

水と土

第 34 号

昭和53年 9 月号

農業土木技術研究会

完成した小田川ダム

(堤体右岸から見る)



小田川ダムは、青森県五所川原市、金木町、中里町にまたがる4,011haの水田にかんがい用水の補給を目的として、新設された中心コア型ロックフィルダムで、かんがい用水は、小田川(0.686 m^3/sec)、大淵川(2.298 m^3/sec 飯詰川支流)にそれぞれ補給するものである。



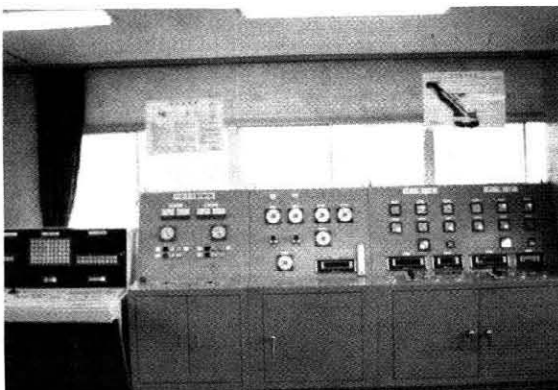
ダム堤体基礎処理全景



ダム間隙水圧計埋設状況



ダム堤体ロック材転圧状況



ダム管理操作室内景

水 と 土

— 目 次 —

グラビア

完成した小田川ダム

報 文

報文内容紹介

……(1)

小田川ダム貯水試験について

山 田 悟 郎
金 野 芳 徳
小山内 英 夫 ……(2)

防砂と流量制御をもつ溪流取水工法

——長野県、平川地区、溪流取水工水理模型実験——

大 山 忠 清
藤 原 合 栄
川 合 亨 ……(15)

牧尾ダムの堤体挙動

高 橋 種 之 ……(24)

山間急傾斜地の水田ほ場整備指針(案)について

——新潟県の例——

石 塚 菊次郎 ……(41)

道管五区地区畑地かんがい計画について

吉 岡 秀 明 ……(52)

河川協議(6)

——農業水利と水利調整の動向について——

川 尻 裕一郎
千 賀 裕太郎
谷 萩 真 一
原 田 義 春 ……(60)

資 料

工事費概算式(その3)

I. ポンプ場工事費概算式について

北陸農政局金沢施工調査事務所技術情報課 ……(70)

II. 道路工事費概算式について

近畿農政局京都施工調査事務所技術情報課 ……(78)

講 座

農道のアスファルト舗装(2)

——その種類と農道への適用——

構造改善局開発課農道班土地改良舗装研究会 ……(82)

会 告

……(89)

編集後記

……(92)

No. 34

1978

September

水と土 第34号 報文内容紹介

小田川ダム貯水試験について

山田 悟郎 金野 芳徳
小山内英夫

昭和51年度に完成をみた小田川ダムは、今年のかんづつにもかかわらず、その効用を十分に発揮し地域農民に喜ばれた。

本報文では、小田川ダムの特長と施工経緯、そして、昭和51年4月から2ヶ年にわたる貯水試験結果の一部を報告するものである。

(水と土 第34号 1978年9月 P. 2)

山間急傾斜地の水田ほ場整備指針(案) について 一新潟県の例一

石塚菊次郎

新潟県糸魚川農地事務所管内で施行された、山間急傾斜地(こう配 $1/5 \sim 1/30$)のほ場整備の事例から、当管内での山間急傾斜地の水田ほ場整備指針(案)を紹介する。

この指針の中で特徴的なことは次の諸点である。

①山間地の農道は1は区に1本の農道を設けることが有利な場合が多い。②小水路は用排兼用型とすることが有利な場合が多い。③小水路は斜流水路として落差工やせき等を設けない方が有利である。④パイプラインに適しないところでは、用排兼用水路が有利である。

(水と土 第34号 1978年9月 P. 41)

防砂と流量制御をもつ溪流取水工法 —長野県、平川地区、溪流取水工水理模型実験—

大山忠清、藤原 栄、川合 亨

パースクリーン型溪流取水工は従来集水渠内の排砂を円滑に行うため集水渠の底勾配を $1/10$ 程度としてきた。この底勾配を $1/10$ より緩い $1/20 \sim 1/30$ としても排砂が可能であること、及び河床材料が移動するような河川流量がある場合には集水渠内を満流させることによって、流水中の土砂が集水渠内に流入することが少なくなることを、水理模型実験によって確認した。なお水理設計の基本方針をあわせて論述した。

(水と土 第34号 1978年9月 P. 15)

五区地区畑地かんがい計画について

吉岡 秀明

北海道における畑地かんがいの歴史は浅いが、五区地区において国営事業の末端としての畑地かんがい施設が整備され、今年春、その一部の完成を見るに至った。

この地域では、地下水を揚水し個人的にかんがいを行ってきた実績もあるが、気象的にも連続旱天日数が年ごとに増す傾向のなかで、計画樹立に至った経緯と、玉ねぎを主体とした本地区における畑地かんがい計画の特色を紹介するものである。

(水と土 第34号 1978年9月 P. 52)

牧尾ダムの堤体挙動

高橋 種之

牧尾ダムは昭和32年11月に着工し、36年5月に完成した中心コア型ロックフィルダムで、完成後約16年を経過している。この間堤体の挙動観測として堤頂沈下および縦方向移動、堤体斜面の移動等の測定を行って来た。これらを統計的に取りまとめて現在迄の挙動を明らかにし、また他ダムとの挙動の比較を行うことにより将来の堤体変化の傾向を推定するとともに、異状の発見等、ダム管理に役立てようとするものである。

(水と土 第34号 1978年9月 P. 24)

河川協議

—農業水利と水利調整の動向について—

川尻裕一郎 千賀裕太郎
谷萩 真一 原田 義春

近年における水需給のひっ迫に伴い農業水利を取巻く環境は極めて厳しく、河川協議も、より複雑、困難となっている。かかる情勢下での水利調整の円滑適切な推進の一助にと29号以来、前号まで、河川協議シリーズとして、事例研究となるべき資料と解説の掲載を行って来た処である。本報文は、その取まとめに当り、河川協議の背景をなす農業水利の最近の環境について概況を御報告させていただくものである。

(水と土 第34号 1978年9月 P. 60)

小田川ダム貯水試験について

山田 悟郎* 金野 芳徳** 小山内 英夫**

目 次

I. はじめに……………(2)	VI. ダム堤体の盛土と施工管理……………(5)
II. 事業計画の概要……………(2)	VII. ダムの貯水試験について……………(5)
III. 小田川ダムの概要……………(2)	VIII. 堤体変位について……………(7)
IV. ダムサイトの地形地質……………(3)	IX. 間隙水圧の観測結果について……………(8)
V. 基礎処理……………(4)	X. あとがき……………(14)

I はじめに

小田川ダムは、青森県北津軽郡金木町嘉瀬小田川と旧十川合流地点から約10km上流に位置し、五所川原市、金木町、中里町にまたがる4,011haの水田用水補給を目的に国営小田川農業水利事業の一環として施工したものである。

ダム工事は、昭和43年付替林道の着手により開始され昭和45年には仮排水路工事、昭和46～49年年にかけてコア30,365m³、フィルター12,412m³、ランダム35,837m³、ドレーン500m³、ロック128,687m³合計207,801m³の堤体盛上工事を完了、昭和48年～50年には、余水吐設備、警報設備、取水設備等の付帯工事も完了した。このため、昭和51年3月にダム部分使用検査をうけ、昭和51年4月からダムの事業効果早期発現をかね貯水試験を開始したものである。

試験貯水は、昭和52年9月30日まで行い、下記の項目について調査した。

1. 堤体の漏水量
2. 第2滞水層の湧水量
3. 堤体の変形
4. 堤体の間隙水圧
5. 堤体取付部および周辺地山の状況
6. 放流設備および取水設備の状況
7. 流量観測
8. 積雪調査
9. 除雪試験
10. 放流試験

今回はそのうち1.～4.までの調査結果の概要および基礎処理方法、堤体盛土の施工管理について報告するものである。

II 事業計画の概要

本事業地区は、青森県の北西部に位置し岩木川右岸に展開する水田4,011haの用水補給を目的とするものである。

本地域の主水源は、河川・溜池・揚水機場によっているが、流域面積が狭少のため、湧水量が少なく、錯綜した用排併用の水路の堰上げ、反覆かんがいを行っているため水田は常に湿田または、半湿田の状態であり更にその殆んどが未整備田となっている。このような本地区水田地帯を用水改良・排水改良・ほ場整備等を実施し、安定した農業経営のできるように改良することを目的として行なうものである。本事業の用水は、計画基準年(昭和37年)で必要水量62,383千m³に対して現在7河川で18,293千m³、在来溜池14ヶ所で8,534千m³しかなく、かんがい期間中35,556千m³の水不足の地帯である。

この用水不足を補うため、旧十川の尻無、蒔田揚水機場より24,120千m³を求めその不足分11,435千m³を小田川ダムに依存するものである。

III 小田川ダムの概要

小田川ダムは、昭和46年5月基礎掘削工事に着手以来6年後の昭和51年には、ダムの付帯設備を含む工事がほぼ完了したものであるが、本ダムの特長として挙げられるのは、水価と貯水効率である。基準年におけるダムの年間利用水量は約1,100万m³、ダムの建設費15億7千万円で水価は142円/m³、ダムの総貯水量970万m³、ダム堤体積208千m³で貯水効率44.6%となっている。これは全国の農業用フィルダムの中でも最上位にランクされるダムである。

なお小田川ダムの諸元を表一1に、また堤体標準断面図を図一1に示す。

* 三幸建設工業(KK)

** 東北農政局小田川農業水利事業所

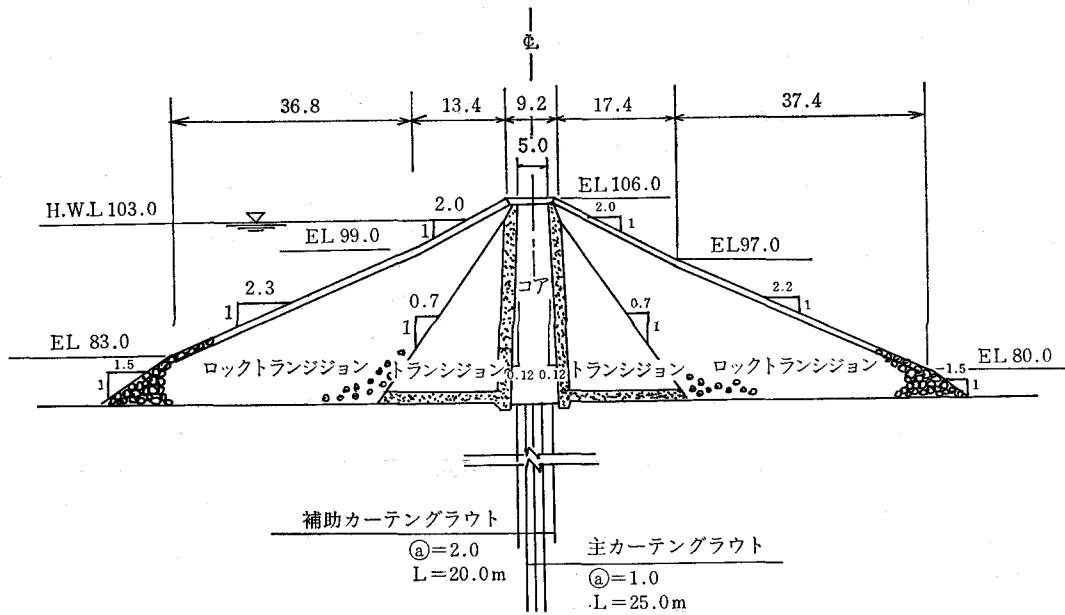


図-1 堤体標準断面図

表-1 小田川ダム諸元

河川名	岩木川水系
直接流域	16km ²
ダム形式	中心コア型ロックフィルダム
堤高	31m
堤長	203m
足体積	207,800m ³
総貯水量	9,700,000m ³
有効貯水量	9,277,600m ³
利用水深	19.6m (E L 103m ~ E L 83.4m)
満水面積	86.5ha
標高	E L 103m
ダム天端標高	E L 106m
ダム利用回数	1.23回
余水吐	排水量290m ³ /s, ゲート調節式溢流堰
取水設備	斜樋 (傾度1割) 温水取水方式

IV ダムサイトの地形地質

本地域は、津軽半島のほぼ中央部、やや付根寄りに位置する。北部に急峻な十二ヶ岳山塊を控え、そこからゆるく南方に延びる標高200m内外の低山陸地帯で、山容は概しておだやかである。河系は巨視的には樹枝状を呈しているが、特に本地域附近はかなり長く適従谷が発達しており、地質縦断面図に示される如く随所に、いわゆるケスタ地形の片隣がみられる。

ダムサイト付近は、ほぼ北西方向に小規模ながら随所に氾濫原を形成しつつゆるく流下してきた小田川が西方

に向きを変え、やや急に流れ下っている。小田川にそぐ支流は、ほぼそのすべてが北東-南西方向に顕著に発達している。この方向性は基礎地質をそのまま反映しており基盤の泥岩の走向方向と一致する。

本地域一帯は、広く第三系の堆積岩類と火山岩類とをもって構成されており、その他第四系の堆積尺も認められるがその分布はきわめて狭い。巨視的には、北を袴腰岳を中心とし粗粒玄武岩類より成るいわゆる「袴腰ドーム」、に東を津軽半島を縦断している「津軽断層」に、西および南を「岩木川氾濫原平野」によって地質的に区切られた長方形の地帯でそのほぼ中央を起源的には袴腰ドームより派生した背斜軸が南北に通っている。本地帯もいわゆる「グリーンタフ地域」の新第三紀の一般的な傾向をよく示し凝灰岩、泥岩、硬質頁岩、黒石頁岩層等の海成堆積層がほぼ整合に重なっている。又局所的であるが同時代にかなり顕著な火山活動もあり粗粒玄武岩類あるいは一部流紋岩類が熔岩としてあるいは貫入岩体として堆積岩と指交して発達している。本地域一帯の新第三系は、下位より馬の神山層、源八森層、不動の滝層、二本松層、味噌ヶ沢層、鶴ヶ坂層と分布しており、ダムサイト付近は不動の滝層の下部に相当する。

ダムサイトの地質は、前述の如く新第三紀後半の凝灰質泥岩、泥岩、頁岩等の堆積岩とそれに貫入あるいは噴出流下した玄武岩類からなっている。

ダムの基盤は、両袖部の若干を除いては、玄武岩であり、しかも熔岩として流下したものである。この玄武岩熔岩は堤敷下においておよそ3枚に分けられ、それぞれの熔岩層上部は非常にポーラスな岩質で多量の地下水を

含みしかもその一部は被圧され湧水となっている。この熔岩上部層で透水係数 $K = 2 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 、熔岩下部層で $2 \sim 5 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ であるが岩自体は非常に硬質でフィルダムの基礎岩盤として充分である。

貯水池周辺の地質は、ほぼ全域が様な泥岩で小規模な層内断層、あるいは層間異常等は認められるが、いずれも問題になるような規模ではなく、また岩質自体は軟質であるが均質塊状で漏水等の問題もない。

V 基礎処理

本ダムの基礎処理にあたって特に重視した点は、ダム基礎盤下15mと40mに2層の滞水層があり、この処理方法についてダム検討委員会で種々検討の結果、地盤下15mの第1滞水層までの透水係数を改良することに決定した。基礎処理にあたっては、1. ダム完成貯水後水圧によって堤外漏水の誘発を防止すること。2. 下流法先の揚圧力増大を防止すること。3. 中心コアと岩着部の透水係数の不整合による水道増加防止の3点を考慮して施工することとした。この3点に対する対策としては

- (1) カーテングラウトによるダム上下流滞水層の遮断
- (2) 揚圧力の防止として将来リリーフウェルの設置が必要か否かをダム下流調査坑によって観測する。
- (3) コアの透水係数が $1 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 、基礎地盤が $1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ であり基礎地盤を1オーダー改良して $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ とすることによって透水不整合を防止する。

以上の考え方を基に昭和46年度にステージ工法でカーテングラウト深度25mを3ステージに区分し最高圧力 15kg/cm^2 、総延長13,600mをセメントによるグラウトを実施した。しかし透水試験の結果深度25mのセメントグラウトでは $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ に全面的に改良することができず昭和47・48年に更に補強グラウトを実施した。補強グラウトは薬液注入(LW)を注入することとし、グラウト深度28mを5ステージに区分し第1ステージはセメントミルクを注入、第2ステージ以下は薬液を注入した。注入圧力の最高は 15kg/cm^2 であった。またその配合は

- ① A液珪酸ソーダ 250 l, 水 250 l, B液セメント 100kg, 水 468 l (m^3 当)
- ② A液珪酸ソーダ 150 l, 水 350 l, B液セメント 100kg, 水 468 l (m^3 当) とした。

注入量は 150l/m として施工した。その結果基礎全体の改良目標である $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ の透水係数に改良することができた。以下図-2に小田川ダムグラウト施工図、図-3にグラウト標準孔配置図、図-4、図-5にルジオンマップ図を示した。

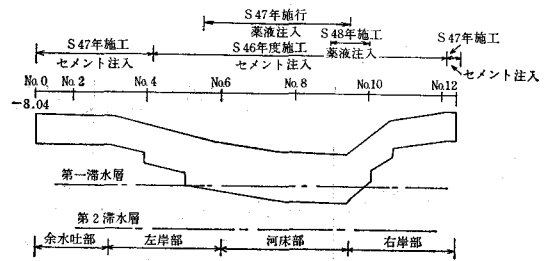


図-2 小田川ダムグラウト施工図

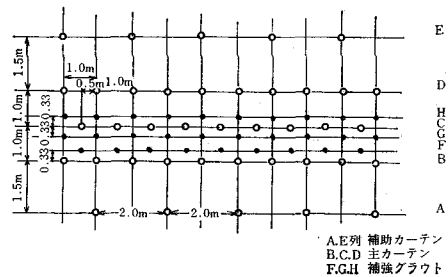
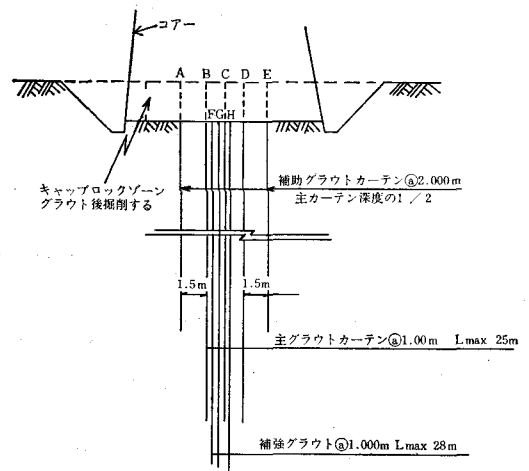


図-3 標準孔配置

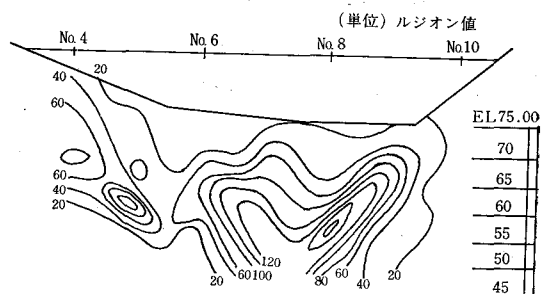


図-4 ルジオンマップ (グラウト前)

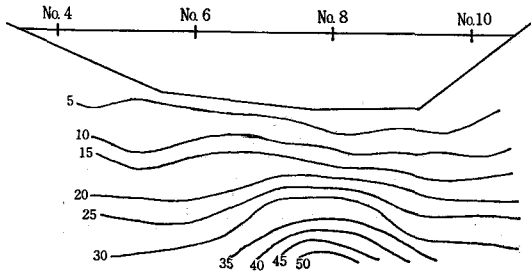


図-5 ルジオンマップ (グラウト・)

VI ダム堤体の盛土と施工管理

1. 築堤材料

(1) 不透性材料 (コア材料)

コア材料については、ダム周辺の崖錐と軟質化した泥岩を使用した。

(2) 透水性材料, 半透水性材料 (ロック材料, ランダム, フィルター材料)

透水性材料および半透水性材料としては、玄武岩を主体としてダム堤体下流の原石山から採取した。本ダムサイトの玄武岩は枕状構造を有しているためロック材料でも人頭大のものが多く、発破によって掘削される岩のうち、風化の進んだものをランダム材料とし、新鮮なものをロック材料として使用した。選別は篩分けなどによって厳密にロック材料とランダム材料に分けることはせず粒径や風化の程度によって判断し更に撤出しの段階で調整を行った。またフィルター材料については岩木川産のものを使用した。

