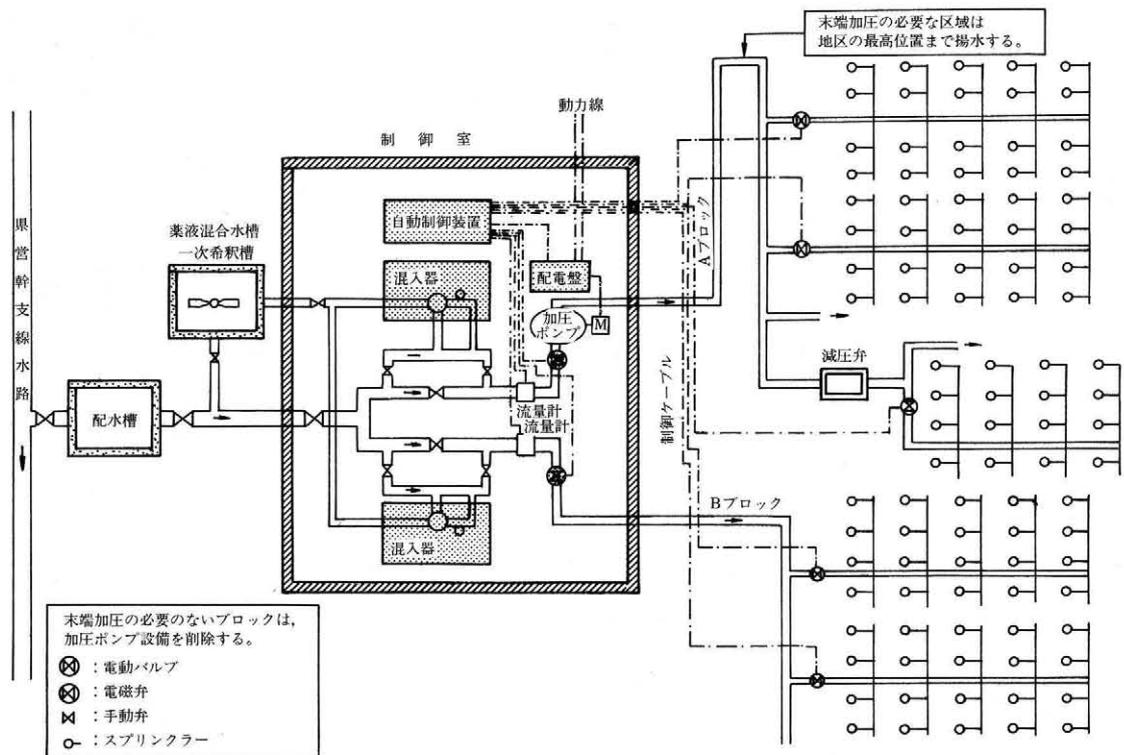


図-2 畑かん施設概要図（模式図）

御する。また、そのための各種監視機能、警報機能を備えている。

⑬加圧ポンプ

スプリンクラー散布位置での吐出圧が、規定値



写真一六 自動制御装置

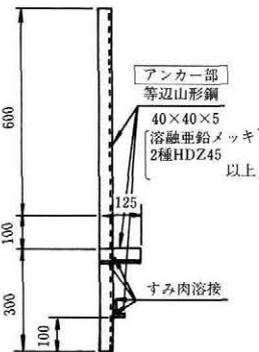
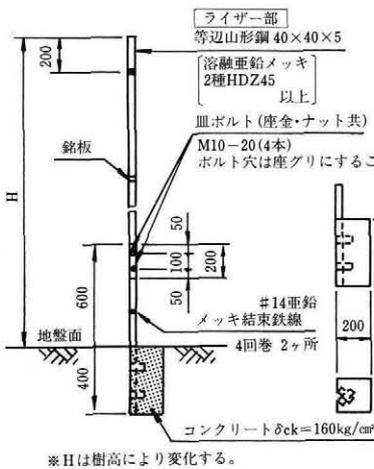
に満たない場合に設置する。

⑭制御ケーブル

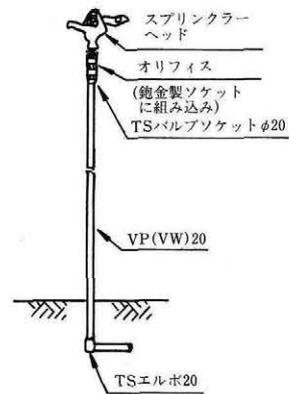
自動制御装置と電磁弁を結び、自動制御装置の電気信号を電磁弁へ送る。



写真一七 スプリンクラー散布状況



スプリンクラー立上り詳細図
調圧用スプリンクラー



図一三 支柱詳細図

4. 畑地かんがい自動化施設の利用実態例

この畑地かんがい自動化施設は、経済性、施設利用時の操作性及び集落区域界等を考慮して、20haを目安にブロックを構成し、通常3か年で建設される。施設完成後は、県から地元土地改良区へ管理委託され、実際の施設の運用は各ブロックの農家が直接行っている。

ここで実施地区における施設利用の事例を平成4年度の実績により示してみたい。当地区は温州みかんを主体に栽培しており、施設実施面積は252haである。平成4年度における防除回数は5～10

月までに17回(うち液肥混合散布2回を含む)、施肥を5～12月までに3回(施肥単独では1回)そして、かん水が8～9月にかけて2回行われている。(ただし、これら回数は部分的に行われたものも1回と数えている)

これを費用の面から見ると、防除が10a当たり46,524円(10a1回当たり2,737円)、施肥が10a当たり884円(10a1回当たり884円)そして、かん水は10a当たり2,063円(10a1回当たり1,032円)で、総計10a当たり49,471円となっている。

この費用の内訳は、農薬代(全体に占める割合76.5%)、散布作業人件費(同9.3%)、国営及び県

営施設の電気代(同5.0%)、機器の点検補修費(同4.8%)、その他消耗品購入、借入利子及び軌条使用料等の雑費(同4.4%)となっている。

当地区においては、団地構成も良く、施設建設費も安く抑えられ、営農意欲が高いことから施設機器の操作にも習熟しており、施設を十二分に活用していると言える。また、自動化による経費の節減、広域一斉防除による防除効果の倍増および手散布作業中の農薬害からの解放が計られ、畑地かんがい施設に対する評価も概ね良好である。

5. 畑地かんがい自動化施設の現状と課題

この施設は、本県で採用して以来すでに20年の実績があり、システムとしてはほぼ完成されている。すなわち、老朽化によるトラブルはあるものの、システムに起因する重大なトラブルは発生していない。

ここで、この施設について、これまでの施工実績にもとづき、雑感を述べてみたい。

①使用管種について

特に園内幹支線水路については、静水頭によって硬質塩化ビニール管類とダクタイル鋳鉄管を使い分けているが、地形条件が極めて厳しい(リアス式地形)ため、管路の起伏が激しく、また、スプリンクラー位置での吐出圧確保を考慮すれば安易な減圧もできず、従って高圧での設計となってしまう。この場合、ダクタイル鋳鉄管を使用することになるが、同管種は $\phi 75$ までであり水理的に不経済となるため、 $\phi 65$ 未満での同管種のJIS規格による製造を求めたい。

②管の離脱防止について

ダクタイル鋳鉄管について、スラスト力の発生する箇所においては、離脱防止金具を使用しており、それなりの成果を得ている。しかしながら、硬質塩化ビニール管類(TS継手)においては、スラスト力が発生しても、理論上はそれに対応しなくても良いことになっている。ところが、施工実績から見ると、硬質塩化ビニール管部での抜け出しが見受けられており、その原因としては幾つかの議論があるが、解決策の一つとしてTS継手の継手部分の接着長を長くする等を検討している。

③残留薬液等による機器の故障について

電磁弁はダイアフラム型を使用しており、弁の

一次側と二次側との差圧を微小な穴を通じて検知し、開閉する構造になっている。ところが、使用後の薬液の洗浄が十分でないと、この穴が目詰まりを起こし、作動不良を生じる。また、部分回転型スプリンクラーは、その回転の激しさから回転機構に損傷を生じ、回転不能になるものがある。これらには、使用者のメンテナンス不足にも一因はあるものの、何らかの改良を望みたい。

④機器の革新とコストダウンについて

自動制御装置については、採用当初からその基本構造は変わっていない。これまでは重大な故障、あるいは根幹にかかわる異常は発生していない。その意味では、完成された機器として信頼している。しかしながら、近年、電子部品は高性能化、小形化あるいは低価格化が進んでおり、時期をみはからって、当装置の今日的な改良革新を望みたい。また、併せて、量産化を考慮して、低価格化を望みたい。

⑤採用工法の改良について(図-3)

現在スプリンクラーの支持部は、アンカーブロックとライザーにより構成している。すなわち、アンカーブロックを地中に埋設しライザーを連結することによりスプリンクラーを支持している。この工法については、労力を要することから、現場サイドから改良を求める声がある。そこで、アンカーブロックを廃止し、地中打ち込み型のアンカーへの改良変更を検討している。

⑥機器故障への対策とアフターケアについて

部分回転型スプリンクラーは、③で述べた様な故障が生じている。現地で故障したスプリンクラーは、スペアのスプリンクラーと交換されたあと、ある程度の個数をまとめてメーカーへ修理に出して、再使用している。このスプリンクラーについては、これまでも改良が重ねられており、故障の発生率も減ってきている。

また、畑地かんがい自動化施設は、電磁弁制御用のケーブルを約20haの樹園地のなかに10km程度、地中の張りめぐらせているため雷に対して弱い面がある。直撃雷や誘導雷による迷走電流により、ケーブルを通じて自動制御装置本体や電磁弁の電磁コイルを損傷する場合があります。対策として自動制御装置内部にダミー基盤を、また電磁弁には抵抗の一種である避雷器を組込んで、被害が直接本体に及ばないようにしている。これらの復旧

には、メーカー等のアフターサービスを受けるケースもある。

どちらの場合も今後ともメーカーのバックアップをお願いしたい。

6. おわりに

愛媛県の畑地かんがいは、急傾斜の段々畑を中心に行われており、柑橘輸入自由化や生産者の高齢化、農業後継者不足とあいまって、様々な制約が課されている。また、社会情勢の変化から安全性や維持管理費の低減を求める声や、労働環境の現実からより省力的な工法の採用を求める声など

があり、一義的な設計方針だけでは対応できなくなっている。しかし、これらの要望は、施設建設費の高騰を招く要因であり、地元負担金の増加を考慮すると、軽々に採用し難いものがある。

一方、いかに完成されたシステムでも、年月の経過と共に陳腐化する運命にあることから、地形条件、社会条件、労働環境及び本来の設計基準を包括的に思慮に入れながら、基本的な工法を変更してゆくことに柔軟でなければならない。技術者の一人として理想と現実のはざまで思い悩む日々である。

山王海ダム仮排水路トンネルの水力模型実験について

渡 辺 和 真*
(Kazumasa WATANABE)

泉 親 次*
(Yoshitugu IZUMI)

佐 藤 求*
(Motomu SATO)

目	次
はじめに	46
1. 山王海ダム仮排水路トンネルについて	47
2. 水利権協議との係わり	48
3. 水利模型実験の実験計画	48
4. 予備実験	50
4-1. 原設計案の実験	50
4-2. 改良案の実験	52
5. 本実験	56
おわりに	56

はじめに

国営山王海農業水利事業の受益地は、岩手県のほぼ中央、北上平野北部に位置し、北上川水系滝名川及び葛丸川によって形成された扇状地上に広がる約4,000haの県下有数の穀倉地帯である。

この地域は、古くから稲作の適地として拓かれてきたが、水源の流域面積が小さく、深刻な水不足に悩まされ、歴史に残る悲惨な水争いを幾多と

なく繰り返してきた。

昭和27年(1952)、農林省の手によって滝名川上流に山王海ダム(写真-1)が築造され、ダムに刻まれている『平安』の文字に託されたように水争いの歴史に終止符が打たれるとともに地域の農業は飛躍的な発展を遂げた。

しかし、その後の農地の開発による面積の増・機械化導入による乾田化等により、再び用水不足が深刻となり、排水の堰上げによる反復利用や、番水等を余儀なくされている。

このため、本事業にて既設山王海ダムを嵩上げて貯水機能を拡大、さらに葛丸川に新ダム(葛丸ダム)を築造し、用水の安定供給を図る計画である。

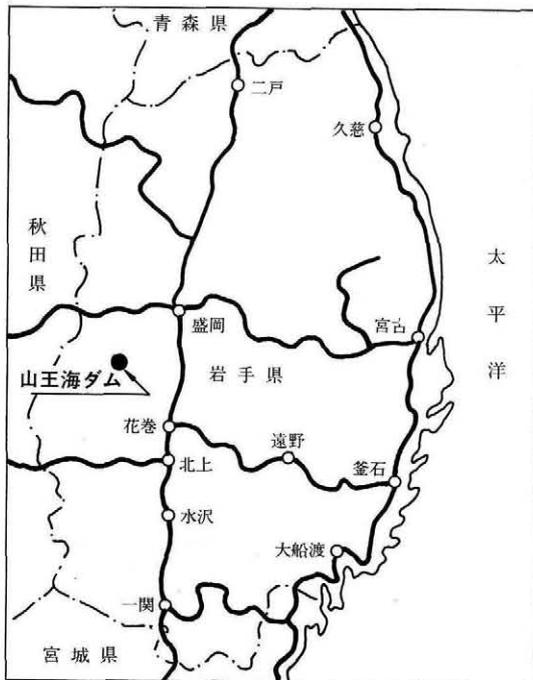


図-1 位置図

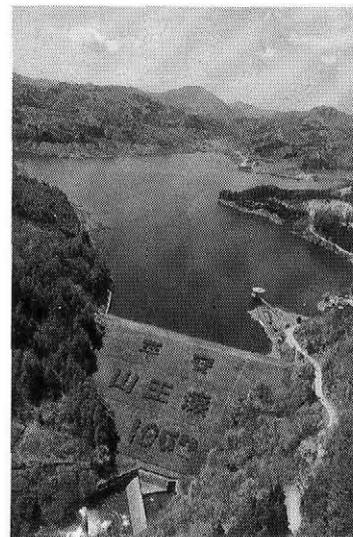


写真-1 既設山王海ダム

*東北農政局山王海鹿妻農業水利事業所

現在、葛丸ダムは既に完成（平成2年）しており、新山王海ダム（以下、山王海ダムとする）も本格的に工事を開始したところである。

この山王海ダムは、既設山王海ダム（以下、既設ダムとする）の機能を有効利用しながら行うため、施工に際して数多くの制約を受けている。

この報文は、その中から、既設ダムの洪水吐排水トンネルを利用した仮排水路トンネルの設計に係る水理模型実験について、その検討結果を紹介

する。

1. 山王海ダム仮排水路トンネルについて

山王海ダム仮排水路トンネルは、既設ダムの洪水吐並びに同トンネル（2連）を利用する計画であり、2連の洪水吐トンネルを合流させる接合部を新設するとともに、接合部下流は1本の仮排水路トンネルを新設する計画であるが、このトンネルは、図-2に示すように平面的に相反する2つ

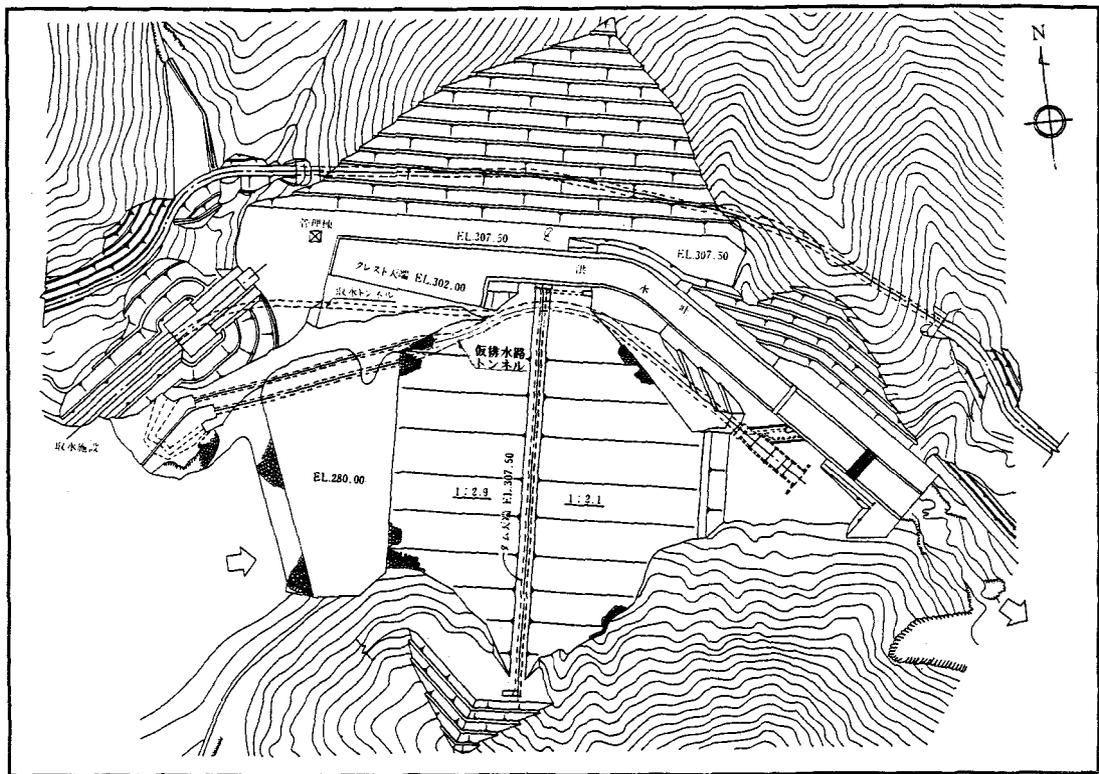


図-2 山王海ダム平面図

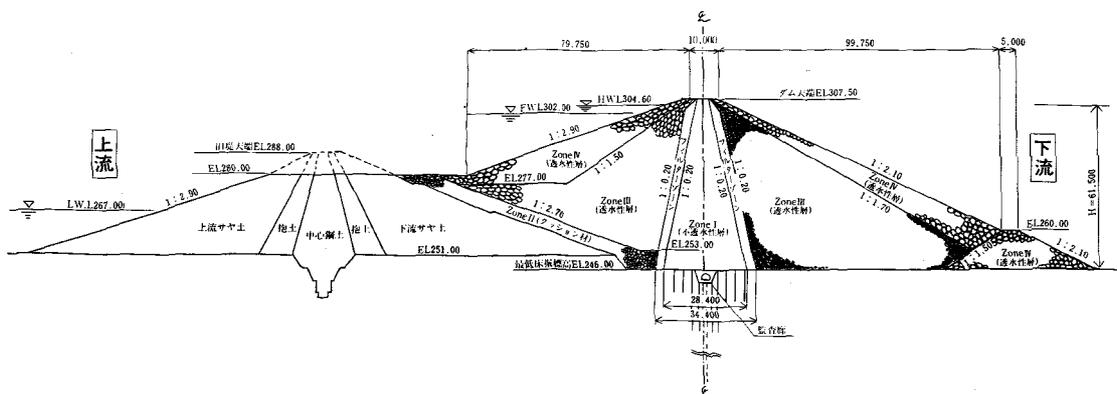


図-3 山王海ダム標準断面図

表一 1 ダム諸元

名 称	山王海ダムダム	葛丸ダム
流域面積	直接	37.7km ²
	間接	16.7km ²
総貯水量	38,400千m ³	5,000千m ³
有効貯水量	37,600千m ³	4,650千m ³
型 式	中心遮水ゾーン型 ロックフィルダム	中心遮水ゾーン型 ロックフィルダム
堤 高	61.5m	51.7m
堤 頂 長	242m	220m
堤 体 積	937千m ³	671千m ³
余 水 吐	側水路型	側水路型
設 計 洪 水 量	850m ³ /s	590m ³ /s
取 水 施 設	斜樋多孔式	取水塔
取 水 量	8.79m ³ /s	5.58m ³ /s

