

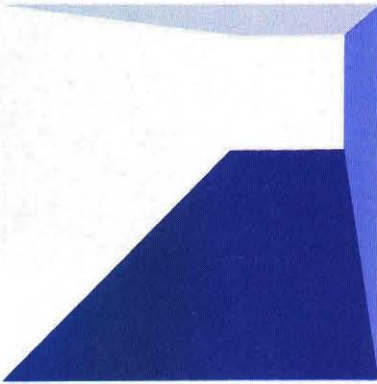
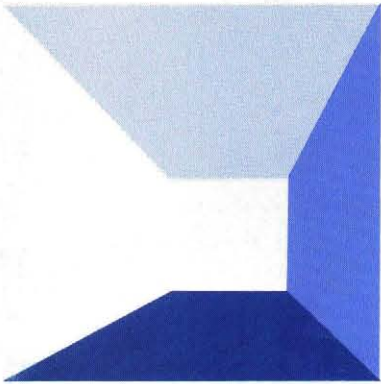
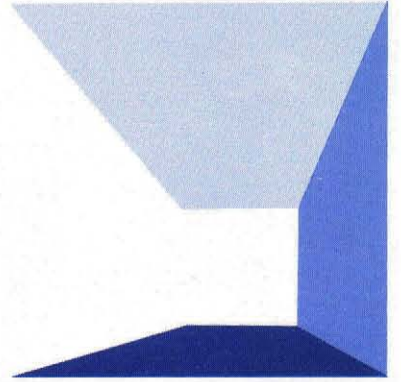
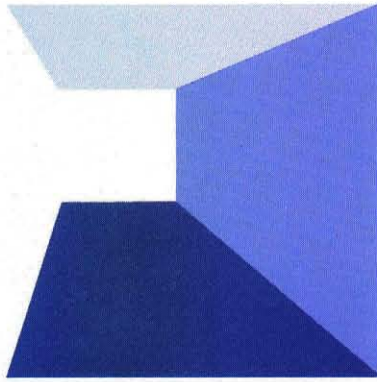
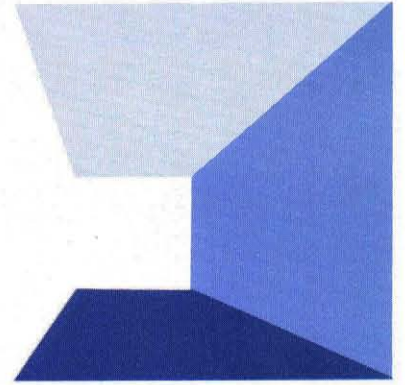
# 水と土

第 63 号

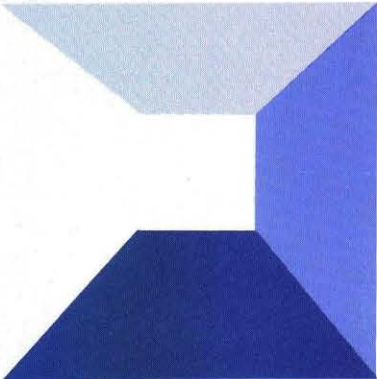
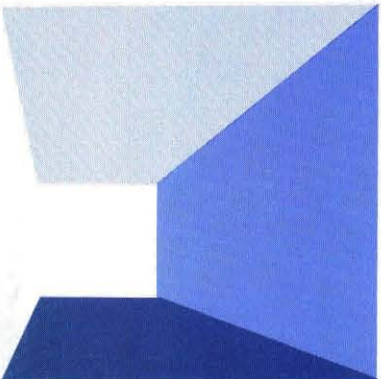
ISSN 0287-8593

昭和60年12月号

農業土木技術研究会



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



## 仏の里の未来を拓くオレンジロード



写真-1 国東町大字富来

(本文2頁参照)

## 既設トンネルの内巻き盤下げ工法について



写真-3 足付コンクリート打設

(本文75頁参照)

## 軟弱地盤地帯の排水路におけるコンクリートブロックマット 護岸工法の施工例について



ブロックマット完了直後状況

(本文7頁参照)

## 広沢ダム洪水吐の設計

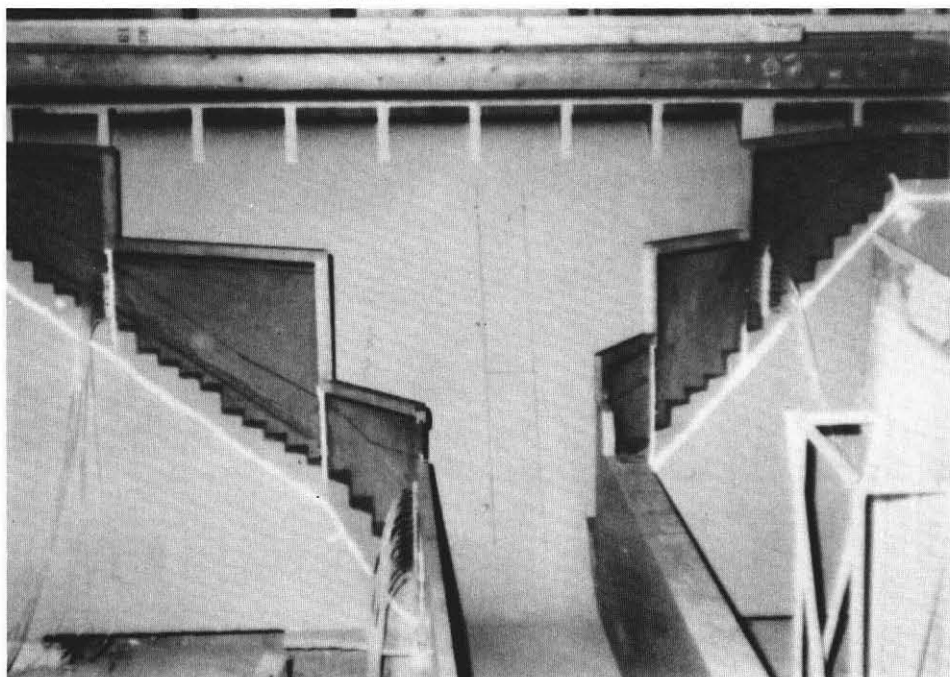


写真-1 堤体模型写真

(本文64頁参照)

# 水 と 土

## — 目 次 —

### グラビア

国東町大字富来・足付コンクリート打設  
ブロックマット完了直後状況・堤体模型写真

### 巻頭文

リサイクル 秋山 光……(1)

### 報 文

報文内容紹介 ……(i)

佛の里の未来を拓くオレンジロード

台野弘美  
富田勝美  
赤坂和雅……(2)

軟弱地盤地帯の排水路におけるコンクリートブロックマ  
ット護岸工法の施工例について

馬場 義夫……(7)

重粘土地帯における牧草畑地かんがい

駒井 明……(20)

愛知用水二期バイパス分合流工の水理特性について

吉野利広  
小林中滋男  
田圃博良  
稗 圃 寛……(34)

深山ダムによる地下水涵養効果の検討(その1)

——農業基盤整備事業の地域開発効果検証の一事例

として——

長束勇  
加藤藤司  
泉本健和義……(46)

コンクリートマット工法による軟弱地盤上の排水路改修  
について

大杉 昭二……(56)

広沢ダムの洪水吐の設計

三堀武津雄  
清水本 潔……(64)  
清 水 逸 雄

既設トンネルの内巻き盤下げ工法について

八幡 信 忠……(75)  
高 橋 弘

### シリーズ

環境関係協議等

荻野 英明……(88)

会告・編集後記

……(91)

No. 63

1985

December

# 『昭和60年度農業土木技術研究会研修会のご案内』

農業土木技術研究会の昭和60年度研修会を下記により開催しますので、多数御参加下さいますよう御案内します。

1. 課 題：「土地改良施設の管理」
2. 日 時：昭和61年2月14日（金）
3. 場 所：科学技術館，サイエンスホール 東京都千代田区北ノ丸公園2-1 TEL 03-212-8471
4. プログラム

10：00～10：15	開 会 挨拶	農業土木技術研究会会長	浅 原 辰 夫
10：15～12：00	これからの土地改良施設の管理	農林水産省構造改善局 総務課施設管理室長	須 田 康 夫
12：00～13：00	昼 食		
13：00～14：30	用水施設の管理	宇都宮大学農学部農業開発工学科助教授	千 賀 裕 太 郎
14：30～14：40	休 憩		
14：40～16：10	排水施設の管理	新潟県土地改良事業団体連合会管理部長	穴 山 務
16：10～16：25	閉 会 挨拶	農業土木技術研究会編集委員長	中 道 宏

5. 参加費等

- (1) 研修会参加費 会 員 4,000円 非会員 6,000円 (昼食代，テキスト代を含む)
- (2) テキストのみ 1,000円 (研修会参加者は参加費に含まれております)

6. 参加人員

定員 400人 会場の都合で定員になり次第締切ります。

7. 申込方法

参加希望の方は、次により申込み下さい。

- (1) 申込期日 昭和60年1月31日まで
- (2) 申込先 〒105 東京都港区新橋5丁目34番4号 (農業土木会館)  
農業土木技術研究会 TEL 03-436-1960

..... キ.....リ.....ト.....リ.....線 .....

## 参加申込書

所属機関名

所在地

TEL

連絡者

所 属	氏 名	会 非 会 員 別	備 考

(備考) 参加者多数の場合は、この様式で別紙に作成して下さい。

## 仏の里の未来を拓くオレンジロード

台野 弘美 富田 勝美  
赤坂 和雅

大分県国東半島は、古くから仏教文化が栄え仏の里として、広く知られているが、近年は新興のみかん産地として農業振興を柱にこの地域の振興をはかってきた。

しかしながら、みかんの生産団地は数多くの峡谷で隔てられており、一体的営農集出荷体制の整備に支障をきたしていた。国東地区広域農道の完成により、基幹的流通路が整備されたことによって農業の振興を通して仏の里国東半島が今後とも栄えるであろう。

(水と土 第63号 1985 P. 2)

## 深山ダムによる地下水涵養効果の検討(その1)

—農業基盤整備事業の地域開発効果検証の一事例として—

長東 勇 加藤 健司  
泉本 和義

国営那須野原開拓建設事業は昭和42年に着工され、水源である深山ダムが昭和48年に完成し、既にかんがいの用に供されている。

本地域は、広大な複合扇状地であり、古くから砂礫層中の不圧地下水が生活、農業等に利用されてきた。

本報文は、深山ダムによるかんがい用水の供給に伴う地域の地下水の涵養保全効果について、深山ダム完成以前の降雨との相関をとることにより考察したものである。

(水と土 第63号 1985 P. 46)

## 軟弱地盤地帯の排水路におけるコンクリートブロックマット護岸工法の施工例について

馬場 義夫

国営西蒲原農業水利事業の七穂幹線排水路は、軟弱地盤を開削し、堤防高が高い排水路である。

本排水路の施工にあたって、コンクリートブロックマット工法を採用したので、その検討経緯と試験工事の内容及び結果について紹介する。

(水と土 第63号 1985 P. 7)

## 「コンクリートマット工法による軟弱地盤上の排水路改修について」

大杉 昭二

浅場上地区の軟弱地盤上の排水路の改修工法について、不等沈下の抑制、補修の容易性、施工の容易性、水中施工の可能性、経済性等を総合的に検討し、コンクリートマット工法を採用した。

そこで本報文では、コンクリートマット工法の特徴を報告する。

(水と土 第63号 1985 P. 56)

## 重粘土地帯における牧草畑かんがい

駒井 明

北海道の東北部、オホーツク海に面する重粘地で実施した牧草を対象とした畑地かんがい試験の結果を報告する。この地域の気象、土壌条件に立脚した畑地かんがいとして、牛糞尿の処理、利用をとり入れた少量かんがいが牧草の安定多収穫に極めて有効であり、酪農経営の安定化と食糧基地北海道の基盤整備に資するものと確信する。

(水と土 第63号 1985 P. 20)

## 広沢ダムの洪水吐の設計

三本武津雄 堀井 潔  
清水 逸雄

広沢ダムの洪水吐の設計にあたって、自然越流型の洪水吐を採用することとしたが、ダム堤体下流部が非対象となっていること、減勢工の幅に限界があり、理論的な検討のみでは精度上限界があることから、洪水吐の水理模型実験を行ったので、その内容等について報告する。

(水と土 第63号 1985 P. 64)

## 愛知用水二期バイパス分合流工の水理特性について

吉野 利廣 小林 滋男  
田中 博良 稗圃 寛

愛知用水二期事業の概要と幹線水路改築の基本的な考え方を述べるとともに、二連水路構造となる幹線水路共用区間に設置されるバイパス分合流工設計にあたっての検討経過を述べるものである。

これは、水理的に滑らかな分合流となり、損失水頭を極力少くできるよう、水理模型実験を行って分合流工の最適形状を決定するとともに、施工した分合流工で水位流量観測を行い、水理検証を行ったものである。

(水と土 第63号 1985 P. 34)

## 既設トンネルの内巻き盤下げ工法について

八幡 忠 高橋 信弘

本報文は、信濃川左岸Ⅱ期農業水利事業地区における既設トンネルの改修方法を報告する。

既設トンネルの規模は、延長1,344m、偏平馬蹄形(1.65r—2r—4r r=1.70m)の無筋コンクリートで、改修方法としては、既設トンネルを活用しつつ、通水断面を確保する必要があることから、内巻き盤下げ工法を採用したので、その詳細を記述する。

(水と土 第63号 1985 P. 75)

## 「リサイクル」

秋山 光\*

たわわに稔っていた稲穂もすっかり刈り取られ、初冠雪の便りが南下していく。早魃が心配されていたが、結果的には今年も豊作になったようで喜ばしい。

山手線原宿駅で下車し、神宮橋を渡って右へ行くと蔽鬱な森に囲まれた明治神宮だが、左にまがり代々木公園の外側に沿って500mほど行くと、代々木公園Bブロックがある。途中、東京オリンピックの時建設されおなじみとなっている国立代々木室内競技場の建物が目にはいる。BブロックからNHKホールの前を通り渋谷へ向う500mほどのケヤキ並木の路上で、月に1~2度リサイクルショップの青空市が立つ。

この青空市の特徴は、間口3mほどに地割りされたものを1ブロックか2ブロック借りて誰でもが店をだせるところにあり、ずぶの素人、特に若い女の子数人のグループの衣類の店が多いことだ。昨日まで着ていたセーターやスカートを並べて売っている。衣類のほかにも骨董品や古本、レコードなど、なんでも思い付きで持ち込んできて売ることを楽しみにしている人達もいる。母親が衣類を売っている横で、子供が自分のガラクタ玩具を箱いっぱい並べて小遣いかせぎをやっている。200軒ぐらい店がでているが、市価より半値から10分の1ぐらいの値段だから飛ぶように売れていく。売買のかけひきも面白い。最初は売手の言いなりに買っていたが、度胸がつくとドンドン値切り、こちらの言い値で買えた時はまた楽しい。数千円で結構な買物ができようだ。

使い捨てる時代と云われる中で、自分の不用物を持ち出して来て、再活用のお機を与えるリサイクル運動が広がっていくことは、資源の乏しい日本にとって大切な方向の一つであると思う。

青空市の隣にもう一つのリサイクルがあった。「東京都消費生活条例制定10年」を記念しての消費者まつりが代々木公園Bブロックいっばいに繰り広げられていた。その片隅に東京都下水道局がコンポスト(肥料)の無償配布を行っていた。「この肥料は、多摩ニュータウンの家庭排水を処理して得た汚泥を脱水して、約10日間発酵させたものです。」という説明があり、「石灰や窒素を含んでいるので、酸性土壌の改善のほか肥料として最適です。家庭菜園でお使い下さい。施肥量は重量で土の20分の1以下にして下さい。」という使い方を付けて500gのビニール袋詰となっている。開けてみたが臭はほとんどなく、指で触ってもサラサラしており、汚泥から作ったと云わなければわからない。成分表によると有機物も20~30%含んでおり、市販もできそうである。この日の数日前のNHKの関東甲信越版でも、多摩地方の農家がこのコンポストをもらってビニールハウスに施肥したところ、収量や品質が良くなったことを報道していたことを思いだした。汚泥の農業利用上の技術的および環境面からの問題点の解明は、これからの研究に待つところが多いが、今後の土作りの一助には十分なりそうだと思う。

ところで、我が農用地開発公団の事業でも、リサイクル事業を行っている。畜産基地建設事業では、肉用牛経営に必要な草地造成、畜舎・サイロの建設や養豚経営、養鶏経営に必要な豚舎、鶏舎の建設のほか、当該地域内での家畜の排せつ物を土地還元利用することによって、経営の合理化、地力の向上、環境の保全等を一体的に行うこととしている。

大小家畜のふん尿は堆肥舎、スラリータンク、急速醗酵施設、尿留で完熟させた後、造成、整備された草地、飼料畑、既草地に還元する。また、耕種農家とも一体となって組織づくりを行い、既設の堆肥センター等を活用して堆肥化し、耕種農家の堆肥利用として土作りに役立たせることにしている。全国、北海道から沖縄まで33区域で事業実施し着々と成果を上げているが、全体の耕地面積に対する割合はまだ微小にすぎない。

アフリカでは砂漠化対策、アメリカでは表土流失対策に苦慮していると聞く。これらの中で現代日本人の飽食はいつまで続けていけるのであろうか。ルーズベルト大統領の言葉に「土を減ぼす国家は、国家自身を減ぼす。」という言葉があるとも聞く。穀物自給率が3割ちかくしかない我が国農業としては、少くとも土作りに有効なリサイクルは積極的に進めていかなければならないと思う。

21世紀になっても、農業は太陽エネルギー、水などの永続的な資源を、有限な土地の上で効率的に利用する産業であるという特質は変わらないといわれている。一方、農業基盤の弱体化と土地利用型農業の体質の脆さが憂慮されている今日、優良農地という国民的資産を後世に伝えていくことは、我々の務めであるのではなかろうか。

\*農用地開発公団工務部長

## 仏の里の未来を拓くオレンジロード

台 野 弘 美\* 富 田 勝 美\*  
赤 坂 和 雅\*

目	次
1. はじめに..... 2	5. 事業の経緯..... 3
2. 地域の概況..... 2	6. 他事業との共同事業について..... 3
3. 営農団地の構成と整備計画..... 2	7. おわりに..... 6
4. 事業概要..... 3	

### 1. はじめに

大分県国東半島は大きく東国東、西国東に分けられ、ここにある寺院の7～8割が天台宗である。この地は大分文化と幾内文化の接点にあたり、国東特有の仏教文化を形成している。

また山岳信仰、巨石信仰といった宗教文化の底流である民俗信仰の発達したところであり、宗教が地域住民の生活と直結しているこの地域では、国東半島だけにしかない国東塔や五輪塔、庚申塔、磨崖仏などいろいろな文化財を容易に見ることができる。

孝徳天皇の代に国郡制度が敷かれてからは、国崎郡と呼ばれた。国崎郡は安岐、武蔵、国東の東三郷、伊美、田染、来縄の西三郷の六郷に分けられ、その後この半島が豊後国の東端に当ることから「国東」となったとも言われている。

この「国東」の半島東部を一つの営農団地として、杵築市と東国東部4町（安岐、武蔵、国東、国見）において生産から流通、販売まで一貫した流通体系の整備を図るため大規模な産業道路の建設を目的としてスタートしたのが国東地区広域営農団地農道整備事業であり、広域営農団地農道整備事業の制度化と同時に大分県内の広域農道第1号として昭和45年度に着工した。

この農道は杵築市宮司から国見町中村までの延長52キロメートルの道路であり海岸部を走る国道213号線から2～5キロメートル内陸にはいった山間丘陵地帯のみかん園の中を通ることから、別名「オレンジロード」のニックネームで地元の人にも親しまれている。総事業費100億円の巨費と16年の歳月をかけて今年度完成の運びとなったもので、11月19日国、大分県、地元関係者等約400名が参加し、起点となる杵築市宮司で完工式を行った。

\*大分県国東半島総合土地改良事務所

### 2. 地域の概況

この地域は大分県国東半島の東部に位置し、半島の略中央にそびえる両子山（海拔721メートル）を頂点として海岸線に向けて丘陵状をなし、これと共に30数本の谷が放射状に伊予灘に注がれており、その気候は瀬戸内気象と相俟って比較的温暖であり平均気温15°C、又降水量も年間1,600mm内外であり温州みかん栽培の適地であることから特に戦後の開拓行政と共に30年代後半からの農業構造改善事業、国営による農用地造成事業等により一躍新興みかん産地として成功を収め、現地では5,000ヘクタールにも及ぶ大樹園地を擁するに至った地域である。

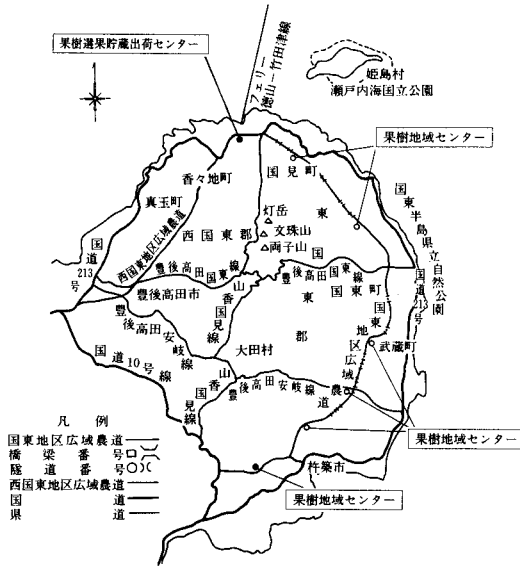
又近年は、六郷満山の総持寺であった両子寺を始め岩戸寺の国東塔、仁王像、日本三文珠の一つ文珠仙寺、泉福寺、史跡千灯寺跡やいたるところに点在する石仏や苔むす国東塔など仏の里として全国的にも脚光を浴びると共に空の玄関大分空港を控えていることから「90分の新鮮さ」をセールスポイントに東京へ空輸するフライト野菜団地の育成や、テクノポリス構想も着々と実現化を見、数々のIC関連産業が立地し県下でも最も活性化されつつある地域でもある。

### 3. 営農団地の構成と整備計画

地域内における樹園地は各種事業によって造成されているため夫々の丘陵に散在しており、生産に必要な団地内道路は概ね整備されているが、団地間の連絡道路網は全く不備であり、谷越えて隣の団地と連絡するには一度海岸線まで下りて又登るというように一貫した作業体系には程遠く、生産コスト高となり経営に多大なる支障を来しているのが実態であった。この地域の営農体系を一体的に整備し生産性の向上を図るため、杵築市と東国



東郡4町を一営農団地として集中管理する「果樹総合センター」を流通経路の南側拠点となる杵築市に、又北側拠点となる竹田津港には「果樹選果貯蔵出荷センター」を設け、更に営農団地を市町村を単位として5ブロックに分け、その中央部に「果樹地域センター」を設置し相互に連けいを保ちつつ末端耕作集団を生産より流通販売まで一貫した作業体系下におこうとするものが国東地区広域営農団地である。



図一 1 広域営農団地農道整備事業国東地区概要図

#### 4. 事業概要

- (1) 地域 大分県杵築市，東国東郡安岐町，武蔵町，国東町，国見町
- (2) 受益面積および受益戸数

市町村名	杵築市	安岐町	武蔵町	国東町	国見町	計
受益面積						
水田	245	142	124	373	50	934ha
樹園地	608	464	166	980	159	2,377ha
計	853	606	290	1,353	209	3,311ha
受益戸数	246	429	342	1,265	535	2,817戸

- (3) 事業量

L = 52,161m { 道路工 48,064m  
橋梁工 383m  
隧道工 3,714m

○市町村別内訳

市町村名	杵築市	安岐町	武蔵町	国東町	国見町	計
工種						
道路工	6,009	9,519	6,666	18,479	7,391	48,064
橋梁工	49	108	48	149	29	383
隧道工	—	1,123	128	1,058	1,405	3,714
計	6,058	10,750	6,842	19,686	8,825	52,161m

- (4) 事業費

工事費 9,587,987千円

事務費 526,934千円

計 10,114,921千円

- (5) 構造

道路区分	交通区分	全巾員	車道巾員	舗装	設計速度
3種4級	N交通	7.0m	2.75m×2	アスファルト	40km/h

橋梁：PC単純T桁橋 H型鋼橋 (TL-20)

隧道：R=4.0m SL=1.5m 内空断面=39.1m<sup>2</sup>  
コンクリート巻立

- (6) 用地

道路敷地：734,689m<sup>2</sup> (地権者1,196名)

地目別内訳：水田=94,147

畑樹園地=174,248

山林原野=461,421

その他=4,873

- (7) 負担区分

国：65% 県：25% 地元：10%

- (8) 工期

昭和45年度着工～昭和60年度完了

#### 5. 事業の経緯

昭和45年3月 国東地域広域営農団地整備計画策定。  
地域：杵築市，安岐町，武蔵町，国東町，国見町

昭和45年6月 国東地区広域営農団地農道整備事業採択。

昭和45年11月 工事着手 杵築市，安岐町，武蔵町  
昭和48年11月 一部開通式 杵築市宮司～安岐町掛樋  
L=12.6km

昭和60年11月 全線開通式 L=52.2km

昭和60年3月 工事竣工

#### 6. 他事業との共同事業について

本路線の中に農地防災事業 (ため池等整備事業) と共同施行した区間があるので、その概要を報告する。

本地区は、前述のように無数の谷を挟んで海岸線に丘陵状をなしている半島特有の地形で、この国東町綱井工

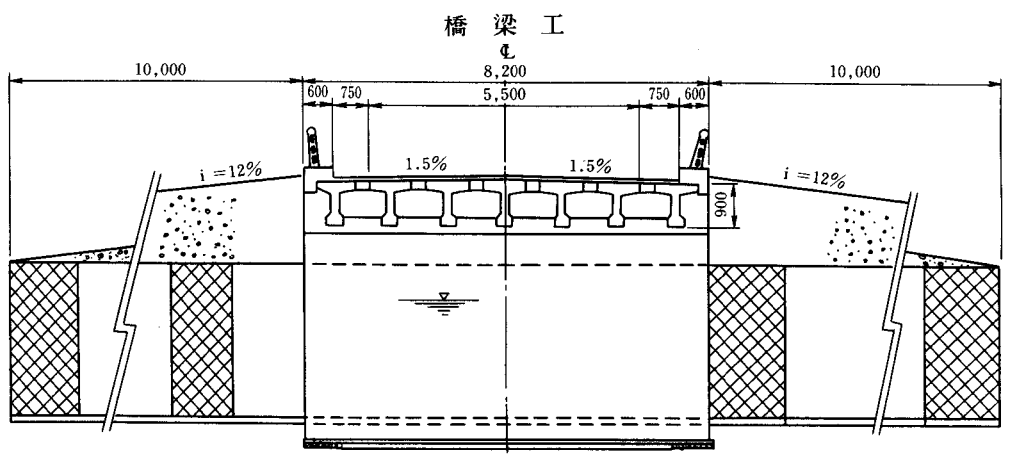
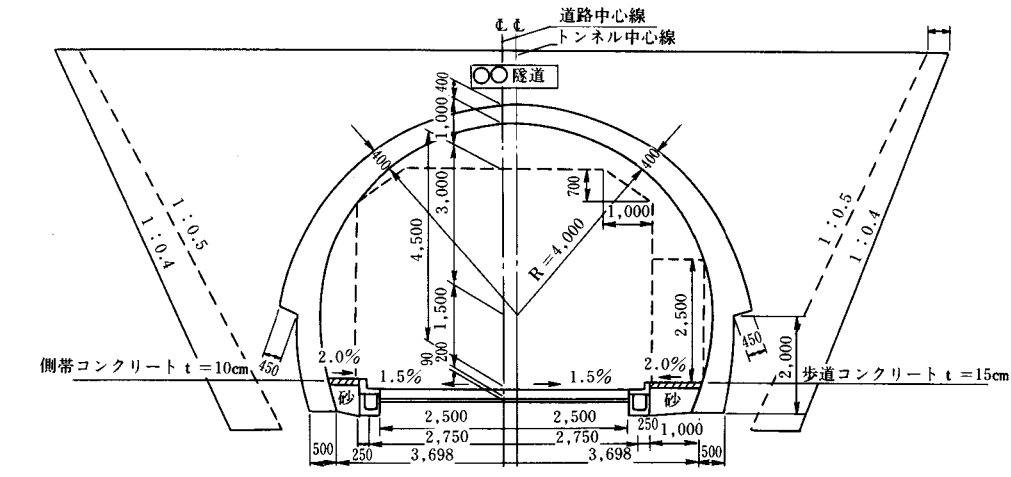
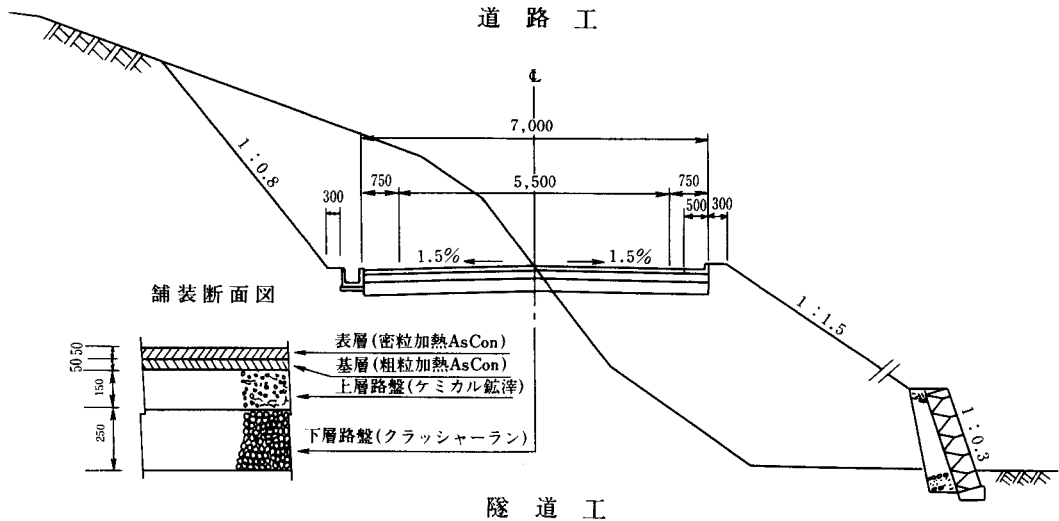


図-2 標準断面図

区についても同様にため池（高尾池）を挟んで带状に伸びた丘陵地である。この工区の路線選定にあたっては、

①ため池堤体背面の腹付案、②橋梁案、③上流迂回案の3案について線形、縦断勾配、工事費等経済的な見地よ

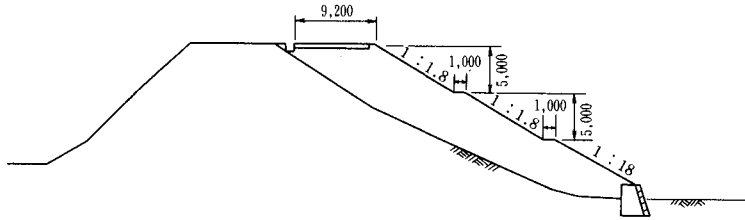


図-3 堤体背面腹付断面図

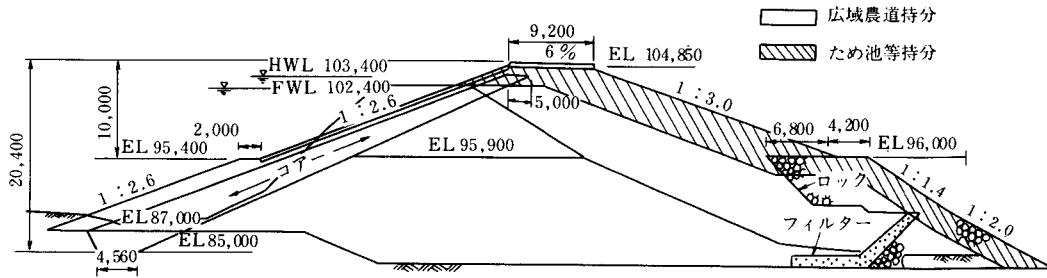


図-4 堤体標準断面図

り比較検討した結果、④案(図-3)に決定した。しかしため池の法尻に漏水がみられ、また築堤後200年を経過し老朽化しているため各種調査試験を実施し、腹付け盛土をした場合の堤体の安全性について検討を行ったところ、不等沈下による円形すべりを生じ破堤の危険性が大きく、さらに築堤構造をみると約100年前に嵩上げした形跡があり沈下量もこの部分が非常に大きいことが判明した。

調査結果から総合的に判断し沈下量の大きい嵩上げ盛土部分を取除き堤体の改修を行い、堤頂を広域農道として利用する案に決定し、「広域営農団地農道整備事業」と「農地防災事業(ため池等整備)」の2事業による共同事業として実施することとした。

A 全体計画

ため池としての完全機能、即ち堤体の漏水防止を図ると共に現堤体余裕高不足による嵩上げ、洪水にも耐え得る洪水吐の拡張及び築堤による斜樋の位置変更等ため池としての安全性を確保するとともに、広域農道として利用するための堤体天端幅を確保するなど両者の目的を達成するための事業計画とする。

B 広域農道としての単独改修計画

広域農道として利用するための安全性を確保するため堤体からの漏水防止、洪水吐の一部改修(道路横断部分)、斜樋の位置変更等ため池としての原状回復を図ると共に現堤高において道路必要幅員を確保し、広域農道として利用できる必要最少限度の改修計画とする。

○費用振分け

広域農道持分 B  
ため池等整備持分 A-B

○事業別、年度別予算割当て

(単位：千円)

年度	56	57	58	59	計
事業名					
広域農道	110,000	70,500	55,900	6,300	242,700
ため池等整備	36,000	45,800	18,000	—	99,800
計	146,000	116,300	73,900	6,300	342,500

○高尾池諸元

位置：大分県東国東郡国東町大字綱井  
河川名：重綱川(2級河川)

貯水池	流域面積	満水面積	貯水量	満水位
	km <sup>2</sup>	km <sup>2</sup>	千m <sup>3</sup>	m
	0.82	0.027	150	E L 102.40

堤体	型式	堤長	堤高	堤長巾	堤体積
	傾斜コア一型フィルターダム	m	m	m	千m <sup>3</sup>
		120.0	20.4	9.20	81

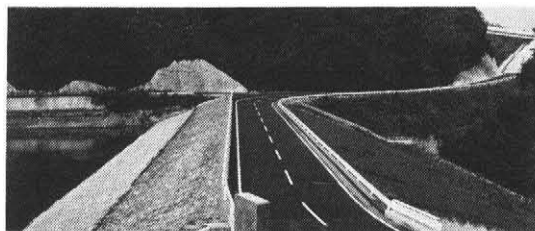
洪水吐	型式	計画洪水量	計画洪水位	溢流長
	側水路	m <sup>3</sup> /s	m	m
		24.6	E L 103.40	12.0

取水設備	型式	取水量
	斜樋スピンドル式	m <sup>3</sup> /s
		0.16

受益面積：水田61.5ha

受益戸数：145戸

写真一 国東町大字富来（グラビア頁参照）



写真二 国東町綱井地区発尾池(右岸側より)

## 7. おわりに

国東半島は、風光明媚、かつ六郷満山文化と呼ばれる  
仏教文化が栄えその伝統を誇る地であるが、交通の不便  
と水の悩みはつきもので、永く開発が遅れ陸の孤島とさ  
えいわれていた。昭和30年代から始まった我が国の高度  
経済成長のもとで、この地域では干拓事業や農用地造成

事業、空港建設など各種の公共投資が積極的に進められ  
てきたが、地域発展のためには基幹的農道の整備と農業  
水利の改善が最大の課題であった。

この事業の完成によりその重要な課題のひとつが解決  
されたわけである。又現在実施中の西国東地区広域農道  
(L=29km)も合わせると、杵築市を起点として東、西  
国東2市6町を結び国東半島を鉢巻状に一巡して豊後高  
田市に至る全国最長の広域農道となる。この完成により  
半島全体の農業の振興開発は勿論、観光くにさき、仏の  
里の探訪等観光開発にも大きく貢献するものと期待され  
ている。

今後の課題として水の問題が残されているが、現在計  
画中の九州の愛知用水といわれている「国東用水事業」  
の早期実現により、旧来の陸の孤島という汚名を一日も  
早く返上して「水と道」の整備された活力ある地域とし  
て生まれ変わることが望まれている。



## \* 農業土木事業調査設計 \*

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

## 株式会社 日本農業土木コンサルタンツ

代表取締役社長 岡 本 勇

常務取締役 西 岡 公

本 社 東京都港区新橋5丁目34番4号 農業土木会館4階  
TEL 03 (434) 3 8 3 1 ~ 3

仙台事務所 仙台市本町2丁目9番12号 藤ビル2階  
TEL 0222 (63) 7 5 9 5 ~ 6

札幌事務所 札幌市西区発寒1143-105  
TEL 011 (684) 0 5 8 1

# 軟弱地盤地帯の排水路におけるコンクリート・ブロック・マット護岸工法の施工例について

馬場 義夫\*

## 目 次

- 1. はじめに…………… 7
- 2. 地区と事業の概要…………… 7
- 3. 七穂幹線排水路の護岸工法の検討…………… 8
- 4. 試験工事…………… 11
- 5. おわりに…………… 19

### 1. はじめに

低湿地帯の排水路の護岸工法については、生松丸太を利用した詰杭工法や粗朶を併用した粗朶柵工法が戦前、戦後の一般的な工法であった。その後コンクリート矢板工法を経て、昭和40年代に入り軽量鋼矢板を主とした鋼矢板工法が、優れた断面性能、容易な取扱い、良好な施工性等が認識され今日まで広く使用されており、本事業地域でも多くの施工例が見られる。

しかしながら排水路の堤防高が高くなって来ると、背後の主働土圧や上載荷重が大きく作用し、軽量鋼矢板では不十分となり、より断面性能や矢板の長い材料を使用せざるを得ず、鋼矢板工法は多額の費用を必要とすることになり、他の経済性にまさる工法が強く求められるようになる。

国営西蒲原農業水利事業の七穂幹線排水路は、軟弱地盤を開削し堤防高が4.40mに及ぶ水路であるが、ここに鋼矢板工法に替え経済的、施工性に優れたコンクリート・ブロック・マット護岸工法を採用し施工したので、その検討経緯と試験工事の内容と結果を紹介する。

### 2. 地区と事業の概要

#### 2-1 事業の目的と特色

本地区は新潟平野の中央に位置し、信濃川、中ノロ川、弥彦山脈等に囲まれた、総面積34,960ha、水田面積20,280ha、畑地面積1,280ha、集落その他13,400haに及ぶ地域で、地形は南から北へ向かって約1/3000の勾配で傾斜し、標高は11.0m～(-)1.50mの低平な輪中地帯である。

この地域の本格的な排水改良は昭和20年から始まり、国営新川土地改良事業により排水系統の整理統合や、排水施設の新設が行われた。その後昭和30年以降顕著になった地盤沈下対策とし国営新川第二期土地改良事業によ

り、新川河口に排水機場を設けて新川本川の水位を低下させ、基幹施設の機能低下を防止すると共に一部既設排水機場の改修が行われた。更に附帯県営事業、地盤沈下対策事業で、末端施設の整備が進められ水田対応として一応の排水施設の整備は完了した。

しかし、低平な地域の為そのほとんどを機械排水で行わざるを得ず、洪水時のピーク・カットが困難であり基準雨量を僅かに超える規模の降雨でも湛水被害が生ずる。一方近年の農地の宅地化、上越新幹線、北陸自動車道等の地域内の開発に伴って生ずる、公共の排水量の増

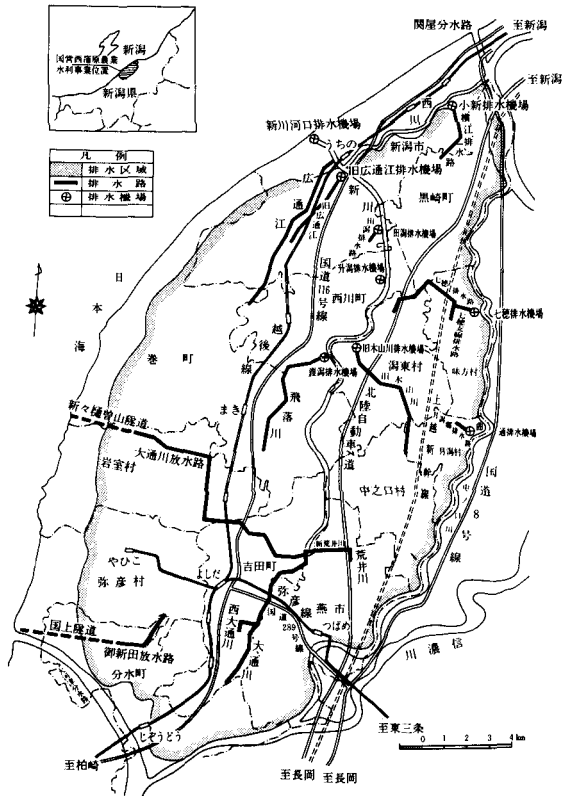


図-1 位置及び計画概要図

\* 北陸農政局西蒲原農業水利事業所

大が一層排水能力を弱めている。

この弱点が昭和53年6月26日この地を襲った集中豪雨時に、多大な湛水被害となって発生した。この被害を契機に抜本的排水対策が強く要請される様になり、昭和54年度より2ヶ年間の調査を行った結果、水田の汎用農地化に対応する排水強化対策と広域的観点に立った防災的排水対策を併せ排水能力の増強を行う必要が認められ、昭和56年3月農作物、農用地及び農業用施設等の被害を未然に防止し、農業の近代化、合理化を促進し、農業の生産性向上と併せて国土資源の保全に資することを目的とした、全国初の農業用排水と農地防災とを併せ行う事業を確定し着手したものである。

## 2-2 計画の概要

本事業の整備水準は、農地防災排水事業と農業用排水事業の2つの事業別に区分し計画している。このうち農地防災排水については広域の地域防災であり、又幹線排水路は準用河川的性格を有すること、機械排水ではポンプによって制約されるため、排水能力に余裕がないことなど考慮し、50年確率雨量を採用し基準田面上30cm以内又は30cmを超える場合は、24時間以内の湛水を限度とし、他方農業用排水については、一般に用いられてきた10年確率雨量とし、全水田面積の90%を5cm未満の無湛水化に必要な排水能力の強化を図ることとし、既設の排水施設を有効に活用し不足する排水能力は自然排水で日本海に直接に、地形的に自然排水が不可能な地域については、中ノロ川や西川へ排水機の新・増設により排水し、全域的に排水の効果が出来るだけ平等になる様事業費や維持費面も考慮し全域を16ブロックに分割して計画している。その結果ブロック別の基準計画排水量(比流量)は、農地防災排水(1/50確率)において1.3~1.6 $\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ 、平均1.54 $\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ 、農業用排水(1/10確率)において1.0~1.5 $\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ 、平均1.22 $\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ となっている。

## 2-3 主要工事計画と進捗状況

事業の目的を達成するため行う主要工事は、自然排水をする新々種曾山トンネル( $Q_{\max}=105.9\text{m}^3/\text{sec}$ )及び国上トンネル( $Q_{\max}=47.2\text{m}^3/\text{sec}$ )の排水路を含め、15路線約68kmの新・改修を行う。又機械排水施設とし中ノロ川へ排除する七穂排水機場( $Q_{\max}=46.1\text{m}^3/\text{sec}$ )を始めとした8排水機場の新・増設を行う計画で、これに要する総事業費は60年度時点で586億円が予定されている。

事業は昭和55年度より着手し、早期に事業効果が見込める分水町、国上地域のトンネルを中心とした工事と、下流部味方村、七穂地域の排水機場とそれに接続する七穂排水路の新設工事を実施しており、昭和60年度までの事業費ベースの進捗率は13.1%であり、今後益々本格化する事業の態勢が整った段階である。

## 3. 七穂幹線排水路の護岸工法の検討

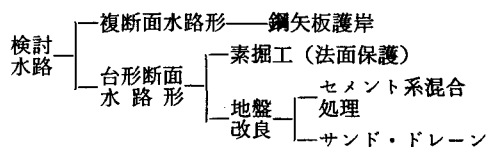
### 3-1 護岸工法の検討が必要となった経緯

七穂幹線排水路は流域3,070ha、最大計画通水量46.1 $\text{m}^3/\text{sec}$ 、施工延長5,200mを、新設するものである。

地質は図-2地質柱状図のとおり、地表から7~8m間は腐植物混りの粘土、又はシルトで部分的に1~3mの厚さで、繊維質の腐植土が堆積しており、含水比も47.0%~264.7%と高含水の状態にあり、N値0~4が示すように極軟弱の圧縮性の大きい地層であり、その下部1~6mは腐植物混りの微細砂、又はシルト混りの細砂が多くN値6~8程で、支持力が小さい崩壊性の大きい層が存在する。幹線排水路の工事は、従来低湿地帯を中心に定着している軽量鋼矢板護岸工法により、昭和57年度~昭和58年度の2ヶ年間で、全施工延長の18.3%に相当する950mを完了している。しかし地質が劣悪である上に、堤防高が約4.40mと高いことが影響し、施工した一部において矢板頭部の変位が、予想以上に大きく発生したため、昭和59年度工事に当たっては、土質の精査を基に鋼矢板工法も含めて、現地条件に適應した工法の確立が強く求められた。

### 3-2 検討内容

検討方法としては、水路断面形状を複断面水路と台形断面水路の2形状とし、次の4ケースについて水理的、構造的に満足する断面形状を求め、総合的に判断し決定することにした。



このうち、サンド・ドレーン工法は施工期間が長期間に亘り、又周辺の地盤も同時に沈下を生ずること、セメント系混合処理については、残土処理及び汚水処理上適当とは言えないため除外し、残りの鋼矢板護岸と素掘工の2工法に絞り検討することにした。

鋼矢板護岸工の検討に当たっては、前年度までに施工した原計画断面とした場合と、主働土圧等の影響を減ずるため、矢板の施工位置を前面に出し犬走りを長く鋼矢板高を低くした、変更計画断面の2通りについて、必要な鋼矢板の型式と矢板長を求めた。

他方素掘工については鋼矢板工法に比べ、用地幅が大幅にならないことが要求されており、採用する法面保護工と堤防の安定法勾配によって断面形状が決まる。

法面保護工法については、剛体の張ブロック工、可撓性の大きいアスファルト工、特殊シート張工、モルタルマット工及び、コンクリート・ブロック・マット工等と多様の工法が候補として考えられたが、検討の上可撓

調査地点 No.13      調査深度 15.45m      調査年月日 59.6.15      孔内水位 -0.13m  
 標高 0.046m      孔径 86φ      使用機械 XR-100      調査担当者 宮国利夫

掘進 月 日	標 尺 (m)	標 高 (m)	深 度 (m)	層 厚 (m)	現 場 観 察 記 録				標 準 貫 入 試 験									
					土 質 記 号	土 質 名	色 調	記 事	深 さ m	打 回 数	10cm当り 打撃回数			N 値				
											貫入量	10 cm	20 cm	30 cm	10	20	30	40
6/16	1	Ac <sub>1</sub>	0.70 0.95	0.70 0.25	玉砂利 粘土	暗 褐 略灰褐	レキ、砂、腐植土混入 草根混入	1.00	0/51	0/51								
								1.51										
								2.15	1/20	1/40								
								2.55										
								5.00	0/60	自 沈								
								6.60	0/60	"								
6/17	8	As <sub>1</sub>	7.65	6.70	腐植物混り 砂質シルト	暗 灰	含水中位 軟弱である 全体的に雲母片極く 微量混入する 下部・含水少	6.60										
								7.00	0/60									
								7.45	1/25	0/20	1/25							
								8.15	7/30	3	2	2						
								9.15	6/30	2	2	2						
6/18	13	Ac <sub>2</sub>	9.65	0.65	砂混りシルト	暗 灰	粒均一・含水少 腐植物若干混入 全体的に不規則に砂 を薄層に挟み含水中	10.15	16/30	5	6	5						
								11.15	17/30	5	5	7						
								12.95	3/30	1	1	1						
								13.25										
6/18	14	Ac <sub>2</sub>	15.30	3.50	腐植土混り 砂質シルト	暗 灰	全体的に腐植物混入 軟弱で含水中位	12.15	6/30	1	1	3						
								15.15	11/30	2	3	6						
								15.45										
6/18	15				細 砂	暗 灰	粒均一、含水中位	.45										

図-2 地 質 柱 状

性、経済性、施工性等に優れるコンクリート・ブロック・マット工を用いることにした。

排水路の基本断面は、用地幅を考慮し底幅4.90m法勾配1:2.3によるものとし、安定計算に用いる堤防の上載荷重は、コンクリート・ブロック・マット敷設時使用する35 ton クレーンの荷重 2.0 ton/m<sup>2</sup>。

作用位置はクレーンの荷重の影響を軽減するため、仮設道路を設け法肩より2.0m離し作用するよう考えた。

地下水位の条件は構成している土質の透水係数が10<sup>-4</sup> cm/sec オーダーより判断し、工事完了までの期間においては、水位低下は期待できないものと考え、掘削側については計画排水路の底高とし、堤防背後については水田下30cmと想定した。

素掘工の安定計算については、土質調査により決定した条件と上載荷重、地下水位の条件をもとに、時間の経過により変化する安定度を(1)掘削直後の間隙水圧が働か

ない状態については全応力法。(2)掘削完了後或る程度の時間を経て間隙水圧が100%働く状態については、有効応力法で求めた。

その計算結果は、表-1のとおりである。

### 3-3 検討結果

鋼矢板工法については安定性、施工性や豊富な施工例より見ても秀れた工法であることは認められるが、本工事のように堤防高が4.0mを超えるような、軟弱地盤上の場合には、必要な型式や矢板長は、予想以上に大きな数値となり、経済的に必ずしも適当とは言えないものとなる。

他方コンクリート・ブロック・マット護岸工については、排水路掘削後一定の期間を経過したのちマット敷設を行う際に使用するクレーンの荷重と、間隙水圧の働きによりスベリを生ずるが施工性、耐久性はもとより特にその経済性の優位は捨てがたい魅力を持っている。

表-1 計算結果一覧表

Qmax : 26.90cm<sup>3</sup>/sec I=1/5000

	鋼 矢 板 水 路		コンクリート、ブロック、マット護岸水路	
	原 計 画 断 面	変 更 計 画 断 面	全 応 力 法 解 析	有 効 応 力 法 解 析
断 面 形 状				
説 明	自立式鋼矢板 低水路傾斜部の受働土圧を0として計算。	自立式鋼板 高水敷幅を広く、鋼矢板高を低くし主動土圧の影響を小さくした場合。	掘削完了時土中の間隙水圧が働かない時の安定計算。	掘削完了後充分時間が経過し土中の間隙水圧が働いた時の安定計算。
土 質 常 数 及 び 荷 重 条 件	土質常数 Ac1層(腐植物混り粘土、シルト) $\gamma_A = 1.14t/m^3$ $\gamma_S = 1.19t/m^3$ $C = 1.3t/m^2$ $\phi = 0.0$ $K = 0.14kg/cm^2$ As1層(シルト混り細砂) $\gamma_1 = 2.00$ $\gamma_3 = 2.00$ $C = 0.0$ $\phi = 20^\circ$ $K = 0.89kg/m^2$ 上載荷室 堤防法肩より $W = 1.0t/m^2$	同 左	土質常数 Ac1層(腐植物混り粘土、シルト) $\gamma_T = 1.14t/m^3$ $\gamma_S = 1.19t/m^3$ $C = 1.3t/m^2$ $\phi = 0.0$ As1層(シルト混り細砂) $\gamma_T = 2.00$ $\gamma_S = 2.00$ $C = 0.0$ $\phi = 20^\circ$ Ac2層(砂質シルト) $\gamma_T = 1.53$ $\gamma_S = 1.56$ $C = 2.6$ $\phi = 0.0$ 混潤線 水路側 計画底高 堤防側 // +3.70° 上載荷室 堤防法肩より2.0m離れ $W = 2.0t/m^2$	同 左
構 造 計 算	鋼矢板諸元 Ⅲ型 $\ell = 13.50m$	鋼矢板諸元 Ⅰ型 $\ell = 10.00m$	安定計算結果 $F_s = 1.34$ $R = 14.0m$	安定計算結果 $F_s = 0.91$ $R = 13.0m$
概 算 金 額		概算金額 (S59年度単価) @ = 505千円/m	概算金額 (S59年度単価) @ = 260千円/m	
備 考	1) 用地幅はコンクリート、ブロック、マット護岸水路に比較し約1.70m(△7.2%)少なくて良い。		1) 土質常数を全応力に対する数値で行なう必要があるが、スベリ面がAc1層の粘性土に入るため土質常数は変化しないものとして計算した。	2) 用地幅は鋼矢板水路に比較し約1.70m(7.2%)増となる。



