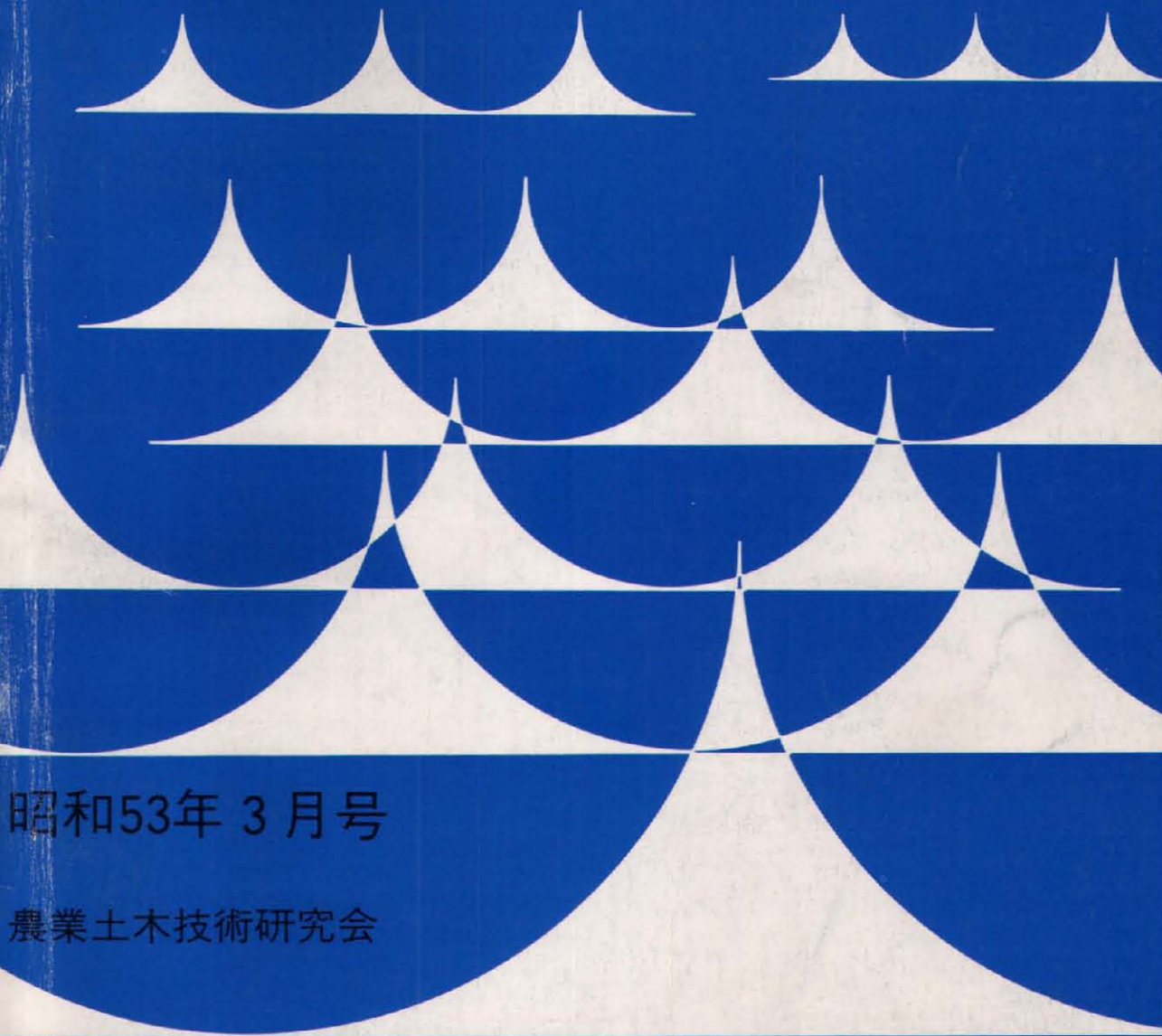


水と土

第 32 号



昭和53年 3 月号

農業土木技術研究会

盛立が完了した笹ヶ峰ダム (右岸から望む)

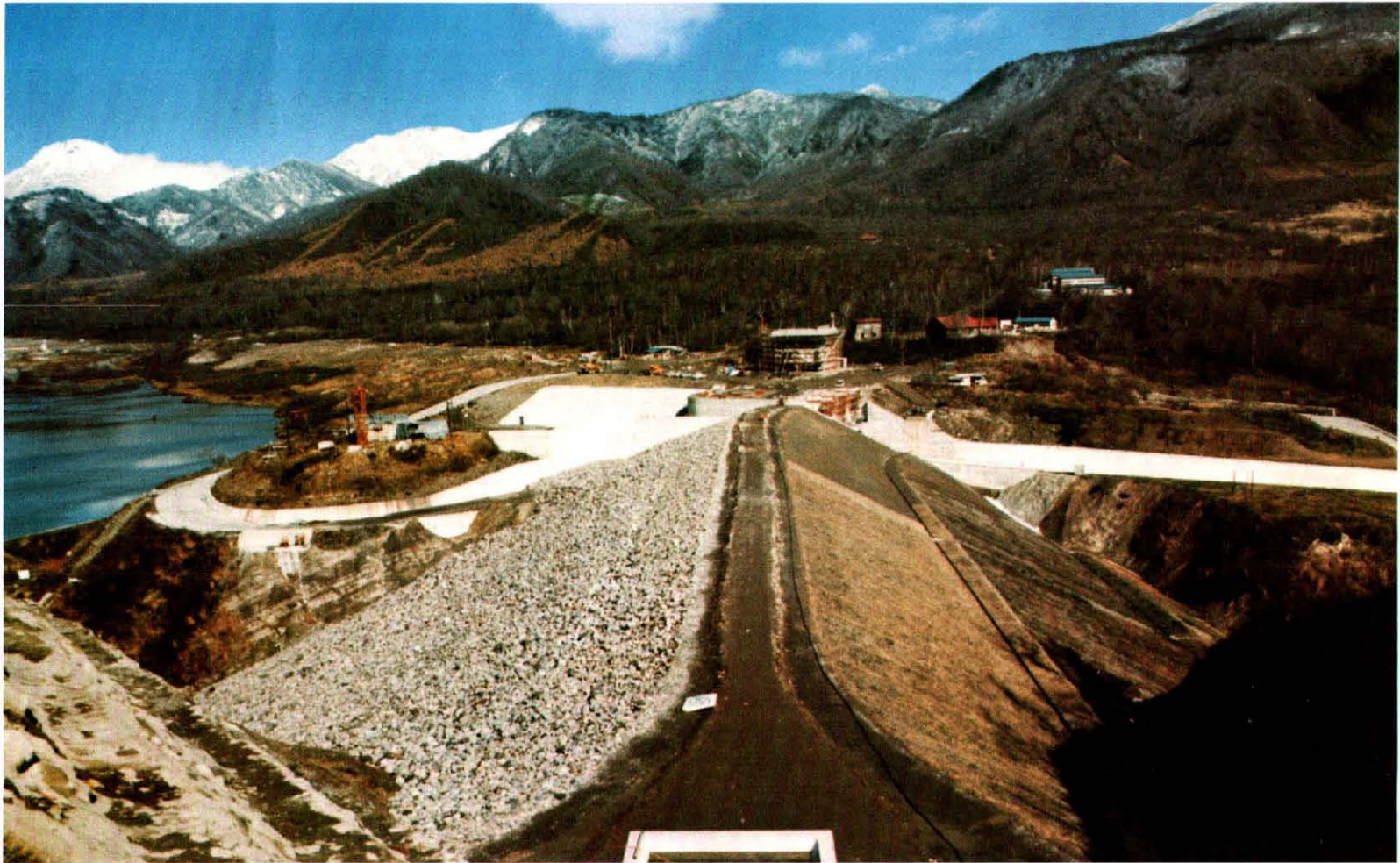


写真 1

ダム諸元

型式 中心コア型ロックフィルダム

集水面積 55.8km² 総貯水量 10,600千m³ 有効貯水量 9,200千m³

堤体積 578千m³ 堤高 48.6m 堤長 318m

ダム天端標高 1,223.6m 最大取水量 11.8m³/sec



写真2

表土剥ぎを完了した原石山。
写真右上に築堤途上の堤体並び
びに余水吐放水路の末端が望
まれる。



写真3

表土を剥ぎとった法面の一部
で原石採取と併行して緑化工
事が進められている。



写真4

原石採取跡の緑化工事の全景

目 次

グラビア

成立が完了した笹ヶ峰ダム
報文内容紹介 ……(1)

巻頭言

環境への適応 緒形博之 ……(2)

報 文

ダム建設と自然保護（笹ヶ峰ダムにおける緑化工の事例）
竹内 魁 ……(6)
吉田 祥一

野花南ダム設計と施工の概要 葛西 勤 ……(17)

計量セキ上流にスルースゲートを設置する場合の
水理的特性について 関谷 剛 ……(28)
石野 捷治

国営総合かん排事業天塩川上流地区和寒サイホン
工事報告（その1 予備設計について）
塚原 隆三 ……(40)
東海林 盛義
荒木 義修
山中

笠岡湾干拓東側堤防の最終施工断面の決定について
八幡 忠 ……(49)

草地開発における防災対策—葛巻区域の実施例—
伊藤 靖 ……(57)
原田 祥丈

矢作川の水利用と利水総合管理体制の確立をめざして
山口 新太郎 ……(64)
高木 勘二
杉山 茂生
福田 昇

資 料

工事費概算式について 構造改善局施工企画調整室
設計基準班 ……(74)

工事費概算式（その1）
I. 開水路工事費概算式について 中国四国農政局岡山施工調査
事務所技術情報課 ……(76)

開水路における流れの安定条件 川合 亨 ……(83)

塩ビ管と強化プラスチック管の水撃作用 村上 康蔵(訳) ……(85)

河川協議

—特定多目的ダム基本計画に関する協議(その4)—
川尻 裕一郎 ……(87)
荻原 恒躬
千賀 裕太郎
丈尾 峰雄

講 座

改訂設計基準「パイプライン」について（その2）
岩崎 和巳 ……(95)

昭和52年度開催研修会の報告 ……(103)
会 告・編集後記 ……(104)

第7回農業土木技術研究会々賞発表

本研究会では、事業の一環として優秀論文の表彰を行っています。

今回は昭和51年度会誌（「水と土」）第25号～28号掲載分について会員の代表（名簿から任意に200名を抽出）のアンケート結果を基に編集委員会で選考したところ、第7回受賞は下記のとおり正賞1編、副賞2編、特別賞1編と決定しました。

正賞（賞金3万円）

柿園における畑地かんがいの必要性に関する実態的立証（第26号）

近畿農政局京都施工調査事務所長 総山 信雄

副賞（賞金各1万円）

邑楽頭首工の設計と施工（その1・その2）

北陸農政局計画部長 荒ヶ田国和

国際協力事業団海外派遣 宮本 和美

関東農政局大根根用水農業水利事業所 滝口 恒男

急傾斜地帯のは場整備と水利用の一事例（排水路のないは場整備と、は場雨水の再利用）

大分県中津事務所耕地課長 佐藤 全良

特別賞（賞金1万円）

ティートンダム決壊事故調査報告と決壊原因についての考察

農業土木試験場造構部造構第1研究室長 中野 良紀

受賞論文の紹介

「柿園における畑地かんがいの必要性に関する実態的立証」

国営五条吉野地区総合農地開発事業は、農地造成のほか、それを含む柿園（一部はブドウ）に対して多目的畑地かんがいシステムを導入しようとするものである。筆者は、本論文において、地区内5農協における昭和39年から49年までの撰果成績データから、それらの実績が夏場の雨量に関連する傾向を知ったので、その資料をもとに解析を試み、畑かん計画諸元との関連において、有効雨量と柿の収益実績の間の法則性の誘導を行い、「五条吉野地区における畑かんの必要性を実態的に立証できた」とし、収穫時の省力化対策として「低仕上げ密植栽培方式」が定着すれば、柿樹の浅根化傾向が避けられないため、かん水の必要性は益々大となり、その効果もより顕著となるであろうという見解を述べ、あわせて今後の課題を指摘している。

「邑楽頭首工の設計と施工」（その1・その2）

国営渡良瀬川沿岸農業水利事業の主要施設である邑楽頭首工の設計・施工に当たり、筆者が行った種々の試みが紹介され、その中の一部については、頭首工一般の問題点として提起されている。設計についての主な内容は、①土砂吐の排砂基準流量を洪水の最終降雨の翌々日の流量（ほぼ豊水量に相当）とした経緯及び完成後の土砂吐の状況、②取水口部の滞砂に対する水理設計、③護床の設計、④有効落差が極めて小さい沈砂池の水理設計からなっており、施工についての主な内容は、①流心の付替作業及び仮締切、②濁水防止の沈澱池及び被圧水排除の為のディーブウエルの施工効果、③ウエルポイントによる地盤改良及び鋼管杭の沓による支持力増強効果、④コンクリートの加熱保温養生等からなっている。

「急傾斜地帯のは場整備と水利用の一事例」

は場整備事業の進展に伴い、最近では急傾斜地帯でもは場整備が行われるようになり、そのあり方について議論されているので、背後流域のない急傾斜農地における修正山成工法によるは場整備及び荒廃畑の水田転換に伴う用水改良について、昭和42年から44年にかけて実施した地区の事例を紹介したものである。本地区のは場整備は、区画が6a～70aと色々の種類があり、コンターになじませたため折線形区画となっている部分もある。用水改良は、既設溜池の嵩上げ、地区内降水貯留のための道路兼用導水路（排水路）と貯留池の築造、流域変更のためのポンプ送水施設の整備からなる。

「ティートンダム決壊事故調査報告と決壊原因についての考察」

筆者は昭和51年6月アメリカで発生したティートンダム決壊事故の日本政府派遣の調査団の一員として参加した。

この報文の前段において、現地で見聞した客観的事実に基づいて、本誌別掲の資料「ティートンダム決壊についての中間報告」（合衆国内務省ティートンダム決壊事故調査団提出）の内容について補足説明を加えながら多少の裏話も混えて調査結果について報告し、後段において、筆者の私見として、決壊の原因についての考え及び事故再発防止のための留意事項を述べている。（文責 整備課 戸上 訓正）

第17回海外視察旅行

東南アジアにおける土地改良事業視察調査計画

主催 全国農業土木技術連盟

協賛 日新航空

1978年

全国農業土木技術連盟が毎年実施している海外視察旅行については、今年度始めて東南アジアの視察旅行を企画いたしました。

農業土木分野の海外協力は、東南アジアを中心にますます活発になってまいりました。国際協力事業団（JICA）を通じてのいわゆる官ベースの協力だけみても、年間長期7人、短期65人計72人（S51年度）の農業土木技術者が派遣されています。にもかかわらず、最近の内外からの強い協力要請のなかでは農業部門の立ち遅れが目立ってきました。このため52年からは民間のもつエネルギーをさらに有効に活用するため、社団法人「海外農業開発コンサルタント協会」（ADCA）を設立するとともに、この法人の行う海外農業開発事業の事前調査には国の補助金を交付するなど協力の推進がはかられています。開発途上国にとって、いま何よりも必要なものは農業土木であることが、強く認識されています。今後の農業土木への期待は非常に大きいと言えます。今回の視察は、このような事情を背景に、東南アジアにおいて、現在わが農業土木陣が協力している事業地区を中心に計画してみました。現地では我々の仲間が張り切って案内してくれると思います。なお、参加費用は例年欧州視察旅行の半額以下とし、また日数も短縮して、誰れでも気軽に参加していただけるよう企画いたしました。会員各位の多数の参加を期待しております。

募集要項

1. 旅行日数 9日間（8月7日（月）～8月15日（火））
2. 渡航先国名 フィリピン共和国、インドネシア共和国
3. 旅行経費 ￥270,000（15名以上）（14名～12名の場合は、￥290,000）（11名以下の場合は中止します。）
4. 申込締切日 昭和53年6月1日
5. 連絡先 〒105 東京都港区新橋5-34-4
全国農業土木技術連盟
電話 03（431）5747、（434）5407

なお、詳細および申込用紙は当連盟または地方連盟な

らびに連盟支部にお問合せ下さい。

主要視察地の概要

- ◇ カガヤン総合農業開発計画（フィリピン）（事業地区）マニラから約600km カガヤン川流域の河口附近。（対象面積）15,190ha（うち、水田13,200ha）、（受益面積）13,200ha、（計画概要）かんがい計画（揚水機場3カ所、用水路延長44.2km）排水計画（逆潮樋門4カ所、排水路延長410km）道路計画（幹支線延長449.7km）事業費（2億34万ペソ、うち1億44万ペソは円借款が予定されている。）（着工年度）1978年後半の見通し。
- ◇ ラグナ湖開発計画（フィリピン）（位置）マニラの東南、湖水面積900km²（霞ヶ浦の約5倍、平均深さ約3m）（事業計画）洪水計画＜洪水調整堰の建設、貯水は将来農業用水、都市用水の資源として利用＞かんがい計画＜湖周辺の水田に対し、かんがい施設の新設＞
- ◇ ジャティールフルダム（インドネシア）（ダムの概要等）ゾーン型ロックフィル、堤高105m、堤長1,200m、有効貯水量26億m³、余水吐型式円筒型越流式、流域面積4,500km²、満水面積85km²、幹線水路延長180km、機場2カ所。（施行中の事業）現在このプロジェクトの維持管理および受益地内の整備事業が進められている。（日本の業者参加）
- ◇ バリ島のかんがい施設（インドネシア）ジャワ島のすぐ東側にある面積5,561km²の島、島民の主穀である稲の作付面積は雨季作93.34ha、乾季作30.74ha、うちかんがい水田の比率は97%の高きに達し、かんがいの普及は他の途上国では例を見ない。バリ島のかんがい農業の特異とするところは、古い伝統に培れた自治的協同機構と、宗教祭事とが結合されて、かつ合理的なかんがい組織（Svbak）を運営していることである。この組織には詳細な規律、罰則を定める等バリ島ならではのもので参考となろう。現在同島西南部ではパラサリダムかんがい事業が政府により進められている。これは数少ない大規模事業の一つである。

水と土 第32号 報文内容紹介

ダム建設と自然保護（笹ヶ峰ダムにおける緑化工の事例）

竹内 魁 吉田 祥一

最近土木工事に対する自然破壊の問題が大きく取り上げられるようになり、これがダム工事になると問題はさらに深刻となる。一度破壊した自然を元の状態に復元することは容易なことではない。国営関川農水の中核をなす笹ヶ峰ダムは、国立公園特別地域のなかで施工中であり、人工植生の限界とも云われる標高1,200の高冷地において緑化工事が続けられており、ここにその一例を紹介することとした。

（水と土 第32号 1978年3月 P.6）

笠岡湾干拓東側堤防の最終施工断面の決定について 八幡 忠

東側堤防は笠岡湾干拓の東側に位置する延長 3,816 mの緩傾斜型堤防で、昭和44年度に着手し、昭和46年度から昭和47年度にかけて、天端標高3.00mで暫定的に完成しているが、今回残沈下量を見込んだ最終施工断面を決定したので、本報告はその検討結果を述べるものである。

（水と土 第32号 1978年3月 P.49）

野花南ダム設計と施工の概要

葛西 勤

野花南ダムは、高さ41.5m、長さ312.5m、堤体積522千 m^3 の中心コア型フィルダムで北海道芦別市に建設中である。ダムは国営野花南土地改良事業の基幹施設として、芦別市野花南町の水田648haのかんがい用水供給を目的としている。工事は昭和45年度にスタート、完成は昭和53年度を予定している。本稿では、泥岩上に築造されたダムの例として、設計及び施工の概要を紹介した。

（水と土 第32号 1978年3月 P.17）

草地開発における防災対策—葛巻区域の実施例—

伊藤 靖 原田 祥丈

近年における草地開発事業は、一般に自然条件、社会的条件がきびしいなど、劣悪な環境下にある。

本稿では、北上山系の北部中央に位置する岩手県葛巻町内に所在する山林原野を開発して、農畜産物の濃密生産団地を創設するため、昭和50年度に発足した葛巻区域農用地開発公団事業の草地開発における防災対策の実施例を紹介し、同様な事業を実施する地区の参考に資するものである。

（水と土 第32号 1978年3月 P.57）

計量セキ上流にスルースゲートを設置する場合の水理的特性について

関谷 剛 石野 捷治

計量セキ上流にゲートを設置して流量の調整をすることがある。この場合セキとゲートの間隔が少ないと、ゲートの下流に水位低下を生ずるため、一般の流量公式が使用出来ない。一般の流量公式を使用するために必要なゲートとセキの間隔を確認するための水理実験を行い、セキの越流水深がゲート全開時と同一になるための条件と越流部で大きな波の生じないための条件を定める2つの実験式を明らかにした。

（水と土 第32号 1978年3月 P.28）

矢作川の水利用と利水総合管理体制の確立をめざして

山口新太郎 高木 勲二
杉山 茂生 福田 昇

愛知県中央の矢作川は農業利水が古く、更に明治中期から本格的に農業用水・発電と利用されてきたが、国営農業水利事業・多目的ダムによる都市用水の開発と高度な利水が図られることとなった。昭和48年4月水系の一貫した管理体制により経済的合理的な水利用を図るため新設の共用施設を愛知県で暫定的に統合管理することとしたので、利水・管理の概要と、管理面からみた農業用水の変化と対応について述べる。

（水と土 第32号 1978年3月 P.64）

国営総合かん排事業天塩川上流地区 和寒サイホン工事報告（その1）

塚原 隆三 東海林盛夫
荒木 義恭 山中 修

当工事は昭和49年度から51年度の3年間に実施した全長2,665Mのサイホン工事の設計及び施工についての報告である。当サイホンの特徴は静水頭32Mを最大として、特別仕様によって内径2,700%の遠心力鉄筋コンクリート管を製作使用したことである。特に管の継手の改良によってC型管の大口径圧力管の使用可能になったことであり、今後のこの種の工事について参考となれば幸いである。

（水と土 第32号 1978年3月 P.40）

環境への適応

緒形博之*

1. 環境からの挑戦

われわれは毎日、生きるために外界から必要な物資を摂取して、古いものを外界へ還元する。この生命を維持するための物質代謝といわれる現象は、広く地球上の岩石、大気、水、有機物などを含む大規模な物質循環のなかの一部であるとみられている。われわれはこの循環からのがれて暮すことはできない。

さて、この循環現象のなかで生きているものにとって、自分を取り巻く外界は、生活するための環境として受けとめられる。環境とは、その人(あるいはグループ)以外の全宇宙の総和であって、生命をもつと否にかかわらず、その人以外の全自然と、それに加えて、その同胞たる人間(生者と同じく死者を含めて)の全体からなっている。

生物は太古以来、それぞれの環境のなかで育って来たものであるから、平常の環境には慣れ親んでいて、ことさらに環境を意識することなく生活することが多い。しかし、環境は常に変動しており、時にはその生存を脅かすような危険な状況になることもある。このような状況は、われわれにとって、その生活に対する環境からの挑戦として受け取られる。この挑戦に対して、われわれはその生活を守り、生命を維持するために、せい一ぱいの努力をする。これは、環境の挑戦に対するわれわれの応答である。

著明な歴史学者A、トインビーは、環境からの挑戦と、これに対する応答が、歴史上の諸文明の生誕、成長、衰退の因であると説いている。

2. 挑戦に対する応答

環境は天文学的な莫大なエネルギーと、地質学的な長い時間をかけて形成されており、その力はきわめて強いので、その強力な挑戦に対して、われわれは完全に応答し、その生活を守ることが不可能である。

狩猟時代までの人間は、挑戦に立ち向かう力をほとんど持っていなかったで、環境の挑戦に対しては、多くの場合、おとなしく従うほかはなかった。他の生物と同様に、人類も長い間、このような環境への従属に甘んじて来た。しかしその後、人は農耕、牧畜によって、物質

循環過程内でのエネルギー蓄積の手段を手に入れて、環境への単純な従属からぬけ出した。すなわち、農業生産によって生ずる余剰食糧で養われる人力や畜力を必要な時に使用すると、環境からの挑戦に対して、これまでよりはるかに積極的に応答し、自己の生活を守ることができるのである。そしてさらに化石燃料などを開発することによって、多量のエネルギーを取り出し、それを任意に集中して利用し、環境からの挑戦に対抗することができるようになった。たとえば、工業生産のように、工場という比較的狭い空間で行われる行為については、手持ちの力をその限られた空間に集中して、環境を制御し、環境からの挑戦に対抗することが可能である。このため、産業革命以来、限定された空間における環境の挑戦に対して、人が主導権をとって、これを征服するという考えが広がって来た。しかし考えてみると、人間が自由に駆使しうるエネルギーや、入手しうる情報の量は、環境からの挑戦力に比べれば貧弱なものであり、その抵抗は局所的あるいは一時的であって、環境の征服といっても、それはごく限定されたものに過ぎない。身近な例では、大地震や大洪水のたびに、われわれの応答力がいかに小さなものであるかを思い知らされている。また近頃では、環境征服のチャンピオンと信じられて来た化石燃料の利用も、これに依存する過度に工業化された社会の生活が、環境汚染の急速な蔓延という恐るべき挑戦に直面していることは周知の通りである。

このことを比喩的に表わしてみると、環境には、われわれの応答の効力が及ぶ身近な部分(仮にこれを内部環境とよぶことにする)と、効力の及ばない遠い部分(仮に外部環境とよぶ)とがある。内部環境とわれわれとは相互に影響を及ぼし合うのに対して、外部環境から内部環境やわれわれへの影響は一方通行的である。上に述べたのは、外部環境は内部環境に比べて、はるかに広く、その影響力は強大であるという意味である。

われわれが環境からの挑戦に応答する場合、内部環境を調節することによって、結果を有利に導こうとするのであるが、内部環境への働きかけが、外部環境からの影響に比べて、強力でない限り、強大な外部環境からの影響によって、内部環境への働きかけはゆがめられて、予期するような効果をあげることはできない。

内部環境に対して十分に強力な働きかけが期待できな

* 東京大学教授

い場合には、自己の力によって有効に対応しうる範囲をよく見きわめて、可能な限りの対抗を試みるほかはない。これは相手をおさえつけて、自分の思い通りにするのではなく、相手の出方にこちらの仕方を当てはめることであって、前に述べた従属や征服とは違う応答、すなわち環境への適応という言葉で表わすことができよう。

3. 農業における応答

農業生産の営みに対する環境からの挑戦は、膨大なエネルギーをもった気象水文現象と、長い時間をかけて形成されたきわめて複雑な生命生態現象を後らだてにしている。たとえば、世界の主要な穀物生産地帯が低温や寡雨に見舞われると、穀物の収穫量が著しく減り、世界の食糧の需給のバランスが乱れることは良く知られている。また農業生産に密接な関係を持っている土壌中の微生物は、その発生以来、地質学的な長い年月をかけて、環境からの挑戦に対応しながら、人間的な比喻でいえば、試行錯誤を続けつつ、複雑な生態システムを形成して来たものと思われるが、彼等について、われわれの持っている知識は貧弱なものであり、過去においても、土地利用に関する不用意な行動が、土地生産力の低下（これは土壌微生物の影響を強く受けていると思われる）という手ごわい挑戦を誘発し、せつかく長い時間をかけて築き上げた文明が、その基盤を失い、崩壊した例も少ない。

農業に対する環境からの挑戦力は強力であって、到底人間の力で完全に対抗できないことを、農業生産にたずさわる人びとは、昔からよくわきまえており、環境へ適応することが農業生産の行動における一般的な考え方となっている。

4. 農業土木における応答

農業生産の安定と向上をはかるために、土地基盤に働きかけて、これを改良しようとする農業土木の仕事においても、環境の挑戦力は大きい。工業化される以前に活躍したわれわれの先輩たちは、このことを理解していて、環境への適応を心掛けていたように思われる。たとえば、河川砂礫堆の性質を巧みに利用した取水堰である江戸時代の「彎曲斜め堰¹⁾」はそのよい例である。彎曲斜め堰は、その原形をとどめているものが、全国にいくつか残っていて（例：熊本県球磨川百太郎堰）、いまなお機能を果している。それらは、河床が高く（したがって堰高が低くてすむ）、しかもそれを越えて流下する水の流れが河幅一ばいに拡がっている（水流による単位幅当りの破壊力が比較的弱くなる）砂礫堆の前縁（図のように斜めに彎曲している）に沿って、堰体を築造した取水堰である。これは、コンクリートや現代の基礎工の無かった時代の取水堰としては、非常に合理的なもの

で、河川的水流や河床の性質を熟知していなければ、このような構造を設計することはできなかったであろう。

現在では、土木材料や工法が発達しているのので、これと同じような頭首工を設計する必要はない。すなわち、昔に比べて、われわれの応答力は強くなっているのであるから、それなりに応答の仕方を変えるべきことは当然である。しかし、これは、環境への適応という心掛けを捨てて、環境を征服する気になってもよいということではない。河川に限らず、われわれが相手にする自然力が大きいことは、昔も今も変りはない。われわれはほんの少し力が強くなったのに過ぎないのである。それにもかかわらず、コンクリートと鉄と石油エネルギーで装備すれば、環境を征服することができるという工業的な考え方に染まって、相手を力づくで強引にねじふせようという気配が見られるのは心配である。環境を征服しようという気をおこせば、いつか手痛いし返しを受けることを悟るべきである。

5. 砂礫堆と頭首工の位置

「敵を知り、己を知れば、百戦危うからず」という教えがある。昔の人は、河の恐しさを知っていて、たえず注意深くその行動を見守っており、相手の出方に適応するように振舞った。ひるがえって、頭首工を設計しようとしている現代の農業土木技術者は、「当該河川」のことをどれだけ知っていて、設計に取組んでいるであろうか。彼等が心得ているのは主として、己のことすなわち設計方法や施工方法であって、敵（河川）のことは、あまり知らずとしていないようである。これでは、いくさに勝たなくても仕方あるまい。

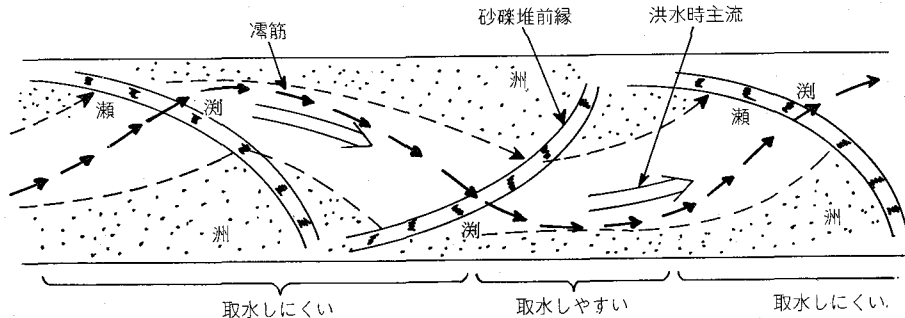
以前には、頭首工の設計で、まず位置の選定が非常に重視された。河川的水流や河床の状況は場所によって非常に違うため、頭首工の設置位置を誤れば、流水による堰体の破損や、堆砂による取入れ口の閉鎖という頭首工にとって致命的な障害を受けるからである。ところが現代の頭首工は、頑丈な基礎工や上部構造のおかげで、堤体がこわれることは滅多にないし、土砂吐という巧妙な構造によって、取入れ口が砂で埋ることも少なくなった。このため、頭首工の設置位置をすこしくらい誤っても、あまり目立つようなトラブルが起きない。その結果、いつの間にか、位置の選定についての関心が薄くなった。そのため、河川の現況を注意深く調べようとする気持が弱くなるのは当然のことである。そこで、河川的水流や河床についてあまり知らずとしない設計者ができたのであろう。

そのうえ、さらに困ったことに、当初は水路への土砂の流入を抑制するために、取入れ口前面の局所的な排砂を目的として設置された土砂吐が、いつの頃からか、取入れ口への滞（ミオ）筋の誘導という積極的な任務を与

えられるようになった。この考え方は、河川の砂礫堆に対する大胆な挑戦である。

砂礫堆は、河川の流れの集中と発散による蛇行性と、洗掘と堆積による流砂の波動性とが、合わさってきた

もっとも基本的な河床形態の単位である。実際の河川の砂礫堆はかなり複雑な形態のものもあるが、もっとも簡単な単列砂礫堆は下図のように模式的に描くことができる。



単列砂礫堆の模式図

砂礫堆は洪水時の流れによって形成されるものであるが、洪水が去った後にその姿を現わし、これが低水時の流路を支配し、河床の低い部分を通る形で滞筋が形づくられる。したがって、滞筋は砂礫堆の形に対応して、図のように蛇行する。

頭首工の取入れ口は滞筋が河岸に接近する淵の部分に設定するのが定石であるから、取入れ口の位置は、図のように、砂礫堆の位置と密接な関係があることがわかる。

ところが、砂礫堆は条件によっては、大洪水のたびに下流へ移動するので、取入れ口の適地を選ぶには、まず砂礫堆が移動しないことを確認することが必要である。一方、河川の平面形状と砂礫堆の形態との関係によって、砂礫堆の移動が止まることが模型水路において実験的に確められ、さらに実際の河川でも、このことが確認されている。これによると、砂礫堆の移動を阻止するために必要な条件は、数連の砂礫堆を含む区間で、河川（滞筋ではない）が適当な蛇行平面形をなしていることである^{21,22)}。つまり、直線形をなしている河川の区間では、砂礫堆の位置が固定することはない。したがって、河川の直線区間は、頭首工の取入れ口の位置としては、もっとも不適当な場所である。また、砂礫堆が移動している区域において、河川を横切る堰などを一箇所設けて、これによって人為的に砂礫堆の移動を阻止しようとしても無駄である。砂礫堆は、かなりの高さをもった砂防堰堤でも、容易に乗り越えるといわれている。

堰などによる滞筋の誘導に関しては、なお今後の研究にまたなければならないが、洪水流のもっている莫大なエネルギーから考えると、土砂吐ゲートの操作などによって、砂礫堆の形成機構に影響を与える程のエネルギー制御が、果して可能か否か、はなはだ疑わしい。

滞筋は低水の流路であるから、取水堰の河川横断形に細工をして、その一部に低い所を作っておけば、その方へ流路が引き寄せられるので、滞筋を任意に誘導することができるものと考えられ勝ちである。しかし滞筋を誘導するには、多量の堆砂の移動が必要であるのに、低水時には流量や流速が十分でないので、低水時の流水にこのエネルギーを期待するのは無理である。

上述のように滞筋は砂礫堆の形態によって定まるものであり、その砂礫堆は洪水時に形成されるものである。砂礫堆を支配する洪水流のエネルギーは莫大なもので、これを制御することは容易ではない。取水堰の横断形の細工くらいで、洪水流が制御できるとは考えられない。

また、洪水流とは関係なく滞筋の路線を変えるには、これに必要な多量のエネルギーを何らかの手段によって、堆積土砂に加えなければならない。土砂吐ゲートや洪水吐ゲートを操作することによって、洪水末期の流水エネルギーを巧みに利用して、砂礫を掃流することは考えられないではないが、このようなまい技術はまだ確立されていない。たとえこの方法が理論的に可能になったとしても、これを有効に実行するためには、かなりしっかりした情報網と操作スタッフを具えた管理体制が必要であろう。

これらのことから考えても、滞筋の誘導ということが、容易なことではないことが推察できる。

現在われわれが持っている頭首工の技術は、河川の強大な自然力に比べれば、まだ貧弱なものであるから、頭首工の設計に当っては、前に述べた環境への適応という姿勢を守るべきであろう。そのためには、昔の人と同じように、河川のことをよく調べて、まず適切な位置の選定を心掛けることがもっとも大切である。そしてそのポ

イントは砂礫堆にあるといっても過言ではない。

6. 可動堰と砂礫堆

頭首工の設計において、可動堰の敷高の決定は大切な作業であるが、今回の構造令の制定によって、その重要性は一層高まることになった。

高度経済成長によって急速に過密工業化社会に突入した日本では、都市人口の増大と土地利用の過密化にともなって、土地利用の安全性を確保することが、従来にも増して重要な課題となっている。そこで、河川災害の防止策すなわち治水を一段と強化するために、構造令が布かれることとなった。構造令そのものは、社会の要請に沿うもので結構であるが、その根底に環境征服の考えが無ければ幸いである。河川は時に狂暴な魔性を表すこともあるが、日頃は慈母のごとく、われわれを潤してくれる。魔性を恐れる余り、これを無理に封じ込めようとすると、かえって手痛いし返しを受けるばかりでなく、日頃の恵みも与えてくれなくなるであろう。

頭首工の設計に当って気になるのは、構造令にいう河川工事実施基本計画の計画横断形である。河川の横断形が砂礫堆の形成によって定まることは、前に述べた通りである。一方、現代の技術では砂礫堆の形成過程を完全に制御することは困難である。したがって、河川の実際の横断形は、大抵の場合、自然条件によって定まる。計画横断形が自然条件に反しないように定められている場合には、あまり問題は生じないと思われるが、そうでない場合には、計画横断形を安定して保持することは、非常に困難であることが予測される。

構造令によると、可動堰の敷高は計画横断形によって制約されることになっているので、もし計画横断形が自然条件と整合し難いものであった場合には、それに基づいて設計された可動堰は、砂礫堆による挑戦を受けて、その機能を満足には果し得ない事態がおこることが心配される。現に、馬銅頭首工の右岸寄りの可動堰の敷高が、かなりの厚さの砂に埋まっているのはその一例である。

われわれは何時でも、与えられた環境条件の中で生きて行かねばならない。河川の砂礫堆が自然環境であるのに対して、河川の工事実施基本計画の計画横断形は、社会生活の要請から生れた一種の社会環境である。今後の頭首工設計者は、あるいは相矛盾するかもわからないこの二つの環境条件の下で、頭首工を作らなければならないかもしれない。もしこのようなことになれば、頭首工の設計はきわめて困難な局面に遭遇することになるであろう。なぜならば、このような条件下では、計画横断形に忠実であれば、砂礫堆から反撃されて、その機能を失い、砂礫堆に従おうとすれば、計画横断形に違反することになって、工事ができなくなるかもしれないからである。このようなことが起こらないことを、私は心から願

うものである。万一、このような場面に出会ったら、この難局を打開するためには、技術的および行政的の一層の努力が必要となるであろう。

技術的な手立てとしては、何よりもまず第一に、その河川の状況、とくに砂礫堆（昔から現在まで、および、上流から下流まで）について、できるだけ詳細に調べて、環境条件を明らかにすることである。第二は、頭首工の設計法について、設計基準などに示されている標準的な方法を、表面的に鵜のみにすることなく、その底にある基本的な事柄を理解しながら、各人が創意工夫をこらして、その場所の条件に適合した方法を選ぶべきである。このためには、さまざまな角度からの検討が必要であるが、とくに水理模型実験によって、設計された構造物の機能を確かめてみることは効果的であろう。

7. おわりに

A. トインビーのいうように、環境からの挑戦によって人間は刺戟されて成長し、ある場合には、これに耐えきれないで萎縮してしまった。構造令の公布は、農業土木技術者にとって、環境からの挑戦の一種とみることができる。この挑戦にどのように応答するかは、われわれにまかせられている。最近、設計基準などの制定によって、ややもすると設計が教条的になり、マンネリズムにおちいって、進歩の芽が止まりそうな気配があった。このたびの刺戟によって、この迷夢をさまし、再びかつての活発な活力をよびおこして、農業土木技術者が各人の創意を発揮するとともに、その技術力を集中して、新しい環境に適應することができるよう、心から願うものである。

砂礫堆に関する参考文献

- 1) 三輪式、砂レキ堆等わん曲斜め堰の合法則性、修士論文、1972
- 2) 同 上、水利科学 No. 85、1972
- 3) 木下良作、サビ川における砂礫堆と掃流うねりの現象について、新砂防、19、昭30
- 4) 同 上、熊川捷水路の河状変化と礫流下試験について、同上、22、昭31
- 5) 同 上、砂礫堆の形成条件について、同上、26、昭32
- 6) 同 上、直線水路における砂礫堆の長さについて、同上、30、昭33
- 7) 同 上、河川砂礫堆の移動性について(1)、同上、34、昭34
- 8) 同 上、" (2)、同上、42、昭36
- 9) 木下良作、三輪式、砂レキ堆の位置が安定化する流路形状、同上、94、昭49

ダム建設と自然保護

(笹ヶ峰ダムにおける緑化工の事例)

竹内 魁* 吉田 祥一**

目 次

1. はじめに……………(6)	(1) 笹ヶ峰地域の自然条件と植生……………(11)
2. 自然保護の必要性……………(6)	(2) 緑化の基本的な考え方……………(12)
3. 笹ヶ峰ダムの概要……………(7)	(3) 緑化基礎工……………(12)
4. ロック材の採取と修景計画……………(8)	(4) 植 生 工……………(12)
(1) 河床砂レキ材採取地跡地の対策……………(8)	7. 緑化工施工例(原石山緑化工)……………(13)
(2) 原石山ロック材料採取と跡地の対策……………(9)	(1) 緑化基礎工……………(13)
5. ダムアバットメントの安定と緑化対策……………(10)	(2) 緑 化 工……………(13)
6. 修景緑化工事の基本方針……………(11)	ま と め……………(16)

1. はじめに

近年土木工事に伴う環境問題が各所で話題になっているが、自然と取り組む私達は、これを避けて通ることのできない重要な課題となってきた。

特にダム工事は、人為的にその周辺を広範囲にわたって変化させるため、後からの自然への復元は極めて難しい。従って私達はダム建設当初から、ダムと自然保護対策を一体として検討し、ダムの安全性追求と同じウエイトで真剣に取り組まなければならなくなってきた。また環境対策を無視したダム計画では地域住民の理解は容易に得られないことを十分認識しなければならない。

国営関川農業水利事業の中核をなす「笹ヶ峰ダム」は、1,200mの高標高において現在作業が進められているが、人工植生の限界ともいわれる気象条件のなかで、ダム工事と併行して修景緑化も実験を兼ねて実施されつつある。

このような地域で人工的に導入した植物が、永続的に定着するか否かは、今後の計画的肥培管理に待つほかはないが、これまでに実施した緑化工の一部をここに紹介することとした。

2. 自然保護の必要性

ダム工事に伴う周辺地山の堀削は、施工途中のトラブル等により当初計画をはるかに上廻る場合がある。

これがフィルダムになるとその範囲はさらに広がる。社会的には環境保全の観点から、これを「自然破壊」と呼んでいる。そして一度破壊された自然は、人為的復元

がいかに困難であるかを思い知ると共に、その社会的責任を強く感じなければならない。

特に最近、基礎地盤の必ずしも良好とはいえない地域においても、ダムの建設が必要となってきており、これらのすべてはフィルタイプのダムとなるため、地すべり等を想定したダムサイトの堀削は、必然的に広範囲にわたるを得ない。これが自然環境を大きく変化させる要因となる。

とかく、ダム技術者はダムの安全性の追求に全力を投ずるため、周辺の堀削面はコンクリート吹付でカバーするなど、自然との調和を無視することもしばしば見受けられたが、これからは自然にマッチしたダム建設が強く要請されるなど、環境対策がダム建設の重要な要件になったのも時代の趨勢と言うべきか。したがって、ダム費に占める自然保護対策費は無視できないものがあり、ダム建設当初からこれらの処置を十分考慮しておかなければ、後日建設費の大幅な修正を迫られることになる。

国営関川農業水利事業が施工中の笹ヶ峰ダムは、標高1,200mの高冷地で、積雪深は5.0mを越える豪雪地帯である。そしてその地域一帯は「上信越高原国立公園特別地域」及び「国有保安林」に指定されているため、環境庁サイドからは「自然環境保全法」及び「自然公園法」、林野庁サイドからは「国有林野法」及び「森林法」等法律の網が幾重にもかかっており、これらのすべての協議が整わなければ、工事を進めることができなかった。

結局ダム建設の許可条件は「ダム工事の堀削に係るすべての裸地面は、緑化及び植林して自然に復元し、国立公園としての景観を損なわないこと」であり、概略次の事項について、その対策を迫られた。

* 北陸農政局設計課

** 関川農業水利事業所

表一 笹ヶ峰ダム諸元

(1) 河川名	関川水系関川
(2) 位置	新潟県中頸城郡 妙高々原町笹ヶ峰
(3) 流域面積	55.8km ²
(4) 堤体	
1) 型式	中心コア型ロックフィルダム
2) 堤高	48.6m
3) 堤長	317.40m
4) 堤体積	578,000m ³
5) 総貯水量	10,600,000m ³
(5) 満水位標高	EL 1,220.30m
(6) 余水吐	
1) 計画洪水量	980m ³ /S
2) 型式	ゲート(3門)
(7) 取水工	取水量11.8m ³ /S斜樋式

は全般的に軟岩に属する岩質のものであり、風化に対する抵抗性が著しく弱く、乾湿状態が繰返されると簡単に細片化し、土砂となる性質を有している。

また、左右両アバットメントにおいてはガイスイ層が厚く、風化は極端に進行していた。以上の地質は、ダム周辺の地質をも代表するものであり、一般に「軟岩地層」と呼ばれているものである。

このような地質状態においてはコアとなる材料は十分生み出せるが、堤体の主要材料となるロック材の採取には困難を極めた。従ってダム上流における河床砂レキと、ダム直下流の熔結凝灰岩の地山をロック材の採取地とし、まき出し・転圧式の中心コア型フィルタイプダムとしている。結局、本ダムではロック材の採取地を河川と、原石山の2カ所に求めたことが、修景緑化の施工範囲を大幅に拡大させることになった。

なお、笹ヶ峰ダムの施工管理基準の概要を表一2に示す。

4. ロック材の採取と修景計画

(1) 河床砂レキ材採取跡地の対策

本ダムにおけるロック材料は約45万m³を必要とするが、当初原石山を予定した時点において採取跡地の岩盤面緑化が問題となったため、ロック材としてダム上流河川敷内に分布する河床砂レキ材を使用することにした。

河床砂レキ材料は自然状態では非常に良い粒度分布を示し、透水係数値も10⁻²のオーダーであって、ロック材としては比較的良好なものであった。しかし、火山性地層の上に堆積した河床砂レキ層は極めて不連続であり、また下層ほどシルト分の含有が多い等、使用不能の材料が

表二 笹ヶ峰ダム施工管理基準の概要

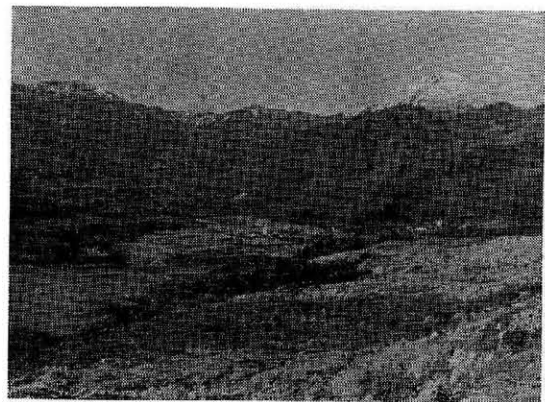
コア盛立の施工管理基準	ロック材盛立の施工管理基準
① 盛立; 20cmまき出し 10回転圧 (21t級タンピングローラー) ② 締固め含水比; Wopt +3% -2% (Wopt=15%) ③ D値; 94%以上, レキ率40%以内 ④ 透水係数; 5×10 ⁻² cm/sec 以下 ⑤ 現場密度; γd=1.7t/m ³ 以上	① 盛立; 80cmまき出し 10回転圧 (7.7t級振動ローラー) ② 管理密度; γd=1.95t/m ³ 以上 ③ 最大粒径; φ=500mm以下 ④ レキ率; 50%以上 ※ 設計時のセソ断強度定数 φ=40°, C=0

築堤期間 昭和47年7月
〃 51年10月) 5カ年間

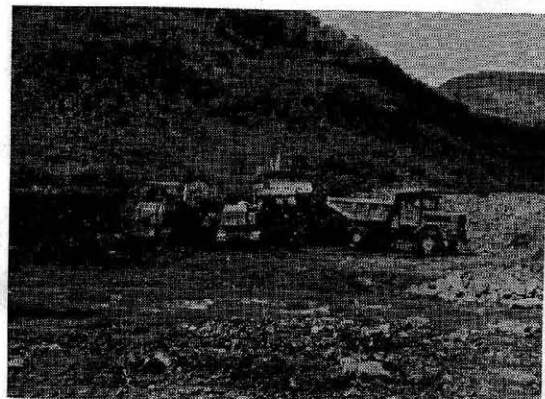
年間の施工期間 5月初旬~10月下旬(6ヵ月間)

コア盛土日数 78日/年

ロック 〃 120日/年



写真一 河床砂レキ採取場(23万m³)
(ダム上流を望む)



写真二 河床砂レキ集積作業(ダム上流真川)

予想外に多く発生したため、採取可能量は当初に推定した賦存量（50万 m^3 ）の $\frac{1}{2}$ 程度にとどまり、施工途中においてロック材料の大幅な不足事態をみることとなった。

そしてその教訓は「河床砂レキ材を使用する場合には、層厚の綿密な事前調査と、必要量については採取 loss 等を含む約2倍の賦存量を見込まなければならない」ということであった。

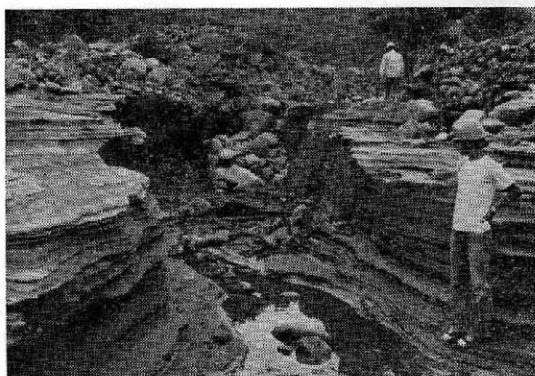
一方、23万 m^3 にわたる河床レキ採取跡地は、当地域特有の湖底堆積粘土の出現による河道部の洗堀と重機械の運行による河床部の踏荒しが著しく、その保全対策と緑化が問題となってきた。

河床砂レキの採取に当っては、当初前橋営林局から「国有林としての林地保全と、河道の安定整備」が条件付けられており、その対策には予想外の経費と労力を費し難工事であったことを付記しなければならない。

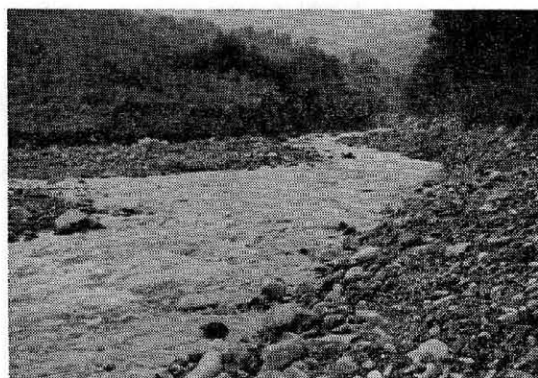
また、河床砂レキ材の購入単価は1 m^3 当たり104円で営林局と契約し、328,000 m^3 を採取している。このほか跡地の整備を含めると、当ダムにおける河床レキの単価は非常に高価なものになっている。

なお、河道整備として次の条件が付された。

- ① 河川の通水断面は140 m^2/sec を確保する
- ② 河道の安定ならびに蛇カゴによるのり面の保護
- ③ 採取跡地（23万 m^3 ）の河床については植林して林地復元



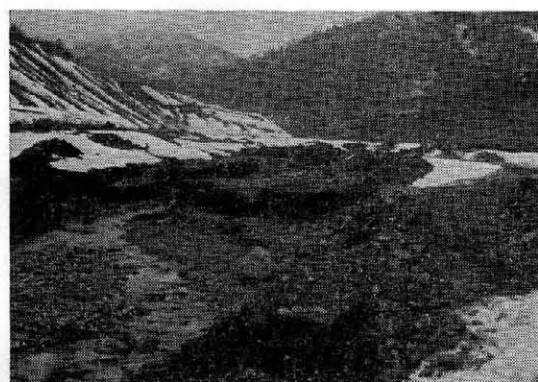
写真—5 河床レキ下層は湖底堆積粘土が出現したため、河道は著しく洗堀された。



写真—3 ダム上流自然の流れ（河床レキ採取前）



写真—6 河床レキ採取後の河道整備状況（床土工100m間隔）



写真—4 融雪期の河道洗堀状況（河床レキ採取後）



写真—7 河床砂レキ採取跡地植栽工事の状況（ダム上流河川敷内）

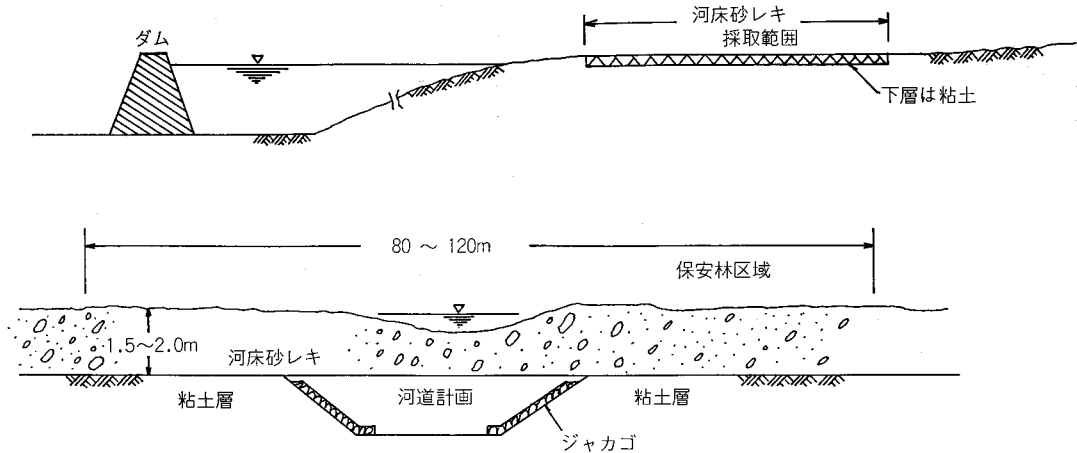


図-3 河床砂レキ採取跡地保全計画

(2) 原石山ロック材料採取と跡地の対策

河床砂レキ材の不足事態発生に伴ない、本ダムは工事中において他に、新しいロック材の採取地を求めなければならなかった。このため、ダム直下流の原石山（熔結凝灰岩）の開発計画に着手し、関係省庁との協議に入った（昭和48年5月）。

国立公園関係の窓口は昭和44年当時は厚生省であったが、その後環境庁に所管が移されてから、環境保護に対する世論は急速に高まり、国立公園内での土木工事の締付けは一段と厳しくなった。

作業期間の短い笹ヶ峰において、絶え間なく築堤工事を続ける一方、原石山の国有保安林の解除と国立公園内土石採取認可手続に1年半を費し、次の条件を確実に実行することで採取許可が出されたものである。

- ① 人目につかない位置の選定
- ② 採取跡地は自然地形になじませる
- ③ 大規模な運搬道路は作らない。仮設道路は原形に復する
- ④ 掘削のり面の崩壊防止
- ⑤ 修景緑化による自然林地への復元

原石購入単価は営林局との協議により年度契約で1㎡当たり39円と決まり、全体で185,000㎡を購入したが、材質は火山砂・火山灰等マトリックスを多量に含む熔結凝灰岩であって、築堤材料としては決して良好とはいえないものであった。

しかし、笹ヶ峰の自然を考えた場合、他に選択の場所がなく、また盛土途中の現場での混乱を避けるためには本材料の使用以外になかったため、綿密な施工管理を条件として昭和49年8月から、熔結凝灰岩をロック材として使用することに踏み切った。

一方原石の採取は直高5mのベンチカット方式を採用

し引続き施工する緑化工の基盤を考慮して、のり面は1:1.0の緩こう配をとっている。この計画による国有保安林の解除面積は26,7000㎡となり、採取後ののり面の安定と、岩盤面緑化による自然保護対策は当現場が直面する最大の課題となった。