の曲線が設置されており、水理学的に複雑な形状を呈している。

このような平面形状を選択した理由には、次のような背景がある。

先にも記したように、山王海ダムは、既設ダムのかんがい機能を損なう事なく、有効に活用しながら施工する計画である。

このため、仮排水路トンネルは、山王海ダムの仮排水路の機能とともに、既設ダムの洪水吐としての機能も要求されることとなり、経済性を考慮し、既設洪水吐トンネルを最大限活用して、新設トンネルの延長を短縮する計画とした。

この結果、新設トンネルは、既設洪水吐トンネルによってその位置が限定され、山王海ダムの境界に近い路線となり、安全確保上の必要距離を維持する必要性から、図一4の水理模型製作図に示すように、接合部下流にS字状の平面形状を設定することとなった。

2. 水利権協議との係わり

昭和54年度に山王海農業水利事業所が開設されて以来、建設側と精力的に河川協議を実施し、昭和59年8月葛丸ダムに着手すると共に、昭和60年8月河川法第95条に基づく協議図書を提出、平成3年9月24日付けで、河川法第95条に基づく協議が成立した。

しかし、協議の過程において、既設ダムの洪水吐並びに同トンネル（2連）を利用する計画で、

しかも2連のトンネルを1本に合流させることから、接合部の水理特性を水理模型実験を実施して確認することとなり、水利使用規則で、実験を義務づけられたものである。

このことから、水理模型実験計画書を作成し実験目的、内容について、建設側と協議（平成4年1月31日）した。

その結果、水理模型実験は、予備実験後に本実験を行うものとし、予備実験の結果について報告後、本実験に入る事となった。

3. 水理模型実験の実験計画

(1) 水理模型実験の位置付け

本実験は、山王海ダム施工に伴う仮排水路トンネルの接合部について、その水理特性とトンネル形状の安全性を検討し、合理的かつ経済的な仮排水路形状を決定することを目的として、実施したものである。

(2) 実験概要

本実験においては、既設ダム洪水吐の2連の排水トンネルを合流させる接合部の安全性を検討するものであるが、模型実験の精度をたかめるため、接合部の局所的な模型ではなく、既設洪水吐、排水トンネル及び新設する仮排水路トンネルを含めた全体を模型化し（図一4に模型製作図を示す）、原型形状を忠実に再現することとした。

実験は、設計洪水量の他、主要な実験流量を定常流として流下させ、貯水池水位、洪水吐から排水トンネルへ流入する流況、トンネル流入口部の余裕等の水位を検討するとともに、トンネル急傾斜部・緩傾斜部、合流部及び新設トンネル内の主要箇所の水位・流況等の水理特性の検証を実施した。

(3) 実験対象流量

実験対象流量は、次の4流量を選定した。

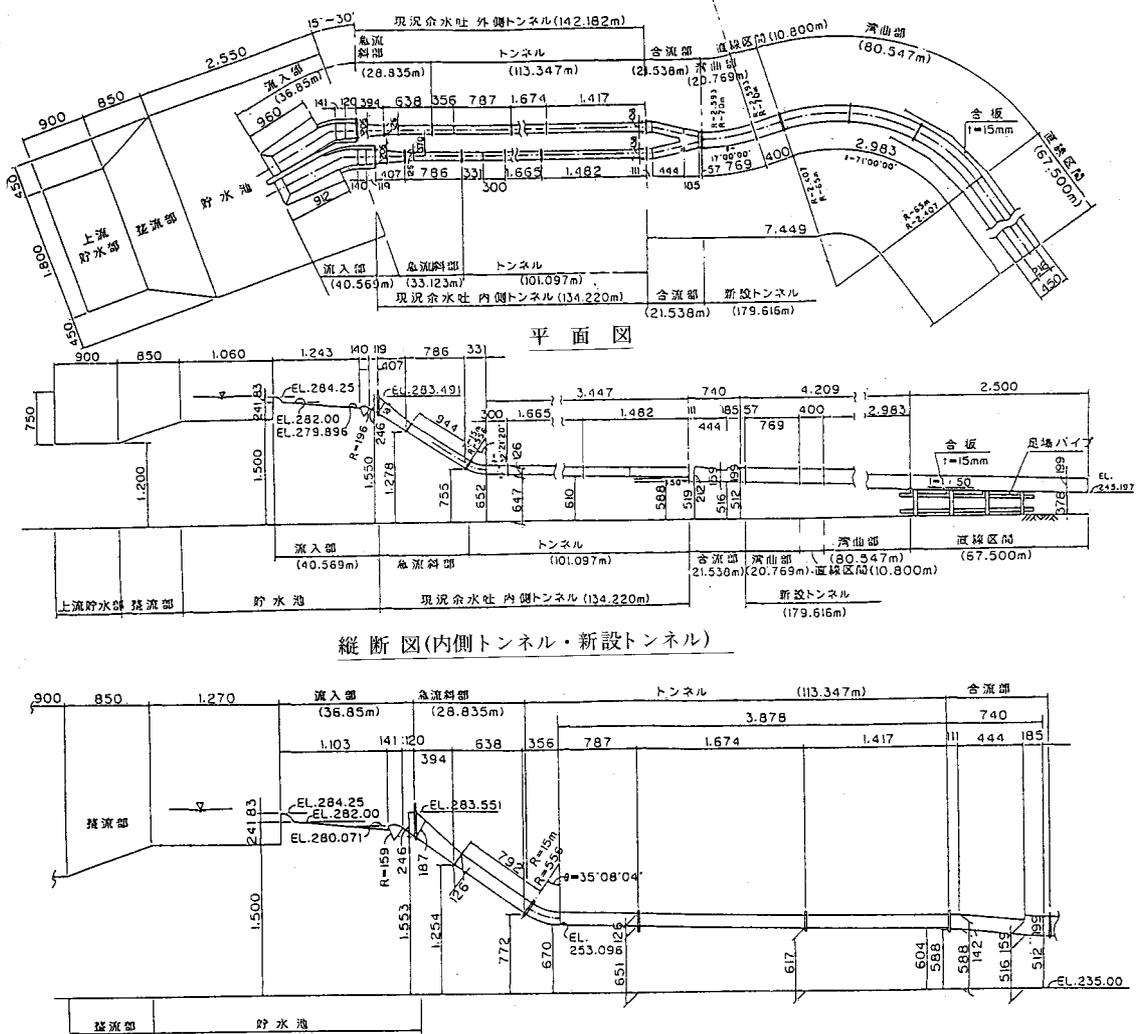
- ① 設計洪水流量 271.0m³/s
- ② 設計洪水流量の80% 216.8m³/s
- ③ 設計洪水流量の50% 135.5m³/s
- ④ 設計洪水流量の20% 54.2m³/s

(4) 水理的な問題点と実験による検討事項

本仮排水路は前述のとおり、既設の2連のトンネルを合流させ、1本の新設トンネルにする計画であり、しかも、新設トンネル部には相反する2つの曲線が設置されている。

山王海ダム仮排水路トンネル接合部水理模型製作図

模型縮尺：1/27



図一4 山王海ダム仮排水路トンネル接合部水理模型製作図

また、縦断的にも1/17.6の急傾斜部から1/50勾配の緩傾斜トンネル部に変化した後で合流部へ接続している。このように、複雑な形状の仮排水路では、次のような水理的な問題が想定される。

① 既設トンネルの急傾斜部と緩傾斜部

洪水吐（開口部）から急傾斜部に流入する流れのトンネル内余裕高が確保されているか、緩傾斜の流れが大きく片寄った流況にならないか。

② 合流部

既設トンネル内の流れは、2連のトンネルともほぼ同程度で水深2.4m、流速18.6m/sと想定され

ているが、このような流れを合流させた場合安定した流況を保持できるか否か。

また、2連の内側トンネルの下部に設置されている既設の取水（利水）管路（φ1,350mm）は、合流部で新設トンネル内に放流する構造となっているが（図一6破線の構造図参照）、トンネル内の流れは射流を形成しており、取水（利水）管路の放流口付近は、負圧が発生する可能性も想定される。

③ 新設トンネル湾曲部（S字カーブ）

新設トンネルには、2つの相反する曲線が設置されているが、各々の半径は上流側から70mと65

mで、トンネル幅(5.9m)の11倍以上を確保していることから、湾曲による影響は小さいものと判断され、トンネル内水深を約2.7mと想定している。実験での流況がこの想定通り、安定したものであるか否か。

④ 新設トンネル標準部

湾曲部同様トンネル内水深を約2.7mと想定しているが、実験での流況が想定通り安定したものであるか否か。

また、模型延長は、実験の延長を最末流部で42.8m省略しており、これにより仮排水路トンネル出口部における、減勢効果の検証に支障があるか否か。

(5) 模型及び水理諸量の計測

① 相似率と模型縮尺

実験はフルードの相似率に準じて、模型の縮尺を1/27とした。

② 模型

貯水池の部分模型内(水槽)に洪水吐流入部を設置し、これに接続するトンネル部分の総延長約478m(既設外側トンネル142.18m+既設内側トンネル134.22m+接合部及び新設トンネル201.15m)を対象とした模型を製作した。

トンネル部分は、流況観察のため透明アクリル制水路とした。(写真-2 水理模型全景参照)

③ 諸量の測定

貯水池模型への流入量は、JIS規格の四角堰(写真-3)の越流水深を測定し、流量公式により算出した。また、仮排水路内の水位は、写真撮影により測定、流況はVTR及び35mm写真の撮影によって記録した。

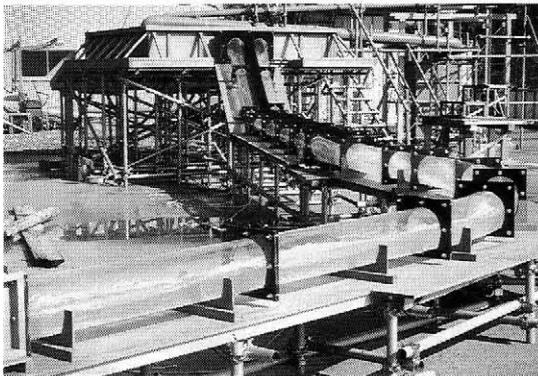


写真-2 水理模型全景

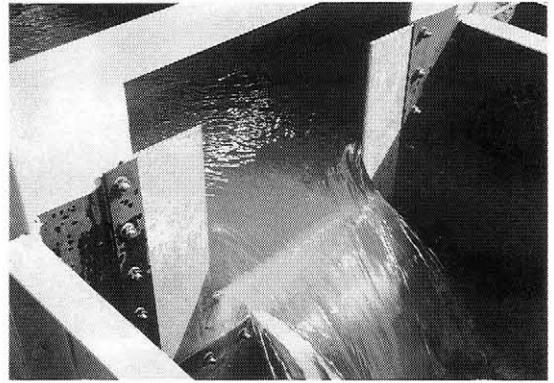


写真-3 四角堰

④ 主要諸元の寸法

仮排水路トンネルの主要諸元の実物と模型との比較値を表-2, 表-3に示す。

表-2 基本物現量の縮尺

基本量	縮尺
長さ	$L_r=1/27$
流量	$L_r^{5/2}=1/3,788.0$
流速	$L_r^{1/2}=1/5,196$
時間	$L_r^{1/2}=1/5,196$

表-3 仮排水路トンネル主要諸元の実物と模型の値

諸元	実物	模型
洪水吐越流頂高さ	EL.284.250m	1,052.8cm
現況トンネル部流入位置敷高	外側EL.253.096m	937.4cm
"	内側EL.252.616m	935.6cm
現況トンネル部流出位置敷高	外側EL.251.304m	930.8cm
"	内側EL.250.885m	929.2cm
合流部末端敷高	EL.248.920m	921.9cm
新設トンネル末端敷高	EL.245.197m	908.6cm
現況急傾斜部延長	外側 28.835m	106.8cm
	内側 33.123m	122.7cm
現況トンネル部延長	外側 142.182m	526.6cm
	内側 134.220m	497.1cm
合流部延長	21.538m	79.8cm
新設トンネル部延長	179.616m	655.2cm

4. 予備実験

4-1. 原設計案の実験

水理模型実験計画書の提出と実験内容について建設側より説明を求められ、平成4年1月31日に説明を行い、予備実験結果について報告すること

となり模型実験（予備）を開始した。

(1) 原設計案の予備実験結果

実験は、4つの対象流量を実施し、VTRにも流況を収録した。

この結果、設計洪水量271.0m³/sが流下する場合には、トンネル合流部において「螺旋流」が形成され、下流60mまで空気の混入する拡散した流れとなって水面形が確認できない状況となった。(図-5 原設計案流況スケッチ参照)

しかし、その上下流は安定した流れとなっていることから、負圧等の発生はないものと判断される。また、設計洪水量は定常的な流れではなく、一時的な流量であることから、仮排水路トンネルとしては大きな問題はないものと判断した。

ただし、水理学的には良い流況とはいえず、建設側が、どのような判断をするか問題を残した結果となった。

(2) 実験結果に関する地方建設局との協議

平成4年4月22日に実験結果に基づく説明を実施した。

説明は、水理学的にはあまり良い現象ではないものの、既設ダムにおける過去30年間のダムへの最大流入量は40m³/s程度であり、計画洪水量の正規確率や洪水量が流下する場合の継続時間等を考え合わせ、仮排水路トンネルとしては問題ないと判断しているとした。

しかし、建設側は、模型実験は建設本省段階で指示されていること、及び、土木研究所の判断を

仰ぐ必要があり、この実験結果では、了承されることは非常に難しく、模型の改良が必要との判断が示された。

また、協議の中で、トンネル合流の屈折角度を流向から判断して小さくできないかという改良案を提示された。

このまま、協議が平行線をたどると、仮排水路の構造協議が長期化する懸念があることと、建設側からも積極的に協議の前進を図るべく模型改良案の提示があったことから、事業所としての改良案を提出し、それに基づく実験を実施することで了解された。(この改良案の呼称を改良I案とする)

また、翌4月23日に建設側から、再度次のような改良案の提示がなされた。

- ① 利水放流管出口の位置の変更。
- ② 上記の位置変更に伴うトンネル勾配の一定化と水路標高の底上げ。

この案は、仮排水路トンネル出口の減勢効果の改善が施設的に対応可能となること、合流部トンネル断面が多少小さくなり施工性が良いこと、利水放流管出口を変更することによりエアポケットが解消される等メリットが多いと判断し、改良I案にこの改良点を加味して、模型実験のための改良案を決定した。(この改良案の呼称を改良I'案とする)

図-6に改良I'案の平面・縦断を示す。

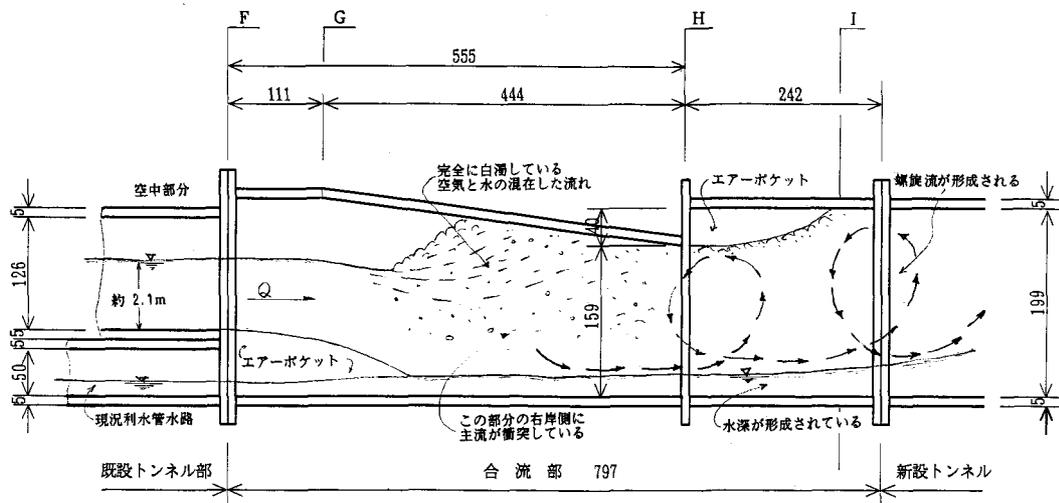
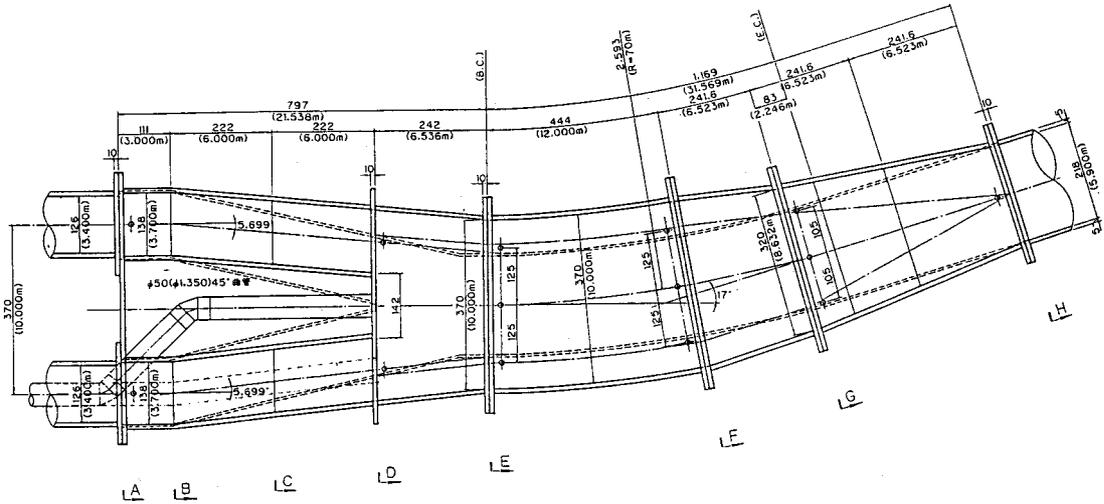
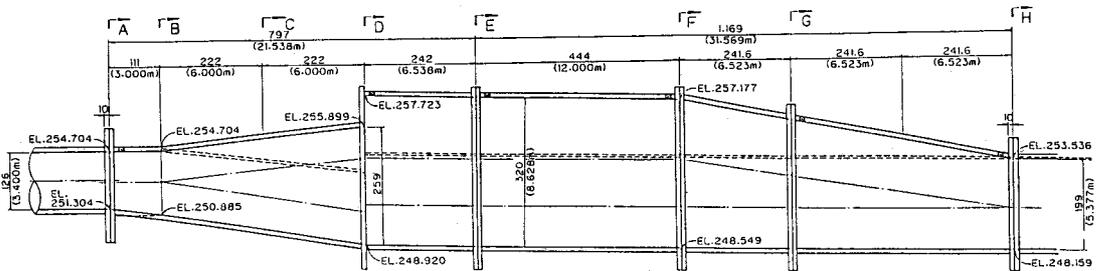