このため法面スベリの前提条件が、湿潤線と間隙水圧の作用である点に注目し、施工時それらの条件を緩和する方法について次のように考えた。最初に

排水路掘削後間隙水圧が完全に作用し、湿潤線が定常状態に達するのに必要な時間 $T$ を概算してみた。排水路の断面形状と想定された地下水位の位置より判断し、排水距離約5.0m土質の透水係数 $1.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$   $T = 500 \text{cm} / 1.0 \times 10^{-4} = 5,000,000 \text{sec} \div 57 \text{日}$ と求められ、間隙水圧が100%作用する間には月のオーダーが必要となることを確かめた。

施工時の対策として、

- (1) 掘削高約4.4mを一挙に掘り下げず両サイドを先行した4段階掘削とし、湿潤線を極力下げる。
  - (2) 法面保護に排水トレンチ及び排水パイプを設け、湿潤線を下げ安定性を増す。
  - (3) 排水路掘削完了後、早い期間にブロック・マットを敷設する。(間隙水圧が十分働かない期間に作業を完了させる。)
  - (4) 法面内に抑止用松丸太を打設しスベリを抑える。
- これらの対策を行うならば、ブロック・マット護岸工は、施工可能と考えた。

## 4. 試験工事

### 4-1 試験工事を行った理由

コンクリート・ブロック・マット護岸工法の施工が可能であると判断した安定解析に用いた湿潤線の位置、間隙水圧の作用時間、土質常数等の前提条件は推定された内容であり実際に施工した段階でそれが想定した内容と異なり、施工に影響を生じたりする事態も予測されるため、昭和59年度工事のうち幹線排水路の土質状態の中でも最も悪条件の見られる位置 No. 12+20~No. 12+80間 $\phi = 60 \text{m}$ を選び試行的にコンクリート、ブロック、マット護岸工を行ない施工の可能性や施工上の留意すべき内容を把握することにした。

### 4-2 試験工事の方法

施工方法は法面安定を図るため、次の点を考慮して行なった。

#### (1) 載荷重の減少対策

施工重機は既設道路を使用する。この場合法肩より2.0m以内に重機荷重が作用しないように仮設道路を設ける。

#### (2) 地下水位低下対策

イ) 施工に先立ちトレンチ ( $H = 1.5 \text{m}$ ,  $B = 0.40$ )

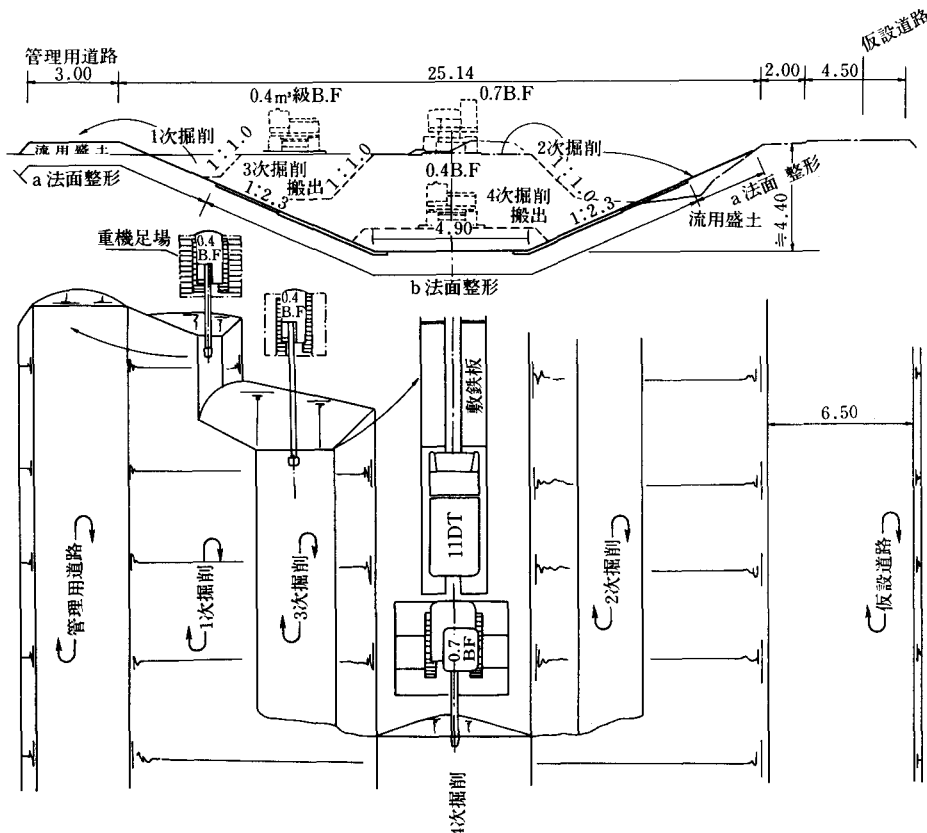


図-3 掘削施工図

m) を設ける。

ロ) 掘削は一挙に行わず掘削深に応じ4回に分けて行なう。(地下水位低減を図りながら掘削する。)

ハ) 最も湧水が生じるとみられる腐植層と粘質シルト層の境目に吸水管(有孔VPφ65%, ℓ=3.00m)を1.5mピッチに押し込み湿润線の低下を図る。

上記(1), (2)の対策を行い, 工事を進める途中斜面の滑り現象が明らかとなった場合は松生太(φ0.09m, ℓ=4.0m)を抑止用とし法面に打ち込み, スペリを防止する。

具体的な施工の順位と使用機械は次のとおりである。

- (1) 吸水路, 横断排水路設置(BF0.25m<sup>2</sup>)
- (2) 1, 2次掘削(BF0.7m<sup>2</sup>)左岸管理用道路盛土同時作業
- (3) 吸水管押込(BF0.7m<sup>2</sup>)
- (4) 3, 4次掘削(BF0.7m<sup>2</sup>+11ton D.T)
- (5) 法面整形(BF0.7+0.25法面整形バケット使用)
- (6) コンクリート, ブロック, マット敷設(35ton C.C)

試験工事の掘削施工図, コンクリート, ブロック, マット敷設機械配置図は図-3並びに図-4のとおりである。

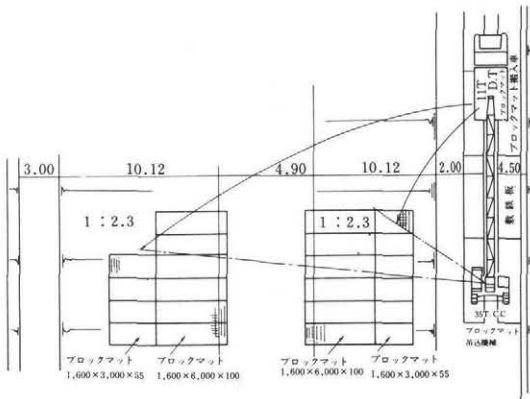


図-4 ブロックマット敷設機械配置図

#### 4-3 調査実施方法と結果

##### (1) 調査項目

ブロック, マット護岸の試験工事を行い, その施工の可能性を把握すると同時に今後の施工上の留意点を見つけるため, スペリ現象を重点に次の調査を実施した。

- (イ) 地下水位観測。
- (ロ) 吸水管による吸水量の測定。
- (ハ) 管理用道路の法肩沈下測定。
- (ニ) 掘削法面水平変位測定。
- (ホ) 横断変位測定。



写真-1 掘削施工状況

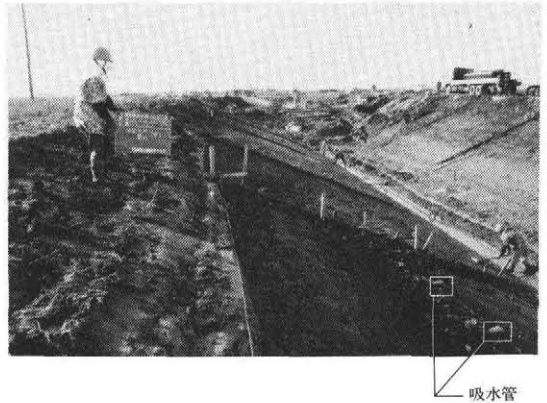


写真-2 掘削完了状況

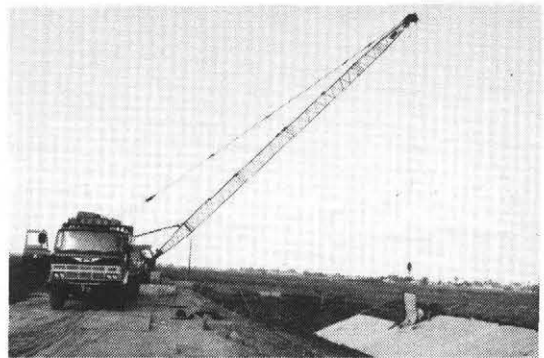


写真-3 ブロックマット敷設状況

(イ) ブロック, マット敷設後の変位測定。

その調査方法と結果については, 次のとおりである。

##### (i) 地下水位観測

###### a) 観測孔

地下水位観測孔は上記位置関係にオーガーボーリング(φ100%)で所定の深さまで削孔し, 内部に有孔塩ビパイプ(φ65% V U)を建込んだものを使用した。別に管理用道路田側に, オーガーボーリングだけの観測孔を設け田面下の地下水位間の関連をつかむこととした。観測

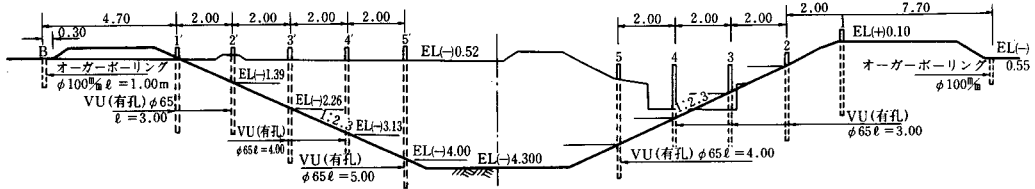


図-5 地下水位観測孔配置図

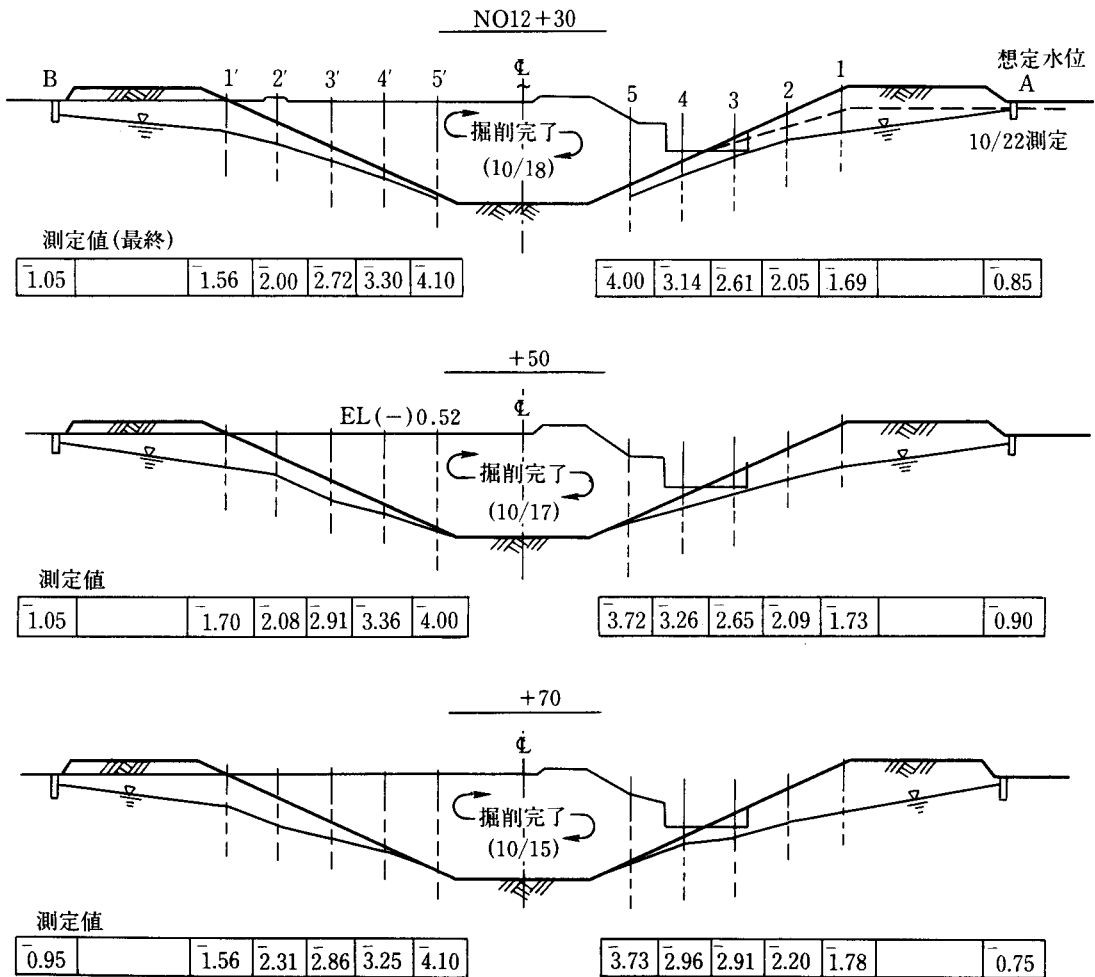


図-6 地下水位測定結果

地点は No. 12+30, 他2地点で行なった。

b) 観測方法

観測は観測孔内の地下水位をレベルで標高を把握することとし、当初掘削直前及び掘削開始後毎日測定することで準備したが観測の回数が多過ぎること。水位の変化は日々それ程顕著に表われないことを考え、各観測地点ごとに(1)第一次掘削完了時点(2)第二次掘削完了時点(3)第三次掘削完了時点(4)第四次(最終)掘削完了時点について行なった。

c) 観測結果と考察

観測結果は図-6のとおりである。(最終測定だけ表

示) 左岸については堤防の安定性に最も影響を与える1地点の水位が掘削開始(10/10)から掘削完了(10/22)までの12日間で0.74m大幅に低下している。田側の水位変化も0.10~0.25mと右岸田側水位0.05~0.10mと比し低下は顕著であることが判った。

これは水平方向の透水性が大きいことを示しておるものと推測され、管理用道路の盛土による荷重により動水勾配の大きい排水路の水が斜面方向に押出された状態と判断される。

3'4'5'孔の水位の低下は、掘削の進行に伴って低下しており、堤防の安定上好ましい状態が観測された。

右岸側についても、左岸同様掘削により斜面に近い水が押出され水位が低下しており、道路下の圧密により田側よりの地下水補給が少ないことから、掘削の進行に従い、斜面側の水位が左岸に比べて大きく低下している主要な原因と考えられる。

No. 12+80が地下水位の低下が著しく No. 12+30が相対的に高いのは第四次掘削完了後より地下水位測定までの期間が9日～3日と大差があること、構成している土質が異なること等によるものと考えられる。

(d) 吸水管による吸水量の測定

a) 測定方法

地下水位の低下促進対策とし設置した吸水管を用い、その効果を調べるため吸水される水量を測定することとした。吸水量が多い場合はポリバケツを多数用意し行なうことで準備したが実際吸水管を設置してもそのほとんどは押込後10数分から1時間程度で水量が少量(2～3.0ℓ程度)認められるだけで以降はほとんど確認出来なかった。

最も吸水量の多い箇所(No. 12+30)左岸についてその状況を、ビニール袋を利用して測定した。

b) 結果

吸水管による吸水効果は最大吸水ヶ所で図-7の通りであり、ほとんど効果は期待出来なかった。

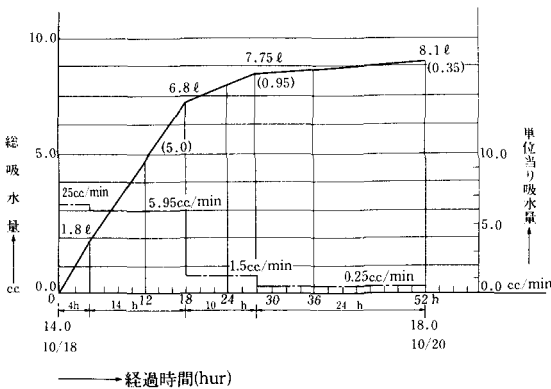


図-7 吸水量測定結果 No.12+30(最大)

これは水平押込時、パイプ周辺に付着力が作用し、周辺の土が乱され水の浸透経路が破壊され間隙が独立不連続になるか、圧密で潰されるかで不透水性になったものか推測は難しい。

c) 補足説明

右岸側については既設農道による圧密の為、吸水効果は見当らなかった。

左岸側については右岸側より多少吸水は認められたがパイプ押込時一時的に出水が見られるだけでほぼ1時間位で出水が止まるヶ所もあったがその数も5～6本と少なかった。

(e) 管理用道路の法肩沈下測定

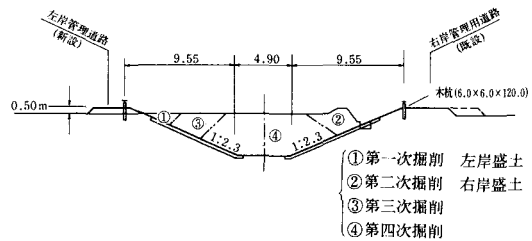


図-8 管理用道路、法肩沈下測定位置

a) 測定方法

左、右両岸の管理用道路の法肩(図-8)に鉄丸くぎ(N100)を装置した木杭(6.0cm角×120.0cm)を打設し、第2、第3及び掘削完了時(第4次)並びにブロックマット布設完了時にレベルで鉄丸くぎの高さを測定し沈下の状況を把握した。尚、測定箇所は工事区間10.0m間隔で行った。

b) 測定結果

測定結果は、図-9に記載のとおりである。左岸と右岸では沈下の程度は大きく異なる。即ち左岸における測定最終沈下量は87%～233%に対し右岸については21%～50%約4.5倍も大きく沈下している。又、その沈下の進行形態においても左岸側は一部 No. 12+70 or +80の2地点を除き最終掘削完了時(第4次)において急激に沈下を生じ、その前後は緩慢となっており、ブロックマット敷設後においては沈下も終そく状態に入っていると考えられる。No. 12+70 or +80において第1次掘削～最終掘削まで急速に沈下が生じており、その沈下量も他の地点の2倍以上の数値が示されている。

右岸側は掘削の進行に伴い極くおだやかな沈下傾向を示す。

c) 考察

左岸側は主として腐植土層厚約2.0mが管理用道路の盛土(b=0.50m)荷重と掘削に伴う地下水位低下のため有効力の増加を生じ、このため沈下量が大きくなったと考えられる。

右岸側については既設道路により圧密を受けており沈下は少ないものと推測出来る。

ブロックマット敷設後の沈下量が少ないことは、ブロックの荷重増加(W=140kg/m<sup>2</sup>)が、好影響を与えていると見られる。

(二) 掘削法面水平変位測定

a) 測定方法

試験工事区間内10.0m間隔に測定箇所を設け、法面整形後図-10のとおり左、右岸夫々4点の測点を設けブロックマット敷設までの間4回にわたって変位を測定した。

測定方法は試験工事上流 No. 13にトランシット設置

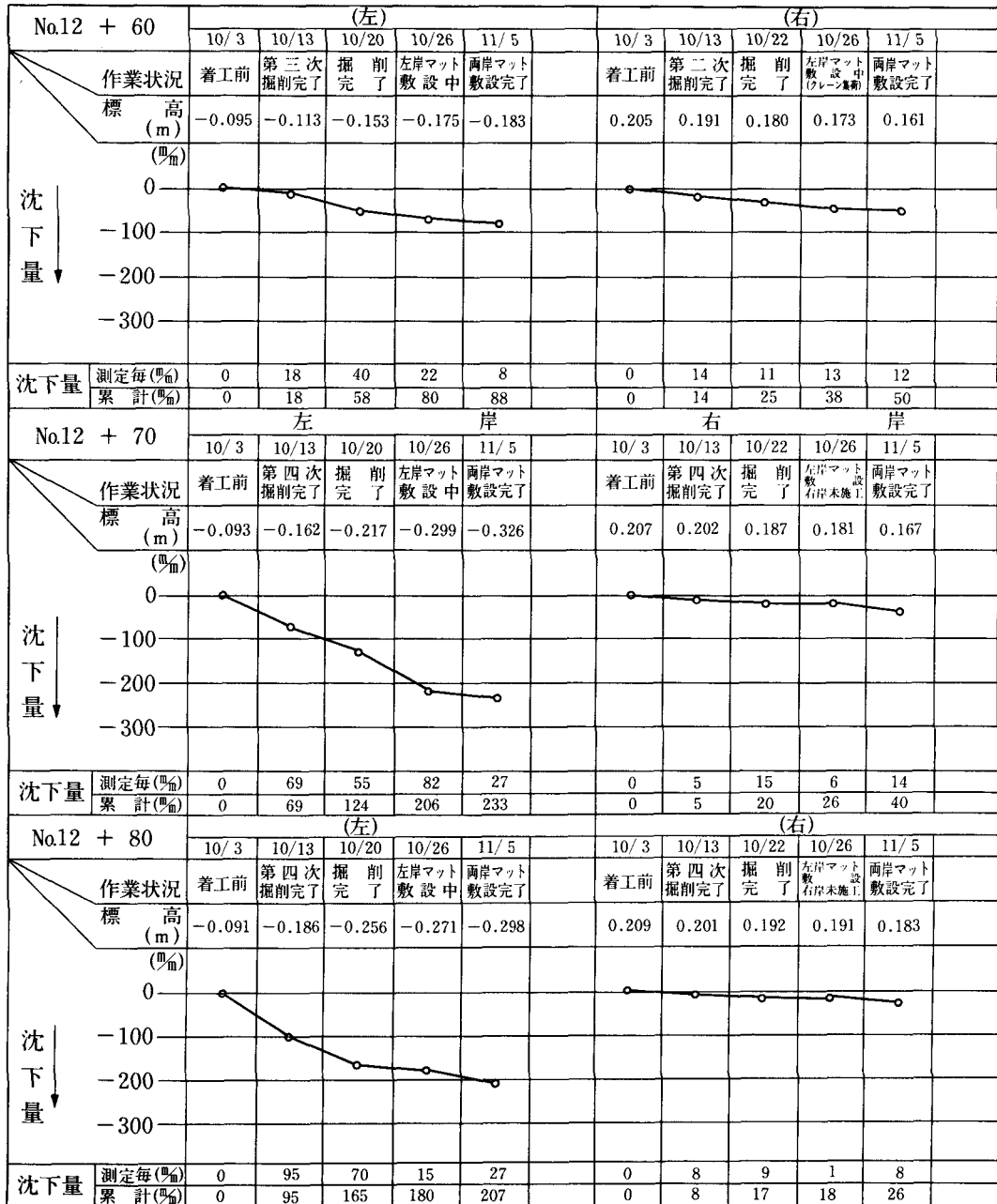


図-9 法肩沈下測定結果

の固定点を設け、更に上流 No. 13+70地点に引照点を  
作り測定時毎に No. 13の固定点にトランシットを設置  
し No. 13+70に照準した後反転して、各測定杭の折尺  
スケールを読み取ることで変位の動きを測定した。(測  
定単位5%)

b) 測定結果

測定結果は図-11のとおりである。

左岸側については上段(センターライン+11.90)より  
下段(センターライン+4.40)に下る程変形が増大す

る傾向にあるがその平均値(10/22)との比は15%:41%  
=1:2.7を示す。最大変位55%であった。

一方右岸側においては左岸と異なり上段が最大値を示  
し、最小値は上段より2番目(センターライン+9.40)  
であり、その平均値(10/27)及び比は34.3%:57.1%  
=1:1.7となる。最大変位は80%であった。

両岸とも最大の数値を示す測定箇所は No. 12+60~  
+80の間である。

c) 考察

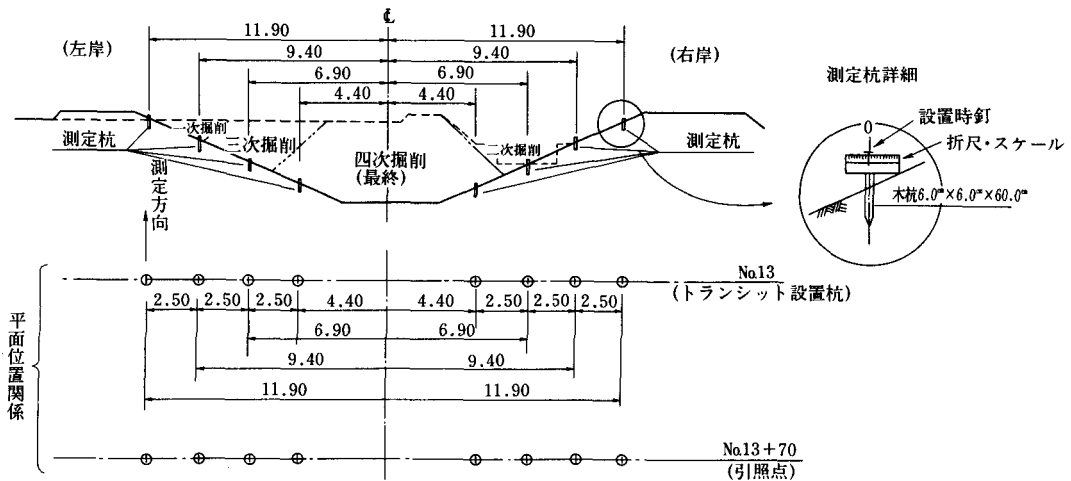


図-10 法面水平変位測定位置

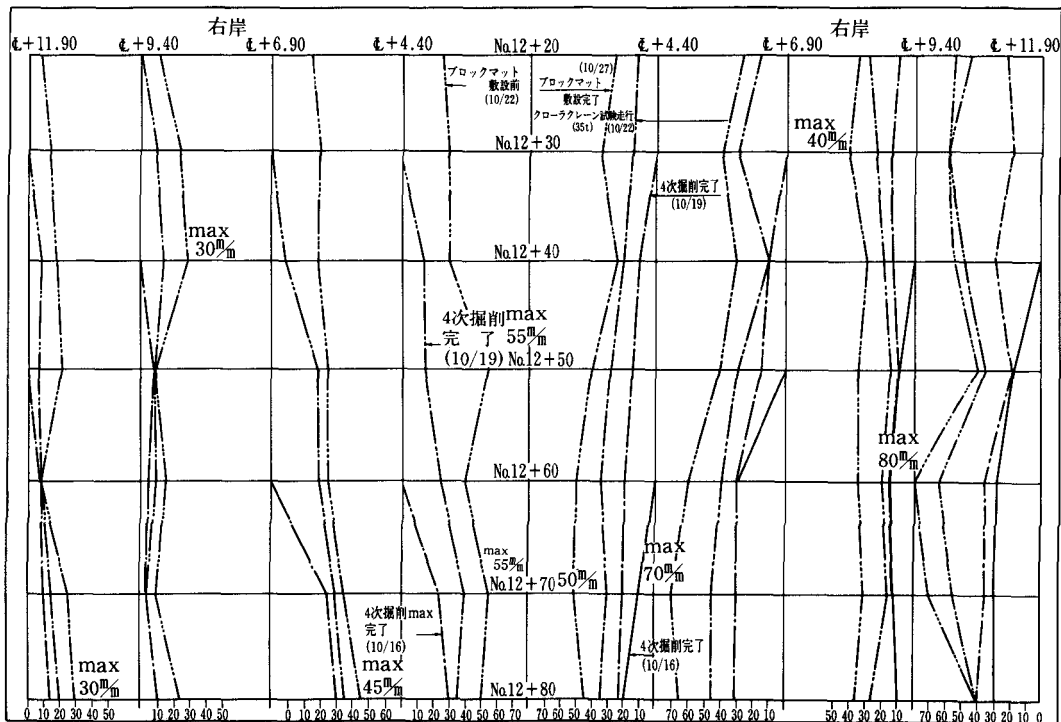


図-11 法面水平変位測定結果

左岸側については地盤のセン断強さと掘削深及び管理  
用道路の圧密等の影響を受け上段に比べ下段が大きい数  
値を示す傾向は一般的な変位形態と考えられる。

右岸側は単純な変位形態を示さない。即ち上段と3番  
目の測定点の変位が大きく、最下段と上段より2番目の  
変位は小さい。

この原因の一つは右岸側にコンクリートブロック吊込  
用クローラークレーン(35t級)が上載荷重として作用  
したこと、更に上段より3番目地点は旧排水路部に相当  
し盛土で形が作られており変位が大きくなっているもの

と推定される。

(※) 横断変位測定

試験工事区間の最終掘削(第4次)は、左岸側10/16  
右岸側10/19に完了した。10/22コンクリートブロック敷  
設のため、ブロック吊込機械としてクローラークレーン  
(35t級)が現地に到着組立を終りブロック敷設体制が  
出来たことを受け掘削完了よりブロック敷設直前までの  
間において横断的にどのような変位を生じているかを試験  
工事区間、10.0m毎に横断測量を行ない計画線との対比  
により変位を測定した。

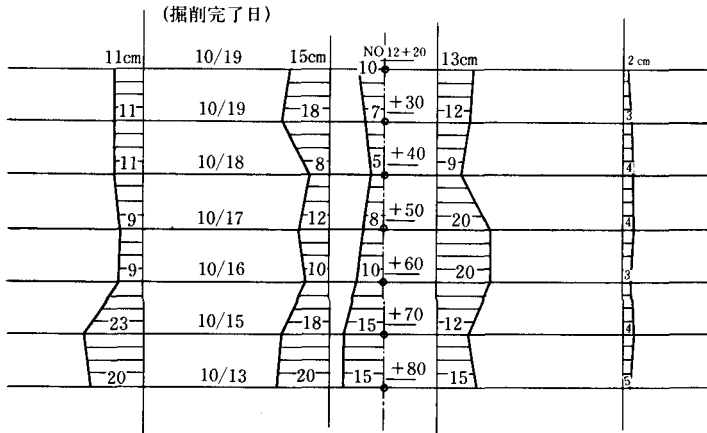
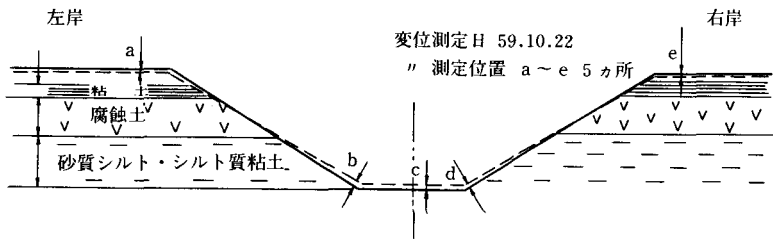


図-12 横断変位測定結果

a) 測定結果

測定結果は図-12のとおりである。

管理用道路天端においては、左岸側（新設）が9.0cm～23.0cm(平均13.5cm)、右岸側2.0cm～4.0cm（平均3.1cm）が測定され、法尻部において左岸側8.0cm～20.0cm（平均14.5cm）、右岸側9.0cm～20.0cm（平均14.4cm）とほぼ同値が測定された。又、底部については、5.0cm～15.0cm（平均10.0cm）法尻部に比べ約2/3の数値に止まっている。

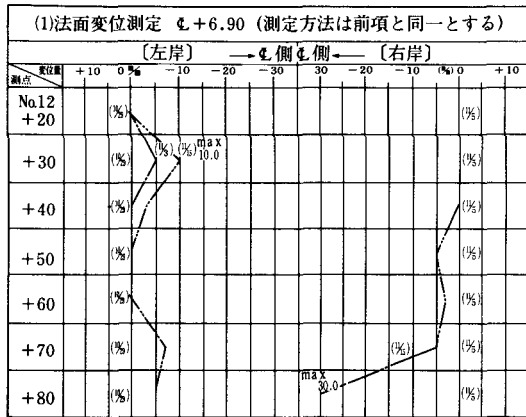
b) 考察

管理用道路天端の変形（沈下）は盛土荷重と掘削に伴う含水量の減少が左岸側では大きく作用して生じたものと推測出来る。右岸管理用道路は既設道路で圧密がすでに相当進行しているため、沈下現象は小さいものと考えられる。

法尻部及び底部については左、右岸ともその数値に大差がないところに注目すれば掘削前までかかっていた自重が掘削により取り払われた結果による浮上り現象（応力解放によるリバンド）が一番大きい理由であると見られる。

(イ) ブロック・マット敷設後の変位測定

ブロックマット布設後の変位の状態を「掘削法面水平変位測定方法」と同一方法でセンターライン+6.90点で実施した結果は、図-13のとおりであった。



注) ブロックマット布設開始 10/27  
—— // —— 完了 11/1

図-13 ブロックマット敷設後の変位測定結果

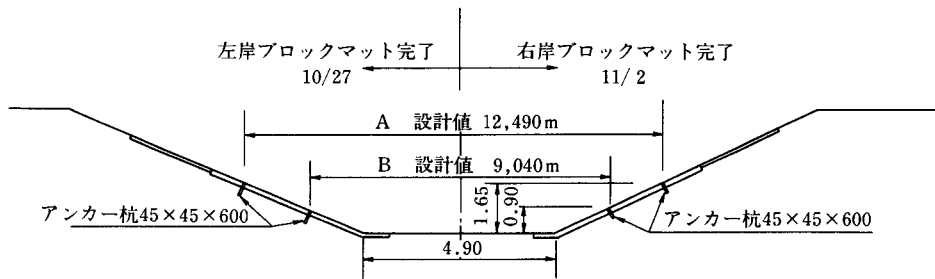
またコンクリートブロック敷設のアンカー杭を使用して測定した結果については、図-14のとおりである。

4-4 試験工事の総括

(イ) スペリの安定性について

試験工事は、最上流部（No. 12+80）から第1次掘削を10月4日より開始し、法面整形、吸水管押込み作業を経て第4次掘削を完了したのが10月19日でありその所要日数は15日間である。

その間の地下水位の低下は想定以上に大きかったが、



アンカー杭間の変動測定結果

測定位置	A (a) (12,490m)			B (b) (9,040m)			測定位置	A (a) (12,490m)			B (b) (9,040m)			
	測定月日 変位	11/8 (c)	11/30 (d)	(a-c) (a-d) (c-d)	11/8 (e)	11/30 (f)		(b-e) (b-f) (e-f)	測定月日 変位	11/8 (c)	11/30 (d)	(a-c) (a-d) (c-d)	11/8 (e)	11/30 (f)
No.12 +20		12,500	12,490	-10‰ 0 10	8,820	8,800	220‰ 240 20	No.12 +60	12,440	12,425	50‰ 65 15	8,750	8,750	290‰ 290 0
+30		12,470	12,465	20 25 5	8,780	8,769	260 271 11	+70	12,370	12,365	120 125 5	8,680	8,680	360 360 0
+40		12,495	12,495	-5 -5 0	8,800	8,798	240 242 2	+80	12,490	12,475	0 15 15	8,620	8,605	420 435 15
+50		12,470	12,465	20 25 5	8,720	8,730	320 310 10	平均	12,462	12,454	28 36 8	8,739	8,731	301 309 8

(備考) A点における変位度 (変位/設計値)×100

最大(0.125/12.490)×100=1.0%

平均(0.036/12.490)×100=0.3%

No.12+70

B点における変位度 (変位/設計値)×100

最大(0.435/9.040)×100=4.8%

平均(0.309/9.040)×100=3.4%

No.12+80

図-14 ブロックマットアンカー杭変位測定結果

そのほとんどは掘削面より直接排水されたもので、吸水管や横断暗渠吸水路も全くといって良い程効果は少ないことが確認された。

又、法面、法肩等の変位をみると第4次掘削部 No. 12+70~+80m間は際立って大きく、他の変位量の約2倍を示すが、その最大数値も80‰に止まっている。然しながら No. 12+70~80m間において、左岸管理用道路側において深さ、1.50m(推定)ℓ=9.0m、最大幅5.0cmのクラックの発生が、第4次掘削後発見されたので、以後毎日観察を行ったが進行することはなかった。これは、急激な地下水位の低下と管理用道路盛土の載荷重等によりセン断強さが減少したことに伴い、頂部に引張クラックが発生したものと見なされる。

一般的に滑動や破壊に結びつくような状態は見当たらず、予め用意した抑上用生松丸太も使用する必要はなかった。

スベリが発生しなかった大きな理由は、(1)湿潤線が予想以上に早く大きく低下したこと、(2)ブロック・マット

敷設時使用した、35ton クローラークレーンの足場に敷鉄板(1.6m×6.0m×22‰)を、重機に直角方向に3枚使用し、上載荷重を1.4 t/m<sup>2</sup>程度に軽減出来たことに加え、(3)掘削部よりブロック敷設までの期間が、最も長い間隔で21日間に施工出来、間隙水圧が十分働かない状態の時期に施工し終ったこと等の、好条件が複合した結果とみられる。

(ロ) 敷設能力

ブロック・マットの敷設は下流部より10月23日から開始し終了は11月1日であり、この間の全敷設面積A=1,108.8m<sup>2</sup>、実稼働日数は9日であり、日当たり能力は123m<sup>2</sup>/日と予想能力180m<sup>2</sup>/dayを、大幅に下回った。これは、(1)掘削面が軟弱性地盤で浮上り現象を生じた面の修正と併行して、ブロック敷設を行わざるを得なかった。(2)重機運転手、配置労務者が施工に不馴れのため能力が上がらなかったものとみられる。

(ハ) 今後の施工で留意すべき点

試行的に行った工事よりみて七穂幹線排水路の今後の



施工において、留意すべき点は次のとおりである。

(1) 工事の能率的施工の環境

北陸地方は冬期天候に恵まれないので、比較的降雪の少ない12月までに、本工事を完了させることが大切となる。

また、管理用道路の築堤は本工事に先行し数ヶ月前までに施工を終り、圧密の促進と本工事の能率的施工を図れるよう態勢を作る必要がある。

(2) 法面の湿潤線の低下対策

掘削に当たっては3～4段階掘削とし、一挙に掘削することなく1週間程度の日数を置いて掘削し、湿潤線を下げる。

(3) 掘削面の浮上り現象は不可避であり、掘削完了後再度浮上り面の整形作業を行うことがないよう、予め浮上り高を予測し、余掘りに対応し能率を上げる。

(4) 施工管理

軟弱地盤上のブロック・マット敷設であり、排水路の機能を損わない範囲で幅のある管理基準を設ける。

また、設計段階でも通水断面に5%程度の余裕を持たすことも必要である。

(5) 積算データ

施工現場の条件により、能率が大きく変化する。従って、実際の施工歩掛を調査し対応する必要がある。

5. おわりに

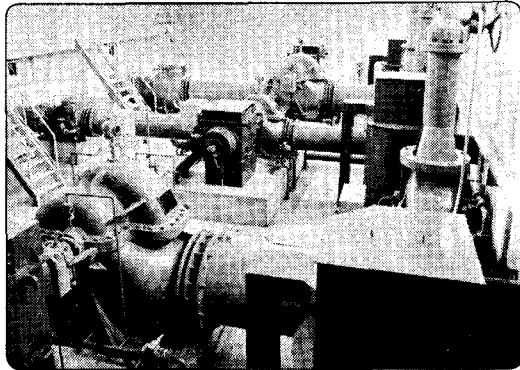
軟弱地盤上の堤防高の比較的高い排水路工事において、経済性や施工性に秀れたコンクリート・ブロック・マット法面保護工の施工を行うについて、種々検討を行い、更にその施工の可能性や施工上の留意点を把握するため試験工事を実施したが、幸いにも紹介した通り良い結果を得ることが出来た。

昭和60年度工事は、この成果を基に設計、積算を行い、上流部約900mについて同一工法により9月より着手し、現在順調に工事は推移している。

この工法を検討、実施するに当たり、特に試験工事のデータ観測や整理について、工事を担当した日本国土開発株式会社掘内現場代理人、又測定結果の考察に有益な判断を戴いた日本水工コンサルタントの守谷正博氏に、この紙上をお借りして感謝を申し上げます。

〔補足説明〕

コンクリート・ブロック・マットとは、合成繊維から作られたフィルター・クロスの上に、コンクリート・ブロックを接着し固定された耐久性や通水性の大きい土木資材で、主として中下流河川の護岸、道路等の盛土法面の保護に使用されている。ブロック・マットは工場で製品化されたものを施工現場にトラックで搬入し、クレーンで敷設する。通常棒鋼(D19%)又はプラスチック杭を地面に打込み固定する方法がとられ、特別な技能を要

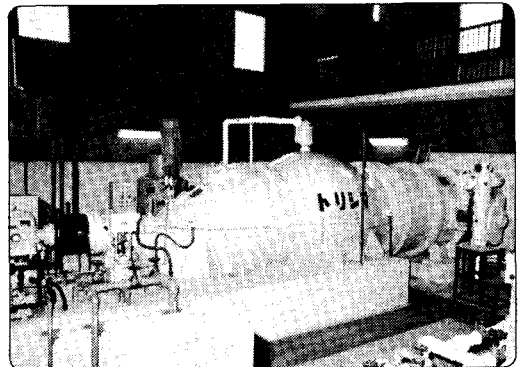


揚水用両吸込うず巻ポンプ、口径：900×800mm、370 K W  
農林水産省殿関東農政局 新宿揚水機場納

荒野を  
みのり豊かな  
大地に

トリシマ  
ポンプ

トリシマの  
使命です



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



株式  
会社 西島製作所

本社・工場 大阪府高槻市宮田町一丁目1番8号  
☎0726-95-0551(大代)

営業所 大阪、東京、名古屋、福岡、札幌、仙台、  
広島、高松、那覇、横浜

出張所 佐賀、宇部、新潟

# 重粘土地帯における牧草畑地かんがい

駒 井 明\*

目 次	
1. はじめに.....	20
2. 地域の自然条件.....	20
3. 牧草かんがい試験結果.....	22
4. おわりに.....	33

## 1. はじめに

網走管内の西北部、オホーツク海に面した西紋地域（紋別市の西方域の意）の農業は、戦前の畑作経営から戦後の緊急開拓時代を経る間に、数度にわたる悲惨な冷害の洗礼を受けたが、その後、適地適作方式による酪農経営へと逐次選択的拡大を図り発展してきた。しかし、この地域一帯には、早ばつ、湿害のいずれも被りやすい「重粘土」と称される特殊土壌が広く分布しており、暗渠排水を主とする一次排水改良が先行して施行されたが、反面、牧草生育期間の降水量が約500mm(5~9月)と極めて少ないこと等が起因し、早天が少し続くと早ばつによって牧草の生育に大きな影響を及ぼし、近年では昭和51年、53年、54年、55年、57年、59年と毎年のように早ばつが発生し、粗飼料の充分な確保ができず、地域農家の経営を悪化させる主因となっている。

この対策として、畑地かんがいによる粗飼料生産の安定、多収を望む声が高まったが、牧草を対象作物としたかんがいに関する試験研究は、数年前から大学、試験研

究機関において実施されているものの、重粘土地帯で実施する湿潤かんがいの諸元や効果に関する基礎データが少なく、その適用性の確認及び大規模に事業化する場合の検討が必要であった。

この報文は、以上のような背景のもとに行った現地試験調査、解析の結果を紹介するものである。調査は、大学、試験研究機関等の研究者で構成された「牧草かんがい検討委員会」の指導、助言のもとに、雄武町に現地試験圃場を設置し、各種試験を行ってきた。

## 2. 地域の自然条件

### (1) 気象条件

雄武地域はオホーツク海気候圏に属し、農耕期間(5~9月)はオホーツク高気圧の影響を強く受ける。平均気温は14.0°Cで北海道内他地域と比較して2~5°C低く推移している。最近20カ年の農耕期間の降水量は平均507mm(月平均100mm)、少ない年ではわずか229mm(月平均46mm)と降水量の少ない地域である。また、5~6月上旬には、フェーン現象による乾燥した強い西風(日向風)が吹き、かんばつ被害を助長している。

この地域の採草地は、年間2~3回収穫され、7~10年で更新されているが、牧草の生育上かなり支配的要素と思われる降水量とその分布状況を類型判定の主たる指標とし、気温、日照時間、湿度、風速、連続早天日数等の生起確率を補足的な指標として、最近20カ年の早ばつ発生年を類型区分すると、1番草の生育期間に牧草の正常生育を阻害する降水量不足が発生する「1番草型」と、2番草に発生する「2番草型」、及び、1、2番草ともに早ばつが発生する「混合型」の3類型に区分できる。各類型の代表年はそれぞれ、S.43年、S.54年、S.51年でその降水量分布を図-2に示す。この地域では年間牧草収量の約6割を1番草に依存するため、2番草型<1番草型<混合型の順で早ばつ被害が大きくなる。

各番草別の連続早天日数及びその発生頻度を表-1に示す。連続11日以上の上の早天日数の発生状況は、1番草で

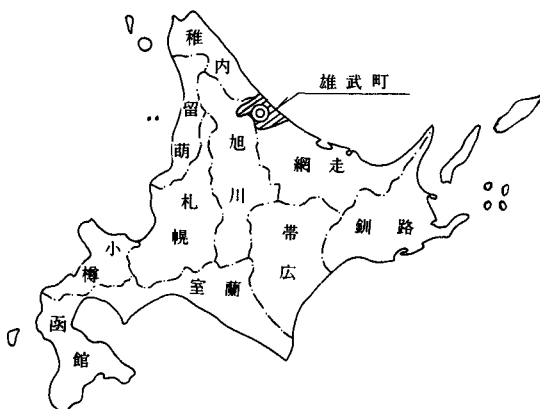


図-1 雄武町の位置

\* 北海道開発局網走開発建設部斜里地域農業開発事業所

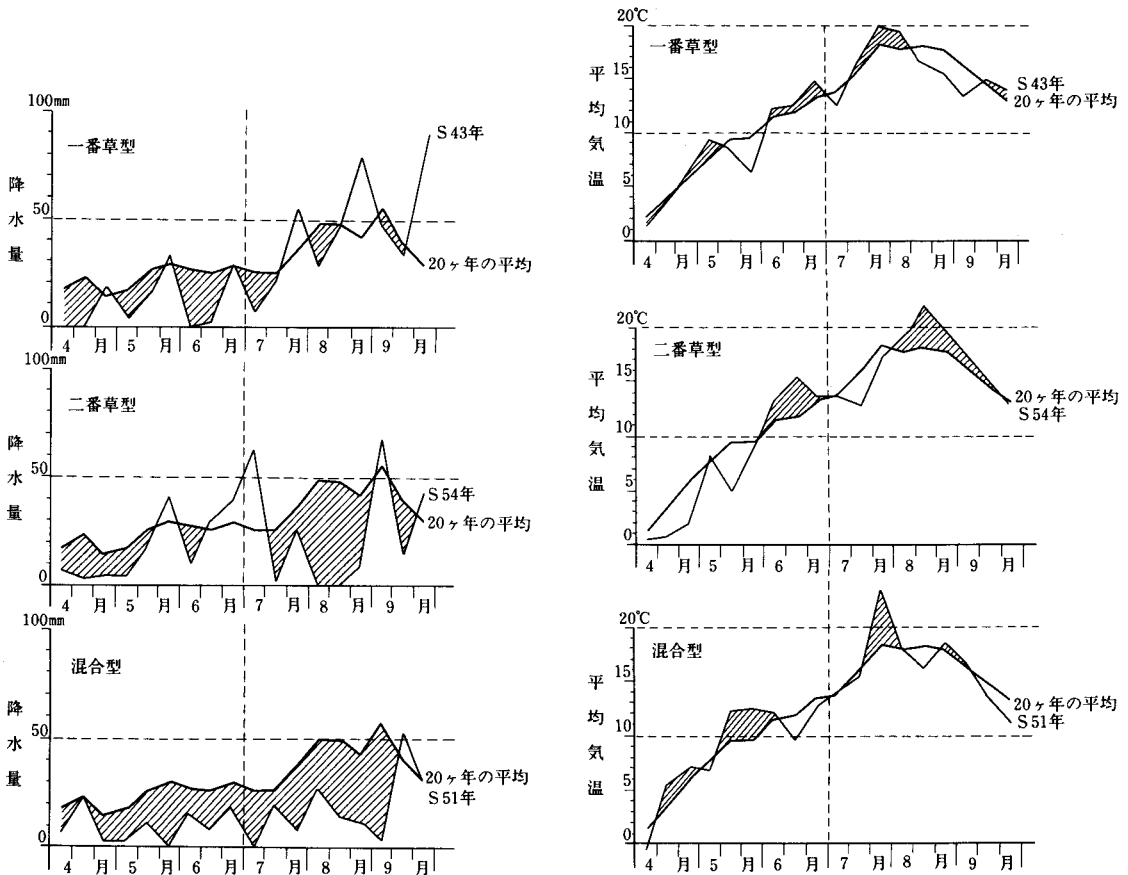


図-2 類型代表年の降水量及び気温

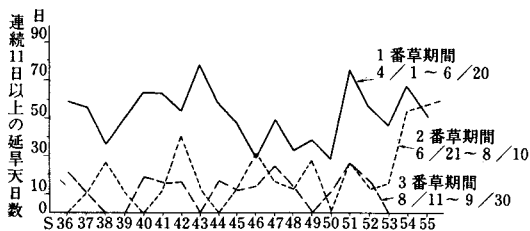


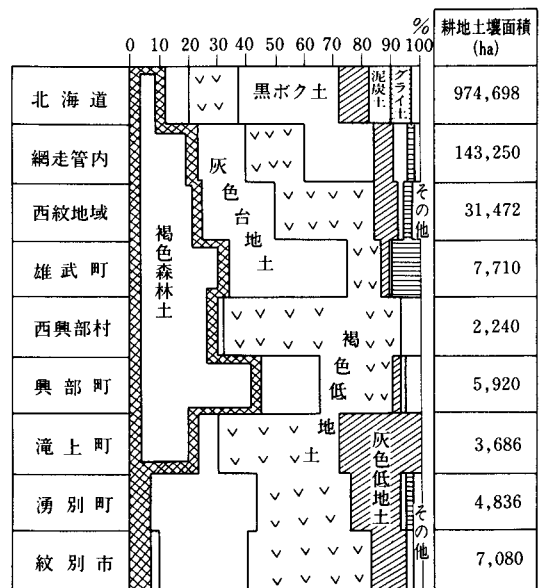
図-3 各番草毎の連続11日以上延干日数発生状況

平均18日×3回，2番草で平均16日×1.1回，3番草で14.5日×0.8回となっており，梅雨のない当地域では1番草生育期間に集中的に発生している状況がうかがえよう。