以上これらの築堤材料について物理, 力学試験を実施して各ゾーンの設計数値を決定した。その結果を表-2に示す。

2. 盛土と施工管理

表-2 築堤材料設計数値

材	料	比	重	間	ゲ	キ	比	乾	燥	密	度	湿	潤	密	度	飽	和	重	量	粘	着	力	内	部	マ	サ	ツ	角	
								t/m ³		t/m ³		t/m ³		t/m ³		t/m ³		t/m ³		t/m ³		°							
コ	ア	2.69	1.506	1.073	1.54	1.67	5.5	7°-30'	完成直後																				
ラ	ン	2.47	0.496	1.65	1.65	1.98	0	8°-35'	完成後																				
ロ	ック	〃	〃	〃	〃	〃	0	30°-00'																					
ト	ラン	〃	〃	〃	〃	〃	0	40°-00'																					
ラン	ジ																												
シ	ョ																												
ョ	ン																												
ン	シ																												
シ	ョ																												
ョ	ン																												
ン	シ																												
シ	ョ																												
ョ	ン																												

(1) 盛土

築堤は、昭和47年~昭和48年の2年間でほとんど完了した。

(2) 施工管理

ダムにおいては、各材料が前述の設計値を満足するよう管理試験を行った。

(i) コア材

含水比試験は盛土材料の含水比が適正であるかどうかを把握し必要ならば散水または乾燥の処置を行うものとし原則として赤外線水分計測定法により堤内において毎日、1回目の運搬車より代表的な試料を採取し含水比を測定し盛土作業の適否を決定した。

現場密度試験は、転圧完了後モールド法により無作為に3ヶ所以上の試料を採取し含水比, 湿潤および乾燥密度を原則として毎日測定した。

透水試験は盛土量 3,000m³~4,000m³ に1回, 室内現場透水試験を行った。またコア材料の粒度試験は, 土取場より1回~2回または用土変化した場合に行った。

(ii) フィルター材料

盛土量 1000m³~2000m³ につき1回, または土取場の変更の都度コンクリート標準示方書に準じ篩分試験を行った。

(iii) トランジション材料

盛土量 3000m³ に1回, 密度試験を行った。測定方法は、水置換法で行い基準値以上を合格とした。

(iv) ロック材料

盛土量 8000m³~10000m³ に1回, 密度試験を行った。

VII ダムの貯水試験について

堤体盛立は、昭和48年10月ではほぼ終わったが、貯水のための付帯設備工事が昭和50年11月まで要したので、河川管理者側とダムの貯水試験について協議の結果、昭和51年4月1日より貯水を開始した。

1. 貯水試験内容

(1) 貯水試験水位および期間……昭和51年4月1日~昭和51年9月30日, 82.50m~94.76m(第1回), 昭和51年12月20日~昭和52年9月30日, 80.50m~98.18m~77.00m(第2回)。

(2) 観測項目……貯水位, 漏水量, 湧水量, 雨量, 気温

(3) 観測時間, 場所……漏水量, 湧水量, 午前10時(漏水, 湧水観測所, 漏水, 湧水を各々パイプ導水し, 三角堰で計測), 貯水量, 雨量, 気温, 午前9時(ダム管理事務所)

2. 考 察

図-6は、昭和51年12月20日から昭和52年9月30日までの貯水開始から落水までの貯水位, 漏水量等をグラフ

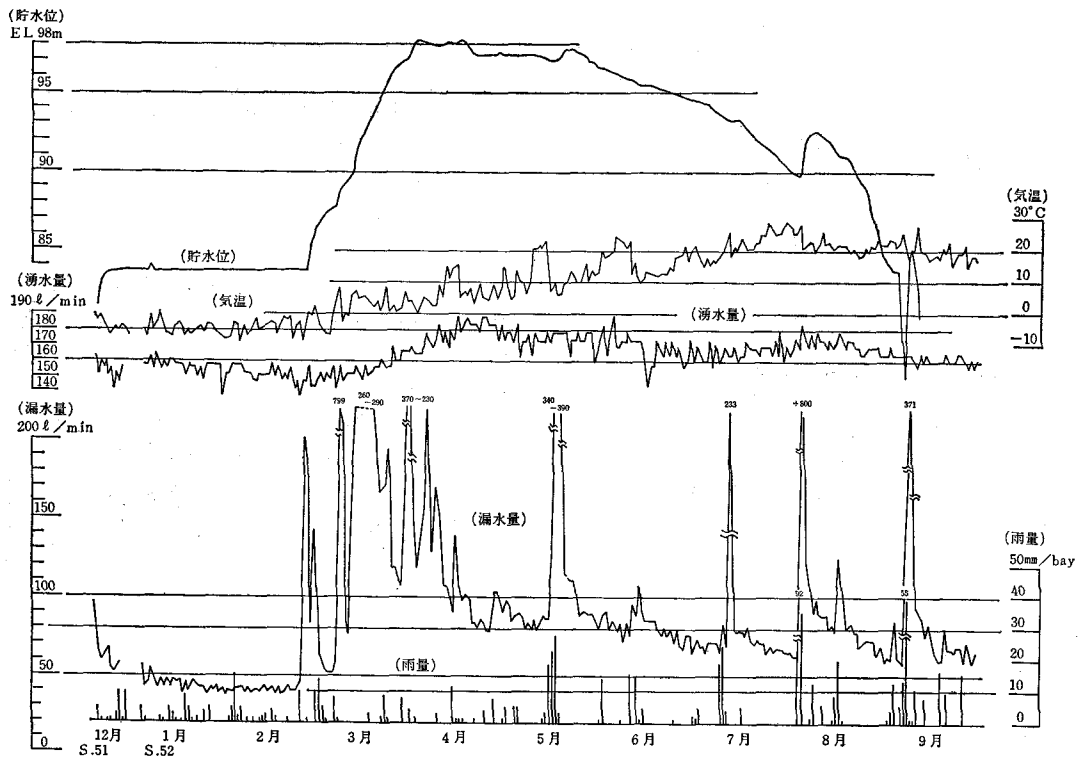


図-6 小田川ダム貯水試験関係グラフ (第2回S. 51.12~52.9)

に表したものである。

(1) 漏水量と貯水位との関係

貯水位期間中の最高水位に近い(97.14m, 貯水量5200千 m^3)ところにおける最大連続旱天日数7日目(昭和52年5月7日~5月13日)の漏水量は85 l/min である。

(2) 漏水量と雨量の関係

漏水量と雨量は、シャープに關係しているが、この場合には堤体外法部等からの降雨の浸透水があり、見かけの漏水量である。

(3) 漏水量と気温との関係

2月下旬から4月中旬までの漏水量の急激な増加は気温上昇(0 $^{\circ}C$ 以上)に伴う、堤体外法部等の積雪の融解による浸透水の影響であり見かけの漏水量である。

(4) 漏水量と貯水位, 雨量, 気温との関係

前述V(基礎処理)の中でカーテングラウト以深の被圧地下水(第2帯水層)の湧水量(150~180 l/min)は雨量および気象の影響がなく貯水位上昇に伴って30 l/min 前後の増加がみられる。

(5) 計算による堤体からの漏水量の推定

堤体からの漏水量 Q_0 の計算は水平方向の寸法を $\sqrt{k_v/k_h} = \sqrt{1/5}$ に縮小した変形断面として*次式によって求めた。

$$Q_0 = k \times y_0 \times L$$

ここで、現場透水試験の各年度別平均の加重平均値を

垂直方向の透水係数

$$k_v = \frac{7 \times 3.8 \times 10^{-9} + 19 \times 6.79 \times 10^{-9}}{7 + 19} = 5,985 \times 10^{-9} \text{ (m/sec) とする。}$$

よって、 $*k = \sqrt{k_p \cdot k_v} = \sqrt{5} k_v = 1.34 \times 10^{-8} \text{ (m/sec)}$, ここにおいて k_v を加重平均変形断面 $\sqrt{1/5}$,などを考慮し計算に用いた透水係数を上記 k の10倍の値とした。

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d, L: \text{約平均縦断長さとする。}$$

以上の計算結果は表-3に示した。

(6) 計算による基礎からの漏水量の推定

基礎からの浸透流はカーテングラウトによって抑制されていて、流れに直角な単位断面積当りの浸透流量は

$$*Q = \frac{K_1 \cdot K_2 (h_1 - h_2)}{K_2 l_1 + K_1 \cdot l_2} \text{ である。}$$

$$\text{したがって、基礎からの漏水量 } Q_f = \frac{K_1 \cdot K_2 (h_1 - h_2)}{K_2 l_1 + K_1 \cdot l_2}$$

$L \cdot D$ として計算する。

ここで、 k_1 :基礎地盤の透水係数 $=3.58 \times 10^{-6} \text{ (m/sec)}$
 k_2 :グラウトによって改良された透水係数 $=4.5 \times 10^{-7} \text{ (m/sec)}$, l_1 :浸透路長(l_2 をのぞく) $=7.72 \text{ (m)}$, l_2 :グラウトの影響幅 $=4.0 \text{ (m)}$, L :約平均縦断長さ, D :漏水幅 $=0 \text{ (m)}$, $h_1 - h_2$:圧力水圧, とする。

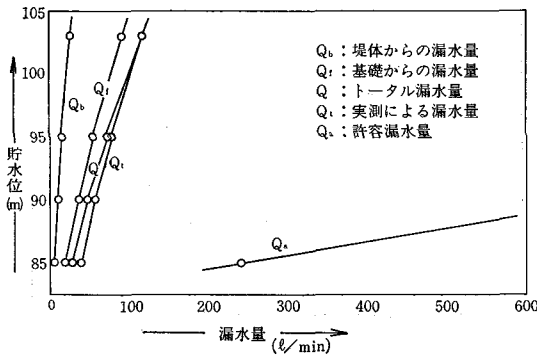
以上の計算結果, およびトータル漏水量は表-9, 図

* 土地改良事業計画設計基準第1編フィルダムダム P.195. 196

* 基礎岩盤グラウティングの施工指針 P. 64

表一三 計算による各貯水位の漏水量

貯水位	L (m)	Q_b の推定		Q_f の推定		トータル 漏水量 Q (l/min)
		y_0 (m)	Q_b (l/min)	h_1-h_2 (m)	Q_f (l/min)	
WL. 103.00	130.0	24.12	25.8	26.00	91.8	117.6
WL. 97.00	120.0	18.02	17.4	20.00	65.2	82.6
WL. 95.00	115.0	16.01	14.8	18.00	56.2	71.0
WL. 90.00	105.0	11.04	9.3	13.00	37.1	46.4
WL. 85.00	90.0	6.26	4.5	8.00	19.5	24.0



図一七

一七に示した。

(7) 考察結果

計算による漏水量と実測による漏水量とは前述のとおりとなり、低水位時の実測値との差が大きいのは基礎からの被圧水が堤体下流内に漏水となって出てきたためと思われる。

この基底流量ともとれる被圧水による漏水量、および降雨、降雪の浸透水による漏水量等を図一七にまとめ漏水量と許容漏水量（ここでは、総貯水量の0.05%*を以って許容漏水量の上限とする）との関係で見れば、計算値、実測値とも許容漏水量内にあり、量的な面からは問題ないといえる。また試験湛水中、漏水は濁っておらず、土粒子等も含まれていないことから判断し、パイピング現象は生じていないものと考えられる。したがって、漏水観測結果による堤体の安定性については問題ないものと判断できる。

VIII 堤体変位について

堤体変位の観測について、堤体 No. 18+19.0 地点下流側にクロスアームを設置し、層別沈下を計測、また表面沈下並びに水平変位観測のため、ダム天端両法肩および法面に標杭を設置した。

1. 層別沈下計

計測は積雪期間を除き月に1回行っているが当初から最近までのデータは表一四のとおりで傾向としては、安

表一四 層別沈下計測定表

クロスアームHO	設置月日	設置標高	49. 10. 27	50. 10. 27	52. 7			
10	48. 10. 10	104,963m	104,961m	-2%	104,956m	-7%	104,944m	-19%
9	" 8. 9	101,857	101,855	-2	101,849	-8	101,837	-20
8	" 7. 24	98,779	98,776	-1	98,769	-10	98,757	-22
7	" 7. 5	95,779	95,778	-1	95,772	-7	95,760	-19
6	" 6. 21	92,809	92,805	-4	92,802	-7	92,793	-16
5	" 5. 15	89,888	89,884	-4	89,882	-7	89,873	-15
4	47. 9. 13	86,778	86,773	-5	86,770	-8	83,763	-15
3	" 8. 12	83,757	83,755	-2	83,757	-0	83,747	-10
2	" 7. 28	80,796	80,793	-3	80,793	-3	80,786	-10
1	" 7. 21	77,898	77,895	-3	77,892	-6	77,886	-12

定してきており、堤高に対し0.07%の沈下量で同種同程度の規模のダムに対しても僅少である。

2. 表面沈下並びに水平変位

ダム法面の挙動については、変動が少ないため、1週間に1回を2週間に1回の割合で計測を行った。図一八、九は、貯水前と貯水後における水平変位X、垂直変位Yを合成ベクトルで表示したものであるが変位量としては僅少である。

3. 考察

今回測定された変位量からすると、堤体の安全性には問題ないであろうと言える。一般的にロックフィルダムの変位の傾向については、次のようなことが言われている。盛立中の水平変位は自重により上流側は上流方向へ、下流側は下流方向に生じ、その最大値は堤高の3分の1付近に生じ、その値は大きな場合でも垂直変位の2分の1を越えない。この傾向に比較し各断面の変位を見ると、全体的に逆の様相を呈しており、今後一般的傾向

*土地改良事業計画設計基準第1編 フィルダム P185

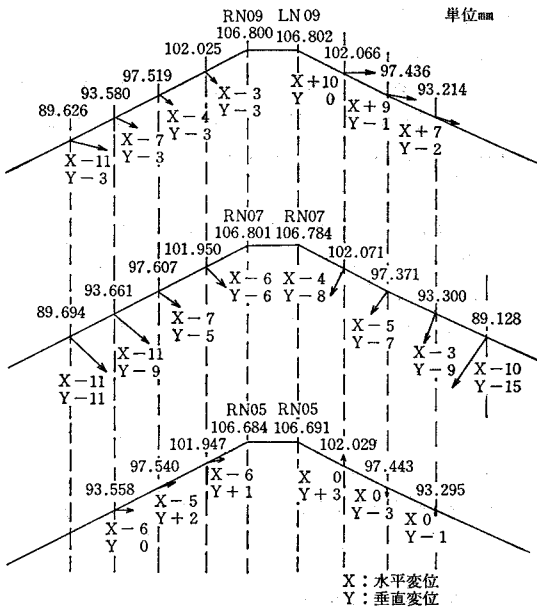


図-8 貯水前における水平垂直変位の合成ベクトル (S. 52. 1. 10)

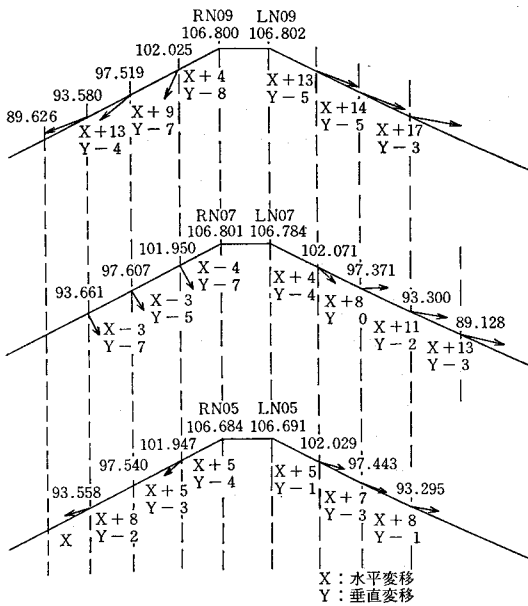


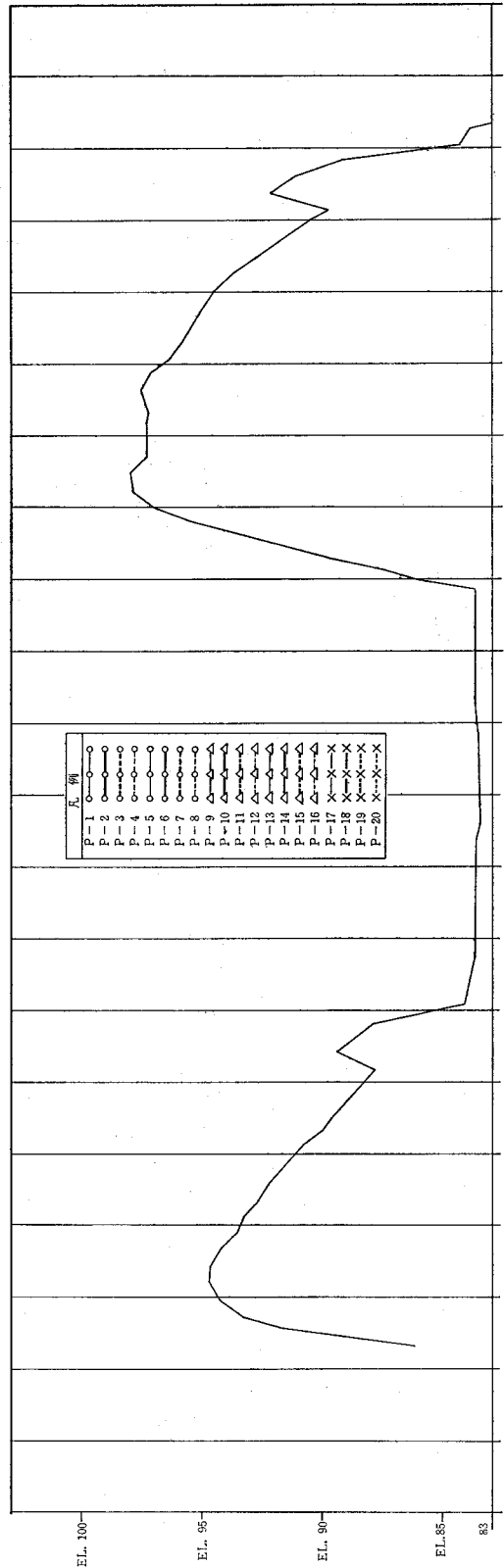
図-9 貯水後における水平垂直変位の合成ベクトル (S. 52. 8. 15)