図-5 原設計案 合流部（内側トンネル）流況スケッチ

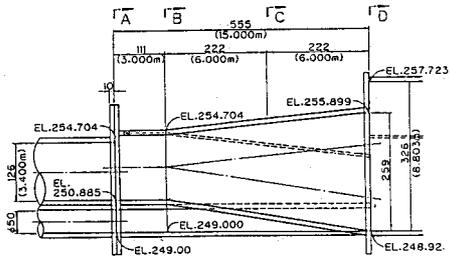


合流部平面図



合流部・外側トンネル縦断面図

----- 原設計
 ———— 改良I'案



内側トンネル縦断面図

図-6 改良I'案

4-2. 改良案の実験

(1) 改良I'案の実験結果

合流部始点のD断面(図-6平面図参照)中央に出口の変更をした利水放流管付近は、流れのない領域が形成され、利水放流管へ逆流する危惧は改良された。

また、合流部の内空断面を大きくしたことにより(図-6縦断平面図の破線と実線を参照)、D断

面~F断面までの区間では、トンネル天場に到達する流れは認められず、水面上は空隙部が確保されている。

以上のように、流況は大きく改善されたが、G断面付近では、トンネル天場に沿った回転流が見られることから、流況を更に改善するため、合流部トンネルに中央隔壁を取付ける等の工法を加え一連の実験を継続することにした。

(2) 改良I'案に対する改良案と実験結果

この一連の実験は、試行錯誤の結果、実験数は20ケースにも及び、この中から、中央隔壁、デフレクター、ウイング等の設置を実験段階ごとに整理し、16ケースに取りまとめ、ケースごとに実験の呼称を改良I'-1案~改良I'-16案とした。

主要なケース(改良I'-1, -9, -15, -16案)の実験結果を図-7に示す。

(3) 改良I'-17案の実験結果

改良I'-16案までの予備実験結果をもって、建

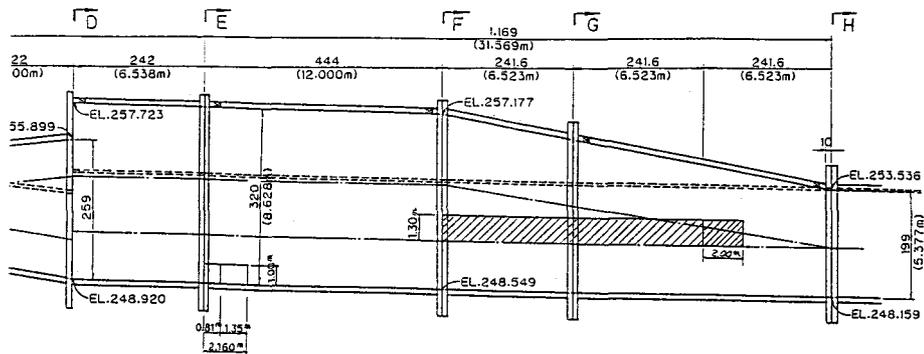
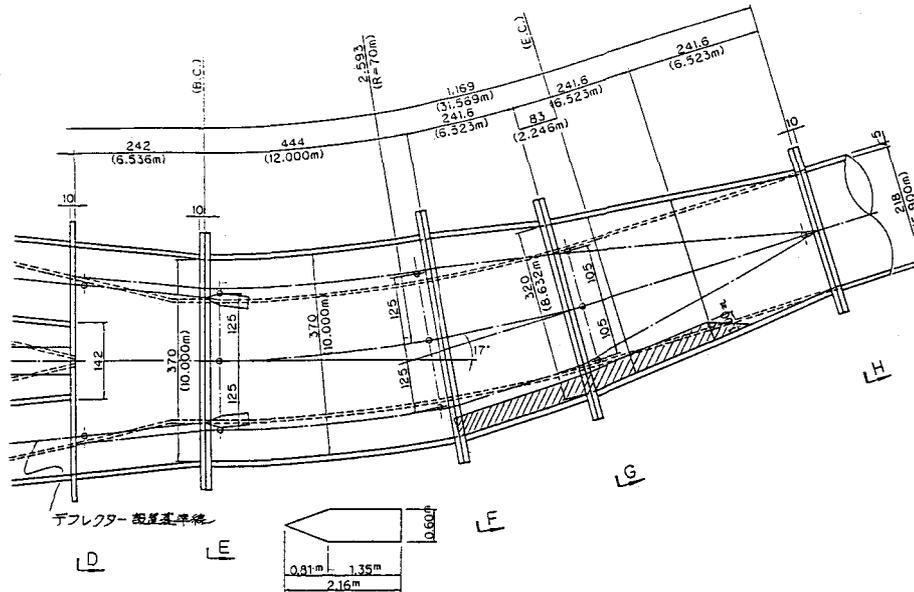
実験番号	改良案図	改良箇所	実験結果
改良 I'-1 案		<ul style="list-style-type: none"> 改良 I' 案の合流部の中央に隔壁（幅 3.0mm、高さ 29.0cm、延長 60.4cm）を設置した。 	<p>$Q = 271.0 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合</p> <ul style="list-style-type: none"> 斜線部は水の流れが認められない。 改良 I' 案と比べると、G 断面付近からの回転流は若干弱くなり、抑制効果があることが確認された。しかし、この流況を更に改善するために、デфлекター等を設置する。
改良 I'-9 案		<ul style="list-style-type: none"> 中央隔壁の下流側 20.0cm 区間の上部に、流水跳ね上がり防止壁（全幅 11.8cm）を取付けた。 改良 I'-8 案の状態をもとに、右岸側にブロック 1 個を増設した。ブロックは合計 3 個となる。 	<p>$Q = 271.0 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合</p> <ul style="list-style-type: none"> 防止壁により上昇高さが抑えられ、F 断面から G 断面付近の水面跳ね上がり高さが最も低くなり、天端との間の空隙が大きくなった。但し、高さ、大きさ、位置のトライアルが必要。 <p>$Q = 135.5 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合</p> <ul style="list-style-type: none"> G 付近から形成されようとしている螺旋流の抑制効果が顕著に現われた。よって、ブロックの位置、方向、個数を確定する。
改良 I'-15 案		<ul style="list-style-type: none"> 跳ね上がり防止壁を中央隔壁の下流側 30.0cm 区間に取付けた。防止壁の面積は、30.0cm × 20.0cm 	<ul style="list-style-type: none"> 流況的には問題なしと判断できるレベルまで達した。 中央隔壁に三角形の張り出しを取付けたら流況がよくなるか？
改良 I'-16 案		<ul style="list-style-type: none"> 中央隔壁に三角形の張り出しブロックを取り付けた。 ブロックの設置数、設置位置、跳ね上がり防止壁は、改良 I'-15 案と同じである。 	<ul style="list-style-type: none"> 流水方向はかなり外側になるが、標準断面部（H 断面）より下流で螺旋流が発生し、改良 I'-n 案の中では一番流況が悪い。

図-7 実験結果

設側と協議を実施し、改良 I'-15案でほぼ了解に達した。しかし、この案は合流部の抑制工（中央隔壁及びウイング等）の施工性を考えると、単純構造とすべきではないかとの意見が出され、これ

までの実験における水脈等の観測結果から、側壁部に張り出しを設ける案を検討することとなり、これを改良 I'-17案とした。

改良 I'-17案は、図-8 に示すとおり、改良 I'



合流部・外側トンネル縦断面図

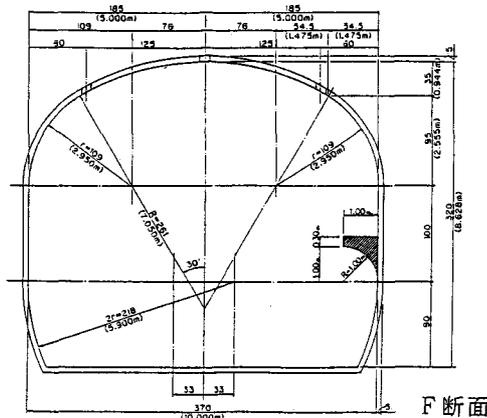
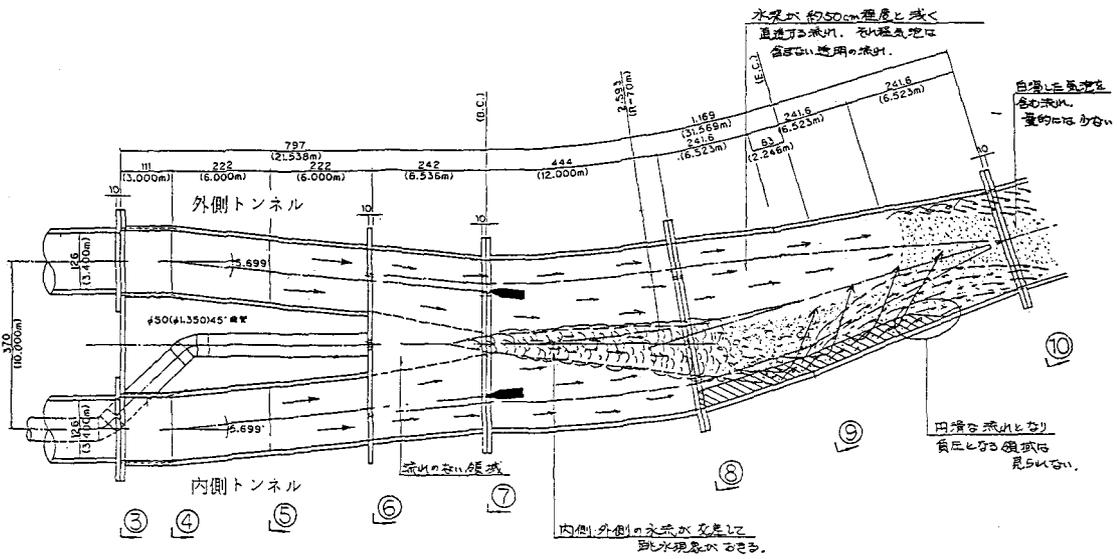
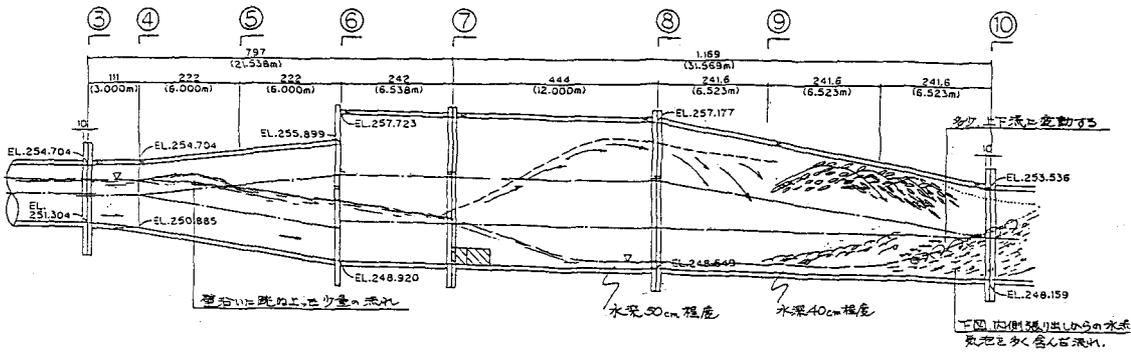


図-8 改良 I'-17案の模型図

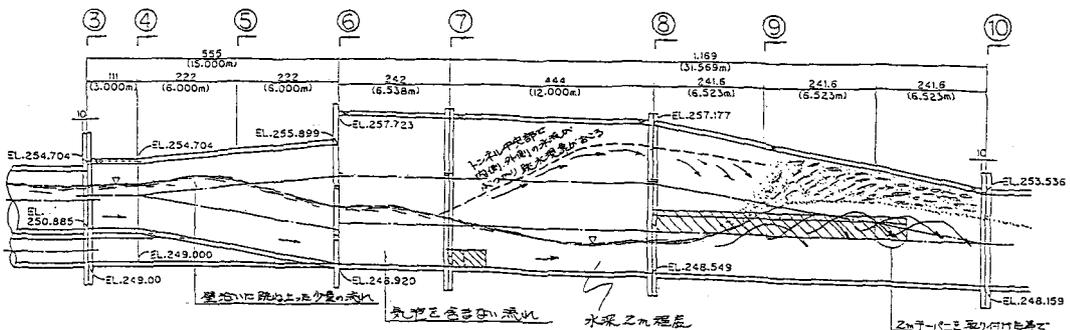
最終案の流況スケッチ (Q = 271.0 m³/sec の場合)



合流部平面図



合流部・外側トンネル縦断面図



内側トンネル縦断面図

図-9 改良I'-17案(最終案)の流況スケッチ(平面図・縦断面図)

案に合流部のバツフルピアと右側壁に張り出しを加えた改良案である。

張り出しの形状寸法は、これまでの各種実験結果から検討し、次のように考えた。

- ① 平面的な取付け位置はF断面～G・H断面の中間位置までとする。
- ② 断面内の設置高は底盤から2.45mを下端にして直壁面に設置する。
- ③ 張り出し寸法は1.0mとし下面は曲面形状とした。

以上により、予備実験を実施した結果、改良I'-15案と同等または、それを上回る改良効果が見られた。

(4) 改良I'-15案と改良改良I'-17案との比較

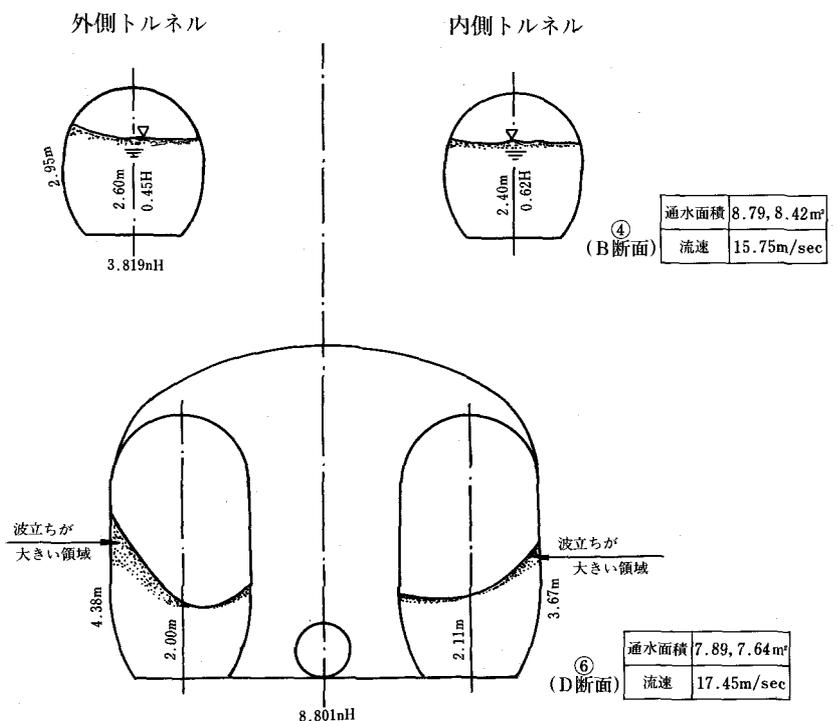
両案とも、螺旋流の抑制効果は同程度と判断され甲乙を付け難い。しかし、H断面の中空部分が改良I'-17案の方が大きく、トンネル断面の閉塞による負圧発生の危惧を考えると、改良I'-17案の方が安全性が高いと判断できる。

更に、中央隔壁とウイングの複合タイプ(改良I'-15案)よりも、単純、小型で、施工性及び工

④断面は、内側、外側の両トンネルともほとんど同様な流況で、水面はほぼ水平で、外側水深は垂直高さHの約70%水深になっている。

内側、外側トンネルの合流部始点となる⑥断面は、合流の影響より2連のトンネルの流況に支配され、⑤断面と同様に2連のトンネルの内水位が低く、外水位が高い片傾斜の横断水面勾配になっており、⑦断面に向って、2連のトンネル内側の流れが解放される流況となっている。

③断面では、⑦断面付近から形成された跳水現象が高さ約6.5m、幅約1.5mに成長しているが天井には達していない。また、トンネル右岸側の側面に取り付けた張り出しには、この断面では水流の到達が確認されず、2m程下流断面から張り出しによる抑制効果が確認され、水流が断面中心部に向かって流水方向を変えている。



事費の両面で改良I'-17案の方が有利である事から、建設側との協議においても『改良I'-17案』を、本実験対象とすることで合意をみた。

5. 本実験

予備実験の結果から、『改良I'-17案』を対象として本実験を実施した。

実験対象流量は、予備実験の結果から、設計洪水量の50%および20%流量については、問題が無いことを確認しており、設計洪水量の100%の271.0m³/sと、同80%の216.8m³/sの2つの洪水流量について実験を行った。

Q=271.0m³/sの場合の実験結果の主要な流況スケッチを、図-9、図-10に示す。

おわりに

平成5年3月30日に建設側に、本実験結果を説明し、実験内容について了解に達した。

このことから、山王海ダム仮排水路トンネルの実施設計は本実験で確認した『改良I'-17案』で行うこととなった。

これに反し、断面左岸側では水深が約50cm程度の水深が浅い流れの状態になっている(平面流況図参照)。

⑨断面では、ほぼ全流量が断面中心部から右岸側にあり、⑦断面付近からの跳水の一部は取り付けた張り出しの上部トンネル面に着床し、天井方向へ空気混じりの状態ではい上がるのが見られる。

また、張り出しから下の水流は、下流⑩断面左岸側に平面的に左方向に斜めに向かって流水方向を変えているが、回転流は形成されていない。

予備実験において、張り出し末端部で負圧の発生が確認されたが、末端部にテーバー(2.0m)を設けたことにより負圧の発生は解消されており、テーバーの効果が確認された。

⑩断面では、設置した張り出しによって抑制され、方向を変えられた水流が、左岸側壁に当たり上部へはい上がっているが、下流域に於いても断面を閉塞する様な回転流にはなっていない。⑨断面から続く空気を混入した水流が、薄く断面天井部を流れてはいるが量的には大変少なく、常に水の流れない空気の流通する領域(中空部分)が確保されることが、⑩断面下流側より上流を観察することで確認できる。

⑪断面の水面形の片勾配は⑩断面とほとんど同様な流れになっているが、気泡を含まず透明に見える流れの領域はトンネル垂直高さの0.25H水深までと⑩断面より大きな領域になっている。