(2) 土壌条件

雄武地域には3～4段に識別される海岸段丘が広く発達し，細粒質段丘堆積物を母材として，微地形による水分環境の差異に応じて酸性褐色森林土を主体に疑似グライ土及び泥炭質台地グライ土が複雑に分布している。

段丘が中小の河川により開析された沖積低地には，褐色低地土，灰色低地土，グライ土，泥炭土が分布してい

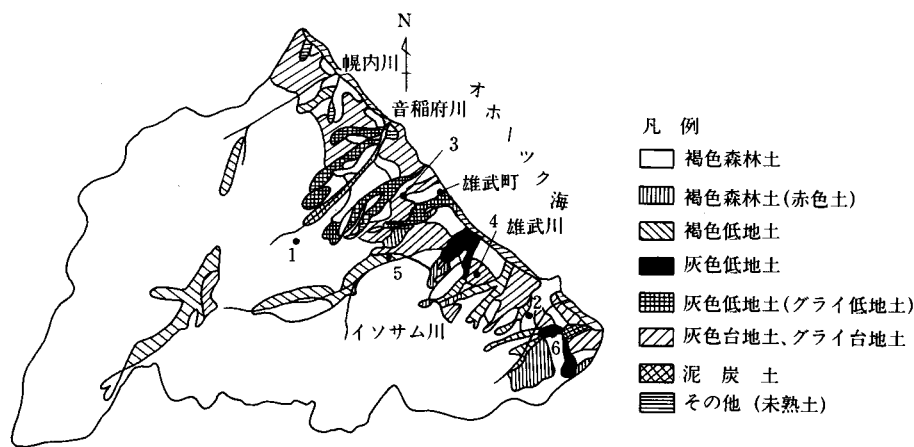


(地力保全調査結果に基づく)

図-4 主要土壌の分布状況

表一 S36~55 (20カ年間) における連続旱天日数の発生状況 (4/1~9/30)

	1 番 草			2 番 草			3 番 草		
生 育 期 間	4/1 ~ 6/20			6/21 ~ 8/10			8/11 ~ 9/30		
期 間 日 数	81 日			51 日			51 日		
総 旱 天 日 数	1,484 日			808 日			713 日		
同 上 年 平 均 / 期 間 日 数	74.2/81=92%			40.4/51=79%			35.9/51=70%		
最 大 連 続 旱 天 日 数	S. 54. 4. 1~5. 15 (45日)			S. 55. 6. 19~7. 22(34日)			S. 47. 8. 22~9. 15(25日)		
連 続 旱 天 の 発 生 状 況	① 延回数	② 延日数	③ 年平均回数	①	②	③	①	②	③
5 日 連 続 以 下	58回	167日	3日×2.9回	76回	203日	3日×3.8回	99回	247日	2.5×5.0回
6 ~ 10 日	32	253	8日×1.6	33	262	8×1.7	32	238	7×1.6
11 ~ 15 日	30	383	13×1.5	14	178	13×0.7	10	122	12×0.5
16 ~ 20 日	11	191	17×0.6	3	53	18×0.2	5	86	17×0.3
21 日 連 続 以 上	18	490	27×0.9	4	112	28×0.2	1	25	25×0.1
参 考									
6 日 連 続 以 上	91	(81%) 1,317	14.5×4.6	54	(59%) 605	11.2×2.7	48	(46%) 471	7.8×2.4
11 日 連 続 以 上	59	(66%) 1,064	18×3.0	21	(34%) 343	16×1.1	16	(23%) 233	14.5×0.8



図一五 雄武町土壤図

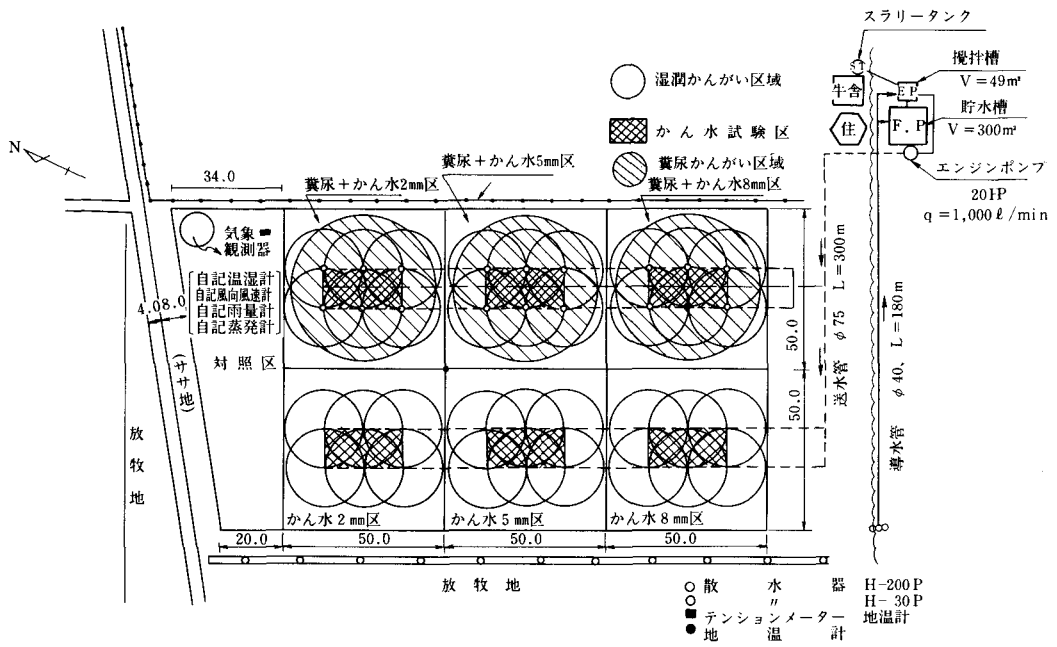
る。主要土壤の分布状況を図一四及び図一五に示す。

融雪直後の土壤孔隙は土壤水で満たされているが、全体的に保水力が小さくまた、細粒質なため透水性が悪いので牧草生育の初期段階では湿害を受けやすい反面、生育が旺盛になる5~6月にかけて降水量が不足すると短期間のうちに深部の土壤水分をも消費しつくしてしまい、早ばつ被害をひきおこす。

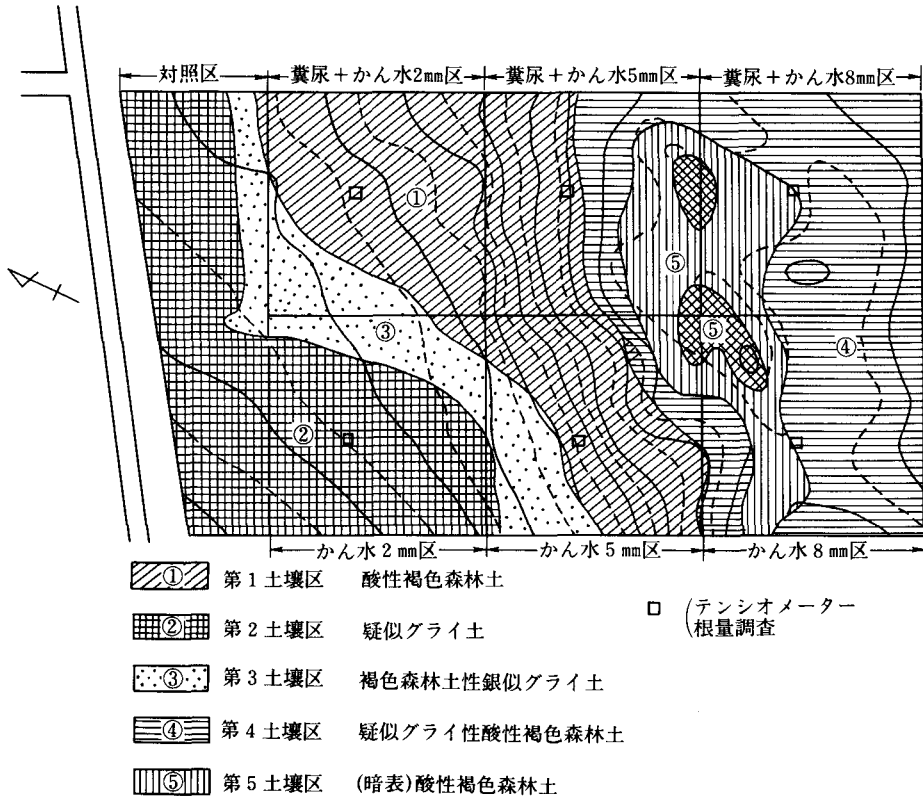
### 3. 牧草かんがい試験結果 (昭和54年~昭和57年)

#### (1) 試験圃場の概要

- ① 位置：北海道紋別郡雄武町字拓成587番地  
北緯44°35' 東経142°56'
- ② 標高：56~60m
- ③ 地形：1~9°の緩波状傾斜の台地
- ④ 母材：第2段丘堆積物と呼ばれる平坦面を形成している粘土層からなり、安山岩、流紋岩を母岩とする礫層を挟んでいる。いわゆる重粘土層と称される。
- ⑤ 土壤：疑似グライ土~酸性褐色森林土からなり5



図一6 試験区設置図



図一7 土壤区分図試験圃場

土壤区に分類される。排水性、保水性は比較的不良で、作土層直下から密な土層となり湿潤時には停滞水も観察される。

⑥ 前歴：S.33一般畑として開墾

S.34暗渠排水施工（間隔12m）

S.44草地造成，土壤改良，砂客土

⑦ 草種：オーチャード，チモン，赤クローバ，ラジノクローバの混播草地。マメ科率に若干のバラツキがあるものの，草生は均一である。

(2) 試験区の構成

① かん水区  $50\text{m} \times 50\text{m} = 2,500\text{m}^2/\text{区} \times 6\text{区} = 150\text{a}$

② 対照区  $(34\text{m} + 27\text{m}) \div 2 \times 100\text{m} = 27\text{a}$

表—2 施 肥 量

肥料名	かん水区				かん水+糞尿			
	施用量	N	P	K	施用量	N	P	K
化成肥料 A コー プ 1 2 2	kg/10 a 40	kg 4	g/l 8	kg 8	kg/10 a 40	kg 4	kg 4	kg 8
牛ふん尿スラリー (原 液)	—				kg/10 a 2.5	希釈スラリーの成分分析 結果による。		

表—3 施 肥 実 績

年 度	時 期	月 日	かん水	かん水+糞尿		施肥成分量 (kg/10 a)			備 考
			化成肥料	化成肥料	スラリー	N	P	K	
54	春 先 1 番草刈取後 2 番草刈取後 晩 秋	4 月	スラリー m <sup>3</sup> /10 a 3.5		m <sup>3</sup> /10 a 3.5				原 液  7 倍希釈 7 倍希釈
		7/10	kg/10 a 40	kg/10 a 40	3.4	4	8	8	
		9/11			3.4				
		10/23							
55	春 先 1 番草刈取後 2 番草刈取後 晩 秋	4/24	kg/10 a 20	kg/10 a 20		2	4	4	7 倍希釈 7 倍希釈 7 倍希釈 7 倍希釈
		5/ 9			m <sup>3</sup> /10 a 3.5	5.2	1.5	8.3	
		6/26	10	10		1	2	2	
		7/ 2			5.25	6.9	2.2	9.4	
		8/18	10	10		1	2	2	
56	春 先 1 番草刈取後 2 番草刈取後 晩 秋	5/ 7	kg/10 a 20	kg/10 a 20		2	5	3	7 倍希釈 7 倍希釈 4 倍希釈 7 倍希釈 7 倍希釈
		5/14			m <sup>3</sup> /10 a 3.5	4.4	0.7	4.9	
		7/17	10	10		1	2.5	1.5	
		7/17			m <sup>3</sup> /10 a 3.0	8.6	1.7	9.6	
		9/ 3	10	10		1	2.5	1.5	
57	春 先 1 番草刈取後 2 番草刈取後	4/27	kg/10 a 20	kg/10 a 20		2	5	2.4	7 倍希釈 7 倍希釈 7 倍希釈 7 倍希釈
		5/ 7			m <sup>3</sup> /10 a 3.5	4.3	2.2	3.5	
		6/30	10	10		1	2.5	1.2	
		6/30			m <sup>3</sup> /10 a 5.25	8.3	3.7	8.0	
		8/23	10	10		1	2.5	1.2	
	8/23			m <sup>3</sup> /10 a 3.5	4.3	1.8	5.1		

表-4 かん水実績

年 度	生育区分	生育期間	生育日数	かん水量			降 水 量	有効雨量			日当りかん水量		
				2mm区	5mm区	8mm区		2mm区	5mm区	8mm区	2mm区	5mm区	8mm区
54	1 番 草	5/ 1~ 6/26	57日	—	—	—	126	43	64	64	0.8	1.1	1.1
	2 番 草	6/30~ 8/23	55日	56	140	224	108	52	85	95	2.0	4.0	5.8
	3 番 草	8/29~10/ 9	42日	17	65	148	283	75	135	173	2.2	4.8	7.6
55	1 番 草	5/ 1~ 6/20	50日	65	170	235	145	31	58	95	1.9	4.5	6.5
	2 番 草	6/23~ 8/ 7	46日	84	210	256	48	8	19	29	1.9	5.0	6.2
	3 番 草	8/11~10/ 8	59日	28	89	172	132	64	78	78	1.6	2.8	4.2
56	1 番 草	5/ 1~ 6/19	50日	34	85	128	166	31	70	109	1.3	3.1	4.7
	2 番 草	7/14~ 8/24	41日	14	35	76	361	64	165	179	1.9	4.9	6.2
	3 番 草	8/31~10/16	47日	—	—	—	211	79	121	148	1.7	2.6	3.1
57	1 番 草	5/ 1~ 6/18	49日	43	116	168	77	19	25	46	1.3	2.9	4.4
	2 番 草	6/26~ 8/10	46日	44	124	194	94	36	68	72	1.7	4.2	5.8
	3 番 草	8/20~10/18	59日	—	—	—	138	58	114	115	2.3	1.9	2.0

③ 試験区 かん水区内に24m×12m=288 m<sup>2</sup>×6区=17.28 a(散水量管理)

(3) 施肥計画及び実績

酪農地帯で必然的に発生する牛ふん尿の有効利用を畑地かんがいの多目的利用の一環としてとり込むこととし、土壌水分管理状態の差異による条件設定に一部牛ふん尿施用を加えた試験区構成を採用したため、施肥計画を2区分とした。

① 施肥計画

② 牛ふん尿スラリー施用量

乳牛の多頭飼育に伴って発生する大量のふん尿処理利用技術の確立は、その肥料資源利用の側面と畜産公害防止の両面から、酪農経営体にとって重要な意義を有する。牛ふん尿スラリー施用量の決定に当たっては、肥料としての適正利用の観点に立ち、最近までに知り得た施用限界量に留意しつつ、次の条件を検討した。

(ア) 牛ふん尿は散水かんがい施設を利用し、7倍希釈スラリーとして供試草地に散布する。

(イ) 10a当たり年間牛ふん尿施用量は、計画目標収量水準で飼養可能な乳牛頭数から産出されるふん尿量をふん尿かんがい可能面積に還元するものとして算出する。この結果、25 m<sup>3</sup>/ha/年を施用する。

(ウ) 施用時期、期別施用分量は、計画目標における3番草までの収穫割合に基づき、融雪後、1番草刈取後、2番草刈取後、3番草刈取後の4期に分割して施用する。

③ 施肥実績

(4) かん水計画及び実績

① かん水量の設定

かん水量の処理間差による畑地かんがい効果を明瞭

にするため、下記の試験区設定とした。

(ア) 2mm区

一般畑作物で測定されている日消費水量から推定し、土壌水分状態が一定の期間内において乾湿がくり返される水分環境を保持する区。

(イ) 8mm区

他のかんがい試験等で測定された最大日消費水量を参考にし、常時十分な土壌水分環境を保持する区

(ウ) 5mm区

両区の間中間的な水分環境を保持する区。  
1回当たりの散水量は、土壌水分恒数測定結果からTRAMを40mmとし、(かん断日数7日)×(各区の日かん水量)を毎火曜日散水することとし、8mm区は散水量が大きくなるため、毎火、金曜日の2回に分けて散水することとした。散水量の確認は各区10カ所の計量カップにより測定した。

② かん水期間 5~8月

③ かん水強度

小型スプリンクラ(H30P)を配置し、散水量管理の精度確保する。かん水強度は10mm/hrとする。

④ 有効雨量

圃場に設置した雨量計で観測された降水量のうち5mm以上TRAMまでの降水量から土壌中の残存量を差し引いてかん水量を調節することとした。

⑤ ふん尿かんがい

春先、1番草後、2番草後、晩秋の4期に分け、7倍希釈スラリー25m<sup>3</sup>/ha/年を各期1:2:1:2の割合で散布する。

⑥ かん水実績

各年の降水量の変動を反映させた散水管理を行った

結果、表-4に示すかん水実績が記録されている。  
 (かん水量+有効雨量)÷(各番草毎の生育期間)で求められる平均日当たりかん水量によってかん水状況をみると、2mm区ではほぼ目標通りのかん水管理が行えたが、5mm区、8mm区では若干目標を下回るかん水管理であった。また、有効雨量についてはそれぞれの区毎に残存量に基づき7日間断でかん水量を算出した結果、各処理区間で差異が生じているが、土壌水分状態から検証すると2mm区ではやや過少に、8mm区ではやや過大に見積られている。

(5) 気象経過

調査各年度の気象特性は、平均値でマクロに把握できるが、牧草生産技術体系に畑地かんがい技術の導入を図る場合、特に厳密なかん水量管理や生育ステージ毎の最適かん水技術マニュアルの作成等を意図する本調査ではミクロな観点から牧草の生育、収量との関係を解析・評価するための気象調査が必要である。観測項目は、気温、降水量、湿度、蒸発量、風向、風速及び地温について長期自記計を設置し観測した。その結果の代表例として、牧草生産の支配要素である降水量、気温の傾向を図-8～図-11に示す。調査4カ年間の4～9月の降水量は、昭和56年が平年を上回った外はいずれも平年差-120～-200mm程度少なく、昭和54年は「2番草型」、昭和55年、57年は「混合型」の早ばつ被害が発生している。

湿度と蒸発量には負の相関があるが、風速との関連性

もあり、定量的にその関係を分離できなかった。定性的傾向としては、5mm/日以上蒸発量を記録するのは5～6月のフェーン現象に伴う強風乾燥時に多く、湿度50%以下、風速10m/s前後の条件で発生している。風向と風速の間には一定の傾向がみられ、内陸の天塩山地から吹き下ろす西風の卓越する時期は最大風速が大きく、湿度が低下する傾向にあり、東～南東のオホーツク海側から吹く風は弱く、低温気味で海霧が発生したり時雨模様になる場合が多い。

(6) 土壌水分調査

池田式S-7型畑地用テンシオメータにより、各試験区毎に深度50cmまでの各10cm層厚毎の土壌水分を測定し、別途砂柱法及び加圧板法により測定したpF～含水率を用いてFC、RAM、SMEP、TRAM及び日消費水量を算出した。

試験地の土壌は、固相率50%前後、シルト、粘土の占める割合が褐色森林土で75～80%、疑似グライ土で90%に達する重粘土であり、その土壌水分特性は図-12に見るように含水率は高いが、高水分張力Fの含水率も高いため、植物体が容易に利用できるpF1.5～3.0の土壌水分の絶対量が小さいことにある。このため乾燥しやすく、かつ過湿になりやすい二面性を示す。

シリンダー法による供試地のベッシックインテークレートは80mm/hr、また地域内の調査結果は表-5に示すとおりであり、意外と大きい値を示す。

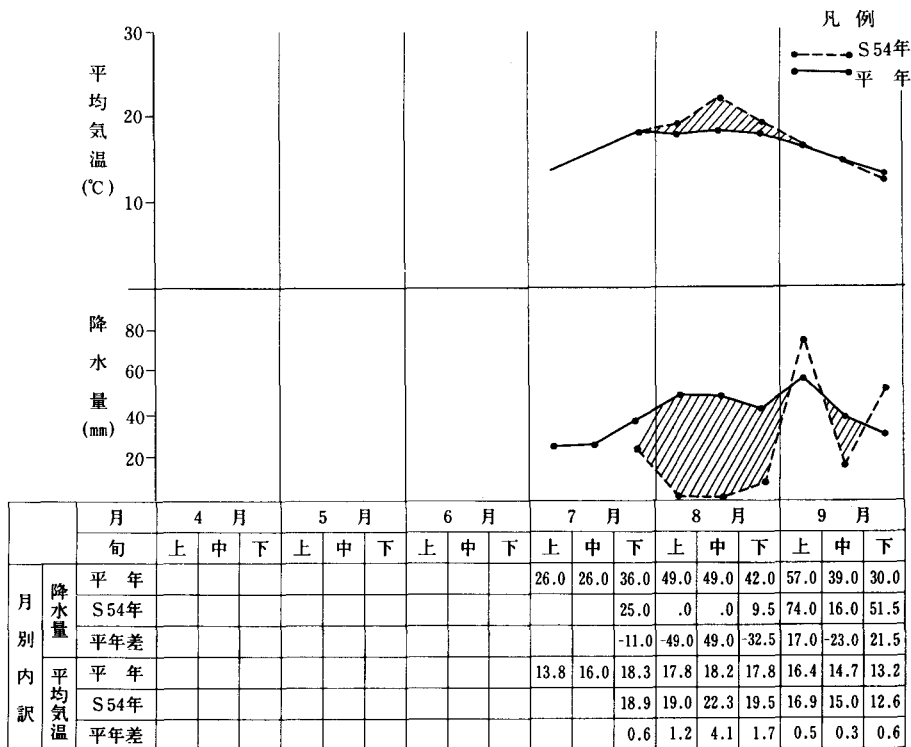


図-8 気温と降水量 (昭和54年)



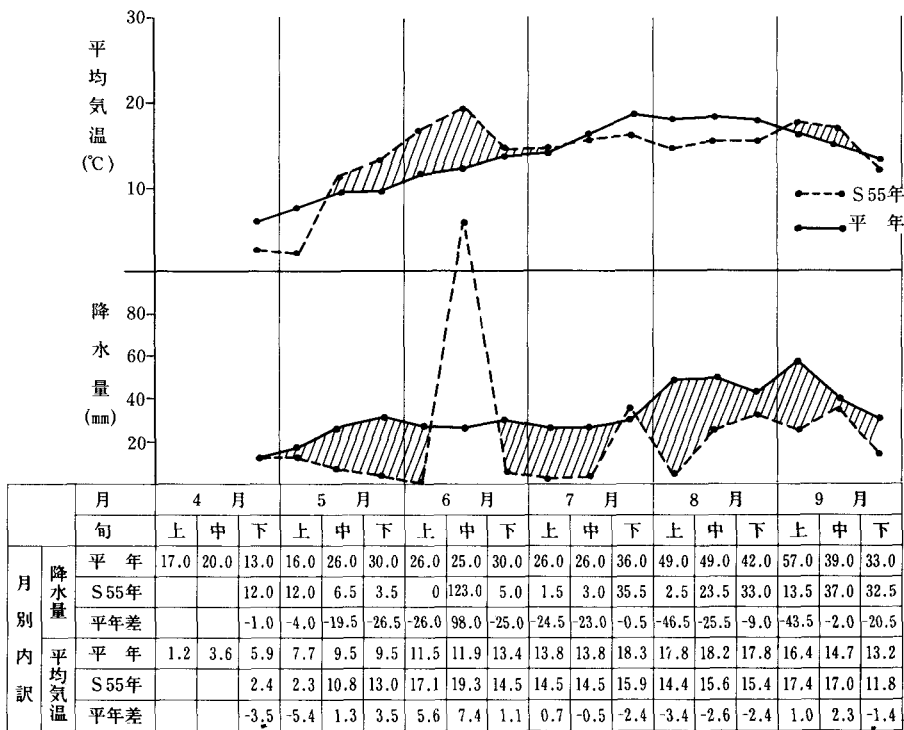


図-9 気温と降水量（昭和55年）

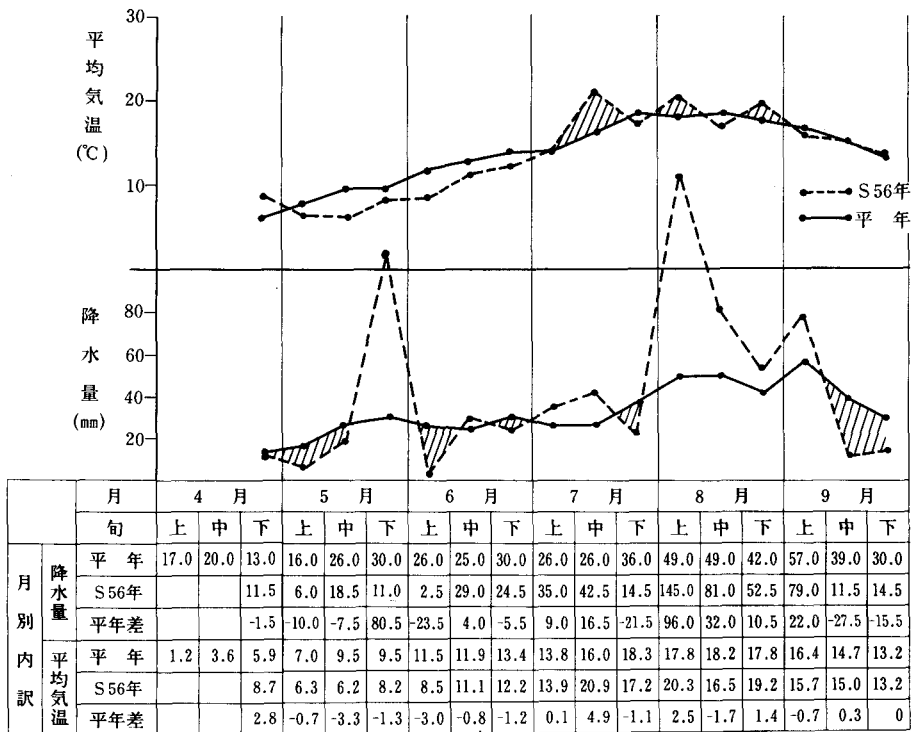


図-10 気温と降水量（昭和56年）

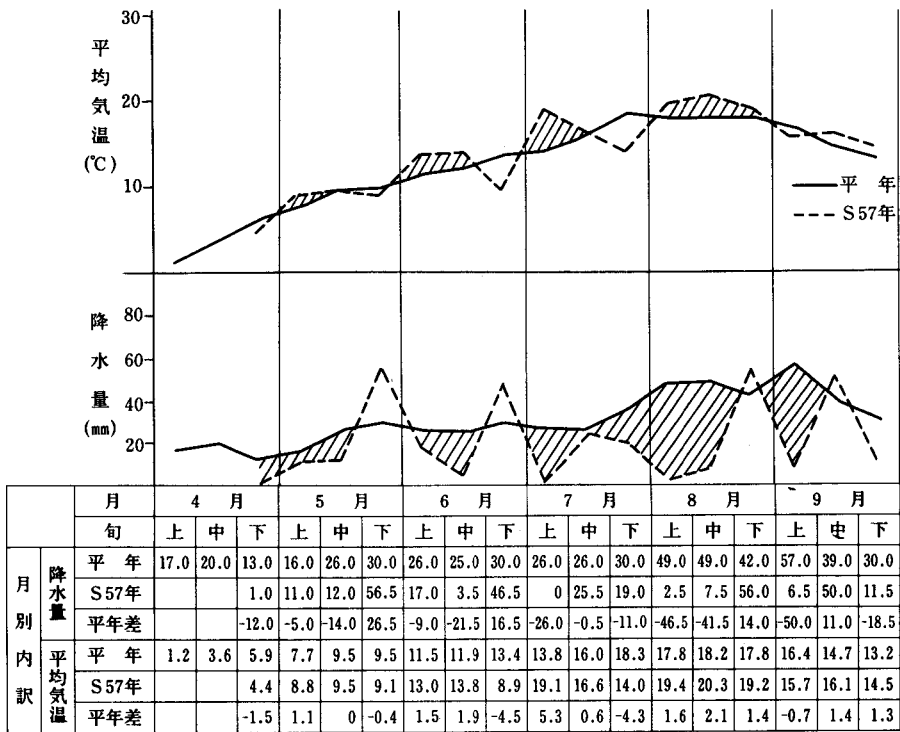


図-11 気温と降水量 (昭和57年)

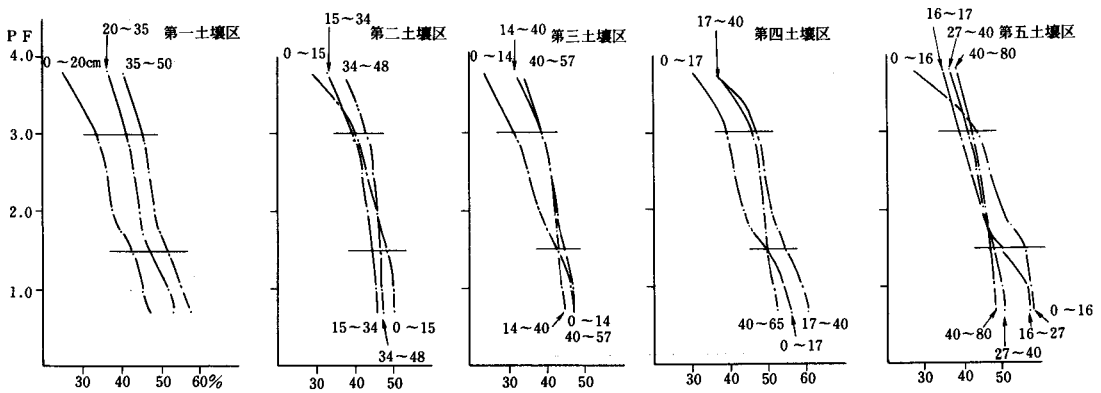


図-12 pF~含水率曲線

表-5 ベーシックインテークレート

土壌名	積算浸入量 $D = CT^n$	浸入速度 $I = 60 \text{ cm } T^{n-1}$	ベーシックインテークレート mm/hr	備考
褐色森林土	$D = 16.8 T^{0.65}$	$I = 657.5 T^{-0.35}$	101.2	①
〃	$D = 14.9 T^{0.68}$	$I = 607.1 T^{-0.32}$	112.9	②
疑似グラ仕	$D = 16.5 T^{0.65}$	$I = 612.3 T^{-0.35}$	98.8	③
〃	$D = 29.0 T^{0.53}$	$I = 923.5 T^{-0.47}$	65.1	④

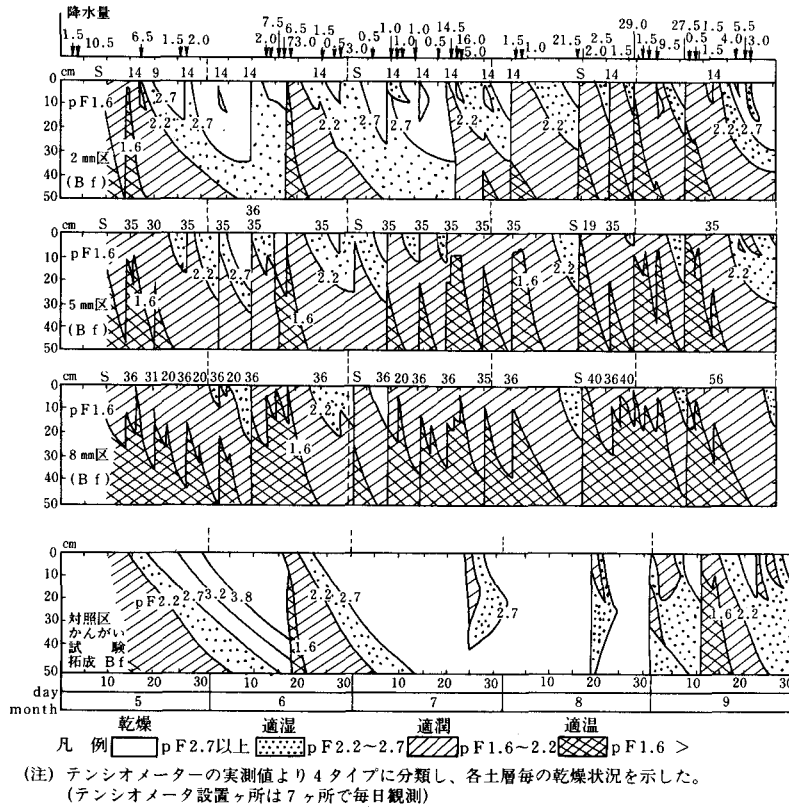


図-13 土壌水分の推移 (昭和55年)

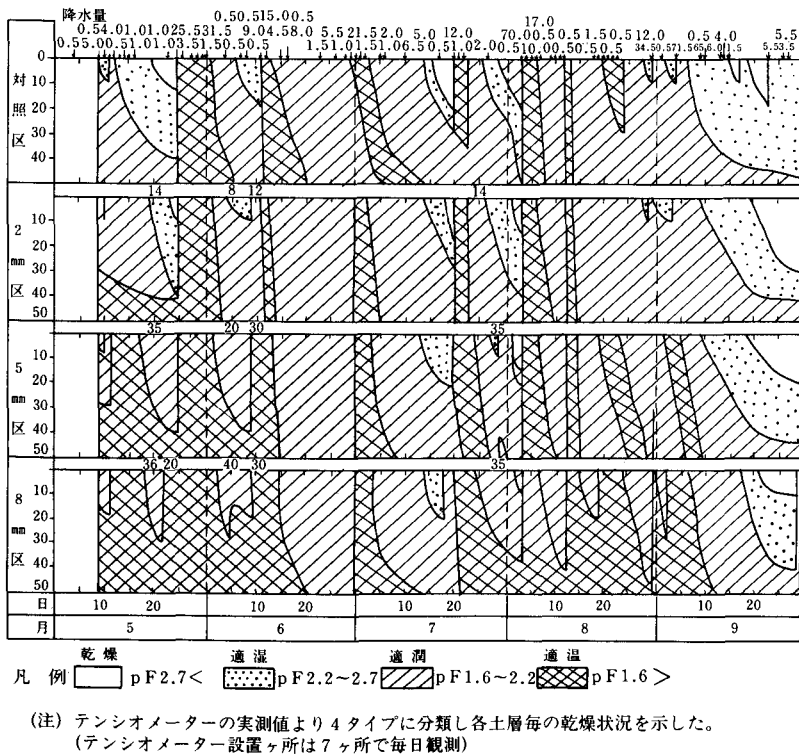
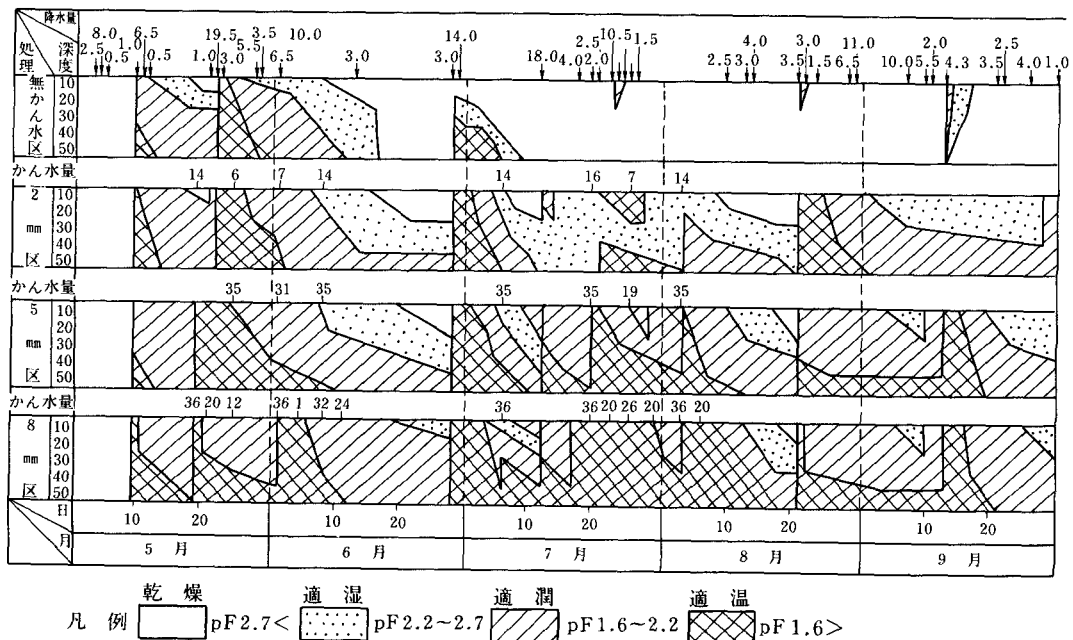


図-14 土壌水分の推移 (昭和56年)



図一五 土壤水分の推移 (昭和57年)

次に、昭和55年～57年の調査期間における土壤水分観測結果の概要をまとめると、以下のとおりである。

① 昭和55年

対照区の5月下旬の観測値が示すように、融雪水で満たされていた土壤水分は4～6月にかけて消費され続け、その後自然降雨による一時的な回復はあっても土壤の乾燥が進行しているため補給が追いつかず、9月の多雨期に至るまで過乾燥状態が深部に継続している。

これに比べて、2mm区では各回の散水によりなお全土層への水分補給は十分とはいえないが、乾燥交互の水分ストレス状態に管理されていることが明らかであり、8mm区では下層土が  $pF 1.6$  以下の状態にある期間が多く、常に湿潤な水分環境に保たれている。5mm区の傾向はこれらの中間にあるが、やや8mm区に近い土壤水分環境にあるといえる。

② 昭和56年

各月を通して、10mm/回以上の降雨があり、対照区では生育期間を通じて適潤 ( $pF 1.6 \sim 2.2$ ) で経過し、9月下旬に下層まで乾燥している。かん水区では下層が過湿気味に経過し、その傾向は多量かん水区で著しいが、作物への過湿による障害が出ることはなかった。

③ 昭和57年

6月中旬以降、まとまった雨が少なく、対照区では9月まで乾燥状態が続いた。かん水区の傾向は昭和55年と同様であった。

(7) かんがいによる牧草の増産効果

各試験区内の調査対象区画 (12×24m精密かん水量管

理区画) からそれぞれ3個の坪刈りを行い、生草収量、乾草収量及び栄養価分析によってかんがい効果を評価した。昭和54～57年の4カ年のうち、昭和54年は試験圃場及び、散水施設の設置が7月下旬までずれ込んだため1番草にかんがいすることができなかった。昭和55年～57年の調査結果は次のように要約される。

昭和54年、55年のような著しい乾燥年にあっては、5mm区、8mm区のような多量かん水区の増収効果はめざましいが、2mmの少量かん水区と比べると増収効果はそれ程高いとは認められず、かん水コストと効果のバランスが良くない。このことは、乾物収量、栄養収量においても多量かん水区と少量かん水間でかん水量差による効果の差としては顕著に表われていないことからうかがえる。オホーツク沿岸地帯は年間の降水量変動が大きく又農耕期間中についても乾燥年、湿潤年が錯綜して出現する。湿潤年も3年に1回程度現われ、昭和56年が該当するが、このような湿潤年にあっては多量かん水が負の効果をもたらすこともある。多年生作物である牧草は、その年の生育状況が翌年度の生育にも影響するため、数年間にわたり安定的な生育状態を保持できる環境づくりが必要である。3年間の極端な気象変動条件下にあっても2mmかん水区が極めて安定した増収効果をもたらし、特に湿潤年にあっても定期的な土壤水分管理のもとでかん水効果が高かった点は注目されよう。5mm、8mmの多量かん水区も乾燥年には増収効果が高かったが、増収率の頭打ちや、湿潤年での増収率の低下が確認された。

刈取期別にみたかん水の効果は、2、3番草においても収量比ではかなり高い効果が認められるが、これは、2、3番草の場合、対象区の収量が低下する傾向があり、相対的にかん水効果が高く表われること、また少量かん水によって刈取直後の施肥効果が早期に発現し、再生が促進されるためと思われる。またかんがいにより、2、3番草のマメ科率が高くなる傾向が認められ、飼料としての品質向上効果も期待される。かん水+牛糞尿系列の3番草は、3カ年を通じて2mm>5mm>8mm

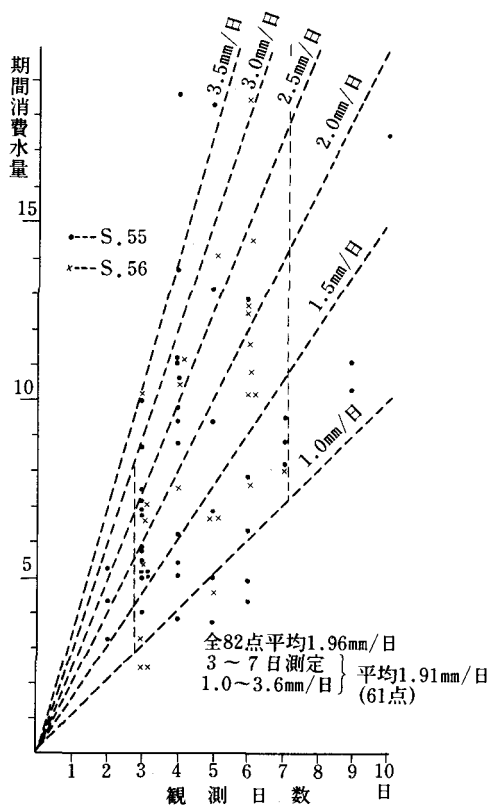
かん水区の順に収量が高く、多量かん水区が劣った。これらの原因としては、多量かん水に起因する土壤環境の悪化とともに、牧草の再生力の低下、過繁茂、あるいは少量かん水区の牧草の早ばつ耐性の強化など種々の要因が考えられる。この地方では、2番草生育期以後は一般的に降雨量も多くなり、牧草の生育量は1番草よりも低下するので、水の要求度合は相対的に少なくなるものと考えられる。3番草では気温が下降しはじめ、降水量の増加と日照時間の減少によりかん水の必要性はさらに少

表一六 昭和3カ年平均(55.56.57年)牧草かんがい試験生育収量調査結果

番草 施肥 かん水量	1 番 草 ( 月 日 )								2 番 草 ( 月 日 )								
	かん 水 区				かん水+糞尿区				かん 水 区				かん水+糞尿区				
	対照 区	2mm 区	5mm 区	8mm 区	対照 区	2mm 区	5mm 区	8mm 区	対照 区	2mm 区	5mm 区	8mm 区	対照 区	2mm 区	5mm 区	8mm 区	
生草収量	kg	1,480	1,913	1,927	1,827	1,730	2,977	2,730	2,787	853	1,353	1,447	1,413	993	1,650	1,550	1,340
生草比	%	100	129	130	123	100	172	158	161	100	159	170	166	116	193	182	157
乾物収量	kg	329	405	397	377	380	541	537	512	186	266	275	277	224	294	287	262
乾物比	%	100	123	121	115	100	142	141	135	100	143	148	149	100	131	128	117
乾物率	%	22.2	21.2	20.6	20.6	22.0	18.2	19.7	18.4	21.8	19.7	19.0	19.6	22.6	17.8	18.5	19.6
マメ科率	%	11.3	7.7	9.0	13.2	2.2	0.9	0.9	0.1	16.3	20.4	11.5	18.5	3.7	3.7	2.7	1.0
TDN収量	kg	189	237	234	226	224	318	315	297	123	166	172	172	136	182	175	156
TDN比	%	100	125	124	120	100	142	141	133	100	135	140	140	100	134	129	115
DCP収量	kg	22.1	27.6	28.1	30.2	25.7	46.8	41.8	39.1	19.8	29.5	28.4	29.9	20.3	33.9	30.3	25.8
DCP比	%	100	125	127	137	100	182	163	152	100	149	143	151	100	167	149	127
草たけ (イネ科)	cm																
草たけ (マメ科)	cm																
		3 番 草 ( 月 日 )								年 間 合 計							
生草収量	kg	550	1,170	1,050	1,093	897	1,600	1,450	1,140	2,883	4,437	4,423	4,333	3,620	6,227	5,730	5,267
生草比	%	100	213	191	199	100	178	162	127	100	154	153	150	100	172	158	145
乾物収量	kg	125	234	226	222	190	329	288	232	640	905	898	876	794	1,162	1,112	1,007
乾物比	%	100	187	181	178	100	173	152	122	100	141	140	137	100	146	140	127
乾物率	%	22.7	20.0	21.5	20.3	21.2	20.6	19.9	20.4	22.2	20.4	20.3	20.2	21.9	18.7	19.4	19.1
マメ科率	%	24.0	21.7	14.9	25.3	10.3	5.1	3.9	2.9	15.2	15.3	11.2	18.0	4.6	1.6	0.5	0.9
TDN収量	kg	92	162	155	153	132	221	192	158	434	560	561	551	492	721	683	611
TDN比	%	100	176	168	166	100	167	145	120	100	129	129	127	100	147	139	124
DCP収量	kg	17.2	29.0	26.6	27.0	22.6	43.4	32.3	25.0	59.1	86.1	83.1	87.1	68.6	124.1	104.4	89.9
DCP比	%	100	169	155	157	100	192	143	111	100	146	141	147	100	181	152	131
草たけ (イネ科)	cm																
草たけ (マメ科)	cm																

表一 雄武牧草かんがい試験地の畑地かんがい諸元

項目	諸元	
圃場容水量	pF 1.5 (43.1%~48.8%)	疑似グライ土ではやや下回っている。
生長阻害水分点	pF 3.0 (34.0%~40.8%)	( )書上段：酸性褐色森林土 下段：疑似グライ土
有効土層	50 cm	テンシオメータ観測値……50cm 深で約10%消費
制限土層	第1層	テンシオメータ観測値に基づく
SMEP (制限層)	33.3%~51.3%	酸性褐色森林土~疑似グライ土
TRAM	27~32 mm	



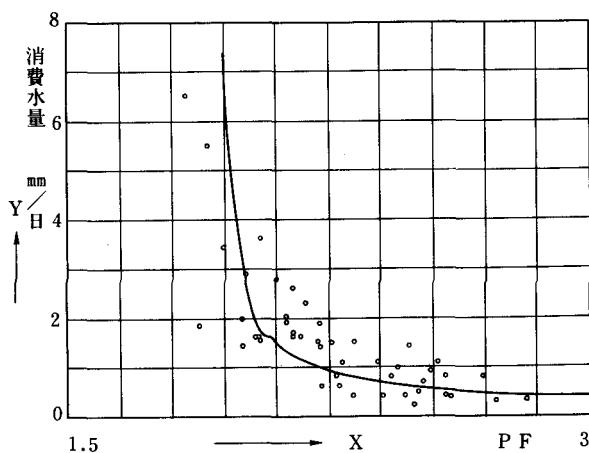
図一16 日消費水量測定結果

なくなると考えられるが、本試験では、2, 3番草に対するかん水効果は2~5mmの少量かん水で増収が得られている。2, 3番草の収量増は年間収量や栄養収量の底上げに寄与するので、この時期のかん水方式、肥培管理方式を検討することが重要課題であろう。

(8) 牧草畑地かんがいの諸元

オホーツク沿岸の重粘地に生育する牧草を対象とした畑地かんがいの諸元は、3カ年間の基礎調査結果から表一7のように帰結される。検討の細部は紙数の都合上割愛させていただくが、主要な点は次のように要約される。

① 日消費水量



図一17 土壌水分状態と日消費水量

各試験区で得られた全データによれば、土壌水分の少ない pF 2.0 以上の場合、ほとんど 2 mm/日以下を示し、更に pF 2.5 以上になると消費水量に大きな変化はみられず、1 mm/日以下であった。このように微視的にみれば土壌水分状態によっても日消費水量は変化すちが、かんがい計画は間断日数程度の期間の観測値の平均値を用いれば、土壌水分状態の相異による日消費水量への影響は消去し得よう。

② かんがい期間

牧草の多年生、多数回収穫という特質に着目し次の諸点を配慮してかんがい期間を決定することが妥当であろう。

- (ア) 牧草が活動しはじめる平均気温 5°C 以上となる日
- (イ) 根雪始終日、土壌凍結、融解期、融雪後土壌水分状態
- (ウ) 期別降水量分布

平均気温が 5°C 以上にある日と根雪終日とは最大約 20日間の違いがある年もあるが、平均的にみて両日はほぼ同じ時期である傾向がみられ、4月中~下旬である。また融雪直後の土壌水分は圃場容水量以上に保持されて

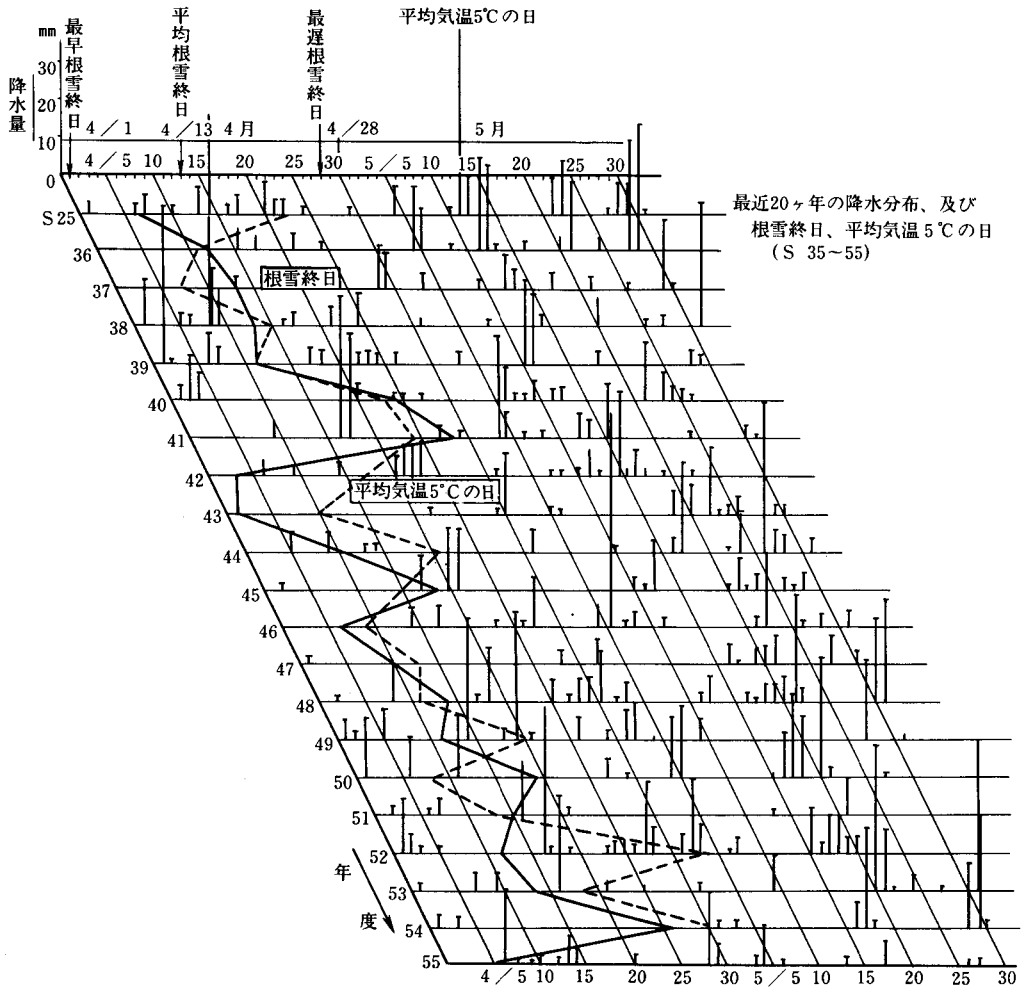


図-18 最近20カ年の降水分布及び根雪終日

おり（地下水排除も深部凍結により不十分）4月中のかんがいの必要性はかなり低い。

かんがいによって各番草毎の生育速度も早まり、3番草までの収穫を期待できることはこの試験結果からも明らかであるが、牡草の生理的水分要求度合や、翌年度の1番草の生産力を高めるための3番草生育期間の重要性並びにかんがい期間を延長することによる生産効果とそれに要する投資の限界を十分検討する必要がある。