を考え合せ測定に十分注意し観測していきたい。

IX 間隙水圧の観測結果について

貯水試験時（昭和51年4月～昭和52年9月）の観測結果をダム貯水位-間隙水圧-時間の関係でまとめ図-10に示す。また図-11に埋設計器位置図を示した。

1. 築堤時および築堤完成後の観測結果



貯水池水位

コ
ア

ト
ラ
ン
ジ
シ
ヨ
ン

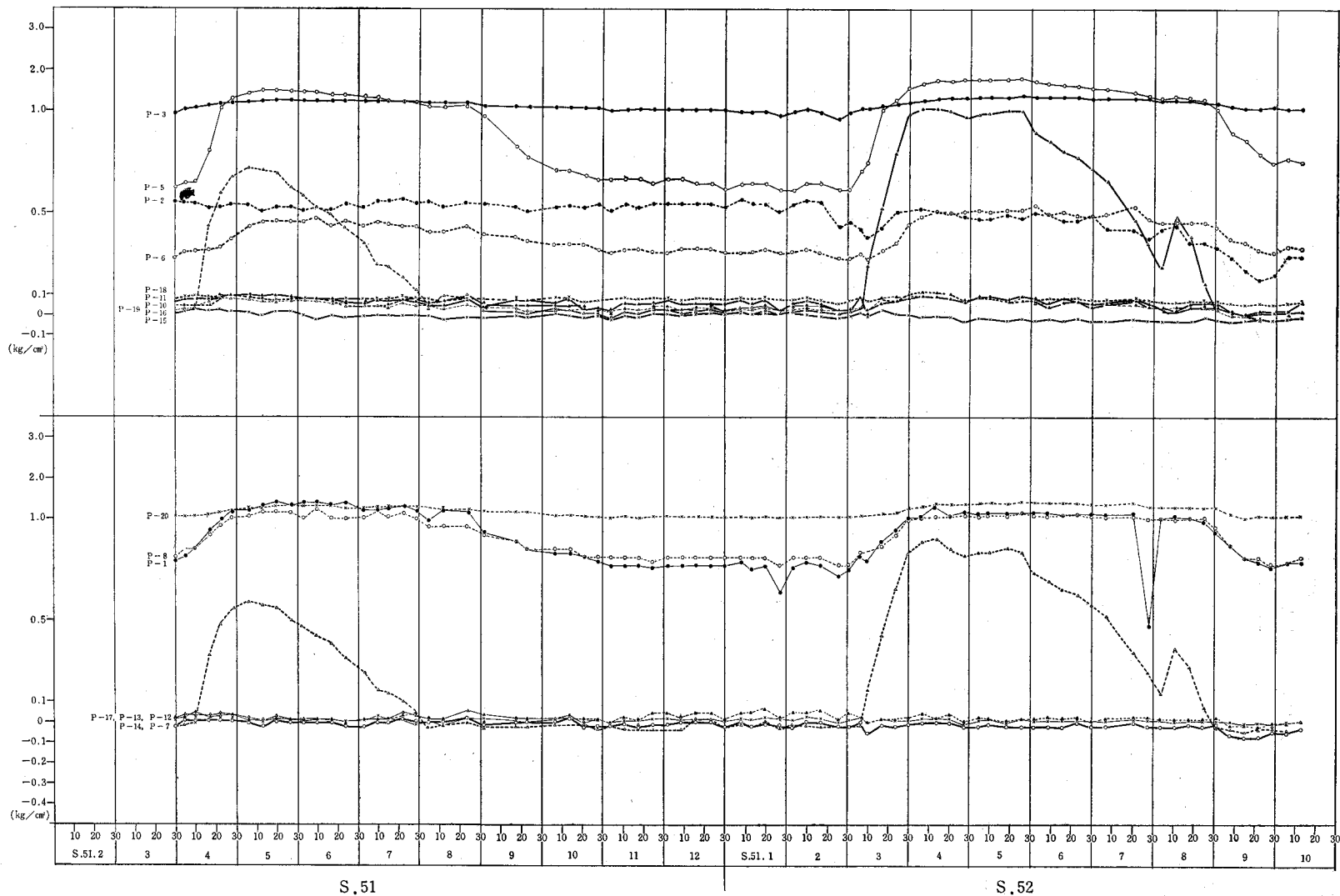
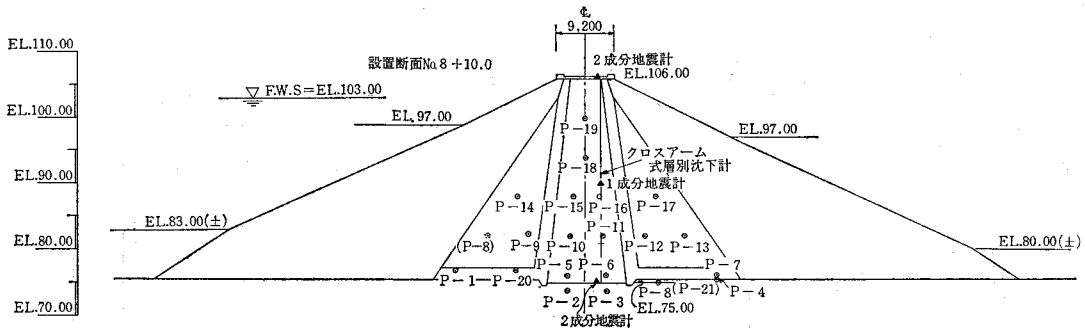


図-10 小田川ダム堤体間ゲキ水圧測定図



地震計

間ゲキ水圧計

測点	番号	名称	設置標高
No. 8 + 19.0m	1	2成分	E L. 75.00
"	2	1 "	E L. 90.00
"	3	2 "	E L. 106.20

計器番号	設置標高 (±)	オフセット (m)	計器番号	設置標高 (±)	オフセット (m)
1	E L. 76.95	U. 20.0	11	E L. 82.00	D. 2.5
2	E L. 73.70	U. 3.0	12	E L. 82.00	D. 9.0
3	E L. 73.70	D. 3.0	13	E L. 82.00	D. 15.0
4	E L. 75.30	D. 20.0	14	E L. 88.00	U. 10.5
5	E L. 76.00	U. 3.0	15	E L. 88.00	U. 2.0
6	E L. 76.00	D. 3.0	16	E L. 88.00	D. 2.0
7	E L. 76.00	D. 20.0	17	E L. 88.00	D. 10.5
8	E L. 75.00	D. 11.0	18	E L. 94.00	0
9	E L. 82.00	U. 9.0	19	E L. 100.00	0
10	E L. 82.00	U. 2.5	20	E L. 76.80	U. 11.0

U.....上流
D.....下流

図-11 埋設計器設置位置図

P-5 (設置標高 E L. 76.00) 表-5 間ゲキ水圧-盛土高一載荷重の関係

日付	盛立標高	増分	載荷重	増分-A	測定値	増分-B	発生率	B/A100.0
47. 7. 28	E L. 83.40	—	12.41	—	3.60	—	23.01%	—%
47. 8. 1	E L. 84.30	0.90	13.92	1.51	3.90	0.30	28.02%	19.88%
47. 8. 5	E L. 84.80	0.50	14.76	0.84	3.90	0.00	26.43%	0.00%
47. 8. 10	E L. 85.20	0.40	15.43	0.67	3.90	0.00	25.28%	0.00%
47. 8. 21	E L. 85.90	0.70	16.60	1.17	3.90	0.00	23.49%	0.00%
47. 8. 22	E L. 85.95	0.05	16.69	0.08	3.90	0.00	23.37%	0.00%
47. 8. 23	E L. 86.00	0.05	16.77	0.08	3.20	-0.70	19.08%	—%
47. 8. 24	E L. 86.00	0.00	16.77	0.00	3.60	0.40	21.47%	—%
47. 8. 25	E L. 86.40	0.40	17.44	0.67	3.60	0.00	20.64%	0.00%
47. 8. 26	E L. 87.00	0.60	18.45	1.01	3.50	-0.10	18.97%	—%
47. 8. 28	E L. 87.40	0.40	19.12	0.67	3.40	-0.10	17.78%	—%
47. 8. 29	E L. 87.50	0.10	19.29	0.17	3.70	0.30	19.19%	178.88%
47. 9. 4	E L. 87.90	0.40	19.96	0.67	3.70	0.00	18.54%	0.00%
47. 9. 11	E L. 88.20	0.30	20.46	0.50	3.40	-0.30	16.62%	—%
47. 9. 14	E L. 88.90	0.70	21.63	1.17	3.90	0.50	18.03%	42.59%
47. 9. 27	E L. 89.60	0.70	22.81	1.17	4.10	0.20	17.98%	17.04%
47. 10. 19	E L. 90.30	0.70	23.98	1.17	3.90	-0.20	16.26%	—%
47. 10. 30	E L. 90.50	0.20	24.32	0.34	4.10	0.20	16.86%	59.63%
47. 11. 13	E L. 90.50	0.00	24.32	0.00	4.30	0.20	17.68%	—%
47. 12. 5	E L. 90.50	0.00	24.32	0.00	5.70	1.40	23.44%	—%
48. 5. 1	E L. 90.50	0.00	24.32	0.00	5.70	0.00	23.44%	—%
48. 5. 11	E L. 90.80	0.30	24.82	0.50	5.90	0.20	23.77%	39.76%
48. 5. 20	E L. 92.00	1.20	26.83	2.01	5.50	-0.40	20.50%	—%
48. 5. 28	E L. 93.50	1.50	29.35	2.52	5.70	0.20	19.42%	7.95%
48. 6. 15	E L. 94.60	1.10	31.19	1.84	5.40	-0.30	17.31%	—%

(1) 基礎数値の分析

築堤時における間隙水圧を盛土高の増加一載荷重の増加と関連させて把握するため、コアゾーン内に設置された計器について表-5（紙面の都合によりP-5の一部分について掲載）に示す計算を行った。

(2) 築堤時の間ゲキ水圧発生状況と盛土高の関係および築堤完成後の間隙水圧について

本ダムのコアゾーンに使用された材料は、図-12に示すとおり、細粒含有率の高い粘性土で土の統一分類では、CH材料に属する。このような材料では築堤時大きな間隙水圧の発生が予想され設計時点に行われた圧密試験の結果もこれを裏付けている。図-13は Hilf 氏の方法より求めた間隙水圧の発生を示すものであるが、全底

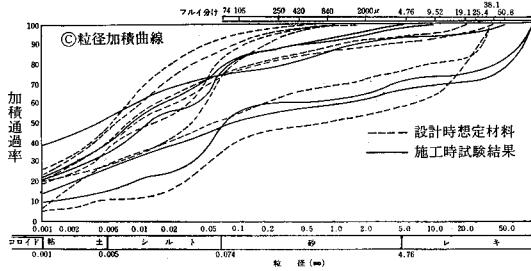


図-12

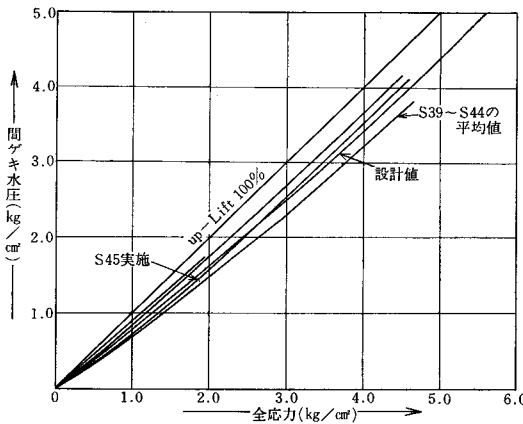


図-13

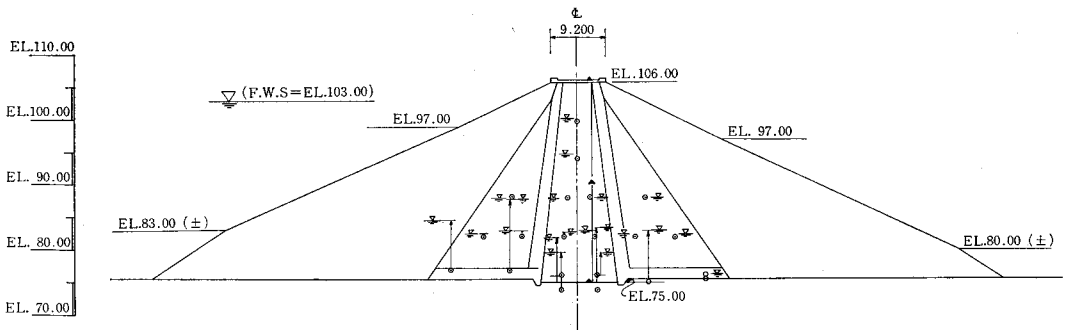


図-14 S. 48. 11. 9 完成直後での間ゲキ水圧分布図

力の90%程度の発生率を示す。

(i) 築堤時の状況

表-5に見られるように2, 3の観測値を除いては、一般的と考えられるような間隙水圧状況とは異なっている。（一般的とは、築堤時は盛土標高が上るにつれて観測値も上り冬場の築堤休止期に下るという傾向）。これは、図-12の粒度分布曲線にみられるように粘土分含有率15~54%の広範囲にわたっていること。含水比の値も $W=38\sim49\%$ の範囲にわたっていること。雪積荷重が影響すること。これに加えて築堤時の時間経過に伴う間隙水圧消散過程と築堤進行に伴う載荷重増加による間隙水圧発生過程等が複雑に組み合わさっているためと考えられる。P-5, P-6, P-15, P-16, P-18, は表-5の発生率の傾向が近似しており、値そのもののバラツキが小さい。これら観測値にいえることは載荷重に対する間隙水圧の発生よりも時間経過に伴う消散の方が大きかったか、あるいは築堤そのものが最適含水比でないし、それよりも乾燥側の含水状態で実施されたため、間隙水圧の発生がもともと小さかったためであると推測される。基礎その他のゾーン内の間隙水圧が埋設当初から大きかったが、ダム基礎に有する被圧水による揚圧力の影響であろう。P-2, 3このうちの両者に差が生じたのは、基礎処理としてのグラウト処理による止水効果の表われであろう。P-2の値が当初極端に大きく出たが、この部分に調査段階では未確認であった被圧水が湧出したためと考えられる。その後築堤の進行とともに観測値が小さくなっているのは、この地点において、築堤による載荷重圧力（盛土荷重のみでなく、締め固め機械の接地圧の影響もある）と揚圧力が平衡となった時点でP-2への圧力伝達路が何等かの作用（薬液注入の影響あるいは、土粒子の移動による目づまり等）で閉塞され被圧地下水が上流河床ドレーンへ逃げ減圧されたためと推測される。

(ii) 築堤完成後の状況

築堤完成後にもかかわらず一定の増加率で観測値が大きくなった。アーチ作用等による載荷重の伝達の遅れ、降雨等の影響により載荷重が増加、計器の温度による影

響、積雪の影響等の原因が考えられるが築堤完成後の観測値の変動幅が $0.1\text{kg}/\text{cm}^2$ と小さいことや各計器の値がこの変動幅で、ある一定値を保っていることから判断して堤体は安定した状態にあると判断できる。図-14は築堤完成直後貯水開始直前の観測値を静水頭で示したものである。

2. 貯水時の観測結果

(1) 基礎数値分析

各観測値の性状を明らかにするため基礎数値の分析を行った。分析は各観測値の「平均」「変動」「不偏分散」「標準偏差」「最大値」および「レンジ」を下式により求めた。

$$\text{平均: } AV = \frac{\sum xi}{n} = \bar{x} \quad (xi: \text{観測値} \quad n: \text{観測日数})$$

$$\text{変動: } S = \sum (xi - \bar{x})^2 \quad \text{不偏分散: } V = \frac{S}{n-1}$$

$$\text{標準偏差: } SD = \sqrt{V} \quad \text{レンジ: } R = \text{最大値} - \text{最小値}$$

使用した観測値は、昭和51年52年度の2年に分離し年間の変動状況を推測する一助とした。計算結果は、表-6, 7に示す。

(2) 相関分析

各観測値と貯水位との相関関係を明らかにするため、相関分析を行った。相関係数は、次に示すごとく求めた。

$$\text{相関係数: } r = \frac{S_{xy}}{S_{xx} \cdot S_{yy}} \quad S_{xy} = \sum (xi - \bar{x})(yi - \bar{y})$$

$$S_{xx} = \sum (xi - \bar{x})^2 \quad S_{yy} = \sum (yi - \bar{y})^2$$

$$t \text{ 値: } t_0 = \frac{r \sqrt{n-1}}{\sqrt{1-r^2}} \quad (n: \text{データの個数})$$

その結果は表-6, 7に示す。

(3) 貯水位と間隙水圧の関係

(i) トランジションゾーン内の間ゲキ水圧

トランジションゾーン内に埋設されている間隙水圧計は、上流側 P-9, 14, , 下流側 P-12, 13, 17で、本

ゾーンは、透水係数がコアゾーンに比較し大きく、透水～半透水性の範囲に入る。したがって、築堤時の間隙水圧の発生も殆んどなく、仮に有ったとしても短期間に消散してしまう状態にある。

このことは貯水時において貯水池水位の変動が、P-14での間隙水圧観測値≒水圧値として、時間的遅れを生ずることがなく、とらえられていることで納得できる。

(ii) コアゾーン内の間隙水圧

コアゾーン内の間隙水圧計は、上流側 P-5, 10, 15, 中央部 P-18, 19, 下流側 P-6, 11, 16で、これら計器の観測値の中で P-5, 15の値は、貯水位の変動に対して極めて顕著に反応し特に P-15は P-5に比較して著しい。すなわち P-5, 15の値を図-10で追い考察すると、

P-5……貯水開始直前の間隙水圧値は $P_u \approx 6.0\text{t}/\text{m}^2$ であった。この時点では築堤中の間隙水圧が残存していた。P-15に比較し残存値が大きくでているのは、P-15よりも標高の低い所にあることや、コアゾーンの的上流側に流用されたトランジションゾーン材料が半透水性から不透水性材料に近いものが積まれたため、その背面にあるコアゾーンの間ゲキ水圧の消散を妨げたこと等と推測される。

P-15……貯水開始直前の間隙水圧値は殆んどない。このことは P-5とは反対に設置標高が高い所であることおよびこの標高でコアゾーンの的上流側に流用されたトランジションゾーン材料が透水性であった等により貯水池水圧≒間隙水圧値として観測されたと推測される。

P-18, 19……中央下流側については各計器の設置標高は E L 94.0m, 100.0m と今回の貯水位付近又はそれ以上であることおよび図-15でも判明するとおり貯水時の貯水圧の影響は観測値として表われていない。このことは、浸潤線の低下を考えれば当然のことである。

P-6, 11, 16……中央のものと同様下流であるため、

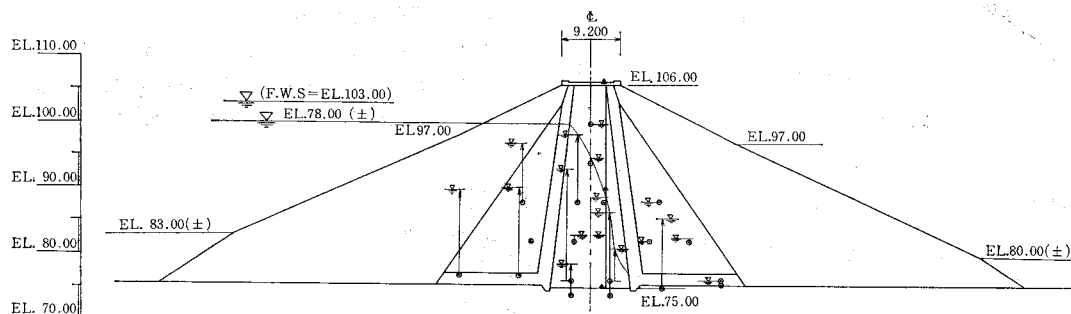


図-15 中間水位での間ゲキ水圧分布図

貯水時の貯水圧の影響は殆んど表われていない。しかも中央部のものと同様浸潤線の低下およびコア材料の不透水性よりくる浸透の時間的遅れがあるため貯水圧の影響は小さいものと判断される。

(4) 基礎およびその他の間隙水圧

この部分に関係する間隙水圧計は、上流側 P-1, 20, 2 下流側 P-3, 8, 4, 7 このうち P-3, 8は基礎地盤内に埋設され貯水による影響が表われている。

表-6 昭和51年測定結果分析表

計器 No.	位置	平均	変動	不偏分散	標準偏差	最大	最小	レンジ	貯水位との 相関係数	T 値
P 1	U	0.966	0.338	0.012	0.108	1.08	0.79	0.29	0.87	9.22
2	U	0.528	0.009	0.000	0.017	0.56	0.50	0.06	-0.19	-1.03
3	D	1.124	0.189	0.007	0.081	1.21	0.97	0.24	0.80	7.09
5	U	1.047	2.638	0.091	0.302	1.45	0.61	0.84	0.89	10.16
6	D	0.388	0.105	0.004	0.060	0.47	0.27	0.20	0.65	4.52
7	D	-0.000	0.004	0.000	0.012	0.02	-0.02	0.04	0.08	0.45
8	D	0.945	0.192	0.007	0.081	1.05	0.81	0.24	0.87	9.15
10	U	0.052	0.012	0.000	0.020	0.09	0.01	0.08	0.75	6.00
11	D	0.086	0.339	0.012	0.108	0.65	0.02	0.63	-0.12	-0.65
12	D	0.020	0.006	0.000	0.014	0.05	-0.02	0.07	-0.08	-0.43
⑬	D	0.026	0.006	0.000	0.014	0.06	0.00	0.06	-0.00	-0.03
14	U	0.192	1.619	0.056	0.236	0.59	-0.03	0.62	0.93	13.44
15	U	0.245	1.952	0.067	0.259	0.71	0.00	0.71	0.89	10.13
16	D	0.041	0.012	0.000	0.020	0.08	0.01	0.07	0.85	8.63
17	D	0.013	0.003	0.000	0.009	0.03	-0.01	0.04	-0.12	-0.61
18	L	0.072	0.002	0.000	0.007	0.09	0.06	0.03	-0.08	-0.41
19	L	-1.005	0.007	0.000	0.016	0.03	-0.03	0.06	0.07	0.39
20	U	1.185	0.278	0.010	0.098	1.31	1.02	0.29	0.72	5.47
貯水位		88.81	496.3	17.1	4.14	94.7	83.7	11.0	1.00	—