5. ダムアバットメントの安定と緑化対策

笹ヶ峰ダムの基礎ならびに周辺部の地質は前述のとおり砂岩・泥岩など軟岩を主体に構成され複雑な地質構造を呈していることもあって、本ダムの基礎掘削中に両アバットの一部が崩壊するなど、予期せぬトラブルに遭遇している。

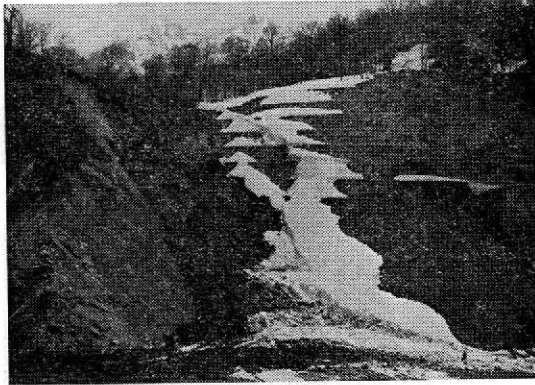
特に本地域は冬期間4～5m以上の降雪に覆われるため、4月下旬の融雪期には地下水が急激に上昇しこれが崩壊を誘発する。

ダム左岸については堤体に直接洪水吐が接続することもあって、特に重要な部分として慎重に施工が進められたが、基礎掘削を開始した翌年春先（47年4月）、融雪水の影響で約1.2mの滑落が広範囲にわたって発生した。これが対策については、崩壊部分は極力除去し、左岸アバットメントはカラム工法（コンクリート柱）を採用しロックアンカーで押えると共に、深井戸による地下水低下を図り、地盤のゆるんだ部分についてはグラウチングによってその範囲を固める等の処置を講じている。また洪水吐ゲート部基礎は、工事による振動を考慮して場所打杭（φ2.5m、 $l=5\sim 15$ mの深礎工法）を採用し一応の安定をみた。現在ではすでに盛土が上がり、押え効果は十分働いているものと思われるが、さらにすべり計・ひずみ計など埋設計器によってその挙動を観測中である。

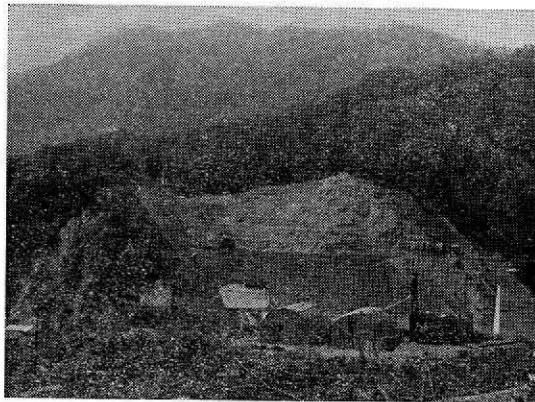
一方、ダム右岸部は砂岩・泥岩の互層基盤の上にロー

ム質の堆積土が覆っており、凹状地形を有するため地下水の集中が著しく、基礎掘削期間中毎年融雪期にダムアバット部の小崩壊をみた。

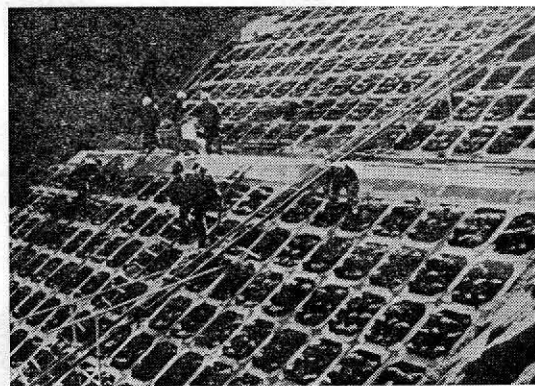
ダム右岸掘削計画にあつては、当初国有保安林解除を最小限にとどめようとする配慮から、ダム天端以上の掘削面は1:0.7のこう配で施工したが、毎年続けて発生する崩壊により1:1.3の緩こう配まで修正し、切りなおすことによつてのり面の安定を図つた。



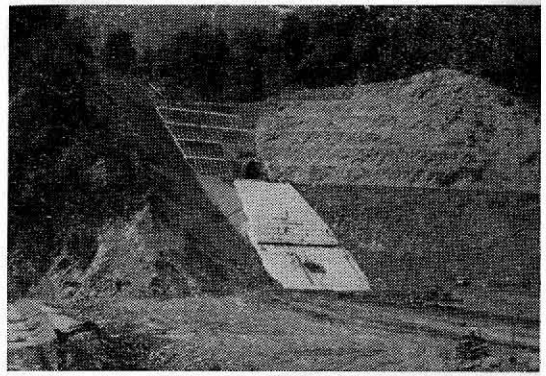
写真一八 ダムサイト右岸部融雪期の土砂崩壊



写真一九 ダム右岸部掘削と緑化基盤



写真一十 ダム右岸掘削面緑化コンクリート枠組と種子入土のう詰め作業



写真一十一 ダム右岸正面の緑化
(コンクリート枠組工と種子入土のう詰め)



写真一二 ダム右岸部岩盤面緑化工とその成果

このようにしてダム天端から上の地山は、当初計画以上の大幅な掘削範囲となり、のり面の崩壊防止対策と合せて、緑化工事を計画し、自然への復元に努力した。

緑化工事は昭和49年から試験を兼ねて行っており、岩盤面については「穴あけ緑化ムシロ張」、ローム質土ののり面についてはコンクリート枠組による「種子入土のう詰め」によって植生を図っている。

6. 修景緑化工事の基本方針

ダム工事はこのようにして広い範囲にわたつて自然の地肌を削り取っていくが、これを再び自然状態に戻す場合には、事前にその地域の植物特性について究明するほか、植物が定着すべき生育基盤の条件整備と、複数の植生工の組合せについて検討が必要となる。

以下に緑化計画にあつての検討すべき事項と、緑化基本方針についてその概要を述べる。

(1) 笹ヶ峰地域の自然条件と植生

ダムサイト周辺の地質は第三紀中新世・砂岩・泥岩の互層体で、岩の固結度は低く全般に軟岩に属することは先に述べたとおりである。また標高1,200mの笹ヶ峰地

域の気象条件は平均気温 6.6℃ であり、平均気温の最高は 8 月の 22.9℃、最低は 1 月の -11.7℃ で冷温帯に属する。また降雨量は年間 1,560mm で一般的であるが、降雪量は 4~5 m に達し、その期間は 11 月上旬から 4 月中旬であるため、植物の生育期間は 5 月から 10 月までの極めて短い期間である。笹ヶ峰の現場における植物の分布状態をみると裏日本型のチシマザサ・ブナ群集に属しており、周辺はカラマツ植林地、牧草原が隣接しているため必ずしも自然度が高いとはいえない。また各所にブナ・ミズナラ・ダケカンパが自生しており林床植物としてはチシマザサが優生している。

これらの自然条件からみて当地域のように岩の風化が著しいことは植物の導入に有利であるが、逆に植物がある程度成長した段階で表層滑落が起ることも考えられる。また積雪深の大きいことは恒常時に雪崩が発生するため表層剝離についても十分検討しなければならない要素である。

一般に高冷地における植生は非常に難かしく、特に裸地無土壌地帯の緑化工は困難とされており、その要因として次の事項が考えられる。

- ① 気温が低く植物の生長量が少ない。
- ② 積雪の移動や霜柱・凍上の害を受けやすい。
- ③ 風衝害が大きい。

これらの障害をいかに回避するかが重要な問題であり、このためにはその地域の立地条件の適確な把握と同時に個々の障害要因の影響力を調べ、これがのり面と構造物や植生に与える物理的・生理的影響を究明しなければならない。その結果上記の障害に耐えられる資材・工法・植生材料が選択されるものである。

(2) 緑化の基本的な考え方

岩盤面に緑化を行なうことは、今日まで余り考えられなかったことである。しかし、自然環境を保護しようとする積極的認識に立てば、それは可能であることを笹ヶ峰ダムで立証した。そして修景緑化の基本指針は「植物の生育に適する生育基盤の造成」にあり、また良好な生育基盤の造成は「本来の自然のもつ好ましい状態に早く近づける」ことである。このためには植生をおこなう斜面(基盤)の安定が第 1 と言えよう。さらに植生の施工にあたっては、短期間に自然に復元させようとするのは斜面の保全上好ましくなく、ある程度時間をかけて施工することが、より自然に近い状態に復元し得ると考えられる。

このため木本類を多量に導入し植栽をおこなうと同時に、その種子からの成育も期待しなければならない。また郷土種の自然への移行を確実にするためには外来種を郷土種に混播することも必要かつ重要なことである。一般に表土には在来種が混入されているため、これを植生基盤に活用し、郷土種の導入促進を図ることも必要なこ

とである。

次に生育基盤の傾斜度は緩いほど安定性があるのは当然であるが、それには経済的に限度がある。したがってその目標は高木(立木)が成育した時期において斜面崩壊しない角度が必要であり、その限界角度は泥岩の場合 45°~50°、砂岩・凝灰岩の場合は 50°~60° 以下であろう。

(3) 緑化基礎工

緑化基礎工は植物を導入生育させるための土木基礎である。排水工・石積工・枠工・ネット張工・蛇カゴ工・柵工および雪崩防止工・階段工等がこれである。

このような緑化基礎工を伴わない緑化工事は、失敗の危険性は極めて高く将来の斜面安定は保てない。

一般に緑化といえば「タネまき~安価である」と決めつける土木技術者が多いが、これは大きな間違いであろう。例えば、岩裸出地にタネを吹付けても、一時的緑化はできるが、いずれ乾燥古死することになる。また急傾斜地で崩れやすい土砂基盤にタネを吹付けても、雨水によるのり面の侵食あるいは崩壊により失敗に終る。

このようなことからダム周辺の植生は困難だと決めつけ、ブロック張りとか絶対に安全なコンクリート吹付等でカバーするという考え方は、緑化工の本質を理解していないために生ずる判断ではあるまいか。すなわち、崩れやすい基盤に安易に簡単な植生をしてきた今日までの設計ミスで、植生の欠点にすりかえたに過ぎない。つまり本来の緑化工事とは、常に安定した基盤造成が伴わない、この上に成り立つものであること知らなければならない。

(4) 植生工

植生工は前記のとおり単独施行は危険であり、緑化基礎工との調和が必要である。また多様性豊かな自然の植物社会を取り戻すものでなければならない。植生工の一例として次の組合せが挙げられる。

- ① 種子吹付ならびに客土吹付
 - イ) 基盤の穴あけ+客土吹付
 - ロ) 溝切り+客土吹付
 - ハ) 枠組・栗石詰+客土吹付
 - ニ) ネット張工客土吹付
- ② 植生穴のあけ工
- ③ 植生袋又は植生盤工
- ④ 種子付緑化むしろ張工
- ⑤ タネ潜在表土播き工
- ⑥ タネ付枝条播き工

この場合使用する植物は基本的には郷土種を用いることが望ましい。しかし周辺地域の状況に応じて郷土種を単独に用いることは危険であり、郷土種と外来種を混播するか、あるいは外来種を先駆種として導入し、除々に郷土種に移行させていく方法が、植生復元の目的を確実に

に達成させることになるのではないか。

次に木本類と草本類の使用については、当然木本類を多量に使用することが基盤を強化する上に有利である。なぜなら、風化が容易な当地域の基盤においては草本類のみを播種した場合、根系層は20cm前後の浅い層となるため表層剥離が生じやすくなるからである。

これを防止するためには、根系の発達がよい木本類の種子から導入すべきであろう。

現在わが国で一般に用いられているのり面緑化の大半は、外国産イネ科草本類であるが、このほかイネ科草本類と空中窒素固定作用により肥培効果を上げるマメ科植物との混播緑化もかなり多いようだ。

また外国産イネ科植物は生長周期により「夏草型」と「冬草型」があり、生育型については「叢生型」・「地下茎型」及び「ほふく型」に区別され、生長年間については「多年生」と「一年生」に分けられる。のり面の侵食防止を考えた場合には、地下茎型かほふく型のものが好ましいとされており、冬草型で多年性の種子が一般とされている。

また、施工時期については当笹ヶ峰地域のような豪雪地帯では一般に「春まき」を考えるべきであり、10月以降の「秋まき」は気温と日照との関係から発芽しても生長の見込みがなくのり面への定着は期待できない。

なお、笹ヶ峰地域における種子選定として次のものが挙げられる。

- ①郷土種……ヨモギ・イタドリ・ススキ・アイバソウ
- ②外来種……ケンタッキーF31フェスタ・クレーピン
グレッドフェスタ・チモシー・ホワイト
クローバー・ブルーグラス等
- ③木本類……ヤマハギ・ウツギ・イタチハギ・エニシダ等。高木類ではヤマハンノキ・ヤシヤブシ・ヤナギ・カンバ・カラマツ等
- ④植栽工……ダケカンパ・ヤマハンノキ・カラマツ等。低木類ではツツジ・ウツギ・イタチハギ等

岩石・無土壌地帯に導入されたこれらの植物は、生育条件の厳しい制約を受け早期に衰退現象が現われ、枯死・崩落する実例が多いので、これを防止するためには4～5カ年間の継続した施肥管理は絶対条件である。施肥は窒素分を少なく、リン酸とカリを多量に施す必要があらう。

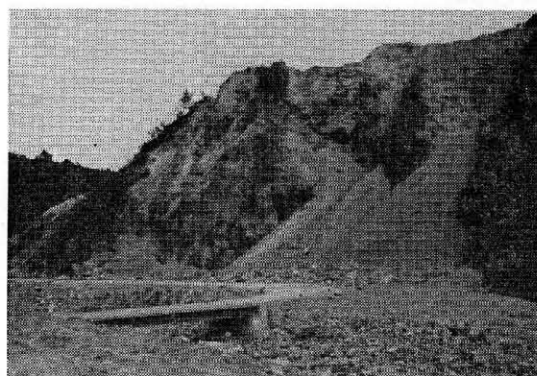
7. 緑化工施工例(原石山緑化工)

以上は笹ヶ峰ダム周辺の主要な修景緑化工事の範囲と緑化の基本的考え方について述べたが、以下にその一例として原石採取跡地の緑化工事の施工概要について報告する。

(1) 緑化基礎工



写真—13 ダム下流原石山
(施工前自然の姿)



写真—14 原石山表土はぎ工事状況

原石山の採取跡地はできるだけ早い時期に、元の森林状態に復元することが義務づけられているため、工事計画においては生育基盤の傾斜条件が最も支配条件となった。

このため、原石の採取には直高5.0mのベンチカット方式を採用し、のり面こう配は原石山としてかなり緩い1.0割、小段幅は2mで施工している。また表土深は平均10mであり上二段が砂質ローム及び湖底堆積粘土で占められ、第三段のベンチから角レキ凝灰岩が表われている。

このようにベンチを小さくし、階段部分を多くとったことは、小段面に立木の基盤を造成し、ここに高木・低木・草本からなる多層の植物社会を形成する。またのり面には景観処置を主体とした草本類・低木類等から植物社会を形成し、やがては全体的に森林状態が形成されていく基盤を目的としたものである。(昭和51年に実施した原石山緑化工事の面積は13,500㎡である) グラビア写真2および3参照。

(2) 緑化工

1) 表層土(砂質ローム層)の緑化

原石山表土剥取りは昭和49年8月から開始した。ベン

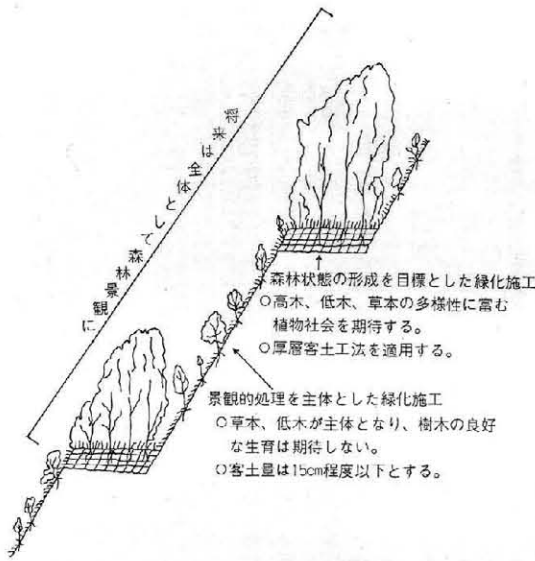


図-4 原石採取跡地緑化復元構想図

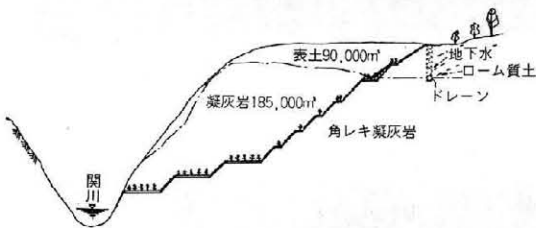


図-5 原石採取跡地の形状

チカット第一段目の表層(砂質ローム)は1.5割のりこう配としたが、掘削により地下水のバランスが崩れ、翌年春の融雪期に大量の地下水が噴き出し、のり面の侵食およびのり崩れの発生を見るに至った。

このため、先ず湧水の処理が必要となり、原石山境界(天端)に深さ5.0mのドレーン工を設けて地下水ののり面浸出を防止した。

この表層面の緑化には郷土種の導入を主体に考え、前年秋に刈取りしておいたヨモギ・ススキ・アイバソウなど種子付の枯草をのり面に敷き均し、これを金網で被いリングアンカーで定着させた。また試験的に一部「種子付ワラムシロ」でカバーしたところもあるが、ヨモギのような子葉が大きくなる植物は、ムシロが枝条で浮き上るため子葉が通過するのに障害となった。

したがって、表土面への枝条まきによる斜面への定着は金網だけでよく、これに合せてヤナギのさし木は良く根が付いた。しかし生育基盤が無肥料のため、除々に衰退現象が現われたことは、今後施肥の必要性があることを認めている。なお種子付枝条播の場合、次の事項に注意しなければならない。

<緑化のパターン>

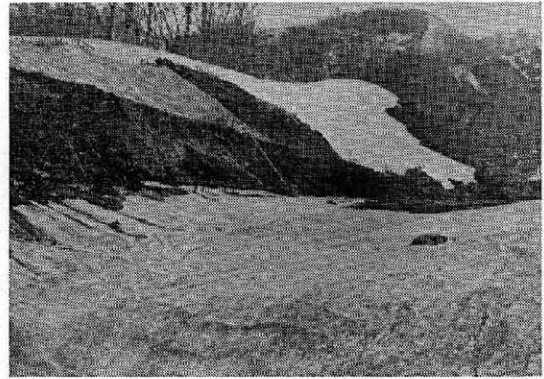


写真-15 融雪水によるのり崩れの状況(原石山)



写真-16 融雪後ののり面侵食の状況

種子付枝条播(枯草) + (外来種及び木本類の播種) + 金網張

<注意すべき事項>

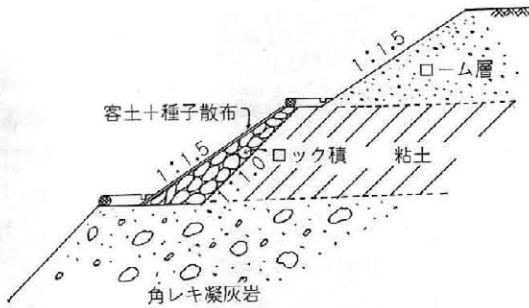
- ① 事前に枝条確保の計画を立てる
- ② 金網の定着は確実にこなう
- ③ ヤナギのさし木を併用する
- ④ 木本類の播種と追播をおこなう
- ⑤ 発芽後年二回の追肥を行なう

2) 粘土面(表土)の緑化

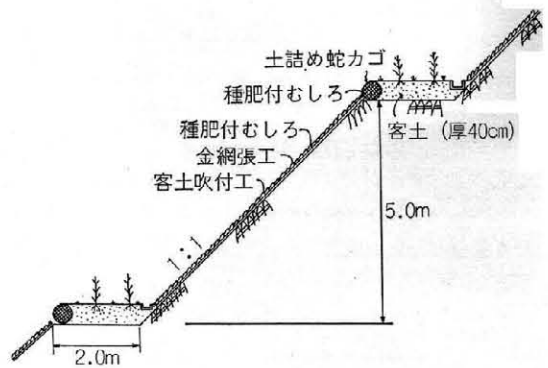
表土としての第二段面は本地域特有の湖底堆積粘層が出現した。この粘土層掘削面は非常によく締っていたが、地表水および上段からの地下水の浸透によって次第にガリ侵食が発生し、のり面崩壊の危険性がでてきた。

このため緑化基盤としての安定処理対策が改めて必要になり、完全なりの排水処理をおこなう一方、捨石により、押え効果を期待するとともに、のり面のりこう配修正等下記の処置によって緑化基盤を安定させることに成功した。

- ① 排水処理へドレーン(ポーラスコンクリート管)を布設し、雨水を集める。
- ② 侵食防止へ合繊ネット(厚さ1.0cm)を全面に敷設し捨石をおこなう。



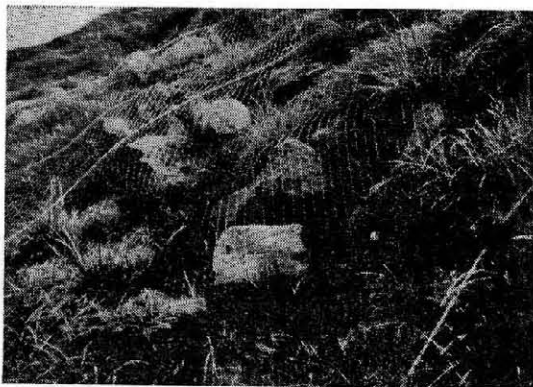
図一六 捨石による粘土面処理と緑化基盤工



図一七 岩盤面及び小段部緑化計画図



写真一七 原石山捨石のり面種子入客土吹付



写真一八 捨石面の緑化工

③ 崩壊防止～捨石によりのり面を押えるとともにこり配を1.5割に修正する。

この捨石面への緑化工は、種子入り客土吹付を実施したが、すでに施工した部分では草本類の生長が極めて良好で、捨石面を完全に被覆し全面緑化がなされている。

3) 小段部の緑化

① 緑化基礎工

小段平坦面は、立木の生育が可能な基盤を造成する必要があるため、各小段とも全幅2.0mで施工している。

ここに高木・低木・草木からなる多層の植物社会を形成しなければならない。

小段部には表土を用いて厚さ40cmの客土をおこなうが、この客土の流亡を防ぐため、のり肩には図一七に示すような「土詰蛇カゴ」を設置する。この土詰めにあたっては、あらかじめ蛇カゴ内に「種肥付ワラムシロ」を筒状にして張付けてから土を詰め込み、さらに設置後、蛇カゴの上からヤナギのさし木をおこなうものである。

従来による小段部は、一般に雨水や凍上等によつてのり肩部が侵食され小段幅が徐々に狭くなるのが通例であるが、当現場が採用した小段部先端の蛇かごは極めて良好に土砂の流亡を押え、生育基盤としての役割を十分に果している。

② 排水処理

小段面に厚く客土を行なうと、雨水などにより土壌が湿潤状態になる。小段幅が狭い場合にはその傾向は少ないが、小段幅が広くなるにつれて排水は不良となりやすい。

無土壌岩盤地帯では雨水の浸透がほとんどないため、土壌水分は増々過多となりこれが植物の「根腐れ」原因となる。

このような現象を防止するためには、小段の造成時において、これを多少山側に傾斜させるとともに、各小段には排水側溝を設けるなど処置が是非とも必要となる。

③ 植物の導入

植物の主な構成種はブナ・ミズナラ・ダケカンバ・カラマツ等とし、補助木としてヤマハンノキ・ヤナギ等を用いた。また草本類はマメ科のクローバーのほか、郷土種としてヨモギ・イタドリ・ススキ等を用いている。

4) 凝灰岩部のり面の緑化

ロック材を採取した後の凝灰岩の地肌は、作業上の保安と将来の落石防止を兼ねてロックネット張が計画されていた。このためロックネットを植生にも生かすため、次の植生パターンを採用した。

◎ 種肥付むしろ張+金網張+種子入客土吹付

なお、ロックネットはφ10#×50%, アンカーにはφ22%の鋼棒を用い2㎡に1カ所の範囲で基岩に止めることとした。

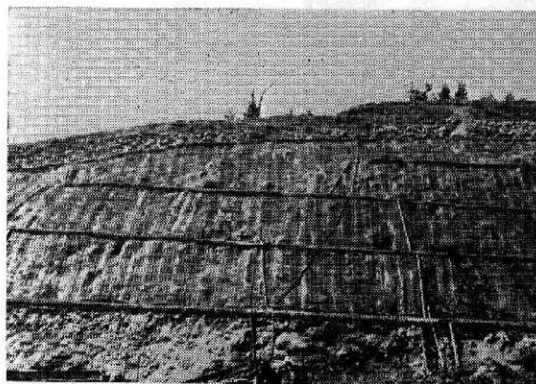
掘削跡の凝灰岩のり面は、比較的軟かい火山砂・火山灰の部分と、安山岩露頭部分とがあり、多少の凹凸はまぬがれない。また植生の効果も基盤の状況によってかなり異なり、岩盤露頭部分については特に客土吹付が必要となった。

客土の厚さは平均5cmの厚層客土吹付工法を採用したが、これは急傾斜地および無土壌岩石地帯にかなり効果があり、客土物質の保水性が高く、また耐食性に優れた工法であることが立証された。

次に「種肥付ワラムシロ」の目的は、冬期間の表面侵食防止が目的であり、特にマトリックス等粒度の細かい風化した土壌の移動を押えることとともに、導入された植物の定着を期待したものであるが、基盤が岩の場合にはこの方法だけでは不十分であり、適期をみて「ワラムシロ」の上から客土吹付をおこなう等の措置が必要であった。なお、この場合混入する種子は郷土草のほか木本種子を入れた。

郷土草……ヨモギ・ススキ・アイバソウ・イタドリ等

木本類……ヤマハシノキ・ヤシヤブシ・ヤマハギ等



写真—19 原石採取跡地の緑化
(種肥付ワラムシロ+金網張+客土)

5) 植 栽 工

以上実施した緑化工事は種子を主体としたものであるが、このほか植栽がある。笹ヶ峰地域のような高冷地においては植栽工法は非常に難しく、ともすると失敗に終

ることがある。

それは苗木の養生された気象条件と、植栽地のそれとが大幅に異なるためである。従ってこの工法を成功させるには、苗木を植栽地の気象にならさせるため低地から徐々に高地に移植して養生し、厳しい気象条件に耐得る種類のものに育生しなければならない。当原石山緑化でも植栽を併用しておこなっているが、その成否の判定はまだつけ難いが、現地産の「ヤナギ」のさし木だけは定着しているようである。なお、植栽にあたっては次の事項について十分注意する必要がある。

- ①樹種の選定と苗木の手配
- ②苗木の大きさ(通常30~50cm)
- ③優良苗木の選定
- ④山引苗とその養成
- ⑤植付時期
- ⑥植付方法
- ⑦植付密度
- ⑧植穴の大きさ
- ⑨肥料の種類と施肥料 などである。

ま と め

以上は笹ヶ峰ダムにおける原石山の緑化工事の概要であり、その成果は目下観測中である。このほか河床砂レキ採取跡地、ダムサイト周辺等多くの緑化工事が引き続き行なわれている。

緑化工事をいかに成功させるかは、これからの保護管理にすべてがかけられており、これが植生の直接工事以上に重要な役割を果たすものと思われる。

植物社会の復元は一気に行なえるものではない。例えば一時期に高木・低木を密着して森林形態を造り上げても、即時に有機的な結合を有した生物共同体にはならないし、緑化の目的にかなった機能を十分発揮することはできない。これには長い年月を要する。そしてこの間、気長に維持と保護管理を行なわなければならない。

一般の土木工作物は、その工事完了と同時に目的機能を発揮するが、緑化工事はむしろ植生工事が終わった段階で、緑化の目的に従ってスタート準備が整ったと考えるべきであろう。つまり植物社会の復元は、植物を導入する行為で完了するものではないと云うことである。

植物がそこに定着できる条件づくり、すなわち給水・施肥・下草刈り・除伐・つる切り・防風処理等その後の入念な保護管理が伴ってこそ、所期の目的が達成されるものであると言えよう。

破壊したものの自然への復元は極めて困難であり、高い代償がつきものであることを十分理解するとともに、ダム工事と自然保護は一体であるという認識に立たなければ、これからのダム建設に対する地域住民の理解は容易に得られないと思うのである。

野花南ダム設計と施工の概要

葛 西 勤*

目 次

まえがき.....(17)

1. 事業の概要.....(17)

2. ダムサイトの地形、地質.....(18)

3. ダム設計の概要.....(20)

4. 施工概要.....(23)

あとがき.....(27)

まえがき

野花南ダムは、北海道開発局が国営野花南土地改良事業の基幹施設として空知川支流野花南川に建設中の農業専用ダムで、建設位置は、北海道のほぼ中央部に位置する芦別市野花南町である。

ダムは、昭和45年に仮排水トンネルの掘削を開始して以来、翌46年仮締切を施工し、厳しい自然条件を乗り越え、51年度に本堤盛土完成をみた。現在は、53年度試験湛水を目指し、ダム附帯施設を施工中で、施工業者は、佐藤工業㈱である。

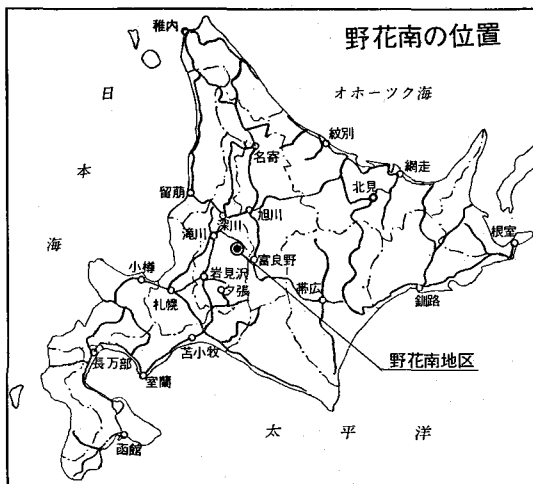
1. 事業の概要

野花南地区の受益は、石狩川水系空知川中流左岸に開ける河岸段丘地に位置する。地区内には、野花南川及び数本の溪流、天溜池を水源とした水田648haが営なま

れているが、水源が極めて不安定なため用水確保に多大な労力、経費を要し、極端な反復利水のため錯綜した用排

表一 野花南ダム諸元

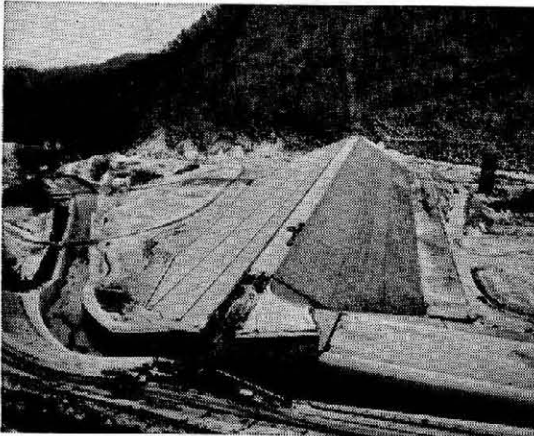
一 般	位 置 河 川 名 基 礎 岩 盤	北海道芦別市野花南 野花南川 白亜紀層シルト質泥岩
貯 水 池	流 域 面 積	30.0km ²
	満 水 面 積	36.5ha
	総 貯 水 量	4,640,000m ³
	有 効 貯 水 量	4,100,000m ³
	堆 砂 量	540,000m ³
	常 時 満 水 位	E L 191.20m
	計 画 堆 砂 面 利 用 水 深	E L 172.20m 19.00m
堤 体	型 式	中心コア型フィルダム
	堤 高	41.50m
	堤 長	312.50m
	堤 頂 幅	8.00m
	ダムてんば標高	E L 195.50m
	本 堤 築 堤 量 仮 締 切 築 堤 量	440,300m ³ 76,000m ³
余 水 吐	型 式	側溝余水吐
	設 計 洪 水 量	300.00m ³ /S
	異 常 洪 水 量	360.00m ³ /S
	越 流 水 深	1.80m
	越 流 セ キ 長	65.00m
総 延 長	384,189m	
仮排水路	型 式	標準馬蹄型 2 r = 4.00m
	設 計 洪 水 量	140.00m ³ /S
	ト ン ネ ル 延 長	333.00m
取水設備	型 式	フローティングタイプ
	塔 高	27.00m
	最 大 取 水 量	1.74m ³ /S



図一 野花南ダム位置図

* 北海道開発局、札幌開発建設部野花南えん堤建設事業所

水路、未整備な圃場等の条件と合せて農業経営の基盤は極めて悪い。



写真一 野花南ダム全景 昭和52年11月

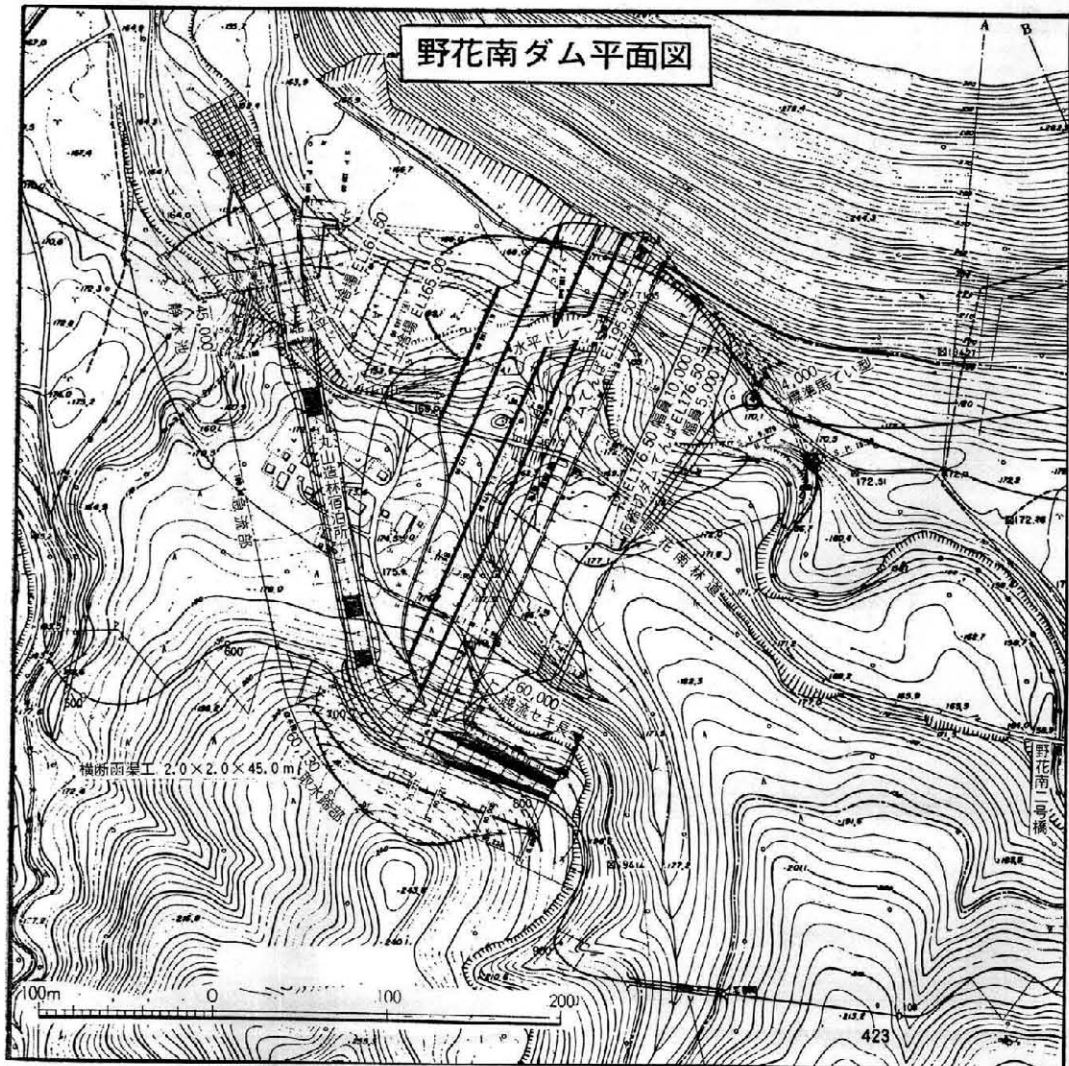
本事業は不安定水源を全て放棄し、地区の中央を流下する野花南川上流にダムを建設し、安定した用水の確保を図ると共に幹線用水路1.7km（国営のみ）を配置する。また地区内の大部分は道営かんばい、ほ場整備が実施され、（いずれも51年度から実施中）国営事業と併せて農業基盤が整備され経営の近代化と生産性の向上を計ることとなっている。

2. ダムサイトの地形、地質

1) 地形

ダムサイト付近の地形は、野花南川の左岸山腹、谷底平坦部、右岸山腹の夫々特徴的な要素よりなる。

左岸山腹は、標高180m付近より約1:2.0の勾配で標高280mに至る東西性の尾根の先端であり、ダムサイトの上下流各々100m付近には、尾根に平行する深い谷が発達している。谷底平坦部は、標高170~180m、幅205



図一 野花南ダム平面図

m前後の河岸段丘と、これをU字形またはV字形に15～20mの深さに切刻して蛇行する野花南川河床より成る。野花南川は、ダムサイト付近では概ね右岸山脚を流れている。

右岸山腹は、ダムサイト右岸に秀麗な円錐形の山容を示す丸山（E.L. 433.0m）の東麓に当り、平均勾配1:1.1の極めて急峻な斜面が山頂まで一様に続いている。

ダムサイト付近の地形は、以上のように両岸山腹は急傾斜であるが、谷底平坦面が極めて広いため、谷の形状は舟型を呈している。

標高195.5m（計画ダム頂）における高さスパン比は42.5m:256m=1:6.5で、堤長幅の約60%が堤高20～25mの間にある。

2) 地 質

ダムサイト付近に分布する地質は、シルト質泥岩、及び泥岩、砂岩の細互層とこれを貫く石英閃緑ひん岩、及び段丘堆積層崖錐などである。

シルト質泥岩は、右岸上流から左岸下流へと傾斜しており割目は少ないが地表付近の風化帯には泥岩特有の網状の亀裂、節理が発達している。

ダムサイトにおける基礎岩盤は、全て本層の泥岩であるが河床より右岸側には一部ひん岩による珪化作用を受けて極めて硬質な岩質となり、一部はホルンフェルス化を受け、また熱水作用の影響を受けている部分もある。泥岩、砂岩の細互層はダムサイトには分布しない様である。

石英閃緑ひん岩は、ダムサイト右岸の丸山山体を構成するものでダムサイトには分布せず右岸上流の山腹（ランダム土取場）から山頂に分布している。

本岩は完晶質斑状構造を有し、新鮮なものは極めて硬質であるが、全般に種々の変質作用を受けて割れ目が発達しやや軟化している部分が多い。

段丘堆積物はダムサイト左岸E.L.170m～E.L.180mの広い河岸段丘を形成して分布する。径1～10cmの砂岩、泥岩礫を交えて砂質粘土より成る。

崖錐は、ダムサイト右岸下流約50m付近から200m付近まで及び右岸上流丸山山脚に厚く堆積しており石英閃緑ひん岩角礫及び砂質粘土より成る。

3. ダム設計の概要

1) 堤 体

前述のように基礎地盤は泥岩で構成され39年の計画以来種々のタイプが検討された。すなわち計画時では礫交り粘土、又は泥岩の風化堆積物を利用した均一タイプが、又全計時点では更に材料の検討が進められると同時に余水吐の位置、線形の比較が行なわれ、これにより大量に生じる泥岩の利用が検討され最終的には図-3に示す中心コア型ゾーンタイプとなった。築堤材料及びダム安定計算に用いる材料設計値を表-2、3に示す。

滑り破壊に対する安全性の検討はすべて円形すべり面法による。安定計算の条件と安全率は改訂ダム設計基準（日本大ダム会議）に準拠するものとし、計算結果を表-4に示す。

2) 基礎止水処理

基礎処理として以下の二点に留意して必要な処理工を計画した。

表-2 野花南ダム築堤材料

盛立ヶ所	名 称	成因及び土質概要	備 考
コ ア	河岸段丘部	河川堆積土でかなり大粒径の礫も含むが、これらを除去するとかなり緊密で強度も大きい。	
	礫混り粘土		
ランダム I	丸 山	ひん岩の風化堆積土で適度に岩砕も含み強度も大きい。やや軽い感じであるが、含水比、緊密度も好条件	
	ひん岩崖錐土		
ランダム II	泥 岩	流域の主部、見かけは硬質であるが、風化性の軟岩で、特に泥土化する性質がある。掘削後1～2日で径1～2mmの粗状となる。	
インターセプター	石狩川産切込砂利	—	石狩川、空知川合流点付近

表-3 ダム安定計算に用いる材料設計値

ゾ ーン	平均密度		t/m ³	完成直後		完成後		備 考
	湿潤密度	飽和密度	水中密度	C t/m ³	φ 度	C t/m ³	φ 度	
コ ア	2.02	2.04	1.04	2.4	24°—24'	2.4	25°—12'	
ランダム(1)	2.05	2.10	1.10	3.5	35°—00'	3.5	35°—00'	
ランダム(2)	2.02	2.16	1.16	—	40°—00'	2.0	30°—00'	

表-4 ケース毎の安全率

基 準				計 算				備 考
ケース	条 件	地 震	安全率	条 件	地 震	安 全 率		
						上 流	下 流	
1	常時満水位	100%	1.2	F. W. L 191.20m 間隙水圧なし	$K = 0.15 \times 100\%$	1.42 (1.56)	1.32 (1.31)	(低水位)
2	完成直後間隙圧有	50	1.2	間隙水圧有, 水位なし	$K = 0.15 \times 100\%$	1.48 (2.18)	1.42 (1.64)	
3	中間水位	100	1.2	E. L. 187.4 間隙水圧なし	$K = 0.15 \times 100\%$	(1.51)	—	
				E. L. 183.6 "		(1.47)	—	
				E. L. 179.8 "		(1.45)	—	
				E. L. 176.2 "		(1.45)	—	
4	水位急降下 間隙圧有	50~100	1.2	F. W. L. 191.20m → L.W.L 172.20m 間隙水圧あり	$K = 0.15 \times 50\%$	1.27 (1.68)	—	
				5	洪水位	0	1.2	H. W. L 193.0m 間隙圧なし

備考) 安全率の項において () なしは図式計算結果で設計図に示す。但しコフアーダム上流斜面のバームのない基本断面で行なう。
 () ありはコンピューター利用によるもので、コフアーダム上流斜面に 8.0m のバームを有する最終施工断面で行なう。

(1) 堤体の基礎に分布する軟弱層の処理

前項による地質概要の如く堤体基礎に分布する地質は崖錐及び段丘堆積層、風化泥岩、泥岩である。これらの各層の処理について記す。

① 崖錐及び段丘堆積層

力学的に不明な点が多く、その組成上透水性改善の可能性も少ない。ブランケット工法も谷が広く、不透水性土の賦存量から不可能でありコアゾーン基礎の本層は全て掘削除去した。

② 風化泥岩

本層は網状の細キレツが発達し、透水性も大きく、グラウトテストの結果でも効果は殆ど認められないため、コアゾーン基礎の風化泥岩は全て掘削除去した。

③ 泥 岩

グラウトテストより泥岩は水セメントけん濁液(平均濃度 C : W = 1 : 8) の注入により $K = 10^{-6} \sim 10^{-7} \text{cm/sec}$ オーダーに改良されている。従って本層はセメントグラウチングで充分改良可能であり、コアゾーンの基礎としては充分であるのでコアゾーンは泥岩の上に置くこととした。

(2) コア一部基礎を通る浸透水の規制

コアゾーン基礎を通る浸透水の規制を目的として右岸袖部、コアートレンチ、余水吐に連結する。カーテンググラウトを設ける。また右岸仮排水トンネルの放射状カーテンググラウトと連結させる。標準孔配置は

図-4 に示す通りであるが基礎の状況に応じ主カーテンの上下流に各々補助カーテンググラウトを増設した。グラウトの深度は最大水深の 1/2 を限度とし、シモンズの式でコアートレンチ各部の深度を決定した。

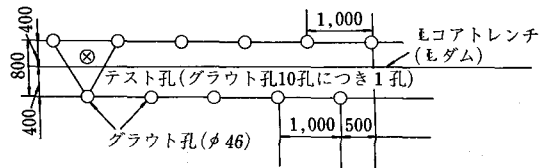


図-4 カーテンググラウト孔標準配置図

シモンズの式

$$D = \frac{1}{3}H + C$$

D : グラウトカーテン深度 (m)

H : 貯水深 (m)

C : 常数 : 6

① グラウチング

削孔、注入はステージ工法により行う。本ダムの泥岩についてはグラウトテストの結果から $P = \alpha \gamma D$ 式より推定して決定した。ここに

P : 注入圧力 (kg/cm²)

γ : 岩盤の単位体積重量 = $2.5 \times 10^{-3} \text{kg/cm}^3$

D : ステージ上端深度 (m)

α : 強度係数

② テスト孔

グラウトカーテンの評価は20孔を1ブロックとし、グラウト完了後、各ブロックにつき1孔の割合でステージ毎に行い透水性を確認する。透水性は $K=10^{-6}$ cm/sec オーダーを目標とする。テスト孔は予定深度までのコアリング透水テスト終了後モルタルにて填充する。

(3) 余水吐

ダムサイトはコンターが左右両岸ともほぼ河川に平行であり、経済性から側溝式余水吐が計画された。

路線位置の決定は延長については右岸の方がやや有利であるが、現河川の取付角度及び上流地山状態が非常に急峻であり、左岸に比べ不利であること、又仮排水路は右岸に決定されており、トンネルのかぶり薄いこと、重要構造物の交叉は避けた方が望ましいこと。又彎曲屈折断面の急激な変化を避けた配置が水理的にみて必要であることから左岸側の方が有利であることを総合して左岸アバット部に設けることとした。越流セキ長については越流水深と堤体築堤量とは相関関係があることから越流水深ごとに越流部工事費、堤体工事費を概算で算出し最も経済的になるような越流水深を求めこれによりセキ長を決定した。側水路から静水池の間は各々水理計算により諸元を決定したが側水路部と急流部の間に $R=50$ mの滝曲部があることから水理模型実験を実施し、越流セキの増及び静水池の若干の形状変更を行なった。静水池にはシュートブロック及びエンドシルを設けて減勢効果を高め工事量の軽減を計った。静水池の形状略図を図-5に示す。

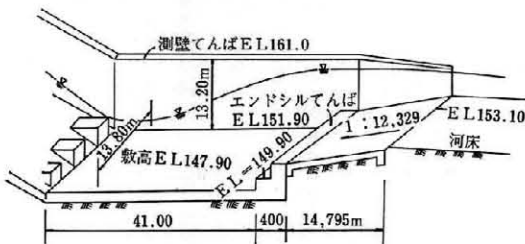
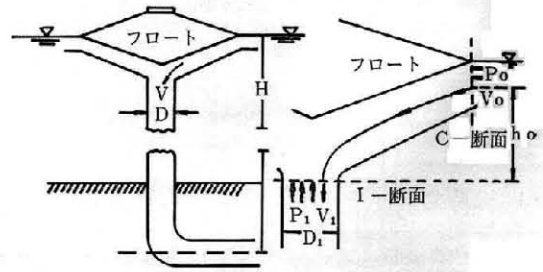


図-5 静水池形状略図

(4) 取水施設

北海道のような寒冷地の水稻栽培においてかんがい水温は育成に重大な影響を及ぼす。

本地区では貯水池表層の温水域から選択取水可能なフローティングタイプ温水取水設備（日兼特殊工業KK施工）を採用した。装置はソロバン型のフロートとその下部に直結した漏斗状の鋼製取水盤、それに続く取水管、導水管並びにこれら装置を支持しガイドする鉄製塔から構成されている。即ちフロートはこの装置をつるす浮力となり水位の変動に伴い上下する。取水盤はその下に連結されて水面下に開口しており取水に



温水の取れる理由について

従来の斜樋または多段式ゲートと比較して取水口が10数倍も大きい面積をもっているためと取水盤の制水効果によって取水口における流速が極端に遅い

図-6 取水管の水理

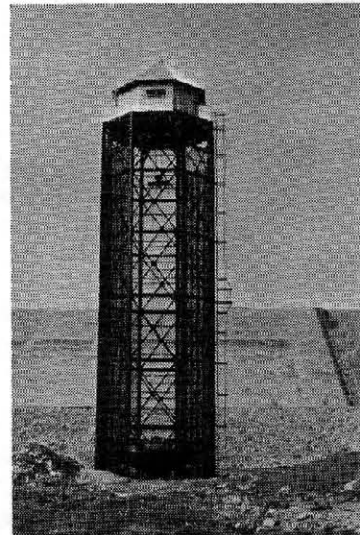


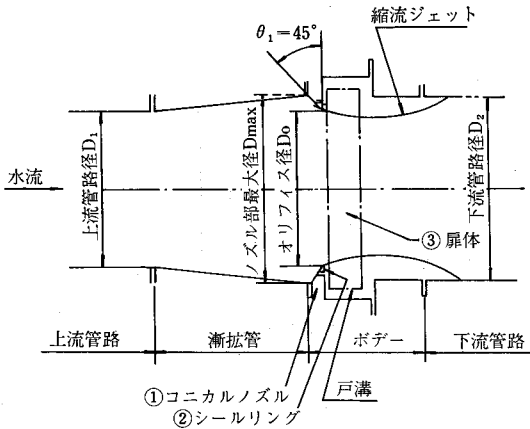
写真-2 温水取水塔

当っては導水管末端に取付けた流量調節ゲートにより流量が調節される。

かんがい水は本設備で取水された後、仮排水トンネル内に布設された導水管をとおり地表部に出た後、減勢水槽で減勢されバイブラインで受益地に配水される。減勢水槽には流量調節ゲート等として最近着目されているジェットフローゲートが設置されている。このゲートは1946年米国開拓局で開発されたもので米国各地のほか諸外国で使用実績は多いが国内でもその性能が注目され始めその採用もこの2~3年で10件近くに達している。

基本構造は①円錐状に絞られたコンカルノズル ②ノズルの先端についたシールリング ③シールリングに接し直角にスライドする扉体から成っている。

これらの構造より得られる水理特性は開口部から噴出する水がコンカルノズルによって縮流されゲートの



図一七 ジェットフローゲート説明図

全開、半開を問わずジェット状になって両側の戸溝を
とび越えることにある。このことからジェットフロー
ゲートと名付けられている。本ゲートの減勢は減勢に
伴う騒音問題を考え水中放流タイプとした。

減勢工の規模等については水理模型実験により決定
した。決定形状及び水位、流速測定位置を図一八に示
す。

実験は常時、深水時において各水位共水面は穏やか
で減勢に伴う問題は全くない。非常放流時で最も条
件が悪い時における流況を図一九に示すが表面は部分
的に10cm程度の盛り上がりを示すが特に問題はない。

(5) 放流施設

本ダムの放流施設は当初取水施設を利用した施設の
みであったが、この施設では FWL~LWL までの水
面低下を7日間以内で可能とするという最近の設計思
想に合致しないため、取水施設の放流能力で不足する
放流量は、新たに放流専用施設を設けて分担するこ
ととした。この際仮排水トンネルを流路として使用す
ることとし、安全性を重んじ、主副両ゲートを併設す
る。ゲートは既設トンネル内に据付可能で、かつFW
L~LWL までの水面低下を7日以内という条件より
口径を決定し。土砂の流下に対する抵抗性及び放流水
のトンネル内の製水を考えて主ゲートをジェットフ
ローゲート(φ650mm)、副ゲートを高圧スライドゲ
ート(□650mm)とした。本ダムの放流能力はFWL~LW
L 5.82日, LWL~湖底2.12日計7.94日≒8日である。

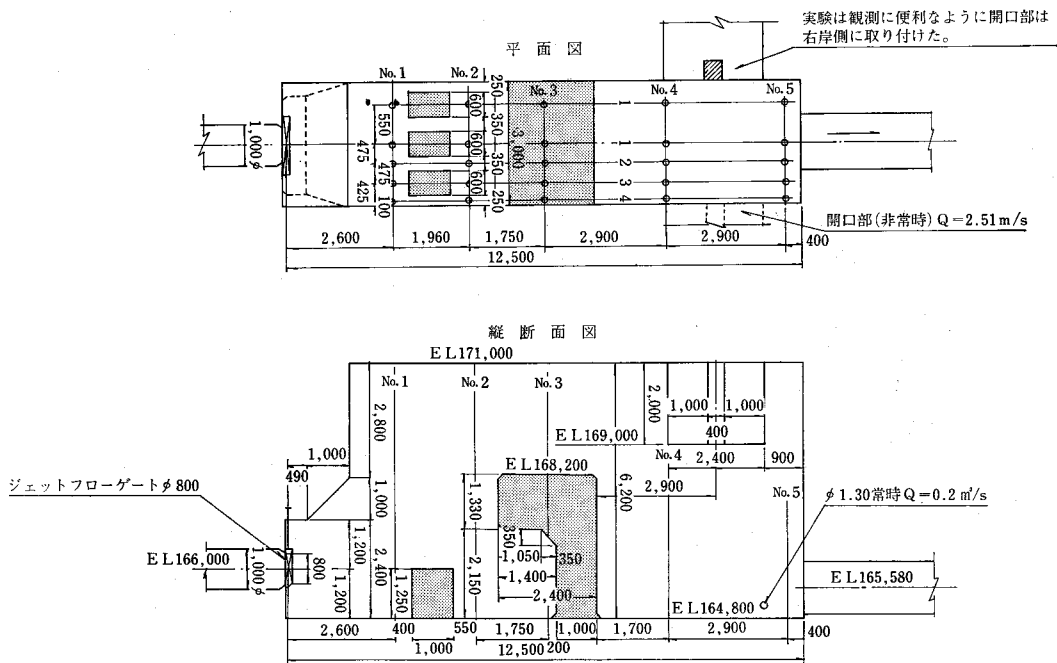
4. 施工概要

1) 工事の施工順序及び経過

ダム工事は昭和45年9月仮排水トンネルに着手し46年
3月完工、同年7月~8月に仮締切を施工し河川切替を
行った後に一部堤体基礎の掘削に入った。

これに引続き基礎処理(カーテングラウト)の施工
(これは最低本堤盛土の可能な範囲まで)及び、トン
ネル内カーテングラウト、コンソリデーショングラウトを
同年10月~47年3月にかけて施工した。

本堤盛土は昭和47年6月に開始して以来昭和51年8月



図一八 減勢工形状および水位流速測定位置図

表一6 野花南ダム工事工程表

工種	区分	45年度			46年度			47年度			48年度			49年度			50年度			51年度			52年度			53年度			
		4-6	7-9	10-12	1-3	4-6	7-9	10-12	1-3	4-6	7-9	10-12	1-3	4-6	7-9	10-12	1-3	4-6	7-9	10-12	1-3	4-6	7-9	10-12	1-3	4-6	7-9	10-12	1-3
仮排水トンネル	流入部																												
	流出部																												
	トンネル部																												
	グラウト																												
基礎処理	閉そく																												
	堤体																												
堤体	余水吐																												
	仮締切	荒締切																											
		鋤取																											
	本堤	盛土																											
		鋤取																											
		盛土																											
		上流法面保護																											
付帯設備																													
余水吐	流入部																												
	急流部																												
	静水池																												
	河川取付部																												
取水設備	基礎																												
	工場製作掘付																												
放流設備	工場製作掘付																												
	掘付																												
付替林道(用水路)																													