#### 4. おわりに

広大な土地資源を利用したこの地方の酪農経営は劣悪な気象、土壌条件下で不安定な粗飼料生産を強いられて

いる。安価で良質な飼料を安定的に供給できる条件整備はこの地域で酪農を営む農家の多年の悲願であり、この調査の成果は十分これに答え得るものと信じている。

この地域では、この調査結果に基づき現在国営かんがい排水事業雄武中央地区が計画中（全体実施設計段階）である。広大な牧草地にかかる畑地かんがいの虹を思い描きつつこの報文の終章としたい。

最後に、この調査を行うに当たり、長期間にわたって御指導をいただいた検討委員各位をはじめ、協力をいただいた関係諸機関の方々に深く感謝の意を表する次第であります。

# 愛知用水二期事業バイパス分合流工の 水理特性について

吉野 利 廣\*    田 中 博 良\*  
小林 滋 男\*    稗 圃 寛\*

目	次
1. はじめに.....	34
2. 愛知用水二期事業の概要.....	35
3. 幹線水路の基本的な考え方.....	35
4. 水理実験の概要.....	36
5. 水理実験結果.....	37
6. 分合流工損失の推定.....	40
7. 施工済分合流工の水理特性.....	42
8. おわりに.....	45

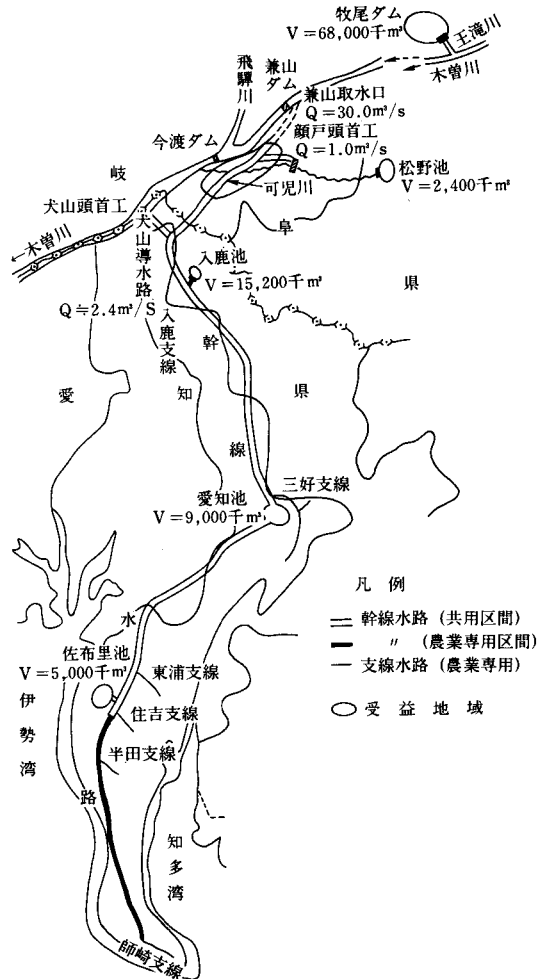
## 1. はじめに

愛知用水は、完成直後から受益地域に押し寄せた都市化・工業化の波により、水需要構造及び水路周辺状況が大きく変化している。このため水路施設の管理が困難になるとともに、今後なお水需要の増加が見込まれている。このような現状をふまえ通水能力の増強、安全性の向上、管理機能の効率化を図るため、水路施設を抜本的に改築する愛知用水二期事業が立案され、水資源開発公団がこれを実施している。

本事業で改築する幹線水路のうち農業用水と都市用水の共用区間については、断水することない工事の施工及び目視による点検が可能な二連水路構造としている。このため現況開水路区間は、中央に潜り隔壁を設けた二連フルームに改築し、またトンネル・サイホンの区間には現況に沿ってバイパストンネル・サイホンの新設することとした。従って、図一3に示すように用水の流れは開水路からトンネル・サイホンの入口部で本線(現況施設)とバイパス水路に分流し、出口部で再び開水路に合流することとなり、そこに分合流工を設置することとなる。

この分合流工は二期事業のために付加される構造物であるが、幹線水路の現在の配分水頭は変えられないため、この構造物による損失水頭の発生を極力抑えて新設のバイパス水路断面の拡大を防ぐ必要がある。更にこの機構と形状は前例のない特異なものであるため、水理計算式による解析が困難である。

このため、当公団試験所において水理模型実験を行い、水理的に滑らかな分合流となり損失水頭を極力少くできるような分合流工の最適形状の選定と、この損失水頭の推定を行った。また、施工した分合流工で水理検証を行ったので、ここに二期事業の概要と分合流工の構造等について紹介するものである。



図一1 愛知用水二期事業概要図

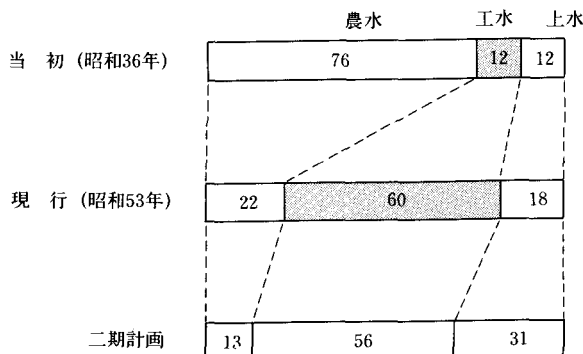
\*水資源開発公団愛知用水総合事業所



(1)最大使用水量

	当初(昭和36年)	現行(昭和53年)	二期計画
かんがい用水	28.600m <sup>3</sup> /s (30,700ha)	21.514m <sup>3</sup> /s (15,000ha)	21.514m <sup>3</sup> /s (15,000ha)
上水	1.007m <sup>3</sup> /s (最大)	2.594m <sup>3</sup> /s (最大)	6.465m <sup>3</sup> /s (最大)
工業水	0.693m <sup>3</sup> /s (最大)	6.411m <sup>3</sup> /s (最大)	9.240m <sup>3</sup> /s (最大)

(2)年間使用水量比(%)



図一2 愛知用水水利計画の変遷

2. 愛知用水二期事業の概要

愛知用水事業は、水と国土の総合利用をめざした我が国初のかんがいを中心とした大規模総合開発事業として、農林省が主管する愛知用水公団が昭和30年度に着手し同36年度に完成した。この事業は、制度・技術・実施体制などの面で総合開発事業の先駆的なモデルとなった。以来、愛知用水は中京経済圏の農業ならびに生活や産業を支える水の大動脈として、地域の発展に重要な役割を担ってきた。

昭和30年代後半からの高度経済成長により、愛知用水の受益地域に押し寄せた都市化・工業化の波は、当時の予測をはるかに超えたものであった。それに呼応して都市用水の需要は増加し、また農業用水についても畑作振興による冬期畑かんの増加など、利用形態が変化してきた。(図一2参照)

このため水路施設の管理面では、断水して内部点検や維持補修を行うことが困難な状況にあること、また現況開水路は厚さ10cmの薄いコンクリートライニング水路であるため漏水や法崩れが生じていることなどから、水路の安全性と用水のより安定的供給が望まれていた。

このような事態をふまえ、農林水産省において幹線水路を主体とした調査が行われ、施設の改築等が急務であり、また農業用水や都市用水の需要増加など水需要構造の変化に応じた用水供給を早急に行う必要があるとの結論が出された。続いて地区調査・全体実施設計が行われ、昭和56年度後半より水資源開発公団が愛知用水二期事業として実施することとなったものである。

二期事業は、次の目的をもって愛知用水施設を改築する。

- ① 岐阜県および愛知県の農地約15,000haに対する農業用水として最大約21.5m<sup>3</sup>/sを補給する。
- ② 愛知県の水道用水として最大約6.5m<sup>3</sup>/sを供給する。
- ③ 岐阜県および愛知県の工業用水として最大約9.2m<sup>3</sup>/sを供給する。

水源施設としては、現愛知用水施設である牧尾ダムが主体となるが、都市用水の需要増加分は阿木川ダムおよび味噌川ダム(いずれも木曾川水系で水資源開発公団が別途建設中)に依存する計画である。供給水量は、現愛知用水に比べ水道用水で最大約3.9m<sup>3</sup>/s 工業用水で最大約2.8m<sup>3</sup>/s 増加するが、農業用水については変わらない。

事業対象施設としては、幹線水路約107km、支線水路等約483km、水管理施設一式等で、総事業費約1,400億円となっている。

3. 幹線水路の基本的な考え方

二期事業で改築する幹線水路は、以下の考え方を基本として機能性・維持管理面・施工性および経済性などを総合的に検討して実施している。

- ① 共用区間については二連水路構造とすることとし、開水路部は中央潜水隔壁付きフルームに改築し、トンネル・サイホン部にはバイパス水路を新設する。
- ② 農業専用区間については開水路をフルームに改築するが、二連水路とはしない。
- ③ 計画水位は、原則として現施設の計画水位を維持する。
- ④ 分水施設は、支線水路計画および水管理計画に適合した構造とする。

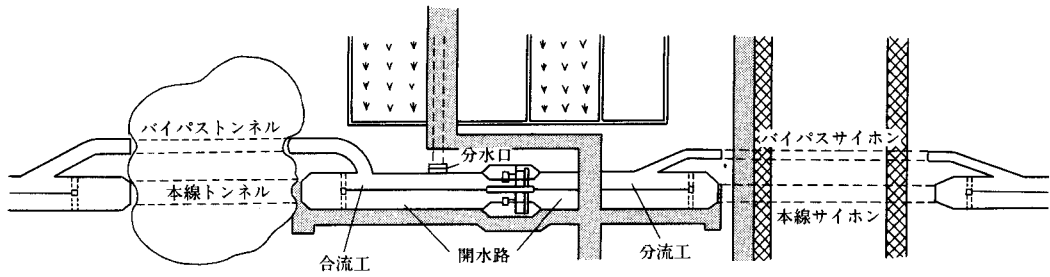
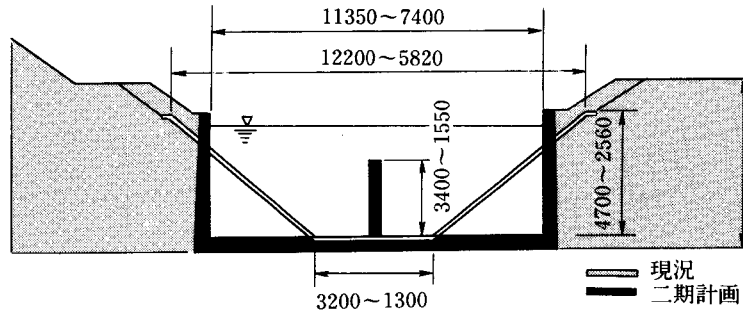
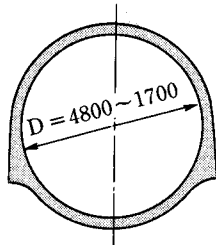


図-3 幹線水路模式図

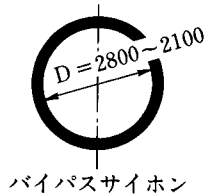


サイホン標準断面図

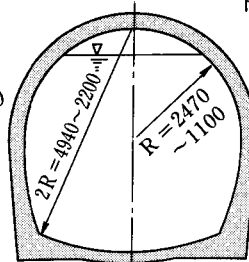
トンネル標準断面図



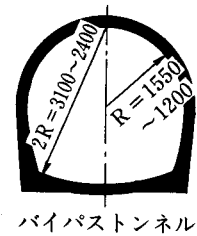
本線サイホン  
(既設)



バイパスサイホン



本線トンネル  
(既設)



バイパストンネル

図-4 幹線水路標準断面図

- ⑤ 水位調整施設は現施設を利用し，原則として新增設しない。
  - ⑥ 水路保護施設及び安全施設は全面的に見直し，所要の整備を行う。
  - ⑦ 制御施設，その他の水管理施設を充実する。
- なお，共用区間についての二連水路構造を図-3に模式化して示すとともに，その標準断面図を図-4に示す。

#### 4. 水理実験の概要

水理実験は，分合流工を挟む開水路と本線トンネル・バイパストンネル（満流水路）を模型化したもので行った。（図-5）ここで，分合流工前後の流速分布は不均一となることが予想され，全エネルギーの測定が難しいので，流況が一樣に復すると考えられる上下流位置に検査面を設定し，この区間の摩擦損失（hf）と分合流工断面

変化による損失（Δh）の合計（hI）を測定した。このとき，断面変化による損失（Δh）は，次式を目安とした。

（分流工）

$$h_e = 0.3 |h_{vB} - h_v|$$

$h_{vB}$  : バイパストンネルの速度水頭

$h_v$  : 開水路の速度水頭

（合流工）

$$h_c = 0.2 |h_{vB} - h_v|$$

$h_e, h_c$  : オープントランジションの断面変化による損失

検討にあたっては，設計原案を基本に改造案を種々作成し水理実験を重ね，最終案を決定した。以下各案について述べる。

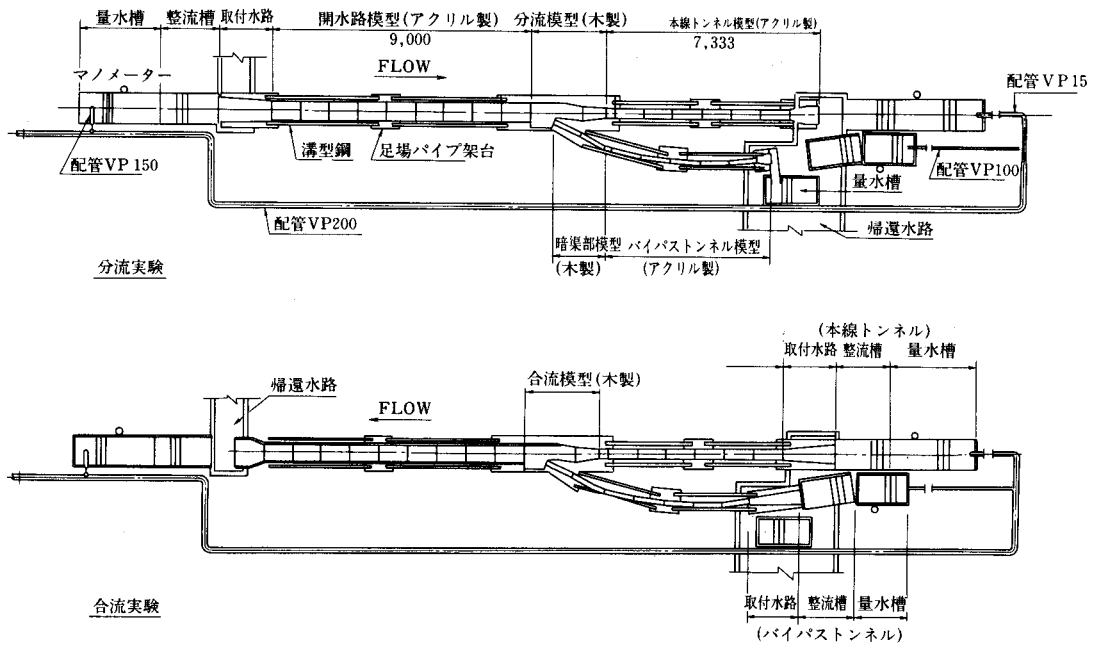


図-5 実験施設平面図

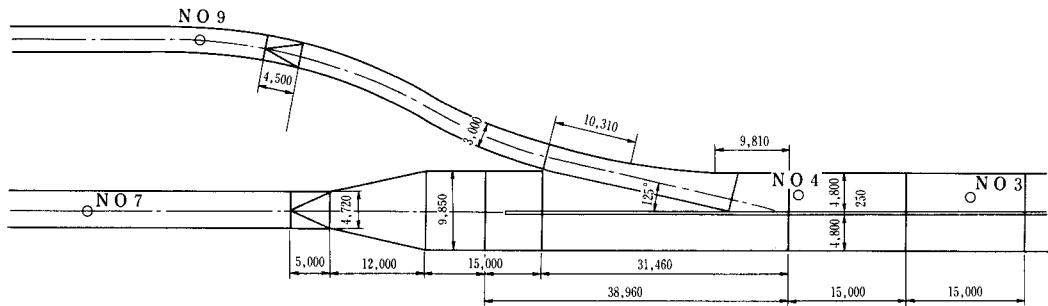


図-6 設計原案

## 5. 水理実験結果

### 5-1 設計原案

設計原案の実験結果は図-7～10のとおりであり、目安となる計算値との比較から次のような傾向があることがわかった。

- 1) 実験から求められた本線トンネルと開水路との区間損失は、計算値とほぼ等しいか小さめの値を示す。
- 2) バイパストンネルと開水路との区間損失は計算よりも大きくなり、特に分流の場合の損失が大きい。

この形状は、開水路側方からバイパス水路を引き出す形となっている。分合流に伴い開水路内で三次元的流れが生じることとなるが、開水路内の中間壁により水塊の移動が制約を受け、損失が増大するものと推定される。

### 5-2 改造Ⅰ案・Ⅱ案

改造Ⅰ案・Ⅱ案は、開水路の通水断面の中にバイパス水路の断面が食い込む、背割分水に似た形状である。

実験結果は、図-13～16に示すとおりである。

- 1) 改造Ⅰ案 (20° 取付) の損失は、目安とした計算値をほぼ満足する。
- 2) 改造Ⅱ案 (0° 取付) の損失はこれより大きい。

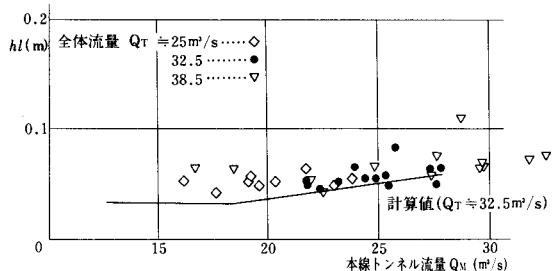


図-7 設計原案 本線分流部損失 ( $hl = hf + \Delta h$ )

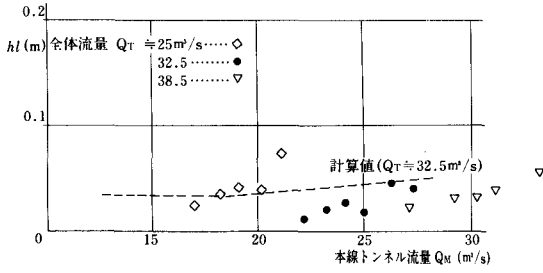


図-8 設計原案 本線合流部損失 ( $hl = hf + \Delta h$ )

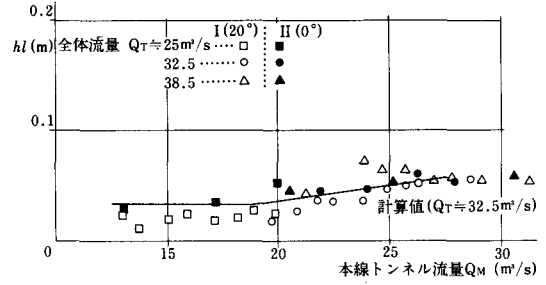


図-13 改造Ⅰ,Ⅱ案 本線分流部損失 ( $hl = hf + \Delta h$ )

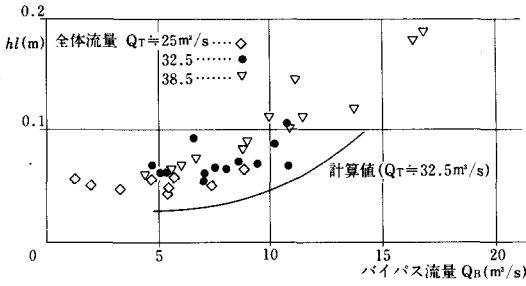


図-9 設計原案 バイパス分流部損失 ( $hl = hf + \Delta h$ )

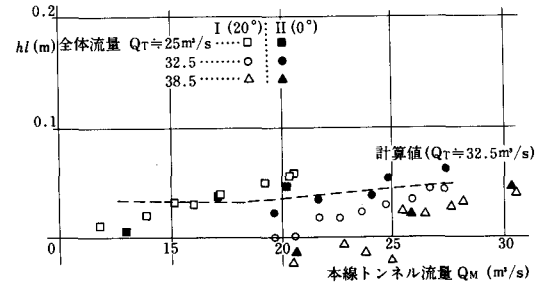


図-14 改造Ⅰ,Ⅱ案 本線合流部損失 ( $hl = hf + \Delta h$ )

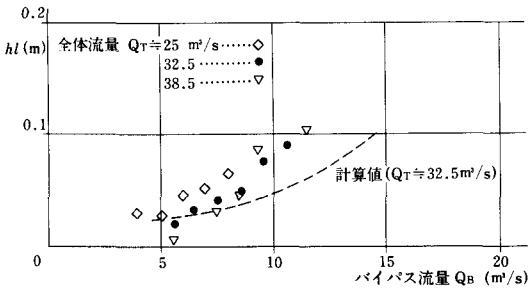


図-10 設計原案 バイパス合流部損失 ( $hl = hf + \Delta h$ )

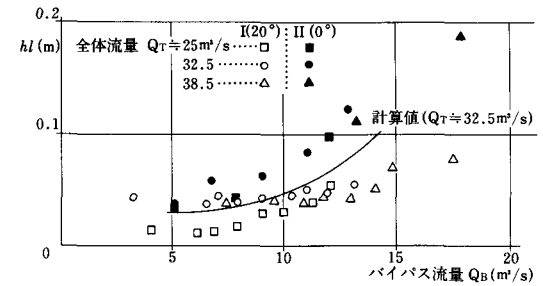


図-15 改造Ⅰ,Ⅱ案 バイパス合流部損失 ( $hl = hf + \Delta h$ )

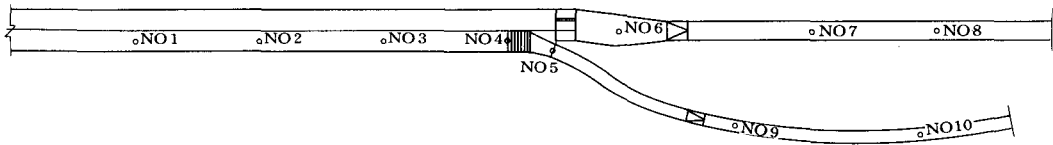


図-11 改造Ⅰ案 (20°取付案) の形状

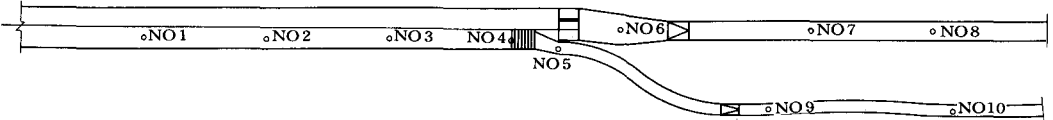


図-12 改造Ⅱ案 (0°取付案) の形状

その理由としてS字カーブによる損失があると考えられる。

改造Ⅰ案の水理特性は良好であると思われるが、分合流部で本線水路が屈曲した形であるため、施工性等を考

慮し、水路線型の直線性を生かせる形状を更に検討した。

### 5-3 改造Ⅲ案・Ⅳ案

改造Ⅰ案・Ⅱ案は、開水路を平面的に分割する形状で

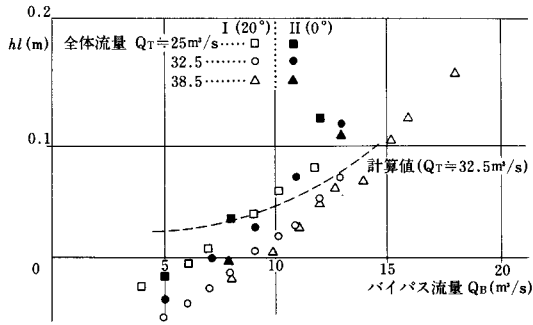


図-16 改造 I, II 案 バイパス合流部損失 ( $hl = hf + Dh$ )

あるが、バイパス水路取付数高は、開水路数高より低い位置にあるので、開水路を上下方向に分割し、バイパス水路部分のみ二階建構造とする形状を検討した。バイパス水路取付数高の高い場合を改造 III 案、低い場合を改造 IV 案とし、本線トンネル側との通水断面の配分についても検討した。

実験結果は、図では示さないが、まとめると以下の様になる。

1) 本線トンネルと開水路との区間損失は、改造 I 案の場合とほぼ等しい。

2) バイパス水路についても、合流時は目安となる計算値と近いものの、分流時の区間損失はかなり大きい。

#### 5-4 改造 V 案 (導流壁案)

前項までの実験結果から、改造 I 案 (20° 取付) は目安となる計算値をほぼ満足すること、改造 III 案・IV 案は、区間損失が大き過ぎることなどがわかった。

そこで改造 V 案では、分合流をより広範囲で行うため開水路内へ突き出ている構造物 (III 案 IV 案) を取り除くとともに、分合流を円滑に行うため開水路内に低い導流壁を設置して損失水頭の減少を図った。

導流壁高については、その高さが高くなればバイパス水路への流入はより円滑になるものの、本線側には障害物として作用するものと考えられる。導流壁高を変化させて行った実験結果を図-18~21に示す。

1) 多少のばらつきはあるが、導流壁高を変化させても損失はあまり変わらない。

2) 導流壁高のこの程度の変化では、流況を大きく変えるものではない。

更に、幅 0.2m の直立壁としていたこれまでの導流壁

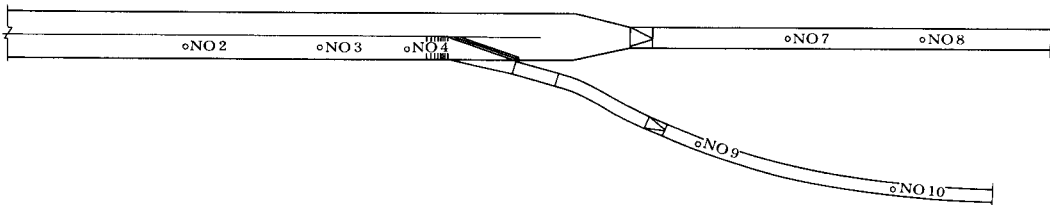


図-17 改造 V 案 (導流壁案)

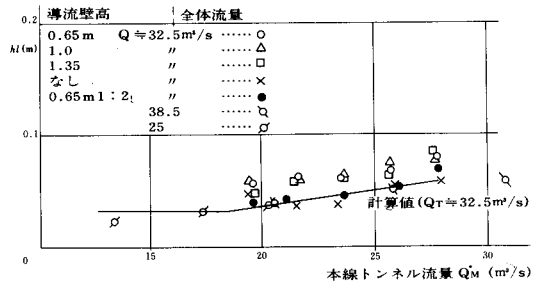


図-18 改造 V 案 本線分流部導流壁形状の検討

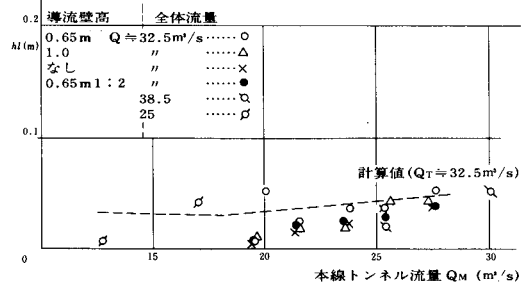


図-19 本線合流部導流壁形状の検討

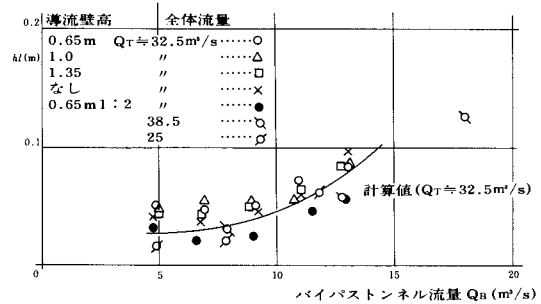


図-20 改造 V 案 バイパス分流部導流壁形状の検討

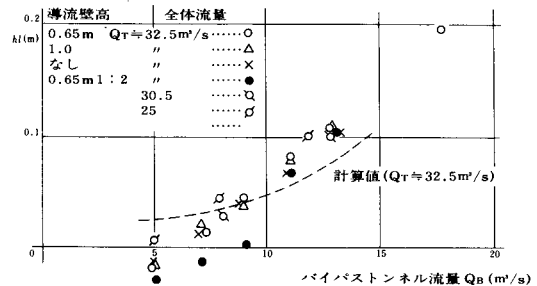


図-21 改造 V 案 バイパス合流部導流壁形状の検討

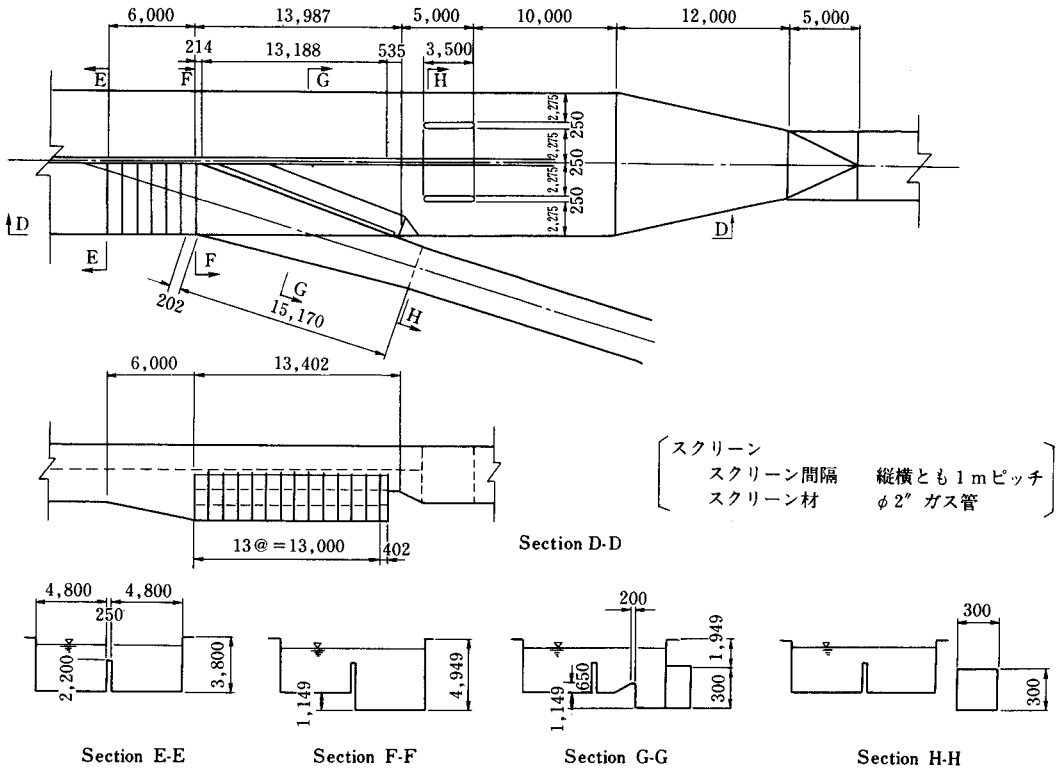


図-22 最終案

を、背面 1 : 2 勾配の台形導流壁とした。この場合、壁高は 0.65m とした。この結果も図-18 ~ 21 に合せて示す。

- 1) 本線水路側の区間損失には、ほとんど影響しない。
- 2) バイパス水路側の区間損失は、分合流時とも減少している。
- 3) 改造 I 案の結果と等しいか、小さめの値となっているので分合流形状として妥当であると判断した。

5-5 分合流形状の決定 (最終案)

前節までの検討の結果、改造 V 案のうち、高さ 0.65m の台形導流壁を有するものを最終形状とした。これまでの分合流工は木製模型であったが、最終形状についてはアクリル模型とし、更にスクリーンや角落し工のピアを加えた。

なお、これまでの実験結果と比較するために、スクリーン・ピアを取付けない場合についても同様の実験を行った。実験結果は、もとに図-23~26 に示す。

- 1) 本線トンネルと開水路との区間損失は、木製模型の場合と同程度かまたはやや小さい値となる。
- 2) バイパス水路側の区間損失においても、木製模型の場合と同程度かまたは合流部においてやや小さい値となる。

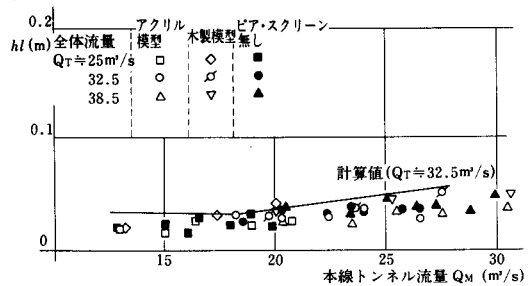


図-23 最終案 本線分流部損失 ( $hl = hf + \Delta h$ )

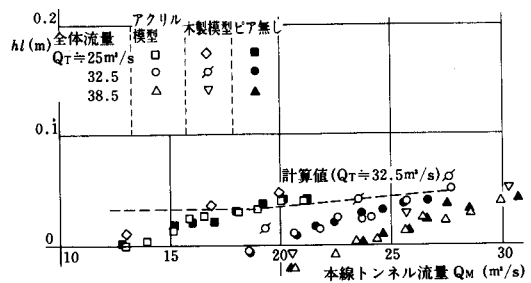


図-24 最終案 本線合流部損失 ( $hl = hf + \Delta h$ )

- 3) スクリーン・ピアの有無による損失水頭の差はほとんど見られないので、以下の検討において両者を合せて使用する。

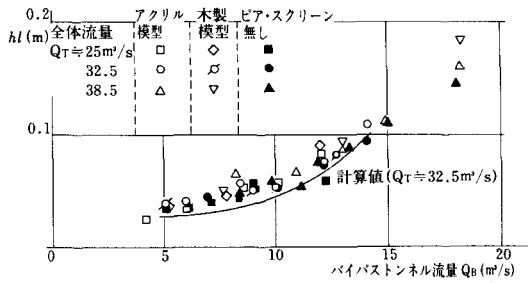


図-25 最終案 バイパス分流部損失 ( $hl=hf+\Delta h$ )

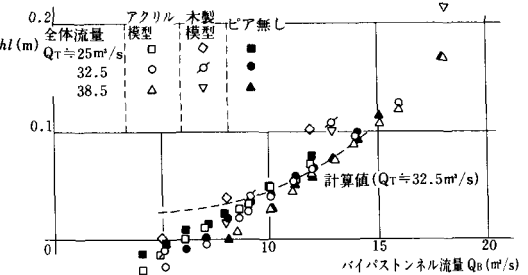


図-26 最終案 バイパス合流部損失 ( $hl=hf+\Delta h$ )

6. 分合流工損失の推定

前項 5-5 の最終形状において、区間損失水頭はこれまで目安としてきた従来のオープントランジションの損失水頭を使用して求めた計算値を、ほぼ満足することが判った。ところが、合流部において、一部区間損失が負となるものがある。

それらについて実験結果の内容をみると、バイパス合流部において合流比(バイパス流量/全体流量= $Q_B/Q_T$ )が比較的小さい場合、動水勾配はほぼ水平となっているが、バイパス速度水頭( $h_{VB}$ )が合流後の開水路速度に水頭( $h_V$ )よりはるかに小さく、エネルギー損失が負となり、見かけ上エネルギーが増大しているような現象が見られる。

本来ならば、上流開水路で本線とバイパスに分流し、下流開水路で再び合流する一連の続いた流れであるべきものが、実験施設規模等の面から分流実験・合流実験をそれぞれ別個に切離して行い、実験データを数多くとるために合流量・分流量を任意に与えたことにより、このような現象が顕著に表われたものと思われる。

次に、実験で求めた区間損失からその間の摩擦損失(等流計算とする。)に相当するものを控除し、分合流工の断面変化だけによる損失を図-27~30に示す。このとき分合流工上下流の速度水頭差  $|h_{VM}-h_V|$  または  $|h_{VB}-h_V|$  を横軸にとり、分合流工の断面変化による損失 ( $\Delta h$ ) を縦軸にとる。控除する摩擦損失計算に用いた粗度係数は、二点間の動水勾配から逆算して求めた模型の粗度係数を実物に換算し、0.018とした。

本線分流部区間損失(図-23)は、全体流量、分流比

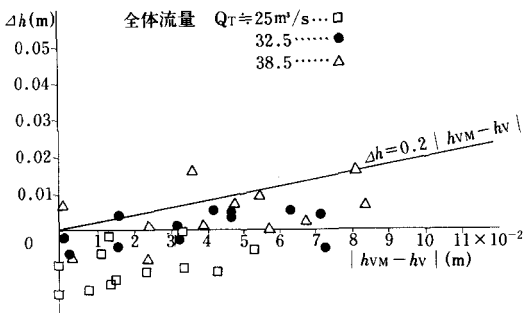


図-27 最終案 本線分流工損失 ( $\Delta h$ )

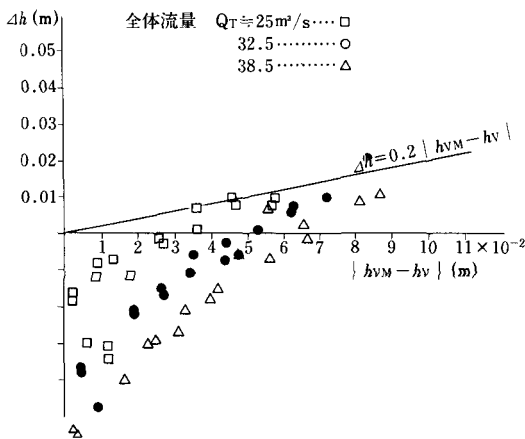


図-28 最終案 本流工損失 ( $\Delta h$ )

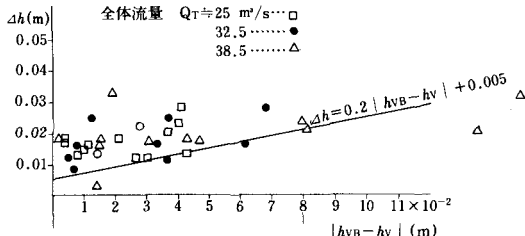


図-29 最終案 バイパス分流工損失 ( $\Delta h$ )

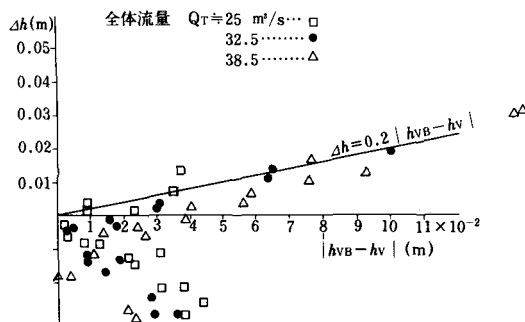
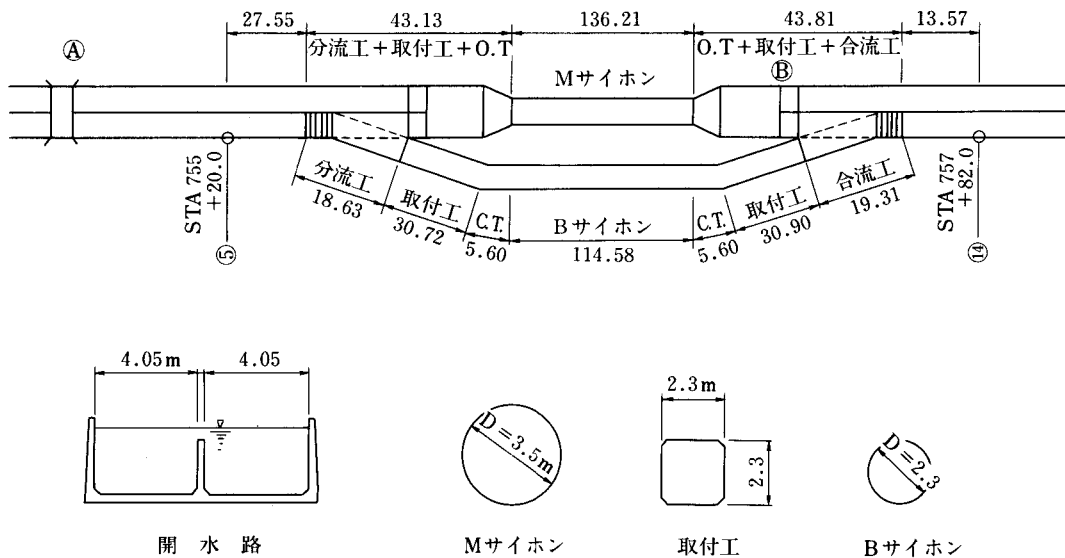


図-30 最終案 バイパス合流工損失 ( $\Delta h$ )



図一31 吉川第1・吉川第2水開路・吉川M・Bサイホン模式図

にかかわらずほぼ一定であるが、区間摩擦損失を控除した本線分流工損失(図一28)は、見かけ上負となるものがある。本線流量が少ないとき、更に分流比が小さいときにこの傾向は強い。これらの条件の場合に、控除される区間摩擦損失が特に過大評価された為と思われる。

本線合流工損失(図一28)は、バイパス側の流れの影響と区間摩擦損失の過大評価の為に、見かけ上負となる傾向は益々強い。

バイパス分流工損失(図一29)は、区間摩擦損失が幾分過大評価されているにもかかわらず大きい値を示す。

本線側の流れの影響を強く受けている一群を除けば、バイパス合流工損失(図一30)は、速度水頭差が小さい場合、区間摩擦損失の過大評価によって負あるいは小さい値となる。

本線トンネル分合流損失は、目安とした計算値より十分小さいと考えられるので、 $\Delta h = 0.2 |h_{VM} - h_V|$ とした。

バイパストンネル分合流損失は、分流時には大きい値となるが、合流時には小さい値となり、総合的に評価して分流工損失  $\Delta h = 0.2 |h_{VM} - h_V| + 0.005$ 、合流工損失  $\Delta h = 0.2 |h_{VM} - h_V|$ とした。

## 7. 施工済分合流工の水理特性

### 7-1 水位流量観測の概要

今年4月に全面通水された吉川第1・第2水開路と、これらに挟まれる吉川Mサイホン・吉川Bサイホンに於いて、7月末現場観測を行った。水理実験と異なり、サイホン内の静水頭が観測できないので、分流工上流の地点⑤から合流工下流の⑭までの実際の水面低下と、計算によって求まる区間損失とを比較した。

全体流量・本線サイホン流量は、それぞれ吉川第1開水路橋梁地点④点、吉川第2開水路角落工地点⑩点にて測定した。測定地点の断面を分割し、2点法により流速を測定し流量を求めた。なお、流速計は電磁流速計を使用し、5秒間平均の4回読み取り、この平均値をその点の流速とした。

水面標高は、吉川第1開水路左右岸18点、吉川第2開水路左右岸10点をほぼ同時に測定した。あらかじめ測量済の側壁天端と水面との距離をコンベックスにより3回読み取り、この平均値を使用した。

### 7-2 区間損失水頭の比較

実際の区間損失水頭は、⑤地点と⑭地点の水面標高差と速度水頭差の合計で表わすことができる。(表一3)このとき計算によるバイパス区間損失水頭は、測定した流量と水面標高を用いて各断面の水理諸元を求め(表一1)、この諸元と水理模型実験で求めた損失水頭計算式により計算する。(表一2)

この計算式に於いて、摩擦勾配と粗度係数は次のようにした。

測定時の流量は、いずれも計画最大流量(23m<sup>3</sup>/s)の半分程度で、流況は下流側チェック・ゲートのために堰上げられた状態である。この為開水路の流れは、不等流になっているが、区間が短いのでその摩擦勾配は、測定した平均勾配とした。また粗度係数については、観測区間での測定が困難であるため、完成直後であることと安全性を考慮し、当公団の水路工設計指針等で示されている最小値(コンクリート面  $n = 0.012$ , PC管  $n = 0.011$ )を採用した。ちなみに昭和59年4月、下流工区に於ける水位流量測定値から、粗度係数の推定を試みたが、このときコンクリート面  $n = 0.013$ , PC管  $n = 0.0115$ とい



表-1 各断面の水理諸元

	名称及び算式	単位	水理条件	第1回目	第2回目	第3回目
上流側開水路	水面勾配: $I_{f1}$ (測定値)		0.012	1/5556	1/4447	1/5625
	粗度係数: $n$					
	断面積: $A$	m <sup>2</sup>		18.303	18.432	17.905
	流量: $Q$	m <sup>3</sup> /s		11.29	11.30	11.57
	流速: $V$ (測定値)	m/s		0.617	0.613	0.646
	速度水頭: $h_{v1} = V^2/2g$	m		0.019	0.019	0.021
Mサイホン	直径: $D_M$	m	3.50			
	粗度係数: $n$		0.012			
	断面積: $A_M = \pi D^2/4$	m <sup>2</sup>	9.621			
	径深: $R = D/4$	m	0.875			
	流量: $Q_M$ (測定値)	m <sup>3</sup> /s		8.02	8.46	8.33
	流速: $V_M = Q_M/A_M$	m/s		0.834	0.879	0.866
	動水勾配: $I_{f2} = (V^2 \times n^2)/R^{4/3}$			1/8356	1/7522	1/7750
速度水頭: $h_{vM} = V_M^2/2g$	m		0.035	0.039	0.038	
Bサイホン取付工	粗度係数: $n$		0.012			
	断面積: $A_B = 2.3^2 - 2 \times 0.15^2$	m <sup>2</sup>	5.245			
	$P = 4(2.0 + 0.15\sqrt{2})$	m	8.849			
	径深: $A_B/P$	〃	0.593			
	流量: $Q_B = Q - Q_M$	m <sup>3</sup> /s		3.27	2.84	3.24
	流速: $V_B$	m/s		0.623	0.541	0.618
	動水勾配: $I_{f3} = (V_B^2 \times n^2)/R^{4/3}$			1/8914	1/11821	1/9059
速度水頭: $h_{vB} = V_B^2/2g$	m		0.020	0.015	0.019	
Bサイホン	直径: $D_B$	m	2.30			
	粗度係数: $n$		0.011			
	断面積: $A_B = \pi D^2/4$	m <sup>2</sup>	4.155			
	径深: $R = D/4$		0.575			
	流量: $Q_B$	m <sup>3</sup> /s		3.27	2.84	3.24
	流速: $V_B = Q_B/A_B$	m/s		0.787	0.684	0.780
	動水勾配: $I_{f4} = (V_B^2 \times n^2)/R^{4/3}$			1/6380	1/8446	1/6495
速度水頭: $h_{vB} = V_B^2/2g$	m		0.032	0.024	0.031	
下流側開水路	水面勾配: $I_{f5}$ (測定値)		0.012	1/4800	1/6000	1/2400
	粗度係数: $n$					
	通水断面: $A$ (測定値)	m <sup>2</sup>		20.793	20.843	20.909
	流量: $Q$	m <sup>3</sup> /s		11.29	11.30	11.57
	流速: $V = Q/A$	m/s		0.543	0.542	0.553
	速度水頭: $h_{v2} = V^2/2g$	m		0.015	0.015	0.016

う数値を得ている。

これらの条件で計算されたバイパス区間損失水頭は、実測による損失水頭とほぼ等しい値になる。

同様に、計算による本線区間損失水頭を算出するが、このときMサイホンの粗度係数は次のように考えた。Mサイホンは、現場打コンクリートで施工されすでに20年以上経過している為、一般的にその粗度係数は  $n=0.015$  程度である。しかし、二期工事に於いては、バイパス水路完成後一時的にバイパス側のみ通水し、その間Mサイホンを空にして点検・清掃・補修等を行っている。観測

区間の吉川Mサイホンについても、土砂・ゴミ等の排除や付着物の除去はもちろん、目地等の補修が行われ、粗度係数は十分良くなっていると思われる。そこで、粗度係数は  $n=0.012$  を採用した。

表-4に示すように、本線区間損失水頭についても実測による損失水頭とほぼ等しくなる。

### 7-3 結論

今回の現場測定区間の粗度係数を完成直後と同等と見なし、コンクリート面  $n=0.012$ 、PC管  $n=0.011$  とすれば、本線及びバイパス区間損失水頭の計算値は、い

表一 2 バイパス側区間損失水頭計算表

名 称	算 式	第 1 回目(7/29)	第 2 回目(7/31)	第 3 回目(8/2)
上流側開水路	摩 擦 $h_f = I_{f1} \times L$	0.005	0.006	0.005
分 流 工	摩 擦 $h_f = \frac{1}{2}(I_{f1} + I_{f3}) \times L$	0.003	0.003	0.003
分 流 工	断面変化 $h_g = 0.2 h_{v1} - h_{vB}  + 0.005$	0.005	0.006	0.005
取 付 工	摩 擦 $h_f = I_{f3} \times L$	0.003	0.003	0.003
C T (入 口)	摩 擦 $h_f = \frac{1}{2}(I_{f3} + I_{f4}) \times L$	0.001	0.001	0.001
C T (入 口)	断面変化 $h_g = 0.1 h_{vB} - h_{vC} $	0.001	0.001	0.001
B サイホン	摩 擦 $h_f = I_{f4} \times L$	0.018	0.014	0.018
B サイホン	ベンド $h_b = 0.048 \times h_{vB}$	0.002	0.001	0.001
C T (出 口)	摩 擦 $h_f = \frac{1}{2}(I_{f4} + I_{f5}) \times L$	0.001	0.001	0.001
C T (出 口)	断面変化 $h_g = 0.2 h_{vB} - h_{vC} $	0.002	0.002	0.002
取 付 工	摩 擦 $h_f = I_{f5} \times L$	0.003	0.003	0.003
合 流 工	摩 擦 $h_f = \frac{1}{2}(I_{f3} + I_{f5}) \times L$	0.003	0.002	0.005
合 流 工	断面変化 $h_g = 0.2 h_{vB} - h_{v2} $	0.001	0	0.001
下流側開水路	摩 擦 $h_f = I_{f5} \times L$	0.003	0.002	0.006
合 計	$\Sigma h_1$	0.051	0.045	0.055

表一 3 実測による区間損失水頭計算表

⑤地点と⑭地点の速度水頭差	⑤速度水頭－⑭速度水頭	0.004	0.004	0.005
⑤地点と⑭地点の水面標高差	⑤水面標高－⑭水面標高	0.045	0.045	0.052
合 計	$\Sigma h_2$	0.049	0.049	0.057

表一 4 本線側区間損失水頭計算表

名 称	算 式	第 1 回目(7/29)	第 2 回目(7/31)	第 3 回目(8/2)
上流側開水路	摩 擦 $h_f = I_{f1} \times L$	0.005	0.006	0.005
分流工+取付工+O. T	摩 擦 $h_f = \frac{1}{2}(I_{f1} + I_{f2}) \times L$	0.006	0.008	0.007
分流工+取付工+O. T	断面変化 $h_g = 0.2 h_{v1} - h_{vM} $	0.003	0.004	0.003
Mサイホン	摩 擦 $h_f = I_{f2} \times L$	0.016	0.018	0.018
Mサイホン	ベンド $h_b = 0.083 \times h_{vM}$	0.003	0.003	0.003
合流工+取付工+O. T	摩 擦 $h_f = \frac{1}{2}(I_{f2} + I_{f5}) \times L$	0.007	0.007	0.012
合流工+取付工+O. T	断面変化 $h_g = 0.2 h_{vM} - h_{v2} $	0.004	0.005	0.004
下流側開水路	摩 擦 $h_f = I_{f5} \times L$	0.003	0.002	0.006
合 計	$\Sigma h_3$	00.47	0.053	0.058