水面上には空気が流通する領域が大きく認められる。

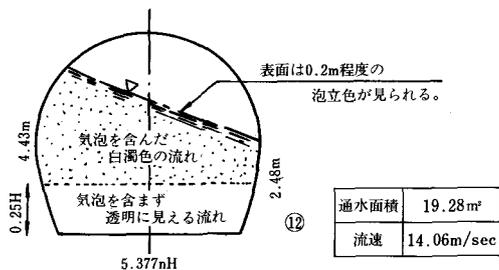
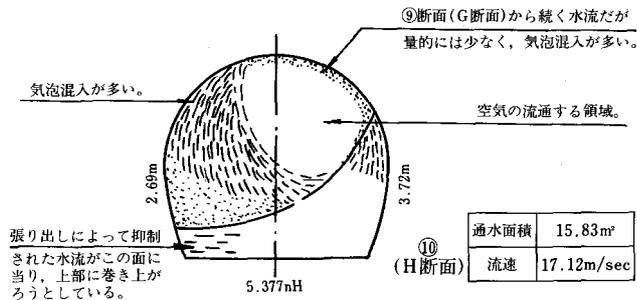
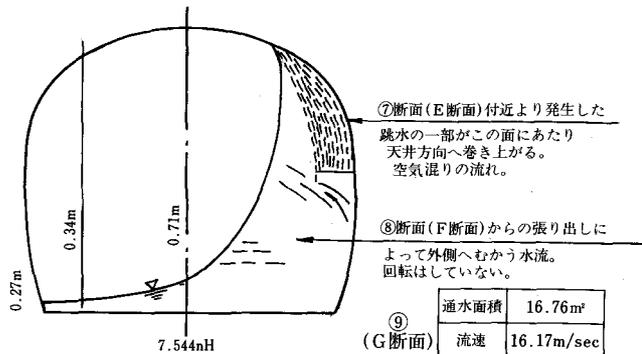
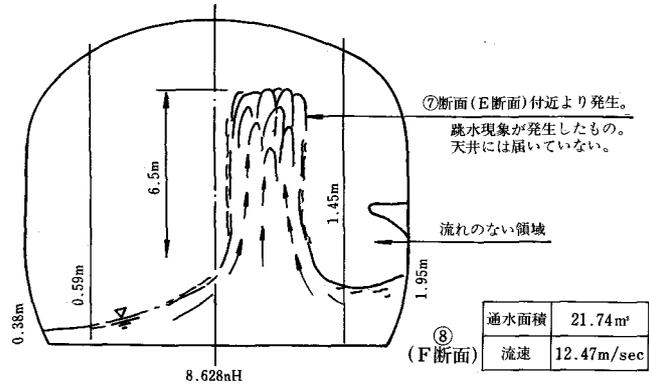


図-10 改良 I'-17案(最終案)の流況スケッチ(断面図)

水理模型実験計画書を建設側に提出してから、1年2か月の期間を要したことになる。

原設計案から各種改良案、そして、最終案までに

- ① 実験・観測の実施
- ② 計測結果の整理(VTR編集, 写真整理含む)
- ③ 実験報告書及び協議資料の作成
- ④ 関係者による打ち合わせ, 次回の実験案の選択

と、1か月～2か月の周期で実験を繰り返してきた。しかしながら、河川協議との係わりの中での模型実験で、協議の日程調整及び複雑な形状や既

設構造物が関係していること等から、かなりの日時を費やした結果になった。

期間中、東北地方建設局や東北農政局の関係者には、熱心な討議と有益なご意見を多く頂いたことに深く感謝する次第である。

また、長期の実験にも係わらず、誠心誠意実験に携わり、専門知識でのアドバイスや実験結果の協議書の作成等に御尽力頂いた、日本研究株式会社技術顧問石野捷治氏及び同社技術第二部高木康男技師に紙面をお借りして、厚く御礼申し上げる次第である。

老朽化堰堤の補修改修工法について

—頭首工エプロン部と魚道の改良事例—

橋 本 宏*
(Hiroshi HASHIMOTO)

目 次

1. はじめに	59
2. 愛本堰堤の老朽化	59
3. エプロン部補修改良工法の検討比較と決定	59
4. 魚道改良工法の検討	64
5. おわりに	69

1. はじめに

昭和38年であったか39年であったか定かではないが、今は亡き石原裕次郎主演の「黒部の太陽」が上映されてから約30年が経過する。この映画で一躍有名となったのが、一級河川黒部川にそそりたつ黒部川第四ダム、通称“黒四ダム”である。

この黒四ダムから途中3つのダムを経由した約四十数km下流の地点に愛本堰堤（頭首工）が築造されている。

国営黒部川沿岸農業水利事業は、この愛本堰堤から毎秒77.84m³/sの両岸取水を行い、左右岸の合口用水路（ΣL=26km）を建設して、下流の黒部川扇状地7,400haの受益地に用水を供給するものである。

本事業は、この用水路の落差を利用して6か所の発電所建設を行う北陸電力㈱との共同事業として昭和59年に着手され、今年度（平成5年度）に計画どおり10か年の工期で無事完了する運びである。

本報は、この国営黒部川沿岸農業水利事業の一環として、平成4年度に実施した愛本堰堤のエプロン部及び魚道部の補修・改良工事の事例について、会員諸兄に紹介するものである。

2. 愛本堰堤の老朽化

愛本堰堤は昭和46年～47年に県営災害復旧事業で築堤され、現在まで20数年が経過している。

黒部川は河川勾配約1/100の全国でも有数の急流河川で、年間数回の鉄砲水による洪水と土石の

流下が原因して、洪水吐、土砂吐のエプロン部と魚道の損傷が著しく、堰堤から両岸取水している合口用水路の安定取水の確保上、早期の改良が望まれていた。

洪水吐、土砂吐の既設エプロン部の構造は、みかげ石の切石（B0.3×L0.3×H0.4）で表面に張石が施されている。老朽化の最も著しいところは、ゲート下流から12mの間で、摩耗や剝離が著しいため毎年補修が行われており、抜本的な改修が必要であった。

また魚道部においては、隔壁の損傷と下流河床の洗掘による入口部分の段差が著しい上、上流からの滞石が多く、魚道の機能が阻害されていた。

以下に、エプロン部と魚道部の補修、改良工法について述べる。

3. エプロン部補修改良工法の検討比較と決定

(1) 工法の検討

既設堰堤エプロン部はみかげ石で張石され、長年幾多の洪水と土石流による摩耗と剝離がゲート直下流部で著しく、同じ材料による石張工法で補修を行うと後年同様な現象が起こることが懸念されたことから、抜根的にその構造を改良する方策を練った。

石張工法以外の耐摩耗工法としては、「真空コンクリート工法」、「鉄粉混入コンクリート工法」、「グラリノシックコンクリート工法」、「鋼板張工法」、「弾性板張工法」などが考えられ、現況の石張工法よりも耐久性に優れた工法となると「鋼板張工法」と「弾性板張工法」に限定されたが、このうち「鉄板張工法」について、次のような問題点が、工法検討の段階で指摘された。

*北陸農政局黒部川沿岸農業水利事業所

表-1 耐摩耗工法比較一覧表

工 法 項 目	真空コンクリート工法	鉄粉混入コンクリート工法	グラノリシックコンクリート工法	石 張 工 法	鋼 板 張 工 法	弾 性 板 張 工 法
工 法 の 概 要	コンクリート打設後直ちに表面よりコンクリート中の水分を真空ポンプによって吸いだし、水セメント比を小さくすることによって初期・長期強度の増大と、摩耗・凍結融解に強いコンクリートに改良する工法である。	普通コンクリートの細骨材の一部を鉄粉に置き換え、特殊混和材を用いて、コンクリートの強度を増大させる工法であり普通用いられる場合はコンクリート1m ³ 当り350kg以上が、効果が大きい。	細骨材を用いず、水セメント比の極端に小さいスランプ0程度のコンクリートを、1層当り5~7cmをコンパクター等によって突き固めて、密度の高い不透水性のコンクリートにする工法である。	従来から多くの実績がある工法で、花崗岩・安山岩等を切出した間地石を目地モルタルと共に張るものである。間地石は控えが垂直で角柱状のものが抜け石を防止する効果が大きい。	鋼板(SS41等)をコンクリートにアンカーして周囲を溶接固定する工法である。温度歪みの対策やアンカー率が低かったため剝離した例が多いので、この点を十分に検討する必要がある。	特に衝撃を緩和する様な材料(合成ゴム・合成樹脂)をコンクリートに固定し、保護する工法である。砂防ガムの水通し保護等実績が増えつつある。
長 所 (耐摩耗性等)	比較的安価でコンクリート強度が増大できるため、施工実績も多い。耐摩耗性は比較的強いが、衝撃には弱く、玉石の流下する場所には適さない。	耐摩耗性には相当強く、真空コンクリートに比べて数段効果があると言われている。耐衝撃性は真空コンクリートよりは強い。	耐摩耗性・耐衝撃性とも鉄粉コンクリートと同等程度の強度が期待できる。施工規模の大小に対応が可能という利点がある。	石材本体は耐摩耗・耐衝撃性とも優れているが、目地が弱点となるため、目地モルタル部を細くして、抜け石を極力防止する必要がある。	耐摩耗性は相当強く、コンクリート類・石張に比べて摩耗量は1/10以下に抑える事ができる他、耐衝撃性も石張工と同程度の強度を発揮する。	耐摩耗性は鋼板張工法と同等の性能を有する他、耐衝撃性が他の工法と比較して最も優れている。
施 工 性	特殊型枠・特殊技術者の他真空ポンプ・真空マット等が必要となる。	混合後のスランプ低下が急激であるため、混合後直ちに打設する必要がある。	スランプが非常に小さいため、打設にはやや難点がある。	間地石の形状が定められるので、石材の製造に多くの手間がかかる。	アンカー及び周囲の溶接固定が必要であり、施工性は良くない。	下部コンクリートとの接着方法によって、施工性には差異がある。
特 記 事 項	ある程度の効果は期待できるが、砂れきを多く含む様な河川ではあまり効果がない。また玉石等の衝突する河川では効果が期待できない。 (旧愛本堰堤での試験実績100~120mm/年)	実績が少ないので効果はあまり明らかでないが、下地コンクリートとの膨張係数の違いが原因で剝離を起こす事がある。 (同50~60mm/年)	突き固めの弱い所があれば凹部損傷が急激に拡大するので、均一かつ入念な突き固めが必要である。 (同50~60mm/年)	近年、石工の質低下や良質の石材の確保が難しいという状態であり、施工性に不安がある。抜け石によって破損が急激に進行するので、間地石の控え長を増やすなどの対策が必要となる。	摩耗度を検討して鋼板厚を決定するが、予測は困難である。鋼板厚10mm程度までが他の工法に対抗できる限界であり、これより程度を高くするのであれば石張工の方が有利と考えられている。	下部コンクリートとの接合方法に不安が残るので、特に大きな玉石が流下する河川では剝離を生じないように確実な取り付け方法を検討する必要がある。
経 済 性	最も安価である。 (1,800円/m ²)	やや効果である ¥65,000円/m ³ (t=30cm; ¥22,000円/m ²)	安価である ¥20,000円/m ³ (t=30cm; ¥6,000円/m ²)	非常に効果である (150,000円/m ²)	非常に効果である (130,000円/m ²)	非常に効果である (130,000円/m ²)
施 工 事 例	<ul style="list-style-type: none"> ・犬山頭首工 ・皆瀬頭首工 ・利根大堰 ・岡島頭首工 ・名神日野川頭首工 ・鳥居平頭首工 	<ul style="list-style-type: none"> ・河合頭首工 ・犬山頭首工 	<ul style="list-style-type: none"> ・愛本堰堤(部分補修) ・梓川頭首工 ・新田原堰 ・川代ダム ・明治用水頭首工(部分補修) 	<ul style="list-style-type: none"> ・杉安堰 ・上田頭首工 ・愛本堰堤 	<ul style="list-style-type: none"> ・箕輪頭首工 ・埴科頭首工 ・西岩崎頭首工 ・河合頭首工 	<ul style="list-style-type: none"> ・新木の又頭首工 ・犬山頭首工(部分補修)

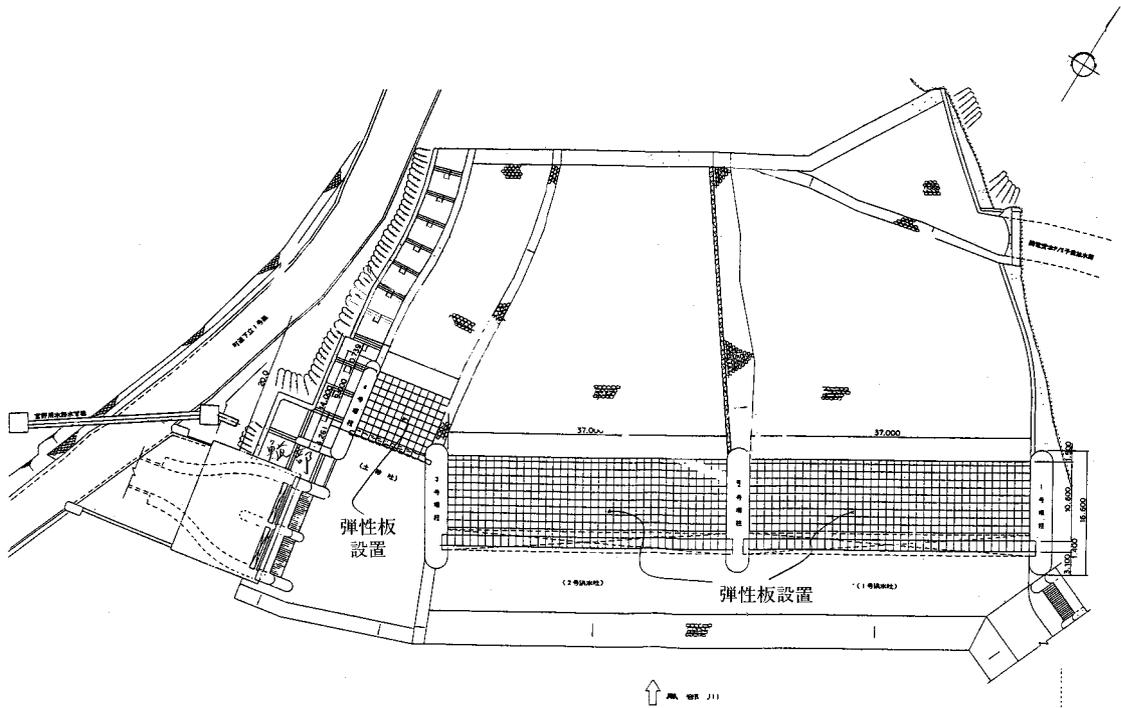


図-1 愛本堰堤弾性板施工平面図

厚い製品は河川上流部の渓流区間に位置する構造物（砂防堰堤など）に多く採用されている傾向がある。愛本堰堤周辺は河床が粒径の大きい礫材で構成されているが、通常時は湛水のため礫の流下はほとんどなく砂防堰堤とは異なる環境下にあると考えられた。

比較的類似した条件下で弾性板張工法を採用した事例としては濃尾用水犬山頭首工の例がある。この頭首工は冬季においても常時100 (m³/s) 程度の流量があり、常に下流放流を実施している状況である。弾性板設置後15年余りを経過しているが摩耗等で傷みの目立つ部分は見られないことから弾性厚が不足していたとは考えられない。したがって、当堰堤でもこれと同等程度の板厚として支障はないものと判断した。

このことから、洪水吐部は犬山頭首工で実績のある25mmを採用した。

また土砂吐部は本堰堤の河川維持流量の調整のため常時流下していることと滞砂の流下を考慮して板厚を34mmとした。(図-2参照)

各メーカーによって呼び名が異なるため発注仕様書では下記の規格の合成ゴム製コンクリート洗掘防止板（SBR系合成ゴム板）と指定した。

規格 1.0m×1.0m×0.025m

(洪水吐部)……40kg/枚

1.0m×1.0m×0.034m

(土砂吐部)……70kg/枚

(補強板4.5mm SS400多孔鉄板)

(4) 弾性板固定方法の検討

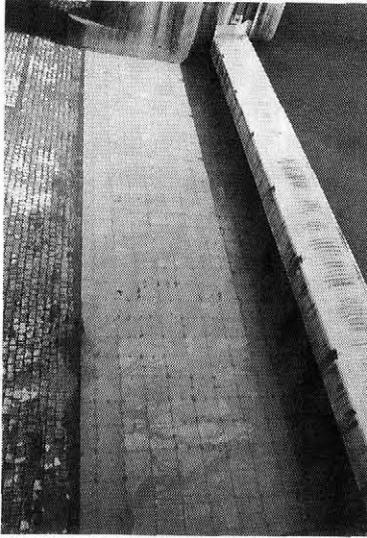
弾性板張工法の採用は昭和51年頃から試みられ、現在に至っている。採用当時は「鋼板張工法」と同様に弾性板の固定方法が問題となり、剝離等の事例も見られたが、これまでに製品の改良が進んでおり、固定方法もほぼ確立されたといつてよい。

現在ほとんどの弾性板製品は、アンカーボルトを用いて定着する方法を採用している。

アンカーボルトを水叩きに固定する方法としては、水叩きコンクリートそのものの取扱いによって次の2種類に分けることができる。

- ① 水叩きコンクリートを現状のまま使い、弾性板を固定する場合。
- ② 水叩きコンクリートを新規に打設した上で弾性板を固定する場合。

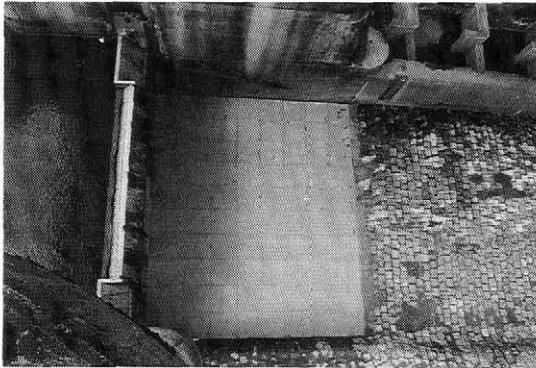
前者はアンカーホールを削孔した上で固定用アンカーボルトを水叩きに“事後設置”する方法となる。アンカーボルトは将来に“抜け”等の事態



写真一 弾性板設置完了 (洪水吐部)



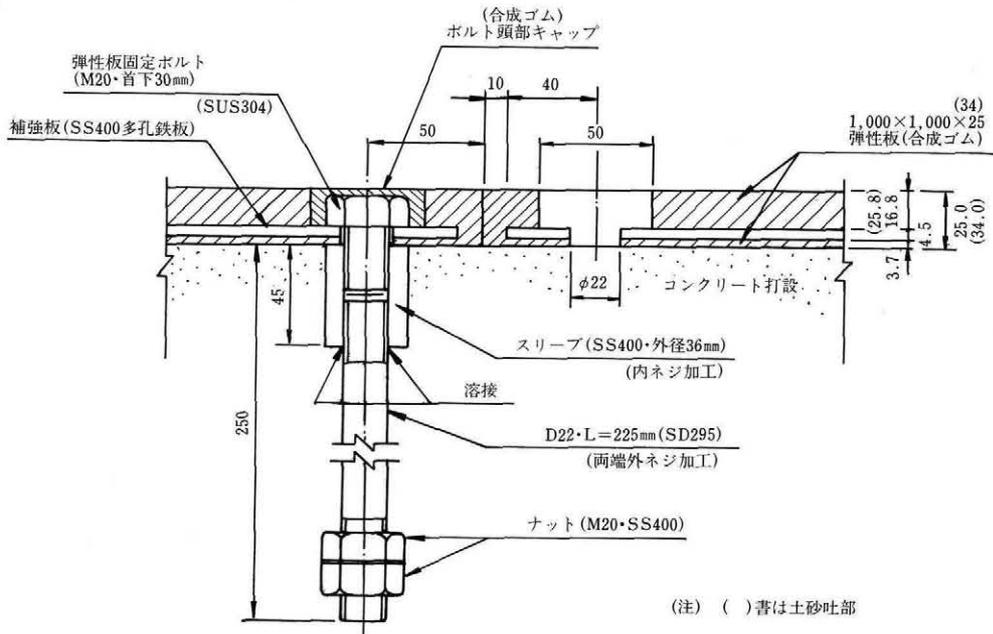
写真三 固定金物設置状況



写真二 弾性板設置完了 (土砂吐部)