表-7 昭和52年測定結果分析表

計器 No.	位置	平均	変動	不偏分散	標準偏差	最大	最小	レンジ	貯水位との 相関係数	T 値
P 1	U	0.945	1.416	0.035	0.186	1.30	0.47	0.83	0.82	9.23
2	U	0.432	0.412	0.010	0.100	0.56	0.17	0.39	0.39	2.70
3	D	1.168	0.746	0.018	0.135	1.36	0.95	0.41	0.85	10.33
5	U	1.180	8.043	0.196	0.443	1.78	0.61	1.17	0.94	16.90
6	D	0.406	0.342	0.008	0.091	0.53	0.27	0.26	0.81	8.88
7	D	-0.019	0.015	0.000	0.019	0.00	-0.07	0.07	0.36	2.46
8	D	0.947	0.691	0.017	0.130	1.14	0.77	0.37	0.88	11.89
10	U	0.047	0.037	0.001	0.030	0.11	-0.02	0.13	0.82	9.21
11	D	0.058	0.034	0.001	0.029	0.11	0.00	0.11	0.62	4.93
12	D	0.025	0.017	0.000	0.020	0.07	-0.02	0.09	0.04	0.25
⑭	D			欠		測				
14	U	0.344	5.408	0.132	0.363	0.91	-0.04	0.95	0.97	24.36
15	U	0.432	7.083	0.173	0.416	1.06	-0.01	1.07	0.97	27.57
16	D	0.045	0.029	0.001	0.027	0.09	0.00	0.09	0.91	13.62
17	D	0.011	0.004	0.000	0.010	0.03	-0.01	0.04	0.10	0.66
18	L	0.071	0.004	0.000	0.010	0.09	0.05	0.04	0.46	3.32
19	L	-0.016	0.008	0.000	0.014	0.02	-0.04	0.06	0.24	-1.58
20	U	1.222	1.008	0.025	0.157	1.44	0.99	0.45	0.85	10.15
貯水位		90.31	1372.7	33.48	5.79	98.00	83.00	15.00	1.00	—

図-14は、貯水のない状態であるが間隙水圧値が大きな値を示しているのは、地下水による揚圧力の影響が表われているものと推測される。P-8が、P-3より小さな値を示しているのは、P-8の前面および上部にドレーン層がありこの層でP-3部分を通過した水が一部排水されるためであろう。P-1, 20, 2の観測値が貯水圧に比較して、小さい。このうちP-2についてはボーリング孔内にあるので、その周面（特に上下端面）が何等かの形で不透水性となり、貯水圧が短期間に計器に伝達されなくなったとも考えられる。このことは、図-10で見られる如く貯水位の変動（0～14m）に対し観測値の変動は $1t/m^2$ 程度であることから、計器自体が何等かの拘束状態にあるものと推測される。一方、P-1, 20は河床ドレーン内にあり、貯水圧を感じやすい状態にあるといえるが例えば、図-10に示した初期の貯水位の変動（0～7m）に対し観測値のそれは $2t/m^2$ 程度にすぎない。しかもP-1, 20とも貯水圧の大なる状態で、貯水圧と観測値との差が $10t/m^2$ もある。この原因としては計器の初期値の設定、基礎地盤付近で粗粒材料中での埋設、測定等に何等かの問題があったように考えられる。

3. 総合判断

(1) 築堤時、コア材料の施工条件は設計時の条件を上回る。良好な状態であったと想定される。したがって、コアゾーンの堤体安定性におよぼす作用は、プラスの方向である。またトランジションにおいても設計時の条件を満足している。よって貯水以前の堤体の状態は間隙水

圧値から判断すると、設計と同等あるいは、それ以上の良好な状態であったと想定される。

(2) 貯水時における堤体の状態は、図-15のP-4・7・12・13・17等の観測値のとおり、貯水による浸潤線は、下流ゾーンに表われていない。

すなわち、コアゾーンによる止水作用が十分効果を発揮し下流ドレーンと相作用して、浸潤線の低下が行われたものと見なすことができる。P-4・7の値が殆んど“0”に近いのは、コアゾーンの止水効果が良く漏水量が少量であるか、あるいは、河床ドレーンの通水が十分であったことを示すものと思われる。

よって貯水時においても、間隙水圧計の値から判断する限り安定性に対しては、問題はないと考えられる。

X あとがき

小田川ダムは、本年2月から本貯水を開始し現在、雪どけ水がふところ深い湖面に水を湛え、日一日とその水位を増している。思えば、昭和46年からきびしい現場条件の中で、諸先輩諸兄の努力の結晶が今日のダムの姿となり、また地域農民念願の水を今まさに掌中にしようとしている。

今回の報告は、2カ年にわたる貯水試験結果の概要を報告することにとどめた。ダムは現在本貯水に入り4月末には、満水位に達する予定である。我々としては、今後更にダムの挙動をみながら安全性を追求したいと考えている。

第2次改訂ダム設計基準の刊行案内

社団法人日本大ダム会議は、1971年7月に「改訂ダム設計基準」を刊行し、多くのダム技術者の設計指針として活用されてきた。その後ダムの設計、施工技術の進展はめざましく、これら新しい事態に対処するため再度基準の改訂をせまられ、1974年9月設計基準改訂分科会を新設し、その下に外力、水理、コンクリートダムおよびフィルダムの4小委員会を設けて審議を行い1976年秋には第二次改訂の素案が大略まとまった。この委員会には農林水産省からも委員が出席し審議に当たった。

一方河川法第13条2項の規定を受けて、河川管理施設等構造令が1976年7月20日に制定、同令施行規則が同年10月1日に施行された。ここにおいて分科会は、政令ならびに規則との斉合を図るため、調整審議を再開し漸く1977年第2次改訂素案の作成を終り、各省庁等の部内検討を経て同年末改訂分科会の審議を了した。今後の予定としては、専門委員会の審議を経て制定される。刊行は今年8月末日と予定されている。この基準は、さきにも述べたとおり、構造令等の斉合性を持ちつつ改訂を行なったものであり、今後ダム技術者の設計の手引きとして活用されることと思われる。

構造改善局としても、目下土地改良事業計画設計基準「コンクリートダム」「フィルダム」の改訂作業中であり、この基準の完成は明年秋頃とされているので、現行の設計基準と第2次改訂ダム設計基準と併せて利用すれば、ダムの設計、施工業務の補完として役立つものと考えられる。

なお第2次改訂ダム設計基準の改訂の要点は、日本大ダム会議主催により9月29日ニッショーホール（港区虎ノ門2-9-16）において各小委員長を講師とする解説講習会において解説されることになっている。基準と合わせて利用されればダムの計画、設計の一助となるでしょう。

（文責 好光 雅）

防砂と流量制御をもつ溪流取水工法

——長野県、平川地区、溪流取水工水理模型実験——

大山 忠清* 藤原 栄* 川合 亨**

目 次

1. 概 要.....(15)	6. 幹線水路への防砂対策.....(17)
2. 設計の基本.....(15)	7. 実験の目的と条件.....(19)
3. 河川の流況.....(16)	8. 実験結果と解析.....(19)
4. パースクリーン型取水工の水理構造.....(16)	9. パースクリーン型溪流取水工の設計指針.....(22)
5. 集水溝の水理設計と掃砂機能.....(17)	10. あとがき.....(23)

1. 概 要

本計画地区は長野県北安曇郡白馬村の地域および神城地籍であり、平川の左右岸 338ha のかんがいを目的としている。このかんがいに必要な取水量は 2.733m³/sec である。

この平川は北アルプス白馬連峯にその源を発し、白馬

村において姫川（1級河川）左岸に合流している。

平川により形成された扇状地に耕地が展かれ、ここへのかんがいのため、現在、2ヶ所の砂防堰堤（源太郎、矢崎）を利用し、左右岸3ヶ所の取水工が設けられている。

本地域は砂礫地帯であるため漏水が甚しく、年々水不足をきたしている。また、砂防堰堤の上流側は年々滞砂とみお筋の移動により取水が困難となり、維持管理に多大な労力を要している。これらの諸問題を抜本的に解決する方法として、パースクリーン型溪流取水工が考えられた。

取水源の平川は超急流河川（こう配1/25）であり、洪水時の流砂も多い。このような、河川からの取水においては、安定した取水量の確保と維持管理の容易さが最も重要な課題である。各種工法の比較検討の結果、パースクリーン方式による溪流取水工を採用した。

しかし、その目的を果すためには現地の河状に最も適した水理構造とする必要があるため、水理模型実験手法によって、その諸問題を検討した。

この報告は、設計の基本的な考え方、水理計算方法、実験結果の解析および類似の水理構造に対する設計指針を示したものである。

2. 設計の基本

パースクリーン型溪流取水工の設計にあたっては、つぎのような基本的な事項に留意した。

(1) 河川の流況把握

河川の流況を知るといことは水理設計を行ううえでの重要なステップである。いうまでもなく幾何学的条件である流域面積、河川幅、河川こう配および河床材料の大きさが明らかでなければならない。

河川の流況としては①平水量、②かんがい期間の流量の変動、③年1回発生洪水量、④計画最大洪水量および

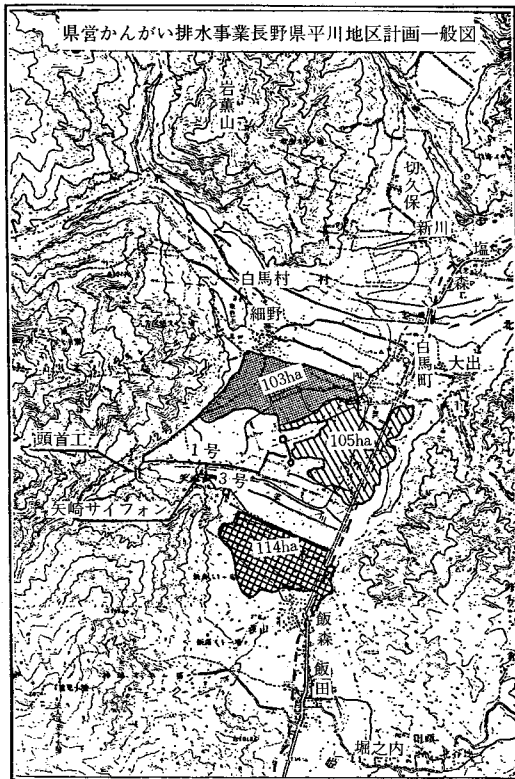


図 — 1

*長野県中信土地改良事務所大町支所
**農業土木試験場水工部

⑤土砂の移動が活発となる河川流量が調査されねばならない。⑥この項は解析的に検討する方法もある。

(2) パースクリーンの隙間から流入した土砂の掃砂能力の検討

① 平水量で掃砂可能な条件が与えられるか(流入する土砂の大きさと集水溝のこう配を検討する)?

② かんがい期間の最大流量でも掃砂可能な能力を与える。

(3) 流入土砂の排除とかんがい水路への流入防止工法

① 取入れ口前面の水路の平面形は弯曲させる。自然河川の弯曲部と同じ流況条件の再現を考慮した。

② 排砂路の水路底より取入れ数を高くする。

③ 排砂路は掃砂可能な射流こう配とする。

④ 取入れ口のゲート下流をオリフィスとし、流入量を制御する。

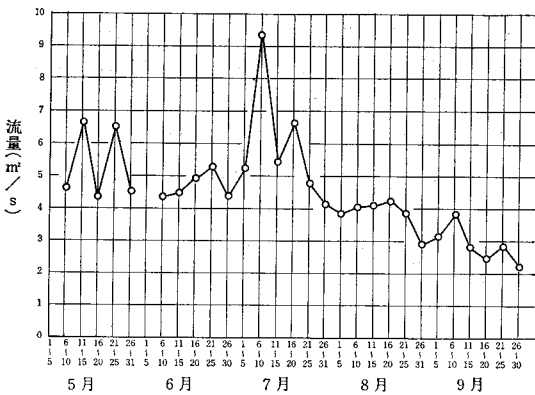
⑤ 排砂ゲート下流をオリフィスとし、開水路流水の条件はかんがい期間の最大流量を限度として、これ以上の流量(洪水量等)の制御を図る。

⑥ 洪水時には集水溝内の水位を上昇させ、土砂の流入を抑制する(取入れゲート、排砂ゲートともに閉める)。

3. 河川の流況

取水計画地点の流域は 22.6km², 河川幅 67m, 河川こう配 $i=1/25$, 河床材料の平均粒径は 100mm, 100年確率洪水量は 460m³/sec である。

かんがい期間(5月~9月)の流況は図2(昭和49年度)に示され、5月から7月までの平均値は略5 m³/sec と推定される。また、小出水時には 10m³/sec 程度の流量が発生しそうである。



図一 平川流況図(昭和49年度)

(1) 年1回発生確率洪水量の推定

いま、比流量より推定してみる。1年確率洪水量は全国平均を考えると $q=1\sim 2\text{ m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$ とみることがで

きるので、 $Q=22.6\sim 45.2\text{ m}^3/\text{s}$ と見積られる。

(2) フルード数 F_r の推定

河川の流れの領域を知るうえで非常に重要な指標である。概略値を知るために次式を用いる。

$$F_r = 9.82(\sqrt{i})^{0.988} - 300(\sqrt{i})^{3.5} \dots \dots \dots (1)$$

いま、 $i=1/25=0.04$, とすれば $F_r \approx 1.1$ となる。この流れは限界流に近い射流であることがわかる。

(3) 土砂移動限界時の水深 h_{sc} , 単位幅流量 q および粗度係数 n 値

$$h_{sc} = \frac{U_{sc}^2}{gi} = \frac{80.8d}{gi} = 20.6\text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$q = \sqrt{gF_r^2 h_{sc}^3} = 0.308\text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \dots \dots \dots (3)$$

$$n = h_{sc}^{3/15} i^{1/2} / q = 0.044 \dots \dots \dots (4)$$

いま、河川幅を67mとすれば

$$Q = q \cdot B = 0.308 \times 67 = 20.64\text{ m}^3/\text{sec}$$

この結果、年1回発生確率洪水量のときに、土砂は移動するが、通常のかんがい期間ではあまり流砂がないものと推定される。洪水時の適切な管理によって土砂の流入を大幅に制限することが可能であろう。

4. パースクリーン型取水工の水理構造

パースクリーンの長さを決定する場合には取水量全量を流入させることは勿論大切であるが、スクリーン下部の集水溝の掃砂能力に必要な流量をも考慮する必要がある。さらに集水溝のこう配も掃砂能力に大きく影響する。この集水溝のこう配をあまり大きくすると、末端における水深が大となり建設費に影響する。一方、地形条件から、そこに自づとその限界があるわけである。

この計画地点での河川幅が67mもあること、河川流量が5.0~10.0m³/sec程度でも流砂がないことなどを勘案して、計算流量を2.733m³/sec, 5.0m³/sec, および10m³/secとしてパースクリーンの長さ L_o を次式で検討した。

$$L_o = \frac{q}{\epsilon c \sqrt{2gE_0}} \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 $q=Q/B$, Q : 流量, B : パースクリーンへの越流全幅, C : 流量係数, ϵ : 開度 ($\Sigma s/B$), S : バーの隙間, $E_0=1.5h_c$: パースクリーン流入部における比エネルギーである(図一3参照)。

いま、計算条件をつぎのように与える。

越流幅 65m

$$\text{開度 } \epsilon = \frac{s}{s+b} = \frac{4}{14} = 0.286$$

(バーの隙間 $S=4\text{ cm}$, バーの直径 $b=10\text{ cm}$ とする)

流量係数 $c=0.6$

$$\text{比エネルギー } E_0 = 1.5(q^2/g)^{3/11}$$

それぞれの単位幅流量に対するパースクリーンの長さ

1) 川合 亨(1975) 河川の流砂機構に関する考案, 農工技報B(水理)第35号

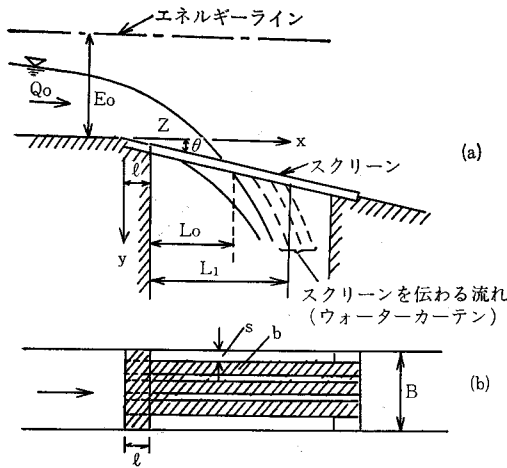


図-3 底部取水工の説明図

はつぎのごとく求められる

$$Q=2.733\text{m}^3/\text{sec} \text{ (計画取水量)} \rightarrow L_0=0.19\text{m}$$

$$Q=5.0\text{m}^3/\text{sec} \text{ (かんがい期間平均水量)} \rightarrow L_0=0.285\text{m}$$

$$Q=10.0\text{m}^3/\text{sec} \text{ (豊水量)} \rightarrow L_0=0.453\text{m}$$

バースクリーンの実際上の長さ²⁾は上面ナップの範囲より大きくとる方が望ましい。バースクリーンを伝わる流れ、目詰り、河川流路の変動等を考慮して、ここでは $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ における $L_0=0.45\text{m}$ の約 3.5 倍の 1.5m とする。

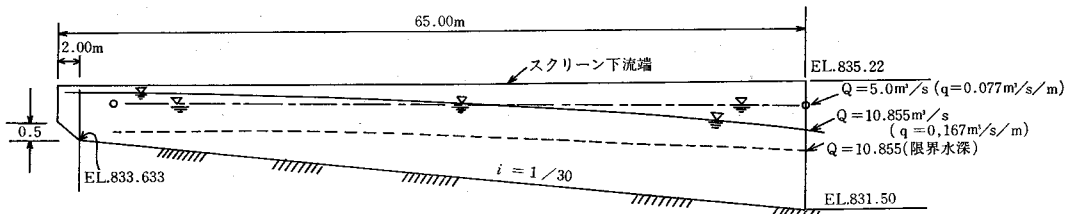


図-4 集水溝内の水面計算結果

6. 幹線水路への防砂対策

(1) 排砂路と幹線水路の平面形

集水溝に続く排砂路と取入れ口の平面形状は地形に左右される場合もあるが最も重要な問題である。この平川地区では図-5に示すような形状とし、排砂路の水路底と幹線水路の取入れ口数との間に十分な落差を与えるよう考慮した。この基本的な考え方は水路の平面形を弯曲させることにより、流水と土砂の分離を図ったことである。すなわち、底層を移動する土砂は弯曲部の内側を通り、慣性力をもった流水は取入れ口の方に向うわけである。

(2) 排砂路の限界こう配 i_c

設計条件としては水路幅 $B_s=2.0\text{m}$ 、粗度係数 $n=$
2)川合 亨(1975)溪流取水工の水理設計について、水と土No. 22, P. 54, 図6

5. 集水溝内の水理設計と掃砂機能

集水溝内に流入沈積した土砂の排除を可能とする底こう配の目安をつけることが大切である。

従来の設計では $i_c=1/10$ がよく用いられている。この平川の例は集水溝の長さが65mにも達することから、あまり底こう配を大きくするには地形上、構造上困難である。そこで、集水溝内が限界流速で流れるものと仮定し、各点の流速を求め、この流速の大きさから $i_c=1/30$ とした。しかし、実際の流速が明らかでないで、実験的に検討する必要がある。

集水溝の底こう配 $i_c=1/30$ 、断面幅 1.5m および集水溝下流端標高を EL. 831.50 と決定すれば各流量に対する集水溝内の水面追跡ができる。水面計算式は Hinds の次式による。

$$\Delta h = \frac{Q_1}{g(Q_1+Q_2)} \times (v_1+v_2) \times \left(\Delta v + \frac{qv_2 \Delta x}{Q_1} \right) + \frac{m^2 v_m^2}{R_m^{3/4}} \Delta x \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 Q_1 : 下流断面、 Q_2 : 上流断面である。いま、 $Q_1=5.0\text{m}^3/\text{s}$ 、 $q=0.077\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $n=0.015$ 、下流水深 3.0m、水面標高 EL. 834.50、 $\Delta x=10\text{m}$ 、集水溝幅 $B_0=1.5\text{m}$ および、 $\Delta v=v_1-v_2$ とし算定した結果は図-4 である。

0.018 とし、次式で求めた。

$$i_c = n^2 g^{1/19} \left(\frac{Q}{B_s} \right)^{-2/19} \dots\dots\dots (7)$$

いま、 $Q=5\text{m}^3/\text{sec}$ とすると $i_c=1/300$ 、 $Q=10\text{m}^3/\text{s}$ とすると $i_c=1/350$ 、限界水深 $h_c=1.37\text{m}$ となる。

この計算結果より安全をみて、排砂路の底こう配を $i=1/200$ とする。

また、 $Q \geq 10\text{m}^3/\text{s}$ になったとき、排砂路に流れ込む流量を制御するためオリフィスとした。ここではオリフィスの高さを 1.5m とした。