残り少ないと思われるので紹介させていただく。本機は盛土量の割には性能がよすぎるため、実働時間（アワーメータの読み）は盛土全期間を通して約1000時間であった。本機の諸元を表一7に示す。

表一7 自動式タンピングローラー SP-22の仕様

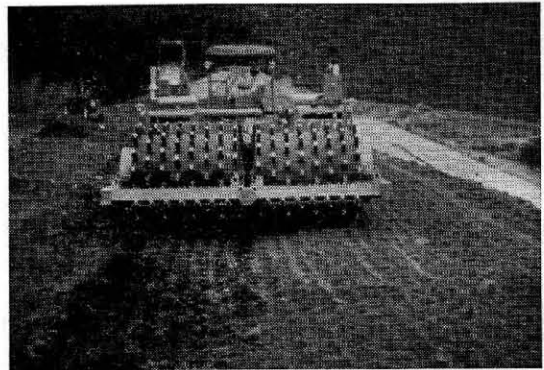
項目	仕様	備考
空車重量	23,768.64kg	製造メーカー
満水重量	29,211.84kg	米国ファーガソン社
ドラム空重量	17,871.84kg	
〃 満水重量	23,315.04kg	
空車接地圧	46.12kg/cm ²	
ドラム満水接地圧	60.18kg/cm ²	
高さ	3200mm	
幅	4876mm	
長さ	6096mm	

(2) ランダムII材

ランダムII材は余水吐の基礎掘削岩の流用であり、採取は発破とリッパーの併用である。掘削、積込、運搬、盛立共ランダムI材と同一機種であり、境界面の処理も同様に行なった。盛立は約40cmの撤出し後、SP22で8回以上の転圧を行なった。

(3) インターセプター

インターセプターは手近に良質の材料が得られなかったため、空知川産の切込砂利を採用した。材料の使



写真一3 SP-22

用に当ってはフィルダム設計基準、フィルターの法則によりチェックした。すなわち、

- ① $F_{15}/B_{15} > 5$ (Fはフィルター, Bはベース)
- ② $F_{15}/B_{55} < 5$
- ③ FとBの粒度曲線はほぼ平行
- ④ Bに礫を含む時は、そのうち25mm以下の細粒子についてのみ考える。
- ⑤ Fには#200以下の粒子を5%以上含んではいけないし、粘着力があってもいけない。

である。転圧は2.7t振動ローラーで4回以上の転圧を行ない、盛立はコア、ランダムIIゾーンと段差がないよう施工し、他の盛土材の混入には特に注意した。旧年度の盛土面は10cm以上剝取りを行ない再転圧

の配合は、重量配合比で大部分は C(セメント)/W(水) = $1/10 \sim 1/8$ の範囲であった。グラウチング開始時の c/w は $1/10$ を原則とし、おおむね 800ℓ/20分 グラウチングしても速度(注入量)が減少しない時は逐次濃度を高くし、グラウト量が減少したならば逐次濃度を下げて仕上げた。配合の切替は図-11を参考にして行ない仕上げは、C/W = $1/10$ で毎分 0.3ℓ/ステップ以下に達してから 20分以上圧力を持続した後徐々に圧力を下げ終了した。グラ

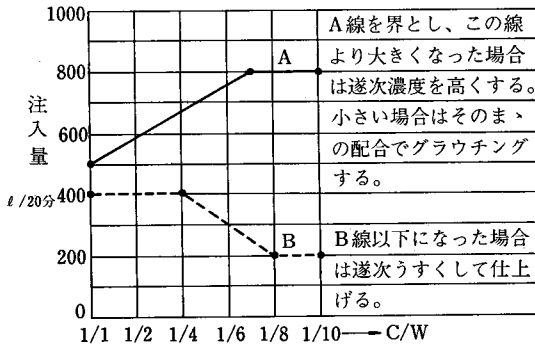


図-11 注入配合参考図

ウト孔の填充は C/S = $1/2$ のモルタルで施工した。

堤体カーテングラウトは、総孔数 636孔、ボーリング総延長グラウト 9,242m、総延長 8,767m でセメント注入量は 19.5kg/m であった。試験孔における透水係数は全て $K=10^{-8}$ に改良されており当初の目的は達した。

その他、仮排水トンネルダム軸に放射状カーテングラウト、余水吐越流部前面に堤体カーテングラウトに接続するグラウト、及び仮排水トンネルダム軸上流部にコンソリデーショングラウトを実施したが全て改良目標に達し満足出来るものとなっている。

あとがき

野花南ダムは、昭和52年度をもってほぼ完成をみる。53年度はダム周辺整備工事及び幹線水路工事を実施し、54年春の通水に備えるべく最後の追い込みを迎えている。記述した内容は、野花南ダムの設計、施工(主として盛土)についての概要であるが技術資料、管理データ等未整理なものがあり本稿では極めて平面的な説明に終止してしまったことを深謝する次第です。

計量セキ上流にスルースゲートを設置する場合の水理的特性について

関 谷 剛* 石 野 捷 治**

目 次

1. まえがき.....(28)	(3) 段落ちB型.....(32)
2. 実験の対象と方法.....(28)	(4) 総合.....(33)
3. 実験結果と考察.....(29)	3-2 流況について.....(33)
3-1 平均越流水深.....(31)	3-3 消波工について.....(35)
(1) 直線型.....(31)	3-4 ゲート, 段落ち, 消波工による損失.....(37)
(2) 段落ちA型.....(32)	4. あとがき.....(39)

1. まえがき

開水路における流量測定の方法として、落差に余裕のある場合は落差工を兼ねて計量セキが利用出来る。セキの上流にゲートを設置して、セキの越流水深を調整し、取・分水量を調整する方法も用いられている。この場合に、ゲートの流出部では水面が低下するのでセキとゲートの間隔が不足していると、標準的な流量公式が適用出来ないことは明らかである。しかし、セキとゲート間の必要な間隔は従来明示されていなかった。そこで、これを明らかにするために水理実験を行った。ここに、その結果を報告する。

この実験は、構造改善局建設部設計課の設計基準関係の依頼実験として、昭和50年、51年の2ヶ年間に実施したものであり、研究の実施に際しては、関係の各位から多くの助言と便宜を得た事を記し、厚く感謝の意を表します。

2. 実験の対象と方法

計量セキとしては種々のタイプのものであるが、ここでは、中規模程度の水路を想定し全幅セキタイプを実験の対象とした。

全幅セキは、水路幅とセキの幅が同一のもので、JIS B8302ポンプ揚水量測定法として規格化されている。参考までに、セキによる計量の特徴を列記する。

- ① 施工が容易である。正確さを要するのは、幅と刃形部だけなのでパーシャルフリュームよりはるかに容易である。また、普通の落差工と比較して、落ち

口上流の水深が深い以外は変わらない。

- ② セキの公式の適用範囲内であれば、任意の寸法で良い。
- ③ パーシャルフリュームに比べて、大きな落差を必要とする。
- ④ 越流部の上流に土砂が滞積する。これを放置すると、流量に影響する。この影響度合いは、比較的大きいので容易に排除し得る構造を工夫する必要がある。
- ⑤ 適用条件から、単位幅流量が制限されるので、あまり大流量には適さない。

等が揚げられる。

全幅セキの公式を用いるためには、次のような適用条件を満たす必要がある。図-1の記号において、

$$0.3\text{m} \leq D \leq 2.5\text{m}$$

$$0.03\text{m} \leq h_3 \leq 0.8\text{m}$$

$$B \geq 0.5\text{m}$$

$$D \geq h_3$$

$$B \geq 4h_3$$

このうち、2番目と4番目の条件から、最大単位幅流量は、 $D = h_3 = 0.8\text{m}$ のときで、 $Q = 1.45\text{t/s}$ となる。4番目の条件から、 $h_3 = D$ とすると、セキの上流のフルード数はおよそ0.23 (限界流速の38%) となる。まえがきに述べたように、落差のとれる地区に設置する水路としては、この流速はやや遅く、不経済な断面といえる。

そこで、図-1の段落ち型のようにゲート付近で、断面の縮小をするのが、より一般的なようである。段落ちC型は、A、B型に比べてゲートが大きくなるが、ゲート付近の流れは直線型と同じなので、流況は安定で扱い良いようである。

* 農業土木試験場水工部施設水理第2研究室

** " "

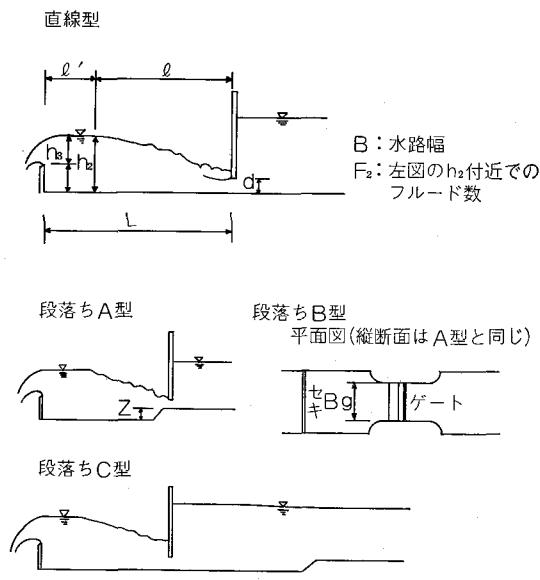


図-1 構造区分図

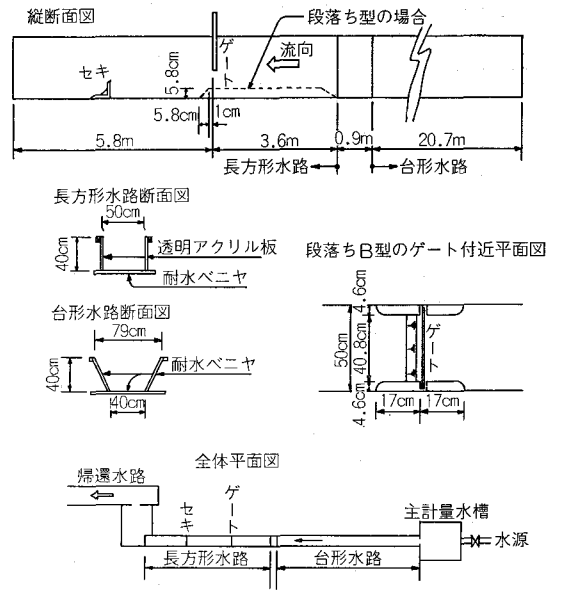


図-2 模型水路略図

越流水深の測定位置は、セキから200mm～Bだけ上流とされており、 h_3 との関係は明示されていないが、5番目の条件から、 $h_3 = \frac{1}{4}B$ の最大流量時において $4 \times h_3$ と判断される。この実験では、最大流量時に $4h_3$ となる付近の水位がゲートの影響を受けないための条件を求めた。また、ゲートの下流側に波が立つのは避けられないが、計量の目的に障害とならないための限界等も追求した。

実験は、図-1の直線型、段落ちA型、B型及び段落ち型に暗キョ式の消波工を設置した場合について行った。段落ちB型は、ゲート部分の幅を狭くした外は段落ちA型と同じである。

模型水路の概略図を、図-2に示した、長方形水路の側面は透明アクリル板で、水路底は耐水ベニヤ製である。上流部が台形水路になっているのは、既存の実験水路を利用したためである。ゲートは、厚さ5mmの木製で下端は直角である。セキも木製で水路にビスで仮止めし、容易に動かせるようにした。

水路の深さの制約から、セキが十分高く出来ず全幅ゼキ公式の適用範囲外になったこと、セキの下流側の水路底が高いため、越流水脈の下面に空気が入らないこと等の点から、セキとしては不完全であるので、越流係数自体については、検討していない。

水位の測定は、圧力式水位計を使用し、図-3のような配置で行った。水位測点はゲートの上流側1ヶ所、下流側4～9ヶ所とした。使用した水位計は、ペローズと差動トランスを用いたもので、読み取り精度は0.1mm程度である。但し、0点ドリフトがあるため1回の測定毎に基準の水槽の水位を測定して、補正した。

波高の測定は、直線型の場合、この水位記録をそのま

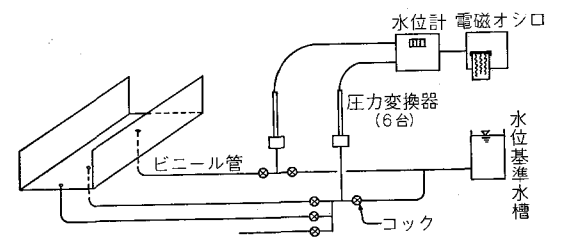


図-3 測定方法説明図

ま使用した。この水位計は、0.5～1秒付近で共振するため小穴をあけた円板を圧力計の入口に付けてあるので、全体として0.5秒程度の時定数となり、より早い変化は縮小して記録される。

段落ち型の場合は、固有周波数の高い円板型の小型圧力計を水面下2～3cmの所に直接入れたので、波高はほぼ正しく記録されたものと考えられる。水位は、直線型も段落ち型も同じ方法で測定している。

実験は、ゲートとセキの距離、実験流量、セキの高さ等の組み合わせを変えて行った。各条件毎にゲートの開き高を変化させて、十分水位が安定した後に、水位測定をした。ゲート操作後、流れが安定したことは末端の計量水槽の水位で確認した。ゲート開度はもぐり流出の範囲を対象とした。

3. 実験結果と考察

表-1に、実験条件の一覧表を示した、セキの上流のフルード数が0.23を越えているものは全幅ゼキの公式の適用条件のうち $h_3 < D$ の項を外れているもので、セキ上

表-1 実験条件一覧

実験番号	セキの高さ D	ゲートとセ キの距離L	流 量 Q	セキ上流の 水深 h_2	セキ上流のフ ールド数 F_2	Z/h_2	備 考
1	8.2 cm	1.0 m	7.61 l/s	12.0cm	0.12		
2	8.2	1.0	23.0	16.4	0.22		
3	8.2		3.37	10.6	0.06		
4	8.2	2.0	23.1	16.4	0.22		
5	8.2	2.0	7.61	12.0	0.12		
6	8.2	2.0	44.6	21.0	0.30		
7	14.17	2.0	2.26	15.7	0.023		
8	14.17	2.0	18.6	21.3	0.12		
9	14.17	2.0	36.0	25.4	0.18		
10	14.17	2.0	19.2	21.7	0.12		
11	14.17	2.0	35.7	25.5	0.18		
12	8.2	2.0	23.1	16.4	0.22		
13	14.1	2.55	18.9	21.7	0.12		
14	8.2	2.56	44.4	20.9	0.30		
15	8.2	2.56	6.18	11.8	0.10		
A-1'	*	5.8	44.6	21.0	0.30	0.27	
3'	14.2	2.0	44.6	27.0	0.20	0.21	
4'	14.2	2.0	36.0	25.1	0.18	0.23	
5	14.2	2.0	63.6	30.8	0.24	0.19	
7	14.2	2.0	18.6	21.1	0.12	0.27	
8'	*	5.8	45.5	26.9	0.21	0.22	
9	*	5.8	36.0	25.4	0.18	0.23	
11	*	5.8	18.6	21.2	0.12	0.27	
13'	*	5.8	7.61	11.9	0.12	0.49	
14'	*	5.8	51.2	30.0	0.20	0.19	
15	*	5.8	63.6	30.0	0.25	0.19	
16	*	5.8	9.03	15.0	0.10	0.39	
17	14.2	3.0	63.6	29.8	0.25	0.19	
18	14.2	3.0	44.5	26.4	0.21	0.22	
19	14.2	4.4	63.3	29.7	0.25	0.19	
20	14.2	4.4	35.8	24.8	0.19	0.23	
21	14.2	3.2	18.5	21.4	0.12	0.27	
22	8.2	3.21	22.9	16.2	0.22	0.36	
23	14.2	2.9	54.8	28.1	0.23	0.21	消波工使用
24	14.2	2.9	14.1	21.2	0.09	0.27	//
25	14.2	2.9	35.8	25.0	0.18	0.23	//
26	14.2	2.9	26.1	23.1	0.15	0.25	//
27	14.2	3.23	54.9	28.2	0.23	0.21	//
B-1	14.2	3.0	44.6	26.8	0.21	0.22	
2	14.2	3.0	9.03	18.6	0.07	0.31	
3	*	5.8	7.58	12.0	0.12	0.48	
4	*	5.8	13.6	14.9	0.15	0.39	
5	14.2	3.2	63.0	29.7	0.25	0.20	
6	14.2	4.0	63.4	29.9	0.25	0.19	
7	14.2	4.4	63.2	30.0	0.25	0.19	
8	14.2	2.9	63.3	29.6	0.25	0.20	消波工使用
9	14.2	2.9	54.8	28.2	0.23	0.21	//
10	14.2	2.9	35.3	24.9	0.20	0.23	//

注, 1) 第2欄*印は, 水路末端に起伏セキを設けて水位の調整をした。(刃形セキは使用していない)
 2) $h_2 = D + h_3$

流の水面コウ配が目立つようになり、この面からも計量施設としては不適當である。

3-1 平均越流水深

(1) 直線型

ゲート全開時のセキとゲート間の水面は、ほぼ水平でゲートを閉めるにつれて、ゲート直下流の水面は低下し、セキ付近に向って、全開時の水面に漸近して行く。図-4は、水位縦断面形の例である。写真-1は、水平

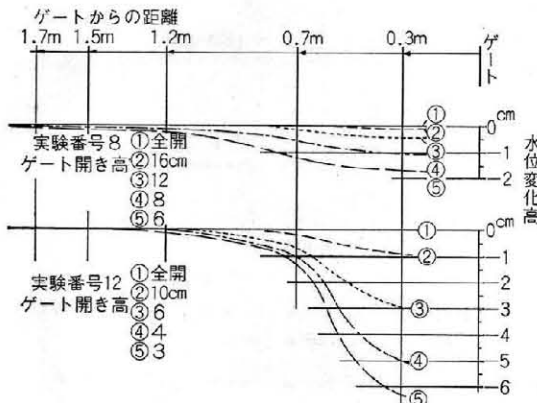
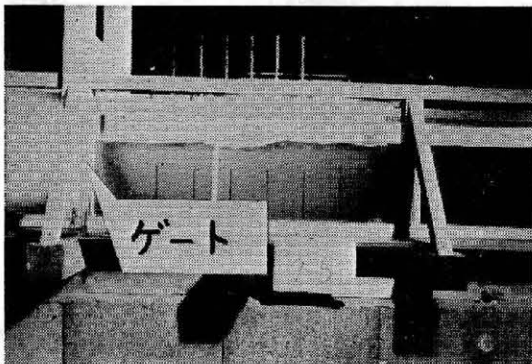
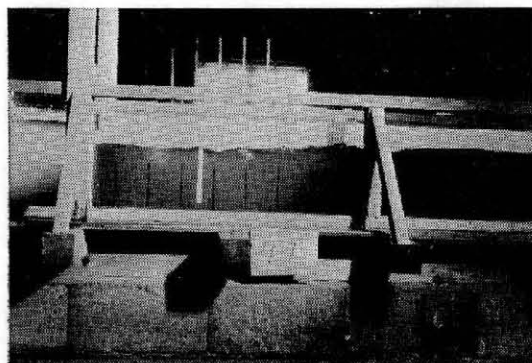


図-4 水面縦断面図(直線型)



ゲート開き高14cm



ゲート開き高 10cm

写真-1 実験番号9

方向からみた側面の写真である。水面付近の横線はゲート全開時の水面に合わせて、張ったもので水面形の概略を見ることが出来る。

水面変化の一般的な傾向は、流量の多い程ゲート直下流の水面低下は大きく、水深の深い程水位低下の距離が長い。ゲートを閉めるにつれて、ゲート直下流での水位低下は大きくなるが、ある程度までは急激に回復する。この距離は、ゲートが全開に近い水位低下の極く小さな場合を除きあまり変わらない。その点から下流での水面変化はゆるやかで、除々にゲート全開時の水位まで上昇する。この距離は、ゲートの開き高と反比例的に長くなる。

図-5は、ゲートから水位上昇の終了点までの距離 l とセキ上流の水深 h_2 、フルード数 F_2 、ゲート開き高 d 等の関係を表わしたものである。このうち l は、水面変化がゲート全開時の水位に漸近していることと、測点の間隔が広いこと等から正確には測定出来ず、前後の資料等から比例配分的に推定している。図中の直線は、ほぼ中間に挿入した次式を表わしている。

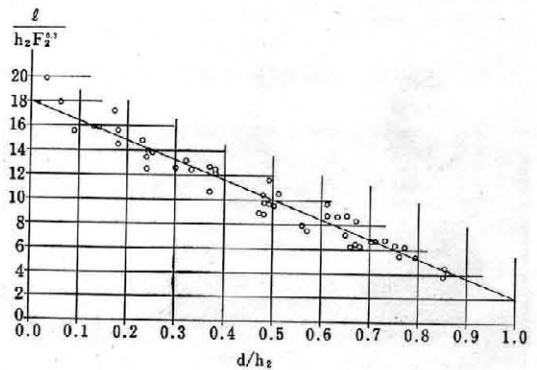


図-5 水位低下距離 l と d , h_2 , F_2 との関係(直線型)

$$\frac{l}{h_2 F_2^{0.3}} = -16 \frac{d}{h_2} + 18 \dots \dots \dots (1)$$

データの整理方法(パラメーターの取り方等)には、理論的根拠は無く、試行によって見出したもので、より良い方法も有り得ると考えている。

セキの越流水深が、ゲート全開の場合と同じになるためには、水位上昇の終了点からセキまでに、ある距離 l' を必要とする。この距離も変化が漸変するので、明確には測れないが、多少の余裕をみて水深の3倍程度であった。

この距離を含めて、セキの越流水深にゲート操作が、影響しないための必要距離 L を

$$L = \left\{ \left(-16 \frac{d}{h_2} + 18 \right) F_2^{0.3} + 3 \right\} \times h_2 \dots \dots \dots (2)$$

とした。

(2) 段落ちA型

図-6と写真-2に、水位縦断面図と側面写真の一例を示した。

段落ちを付けた場合の特徴として、ゲート全開時にも水面低下が生じ、図-6の実験A-15のケースで言えばゲート下流2m付近までとその区間は長く、むしろゲートを少し閉めた場合、図-6の上記のケースで言えば②の方がゲート下流1m付近までと水面低下区間は短かく

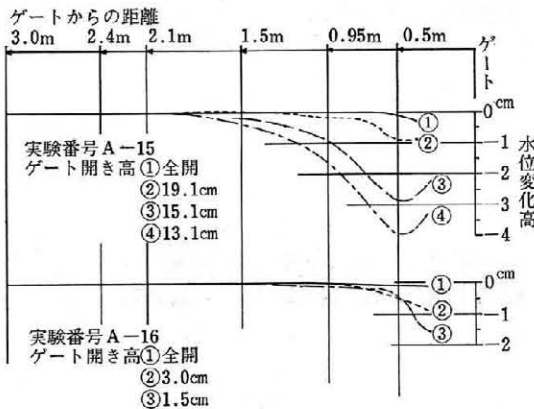
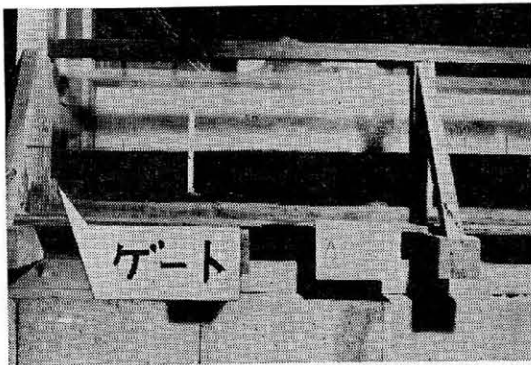
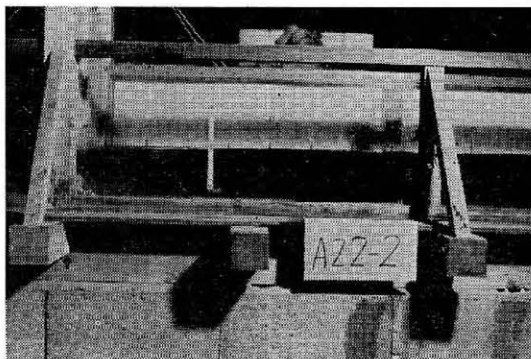


図-6 水面縦断面図(段落ちA型)



ゲート全開



ゲート開き高8cm

写真-2 実験番号A-22

なっている。図-7は図-5と同様のもので、図中には図-5と同一の(1)式で表わされる直線を入れた。ゲート全開時を除くと、ほぼ中間に入るの、同一の式で表わして良い様である。

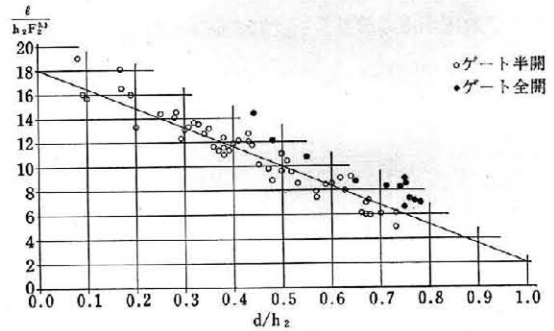


図-7 水位低下距離 l と d, h_2, F_2 との関係 (段落ちA型)

水位上昇の終了点から、セキ迄の距離 l' は直線型より、やや長く必要なようで、水深の4倍程度であった。ゲート全開時に必要な l' は、非常に長く、最大流量時 ($h_3=D$ のとき) で $15 \cdot h_2$ 程度であった。流量の少ないときは l' は短くなり、段落ちの高さは l' の長さではなく、水面低下高さに影響するようであるが、十分な実験はしていない。

また、ゲート全開で l' が不足のときの水面低下高さは、あまり大きくなく一例を示すと、 $h_3=D, F_2=0.24, l'=6h_2$ のとき、 h_3 の0.4%であった。

(3) 段落ちB型

段落ちA型と比べて、全体に波が多い外は、ほぼ同じ傾向を示す。写真-3は、流況の一例である。

図-8に水位低下距離 l と d, h_2, F_2 等との関係を表わした。図中の直線は、図-5と同じ(1)式であるが、この場合は図-5、7等での $\frac{d}{h_2}$ の代りに通水断面の比 $B_g \cdot d / B_2 \cdot h_2$ を用いた。直線の勾配は、ややずれてい

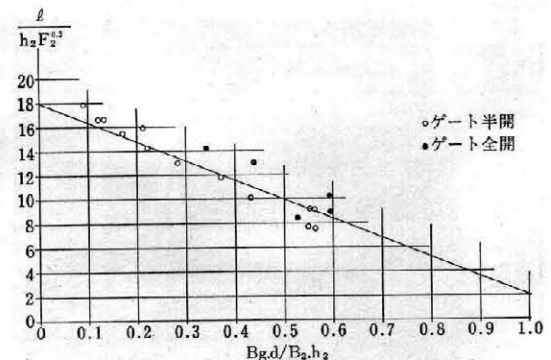
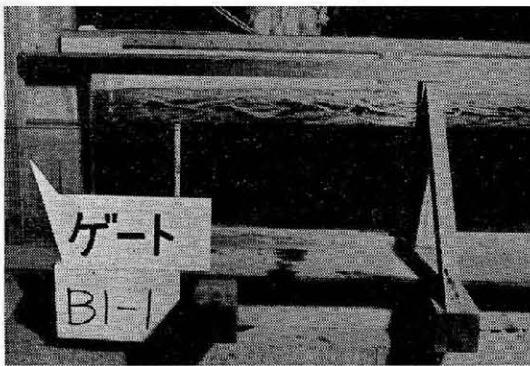
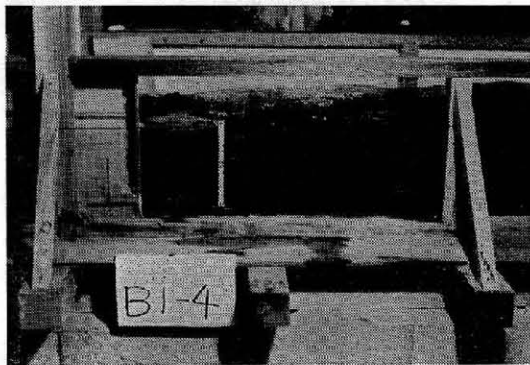


図-8 水位低下距離 l と d, h_2, F_2 との関係 (段落ちB型)



ゲート全開



ゲート開き高14cm

写真—3 実験番号B—1

るようであるが、(a)に記したように水位上昇終了点の位置は不明確であることと、図から、比較的誤差の影響の

大きくなる流量の多い部分(図—8の右側寄り)で、安全側であることから特に他と区別しなくても良いものと考えた。

θ' については、ゲート半開時は段落ちA型とほぼ同じで、 $4 \cdot h_2$ を必要とした。ゲート全開時には、ゲート部から流れが左右に拡大する際に、かく乱されるためか、段落ちA型より、やや短くて良く、 $9 \cdot h_2$ 程度であった。

(4) 総合

以上より、実験を行った各型式について、平均越流水深がゲート操作により低下しないための条件は、下の式で表わせる。

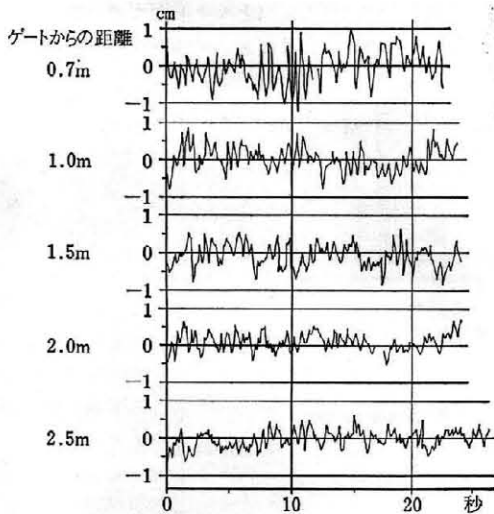
$$L = \left\{ (-16 \frac{Bg \cdot d}{B \cdot h_2} + 18) F_2^{0.3} + K \right\} h_2 \dots \dots (3)$$

- $$K = \begin{cases} 3 & \text{直線型} \\ 4 & \text{段落ち型でゲート半開(全開に近い場合を除く)} \\ 9 & \text{段落ちB型でゲート全開} \\ 15 & \text{段落ちA型でゲート全開} \end{cases}$$

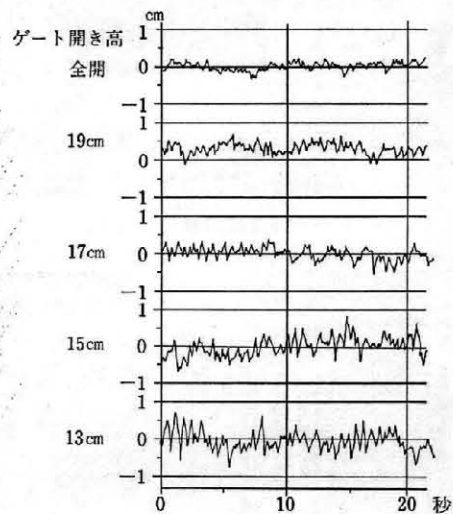
3—2 流況について

ゲートを使用すると、下流側の水面が荒れ、波立つのは避けられないが、許容限度を越えると、計量やゲート操作の障害となる。3—1は、平均水位が回復するための条件であるので、更に、波の面から検討を必要とする。

波の許容限界は、水路の目的、規模等によって異なるので簡単には定められないが、ここでは比較的周期が長く、水路幅全体にわたって上下するような、相対的に規模の大きな波が、目立ち始める点を使用限界とした。



ゲートからの距離による波高の変化(ゲート開き高15cm)
(同一時間での記録ではない)



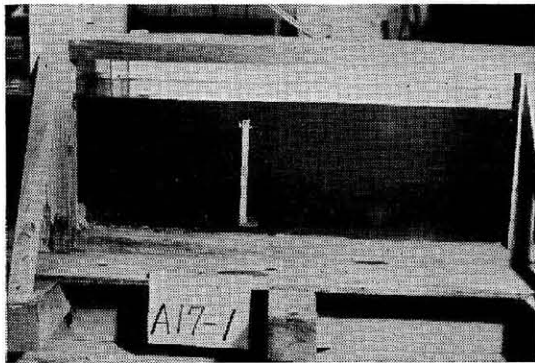
ゲート開き高による波高の変化
(ゲートからの距離2.5m)

実験番号A17

図—9 波高記録例

水路の波については、今の所十分な解明はされていないようであるが、経験的に、このようなうねり状の波は流下につれての減衰が少なく、若干セキの位置を下流に下げる程度の対策では押えることが出来ない。また、落差工の通過等で、波が拡大することもあり、水路管理上障害となりやすい等の点から、このような波の発生は、避けるべきものと考えた。

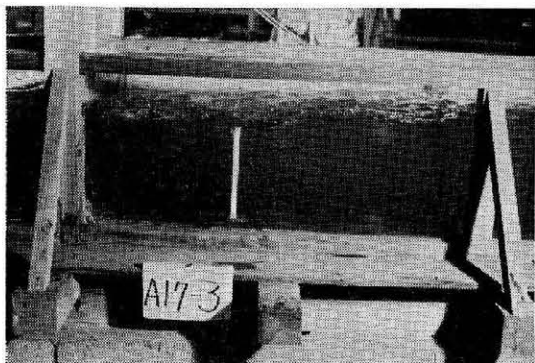
図-9は、段落ちA型における波高記録の一例である。この例での、水位上昇終了点はゲートから2m付近である。この点以降は、波があまり変化しない。また、ゲート開度17cm~15cmの所で波高が高くなり始め、波の



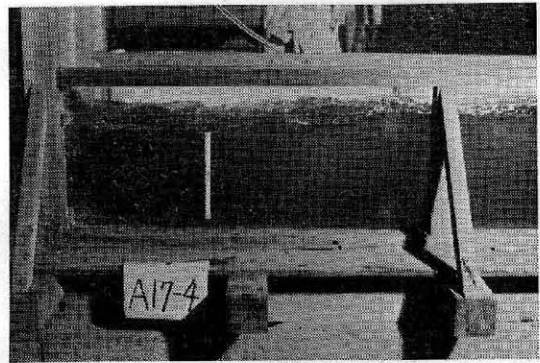
ゲート全開



ゲート開き高19cm



ゲート開き高17cm



ゲート開き高15cm



ゲート開き高13cm

写真-4 実験番号A-17

規模が大きくなっている。このときの流況を写真-4に示した。

波の急に高くなり始める限界を知るために、ゲートを流出する時の運動量Mとセキ前面での圧力Pとを下式で求め、その比率と波高との関係を図-10、図-11に示した。

$$\begin{cases} M = \frac{1}{g} V \cdot Q & (v = Q/Bg \cdot d) \\ P = \frac{1}{2} B h^2 \end{cases}$$

図-10と図-11で、波高がかなり違うのは、3で記したように測定方法が異なるためで、図-10では波のピークがかなり切られて、実際より小さく表われている。図-11は、ほぼ真の波高を示しているものと考える。ここで、波高としては連続した数十秒間における最高水位と最低水位を記録紙上に、読み取ったものを用いている。図-10、11共に $P/M=5$ に付近から波が増大し始めている。両図だけからでは、余りはっきりしないが、流況の観察では、この付近から波長の長い大きな波が生じ始めており、使用の限界と考えた。

図-9で、ゲート開き高17cmの場合に $P/M=4.6$ となり、使用可と不可の境界に近い。写真-4では、(17-3)がこれに相当する。また、写真-3の(B1-4)

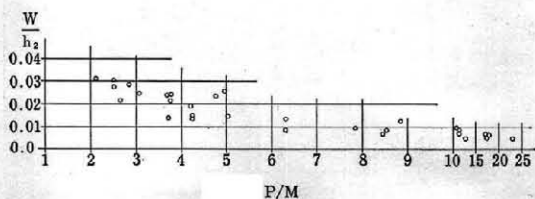


図-10 波高wとP/Mの関係(直線型)

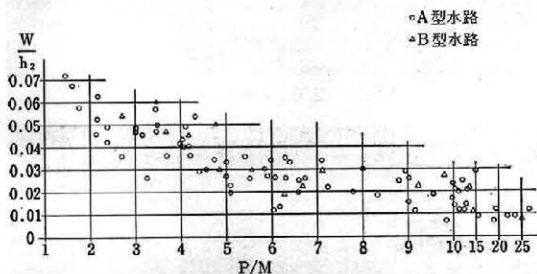


図-11 波高wとP/Mとの関係(段落ちA, B型)

は $P/M=4.9$ の例である。使用範囲を $P/M > 5$ として、ゲート開度 d を求める型に直すと、

$$d > \frac{10}{g} \frac{B}{Bg} V_2^2$$

となり、小開度まで使用するにはゲート・セキ間の断面を大きくして、流速を小さくすれば良いことを示している。

3-3 消波工について

段落ちをつけた場合には、ゲート全開時の水面低下を避けるには、セキを十分にゲートから離す必要がある。この距離を短縮するには、ゲートを全開しないように計画

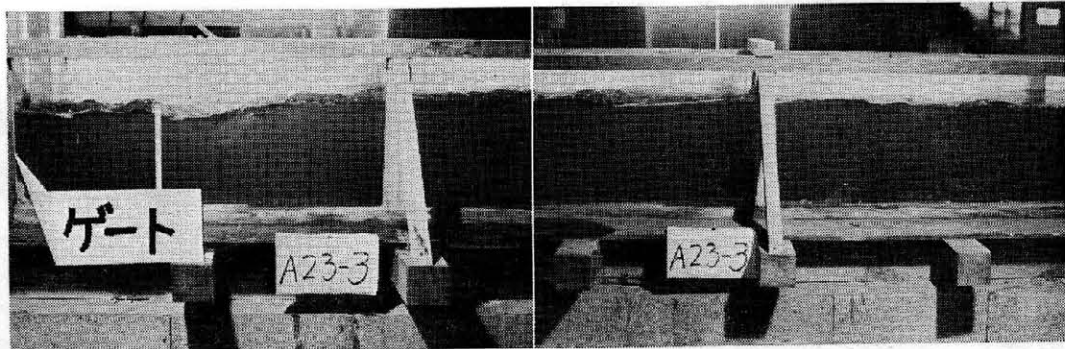


写真-5 実験番号A-23 ゲート開き高11cm

逆に、消波工を更にゲートから離すと、消波工による水面変動の増大は無くなるが、セキとゲートの間を短縮するという目的をそれるので実験していない。

消波工の下流は写真-7のように、消波工をゲートに近づけるに従って、流況が悪くなっている。消波工の長

すれば良いが、操作上不自然と思われる。他の方法として、ゲートを小開度にした時の減勢を兼ねて、図-12のような消波工を設置し、ゲートを半開きにしたのと同じ効果を得ようとした。この消波工を用いると、消波工より流出する場合もゲートからの流出と同様な水面低下があるので、この面からの検討も必要となる。

消波工の高さ Dw は、一般には最大水深の $\frac{2}{3}$ が用いられている。消波工の波を押える効果は、前後に大きな損失水頭を生じさせないような範囲では、高さ Dw によ

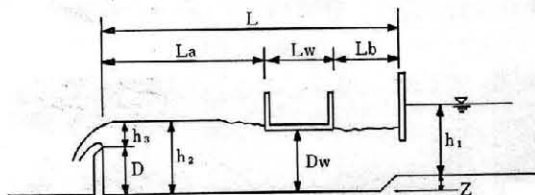


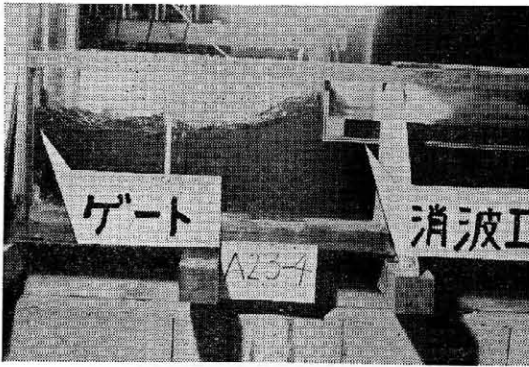
図-12 消波工略図

て、あまり変わらず長さの影響が大きい。消波工下流の流況からは、 Dw は水面に接する高さで良いが、この場合は、 h_2 を最大流量時の水深とすると、ゲート全開時に水面低下を生じないためには、 $Dw < 0.7h_2$ とする必要がある。以下では、 $Dw = 0.7h_2$ として、適当な設置位置、長さ等について実験的に検討した。

写真-5は、消波工を用いないときの流況を参考に示した。写真-6に、ゲートと消波工の距離を変えたときの流況の変化を示した。 $Lb = 2 \sim 3h_2$ 付近では、ゲートと消波工の間の水面は激しく動揺し、しぶきも多く使用は不適当である。消波工をゲートに近づけるにつれて水面は静かになり、 $Lb = h_2$ 付近では、しぶきも無く良好である。

さは、一般に水深の2~2.5倍が用いられているが、消波工とゲートの間隔を h_2 と等しくした場合は、もぐり跳水の末端が消波工の下流側に達して不安定である。

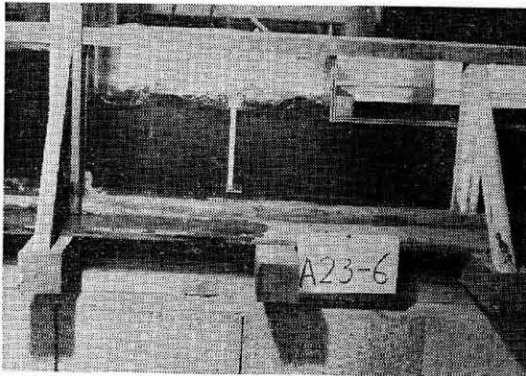
消波工の無い場合に、水面が急激に上昇している区間は、ゲートの開度、流量等で異なるが、ゲートから、お



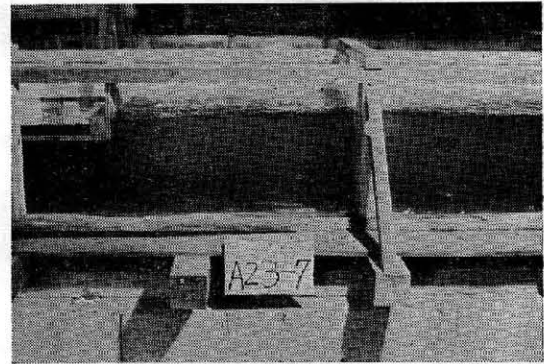
$Lb/h_2=2.6$



$Lb/h_2=2.6 \quad Lw/h_2=2.5$

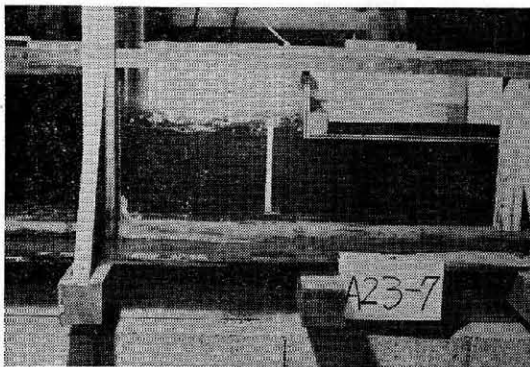


$Lb/h_2=2.0$

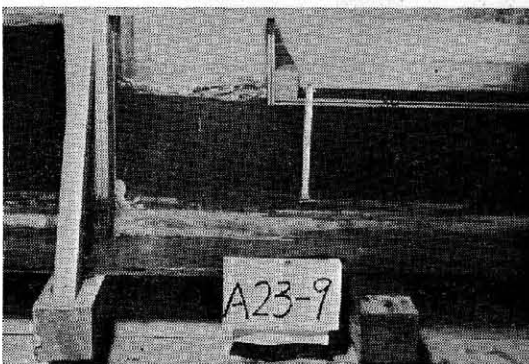


$Lb/h_2=1.5 \quad Lw/h_2=2.5$

写真一七 実験番号A-23 ゲート開き高11cm



$Lb/h_2=1.5$



$Lb/h_2=1.0$

写真一六 実験番号A-23 ゲート開き高11cm

よそ水深の5~6倍の付近までである。この範囲を消波工で押えれば完全と思われるが、実験の範囲内では、 $Lw=3.5h_2$ (ゲートから消波工下流面まで $4.5 \cdot h_2$) で良いようであった。

以上より、ゲート下流に設置する消波工として適当な構造は次のようなものとなる。

消波工とゲートの間隔	$Lb=h_2$
消波工の高さ	$Dw=0.7h_2$
消波工の長さ	$Lw=3.5h_2$

これらは、流量が最大となる $h_2=2 \cdot D$ の付近の実験による値である。

消波工とセキの間隔は、消波工の高さをゲートの開き高さのみならず、(3)式を用いれば良い ($K=3$ として)、 $h_3=D$ の最大流量の場合について計算してみると、

$$F_2=0.23, \quad \frac{Bg \cdot d}{B \cdot h_2} = \frac{Dw}{h_2} = 0.7 \quad \text{なので、}$$

$$La = \{(-16 \times 0.7 + 18)F_2^{0.3} + 3\} h_2 = 7.4h_2$$

$$L = La + Lw + Lb = 7.4h_2 + 3.5h_2 + h_2 = 11.9h_2 \quad \text{と}$$

なる。

一方、消波工を用いないときは、段落ち前の水深 h_1 を $0.8h_2$ と仮定して計算してみると(3)式の K を15として、

$$L = \{(-16 \times 0.8 + 18)F_2^{0.3} + 15\} h_2 = 18.3h_2$$

となり、消波工を用いることにより $6.4h_2$ だけ短縮する

事が出来る。

ゲートが小開度になるにつれ、流出水脈が薄くなるので、消波工に接する部分が少なくなり、消波工の作用は弱まる。消波工を無視して求めた d/h_2 が4以下になると水面低下が生じ、波も高くなる。

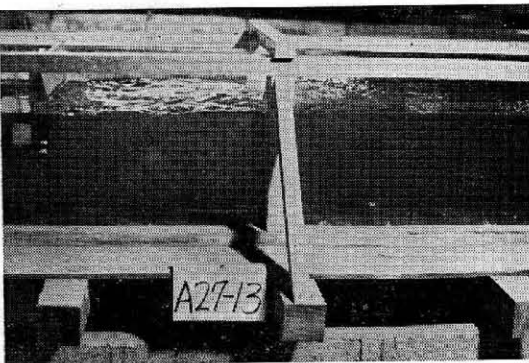
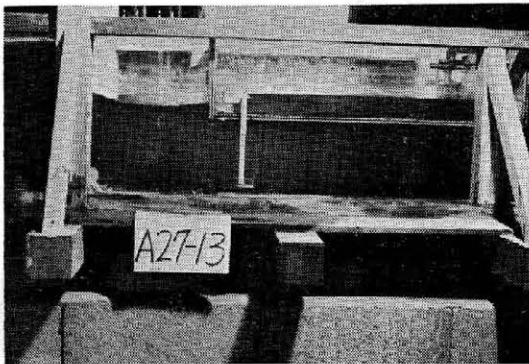
波の増大の面からの、使用可能なゲートの最小開度は定め難い面があり、実験も不十分であるが、 $L=11.9h_2$ で水面低下を生じない条件と同じで良いようである。最大流量の場合 ($F=0.23$) について計算してみると、

$$\left\{ (-16 \frac{d}{h_2} F_2^{0.8} + K) h_2 < 11.9h_2 \quad (K=4) \right.$$

から、 $d > 0.36h_2$ となる。

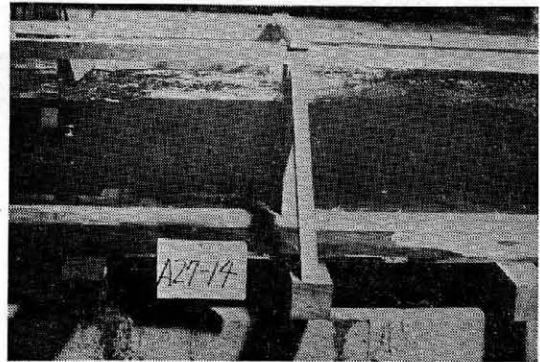
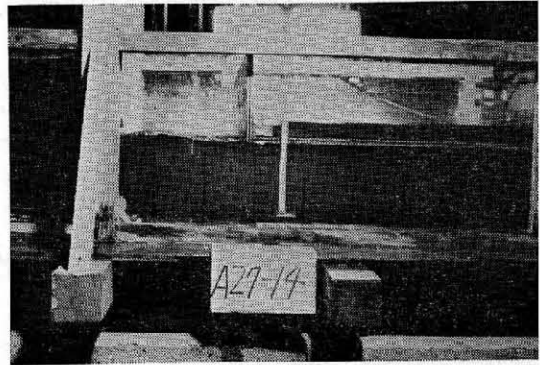
写真-8は、 $d=0.39h_2$ でこの境界よりやや開度が大きい場合である。写真-9は、 $d=0.32h_2$ の場合で、限界をやや下廻っており使用は不適當と考えた場合の例である。

以上の計算例では、段落ちA型について行なったが、実験は段落ちB型についても行なっており、ゲート開度の使用限界を定める時の $\frac{d}{h_2}$ を $\frac{B_g \cdot d}{B_2 \cdot h_2}$ とする以外は、ほぼ同様に考えられる。直線型については、実験していないが準用出来ると考えている。但し、ゲート開度の使用可能な最小限界を段落ちA型についての上の計算例以下にする事 ($K=3$ とすること) は、無理であると考える。



ゲート開き高11cm $Lb/h_2=1.0$ $Lw/h_2=3.5$

写真-8 実験番号A-27



ゲート開き高9cm $Lb/h_2=1.0$ $Lw/h_2=3.5$

写真-9 実験番号A-27

3-4 ゲート・段落ち・消波工による損失係数

ゲートの流出状態としては、自由流出ともぐり流出に区分されるが、ここでは実験の目的から、もぐり流出を対象とした。

ゲートの流出量は、流量係数Cを用いて表わされるのが普通である。しかし、ここでは、一般の損失水頭を求めるときに使われている方法に従い、ゲートによる損失水頭の水頭に対する比率としての損失係数fを求める形で整理した。ゲートの流出量を表わす計算式には種々あるが、ゲートによる損失水頭を ΔE として

$$Q = CdB \sqrt{2g\Delta E} \quad \text{の形で表わした場合は}$$

$$f \frac{Vg^2}{2g} = \Delta E = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{CdB} \right)^2 = \frac{1}{C^2} \frac{Vg^2}{2g}$$

なので、 f は $\frac{1}{C^2}$ に相等する。この方法によって表示すれば、段落ち、消波工等による損失と同じ型式となるので同時に扱えること、ゲート全開のとき損失を0とする事が出来るので、全開付近での計算がしやすい等の利点がある。ゲートの全開の極く近くにおけるfの値は、ゲート流出水脈の厚さが最小となる点の流速 V_c の持つ速度水頭がすべて失われるものとする

$$f \frac{Vg^2}{2g} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{1}{2g} \left(\frac{Vg}{C_c} \right)^2 \quad (C_c \text{ 収縮係数 } 0.61)$$

なので、 $f = \frac{1}{C_c^2} = 2.69$ となる。

図-13に直線型での損失係数を示した。ゲートとセキの関係を求める事を目的とした実験であるので、実験範囲はゲート下流のフルード数にして0.12~0.23付近について多く行っている。フルード数の大きい(流量がより多い)場合は、ゲート開度の比較的大きい所で自由流出となるため小開度での値は存在しない。また、流量のより少ない場合の大開度での損失水頭は、その値が小さ過ぎて、測定困難なため省略した。また、極く小さな開度での実験は、模型の精度が不十分なため行っていない。これら等の点から測定データは一般性にやや欠けるが、実用的な範囲でもぐり流出の損失係数は d/h_2 だけで表示出来るものとする。

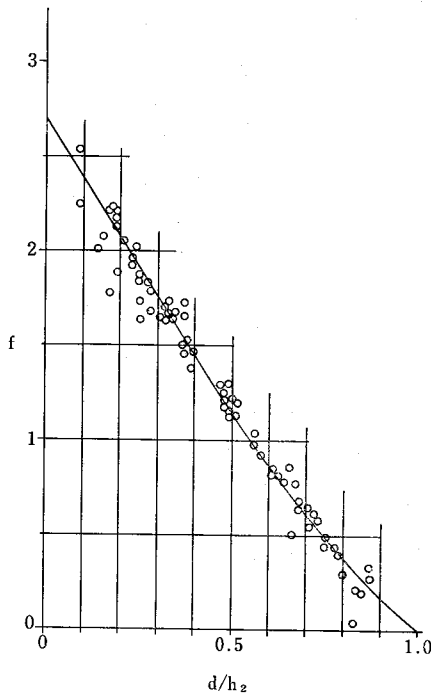


図-13 ゲートの損失係数(直線型)

図-14は段落ちA型における損失係数で、ゲート全開の場合は段落ちの上流側水深を、ゲート開き高 d として用いた。消波工を使用し、ゲートを全開にした場合は消波工の高さ D_w をゲート開き高さ d の代りに用いている。消波工を使用した場合でもゲート半開(全開を除く、すべての開度を指す)の場合は消波工に関係なく、ゲートの開き高さだけで表わしている。この図の表わしている損失係数の特徴を列記すると、

- ① ゲート全開時の段落ちの損失は $Z/h_2=0.25\sim0.4$ 付近のときは、一般の急拡損失係数とほぼ等しく、 $Z/h_2=0.2$ 付近ではそれよりやや大きい。
- ② ゲート半開の場合には、全開の付近を除くと、 $Z/h_2=0.2\sim0.4$ の範囲ではほぼ等しい値を示す。全開

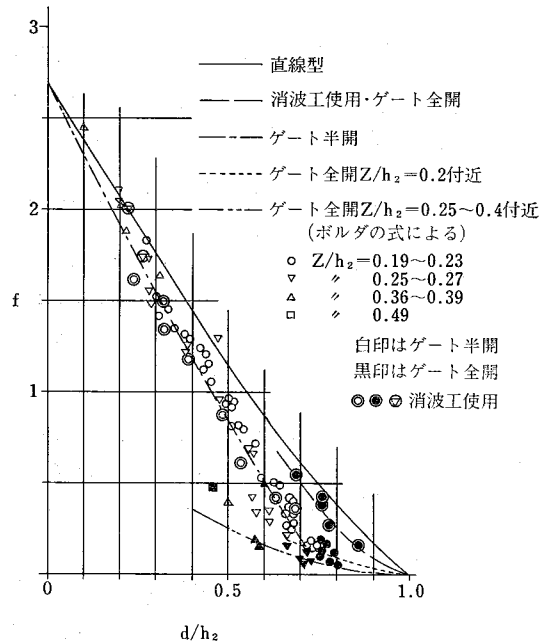


図-14 ゲート・消波工・段落ちの損失係数(段落ちA型)

の付近では急激に、非連続的に変化する。

③ ゲート半開時の損失は段落ちによって小さくなり、ゲートの損失と段落ちの損失は加算されない。

④ 消波工による損失は、ゲート全開の場合は直線型におけるゲートの損失よりやや小さい。この値は段落ちの上流側から消波工の下流側までの損失によって算出しているので、設計に際して、段落ちの損失を別に加算する必要はない。ゲート半開の場合には、消波工の有無による全体の損失の差は小さく、消波工による損失を加算する必要はない。

⑤ $Z/h_2=0.4\sim0.5$ 付近では、わずかなゲート操作で自由流出となる。自由流出の生じるのは、ゲート敷上の下流側水深が、ゲート流出水脈の厚さ ($C_c \times d$ として算出した値) の共役水深より小さくなるときで、図-15のような水面形になる。