写真四 弾性板設置状況
アンカーボルトによる弾性板締付トルクの検査



(注) () 書は土砂吐部

図二 弾性板取付詳細図

が生じないようにホールアンカー、ケミカルアンカー等の方法により水叩きコンクリートへ強固に固定しなければならない。ホールアンカーは比較的安価であるが、強固な固定という点では不確実性が残る。またケミカルアンカーはホールアンカーに比べて製品の信頼性はあるが、1本当り単価が非常に高価（¥1,800～¥2,000円/本）であるため、経済性に難点がある。

今回の弾性板設置範囲は、既設水叩きに施工された石張工を一旦抜去した上で所定の位置までコンクリート打設が必要で、新規打設されるコンクリートは既設コンクリートと一体化させるため、エプロン目地を一致させ、他鉛直方向に適当な差し筋を配置する。一方、弾性板固定用アンカーボ

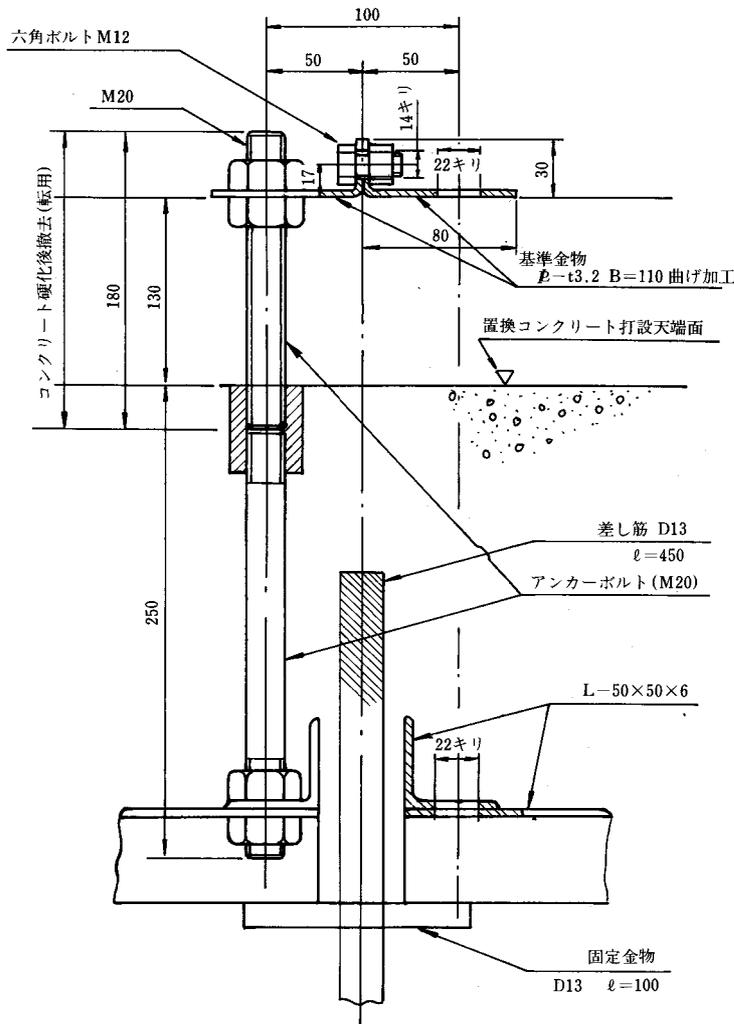
ルトをこの差し筋を介して固定すれば、工事中の荷重に対しても対抗でき、アンカーボルト本体がコンクリート中に埋設されるため将来の“抜け”等の事態に対してもより安全性の高い方法となる。このことから本工事においては弾性板固定用アンカーボルトをコンクリート打設前に設置する構造を採用する。（図－3 参照）

4. 魚道改良工法の検討

(1) 既設魚道改良の必要性

我が国の既設魚道の多くは何等かの問題を抱えていて、必ずしも満足出来る効果をあげていないものが多く、本堰堤もその例外ではない。

魚道の問題点の多くは下記の項目のいずれかに



図－3 弾性板固定方法

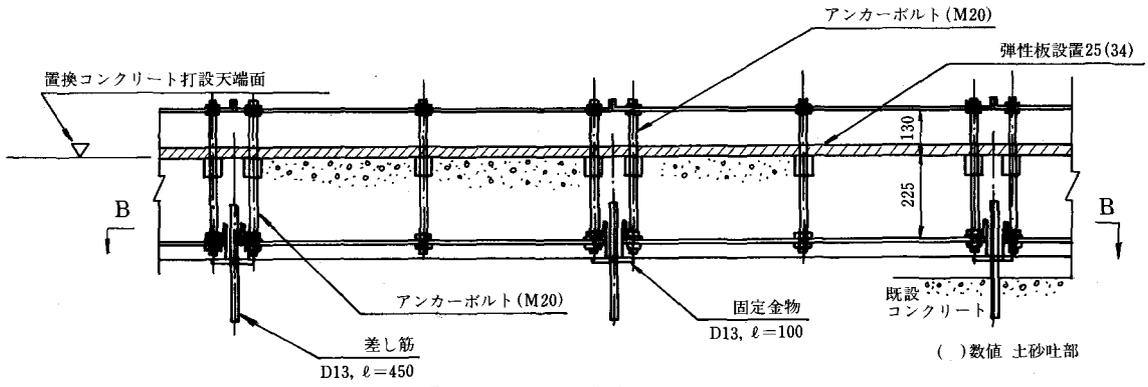


図-3-1 固定金物断面図

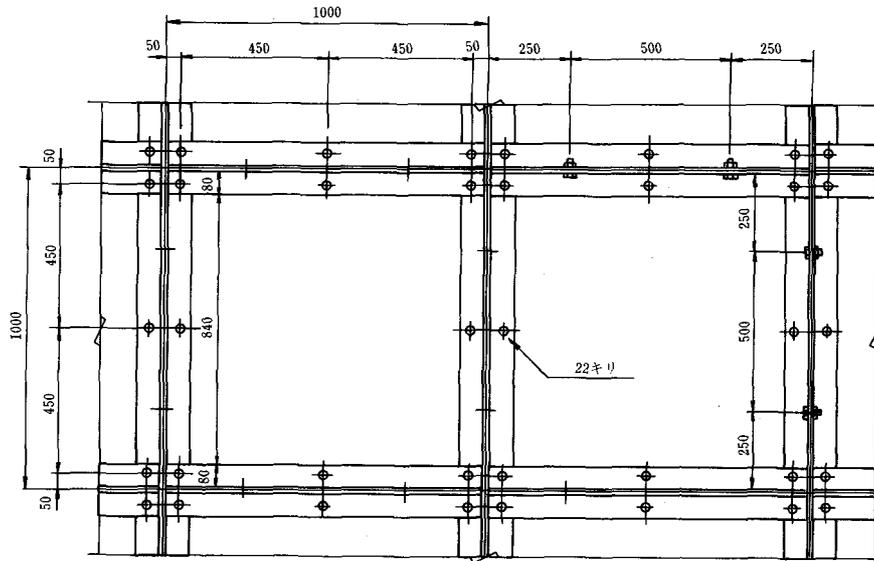


図-3-2 基準金物配置 (平面図)

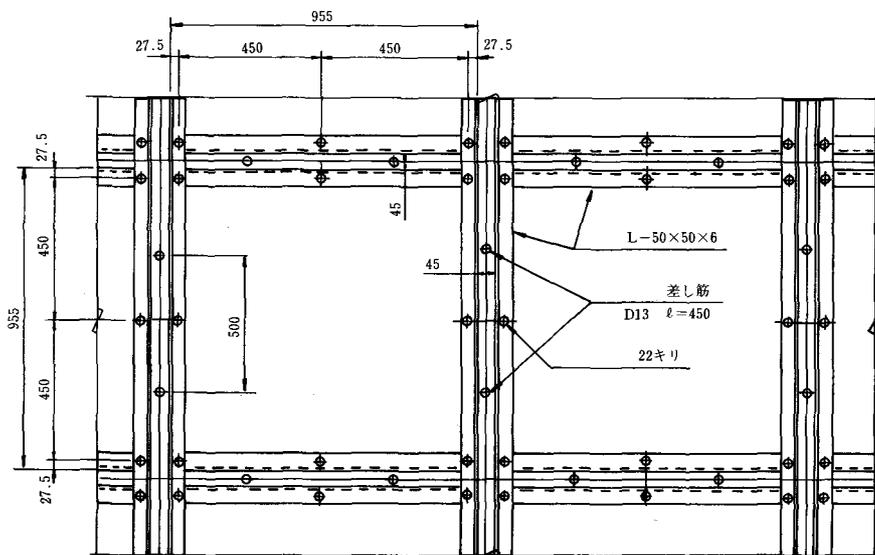


図-3-3 B-B断面

属するものと考えられる。

- ① 魚道の入り口以外の場合に遡上魚が集まる。
- ② 魚道の入り口付近において、河床低下その他の原因で遡上魚の魚道進入が困難な状況にある。
- ③ 魚道そのものの欠陥によって、魚道を通過出来ない。
- ④ 魚道の通過後に、取水口などの強い流れに迷入するなど、安全な経路が確保されていない。

本堰堤に設置されている既設魚道に見られた最も顕著な問題は②に属するものであった。すなわち下流河床低下により、魚道下流端の隔壁標高EL 125.556mと渇水時下流水位WL 124.00mとの差が約1.556m程度であり(図-4)、魚の遡上が極めて困難となっていた。

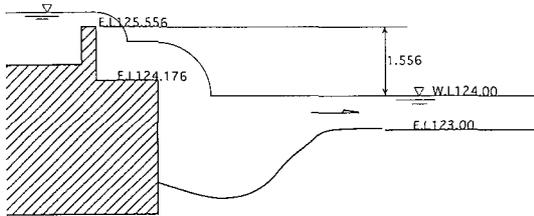


図-4 現況魚道下流端の断面図

(2) 魚道下流端改良工法の検討

下流河床との段差を解消するために既設魚道下流側に魚道を追加施工する。追加施工水槽数は $1.556/0.38$ (単位落差)=4ヶ必要となる。魚道は河川の流下断面内(『河川管理施設等構造令』第37条に抵触)に設置する事は出来ないので、河川流下断面外に設置出来るように現在のプール長(3.00m)を多少短く(2.50m)して必要プール数を確保することとした。

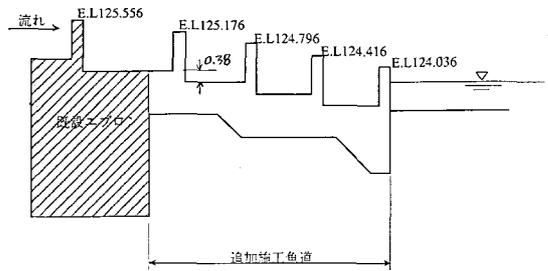


図-5 追加魚道断面図

(3) 追加施工部魚道構造の検討

追加施工する魚道構造として考えられる下記の案について比較検討を行った。(表-2)

表-2 魚道型式比較一覧表

項目		得 失	愛本頭首工への適応性	対象魚	施工性	経済性	評価
階段式魚道	全面越流型	1. 一般的には最も多く採用されている型式であり、採用しても不足はない。 2. わずかの水位変化で流量や流況が激変し、波や泡が生じ易い。 3. 流れの不安定や横波が生じ易い。	○	○	コンクリートでの施工であり、施工性は良い。	○	○
	アイスハーバー型	1. 全面越流型を改良したものであり、非越流部を有し、魚の休息場所があり、遡上に有利である。 2. 非越流部の背面に出来た静水池が流れの不安定や横波の発生を防ぐ。	◎	◎	同上	○	◎
パーティクルスロット式魚道		1. 勾配を小さくしなければ流速が大きくなる。 2. 水位変動に対応できる構造であり、流量変化に対応し易い。	△	○	同上	○	△
デニール式魚道		1. 急勾配での施工が可能であり、経済性は良い。 2. 鋼板で製作するので、本河川のように砂レキの流下する河川への適用は無理である。	×	◎ (流速分布が多様であり、遡上効率は良い。)	工場製作した鋼製デニールを据え付けるので、施工性は良い。	◎	×

5. おわりに

本堰堤の改良は、平成4年度、5年度の2ケ年で実施した。

これは工事が非かんがい期の低水期にしか施工できない工期の限定と予期せぬ出水と河川維持放流が必要であることから、堰堤の半用はこれにあてる必要があったためである。

弾性板の施工が完了してから半年が経過し、この間に700数 m^3/s の洪水を2回ほど経験したが、低水時に確認した結果、改修したエプロン部に異常は全くなく、弾性板の強さが印象づけられた。

また魚道部のアイスハーバー型の考え方を導入した改良は非越流部を有しているので、魚に聞いてみないとわからないが遡上途中で非越流部で休息し遡上を続けるので流量が多いときにはその効果が大きいと思われ、改修後の魚道は、この河川でアユ、イワナ、ニジマスの放流を行っている黒部川内水面漁協からも好評を得ている。

最近頭首工や魚道の老朽化が全国的に顕著に見受けられるようになっている。本報が今後の改良にあたっての参考になれば幸いである。

最後に本文をまとめるにあたり、御指導、御協力をいただいた関係各位に深く感謝する。

直轄地すべり対策事業「板倉地区」 における地すべり防止工事について

津 田 幸 徳*
(Yukinori TUDA)

備 前 信 之*
(Nobuyuki BIZEN)

山 田 達 也*
(Tatuya YAMADA)

目 次

1. はじめに	70	5. 釜塚・段子差大規模地すべりについて	72
2. 地すべりの種類と滑動状況	71	6. 1号排水トンネルの設計施工	75
3. 地質の概要	72	7. 板倉における標準的な工法	77
4. 地すべり対策の概要	72	8. おわりに	77

1. はじめに

板倉地区は、新潟県の南部、上越地方に位置しており、その基幹産業は農業で、平坦部においては農業基盤整備も進んでおり水田の高度利用も進んでいるが、山間部においては天水、ため池にたよる農業が営まれており昨今の農業の状況に鑑みても厳しい営農状態であるといえる。

また、板倉地区は全国でも有数の積雪地帯であり、雪解けによる豊富な水を地下水として地層に

含んでおり、古来から地すべり災害に悩まされてきておりそれらに関する伝承も数々残されている。

さらに、板倉町には国内でも最初の地すべり資料館があり、地域住民の地すべり災害に対する関心の高さを物語っていると言える。

本地区周辺の地すべり地帯においては、地すべり等防止法に基づき農地保全、治山、公共施設保全等、それぞれの目的において各所轄により、精力的に地すべりに対しての対策が行われている。

(図-1)

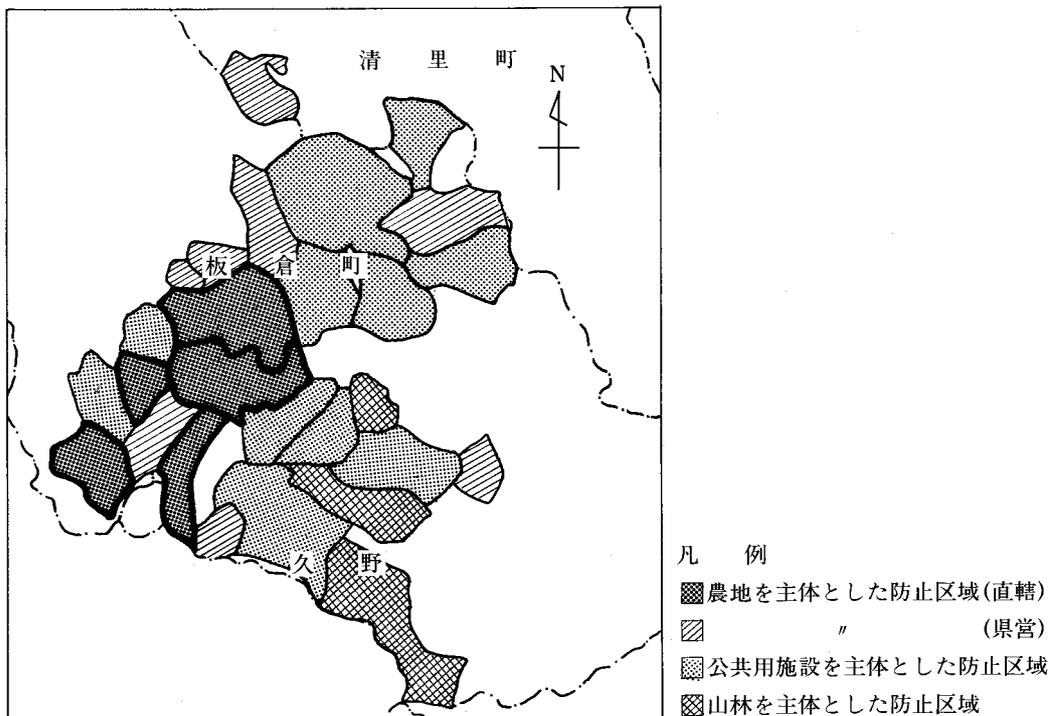


図-1 板倉地区事業図

*北陸農政局上越土地改良建設事業所

直轄地すべり対策事業「板倉地区」は、このような地すべり地帯の中であって、特に大規模な地すべりの発生する恐れがある区域について、国の直轄工事で施工することとしたものであり、その防止区域は5つの地区からなり、約500haの面積を対象に昭和63年度から事業を実施しているところである。

2. 地すべりの種類と滑動状況

板倉地区は、全国有数の地すべり地帯である東頸城丘陵の南部に位置している。この地域の地すべりは地質からは第三紀層地すべり（表-1）に区分され、運動型式では、粘稠型（表-2）を特徴とする。つまり、軟弱な粘土質の崩積土がぬるぬると動く地すべりであり、抜本的な対策が難しいタイプの地すべりである。土地利用では、棚田として稲作の行われてきたところである。

このタイプの地すべりは、再活動地すべりであり、過去に最初の地すべりが発生した後、何度も地すべりを繰り返す、現在のような粘稠型の地すべりに至ったものと考えられる。

これとはタイプの異なる、特筆すべき地すべり

表-1 地質条件による分類（小出-1973-による）

タイプ	特徴
第三紀層地すべり	主として新第三紀中新世に起こる地すべり現象で、一般に強粘土質物質を伴う。
破碎帯地すべり	岩石が著しい破碎作用を受けたところに発生し、強粘土を伴う場合もあるが、砂礫質のところにも起こる場合も多い。
温泉地すべり	温泉変質帯に発生し、温泉余土の上で起こるのが普通である。