(3) 取入れ流入部の水理と幹線水路

集水溝下流端の計画取水水位を流量 $5\text{m}^3/\text{sec}$ のとき EL. 834.5m としたので、ここより取入れ口までの損失水頭を 10cm と仮定し(実験結果では殆んど損失はなかった図-7参照)、取入れ口ゲート前面水位を EL. 834.40m

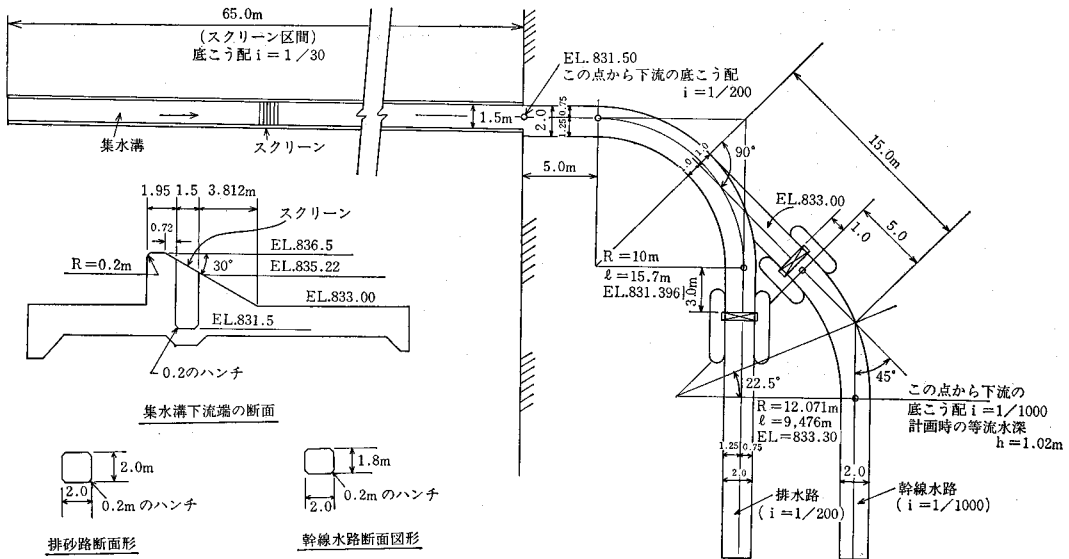


図-5 排砂路と線幹水路の平面形

とする。一方、取入れ口への分岐点付近の排砂路の座標高は EL.831.42m 程度であるから、取水時の排砂路上の水深は 2.98m と推定される。いま、 $Q=10\text{m}^3/\text{sec}$ の排砂時の水位が取入れ口の敷標高より高くないようにするためには取入れ口敷標高を EL.832.92m 以上とすればよい。ここに、取入れ口敷標高を EL.833.00 と決定した。

つぎに、取入れ流入部の条件として、幅 2.0m 水深 $H=1.4\text{m}$ ($=\text{EL.834.4}-\text{EL.833.0}$)、 $Q=2.733\text{m}^3/\text{s}$ を与える。

この結果、

$$\text{流速 } v=Q/A=0.976\text{m/sec}$$

$$\text{フルード数 } F=v/\sqrt{gH}=0.26<0.4$$

幹線水路の水理条件は $Q=2.733\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $n=0.015$ 、 $i_m=1/1000$ 、 $B=2.0\text{m}$ とすれば次式より

$$nQ/Bi_m^{1/2}=HR^{2/3} \dots \dots \dots (8)$$

$H=1.02\text{m}$ 、 $v=1.336\text{m/sec}$ 、 $F=0.42$ を得る。実際の設計ではもう少し、こう配を緩かにした方がよい。

取入れ口においても過大な流入を防ぐため、オリフィス形状とする。この計算結果を図-6に示した。

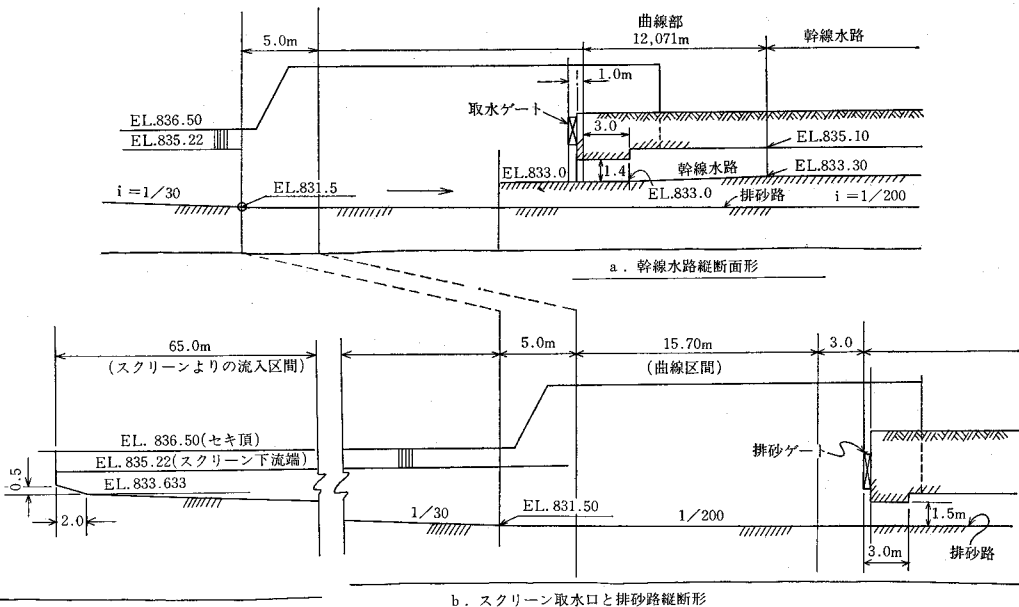


図-6 排砂路および幹線水路の縦断形

7. 実験の目的と条件

- (1) 流量 $5 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合
- ① 取水量 $Q=2.733 \text{ m}^3/\text{sec}$, 排砂路流量 $Q=2.267 \text{ m}^3/\text{sec}$ の条件に対する排砂路ゲートの開度調査。
 - ② 排砂路ゲート全開での集水溝内の掃砂能力調査。
- (2) 流量 $10 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合
- ① 排砂路ゲートの開度を流量 $5 \text{ m}^3/\text{sec}$ における(1)一①の条件としたときの幹線水路への流入量調査。
これは、管理上の問題と幹線水路内での余水吐の規模を検討するために実施する。
 - ② 排砂ゲート全開での集水溝内の掃砂能力調査。
- (3) 流量 $20 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合
- ① 排砂ゲート全開での幹線水路内への流入量調査。
 - ② 取水ゲート, 排砂ゲートともに閉じたときの取入

れゲート全面の水位調査。これは水路側壁高を検討するために行った。

以上の目的と条件を検討するために縮尺1/10の水理模型実験を実施した。

8. 実験結果と解析

各種の実験のうち集水溝内の掃砂能力に問題があった。すなわち、集水溝上流側10m区間の掃砂能力が小さいことがわかった。この欠点を改良するために、集水溝上流側30m区間の底こう配を1/20に改造した。このような改造によって、略満足する掃砂能力をうることができた。実験結果の解析は、この改良型について示すこととする。

(1) 実験条件と流量配分

実験番号1~6の水面形は図7~12に示した。

表-1 実験条件と流量配分

実験番号No.	実験流量 (m^3/s)	取水量 (m^3/s)	取水ゲート開度 (m)	排砂ゲート開度 (m)	排砂路流量 (m^3/s)	セキ下流越流量 (m^3/s)	備考
1	5.0	2.733	OPEN	0.26	2.267	0	
2	10.0	4.90	OPEN	0.26	2.52	2.58	
3	20.0	2.45	OPEN	OPEN	11.27	6.28	
4	5.0	0	OPEN	OPEN	5.00	0	排砂時
5	10.0	0	OPEN	OPEN	10.00	0	排砂時
6	20.0	0	SHUT	OPEN	12.65	7.35	取水ゲート前面水位 E.L. 835.53
7	20.0	0	SHUT	SHUT	0	20.00	

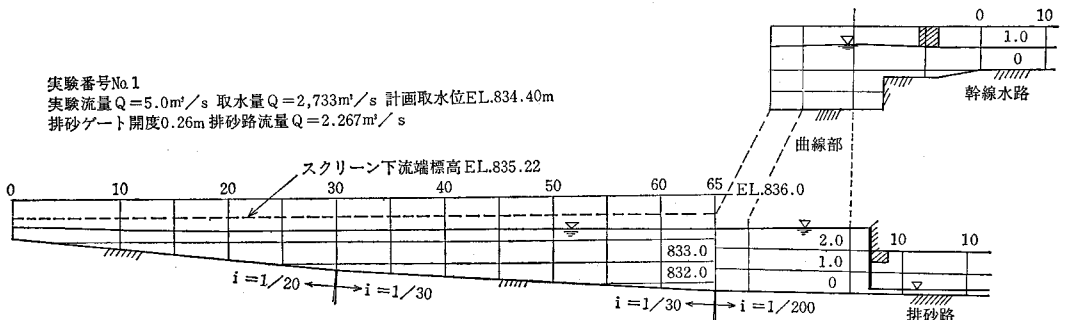


図-7 平水時の計画取水量テスト

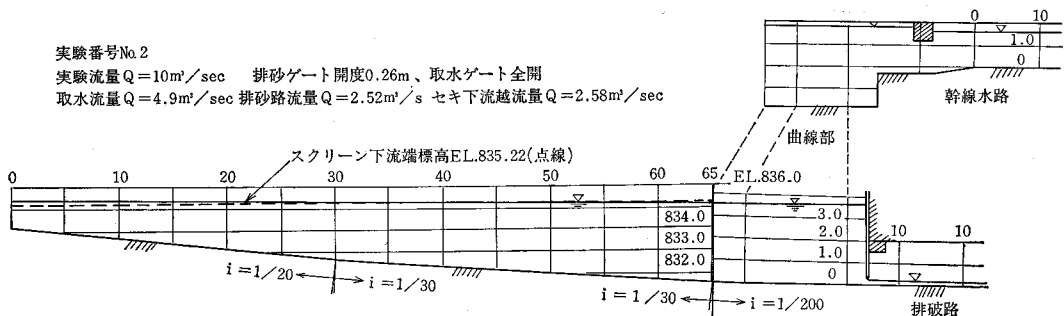


図-8 排砂ゲート開度 0.26m, 実験流量 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ 時のテスト

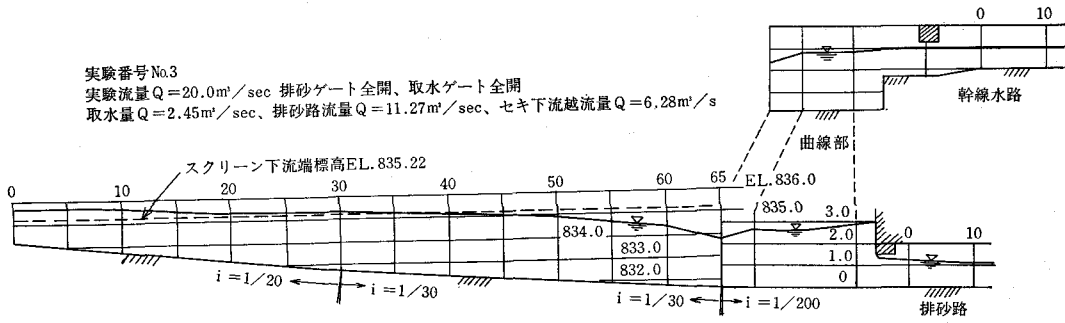


図-9 排砂ゲート，取水ゲートとも全開，実験流量 $Q=20\text{m}^3/\text{sec}$ テスト

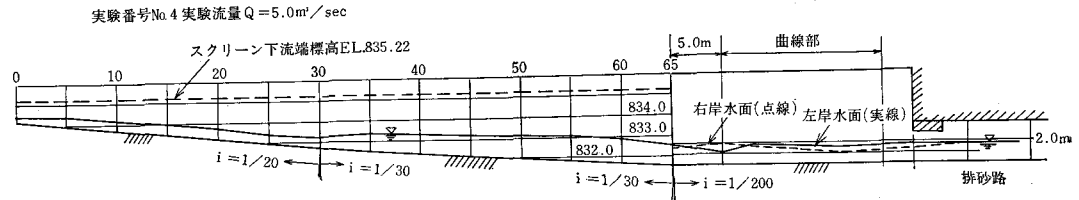


図-10 掃砂テスト (流量 $5.0\text{m}^3/\text{sec}$)

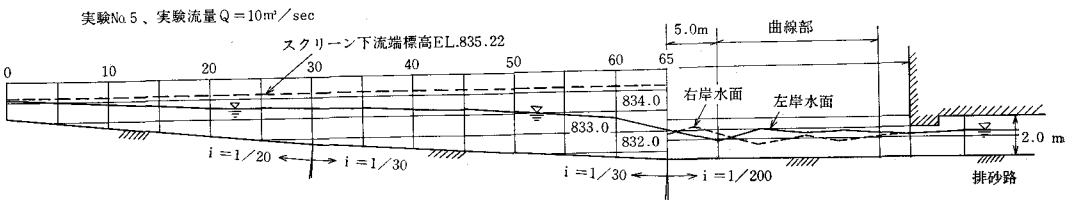


図-11 掃砂テスト (流量 $10\text{m}^3/\text{sec}$)

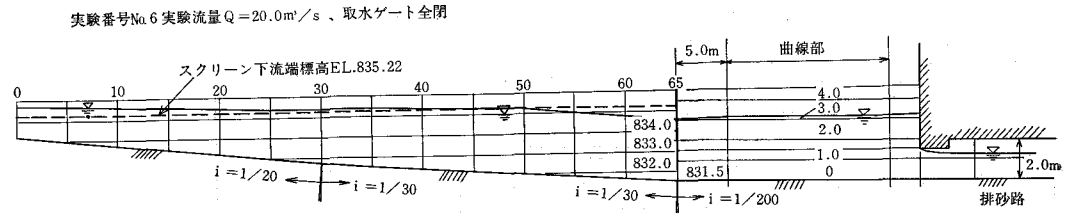


図-12 小洪水時 ($Q=20\text{m}^3/\text{s}$)，排砂ゲートのみ全開テスト

(2) 集水溝内の流速の変化

新しく側水路を設計する場合には，つぎのような方法がある。まず，集水溝内のエネルギーの関係を運動量の理論によって，一つの微分方程式に導くと次式が得られる。

$$y = \frac{1}{g} \int_0^x \left(-\frac{1}{2} \frac{dv^2}{dx} + \frac{q}{v} \right) dx \dots \dots \dots (9)$$

ここに y ；集水溝上流端からの距離 x における水面降下量， $Q=q \cdot x$ ， q ：単位幅流量， v ：平均流速である。

いま， $v=ax^n$ の関係にしたがって変化するものとして解けば次式をうる。

$$y = \left(\frac{n+1}{n} \right) h_0 \dots \dots \dots (10)$$

ここに， h_0 ； x 点の流れがもつ速度水頭， a ；流速を求める係数， n ；流速を求める指数 ($0 < n < 1$ の範囲で与えられるが 1 に近づくと水面こう配が急となる) である。

いま，集水溝の末端部における a および n の実験値を示すとつぎのようである。

表-2 集水溝下流端の諸数値

条件	流量 (m^3/sec)	n 値	a 値	フルード数
取水時	5.0	0.27	0.37	0.22
排砂時	5.0	0.42	0.58	1.06
排砂時	10.0	0.96	0.08	1.22

(3) 集水溝内の掃砂能力

パースクリーンの間隙を落下してくる砂粒子の大きさを4cmとすれば、この移動限界摩擦速度は $U_{*c}^2 = 80.9d = 80.9 \times 4 = 323.6(\text{cm/sec})^2$ である。実際上の掃砂機能からは流水のもつ摩擦速度をかなり大きくした方がよい。この実験の結果は表3、4に示した。表によれば

部分的に小さな個所もあるが可成り大きな値を示している。

表3、4における平均エネルギーこう配の算出は当該断面上、下流区間のエネルギー落差を用いた。

一方、集水溝に続く排砂路の流速と摩擦速度およびフルード数の概略値は表5に示した。

表-3 流量 5.0m³/s による掃砂テスト結果

距離 (x)	x 地点の流量 (qx)	こう配 (i)	水路底区間落差	水深 (実験値)	断面積 (A)	流速 (v)	平均エネルギーこう配 (I _e)	摩擦速度 (U _{*c})	フルード数 (F)	
(m)	(m ³ /s)		(m)	(m)	(m ²)	(m/sec)		(cm/sec) ²		
0		↑ 1/20		0.25	0.375	0				
5	0.385		0.25	0.47	0.705	0.545	0.0180	829	0.25	
10	0.769		0.25	0.52	0.78	0.986	0.0335	1707	0.44	
15	1.154		0.25	0.55	0.825	1.398	0.0343	1849	0.60	
20	1.538		0.25	0.55	0.825	1.864	0.0286	1542	0.80	
25	1.923		0.25	0.45	0.675	2.848	0.0278	1226	1.36	
30	2.307		0.25	0.55	0.825	2.796	0.0198	1067	1.20	
35	2.692		↓ 1/30	0.167	0.86	1.29	2.086	0.0093	784	0.72
40	3.076			0.167	0.95	1.425	2.159	0.0142	1322	0.71
45	3.461			0.167	1.00	1.500	2.307	0.0157	1539	0.74
50	3.845	0.167		1.07	1.605	2.396	0.0122	1279	0.74	
55	4.230	0.167		1.20	1.80	0.350	0.0160	1882	0.69	
60	4.164	0.167		1.20	1.80	0.563	0.0247	2905	0.75	
65	5.000		0.167	1.00	1.50	0.333				

表-4 流量 10.0m³/s による掃砂テスト結果

距離 (x)	x 地点の流量 (qx)	こう配 (i)	水路底区間落差	水深 (実験値)	断面積 (A)	流速 (v)	平均エネルギーこう配 (I _e)	摩擦速度 (U _{*c})	フルード数 (F)	
(m)	(m ³ /s)		(m)	(m)	(m ²)	(m/sec)		(cm/sec) ²		
0		↑ 1/20		0.90	1.35	0				
5	0.769		0.25	1.05	1.575	0.488	0.0156	1605	0.15	
10	1.538		0.25	1.20	1.80	0.854	0.0221	2599	0.25	
15	2.307		0.25	1.28	1.92	1.202	0.0260	3261	0.34	
20	3.076		0.25	1.37	2.055	1.497	0.0135	3813	0.41	
25	3.845		0.25	1.57	2.355	1.633	0.0043	662	0.42	
30	4.614		0.25	1.79	2.685	1.718	0.0040	702	0.41	
35	5.383		↓ 1/30	0.167	1.90	2.850	1.889	0.0134	2495	0.44
40	6.152			0.167	1.90	2.850	2.159	0.0091	1694	0.50
45	6.921			0.167	2.07	3.105	2.229	0.0088	1785	0.49
50	7.690	0.167		2.07	3.105	2.477	0.0249	5051	0.55	
55	8.459	0.167		2.00	3.000	2.820	0.0257	5037	0.64	
60	9.228	0.167		1.95	2.925	3.155	0.0208	3975	0.72	
65	10.000		0.167	1.45	2.175	4.600				

表-5 排砂路における掃砂時の水利諸量(概算値)

流量 (m ³ /sec)	流速 (m/sec)	摩擦速度 (cm/sec) ²	限界水深 (m)	フルード数(略値)
5.0	2.9	421.4	0.86	1
10.0	3.66	671.3	1.37	1

(4) ゲートの流量係数

ゲートによる流量係数は縮尺1/10の標型の精度、ゲート下端の形状によって異なるが、ここでは参考までに示した。

(5) 洪水時における土砂の流入状況

平川の調査解析によれば土砂の移動が活発となるのは

表-6 ゲートの流量係数

実験流量 (m^3/sec)	対象	幅 (m)	ゲート上流 水深 (m)	開度(m)	ゲート下流 流出量 (m^3/sec)	水位差 (m)	流量係数	水理条件
5.0	排砂ゲート	2.0	3.0	0.26	2.267	—	0.58	自由流出
10.0	排砂ゲート	2.0	3.62	0.26	2.52	—	0.59	自由流出
10.0	取水ゲート	2.0	2.10	1.40	4.90	0.18	0.79	潜流出
20.0	排砂ゲート	2.0	3.00	1.50	11.27	—	0.54	自由流出