等である。

このように、損失係数が急激に変化する部分があり、全体にも開度変化に対する損失の変化の急なことは、直線型に比べて、ゲートの操作性の面で不利であると考えられる。

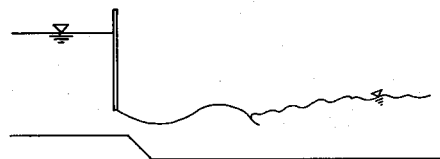


図-15 自由流出開始時の水面形略図

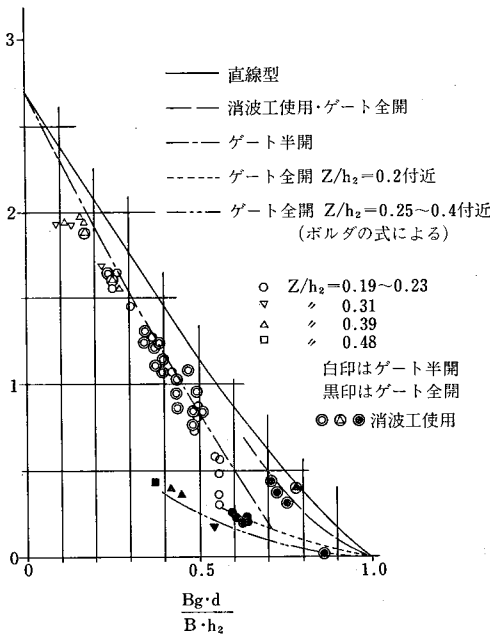



図-16 ゲート・消波工・段落ちの損失係数(段落ちB型)

図-16は段落ちB型についての損失係数で、 d/h_2 の代りに $Bg \cdot d / B_2 \cdot h_2$ を用いている。図中の曲線は、図-14と同じものである。その性質は段落ちA型の場合と同様である。

4. あとがき

以上で全幅ゼキとスルースゲートを併用した構造物を計画する際に満たすべき、水理的諸条件を求めた実験報告を終る。この実験には不明確な要素が多く、精度的にも満足出来ない所も有るが、実用的な目的は十分達せられるものと考え発表した。なお、ゲート下流での水面上昇区間の形は下流にゼキが無くても同じなので、ゲートの下流側の水位を測定する場合等の参考に出来るものとする。



日本高圧コンクリート株式会社

取締役社長 小笠原治郎

→ 営業種目 →

日本高圧ヒューム管・PCヒューム管 日本高圧ポール・PCパイプ 日本高圧パイル・SSパイプ 日本高圧PSコンクリート桁 大口徑ヒューム管	N式組立水路 PSコンクリートの設計施工請負 (フレッシュ工法・プレキャスト工法) 上下水道・灌漑排水工事の設計施工請負
--	---

本社 札幌市中央区南2条西3丁目 札幌南拓銀ビル
電話 011-241-7101

国営総合かん排事業天塩川上流地区和寒サイホン工事報告

(その1 予備設計について)

塚原 陞 三* 荒木 義 恭**

山中 修*** 東海林 盛 夫****

目 次

1. はじめに.....(40)	5. 材料と構造.....(45)
2. 工事の概要.....(40)	6. 施工法の検討.....(46)
3. 予備設計の要点.....(43)	7. 本稿のまとめ.....(48)
4. 工法の選択.....(44)	

1. はじめに

この報文は北海道開発局旭川開発建設部、天塩川上流かんがい排水事業所が昭和49年度から昭和51年度までの約2ヶ年半にわたって施工した和寒(わっさむ)サイホン工事のうち、特に施工上最も重点であった昭和50年度工事の設計と施工を中心に報告するものである。

天塩川上流地区総合かんがい排水事業は、北海道の中央部、士別市を中心に広がる天塩川上流沿いの地域の用排水改良を目的として実施している国営土地改良事業である。

この計画における本地区の用水源は本事業にやや先行して北海道開発局が施工した岩尾内ダムであるが、このダムは農業用水のほか洪水調節・発電・上水道および工業用水確保等の多目的ダムで、そのうちの取水施設は本地区事業の1部になっている。

△関係受益市町村

士別市、名寄市、朝日町、和寒町、
剣淵町、風連町

△受益面積 用水改良：15.927ha

排水改良：1.958ha

△主要工事

取水塔：1基

頭首工：6ヶ所

用水路：6条計 103km

排水路：4条計 16km

この事業では幹線用水路建設工事が最も多い事業費を

占め、その中で新設となる剣和幹線用水路がその主要部分を占めている。

幹線用水路のうち天塩川右岸にある東士別、士別川、天塩川第1、同第2、下士別各幹線用水路はそれぞれの土地改良区々域に天塩川から取水し送水するもので、在来の土水路をL型ブロックで改修するため毎年9～11月の秋期2ヶ月半に集中して逐次施工している。

地区事業のメインである剣和幹線用水路は、在来天塩川の左岸支流河川、小溜池等で用水を得てきた地区中央から南西部に及ぶ地域に、新たに天塩川から用水補給するための施設で、全受益面積の約1/4を支配し、全長約50kmの長大水路である。この水路は取水口である剣和頭首工を起点にしてこの地域を包むように約20km南下し、和寒町中和の低平地約2.7kmをサイホンで横断し、更に地区西側の山裾を通過して末端に至るが、その間起伏の多い地形や地質変化のある位置を通ることから、矩形の現場打コンクリートフリコームを主体にトンネル6ヶ所、サイホン18ヶ所その他水路橋、函形暗渠等多彩な工種が配置されている。このような自然条件に加え、環境保全や地元での用地取得、補償等の考え方が即物的であり、その対応上難航した面もあって水路々線の選定に当って色々な工法検討がなされている。その中で和寒サイホンの設計と施工では特に色々な予備設計と検討をしたのでその経過を紹介し併せて施工結果を記する次第である。

2. 工事の概要

△最大通水量 Q = 11,042m³/S

△工事延長 L = 2,665m

* 旭川開発建設部
** "
*** "
**** 札幌開発建設部

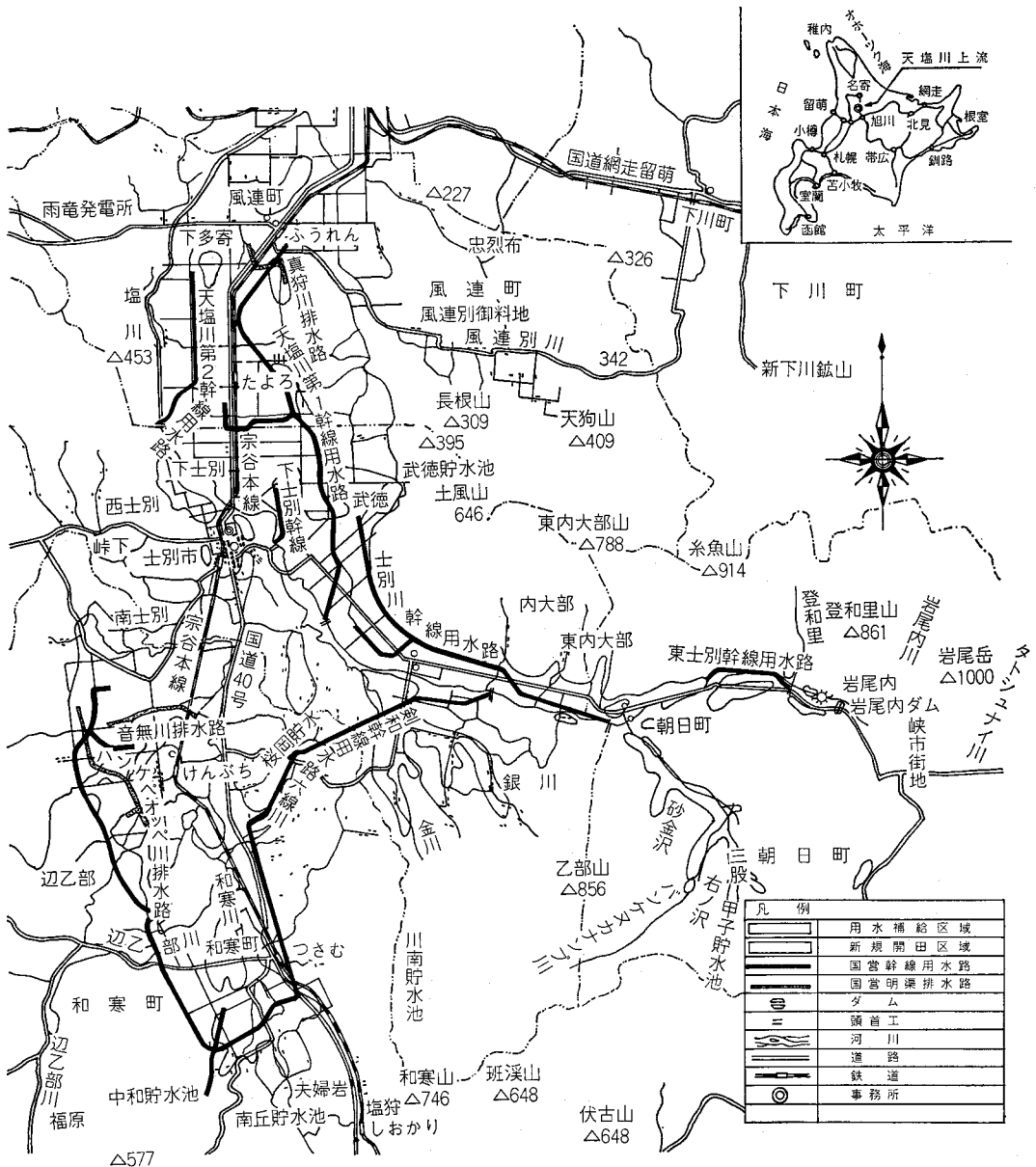


図-1 地区計画概要図

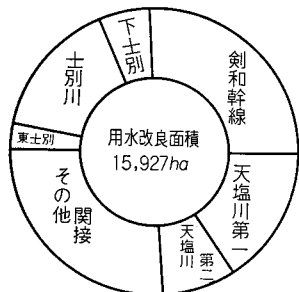


図-2

- △水位・標高 呑口部 E L 160.70m
- 吐口部 E L 157.50m
- △最低位部地盤高 E L 137.20m
- △最低位部施工基面高 E L 129.20m
- △最大水頭 H ≡ 30.0m
- △内空断面 円形部 D = 2.70m
- 方形部 2.60 × 2.60m

△年次別施工費

- 昭和49年度 (L = 345m) 332,000千円
- 昭和50年度 (L = 710m) 714,400千円
- 昭和51年度 (L = 1,610m) 1,253,000千円

合計 (L=2,665m) 2,300,000千円
 和寒サイホンは剣和幹線水路が地区の東南端から西

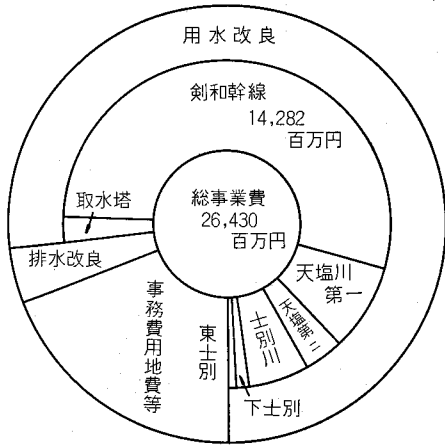


図-3

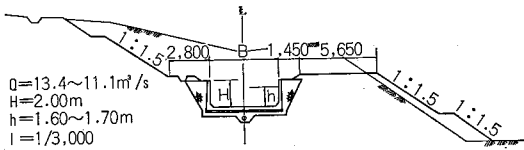


図-4 剣和幹線水路開水路標準断面図

側山裾へ折返す位置に当り、和寒町中和の低平野部を横断する全長2,665mをパイプライン(一部ボックスカルバート構造)で施工した。

サイホンの施工に先立ち、路線位置と工法を予察するために、サイホンの起終点を結ぶ開水路迂回工法との比較設計を行ったが、用地処理、維持管理、水利用対策等の経費を含む工費の点で有利であったのでサイホン工法に決定した。

施工区間の地形地質は図-5に記したとおりである。

地形は起点(SP22,195m)標高160mの位置から約300m区間で標高137~140mの低平地へ下がり、この高さで約1,500mを進んだ後約800mをゆるやかに昇りながら終点(SP24,860m)標高157mに出ることとなる。

この地帯は和寒川、ケネブチ川によって形成された洪積地帯(標高約145m以上)と沖積地帯(標高約140m以下)から成り図-5に記されたように沖積層は泥炭をはさみ砂礫混り粘土を上層とし、下層(地表面下深10m附近)には固結した礫層があるが、この間はN値が10前後、局部的には4~5と極めて軟弱な地盤である。

このような地盤に対処する構造として①洪積層に載る部分は静水頭が10m以内となることも考え併せ現場打ボックスカルバート、②沖積層を通る部分は支持層が得られるまで掘削しプレキャストパイプ(特厚ヒューム管)を埋設、③呑口から低平地へ下がる急傾斜部は施工上②に連続したパイプで施工した。

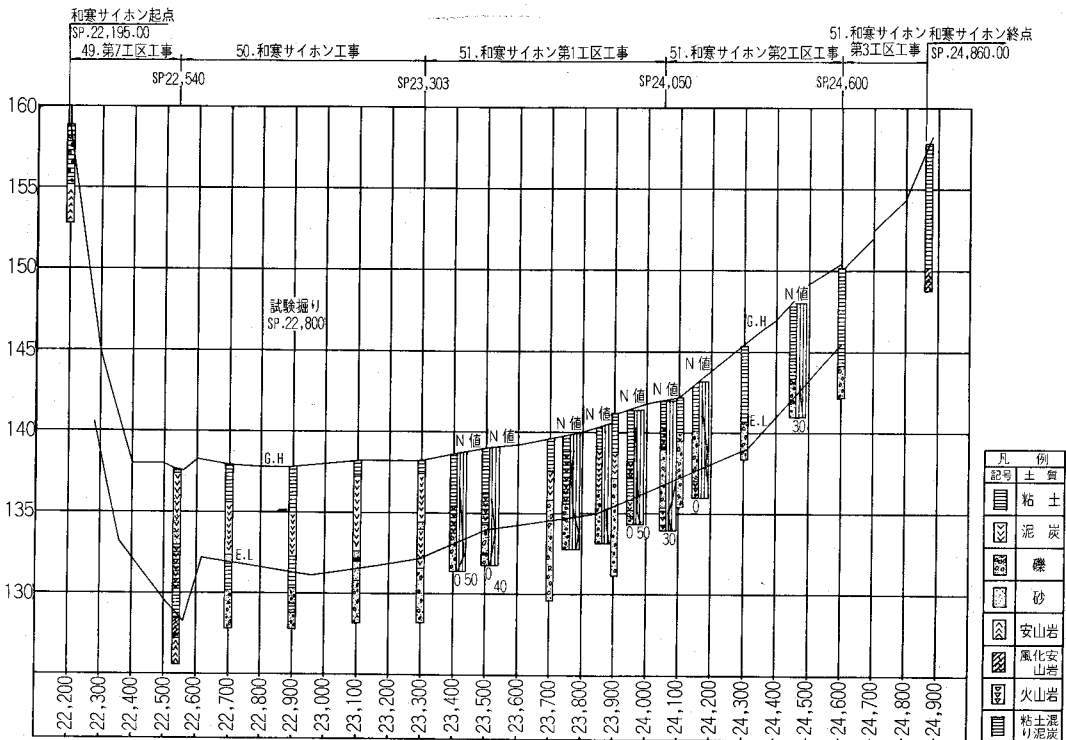


図-5 和寒サイホン土質断面図

また床掘では軟弱地盤のヶ所を矢板掘としその他は全部素掘で施工した。パイプの搬入据付には急傾斜部を特殊な台車、矢板掘のヶ所を特殊門型クレーンその他をクローラークレーンで施工した。これらの施工と出来型を要約すると図-6、表-1のようになるが施工時の内容は別稿にのべることにして、その前段で設計について特に予備設計の要点を記述する。

3. 予備設計の要点

前項では構造と施工法を地形と地質の面から簡単にのべたが、剣和幹線水路では三郷サイホン、六線川サイホン等の施工実績がありその経験からある程度本工事の施工方法を予想出来た。しかし①長大であること、②高水圧部分が多いこと、③地質的に不安な基礎であること、④したがって大規模工事となり施工に特殊な仮設が要すること等から特別にいくつかの予備設計が必要であった。その中の主なものとして

- (1) 施工基面高、すなわち地上水路橋から地下トンネル工法までのどの位置が有利か。
- (2) この工事でこれまでに施工して来たプレキャストパイプ（ヒューム管）と同質のものでパイプライン

構成が可能かどうか。

- (3) 切深の大きい土工掘削、資材搬入、据付等の工法をどうするか。
- 等の問題があった。

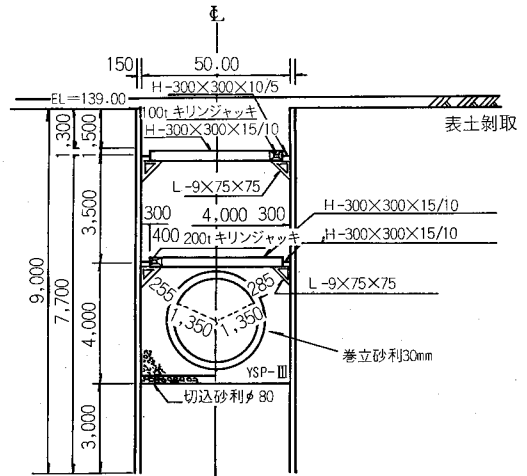


図-6-1 矢板工法標準断面図

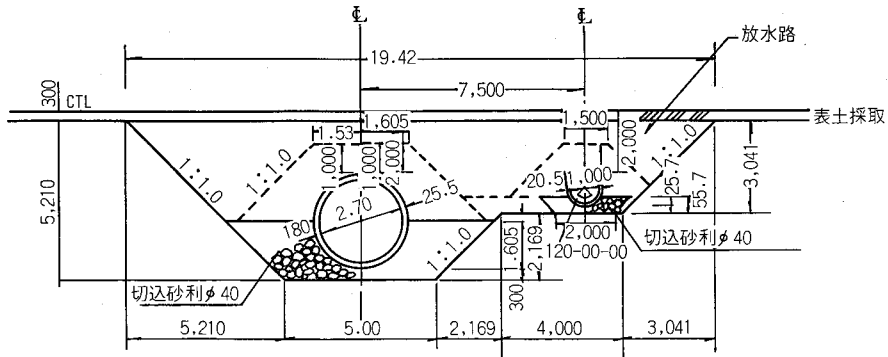


図-6-2 傾斜部標準断面図

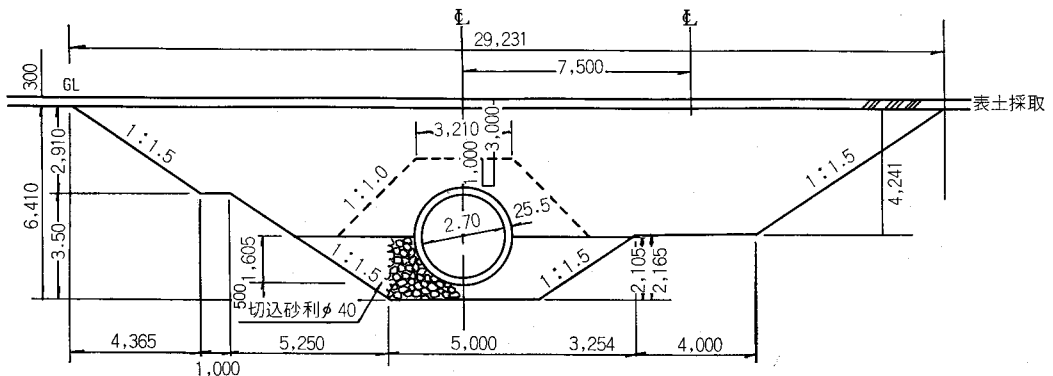
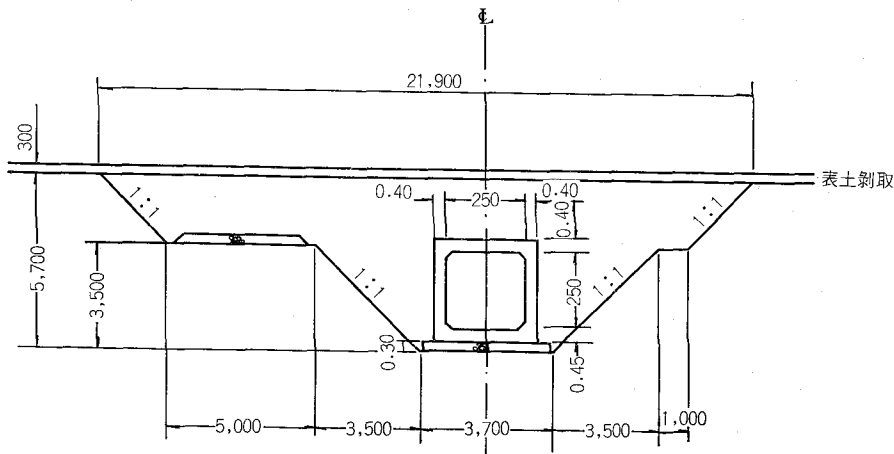


図-6-3 水平部標準断面図



図一六—四 函渠工部標準断面図

表一 延長・工法・工費・工期の概要

測点区分	延長	内水圧	作工構造	掘削工法	工費	施工年次	備考
SP 22,195	m	kg/cm ²					(断面)
// 22,204.6	9.6	0	呑口トランジション	オープン掘削	332,000 (ℓ=345m)	S49	5.5m b × 1.63m h
// 22,251.6	47.0	1.5	3K~2Kヒューム管	"			2.7m φ = 円形
// 22,290	38.4	2.0	4K "	"			"
// 22,340	50	2.5	5K "	"			"
// 22,540	200	3.0	6K "	"			"
// 22,600	60	"	(河川横断)	矢板打掘削 (門型クレーン)	714,410 (ℓ=710)	S50	"
// 22,990	390	"	6Kヒューム管	"			"
// 23,025	35	"	(河川横断)	"			"
// 23,250	225	"	6Kヒューム管	"	928,600 (ℓ=1,050)	S51	"
// 23,385	135	"	" "	"			"
// 24,070	685	2.5	5K "	"			"
// 24,300	230	2.0	4K "	"	165,000	"	"
// 24,600	300	1.0	3~2K "	オープン掘削			"
// 24,860	260	0	現場打函渠	"	160,000	"	2.6m × 2.6m 函梁
計	2,665				2,300,000		

4. 工法の選択

ついて次のように検討した。

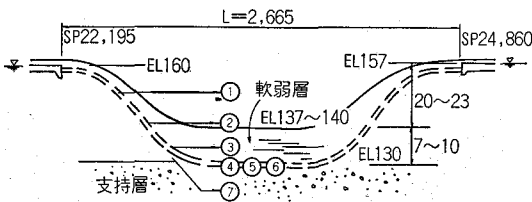
① 水路橋案

施工基面の位置と工法, すなわちサイホンのタイプに

水路重量が 20 t/m 以上となり橋脚は地下10m掘下げ

表一2 工法比較表

水理形式	本体位置および施工位置	形式	設計の概念・特色	概算 工費指標		
サイフォン	地上水路	地上高架 ①	開水路or 被圧水路橋	地下支持層に基礎→鋼製橋,高所作業 維持管理難	1.3	
		地表面 ②	地表面被圧 水路	支持基礎杭→鋼管, 土地利用, 用地取得難	1.2	
	地下水路	地表から掘下げ 埋設	③	軽量管理設工法 (被圧水路)	オープン堀・サンドベッド→埋設埋戻, 浮上りの懸念あり	1.2
			④	プレキャストコン クリート埋設工法 (被圧水路)	オープン又は鋼矢板仮設→埋設埋戻, 比較的可能性大	1.0 1.3
		地下施工	⑤	プレキャストパイ プ圧入工法 (被圧水路)	ピット掘削→圧入,大口径延長大の経験なく不安	1.3
	⑥		シールド工法 (被圧水路)	掘削→コンクリート巻立, 内圧水頭が大きく巻立に不安	1.5	
	⑦		トンネル工法 (被圧水路)	同上	1.3	



図一7

た支持層にセットすることとなる。施工, 維持管理の高所作業, 土地利用上の難点がある。

② 地表面水路案

土地利用上多大の支障あり用地取得に難がああ。軽量管を使用し水路重量を軽減出来るがたわみに対策要す。

③ 軽量管理設案

土工費が軽減出来るが浮上りの危惧あり。

④ コンクリートパイプ又はボックス埋設案

支持層までの掘削工費が大きい, 施工法, 構造によっては比較的可能性が大きい。

⑤ プレキャストパイプ圧入案

延長が大きく土質変化が多様でまた大口径管の推進が不安。

⑥ シールド工法案

泥炭層があり圧気可能かどうか不安。

⑦ トンネル案

サイホン静水頭30mに対応する土砂トンネルとなり内外圧に耐えるコンクリート巻立に不安。

以上のことから原地盤から, 支持層の位置まで掘り下げる施工法と材料について更に検討を進めた。

5. 材料と構造

水路本体の材料, 材質構造については前項の比較の中

でそれぞれ鋼管, コンクリート製品等を想定しながら検討したが, ここでは施工基面の位置を地下支持層にセットするものとし現場打を含めコンクリートを素材とするもので考える。

パイプ類の価格については, 昭和48年度に鋼管=257千円/m, ダクタイル管=273千円/m, ヒューム管=133~186千円/m との見積があり, また据付施工費はこの価格の約10%前後となるのでヒューム管が有利であるとされていた。したがって後に据付施工費を再検討するのであるが, この傾向に大幅な変化はなく, コンクリートパイプが有利のように思われるからである。

現場打コンクリートのボックスカルバートをここで施工するとした場合, 工費的には更に有利であるが内水圧に対し1 kg/cm² (静水頭 10m) 程度が耐圧限界と考えられる。

工場製品のコンクリートパイプ (遠心力鉄筋コンクリート管) についてこの現場条件を与えて構造計算を行い管厚, 鉄筋量を定めて工場で製作し, 実際に内水圧 6 kg/cm² (本現場での最大静水頭の2倍) で加圧し, また外圧について所定の条件で加圧テストを行った結果, 充分安全なことが確認された。次に現場での継手について NH 4 型, NK (I 型) 等で実際に内水圧の加圧テストを行った結果十分な性能をもつことが確められた。更に屈折, たわみについても 1°04' の変動許容を認める中で充分であった。これはゴム製ガスケットであるが, 管本体が許容誤差範囲内で不等沈下等の変化が起った場合に対応し得る性能について確認したものである。

これらの条件を満足するコンクリートパイプの製造が可能であり, 工費面からも有利性であると判断した。

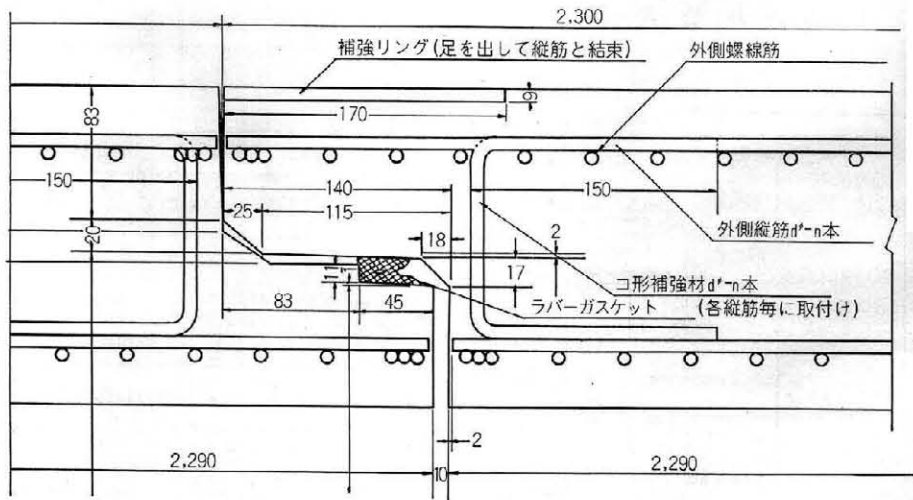
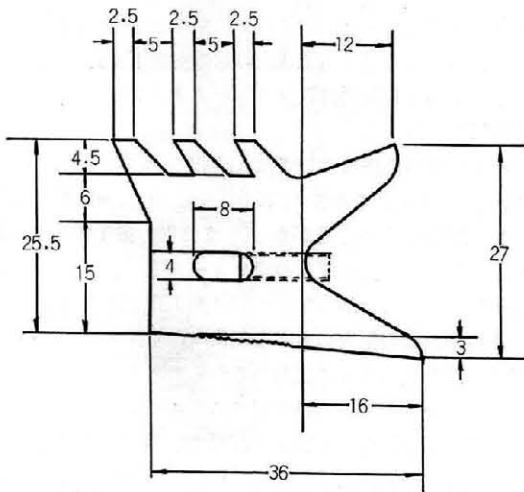


図-8-1



内 周 長	7,620mm
品 質	JIS.K.6,353-2種2号乙
硬 度	50°~55°

図-8-2 ラバーガスケット断面詳細図

6. 施工法の検討

床掘の方法について、台形での素掘りと、鋼矢板で土留をして掘下げる矢板掘りを考え、工費比較を試みた。地盤の土質が良く、切深が小さいときは素掘りが安価に出来るが、ここでは泥炭層等土質が悪く、地下水の湧出もあり、不安なところが多いことと、作業丁場が小さくなる有利さもあるので、矢板掘が有効である。工費の内訳は次のようになった。

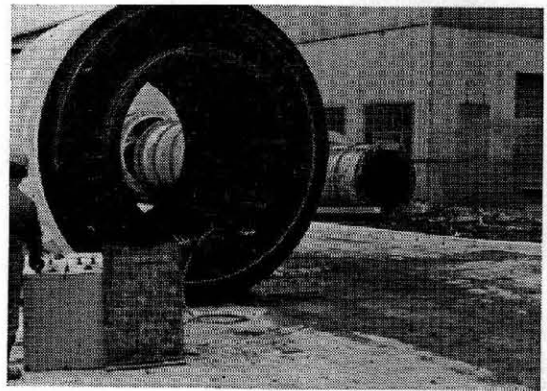


写真-1 内圧テスト

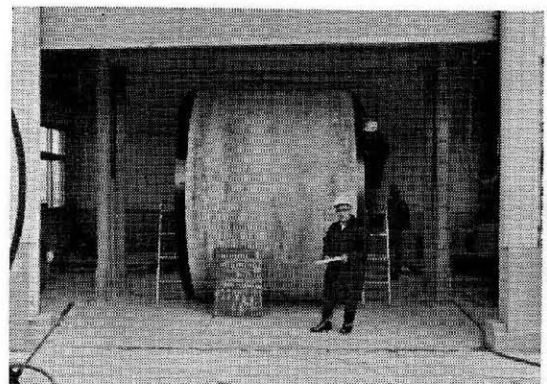
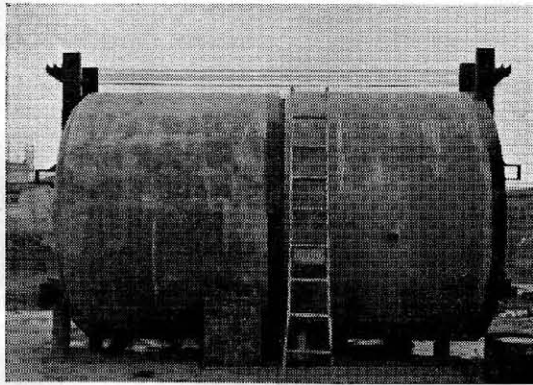


写真-2 外圧テスト

- (イ) 素掘の場合；ブル切土→ドラグライン掘削→(パイプ据付巻立等)→ドラグラインおよびブル埋戻しの工費
=単位長1m当り 544千円。



写真—3 継手テスト

(D) 矢板掘の場合；矢板打込→バックホーおよびドラグライン掘削→（パイプ据付巻立等）→ドラグライン埋戻し→矢板引抜の工費
＝単位長1 m当り 256千円。

したがって矢板掘が有利であることが判った。なおこの積算では泥炭混りの軟弱土を含んだ土が掘上がるのでその一部は捨土し、それに代わる埋戻土を運搬使用することにしている。また土工費は切深によって変るが、切深6.5m 以内になると素掘施工が有利となることも同時に確めた。

次に資材の据付についてであるが、その主要な作業はパイプの吊込みである。

ここで使用されるパイプの規格寸法等については後に構造設計の項でのべるが、およその重量は16 t/本～10 t/本（外径3.25m～3.09m、1本の長さ2.30m）である。

パイプは工場から据付ヶ所直近までトレーラトラックで持込まれ、据付時には小運搬作業を行いながら床掘したピットの中へ吊下げる。吊込み作業は一般にはクローラークレーンを使用し、掘削したピットの法肩かステップを足場に小運搬、吊込みを行うと考えられる。その場合の使用機種は35 t級クローラークレーン（作業半径8 m、吊込ブーム長20m）程度のもとなる。

しかしここでは軟弱地盤のヶ所があってその床掘を矢板掘としているのでピットの肩まで16 t/本のパイプを吊り下げて近寄ることは難しい。なおこのため工事用道路も水路中心線から20m近く離して仮設することになる。これに対し、危険防止策として矢板に山留の切梁を密にかけ、クレーンをピットの肩に近よせるとした場合、これが障害となってパイプの吊下げが不能となる。また工事用道路にクローラークレーンを置いて吊込むとすると作業半径17m、吊込重量16 tの能力を有する機種が必要でこれに相当するクローラークレーンは石川島コーリング1495等100 t級の超大型になり、かなりの工費が嵩む。

一方、起点から100mの傾斜部分は勾配が1/8（約12°）と急峻でクローラークレーンでのパイプ小運搬吊込は危険であるので、この部分では特殊な台車を製作して据付ける。（これは既に施工したサイホン工事で経験済である。）

更にこの台車を矢板掘の区間で利用するとした場合、ピットの中に台車を入れ積替調整用の補助機械を付けて施工するとして工費を概算したが、前記の超大型クローラークレーンを使用した場合と変らない。

そこで特製の門型クレーンで吊込むことを検討した。すなわち最大16 tを吊込める鋼製部材を門型に組立て、矢板掘をしたピットと工事用道路をまたいで布設する軌条の上を自走させる仕組としこれにクレーンを取付ける。この場合、門型クレーンの重量は約16 tとなり、パイプを吊込む際の総重量は32 tとなるが、これを矢板掘のピットの肩に乗せても安全な形に門型クレーンを設計し、また矢板の土留切梁を配置して施工可能なことを確めた。

以上、パイプの吊込について検討した結果を工費面で集約すると下記のようになり、①起点側の急傾斜部は台車方式、②矢板掘の部分は門型クレーン、③その他はクローラークレーンで施工することで本設計をつめることにした。

特製機械についての利点、問題点をあげると次のようになる。

(1) 門型クレーン方式

（利点）

①パイプの吊込のほか山留部材の調整、基礎や巻立のコンクリート、砂利の投入等使用範囲が広い。

②工事用道路をまたいでいるのでパイプ運送車から直接吊込める。

（問題点）

①特製で製作費が高いので部材の組立て設計は慎重に行う必要がある。

②片足が矢板掘ピットの肩に近いので矢板や土留切梁の部材に充分配慮を要する。また施工時軌条の保線を充分行う必要がある。

(2) 台車方式

（利点）

①既に施工実績もあり急傾斜部は最適。

②据付微調整が比較的スムーズである。

（問題点）

①施工延長が長くなるとウインチの設計に充分配慮の要があり、場合によっては別に台車の進入ピットが必要となる。この場合組立解体回数が増す。

②パイプ輸送車からの荷卸しの補助クレーン、危険防止のブレーキ用インクラインその他の設備を必要とする。

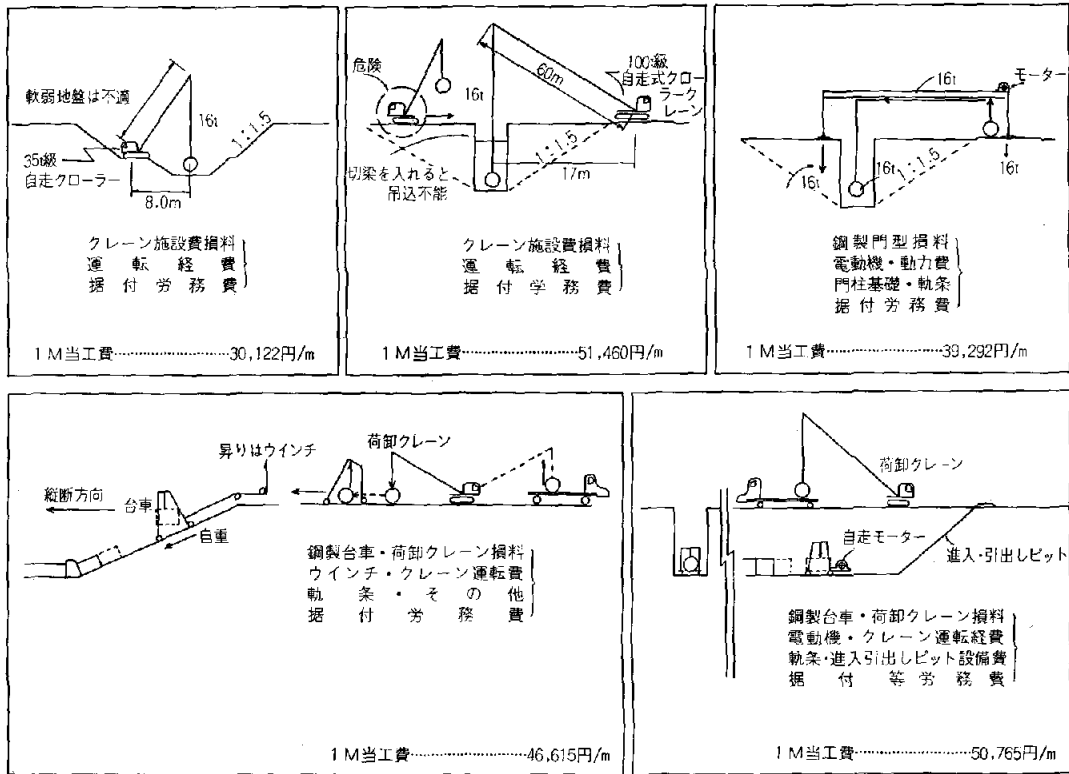


図-9

7. 本稿のまとめ

以上、主要な予備的検討事項について記したがこの検討過程の中についてもまたそれ以外についても色々なテーマでの予備設計、比較設計があって、かなり長期にわ

たり、数多くの関係諸氏に御検討戴いた。こうしてほぼ基本的な設計施工方針の目途が出来たので本設計に入ることにした。

本設計と施工の内容、実施経過と結果については、その2(次号)に記載する。

笠岡湾干拓東側堤防の最終施工断面の決定について

八 幡 忠*

目 次

1. はじめに.....(49)	5. 計算結果.....(56)
2. 東側堤防の概要.....(49)	6. 実測値との比較.....(56)
3. 沈下量の計算条件.....(49)	7. 整形断面の決定.....(56)
4. 沈下量の計算方法.....(51)	

1. はじめに

国営笠岡湾干拓建設事業は、岡山県西部・瀬戸内海のほぼ中央に位置する笠岡湾の海面1,807haを、農林省、岡山県及び日本鋼管㈱の三者の共同工事で干拓し、農用地1,187ha、工業用地460haを造成するほか、残りの海面160haは港湾水域として利用することとし、また、農業用水、工業用水等の各種用水を共同事業で取水する、いわゆる多目的干拓事業である。(図-1)

本稿で述べる東側堤防は干拓地の東側に位置する延長3,816mの緩傾斜型堤防で、昭和47年度に+3.0mの高さで暫定締切を終えているが、今回残沈下量を見込んだ最

終施工断面を決定したので、その検討結果を報告するものである。

2. 東側堤防の概要

東側堤防は昭和44年度に着手し、昭和46年度から昭和47年度にかけて、天端標高+3.00mで暫定的に完成し、その後毎年度沈下した分を補修盛土を施工し、昭和50年10月には+3.20mとしたが現在では(52年度施工前)おおむね+3.00mとなっている。

東側堤防の現在の標準断面図及び地盤の状況は図-2 図-3のとおりである。

3. 沈下量の計算条件

(i) 計算地点

東側堤防下の地盤は、最大-14.0m付近までは、ほぼ同一土性を示しており、土質特性は全線一様とみなすことが出来る。従って、計算地点としては、対象軟弱層の厚さと、計画置換底標高の変化により、圧密層圧の異なる地点とする。図-3により、表-1の各点を計算断面とする。

(ii) 地盤定数

本地区の地盤は、正規圧密状態にあるものとみなされ、上下の両面排水状態にあり、かつ堤軸線方向にもほぼ様な土質であると判断されることにより、各断面における設計値は、表-2の通りとする。

(iii) 盛土材料

東側堤防は、捨石と海砂により大部分が構築されているが、沈下計算においては増加荷重として影響を与える単位重量については、同じとみなし次の標準値を用いる。

空中重量 $\gamma_t = 2.0 \text{ t/m}^3$ 、水中重量 $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$

(iv) 水位

潮止め完了の昭和49年度までは、地区内、航路側ともに平均潮位の+0.23mとし、地区内排水は、昭和51年度

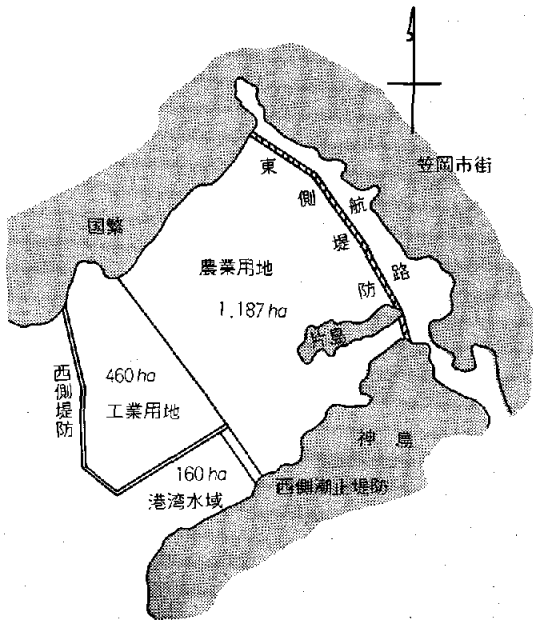
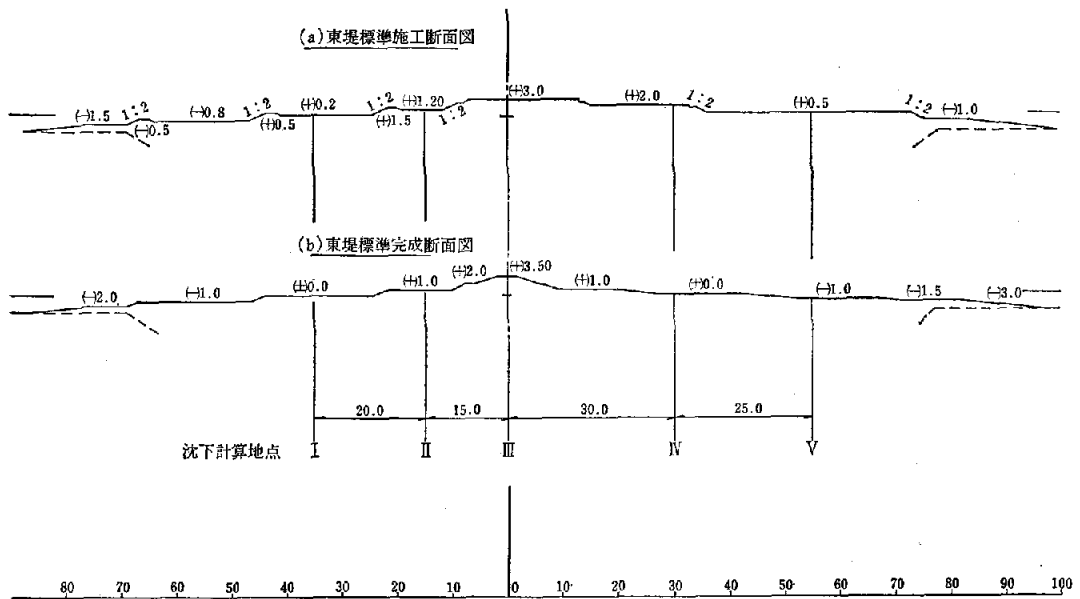
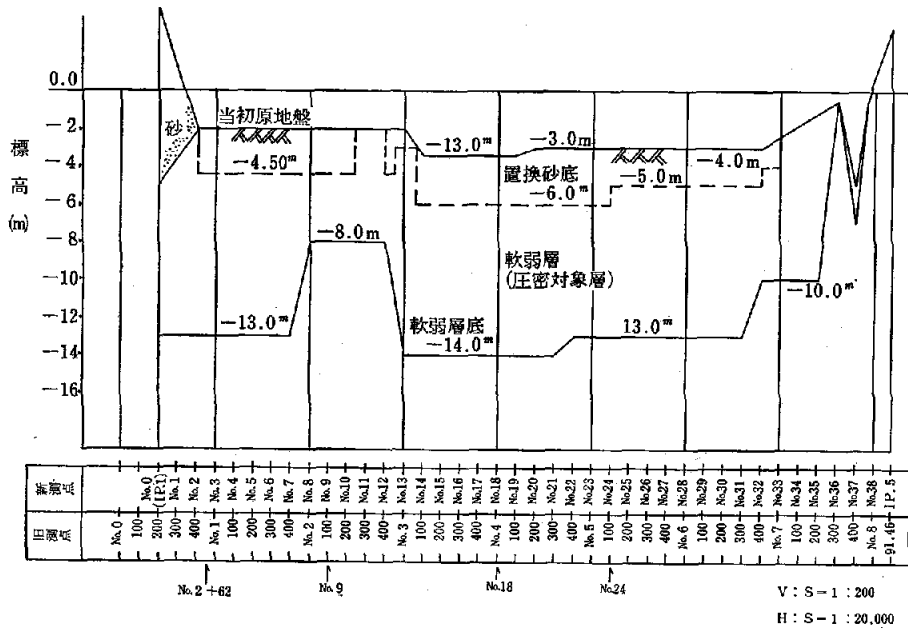


図-1 笠岡湾干拓概要図

* 笠岡湾干拓建設事業所



図—2 東堤標準断面図



図—3 地盤縦断面図

表—1 沈下計算地点

測定番号	地点	I	II	III	IV	V
No. 2+62		より	より	堤軸線	より	より
No. 9		航路側	航路側	(L)	地区内	地区内
No. 18		35m	15m		側30m	側55m

表—2 地盤定数

排水層	原地盤	単位重量 γ (g/m^3)	C_c	e_0	$Mu\bar{P}$	Cu (cm^2/sec)
圧密対象層	-5.50	1.41	1.57	2.86	0.18	4×10^{-4}
	-9.50	1.41	2.02	3.29	0.18	4×10^{-4}
	-11.50	1.47	1.37	2.21	0.18	4×10^{-4}
	-14.00	1.65	0.87	1.40	0.18	4×10^{-4}

から昭和52年度にかけて行なわれたが、計算上は各点の地区内地盤標高（盛土法尻）まで下がるものとする。

(b) 盛土の施工時期

盛土の施工時期は、各点別に施工年度が異なるが、盛土荷重は施工期間の中間日に瞬時載荷したものとして計算する。

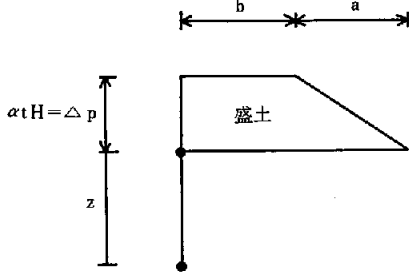
(c) 圧密層厚

計算対象となる圧密層厚は、各計算断面における対象軟弱層厚と置換底標高によって決定される。圧密層厚は、各計算地点（Ⅰ～Ⅴ）ともに同一とし、水平状態と仮定する。

4. 沈下量の計算方法

(i) 計算の仮定

- (a) 盛土荷重は、各施工期間の中間日に瞬時載荷したものとする。
- (b) 各段階における盛土荷重は、各々独立して圧密に寄与する。
- (c) $mv \bar{p}$ は一定であるとし、現時点までの mv はこれまでの余盛土荷重に対する平均 mv を各層別に算出し、計算に用いる。
- (d) mv, cv はともに独立して作用するものとし、ともに時間 t に対しても独立している。
- (e) Terzaghi の一次元圧密理論に基づいて計算を行う。



図—4

(ii) 計算方法

(a) 盛土荷重 ($I_{ij} \Delta p_j$)

各々の盛土 (j) 毎に、盛土高を決定しその盛土高に土の有効単位重量を乗じて盛土荷重 (Δp_j) を求める。計算地点各層の中位深度 (i) における各盛土 (j) に対する鉛直方向増加荷重 ($I_{ij} \Delta p_j$) は、J・Osterberg の図表による台形盛土荷重の応力係数 (I_{ij}) を乗じて求める。

J・Osterberg の応力影響係数 I の算定式

$$I = \left[\frac{1}{\pi} \left\{ \left(1 + \frac{B}{A} \right) \tan^{-1} (A + B) - \frac{B}{A} \tan^{-1} B \right\} \right]$$

ここに、 $A = \frac{a}{z}$, $B = \frac{b}{z}$ (図—4)

(b) むり込み量

置換底掘削後の第1段盛土砂施工により、瞬時に原地盤表層部が変形圧縮されるが、これを「むり込み」と称し、第1段盛土荷重として追加するとともに、圧密層厚 (H) は、むり込み分を除外したものと考える。(むり込みにより、盛土砂の有効重量から、原地盤の有効重量を差し引いた分だけの増加荷重があったものとする。)

(c) 有効土被り荷重 (Poi)

$$Poi = W_1 + W_2 + \dots + \frac{W_i}{2}$$

ここに、 Poi : 第 i 層中位深土における有効土被り荷重

W_i : $(\gamma_i - 1.0) h_i$

γ_i : 第 i 層の単位重量

h_i : 第 i 層の層厚

(d) 沈下計算式

圧密層厚 H なる半無限の土層表面に ΔP の載荷を行なった時に生じる沈下量 S は、次式によって求められる。

$$S = mv I \Delta P H$$

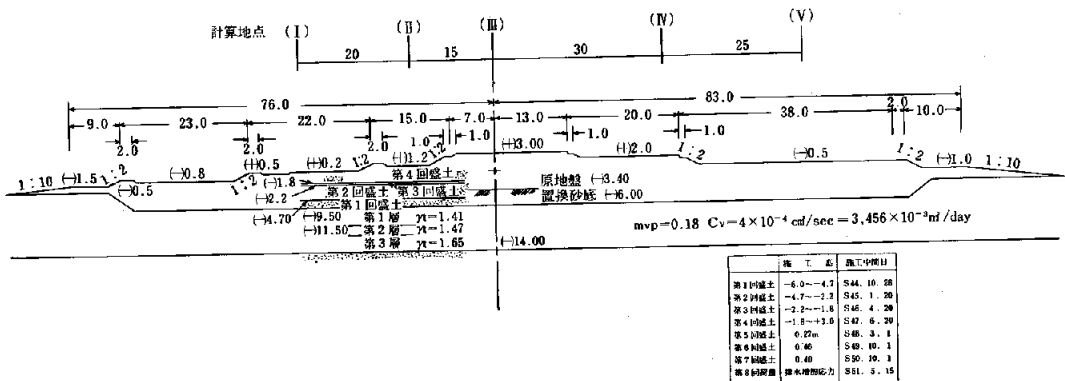
ここに、 mv : 体積圧縮係数

I : 応力影響係数

$I \Delta P$: 土層中央深さにおける鉛直有効増加荷重

(e) 体積圧縮係数 (mv_i)

各層毎に平均 mv_i を求め、沈下計算に用いる。



図—5 No. 18 地点沈下計算図

$$mvi = (mv\bar{p})i / Poi + \frac{\sum I_{ij} \Delta p_i}{2}$$

ここに、mvi: 第 i 層における平均 mv

(mv \bar{p})_i: 第 i 層における mv \bar{p} 値

(f) 排水による応力増加

干陸排水が行なわれた事により、有効応力の増加が生じる。このため、各水位 (+0.23m) と地区内法尻とを直線で結んだ応力増加荷重を考え沈下計算を行なう。

(g) 時間と沈下量

圧密沈下量と時間の関係は次式により求める

$$t = \frac{D^2 Tu}{Cv}$$

ここに、Tu: 時間係数

Cv: 圧密係数

t: 経過時間

D: 排水距離 (両面排水 $D = \frac{H}{2}$)

表-3 盛土荷重

盛土区分	地点番号	記号	施工標高	施工高	増加荷重	ΔP 計算根拠	施工中間日
第1回盛土	I~V	P ₁	-4.7	2.3	0.824	(1.0×2.3) - {0.41×(7.0-3.4)} = 0.824 砂の増分 粘土の取去った分	S 44. 10. 28
2	I~V	P ₂	-2.2	2.5	2.5	1×2.5=2.5	45. 1. 20
3	I~V	P ₃	-1.8	0.4	0.4	1×0.4=0.4	46. 4. 20
4	I	P ₄₁	+0.2	2.0	2.0	1×2=2.0	47. 6. 20
		P ₄₂	+1.2	3.0	3.97	1×(1.8+0.23)+2×(1.2-0.23)=3.97	
		P ₄₃	+3.0	4.8	7.57	1×(1.8+0.23)+2×(3-0.23)=7.57	
		P ₄₄	+2.0	3.8	5.57	1×(1.8+0.23)+2×(2-0.23)=5.57	
		P ₄₅	+0.5	2.3	2.57	1×(1.8+0.23)+2×(0.5-0.23)=2.57	
補修盛土	III	P ₅₃	(2.78)+3.0	0.27	0.54	2×0.27	48. 3. 1
		P ₆₃	(2.60)+3.0	0.40	0.80	2×0.4	49. 10. 1
		P ₇₃	(2.80)+3.2	0.40	0.80	2×0.4	50. 10. 1

第8回荷重として、地区内排水による水位低下→荷重増を考える。海側水位+0.23(不変)、地区内-3.00、51. 5. 15

表-4 沈下計算 III地点

層区分	層厚 ① h	先行荷重 ② t/m ² P ₀	圧密荷重								⑪ = ② + $\frac{\sum \Delta P}{2}$
			③ I ₁ ΔP ₁	④ I ₂ ΔP ₂	⑤ I ₃ ΔP ₃	⑥ I ₄ ΔP ₄₃	⑦ I ₅ ΔP ₅₃	⑧ I ₆ ΔP ₆₃	⑨ I ₇ ΔP ₇₃	⑩ I ₈ ΔP ₈₃	
第1層	2.50	1.989	(1.0) 0.824	(1.0) 2.5	(1.0) 0.4	(0.993) 7.517	(0.759) 0.41	(0.763) 0.61	(0.757) 0.606	(0.866) 0.346	8.5955
2	2.00	2.971	(1.0) 0.824	(1.0) 2.5	(1.0) 0.4	(0.985) 7.456	(0.694) 0.375	(0.697) 0.558	(0.692) 0.554	(0.832) 0.333	9.471
3	2.50	4.279	(1.0) 0.824	(1.0) 2.5	(1.0) 0.4	(0.974) 7.373	(0.634) 0.342	(0.638) 0.51	(0.633) 0.506	(0.798) 0.319	10.666
計	7.00										