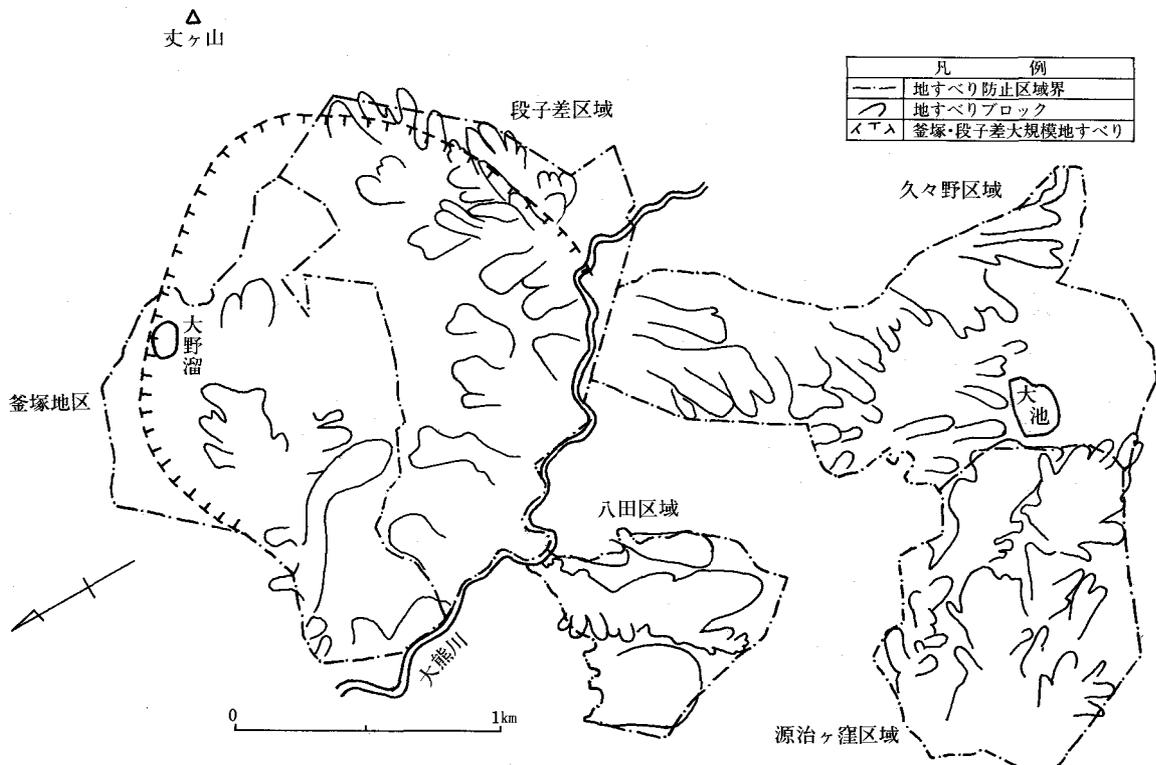
表-2 運動形式による地すべりの分類（高野-1960-による）

地すべりの型	特徴
地塊型	地すべりがブロックに分れ自由に運動、垂直運動が激しい。
崩壊型	移動とともに地表面の薄層が粉碎され崩落する。一旦静止するが時を経て再移動。
粘稠型	塑性の移動層が基盤の形状に従って移動し粘性運動を行う。
流動型	移動層内の含水比が50%を越える泥土の流動。

ブロックが板倉地区には存在する。釜塚区域、段子差区域にまたがる大規模地すべりである。大規模地すべりは丈ヶ山の麓、標高350m付近を地すべり頭部とし、そこから大熊川にいたる長さ幅とも約2km、面積200ha余りの大地すべり地形として確認されている。この大規模地すべりは岩盤すべりに相当し、その面積の大きさ、地すべり面の深さは稀にみるほど大規模なものである。この大規模地すべりを一次地すべりとする、先に述べた粘稠型の地すべりは二次・三次地すべりに相当するものである。現在活発に活動しているのは、この二次・三次地すべりである。板倉地区の主な地すべりブロックの分布を（図-2）に示す。

これらの地すべりによる被害は、言い伝えとしては鎌倉時代からあり、地すべりを止めるために人柱となった僧侶の伝説が近隣の集落に残されていた。この伝説は、昭和10年代に地中から、瓶に入った座禅を組んだ人骨が実際に発見され、確認されることとなった。いかに昔からこの地の人々が地すべりに悩まされ続けてきたかを物語る話である。記録が残っている明治以降では、明治中期に赤ハゲ沢の規模の大きい地すべりにより農地5ha人家5戸及び県道上小沢線が大きな被害を受けたのをはじめ、昭和44年には飯喰沢で幅200m、長さ1,100mの地すべりが発生し農地10ha、人家6戸、橋梁2ヶ所等が壊滅的な被害を受けた。また昭和63年春に釜塚で幅100m、長さ200mの地すべりが発生し県道上小沢線を切断し、地すべり土塊が1級河川大熊川を堰止めている。直轄事業発足以降では平成元年に釜塚地区と八田地区、平成4年に八田地区で比較的規模の大きい地すべりが発生し、当事業所で直轄地すべり防止施設災害復旧事業、直轄地すべり対策災害関連緊急事業でその対策を行ってきている。なお板倉町の資料により昭和51年以降の地すべり発生時期を調べると、6割以上が4月に集中している。板倉地区は全国有数の豪雪地帯にも位置しており、融雪水による地下水位の上昇が地すべりの誘因として大きなものであることを示している。

また、本地区区でいったん地すべりが発生すれば、農地、農業用施設のみならず、県道、町道さらには人家への被害も想定される。また、被害は地すべり防止区域だけでなく下流部へも広がり、最悪の場合は大熊川を堰止め、その決壊による二次被



図一 2 板倉地区の主な地すべりブロックの分布

害等相当大きな被害が想定されるものである。

3. 地質の概要

板倉地区に分布する地層は、新生代第三紀の約1千万年前から200万年前までの海成の堆積岩を主体としており、それらは寺泊層、椎谷層、西山層、灰爪層、魚沼層と呼ばれている(図一3)。そのほとんどが泥岩であり、新鮮岩の一軸圧縮強度でも200kgf/cm²以下程度のいわゆる軟岩である。また南北方向に褶曲軸を持つ背斜、向斜構造や断層が発達しており、これらの変形作用により岩盤強度はより低下していると考えられる。これらの地層の分布域は新潟県の第三紀層地すべりの主体をなしている。なお釜塚・段子差区域の近傍には丈ヶ山と呼ばれる安山岩の貫入岩体から成る山があり、節理が発達しており、地下水をかん養、貯留する役割を果たしていると考えられる。

4. 地すべり対策の概要

板倉地区の地すべりは地下水によるところが多く、抜本的対策として地下水の排除を主眼におい

た工種が選定され施工されることとなる。

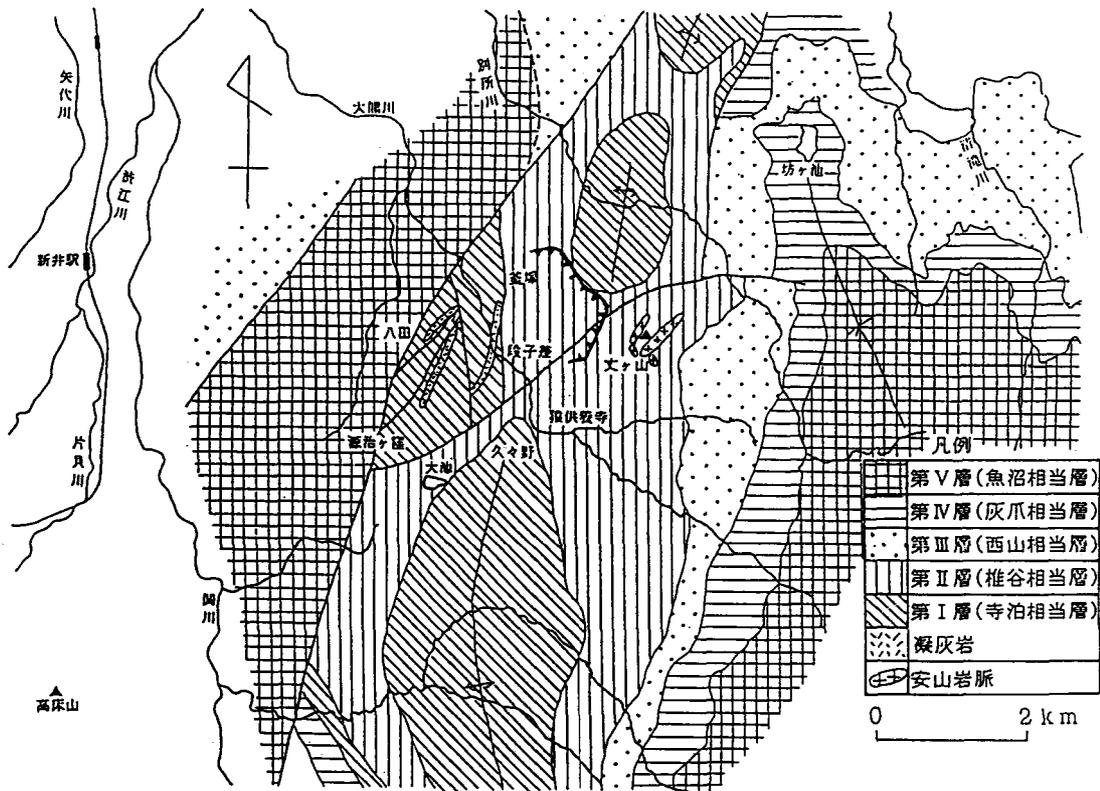
広範な地層からその地下水を効果的に排除する必要がある地区においては排水トンネル、比較的深層に地下水があり地表への直接の排水が困難な地区においては集水井、斜面等から地表へ直接排水が可能な比較的浅い部分にある地下水に対しては水抜ボーリングを行うこととしている。

また、現地すべりによる移動が認められ周辺の農地等に直接の被害が及ぶ恐れがあり、早急に対策が望まれる地域に関しては杭工等を行い、地すべり面の安定を図っている。

いずれにせよ、日本でも有数の積雪地帯である板倉地区においては、春先の融雪水、秋口の長雨等地すべりの原因となる地下水の供給を根源から断ち切ることは困難であり、地すべり対策工も地下水を効果的に排除出来得るものを主とすることとなる。

5. 釜塚・段子差大規模地すべりについて

板倉地区の最も大規模な地すべりについて、その調査、解析、対策工を紹介することとする。



図一3 板倉地区周辺地質図 (新潟県, 1971を一部改変) 釜ヶ池, 段子差大規模地すべり

釜ヶ池, 段子差両地区では地すべり等防止法施行直後の昭和30年代より新潟県により防止工事が行われ一定の効果も上げてきたが, 動きの活発なブロックでは年に1~2mの滑動の見られる状況であった。このようなことから新潟県および国が調査を行い, 大規模な地すべりが存在すること, 現在滑動しているのは大規模地すべりの移動土塊末端部の2次地すべりであり, 大規模地すべりのすべり面および側端部を流下する地下水が2次地すべりブロックに供給されて地すべりを助長する機構が推定されること等を明らかにした。

これらの成果を引き継ぎ直轄事業では, 総延長1,500m以上にのぼる調査ボーリングをはじめとする地質調査, 土質試験, 安定解析, 浸透流解析等を実施し地すべりの全体像を明らかにした。その結果, 大規模地すべりのすべり面は, (図一4)の断面図に示すように, 中央部付近において, 深さ70m付近のすべり面I, 深さ100m付近のすべり面II, 深さ135m付近のすべり面IIIの3面が確認された。

上記で得られたすべり面の粘土について, 室内一面せん断試験および三軸試験を実施した。その結果を(表一3)に示す。その値に基づき, 主測線および2本の副測線に沿った断面で2次元の安定解析を行った。またその結果を用いて, 疑似三次元の総合安全率を求めた。(表一4)に示すように, すべり面Iの安全率が最も小さく, 対策を行う場合, このすべり面が対象になること, また大規模地すべりは, すべり面粘土が残留強度状態であれば, 総合安全率が1.006と, 非常に不安定な状況にあることが判明した。

この間の計測では, この大規模地すべりの動きは確認されていない。しかし末端部の2次地すべりの活動や, 異常な融雪水, 豪雨等によりすべり面に作用する間隙水圧が上昇した場合, 地すべりを誘発するおそれがあると考えられる。さらにすべり面付近を流下する地下水が2次地すべりの不安定化の誘因となっていることから, すべり面Iを対象として対策工を検討することとした。

対策工の策定にあたっては, 地すべりの深度が

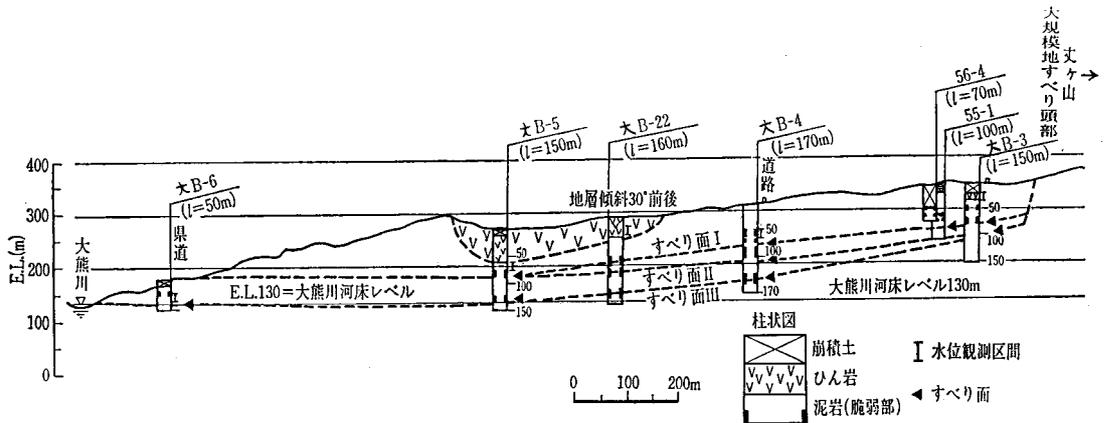


図-4 釜塚, 段子差大規模地すべり断面図 (主測線)

表-3 すべり面強度一覧表

		完全軟化強度	残留強度
すべり面 I	大B-3 (67.0~67.5 m)	$c=0.29 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=14.0^\circ$	$c=0.24 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=8.0^\circ$
	大B-4 (71.0~71.5 m)	$c=0.24 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=12.5^\circ$	$c=0.18 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=11.0^\circ$
	大B-5 (76.0~76.5 m)	$c=0.19 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=15.5^\circ$	$c=0.15 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=15.0^\circ$
	大B-7 (57.7~58.7 m)	$c=0.35 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=14.0^\circ$	$c=0.26 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=12.5^\circ$
	大B-22 (67.85~68.85 m)	$c=0.18 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=14.5^\circ$ ($c=0.56 \text{ kgf/cm}^2$) ($\phi=27.0^\circ$)	$c=0.08 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=7.0^\circ$ $c=0.12 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=13.0^\circ$
	平均	$c=0.25 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=14.0^\circ$	$c=0.17 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=11.0^\circ$
	解析断面 Iの平均	$c=0.22 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=14.0^\circ$	$c=0.15 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=10.8^\circ$
すべり面 II	大B-4 (98.5~99.1 m)	$c=0.23 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=16.5^\circ$	$c=0.19 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=12.5^\circ$
	大B-22 (88.4~88.9 m)	$c=0.23 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=16.5^\circ$	$c=0.16 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=9.0^\circ$
すべり面 III	大B-4 (135.5~136.2 m)	$c=0.30 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=13.0^\circ$	$c=0.24 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi=11.0^\circ$

表-4 地すべり安全率一覧表

		完全軟化強度	残留強度
解析断面 I (大測線 I)	すべり面 I	1.357	1.024
	すべり面 II	1.756	1.284
	すべり面 III	1.523	1.276
解析断面 II	すべり面 I	1.305	0.994
解析断面 III	すべり面 I	1.298	0.990
※総合安全率 (三次元的)	すべり面 I		1.006

70m程度と深いこと, 丈ヶ山斜面から供給される地下水が地すべり発生の最大の要因であること, さらにこの地下水が, 二次地すべりに悪影響を与えていることから, 排水トンネル工を主体とした地下水排除工が対策の根幹となる。地下水排除工の配置計画の検討にあたっては, 有限要素法 (FEM) による二次元浸透流解析を実施している。解析断面は丈ヶ山から大熊川にいたる地下水

の流線網図を検討し、3断面について解析を実施している。まず各解析断面で調査結果に基づき、透水性に主眼をおいたゾーン区分を行いモデルを作成し、透水係数等のパラメーターを調整し現況地下水状況を再現した。そして各断面においてすべり面Iの約10mに排水トンネルを設置し、そこからすべり面Iに向けて水抜きボーリングをした場合の間隙水圧等の低下量を計算し、最も効果的な排水トンネル位置を検討した。この解析結果と、地質的弱帯である可能性の高いリニアメントとの位置関係、トンネルの勾配・最小曲率、すべり面との位置関係等を考慮し、(図-5)に示す1~3号排水トンネルを概定した。

大規模地すべりの冠頭部には頭部陥没帯として認識される地形がある。この陥没帯周辺は透水性が高く、地下水のかん養域となっている。この陥没帯周辺の浸透水を排除するためには集水井の設置が必要でありその検討を行った。検討にあたっては、上記のFEMモデルに集水井を組み込み浸透流解析を行った。その結果、大規模地すべりの安全率は、排水トンネルの効果とあわせて総合安全

率で1.2を満たすという結論を得た。そこで大規模地すべりの対策工としては、(図-5)のように3本の排水トンネルに集水井群を加えた抑制工計画としている。

板倉地区の大規模地すべりは、排水トンネルを主体とした地下水排除工に頼らざるを得ない。この場合問題になるのは、実際には地すべり地の地下水流動は複雑であり、必ずしもモデル通り効果が発現するとは限らないことである。そこで工事実施にともなう効果確認をしつつモデルの修正を行い、追加的な措置が必要な場合は、その対応をしていくことが必要と考えている。

6. 1号排水トンネルの設計施工

前述したとおり、釜塚、段子差の大規模地すべりについては、3本の排水トンネルを設置するなどの対策を講ずることとしている。平成4年度からそのうち1本について工事が着手されていることから、その設計、施工を紹介する。