$Q > 20 m^3/sec$ のときと推定される。すなわち、通常のかんがい時には土砂の流入を心配する必要はないであろう。

防砂対策は河川流量が $20 m^3/sec$ 以上のときである。

一方、実験の観察によると集水溝内への土砂の流入は完全落下のときに（水のベクトルの方向は重力の影響を強くうけ）水の落下速度でバースクリーンの隙間（4 cm 以下の粒径のもの）から入る可能性が大である。

しかし、集水溝内の水位が上昇し、バースクリーンの下流端からセキ越流水が下流へ流出するようになると、セキ越流水のベクトルの方向はバースクリーンの傾斜方向と平行になり、土砂はスクリーンの下へ落下することなく下流へ流送される。たとえ、スクリーンの隙間から小さな粒子が集水溝内に入る場合でも、その速度は沈降速度程度の速さで沈下することがわかった。

この結果、集水溝内への土砂の流入を防止するためには河川に土砂の移動があるときに、集水溝内の水位を高めるような水理構造とすることがよい。

この平川地区においては河川流量が計画取水量より多いときに、排砂ゲートを閉め、取水ゲートの調節のみで取水量を確保する方がよい。

9. バースクリーン型溪流取水工の設計指針

今後の設計に役立てることを考えて、つぎのような設計指針をまとめた。

- (1) 河川流況図の作成
- (2) 土砂移動限界時の河川流量の把握
- (3) スクリーンの長さは取水量のみならず、集水溝内の掃砂機能上必要な流量についても検討する必要がある。
- (4) バースクリーンの下端の標高は計画取水時における集水溝上流端の水位に合わせる。平川の場合における実験結果では流入量 $5.0 m^3/s$ 、取水量 $2.733 m^3/sec$ の条件においてなお 40cm 程度、バースクリーンの下流端を下げることは可能と思われる。
- (5) 取水ゲートおよび排砂ゲートの下流側の水理構造をオリフィスとする。ただし、オリフィスの高さは計画取水深および最大排砂流量時の水深程度とする。
- (6) 集水溝下流では排砂路を平面的に湾曲させ、この湾曲の外側に取り入れ口を設ける。これによって底層の土

砂と表層の水を分離する。

(7) 取入れ数高は排砂路の最大流量時の水位より高くする。

(8) 排砂路の流れは限界流に近い射流とする。ただし、その摩擦速度は粒子の限界摩擦速度の 1.5 倍以上とすることが望ましい。

(9) 土砂が移動する洪水時に取水ゲートおよび排砂ゲートともに閉じた方がよい。すなわち、この状態では集水溝内は満流し、取水ゲート前面の水位はスクリーン下流端部の標高にスクリーン垂直高さの半分程度を加えた高さとなるであろう。平川の場合は河川流量 $20 m^3/s$ のときスクリーン下流端標高より 31cm 上昇した。

(10) 河川の流況と取水ゲートの管理方式を検討し、必要に応じて幹線水路内に適切な余水吐を設けることが望ましい。

(11) 集水溝の修理等、非常の場合に備えて、集水溝上

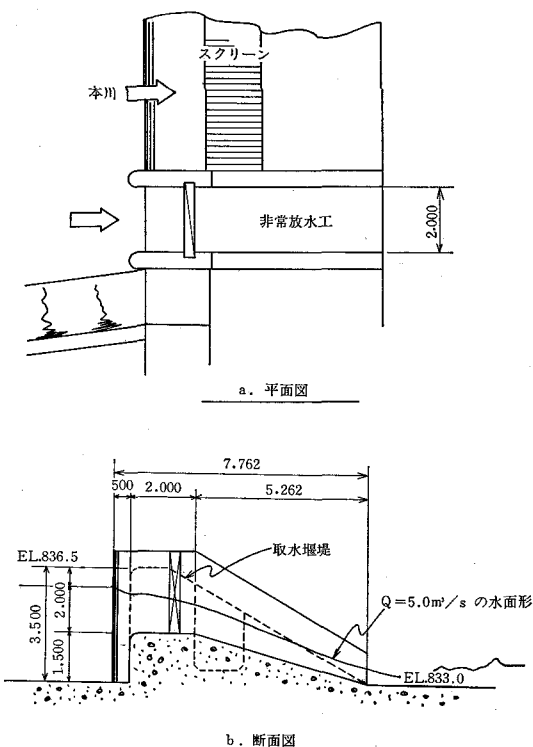


図-13 非常放水工

流端に非常放水工を設けることが望ましい（図-13参照）。

(2) スクリーンの目詰りを防止する一方法として、図-14に示すように、スクリーン下流端の横部材をスクリーンバーの中心高さより低い位置にとどめておく構造がよい。

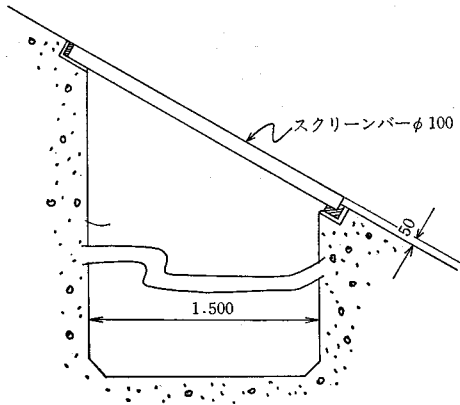


図-14 スクリーンバー下流端構造図

10. あとがき

このバースクリーン型式の溪流取水工はすでに各地の現場で実施されている。しかし、防砂について、河川の流況と土砂の移動、集水溝内の流れの状況および適切な管理方式が明らかになっていない。このような点について、実験的に明らかにするとともに、とくに流入砂の処理に留意した。すなわち、集水溝に続く排砂路に弯曲部を設け、底層の土砂と表層の水とを分離することを狙いとした。さらに、洪水時における流入砂の防止のためには集水溝内を満流させる方法のよいことがわかった。

この平川の例はバースクリーン型の最良工法というわけではなく、多々改良する余地がある。たとえば、集水溝内の流れを螺旋流にするとか、排砂ゲート前面の左岸側に余水吐を設ける（平川のようなタイプの場合）とかが考えられる。しかし、アイデアだけで安易に実行することは厳に慎まねばならない。新しい工法を開発する場合には必ず実験によって確認することが必要である。

なお、本実験は、長野県から日本工営株式会社技術研究所へ委託して実施したものである。

飛島道路株式会社

取締役社長 新島 幸雄

〒102 東京都千代田区二番町12番地

電話 (239) 0601番 (代表)

牧尾ダムの堤体挙動

高 橋 種 之*

目 次

I はじめに.....(24)	3. ダム堤体斜面の挙動.....(32)
II ダム挙動測定の概要.....(24)	4. 水位による堤体のひずみ.....(35)
1. 牧尾ダムの諸元.....(24)	IV ダム堤体の浸透.....(38)
2. ダム挙動測定の概要と目的.....(25)	1. 計画浸透量.....(38)
3. 牧尾ダム付近に発生した群発地震.....(25)	2. ダムの浸透測定.....(38)
III 堤体挙動の測定と分析.....(26)	3. 仮排水トンネル内の漏水量.....(38)
1. 堤頂沈下.....(26)	V おわりに.....(40)
2. ダムの縦方向移動.....(29)	

I はじめに

牧尾ダムは、愛知用水事業の一環として建設されたロックフィルダムである。愛知用水事業は、木曾川水系の水資源を高度に利用して岐阜県可児地区から名古屋市東方の平野地帯および知多半島一帯にかんがい用水、水道用水、工業用水を供給するとともに、木曾川水系一連の発電等を行う総合開発事業として愛知用水公団の手により完成されたものであり、施設は現在水資源開発公団が管理を行っている。

牧尾ダムはこの事業の水源として、木曾川支流王滝川の牧尾橋付近に築造された中心コア型ロックフィルダムであり、昭和32年11月に着工、36年5月に完成し、現在既に約16年を経過している。

この間、ダム堤体の挙動観測として、堤頂沈下、堤頂の縦方向移動および堤体斜面の移動等について測定を行って来た。この測定結果を統計的に取りまとめ、現在ま

での堤体変化の状況を知るとともに他のダムの挙動についての調査資料との比較検討を行った。

これにより将来の堤体変化の予測を行うことにより、測定の重点箇所を見出すとともに、測定異常値の出現による堤体異状の発見などに役立てることができる。

なお昭和51年8月中旬からダム付近に小さな郡発地震が発生したが、これによる堤体変化についても調査した。またダムのひずみおよび堤体浸透についても検討した。

II ダム挙動測定の概要

1. 牧尾ダムの諸元

牧尾ダムは前記の如く愛知用水事業の水源として完成された利水および発電に供される多目的ダムであり、大型のロックフィルダムとしては、我が国では草分け的な存在である。このダムの諸元はつぎのとおりである。

河川名 木曾川水系王滝川

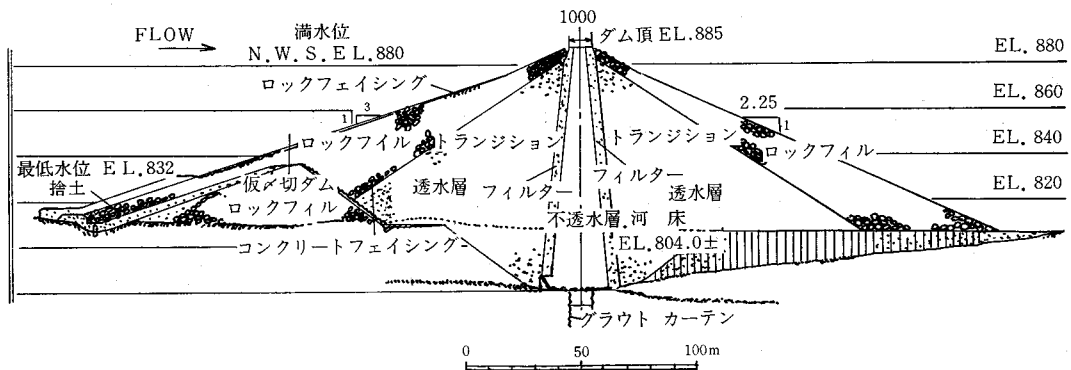


図-1 牧尾ダム標準断面図

* 水資源開発公団中部支社建設部

位置	長野県木曾郡王滝村・三岳村	
流域面積	304km ² 直接流域	73km ²
		間接流域 231km ²
満水面積	2.47km ²	
満水位	E L. 880.0m	
最低水位	E L. 832.0m	
総貯水量	75,000,000m ³	
有効貯水量	68,000,000m ³	
型式	中心コア式ロックフィルダム	
堤高	106m (河床上81m)	
堤頂長	264m	
堤体積	2,615,000m ³	
利水放流設備	φ1800mmハウエルバンガーバルブ Qmax 30.9 m ³ /s	
洪水吐	テンターゲート 4門	
	計画最大放流量：3200 m ³ /s	

2. ダム挙動測定の概要と目的

ダムの管理をする上で堤体挙動の動向を知るため各種の計器を埋設し実測することは、大型のダムにおいては近年は一般的となっている。

しかしこのダムの堤体内には浸透量、間隙水圧、層別沈下等を測定する計器は設備されていない。ただ地震測定の為の変位計、加速度計が堤体内に埋設されている。したがってこのダムの挙動の観測は堤体表面の測定のみである。しかし堤体表面の観測は、ダム挙動を直ちに察知することが出来るとともに異状の早期発見に役立つ、その進行性の監視にも即応性がある。この為外部変形の測定と調査は実施するべきで、堤体内に計器の埋込まれていないダムでは特に重要な役割をもっていると考えら

れる。

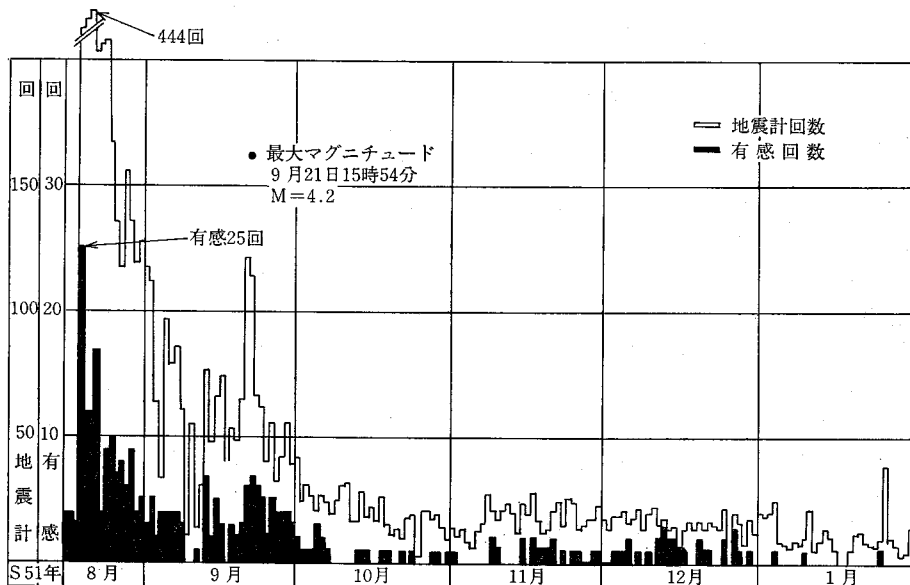
このダムは完成後約16年を経過しているが、この間堤体表面の観測として堤頂沈下、堤頂の縦方向の移動および堤体斜面の移動、ダムの水位によるひずみ、堤体の浸透等について測定を行って来た。測定の方法としては通常のトランシット、レベル等によって行った。測定箇所は足場が悪く風雪等による気象的条件も悪いので、測定精度は決して高くはない。しかしこれらの測定結果を統計的に取りまとめることにより下記の目的を得るものである。

- 現在迄の堤体挙動の観測値より堤体の移動傾向を知る。
- 他のダムの挙動との比較検討を行いダム挙動の一般的傾向を知る。
- 堤体挙動の傾向から将来の変化を予測することにより観測の重点箇所等を知る。
- 測定異状値の出現から、堤体異状を発見する手法とする。これには統計的手法により異状値が測定誤差の範囲に含まれるか、又地震その他の原因によって異状値が現われたかを推定する手段とする。但し統計数理計算によってそれが直ちに信頼限界と結論づけるには議論の余地はあるが、しかし測定誤差を確率的に求めることにより、判断の資料とする。

尚牧尾ダムには昭和51年8月中旬から、ダム付近に小さな地震が群発したので、地震により測定値、堤体等に異状がなかったかをあわせて調査した。

3. 牧尾ダム付近に発生した群発地震

昭和51年8月16日ごろより牧尾ダム付近に、局発性の群発地震が発生したので高感度(10万倍)の地震計を設



図一 牧尾ダム付近に発生した地震記録

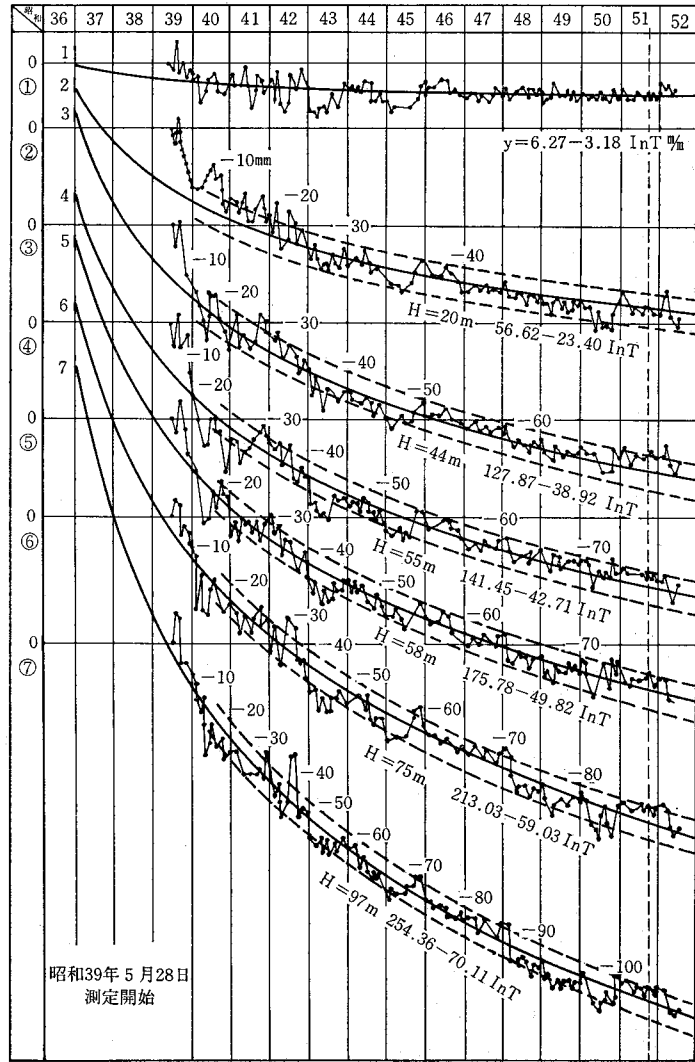


图-4 堤頂沈下曲線 No. 1

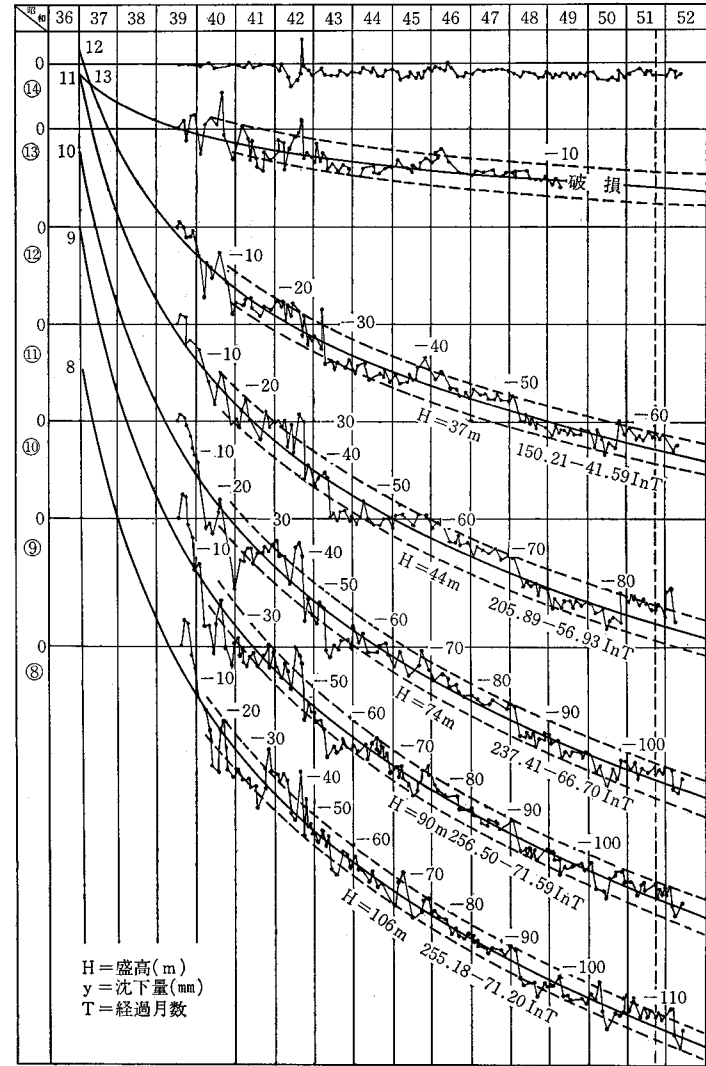


图-5 堤頂沈下曲線 No. 2

$$a = \frac{1}{n} (\Sigma y - b \Sigma lnt)$$

$$b = \frac{\Sigma y lnt - \frac{1}{n} \Sigma lnt \Sigma y}{\Sigma (lnt)^2 - \frac{1}{n} (\Sigma lnt)^2}$$

以上より各地点の沈下式は表-1 のようになる。

表-1 沈下式の計算結果

測点	設定時* 標高	基盤か らの盛 高	a	b	備 考
2	885.385	20	66.62	-23.40	* 昭和39年 5
3	885.853	44	127.87	-38.92	月21日設定時
4	886.220	55	141.45	-42.71	標高
5	886.160	58	175.78	-49.82	
6	886.642	75	213.03	-59.03	
7	886.729	97	254.36	-70.11	
8	886.772	106	255.18	-71.23	
9	886.604	90	256.50	-71.59	
10	886.413	74	237.41	-66.70	
11	886.244	44	205.89	-56.93	
12	885.807	37	150.21	-41.59	
13	885.438	6	45.73	-11.94	