層区分	圧密荷重 t/m ²			荷重別沈下量								計
	⑫ m _v P	⑬ = ⑫ ÷ ⑪ m _v	⑭ = ⑬ × ① m _v h	⑮ × ③ S ₁	⑯ × ④ S ₂	⑰ × ⑤ S ₃	⑱ × ⑥ S ₄₃	⑲ × ⑦ S ₅₃	⑳ × ⑧ S ₆₃	㉑ × ⑨ S ₇₃	㉒ × ⑩ S ₈₃	
第1層	0.18	0.0209	0.0523	0.043	0.131	0.021	0.393	0.021	0.032	0.032	0.018	
2	0.18	0.019	0.038	0.031	0.095	0.015	0.283	0.014	0.021	0.021	0.013	
3	0.18	0.0169	0.0423	0.035	0.106	0.017	0.312	0.014	0.022	0.021	0.013	
計				0.109	0.332	0.053	0.988	0.049	0.075	0.074	0.044	1.724

表-5 経過日数と沈下量

年月日	荷重区分	経過日数	時間係数 T_v	圧密度 V	総沈下量	沈下量	備考
S. 44. 10. 28							
45. 1. 20	P_1	83	0.0234	0.173	0.109	0.019	計 0.019 $T_v = C_v / H^2 \times t$ H : 排水距離
46. 4. 20	P_1	538	0.1518	0.440	0.332	0.048	
47. 6. 20	P_2	455	0.1284	0.400	0.053	0.133	0.181
	P_1	965	0.2722	0.585		0.064	t : 日数
	P_2	882	0.2488	0.558		0.185	C_v : 0.003456m ² /day
48. 3. 1	P_3	427	0.1205	0.392	0.988	0.021	0.27
	P_1	1,218	0.3436	0.653		0.071	$\therefore T_v = 2.8212 \times 10^{-4} \times t$
	P_2	1,135	0.3202	0.632		0.210	
	P_3	680	0.1918	0.494		0.026	0.605
P_{43}	253	0.0714	0.302	0.298			
49. 10. 1	P_1	1,797	0.5070	0.768	0.049	0.084	0.929
	P_2	1,714	0.4836	0.754		0.250	
	P_3	1,259	0.3552	0.663		0.035	
	P_{43}	832	0.2347	0.545		0.538	
50. 10. 1	P_{53}	579	0.1633	0.456	0.075	0.022	1.092
	P_1	2,162	0.6099	0.820		0.089	
	P_2	2,079	0.5865	0.809		0.269	
	P_3	1,624	0.4582	0.739		0.039	
	P_{43}	1,197	0.3377	0.648		0.640	
	P_{53}	944	0.2663	0.581		0.028	
51. 5. 15	P_{63}	365	0.1030	0.360	0.074	0.027	1.189
	P_1	2,389	0.6740	0.846		0.092	
	P_2	2,306	0.6506	0.837		0.278	
	P_3	1,851	0.5222	0.776		0.041	
	P_{43}	1,424	0.4017	0.699		0.691	
	P_{53}	1,171	0.3304	0.641		0.031	
	P_{63}	592	0.1670	0.461		0.035	
	P_{73}	227	0.0640	0.286		0.021	
52. 10. 1	P_1	2,893	0.8162	0.892	0.044	0.097	1.358
	P_2	2,810	0.7928	0.885		0.294	
	P_3	2,355	0.6644	0.843		0.045	
	P_{43}	1,928	0.5439	0.790		0.781	
	P_{53}	1,675	0.4726	0.748		0.037	
	P_{63}	1,096	0.3092	0.622		0.047	
	P_{73}	731	0.2062	0.512		0.038	
	P_{83}	504	0.1422	0.426		0.019	
	60. 10. 1	P_1	5,815	>1		1.0	
P_2		5,732	>1	1.0	0.332		
P_4		5,277	>1	1.0	0.053		
P_{43}		4,850	>1	1.0	0.988		
P_{53}		4,597	>1	1.0	0.049		
P_{63}		4,018	>1	1.0	0.075		
P_{73}		3,653	>1	1.0	0.074		
P_{83}		3,426	0.967	0.925	0.041		

残沈下量
0.366m

表一6 沈下計算まとめ No. 18地点

地点		昭和 44年10月	45. 1	46. 4	47. 6	48. 3	49. 10	50. 10	51. 5	52. 10	60. 10	最終沈下 量 Sf	備 考
I	累計沈下量 St		0.031	0.297	0.444	0.636	0.842	0.913	0.955	1.056	1.242	1,242	
	盛土標高施工前	-7.00	-4.731	-2.466	-1.947	+0.008	-0.198	-0.269	-0.311	-0.412	-0.598		
	〃 後	-4.70	-2.20	-1.80	+0.20								
	期間沈下量		0.031	0.266	0.147	0.192	0.206	0.071	0.042	0.101	0.186		
	計算盛土高	2.30	2.50	0.40	2.00								計 7.20
	実測標高									-0.25			
II	累計沈下量 St		0.027	0.254	0.379	0.653	0.915	1.005	1.058	1.186	1.422	1,422	
	盛土標高施工前	-7.00	-4.727	-2.427	-1.925	+0.927	+0.665	+0.575	+0.522	+0.394	+0.158		
	〃 後	-4.70	-2.20	-1.80	+1.20								
	期間沈下量		0.027	0.227	0.125	0.273	0.262	0.090	0.053	0.128	0.236		
	計算盛土高	2.30	2.50	0.40	3.00								計 8.20
	実測標高									+0.55			
III	累計沈下量 St		0.019	0.181	0.270	0.605	0.929	1.092	1.189	1.358	1.721	1,724	
	盛土標高施工前	-7.00	-4.719	-2.362	-1.889	+2.665	+2.676	+2.837	+3.103	+2.934	2.571		
	〃 後	-4.70	-2.20	-1.80	+3.00	+3.00	+3.00	+3.20					
	期間沈下量		0.019	0.162	0.089	0.335	0.324	0.163	0.097	0.169	0.363		
	計算盛土高	2.30	2.50	0.40	4.80	0.27	0.40	0.40					計11,070
	実測標高				+2.73	+2.60	+2.80		+2.96 (+2.38)				
IV	累計沈下量 St		0.023	0.221	0.328	0.637	0.874	1.024	1.111	1.257	1.553	1,560	
	盛土標高施工前	-7.00	-4.723	-2.398	-1.907	+1.691	+1.454	+1.304	+1.217	+1.071	0.775		
	〃 後	-4.70	-2.20	-1.80	+2.00								
	期間沈下量		0.023	0.198	0.107	0.309	0.237	0.150	0.087	0.146	0.296		
	計算盛土高	2.30	2.50	0.40	3.80								計 9.00
	実測標高									+1.05			
V	累計沈下量 St		0.026	0.248	0.371	0.562	0.725	0.829	0.889	1.091	1.414	1,436	
	盛土標高施工前	-7.00	-4.726	-2.422	-1.923	+0.309	+0.146	+0.042	-0.018	-0.220	-0.543		
	〃 後	-4.70	-2.20	-1.80	+0.50								
	期間沈下量		0.026	0.222	0.123	0.191	0.163	0.104	0.060	0.202	0.323		
	計算盛土高	2.30	2.50	0.40	2.30								計 7.50
	実測標高									+0.1			

表一 7 実則値と計算値の比較

No. 2 + 62						No. 18			
		計算 S52. 10		実則 S52. 2		計算 S52. 10		実則 S52. 2	
		Ⅲ	V	S51-B 1	S51-B 2	Ⅲ	V	S51-B 4	S51-B 5
		ℓ 直下	ℓより55m	ℓより6m	ℓより46m	ℓ	ℓより55m	ℓより6m	ℓより46m
		m	m	m	m	m	m	m	m
盛土厚		9.63	6.00	9.80	5.70	11.7	7.5	11.10	7.70
盛土砂底		(-)6.802	(-)6.434	(-)6.61	(-)6.30	(-)8.358	(-)8.091	(-)8.16	(-)7.59
天端標高		(+)2.950	(-)0.342	(+)3.19	(-)0.60	(+)2.934	(-)0.220	(+)2.94	(+)0.11
残沈下量点	S 52. 10 時	0.420	0.358	—	—	0.366	0.345	—	—

表一 8 計画高と最終標高の比較

	計 算 点	全 沈 下 量	S52. 10ま での沈下量	S52. 10の 残沈下量	S52. 10の 推定天端高	計 画 高	最 終 標 高
No. 2+62	I	1.079	0.857	0.222	(-)0.551	(±)0.0	(-)0.773
	II	1.274	1.004	0.270	(+)0.280	(+)1.0	(+)0.010
	III	1.722	1.302	0.420	(+)2.952	(+)3.5	(+)2.530
	IV	1.546	1.162	0.384	(+)0.912	(±)0.0	(+)0.528
	V	1.292	0.934	0.358	(-)0.342	(-)1.0	(-)0.700
No. 9	I	0.446	0.446	0	(-)0.102	(±)0.0	(-)0.102
	II	0.525	0.525	0	(+)0.791	(+)1.0	(+)0.791
	III	0.628	0.628	0	(+)3.159	(+)3.5	(+)3.159
	IV	0.582	0.582	0	(+)1.154	(+)0.0	(+)1.514
	V	0.534	0.534	0	(+)0.079	(-)1.0	(+)0.079
No. 18	I	1.242	1.056	0.186	(-)0.412	(±)0.0	(-)0.598
	II	1.422	1.186	0.236	(+)0.393	(+)1.0	(+)0.157
	III	1.724	1.358	0.366	(+)2.934	(+)3.5	(+)2.568
	IV	1.560	1.257	0.303	(+)1.071	(±)0.0	(+)0.768
	V	1.436	1.091	0.345	(-)0.220	(-)1.0	(-)0.565

表一 9 余盛量のまとめ

単位(m)

	計 画 高	航 路 側					天 端	地 区 内 側				
		-2.0	-1.0	±0.0	+1.0	+2.0	+3.5	+1.0	±0.0	-1.0	-1.5	
No. 2+62 A Type	S52. 10時点 計算残沈下	—	—	0.222	0.27	—	0.42	0.384	0.358	—	—	
	余 盛 量	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0	
	整形天端高	-2.0	-0.9	+0.2	+1.3	+2.4	+3.9	+1.4	+0.4	-0.6	-1.5	
No. 9 C Type	計算残沈下	—	—	0	0	—	0	0	0	—	—	
	余 盛 量	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	整形天端高	-2.0	-1.0	±0.0	+1.0	+2.0	+3.50	+1.0	±0.0	-1.0	-1.5	
No. 18 B Type	計算残沈下	—	—	0.186	0.236	—	0.366	0.303	0.345	—	—	
	余 盛 量	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0	
	整形天端高	-2.0	-0.9	+0.2	+1.3	+2.4	+3.9	+1.3	+0.3	-0.7	-1.5	

なお、 C_v が層毎に異なる場合には任意の代表 C_v' を定め次式により換算層厚 H' を求める。

$$H' = \sum h_i \sqrt{\frac{C_v'}{C_{vi}}}$$

ここに、 C_{vi} : 第 i 層の C_v

h_i : 第 i 層の層厚

5. 計算結果

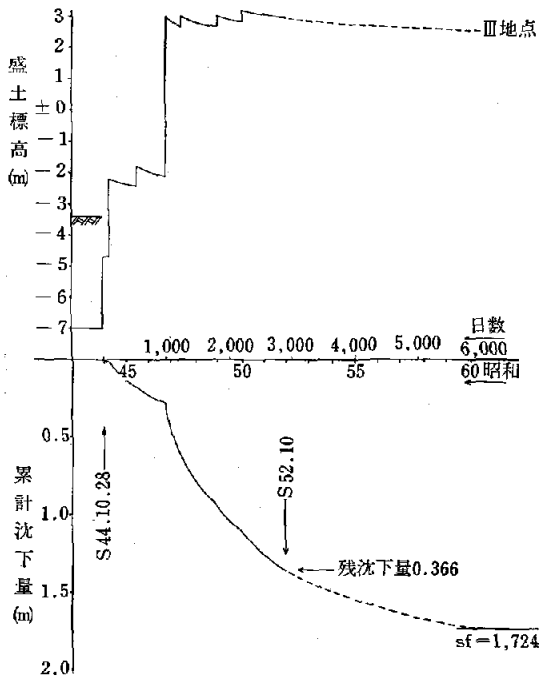
沈下計算は表—1の各点で行なったが、ここではNo. 18についてのみ、その結果を示す。

(イ) 沈下計算図

盛土の施工状況等を示す沈下計算図は、図—5の通りである。

(ロ) 盛土荷重

盛土施工による増加荷量は表—3の通りである。



図—6 No. 18, III地点経過日数と沈下量

(ウ) 沈下計算

沈下計算はI~Vの各地点で行なったが、ここではIIIの計算結果を表—4に示すが、その全沈下量は1,724mである。

(エ) 経過日数と沈下量

昭和52年10月1日までの沈下量(III地点)の計算結果を表—5に示す。昭和52年10月1日以降の残沈下量は、 $1,724\text{m} - 1,358\text{m} = 0.366\text{m}$ となる。

(オ) 沈下計算のまとめ

No. 18地点の沈下計算のまとめを表—6に示す。またIII地点の計算結果をグラフにしたものを図—6に示す。

6. 実測値との比較

昭和52年2月にボーリング調査を行なった実績と、計算値の比較を表—7に示すが、実測値と計算値が比較的合致していることがみられ、沈下計算の妥当性がみられる。

7. 整形断面の決定

現在のまま放置した場合の各計算断面における残沈下量を見込んだ最終標高と計画高との比較を表—8に示す。表にみられる様に各断面とも、地区内側は現在のまま放置しても計画高以上となり、航路側では計画標高を割ることになる。

したがって、地区内側は整形による荷重の減少により、沈下量の減少が予想されるが、その場合の試算をNo. 18—III地点で行なった結果は数cm程度であり、沈下計算の精度を考慮すれば問題とならない程度であるので、計画高+残沈下量を整形断面標高とする。また、航路側は残沈下量程度を余盛量として考え、計画高+余盛量を整形断面標高とする。

各計算断面の余盛量を表—9に示す。

なお、決定した各整形断面について、全応力円形すべり解析法により、航路側と地区内側について全6ケース検討を行なった結果、その最小安全率は1.87~2.59と非常に高い安全率となっており、天端を含むような大きなすべりは生じないと考えられる。

草地開発における防災対策

—葛巻区域の実施例—

伊藤 靖*
原田 祥文**

目 次

- 1. はじめに.....(57)
- 2. 区域の概況.....(57)
- 3. 防災対策.....(58)
- 4. 袖山団地における防災対策の評価と反省.....(63)

1. はじめに

当公団では、北海道から沖縄までおよそ20の事業区域で年間3,000haの草地を開発している。草地開発の事業区域は、気象、地形等の自然条件が一般に劣悪で、しかも近年、開発について厳しい規制がもうけられるなど、草地開発の周辺は厳しい条件にある。このため、開発された草地と自然環境の保全のための防災対策が草地開発を計画するうえでの重要な課題となっている。

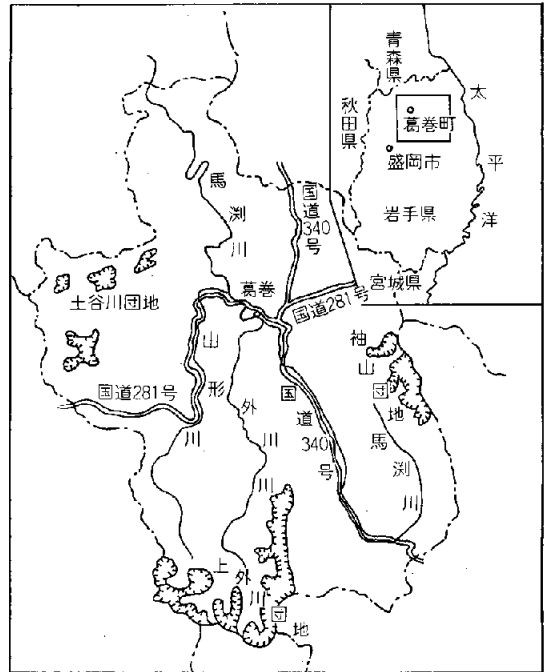
草地開発における防災対策は、開発された草地を各種災害から守るとともに自然環境の保全並びに地域外への土砂の流出防止をはかることを主眼にして、区域の自然条件、社会条件及び事業効果（投資限界）等を総合的に検討してすすめられなければならない。

従来、防災計画が土木的手段による防災施設を造成することを主体に考えられがちであったが、それだけでは十分な防災効果をあげることは難しく、経済的に得策と言ひ難い。草地の造成工法、施工方法、土地利用計画及び既存立木の有効利用等の面からの検討を行いながら、防災計画がすすめられなければならない。

本葛巻区域は実施途上で対策の適否を判定するに至っていないが、厳しい自然環境条件における防災対策の実施例を紹介する。

2. 区域の概況

本事業は、北上山系の北部中央に位置する岩手県葛巻町（図—1参照）の山林、原野を開発して1,400haの草地を造成し、併せて畜舎、サイロ等の農業用施設の整備を行って酪農を主体とした畜産物の生産団地を建設するもので、昭和50年度に農用地開発公団事業（広域農業開



図—1 位置 図

発事業）として発足した。

開発予定地は、土谷川、袖山及び上外川の3団地からなり、その面積はおおよそ2,100ha、標高500~1,200mの比較的高海拔地に分布している。葛巻町を含む北上山系は、標高400~700mと800~1,100mのところ高原状の緩傾斜地が発達しており、開発予定地はこの緩傾斜地を主体としている。これらの緩傾斜地の大半は南北方向をとる稜線の山頂部付近西向斜面上に発達しており、反対側の東側斜面はカール状の急傾斜地を呈する非対象山陵を形成している。この山頂緩傾斜面の成因は、氷河期の寒

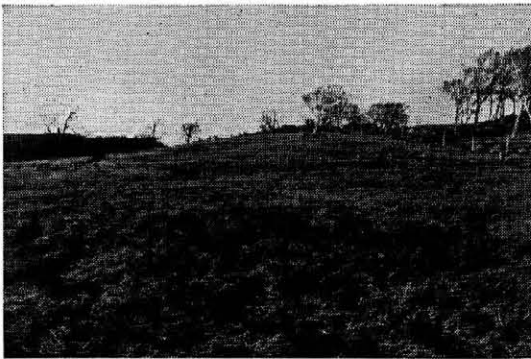
* 農用地開発公団 葛巻事業所長
** " " 東北事務所開発課

冷気候による周氷河作用によるものといわれている。

北上山系において特筆すべきことは、豪雨性の崩壊以外に寒冷気候下における凍結、融解作用の繰返し及び卓越した季節風によって発生したと思われる風食荒廃地が散見される。(写真-1参照) この風食荒廃地の特徴は



施 工 前



施 工 後

写真-1 柵内の内側に客土し草地化を実施している。草地は安定した状態にある。

- (i) 荒廃地の発生は、草地内に限定され、林地には全く見られない。
- (ii) 荒廃地の発生箇所は、南北あるいは北北西～南南東に連なる稜線または支稜の西又は南西向斜面であって山頂部に近い緩傾斜地帯で、西側に風をさえぎるものない開いた箇所である。
- (iii) 荒廃地の発生している海拔高度は、北上山系の北部地区で900～1200m、南部地区で800～1000mである。

このことから高橋*・村井**両氏は「北上山地の畜産利用に対するの保全的観点からの提言」(1975年10月)として畜産開発上の留意点を提起している。この提言は3

1) 周氷河現象とは、氷河周辺の寒冷気候地域において凍結あるいは凍結、融解作用の繰返しによって生ずる現象のことで、このような現象の発生する地域を周氷河地域と呼んでいる。北上北台手広城農業開発関連調査報告書昭和51年3月林野庁

* 高橋：岩手大学農学部助教授

** 村井：農林省林試東北支局長

項目に分類できるが、その要約は次のとおりである。

(1) 山地荒廃の現況とその原因について

北上山系の風食荒廃地は、初冬から春先にかけての強い季節風(西風)により、積雪が少なく、このため、凍結、融解を繰り返している土壌が吹き飛ばされて発生する。また放牧による立木伐採、火入れなどの環境変化が荒廃化の素地を形成したものと推定している。

(2) 荒廃危険地区の推定

危険地区として

- ① 標高1,000m以上
 - ② 西～南向き斜面
 - ③ 南～西方位の1km(水平距離)の範囲に高度差50m以上の障害物(山塊)がないところ。
- の3条件を満たしているところと規定している。要注意地区として、水及び土砂の保全上から考えて
- ① 傾斜がきつづく著しい変移点をもっている箇所
 - ② 山腹の凹曲部で地表流下又は地中水の集中流下する箇所
 - ③ 基岩の風化が異常に進み節理または片理が著しく進んだ箇所
 - ④ 表土がうすく乾性な土壌が石礫地になっている箇所
 - ⑤ 谷密度の大きい地区
 - ⑥ その他、地形、地質、土壌などから見て明らかに危険と考えられる箇所、6項目をあげている。

(3) 開発に際しての保全対策

荒廃危険地区にあつては現況に応じて、軽度放牧、休牧、禁牧とするよう提案している。また、要注意地区にあつては、有林地は原則として禁伐とし無林地は積極的に造林を行うこと、さらに開発地区内に配置すべき林帯の標準幅員と林種についても提案している。

このため、本報文は、風食対策を必要とする袖山団地について、昭和51、52、年度の実施例を主体に記述する。袖山団地は、標高950～1,200mの山頂部緩傾斜地帯で、全域が水源かん養保安林に指定されている。本団地の気象概況は表-1に示すとおりで、このうち特徴的なことは、初冬から春先にかけての強大な季節風(主風向は西風)の発生である。

3. 防災対策

本区域の防災対策は、草地防災については、風食による草地の荒廃と、主として降水に起因する草地の侵食とそれに伴う土砂の流亡による草地の荒廃、地域防災では、主として土砂の流出を防災の対象と考え、これが対策として、草地の造成工法、施工方法及び既存林帯の活用等によって草地の荒廃を抑制することを基本とし、補完的に土木的手段による防災施設を設けることとした。

以下、本区域の防災対策について記述する。

表-1 袖山団地 気象表

農林省東北農業試験場で観測

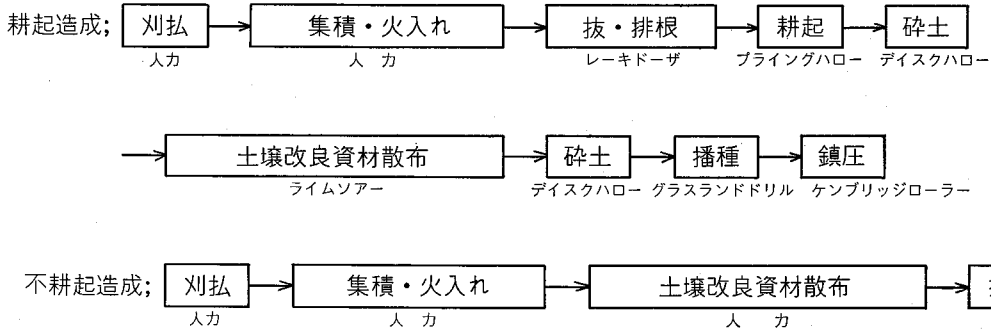
	気 温			風 速			主 風 向 (%)								備 考		
	最 高	最 低	平 均	平 均	日最大瞬間	日最大瞬間極値	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW			
50年11月	℃ 5.3	℃ -1.1	℃ 2.1	m/s 3.6													
12月	-4.6	-9.1	-6.8	3.5													
51年1月	-7.0	-12.3	-9.6	4.5	(20.8)	(25.5)									100		(注) ()内は一部欠測
2月	-4.0	-10.3	-7.2	8.0	15.8	24.5	4		8		8	23	54	4			
3月	-2.4	-8.7	-5.5	(9.3)	(17.5)	(26.3)	4				4	8	81	4			
4月	(9.3)	(-1.6)	(3.9)	(7.3)	(14.6)	(28.4)					4	13	13	71			
5月	(15.5)	(5.2)	(10.3)	(6.3)	(15.3)	(25.5)					4	25	58	13			
6月	(17.8)	(10.4)	(14.1)	5.0	10.3	22.0			7	10	13	3	53	13			
7月	22.5	14.0	18.2	(4.3)	(8.6)	(15.0)			11	21		14	50	4			
8月	19.1	13.6	16.4	(3.2)	(9.0)	(15.0)		7	7	14		29	36	7			
9月	16.3	10.2	13.2	3.7	10.7	20.8			23	27	7	13	30				
10月	11.8	3.7	7.8	5.6	15.1	34.0			3	10	3	6	61	16			
11月	(4.3)	(-4.1)	(0.1)	7.5	19.3	32.0					3	17	80				
12月	(-7.1)	(-12.6)	(-9.9)	8.5	19.8	31.0				3	3	13	77	3			
52年1月	-8.8	-14.1	-11.5	8.6	19.1	25.5		3					94	3			
2月	(-7.3)	(-12.8)	(-10.0)	(8.2)	(20.0)	(32.5)			5			5	81	10			
3月	(-0.3)	(-8.0)	(-4.1)	(8.1)	(19.1)	(30.5)		3		14	3	14	66				
全体(50年11月~52年3月)平均	4.7	-2.2	1.3	6.2	15.7	25.9	0.5	0.9	4.3	6.6	3.5	12.2	62.2	9.9			
放牧期(51年5月~51年10月)平均	17.2	9.5	13.3	4.7	11.5	22.1		1.2	8.5	13.7	4.5	15.1	48.2	8.9			
非放牧期(50年11月~51年4月)平均	-2.1	-8.6	-5.3	7.0	18.4	28.5	0.9	0.7	1.4	1.9	2.8	10.3	71.5	10.5			
非放牧期(51年11月~52年3月)平均																	
非放牧期(51年1月~51年4月)平均	-1.2	-8.3	-4.7	7.5	18.0	28.0	1.3		1.3	0.5	3.7	12.3	67.3	13.6			
非放牧期(51年11月~51年12月)平均																	

(1) 草地の造成工法による対応

草地は、傾斜角度が増加するほど、土壤保全効果に差異が生じ、侵食、土砂流亡が増加することが明らかである。このため、急傾斜地は、土壤保全上耕起することは好ましくない。とくに耕起作業直後の降雨及び造成後、牧草が活着するまでの間（2～3週間）の裸地状態での降雨による土砂流亡ははなはだしい。そこで、本区域で

は、急傾斜地は極力不耕起造成工法を採用することとし、採草地は、山成りによる耕起造成工法、傾斜度150以上および山腹斜面の下部地区境界沿は、極力不耕起造成工法とした。

なお、本区域における耕起造成、不耕起造成の作業工程は下図のとおりである。

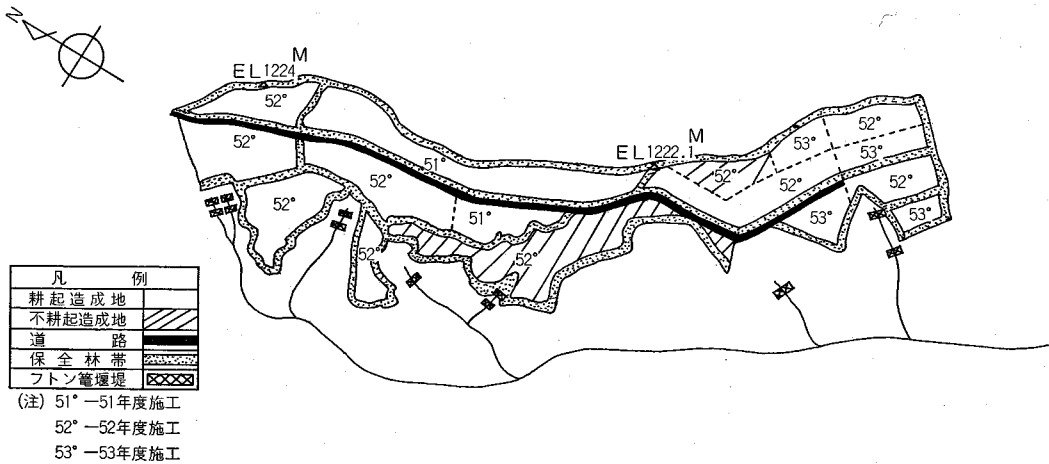


(2) 土地利用計画からの対応

不耕起造成は、耕起造成に比較して土砂の流亡が著しく少ないことは各地の実績で明らかである。このため山腹斜面の上部には、耕起造成区（主として採草地）を、下部の地区境界沿には、不耕起造成区（放牧地）を配置

し、更に造成区の周辺部には保全林帯を配置して、Closed-Typeを形成、この林帯により草地からの流亡土砂を捕捉して地区外への流出防止をはかった。（図一参照）

なお、保全林帯については、前述の高橋・村井両氏の



図一2 袖山団地土地利用計画図

提言（表一2）を参考にし、配置位置、間隔及び幅員を決定した。

(3) 施行計画からの対応

図一2に示すように、同一斜面を帯状に開発年度をかえて施工する計画とした。耕起造成のように土地の形質を変更するものにあつては、風食、水食等の受食性は造

成初期に高く、草地が安定すれば耐食性が增大する。従つて、この造成方法は、草地が安定するのを待つて、その上部あるいは下部を順次開発していくもので、草地面の土砂流亡を軽減するうえに有効であると期待している。また、裸地状態をできるだけ短くするため、試験的にソルガム、スーダン、サボタニアンクローパー等の比較的生育の早い草種を牧草と混播して、造成地の上部から50m間隔に幅50mのグリーンベルトを設けた。

※ 耕起造成の場合で、前植生が原野の場合は [刈払] ～ [抜・排根] までの工程を省略する。

表一 林帯の標準幅員 (水平距離m)

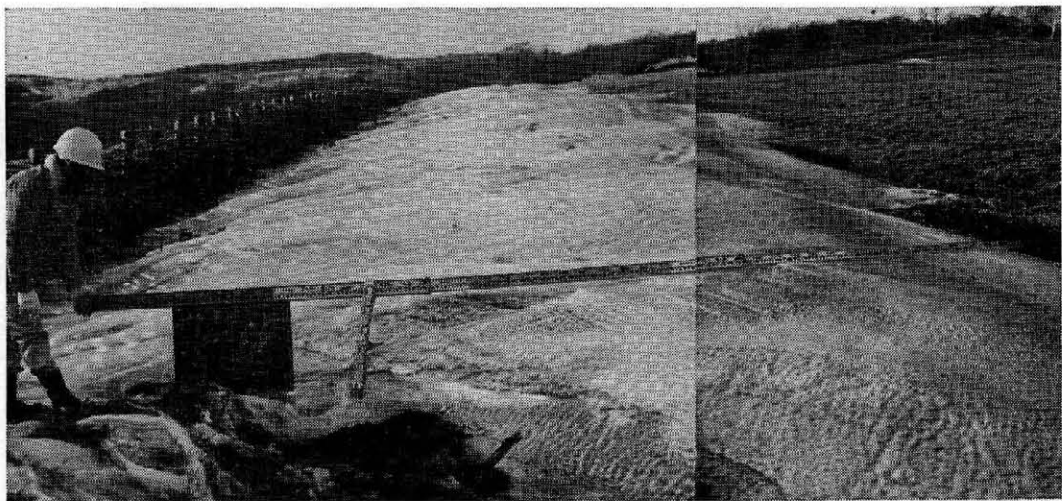
(村井)

斜面長(m) 傾斜角(°)	100	200	300	400	500
5	20	40	68	80	100
10	28	56	84	112	114
15	34	68	102	136	170
20	40	80	120	160	200
25	44	88	132	176	220
30	50	100	150	200	250

注. この標準幅員は更新帯も含んだ数字であり, 最小必要数はこの $\frac{1}{2}$ である。

(4) 防災施設での対応

(i) 風食荒廃地対策としては, 風食荒廃地に客土を行い, 牧草を播種して積極的に緑化を計ることとしている。もともと, 北上山系の風食荒廃地は, 初冬から春先にかけての強い季節風により, 凍結・融解を繰り返している土壌が吹き飛ばされて発生することから, この風の力を減殺して緑化部分を保護するため, 粗朶柵工(写真一2)及び植林を実施している。柵工は緑化部分が安定するまでの暫定措置であり, 植林は恒久措置と位置づけることができよう。植林の樹種選定にあたっては



写真一2 粗朶柵工による防風効果を示す

- ① 高海拔地でも耐えること。
- ② 地上部の初期成育が速いこと。
- ③ 森林特性を利用し異種植栽により競合成長を助長すること。
- ④ 樹種相互の成長補間があること。

等を考慮して, カラマツ・ダケカンパの混植とし, 植栽

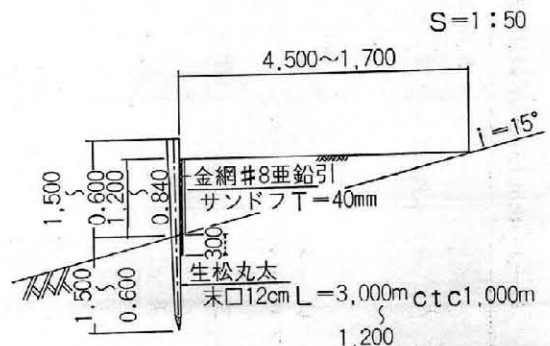
密度は, 3,000本/haとしている。

(ii) 土砂流出対策としては, 草地防災としてのマット柵工(写真一3)を下図(図一3)のように開発区域の下流部に, 等高線沿に配置している。

また, 抜根作業により発生する排根線を等高線沿に配置して柵工に代替している箇所もある。



写真一3 マット柵工



図一3 マット柵工断面図

表一3 流出土砂貯留施設計算表

区 分	施設番号	集水区域の状況				流 出 土 砂 量												貯 留 土 砂 量					
		集 水 面 積	利用区分			林 地				草 地				裸 地				土砂量 計	貯留施設		許 貯 砂 容 量		
			林地	草地	裸地	面 積	ha当り 流出量	期間	土砂量	面 積	ha当り 流出量	期間	土砂量	面 積	ha当り 流出量	期間	土砂量		種 類	高 さ		延 長	
ha	%	%	%	ha	m ³ /年	年	m ³	ha	m ³ /年	年	m ³	ha	m ³ /年	年	m ³	m ³		m	m	m ³			
(14 団 地) (A1ブロック)																							
施 工 中	A1-4	6.30	24	—	76	1.53									3.84 (排)0.25 (道)0.68	4/12 300 6/12 102	384 38 102	524					
施 工 後	"	"	24	61	15	"	1	5	8	3.84	15	5	288	(排)0.25 (道)0.68			—	296					
小 計									8				288				524	820	排根線	1.5	350	1,197	
施 工 中	A1-6	10.30	10	90	0	1.07				(不耕起) 9.21					(道)0.02	300	6/12	3	3				
施 工 後	"	"	10	90	0	"	1	5	5	"	2	5	92	"			—	97	100	柵工	0.6	825	338
計																	4,015					5,757 安全率 1.43	

(注) 1. 流出土砂量計算基準

- (1) 工事施工中
- ① 林地: 1 m³/ha年
 - ② 耕起造成草地, 道路, 排根線; 300 m³/ha年
 - ③ 不耕起造成草地, 植林地; 2 m³/ha年
- (2) 工事完了後
- ① 耕起造成草地; 15 m³/ha・年
 - ② 不耕起造成草地; 2 m³/ha・年

2. 流出土砂量計算

- (1) 計算期間 5ヶ年
- (2) 施工期間 草地; 4ヶ月, 道路6ヶ月

いずれの場合も、造成に起因する土砂流出は上記の方法により、造成区域内で阻止する方針で進めている。また流出土砂量の算定にあたっては、森林法第10条の2の規定にもとづく「開発行為の許可基準の運用細則について」（昭和49年10月31日49林野治第2521号 林野庁長官通達）によっている。計算例は下表（表一3）のとおりである。地域防災的施設として、フトン籠による堰堤



写真一4 フトン籠堰堤

表一4 概算工事費 (千円)

種	目	数 量	工 事 費
(1) 草地造成	耕起造成	90.3ha	97,300
	不耕起造成	38.4ha	22,000
	計	128.7ha	119,300
	(1ha当り)		(927)
(2) 防災施設	フトン籠堰堤	12ヶ所	24,700
	粗朶柵工	2,550m	5,900
	マット柵工	4,440m	16,800
	植 林	13ha	7,500
	排水路その他	1式	13,000
	計		67,900
(1ha当り)		(528)	

(写真一4)を造成区域の下流(地区外)の溪間に12ヶ所設置している。

(iii) 道路排水対策としては、道路側溝の完備、特に縦断勾配5%以上はU字側溝を布設し、その末端処理は横断暗渠により残存林のある沢に導水している。また風食荒廃地内に散在するガリ状浸食地は粗朶柵工による床固め工を実施している。

以上のような対策を講じているが、これに要する費用は大概下表(表一4)のとおりで、草地造成工事費のおよそ5割に達している。

4. 袖山団地における防災対策の評価と反省

造成工法あるいは施工計画上の考え方は一応、当初予想したとおりの結果となっているが、昭和52年8月に局部的な豪雨が発生(昭和52年8月17日、94.5mm/day)し、播種後1週間程度で、裸地状態であったため、リル状浸食の発生を見た。

そのリルの発生は残存林帯で囲まれた造成区を対象としたとき、斜面上流端から30m~50m程度から発生していることが判明した。このことからコンター沿に承水路を配置し末端は沢筋に結合させる方策が有効ではないかと考えられる。

防災施設については、土砂流出防止策としては排根線活用が有効であった。しかし、排根線が土堰堤化して背後に集水池ができたり、あるいは草地からの流去水が排根線をover-flowして、下流に損傷を与えたケース等改良を要する点もいくつかあった。

風食荒廃地の復旧については、緑地化(草地化)は完全に成功している。特に柵工の前後には雪の付着が見られ、春~夏にかけての牧草の生育は柵工の背後地は他と比較して大きい差異が見られる。

また、耕起造成、不耕起造成などの造成工法の違いと土砂および水の流出の相関についても調査区を設けて、昭和51年度から継続調査中であるのでこれらの成果を今後の開発計画に生かしていきたいと考えている。以上述べたように北上山系の高海拔地における草地造成について特に防災対策については確立された方法はなく、試行錯誤を繰り返している現状である。

矢作川の水利用と利水総合管理体制の確立をめざして

山口 新太郎* 高木 勸 二*
杉山 茂生* 福田 昇*

目 次

はじめに……………(64)	6. 用水管理上の要点……………(69)
1. 流域の概要……………(64)	7. 水需要量と配水管理……………(69)
2. 利水の歴史……………(65)	8. 水供給量と水源管理……………(71)
3. 国営矢作川・同矢作川第二農業水利事業…(65)	9. 管理上の施設に対する見直し……………(72)
4. 矢作川総合開発事業……………(66)	10. 今後の用水見とおし……………(73)
5. 愛知県の矢作川利水総合暫定管理……………(66)	むすび……………(73)

はじめに

“湯水の如く”と物の豊富な例に使われた言葉も昔のこと、河川水は農業用水、生活用水、工業用水と需要が増大し、豊かな矢作川に恵まれた愛知県中央の西三河地域も限りある資源としての水を見直す時期を迎えている。

“用水管理”の言葉も逼迫した水需給関係において強調され、潤沢に使われてきた農業用水も社会経済の発展により、期別・総量に制約が加えられようとしているが、食糧の安定確保と農業安定が図られる用水は確保されねばならない。

明治中期から本格的な利水の図られてきた矢作川に、農・上・工水の多目的共用施設が施工され、昭和48年4月から県で暫定管理している。ここに矢作川の利水概要、県暫定管理の経緯と管理体制、用水管理上の配慮事項を述べ、管理の重要性を喚起するものである。

1. 流域の概要

矢作川(41年一級指定)は、幹川流路117km、流域面積1,830km²で、西三河地域110万人の生活基盤となっている。「五万石でも岡崎様は、お城下迄舟が着く」とうたわれ、水量豊富で、舟運が盛んな矢作川は洪水に悩まされた様子も各所にうかがわれる。流域の地質は78%が花崗岩質で風化が進み、86%が山地のため土砂流出が多く、西三河デルタ平野が造成されたのではあるが、築堤後は河床上昇を招き、天井川となった。しかし昭和30年に入ってから砂採取により河床低下が問題となっている。

流域の年間降雨量は、下流平野部で1,400mm、上流山間部で2,200mm、平均1,800mm程度であり、降水総量は32.5億m³と積算されるが、表流水は18.7億m³程度で、異常渇水年には1/5程度に減少する。流域概要は図-1のとおり。

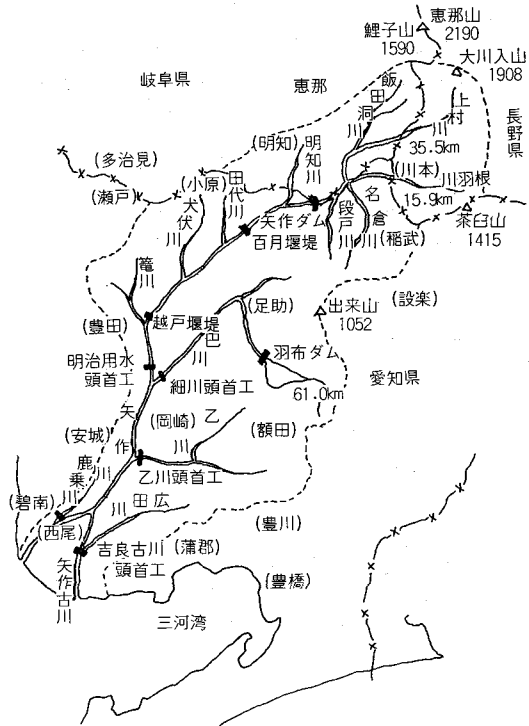


図-1 矢作川流域概要図

* 愛知県岡崎農地開発事業所

2. 利水の歴史

矢作川は“流れ”としての利用にはじまり、次第に“水”そのものの利用に移った。舟運・水車紡績から、農業用水、発電、上水、工業用水と使用量は増大し、使用比率も変化しており、近く利水率は60%に達すると云われているが、表流水と共に地下水汲上量も多く、年1.5億 m^3 に達し、下流沖積地の地盤沈下が問題となっている。

(1) 舟運と紡績利水

豊田市から下流は流れが、緩かなため古くから水運が盛んで、岡崎城・拳母城下まで帆船が上下し、筏流しも多く主要な交通手段であった。大正時代、舟をつないで水車を回す“舟紡績”がこの地方の名物となり、紡績工場用水の基礎となった。

(2) 矢作川下流沿いの農業用水

矢作川の沖積地は巴川合流点から下流が主で、1550年頃から築堤が進むに従い河床が高くなり、ここに拓かれた水田約7,700haはますます低地となって排水不良の湿地が多かった。この水田は北野用水、村高、渡、下佐々木、荒井、鷲塚用水、左岸の占部、高橋、高落、将監、古川、吉良、藤波、浜田用水等28ヶ所に及ぶ農業用水が開さく、又は新田造成と共に通水されたが、天井川からの自然取水が主で大規模な取水施設は必要なかった。

明治中期に明治・枝下用水の開さく後は上流で多量の取水が行われたため早魃時に水争いとなり、戦後ダム建設が行われることとなったのが国営矢作川農業水利事業の羽布ダムである。

(3) 明治用水

明治用水は矢作川中下流の洪積台地に明治13年基幹水路が築造され、大正時代迄に整備されて現在の131路線延長347kmの幹支線水路が完成したものである。1808年都築弥厚により用水計画が立案され、1823年の測量着手に始まる開田計画は、明治6年(1873)後継者に引継れて着工したもので、日本のデンマークと呼ばれる8,300余haの美田が生まれた。

用水施設の管理は明治15年明治用水聯合水利士功会で行われ、同30年明治用水普通水利組合に、昭和27年明治用水土地改良区と名称変更されて管理機構は整備された。

(4) 枝下用水

枝下用水は明治用水北部に続く起伏の多い洪積台地を主とした2,400haをかんがいするものである。明治10年頃から計画され、同23年滋賀県の商人西沢真蔵の自費開さくで幹線が完成し、受益地から配水料、修繕料を徴収する用水経営が行われた。しかし地形の悪さ、地震洪水災害による修理費の増加の上に渇水時明治用水との水争い等により用水経営は行きづまり、明治35年枝下用水普

通水利組合の設立となって地主で運営されたが、越戸発電所の設置を契機として大正15年明治用水水利組合に合併された。しかし昭和42年幹線水路の改修工事が行われるに当り分離して枝下用水土地改良区が設立され運営管理されている。

(5) 発電用水

矢作川水系の発電所は明治30年の岩津発電所にはじまり、大正間に盛んに建設され、昭和10年までにはほぼ開発されつくした感じの有効利用が図られた。昭和46年、矢作ダム建設により矢作第一・第二発電所が建設されて24ヶ所162,422kWの電力が供給されているが、奥矢作第一・第二揚水発電所、109.5万kWが建設中で、一段と高度利用が図られる。

(6) 上水道・工業用水道用水

矢作川流域の上水道は伏流水地下水で日13万 m^3 、表流水は日11万 m^3 が取水されていたが、後述の県営水道に切換えられつつある。工業用水は紡績関係を主に日12万 m^3 が取水されているほか、地下水利用が多く日37万 m^3 と推計されている。地域の人工増加、生活様式の変化による水道水の増加、西三河内陸工業・衣浦臨海工業用水の増加、地下水汲上の転換等河川水の依存はますます増大している。

(7) その他養魚用水

内陸養魚は沿岸部の“うなぎ養殖”を主体に400haに及び年間2,500万 m^3 が使用されている。

3. 国営矢作川・同矢作川第二農業水利事業

この両事業は矢作川下流沿いを受益地とする水源ダム建設と、合口水路工事が個別に事業化されたものである。

(1) 矢作川農業水利事業は28ヶ所の井堰樋管によりかんがいていた7,700haの水田が、昭和19・22年と続いて大早魃を受けたため、早魃対策と食糧増産に巴川上流42kmの下山村に水源の羽布ダムを建設したものである。

工期	昭和27年4月着手、38年3月完成
事業費	総額 3,223百万円
規模	重力式コンクリートダム 堤高62.5m 堤長 389.5m 有効貯水量18,461千 m^3

ダム貯水は巴川・矢作川を流下してそれぞれ樋管により取水し早魃対応ができる予定であった。

(2) ダム建設中に下流取水施設に対する調査が行われた。即ち①28ヶ所の取水施設の老朽が著るしい。②矢作川河床の堆砂層が厚く伏流水となって取水率が低下する等のため合口調査が行われたが、矢作川の河床低下が甚だしく、36年かんがい用水は自然取水が不可能となり、6ヶ所の導水堤・13ヶ所57台のポンプの設置等、矢作川沿岸応急用水対策事業が全額県費で施行された結果、

恒久対策としての合口事業が本格的に計画された。

(3) 矢作川第二農業水利事業はダム完成に続き各取水口を新設頭首工と幹線水路で合口する事業として着工されたが、後述の矢作川総合開発計画の上水道・南部農業用水とも共同施工することとなり、細川頭首工・幹線水路14.6km等が共用施設として設置された。

水源計画の取水順位は、①吉良古川頭首工の広田川、②鹿乗堰の鹿乗川、③乙川頭首工の乙川、④細川頭首工の巴川で不足水を羽布ダムから補給することとなっているが、①、②、③河川の水質が汚濁化されたため用水障害対策としての追加工事、用水の合理的配水を図る用水遠方監視制御装置)テレメータ・テレコン装置)も設置され昭和53年度には完了する見込みである。

工 期	昭和37年4月着手	54年3月完了予定
受益地	水田7327.0ha、畑417.4ha、計7744.4ha	
主要工事	頭首工3ヶ所(共用は細川頭首工)	
	幹線水路 55.8km(共用14.6km)	

4. 矢作川総合開発事業

矢作川の中下流はすぐれた農業地帯であると共に、工業においてはトヨタ自動車系の工場が主となって内陸・臨海工業地帯を形成し、生活用水、工業用水の増大が見込まれる。又北部・南部の山間丘陵地の農業用水を確保し、明治枝下用水にも補給する利水ダム計画が樹立されたが、昭和34年伊勢湾台風、36年6月集中豪雨の洪水対策と発電も含む多目的矢作ダムが建設されることとなった。これら一連の事業を「矢作川総合開発事業」と総称されるが、各事業は次のとおりである。

(1) 矢作ダム建設事業(建設省)

総合開発事業の基幹矢作ダムは建設省により昭和40年工事着手し、総事業費145億円で46年3月完成した。

規 模	アーチ式コンクリートダム	堤高 100m
	堤長323.1m	総貯水量 80,000千 ³ m
	夏期利水量50,000千 ³ m	洪水調節15,000千 ³ m

(2) 矢作川総合農業水利事業(農林省)

豊田市の北部丘陵地区、三ヶ根山麓の南部地区の水田

地区名 (取水点)	受益地 ha	最大取水量 m ³ /s	主 要 工 事
北 部 (岩 倉)	田 514 畑 345 計 859	1.47 (上水3.20) (工水2.67)	共用水路15.7km (豊田上水、知多工水) 専用水路 6.4km
南 部 (明治左岸 (細川))	田 632 畑 640 計 1,272	1.43 (上水1.23) (第二5.50)	共用水路14.6km (矢作第二、幸田上水) 共用水路 5.4km 専用水路22.0km
明 治 (明治右岸)	田 8,060	30.00 (工水4.02)	共用水路13.7km (安城工水) 専用水路 6.9km

補給、畑地かんがいに対する新規用水路建設と、明治用水路を改築するもので、昭和45年着工され、上水・工水との共用区間は50年度までに完成し、農業専用水路工事が施行中である。

(3) 上水道・工業用水道事業(愛知県水道局)

名古屋市の人口拡散にともなう衛生都市人口増加、生活水準向上による水需要の増加と、工業用水を確保するため、上工水各二浄水場が設置された。

取 水 点	浄 水 場 名	給 水 量	取水点量
岩 倉	豊田(上水)	231,000	3.20
	知多(工水)	200,000	2.67
明 治 右 岸	安城(工水)	300,000	4.02
明 治 左 岸	幸田(上水)	89,000	1.23
計	上水	320,000	4.43
	工水	500,000	6.69

(4) 発電事業(中部電力KK)

矢作ダム関連の発電所は、ダム直下流の矢作第一発電所(6万kW)同第二発電所(3.1万kW)が設置された。

5. 愛知県の矢作川利水総合暫定管理

(1) 水系総合一貫管理の必要性と県管理経緯

矢作川水系の利水は、矢作ダム・羽布ダムの二水源施設を軸に、数多くの発電・農業用水の取水施設が各々目的別に運用されているが、新規の農・上・工水が新設、既設の施設により取水することとなった。これらの施設は総合的、合理的に利用することにより、より高度で経済的な水利用が可能であり、水系の一貫した管理体制の確立がのぞまれる。この総合管理機構については、各機関で検討されているが容易に結論づけられない。

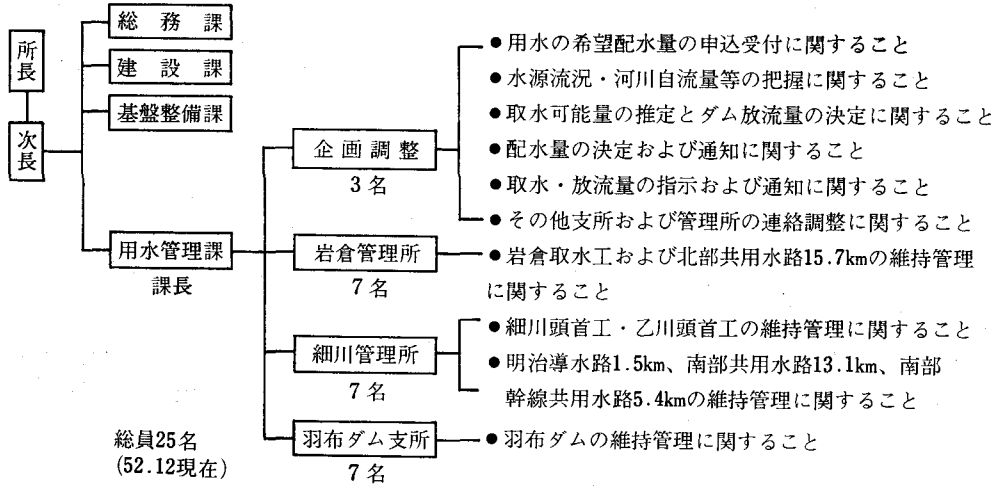
昭和46年9月、幸田浄水場が供用開始するに当たり、南部共用施設は愛知県水道局と矢作川沿岸土地改良区連合が共同で管理することとなった。しかし利水方法の基本的な相違から種々の問題が発生し、又多くの既得利水の中で新規利水、合口事業の利水管理を円滑にし、完全な配水をするためには管理体制整備の必要が認識された。

愛知県水資源開発調整会議では「矢作川水系用水管理合理化基本要綱」「矢作川水系水利総合管理に関する基本的取扱要領」を定め、農上工水の共用施設の維持管理について暫定的に必要な管理業務を県農地部で担当し、農業・水道専用施設は各々単独で管理することとした。

(2) 県の管理組織と業務分担

矢作川第二農業水利事業、矢作川総合農業水利事業、愛知県西三河水道供給事業、同工業用水道事業により造成された北部共用施設、南部共用施設を管理するため、昭和48年4月岡崎農地開発事務所に用水管理課が設置さ

表一 県管理組織表



れ、既存の羽布ダム支所を包含して管理・連絡の一体化が図られることとなった。

用水管理課の事務分掌は、矢作川利水の農業用水、水道用水および工業用水の共用施設の維持管理と、羽布ダムの維持管理で、組織と業務分担任は次のとおりである。管理施設の配置概要は図一2のとおりである。

(3) 管理連絡系統

① 利水関係機関の用水申込み

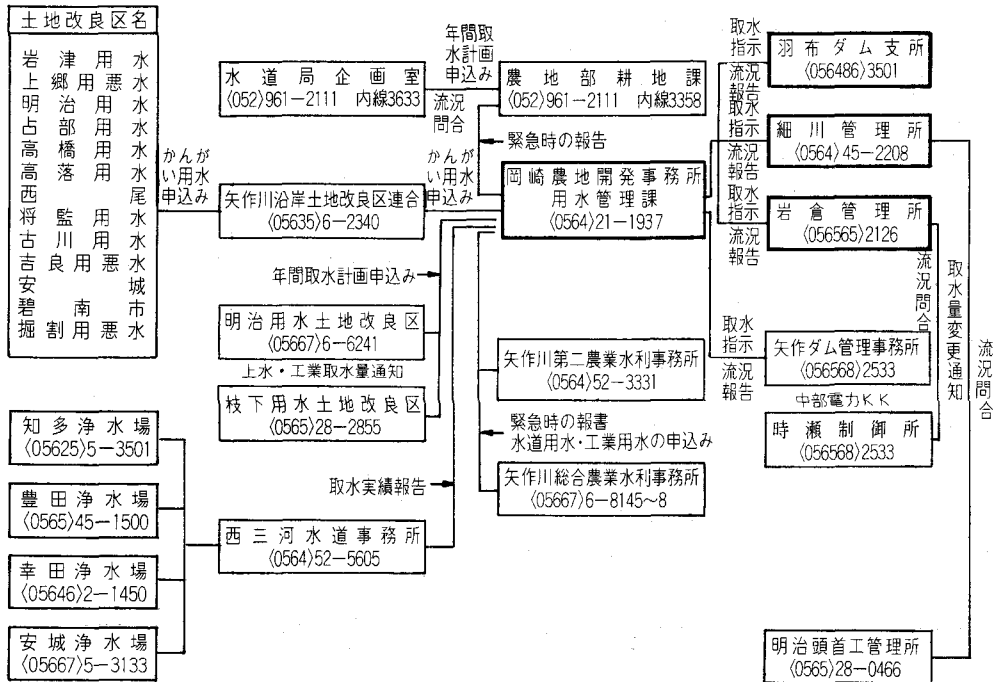
農業用水は各土地改良区の用水系統別日希望配水量を

土地改良区連合が取まとめ、前々日15時迄に用水管理課に申込み。(基準配水量は半旬毎に年初別途作成し、各用水別に土地改良区担当者と打合せた値である)