表一 5 吉川Mサイホン・Bサイホンの流量(分流比)

	単 位	1 回 目	2 回 目	3 回 目
全 体 流 量	m <sup>3</sup> /s	11.29	11.30	11.57
本 線 通 水 量	"	8.33 (71%)	8.46 (75%)	8.33 (72%)
バ イ パ ス 通 水 量	"	3.02 (29%)	2.84 (25%)	3.24 (28%)
		S. 60. 7. 29測定	S. 60. 7. 31測定	S. 60. 8. 2 測定

れも実測による損失水頭とほぼ等しい値になることがわかった。一方、分流地点・合流地点での開水路の水位及びエネルギーは一致するので、ある流量に於いてそれぞれの区間損失水頭が等しくなる唯一の分流量が存在するはずである。実測された全体流量と分流量(表-5)はこの唯一のものであり、これを用いた計算値と実測による値とがほぼ一致したことから、分合流部の摩擦損失を等流状態に準じた計算手法で計上する場合には、分合流工損失の計算式は、水理実験によって求めた式でほぼ十分であると考えられる。

また分合流部の流況についても流速の遅い流れではあるが、うず巻きや泡立ち等の流れの乱れはなく、分流部水面上に導流壁に沿った薄い縞がわずかに見える程度で、非常に滑かな流れであり、特に問題点は見うけられない。

### おわりに

今回の水理模型実験は、分合流工を挟む水路の区間損失水頭から分合流工の断面変化による損失水頭を取り出し、分合流工損失の計算式を決定するものであった。取り扱った分合流損失が小さく、またいくつかの理由によ

り見かけ上のエネルギー増加などの現象もあり、その解析は困難であった。

施工済分合流工の現場観測は、その流量は計画流量の半分程度ではあったが流況は極めて円滑であり、損失水頭の実測値と計算値の関係もほぼ満足されるものであった。現在施工中のトンネルを挟む分合流工があるので、その完成を待って、できれば計画流量での分合流工の特性を観測し、その形状及び損失計算式の妥当性の確認をする必要がある。

愛知用水二期事業は着工以来はほぼ順調に進捗し、昭和60年度までに約25kmを実施することとなる。しかし、建設当初と比べ水路周辺の宅地化等開発が進んだことから事業実施上種々の困難に直面することが多い。また、断水を許されない既設水路の改築工事を主体とするため、今後さらに仮設工法等に創意工夫を加えて、事業の早期完成と効果発現を期してゆきたいと考えている。

最後に、この水理模型実験の実施とりまとめに際しては、水理試験室の担当各位をはじめ試験室の皆様の多大な協力及び援助を得たことを記して、深甚の謝意を表する次第である。

## 農業開発・地域開発の総合建設コンサルタンツ

土と水をデザインする……豊富な経験と優れた技術



株式会社 三祐コンサルタンツ

取締役会長 久野 庄太郎  
 取締役社長 久野 彦一  
 取締役副社長 長 柄 要

取締役副社長 渡辺 滋勝  
 東京支社長 山田 光敏  
 常務取締役 国内事業本部長

本社	〒460 名古屋市中区錦2丁目15番22号(協銀ビル)	TEL(052)201-8761(代)
東京支社	〒104 東京都中央区八重洲2丁目2番1号(大和銀行新八重洲ロビル)	TEL(03) 274-4311(代)
支社技術部	〒107 東京都港区赤坂2丁目3番4号(ランディック赤坂ビル)	TEL(03) 586-7341(代)
海外事業本部	〒107 東京都港区赤坂2丁目3番4号(ランディック赤坂ビル)	TEL(03) 584-2101(代)
仙台支店	〒980 仙台市上杉1丁目6番10号(仙台北辰ビル)	TEL(0222)63-1857(代)
九州支店	〒860 熊本市紺屋今町1番23号(興亜火災熊本ビル)	TEL(096)354-5226
札幌支店	〒060 札幌市中央区北三条西3丁目(札幌大同生命ビル)	TEL(011)222-3121
青森連絡所	〒030-02 青森市大字新城字山田589番地28号	TEL(0177)88-3793
技術研究所	〒478 愛知県知多市八幡字中嶋121番地	TEL(0562)32-1351

# 深山ダムによる地下水涵養効果の検討(その1)

——農業基盤整備事業の地域開発効果検証の一事例として——

長 東 勇\* 加藤 健司\* 泉本 和義\*

目 次	
はじめに.....	46
1. 検討の目的.....	47
2. 基本データの収集・整理.....	47
2-1 地下水位データの整理.....	48
2-2 降水量データの整理.....	48
3. 検 討.....	48
3-1 月降水量の推移.....	48
3-2 年降水量と年平均地下水位.....	48
3-3 地下水位の年変化.....	52
4. 検討結果と今後の課題.....	55
4-1 検討結果.....	55
4-2 今後の課題.....	55
おわりに.....	55

## はじめに

昭和58年7月29日、那須野ヶ原土地改良区連合第52回理事会において、「1) 国営那須野原開拓建設事業推進のための第2回計画変更にかかる確認事項について」という議題に併せて「国営那須野原総合農地開発事業の第2回計画変更に関する要請書(案)の検討」という事項が、「4)その他」の議題の中で議事かけられた。その検討項目は

- ① 受益者負担の軽減について
- ② 造成施設の維持管理方法と管理費の負担割合について
- ③ 土地改良区の再編・強化のための行政指導について
- ④ 排水対策について
- ⑤ 営農対策について
- ⑥ 関係機関・団体等の連絡調整について

であった。

これらの要望は主として栃木県に対してなされたものであるが、その検討項目はいずれも本那須野原地区のみの課題にとどまらず、農業基盤整備事業を推進している全国各地の検討課題であると思われる。特に検討項目①は、計画変更をかかえる地区にとっては最大の関心事であろう。理事会における検討項目①に対する事務局の具体的な内容説明は、以下のようになされた。

「国営事業における間接効果として、農業用ダムの地域保全効果・地下水涵養効果、用排水路の改修に伴う地域排水効果・その他安全施設設置効果・公共用地創出効

果等数多くのメリットが那須野ヶ原全地域に地域開発効果として及んでいるが、現状においては必ずしも十分これらの間接効果を考慮した受益者負担区分とはなっておらず、負担の公平さの観点からの検討を要する。」

ところで、このような指摘を受けた農業基盤整備事業の地域開発効果等については、農村地域の混住化、農家の兼業化等の進展に伴って事業の効果も多様化していること、公共事業という性格から国民経済的あるいは地域経済的観点に立って経済効果を測定することが妥当であること、臨調における審議あるいは新経済計画の策定にあたって事業が有する多面的な役割の説明が重要視されたこと、第3次土地改良長期計画の策定においても国民経済的にみて事業効果の計測が要求されたこと等の理由から、農林水産本省においても農家私経済にもたらす直接便益(作物生産の増加、営農労力の節減、維持管理費の節減など)に偏った現行の経済効果測定方法を全般的に再検討する動きもあるようである。また、さらに事業の効果といってもその効果の内容を大きく分類すると、次の二つに分けられることも指摘されている。その一つは、事業の実施によって整備された農地や施設がその機能を失うまで及ぼす長期的な効果(ストックの効果)であり、もう一つは、事業の実施それ自体が誘発する効果で、有効需要創出効果、あるいは景気浮揚効果と呼ばれる短期的な効果(フローの効果)である。以上のように、事業効果にはストックの効果とフローの効果とがあり、さらには、ストックの効果も直接効果と間接効果とがあることが論理的には説明されているが、いざその事業地区に沿った測定となると、直接効果の測定以外には有効かつ明確な測定手法が現段階では必ずしも開発されてい

\* 関東農政局那須野原開拓建設事業所

いものと思われる。

本稿は、第2回計画変更作業を進めるにあたって、栃木県及び関係市町村に対して、農業基盤整備事業のもつ多面的な機能と役割について理解を求めた上で、地域開発効果に見合う応力の助成による受益者負担の軽減を要請する一環として作業した一連の各地域開発効果試算のうち、深山ダムによる地下水涵養効果の検討について述べるものであるが、農業基盤整備事業の地域開発効果検証の一事例となれば幸いである。

## 1. 検討の目的

那須野ヶ原は栃木県北部に位置する那珂川と箒川にはさまれた約4万haに及ぶ地域の一般的総称であるが、この地域は、今から丁度100年前に開削された那須疏水によって開発の歴史が大きく開かれた広大な複合扇状地である。この扇状地に堆積している砂礫層中には、不圧地下水が分布し、古くから生活用・農業用としての地下水の利用が試みられてきたが、特に昭和30年以降の電気揚水による地下水の利活用は著しいものがある。

そのような中で、昭和33年の栃木県による那須野ヶ原開発調査の開始、昭和35年の国営事業調査の開始、そして昭和42年の国営事業の着工となったが、地区内の地下水利用の方々の中には、本事業による那須疏水のライニング化によって那須野ヶ原の地下水が低下するのではないかという危惧をもつ方もおられ、そのライニングの影

響の有無を観測するために県調査の段階から扇央を中心に10数本の地下水観測井が設けられた。これが県調査、国調査、国営事業所と引き継がれ、現在に至っているところの30年間近くにならないとする日々定時実測地下水データである。

ところで那須野原扇状地の北端を流下する那珂川の上流では、昭和48年に深山ダムが完成し、翌年の昭和49年から供用を開始した。このダムに貯えられ、コントロールされた地表水は、板室ダムあるいは西岩崎頭首工により取水され用水路に導かれ、田畑へのかんがいを通じて扇状地に浸透して地下水を涵養している。

このような背景を受け、本検討では深山ダムが供用になる前の“昭和48年まで”および供用開始後の“昭和49年以降”の降水に対する地下水位の挙動について豊富な水位実測データを基に統計解析を行って、深山ダムによる地下水涵養効果を検討するものである。

## 2. 基本データの収集・整理

ここで行う検討の基本は、地下水位と降水量との対応関係である。検討対象地域において地下水位の観測は、先に述べたとおり昭和33年に開始され現在に至っているが、本解析では昭和59年までとした。このようにして得られた各観測井におけるデータの存在状況は表-2.1に示す通りであるが、データを昭和33年から48年まで（以下、「前期」という。）および昭和49年以降（以下、「後

表-2.1 観測データ存在一覧表

観測所番	観測所名	昭																49															
		33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59						
1	埼玉	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
2	中内	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
**3	四区	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
4	三区	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
**5	唐杉	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
6	大塚	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
7	北弥六	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
8	戸の内	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
**9	横林	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
10	高柳	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
11	東赤田	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
12	下永田	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
13	野間	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
**14	下豊浦	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
*15	一区	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
*16	三区	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						

○：観測データあり

×： “ なし

\*：観測期間が短いため、解析に使用しなかった箇所。

\*\*：井戸枯れによる測定不能期が春先を中心に2、3ヶ月生じる年があり、今回の解析には使用しなかった箇所。

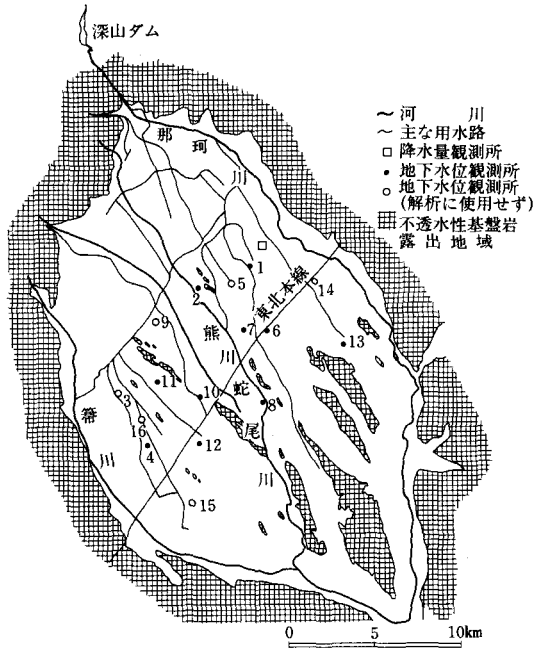


図-2.1 観測点位置図

期」という。)に振り分け、それぞれの期間の平均値を算出するため、観測年数の短い地点は解析対象地点から除外した(表-2.1に「\*」印を付して示した)。また、井戸枯れによる測定不能期間が春先を中心に2、3ヶ月生ずる年がある地点についても今回の解析対象から除外した(表-2.1に「\*\*」印を付して示した)。

対応する降水量データについては、地下水位データの存在状況や地理的位置を考慮して、気象庁所轄の黒磯観測所の資料を用いることにした。

図-2.1には、検討対象地域および各観測点の位置を示した。

### 2-1 地下水位データの整理

すでに述べたように、検討対象地域では16箇所の地点で長期間にわたって地下水位の実測が行われている。これらのデータをグラフ化し、観測期間全てについて概観すると、不連続に変化する部分のある観測箇所も見受けられる。このようなデータについては、理由の明らかなもの、例えばデータ集計段階でのケタずれ、井戸枠からの深さを地下水位標高に換算する際の誤算等については修正を行い、理由の不明なものについては欠測扱いとするなど基本データとしての整理を行った。

このようにして整理した後で、各観測点毎に日地下水位年表、旬平均地下水位累年表などを作成した。また、旬平均累年値についてはグラフ化した。

\* 参考文献 3)~5)

## 2-2 降水量データの整理

降水量データとしては、解析対象地域内に位置する気象庁所轄の黒磯観測所の日降水量データを使用し、これを基に日降水量累年表、旬降水量累年表などを作成した。

## 3. 検 討

不在地下水位は、細かに見れば降水量や河川水あるいは蒸発散量といった自然的要因及び揚水ポンプによるくみ上げ、かんがいの影響など人為的な要因に左右されるが、巨視的にみて降水量の影響が最も大きいと言える<sup>3\*4)</sup>。一方、降水量は特に太平洋側気候区では寒候期少雨、暖候期多雨の傾向にあるため、自然状態での不圧地下水位は、これらの降雨傾向を反映して寒候期水位低下、暖候期上昇の一年周期変化を繰り返すのが一般である。特に本地域では、一般的な沖積平野と異なり扇状地であるという地形的要因あるいは、降雪、凍結、雪解け、雷雨といった地理的要因などの影響がさらにこの傾向を助長しているのではないかと考えられる。

### 3-1 月降水量の推移

まず、地下水の量に最も影響を与える降水量について前期と後期との推移の差を概観することにする。

前節で得られた降水量データを基に、前期及び後期のそれぞれの月降水量の平均値を求めたものが表-3.1および図-3.1である。

表-3.1から年降水量をみると、前期・後期ともあまり差異はなく、後期降水量の前期に対する割合は97%で、ほとんど同程度の年降水量であったと考えられる。また図-3.1によって月降水量の推移をみると、寒候期少雨・暖候期多雨という全体的な推移傾向はもとより、各月の降水量も前期・後期とも大きな差異はないとみて良い。ただし、12月から2月にかけての降水(雪)量は前期に比べ後期はかなり少なくなっているため、雪解け期以降の地下水位に若干影響を与えることも考えられる。

### 3-2 年降水量と年平均地下水位

これまでに整理された資料から各観測点の年別の平均水位と年降水量を抽出し表-3.2に示した。なお、表中の値は解析の都合上、各観測点での日地下水位が過去最

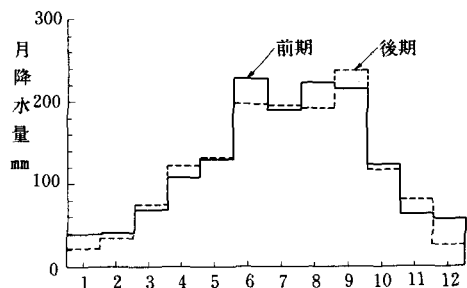


図-3.1 前期・後期の月降水量の推移

も低下した位置を基準高（0 cm）として算出した値であることに注意されたい。

これらの表の値をもとに各観測点での年降水量と年平均地下水水位関係の分布図を図一3.2(1)~(2)に示した。なお、前期については黒マル「●」、後期については白マル「○」を付して、また各期の相関係数（r）および回帰直線を最小自乗法で求め、それらの結果をあわせて示した。

これらを見ると、相関係数の低い箇所もあるが、0.7以

上の比較的良好な相関関係を示すものが20関係のうち16関係に達し、全体的にみて比較的信頼できる回帰関係にあるとみて良いであろう。

なお、補足的に相関係数の低い箇所を具体的にみてみると、No. 1, No. 2, No. 8, No. 10 であるが、これらは No. 1 以外いずれも前期の相関係数は0.7以上で後期の相関係数が0.2~0.4と低くなっている。またこれらの箇所は毎年毎月の旬データの動きを追ってみると、地下水水位が降雨強度そのものに鋭敏に反応する箇所であ

表一3.1 前期・後期の累年平均月降水量表

単位 mm

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	年降水量
前期	39	42	68	107	129	227	190	223	215	122	63	57	1,481
後期	22	35	75	121	131	197	196	192	238	117	81	25	1,430
後期/前期	0.56	0.83	1.10	1.13	1.02	0.87	1.03	0.86	1.11	0.96	1.29	0.44	0.97

表一3.2 各観測点の年平均水位と年降水量一覧

単位 cm

観測所番号	1	2	4	6	7	8	10	11	12	13	年降水量 (mm)
昭和33年	481	1,010	1,315	731	1,498	764	1,302	893	—	—	1,724
34	524	1,385	1,306	777	1,454	790	1,419	906	—	—	1,809
35	486	984	1,142	511	1,246	767	1,320	757	—	—	1,192
36	623	963	1,175	660	1,384	763	1,293	798	—	964	1,682
37	533	824	1,137	507	1,217	755	1,275	760	—	883	1,217
38	523	597	1,148	413	1,159	733	1,194	745	567	877	1,216
39	565	1,019	1,180	651	1,351	770	1,309	803	558	921	1,674
40	530	935	1,157	560	1,218	759	1,278	757	549	896	1,507
41	638	1,273	1,330	804	1,485	797	1,404	889	663	952	1,730
42	503	847	1,097	497	1,172	763	1,226	738	498	875	1,492
43	488	1,025	1,139	551	1,264	775	1,275	805	562	891	1,623
44	498	1,021	1,139	512	1,220	786	1,318	783	536	883	1,503
45	426	811	1,065	298	1,090	753	1,221	701	466	845	1,111
46	470	1,053	1,151	522	1,267	764	1,236	802	585	904	1,565
47	501	975	1,095	502	1,191	780	1,304	755	480	892	1,504
48	433	780	1,045	299	1,075	743	1,216	695	423	855	1,147
49	464	1,149	1,125	591	1,337	771	1,383	799	551	914	1,671
50	440	805	1,069	340	1,089	760	1,256	725	462	865	1,252
51	548	1,056	1,144	561	1,265	785	1,277	815	578	907	1,594
52	587	1,104	1,139	717	1,367	796	1,335	836	579	910	1,929
53	482	942	987	477	1,139	776	1,242	771	485	864	1,237
54	413	966	1,033	390	1,155	776	1,287	765	537	864	1,439
55	486	1,103	1,083	541	1,251	802	1,318	802	535	889	1,479
56	464	1,232	1,011	513	1,215	802	1,381	777	492	872	1,223
57	464	1,215	1,065	541	1,259	803	—	828	534	885	1,566
58	468	1,250	1,069	557	1,285	807	—	812	523	885	1,458
59	392	943	917	302	1,081	783	—	701	384	838	888

注) 地下水水位値は、この表の場合、それぞれの観測点での日水位が過去もっとも低下した時を0点とした。

る、あるいは逆に年間を通じて地下水位変動がほぼないか、あっても比較的小さく異常な降雨強度の雨のみに反応する箇所である。従って、年降水量と地下水位との相関が前期大、後期小と変化してきたのは前期と後期の間に降水による地下水位の変動を安定化するような事象の

変化が起ったのではないか、という事が想定される。さらに、No. 1 については、地下水の年間水位変動が比較的小さいことのみならず、地下水位のピークが小さく年毎にその時期が変化し時期的に固定したピークが存在しないこと、大きな降雨時以外には枯れ川である熊川の影

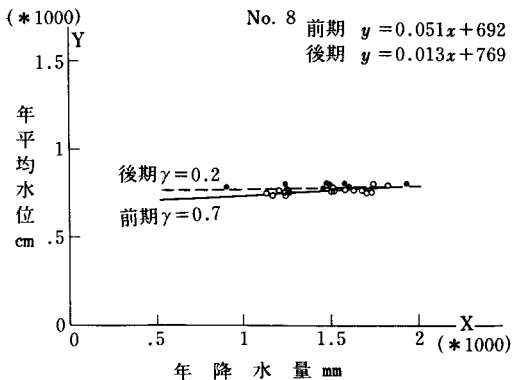
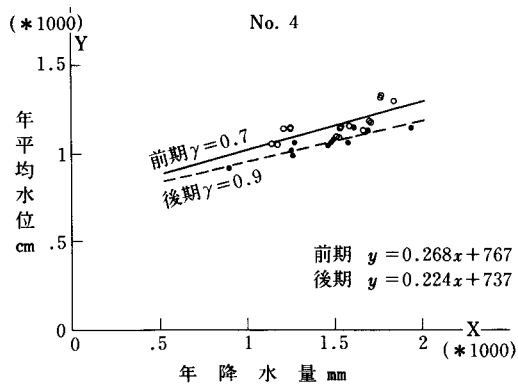
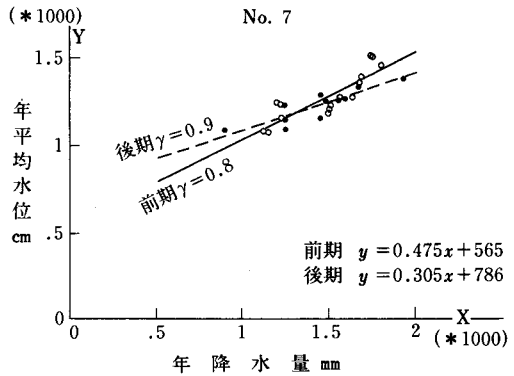
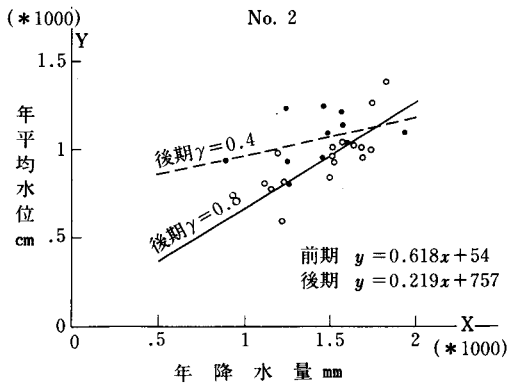
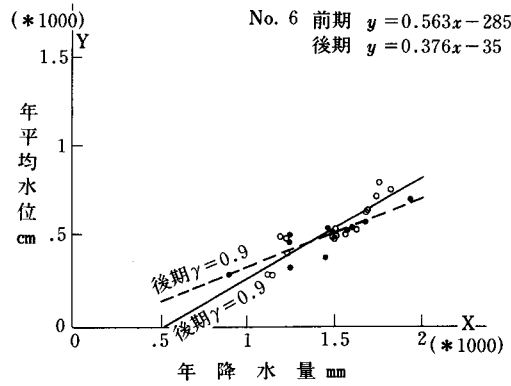
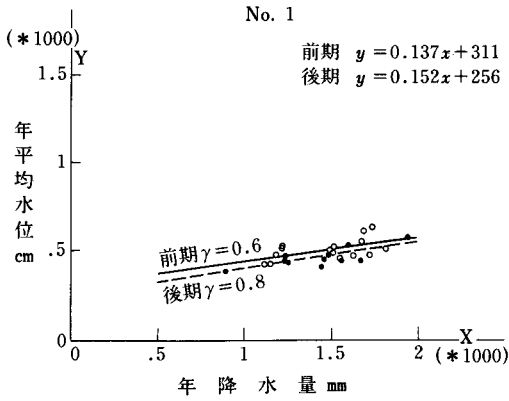
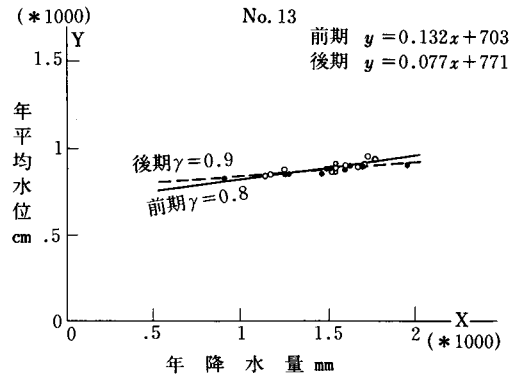
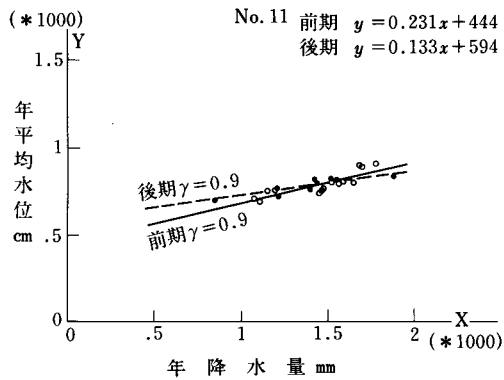
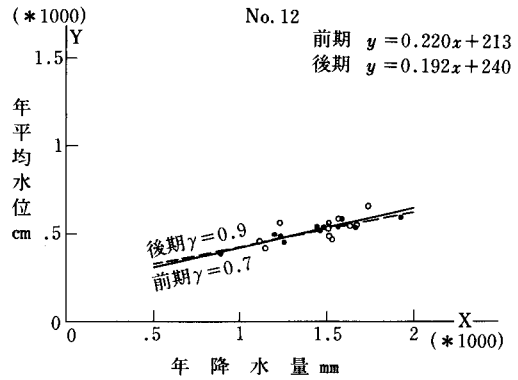
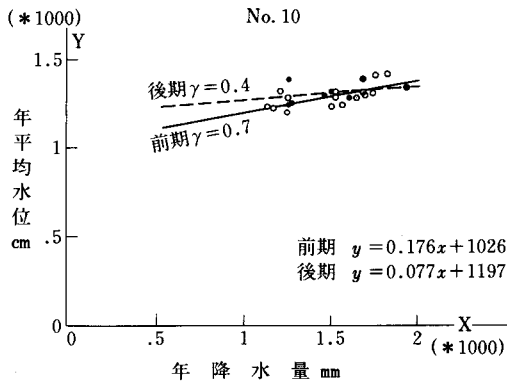


図-3.2 年降水量・年平均地下水位関係分布図(1)





図—3.2 年降水量・年平均地下水水位関係分布図 (2)

響を受けやすい位置にその観測箇所が位置すること等から、地下水の変動はその年の年降水量以外の要因にも左右されやすい結果ではないかと思われる。

一方、回帰直線の勾配についてみると、観測箇所番号 No. 1 を除いて他の全ての地点で後期の回帰直線の勾配が前期に比べてゆるやかである。これは、後期が平均的にみて、年降水量が多い年でも前期に比べて地下水位の上昇は鈍くなるが、逆に降水量の少ない年でも前期ほど地下水位が低下しないことを示すものである。

以上を整理すると、一般に検討対象地域の地下水位は、前期と比較し、後期は年降水量の多寡の直接的影響を受けにくくなっている傾向にあるということになる。すなわち、経年的に見た場合、深山ダムによる水量調整力が検討対象地域の地下水涵養に定性的には大きく反映されているものと考えられる。

そこで、かなり大まかになるが、各観測点での回帰関係を利用して、深山ダムの定量的効果を解析期間のうちで最も年降水量の少なかった年 (昭和59年の888mm) を例にとって検討してみることにする。これは各観測点にお

ける前期・後期2つの回帰直線上において、年降水量888mmに対する後期の地下水位から、同じ降水量の前期の地下水位を差し引いた値をその定量的効果として求めてみる方法である。(図—3.3 参照)

このようにして算出された結果を図—3.4 中にアンダーラインを付した数値として示した。これを見ると No. 4 では、2本の直線回帰式が前述したような関係すなわち、後期の直線の勾配が前期よりもゆるいという関係を満たしながらも、少雨年に対しては後期の方が若干年間平均地下水位が低くなる傾向が示されている。これは、3—3 の図—3.5 (1) で示す No. 4 の前期および後期の累年旬平均地下水位の変化をみれば明らかであるが、他の箇所と比較して非かんがい期の地下水位低下、かんがい期の地下水位ピークの平準化・安定化が進んだ結果であると考えられる。その1つの要因として考えられることは、籌川水系の地下谷の影響、すなわち昭和52年塩原ダムの完成の影響ではなからうか。ちなみに、昭和53年以降の4月から5月にかけての1ヶ月間の地下水位の回復速度の大きさは、それ以前よりも平均値で0.63mも大き

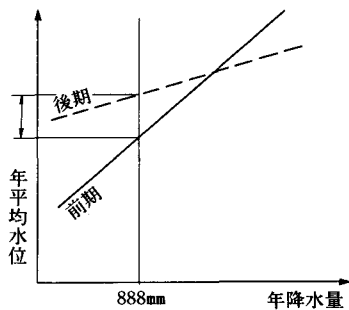


図-3.3 ダムの効果の検討

い。

さて、その他の観測点についてみると年降水量がかなり少ない場合でも、前期より地下水位を高く保つ傾向が見受けられる。特に解析地域中央部にかけてその傾向が顕著である。

### 3-3 地下水位の年変化

次に、旬平均地下水位の年間変動パターンが、前期と後期とではどのような差異があるのかを検討してみるこ

にする。すでに整理された資料より、各観測点における前期および後期の累年旬平均地下水位と累年平均降水量を算出し、図-3.5(1)~(2)にグラフで示した。

これらを見ると、地下水位の寒候期低下、暖候期上昇というパターンは、振幅の程度の差はあれ、全ての観測点で見られる。しかも大まかにみれば前期と後期のパターンに大きな差異はない。しかし、詳細にみると前期と後期とでは以下のような相違点が見い出される。すなわち、

- ① 寒候期では、後期の方が前期に比べ地下水位の低い観測点が多く、図-3.5 に掲載した10観測点のうち8観測点に達する。
- ② かんがい期（4月後半～8月頃）に入ると、後期においては各観測点とも地下水位は著しく上昇し、前期の平均水位とほぼ同等、あるいはそれを上回るほどまでに回復する。
- ③ 非かんがい期に入ると地下水位は低下し始めるが、その低下パターンは、前期・後期ともほぼ同様である。

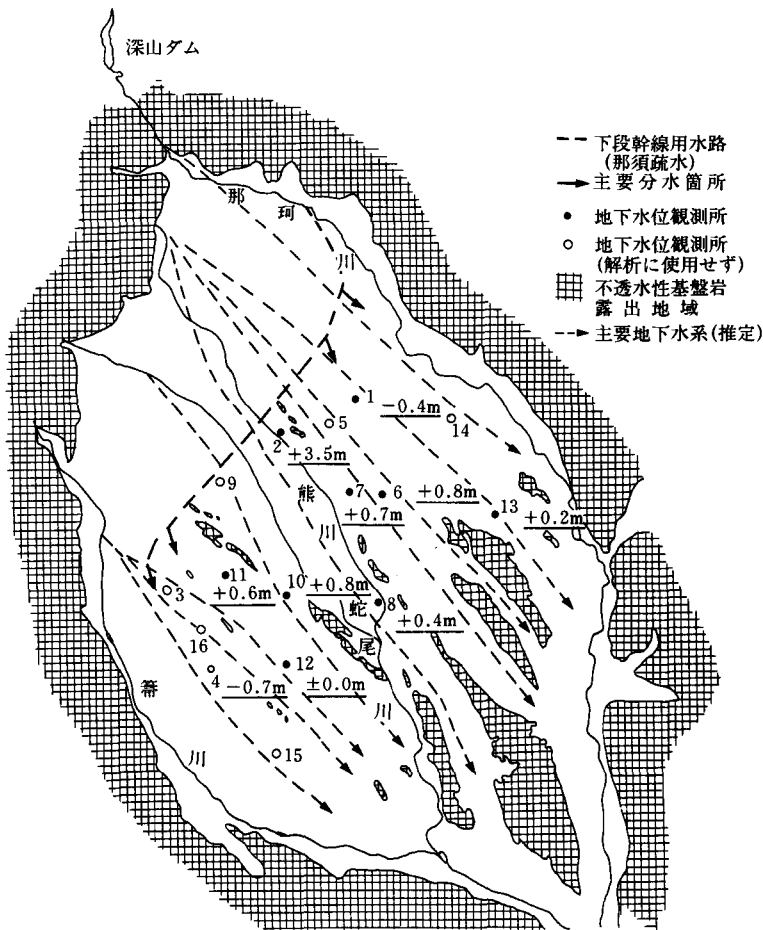


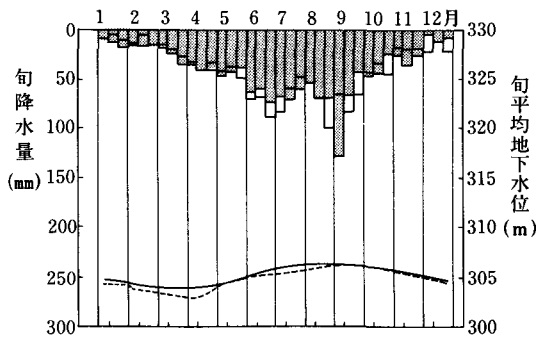
図-3.4 回帰関係を利用した前期・後期の地下水位位置図 (S59の場合)

などである。

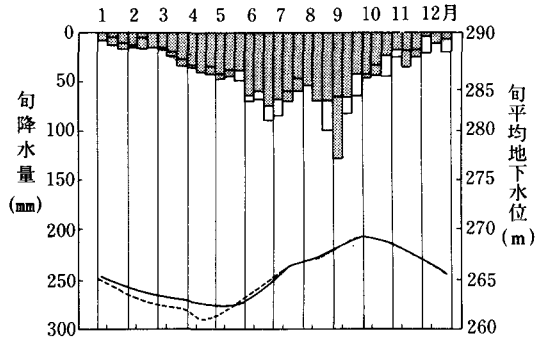
これらは全体的な傾向として言えることであるが、個々の観測点について見ると、それぞれ地下水位変化に特徴が見られる。そこで、毎年の地下水位変化図を詳細に検討した上で、各観測点における地下水挙動についても

みてみると以下のとおりである。

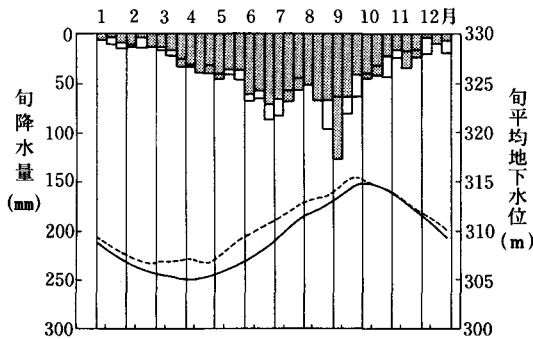
- No. 1 ○年間を通じて水位変動が小さく、地下水位ピークが時期的に固定していない。
- 異常に大きな雨に対してのみ反応する。
- No. 2 ○季節変動が大きく、雨の降り方に特に鋭敏に



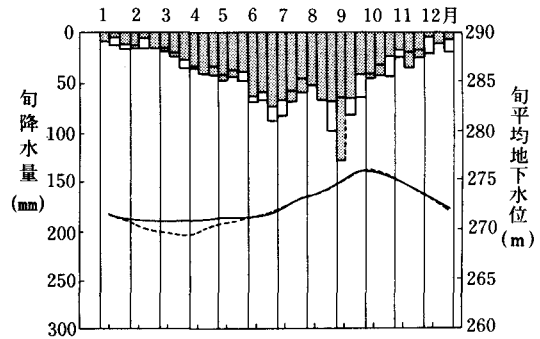
累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水位変化図、地点 No. 1 埼玉



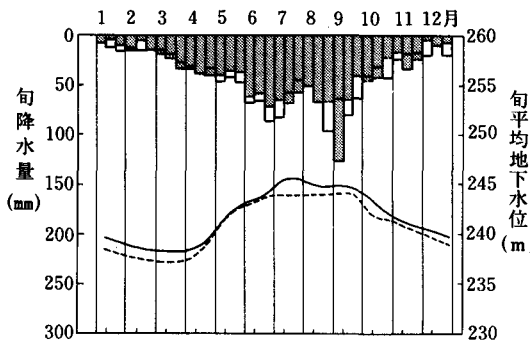
累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水位変化図、地点 No. 6 大塚



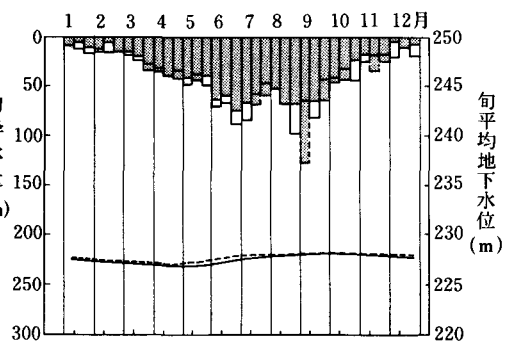
累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水位変化図、地点 No. 2 中内



累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水位変化図、地点 No. 7 北弥六

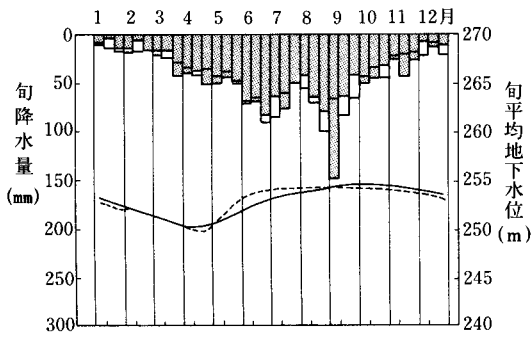


累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水位変化図、地点 No. 4 三区

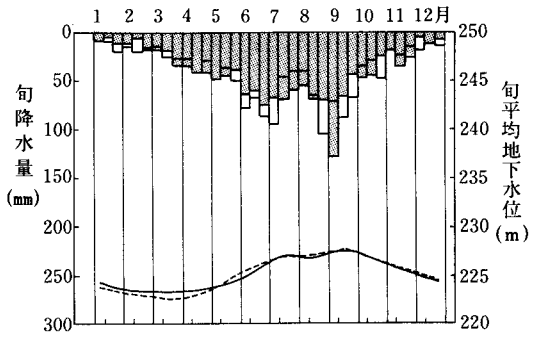


累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水位変化図、地点 No. 8 戸の内

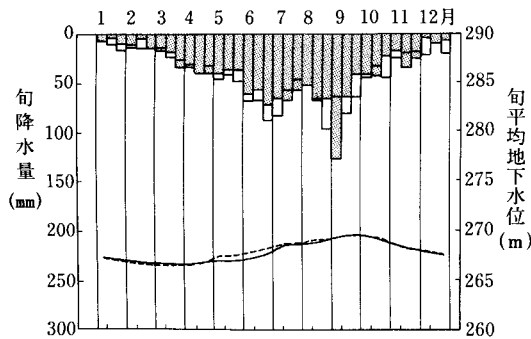
図-3.5 (1) 累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水位変化図



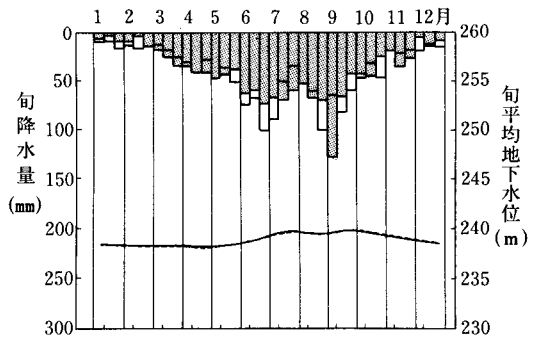
累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水水位変化図、  
地点 No. 10 高柳



累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水水位変化図、  
地点 No. 12 下永田



累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水水位変化図、  
地点 No. 11 東赤田



累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水水位変化図、  
地点 No. 13 野間

—, □ : 33~48年の16年間の累年平均値  
 ..... , ■ : 49~59年の11年間の累年平均値

図-3.5 (2) 累年平均旬降水量(黒磯)・旬平均地下水水位変化図

反応する。

○年間を通じて後期の水位が前期に比べ上昇している。

No. 4 ○かんがい期と非かんがい期に水位がはっきり分かれる。特に後期のかんがい期は6月下旬から9月中旬まではほぼ一定水位を保っている。

○昭和53年以降、かんがい初期の水位回復速度は大きくなっている。

○他の観測点に比べると雨の降り方に対する反応は鈍い。

No. 6 ○雨の少ない年と多い年とでは年間変動パターンが相当異なる。少ない年は変動が小さく、多い年はピークが高くなる。

No. 7 ○No. 6 と同様に雨の少ない年と多い年とでは年間変動パターンが相当異なるが、その傾向

がさらにはっきり現われる。すなわち、基底地下水流が年間を通じて存在するようであり、小雨年は年間を通じてほぼ一定水位が保たれるが、まとまった大きな降水のある年にはその時期に大きなピークが現われる。

No. 8 ○年間を通じてほぼ一定水位である。大きな降雨にもほとんど反応しない。

○後期の水位が前期に比較して年間を通じてわずかながら上昇している。

No. 10 ○年間の水位変動が比較的小さい。ただし大きな雨には水位上昇が見られる。

○前期はピークが10月上旬であったが、後期は4月下旬からの水位上昇が早くなり、6月中旬以降のかんがい期水位は安定しており、ピークがほぼ消失した。

No. 11 ○年間の水位変動は小さい。ただし大きな雨に

は反応する。

○かんがい期間は後期の方が前期より水位が高くなっている。

No. 12○No. 11 とほぼ同じ挙動を示す。

No. 13○年間を通じて水位変動は小さい。雨に対する反応も小さい。

○前期と後期の変動パターンは変わらない。

## 4. 検討結果と今後の課題

### 4-1 検討結果

以上、検討した結果を総合してまとめると、

- ① 降水による地下水位の反応、つまり巨視的な水位変化のパターンは、地下水位の年変化をみると前期後期を比較してもあまり変わらない。
- ② ただし、詳細にみると寒候期では後期の水位の方が前期よりも低いが、かんがい期に入ると前期よりも上昇している地点が多い。寒候期の水位低下は、その傾向から鑑みると揚水ポンプの普及、あるいは降水量が前期に比べ少雨傾向にある（特に12月～2月）ことなどに関連があると考えられる。また、かんがい期の水位上昇は明らかにかんがい水の安定・潤沢化による効果と考えられる。
- ③ 地点によって水位変化の大きい地域と小さい地域があるが、これは不圧帯水層の厚さや不透水層の表面形状すなわち地下谷の発達状況を反映した地下水の流動系態と密接な関係があるものと思われる。
- ④ 年降水量と年平均地下水位との関係をみると、後期では年降水量の多寡が前期ほど地下水位へ影響しない。すなわち、図一3.5で示した地下水位の年変化パターンは、前期よりも後期の方が安定している。

などである。

これらの結果は、定量的検討の面で必ずしも十分とはいえないが、本稿の目的である深山ダムの貯水・調整効果や貯水された水のかんがいによる効果、すなわち深山ダムによる地下水涵養効果なるものは少なからずあるということが定性的には明らかにできたものと思われる。

### 4-2 今後の課題

那須野原では、昭和48年に那珂川上流に完成した深山ダムを昭和49年から運用を開始しているが、本稿ではダム完成前の昭和48年まで（前期）および昭和49年以降（後期）のそれぞれの期間における地下水位の挙動について、地区内での豊富な実測地下水位データを基に統計解析を行った。いうまでもなく不圧地下水位は、降水量・河川水・かんがい水・蒸発散量などの要因により変化するが、ここでは最も影響を与えるとされる降水量との関連性に着目した。その結果、深山ダム完成を境にして前期と後期とでは、事象変化のある事がわかった。ただ、これらの結果は第一近似的な性格のもので、定性的な結

論になるのもやむを得ない所である。

今後、このような検討課題については定量的に把握する必要があるが、それには以下に示すような項目等について調査解析を行う必要がある。

I まず最も基本的なものとして、

- ① 地下水面の形態の把握
- ② 不透水性基盤岩の表面形態
- ③ 地下水流動系の検討

II さらに発展させたものとして、

- ① 降水量、かんがい水、蒸発散量などを入力したタンクモデル等による地下水位解析。
- ② 上記の結果を応用した渇水年における地下水位の挙動解析。

III これからの地下水有効利用の基本として、

- ① 地下水位シミュレーション解析。

以上のような解析を順次行うことによって、地下水の挙動を的確に把握でき、ひいては地下水の有効利用に資することが出来るものと思われる。

## おわりに

今後の検討課題については、多くの部分を本年度から関東農政局直轄調査として開始された“那須野原地区農業地下水調査<開発調査>”に期待するところが大きいであるが、当事業所としても順次できる限り調査解析していく予定である。その意味で標題には“その1”と付させていただいた訳である。また“はじめに”で述べた農業基盤整備事業推進のための一つの基本的課題である、他のいくつかの地域開発効果の検討及び試算についても、第2回計画変更作業のまとめとして、機会があれば整理して別途報告させていただきたいと考えているところである。

最後になりましたが、30年間近く日々地下水位観測を継続しデータを提供していただいている皆様方、あるいは本稿のとりまとめに際し、その動機付けと貴重な示唆をいただいた那須野ヶ原土地改良区連合渡辺美智雄理事長、星野恵美子事務局長をはじめとする地元関係各位およびデータ整理・解析に多大なアイデア提供と惜しまぬ協力をいただいた日本気象協会北関東センター高木広道、赤津邦夫両氏に深く感謝の意を表する次第である。

## 参考文献

- 1) 農水省構造改善局「新しい構造政策の展開」地球社
- 2) 同上 計画部「経済効果測定問題検討会の中間とりまとめ」
- 3) シリン・ベクチュリン「灌漑地の水収支」東大出版会
- 4) 山本荘毅「地下水探査法」地球出版
- 5) 同上「新版地下水調査法」古今書院
- 6) 榎根勇・山本荘毅「扇状地の水循環」古今書院
- 7) 提橋昇「図説那須野の地下水探査記録」住宅新報社

# コンクリートマット法による軟弱地盤上の 排水路改修について

—団体営土地改良総合整備事業浅羽上地区の実施例—

大 杉 昭 二\*

<p>目</p> <p>1. はじめに……………56</p> <p>2. 地区の概要……………56</p> <p>3. 地区の地盤状況（調査報告書より）……………57</p> <p>4. 工法の検討……………58</p> <p>5. 採用工法……………59</p>	<p>次</p> <p>6. 施 工……………61</p> <p>7. 施工管理……………62</p> <p>8. 施工を終って……………63</p> <p>9. おわりに……………63</p>
--	---

## 1. はじめに

この排水路は、昭和30年代団体営区画整理事業により建設されたもので、以来地区の幹線水路（弁財天川上流部）として管理されて来たところであるが、地域の標高が1.0m前後と低湿地のうえ、アシ(ヨシ)、ガマ等の繁茂が著しく、年々その排水機能を保つのに相当の労力を費し、更に上流地域の開発により流量も増えたことから、抜本的な対策を樹てる必要にせまられ、種々検討をした結果この地区に、最もふさわしいものとして採用した工法を、ここに実施例として報告するものである。

## 2. 地区の概要

太平洋沿岸遠州灘に面した、静岡県磐田郡浅羽町は、県の西部「流れも清き」で知られた太田川流域の沖積平野にあり、地形的には平坦でかつ温暖な気候のため古くから中遠（御前崎から浜松あたりまでを遠州と呼んでいる）の穀倉地帯として知られて来た。いま水稻、施設園芸(主としてメロン)、茶などの生産性の高い農業が営まれている。

本町の面積は、28.31km<sup>2</sup> このおよそ63%が農地であり従って町全域が農業振興地域となっている。

このなかで、農振整備計画及び、土地利用計画を樹て土地利用の高度化と、農業近代化のための諸条件を整備するため全町にわたる土地基盤整備(県営は場整備事業、県営広域営農団地農道整備事業、県営湛水防除事業、県営かんがい排水事業、その他の団体営土地改良事業、等)を実施している。

この度報告する事例は、この内の団体営土地総浅羽上

地区で、町の東部に位置した流域 345.0ha の平坦な水田を主とした地域である。近年本地区の排水幹線である弁財天川上流域の山林の開墾が進み、又、昭和49年4月に農村地域工業導入指定を受けて以来誘致を図って来た。

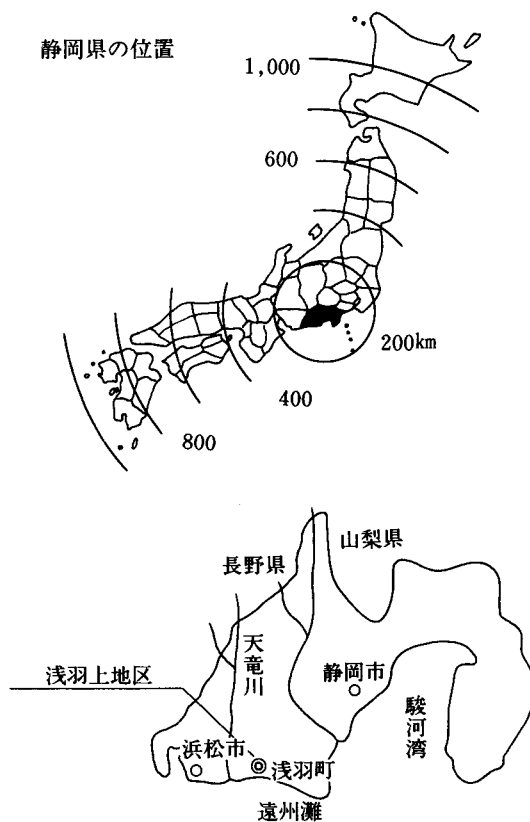


図-1 位置図

\*静岡県磐田郡浅羽町役場建設課

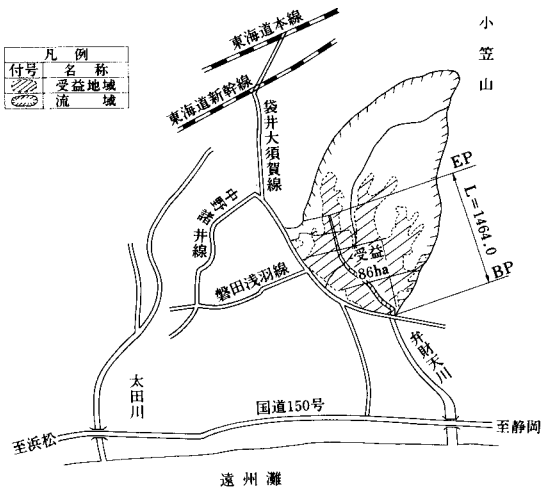


図-2 概要図

昭和55年～56年に約10haを造成し、鉄工機械樹脂工業等の工場導入を行なった。

これらの要因で流出量が増大し、また洪水到達時間の短縮等で、水田は湛水の被害が度々生じるようになった。

そこでこの湛水被害を防除する為、昭和46年度より県営湛水防除事業が着工し、排水機場が設置され、また導水路として弁財天川の改修も並行して行なわれた。しかしこの改修は下流部のみとされたことから、残された上流部は、従来のままとなっていた。このため、団体営土地改良総合整備事業、他事業関連、工業導入「浅羽上」