この式は図-4・5の実線で表わされる。測定誤差として測定条件等を考えて±5%とすれば破線で示す範囲となり、測定がこの範囲にあれば、大体正常な沈下を続けていると考えられる。なお牧尾ダムのコア部の計画沈下量は、コア材料圧密試験の結果により20kg/cm²の荷重で8%の沈下が生じた。これより沈下は施工中に65%、工事完了後に35%沈下すると考えれば、ダム中央部分の沈下は1.54mとなるが、牧尾ダムは基盤がV字形の谷になっているので沈下は1mと考え余裕をとって余盛は2mとした。

地震発生前の沈下は、図-4・5で見られるように大体破線の内側にあり正常と考えられる。

(3) 他のダムとの比較

中心コア型ロックフィルダムの堤頂沈下資料によると他の数多くの例より堤頂沈下は大体図-6の破線の範囲に含まれるとされている。牧尾ダムの堤頂沈下もこの範囲の内側にある。

ただ牧尾ダムのコアの締固めがわずかに湿潤側で締固め施工されているので、この範囲のやや大きな側となっているが、牧尾ダムの堤頂沈下は大体正常である。

(4) 盛土高と沈下

堤頂沈下量は盛土の高さによって変化すると考えられるので、ダム基盤から堤頂までの盛土高と沈下の関係を検討する。前記の堤頂沈下式の係数と盛高の関係を図示すると図-7のようになる。

これより盛土高に対し係数は2つの直線で表わさる。

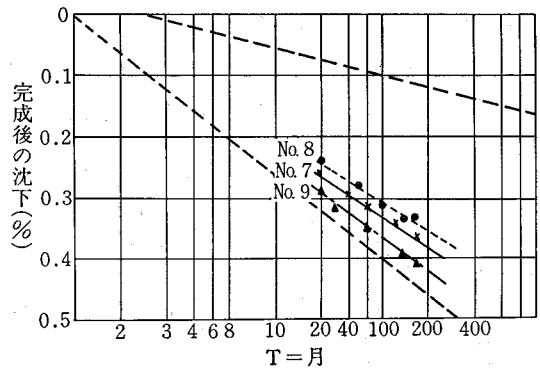


図-6 中央コア型ロックフィルダムの沈下量比較

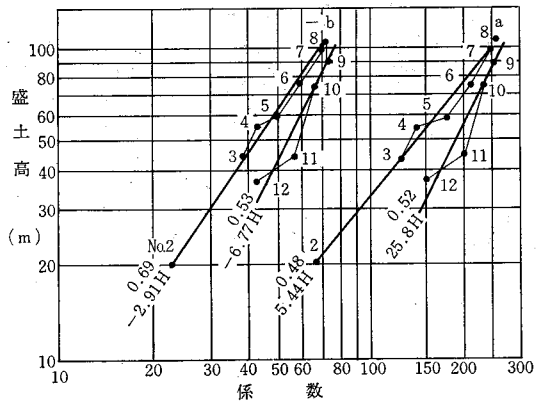


図-7 盛土高と堤頂沈下係数

ダム中心より堤の左右で沈下の傾向が異なり、右側のNo. 9~No. 12の方が左側のNo. 2~No. 8と比して沈下が大きくなっている。その原因として考えられることは、

a. 基盤のこう配

ダム基盤の傾斜が左右で異なり、右側では平均こう配1:0.90、左側では1:0.77で右側が急こう配となっている為、沈下が大きくなっている。(図-3参照)

b. 基礎岩盤の強度

ダム中央に断層がありこれを境として右側は主として粘板岩、輝緑岩であり左側はチャートである。試験室における圧縮強度は粘板岩で747~1099kg/cm²チャートで2,022~3,801kg/cm²であり右側の基礎岩盤の方が強度が弱い。(図-3参照)

c. 断層のずれ

ダム中央には比較的大きな断層があり、この断層の移動も考えられるが、基礎沈下を測定する設備がないので不明である。

d. 施工方法および土質

盛土施工または土質の差によることも考えられ

が、施工はダム軸にそって行なわれているので、この差はないものと考えられる。

以上の理由が考えられるが、はっきりした原因については不明である。

2. ダムの縦方向移動

ダム軸方向の部分的な移動量を測定する為、堤頂沈下測定の測点を利用し、各測点間の距離を測定し堤頂のダム軸方向の部分的な移動を調べる。

(1) 測定方法

ダム堤頂沈下と同じく、測定は月1回の割でステールテープで測点間の距離を測定した。

(2) 測定結果の回帰分析

ダム堤頂沈下測定と同じく昭和39年5月からの測定値について分析を行う。測点間の距離の伸び縮みの年平均値を対象とし、移動量と経過年数の関係を図示すると図-8のようになり、これより測点間の伸縮移動は経過年数に対し直線変化するものと考えられる。

測定値は昭和39年以降の実測値とするが、盛土完了時

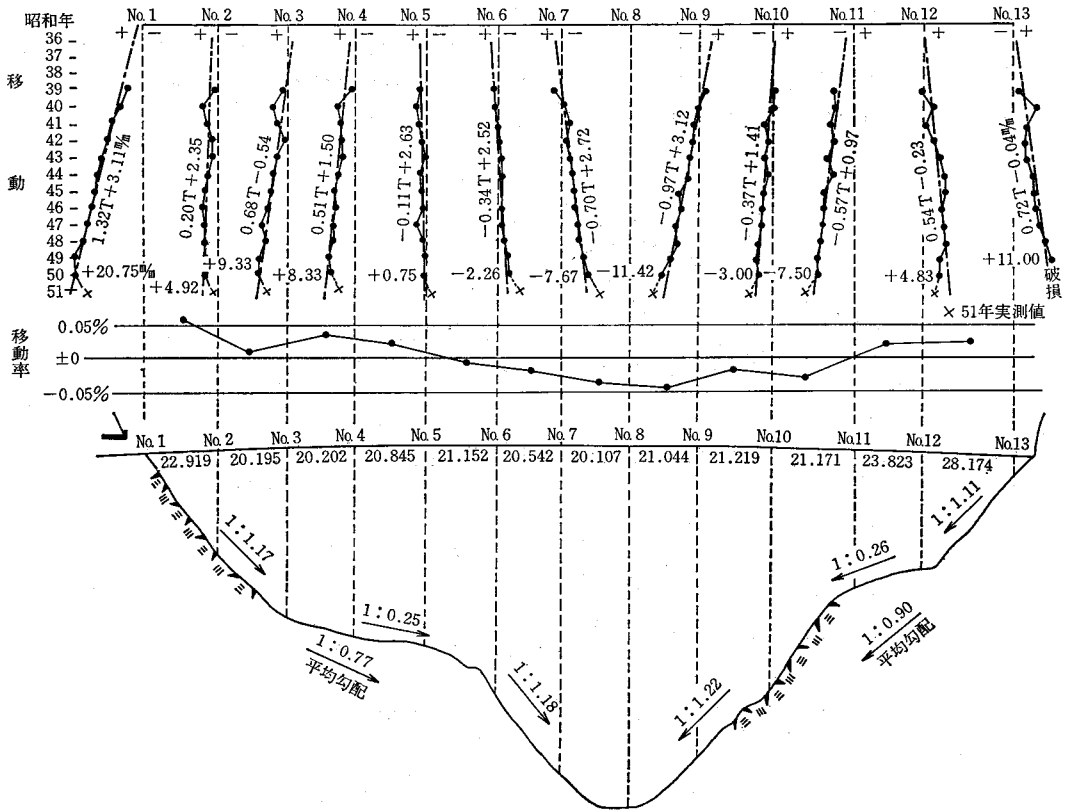


図-8 牧尾ダム縦方向堤頂移動

(昭和36年)の各測点間の距離を求める為、昭和36年を基点とし、直線回帰計算を行う。

移動量は次式で表わされる。

$$L = aT + b$$

L……移動量 %

T……昭和36年を基点とした経過年数

a・b……係数

係数 a, b は最小自乗法により求める。

$$a = \frac{\sum tl - 1/n \sum t \cdot \sum l}{\sum t^2 - 1/n (\sum t)^2}$$

$$b = \frac{1}{n} \sum l - a \frac{1}{n} \sum t$$

これよりダムの中央部では点間距離が縮み、ダムの両端付近では伸びていることがわかり、伸縮の割合を示す係数 a の絶対値は両端と中央部付近で大きく、ダム中央の谷の深い方向に向かって移動している。

(3) 他のダムとの比較

普通大きなダムでは完成後の堤頂沈下、上下流方向への水平移動は測定されているが、ダムの縦方向の水平移動については測定されている例は少ない。2・3のアースダムにおいて測定された例があるが、ロックフィルダムにおいて測定された例は見出すことが出来なかった。

アバットメント付近の堤体部分は谷の深い方に縦方向に移動しようとする傾向があることは、一般的に知られ

ているが、その量については推測されているだけである。数少ない例で建設後の堤頂移動が比較的大きなアースダムであるカルフォルニア洲の Recter Creek ダムの測定記録が報告されている。このダムは最大高さ約45mのゾーン型のダムで堤体の主要部分は粒子の細かい火成岩の風化残積土で建設されたもので、その移動は図-9のようである。牧尾ダムと比較すると移動量は非常に大きい。またこのダムは沈下量も大きく完成後10年で最大80cm沈下している。縦方向の移動も最大伸びが測定距離約30m(100ft)に対し223%、縮みが180%であった。以上アースダムの例であるが、ロックフィルダムの牧尾においても、アバットメント付近が谷の深い方向に移動していることがわかるがその量は非常に小さく、アバットメント付近で最大20%内外の伸びを示している。

このままの移動が続けば10年後には約35%程度の伸びとなり、将来この付近にクラックが入る恐れがあると思われる。

(4) 昭和51年実測値の異状

地震による影響を調査する為前記移動式で昭和51年の値を計算すると、実測値は表-2に示ように異状な値となった。

これを調査する為に図-10を作成した。図中の中央の線は昭和39年から地震発生前の昭和50年迄の実測値より回帰分析によって求めた移動傾向線であり、昭和51年の実測値はこの移動傾向線から外れている。この為この実測値が昭和50年迄の実測値より、確率的にこのような値が出現する可能性の有無について検討する。

(5) 確率による信頼区間

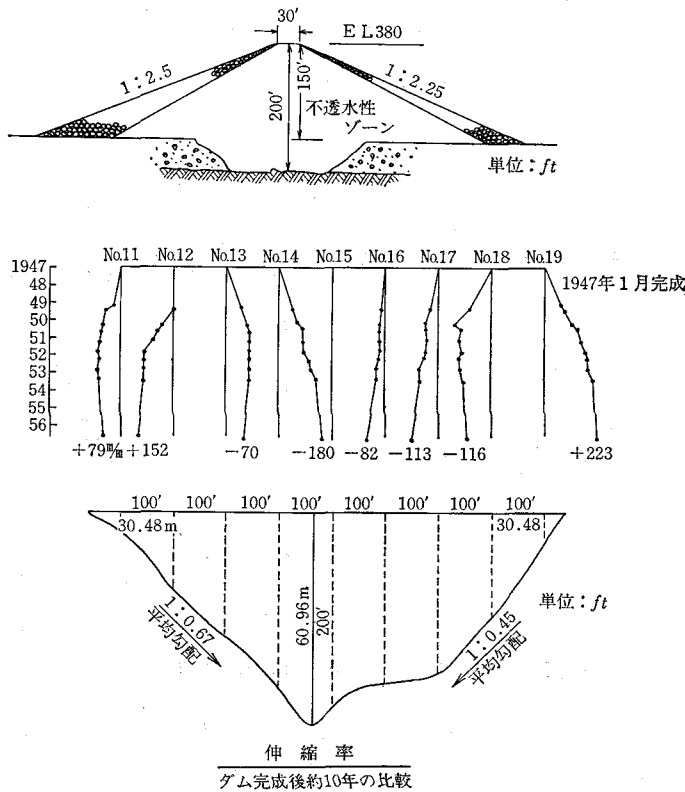


図-9 Recter Creek ダムの縦方向堤頂移動

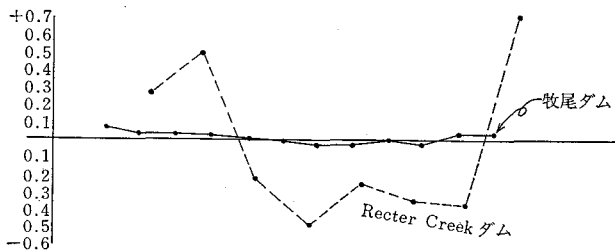


表-2 堤頂縦方向移動計算表

測線	係数		昭和51年 m/m			昭和52年	
	a	b	計算値	実測値	移動量*	計算値	実測値**
1-2	1.32	3.11	22.91	17.50	19.80	24.20	23.25
2-3	0.20	2.35	5.35	1.92	3.00	5.48	6.25
3-4	0.68	-0.54	10.74	6.92	11.28	10.39	12.50
4-5	0.51	1.50	9.15	5.08	7.65	9.71	10.25
5-6	-0.11	2.63	0.98	-1.58	-1.65	0.85	4.25
6-7	-0.34	2.52	-2.58	-6.50	-5.10	-2.94	-2.50
7-8	-0.70	2.72	-7.78	-10.58	-10.50	-8.50	-7.75
8-9	-0.97	3.12	-11.43	-14.42	-14.55	-12.36	-10.00
9-10	-0.37	1.41	-4.14	-5.00	-5.55	-4.56	-0.75
10-11	-0.57	0.97	-7.58	-10.83	-8.55	-8.12	-6.00
11-12	0.54	-0.23	7.87	3.58	+8.10	8.43	12.00
12-13	0.72	-0.04	-	-	-	-	-

*移動量は盛土完了時昭和36年からの移動量計算値

**昭和52年実測値は4月迄の平均値

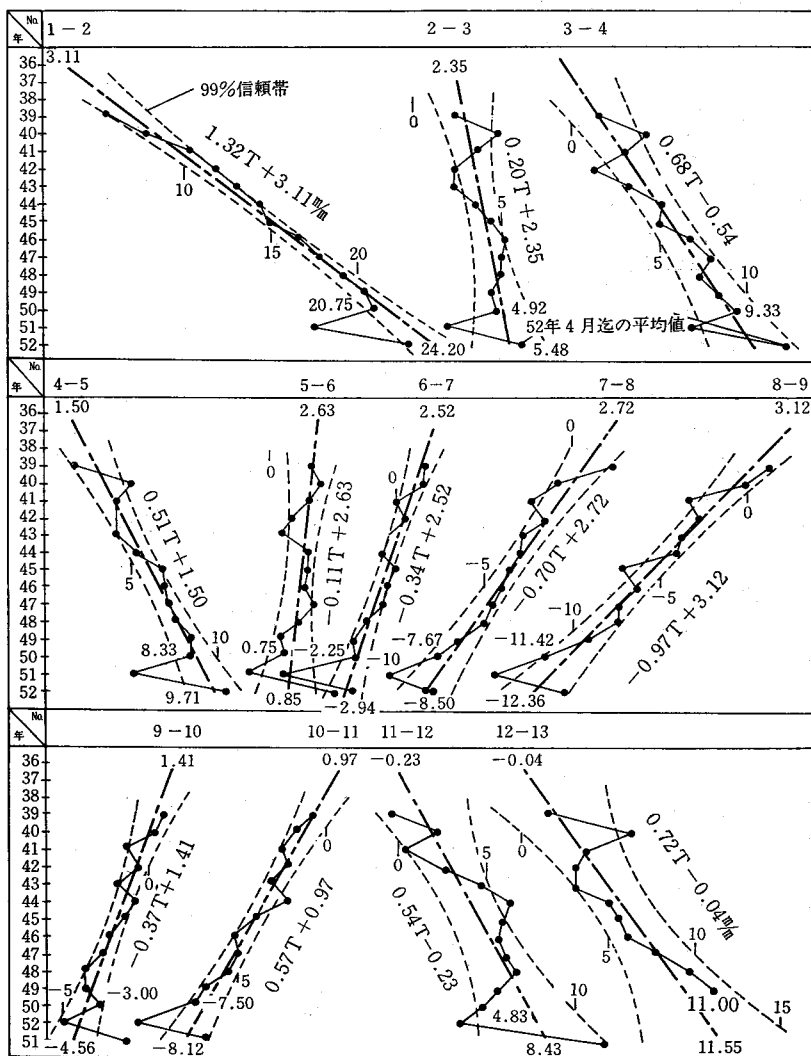


図-10 牧尾ダム縦方向堤頂移動確率による信頼区間

昭和39年から昭和50年迄の実測値より、これが自由度 $n - 2$ の t 分布に従うと考え信頼区間を計算する。信頼区間については普通 0.95 または 0.99 を取るが、ここでは 0.99 として計算すると、図-10の破線で示した内側が信頼区間となる。昭和51年の実測値はほとんどこの信頼区間を外れているので、測定誤差以外の原因で異状値が出たと考えられる。

(6) 異状値出現の原因

異状値出現の原因として考えられることは

- a. 昭和51年8月以降発生 of 群地震。
- b. 多雨により平年に比して常に水位が高かった。
- c. 重車輛、作業用機械による外力
- d. 測定機器の不良

等が考えられるが、堤頂沈下、斜面移動調査でも特に変わったことが認められないので種々検討したが、上記 d の測定機器の整備不良が考えられたのでスチールテープのチェックを行った。スチールテープの末端部を使用し再

測定を行ったところ20mに対し2~4%の伸びを発見したので昭和52年はテープの末端部を使用して測定を行ったところ、実測値は表-2のようにほぼ正常な値となり、図-10にプロットすると、ほぼ信頼区間内に入ったので、昭和51年の異状値出現の原因は地震等によるものとは考えられない。このことより測定機器のチェックは常に行い整備しておくことが必要であると思われた。以後の測定については精度の高いテープを使用し、測定を続けることとした。

3. ダム堤体斜面の挙動

ダム堤体の斜面が、ダム完成後どのような動きをしているかを調査する目的で昭和36年6月、測点を図-11のようにダム上流側に2測線、下流側に測4線を設置し、測定を初めたが途中昭和37年に一部の測点が落石により破損したので再設定した。上流のU-I測線は測点が満水位以下にあるので低水時のみ測定を行った。

(1) 測定方法

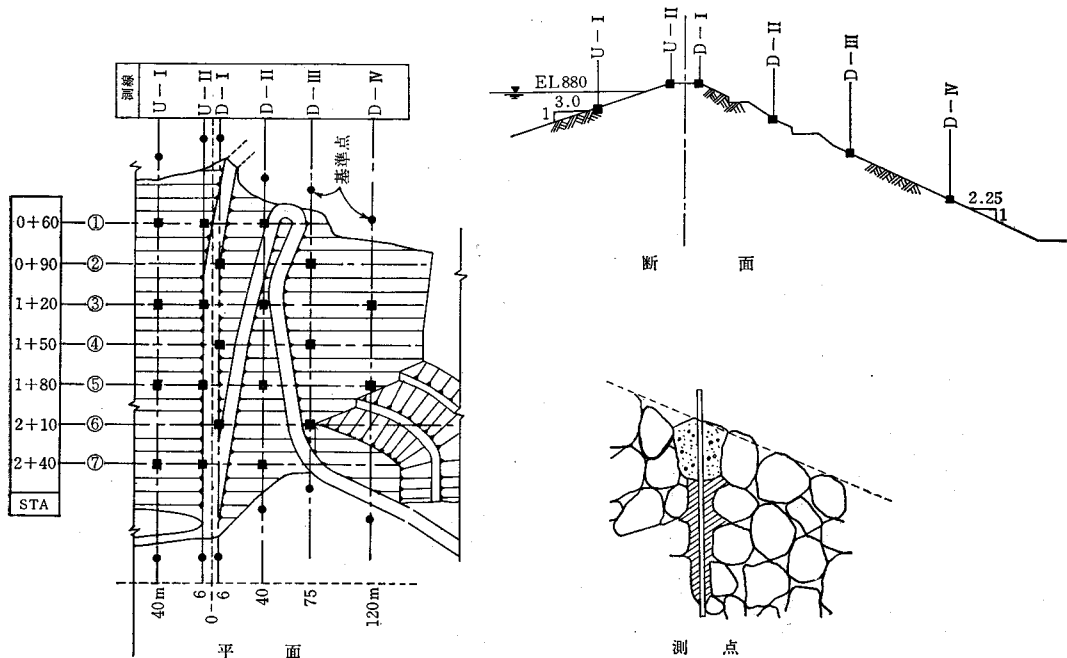


図-11 斜面挙動測定点位置図

測定は毎月1回、測定点の垂直沈下、水平方向移動を測定した。垂直沈下は堤頂沈下測定の基点 No. 0 を基準にレベル測量を、水平移動は左右岸の地山に基準点を設置、これを結んで基線とシトランシットが測点の基線からのずれを測量した。これ等垂直沈下、水平移動を合成し堤体斜面の挙動を知ることとした。測定は昭和36年6月および昭和37年7月から開始した。