水道・工業用水については各浄水場の日希望配水量を西三河水道事務所が取まとめ、前々日時迄に申込み。申込量に変更のある場合は用水管理課に申出る。

② 用水管理課内の連絡および指示

羽布ダム支所、2管理所から毎日9時の流況を10時迄に報告を受ける。なお必要に応じ時間的変化の流況も報



図一3 管理連絡系統図

告される。

羽布ダム支所，2管理所に放流量，取水量および用水系毎の配水量を前日16時迄に指示する。

③ 関係機関への通知

矢作ダム管理所，中部電力時瀬制御所，明治用水土地改良区等関係機関にダム放流，各取水点毎の取水量，操作時刻等必要事項を連絡し，調整を図る。

その他緊急時，早魃時には相互に連絡し協調を図る。これら連絡体系を図化すれば，図—3のとおりである。

(4) 恒久管理体制の検討

国営農業水利事業が事業実施中に都市用水，農業用水が共に供用を開始したため以上の暫定管理が実施されているが，近く事業も完了を迎えており，共用施設の県管理，農業専用施設の土地改良区連合管理の方向で土地改良法による維持管理事業手続きが準備され，暫定管理の大綱が恒久管理に移行する予定である。

6. 用水管理上の要点

(矢作川第二農業水利事業地区のかんがいを中心に)

用水管理の内容は大別して水管理と施設管理に区分される。水管理は利水計画にもとづき，施設管理は施設設置計画にもとづき，所期の目的を達成するよう管理することである。管理とは「維持・保存・運用」と云われるが，事業計画に挙げられた水量を取水し，用水路を流下して目的地に到達させる運用操作は一見簡単で，単純に解されるが，多くの労力と費用の上に，相当の技術と経験，更に熱意と責任感を必要とする。水需要が少いか，水源供給量が多ければ比較的配水は容易であるが，理論計算にもとづく計画値に合致させ，或は需給バランスの逆転した早魃時の対応操作は，農業用水が気象条件に左右され，栽培・営農方式が流動的であるため，一層複雑で困難である。

従来食糧確保の基盤として多くのかんがい施設が，国営営事業により造成されてきたが，その管理は施設利用者の土地改良区等に引継がれてきた。この段階での管理は取水と配水の操作であり，地域農民の協団体組織で運用された。しかし逼迫した水需給の内において，農業労働力の減少，機械化，省力化等農業構造改善が図られ，水稲栽培形態，水利用状態が変化し，合理的な水の有効利用を図るには，まさしく水を管理する必要が生じてきたのである。

近時の水稲栽培形態，水利用状況，農村労働力の構成，水管理に対する労力配分は何れも変化し，矢作川の河床低下，水源河川水質の汚濁等環境変化も著しい。これら変化の項目は次のとおりである。

① 水稲作付体系が変動し，梅雨時田植が5月下旬～6月上旬に早期化した。

② コンバイン・ライスセンターの普及，優良品質米の推奨で水稲品種が統一化され，水需要も集中化する。

③ 耕耘機・田植機の普及により，短期に大面積の代掻田植が行なわれる。

④ 兼業農家の進行により，代掻田植等農作業が土曜日曜に集中する結果，水需要もこの期に特に集中する。

⑤ 稚苗田植機の普及により代掻後は減水し，植付後再び稚苗保護用水として湛水する。

⑥ 成苗田植(45日苗)が稚苗田植(25日苗)に移行したことにより，本田かんがい日数が伸延した。

⑦ 除草剤・農薬の普及により薬剤散布時の用水が必要となった。

⑧ 農業構造改善の進行，機械導入によって用排水の分離が促進された結果，減水深が増大した。

⑨ 中干し管理の普及によって，中干し終了直後に多量の用水を必要とする。

⑩ 矢作川の河床低下は3.0mに達し，これと共に地下水も低下したため，代掻初期の地下水涵養水が増加し，減水深も又増加している。

⑪ 人件費の高騰，他産業への農家労働力の流失が水管理労力を減少している。

⑫ 鹿乗，広田，乙川の水質汚濁により，巴川・羽布ダムの清流に対して水需要が増大し，巴川流水を高度に利用する取水配水操作が要求される。

⑬ 地域開発の進行により，河川水路内に家庭廃棄物等塵芥が増加し，流水阻害となっている。

⑭ 水路施設近辺に住宅が進出した結果，人命尊重の立場から危険防止，安全対策施設の増強が強調される。

⑮ 水需要に対する即応性と高度な水配分に対応するため，機械力・機動力が要求される。

⑯ 管理労力の減少，労務費の高騰に対応し安全な管理のため耐久的な管理，容易な施設が要求される。

多くの変化に対しては，新規の対策事業も必要ではあるが，操作運用による対応策も検討に値する。経済社会においては需要供給関係において成り立つが，農業用水利用においても需給バランスを常に調整する必要がある。水需要は即ち必要水量であり配水管理として，水供給は河川流であり「水源管理」である。以下に近時の営農形態を考慮した場合の水需給について，事業計画上の，又管理上の要点を述べる。

7. 水需要量と配水管理

かんがい用水は配水面積と生育期別の消費水量(減水深)から有効雨量を減じ，導配水損失を加算して決定されてきた。即ち，

$$\text{全用水量} = \{ \text{かんがい面積} \times (\text{計画減水深} - \text{有効雨量}) \} \times 1/1 - \text{損失率}$$

しかしこの算式は水稻消費水量を基準としたものであるため、水稻栽培管理・水管理の要素を加味した水量と種々の社会経済・環境条件変化に対処できる流動性も見込む必要がある。

(1) 水稻作付体系・営農形態の変化とその対応

事業化の進行、機械導入による省力化、早期栽培化、品種統一化等近時水稻作付体系、営農形態は急速に変化し、これに伴い水使用形態も変化している。苗代用水は稚苗田植機の普及により水田苗代から陸苗代に移行して要を無くしてきた。しかし代掻田植は週末に集中し、計画を越える傾向にある。優良品質米の推奨、コンパイン・ライスセンターの普及は一層品種の統一化を招き、これが又田植の集中化となって水管理に不都合となっている。稚苗は植付日に数日の余裕もないため、育苗の協業化による長期分散が図られ、代掻用水のピークが平滑化される必要がある。

6月下旬から7月上旬の梅雨時田植が旧来の水稻栽培であったが、矢作川水系では5月下旬から6月上旬の田植に変遷している。からつゆ年に作付不能の壊滅的被害を受けた記録が残るこの地域も、ダムにより水源が確保されたため早期にダム貯水で植付している。入梅時に中干後の穂孕期用水を確保しダム回転を高めているが、用水源を一にする各用水路系毎の面積に応じ、全地域を集団統合再配分した作付体系でなければ、理想的な配水計画は至難であり、各用水毎の水不足を調整解消することは容易でない。

水の管理者は営農指導、主体の農業改良普及員、農業協同組合、農事組合等と密接に連絡をとり、用水計画に応じた営農指導を求めると共に、営農形態の変化に対応した用水計画の変更も検討し、事業計画段階から工事完了後も一体となって用水と作付計画を農民に徹底しなければならない。

(2) 水稻生育の期別必要水量

水稻生育に必要な水量は葉水面蒸発と透過量でこれにロスが加算され、消費水量にもとづく日減水深方式で用水量計算がされてきた。必要水量を24時間定量補給する方式であり、潤沢に用水が確保される場合にはこの定水位配水方法は水管理労力が少なくてすむ。

しかし近時農家による高収量の水管理法を聞き、又日照りに不作為と云われる間断かんがいによっても多収量を得ており、間断かんがいによる変水位湛水方式は単位収量増、品質向上に重要な要素であると水管理が認識されている。水稻の作期別用水必要度は表のとおりで間断かんがいの場合、用水の不足する場合にはこの方式も選択、対処すべきである。

水管理にあたっては必要量を確保するよう計画し、配

水稻生育期別の用水必要度と用水不足時の配水法

水稻の生育過程	用水の必要程度	用水不足時の配水法
1 活着期	A 最必要	常水
2 一次分けつ期	B 必要	湿潤
3 二次分けつ期	B 必要	湿潤
4 無効分けつ期	D 必要極少	断水
5 幼穂形成期	A 最必要	数回かん水
6 穂孕期	A 最必要	数回かん水
7 出穂開花期	B 必要	1~2回かん水又は湿潤
8 糊熟期	BorC 必要・必要少	湿潤又は断水
9 黄熟期	C 必要少	断水
10 完熟期	D 必要極少	断水

水しなければならないが、必要以上に配水することのないよう、水源水量と水管理費の許容限界において節水かんがいの要領も検討しなければならない。

(3) 減水深の実測値と乾田化・地下水水位低下の対応

用水量の算定にあたっては種々の実態調査が行われるが、用排水分離、乾田化で減水深は約30%増量すると云われる。用排水分離した土地基盤は整備されなければならないが、このための減水深変化への対応も考慮しなければならない。

現今の矢作川に代表される排水河川一連の河床低下、又地下水過剰汲上げによっても地下水水位は低下しており地下水涵養水としての用水量も増加しているため、この対応策も加味しなければならない。

(4) 水稻栽培管理用水の必要性

稲作における湛水かんがいの意義は、①稲の生育に必要な水・養分の供給 ②地温の調節 ③有害成分の除去と病虫害、雑草の抑制 ④風倒防止、等があげられるが、用水量は代掻と補給用水について計画水量が算定された。

この用水について種々変化・対応の要はあるが、稚苗保護用水、除草剤散布用水、殺虫殺菌剤散布時の深さも追加される。稚苗機械植では代掻水は落水され、田植後に稚苗保護活着用水として再度湛水される、又田植後1週間頃1回目の除草剤が散布されるが、薬剤拡散に数cm湛水され、除草剤は更に1~2回、都合2~3回散布され殺虫剤等薬剤散布にも湛水される。これらの用水は倒伏防止用水と共に水稻栽培管理用水とも呼ぶべきで、かんがい初期特に多量を要し、この地区の代掻田植前後の30日間の必要量は減水深変化等の要素も含まれるが、計画用水量の3倍余に達し、栽培管理用水の使用実態が裏付けられる。

用水量増加要素について述べたが、中干し、間断かんがいの節水要領も検討の要がある。中干しは出穂前30~40日の間に5~10日行われるが、この効果は種々挙げら

れており、土用干し等とも云われて実施されてきたが、水管理上この期にダム貯水を回復する事も必要である。

(5) 有効雨量の配水操作からみた取扱い

用水計画は降雨量5～80mmの80%を有効として取水量から減量するが、水管理操作上では大雨洪水注意報が発令され、浸水被害のおそれがなければ、この操作は困難で、10～20mm程度の降雨量では減水断水のシビアな操作は容易でない。受益地に1日減水深未満の降雨があってもこれを日々有効雨量として取水配水量を減ずる操作は、旱魃時のダム貯水回復を図る以外は至難であり、上積用水として送水される。又田植期、中干終了直後30～40mmはでも減水されない。降雨量により河川流量も増加し水源的に問題ない場合が多く、小降雨量は操作上無視されるべき値となる。

(6) 導配水等水管理損失率の末端用水路機構に対応した選択

近時幹線用水路は整備され、導水の合理化が図られてきた。しかし水田一筆毎に配水する末端用水路は旧態依然とした土水路がまだ多い。損失率は国営幹線15%、県営支線10%等と一般に標準化されているが、この値は末端水路が完備し、きめこまかい配水管理が行われた状態でのロスである。末端水路も着々改良が図られてはいるが、土水路であり、また水田より低い敷高の用水路の地域では計画用水量を配水し、田面に湛水位を確保するため相当多量の水量を配水しなければならない。

このため一方では不足、他方では過湿となり軟弱米となつて収量減を招いている。「水さえあれば米は実る」との用水慣行は水路にも田面にもみなみと水を張る傾向があり、掛け流し式とも云えるこの配水法は水管理労力の節減につながるため容易には改善されない。

末端用水路のライニング、敷高の改良、パイプライン化等により各筆集団水管理されるならば、ロスの小さい円滑な配水も可能で、農業用水の合理化が図られ節約水源が生みだされるであろう。

しかしこれら水の高度利用のための導配水施設の近代化によって施設費、管理費は増嵩し、管理技術も高度なものが要求される。この面から基幹施設と共に末端用水路施設をどこまで高度化するか、水の合理化と管理費が反比例するため適する限界は慎重に検討されなければならない。

基幹の点と線の工事が水合理化事業で取上げられているが、末端用水路の整備費に対しても基幹施設同様重視した方が講ぜられ、又管理費についても補助制度が確立されてこそ水の合理化が図られると思う所以である。

(7) 分水口の水量確認と規制

用水路の新設改修、分水口の統合等旧来のかんがい方式が変更され、新しい要領で分水配水操作するためには相当長期のならし期間が必要で、この過渡期に計量・記

録等の規制根拠をもって配水要領につき強力な指導と協調性の育成が必要である。

(8) 水路の水位確保水量に対する検討

用水路は取水点から受益地までは導水路であり、地区内では各場合の配水路である。用水量は代播・穂孕期の大水量から、苗代・中干期・降雨減水の少量時まで水量に相当の変動があるが、如何なる場合も田面湛水位以上の水路水位が必要十分でなければならない。

旧来の河川流量豊富なときには故意に水量変動することもなく、水量変動による田面湛水位確保に対する検討もほとんど必要なかった。配水は田越しにより、又排水路を堰止めて地区全体を湛水化していた。しかし用排水路が分離され、水稻生育に対応して必要な時期に必要な水量のみを配水する水管理体系を組み、有効合理的な水利用を行うには、水路通水量の多少にかかわらず配水路水位が確保される必要がある。

水路断面決定にあたり最大通水量の水面追跡が行われるが、10～20%毎の通水量についても水面追跡し、管理費の少ない水位調整装置も必要である。用水路計画において導水路と配水路の機能を区分し、配水路水位の上昇、パイプライン化等により有効水位が確保されれば、水位確保のための水量は減少し、この面の用水合理化も図られる。

(9) 用水の水路流下到達時間と分水操作

取水口から幹線水路を流下し、各分水工からはほ場まで用水が到達する時間は長大水路となるほど複雑で、到達時間の把握と共に、各分水工の操作時刻の体系化も必要である。日々の増減操作・降雨時等の急激な減水断水操作・復水増量操作等について、区間毎に変化量と影響時間を整理し、適切に対応しなければ円滑な配水は至難である。

水量増減変化の到達は水路流量、貯溜深の多少により異り段波で到達するが、影響開始時から安定状態には微妙な変化があり、操作上においては実流調査の上、水路断面変化点、主要分水点毎に流量変化に対応した到達時間をグラフ化し、取水・分水の操作量、操作時刻を明確にする要がある。

8. 水供給量と水源管理

計画策定にあたり水源は基準年を設定し、確率降雨・河川流量計算で利水範囲を定める。しかしこの計算は過去の降雨実績による推定利水量であり、日々の管理上からは現時点までの種々の資料と推定により短期長期の利水計画を想定し対処せざるを得ない。

基準年における利水計画が完璧であっても、水使用に変化があり、又基準年以上の異常旱魃年に被害はやむを得ぬとは言い得ず、一方水源に余裕のある平年には配水管理費の高いシビアな配水操作は避けても支障ないと思

われる。

(1) 水源流況の実態把握とデータ解析

ダムの貯水・流入・放流等の数値は相当の精度をもって把握される。しかしダムから取水点までの残自流量についてはその把握が適確を欠くことが多い。各点に水位・流量観測施設があっても観測精度に差があり、更に発電所のピーク発電によっては時間的な取水可能量の把握は複雑となる。これら各データは一元集中化し、刻々の情報交換により、[河川自流量+ダム放流量=取水量+河川維持用水]の均衡ある有効利用を図るべきである。

ダム放流操作は到達時間と共に河川水位上昇による魚釣り、遊泳者に対する危険防止への配慮も必要であり、水配分、水源管理にあたっては操作と共に資料収集、連絡調整に24時間勤務態勢が要求されてきている。

(2) 水源流量の計画値と旱魃年・豊水年の対応ルール

計画は一般に10年確率の降雨量河川流量が採用される。しかし日々年々降雨状態は異なり、利水実態にも変化があるため、種々組合せた降雨・河川流量にあわせた利水計画をたてて水管理に当る必要がある。平年はどんな取水が可能か、 $1/3$ 、 $1/10$ 、 $1/20$ 、 $1/50$ の旱魃年の取水可能量と旱魃時の節水策についても計画当初から基本ルールを樹立する必要がある。利水者、管理者一体となって協調を図り、計画的配水と善後策で処置しなければならない。統計資料により事業計画は樹立されるが、昭和水河期への突入と云われるほど近時の気象は異常で、集中豪雨、旱天日数等記録更新を重ねており、異常対策も検討する必要がある。

(3) ダム期別貯水量基準の確立

ダムを管理するにあたっては期別に確保水量を明瞭にする必要がある。利水ダムとしては常に満水状態がのぞまれる。しかし洪水に対しては満水は危険である。利水目的ダムであっても集中豪雨等の水害にあたり、洪水調節はできないとは云い得ない状況にあり、ダムが洪水災害を招いたとすら非難されることが応々ある。

利水目的ダムにおいても操作上の洪水調整量を見込まざるをえない状況にあり、水の利用形態、降雨の見とおしによって期別の基準貯水量を定め、利水と洪水の両限から限界貯水線を画かねばならない。羽布ダムでは現在5月20日を満水目標とし、代掻用水を放流後150~200万 m^3 (総貯水量1,936万 m^3 の10%)を出水時操作容量として運用すべきかと思われる。

ダムの底水20~30%は流入水が沈泥を攪拌し非常な濁水となって水質汚濁上問題となることがあり、貯水を零とすることは心理的にも不可能で、管理上多くの計画以外の要素も対処した操作が必要となっている。

(4) 水源河川水質の汚濁

河川の水質汚濁については昭和34年水質保全法の施行から取上げられ、きれいな川のみがえりが図られよう

としている。農林省公害研究所から農業用水としての基準数値が定められているが、TN、DO、等基準を超えるものも多い。48年の旱魃時には高温と流量減少から多数の死魚が浮上し危険感を受けたが、旱魃対策上“水ならば質より量を”と云われこれを取水した。しかし水稲に対する取量、品質の影響も知って水管理に当るべきであろう。

又家庭洗剤により河川、水路に多量の泡が発生する。落差工、分水枘等の泡が特に目立ち、奇異な感を与える。

水質の悪化はその原因者により改善されるべきで、新規水源の設置等根本的対策が必要である。用排水分離によって水源枯渇、用水不足を招くため、積極的水源開発、消極的節水対策、末端配水機構の完備等その対応処置を検討しなければならない。

(5) 水管理上における利水計画の反省

かんがい計画の樹立にあたっては、多くの条件により利水計画が練られ、水理計算により施設構造物が設計されるが、管理計画なくして工事計画は成り立たない。計画基準年は10年旱魃水量であっても、これは末端施設が完成し、管理費を充分投入した状態と思われる。開田導水以来保たれた慣行水利を理論計算式により規制することは容易でなく、基幹施設の改修工事において経済効果を特に重視し、妥当投資額にみあう施設と制限されるため種々の不都合も生ずる。見方を変えれば、新規利水を得るための計画とも解され、管理上の課題が残ることとなるのである。

山林開発が水源枯渇の原因となり、再度利用水が汚濁化されて安定利水が図られなくなった現状で、対策としての水源施設費、導水路費、又管理費の増大を農民負担とするのは酷である。慣行水利権を種々条件の付された許可水利権に変更し、期別取水量規制、取水総量規制が加えられようとしているが、これは容易に解決されるものではない。末端施設の改善費、管理費の増額を誰が負担し補償するかの解決が一体的に必要である。

しかしこれに甘え権利を主張しても社会発展上貴重な水資源であり、水の有効利用に当り最少費用で最大効果を得よう改善される要はある。新規利水はある程度制約もやむをえないが、長年の既得権は犯されてはならず、生産費の安価な安定した食糧生産が図られたいものである。

9. 管理上の施設に対する見直し

施設管理について述べれば如何に立派な施設が設置されても善良に管理され、目的に合致した効用が発揮されなければ多額の投資は生かされない。各施設機器の単体について保守点検整備がされるためには、管理の容易な施設が設置されなければならない。目的構造物を設計す

る場合、用途機能による作図の後、続いて如何に操作管理するか、管理を容易にするためには如何なる構造がよいか、と見直しの要がある。

最近の計画設計はコンサルタント等設計業者にほとんど外注されるが、この点業者側にも充分認識され、また発注者は管理する立場においてこれを検討審査しなければならない。管理なくして施設機能はあり得ず、管理方法る極めた上で構造細部設計が成り立つのであろう。

施設設置には国費・県費等補助が得られるが、管理費に対しては土地改良施設維持管理適正化事業が設立されることとはなったが十分な補助体系でなく、完全な管理が困難な状況にあり、土地改良法にいう維持管理事業にも補助制度が樹立され、利水合理化に対する完全な管理が図られたいものである。

10. 今後の用水見とおし

太平洋ベルト地帯の水需給は逼迫し、昭和48年のオイルショック以来資源としての水の見直しが強調されている。生活用水、工業用水の増加は地下水汲上量の表流水への転換と共に多く、水源ダム開発が困難なことから、古く農民の自由取水により利用されてきた河川水が期別に、又総量において規制されてきている。貴重な水資源は有効に利用されなければならないが、食糧自給の向上は米の生産調整の大問題の中にあるとは云え、農業経営の合理化安定化の中で図られねばならず、その根幹となる農業用水の必要量は当然確保されねばならない。

建設省の「広域利水調査第二次報告書」によると昭和60年の全国水需要量は1,163億 m^3 （生活用水207億 m^3 、工業用水371億 m^3 、農業用水585億 m^3 ）でこのうち河川依存量は967億 m^3 となり、需要を満すための新規開発必要量は402億 m^3 （内工業用水が222億 m^3 ）に達する。このため580ヶ所の多目的ダム・河口堰などで460億 m^3 の水を確保するよう主要河川の新規開発計画がたてられている。

愛知県の新地方計画による昭和60年の矢作川水需要量は、生活用水1.5億 m^3 （48年0.6億 m^3 ）、工業用水2.0億 m^3 （同0.5億 m^3 ）、農業用水6.6億 m^3 （同3.9億 m^3 ）養魚用水0.2億 m^3 、計10.3億 m^3 （同5.0億 m^3 ）が見込まれ、矢作ダムがフル活用されると共に不足量を矢作川河口堰、巴川ダム、乙川上流ダム群の設置が計画されているが、更に矢作川上流にダム建設の必要も生じるものと思われる。

矢作川の利水調整には、国の機関を中心として県、利水者の10機関で構成する「矢作川水利調整協議会」があ

って協調が図られ、又矢作川流域の19市町村と学者グループで組織する「矢作川流域開発研究会」が昭和46年発足して、矢作川流域の将来方向について調査研究し、新しい地域づくりの提案を目的として活発な活動が行われている。「矢作川沿岸水質保全対策協議会」は昭和44年9月西三河流域の5農業団体、11市町村、21漁業協同組合、計37団体で設立され、水質保全の監視活動が続けられているが、新規開発による莫大な水源建設費の投入に当っては、生活用水のきりつめ、工業用水の再活用率の向上、農業用水の節水、水質の保全など、有効合理的な活用を図る流域住民全体のコンセンサスをもとに、総合的な水配分が要求される。

古くから緑と水の農村自然生活環境の一端を担ってきた農業用水路は、都市開発のスプロール化により、転落危険水路の烙印を押され、汚水流入、ゴミ投棄場ともなって開水路の機能維持が困難となり、地下暗渠に追われようとしている。農業用水事業は、水源ダム・取水工・幹線水路等基幹の点と線の工事が施工され、水の合理化もこの部分に主体が置かれようとしているが、末端用水路機構こそ重要で、長大水路には調整池を組合せ、面的工事が施工されてその効果が挙るものと思われる。

むすび

全て施設は、計画施工と共に、適切な管理があってその効用が発揮される。しかし一般的な傾向として工事と管理は切離され、技術者は工事面から新技術の導入によって施設施工を進めてきた。技術者が管理に当り、管理上の好・不都合を、又施設の保守、整備、耐久等について各単体とシステム全体についてその良否を客観的に資料集収し、これを広く意見交換して新設工事に、改良工事に役立てるべきと思われる。管理計画なくして工事計画はありえず、農業土木技術にも管理技術の重要性を加味し、新工法の導入と共に、既工法に対しても管理上の見直しが図られることを願うものである。

我々が従事しているのは農業土木であって、作物と水のからんだ土木技術であり、作物栽培法が変化するだけに複雑である。日常ともすれば予算接渉と会計検査等に追われ、見積積算に終始しがちであるが、農作業を営む者の立場において、食糧確保の基盤を造るのだという強い信念を持ち、これに対処してゆきたいと願うものである。

工事費概算式について

構造改善局 施工企画調整室設計基準班

目 次

1. はじめに.....	(74)
2. 工事費概算式の概要.....	(74)
3. 工事費概算式の表現.....	(74)

4. 利用の範囲.....	(75)
5. おわりに.....	(75)

1. はじめに

農業基盤整備事業の進展をみると、その量はもとより、質の多様化はきわめて著しく、これをとりまく技術環境の進歩もまた目ざましいものがある。

このような状況で設計積算の合理化、省力化を進めていくことは、当面の大きな課題であり急務である。

現在、設計基準、標準設計等の増補改定、統一步掛り基準の充実、積算の電算化等を基本として、効率的な設計積算体系の確立を図りつつあるが、今回報告する工事費概算式は、これらの基準化、標準化、電算化、更には自動化を進める一環として、昭和50年度より各施工調査事務所が開発したものである。

工種は、比較的件数の多いダム、頭首工、ポンプ場、暗渠、道路、開水路、トンネルの7工種について開発を行った。(トンネルについては、現在とりまとめ作業中である。)

今回、これらの成果を積極的に利用していただくため、その概要を3回に分けて本誌に報告することとした。

2. 工事費概算式の概要

各工種の工事費概算式は、一般に(1)式のように表わされている。

$$Y = a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_ix_i + \dots + b \quad (1)$$

ここに、Yはある工事のm、m²などの単位当たりの単価

x_i はその工事の構造物の諸元値(高さ、幅などの数値)

a_i は x_i の係数

bは定数項 である。

一例を示すと、新設開水路の諸経費を含んだm当たりの単価は次式で表わされている。

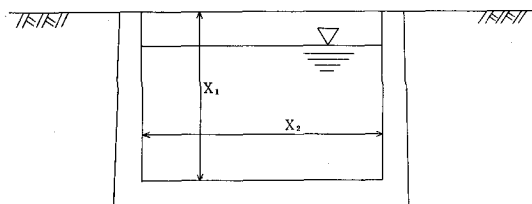
$$Y = 15.9x_1 - 19.6x_2 + 16.0x_3 + 85.8 \quad (2)$$

ここに、 x_1 は水路内高(m)

x_2 は水路内幅(m)

x_3 は水路内空断面積(m²)

($x_3 = x_1 \times x_2$ である。)



今、水路内高2.0m、内幅3.0m、延長500mの開水路を新設する場合の概算工事費は、次のようにして求めることができる。

(2)式に $x_1 = 2.0$ 、 $x_2 = 3.0$ 、 $x_3 = 6.0$ を代入することにより、m当たりの単価 $Y = 154.8$ 千円/mを得る。施工延長が500mであるから工事価格は、 154.8 千円/m \times 500m = 77,400千円となる。

今、例に示したように工事費概算式を使えば、従来予算要求、比較設計等において、技術者が苦勞して算出していた概算工事費が、きわめて簡単に算出できるわけである。

3. 工事費概算式の表現

概算式は、一般に前述の(1)式のように表わされているが、これは既の実施された数多くの工事の設計書等を収集し、その工事内容と積算結果を、重回帰分析などの統計的手法を用いて処理することにより求めたものである。(工種によっては、あらゆるケースの標準タイプを設定し、その積算結果を用いて処理している場合もある。)この場合、求めようとする構造物の単位当たりの単価((1)式ではY:統計的には目的変数という)は、一般に構造物の諸元値(x_i :説明変数という)の個数が多くなればなるほど、精度の高いものとなるが、余り多く

なると単に式に代入する数値が多くなるというだけでなく、式そのものが複雑なものとなり利用の際に不便となるため、説明変数の個数は5個以内となるように考慮した。また技術者が別途計算をしなければならないようなコンクリート量や掘削土量などを説明変数とする事は、極力避けることとしたが、このような場合は構造物の高さや幅などの諸元を用いて、コンクリート量等の数量が簡単に算出できるように別途算定式を付記して、利用の際の不便をなくした。更に施工年度が変わっても算出できるように年度補正の項と、地域差による労務、資材等の単価の違いも補正できるように地域補正の項を設けて、工事費の精度を上げるよう配慮した。

4. 利用の範囲

概算式の利用は、その利用目的により次のように分類できよう。

(1) 間接的利用

① 事業所等において

(i) 予算計画、工事発注計画、比較設計、計画変更などにおける工事費のチェック

(ii) 工事設計書のチェック

② 本省、農政局等において

(i) 建設部関係……設計書審査、予算要求査定、全体実施設計などにおける工事費のチェック

(ii) 計画部関係……基礎計画段階における設計、比較路線計画などにおける工事費のチェック

(2) 直接的利用

① 事業所等において

(i) 予算要求、比較設計などにおける工事費算出

② 本省、農政局等において

(i) 全体実施設計、基礎計画段階の設計などにおける工事費算出

今回開発した概算式は、積上げによる積算例と比較して、精度（重相関係数）の目標を0.90以上として作成し

ており、(1)の間接的利用はもちろんのこと、(2)の直接的利用にも充分耐えるものと思われる。

5. おわりに

工事費の算出は、従来の積上げによる方法と、今回のような概算式を利用する方法の他に、中間的な方法も考えられる。いわゆる自動設計・自動積算的な方法がそれで、例えば水路工事において、次のようなことを行うシステムである。

① 流量、縦断コウ配、荷重条件等を電算に与えることにより、水理設計、構造設計を行い、水路諸元を定めるとともに、工事施工に必要な図面を出力する。

(もしくは、前もって定められている標準設計のうち、適合するタイプの番号を打出す。)

② ①で決った水路諸元を受けて、コンクリート量、鉄筋量等の数量はもとより、コンクリート打設足場、打継目処理、養生等の関連数量まで算出する。

(土工数量については、前もって測点毎の水路標高と現地盤高、更には土質コード等を与えておくことにより、運土計画を立てるとともに、機械の種類や人力などの施工区分に応じた掘削量、埋戻し量等の数量を算出する。)

③ ②で算出した数量を受けて積算を行い、実施設計書を打出す。

このようなシステムが確立されれば、現在の積算体系に比べかなりの合理化、省力化が図れるものと思われる。今回報告する工事費の算出方法は、多くの施工例を統計処理して概算式を求める方法をとったが、これは新しい試みとして緒についたばかりであり、まだ改良すべき点も多い。今後は、自動設計自動積算システム的なことも考慮して更に検討を進めていくとともに、必要に応じて新しい工種の開発も考えている。

従って、これらの概算式を積極的に利用していただくとともに、利用に当たっての問題点、改良点等の御意見、御批判をいただければ幸いである。

(文責：松本政嗣)

工事費概算式（その1）

I. 開水路工事費概算式について

中国四国農政局

岡山施工調査事務所 技術情報課*

目	次
はじめに……………	(76)
1. データの収集……………	(76)
2. データの概要……………	(77)
3. 分析の手法と分析結果……………	(78)
4. フルーム工事費概算式……………	(80)
5. 概算式の地域補正, 年度補正の方法……………	(81)
6. 使用方法……………	(82)
おわりに……………	(82)

はじめに

当施工調査事務所では、開水路工事における工事費概算式の開発検討を行い、一応の概算式を作成するに至ったので、その検討内容と検討結果の概略を報告する。

開水路工事費の概算方式の解析は、過去幾度か行われ、通水断面積、コンクリート量、計画通水量をパラメーターとした概算工事費予測回帰式などが求められている。

これら回帰式は、パラメーター数が少ないため、現場条件の差や、地域的な物価変動の差への対応が不十分であり、回帰式の適用範囲が限定され汎用性に乏しいものであった。

一般に数多くの条件や、変動要素を考慮した回帰式を求めれば、精度の高い工事費を求めることができるが、余り多くの条件や変動要素で回帰式を表現することになれば利用者には大変不便なものとなる。

ここでは、この弊害を避けるため、できるだけ多くの条件や変動要素を考慮した分析データを収集し、これら分析データの平均像としての回帰式を、重回帰分析により求め、パラメーターを最少限に選定して、精度が上がるよう考慮した。また地域差や年度差による労務、資材等の相違をも考慮に入れた工事費が算出できるように、補正の方法についても検討した。

1. データの収集

当初は過去の工事費積算事例を数多く収集し、分析用データとしようとしたが、収集出来たデータは改修工事が大部分であり、概算式を求めようとする新設工事の件数が少なかったため、別途当施工調で開発した鉄筋コン

クリートフルーム自動積算システムにより算出した積算例を分析用データとした。

そこでまず鉄筋コンクリートフルーム自動積算システムの概要について述べる。

ここで言う自動積算システムとは、現行の電算機を活用した積算の統一システムを一步前進させ、構造物の設計を始め、各種数量計算、積算資料の作成、統一積算システム用入力データの作成まで電算機に自動的に行なわせるシステムである。(図-1を参照)

このシステムの仕組みは次の様になっている。

(1) 入力データの作成

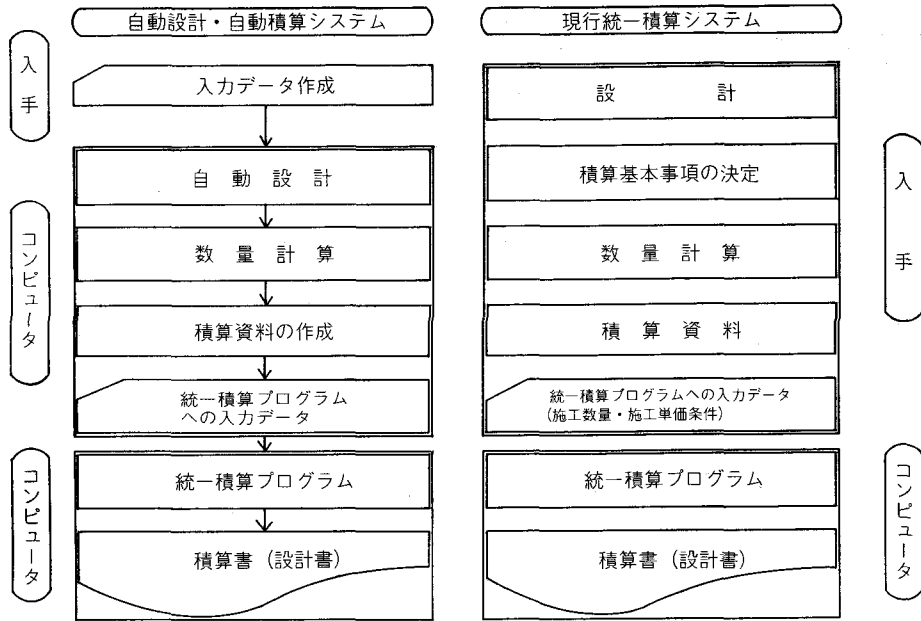
フルーム構造設計用入力データ（フルームの内空断面形状、荷重条件、鉄筋及びコンクリートの各種応力条件、土の単位重量、土の内部摩擦角等）及び積算用入力データ（施工延長、土工計画の諸条件、仮設計画の諸条件、フルーム付帯工の諸数値、地形条件、土質条件、気象条件等）を作成する。

(2) 自動積算内容

上記データを自動積算システムに入力する。まず最初に、計算機の中に内蔵されている設計プログラムにより、フルームの構造計算を行い、自動的にフルーム本体の部材寸法、鉄筋の配筋径、ピッチ、単位延長当り鉄筋重量、コンクリート量、型枠量、継目面積等の諸数値を自動的に決定する。この数値と延定を乗じ、フルーム本体内工数量を決定する。

次に、計算機の中に内蔵されている数量計算プログラムにより、各種土工量計算、土工機種の選定、フルーム付帯工の数量計算、仮設工の数量計算、原形復旧工の数量計算等を行い、自動的に積算に必要な諸数値を決定する。

* 立花貴（現システム開発課）、古川和吉、山本登志朗、矢吹和夫



図一 鉄筋コンクリートフルーム自動設計，自動積算システムと現行統一積算システムとの比較図

次に、計算機の中に内蔵されている積算用データ作成プログラムにより、上記の諸数値に該当する単価条件を、別途ファイルされている単価条件群より選択し、数量と単価条件の結合を行い、積算の統一システム用入力データの作成を自動的に行う。更に、上記データを統一積算システム用プログラムに入力することによって、所期の実施設計書の作成が自動的に行われ、必要な工事費を得ることができる。

この様に、各種条件における工事費を算出したい場合、入力データを変更するのみで、短時間に自動積算することができる。

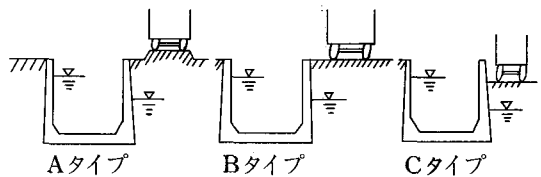
自動積算システムで変化させた主な設計積算条件は次の点である。

- (1) 水路の形状 表一の7ケース
- (2) 水路の荷重タイプ 図二の3ケース
- (3) 土の内部摩擦角 30°, 25°, 20° の3ケース
- (4) 土質条件 砂, 砂質土, 粘質土, 砂利, の4ケース
- (5) 現場条件 良好, 普通, 不良の3ケース
- (6) コーン支持力 4.6kg/cm², 6.0kg/cm², 8.0kg/cm², 10.0kg/cm²の4ケース
- (7) 現況地目 水田, 畑, 山林の3ケース
- (8) 水路の延長 675m, 585m, 495mの3ケース

この基本的な8条件を個々に組み合わせて、36ケースの積算例を作成した。

表一 壁高，底幅

壁高 \ 底幅	1.5m	2.0m	2.5m	3.0m
2.0m	○			
2.5m		○		
3.0m	○		○	
3.5m		○		
4.0m			○	
4.5m				○



図二 荷重タイプ

2. データの概要

作成した36ケースのデータの構成は、以下に示す通りである。

- (1) 荷重タイプ，土の内部摩擦角，壁高，底巾
表二のとおりであり、所期の目的のバラツキを多く持たせる事が出来た。
- (2) 平均壁高，底巾，内空断面積
表三のとおりであり、平均的な形状は、別途収集した実施例の(53件)平均壁高1.7m，平均底

表一 2 荷重タイプ、土の内部摩擦角、壁高底幅

荷重タイプ 上の内部摩擦角	Aタイプ				Bタイプ				Cタイプ				合計	割合	
	30°	25°	20°	計	30°	25°	20°	計	30°	25°	20°	計			
壁高	1.5	2 ^m	2 ^m	2 ^m	6 ^m	1 ^m	2 ^m		3 ^m	1 ^m	2 ^m		3 ^m	12 ^m	34%
	2.0	2	2	2	6		2		2		2		2	10	26
	2.5	1	2	2	5		2		2		2		2	9	26
	3.0	1	1	1	3		1		1		1		1	5	14
	計	6	7	7	20	1	7		8	1	7		8	36	100
底幅(m)	2.0	1	1	1	3	1	1		2	1	1		2	7	20
	2.5	1	1	1	3		1		1		1		1	5	14
	3.0	1	2	2	5		3		2		2		2	10	26
	3.5	1	1	1	3		0		1		1		1	4	12
	4.0	1	1	1	3		1		1		1		1	5	14
	4.5	1	1	1	3	0	1		1		1		1	5	14
計	6	7	7	20	1	7		8	1	7		8	36	100	

表一 3 平均壁高、底幅、断面積

項目	平均壁高	平均底幅	平均内空断面積
数値	1.8m	3.1m	5.7㎡

巾3.6m、内空断面積6.1㎡に近く、ほとんど一般的に施工される形状に近くなっている。

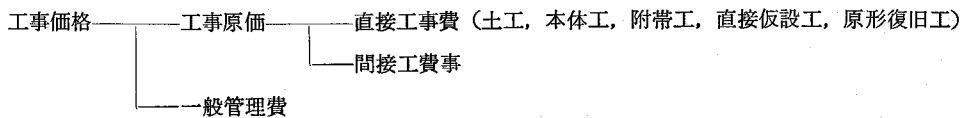
(3) 工事費の内訳

表一 4 の通りであり別途収集した実施例 (53件) の工事価格に対する各費目の割合及び直接工事費に対する各費目の割合に近い数値となっており、一般に施工される開水路工事の、平均的な工事費の構成となっていると言える。1m当りの工事価

表一 4 工事費の内訳

費目	項目	金額			割合	
		総額	1件当費用	1m当費用	工事価格に対する割合	直接工事費に対する割合
		千円	千円	千円	%	%
工事価格		3,367,758	102,053	160.	100.0	148.7
工事原価		3,016,934	91,422	143.	87.5	133.2
直接工事費		2,265,481	68,651	108.	67.3	100.0
開水路土工		275,321	8,343	13.	8.2	12.2
開水路本體工		1,212,421	36,740	58.	36.0	53.5
開水路附帯工		379,049	11,486	18.	11.3	16.7
直接仮設工		148,636	4,504	7.	4.4	6.6
原形復旧工		250,054	7,577	12.	7.4	11.0
間接工事費		751,453	22,771	36.	22.3	33.2
一般管理費		350,824	10,631	17.	10.4	15.5

注 1. この表は最終的な分析に使用した33件の合計値及び平均値である。
 注 2. 注工事費の構成は下記のとおりである。



格については、16万円となっているが、内空断面積 6 ㎡の開水路工事の平均的な価格であると考えられる。

3. 分析の手法と分析結果

下記の手順で分析を行った。

- ① 前述した方法により得たデータ、36ケースすべてを分析データとして使用する。
- ② 説明変数をいくつか選出し、変数選択型の重回帰分析を行うことによって、回帰式に最も相関度の高い説明変数を求める。
- ③ 求められた説明変数に基づき、一般の重回帰分析を行う。

- ④ 上記の分析結果を考察し、バラツキの大きいデータの棄却検定を行う。
- ⑤ データ棄却後の残りを最終データとして、再度一般重回帰分析を行う。
- ⑥ ここで得られた回帰式を工事費概算式として決定する。
- ⑦ 回帰式は次の式で表現する。

$$Y = a_1x_1 + a_2x_2 + a_3x_3 + \dots + a_nx_n + b$$

ここでYは単位数量 (m当り) の工事費であり、目的変数である。x_iは工事諸元 (構造物の高さ、幅、断面積等) でありいわゆる説明変数である。a_iは x_iに係る回帰係数、bは回帰式の定数項である。

(1) 説明変数の仮定

説明変数として、開水路の工事費に相関度が非常に高いと想定される次の7変数を当初仮定した。

- ア 開水路内幅 B (m)
- イ 開水路内高 H (m)
- ウ 開水路内空断面積 $B \times H$ (m²)
- エ 開水路底幅、壁高比 B/H
- オ 掘削総土量 V (m³)
- カ 使用鉄筋総重量 T (ton)
- キ コンクリート総打設量 CON (m³)

(2) 目的変数の決定

目的変数は概算式の利用の便宜を考慮し、次の6変数とすることとした。というのは、利用目的によって求めたい工事費が、一般管理費を含めたり除いたり、あるいは附帯工事を含めたり除いたりしたものを必要とする場合があるからである。

- ア C_1 : 開水路新設工事価格 (附帯工事含み) 千円/m
- イ C_2 : 開水路新設工事原価

- (附帯工事含み) 千円/m
- ウ C_3 : 開水路新設工事一般管理費 (附帯工事含み) 千円/m
- エ C_4 : 開水路新設工事価格 (附帯工事除き) 千円/m
- オ C_5 : 開水路新設工事原価 (附帯工事除き) 千円/m
- カ C_6 : 開水路新設工事一般管理費 (附帯工事除き) 千円/m

注1 附帯工事とは、本体附帯工、原形復旧工である。(詳細は、後述する。)

$2C_3$ 、 C_6 の説明変数は、それぞれ C_2 、 C_5 を仮定する

(3) 変数選択型重回帰分析結果と考察

林業試験場の川端氏が開発したプログラムに基づき逐次減法 (Stepwise Regression) により変数選択型の重回帰分析を行った。

その結果を表-5、表-6に示す。

表-5 分析結果

表-6 単相関マトリックス

目的変数	ステップ (逐増)	R	B	B×H	CON	C_2	C_5	変数	No.	1	2	3	4	5	6	7	9	12
C_1	1	0.970		○				B	1									
〃	2	0.981	○	○				H	2	0.83								
〃	3	0.982	○	○	○			$B \times H$	3	0.95	0.95							
C_2	1	0.970		○				B/H	4	0.25	-0.28	-0.02						
〃	2	0.981	○	○				V	5	0.76	0.82	0.82	-0.10					
〃	3	0.982	○	○	○			T	6	0.56	0.64	0.65	-0.18	0.54				
C_4	1	0.971		○				CON	7	0.86	0.87	0.91	-0.00	0.87	0.65			
〃	2	0.981	○	○				C_1	8	0.87	0.96	0.97	-0.15	0.77	0.64	0.87		
〃	3	0.982	○	○	○			C_2	9	0.87	0.96	0.97	-0.15	0.77	0.65	0.87		
C_5	1	0.972		○				C_3	10								0.99	
〃	2	0.982	○	○				C_4	11	0.88	0.96	0.97	-0.15	0.78	0.65	0.87		
〃	3	0.983	○	○	○			C_5	12	0.88	0.96	0.97	-0.15	0.78	0.65	0.87		
C_3	1	0.996				○		C_6	13									0.99
C_6	1	0.995					○											

(注) 1. 上下限, F値を2.50とした。 2. Rは自由度調整済の重相関係数である。

表-5、表-6の分析結果を考察すると次のようである。

ア 目的変数 C_1 、 C_2 、 C_4 、 C_5 においては、表-5に示す通り説明変数として、7変数の内、開水路断面積 $B \times H$ 、開水路底幅 B 、及びコンクリート総打設量 CON の順に、3変数を選択しており、重相関係数が高くなったため変数選択を終了している。

イ 従って説明変数としては、 $B \times H$ 、 B 、 CON が最も妥当なものと考えられる。しかしながらコンクリート総打設量は、概算式を使用する際、前もって数値が得られず別途数量計算を行って算出する必要があり、説明変数として除外した方が好ましい。このため、コンクリート総打設量に代わる説明変数として、表-6の単相関マトリックス表に基づき

工事価格等を表わす目的変数 C_1, C_2, C_4, C_5 のすべてに相関度の高い水路壁高, H , を選択することとした。

ウ 一般管理費を表わす目的変数 C_3, C_6 については表-5に示すように、それぞれ対応す

る工事原価, C_2, C_5 を説明変数として用いた場合、いずれも重相関係数は0.99以上となり、説明変数として C_2, C_5 は妥当なものと考えられる。以上の考察の結果、目的変数と説明変数を表-7の通り決定した。

表-7 目的変数と説明変数

目的変数〔Y〕		説明変数〔X ₁ 〕		説明変数〔X ₂ 〕		説明変数〔X ₃ 〕	
変数名	内 容	変数名	内 容	変数名	内 容	変数名	内 容
C ₁	工事価格(附帯工事含み)(千円/M)	H	水路壁高(M)	B	水路底巾(M)	B×H	水路内空断面積(M ²)
C ₂	工事原価() ()	H	〃 ()	B	〃 ()	B×H	〃 ()
C ₄	工事価格(附帯工事除き)()	H	〃 ()	B	〃 ()	B×H	〃 ()
C ₅	工事原価() ()	H	〃 ()	B	〃 ()	B×H	〃 ()
C ₃	一般管理費(含み)()	C ₂	(千円/M) 工事原価(附帯工事含み)				
C ₆	〃 (除き)()	C ₅	(千円/M) 工事原価(附帯工事除き)				

(4) 一般重回帰分析と結果

ア 表-7の変数を用いて一般重回帰分析を行ったが、各データについての残差(実値と推定値との差)を検討すると、95%の信頼限界を越えるデータが3件あった為、これを棄却し残りのデータ33件を最終的な分析データとした。

なお、95%信頼限界は、 t 分布表*の $\alpha=0.05$, $n=33-3-1=31$ より $t=2.042$ とした。

イ アのようにデータの棄却を行った後、更に一般重回帰分析を行った。その結果を表-8に示す。表のように、自由度調整済の重相関係数は、おのおのの回帰式について0.90以上であり、目標の0.90を高い精度で上廻っている。よってこの結果に基づき回帰式の決定を行う。

表-8 一般重回帰分析結果

項目 \ 目的変数	C ₁	C ₂	C ₄	C ₅	C ₃	C ₆
サンプル数	33	33	33	33	33	33
寄与率 R ²	98.4	98.3	98.4	98.4	99.1	98.8
重相関係数 R	0.992	0.992	0.992	0.992	0.996	0.994
自由度調整済のR	0.991	0.991	0.991	0.991	0.995	0.994
推定の標準誤差	6.03	5.52	6.24	5.59	0.415	0.505
Hの偏回帰係数	15.9	14.0	18.6	16.7		
B	〃	-19.6	-17.9	-18.5	-16.5	
B×H	〃	16.0	14.6	15.8	14.2	
C ₂	〃					0.107
C ₅	〃					0.110
回帰式の定数項	85.8	77.0	32.2	28.3	1.33	0.656

4. フルーム工事費概算式

(1) 概算式

以上の分析結果に基づき次のように開水路工事費概算式を決定した。

ア 附帯工事を含んだ場合

名 称	概算式	単位	諸元
開水路新設工事、工事原価概算式(附帯工事含み)	$Y = 4.0X_1 - 17.9X_2 + 14.6X_3 + 77.0$	千円/M	$X_1 = H, X_2 = B$ $X_3 = H \times B$
開水路新設工事、一般管理費概算式(附帯工事含み)	$Y = 0.107X_1 + 1.33$	千円/M	$X_1 = \text{上式の} Y$
開水路新設工事、工事価格概算式(附帯工事含み)	$Y = 15.9X_1 - 19.6X_2 + 16.0X_3 + 85.8$	千円/M	$X_1 = H, X_2 = B$ $X_3 = H \times B$

* 「ポケットブック数表、公式集」日本理工出版会

イ 附帯工事を除いた場合

名 称	概算式	単 位	諸 元
開水路新設工事、工事原価概算式(附帯工事除き)	$Y = 16.7X_1 - 16.5X_2 + 14.2X_3 + 28.3$	千円/M	$X_1 = H, X_2 = B$ $X_3 = H \times B$
開水路新設工事、一般管理費概算式(附帯工事除き)	$Y = 0.110X_1 + 0.656$	千円/M	$X_1 = \text{上式の } Y$
開水路新設工事、工事価格概算式(附帯工事除き)	$Y = 18.6X_1 - 18.5X_2 + 15.8X_3 + 32.2$	千円/M	$X_1 = H, X_2 = B$ $X_3 = H \times B$

(2) 適用範囲

- ア 矩形(側壁が直)の鉄筋コンクリートフルーム(開水路)の新設工事に適用する。
- イ フルーム以外の工事(分土工, 落差工, サイホン, 暗渠等)は, 概算式に含んでいない。
- ウ 壁高はおおむね1.5~3.0m, 底幅はおおむね1.5~5.5の範囲に適用する。
- エ 附帯工事とは, 本体附帯工(管理用道路, ネットフェンス, ガードレール, タラップ, 境界杭等)及び原形復旧工である。
- オ 概算式算定用に使用した労務, 資材単価は, 昭和52年度の四国(I)の単価である。従って精度の高い工事費概算額を求めたい場合は, 次に述べる補正の方法により, 地域差, 年度差を補正する。

5. 概算式の地域補正, 年度補正の方法

(1) 補正係数の算定

下記の手順により必要な補正係数が求まる。

- ア 工事費補正係数(C₀)
= 労務費補正係数(C₁) + 材料費補正係数(C₂)
+ 機械損料補正係数(C₃) + その他経費補正係数(C₄)
- イ 労務費補正係数(C₁)
= 労務費構成率(K₁) × 労務単価増減率(T₁)
- ウ 材料費補正係数(C₂)
= 材料費構成率(K₂) × 材料費単価増減率(T₂)
- エ 機械損料補正係数(C₃)
= 機械損料構成率(K₃) × 機械損料単価増減率(T₃)
- オ その他経費補正係数(C₄)
= その他経費構成率(K₄) × その他経費単価増減率(T₄)
- カ 費目構成率(K₁~K₄)
表一9に示す工事費目構成率を使用する。
- キ 単価増減率(T₁)

(ア) 表一10に示す労務費職種別構成率と表一12に示す各々の職種の単価増率によって算出する。

(イ) 材料単価増減率(T₂)

表一11に示す材料費材料種別構成率と表一13に示す各々の材料の単価増率によって算出する。

(ウ) 機械損料単価増減率(T₃)

T₃については, 機械損料単価の変更があった場合に, その増減率を使用する。損料単価増減が少ない場合は0とする。

(エ) その他経費単価増減率(T₄)

T₄は次式により算定する。

$$T_4 = \frac{(K_1 \times T_1) + (K_2 \times T_2) + (K_3 \times T_3)}{(K_1 + K_2 + K_3)}$$

(2) 補正の方法

(1)の計算手順で求めた工事費補正係数C₀を概算式のYに乗じて, 該当年度の該当地域の工事費が求まる。

補正係数は%単位で算定されるので, 仮に補正係数が7.54の場合Yに乗ずる係数は1.0754となる。

表一9 工事費目構成率 (K₁~K₄)

工 種	工事価格	構 成 率			
		労務費	材料費	機械損料	その他
フルーム新設工事	100%	27%	35%	5%	33%

表一10 労務費職種別構成率

工 種	労務費	構 成 率				
		普通作業員	型枠工	特殊作業員	特殊運転手	その他
フルーム新設工事	100%	60%	12%	7%	5%	16%

表一11 材料費材料種別構成率

工 種	材料費	構 成 率		
		生コン	鋼 材	その他
フルーム新設工事	100%	32%	13%	55%

表一12 労務費単価増減率算定表 (T₁)

職種別	基準単価	該当地域 年度単価	単価 増減率	構成率	T ₁
普通作業員	5,050 ^円			60%	
型 枠 工	6,740			12	
特殊作業員	6,320			7	
特殊運転手	7,040			5	
そ の 他				16	
計				100	

表一13 材料費単価増減率算定表 (T₂)

材料名	基準単価	該当地域 年度単価	単価 増減率	構成率	T ₂
生コンクリート 210-40-12	7,740 ^円			32%	
鋼付鉄筋 SD30-D-13	57,500			13	
その他			*	55	
計				100	

(注) 表一12、表一13の基準単価は、昭和52年度、四国Iの単価である。

※印の算定は T₄ の算定方法に準じる。

6. 使用方法

フルーム工事費概算式は、前掲の6種類より構成されているので、利用目的に応じ該当する概算式を利用する。今仮に、次の様な条件の開水路新設工事の工事費を求めるとすると以下に示すように簡単な計算で算出できる。

(1) 設定条件

ア フルーム新設工事で附帯工事を含んだ場合の工事価格を求める。

イ 水路内高2m、水路内幅3m、水路内空断面積6m²、延長300m。

ウ ○○年度の○○地域で補正係数が7.54%の場合。

(2) 計 算 法

ア 概算式 $Y = 15.9x_1 - 19.6x_2 + 16.0x_3 + 85.8$ を使用する。

イ 計算 $Y = 15.9 \times 2.0m - 19.6 \times 3.0m + 16.0 \times 6.0m^2 + 85.8 = 154.8$ 千円/m