板倉地区内釜塚区域周辺は黒色泥岩が多く、またその地質構造もかなり乱れており、これに豪雨、

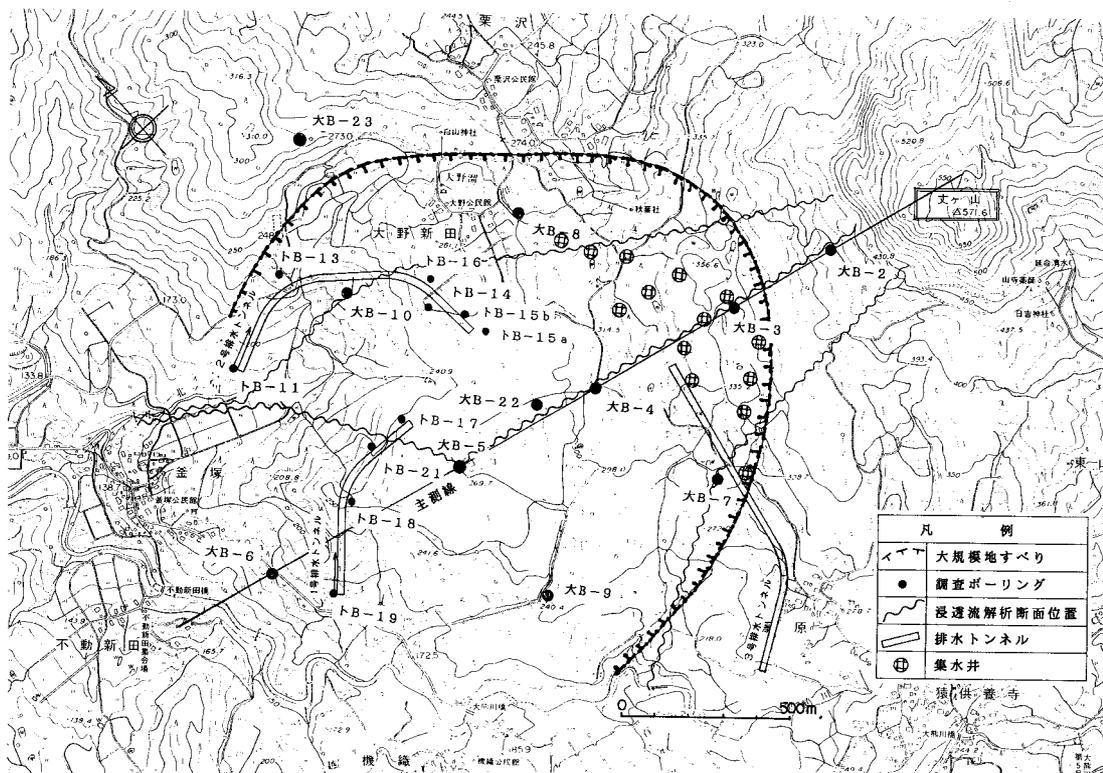


図-5 釜塚、段子差大規模地すべり対策工計画概要図

融雪時等に生じる地下水がその風化を助長させ、地すべりを引き起こす原因ともなっている。1号排水トンネルはこの深層地下水を排除するために計画、設計されたものである。

当初は地すべり地帯における施工であるため、その施工性や盤膨れ等における対応も勘案して、矢板工法による掘削とライナープレート覆工により施工するものとされていた。

しかしながら、トンネル施工中に可燃性ガスが検知され、なんらかの対策を講じる必要が生じた。

ここで、昨今の可燃性ガスによる事故等を鑑みて発注者、請負者共にその対策に関してより一層の慎重な態度でのぞむこととし、その安全施工の徹底、可燃性ガスの濃度軽減のための換気設備の増設等、発火源を極力排除するための坑内電気設備等の防爆化、事前に掘削する地層の把握とガス抜きをするための先進ボーリング等を行い、さらにガスが地山から湧出する時間を極力おさえるために、掘削直後の覆工が効果的に行える吹付コンクリート施工に施工法を変更してその施工にあたることとした。

ここで、本トンネル工事の特徴的なものとなった防爆化対策について特筆したい。

防爆化対応について

トンネル施工中に発生する可能性のある可燃性ガスに対する対策として、その火源対策を行うこととし、運用面だけでは火源を完全に除くことが困難で、電気機器に関しては防爆化対応とすることとした。

電気機器は少なからずその回路内に火源を有しており、それら火源の可燃性ガスとの関係を断ち切るための配慮がなされた電気機器を防爆電気機器という。防爆電気機器は引火対策としての構造によって(表-5)のように分類されている。

本工事においては、炭坑、工場等で実績も多くあり、その歴史も古く、信頼性も比較的高い耐圧防爆構造を主たるものとして採用し、坑内電気機器を防爆化構造とした。(写真-1)

また、可燃性ガスの集中監視装置も設置され、常時ガスの監視が行われ、避難等の対策も十分なものがとられている。

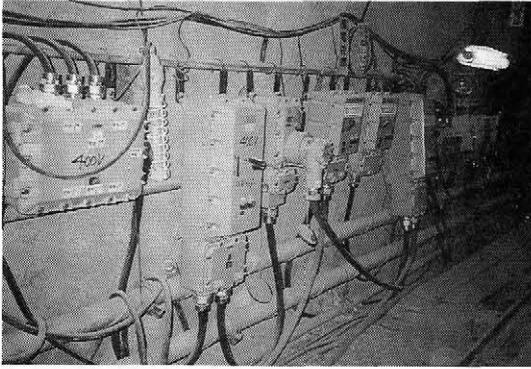
表-5 電気機器の防爆構造一覧表

種 類	対応可能な点火源	構造における特徴等
本質安全防爆構造	顕在的点火源 潜在的点火源	その回路中の電流、電圧等から火源となり得るものが発生し得ないよう配慮された回路構造のもの、対象気体の最小点火電流を下回るもの。 正常状態、事故状態ともにその安全性を立証されている。 最小点火電流に左右されるため構造的には困難なものもある。
耐圧防爆構造	顕在的点火源 潜在的点火源	回路内で起こった可燃性ガスの爆発をその回路内を保護している容器内にとどめ、外部への引火を防ぐもの。 気体の火炎逸走限界がその重要な考慮対象となる。
内圧防爆構造	顕在的点火源 潜在的点火源	回路を保護する容器内に保護気体を封入もしくは送入し、その圧力を外部より高く保ちガスが容器内に侵入しないよう構造に配慮がなされたもの。
安全増防爆構造	潜在的点火源	電氣的、機械的、温度的に機械の安全度を高めたもの。

用語の解説

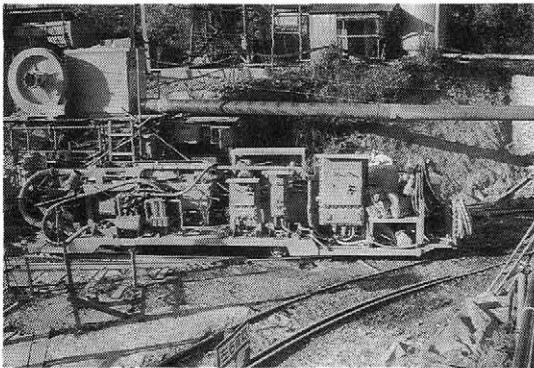
顕在的点火源……正常状態において発生し得る可能性のある点火源
潜在的点火源……異常状態においてのみ発生し得る可能性のある点火源
最小点火電流……対象気体における点火源が発生し得る電流。
火炎逸走限界……対象気体が爆発ないしは燃焼した場合、その火炎が間隙をとって外部へ逸走することができない最大のすきま。

〔参考文献：“防爆”電気計装設備の計画・設計・施工
鈴木健二著（社団法人日本電気協会）〕

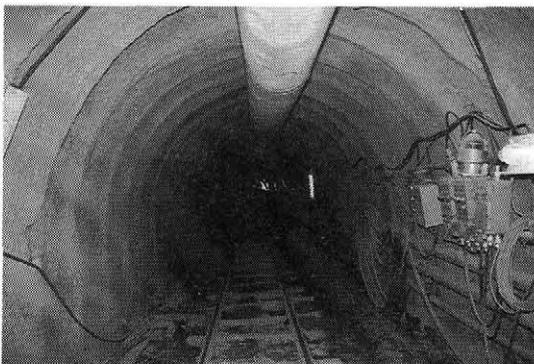


写真一 防爆化済の分電盤等

施工方法については、本工事では坑内に可燃性ガスが地山から湧出する時間を極力短縮するため早期に覆工が必要であり、かつ地山と覆工部における間隙にガスが滞留することを防ぐために地山により密着した覆工を行える吹付工法を採用し、その施工を行っている。(写真一) (写真二)



写真二 吹付に使用するナトムトレイン (防爆対応済)



写真三 吹付施工により施工中のトンネル内部

7. 板倉における標準的な工法

板倉地区においては、排水トンネルの他に、地下水を排除する集水井、水抜ボーリング工、土地の動きを力で抑止する杭打工、堰堤工等を実施しており、ここではその標準的なものを簡単に紹介することとする。

杭工

すべり土塊を支え、またすべり面に杭のもつ剪断強度を付加することにより、地すべりの安定度を高めるものである。

杭は地すべり地帯でもあることから、地層に対し衝撃等を与えない埋込み杭工法として、大口径ボーリングによる削孔と建込みによるものとなっている。(図一)

集水井

帯水層の近くに井戸を設置し、井戸内に集水ボーリングを扇状に削孔し排水ボーリングにより排水するものである。また、集水は地下水の状況によっては数基が連携して設置され、その効果の発現をさらに高いものとしている。(図二)

水抜ボーリング工

地下水に対して地表面から水平にボーリングを行いその地下水を挿入した有孔管を通じて地表へ導き排水しようとするものである。(写真三)

堰堤工

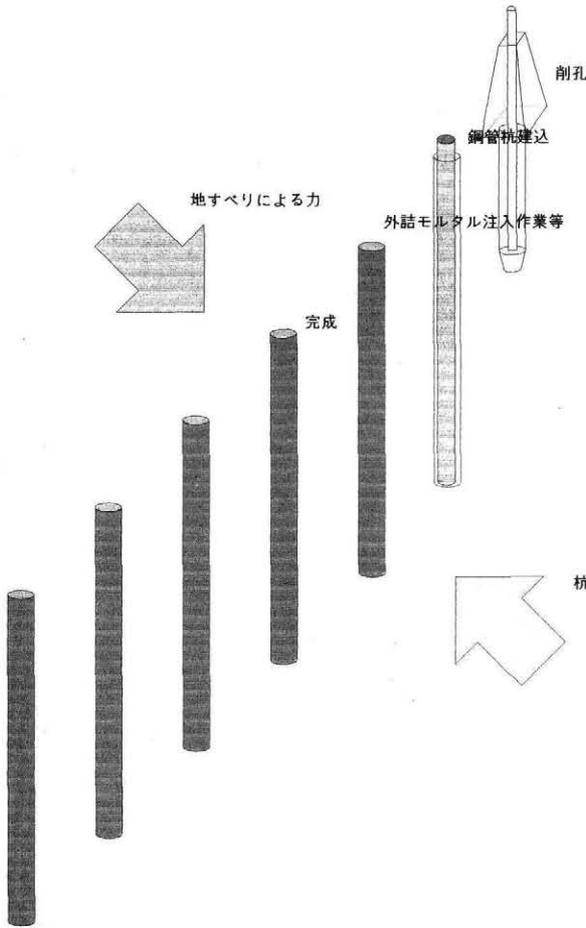
溪床勾配の緩和と山脚の固定効果をねらったものである。

8. おわりに

本地区は昭和63年に着手されて以来、平成5年度までに約3～4割の進捗を見ることとなる。

事業は基本計画に沿って実施されるものであるが、地すべりの状況を詳細に把握した上で取り得る対策の工法やその規模を再検討することが必要と考えている。

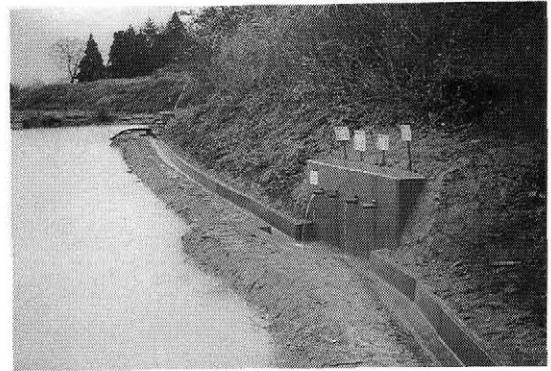
本事業においても事業の実施段階での調査・解析結果を十分吟味しながら、事業目的の達成が図れるよう努めていくこととしている。



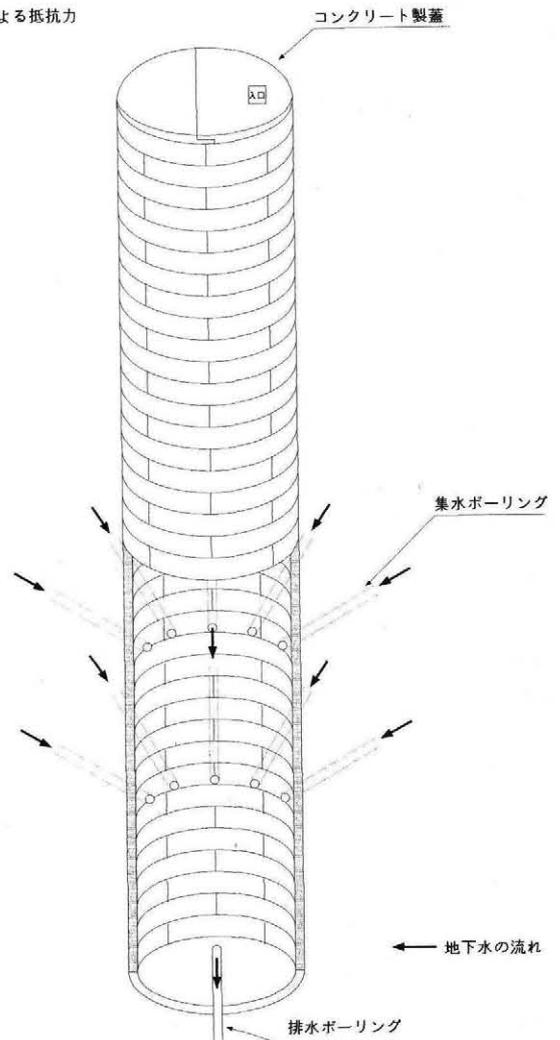
図一六 杭工の施工及びその効果の概略図

参考文献

小出 博：日本の国土，東京大学出版会，1973
 高野秀夫：地すべりと防止工法，地球出版，1960
 新潟県農地部農地建設課：釜塚・段子差地すべり，1971
 津田幸徳 他：直轄地すべり対策事業板倉地区における大規模地すべり調査，土と基礎，40-5，1992
 堀井 潔・掛上信昭：直轄地すべり対策事業「板倉地区」の事業計画について，水と土，75，pp. 59-69，1988
 北陸農政局：板倉地区全体実施設計書，1988
 申 潤植：地すべり工学，山海堂，1986
 労働者産業安全研究所：産業安全研究所技術指針，工場電気防爆：社団法人産業安全技術協会
 鈴木健二：“防爆”電気・設計設備の計画・設計・施工（国際化対応に備えて）：社団法人日本電設工業協会，オーム社



写真一四 施工直後の水抜ボーリング



図一七 集水井の模式図

頭首工護床ブロックの大きさの決定に関する新提案

川 合 亨*
(Toru KAWAI)

目 次

1. まえがき	79	4. 合理的な設計方法の提案	79
2. 自然河川における流れの強さ	79	5. 計算の手順と例	81
3. 河川工事での実施例	79	6. コンクリートブロック施工上の注意	81

1. まえがき

頭首工護床ブロックの1個の大きさの決定について、従来、経験的に河川勾配を基準として与えていた。これはこれまで一つの目安を与えるものである。しかし、自然河川はそんなに単純なものではなく、この方法では不合理な点も発見された。この不合理な部分を少しでも改めようと考えてまとめたのがこの小論である。

2. 自然河川における流れの強さ

コンクリートブロックは流れの強さに抵抗して設置され、頭首工の安全性を確保するのが目的である。

この流れの強さは自然河川では河川勾配と単位幅流量の積として表現される。すなわち、一般に理解されている掃流力 τ がこれである。

$$\tau = whI \quad (1)$$

ここに、 I =河川勾配、 h =水深、 w =水の単位重量

従来、単純に勾配 I を基準としてコンクリートブロックの大きさを推定していたが、同じ勾配のところでも流域の大きさが異なれば当然、最大洪水時の単位幅流量が異なってくる。このようなことから掃流力とコンクリートブロックの大きさの関係を示した方がより合理的であり、設計も容易である。

さらに、頭首工のゲート直下流においては自然河川と異なる人工的要因が入るため、掃流力と平均流速との関係も明らかにしておけば、よりコンクリートブロックの大きさの推定が容易となる。

このような問題について過去の実施経験からその設計試案をまとめた。

3. 河川工事での実施例

筆者が「水と土」第66号¹⁾で示した例を再掲すると次の通りである。

- a) 河川勾配 $I=1/1,000$ 以下の場合
2 t/個以上のブロック
- b) 河川勾配 $I=1/1,000 \sim 1/500$ の範囲
3 t/個以上のブロック
- c) 河川勾配 $I=1/500 \sim 1/200$ の範囲
4 t/個以上のブロック
- d) 河川勾配 $I=1/200$ 以上の場合
5 t/個以上のブロック

これらの関係を図示すると図-1が得られる。

河川勾配が $I=1/200$ 以上では近似的に点線によって推定した。この図-1を足がかりに、実施経験を加えて後項の如き解説を試みた。

4. 合理的な設計方法の提案

筆者の経験によれば大河川(ここでは $1/1,000$ よ

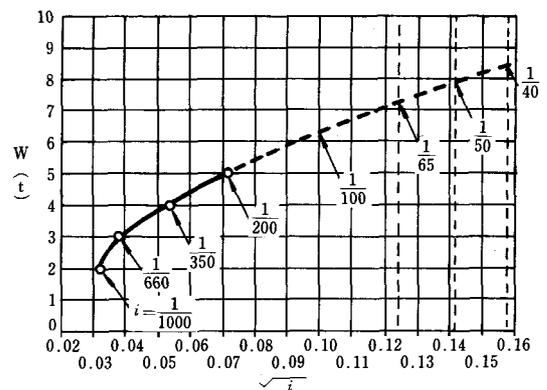


図-1 河川勾配とコンクリートブロックの重さの関係

*三菱マテリアル建材㈱

り緩やかな河川を対象とする)において最大洪水とみなされる場合の単位幅当りの流量は $20\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 以上であると考えられる。すなわち表-1にこの例を示した²⁾³⁾。

表-1 河川勾配と単位幅流量

頭首工名	頭首工位置の河川勾配	同左単位幅流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
月形頭首工	1/3,000	34.26
石狩川頭首工	1/3,000	33.40
阿武隈大堰	1/2,000	12.27
邑楽頭首工	1/2,500	32.95
明治用水頭首工	1/5,500	32.88
木曾川大堰	1/3,500	17.01
利根大堰	1/2,000	24.58

また超急流河川である黒部川の愛本堰堤直下流付近の狭窄部では河川勾配1/40, 単位幅流量 $150\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ にも達する。

以上の条件を考慮して掃流力とコンクリートブロック1ヶ当りの重量の関係を推定したのが図-2である。

この図-2において単位幅流量のより大きい範囲をカバーしようとするれば図-2の実線は右側に移動する。しかしこの場合はどちらかという掃流力に対してコンクリートブロックの大きさを小さめに見積ることとなり安全性の点から好ましくない。このようなことから図-2はつぎの点を考慮して作成されている。

- ①河川勾配1/1,000, 単位幅流量 $20\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
- ②河川勾配1/40, 単位幅流量 $150\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
- ③図-1の関係をカバーする

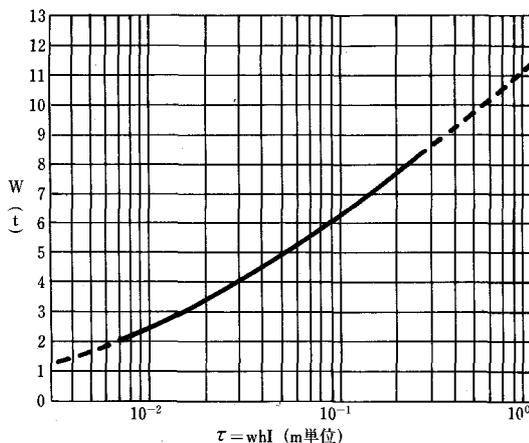


図-2 掃流力とコンクリートブロックの重さの関係

4-1. 掃流力とコンクリートブロックの大きさの関係

図-2を作成するにあたり, 検討に用いた図と計算式は次の通りである。

フルード数 Fr の見積りには図-3を用いた⁴⁾。水深 h の見積りには次式を用いた。

$$h = \left(\frac{q^2}{gFr^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2)$$

ここに q =単位幅流量, g =重力の加速度

4-2. 掃流力と平均流速の関係

頭首工のゲート操作等によって噴流流出などが発生する場合には河川勾配は関係なくなってくる。

このようなときは流速と掃流力(自然河川への値に変換するため)との関係を求めておく方が便利である。すなわち, 流速 V_m と掃流力 τ との関係を明らかにしておけば, この τ からコンクリートブロックの大きさを図-2で求めることができる。