表-1

事業概要	
受益面積	86.0 ha
主要工事	排水路工 L=1,464m
事業量	事業費
1,464m	229,790千円
関連事業	—
事業主体	浅羽町

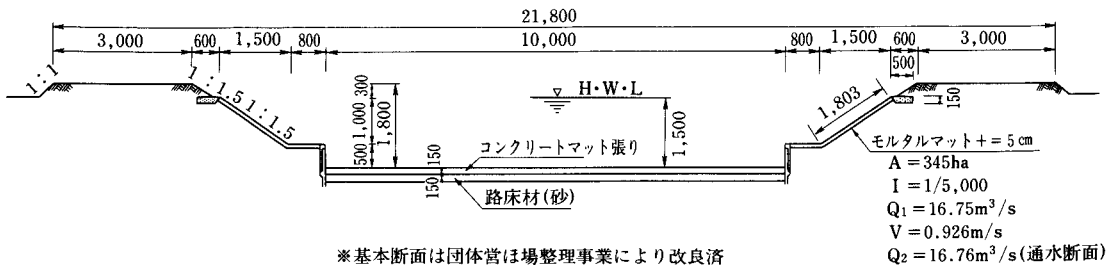
地区として、昭和57年度から昭和60年度まで受益面積86.0ha、事業量 $l=1,464.0m$ の排水路改修を実施した。この改修計画は、現況の排水路が非常に軟弱な地盤上にあり、また断面不足と土砂の堆積、アジ、ガマ等の雑草が、水路中央部まで繁茂し、流水阻害を起こしている等、その機能を十分に発揮できない状況を捉えて水路底の舗装と法面の舗装を行ない、粗度上昇による流水効果をあげ、被害を未然に防ぐよう立地条件にあった工法で行なうように決定した。

### 3. 地区の地盤状況（調査報告書より）

東海道線袋井駅南方約3.5kmの浅羽町浅名地内を南北に流れる弁財天川の延長約1kmの区間は、標高1m内外の低湿地で、北～北東側を洪積台地、南西～西側を標高3m内外の微高地に挟まれた幅500m内外の谷を形成している。表層部は、上部に厚いピート層を載せた泥層を主流とした第四紀完新世の土層（沖積層）で、おぼれ谷的堆積様相を呈する深部は、台地部と同様な第4紀更新世の礫層を主流とした砂泥礫互相（洪積層）となっているものと推定される。

地盤は、表層部に層厚1～3m程度の非常に軟かいコンシテンシーの高圧縮性のピート層が存在し、さらにその下位にも軟弱な泥層がかなりの厚さで存在する。この為超軟弱地盤となっており、一般的には非常に不良なものとなっている。調査区間内では、通常時の水流は極穏やかな流れで、河床に「ヘドロ」状の細粒度を堆積しつつ流れ、荒天時（豪雨時）には、上流の小笠丘陵よりの洪水が流れ込むため、水流は速く、また通常時に堆積した泥土を巻きこんで流れるため、濁流となる水流変化の大きな河川となっている。

一方現在河道は、一部護岸がなされていることから、河道真近での法面崩壊は見られないが、コンクリート柵渠渠平場に続く堤防法面には、土砂流亡や雑草の繁茂が所々に見られ、河床には一部洗掘溝が、一部にはヘドロ状土砂の堆積台が見られる。このうち堆積台の多くには、アジ、ガマの穂等の水性植物が繁茂し、水流を減じさせ、さらに堆積を助長させる環境を作っている。また、現在



※基本断面は団体営工場整理事業により改良済  
※本事業では法面及び河床部を施工

図-3 標準断面図

の河床土層は、表面が薄く堆積し、その下位は非常に厚縮性の高い高有機質土層（ピート層）となっている。このピート層は、調査区間全域に分布する沖積層であるので、弁財天川は、この区間では軟弱地盤上を流れる水流変化の激しい小河川ということになる。

調査は、弁財天川河床にてコーンペネトロメータによる地耐力調査を9地点11ヶ所、ハンドオーガーボーリング調査4ヶ所を行ない、オーガーボーリングにより採取した試料にて液、塑性限界試験、含水比試験を行なった。コーンペネトロメータによる地耐力調査は、約100mピッチで行ない、オーガーボーリングはコンペネ2地点に1回程度で行ない強度と土層の確認を行なった。

調査結果をまとめると以下に示す表の如くなる。調査結果に見られるように、土層は、表層に層厚20~30cm程度の有機質混り粘土（河床堆積泥層）を載せ、その下位は、原形をとどめた植物片等の有機質を主流とした高圧縮性のピート層となっている。

このピート層は、測点 No. 16~No. 32附近までは1m内外の層厚で、測点 No. 35附近より上流側に向って層厚は厚くなり3m~3m以上となっている。地盤表層の強度は、 $qc=0.2\sim 2$  (kg/cm<sup>2</sup>) (コーン指数)で換算支持力  $qa=0.3\sim 3.0$  (t/m<sup>2</sup>) 程度となっている。

なお、上記強度は乱さない状態のものであり、地盤が乱された場合には、大幅な強度低下が生ずるものと

表-2 室内試験結果

室内試験結果は下表の如くである

測点No.	自然含水比 W(%)	液性限界 LL (%)	塑性限界 PL (%)	塑性指数 I P	液性指数 I L	推定鋭敏比 St
No.16+4m	190.4	208.0	86.3	121.7	0.86	4~8
No. 28	117.8	151.5	68.5	83.0	0.59	2~4
No. 38	180.2	178.0	72.7	105.3	1.02	8~16
No. 43	154.1	139.0	50.7	88.3	1.17	16~32

る。(推定鋭敏比参照)

尚、推定鋭敏比は土質試験法(土質工学会編)による。

#### 4. 工法の検討

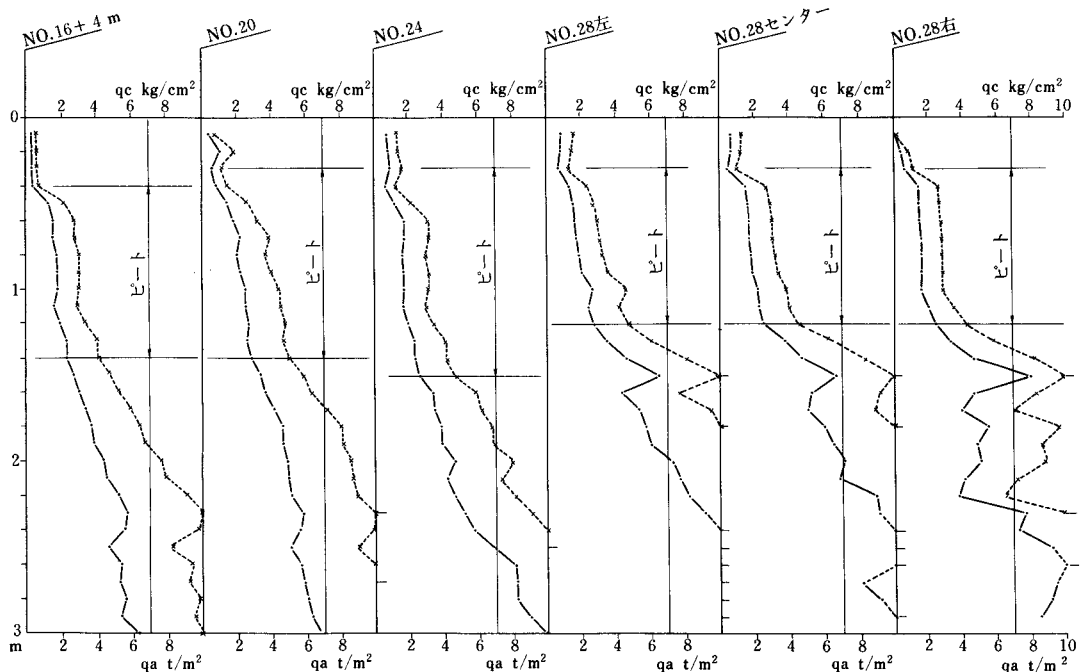
##### 4-1 水路底舗装工法の検討

舗装を行なう場合、地盤が軟弱な為、完成後の性能として次のような条件が考えられる。

(ア) 出来上がり河床の不等沈下及び破壊はおこさない。

(イ) 多少の不等沈下はやむをえないが、破壊及び基盤洗掘は極力押える。

(ウ) ある程度の破壊が起きても、補修が簡単であり、施工が経済的であれば良い。



$qc=10C$ . より  
 $C=\frac{1}{10}qc$

$*qa=\frac{1}{3}\alpha C N_c$

$\phi=0^\circ$   
 $\alpha=1$   
 $N_c=5.3$

$qa=1.76C$

— — — — —  $qc$ . (kg/cm<sup>2</sup>) コーン指数  
 - - - - -  $qa$ . (t/m<sup>2</sup>) 換算支持力

図-4 コーンペネトロメータ試験結果



このうち(イ)の考え方は、軟弱層下位の硬質地盤に支持を求め、杭基礎上に河床を置くことを意味し、経済的に非常に高価になることと、堤体の沈下は不可避であることから、不整合による破壊や、断面不足を生ずることになること等の理由により採用不適當である。

この為採用に適するものとしては、(イ)、(ウ)の2つが考えられる。

これらの性能を満足させる工法は、基礎地盤の状況を考慮すると、砂基礎上に布設する布製型枠コンクリートマット工法及び場所打コンクリート板工法（コンクリートポンプによる打設）の2つが一般的に使用される工法かと考えられる。

このうち、完成後の性能は、前者が(イ)に近く、後者が(ウ)に近いものとなる。(イ)に近い理由は次のようなことである。

理由1、両者共コンクリート板が構造主体であるため、コンクリート板自体の不等沈下による破損の可能性は否定できない。

しかし、次のような理由により破壊の度合は前者が少ない。

型わく布による張力が期待できると同時に型わくが工業製品であるので、コンクリートの厚さが一定で荷重偏重による不等沈下が少なくなり、この面でも強度増加と同様の効果となる。またコンクリート打設時には、ポンプ注入となるので基礎地盤を乱すことが少ない。

理由2、仮に亀裂、折損等が生じた場合に於いても基礎地盤の洗掘、基礎砂、コンクリート板本体の流亡が少ない。

布製型わくは、合成繊維であるので、水中ではほとんど強度劣化がなく、仮にコンクリート板が折れた場合にも両面が破損することはないので、板の一体化が保たれる。

板が破損した時、いずれかの面の布が残るということは、亀裂等の損傷箇所初期に水の移動が起こった場合に於いても、布がフィルター役を果たし基礎砂、及び基礎地盤泥土の流亡を防ぐ。

等の理由から、底舗装工法としては基礎砂を布設した上部に布製型わくコンクリート板を設置するのが上位工法となる。

#### 4-2 法面舗装工法の検討

施工予定区間の地盤は、非常に軟弱であり、不等沈下も大いに予想される。このため、舗装工は前項と同じように不等沈下、及び洗掘に対応できる工法が望ましい。これには、前述の布製型わくコンクリートマット工法（モルタル注入）が上げられる。また、張りブロック工法及び一般の現場打コンクリート工法も上げられる。張りブロック工法は不等沈下、洗掘抵抗にやや劣り、一般の現場打コンクリート工法は、他の2工法に比較すると安価であるが、法勾配（1：1.5）から施工性、及び不等沈下等に問題がある。

以上をまとめると下表のとおりとなる。

本地区の軟弱地盤には、表-3に示すように、コンクリートマット工法が適応性にすぐれているので、これを採用した。

### 5. 採用工法

#### 5-1 コンクリートマット工法

コンクリートマット工法は、2枚の織物を特殊な方法で織り合わせて、その織り込まれている中間の接結糸の長さによって、マットの厚みを決める布製型枠の中にコンクリート又はモルタルを現場注入することにより、非常に強度の高い耐久性のあるコンクリートマットを作り出す工法である。

コンクリートマット工法に使用する布製型枠は、一般の法面や河川、港湾の護岸、水路ライニング基礎根固め等に使用されており、その特徴は次のとおりである。

(イ) 施工が簡単である。

コンクリートマット工法に使用する布製型枠は、それ自体が型枠である為、マットを掛け周囲を固定するだけですぐに施工することができる。よって施工期間は、降雨等による河川増水によって起こる土砂の堆積についても、これらを除去整地した直後に施工が可能である。

(ロ) 水中での施工が可能である。

河川が増水してもその流速が0.25m/sec以下であれば、十分に安定した水中施工が可能である。

(ハ) シートの特徴を生かすことができる。

布製型枠にコンクリート又はモルタルを注入する場

表-3 コンクリートマット工法と一般の現場打ちコンクリート工法との工法比較

比較項目	適 応 性												
	雑草抑制効果	水中施工	軟弱地盤施工	地盤との密着性	耐候性	透水性	水質影響	耐アルカリ	耐油性	補修の容易性	法面安定性	経済性	美観
コンクリートマット工法	○	○	○	△	○	×	△	○	○	○	○	△	○
一般の現場打ちコンクリート工法	○	×	×	○	○	×	△	○	○	○	○	○	○
コンクリート張りブロック	○	△	△	○	○	×	△	○	○	○	△	×	○

表-4 許容最大平均流通

種 別	流速 m/sec	種 別	流速 m/sec
砂 質 土	0.45	うすい コンクリート (<10cm)	1.50
砂 質 ローム	0.60	ア ス フ ェ ル ト	1.00
ローム	0.70	ブ ロ ッ ク 空 積 (控30cm以下)	1.50
粘 質 ローム	0.90	ブ ロ ッ ク 空 積 (控30cm以上)	2.00
粘 土	1.00	ブ ロ ッ ク 練 積	2.50
砂 交 り 粘 土	1.20	ブ レ キ ャ ス ト	2.50
軟 岩	2.00	コ ン ク リ ー ト バ イ プ	5.00
中 硬 岩	2.50	鋼 管	
硬 岩	3.00		
厚い コンクリート (>18cm)	3.00		

出典：農林水産省農地局「土地改良事業計画設計基準」より

合、河床部の土砂の型枠内への混入をシートのフィルター性効果により防ぐことができる。又、注入直後の自重による不等沈下に対しても、シートのハンモック効果によりこれを防ぐ事ができる。

(二) 寸法、形状を自由に選ぶことができる

布製型枠は、施工現場に合わせ、あらかじめ工場で加工することができるため、型枠の寸法、形状は自由に選ぶことができる。

5-2 コンクリートマット工法の理論

コンクリートマット工法に使用する布製型枠は、その厚みが5cmから50cmまで6種類について選択することができるが、各々の厚みの選定については次のとおりである。

(i) 水路に使用する場合の厚み(タイプ)の決定方法

水路での許容最大平均流速は、その水路を形成する材料により下表のように表わされており、厚みを決定する場合は、表におけるコンクリート材(厚い、薄い)により判断する。

(ii) 揚圧力を受ける場合の厚みの決定方法

水位変動が大きい場合や地下水位が高い場合は、背面水による揚圧力を考慮して設計する。

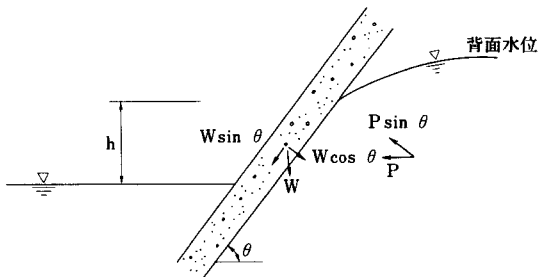


図-5 揚 圧 力

上図のようにhなる水頭差を生じた場合、その背面水圧は

$$P = \frac{1}{2} r h^2$$

マット面に直角に作用する水圧 P' は

$$P' = P \sin \theta = \frac{1}{2} r h^2 \sin \theta \dots \dots \dots (1)$$

r: 水の単位体積重量 (kg/m<sup>3</sup>)

また、水頭差のある部分の自重の法面に垂直な余分 W' は

$$W' = W \cos \theta = \frac{w h \cos \theta}{\sin \theta} \dots \dots \dots (2)$$

w: マットの単位面積当り重量 (kg/m<sup>2</sup>)

故に、マットの設計に当り、背面水圧を考慮に入れる場合 P' < W' となるようにマットの厚みを決定する必要がある、上記の方法により求めた許容水頭差を次表に示す。

5-3 厚みの決定

河床は、常時水位が約30cm程度であり、土砂の堆積、及びアン、ガマ等の雑草が繁茂し、流水阻害を起こしている。

そこでこのコンクリートマット工を計画し、此の現場における仕様について、①、地盤支持力とコンクリートマットの厚み、②、不等沈下に対するクラックの生じ得ない1ユニットの形状、③、コンクリートマットの仕様の検討を行なった。結果として地盤の支持力において各マットの打設載荷は問題ないが、長期的な沈下の内、不等沈下に対処するためには軽量なマットの方が安全性が高い。そこで100%Hか150%Hのマットが考えられるが、地下浸透水の揚圧力を加味し、かつ長期的な構造物、及びコストを勘案してコンクリートマット150%Hに決定した。

法面部においては、平均流速も1.0m/sec以下であり、揚圧力の計算においても許容水頭差内に入るため最小厚50%Hに決定した。

表一5 マットタイプ別の許容水頭差

	50H	100H	150H	200H	300H	500H
単位面積当り重量 (kg/m <sup>2</sup> )	110	220	330	460	690	1150
許容水頭差 h (m)	0.22 cos θ	0.44 cos θ	0.66 cos θ	0.92 cos θ	1.38 cos θ	2.3 cos θ
	sin <sup>2</sup> θ	sin <sup>2</sup> θ	sin <sup>2</sup> θ	sin <sup>2</sup> θ	sin <sup>2</sup> θ	sin <sup>2</sup> θ

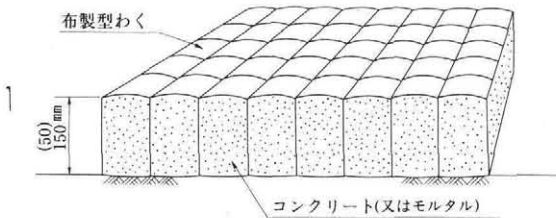
故に上表を上回る水頭差が生じると考えられる場合は、排水パイプ等を取りつける必要がある。

表一6 注入材料の配合表

	1 m <sup>2</sup> 剤の材料使用量				水セメント比	スランプ又はフロー値	備考	
	セメント	水	細骨材	粗骨材				
モルタル	600	360	1,200		60%	フロー値 20±2秒		(厚さ5cmのコンクリートマットに使用)
コンクリート	370	237	964	645	64%	スランプ 23±2cm	骨材最大粒径10% 混和剤1%	(厚さ15cmのコンクリートマットに使用)

5-4 コンクリートマット工法に使用する布製型枠の仕様及び注入材料

コンクリートマットのコンクリート工は、モルタル注入後の模式図を図一6に示す。



図一6 コンクリートマットの模式図

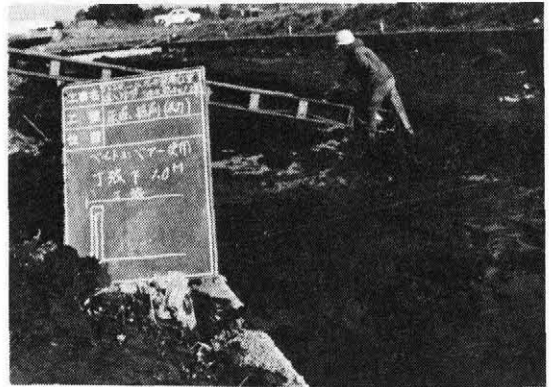
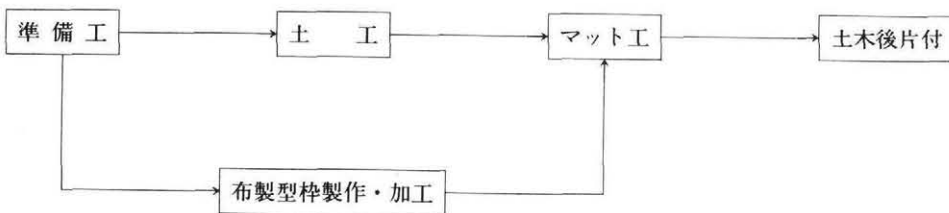
コンクリートマットに使用する布製型枠は、前述した通り2枚の織物の内に接結糸が織り込まれており、その接結糸の長さによってマットの厚みを決定している。

布製型枠の素材は、ナイロンである。

布製型枠内に注入するコンクリート(厚さ15cmの場合)、またはモルタル(厚さ5cmの場合)の配合は表一6の通りである。

6. 施工

本工事の施工に係る一連のフローチャートは、下記の如くである。

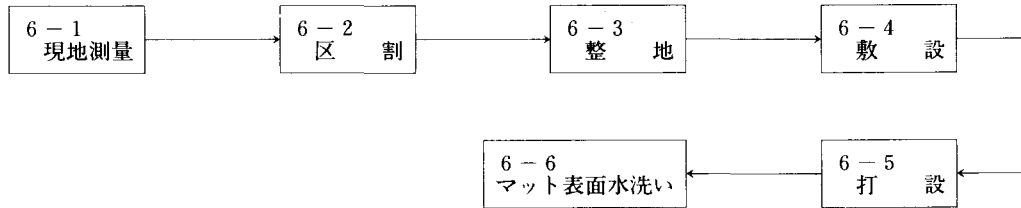


写真一1 掘削状況



写真一2 コンクリート打設状況

マット工に関するフローチャートは下記の如くである。



### 6-1 現地測量

法面及び河床部の施工範囲の測量を行ない、測量図に基づき布製型枠製作、加工に必要な縫製図の作成を行なった。

### 6-2 区割

現在測量に基づき、布製型枠布設の為のポイント出しを行ない、ポイント明示の為木ぐい及び水糸により区割を行なった。

### 6-3 整地

布製型枠布設の前に法面及び河床部の地盤状態をチェックし、地盤の凸凹法面崩れ、その他施工に当って不都合と見られる箇所の除去、補正を行なった。

なお、整形後布製型枠布設までの期間、降雨による法面の崩れが予想される時は、シートカバーにより養生を行なった。

### 6-4 敷設

所定の区割に布製型枠を展開し、水路底舗装工に使用した型枠（厚み15cm）については、鉄筋杭を用いて周囲の固定を行なった。

又、水路法面舗装工に使用した型枠（厚み5cm）については、法面上部に位置する型枠端部に単管パイプを取り付け、さらに天端部に打設した固定杭（鉄筋）に対し、ロープ又は足場チェーン、及びチェーンブロックを介して単管パイプを固定した。

さらに、布製型枠パネル間の接続としてマジックファスナーを用いて一体的（連続的）にすると共に、コンクリート（モルタル）注入時にパネル間にすき間が生じることを防止した。

### 6-5 打設

打設は、あらかじめ布製型枠に設けられた注入口に、ポンプ車の元端に取り付けられたフレキシブルホースで挿入した。

注入口は、15cmの厚みの布製型枠について、およそ5～6㎡に1ヶ所設けられており、又5cmの厚みの布製型枠は、8～10㎡に1ヶ所設けられている。注入は、順次注入口を移動しながら行なった。

注入を終えた注入口については、特殊な金具（クジラレーシング）を用いて閉じ、コンクリート（モルタル）がこの部分から噴き出すのを防いだ。

### 6-6 マット表面水洗い

コンクリート（モルタル）打設終了後、マット表面に付着した汚れを除去する為に水洗いを行なった。

## 7. 施工管理

コンクリートマットの施工管理において、特記すべき事項について述べる。

### 7-1 コンクリート（モルタル）

コンクリート（モルタル）については、第1にワーカビリティ、コンシステンシーが確保出来るかどうかにより、現場での注入がスムーズに行くか否かにあると考えられた。特にコンクリートについては、厚み15cmの布製型枠の内に入れ、かつ河床での注入である為、スランブ及び空気量の確保が必要となった。現場におけるスランブ、空気量の確認を行なう為、各々のスランブ試験空気量測定を2回/日実施した。又、モルタルのフロー値の確認の為、現場においてフローコーンによる測定を2回/日実施した。

コンクリート（モルタル）の配合については、単位水量が従来のコンクリート構造物に比べて多く（コンクリート）の場合  $W=237\text{kg}/\text{m}^3$ 、モルタルの場合  $360\text{kg}/\text{m}^3$ ）施工時の分離、強度低下が心配されたが、その後の圧縮試験の結果、設計強度以上（設計強度  $\sigma=180\text{kg}/\text{m}^2$ ）が確保されていた。

### 7-2 整形

コンクリートマットの出来上がりの良否は、主として布製型枠布設前の土工仕上げ面の出来いかんがおおいに関係することから仕上げ面の確認を行ない、問題の有る箇所については除去、補正を行なった。

### 7-3 打設

河床部のコンクリートマットについては、（布製型枠）は外周固定を鉄筋杭により行ない、コンクリートを注入する際の圧力により、型枠自身が移動変位することのないようにした。

法面部のコンクリートマットについても、各パネルの縦横方向のラインの直線化に努力した。コンクリートの厚みについては、注入中随時検尺棒の挿入検査を行ない確認を行なった。注入口の後処理については、美観上の問題から特殊な金具（クジラレーシング）により処理し



写真-3 (着手前) 現況



写真-4 完成(施工後)

た。

コンクリート(モルタル)注入量の確認は、予定数量と納品書数量との差異により行なった。

## 8. 施工を終って

### 8-1 効果

施工後は、今まで繁茂していたアシ、ガマ等の雑草や土砂の堆積もなくなって念願であった流水阻害が解消し、大巾に労力節減も図られた。地区の水田は前述した排水不良や湛水の被害から救われたばかりでなく、一部では、レタス、トマト等の裏作も可能となり水田の汎用化にも大いに役だった。

### 8-2 今後の検討事項

次に、コンクリートマット自体の施工に関して、今後の研究改善着手すべき問題点について気付いた点を記す。

#### (1) 布製型枠

① 布製型枠は、あらかじめ予定施工面積より大きく加工し、コンクリート(モルタル)の注入により縮ませて一定寸法を確保しているが、地盤と型枠との間の摩擦力の差により、その縮みに差が出るようであり、結果として仕上がり面積にバラつきが見られる。

今後摩擦力の問題について、係数の見つけ出し等に

より、布製型枠の加工に考慮して行く必要がある。

② 注入口の位置については、特に厚み15cmの型枠においてパネルの内1区割内に4ヶ所設けていたが、注入口の位置が端の方に有った為、コンクリート注入時若干入りにくい箇所が見られたが、これは注入口の位置の変更により解決できる問題であろう。

#### (2) コンクリート(モルタル)

注入するコンクリート(モルタル)は、ワーカビリティ-コンシステンシーを確保し、型枠内に注入しやすくする為にかなり富配合な材料となっているが、直接コストにはねかえてくる問題であり、注入に支障のない範囲での配合の見直しが必要であろう。

## 9. おわりに

当事業は、既設排水路の改修をして断面不足の解消をはかる工事である。軟弱地盤において工法決定については、種々検討を行なった結果、現場条件に合致した工法として布製型枠工法を採用したのである。

採用までには、国、県を始め関係各位のご意見、ご指導を賜わり、昭和57年度より施工を開始し今年度60年度をもって完了予定である。構造的にも軟弱地盤に対し、今後の事業実施についてより一層の研究に精進をしたい。最後にこの工法採用に当って農政局の特別な御指導に対して紙上を借りて御礼申し上げる次第です。

# 広沢ダムの洪水吐の設計

——大淀川左岸地区広沢ダムの水理模型実験を中心として——

三本武津雄\* 堀井 潔\* 清水 逸雄\*

目	次
1. はじめに……………	64
2. 大淀川左岸地区の概況……………	64
3. ダム諸元……………	65
4. 模型実験の目的と概要……………	65
5. 模型実験の結果……………	65
6. 原設計から変更案に至る経緯……………	68
7. 変更計画案……………	71
8. 変更案における水理模型実験結果……………	71
結 び……………	74

## 1. はじめに

広沢ダムは、宮崎県東諸県郡綾町に位置し、一級河川である大淀川水系浦之名川に建設されるものであり、堤高62m、堤長199m、堤体積159千m<sup>3</sup>の重力式コンクリートダムである。

本ダムは流域面積43km<sup>2</sup>、設計洪水流量1,270m<sup>3</sup>/sと大きい。従来この規模のダムにあっては、洪水吐の型式としてクレストゲートを設ける場合が多く、本ダムも当初計画ではゲート付き重力式コンクリートダムの設計を行ってきた。しかし、ゲート付洪水吐においては洪水排除をゲート操作に頼るために、誤操作、異常洪水時等の異常放流により人工災害が生ずる可能性がある。近年、ダム管理の合理化、省力化の進むなかで維持管理等の容易な洪水吐を計画、設計するダムが急増している。

本ダムのように洪水流量が大きく、満水面積の小さいダムにおいては洪水吐ゲートの操作遅れに伴う水位上昇が生じることから、洪水吐タイプの再検討を行った。その結果、安全性、経済性、将来の維持管理の面から見ても、ゲートなしの自然越流型式の洪水吐が有利であると判断し設計を行った。しかし、ダム堤体下流部が非対象となっていることや、減勢工の幅に限度があり、理論的な検討のみでは、精度上限界があることから、昭和56年度に九州大学農学部排水干拓工学研究室に委託して洪水吐の水理模型実験を行ったので、その内容等について報告する。

## 2. 大淀川左岸地区の概況

広沢ダムは国営土地改良事業大淀川左岸地区の水源である。事業の受益地は宮崎県の中心部を流れる大淀川の

下流域にあって、1市3町にまたがる農地約2,000haである。このうち水田約900haは大淀川に流入する小派川沿いの沖積地帯に細長く点在し、用水は現在14ヶ所の井堰と40ヶ所の溜池、4ヶ所の揚水ポンプ及び数十ヶ所の溪流又は天水掛りによってまかなわれている。このように分散する水源は施設も小規模で流域面積も少ないため、かんがい用水は極めて不安定であり、一旦晴天が続けば水源流量は枯渇して、しばしば干害を生じている状況にある。

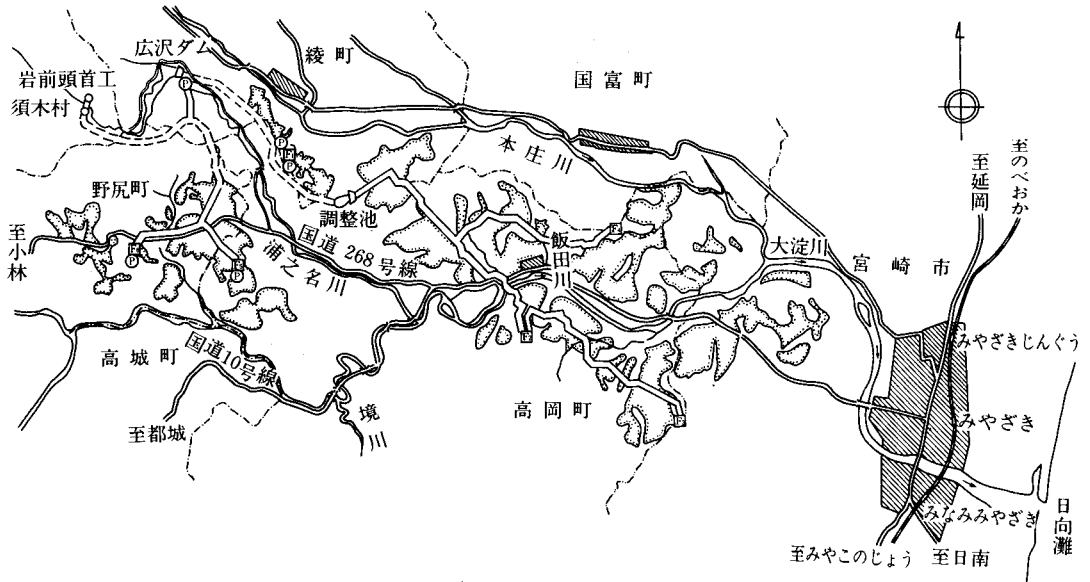
一方、約1,100haの畑地は標高50m～200mの丘陵部のシラス台地上に位置し、開畑されたままで用水施設は全くなく、防除用水等にも事欠く状況にある。

宮崎県の一般気象は、南海型気候区に属し、地勢は北に祖母嶺の高峰が連なり、西は国見丘、市房山等、南に走る九州山地と韓国岳、高千穂を主峰とする霧島山がそびえて複雑な地勢となっているため地域差が大きい。本地区の位置する東部海岸地方では年平均気温が17°C内外であって、日本で最も温暖な地帯に属している。

降雨は年間2,000mm以上の降水量が記録されているが、このうち梅雨期、台風期によるものが、約70%を占め、風水害や干害など、自然の猛威にさらされて、畑地の利用が大きく制約され、不安定な農業経営の主な原因となっている。

本事業は、農地の高度利用をはかり、高収益の作物を計画的に導入して、温暖な気候を生かした多種、多量の農産物の周年生産、出荷体制を確立し、安定した農業経営を実現することにある。そのために先ず、遅れている農業基盤を整備することであり、とくにその基幹として、広沢ダムを築造し新規水源を開発するとともに、岩前頭首工を改築し受益地内への配水はパイプラインによってつなぎ、水田地帯へは安定的な用水補給を行い、畑地帯

\* 九州農政局大淀川農業水利事業所



図一 大淀川左岸地区概要図

には新規の畑地かんがいを行うものである。

### 3. ダム諸元

広沢ダムは洪水吐が自由越流方式であること、さらに地形的な制約を受けて

- (1) 流れが左右非対象である。
- (2) ダム越流幅  $B$  と減勢工幅  $b$  との比 ( $b/B$ ) が  $1/6$  程度と縮小率が小さいこと。
- (3) 減勢池における単位幅流量が  $42.2 \text{ m}^3/\text{s}$  (減勢工対象洪水量の場合) と大きい。

などの水理的な問題点があり、理論的な検討のみでは精度上限界があるとともに、この種のダムの施行事例は少なく参考となる資料に乏しいため、水理模型実験により問題点の確認を行った。

### 4. 模型実験の目的と概要

実験目的は設計洪水流量における洪水吐通水能力の検定、シュート部の水面形と圧力、減勢池の機能、それに河川取付部から下流河川部の流況の検討を主とした一連の水理現象の解明であり、設計上、ならびに管理上必要な水理資料を求めためである。

ダムの模型は、広沢ダム実施設計書を基本とし、模型縮尺は  $1/50$  とした。

貯水池としては幅  $4 \text{ m}$ 、長さ  $5 \text{ m}$ 、深さ  $1.5 \text{ m}$  のコンクリート整流水槽を用い、この一面にダム本体の模型を設けた。模型はすべて木製とし、フレットと減勢池の側壁だけは透視できるよう合成樹脂板を用い、下流河川部分は粗いモルタルで作った。

模型の力学的相似関係は、フルードの相似則に従うも

表一 広沢ダム諸元表

流域面積	43.0 km <sup>2</sup>	設計洪水流量	1,270 m <sup>3</sup> /s
満水面積	0.334 km <sup>2</sup>	設計越流水深	2.8 m
総貯水量	5,100,000 m <sup>3</sup>	設計洪水位	EL 179.00m
有効貯水量	3,800,000 m <sup>3</sup>	減勢対象洪水流量	610 m <sup>3</sup> /s
常時満水位	EL 179.00m	河川取付部対象洪水流量	460 m <sup>3</sup> /s
堤高	62.00m	洪水吐	自由越流方式
堤頂	199.00m		

のとして処理した。

築造されるダムは、コンクリートで造られるので、その表面の粗度係数は、 $0.015$  程度と推定され、模型における粗度係数は、 $0.015/1.919=0.008$  程度が要求される。模型の表面は、精密仕上げのうえ、ラッカー塗装しているので、多くの実験例から考えて  $0.008\sim 0.010$  程度と推定され相似関係は満足していると考えられる。さらに、フレットや減勢池内の流れは著しい空気連行を伴っているため、相似則は完全ではないが、多くの事例から推定して、ほぼ築造されるダムの現象を再現しているものと考えられよう。

水理諸量の測定は、ポイントゲージ、マンメータ、ピトー管、写真などを使用し、水面形、圧力、流速、流況などを中心に調べた。なお実験流量は、 $320 \text{ m}^3/\text{s}$  (設計洪水流量  $\times 1/4$ )、 $635 \text{ m}^3/\text{s}$  (設計洪水流量  $\times 2/4$ )、 $970 \text{ m}^3/\text{s}$  (設計洪水流量  $\times 3/4$ )、 $1,270 \text{ m}^3/\text{s}$  (設計洪水流量) を流し、流量は下流端に設けられた四角堰で測定した。

### 5. 模型実験の結果

#### (1) 越流部

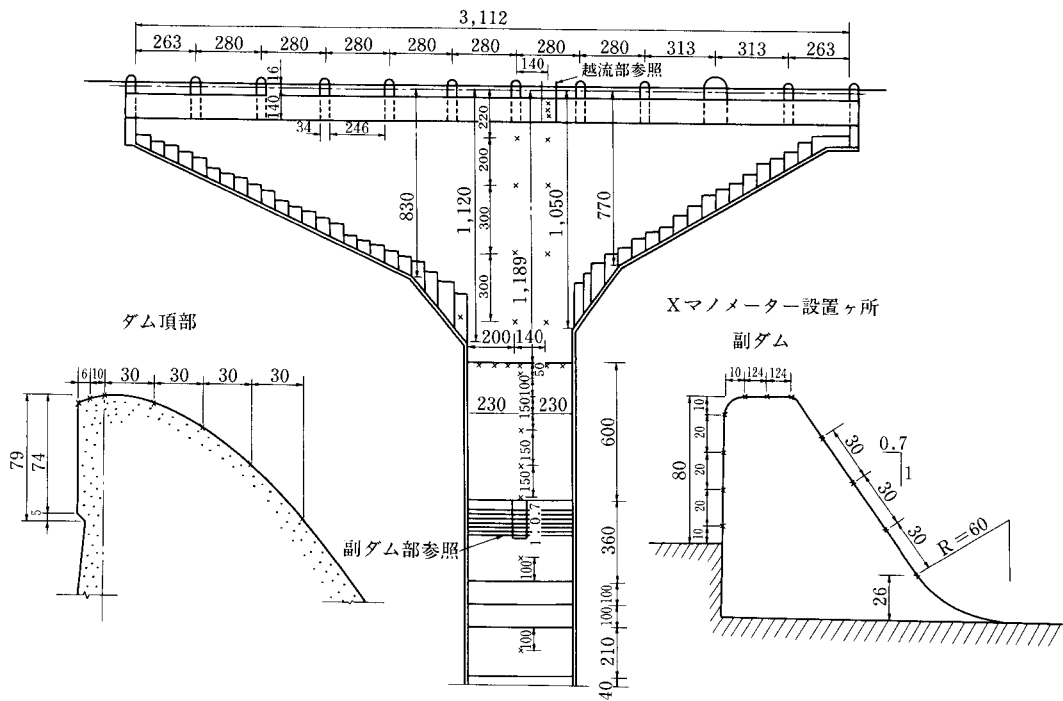


図-2 堤体平面図模型寸法 (単位mm)

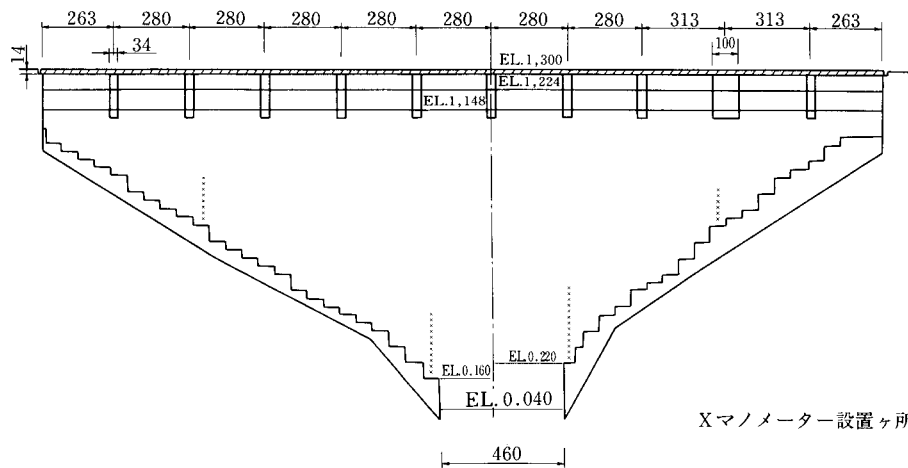


図-3 堤体縦断面図模型寸法

堤頂からの越流部分については、計算通りの越流水深で、所定の流量が流下し、問題は見受けられなかった。

① 越流量、越流係数の実験結果を図-5、図-6に示すように設計値との差はなく、特に設計洪水流量付近では良く一致しており、越流水深2.8mで流量1,270 m<sup>3</sup>/sが流下することが確認された。

② ダム頂部表面の圧力分布と越流水面形を示したものが図-7であるが、負圧の発生もないので問題はない。また設計洪水流量1,270 m<sup>3</sup>/s流下時の、橋梁下面

から水面までのクリアランスは、1.5mあり問題ない。

## (2) シュート部

原設計では、シュート部のファイレット部は、激しい空気混入によって水深が上昇する。この混入空気を含んだ流れを、側壁を越えることなく、完全に流下させるためには、10m以上の高さの側壁が必要となり、施工的にみて問題が生ずるものと考えられる。ただし写真を見てわかるように、これだけ空気を連行した流れとなっていることは、減勢効果から見て好ましいと判断できよう。



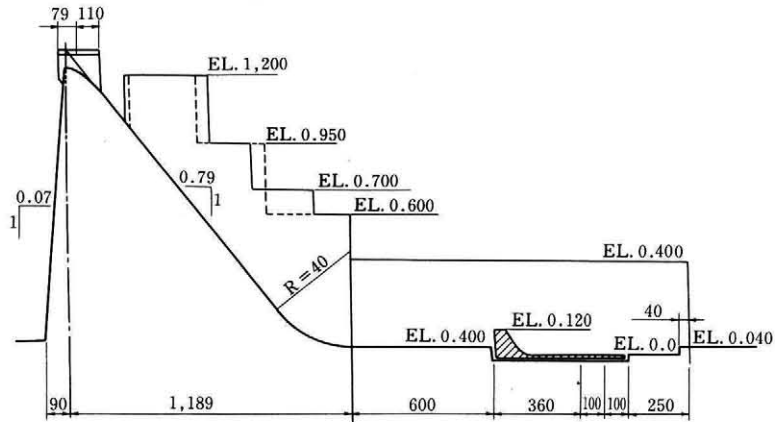


図-4 堤体標準断面図模型寸法

写真-1 堤体模型写真 (グラビア参照)

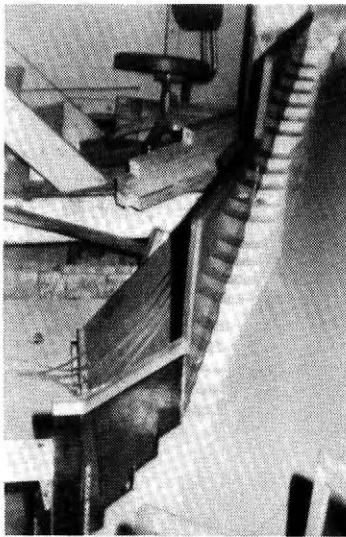


写真-2 シュート部フィレット状況

表-2 相似比

諸元	次元	縮率	相似比	参考
長さ・水深	$L$	$n$	1 : 50	
時間	$T$	$n^{1/2}$	1 : 7.071	
流連	$LT^{-1}$	$n^{1/2}$	1 : 7.071	
流量	$L^3T^{-1}$	$n^{5/2}$	1 : 17.678	
圧力強度	$ML^{-1}T^{-2}$	$n$	1 : 50	
流量係数	$L^{1/2}T^{-1}$	1	1 : 1	$Q = KBE^{3/2}$
粗度係数	$L^{1/8}$	$n^{1/8}$	1 : 1.919	$V = 1/nR^{2/3}I^{1/2}$

### (3) 減勢工

原設計では、跳水を利用した減勢を考え、上流射流水深に対する下流水深を確保するために、副ダム方式を採用している。本ダムにおける減勢池への流入量は、減勢

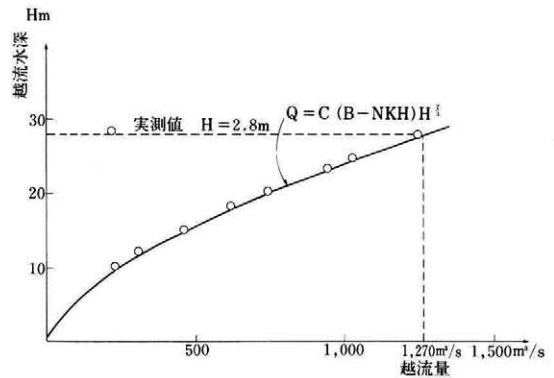


図-5 H~Q 曲線

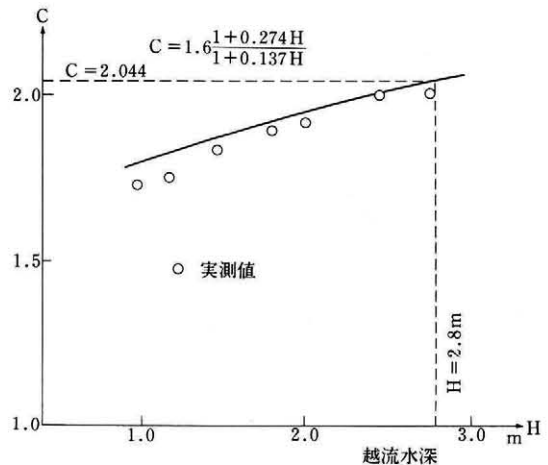


図-6 H~C 曲線

池幅からは、ストレートに流入してくるが、その約5倍の流量は、左右岸から違った角度をもって流入する。そして、これら両側からの流入量は、流入の増加と共に、高い位置で衝突して、減勢池に落ち込んでくるようになる。このような状態のもとでは、跳水による減勢だけでなく、水クッション的な働きも、減勢池にもたせる方が

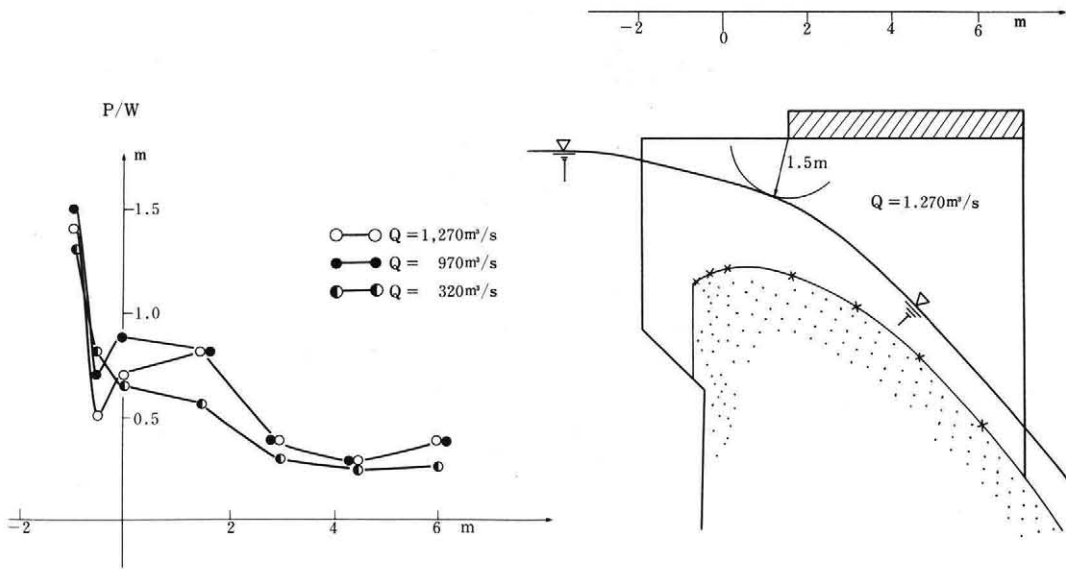


図-7 ダム頂部の水面形と圧力分布

表-3 シュート部側壁における水深

	Q=320 m³/s		Q=635 m³/s		Q=970 m³/s		Q=1,270 m³/s	
	右岸	左岸	右岸	左岸	右岸	左岸	右岸	左岸
原設計(階段型)	4.0m	3.5m	7.0m	7.5m	9.5m	9.0m	11.0m	9.5m

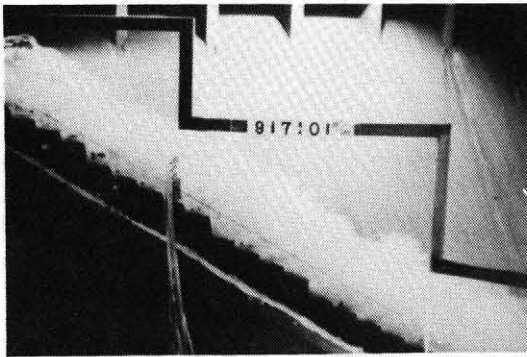


写真-3 シュート部流況 (Q=970 m³/s)

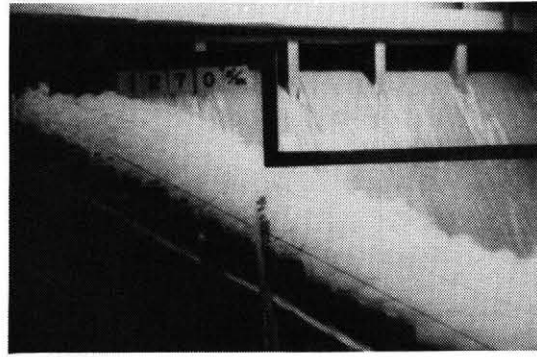


写真-4 シュート部流況 (Q=1,270 m³/s)

良いと考えられる。

## 6. 原設計から変更案に至る経緯

前述のように、実験結果から、とくにつぎの2点が問題となった。ひとつは、シュート部ファイレットにおける水面上昇であり、もうひとつは、減勢工の規模の地形的制約である。そこでまず、上流から順に改良を検討していくこととした。

### (1) シュート部

改良試案として、ファイレット部の下流の一部を残し、

その他を平坦とした場合(改良試案1)の実験結果は、目的どおり水面を低くおさえることには成功している。しかし、写真からわかるように、水の持つエネルギーは、平坦とした方が大きくなっていく。このことは、減勢池の圧力分布(図-10)からも確かめられる。このように、ファイレットを平坦とすることによって、減勢工の規模は大きくしなければならなくなるが、水の流れや圧力変動からみて、改良案の方が無難であると考えられる。