ウ 補正 $Y = 154.8 \times 1.0754 = 166.47$ 千円/m

エ 工事価格 $166.4 \text{千円/m} \times 300m = 49.941$ 千円

よって求める工事価格概算額は50百万円となる。

おわりに

以上開水路工事費概算式について、当施工調で検討した結果を述べたが、予算要求資料あるいは計画設計等の様に概算的に工事費を算出したい場合は、充分にその目的にかなう工事費が算出されるものと確信している。今後、各方面において積極的に利用していただくとともに、利用を通じて生じた問題点については、その都度指摘を頂き、改良を加えて行きたいと考えているので、御協力をお願いします。

開水路における流れの安定条件

川 合 亨*

目 次

- | | |
|------------------------------|-----------------------------|
| 1. 緒 言.....(83) | 3. ダム洪水吐接近水路のフルード数.....(84) |
| 2. 流れの安定条件としてのフルード数.....(83) | 4. 結 言.....(84) |

1. 緒 言

開水路の水理設計を行う場合、流れの安定を考えることは非常に重要である。

従来、射流水路における安定条件は明らかになっていない。しかし、常流水路での設計指針が明確ではないように思われる。

一般に、開水路の流れではフルード数が1に近いとき、すなわち、限界流に近い流れは水面変動が生じ易いということがわかっている。したがって、実際の計画に当っては水面の不安定な領域を避けることが望ましい。

ところで、フルード数の大きい部分に対してヴェデルニコフ (Vedernikov) はつぎの関係を示した¹⁾。

平均流速 V を

$$v^2 = \frac{1}{k} IR^{1+\beta} \dots\dots\dots(1)$$

で表わしたとき、つぎのようなヴェデルニコフ数 Ve を示した。

$$Ve = \frac{(1+\beta)Mv}{p(v-c)} \dots\dots\dots(2)$$

すなわち、この式(2)において $Ve > 1$ になると水面が不安定になることを明らかにした。

ここに、 I ；こう配、 R 径深、 k ；流水抵抗に相当する係数、 C ；表面の波の速度であって、 M は断面積を A 潤辺を S としたときに

$$M = 1 - R(ds/dA) \dots\dots\dots(3)$$

で与えられる。

いま、矩形水路でシェージー公式により $p=2$ 、 $\beta=0$ とすると $Ve=1$ に相当するフルード数は2である。また、岩垣はヴェデルニコフ条件が急こう配水路の浅い流れにできる転波 (Roll wave) の発生条件に一致することを示し、岩佐はこの条件を微小振動法から導いた。

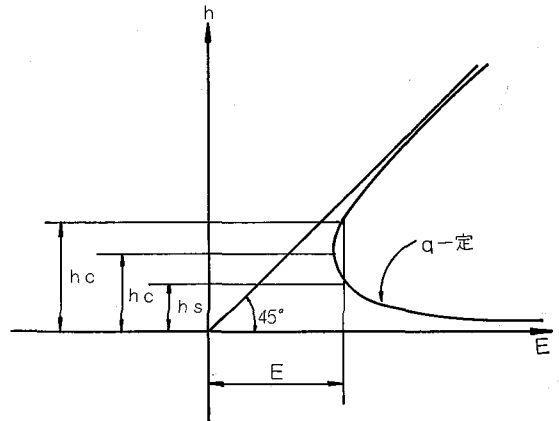
ところで、筆者はフルード数2であるときの比エネルギーと等しい常流領域の比エネルギーより小さい領域においても同様に波立ちが生ずるものと考え、フルード数

2に対応する常流領域のフルード数を求めた。

なお、フルード数が1に近い流れにおいて同一のエネルギーをもつ二つの水位が生じ易く、一つは射流であり他は常流である。このような水理現象は国营電西農業水利事業のための頭首工水理模型実験において観察された²⁾。

この報文は開水路の流れの安定条件に対する一つの見解を示し、実際計画のための指針を意図した。

2. 流れの安定条件としてのフルード数



図一 水深 h と比エネルギー E の関係 (単位幅流量 q は一定)

図1は単位幅流量 q を一定として比エネルギーの変化を示したものである。この図において、 E ；比エネルギー、 h_c ；限界水深、 h_u ；常流水深、 h_s ；射流水深である。

いま、射流領域における水深 h_s 、フルード数を F_s とすれば、 F_s は次式で示される。

$$F_s = \frac{q}{g^{1/2} h_s^{3/2}} \dots\dots\dots(4)$$

また、式(4)はつぎのように書かれる。

$$h_s = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g F_s^2}} \dots\dots\dots(5)$$

いま、流れを比エネルギーの関係で表わすと、

* 農業土木試験場

$$E_s = h_s + \frac{v_s^2}{2g} = h_s + \frac{h_s}{2} \cdot \frac{q^2}{gh_s^3} = h_s \left(1 + \frac{1}{2} F_s^2 \right)$$

これに、式(5)の h_s を代入すると

$$E_s = \left(\frac{q^2}{gF_s^2} \right)^{\frac{1}{3}} \left(1 + \frac{1}{2} F_s^2 \right) \dots\dots\dots(6)$$

一方、常流領域については水深を h_u 、フルード数を F_u とすれば射流の場合と同様に

$$E_u = \left(\frac{q^2}{gF_u^2} \right)^{\frac{1}{3}} \left(1 + \frac{1}{2} F_u^2 \right) \dots\dots\dots(7)$$

この式(6)と式(7)を等しいとおいて整理すれば

$$\left(\frac{1}{F_s^2} \right)^{\frac{1}{3}} \left(1 + \frac{1}{2} F_s^2 \right) = \left(\frac{1}{F_u^2} \right)^{\frac{1}{3}} \left(1 + \frac{1}{2} F_u^2 \right) \dots\dots\dots(8)$$

ここに、 $A = (1/F_s^2)^{\frac{2}{3}} (1 + (F_s^2/2))$ とおくと

$$\frac{1}{2} F_u^2 - A F_u^{\frac{2}{3}} + 1 = 0$$

$$F_u^2 - 2A F_u^{\frac{2}{3}} + 2 = 0 \dots\dots\dots(9)$$

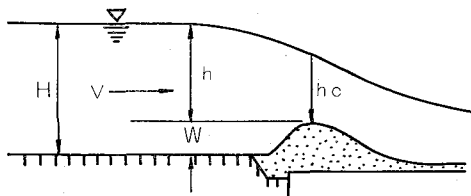
この式(9)において $F_s = 2$ として A を求め F_u について解けば $F_s = 2$ に対応する F_u が求まる。

この結果は

$$\therefore F_u = 0.444$$

である。

3. ダム洪水吐接近水路のフルード数



図一 2 洪水吐接近水路説明図

図2において、クレストから接近水路底まで深さを w 、設計水頭 h 、クレスト上の限界水深 h_c 、接近水路の全水深と流速をそれぞれ H 、 v とする。

ダム設計基準³⁾(上巻)においては、この接近水路の水理条件をつぎのように規定している。すなわち、 w/h の値が $1/5$ より大きくすべきであることをのべている。この w/h の条件は米国開拓局による Boulder Canyon Project Final Reports 中、越流ゼキに関する実験報告から採用しているもので、流れの安定条件として考えられている。

また、農業土木試験場の久保室長もダム越流ゼキに関する数多くの実験の過程で確認している。

いま、以上の水理条件を流れのフルード数の観点から

調べてみよう。

まず、 $w = h/5$ 、 $h_c = 1.5h_c$ と仮定すれば

$$H = h + w = 1.8h_c \dots\dots\dots(10)$$

となり、接近水路のフルード数 F は式(1)であらわされる。

$$F = \frac{v}{\sqrt{gH}} = \frac{q}{\sqrt{gH^3}} = \frac{\sqrt{gh_c^3}}{\sqrt{g(1.8h_c)^3}} \\ = \frac{1}{\sqrt{1.8^3}} \doteq 0.414 \dots\dots\dots(11)$$

以上の結果、式(9)から求めた値と式(11)とはほぼ同じ値となることがわかる。

4. 結 言

筆者は、ダム洪水吐の接近水路の $w/h > 1/5$ なる水理条件に強い関心をもっていた。

ところで、ダム設計基準に説明されている“越流係数……”の表現はあまり適切であると思えない。何故なら、越流係数は越流量を意識した表現であること、ダムの計画洪水水位はあらかじめ決定されていること等を考え合わせるとつぎのことがいえるからである。

いま、接近水路がある場合について、洪水位を一定とするとセキ高が高くなれば越流係数が大きくなるが越流流量の絶対量が小さくなる。これに反して、セキ高が低くなれば越流係数が小さくなるが越流水深が増大するから越流量が増加することになる。すなわち、ここでのセキ高の規定は流れの安定上から必要な条件なのである。

結論として、開水路における流れの安定条件をフルード数によって示すものとすれば、つぎのとおりである。

$$\begin{aligned} \text{射流領域では} & F_s \geq 2 \\ \text{常流領域では} & F_u \leq 0.4 \end{aligned}$$

また、開水路流れの安定条件について、多くの実験的経験をもつ農業土木試験場の石野室長および久保室長の両氏から貴重な討議を得た、ここに深く感謝する次第である。

なお、この報文が現場の技術者に少しでも役立てば幸いである。

引用文献

- 1) 石原藤次郎, 本間仁編 (1957) 応用水理学 (上) p. 121, 丸善
- 2) 農地局建設部設計課 (1954) 国営電西農業水利, 頭首工水理模型実験報告。
- 3) 日本大ダム会議 (1969) 改訂ダム設計基準(上巻), p. 22

塩ビ管と強化プラスチック管の水撃作用*

村上 康 蔵** 訳

Water Hammer in PVC and Reinforced Plastic Pipe

Discussion by David E. Goldberg and Michael A. Stoner

A. S. C. E. HY 6 pp. 672~674 (1977)

水理学的要求のきびしい状況の中で塩ビ管やガラス繊維強化管の利用が増加し、これらの管種に対する流体過渡現象特性の知識を増す必要が生じている。水撃波の伝ば速度は最も重要な過渡現象パラメータであり、管路組織における水撃圧の大きさと伝ば時間とに寄与している。あいにく、伝ば速度は解析的に正確に予測し難い量であり、実際に現場の状態でもめったに測定されない。従って、小口径の塩ビ管やガラス繊維管における伝ば速度の測定値の提供に対し、著者等はそれ自体感謝されるべきである。このようなデータの提供はこの管種を用いて適切に設計しようとする水理技術者を安心させるのに役立つだろう。

しかし、筆者等はいくつかの点について討議したいと思う。まず第一に、著者等は伝ば速度は初期流速と無関係である事実を繰返し述べている。これは理論的には予想されることであるが、しかし環流速度によって測定伝ば速度を補正することについては著者等は述べていない。次に、伝ば速度の解析計算に使用する水の体積弾性係数 K 値について述べていない。清水に対するハンドブックの値を仮定するのであろうか。もしそうであるなら、水から空気を取り除かなければ値は非常に低下するのである。最後に、著者等はこの2種のプラスチック材料に対する弾性係数値において大きな変動のあることを述べている。伝ば速度式の信頼性に関し、弾性係数や他の独立変数におけるこの変動の影響はどれほどなのであろうか。以下においては、これら3つの点が討議される。さらに、関連した変数の不確定性による解析的な予測伝ば速度の変動量を表わすのに役立つ伝ば速度式の linearized sensitivity analysis が提案されている。

明確には述べていないけれども、著者等は公式 $a = \Delta x / \Delta t$ を用いて伝ば速度を計算しているように思われる。この式は普通水撃圧問題の解析に用いられる。しかしこの式の誘導には環流速度の項を、すなわち異なった流速で伝ば速度を比較しようとする場合に無視できない事実

を無視している。完全に1次元方程式である両式の理論的展開は参考文献2)に説明されており¹⁾、この論文の中では示されていない。簡単に説明すれば、フロントの伝ば速度は、静水中の音の伝ば速度に問題の圧力波がそれぞれ流れの方向に進むか逆方向に進むかどうかに関係する流速をプラスまたはマイナスすることにより定まる。Fig. 1に示された実験装置に対しては、式 $\Delta x / \Delta t = (u - a)$ を使用すべきである。ここで、 u は流速であり、プラス方向とは流れの方向である。環流速度の補正は著者等の「結果」を根底かな変えはしないけれども、そうしなければ高流速の測定値と低流速の測定値とを比較する場合に発見し得る偏差を導入しないかも知れないのである。極端な場合(塩ビ管, 10 fps 対 2 fps²⁾の測定値)、このことは約0.5%~1.0%の偏差を導入し得る。

水の体積弾性係数に用いた値について、この論文では明らかに述べていない。さらに、実験前の装置から空気を除去するための留意について著者等は何も述べていない。少量の空気が伝ば速度を非常に減少させることができるのである。これは参考文献2)の8頁の図に示されている³⁾。流体から空気を除去する留意が取られないならば、伝ば速度の実験値は、清水を用いて得られる値よりも小さくなる。これは、伝ば速度の解析値と実験値とを比較する場合に考慮されねばならない誤差の1因である。

2種の材料の弾性係数は強い確信をもって分らないといえる。塩ビに対していわれている値は、±20%の範囲にあるように思われる。さらに、拘束係数 C_1 は不確定であり、また前にも述べたように、流体の体積弾性係数も不確定である。これらは伝ば速度式の信頼性にどんな影響を与えるのだろうか。著者等は実験装置における不確定性を述べているが、しかし解析的アプローチでは独立変数における誤差のあり得る影響に対してもまた恐らく注意して考察しなければならない。

不確定性をさらに量的に把握するため、伝ば速度式の変数 K , C_1 , および E に対し linearized sensitivity analysis が行われる。sensitivity analysis の方法は次

* 本誌第28号「塩ビ管と強化プラスチック管の水撃作用」参照

** 岡山大学農学部

のようである。(1)変数 K , E , および C_1 に関し伝ば速度関数を全微分する⁴⁾。(2)変数に関する偏導関数を求め、全微分に代入する⁵⁾。(3)無限小変換を有限の値(変分)として表わし、従属および独立変数の百分率変化の形で得られるまでこの方程式を代数的に変形する⁶⁾。この方法の結果は次のようである。

$$\frac{da}{a} = \left| \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1 + \frac{KDC_1}{E_e}} \right) \frac{dK}{K} + \frac{1}{2} \left(\frac{\frac{KC_1D}{E_e}}{1 + \frac{KDC_1}{E_e}} \right) \frac{dE}{E} + \frac{1}{2} \left(\frac{\frac{KC_1D}{E_e}}{1 + \frac{KDC_1}{E_e}} \right) \frac{dC_1}{C_1} \right| \dots\dots\dots(4)$$

ここに、記号は論文で定義した通りである。

この論文で討議した両材料に(4)式を用い、体積弾性係数、弾性係数および係数 C_1 のそれぞれに20%の不確定性をとれば、塩ビ管も PERMASTRAN®管も伝ば速度におおよそ19%の計算誤差があり得る⁷⁾。これらの計算には、弾性係数には著者等の公称値、体積弾性係数値 $K = 3.11 \times 10^5$ psi (60°⁸⁾の清水) および公称 C_1 値 = 1 を用いた。流体の体積弾性係数による項は1%の誤差であるのに対し、他の2項はそれぞれおおよそ9%の誤差になっている。偏導関数の符号は最大限界値または誤差を得るのには無視されている。

塩ビ管とガラス繊維強化管における伝ば速度の実験値計算上の特色について様々な問題を提起している。また伝ば速度の測定と計算において解析予測値と実験結果とを比較するに際し、重要なパラメータを量的に確認するのに役立つ方法を提案している。そしてフレキシブルな管種の伝ば速度の解析計算について、提起した問題も提案した方法もさらに深い実験的検証に貢献することを望む。

訳者注

- 1) 竹中利夫監訳「流体過渡現象」(日本工業新聞社) 3章参照。
- 2) 10 fps = 3.05m/sec, 2 fps = 0.67m/sec。
- 3) 竹中利夫監訳「流体過渡現象」(日本工業新聞社) 10頁, 図1.5参照。

4)
$$a = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1 + K/E \cdot D/e \cdot C_1}}$$

$$\therefore da = \frac{\partial a}{\partial K} dK + \frac{\partial a}{\partial E} dE + \frac{\partial a}{\partial C_1} dC_1$$

5)
$$\frac{\partial a}{\partial K} = \frac{1}{2} \cdot \frac{a^3 \rho}{K^2}, \quad \frac{\partial a}{\partial E} = \frac{1}{2} \cdot \frac{a^3 DC_1 \rho}{E^2 e}, \quad \frac{\partial a}{\partial C_1} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{a^3 D \rho}{E e}$$

$$\therefore da = \frac{1}{2} \cdot \frac{a^3 \rho}{K^2} \cdot dK + \frac{1}{2} \cdot \frac{a^3 DC_1 \rho}{E^2 e} \cdot dE$$

$$\begin{aligned} & -\frac{1}{2} \cdot \frac{a^3 D \rho}{E e} \cdot dC_1 \\ 6) \quad \frac{da}{a} &= \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{KDC_1}{E_e}} \cdot \frac{dK}{K} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{KDC_1}{E_e}}{1 + \frac{KDC_1}{E_e}} \cdot \frac{dE}{E} \\ & \quad -\frac{1}{2} \cdot \frac{\frac{KDC_1}{E_e}}{1 + \frac{KDC_1}{E_e}} \cdot \frac{dC_1}{C_1} \\ \therefore \frac{da}{a} &= \left| \frac{1}{2} \left(\frac{1}{1 + \frac{KDC_1}{E_e}} \right) \frac{dK}{K} + \frac{1}{2} \left(\frac{\frac{KDC_1}{E_e}}{1 + \frac{KDC_1}{E_e}} \right) \frac{dE}{E} + \frac{1}{2} \left(\frac{\frac{KDC_1}{E_e}}{1 + \frac{KDC_1}{E_e}} \right) \frac{dC_1}{C_1} \right| \dots\dots\dots(4) \end{aligned}$$

- 7) 例えば 6 in (150mm) の塩ビ管をとれば, $D = 155$ mm, $e = 7.01$ mm, $E = 5 \times 10^5$ psi (公称値), $K = 3.11 \times 10^5$ psi, $C_1 = 1$ (無次元数) から

$$\frac{KDC_1}{E_e} = \frac{3.11 \times 10^5 \times 155 \times 1}{5 \times 10^5 \times 7.01} = 13.75$$

$$1 + \frac{KDC_1}{E_e} = 1 + 13.75 = 14.75$$

$$\therefore \frac{da}{a} = \left| \frac{1}{2} \left(\frac{1}{14.75} \right) 0.2 \right| + \left| \frac{1}{2} \left(\frac{13.75}{14.75} \right) 0.2 \right|$$

$$+ \left| \frac{1}{2} \left(\frac{13.75}{14.75} \right) 0.2 \right| = 0.007 + 0.093$$

$$+ 0.093 = 0.193 = 19.3\%$$

- また, 6 in の PERMASTRAN®管をとれば, $D = 159$ mm, $e = 4.27$ mm, $E = 14.4 \times 10^5$ psi, $K = 3.11 \times 10^5$ psi, $C_1 = 1$ から

$$\frac{KDC_1}{E_e} = \frac{3.11 \times 10^5 \times 159 \times 1}{14.4 \times 10^5 \times 4.27} = 8.04$$

$$1 + \frac{KDC_1}{E_e} = 1 + 8.04 = 9.04$$

$$\therefore \frac{da}{a} = \left| \frac{1}{2} \left(\frac{1}{9.04} \right) 0.2 \right| + \left| \frac{1}{2} \left(\frac{8.04}{9.04} \right) 0.2 \right|$$

$$+ \left| \frac{1}{2} \left(\frac{8.04}{9.04} \right) 0.2 \right| = 0.011 + 0.089 + 0.089$$

$$= 0.189 = 18.9\%$$

- 8) 60° F = 15.6°C

河 川 協 議

—特定多目的ダム基本計画に関する協議(その4)—

川 尻 裕 一 郎* 荻 原 恒 躬*
千 賀 裕 太 郎* 丈 尾 峰 雄*

目 次

はじめに.....(87)

1. 特定多目的ダムにおける農業水利の扱いの背景.....(87)

2. 基準流量について.....(88)

3. 協議事例.....(89)

(1) 蓮 ダ ム.....(89)

(2) 玉川ダム.....(91)

はじめに

今回は、建設省直轄の特定多目的ダムの「基本計画」策定に関する調整協議事例として、「蓮ダム」及び「玉川ダム」を取りあげる。

特定多目的ダム法(昭和32年)によれば、建設大臣が多目的ダムを新築しようとするときは、その建設に関する「基本計画」を作成しなければならないとされ、さらにこれを作成し、変更し、又は廃止しようとするときは、あらかじめ、関係行政機関の長に協議するとともに、関係都道府県知事等の意見をきかなければならないとされている。多目的ダムの建設は、農業水利に重要な関りをもつため、いわゆる水利調整の業務の中でも特に注意を要するもののひとつである。

1. 特定多目的ダムにおける農業水利の扱いの背景

特定多目的ダムにおける農業水利の扱いの背景

特ダム法の制定の経緯については後日にゆずり、また「特定かんがい」等の慣用語の定義も前号で行ってある。従ってここでは、特ダム法制定当時の国会審議や、先人からの御教示を紹介して、“特ダムにおける農業水利の扱い”の背景を理解しながら、協議事例を熟読してもらいたい。

まず、特ダム法における農業水利の扱いは、発電や上水の水の扱いと異っていることに気付く。農業用水はいわゆる「特定用途(第2条)」の範ちゅうにも含まれないし、「ダム使用権者」となることもできない(第5条、15条)。またダムの建設費の負担についても、「受益者負担金」としてのそれである(第10条)。

これらのことについて、当時の国会論議でも取りあげ

* 農林省構造改善局企画調整室

注1 第26回国会衆議院建設委員会農林水産委員会連合審査会議録第1号(S.32.3.28)

られている注1。農林委員会委員らの質疑に対し、政府委員は次のように答弁している。

山本政府委員(河川局長)：(前略)特定用途という項目としては、灌漑事業はあげておりませんけれども、しかしダムそのものの目的といたしましては灌漑も含んでおる。しかも河川工事を行いまして洪水を調節し、下流の濁水をふやしてやるということは河川法上におきまして、建設大臣が当然やらねばならぬことであるから、特定用途としてはあがっておりませんが、当然やることである。(後略)。

国宗説明員(河川局水政課長)：(前略)全額農業負担に相当する分を出したらダム使用権が設定されるのかどうかという点でございますが、それは設定をいたさない(中略)。農業につきましては発電・工業用水よりもさらに河川法上公益の高いものと考えておりますから、この場合におきまして、国なり県なりがその農業効果に対して負担をいたしておるわけでございます。そういう高い公益のものは、洪水の調節自身にもダム使用権は設定いたしておらぬのであります。

すなわち、「特定用途」や「ダム使用権」をめぐる問題については、農業用水の高い公益性をよりどころにして答弁を行っている。また「受益者負担金」については、

安田政府委員(農地局長)：従来建設省が行なっておられました多目的ダムの実際(引用者注一農業用水は負担していなかった)にかんがみまして、建設費の費用負担をすることは農業は適当ではない。(中略)負担をすることをしないから、使用権が設定せられなくても、河川法によりまして水利権を確保すればいいのではないか。あわせてこれ(引用者注一使用権)には使用料を払う義務が付されている考え方でありますので、農業には適当ではない。従来も

受益者に負担をかけることができるという態勢でありましたが、(中略)受益が明確なときだけ負担を一部負うのはやむを得ない。それもごく僅少であって計算上他用途のように建設費を割り振るような割り振り方では農業は困る。

以上のような答弁の背景として、河川行政の一元化の動きがあり、従来のように共同事業としてダム建設を行って夫々の持分権が設定される方法でのダム管理上の問題を解消するために、新たに使用権を設定することとし、施設の所有権と管理権を建設大臣に集中させる方法をとったのだという。この場合に農業用水に都市用水同様の建設費負担をさせることは、主務大臣複数化も考えられ、また農業用水としても、土地改良法によるダム建設費の地元負担率とのバランスを考慮して、現行法に収斂したのである注2。

さて、特ダムにおける農業水利の扱いの輪郭は大むねつかめたと思う。この章のしめくくりとして、山本河川局長の答弁を掲げておこう。

山本政府委員(河川局長)：(前略)ダムの基本計画それから操作規則等につきましても、農林省と十分協議をととのえて計画をやるわけでございまして、ダムの操作あるいは基本計画におきまして、灌漑用水の貯留分ははっきりそれに規定するわけでございます。従いまして、電気等の使用権も、そういうものを前提とした使用権になるわけでございますから、特定用途に灌漑がなっておらなくても、十分目的は達せられるわけでございます。

2. 基準流量について

ここで本稿で度々用いられ、またダムの利水計画において基本となる基準流量について、あらかじめ簡略に説明しておこう。

基準流量とは、河川における利水計画において、基準となる地点である目的のために設定された流量である。

基準流量には、確保流量、取水(又は利水)制限流量、貯留制限流量、貯留取水制限流量などがある。

まず確保流量とは、基準地点下流の既得用水を含む流水の正常な機能の維持のためにダムにおける不特定容量により漏水補給を行って確保する流量である。もっとも、多くの河川では、複数のダムによって確保することとなるため、個々のダム収支計算においては夫々のダムの不特定容量の規模に応じて責任分担が決められている。従って、今後確保する予定の流量として、必ずしも当該ダム計画で全量を確保しているとは限らない。

次に、取水(又は利水)制限流量とは、新規利水が自流を取水する場合の制限流量である。すなわち、自流の

取水の優先権は既得利水にあるが、なお自流が取水制限流量を上まわった分は、新規利水が取水することができる。逆に、基準地点自流が取水制限流量を下まわっている場合には、新規利水が自流を利用することは全くできない。これらの場合の新規利水の不足分は当該ダムの特定利水容量から補給することは言うまでもない。

貯留制限流量とは、ダムが流入自流量を貯留することに関する制限流量である。すなわち、基準地点における自流が貯留制限流量を上まわった分だけ、ダム地点流入自流を貯留することができる。逆に、基準地点自流が貯留制限流量を下まわっている場合には、ダム地点流入量がいくらあろうとも、これを貯留してはならず、そのままダム下流へ放水しなければならない。

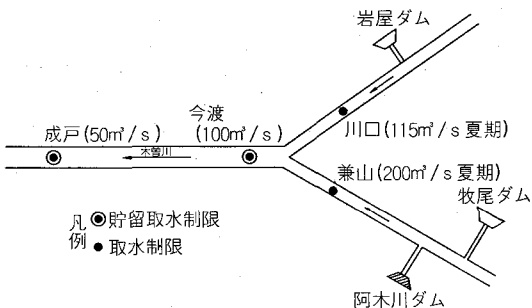
貯留取水制限流量は、貯留制限と取水制限とを合わせた基準流量である。従ってこの制限の作動中は、ダムの水位は低下を続けることになる。

木曾川を例にとれば、図1のとおりである。図中阿木川ダムが最も新しい計画のダムであり、それ以外のダム等は、阿木川ダムにとって既得水利施設である。

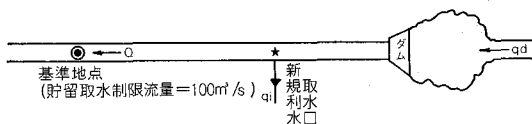
ここで単純な河川モデルで利水運用を仮に行なえば、次のようになる。(図2参照)

基準地点での自流 $Q=105\text{m}^3/\text{S}$ の場合には、ダム又は取水口で基準流量 $100\text{m}^3/\text{S}$ をこえる $5\text{m}^3/\text{S}$ を貯留又は取水ができる。従ってダムへの流入自流 $q_{\text{入}}=9\text{m}^3/\text{S}$ なら、このうち $5\text{m}^3/\text{S}$ は貯留又は取水し、残り $4\text{m}^3/\text{S}$ を下流へ放流しなければならない。この結果、基準地点の流量は $100\text{m}^3/\text{S}$ となる。

このように基準流量は、基準地点より下流の既得用水の保護及び、個々の既得利水の複雑な必要水量の積算の回避によるダム計画の合理化等の積極面をもつ。だが一方、基準地点の自流をこれより上流の既得利水取水後の



図一 基準流量模式図



図二 河川モデル

注2 (財)日本農業土木コンサルタンツ 佐々木四郎理事長から御教示を賜った

流況とみなすケースが多いため、当該流況でこれら用水が十分な取水が行なわれていたかの確認が不徹底な場合や、基準地点とダム地点の流域に、水文上十分な相関がないにもかかわらず、機械的に基準流量が設定されてダム水収支が行なわれる場合等、個々のダム計画で検討を要することが多いとともに、ダム水収支計画の一般手法のひとつとしても、今後さらに研究すべき問題を含んでいる。

3. 協議事例

(1) 蓮ダム

① 事業の概要

蓮ダムは、柳田川水系蓮川の三重県飯南郡館高町に特定多目的ダムとして建設されるもので、柳田川総合開発の一環をなすものである。

ダムは重力式コンクリートダムとして高さ79m、総貯水量3,260万 m^3 、有効貯水量2,940万 m^3 で、洪水調節、流水の正常な機能の維持、水道用水の供給及び発電を目的とするものである。

(i) 洪水調節

柳田川流域は多雨地帯に属しているため、しばしば水害に見舞われ、特に昭和34年9月の伊勢湾台風は、柳田川工事実施基本計画で既往最大とされている昭和28年9月洪水等をはるかに上廻る出水となり、本川及び支派川の各所が破壊され大災害となった。

基本計画によれば柳田川の基本高水流量は、この伊勢湾台風の洪水を主要な対象洪水として、基準地点両郡橋で4,800 m^3/S とし、このうち上流ダムにより500 m^3/S を調節して河道への配分流量を4,300 m^3/S とする計画である。このため、本ダムではダム地点の計画高水流量1,700 m^3/S のうち700 m^3/S を調節し、1,000 m^3/S を河道へ放流する。このための洪水調節容量は1,700万 m^3 である。

(ii) 流水の正常な機能の維持

柳田川の水利利用は、農業用水（面積約3,200ha）を主体として工業用水、水道用水を含め最大取水量12.8 m^3/S の既取水権利がある。これに対し過去20ヶ年（S24~43年）における基準地点両郡橋の渇水量として、S39年5.8 m^3/S （6月平均値、但し日最小流量2.0 m^3/S ）、S42年3.9 m^3/S （6月平均値、但し日最小流量2.8 m^3/S ）の記録があり、この時期における水不足を解消するため河川維持流量を含めて550万 m^3 の容量を確保する。

(v) 水道用水の供給

松坂市を中心とする中南勢地区に対して、1日最大172,800 m^3 （2.0 m^3/S ）を供給するため、洪水期において690万 m^3 の容量を確保する。

(vi) 発電（県営）

ダム放流量のうち最大6 m^3/S を利用して最大3,200kwの発電を行う。但し、このための容量は確保されて

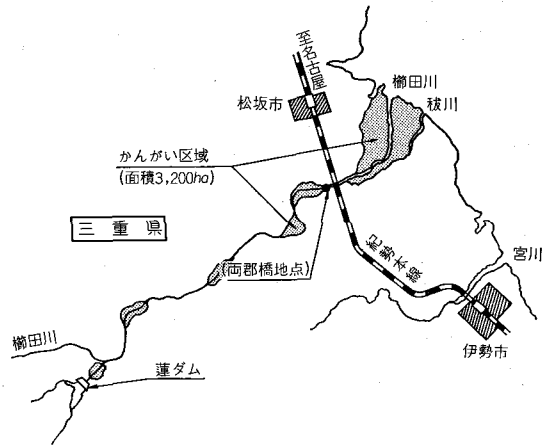


図-3 概要図

なく、利水放流に従属して行なわれる。

② ダムの水収支について

本ダムの協議に際し特に検討すべき点は、ダムの建設に伴って下流既得農業用水に対し支障がないか否かであり、以下利水計算に当たっての基本的事項について記述する。

- (i) 水収支の基準地点を河口より約20kmの両郡橋地点とする。
- (ii) 渇水基準年は昭和27年（昭和24~43年中第2位）
- (iii) 水収支における流量データはダム地点流入量及び両郡橋地点流量を使用。
- (iv) 基準地点両郡橋における確保流量及び利水制限流量は表-1、図-5のとおりである。

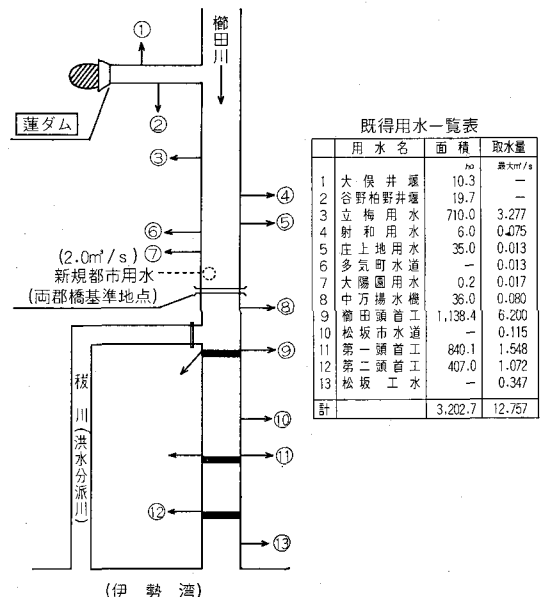
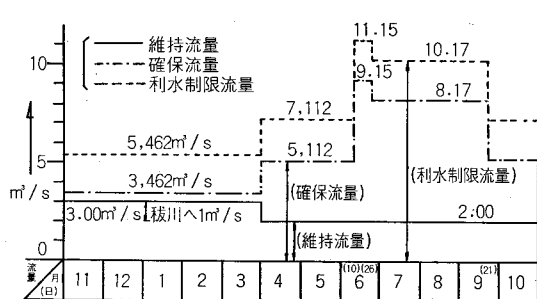


図-4 模式図

表一 両郡橋地点における確保流量及び水利制限流量表 (単位: m^3/S)

期 間	確 保 流 量			利水制限流量
	既得流量	維持流量	計	
11/1～3/31	0.462	3(5)	3.462	(5.462)
4/1～6/9	3.112	2(4)	5.112	(7.112)
6/10～6/25	7.150	2(4)	9.150	(11.150)
6/26～9/20	6.170	2(4)	8.170	(10.170)
9/21～10/31	3.112	2(4)	5.112	(7.112)



図一 確保及び水利制限流量図

このうち既得流量の中には既得農業用水として、県営榎田川地区土地改良事業により昭和43～46年施行された榎田頭首工、第一頭首工及び第二頭首工（面積2,386ha）が含まれている。

表一の維持流量中（ ）内は、将来の目標値であり、なお現在検討中であって取りあえず流域100 km^2 当り1 m^3/S とし、両郡橋地点388 km^2 で4 m^3/S を確保することになっている。但し、11月1日～3月31日においては

表二 既得水利権一覧表（両郡橋下流）

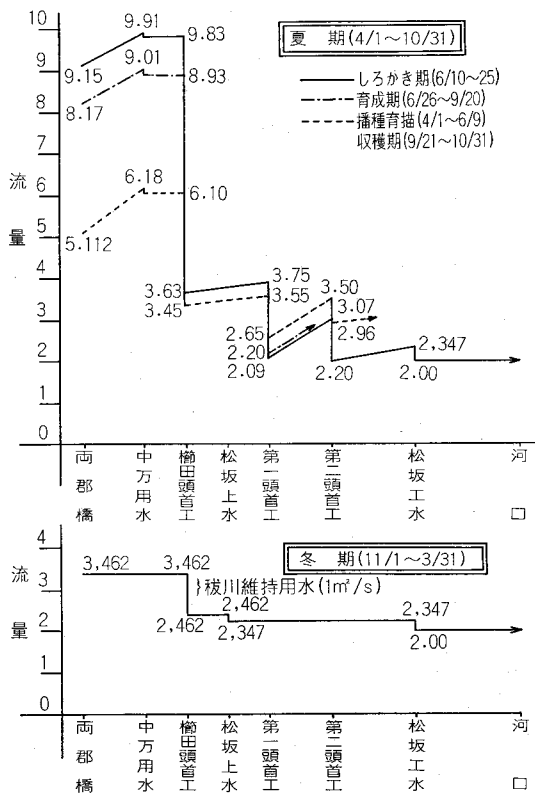
用 水 名	面 積 (ha)	用 水 量 (m^3/S)				摘 要
		夏 期			冬 期 11/1～3/31	
		しろかき期 6/10～6/25	育 成 期 6/26～9/20	育苗及び収穫期 4/1～6/9/9/21～10/31		
中万揚水	36.0	0.080	0.080	0.080	—	價 行 許 可
榎田頭首工	1138.4	6.200	5.300	2.650	—	
第一 "	840.1	1.548	1.548	0.780	—	〃
第二 "	407.0	1.072	1.072	0.540	—	〃
松坂 上水	—	0.115	0.115	0.115	0.115	〃
〃 工水	—	0.347	0.347	0.347	0.347	〃

(a) ダム地点の貯留制限流量は0.5 m^3/S (ダムサイト下流の蓮川の農業用水等に対する責任放流量)

(c) 新規利水（水道用水 2.0 m^3/S ）は、両郡橋基準地点における流量が水利制限流量を上まわったときに取水することができる。

被川へ1 m^3/S 分流するので5 m^3/S 確保することになっている。

下流既得流量の決定については、建設省でS44～47年に河道水収支調査を実施しており、表一2、図一6のように区間流入が見込まれている。



図一 河道水収支図（両郡橋～河口）

(b) ダムの容量配分は、図一7のとおりである。

③ 解 説

(i) 両郡橋地点上流の不特定利水について

ダム水収支計算は、ダム地点と両郡橋地点の流量記録を用いているが、両郡橋地点自流はこれより上流の既得

蓮 ダ ム	洪水時満水位 E L 317m	サーチャージ容量100万 [㎡]	非洪水期利水容量 2,840万 [㎡] { 不特定 1,110万 [㎡] 水道用水 1,730万 [㎡]	有効容量2,940万 [㎡] 総貯水量3,280万 [㎡]
	常時満水位 E L 316m			
	洪水調節1,700万 [㎡]			
	洪水期制限水位 E L 299m			
	洪水期利水容量1,240万 [㎡] { 不特定容量 550万 [㎡] 水道用水容量690万 [㎡]			
最低水位 E L 276				
基礎岩盤 E L 240m				

図-7 貯水池容量配分図

利水の取水後の流量とみなしている。こうした水収支方法は流量データに制約があることから止む得ない方法と考えられるが、実際のダム操作は上流の既得利水取水後における両郡橋地点流量を基準とし、一定流量が確保されるよう放流するもので、流況も従来と比較した場合改善されることから支障はない。

(四) 両郡橋地点下流の不特定利水について

この区間の確保流量の決定については、②-(二)とおりであるが、県営榎田川地区事業計画において昭和34~36年の3ヶ年に亘り本川流量と各頭首工の取水関係の調査を実施しており、この調査結果によると渇水時(S35年8月)において榎田頭首工地点で5.54^m³/Sの流量があれば同頭首工で全量取水しても下流の第一及び第二頭首工の取水に支障がない結果となっているので、ダム計画において同月8.93^m³/Sの確保流量があれば支障はない。

(2) 玉川ダム

① 事業の概要

玉川ダムは、雄物川水系玉川に洪水調節、流水の正常

な機能の維持、かんがい、水道用水及び発電を目的として建設される特定多目的ダムで、堤高100m、総貯水量25,400万^m³を有する重力式コンクリートダムである。

(イ) 洪水調節

雄物川河川工事実施基本計画(S49.3)によると、「基本高水は基準地点椿川の上流域の対象雨量(2日雨量)を259mmとし、S22.7及びS44.7月等の大出水を主要な対象洪水として検討し、そのピーク流量を基準地点

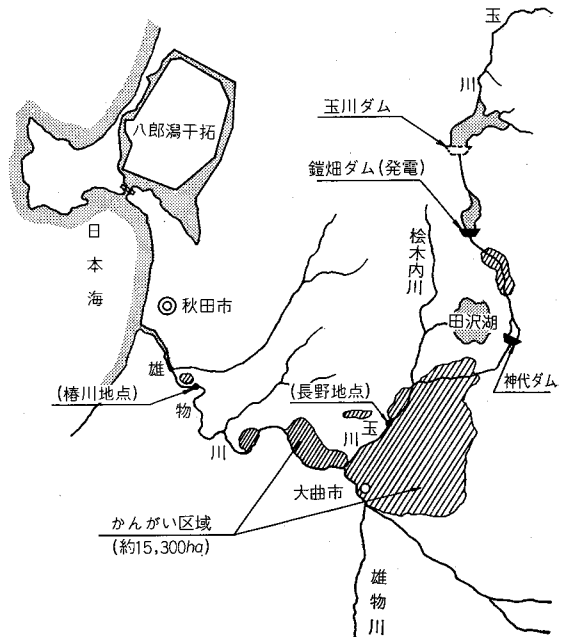


図-8 概要図

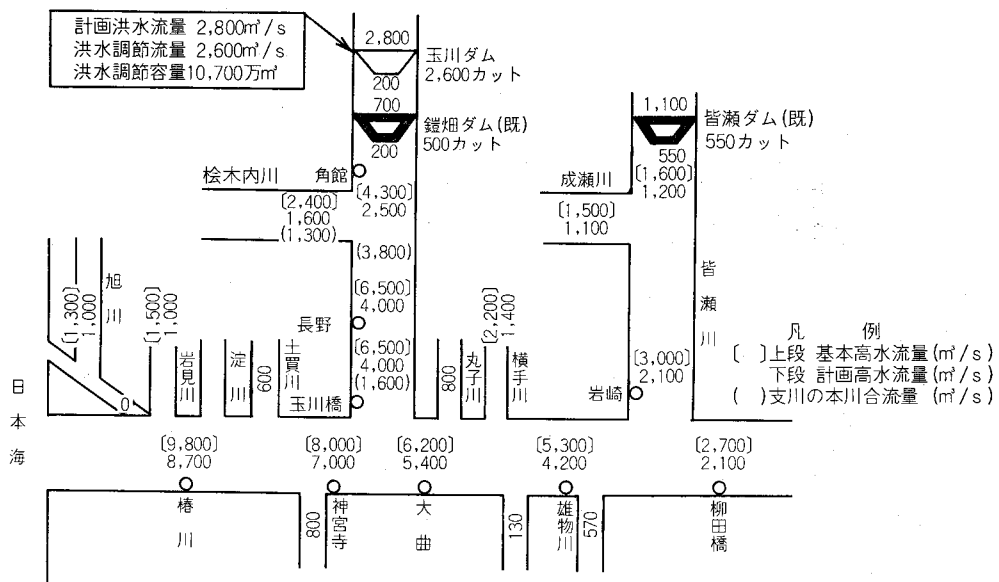


図-9 流量配分図

椿川において、 $9,800\text{m}^3/\text{S}$ とする。このうち上流ダム群により、 $1,100\text{m}^3/\text{S}$ を調節して、河道への配分流量を、 $8,700\text{m}^3/\text{S}$ とする。」となっており、玉川ダム地点の計画高水流量 $2,800\text{m}^3/\text{S}$ のうち、 $2,600\text{m}^3/\text{S}$ を調節し、 $200\text{m}^3/\text{S}$ を河道へ放流する。このため、洪水期（6/16～9/30）において、 $10,700\text{万m}^3$ の容量を確保する。

(a) 流水の正常な機能の維持

玉川ダム下流の既得用水（農業約14,000ha）等に対して補給を行うもので、洪水期において、 $7,670\text{万m}^3$ 、非洪水期において、 $8,820\text{万m}^3$ の容量を確保する。

(b) かんがい

雄物川及び玉川沿岸の小種地区（団体営かん排事業、48ha）、椿川地区（県営畑地帯総合土地改良事業、118ha）杉沢・柳沢地区（県営公害防除特別土地改良事業、55ha）及び国営仙北平野地区（黒倉地区を含む）の約10,200haに対して補給を行うもので、洪水期において、 $1,130\text{万m}^3$ 、非洪水期において、 $1,640\text{万m}^3$ の容量を確保する。

(c) 水道用水の供給

秋田市の水道用水として、1日最大 $113,900\text{m}^3$ の補給を行うもので、洪水期において、 680万m^3 、非洪水期において、 870万m^3 の容量を確保する。

(d) 工業用水の供給

秋田県の工業用水として、1日最大 $452,500\text{m}^3$ の補給を行うもので、洪水期において、 $2,720\text{万m}^3$ 、非洪水期において、 $3,440\text{万m}^3$ の容量を確保する。

(e) 発電

新設される玉川発電所において最大取水量 $40\text{m}^3/\text{S}$ の取水を行い最大出力 $23,600\text{kW}$ の発電を行うもので、洪水期において利水容量 $12,200\text{万m}^3$ 、非洪水期においては利水容量 $19,000\text{万m}^3$ を利用して行う。

② ダムの水収支について

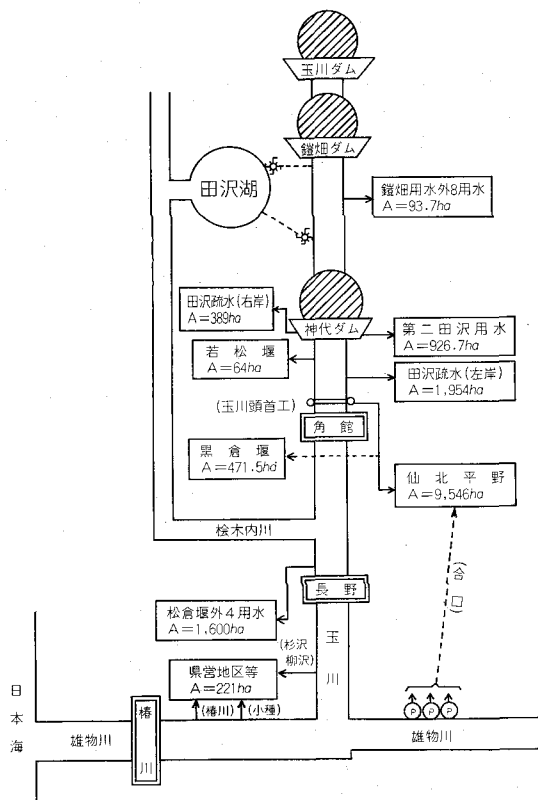
利水計算に当たっての基本的事項は次のとおりである。

- (i) 水収支の基準地点は、河口より約12kmの椿川地点と玉川の長野地点及び玉川頭首工下流地点とする。
- (ii) ダムの利水基準年は、S39～48年までの10ケ年についてダム容量を検討し、その最大量である48年を基準年とする。

(b) 基準地点における維持流量は次のとおりであるが、

玉川頭首工地点	$6.0\text{m}^3/\text{S}$ ($1\text{m}^3/100\text{km}^2$, 約 600km^2)
長野地点	11.0 "
椿川地点	80.0 " (玉川ダム持分は $78.6\text{m}^3/\text{S}$)

水収支方法は区間を①玉川ダム～神代ダム、②神代ダム～長野地点、③長野地点～椿川地点、④椿川地点～下流の4つに区分し、それぞれの区間の既得水利を優先取水するとともに前述の維持流量が不足する場合は玉川ダムに依存する。



図—10 模式図

(c) ダム計画に係る農業用水関係は表—3のとおりである。

③ 解説

玉川ダムに係る農業用水は、特定かんがいと不特定かんがいの2つに区分されるが、これらについて協議に際しての検討内容を記述する。

(i) 基準年の相違について

ダムの基準年はS48年であるが、農業基準年の場合県営小種地区等にあつてはS45年、国営仙北平野地区にあつてはS24年となっている。このように基準年の相違することが、農業取水計画に支障がないか問題となり、次のような検討結果を得た。

Ⓐ 県営等の地区については、年間の不足量がS45年と48年では大差がない。

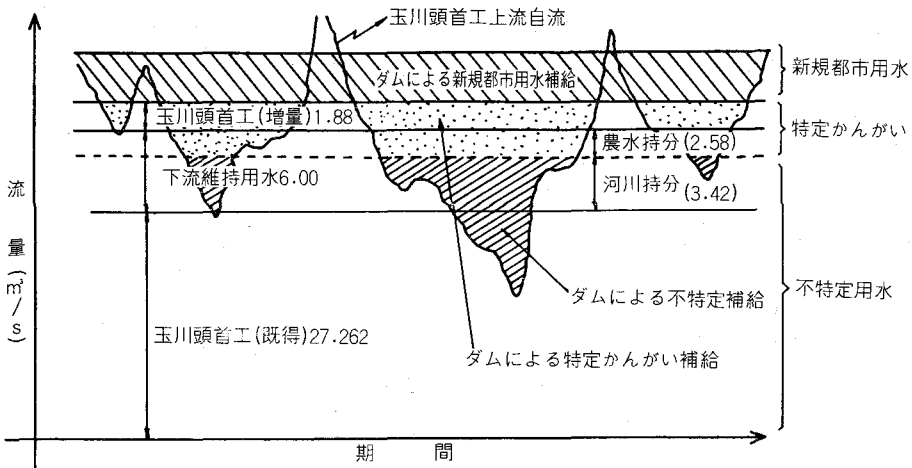
Ⓑ 国営仙北平野地区の年間の玉川頭首工取水量は、S24年（ $228,900\text{千m}^3$ ）がダム基準年のS48年（ $224,500\text{千m}^3$ ）を上廻っているが、S24年の取水パターンで玉川ダム水収支を行った結果、ダム容量に影響を与えないことが明らかになった。

Ⓒ 現在、計画中の国営田沢疏水地区の基準年はS39～48年の資料により検討するとS48年となる。

以上の結果、農業水利には支障がないものと判断されるが、今後の農業水利権協議に際し基準年の相違による

表—3 農業用水関係一覧表

番号	用水名	現 況		計 画		既得・新規	特定・不特定	備 考
		面積 ha	取水量 m^3/S	面積 ha	取水量 m^3/S			
1	鋤畑用水外8用水	93.7	0.566	93.7	0.566	既 得	不特定	玉川頭首工へ合口
2	第2田沢用水	926.7	2.993	926.7	2.993	〃	〃	
3	田沢右岸用水	389.0	2.700	605.0	13.185	〃	〃	
4	〃左岸〃	1,954.0	12.250	3,226.0		〃	〃	
5	若松堰	64.0	0.400	64.0	0.400	〃	〃	
6	玉川頭首工	8,705.1	22.128	9,546.1	25.142	既得+新規	特 定	
7	黒倉堰	471.5	2.120	471.5	4.000	既得+新規	〃	
8	松倉堰外4用水	1,599.8	7.793	1,599.8	7.793	既 得	不特定	
9	県営地区等 (杉沢・柳沢) (小種) (椿川)	—	—	220.9 (54.9) (118.0) (48.0)	0.477 (0.199) (0.086) (0.162)	新 規	特 定	
10	雄物川本川ポンプ (飯田) (大曲) (藤木)	841.0 (200.0) (280.2) (360.8)	2.58 (0.470) (0.900) (1.210)	(玉川へ取水位置変更)		既 得	特 定	
計		15,044.8		16,753.7				



図—11 玉川ダムにおける特定・不特定

問題等が生じることのないよう、これらについての処理方針を議事録(S52.5.31)に明示した。

(ロ) 特定かんがい地区の取扱いについて

表—3の国営仙北平野地区は特定かんがいの対象になっているが、これは黒倉堰が玉川頭首工へ合口されるに伴い許可水利2.12 m^3/S を1.88 m^3/S 増量し4.0 m^3/S にすること及び雄物川本川の3揚水機掛り(許可2.58 m^3/S)が取水位置の変更により玉川頭首工へ合口されるためである。

黒倉堰については、増量分が全量新規扱いとなり特定

扱いとなる。3揚水機掛りについては、ダム計画では玉川頭首工下流において6 m^3/S の河川維持流量を確保することになっており、取水位置の変更に伴って一定区間(松木内川合流まで)に影響を与える結果になり、影響量(椿川地点流況は充足されているが、玉川頭首工取水後の流況が6.0 m^3/S に満たない場合の流況回復分で最大2.58 m^3/S まで)に限って特定扱いとしたものである。但し、水計算順位は新規都市用水に優先して取水することになっている。

(リ) 不特定用水について

既得用水に対する補給等流水の正常な機能の維持に関する水収支は、②—(イ)とおりであるが、水収支に使用した農業用水の取水量がどのような内容で計算されているかを検討する必要がある。これについては、農業側で行った「農業用水実態調査」の結果及び水利権の内容等について比較した結果、支障がない内容となっている。

(二) 国営田沢疏水地区の水利権変更について

田沢疏水地区の利水容量は現行水利権の内容で既得水利として確保されているが、国営田沢疏水地区計画（調査期間S50～52年、用排水施設の改修及び面積の変更

2,342ha→3,831ha）に伴い将来水利権の変更を予定しているため、これが玉川ダムの利水計画に影響を与えるかどうかの確認を行った。

建設省は取水パターンの変更により増量取水となる時期については特定かんがいとすべきだとの主張をしてきたが、変更利水計画の内容で玉川ダム水収支計算を行った結果、不特定容量の範囲内でダム操作ができることが確認されたため、将来の利水計画は引続き不特定扱いとなることが議事録に記載され確認された。

新刊紹介

現代農業水利と水資源

志村博康 著

(目次)

- 第1章 現代水資源配分機構の形成
- 第2章 現代の農業水利構造
- 第3章 河川水利論
- 第4章 地域の水制御様式論
- 第5章 ケース・スタディ（多摩川ニケ領用水、霞ヶ浦用水、利根川、淀川水系）



日本農業にとって、戦後の経済条件、社会条件の激変は歴史的にみても未曾有のものであり、現在の農業水利はその間の土地改良投資により整備水準が向上する一方、農村構造の変化、都市周辺の水需給の逼迫等の多面的変化により緊迫した環境下におかれている。

著者は永年の農業水利に関する研究の結果にもとづく、深く実態的な視座に立ち、この現代的課題に取組まれ、昭和46年からは農林省が実施中の農業用水合理化研究会の委員としても御研究されているところである。

本書は著者がその序言の中で“現代の農業水利問題は広範かつ多面的に生じているため、その問題検討にあたっては、部分部分の研究意義を確認しつつも、同時に全体像を大きく把える試みも必要と思われる”と述べられているように、巨視的な観点に立ち、“次第に重大化する水資源問題とのかかわりにおいて”農業水利の現状を分析し、その位置と動向の体系化を行なったものである。

土地改良の実務にたずさわる我々は、ともすれば農業水利の問題を一面的にとらえがちであるが、本書によって施設、人、制度の各システムの総体として、農業水利を把え生起しつつある問題の位置づけを知り、その影響するところを推し計ることができる。座右の銘として活用したい内容の書である。

(川尻裕一郎記)

改訂設計基準「パイプライン」について（その2）

岩 崎 和 巳*

目 次

1. はじめに.....(95)	(2) 水撃作用と水撃圧による害.....(96)
2. 定常的な水理現象の検討.....(95)	(3) 代表的管路系における水撃作用.....(97)
(1) 一般事項.....(95)	(4) 水撃圧の予測手法.....(98)
(2) 設計流速.....(95)	(5) 水撃圧対策.....(99)
(3) 水理計算.....(96)	(6) 弁の等価閉そく時間.....(101)
3. 非定常的な水理現象の検討.....(96)	(7) 静水圧と水撃圧.....(101)
(1) 一般事項.....(96)	4. おわりに.....(102)

1. はじめに

設計基準パイプラインの改訂の背景および主要な改訂点とその内要の概要については、本講座（その1）にわかり易く解説してあり。本稿は水理設計について解説をするようにとの依頼であったが、全般的な要点については（その1）に述べられているので、日頃現場で見聞した設計者の判断に困っている問題のいくつかを改訂基準に従って記述してみたい。さらに、非定常的な水理現象についての理解を得るため現象の一般論を述べその中で改訂基準に示される水撃作用の位置づけを明らかにしたい。できるだけ設計基準の意に副うよう努力したつもりであるが、逸脱した個所が判明したら、後日別の機会に本誌をかりて訂正をさせていただき積りでいる。