ここに農業土木工事図譜²⁾³⁾より V_m と τ との関係を示したのが図-4である。

この図-4は図-3, 式(2), (1)を用いて概算し作成したものである。この図-4は自然河川において平均流速と掃流力が, どのような関係にあるかを理解するために示した。実用的に利用する図として図-5を用意した。

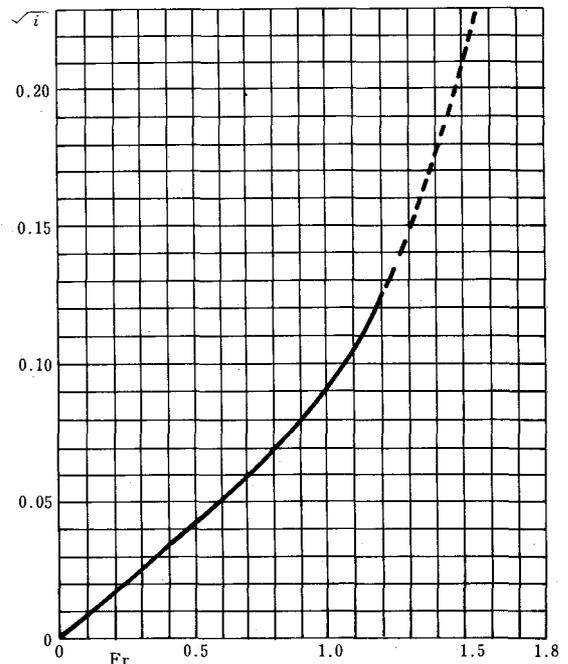


図-3 河川勾配とフルード数

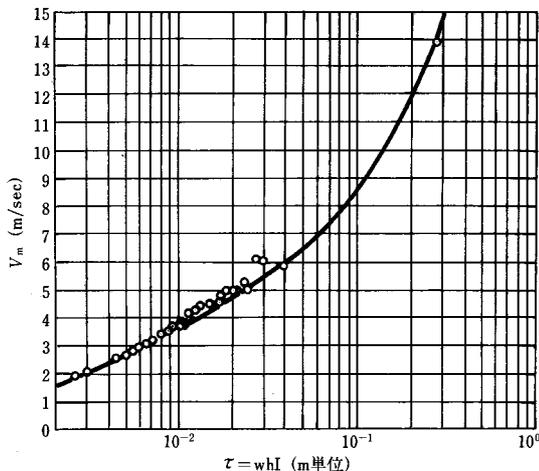


図-4 自然河川の掃流力と平均流速の関係

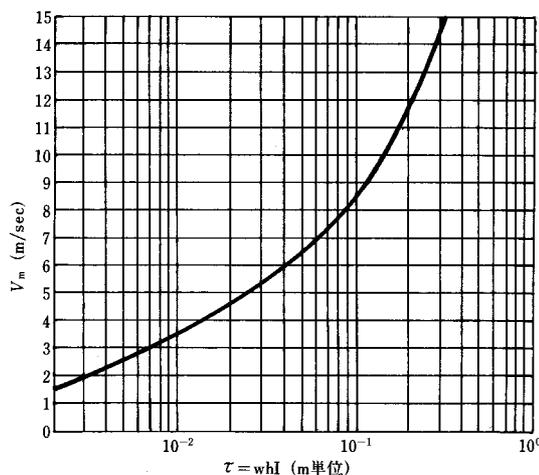


図-5 平均流速と掃流力の関係

5. 計算の手順と例

5-1 手順

- (1) 勾配と水深がわかっている場合

この場合は $\tau = whI$ を求め、図-2からコンクリートブロックの大きさを決定する。

- (2) 勾配と単位幅流量がわかっている場合

この場合はまず図-3からフルード数 Fr を求め、ついで式(2)から水深 h を求める。勾配と水深が明らかとなるので式(1)から掃流力を求め、図-2からコンクリートブロックの大きさを決定する。

- (3) 平均流速がわかっている場合

これはゲートからの噴流流出が発生するときなどに用いる。すなわち、図-5より掃流力 τ を求め、ついで図-2からコンクリートブロックの大きさを決定する。

5-2 計算例

- (1) $I=1/40$, $q=150\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の場合

$$\sqrt{I}=0.158 \quad \text{図-3より } Fr=1.345$$

$$h = \left(\frac{q^2}{gFr^2} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{150^2}{9.8 \times 1.345^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 10.8\text{m}$$

$$\tau = whI = 10.8/40 = 0.27$$

図-2より、 $w=8.5\text{t}$

実用上8t以上のものを用いる。

- (2) $I=1/40$, $q=10\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ の場合

$$Fr=1.345$$

$$h = \left(\frac{q^2}{gFr^2} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{10^2}{9.8 \times 1.345^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.78\text{m}$$

$$\tau = whI = 1.78/40 = 0.044$$

図-2より、 $w=4.8\text{t}$

実用上5tのものを用いる。

- (3) 平均流速 $V_m = 5\text{m}/\text{s}$ の場合

$$\text{図-5より、}\tau=0.024, w=3.75\text{t}$$

実用上4tのものを用いる。

6. コンクリートブロック施工上の注意

- (1) コンクリートブロック相互の組合せはブロック自身の形状によって行う。鉄筋での連結はあまり好ましくない。
- (2) ブロックの粗度(突起)の調節が可能であること。
- (3) 頭首工エプロンの下流に設定するコンクリートブロックは図-6のようにする。

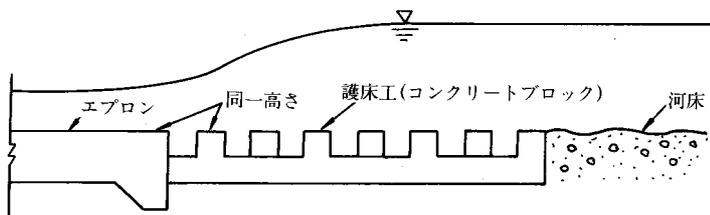


図-6 コンクリートブロックの設定方法

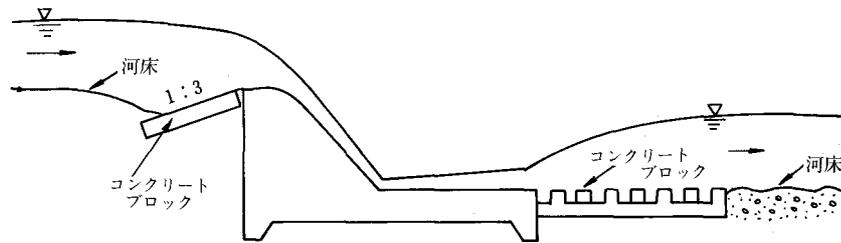


図-7 頭首工上流側のエプロン

図-6に示したようにエプロンの床面とコンクリートブロックの突起の天端との高さを等しくする。このようにすると流れの断面急拡により単位幅当りの流速は急激に減少し、そのエネルギーの減勢効果は絶大である（実験によって確認済み）。

突起をエプロンより高くした場合には流砂による破壊と流水力による転倒を生じ、たちまちのうちに崩壊される（実験でその現象を立証済み）。

(4) エプロンとの接点において

この部分は最も弱点となるので、隙間を絶に作ってはならない。

(5) ブロックの下流端はフリーでよい。しかし、コンクリートパイルなどによっておさえるならばより安全となろう。

(6) 露出射流区間および河川勾配が1/140以上（射流領域）ではコンクリートブロックの下面に吸出し防止マットを施工すべきである。

(7) 上流側のエプロン

頭首工の上流側にエプロンを設け、この部分の局所洗掘を防止する工法がある。

この場合は図-7のように設定することが望ましい。

図-7に示したように上流に3割の逆傾斜床を

設ける。このときのコンクリートブロックは突起のない滑らかなものが良い。

このような工法により、流れは漸縮移行部となり、局所洗掘を完全に防止することが可能である。

(8) ゲートよりの流出

ゲートによる噴流流出の速度はかなり大きくなる場合がある。この流速に対するブロックの大きさに関する検討を十分に行うべきである。

さらに、ゲートにより河川全体を通じての流砂の連続性が成立しなくなるので、流砂のない流れに対する粗度（コンクリートブロックの突起間隔）の決定には十分な配慮をなさねばならない。

参考文献

- 1) 川合亨：頭首工護床工ブロックの大きさと施工についての試案，水と土，第66号，p.31
- 2) 農業土木工事図譜 第1集，取水施設編，農業土木学会
- 3) 農業土木工事図譜 第4集，頭首工編，農業土木学会
- 4) 川合亨：河川の流砂機構に関する考察，農土試技報B（水理）第35号，昭和50年3月

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
 - ⑥ 内容紹介 (200字以内)
- 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(242字)60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242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。
- 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κ(カッパ)
w(ダブリュー)とω(オメガ) x(エックス)とχ(カイ)
l(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(バイ)とυ(ウブシロン)
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。

農業土木技術研究会入会の手引

1. 入会手続

- ① 入会申込みは研究会事務局へ直接又は職場連絡員へ申し込んで下さい。申込書は任意ですが、氏名、所属を明示下さい。
- ② 入会申込みはいつでも結構ですが、年度途中の場合の会費は会誌の在庫状況により決定されます。
- ③ 入会申込みと同時に会費を納入していただきます。

2. 会費の納入方法

- ① 年会費は2,300円です。入会以後は毎年6月末までに一括して納入していただきます。

3. 農業土木技術研究会の活動内容

- ① 機関誌「水と土」の発行……年4回（季刊）
- ② 研修会の開催……年1回（通常は毎年2～3月頃）

4. 機関誌「水と土」の位置づけと歴史

- ① 「水と土」は会員相互の技術交流の場です。益々広域化複雑化していく土地改良事業の中で各々の事業所等が実施している多方面にわたっての調査、研究、施工内容は貴重な組織的財産です。これらの情報を交換し合って技術の発展を図りたいものです。

② 「水と土」の歴史

（農業土木技術研究会は以下の歴史をもっており組織の技術が継続されています。）

- ・ S28年……コンクリートダム研究会の発足

『コンクリートダム』の発刊

- ・ S31年……フェイルダムを含めてダム研究会に拡大

『土とコンクリート』に変更

- ・ S36年……水路研究会の発足

『水路』の発刊

- ・ S45年……両研究会の合併

農業土木技術研究会の発足←

『水と土』

入 会 申 込 書

平成 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

会 告

農業土木技術研究会役員名簿（平成5年度）

会 長	内藤 克美	水資源開発公団理事
副 会 長	上田 一美	構造改善局建設部長
理 事	志村 博康	日本大学農獣医学部教授
	岡本 芳郎	構造改善局設計課長
	近藤 勝英	水利課長
	江頭 輝	首席農業土木専門官
	の場 泰信	関東農政局建設部長
	川尻裕一郎	農業工学研究所長
	嶋田 誠	北海道開発庁農林水産課長
	古賀 清司	茨城県農地局長
	風間 彰	水資源開発公団第二工務部長
	坂根 勇	(株)土地改良建設協会専務理事
	中島 哲生	(株)農業土木事業協会専務理事
	北村 純一	(株)三祐コンサルタンツ常務取締役
	伊東 久彌	西松建設(株)常務取締役
	塚原 真市	大豊建設(株)専務取締役
監 事	金蔵 法義	関東農政局設計課長
	池田 実	(株)日本農業土木コンサルタンツ 副社長
常任顧問	黒沢 正敬	構造改善局次長
	中川 稔	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	岡部 三郎	参議院議員
	須藤良太郎	〃
	梶木 又三	全国土地改良事業団体連合会会長
	福田 仁志	東京大学名誉教授
	福沢 達一	(株)農業土木会館代表取締役
編集委員長	江頭 輝	構造改善局設計課
常任幹事	三好 英幸	〃 事業計画課
編集委員	〃 米山 元紹	〃 設計課
	〃 中野 実	〃 整理課
	〃 小泉 健	〃 設計課
総務部長	久郷 徳壽	全国農業土木技術連盟総務部長
幹 事	高橋 徹	構造改善局地域計画課
編集委員	〃 瀬戸 太郎	〃 資源課
	〃 親泊 安次	〃 事業計画課
	〃 村岡 宏	〃 施工企画調整室
	〃 高田 進	〃 水利課
	〃 馬場 範雪	〃 〃
	〃 加藤 公平	〃 総合整備推進室
	〃 川村 文洋	〃 開発課
	〃 馬淵 誠司	〃 〃

〃	莊田 祐次	〃 防災課
〃	吉池 一孝	関東農政局設計課
幹 事	丹治 肇	農業工学研究所水工部
編集委員	〃 稲森 幹八	国土庁調整課
〃	〃 加藤 智雄	水資源公団第2工務部設計課
〃	〃 尾崎 保雄	農用地整備公団業務部業務課
〃	〃 室本 隆司	(株)日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

(株) 荏原製作所	3口
(株) 大林 組	〃
(株) 熊谷 組	〃
佐藤工業(株)	〃
(株)三祐コンサルタンツ	〃
大成建設(株)	〃
玉野総合コンサルタント(株)	〃
太陽コンサルタンツ(株)	〃
(株)電業社機械製作所	〃
(株) 西島製作所	〃
西松建設(株)	〃
日本技研(株)	〃
(株)日本水工コンサルタント	〃
(株)日本農業土木コンサルタンツ	〃
(株)日本農業土木総合研究所	〃
(株) 間 組	〃
(株) 日立製作所	〃
Fe石灰工業技術研究所	〃
	(18社)
(株) 青木建設	2口
(株) 奥村組	〃
勝村建設(株)	〃
株木建設(株)	〃
(株) 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業(株)	〃
住友建設(株)	〃
住友金属工業(株)	〃
大豊建設(株)	〃
(株) 竹中土木	〃
田中建設(株)	〃
日石合樹製品(株)	〃
前田建設工業(株)	〃
三井建設(株)	〃
	(14社)

(株)アイ・エヌ・エー	1口	日本プレスコンクリート(株)	〃
アイサワ工業(株)	〃	日本舗道(株)	〃
青葉工業(株)	〃	西日本調査設計(株)	〃
旭コンクリート工業(株)	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
旭測量設計(株)	〃	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	〃
アジアプランニング(株)	〃	(株)婦中興業	〃
茨城県農業土木研究会	〃	古郡建設(株)	〃
上田建設(株)	〃	(株)豊蔵組	〃
(株)ウォーター・エンジニアリング	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
梅林建設(株)	〃	(株)北海道農業近代化コンサルタント	〃
エスケー産業(株)	〃	堀内建設(株)	〃
(株)大本組	〃	前田製管(株)	〃
大野建設コンサルタント(株)	〃	前沢工業(株)	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	真柄建設(株)	〃
技研興業(株)	〃	(株)舩ノ内組	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	丸伊工業(株)	〃
(株)クボタ建設	〃	丸か建設(株)	〃
(株)クボタ(大阪)	〃	(株)丸島アクアシステム	〃
(株)クボタ(東京)	〃	丸誠重工業(株)東京支社	〃
(株)古賀組	〃	水資源開発公団	〃
(株)後藤組	〃	水資源開発公団沼田総合管理所	〃
小林建設工業(株)	〃	〃 三重用水管理所	〃
五洋建設(株)	〃	宮本建設(株)	〃
佐藤企業(株)	〃	ミサワ・ホーバス(株)	〃
(株)佐藤組	〃	(株)水建設コンサルタント	〃
(株)塩谷組	〃	山崎ヒューム管(株)	〃
昭栄建設(株)	〃	菱和建設(株)	〃
新光コンサルタンツ(株)	〃	若鈴コンサルタンツ(株)	〃
須崎工業(株)	〃		(75社)
世紀東急工業(株)	〃	(アイウエオ順)	計 107社 157口
大成建設(株)四国支店	〃		
大和設備工事(株)	〃		
高橋建設(株)	〃		
高弥建設(株)	〃		
(株)田原製作所	〃		
中国四国農政局土地改良技術事務所	〃		
(株)チェリーコンサルタンツ	〃		
中央開発(株)	〃		
東急建設(株)	〃		
東邦技術(株)	〃		
東洋測量設計(株)	〃		
(株)土木測器センター	〃		
中川ヒューム管工業(株)	〃		
日兼特殊工業(株)	1口		
日本国土開発(株)	〃		
日本大学生産工学部図書館	〃		
日本ヒューム管(株)	〃		

農業土木技術研究会会員数

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	99	376	21	7	26			近畿	滋賀	37	5	1	1	4		
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	森手	51	38		2		京都	42	44		5	3			
		城田	63	35	14	1	4	大阪	17		1	5	5			
		宮城	53	76		5	21	兵庫	31	8		4	3			
		秋田	121	5		1	6	奈良	44	27		1	4			
		山形	27	4		1	1	和歌山	33	3						
福島	59	36		1	1		小計	204	87	2	16	19				
北	小計	374	194	14	10	33		中国	鳥取	24	6	1	2	4		
関	茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	茨城	77	41	8	3	12		島根	66	6		5	1	5	
		栃木	78	20	1		2		岡山	93	43	5	4	2		
		群馬	28	17	8				広島	49	10	1		2		
		埼玉	57	20	7	2	19		山口	54	8			1		
		千葉	32	14	11		20		徳島	17	6			1		
		東京	3	167	83	10	20		香川	41	6	2	6	3		
		神奈川	28			4	18		愛媛	85	15		5	4		
		山梨	36						高知	49	5		1	1		
		長野	52	10	1	2	1		小計	478	105	9	23	22		
		静岡	81	14			6		九州	福岡	38	19	26	7	15	
東	小計	472	303	119	21	98		佐賀	35	11			3			
北	新富 石川 福井	新富	66	60		3	3		熊本	43	7			1		
		石川	52	6		1	3		大分	22	30	6	1	3		
		福井	42	56		1	8		宮崎	45	3					
陸	小計	200	130		5	15		鹿児島	21	12		4	1			
東	岐愛 三	岐愛	22	7		2	7		鹿儿岛	85	13					
		三	148	116	44	1	11		沖縄	24	19	3				
海	小計	181	123	47	4	23		小計	313	114	35	12	23			
合計								合計								
2,321								1,432								
247								98								
259								740								
19								5,116名								

編集後記

我が国は世界に冠たるハイテク国家であるとともに、農業土木の分野においても世界的な研究レベルに至っていると理解している。その技術を買われて、多数の農業土木技術者が海外で活躍されている現状は大いに自負されるべきものであろう。ただし高い評価を受けている現状に甘んじてはいけぬ。

この度国産技術だけでH2宇宙ロケットが打ち上げられた。戦後数年の研究抑制の中で、関係者が地道な努力を重ねた成果がようやく大きな夢として実現された訳であるが、農業農村整備においても、大きな時代

のうねりの中で新しい農業と農村を築いていくことが求められており、従来の研究成果を基に、生産基盤の整備手法に限らず、住みやすい農村づくりや環境保全への配慮に関する着実な取り組みが必要である。さらに、農業分野のハイテク化で都市住民を魅きつける農村づくり、効果的な事業PRの実施といった新たな分野への展開も必要となろう。

「水と土」も、宇宙工学に負けずに、農業農村整備の新たな分野への拡大を取り込みつつ、世界に誇る技術を集積させる場として発展させていこう。

(構造改善局開発課国営第1係長 川村文洋)

水と土 第96号

平成6年3月20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
TEL03 (3436) 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
TEL03 (3952) 5651