### (2) 減勢工

減勢の様子を調べる為には、圧力水頭の流れ方向の変

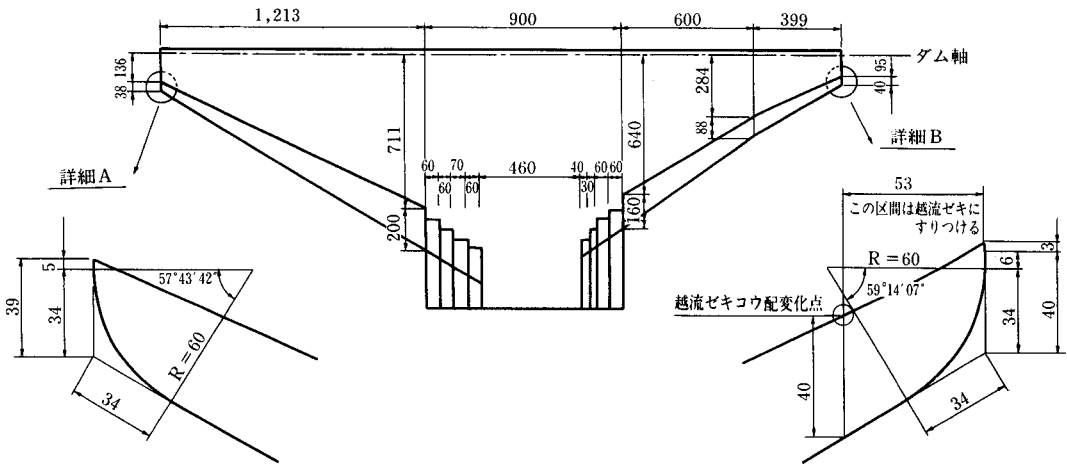


図-8 改良案堤体平面模型寸法

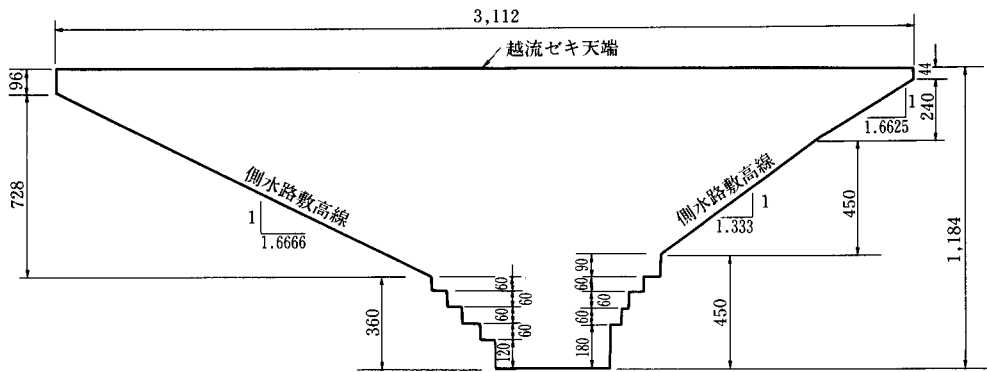


図-9 改良案堤体縦断模型寸法

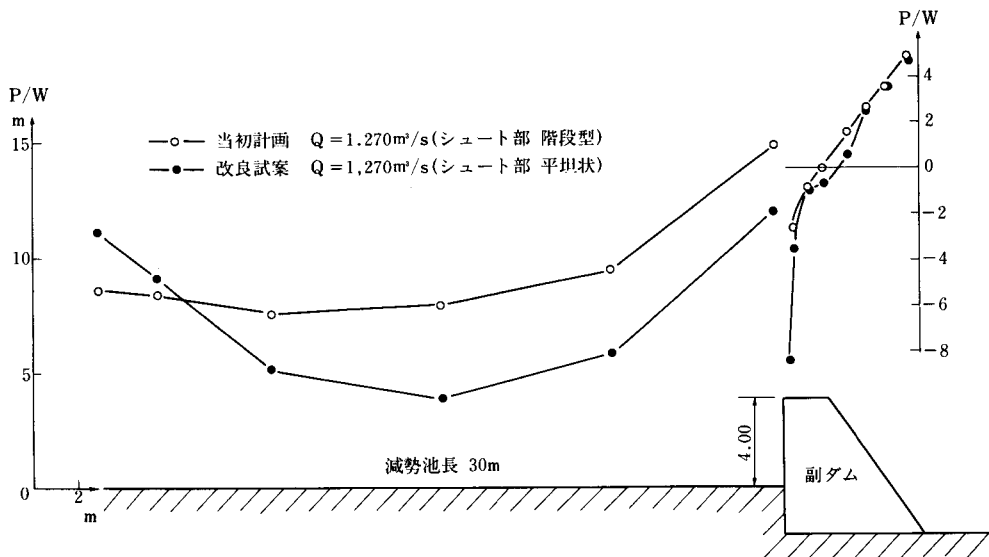


図-10 減勢池の圧力分布

表-4 シュート部側壁における水深

	Q=320 m <sup>3</sup> /s		Q=635 m <sup>3</sup> /s		Q=970 m <sup>3</sup> /s		Q=1,270 m <sup>3</sup> /s	
	右岸	左岸	右岸	左岸	右岸	左岸	右岸	左岸
変更案(平坦型)	3.0m (3.5)	2.0m (3.1)	5.5m (4.5)	6.3m (4.3)	6.0m (6.0)	6.5m (5.0)	7.0m (6.5)	6.5m (6.8)
測定箇所は上流部マンメータ設置付近数値は写真より計測 ( ) 内値は実験による測定値を示す。								

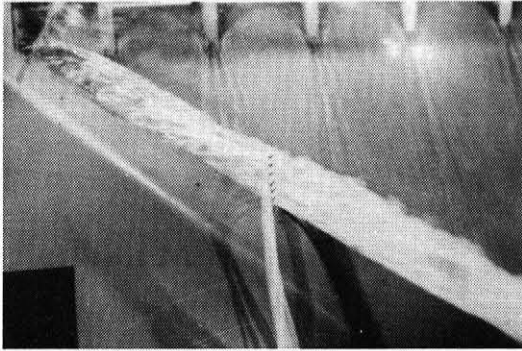


写真-5 シュート部流況(Q=970 m<sup>3</sup>/s)

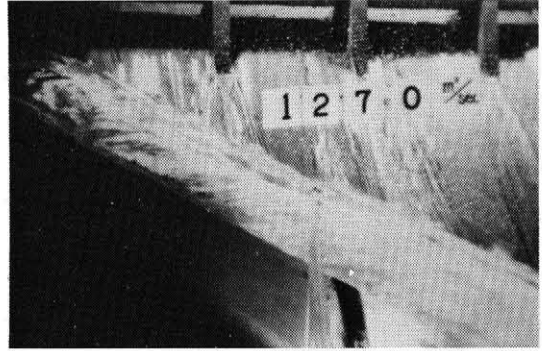


写真-6 シュート部流況(Q=1,270 m<sup>3</sup>/s)

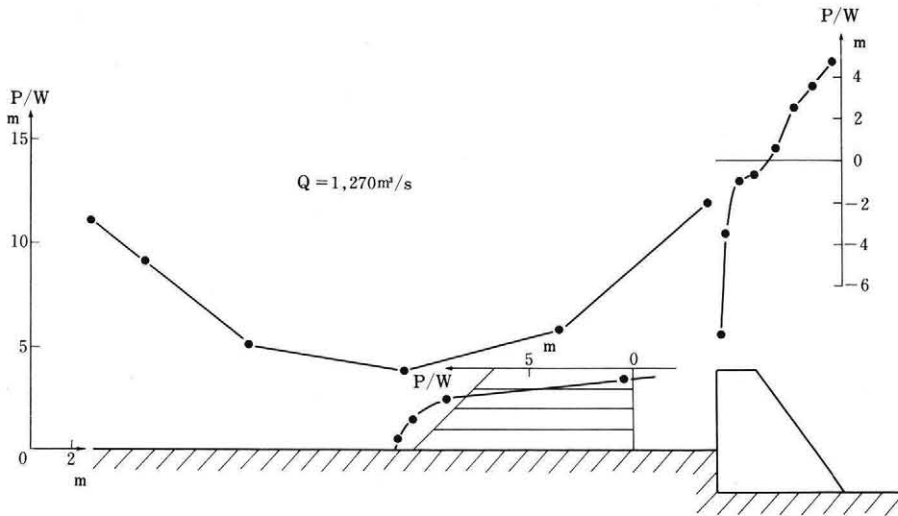


図-11 減勢池の圧力分布(改良試案1)

表-5 実験ケース

	シュート部	副ダム高	減勢池長	減勢池内構造物
原設計	階段型	4 m	30m	なし
改良試案1	平坦状	4	30	なし
改良試案2	平坦状	6	40	なし
改良試案3	平坦状	8	60	高さ3mのブロックを全幅設置

化をみればよい。これは、流水のエネルギーが消費され、その結果、流れの方向に流速が減少し、圧力が増加すると考えられるからである。そこで、改良試案として、表-5に示すように、3つの試案で実験を行った。

改良試案1では、減勢工は原設計のままであり、フレット部の変更に伴って、減勢状態は悪くなっている(図-11)。改良試案2でも、減勢池内の圧力値は、副ダム地点までまだ上昇中であるので、減勢池の規模は過小

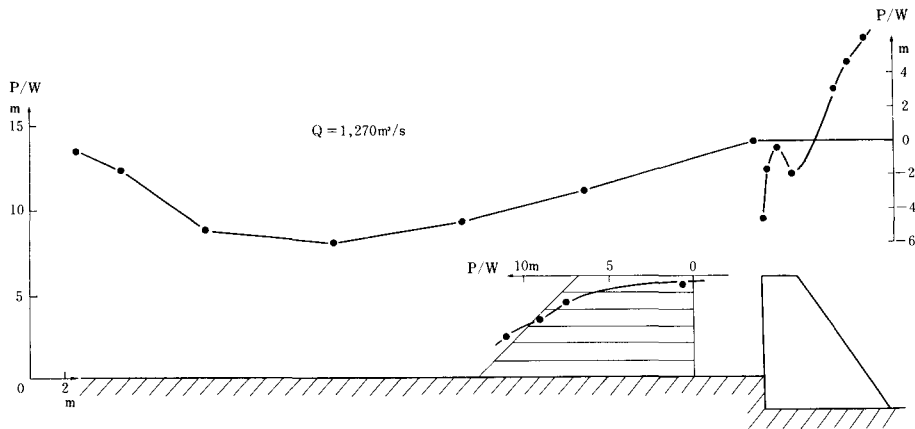


図-12 減勢池の圧力分布（改良試案2）

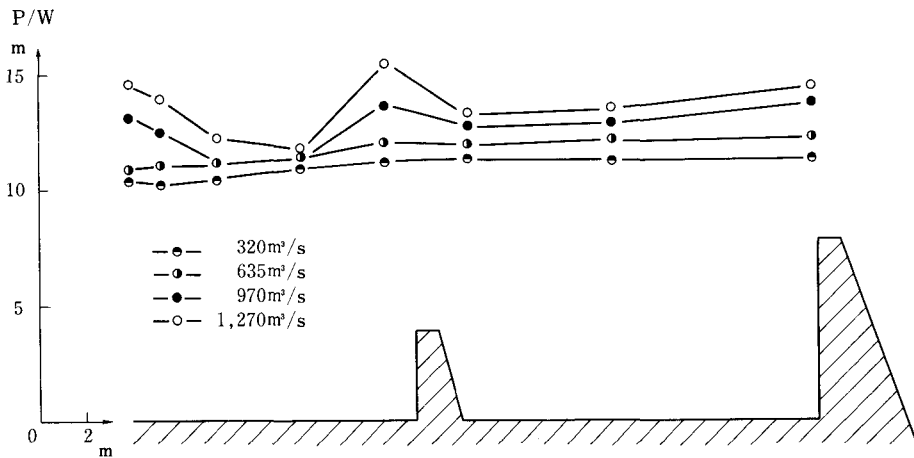


図-13 減勢池の圧力分布（改良試案3）

と考えられる(図-12)。改良試案3になると、圧力分布から判断して、ほぼ満足できる状態になっている(図-13)。減勢池の長さは、現地の条件から、改良試案3の60mが限度である為、最適な減勢池規模を決定するためには、減勢池内の工作物等を、更に検討する必要がある。

## 7. 変更計画案

前述の改良試案1～3の実験結果を検討し、変更案を次のように決定した。

(1) シュート部のフレット部は、下流端の数個の階段を残して、平坦状とする。

(2) 減勢池は、改良試案3に準ずるが、バッフルブロックを変更し、千鳥状に2列設置する。

(3) 副ダムより下流の減勢(2次減勢)については、設計基準に準じた水理計算により決定する。

変更案の図面を図-8、9及び図-14に示す。

## 8. 変更案における水理模型実験結果

ダム越流部については、模型実験の結果で記述しているので、ここでは、堤体下流部について述べる。

### (1) シュート部

#### a 堤体下流部の流れ

堤体下流部の流れは、ピアーによる交差波の発生、横断方向の水深の相違などの、堤体下流部特有の現象を生ずるが、本ダムのような自由越流方式の洪水吐では、問題とはならない。

#### b 側水路の流れ

シュート部側水路の流れについては、変更案に至る過程で記述した。ここでは、側壁で測定した圧力値について述べる(図-15)。

図から、左右両壁とも下部の場合は、静水圧分布の変動が見られるが特に問題はないであろう。これが、上部

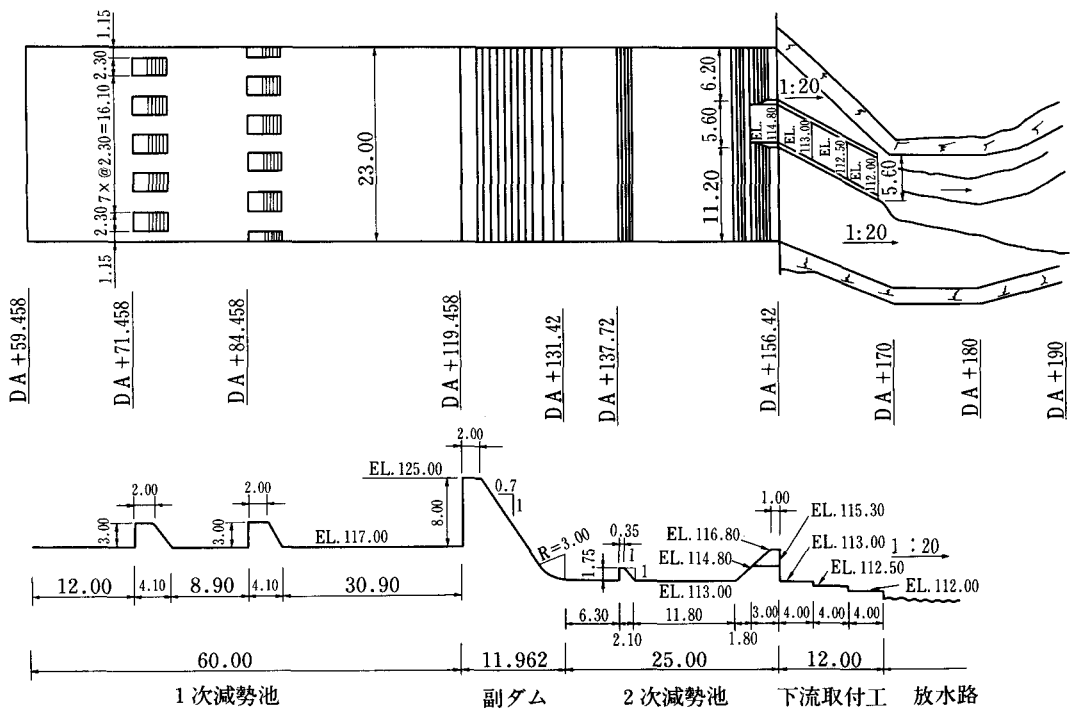


図-14 減勢池の原型寸法

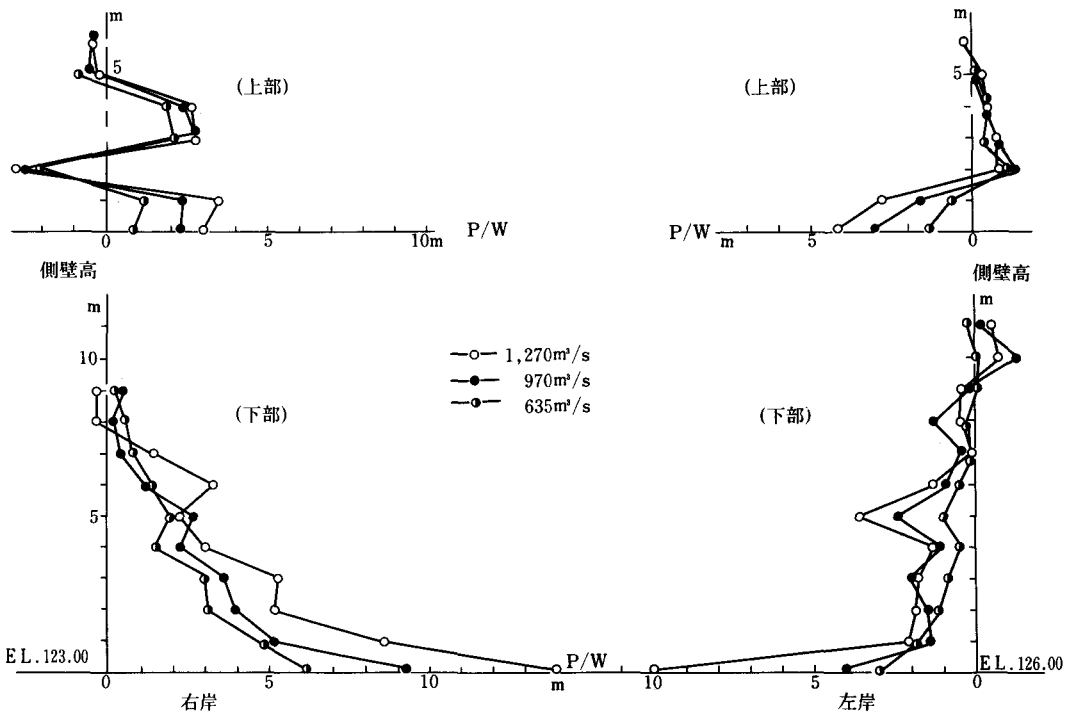


図-15 側壁の圧力分布

の壁になると、様子が少し変わってくる。特に、右岸側上部の圧力分布は、特異な形となっていると共に、底より2m附近に、大きな負圧が各流量で発生している。これは、マンメータの設置不良等の原因も考えられるが、側

水路を流下する流量に対して、流入する流量の比率が大きいところで、圧力分布が不規則になっているようにみられる。

(2) 減勢工

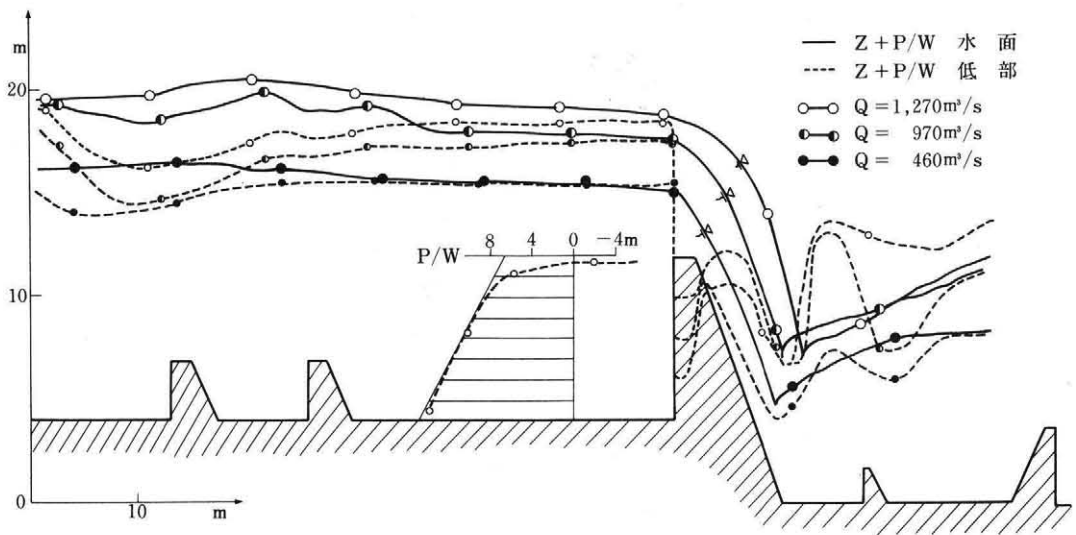


図-16 減勢池の圧力分布と水面形

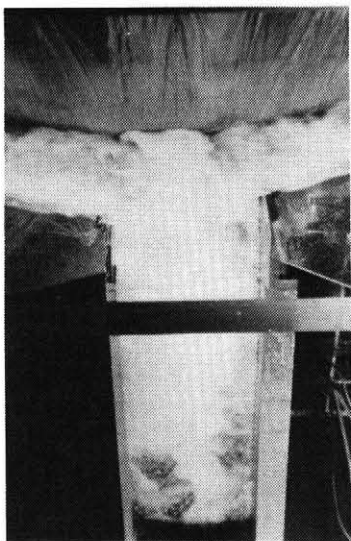


写真-7 減勢池の流況(Q=970 m³/s)

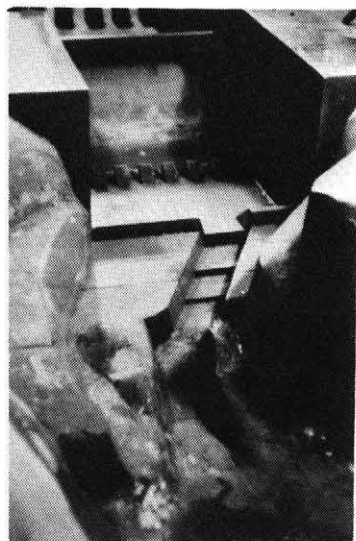


写真-9 河川取付部全景

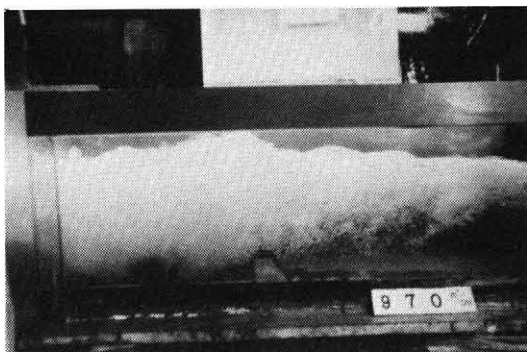


写真-8 減勢池の流況(Q=970 m³/s)

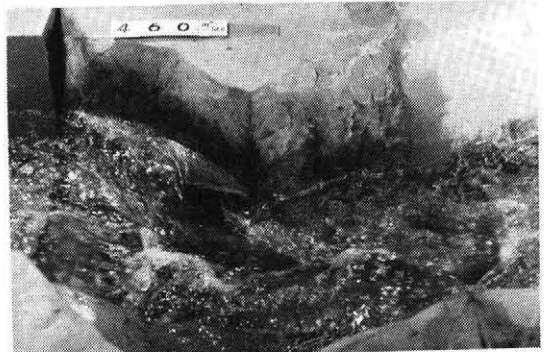


写真-10 河川取付部流況(Q=460 m³/s)

減勢池及び2次減勢工の低部の圧力水頭と、水面形の概略を図-16に示すと共に、流況を写真で示す。圧力値は、副ダム前面において、ほぼ水深に等しいまでに回復しており、減勢機能は十分果していると思われる。各流量における圧力回復の様子を見ると、第1列目のバフブロックの後で、急激な圧力上昇が認められ、このバフブロックの有効性が認められる。

エネルギーの減勢効果を数値的にみると、1,270 m<sup>3</sup>/sの場合、ダム貯水池内でE L 178.5m、減勢池副ダム地点で約E L 132.5m(速度水頭3.4m)、2次減勢工エンドソール上で約E L 127.5m(同2.5m)となる。

### (3) 河川取付部

河川取付部は、左岸側から張り出した岩によって、流況は複雑となっている。下流河川の勾配が大急勾配となっているため、河川取付部で波を発生させることは良いことではない。しかし、これが下流河川へ致命的な影響を与えるわけではなく、現設計で十分である。

また実験結果から、河川取付部末端付近の流速は、最大で10m/s程度であり、河床付近で7m/s、兩岸の壁付近で2m/s程度が推定されるが、現地は岩が露頭して

いるため問題はないと思われる。

## 結 び

はじめに述べたように、広沢ダムの洪水吐については理論的な検討のみでは精度上限界があるため、水理模型実験を行った。その結果、ダムの原設計については問題があることがわかり、水理模型実験を併用しながら変更案を決定した。その結果、水理的には大きな問題はなく、この変更案でよいとの結論に達した。勿論、水理模型実験にも限界があり、測定値の誤差が伴うことを、設計に当たっては認識しておかねばならないが、この模型実験が事例として参考になれば、幸いに思う次第である。

当時、模型実験を担当された佐藤準元工事第一課長\*、飯盛盛一郎前設計第一係長\*\*には、本報告とりまとめにあたり、御指導、御助言を頂きました。

なお、九州大学、田中宏平教授、四ヶ所四男美助教授には、水理模型実験に当り種々の御指導、御助言を頂きました。末筆ながら深謝致します。

\* 現構造改善局計西部事業計画課、課長補佐

\*\* 現九州農政局建設部水利課、直轄第1係長

# 丸島ミニハイドロ

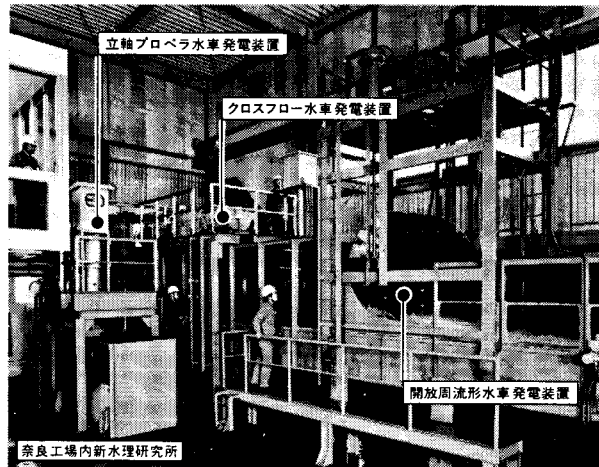
たとえわずかな落差でもエネルギーは逃がさない

## MARUSHIMA MINI-HYDRO

(小水力発電装置)は、従来あまり利用されなかった、低落差(1~3m)での水力エネルギー有効利用化の途を拓きました。

### ●丸島ミニハイドロの特長

1. 低落差から高落差までの3機種をラインアップ
2. 通産省技術補助金による開発
3. 100kWまでを標準化
4. 実機水車の水理研究所で常時公開



**丸島水門**  
株式会社 丸島水門製作所

本 社 〒544 大阪市生野区鶴橋1-6-15 ☎(06) 716-8001

東京支店 ☎(03) 242-1972 福岡営業所 ☎(092)472-5336 仙台営業所 ☎(0222)66-5497  
札幌営業所 ☎(011)221-7003 大阪工場 ☎(06) 716-8001 奈良工場 ☎(07435)9-2121



# 既設トンネルの内巻き盤下げ工法について

八 幡 忠\*

目	次
1. はじめに.....75	5. 改修工法の検討.....76
2. 地形及び地質.....75	6. 改修トンネルの設計.....78
3. 既設トンネルの現況.....76	7. 改修工事の施工.....78
4. 地表陥没と地盤沈下.....76	8. おわりに.....86

## 1. はじめに

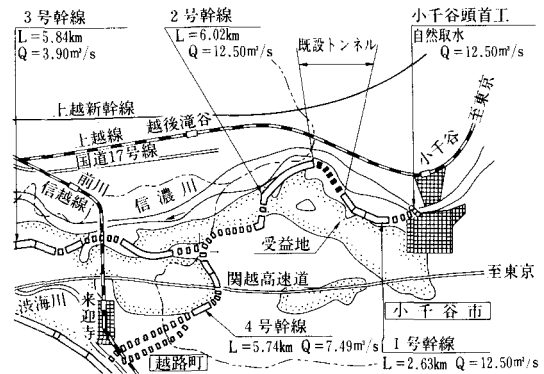
トンネルは、国営信濃川左岸農業水利事業（昭和21年度～39年度）により建設された用水施設であり、現在、昭和54年度に着手した国営信濃川左岸二期農業水利事業計画に基づき、改修を進めている水路トンネルである。事業地区を図一1、トンネル位置を図一2に示す。

当該事業の基幹施設である小千谷頭首工から、1号幹線用水路を経て2号幹線用水路の最上部に位置する。トンネルは、総延長が1,344mの偏平馬蹄形の無筋コンクリートの水路トンネルで、事業着手時から覆工の老朽度合とトンネル地上部の地盤沈下及び陥没対策上、最も緊急に改修を要する工事の一つとして位置づけ、その条件整備を進めてきた。そして、接続水路である千谷開水路の改修、トンネル工事期間中の流水処理のための千谷放流工の建設等を行い、昭和58年度から4カ年計画で改修工

事を実施している。

改修計画の樹立及び工事施工に当たっては、施工の安全性及び経済性を図るため、学識経験者からなる「水路トンネル改修施工検討委員会（委員長：東京農工大学農学部白滝山二教授）」を設け、各段階での検討に基づき、助言と指導を得ながら改修工事を進めてきている。

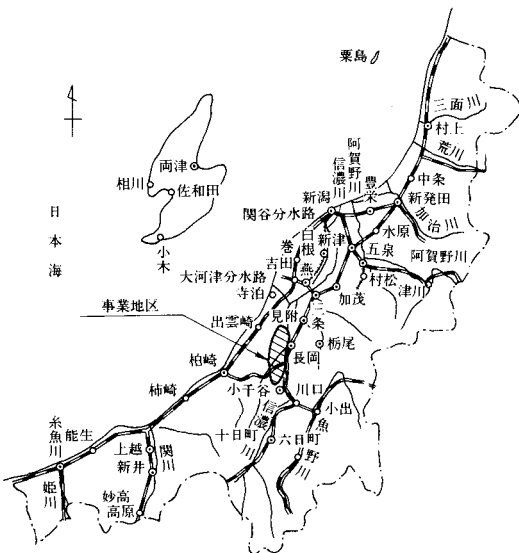
本稿は、トンネル補修工事で採用した内巻き盤下げ工法の内容と施工状況の一部を報告するものである。



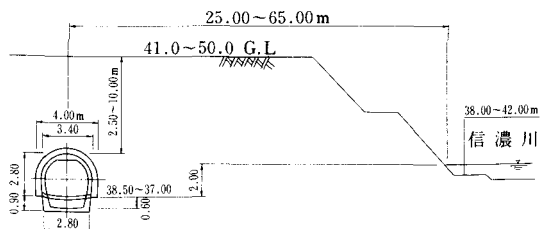
図一2 既設2号トンネル位置図

## 2. 地形及び地質

トンネルの地表面（E L=40～50m）は、なだらかな平地で、国道351号線が通過しているため宅地化されている。トンネルの土被りは、2.5～10.0mと非常に浅く、また、図一3に示すように、信濃川沿いに25～65mの位置



図一1 位置図



図一3 既設トンネルと信濃川との位置関係図

\* 北陸農政局信濃川左岸二期農業水利事業所

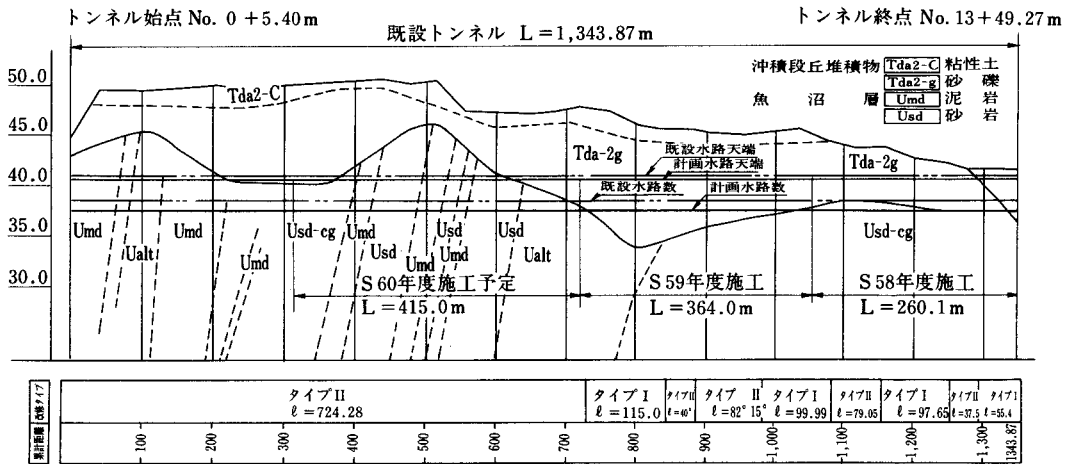


図-4 地質縦断面図

を流下しており、スプリング線からインパートの間にある信濃川水位の影響を強く受けている。

トンネル部の地質は、図-4に示すように魚沼層と沖積段丘堆積物（小千谷面）の2層からなり、トンネルの大半はその間を通過している。魚沼層は3層に分かれ、上部は泥岩、砂岩、礫岩の互層、中部は砂岩、泥岩の互層、下部は砂礫、粗粒砂岩から成っている。沖積段丘堆積物は、魚沼層を不整合に覆っており、砂礫層の厚さは約5m、礫径は5~10cmのものが多く最大30cmのものも含まれている。礫種は安山岩が多く、閃緑岩、石英安山岩、花崗岩、輝緑岩、珪質真岩などがある。また、礫層の上に砂層及び粘性土が堆積している。

透水係数は、粘性土を含むことがあってバラツキが大きい。砂礫層で  $1 \times 10^{-2}$  cm/sec、砂岩風化層で  $5 \times 10^{-4}$  cm/sec 程度であり、地下水位は、トンネル水位とほぼ同じ高さにある。

### 3. 既設トンネルの現況

トンネルは、総延長1,344mの偏平馬蹄形（ $1.65r - 2r - 4r$ ,  $r = 1,70m$ ）の無筋コンクリートの水路であり、昭和25~26年度に一期事業によって施工されたものである。トンネルは、経年に伴う老朽化により覆工の劣化、亀裂が見られ、粗度係数の悪化から常時通水時（ $12.5m^3/sec$ ）において、トンネル高さに対する水深が0.9程度と水理的に好ましくない状態になっている。

また、施工時にトンネル覆工と地上との間に生じた空隙に土砂が落下し、融雪時や豪雨時には、各所で地表陥没や地盤沈下が生じている。トンネル断面を図-5に示す。

### 4. 地表陥没と地盤沈下

地表陥没や地盤沈下は、施工後約10年を経過した昭和

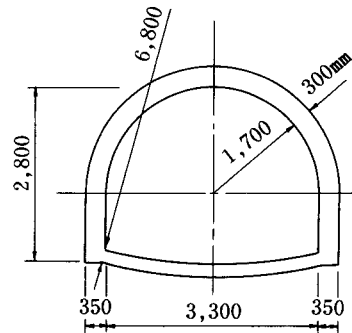


図-5 既設トンネル現況断面図

37年頃から始め、昭和40年代に入るとその現象が一層顕著となった。生起箇所については、トンネル内から天端附近の充填グラウトや地表部からの応急復旧工事を実施している。

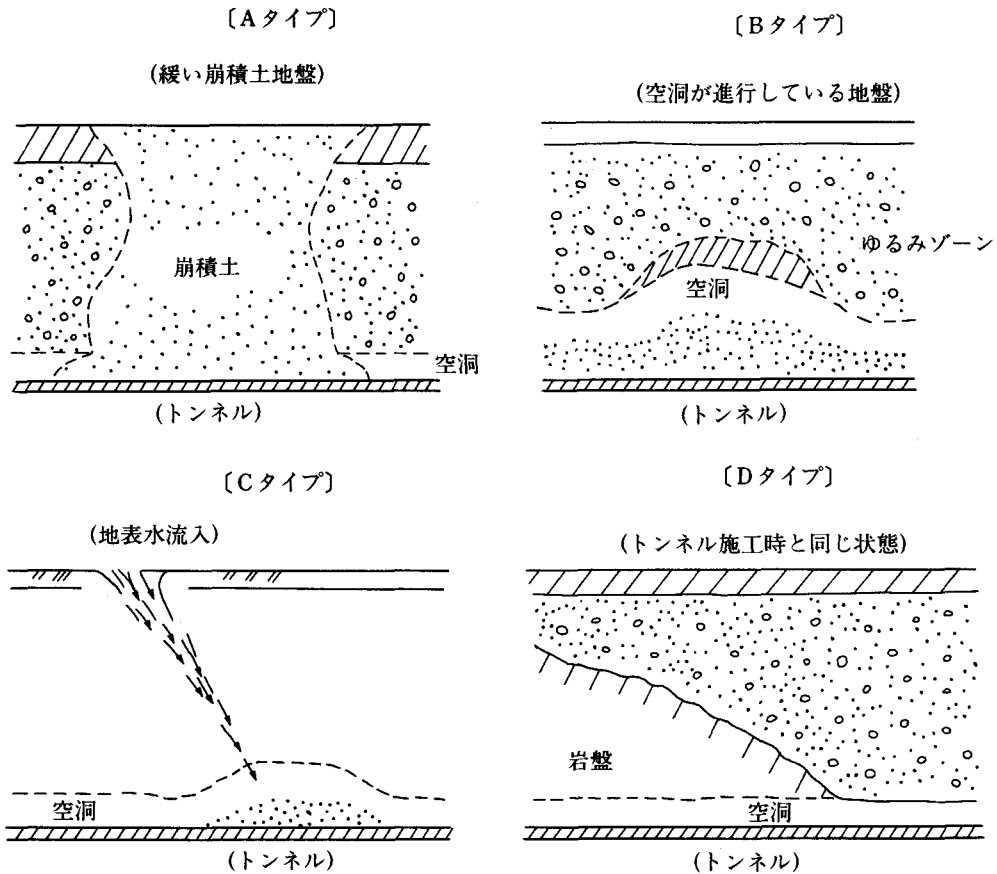
トンネル上部地盤におけるボーリング調査、試掘調査等によれば、地盤状況は、図-6に示すような4タイプに区分される。

基本的には、トンネル施工によってDタイプが発生し、DタイプからBタイプに移行して、Aタイプの地表陥没及びCタイプの部分陥没に至っていると考えられる。

このうち、地表変状としてはBタイプが最も危険なタイプであり、早急に対策を施す必要があると考えている。

### 5. 改修工法の検討

改修に当たっては、①通水を確保する必要から、年度における工事施工期間が限定（9月中旬の落水時~翌年の3月まで）されること、②地表部に密集している民家に影響しないよう施工する必要があることなどの制約条件のもとに、次の工法を比較検討した。



図一6 地表陥没のタイプ

1) 内巻きコンクリート

断面不足のため、水理的に不可能である。

2) 内張り鋼管

断面確保の盤下げが必要となり、経済性に欠ける。

3) 巻き換え

既設覆工撤去に伴う安全性に欠ける。

4) 内巻き盤下げ

既設トンネルが活用でき経済性、安全性も確保できる。

この結果、既設トンネルに内巻きコンクリート覆工を行い、水理断面の不足する分は底盤を下げることにより確保できる内巻き盤下げ工法を採用し、水頭引き継ぎに上・下水路の大幅な改修を要しない満流タイプとした。

(1) 内巻き支保工

鋼アーチ支保工は、既設覆工内面が施工の不均一から相当に歪んでいるため、H鋼と既設覆工間のバックキングの施工が難しく、H鋼の締付けが十分に出来ないことから、H鋼基礎が地盤に対し大きな支持力を要求されることから、安全性、経済性に問題がある。一方、既設覆工コンクリートは、外部圧力の増大によって発生するせん断力等により生ずる亀裂損傷が認められず、このままの

状態を維持し補強することが最善であると考えて、グラウトによる止水補強を施したうえ、足付けコンクリート支保を行うこととした。

(2) 足付け工法

既設トンネルの中央部を改修トンネルインバート底部まで掘削し、後継部分で既設覆工コンクリート打継部を順次必要幅抜き掘りしながら、足付けコンクリートを打設する方法で行う。足付けコンクリートの間隔はおおむね6.0mとし、その規模は

土砂区間……3.0m(長)×0.5m(巾)×0.8m(高)

岩盤区間……1.5m(長)×0.5m(巾)×0.8m(高)

とするが、既設側壁コンクリートの打継目の下には必ず施工するように配置し、土砂区間の足付けコンクリートの延長は、該当区間の50%、岩盤区間は25%を目標として計画した。

(3) 補助工法

中割掘削時における既設覆工の安全を保つために、地下水位低下工法あるいは止水、地盤補強のための薬液注入等の補助工法を検討した。

① デープウェル工法

魚沼層における排水の困難性及び地表部に与える影響

騒音の影響等から不適と判断した。

## ② ウェルポイント工法

既設トンネル周囲が礫層で、インバート下部地盤が砂岩であり、ウェルポイントによる排水能力(2ℓ/本)が極めて少なく、上層礫層の多量の地下水排除には効果がないこと等から不適と判断した。

## ③ 薬液注入工法

経済的には他の工法より劣るが、坑内作業に与える影響がなく、能率的で安全施工という点から最も確実であることから、最適工法と判断した。

## 6. 改修トンネルの設計

### 1) 設計条件

#### (1) 工期

- ① 施工期間：昭和58年度～61年度(4年間)
- ② 施工時期：各年度8月～翌年3月

#### (2) 水理

- ① 計画最大通水量12.5m<sup>3</sup>/sec
- ② トンネル勾配

上流側(No. 0+5.4~No. 03) I=1/1,300  
下流側(No. 3~No. 13+49.27) I=1/1,600

#### ③ 粗度係数 n=0.015

- ④ トンネル入口部シール高さ 45cm
- ⑤ トンネル出口の引継勢力線標高 E L=39.055m

#### (3) 構造

- ① 地表部荷重：4.0 t/m<sup>2</sup>(家屋+雪荷重他)
- ② アーチ部に作用する等分布荷重の旧覆工負担分  
土砂区間：鉛直荷重の1/3

岩盤区間：鉛直荷重1/2

#### ③ 外水圧：トンネル天端部(地下水位の最も高くなるトンネル入口部を基準とする)

#### ④ 内水圧：トンネル天端部から1.0m(計画最大通水量に0.5mの余裕を見込む)

#### ⑤ コンクリートの許容圧縮応力度：45 kg/cm<sup>2</sup>

#### ⑥ コンクリートの許容曲げ引張応力度：3 kg/cm<sup>2</sup>

### 2) トンネル設計

#### (1) 水理設計

##### ① 流下方式

改修トンネルは、工事の施工性、安全性、下流開水路の盤下げを少なくする、分水位の確保などから、可能な限り盤下げ掘削高及び水位の低下を少なくすることとし、満流方式で流下させることとした。

##### ② 調整ゲート

トンネル出口部に調整ゲートを設置し、常時満流状態を保つよう水位調節を行い、通水能力の確保、負圧の発生による覆工の破損防止、騒音の防止、波の発生防止、シール高の確保などに対処することとした。

##### ③ 空気抜き装置

トンネル勾配が1/1,300~1/1,600と緩いため、水流とともに進行した空気の排出による通水阻害及びエアーマ防止のため、全線で5カ所程度の空気抜き孔を設けることとした。

#### (2) 構造設計

トンネル構造は、地質から砂礫層と砂岩層に分けて荷重形を想定するとともに、既設覆工コンクリートの耐久性を考慮した健全度とその活用を考え、既設覆工と新設覆工で、浅層トンネルにおける Terzaghi のゆるみ地圧式で求められた荷重を分担するものとして設計した。

また、構造計算は、地質により図-7のように区分し有限要素法により電算機で行った。

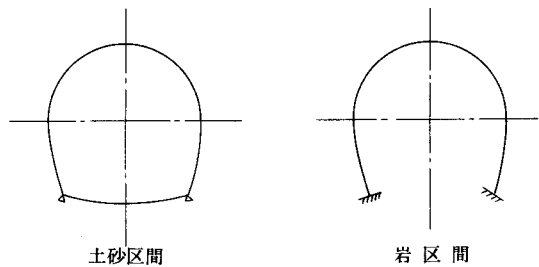


図-7 計算断面図

その結果、図-8に示すように、砂礫層=タイプIと砂岩層=タイプIIに分け設計標準断面を決定した。タイプIIは地盤反力の不足分をインバート厚さと配筋で補強した。

## 7. 改修工事の施工

内巻き盤下げ工法は、施工事例の極めて少ない工法であり、しかも、施工条件が悪いため工事実施には慎重を期し、改修3年目の現在までに、検討委員会を9回開催して、施工の安全性及び経済性について助言と指導を受けた。図-9に施工の手順、図-10に施工計画を示す。

改修工事は、トンネル下流部から着手し、次のとおり進めている。

○昭和58年度：トンネル延長 260.1m  
(No. 10+89.17~No. 13+49.27)

掘削工 260.1m (タイプI, II)

覆工 260.1m

○昭和59年度：トンネル延長 364.0m

(No. 7+25.17~No. 10+89.17)

掘削工 364.0m (タイプI, II)

覆工 364.0m

○昭和60年度：トンネル延長 415.0m

(No. 3+10.17~No. 7+25.17)

掘削工 415.0m (タイプI, II)

覆工 379.0m

地質の変化に応じ薬液注入、掘削機種などを変え、ま

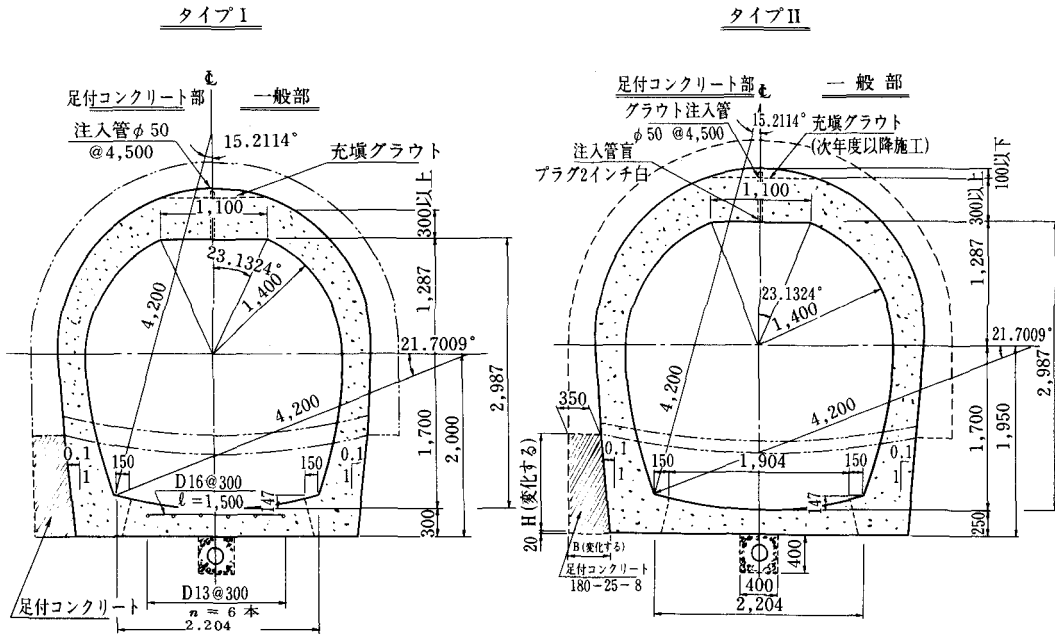


図-8 標準断面図

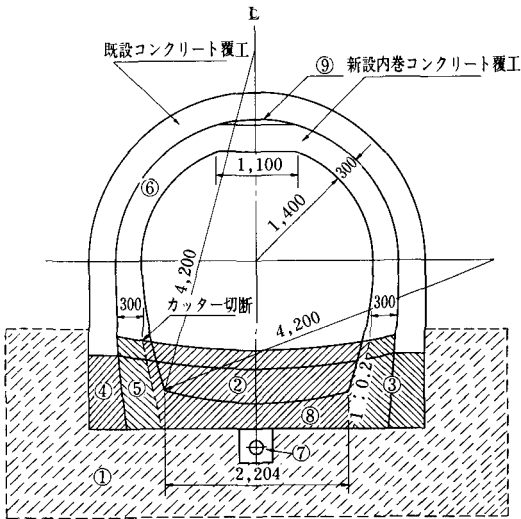


図-9 既設トンネル施工順序図

た、改修の延長により堅坑、袋線の設置など、施工計画を若干変更しているが、基本的な改修工法は同じである。

したがって、施工状況は、主要工種について58年度工事を主体として、以下に述べるものとする。図-11に58

年度の施工フローを、表-1に工程表を示す。

### 1) 薬液注入

薬液注入工は、全体工事費の約40%を占めるため、注入施工に先立ち、①地質調査ボーリングの確認、②試験掘削による地質目視調査、③注入率検討のための粒度分析等の目的で、トンネル中央で人力掘削によるつぼ掘り(1.0×1.0×1.0m)を行い、地質確認を行った。その結果は、表-2のとおりである。

#### (1) 試験注入

本トンネルでは、止水効果が経済性、工程、安全性を大きく左右することから、各地質への注入工法並びに注入材の適用性、注入率の検討資料を得るため試験注入を行った。

試験のパターン、工法、結果は図-12、表-3、4のとおりである。

#### (2) 本注入

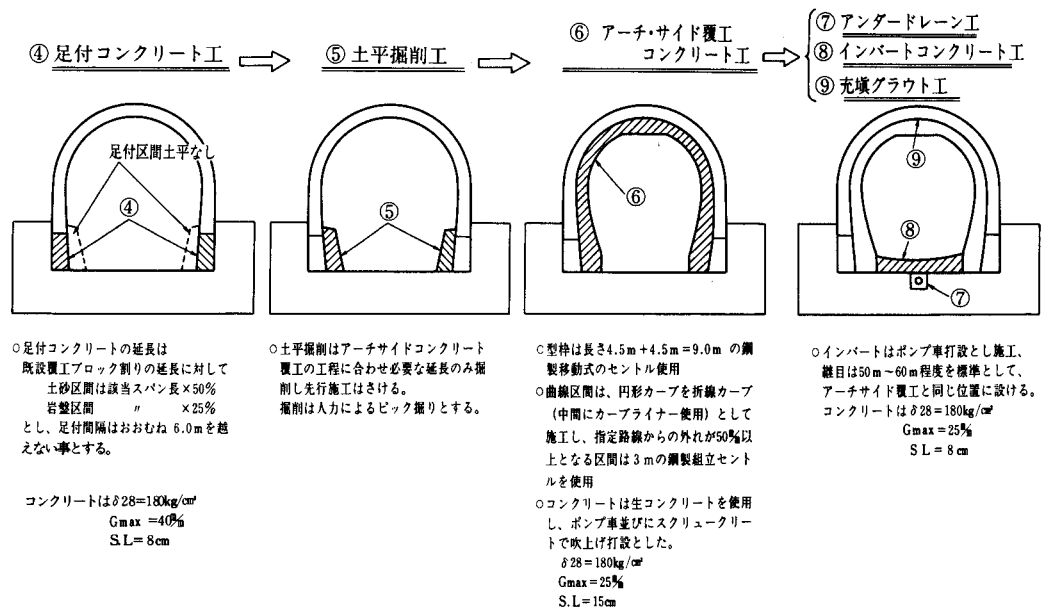
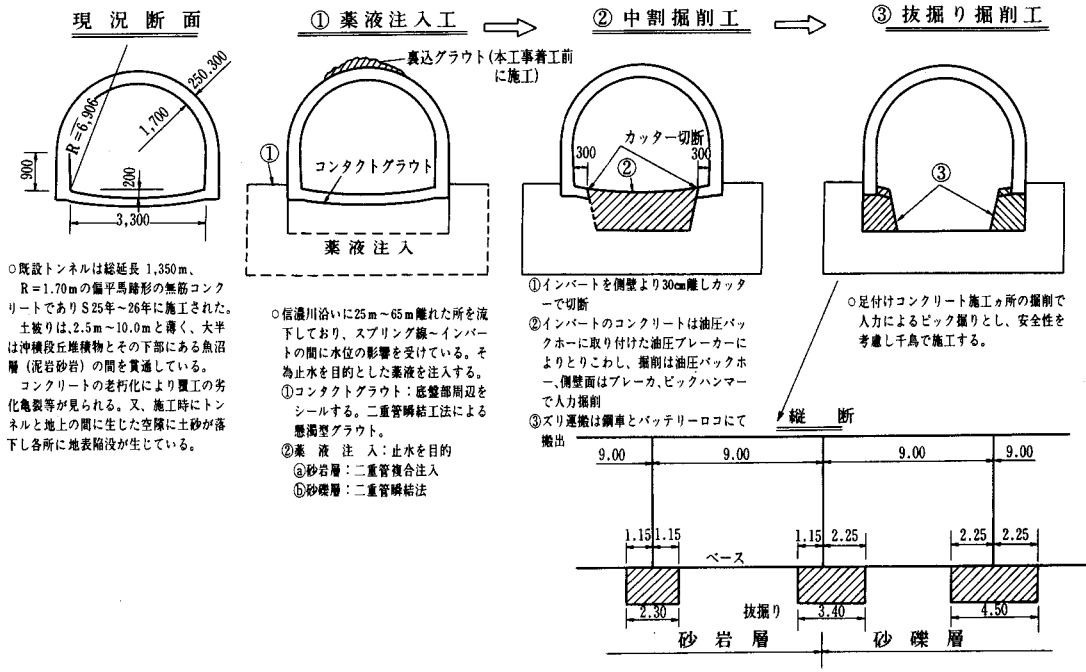
試験注入結果に基づき、本注入は図-13のとおり施工した。また、注入プラントを図-14に示す。