2. 定常的な水理現象の検討

(1) 一般事項

基本的な事項については設計基準に述べてある通りである。ここでは、実際の設計にあたっての細部の留意点を2つ程述べてみたい。その第1は、計画路線案を1枚の図面（できればA-3用紙程度）にまとめることである。そしてこの図面に計画流量配分時の概略の圧力水頭線と、系の送水が停止しているときの圧力水頭線を記入する。この1枚の図面をよく読むことにより管路系全体の特性をかなり把握することができるはずである。第2は、ある流量配分（一般には計画流量配分でよい）時の圧力水頭線の意味を十分考えてみる必要がある。あたりまえのことであるが、圧力水頭線は、それぞれの分水地点において、定められた流量配分が行なわれたと

きに発生する圧力分布である。もっと細かくいえば各分水工での流量を境界とし、1地点での圧力（一般には管路系の下流端から上流端になる）を保障した場合に発生する圧力分布であり、これは各分水地点で、それぞれの流量を保障するための手段なり方法があつてはじめて具現するわけである。しかし、この分水流量を発生させる機構あるいは圧力を保障する方式にままたま問題のあることが多いので十分な検討が必要である。

(2) 設計流速

管内の平均流速はその標準値を設計基準で定めているのでこれに基づいた選定を行なう必要がある。しかし設計者は、この範囲の中のどれを取るかが悩みの一つであろう。ここでは設計基準に述べてある留意点の補足を行つてみる。一般に平均流速を増せば管径は小さくなり、逆に損失水頭は大きくなる。このことはポンプによる揚水の場合に特に問題となり、施設費と運用費のバランスを考えなければならない。さらにまたこの問題の他に、管路の水撃圧対策、安全対策等が必要である。水撃圧については後述するが、末端弁を有する管路系では、瞬時に閉鎖が行なわれる際の管内に発生する最大水撃圧は、次に示すジュークフスキーの式で求められる²⁾。

$$H \max = \frac{a \cdot v}{g}$$

ここに H max：最大水撃圧(m)

a：圧力波の伝播速度(m/sec)

g：重力の加速度(9.8m/sec)

v：平均流量(m/sec)

圧力波の伝播速度は管の変形がない場合に、音の速さで a = 1430m/sec、鋼管で a = 1000~1200m/sec、弾性の強い管で a = 400~600m/sec 程度である。いま例として、a = 1000m/sec、平均流速 v = 1.0m/sec とすると、H max

* 農業土木試験場水利部

は実に 100m 強になる。それゆえ管路系の最も効果的な水撃圧対策は、平均流速を小さくすることであるといえる。逆にいうと、平均流速を大きくすればそれだけ十分な水撃圧対策が必要となる。このことは管理技術の面で弱体な現在の管理組織を考えると、平均流速が標準値の範囲内であっても、水撃圧対策を考慮すべき水路系においては経済性の許す範囲で、設計流速を小さくすることが効果的である。

(3) 水理計算

設計基準では、送水を目的とした 300~2000mm のパイプライン系の施設規模等を勘案し設計条件の大半をカバーすると考えられるヘーゼン・ウィリアムス公式の適用を原則としている。そこで現在検討を行なっている設計が、この公式の適用範囲にあるかどうかの確認が必要である。平均流速公式の特性とその適用条件については、設計基準 P.24~P.27 に述べられている。ここでは、これらの資料を用いての確認の手順について簡単に述べる。一応の水理計算を終った段階では、管径管径 D 、流速係数 C 、流速 v が求まっている。まず最初のチェックは設計基準の P.26 (以下単に PO を表わす) の図-2・2・4 を用いて行なう。P.27 の表-2・2・5 から管の絶対粗度 k の値を決め、流速 v を用いると管径毎に図-2・2・4 の遷移領域か乱流領域かの判別ができる。この結果 (大部分はそうなるが) 遷移領域になる場合は、ヘーゼン・ウィリアムス公式を使用したことが妥当であると判断される。問題になるのは、図-2・2・4 の管径 D をパラメータとした曲線群に近い場合である。このときは、P.25 の図-2・2・3 ムーデーの図を用いてさらに細かく検討する。まず、レイノルズ数 Re を計算する。つぎに、P.26 の式 (2・2・15) を用いて摩擦損失係数 f を求め、ムーデー図上にプロットする。このプロットした点が、図上に点線で示してある (2・2・14) 式よりも右側にあればこの公式の適用に疑問が出てくる。

さて、ヘーゼン・ウィリアムス公式とマンニング公式との適用限界は以上のように判断されるが、もともとこれらの式は経験式であるので移行部で計算結果が一致することがなく、設計者にとってはどちらの値を用いるかの判断に迷うところである。このような境界領域にある場合は前項でふれた水撃圧、安全性などを勘案し、安全側の値を採用してもよいと考えられる。

3. 非定常的な水理現象の検討

(1) 一般事項

パイプライン系での非定常的な水理現象の代表例は、つぎの 3 つが考えられる。その第一は水撃作用であり、管内の流速が変化することによって管内に圧力波が発生し、それが伝播速度で管内を往復する現象である。

第 2 はサージ現象である。これはパイプライン系がオープンタイプの場合、流速変化に伴って管路途中の自由水面部の水位が上昇下降をくり返す現象で、水力発電所のサージタンクを考えると理解し易い。第 3 は圧力脈動と呼ばれる現象である。これは流れの状態の変化が一定の時間間隔をおいてくり返される場合をいい、我々の分野ではポンプ系における共振のケースが出てきており、今その解決を求められている。一般に〇〇現象と呼ばれるのは、その現象が最も顕著であるからであって実際には 3 つの現象は、それぞれ互いにかみあっている。

設計基準では、第 3 の圧力脈動はまだ研究段階の問題であり、第 2 のサージ現象についても自由水面部を有する場合の問題であるから、注意事項としてのみ触れており、構造設計の要因となる内圧決定に重要な役割りを占める水撃作用に重点をおいている。本稿では設計基準と重複する部分が多いが、設計基準のより深い理解のために次項より代表的な水撃圧現象の概要とその予測手法の特色、対策について述べることにする。

(2) 水撃作用と水撃圧による害

管路内の流体の流速が急に变化したことにより圧力が变化する現象を一般に水撃作用という。水撃作用の原因としては種々あるが、分水バルブ、給水バルブ、調圧バルブ、ポンプ等の起動・停止操作などをあげることができる。この水撃圧による管路系への害としては、つぎのような例が報告されている。

- ① 管内圧力の上昇による管体、弁、ポンプなど、器材の破損事故。
- ② 管内圧力の低下により負圧が発生し、このために管体が圧潰する事故。
- ③ 管内の負圧の値が大きくなると、水柱分離 (水に溶け込んでいる空気が分離する)。あるいはエアハンマー現象を誘発し、この高圧によって起る破損事故。
- ④ 空気が混入した管路系を再稼働させるためには、空気抜き注水という人手と時間のかかる作業が必要となり、施設の主目的である送水機能が長時間にわたって停止する。

この水撃作用による圧力変化 (水の慣性力による圧力上昇、または降下) は、管路の長さ、断面積、初期流量、操作終了後の流量、管路内の流体を伝わる圧力波の伝播速度、弁の操作時間と弁の操作具合などによって変化する。この要素のうち管路長さ、断面積、流量変化 (操作)量などは、一般に水利用計画・路線計画など他の検討によって定まり、圧力波の伝播速度も管材の決定によって定まると考えられる。それゆえ農業用水路においては、分水工、機場のバルブ特性あるいは操作時間による影響が最も大きいといえる。

このように水撃圧現象は水路システムに現われる総合

的な現象であるから、設計した管路系を系統的に解析するという立場が重要である。

(3) 代表的管路系における水撃作用

水撃作用の概念を掴むため、水槽～管路～弁から成る系で弁を瞬時に閉じた場合と、ポンプ～管路～吐水槽から成る系でポンプが急停止したときの圧力波の伝わり方をつぎに示す。

[水槽～管路～弁系]⁹⁾

Fig. 1 の(a)の管路系で末端の加減弁を急に閉じた場合には、弁の直上流に急な圧力上昇を生じる。この圧力波は a なる速度で上流に向かう。このとき波の後方の水の速度はゼロとなり、管は拡大され、水の密度は増大する Fig. 1 の ((a), (b))。この波が水槽に到達すると、水槽近くの管内圧力は静圧よりも大きくなっている Fig. 1

の(c)。この不安定な状態を破るように管内から水槽に水が流れ出す。この速度変化の結果として水槽端において反射波が発生し、これは水槽から弁に向って伝わる Fig. 1 の ((d), (e))。この反射波の後方では、水は水槽に向かって流れるから、管は拡大したものが収縮し、水の密度は減少する。この波が末端弁に達すると反射がおり、反射波が水槽に向かう。この反射波の後方では管はさらに収縮し、水の密度は減少する Fig. 1 の(f)。波が水槽に達すると、水槽での静水圧が優るので水槽から弁への流れが発生し、管は再び拡大し、水の密度は増大する Fig. 1 の (g), (h)。この波が末端の加減弁に達すると、波の1サイクル ($t = \frac{4L}{a}$) が終ることになる。摩擦等による損失がなければ、このサイクルが繰り返されることになる。弁で発生した圧力波が弁にもどってくるまで

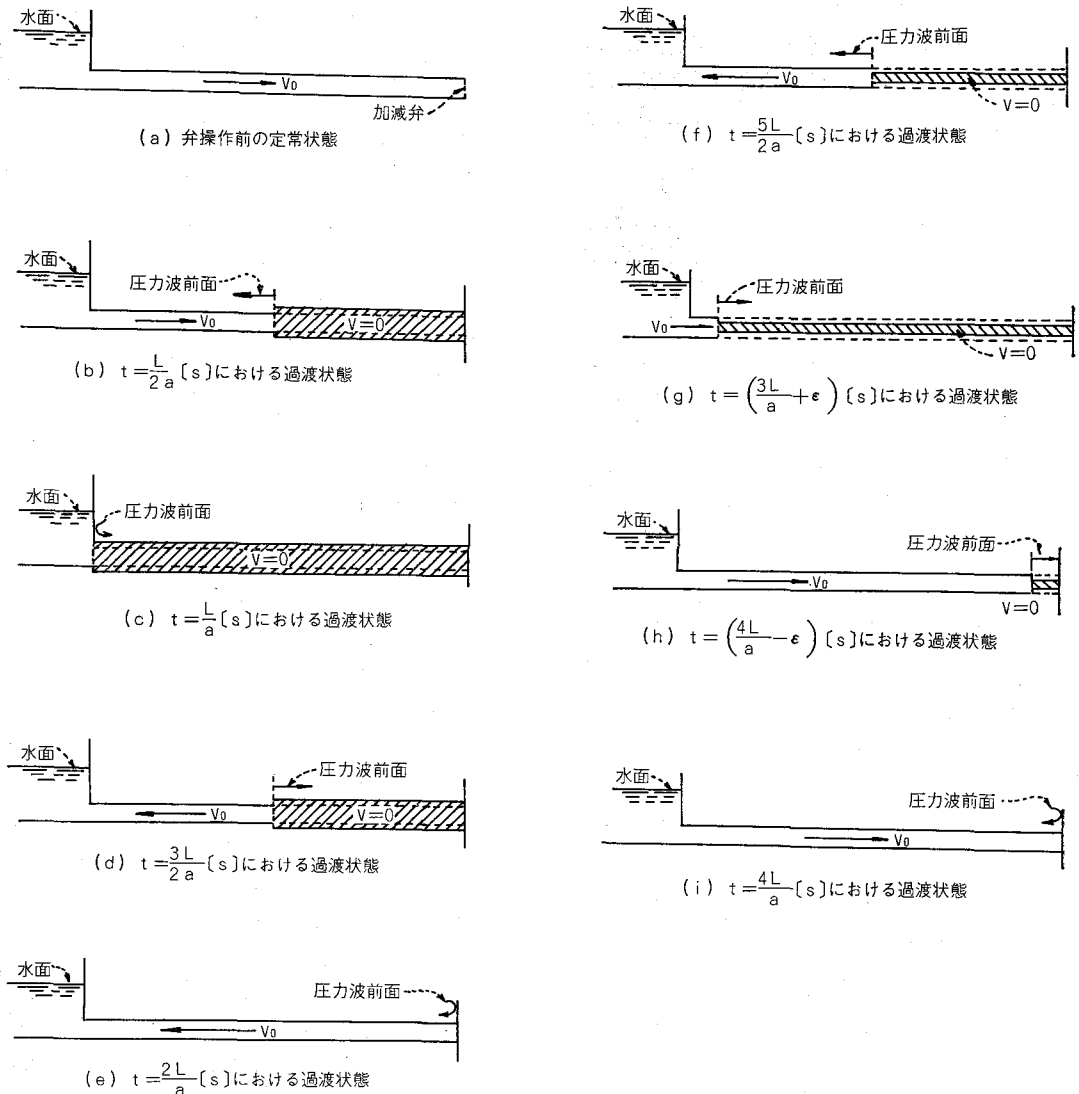


Fig. 1 弁の瞬間閉鎖時の圧力波の伝播状況 (小堀・横山訳パーマキアン水撃解析法, コロナ社 p 30~31より)

の時間は $t = \frac{2 \cdot L}{a}$ である。

[ポンプ～管路～水槽系]⁴⁾

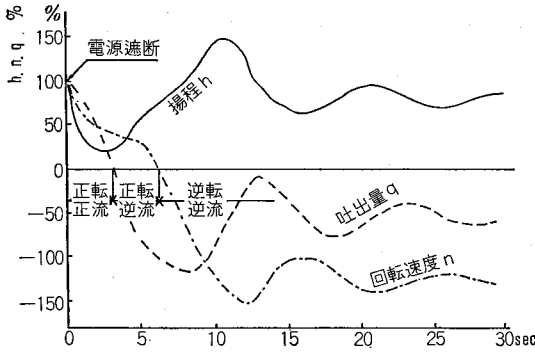


Fig. 2 停電以後のポンプ附近の流況（逆止弁のない場合）（中村勝次：土地改良施設機械研修テキスト，S51，P273より）

Fig. 2 は、ポンプ吐出側に逆止弁のない場合に、ポンプが停電または重故障で停止したときの現象を示している。この現象は、つぎの3段階に分けることができる。

① 第1段階（ポンプ特性範囲，正転～正流）

運転中のポンプが急に動力を失うと、回転体の慣性力のみによって運転するため、回転数は急速に低下する。従ってポンプが発生する揚程も流量も共に減少するが、一方ポンプから離れた下流側の送水管内の流体は、慣性により今までの流速に等しい運動を続けようとするため、ポンプに接した吐水管の部分にマイナスの圧力波が生じ、ポンプ直後の圧力は正常な圧力よりも下がり始める。この圧力低下の程度は、主としてポンプ回転体の慣性と管路内の水の慣性との相対的な関係によって決まるものである。ポンプの回転速度がある限度以下になれば、ついには揚水不能となり、送水管内の流体は一度停止する。

② 第2段階（制動特性範囲，正転～逆流）

一度停止した水はつぎの瞬間から逆流を始め、正回転している羽根車は逆流に対する抵抗となる。そして第1段階で発生したマイナスの圧力波が下流端の水槽で反射してプラスの圧力波となり、それがポンプ側に到達してくると相まって、第1段階では降下を続けていた圧力が上昇し始める。一方ポンプは逆流する水の制動作用により、ますます回転数が低下し、ついには停止する。

③ 第3段階（水車特性範囲，逆転～逆流）

つぎの瞬間からポンプは逆流する水により水車状態となり逆転を始め、逆流量が増すにしたがって逆流に対する羽根車の抵抗が増大し、逆流量の増大は制限を受け、圧力は上昇を続ける。その後、逆流量と逆回転速度と羽根車の抵抗とが影響し合う圧力変動が続き、

最後には無負荷の水車として一定の走り放し状態に達し、安定した状態になる。この状態になるまでに、逆回転数も逆流量も共に最大値を示すが、走り放し状態では、これらの値はかえって減少し一定の状態になる。

以上述べた2つの事例は代表的なものであるが、ここで注意すべきことは、水撃圧がかなり短い時間間隔で繰り返し作用する力であるということである。この時間間隔は $\frac{4L}{a}$ で計算されるが、圧力波の伝播速度がかなり速いことを考え併せるとこの値はかなり小さなものである。

(4) 水撃圧の予測手法

水撃圧の予測は旧基準では主として経験則による方法を用いていたが、改訂基準では弾性理論に基づく数値解析によることを原則としている。この数値解析による方法は通常コンピューターを用いて行なわれるもので、それには時間と経費がかかる。このため改訂基準においても、計算実務上パイプラインがおかれている状況等によっては、従来の経験則による方法を用いてもよいとしている。しかし、この経験則による方法を用いて水撃圧の大きさを定めた場合には、その値の範囲に入れるための手段を明らかにしておくことが大切である。

計算等による方法では、水槽～管路～弁系という比較的単純な系の場合には理論式による検討が行なえる。このときに注意するのは、バルブの急閉そくあるいは緩閉そくによって設計基準の(2・3・2)、(2・3・3)式を使いわけることである。バルブの閉そく時間 t_0 が、 $0 < t_0 \leq \frac{2 \cdot L}{a}$ のときは急閉そくでジュコフスキーの式を用い、 $t_0 > \frac{2 \cdot L}{a}$ の場合は緩閉そく領域でアリエビの略算式を用いる。圧力波の伝播速度 a は(2, 3, 1)式を用いて求める。これらの式の意味を良く考えれば当然のことであるが、鋼管の $a = 1000 \sim 1200 \text{m/sec}$ と塩ビ系での $a = 400 \sim 600 \text{m/S}$ では、同一管長の場合に急閉そく領域となる時間が後者の方がより大きいことを忘れてはならない。アリエビの略算式等については、設計基準P31の式及び図—2・3・3・図—2, 3, 4に示されているので、概略値の見積りに用いると便利である。

ポンプ～管路～吐出水そう系で単純配管系における最低圧力値および水柱分離の有無の検討のためには、多くの数値解析結果を整理した設計基準の簡易計算図表(図—2・3・5(a)～図—2・3・6(b))の使用が便利である。

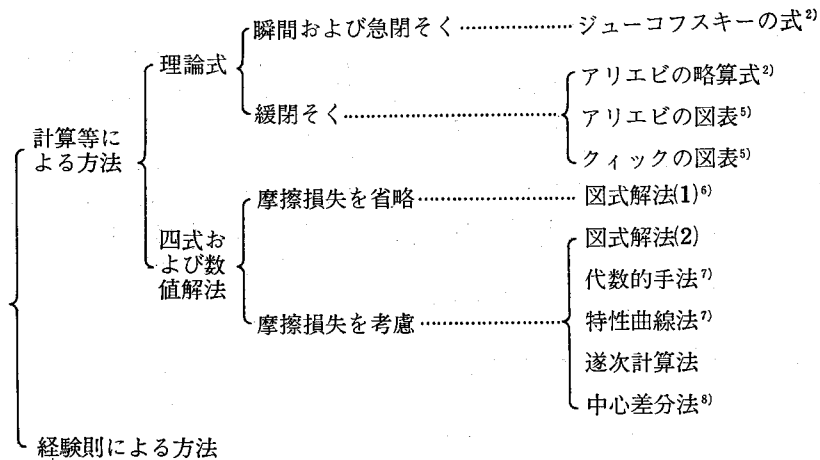
農業用の送水を目的としたポンプ系あるいは水槽系のパイプラインでは多くの分土工を有し、配管も複雑な樹枝状あるいは管網配管になることが多いので、前述の計算方法が適応できるケースは少ない。複雑な形状、境界条件に対応するためには、図式解法あるいはコンピュー

ターによる解析手法を用いるとよい。この図式解法は、比較的単純な管路系の場合に有効であるが、作図によるため計算の精度を保つのが難しく、あまり複雑な管路系では使えない点に注意することである。

つぎに代数的手法がある。これは摩擦損失を考慮した弾性理論の基礎式から特性方程式を導き、同じ直径の管路部分を一個の分割区間と考えて、特性曲線の境界条件の式を適用する解法である。計算手法として連立非線形方程式を解くのに若干の工夫が必要であるが、比較的手軽な方法といえる。しかし重要な管路では、バルブ操作の概略をきめる予備的な計算手法として採用したほうがよい。

摩擦損失を考慮した弾性理論の基礎方程式をさらに詳細に解く方法は、特性曲線法と直接差分法とがある。これらの方法が数理モデル解析と呼ばれ、コンピューターを用いるため、プログラム作成など手間と費用がかかる。しかし複雑な系統と境界条件を有する管路系の水撃圧を扱うには、現在のところ最も一般的で有力な手法である。特に重要なパイプラインにおいては、この方法によって水撃作用時の管況を把握し、設計を進める必要がある。これらの具体的なコンピュータープログラミングについては別の機会にゆずることとし、くわしくは Table 1. に示した計算方法についての参考文献を参照されたい。

Table 1 水撃圧の予測手法 (改訂設計基準 P 28より引用)



(5) 水撃圧対策

① 概 説

設計基準における水撃圧対策としては、第4章「付帯構造物の設計」において述べられている。ここではパイプラインの水理設計という観点から具体的な施設でなく水撃圧対策の一般事項を述べ、水撃圧現象の理解を深めるための資料としたい。

水撃圧対策は種々の方式が考えられてきたが、どの方式を採用するかにあたっては、まず送水管路系の水理現象を理解することが最も重要である。

農業用パイプラインは、水撃圧対策という観点から大まかに分けると、水槽～管路～弁系と、ポンプ～管路～水槽（または弁）系とに分けることができる。前者のパイプラインはその用途別に、末端施設としての畑地かんがい用、水田かんがい用、ファームポンドなり支線分岐点までの幹線送水用とのつに分けられる。そしてこれらの管路においては、多目的畑地かんがいで、薬液散布など比較的短時間の操作を必要とする場合をのぞいては、できるだけ均一な流量特性を示すバルブを選定し、さら

に制御バルブの操作時間を長くすることで、有害な水撃圧の発生は十分防げる。むしろ管路では水理学的に管路としておくことすなわち空気が入らないようにしておくことおよび要領のよい空気抜き方式への配慮がより重要であると考えられる。この制御バルブの操作時間を長くするということは、水田パイプラインでは、バルブの操作中に水が余分に供給されたとしても障害は少なく、むしろ弁操作をする人間が多少めんどうがるという作業意識が問題である。さらに幹線水路系でバルブの操作に時間をかけるということは、その時間中の余分な水の受け入れ容量をファームポンドあるいは減圧水槽などに見込んだ、バランスのとれた水路系の設計が必要である。薬液散布などの多目的畑地かんがいのパイプラインでは、電磁弁などの操作速度が速くならざるを得ず、かなりの水撃圧を考えなければならぬ。しかし、これも対象地区の切り換え時間がある程度重ね合わせることで、かなりの軽減をはかることが可能である。これはつぎの散布支線のノズルを、一種のリリーフバルブとして機能させる考えである。この安全弁としてのリリーフバルブの活

用は、畑地かんがいのみならず、幹線、水田パイプラインでも十分考えてみる必要がある。

後者のポンプ～管路～水槽系では、前者が水撃圧をコントロールできるのに対し、ポンプの重故障あるいは停電によりポンプが停止する場合は最も問題になるので、コントロールは不可能となりもっぱら軽減対策に頼らざるを得ない。特に最近ではポンプ送水管が長くなる傾向にあり、これに対してポンプの停止時間が短いため、負圧が発生し、ひきつづいて大きな圧力が発生することが多い。この対策としては③で述べるように多くの方式が考えられているが、送水管系に発生している圧力現象を数値的に評価することが最も重要である。特に負圧の発生に対する最も重要な対策は、計画路線変更の可能性の検討である。多少掘削あるいはトンネル等の工事費が増大しても、水撃圧対策が省略できればむしろ安くなる場合が多いと考えられる。この路線変更の可能性は、水槽～管路～弁系についても、最も有効な対策であることは論をまたない。さらにはこれまで述べたように、水撃圧は流速の変化に伴っておきるものであるから、変化率を小さくするのはもちろんのこと、前に述べた設計平均流速を小さくする（具体的には管径が大きくなる）対策も、一般的なチェックとしては重要であることを指摘しておきたい。

つぎに、水撃圧対策として考えられる方式のいくつかを示してみたい。

- a パイプラインの幾何学的形状の変更（平均流速、路線変更等）
- b 圧力波の伝播速度の減少を計る（空気の混入、フレキシブルパイプの設置等）
- c 圧力抑制装置の設置（ワンウェイサージタンク、コンベンショナルサージタンク、圧力空気槽、リリーフバルブ、逆流防止弁等）
- d 機器の稼動、操作時間の変更（弁操作時間、フライホイール等）

② 水槽～管路～弁系の水撃圧対策

この系においては、バルブの操作速度を調整することによって、有害な水撃圧の発生は防げる。この操作速度は設計基準でいう等価操作時間を考慮すべきである。幹線水路においては等価操作時間で 60～120 Sec（バタフライ弁の場合で操作所用時間は 5～10分）を与えれば、一般には静水圧の40%以内には十分おさまると考えられる。しかし重要な幹線においては数理モデルによるシミュレーションを行なうのが良いと思われる。

また水田パイプラインなどにおいては、その配管形状が管網あるいは樹枝状となり多くの給水栓を有する系であるから、何個かのバルブ停止により発生した水撃圧も、給水中のバルブが一種のリリーフバルブの作用をする為、その給水量が瞬間的に増大することで軽減できる

場合が多い。幹線水路系などでは前述したように、リリーフバルブの設置が有効である。

水力発電のペンストックのように急激な水量変化を要求される場合は、各種のサージタンクの設置がなされるが、農業用水の弁系管路の場合にサージタンクが設けられることはまれである。実際には市街地を通過する管路のマンホール及び分水槽などがサージタンクの役割をはたし、水撃圧軽減がはかられた場合もある。

その他に興味ある対策としては、圧力波の伝播速度を減少させる方法である。すなわち圧力変化と速度変化の関係は $\Delta h = -\frac{a \Delta V}{g}$ であるから、圧力波の伝播速度 a を減少させることは効果があると考えられる。具体的な方法としては、変化しやすいたんばを使用する方式と水への空気の混入を行なう方式とがある。前者は最近、弥永、西山、田地野により、フレキシブルパイプを利用した実験が報告されている⁹⁾。その報告では、延長30mのパイプラインの下流部分をフレキシブルパイプで置き換え、下流端バルブを閉鎖したときの水撃圧の測定を行ない効果があることを述べている。その一例を Fig. 3 に示してある。報告では、まだ設計段階への数値の提案は行なわれていないが、(1)で述べたように、末端の多目的畑地かんがい用のパイプライン施設への導入は、大きな効果があると考えられるが、全面的な実施にいたるまでには、さらに検討を重ねる必要がある。

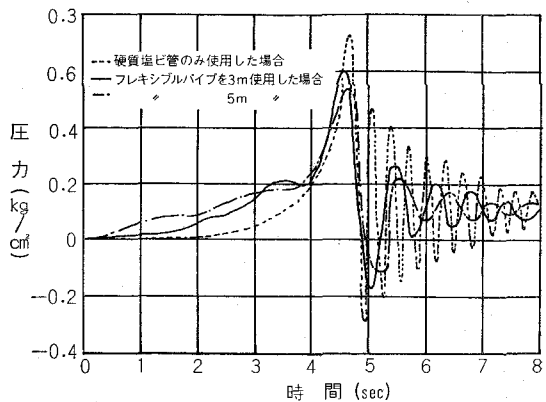


Fig. 3 フレキシブルパイプを使用した場合の圧力変動の比較
 (バルブ閉鎖時間4.7sec, 管長30m)
 (弥永・西山・田地野：フレキシブルパイプ使用による Water hammer の軽減対策, S 52. 8. 農土誌 Vol. 45 No. 8 p. 536より)

後者の空気の混入による圧力波の伝播速度の減少に関しては、1955年小堀・横山・宮代により、その計算法の研究¹⁰⁾が行なわれており、その結果を図示すると Fig. 4 である。図中 V は検査面内の流体の全容量、 V_g は気体の容量である。この空気の混入方式は農業用パイプライン

の水撃圧対策としては不適であるが、興味ある研究でもあるので紹介することとした。農業用パイプラインでは管内に空気が入り、送水の障害になったり、さらにはこの空気がエアハンマー現象を引き起こす場合等を、どうさけるかが問題である。

現在の設計・施工技術から考えると、空気混入は好ましくなく、振動防止などの特殊なケースの対策として検討すべき対象工法の一つ程度に考え置くべきであろう。

③ ポンプ～管路～水槽系の水撃圧対策

ポンプ系における水撃圧の発生は、その原因がポンプの停止であるため、かなりの大きくなる。これの軽減対策のうち特に負圧対策では、路線の変更の可能性を第一に考えるべきである。やむを得ぬ場合には、Table. 2 に示す対策の一つ、あるいはそれらの組み合わせ方式をとらなくてはならない。

Table. 2 ポンプ急停止時の水撃圧対策 (荏原製作所ポンプ設備便覧S. 49 p. 22より引用)

方 針	手 段	特 長	欠 点	
圧力上昇防止対策	逆流をほとんど起こさぬようにする。	装置としては比較的簡単。圧力上昇は実揚程の2倍程度になる。	大口径(700mm以上)には適用困難。	
	逆流を許し、逆流量の変化が緩慢になるよう抑制する	バルブをゆっくり閉じる(あるいは全く閉じない)ことにより、圧力上昇を実揚程の2倍以下に抑えることができる。閉鎖時間は慎重に決定する必要がある。	相当量を逆流させるので、吸込水槽溢流対策などが必要。逆流により、ポンプ原動機を定格以上の速度で逆転させることが多い。	
水柱分離防止対策	ポンプ機場内設備による対策。	フライホイール(ポンプ回転部の慣性効果を増す)。	ポンプ回転速度の低下率を小さくして圧力低下を緩和する。	立軸ポンプ、水中ポンプには不適。管路が長過ぎる場合困難。
		ポンプバイパス弁(逆止弁油圧弁など)の急開	増圧ポンプの場合、上流側管路の圧力上昇も緩和できて特に有効。	油圧弁など他動方式のバルブでは、開く時期がおくれる恐れがある。
	送水管路側での対策。	普通型サージタンク 一方向型サージタンク	構造が簡単で信頼性が高い逆止弁、ボールタップなどを付属。	設置地点(地盤高に關係)に制約がある。 上水の場合、死水対策が必要。
		圧力空気槽	設置地点の制約が少ない。	空気圧縮機、水位検出装置など付属機器と電源の供給が必要。
	自動空気抜き弁	水道規格品が利用できる。簡便で安上りだが、バルブサイズ、管理方法などの検討が必要。	管路に導入した空気の抜けかたによっては、2次的障害の発生の恐れがある。	

(6) 弁の等価閉そく時間

アリエビの略算式は、弁の動作が時間に対して直線的であるとの仮定に基づいている。一般には、弁の動作は時間に対して直線的でないことが多いので、実際の弁の操作所要時間と計算式中の弁の閉そく時間には差があるから、設計基準で述べている等価閉そく時間を考える必要がある。このことは、コンピューターを用いた解析においても、その時点で弁の動的な水理特性が不明であ

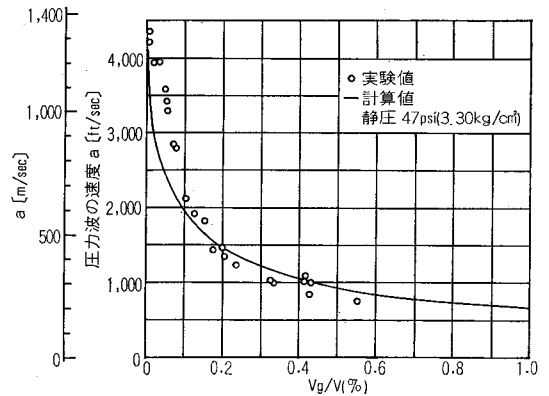


Fig. 4 空気混入率に対する圧力波の伝播速度 (竹中 他訳: 流体過渡現象, 日本工学新聞社, S48, p. 10より)

ることが多いので、弁の均等操作を仮定することがあるから注意しなくてはならない。

(7) 静水圧と水撃圧

静水圧とは系内の水が停止している状態で管路の各点に加わっている圧力である。静水圧の大きさが問題となるのは、ポンプ揚程の大部分が摩擦損失水頭で占められるポンプ送水系の場合である。このときは、ポンプの揚程を水平線とし管路各点の管軸標高との差を静水圧と考

えてよいであろう。

水撃作用はこの章のはじめにも述べたように管路系を構成する要素の相互の影響を全て受けて系内に発生する総合的な動的水理現象である。水撃圧の大きさは、ポンプ系の場合には小さくすることがかなりむずかしいが、水槽～管路～弁系ではその調整は、弁の操作時間を長くすることによりかなり可能である。しかしその影響を何で吸収するかを考えることが重要である。この意味で水撃圧の予測手法とは、一種のモデルであり予想される範囲に見込むための手段を探ぐる道具と考えることができる。特にコンピューターを用いる数理モデル手法は、単に水撃圧を求めるだけでなく、パイプライン系としてのバランスのとれた設計案を得るためのシミュレーターであり管路系の各要素の数値評価ができ、設計者に多くの情報を与えてくれるものである。

また設計基準では最大圧力標高から静水圧を差し引いた値を最大水撃圧といている。アリエビの略算式、ジュコフスキーの式ではその計算値がそれに相当する。しかし、コンピューターを用いた解析結果では圧力標高が示される場合が多いので注意が必要である。

4. おわりに

パイプラインによる送水は多くの利点があるが、その反面欠点の1つは開水路に比べて比較的高い施工精度を要求され、かつその流量配分の操作管理がむずかしいことにある。水理計算そのものは比較的容易であるが、計算された流況をどのように実現させ、また管理していくかという点になると困難さの度合いが大きくなってしま

う。その理由は、開水路系に比べて管路系の水理的な応答が極めて速いことと、一般には調整能力が極めて小さいためである。設計者は開水路系に比べて、より一層その流量配分と操作管理の円滑化を目ざし、できるだけ単純なシステム設計を考えるべきである。基準の運用にあたっては、この完成後の操作管理を念頭において、より良い施設系の設計に努力されることを望むものである。

参考文献

- 1) 渋市徹, 改訂設計基準「パイプライン」について(その1), 水と土, 第31号, S52, p 93~104
- 2) 土木学会編, 水理公式集 昭和46年改訂版, S46, p 314~315
- 3) 小堀, 横山 共訳, 水撃解析法, コロナ社, S44, p 30~31
- 4) 中村勝次, ウォータハンマー現象と対策, 土地改良施設機械研修(S. 51)テキスト, p 267~314
- 5) 私元徳三, 水撃作用と圧力脈動, 日本工業新聞社, S47, p 30~33
- 6) 前出 3), p 77~81
- 7) 竹中 他訳, 流体過渡現象(コンピューターによる水撃解析法ほか), 日本工業新聞社, S48
- 8) 白石, 岩崎, 数理モデルによる管水路系の非定常現象の解析, 農土試報告11号, S48
- 9) 弥永・西山・田地野, フレキシブルパイプ使用による Water hammer の軽減対策, 農土学会誌 Vol 45 No. 8, S52, p 535~538
- 10) 前出 7), p 9~11

創業1862年



古い伝統
新しい技術

佐藤工業株式会社

取締役社長 佐藤 欣治

東京都中央区日本橋本町4-8 ☎662-2331 (大代表)

取締役
札幌支店長 加藤 修

札幌市中央区南6条西11丁目 ☎561-9126 (代表)

昭和52年度開催研修会の報告

1. はじめに

本研究会が、昭和45年に発足して以来、計画・設計・施工及び管理にわたる農業土木技術について、現場からの事例報告を主にして各種講座・座談会の内容等を会誌「水と土」に紹介することで会員の資質向上と連携を図ってきたが、今年度の事業計画の一環に新たな試みとして研修会を企画し、昨年11月30日～12月2日の3日間にわたり名古屋で開催したので報告する。

なお、今回の研修会は、本誌編集委員会が企画し運営したが、研修会々場準備及び現地見学の説明において、東海農政局建設部設計課、同局濃尾用水第二期農業水利事業所、犬山頭首工管理事務所、水資源開発公団中部支社、同木曾川総合用水第一建設所及び宮田土地改良区の皆様に協力を願ったので、誌上を借りてお礼申し上げます。

2. 研修会の概要

(1) テーマ 河川管理施設等構造令が昭和51年10月1日から施行されて、約1年間を経過した機会に、同政令等の解釈、及びこれから波及する諸問題を取上げた。

(2) 研修内容、第1日目に現地見学を行い、第2日目講演会、第3日目分科会形式により3会場に分れて討論を進めた。

現地見学では、構造令適用以前のものとして犬山頭首工(農林省管理施設)、構造令が適用(構造令制定以前に築造されたものであるが、同案で運用された)されたものとして、馬銅頭首工(水資源開発公団管理施設)を選定し、更に、弥富送水機場(同)及び国営濃尾用水第二期農業水利事業の国鉄横断サイホン工事現場を見学した。

講演会では、本会副会長である緒形博之先生(東京大学)の特別講演、その後、「土地改良事業のための河川関係工作物設計の手引き」をテキストに用いて、ダム関係を勝俣昇氏(東北農政局仙台施工調査事務所長)、頭首工関係を山下義行氏(構造改善局設計課々長補佐)、ポンプ場他関係を中西一継氏(同農業土木専門官)の3氏により講義を進めた。

分科会では、研修会出席者に事前に送付した質問表を第1日目に提出願ひ、講師3名がそれぞれの分科会の司会を兼ねて質問に回答する型式で進め、出席者より活発な質疑がなされた。

なお、今回の研修会での質疑応答は、稿を改めて掲載

する予定である。

(3) 参加者 本誌第30号(昭和52年9月)に予定定員100名で研修会開催の案内を掲載し、併せて地方農政局等を通じて参加者の募集をした結果、中間段階で140名を越える状況となったので、各機関毎に調整を依頼する程であった。最終的に研修会参加者は、123名(第1日目の現地見学は104名)で、その勤務先内訳は次のとおりである。県関係では、41都道府県にわたっている。

国	都道府県	公団等	民間等	計
28(25)人	70(65)人	17(16)人	8(5)人	123(111)人

注) ()内は係長、係員級で内数

3. アンケート調査結果

研修会々場において、次回研修会の開催資料とするために参加者にアンケート調査を行ったので、その結果を報告する。回答率は69%(参加者123名中回答者85名)でした。

次回研修会の開催時期は、11月頃(10～12月を含む)とする意見が46%、その期間は3日間程とする意見が49%、対象者は係長・係員級で研究会々員とする意見が52%、又、参加人員は100名程度とする意見が66%で最も多かった。更に次回研修テーマの希望については、無回答が過半数であったが、水路・水管理・畑地かんがい関係とする意見11名、ダム設計の具体的な研修とする意見8名、河川協議(小河川構造物、協議事務の具体例等)とする意見8名、その他、各設計基準毎に行って欲しいとする意見、施工工程、技術管理、環境アセスメントなどが若干あった。

今回の研修会に参加した感想については、テーマが時機に適していたこと、研修内容が実用的であったことから有意義であったとする意見が多い反面、現地見学、及び講演の時間に余裕がないという意見も出されている。

4. おわりに

今回の研修会については、準備期間が不足したこと等もあり運営等に不手際が多く参加者に御迷惑をかけたことをおわびする次第です。次回研修会については、アンケートによる意見等を参考に企画してまいりたいと考えているが、研修テーマ、開催場所等についての意見をお待ちしておりますので、本研究会編集委員会あて御連絡下さい。

農業土木技術研究会役員等名簿

会 長 岡本 克己 構造改善局建設部長
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授
 理 事 浅原 辰夫 構造改善局設計課長
 “ 須 恵 務 “ 水利課長
 “ 須藤良太郎 “ 農業土木専門官
 “ 宮本 国雄 関東農政局建設部長
 “ 高須 俊行 農業土木試験場水利部長
 “ 伊東 久弥 新潟県農地部長
 “ 後藤 孝 水資源公団第二工務部長
 “ 松井 芳明 農業土木事業協会専務理事
 “ 永田 正董 土地改良建設協会専務理事
 “ 高嶺 進 三祐コンサルタント取締役
 “ 久徳 茂雄 西松建設株式会社取締役
 “ 内藤 正 大豊建設株式会社副社長
 “ 宮城 好弘 三井建設株式会社理事
 監 事 小林 俊昭 関東農政局設計課長
 “ 岡本 勇 (財)日本農業土木コンサルタン
 ツ理事
 常任顧問 岡部 三郎 構造改善局次長
 “ 井元 光一 全国農業土木技術連盟委員長
 顧 問 小川 泰恵 八郎潟新農村建設事業団理事
 “ 梶木 又三 参議院議員
 “ 金子 良 日本大学教授
 “ 小林 国司 参議院議員
 “ 佐々木四郎 日本農業土木コンサルタンツ理
 事長
 “ 重政 庸徳
 “ 清野 保 愛知工業大学顧問
 “ 高月 豊一 京都大学名誉教授
 “ 田村徳一郎 明治大学講師
 “ 中川 一郎 衆議院議員
 “ 野知 浩之
 “ 福田 仁志 東京大学名誉教授
 “ 山崎平八郎 衆議院議員
 参 与 内藤 克美 東北農政局設計課長
 “ 小林 俊昭 関東農政局設計課長
 “ 内山 則夫 北陸農政局設計課長
 “ 村山 昶 東海農政局設計課長
 “ 秋山 光 近畿農政局設計課長
 “ 垣内 勝弘 中四国農政局設計課長
 “ 湯浅 満之 九州農政局設計課長

参 与 横田 満 北海道開発局土地改良課長
 “ 那須 丈士 沖縄総合事務局土地改良課長
 “ 林 正 北海道農業水利課長
 “ 須田 康夫 青森県土地改良第一課長
 “ 佐藤 政基 岩手県農地整備課長
 “ 熊野 茂夫 宮城県耕地課長
 “ 藤野 欣一 秋田県農業水利課長
 “ 山本 敏 山形県耕地第一課長
 “ 佐藤 英明 福島県農地建設課長
 “ 銭谷 守雄 茨城県農地建設課長
 “ 吉原 敏彦 栃木県土地改良第一課長
 “ 佐藤 茂 群馬県耕地開発課長
 “ 久保島竹志 埼玉県耕地計画課長
 “ 斉藤 哲哉 千葉県耕地第一課長
 “ 河内 光 東京都農地課長
 “ 山井 良淳 神奈川県農地整備課長
 “ 葉袋 茂雄 山梨県耕地課長
 “ 上條 堅 長野県耕地第一課長
 “ 中本 庸弘 静岡県農地企画課長
 “ 谷山 重孝 新潟県農地建設課長
 “ 杉野 義明 富山県耕地課長
 “ 細谷 信行 石川県耕地建設課長
 “ 森本 茂俊 福井県耕地課長
 “ 松久 勝 岐阜県農地計画課長
 “ 松永 正守 愛知県耕地課長
 “ 鈴木 領 三重県耕地課長
 “ 行村 敏男 滋賀県耕地指導課長
 “ 片山 啓二 京都府耕地課長
 “ 吉岡 孝信 大阪府耕地課長
 “ 谷岡 恒男 兵庫県耕地課長
 “ 宮内 義之 奈良県耕地課長
 “ 中川 勇 和歌山県耕地課長
 “ 松本 吉郎 鳥取県耕地課長
 “ 高野 洋二 島根県耕地課長
 “ 高杉 杜雄 岡山県耕地第一課長
 “ 正木 武徳 広島県耕地課長
 “ 吉次 英雄 山口県耕地課長
 “ 小泉 恵二 徳島県耕地課長
 “ 大島 要 香川県土地改良課長
 “ 檜垣潤一郎 愛媛県耕地課長
 “ 山崎 正仁 高知県耕地課長
 “ 井上吾一郎 福岡県農地計画課長
 “ 小川 和広 佐賀県土地改良課長
 “ 本村不二男 長崎県耕地課長
 “ 大石 圭二 熊本県耕地第一課長
 “ 八坂 一誠 大分県耕地課長
 “ 入江 正夫 宮崎県耕地課長
 “ 百元 和夫 鹿児島県農地整備課長

参 与	幸地長二郎	沖縄県耕地課長	東 京	住友建設	2 口
幹 事	浅井喜代治	農工大学助教授	〃	大豊建設	〃
〃	本郷 尚文	構造改善局水利課係長	〃	前田建設工業	〃
〃	上条 幸一	関東農政局設計課農業土木専門 官	〃	三井建設	〃
幹 事	伊藤 喜久	構造改善局技術課課長補佐	青 森	田中建設	〃
〃	池田 文雄	〃 〃 基本調査係 長	愛 媛	安藤工業	〃
〃	小木曾徳三郎	〃 開発課係長	山 形	前田製管	1 口
〃	亀田 昌彦	〃 〃	東 京	旭コンクリート工業	〃
〃	川尻裕一郎	企画調整室課長補佐	大 分	梅林建設	〃
〃	金森 信夫	構造改善局水利課係長	東 京	技研興業	〃
〃	戸上 訓正	〃 整備課係長	東 京	久保田建設	〃
〃	宮崎 武美	〃 防災課課長補佐	〃	五洋建設	〃
〃	安江 二夫	〃 〃 係長	大 分	後 藤 組	〃
〃	長塚 裕	水資源公団第二工務部副参事	〃	佐 藤 組	〃
〃	橋本 正	国土庁計画調整局調整課専門調 査官	愛 知	塩 谷 組	〃
常任幹事	山下 義行	構造改善局設計課課長補佐	東 京	世紀建設	〃
〃	池田 実	〃 整備課課長補佐	〃	武井工業所	〃
〃	中西 一継	〃 設計課農業土木専門官	〃	田原製作所	〃
〃	野村 利秋	全国農業土木技術連盟事務局長	香 川	大成建設高松支店	〃
編 集 委 員 編 集 委 員	須藤良太郎	構造改善局設計課農業土木専門 官	大 分	高山総合工業	〃
	幹事及常任幹事		東 京	中央開発	〃
			岡 山	アイサワ工業	〃
			香 川	チェリーコンサルタンツ	〃
			東 京	東急建設	〃
			秋 田	東邦技術	〃
			東 京	東京索道	〃
			栃 木	東洋測量設計	〃
			東 京	土木測器センター	〃
			茨 城	中川ヒューム管工業	〃
			東 京	日本舗道	〃
			〃	日本国土開発	〃
			〃	日本プレスコンクリート工業	〃
			〃	日本エタニットパイプ	〃
			〃	日曹マスタービルダーズ	〃
			〃	日兼特殊工業	〃
			福 岡	藤増総合化学研究所	〃
			東 京	マ ル イ	〃
			〃	丸島水門製作所	〃
			石 川	真柄建設	〃
			東 京	水資源開発公団	〃
			京 都	山品建設	〃
			愛 知	若鈴コンサルタンツ	〃
			東 京	I N A新土木研究所	〃
			福 岡	新日本コンクリート	〃
			茨 城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	〃
			東 京	日本技術開発	〃
			北 海 道	(財)農業近代化コンサルタンツ	〃
			岩 手	菱和建设	〃

(五十音順)

賛 助 会 員

東 京	荏原製作所	3 口
〃	大 林 組	〃
〃	熊 谷 組	〃
〃	久保田鉄工	〃
〃	佐藤工業	〃
愛 知	三祐コンサルタンツ	〃
東 京	大成建設	〃
〃	電業社機械製作所	〃
大 阪	西島製作所	〃
東 京	西松建設	〃
〃	(財)日本農業土木コンサルタンツ	〃
〃	間 組	〃
〃	日立製作所	〃
千 葉	福本鉄工	〃
東 京	青木建設	2 口
〃	株木建設	〃
大 阪	奥村組	〃
東 京	勝村建設	〃
大 阪	栗本鉄工所	〃
東 京	三幸建設	〃

岩手	丸伊工業㈱	1口	新潟	山崎ヒューム管㈱	〃
〃	高弥建設㈱	〃	〃	藤村ヒューム管㈱	1口
〃	東北ブルドーザー工業㈱	〃	〃	新潟ヒューム管㈱	〃
宮城	丸か建設㈱	〃	富山	㈱婦中興業	〃
〃	上田建設㈱	〃	〃	八田工業㈱	〃
〃	北越ヒューム管㈱	〃	石川	㈱豊蔵組	〃
山形	東洋開発㈱山形支店	〃	福井	九頭竜川鳴鹿堰堤土地改良区	〃
〃	佐藤興業	〃	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
〃	菱和建設山形営業所	〃	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	〃
茨城	社団法人茨城県建設業協会	〃	兵庫	姫路設計㈱	〃
〃	茨城県調査測量設計研究会	〃	岡山	㈱大本組	〃
栃木	第一測工㈱	〃	広島	金光建設㈱	〃
〃	(有)八汐コンサルタンツ	〃	〃	農林建設㈱	〃
群馬	大和設備工事㈱	〃	徳島	佐々木建設㈱	〃
〃	高橋建設㈱	〃	〃	㈱安原建設	〃
埼玉	㈱古郡工務所	〃	香川	青葉工業㈱	〃
千葉	堀内建設㈱	〃	〃	宮本建設㈱	〃
〃	京葉重機開発㈱	〃	高知	須崎工業㈱	〃
東京	旭化成工業㈱	〃	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	〃
〃	前沢工業㈱	〃	〃	㈱古賀組	〃
〃	日本大学生産工学部図書館	〃	佐賀	佐賀農業土木試験場佐賀支場	〃
〃	新光測量設計㈱	〃	熊本	佐藤企業㈱	〃
神奈川	神奈川農業土木建設協会	〃	〃	旭測量設計㈱	〃
山梨	峡中土地改良建設協会	〃	鹿児島	九建コンクリート㈱	〃
長野	小林建設工業㈱	〃			(順序不同)
〃	㈱木下組	〃			119社 159口
静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	〃			

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員		
	県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数	
北海道	240	243	5	104	11	17	620	1	1	北	新潟	276	70	2	7	-	7	362	3	3
東	青森	121	52	2	1	2	176	1	2	新	山	97	3	1	1	-	1	102	2	2
		100	19	5	3	6	134	4	4		石	77	89	4	14	-	1	185	2	2
		94	96	6	27	1	231	3	3		福	89	9	-	-	-	-	98	2	2
北	宮城	196	35	-	24	3	260	1	1	陸	小計	539	171	7	22	-	8	747	9	9
		114	39	5	5	-	163	4	5	東	岐	31	12	5	4	6	2	60	1	1
北	山形	114	39	5	5	-	163	4	5	愛	三	75	98	1	108	48	6	336	3	5
		128	45	-	-	11	185	-	-		重	62	38	1	1	23	4	129	-	-
関	茨城	118	18	-	1	7	147	4	4	海	小計	168	148	7	113	77	12	525	4	6
		78	28	5	3	-	116	3	3	近	滋	32	15	-	8	5	-	60	-	-
		51	22	1	-	3	77	2	2	大	京	63	70	8	12	1	3	157	1	1
		69	20	-	8	11	121	1	1		阪	49	-	5	39	10	5	108	3	7
		99	12	2	2	68	9	192	3		5	庫	76	39	4	2	1	2	124	1
1	198	9	170	42	29	449	41	70	良		66	14	-	-	-	3	83	-	-	
東	神奈川	46	24	-	5	-	91	2	2	畿	和	55	18	-	-	-	2	75	-	-
		12	12	1	-	-	26	1	1		小計	341	156	17	61	17	15	607	5	9
		106	6	4	-	-	116	2	2											
118	41	-	2	-	3	164	2	2												

中 ・ 四 国	鳥取	69	9	4	-	-	-	82	-	-	九 州	福佐	52	23	9	43	48	9	184	4	4
	島根	44	29	6	1	-	-	80	-	-		岡賀	59	26	3	-	-	2	90	1	1
	岡山	59	97	4	2	-	-	162	2	2		長崎	21	7	1	-	-	1	30	-	-
	広島	47	-	-	2	-	1	50	2	2		熊本	108	68	-	4	3	3	186	2	2
	山口	43	-	1	-	-	1	45	-	-		鹿兒島	82	8	-	-	-	1	91	4	4
	徳島	36	18	-	-	2	-	56	2	2		大宮	83	18	2	1	-	-	104	-	-
	香川	51	9	4	19	5	2	90	4	4		鹿	68	13	-	-	-	-	81	1	1
	愛媛	43	17	4	3	-	2	69	1	2		沖	-	18	1	1	-	-	20	-	-
	高知	27	-	1	-	-	1	29	1	1		小計	473	181	16	49	51	16	786	12	12
	小計	419	179	24	27	7	7	662	12	13		内地計	3,631	1,745	116	627	315	1626	6,596	121	161
										外国	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
										合計	3,652	1,745	116	627	315	1626	6,617	119	159		

編集後記

昭和53年度の政府予算原案では、景気回復を図る観点から公共事業の積極的な推進に重点が置かれ、とりわけ農業基盤整備事業においては、対前年伸率が公共事業の平均伸率を上廻る36%となり大幅に拡充されました。この結果、農業基盤整備事業の53年度事業費は遂に1兆円を超え、1兆2千億円という規模になろうとしています。これだけの事業量を従来のままの（あるいはより少ない）人員で消化するわけですから、本号が皆様のお手元に届く頃は、特に第1線の現場の方々で52年度工事の竣功検査や53年度の工事発注等で大わらわであろうと思います。

さて、毎年、本研究会では本誌に掲載された論文の中から優秀なものを選考し表彰していますが、このたび51年度会誌掲載分について、会告のとおり決定しました。今回受賞された方はもちろん、その他の方々も、今後とも力作をどしどし投稿下さるようお願いいたします。

また、本号から、工事費概算式についての紹介が資料として数回にわたり掲載されることとなりました。工事

費概算式は構造改善局設計課施工企画調整室が中心となり、地方農政局の施工調査事務所が水路、ダム等の工種を分担し、これまでの工事実績から得られたぼう大なデータを得意の電子計算機を用いて統計処理して検討を重ねた結果得られたもので、比較設計、計画設計等のように概算的に工事費を算出したい場合に役立つものです。どうか御期待下さい。

さらに、本号では本研究会が昨年実施した研修会に、特別講師として参加していただいた副会長緒形博之東京大学教授の特別講演を巻頭言としてまとめていただき掲載しました。また、報文「ダム建設と自然保護（笹ヶ峰ダムにおける緑化工事の事例）」が掲載されていますが、これは、近年、自然保護に対する認識の高まりにともない、農業土木工事においても景観保護等に対する配慮が前にもまして要求されるようになった状況を反映したものといたしましょう。

このように、本年も、様々な分野の論文を掲載し特色ある誌面作りに努力したいと思いますので、皆様からの投稿、御意見をお待ちしています。（戸上記）

水と土 第32号

昭和53年3月31日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)

投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内、農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
 - ① 表 題
 - ② 本文枚数、図枚数、表枚数、写真枚数
 - ③ 氏名、勤務先、職名
 - ④ 連絡先 (TEL)
 - ⑤ 別刷希望数
- 3 1回の原稿の長さは原則として図、写真、表を含め研究会原稿用紙 (300字) 65枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付)、漢字は当用漢字、仮名づかいは現代仮名づかいを使用、術語は学会編、農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字 (3単位ごとに、を入れる) を使用のこと
- 5 写真、図表はヨコ7cm×タテ5cm大を300字分として計算し、それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し、写真、図、表は別に添付する。(原稿中に入れない)
- 6 原図の大きさは特に制限はないが、B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう、はっきりしていて、まぎらわしいところは注記をされたい。
写真は白黒を原則とする。
- 7 文字は明確に書き、とく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o(ゼロ) a(エー)と α (アルファ)
r(アール)とr(ガンマー) k(ケイ)と κ (カッパ)
w(ダブルユー)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 ν (ウプシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ、どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は番号を付し、末尾に文献名、引用ページなどを記載すること
- 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。