##### ① コンタクト注入

インバートコンクリート部に、二重管瞬結工法によりコンタクト注入を行った。注入材はサンソルトJETを使用し、配合は表-5のとおりとした。

施工は削岩機(φ46%)にて側壁インバートコンクリートを削孔し、注入管を設置、ゴムパッカーにて注入材が逸送するのを防止しながら注入した。注入圧力は0~2 kg/cm<sup>2</sup>程度としたが、注入時間が長くなり注入材の固化で注入圧力が上昇するものもあった。

順序	工 程	順序	工 程
①	薬液注入工	⑥	アーチサイド覆工コンクリート工
②	中割掘削工	⑦	アンダドレーン工
③	抜掘り掘削工	⑧	インバートコンクリート工
④	足付けコンクリート工	⑨	充填グラウト工
⑤	土平掘削工		



図一10 既設トンネル施工計画図

全体的に側壁部は空隙が小さく、注入量は計画以下であったが、インバートの注入孔では流水、空隙が多く、注入量は計画を大きく上廻った。

② Aタイプ注入

砂岩層区間は、Aタイプ注入とし、施工は削孔機（D-2G）を使用して、φ40.5mm二重管ロットにて計画深度まで送水削孔し、RMG-S<sup>2</sup>をロット周辺に荒詰注

入、次にRMG-L<sub>3</sub>を計画量まで注入この作業を25cmステップでくり返し注入を行い、改良ゾーンを形成した。注入材の配合を表一6に示す。

③ Bタイプ注入

砂礫区間は、Bタイプ注入とし、施工はAタイプ注入と同じく、削孔機（D-2G）を使用しφ40.5mm二重管ロットで計画深度まで送水削孔し、クリーンロックを計

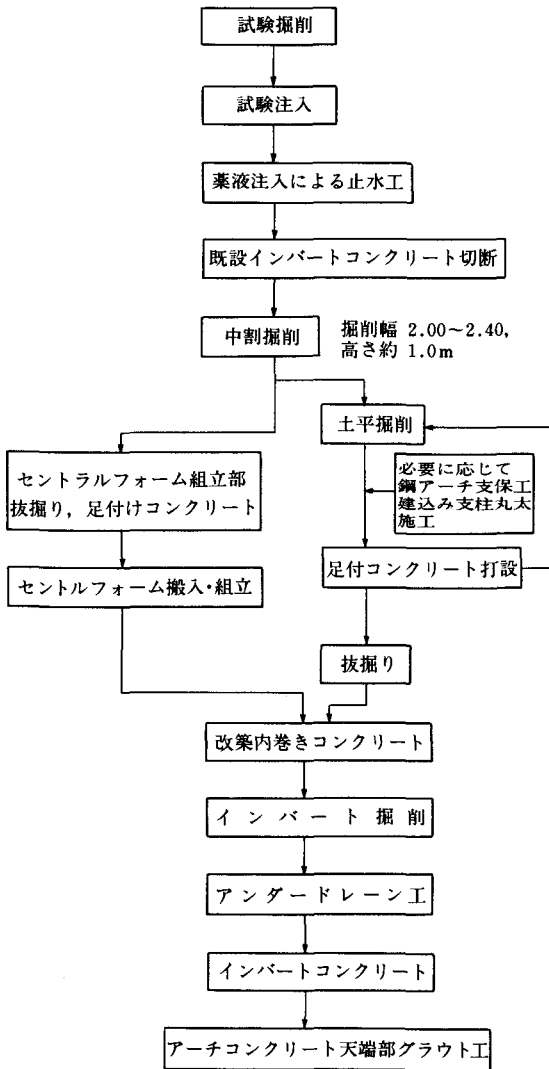


図-11 施工のフロー図

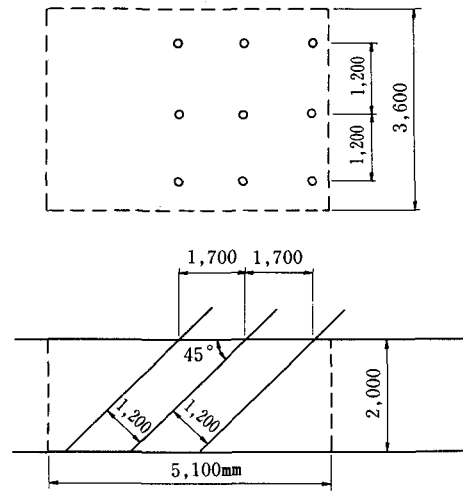


図-12 試験注入工の配置

画量まで25cmステップでくり返し注入し改良ゾーンを形成した。表-7にB注入の配合表を示す。

(3) 注入管理

薬液の注入は注入圧力、吐出量、注入量の管理を行い注入圧力、注入量については、電磁流量計により自動的にチャートに記録した。注入圧力は2~4 kg/cm<sup>2</sup>を目標に開始したが、側壁にひび割れを生ずる兆候が出たため、図-15に示す注入管理基準を定めて、吐出量と圧力管理を行った。

(4) 注入実績と効果

注入実績は表-8のとおりであった。RMG-L<sub>3</sub>を除いてすべて設計注入量を上廻ったことは、コンタクト注入は予想以上にインバート下の空隙が大きかったこと、RMG-S<sub>2</sub>は注入孔周辺の空隙が大であったこと、クリーンロックは砂礫層の設計注入率が低すぎたも

表-1 実施工程表

工 種	数 量	58 年				59 年			
		8 月	9 月	10 月	11 月	12 月	1 月	2 月	3 月
トンネル 工 事	注入及び 掘削工	薬液注入工		試験注入	本注入				
		中割掘削・足付工							
		土平掘削工							
	覆 工	アーチサイド							
		インバート							
		グラウト注入工							
	そ の 他	アンダードレーン工							
取 付 水 路 工	鋼矢板水路工								
	開水路工								

表-2 試験掘削結果表

項目		測点							
		No.10+71	No.11+20	No.11+77	No.11+87	No.17+75	No.12+17	No.12+75	No.13+0
地質(深さ)		砂礫層 (0~0.6m) 湧水量多く 目視出来ず	砂礫層 (0~0.5m) 砂岩層 (0.5 ~0.8m) 湧水量多く 目視出来ず	砂岩層 (0~1.0m)	砂岩層 (0~1.0m)	砂礫層 (0.1 ~0.5m) 砂岩層 (0.5 ~1.0m)	砂岩層 (0~0.7m)	砂礫層 (0~0.7m)	砂礫層 (0~1.1m)
粒度 分析	砂分(φ 5以下)	38%	80%			86%		26%	22%
	礫分(φ 5以上)	62%	20%			14%		74%	78%
目視		玉石(20~ 30cm)混 る	自立するも 水を含むと もろく流れ 出す	自立するも 水を含むと もろく流れ 出す	自立するも 水を含むと もろく泥土 化する(流 出)	掘削時は自 立するも水 を含むとも ろく泥土化 する	自立するも 水を含むと もろく泥土 化する(流 出)	玉石20~30 cmを含む	玉石20~30 cmを含む

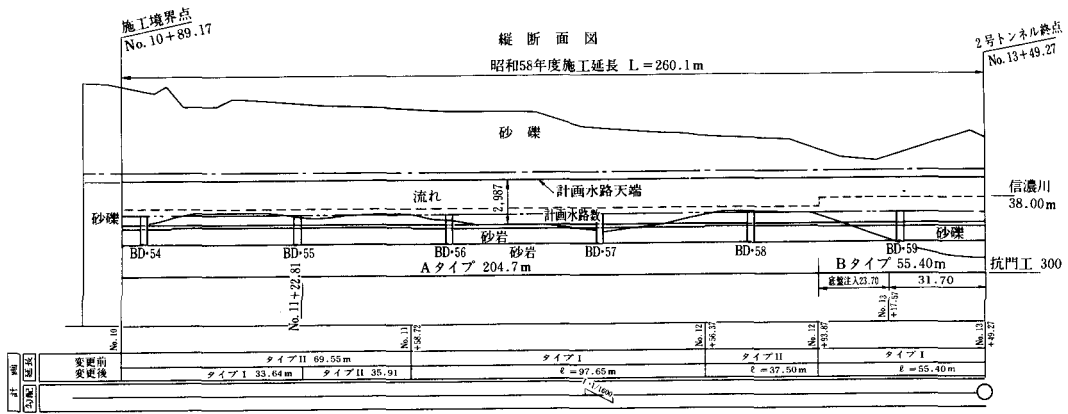
表-3 試験注入工

注入材	測点	地質	注入率	備考
LW <sub>1</sub>	No. 12+10.5	砂礫	32%	単管ロッド注入 ゲルタイム 90~120秒
	No. 12+97.5	砂岩	28%	上記に同じ
クリーンロック	No. 13+19.3	砂礫	28%	二重管瞬結注入 ゲルタイム 3~7秒
RMG-S <sub>2</sub> RMG-L <sub>3</sub>	No. 12+15	砂岩	S <sub>2</sub> -7% L <sub>3</sub> -25%	二重管複合注入 ゲルタイム S <sub>2</sub> -3~7秒 L <sub>3</sub> -50分

表-4 試験注入結果表

項目		測点			
		No. 12+10.5	No. 12+15.0	No. 12+97.5	No. 13+19.3
地質		砂岩層	砂岩層	砂礫層	砂礫層
注入材		LW <sub>1</sub>	RMG S <sub>2</sub> , L <sub>3</sub>	LW <sub>1</sub>	クリーンロック
注入率		28%	32% S <sub>2</sub> -7%, L <sub>3</sub> -25%	32%	28%
透水係数 (cm/sec)	注入前	$K=2.30 \times 10^{-3}$	$K=2.30 \times 10^{-3}$	$K=4.08 \times 10^{-2}$	$K=4.08 \times 10^{-2}$
	注入後	$1.95 \times 10^{-3}$	$3.51 \times 10^{-5}$	$7.36 \times 10^{-3}$	$3.25 \times 10^{-5}$
考察		注入前後のK値はほとんど変化なく、注入改良効果は得られていない。透水性の改良目的より不適である。	K値は2オーダー低下しており十分な注入効果が得られている。水分は多少表れて来るが切梁は充分自立する。	注入前と比較して約1/5の値となっているが十分な注入効果は得られていない。透水性の改良目的より不適である。	K値は3オーダー低下しており、注入後、試験掘り深度1.40mまで目視出来た。その結果切羽面は自立し注入薬液が層状及び脈状に注入されているのが確認できた。試験後24時間経過しても切羽に水分は表れて来るが崩壊等は全然発生しなかった。





縦断面図(穿孔)

Aタイプ横断面図

Bタイプ横断面図

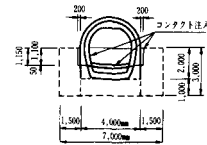
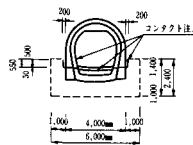
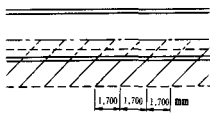


図-13 注入施工図

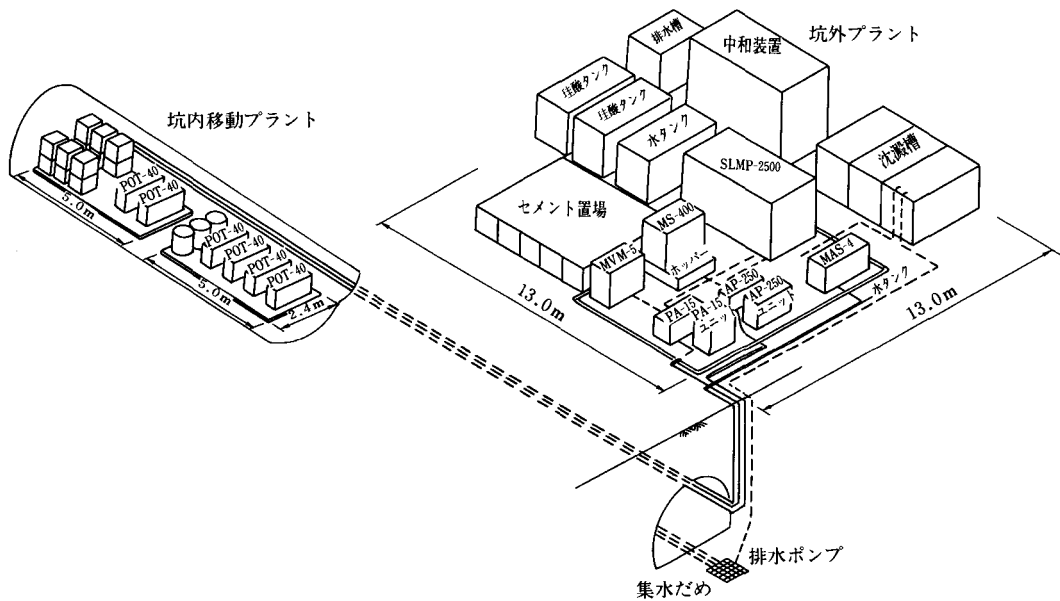


図-14 注入プラント図

表-5 サンソルト JET 標準配合表  
(1 m<sup>3</sup> 当り)

A 液			B 液	
サンソルト JET (Kg)	セメント (Kg)	水 (ℓ)	3号水ガラス (ℓ)	水 (ℓ)
75	200	408	250	250
500 (ℓ)			500	

のと推定される。

注入施工後、改良効果確認のため6カ所の透水試験(注水法)を実施した。結果は表-9のとおりで、改良前のK値より2~3オーダー低下しており、十分な注入効果(止水)が得られたと判断した。

## 2) 掘削

中割掘削足付け工は、図-9で示したように、既設トンネルの中央篇を改修トンネルインバート底部まで掘削

表-6 瞬結材 (RMG-S<sub>2</sub>) と浸透材 (RMG-L<sub>3</sub>) の配合表

RMG-S <sub>2</sub> (1.5 m <sup>3</sup> 当り)		
A液	B液	
RMG-L <sub>2</sub> (ℓ)	S L水ガラス(ℓ)	水(ℓ)
1,000	125	375
RMG-L <sub>3</sub> (1.0 m <sup>3</sup> 当り)		
S L水ガラス(ℓ)	S Lリアクター(ℓ)	水(ℓ)
250	50	700

表-7 クリーンロック 2号配合表 (1 m<sup>3</sup> 当り)

A 液			B 液	
クリーンロック水ガラス(ℓ)	CLハーブドナー(ℓ)	水(ℓ)	クリーンロック水ガラス(ℓ)	水(ℓ)
100	25	365	110	390
500			500	

後続部分で既設覆工打継部を順次、必要幅まで掘削し足付け型枠組立後コンクリートを打設する。

58年度施工区間では、土被り厚さが 2.6m~6.0m 程度と浅く、地表には民家が密集しているため、施工には特に安全対策を必要とした。

掘削作業には、地山のゆるみ、既設覆工コンクリートへの影響、振動・騒音等の問題から火薬類を使用できず砂岩及び一部の泥岩においてかなり硬い岩盤が出て、油圧バックホウ (0.2m<sup>3</sup>)による破碎掘削に予想外の時間と

表-8 注入施工実績表

工 程	注 入 材	対象土量 (m <sup>3</sup> )	設計注入率 (%)	設計注入量 (m <sup>3</sup> )	実 注 入 量 (m <sup>3</sup> )	増 減 量 (m <sup>3</sup> )	設計量に対する増減率 (%)	実注入率 (%)
コンタクト注入	サンソルト JET	126.896	100	126.896	163.92	+37.024	29.2	-
Aタイプ注入	RMG-S <sup>2</sup>	1,984.554	7	138.919	149.13	+10.211	7.4	7.5
"	RMG-L <sub>3</sub>	1,984.554	25	496.137	494.08	-2.059	0.4	24.9
Bタイプ注入	クリーンロック	457.756	28	128.172	163.46	+35.288	27.5	35.7

表-9 透水係数比較表

測 点	地 質	注 入 材	改良前K値 (cm/sec)	注入後K値 (cm/sec)	備 考
No. 11+3	砂 岩	A タ イ プ	2.3×10 <sup>-3</sup>	1.4×10 <sup>-5</sup>	孔番 No. 25
No. 11+48	"	"		4.5×10 <sup>-6</sup>	" No. 50
No. 11+99	"	"		1.8×10 <sup>-5</sup>	" No. 80
No. 12+7.5	"	"		1.5×10 <sup>-5</sup>	" No.125
No. 12+97	砂 礫	B タ イ プ	4.08×10 <sup>-2</sup>	3.6×10 <sup>-5</sup>	" No.138
No. 13+13	"	"		6.5×10 <sup>-5</sup>	" No.147

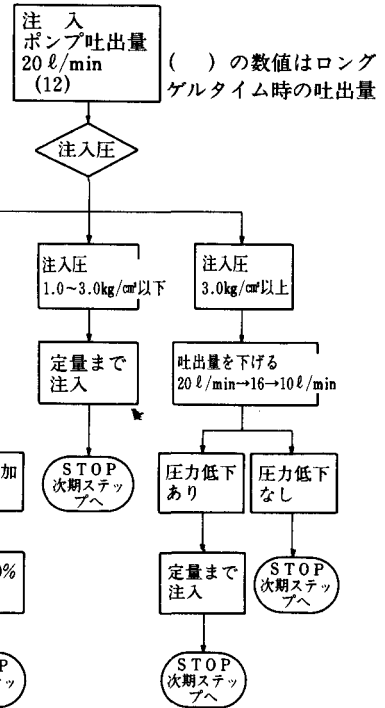


図-15 注入管理基準図

部品の摩耗を生じ、全体の工事工程に与える影響が大きかった。図-16に掘削機械の配置を示す。

足付け部の既設コンクリートの薄い所は掘削を中止し、直ちに足付けコンクリートを打設し、またスパン長さの大きい所、あるいは変状区間、支持地盤の弱い所には既設覆工側壁コンクリート下部に松丸太 (φ120mm)を建込

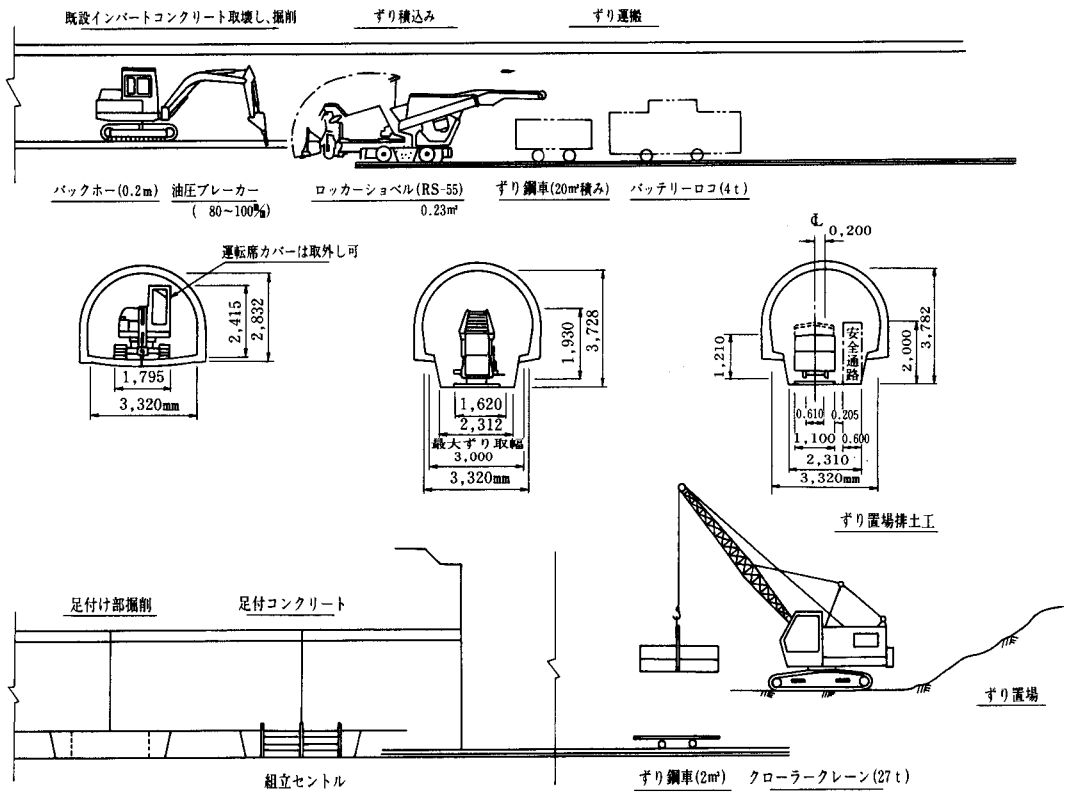


図-16 掘削機械配置

み、キャンパーで締め沈下変状を防止した。

掘削に伴い危険性のある箇所が出たため、次の建込み基準によりH形支保工(H-125×125×6.5×9中心間隔1.50m)を設置した。

- ① 既設覆工のコールドジョイントによる発生クラックで、トンネル横断面のクラック幅が1.0mm以上のもの、又は幅が0.3~0.9mmでも3本以上のものが確認された場合。
- ② 注入時、掘削時に発生したクラックで、0.2mm以上のものが確認された場合。
- ③ ①②いずれの場合もクラックの長さ、幅に変化がみられ危険と思われる場合。
- ④ 内空断面に変化がみられ危険と思われる場合(コンバージェンスメータによる変位測定箇所以外も含む)
- ⑤ 掘削中、土平部が湧水などにより自立しない場合。
- ⑥ 既設覆工が著しく薄く危険と思われる場合。

また注入工及び掘削工の施工に伴い、地山の変動や既設覆工の変位を観測するために、内空断面変位測定を10カ所で行った。これには通常の NATM トンネルで使用されている内空変位測定点を工事着手前に設置して、毎日定時に測定を行い、目視でわからない変位を測定し、

異状時に早急な対策が講じられるよう実施した。結果は最大変位位置(No. 13+46)で水平変動 3.24mm、沈下 2.00mmであり、注入・掘削施工に十分注意を払うことで特別な問題もなく完了した。図-17に計測位置を示す。

### 3) 覆工

トンネル断面が小さく、センター内を運搬機械の通過ができないため、掘削完了後、坑奥から順次鋼製移動センター(ℓ=9.0m)で覆工作業を行った。途中5カ所の曲線部(R=20.0m~108.0m)があることから、センターは中央で2分割でき、カーブライナーを入れることにより9.0mで打設できる構造とし、1回当たりの打設量を3.0㎡として施工した。側壁下部で5cmの余掘を見込んだ設計打設量に対し、実打設量はほとんど食い込み(余巻き)がなかった。

既設覆工の表面が木製型枠を使用したことによる凹凸30年間の供用による骨材の露出、また測量不備による曲折等によって、新設覆工コンクリートが不規則に拘束され、温度ひび割れの発生が懸念されたので、次の対策を試行した。

#### (1) アイソレーション施工

コンクリートのひび割れは、経験的に坑内外の温度差により坑口近くに発生することから、坑口に近い45m(5スパン)において、アイソレーションとして、ハイ

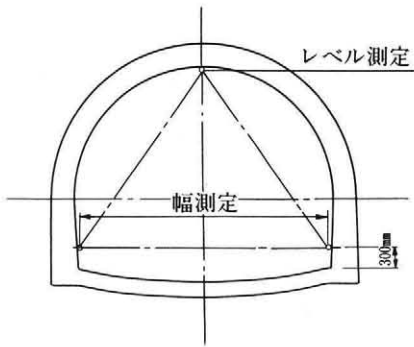


図-17 内空変位測定位置図

パネル（フラットシート型  $t=0.4\text{mm}$ ）を使用し、図-18のとおり施工した。

(2) コントロールジョイント施工

トンネル覆工では、1打設の延長（9.0m）と横断周囲長（7.8m）を比較し、延長が長い場合は横断方向に、また横断周囲長が長い場合は中心方向にひび割れが発生することが考えられるので、ひび割れを誘発するため、図-19に示すように、1打設延長の中間部に、覆工厚さ30cmの20%の断面欠損処理（ $t=6\text{cm}$ ）を3カ所実施した。

①及び②の対策効果は認められたが、対策なしの所でもひび割れの発生が少なく、59年度以降の工事に採用するには至らなかった。

8. おわりに

越路の里にも冬が近づき、3年目の既設トンネルの改修工事最盛期を迎えています。諸々の制約条件の中で、

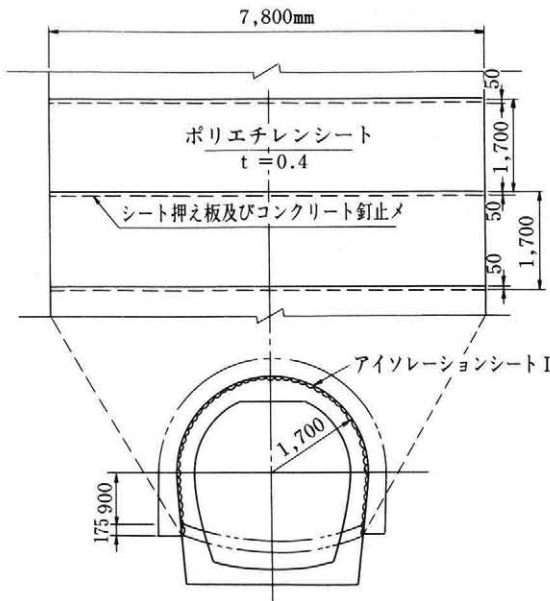


図-18 アイソレーションシート施工図

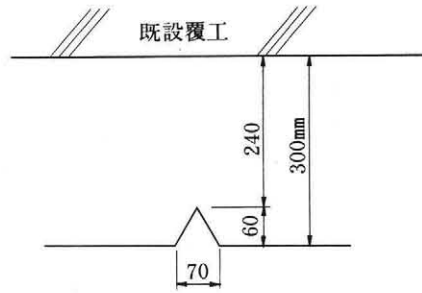


図-19 コントロールジョイント

施工の安全性が最も懸念されたところですが、今日まで予想外に順調な工事を進めることができました。しかし、これで安堵することなく、今後とも無事故、無災害で工事が完成するよう、関係者一体となって安全施工に努力していきたいと思っています。

トンネル地表部の陥没、沈下対策については、60年度施工の試験工事の結果を検討し、トンネル改修工事の進捗をみながら、恒久的対策工事に着手することとしています。

最後に、この改修工事施工に当たって、適切な助言と指導をいただいている、トンネル検討委員会の白滝山二教授をはじめ委員の皆様には、厚くお礼申し上げます。

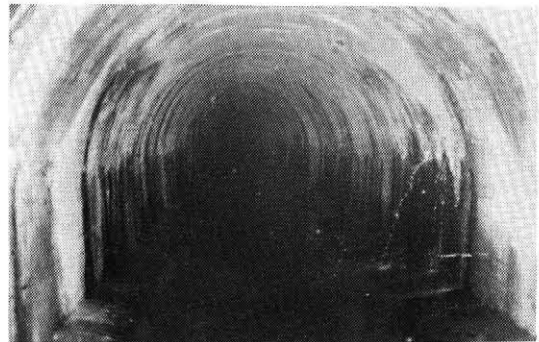


写真-1 改修前



写真-2 薬液注入工

写真-3 足付コンクリート打設（グラビア参照）

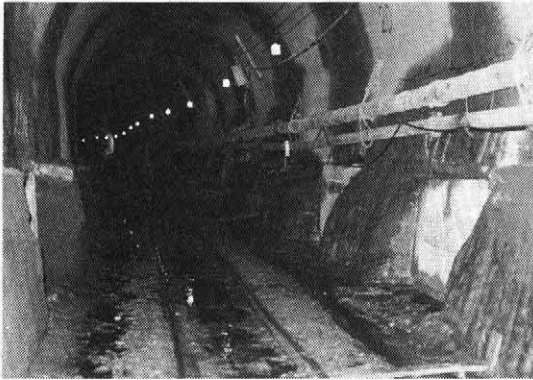


写真-4 足付コンクリート状況

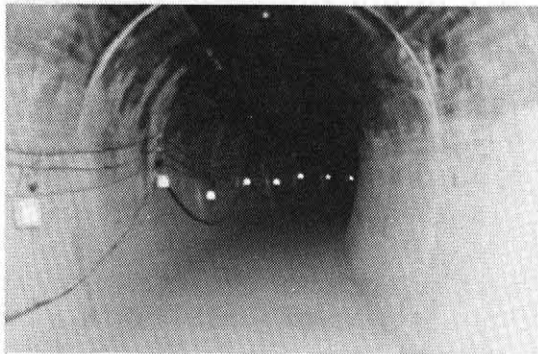


写真-6 改修後

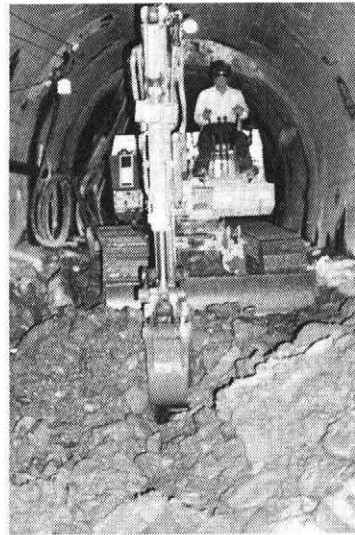
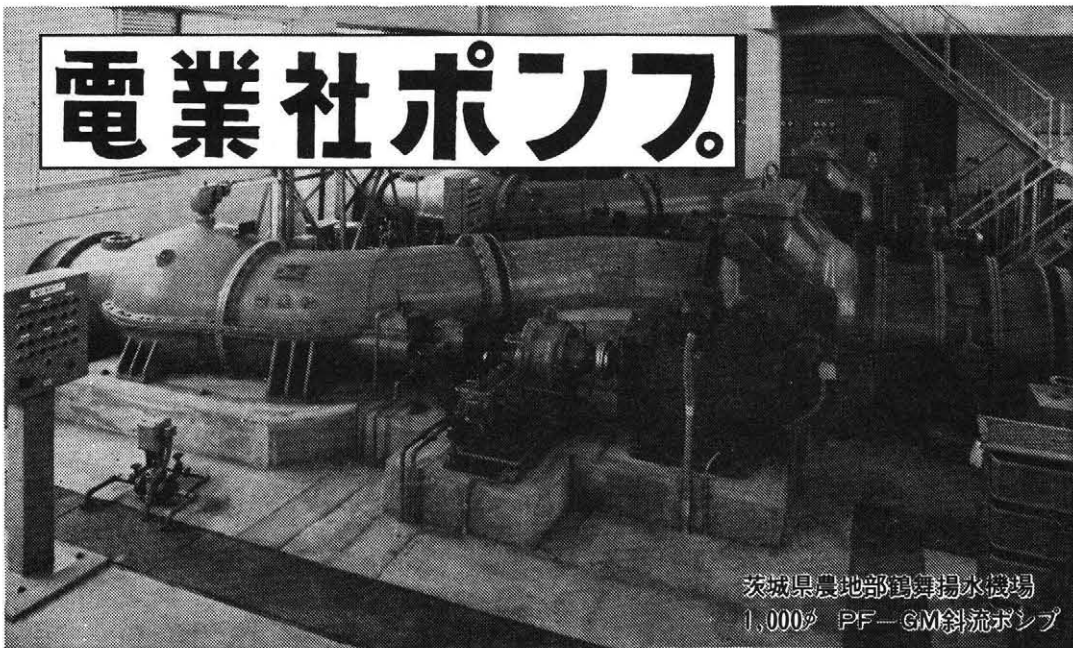


写真-5 中割掘削

# 電業社ポンプ。



茨城県農地部鶴舞揚水機場  
1,000<sup>リットル</sup> PF-GM斜流ポンプ



株式会社

電業社機械製作所

本社 東京都太田区大森北1丁目5番1-309号  
電話 東京 (761) 3131  
支店 大阪 名古屋  
営業所 福岡・札幌・仙台・金沢・横浜・三島・静岡  
広島・山口・高松・沖縄

## 環境関係協議等

荻野英明\*

### はじめに

農業基盤整備については、ほ場整備、農用地開発、かんがい排水事業等の土地改良事業及び非公共事業である新農業構造改善事業等各種事業により行われていることであるが自然環境保全法、自然公園法、文化財保護法に基づき指定された地域の中で、これらの事業を行う場合には、所要の協議等が必要となるので、紹介してみたい。

#### 1. 自然環境保全法関係

環境庁長官によって、原生自然環境保全地域（自然環境が人の活動によって影響されることなく原生の状態を維持している区域であって、その自然環境を保全することが特に必要な区域）及び自然環境保全地域（原生自然環境保全地域以外の区域のうち、自然的社会的条件から見て自然環境を保全することが特に必要な区域）が指定され、また、都道府県知事によって、都道府県自然環境保全地域が指定されている。

これらの指定地域内で土地改良事業などを行う場合には、各指定権者から指定の解除を得る必要がある。

#### 2. 自然公園法関係

環境庁長官が、我が国を代表する傑出した自然の風景を国立公園に指定しているとともに国立公園に準じるすぐれた風景地を国定公園として指定している。このほか、都道府県の風景を代表する風景地を知事が都道府県立自然公園として指定している。

また、国立公園及び国定公園の海面内に、美しい海中の景観を維持するための海中公園地区が環境庁長官によって指定されている。

これらの指定地域（海中部分を除く。）は、重要度に応じて、特別保護区域、特別地域、普通地域に区分されている。

これらに指定された公園内で土地改良事業などを実施する場合には、各指定権者の許可が必要である。なおこれら指定地域における行為の制限については前号（第62号）「保安林と解除手続」を参照されたい。

### 3. 文化財保護法関係

文化財は文化財保護法において、有形文化財、無形文化財、民俗文化財、記念物、伝統的建造物群に区分され、これらのうち特に重要なものについては、文部大臣が重要文化財として指定又は選定を行っている。また、土地に埋蔵されている文化財を埋蔵文化財としている。

ここでは文化財のうち土地改良事業などを行う際に問題となる記念物及び埋蔵文化財について以下に述べる。

#### (1) 記念物

記念物とは、貝塚、古墳、その他の遺跡で、我が国にとって歴史上または学術上価値の高いもの、庭園、峡谷その他の名勝地で、我が国にとって芸術上または観賞上価値の高いもの、並びに動物（その生息地、繁殖地及び渡来地を含む。）で我が国にとって学術的価値の高いものである。文部大臣は、記念物のうち、重要なものを史跡、名勝又は天然記念物（以下「史跡名勝天然記念物」と総称する。）に指定することができることとされ、史跡名勝天然記念物のうち特に重要なものを特別史跡名勝天然記念物に指定することができることになっている。

史跡名勝天然記念物に関しその現状を変更しまたはその保存に影響を及ぼす行為をしようとするときは、文化庁長官の許可を受けなければならないことになっている。

#### (2) 埋蔵文化財

土地改良事業などを実施するに当たり、特に問題となるのは埋蔵文化財である。この取扱いについては、文化財保護法で次のとおり取扱うこととなっている。

① 古墳、その他埋蔵文化財を包蔵する土地として周知されている土地を土木工事等で発掘しようとする場合。

ア 発掘に着手しようとする日の60日前までに文化庁長官官に書類をもって通知する。

イ 文化庁長官は、アの通知を受けた場合、「その内容が埋蔵文化財の保護上特に必要があると認めるときは、発掘の禁止、停止若しくは中止を命じることができる。」とされている。

② 遺跡を発見した場合

\*構造改善局資源課

- ア 発見時の状態のままに現場を維持し、遅滞なく文化庁長官に通知しなければならない。
- イ 文化庁長官はアの通知を受けた場合、その遺跡が重要なものであり、かつ、その保護のため調査を行う必要があると認めるときは、「その調査、保存等について協議を求めらるべき旨の通知をすることができ、その通知を受けた場合は施行者は文化庁長官と協議しなければならない。

さらに、これらについての具体的な調整方法について、次のような覚書が締結されている。

#### 文化財保護法の一部改正に関する覚書

農林省及び文化庁は、文化財保護法の一部改正に際して、次のとおり了解し、覚書を交換する。

昭和50年5月23日

農林省構造改善局長  
文化庁長官

1. 文化財保護担当部局は、農業基盤整備事業に係る文化財保護法（以下「法」という。）第57条の3第3項及び第57条の6第3項の協議並びに農業基盤整備事業の実施地区及び実施予定地区に係る各種文化財の調査にあたっては、当該事業の計画的かつ円滑な実施に支障が生じないように速やかに措置するものとする。また、文化庁は、法第57条の3第2項の通知を行う場合には、同条第1項の通知の日から60日以内に行なうものとする。

2. 文化庁は、農業基盤整備事業に係る国の機関等が行う周知の埋蔵文化財包蔵地の発掘についての法第57条の3の規定の適用については、同条中「当該発掘に係る事業計画」及び「当該事業計画」とは、埋蔵文化財包蔵地における発掘に係る部分の工事の実施計画を意味するものであって、土地改良法に規定する土地改良事業計画を意味するものではないことを確認する。

3. 農業担当部局は、周知の埋蔵文化財包蔵地において農業基盤整備事業を予定する場合には、文化財保護担当部局の当該事業実施予定地区内における当該埋蔵文化財の調査に要する期間等を考慮して、あらかじめ、工事の家施計画について、文化財保護担当部局と連絡調整を図るものとする。

4. 農業基盤整備事業の実施地区及び実施予定地区に係る埋蔵文化財の調査は、原則として、文化財保護担当部局において実施するのとし、かつ、当該調査に要する経費は、すべて文化財保護担当部局において負担するよう努めるものとする。

5. 4にかかわらず、やむを得ず、当該調査に要する経費を、農業基盤整備費のなかで負担せざるを得ない場合においても、当該経費のうち農家負担分については、文化財保護担当部局において負担するものとする。

6. 文化財保護担当部局は、文化財の事前分布調査を実施するにあたっては、農業基盤整備実施地区及び実施予定地区において優先的に実施するよう努めるものとする。

7. 文化財保護担当部局は、法第57条の5の行為の停止命令の発動にあたっては、季節に左右されることの多い農林漁業活動及び農業基盤整備事業等の円滑な実施に支障が生じないように十分留意するものとする。

8. 文化庁は、法第80条の2の政令には、農林省所管関係の法令が含まれないことを確認する。

9. 文化庁は、法改正に伴う文化財保護法施行令の制定又は改廃について、あらかじめ農林省に協議するものとする。

10. 農林省及び文化庁は、本覚書の趣旨を関係地方公共団体等に十分徹底するものとする。

#### 4. 環境影響評価関係

地方公共団体においては近年条例または要綱で一定規模以上の土地改良事業などを行う事業者が環境影響評価の実施を義務付けている例が増加している。ただし、国の機関または公益法人等が事業者である場合は、条例または要綱の適用などについて、地方公共団体の長と協議を行う旨の規定を設けていることが多い。

さらに、59年8月に「環境影響評価の実施について」が閣議決定（手続きについては別図を参照のこと）されたことに伴い、農林水産省は、60年8月に「農林水産省所管事業に係る環境影響評価実施要綱」を制定したところである。この要綱に基づく環境影響評価は、調査、予測及び評価の指針の通達の日から6ヶ月後から施行することとしている。

したがって、表一に示す農林水産省が定めた環境影響評価実施要綱の対象となる一定規模以上のダム、埋立及び干拓及び農用地開発公団が行う農用地開発に係る調査計画または実施に際しては、地方公共団体が定める条例または要綱の適用について確認するとともに環境影響評価の手法等についても十分熟知しておく必要がある。

また、別図の手続からも明らかなように農林水産省の実施要綱の対象となった場合は、準備書について地元市町村の意見を聴くことや地元で説明会の開催をすることなどが事業者が義務付けられるため、地元との調整が増えると思われる。

#### おわりに

自然環境保全法などに基づく協議等だけでなく、今後は、環境影響評価の実施に係る協議等が増えてくると思われるが、これについては、従来あまり経験がないため、環境影響評価の趣旨を踏まえて、適確な対応が望まれるところである。

表-1

対 象 事 業	事 業 者
一級河川に係る湛水面積 200 ヘクタール以上のダムの新築	1. 農林水産大臣 2. 水資源開発公団 3. 国の補助金等（補助金等に係る予算の執行の適正化に関する法律第2条第1項第1号の補助金及び同項第2号の負担金並びにこれらに係る同条第4項第1号の間接補助金等をいう。以下同じ。）の交付を受けて事業を実施しようとする者（水資源開発公団を除く。）
土地改良事業として行われる埋立及び干拓で、その埋立又は干拓に係る区域の面積が50ヘクタールを超えるもの	1. 農林水産大臣 2. 国の補助金等の交付を受けて事業を実施しようとする者
農用地開発公団法第19条第1項第1号イの業務に係る事業で事業を施行する土地の区域内の最大の団地の面積が 500 ヘクタール以上のもの	農用地開発公団

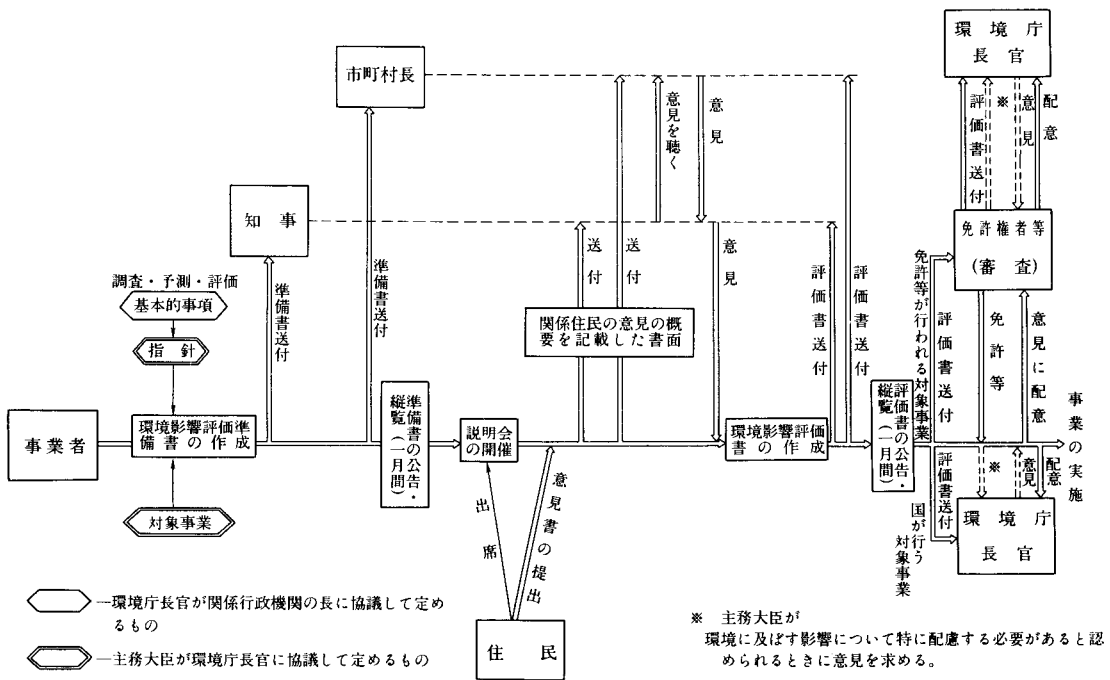


図-1 閣議決定された環境影響評価実施要綱における主要な手続の流れ



農業土木技術研究会役員名簿（昭和60年度）

会 長	浅原 辰夫	水資源開発公団理事
副 会 長	平井 公雄	構造改善局建設部長
〃	白井 清恒	東京大学教授
理 事	内藤 克美	構造改善局設計課長
〃	小泉 恵二	構造改善局水利課長
〃	中道 宏	構造改善局首席農業土木専門官
〃	山本 敏	関東農政局建設部長
〃	中川昭一郎	農業土木試験場長
〃	高橋 昇	北海道開発庁農林水産課長
〃	八木 直樹	水資源開発公団第二工務部長
〃	中島 哲生	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	渡辺 滋勝	㈱三祐コンサルタンツ専務取締役
〃	久徳 茂雄	西松建設㈱専務取締役
〃	内藤 正	大豊建設㈱社長
監 事	大橋 欣治	関東農政局建設部設計課長
〃	西岡 公	㈱日本農業土木コンサルタンツ常務取締役
常任顧問	須藤良太郎	構造改善局次長
〃	福沢 達一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	山崎平八郎	衆議院議員
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	岡部 三郎	〃
〃	小林 国司	〃
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授
〃	緒形 博之	東京大学名誉教授
〃	永田 正董	土地改良政治連盟耕隆会会長
常任幹事 編集委員長	中道 宏	構造改善局設計課
常任幹事 編集委員	安田 昭彦	〃 事業計画課
〃	亀田 昌彦	〃 設計課
〃	植松宇之助	〃 整備課
〃	川嶋 久義	〃 設計課
事務局長	黒澤 照正	全国農業土木技術連盟事務局長
幹 事 編集委員	菅谷 晋	構造改善局地域計画課
〃	細川 雅敏	〃 資源課
〃	八丁 信正	〃 事業計画課
〃	相沢 恒徳	〃 施工企画調整室
〃	高橋 利也	〃 水利課
〃	松田 祐吾	〃 〃
〃	藤本 直也	〃 整備課
〃	勝山 達郎	〃 開発課

幹 事 編集委員	小沢 興宏	構造改善局開発課
〃	前田 勇	〃 防災課
〃	久保田 勇	関東農政局設計課
〃	吉野 秀雄	農業土木試験場施設水利2研
〃	清水 洋一	国土庁調整課
〃	益田 和範	水資源公団第2工務部設計課
〃	今井 秀二	農用地公団工務部工務課
〃	荒木 正栄	日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

㈱ 荏原製作所	3 口
㈱ 大林 組	〃
㈱ 熊 谷 組	〃
佐藤工業 ㈱	〃
㈱三祐コンサルタンツ	〃
大成建設 ㈱	〃
玉野総合コンサルタンツ ㈱	〃
㈱電業社機械製作所	〃
㈱ 西島製作所	〃
西松建設 ㈱	〃
日本技研 ㈱	〃
㈱日本水工コンサルタンツ	〃
㈱日本農業土木コンサルタンツ	〃
(財)日本農業土木総合研究所	〃
㈱ 間 組	〃
㈱ 日立製作所	〃
	(16社)
㈱ 青木建設	2 口
安藤工業 ㈱	1 口
㈱ 奥 村 組	〃
勝村建設 ㈱	〃
株 木 建設 ㈱	〃
㈱ 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業 ㈱	〃
住友建設 ㈱	〃
大豊建設 ㈱	〃
㈱ 竹中土木	〃
田中建設 ㈱	〃
前田建設工業 ㈱	〃
三井建設 ㈱	〃
	(13社)
I N A 新土木研究所	1 口
アイサワ工業 ㈱	〃
青葉工業 ㈱	〃
旭コンクリート工業 ㈱	〃
旭測量設計 ㈱	〃
伊藤工業 ㈱	〃
茨城県調査測量設計研究所	〃

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

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員								
	県	農水省 関係	公団 団体	等	学校	個人	法人		外国	県	農水省 関係	公団 団体	等	学校	個人	法人	外国
北海道	153	201	5	9	21			近畿	滋賀	40	16	2	1	5			
東	青森	77	61		2				京都	47	40		7	6			
	岩手	87	25	6	5	3			大阪	36			4	4			
	宮城	50	74		5	14			兵庫	30	22		4	3			
	秋田	119	25		1	5			奈良	50	17			4			
	山形	56	19		2	1			和歌山	41	6			1			
福島	87	48	9		1		小計		244	101	2	16	23				
小計	476	252	15	15	24				中国 四国	鳥取	25	13		2	4		
北	小計	茨城	107	63	14	3	8				岡山	23	16		5		
		栃木	81	18	2	5	2				山梨	55	49		4	3	
		群馬	32	5	1	1				島根	53	10			2		
		埼玉	63	21	10	1	16			山口	35	3		1	1		
		千葉	61	16	15	1	12			徳島	27	9	1		3		
神奈川	4	185	64	12	20		香川	24		1	1	5	3				
山梨	29			2	18		愛媛	35		14		4	3				
長野	7	8			1		高知	22			1	1	1				
静岡	48	4	1	4	1		小計	299		115	3	22	18				
小計	523	334	107	29	83			九州	福岡	24	18	30	7	6			
東	小計	新潟	114	51		1	5			佐賀	27	16		2	2		
		富山	50	8		1	5			長崎	20	2			1		
		石川	41	68		2	1			熊本	40	38	3		2		
		福井	65	17						大分	47	6	2				
陸	小計	270	144		4	11		宮崎	38	16		3					
東	小計	岐阜	29	5	1	4	6		鹿児島	52	3						
		愛知	43	81	33	1	7		沖縄	1	15	1	2				
		三重	33	17	9	3	3		小計	249	114	36	14	11			
海	小計	105	103	43	8	16		合計	2,319	1,364	211	117	207	822	20		
総合計									5,080名								

編集後記

師走を迎え、昭和61年度の予算要求、あるいは、現場のほうでは変更設計の準備等会員諸氏には忙しい毎日と  
思います。

私も現場を離れて、早いもので3年9カ月になります。電子計算機などのエレクトロニクスの分野では、技術の進歩が早いため、一年間その部門から離れると、「ついていけない」、「役に立たない」などと言われるのをよく聞きますが、私も現場に戻ってしっかりとやっていけるだろうかといった不安感におそわれるときがあります。

土地改良事業においても、前回の記念特集号において、「土地改良事業と環境の保全整備」と題して農村地域の

環境の保全に配慮した整備事例が扱われるなど、新しい技術の採用はもちろん、農村住民の意識の多様化等により、時代に応じた施工方法等が採り入れられるようになっていきます。

本誌は、まさにこのような新しいニーズに対応した現場の農業土木技術者からの情報の供給源として、また会員諸兄の情報交換の場として大いに貢献しているところであり、今後ともその役割は大きいものと確信しております。

本号では、国・県・団体等々の現場技術者からの報文のほか、協議シリーズの3回目として「環境関係協議」を掲載しており、多方面の農業土木技術者に役立つものと期待しております。

(清水洋一 記)

水 と 土 第 63 号

昭和60年12月30日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4  
農業土木会館内

農業土木技術研究会  
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社  
TEL (952) 5651 (代表)