(2) 測定結果の回帰分析

堤体斜面の回帰分析は、地震の影響を調査するため、

昭和37年~昭和50年の垂直沈下、水平移動の年平均値を求め、それぞれ回帰分析を行い合成することとした。回帰分析は盛土完了時の状態を求めるため、垂直沈下、水平移動共昭和36年を基準として計算する。

(3) 垂直沈下

測定結果の各年平均値をプロットすると、図-12および図-13のようになり、これより沈下量と経過年数との関係は、ダム堤頂沈下と同じく対数変化するものと考えられるので回帰計算を行い、垂直沈下式を求める。

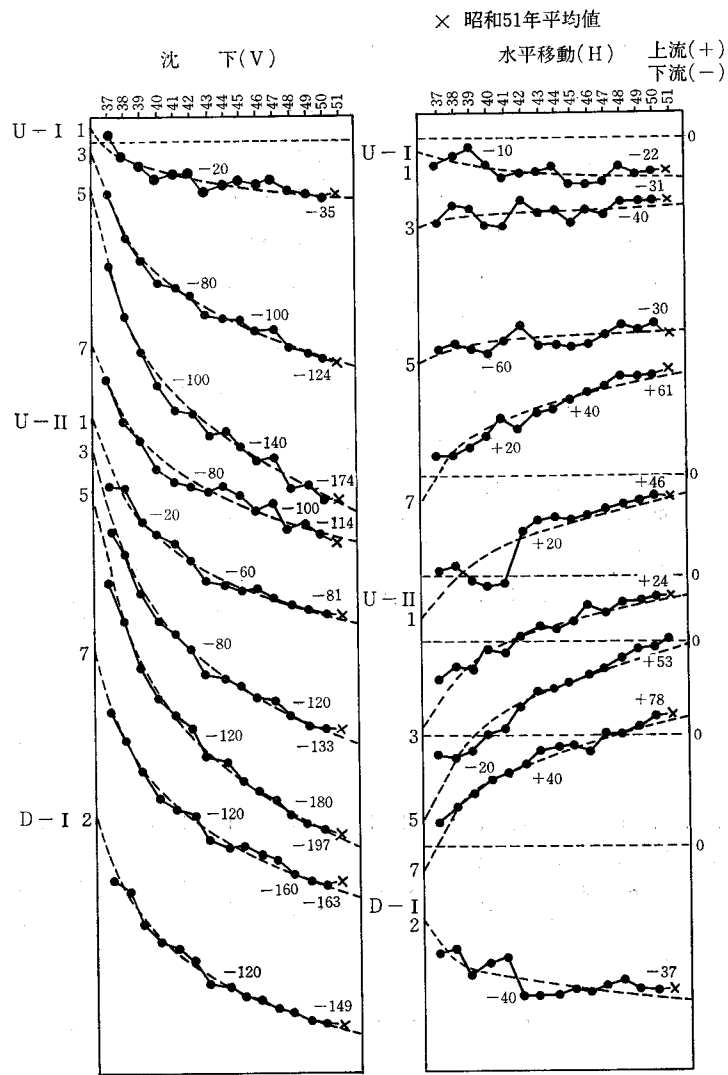


図-12 牧尾ダム斜面変化(1)

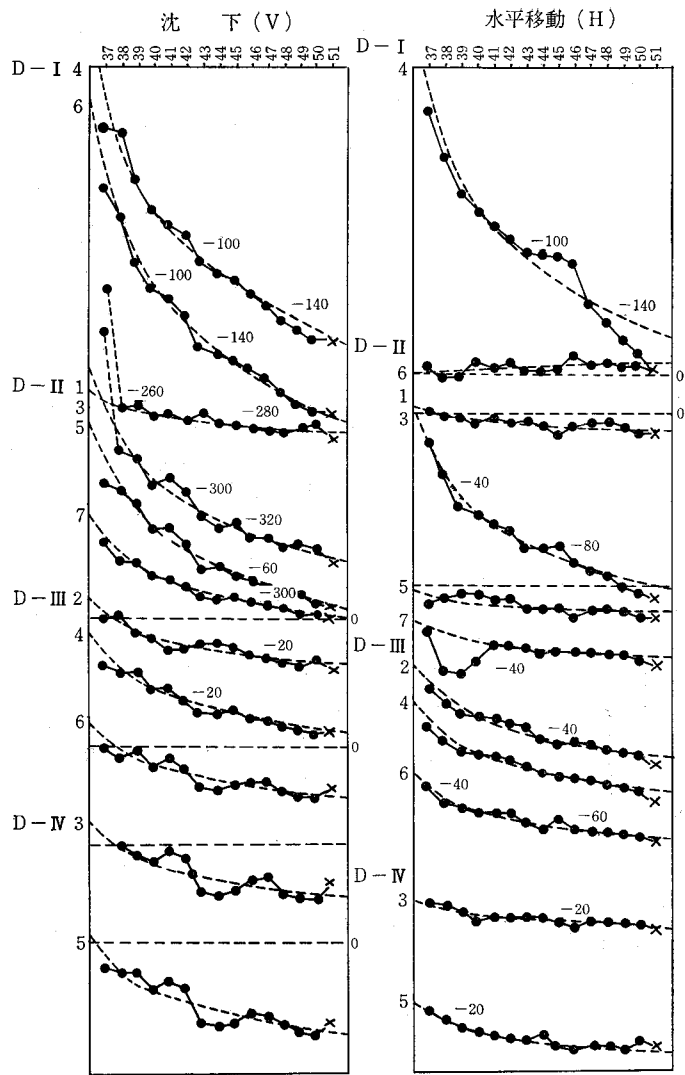


図-13 牧尾ダム斜面変化(2)

$$V = a_V + b_V \ln T$$

V……垂直沈下量(%)

T……昭和36年を基点とした経過年数

$a_V \cdot b_V$ ……係数(最小自乗法により求める)

(4) 水平移動

垂直沈下と同じく、各年の年平均値をプロットすると図-12および図-13のようになり、これより水平移動と経過年数との関係は垂直沈下と同じく、対数変化するものと考えて回帰計算を行い、水平移動式を求める。

$$H = a_H + b_H \ln T$$

H……水平移動量(%) (+) 上流側へ
(-) 下流側へ

T……昭和36年を基点とした経過年数

$a_H \cdot b_H$ ……係数(最小自乗法により求める)

(5) 垂直沈下式と水平移動式の合成

堤体斜面の挙動は、垂直沈下、水平移動を合成することによって求められる。上記で求めた垂直沈下式、水平移動式は共に対数変化としたので、垂直沈下と水平移動との関係は直線式で表わすことが出来る。

$$V = A + BH$$

$$\phi = \tan^{-1} B$$

V……垂直沈下(%)

H……水平移動(%)

ϕ ……堤体斜面の移動方向

A・B……係数

$$A = a_V - \frac{b_V}{b_H} a_H$$

$$B = \frac{b_V}{b_H}$$

$a_V \cdot b_V$ ……垂直沈下式の係数

$a_H \cdot b_H$ ……水平移動式の係数

堤体斜面の挙動の計算結果は表-3のようになる。

以上の結果をダム完成時の昭和36年の断面に、昭和50年迄の挙動を各断面に示すと、図-14のようになる。

(6) 堤体斜面挙動の傾向

堤体斜面の挙動について、他のダムの挙動と比較しようとしたが、他のダムの斜面測定の記事は見出すことが出来なかったので牧尾ダムの挙動傾向について述べる。

表-3 堤体斜面の移動式

測線	測線	対数回帰式 %		V・H・の合成 %	
		垂直沈下 V %	水平移動 H %	V = a + bH	移動角度
U-I	1	9.88-16.16 lnT	- 8.73- 5.74 lnT	34.46+ 2.82H	70°
	3	3.24-46.45 lnT	-44.38+ 3.70 lnT	-553.91-12.55H	-85°
	5	13.14-68.19 lnT	-50.48+ 6.07 lnT	-553.95-11.23H	-85°
	7	0.52-42.01 lnT	-16.79+27.30 lnT	- 25.32- 1.54H	-57°
U-II	1	32.69-42.76 lnT	-33.93+28.30 lnT	- 18.58- 1.51H	-56°
	3	36.98-63.05 lnT	-49.58+26.82 lnT	- 79.58- 2.35H	-67°
	5	10.29-76.30 lnT	-51.63+36.97 lnT	- 96.27- 2.06H	-64°
	7	- 20.43-52.88 lnT	-11.67+31.06 lnT	- 40.30- 1.76H	-60°
D-I	2	- 24.27-46.34 lnT	- 3.96-13.01 lnT	- 10.16+ 3.56H	74°
	4	32.36-68.22 lnT	31.52-66.94 lnT	0.24+ 1.02H	46°
	6	6.82-69.34 lnT	0.06+ 2.51 lnT	8.48-27.63H	-88°
D-II	1	-261.80- 9.12 lnT	4.44- 5.44 lnT	-269.24+ 1.68H	59°
	3	-228.99-41.17 lnT	2.20-37.89 lnT	-231.38+ 1.09H	47°
	5	31.37-40.33 lnT	- 3.34- 4.57 lnT	60.85+ 8.82H	84°
	7	-251.44-22.67 lnT	4.50- 7.62 lnT	-264.83+ 2.98H	71°
D-III	2	10.19-13.80 lnT	- 8.00- 9.87 lnT	21.38+ 1.40H	54°
	4	16.99-21.79 lnT	- 0.23-19.62 lnT	17.25+ 1.11H	48°
	6	13.99-16.27 lnT	-33.72-13.77 lnT	53.83+ 1.18H	50°
D-IV	3	12.74-16.36 lnT	-10.47- 5.86 lnT	41.97+ 2.79H	70°
	5	5.28-22.01 lnT	-12.58-11.20 lnT	30.00+ 1.97H	63°

T……昭和36年を基準年とした経過年数

沈下については沈下(-)隆起(+)

移動については下流側(-)上流側(+)

移動角度は昭和36年を原点とした角度

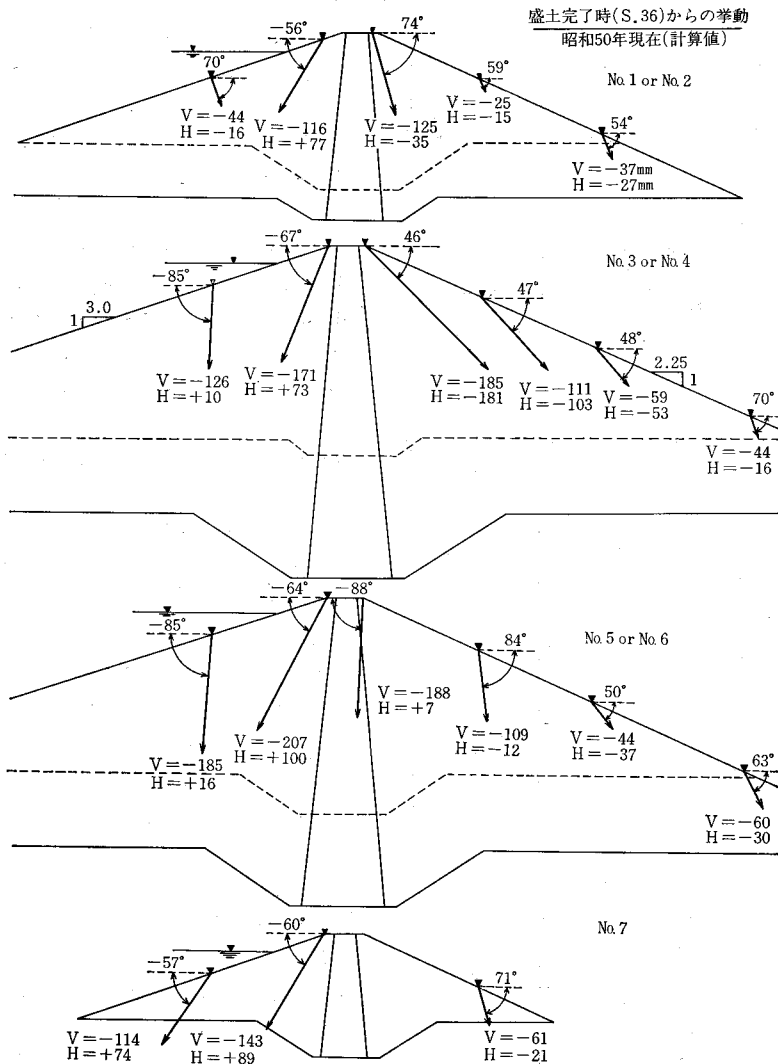


図-14 牧尾ダム堤体斜面の挙動 (単位mm)

a. ダム上流側斜面

ダム上流側の斜面は水圧により、水平加重を常に受けているにもかかわらず、上流側に沈下、水平移動する傾向がある。移動量の大きさは盛土高の高い程大きい。又移動の方向も両端部を除きほぼ一定の方向に動いている。

b. ダム下流側斜面

ダム下流側の斜面は、下流に沈下、移動する傾向がある。移動量は盛土高に比例している。移動方向は大体 50° 内外の個所が多い。また特別な個所を除き堤体両端および、法尻部分は角度が大きくなっているように思われる。

貯水による水平荷重が加わっているにもかかわらず、全体として上から押付けたような形で、わずかに下流に

向って移動している。

(7) 昭和51年の変化

昭和51年の群発地震による堤体斜面の挙動について調査するため、表-4を作成したが、大体的変化傾向は特に変わったとは考えられない。また52年測定値も特に異状は見られなかった。ただ沈下は法尻部分がやや上昇したようにも思われる。水平移動は、D-IのNo.4が計算値と異った値を示しているが、この傾向は図-13に示されているように、昭和40年ごろから続いているので問題はないものと考えられる。

4. 水位によるダムのひずみ

ダムの堤体は当然貯水位の変化にともない、水平荷重が変化し当然堤体がひずむと考えられるので、ダム水位と堤体のひずみについて調査する。ダムの水位変化によ

るひずみは、堤頂付近で最も大きく表われると考えられるが、その量は小さい。ダム完成後しばらくの間は、堤頂沈下、移動共変化量が大きく、ダムの水位によるひずみと区分することに困難である。このため堤頂沈下、移動がある程度安定した昭和44年からの資料について検討

表-4

測線	測点	昭和51年					
		沈下(V)%			水平移動(H)%		
		計算	実測	絶対値	計算	実測	絶対値
U-I	1	-35	-33	-45	-25	-19	-16
	3	-126	-126	-129	-34	-31	+10
	5	-176	-174	-189	-34	-34	+17
	7	-116	-119	-116	+59	+64	+76
U-II	1	-86	-85	-119	+45	+46	+78
	3	-138	-133	-175	+25	+27	+74
	5	-201	-199	-212	+51	+59	+103
	7	-167	-162	-147	+74	+80	+86
D-I	2	-153	-151	-128	-40	-36	-36
	4	-157	-158	-189	-154	-178	-186
	6	-185	-183	-195	+7	+3	+7
D-II	1	-287	-291	-25	-11	-13	-15
	3	-343	-343	-114	-103	-110	-105
	5	-80	-81	-112	-16	-19	-13
	7	-314	-312	-63	-17	-19	-21
D-III	2	-28	-29	-38	-35	-36	-27
	4	-43	-42	-60	-55	-60	-54
	6	-31	-28	-45	-72	-73	-38
D-IV	3	-33	-24	-45	-27	-27	-16
	5	-56	-48	-61	-44	-40	-31

絶対値……ダム完成時(昭和36年)からの挙動(計算値)

する。

(1) 縦方向堤頂移動と水位

牧尾ダムにおいて、ダム堤頂の沈下、縦方向移動については測定されているが、堤頂の上下流方向への移動は測定されていない。しかし堤頂の軸方向移動は、測点間の距離が測定されている。このダムは図-3に示すようにダム軸はアーチ形となっているので、ダム水位によるひずみが生ずるとすれば、当然弧の長さが変化すると考えられる。このためダム縦方向堤頂移動で測定した、測点No. 0~No. 14迄の測点間距離を加えることにより弧長と考え、ダム水位とダム軸の弧長との関係について検討する。ダム軸の弧長は、その延長も長くなるので、測定値の温度補正を行う。ダム軸の弧長を縦軸に水位を横軸に取り方眼紙にプロットすると、図-15のようになる。

これよりダム水位とダム軸弧長との関係は、非常にバラツキが多く、相関は見出せないので、ダムの水位によるひずみは見出すことが出来ない。

(2) 横断方向移動と水位

堤体斜面の移動測定資料より、ダム水位と堤体のひずみの関係について調査する。

測点はひずみが最も強く現われると考えられるダム中央の堤頂付近測点を選び、上流側測点U-II No. 5および下流側測点D-I No. 4(図-11参照)について、ダム水位と測点の上下流方向への水平移動との関係について検討する。ダム水位を横軸に、測点の設定時からの水平移動量を縦軸に図示すると図-16のようになり、ダム水位による堤体のひずみは上流、下流側の測点共バラツキが多く、相関は見出すことが出来なかった。

(3) ひずみの表われない理由

ダムの水位による堤体のひずみについては上記いずれも相関は見出すことが出来なかった。このようにひずみ

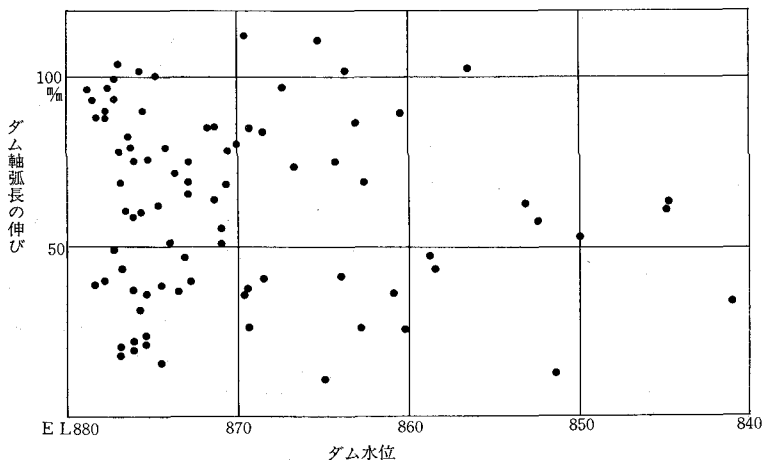


図-15 ダム軸弧長の伸びと水位

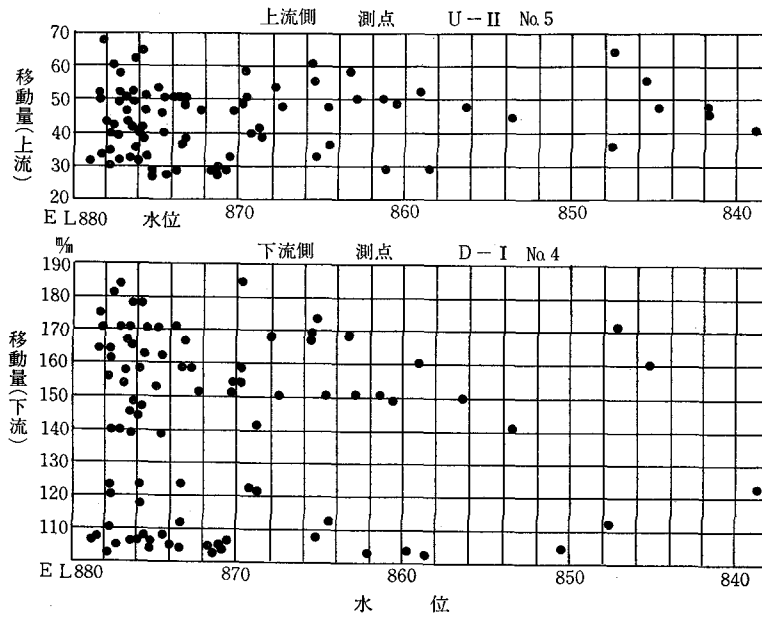


図-16 ダム水位による堤体のひずみ

が表われない理由としてはダムの水位上昇による水圧が、ダムを下流方向に押す水平加重が働くと同時に、堤体上流斜面の下方の基礎部にかかる載荷重が増加することによって、堤頂を上流側へ回転させる傾向があり、これ等の作用が互いに打消しあうので堤頂の移動が生じな

いか、あるいは上下流いずれかに、わずかに変位するだけであろうと考えられる。

一般に普通のダムでは、このような理由から変位はごく小さいとされているが、貯水による荷重またに浸潤作用が、基礎の圧縮に大きな影響を及ぼすようなダムで、

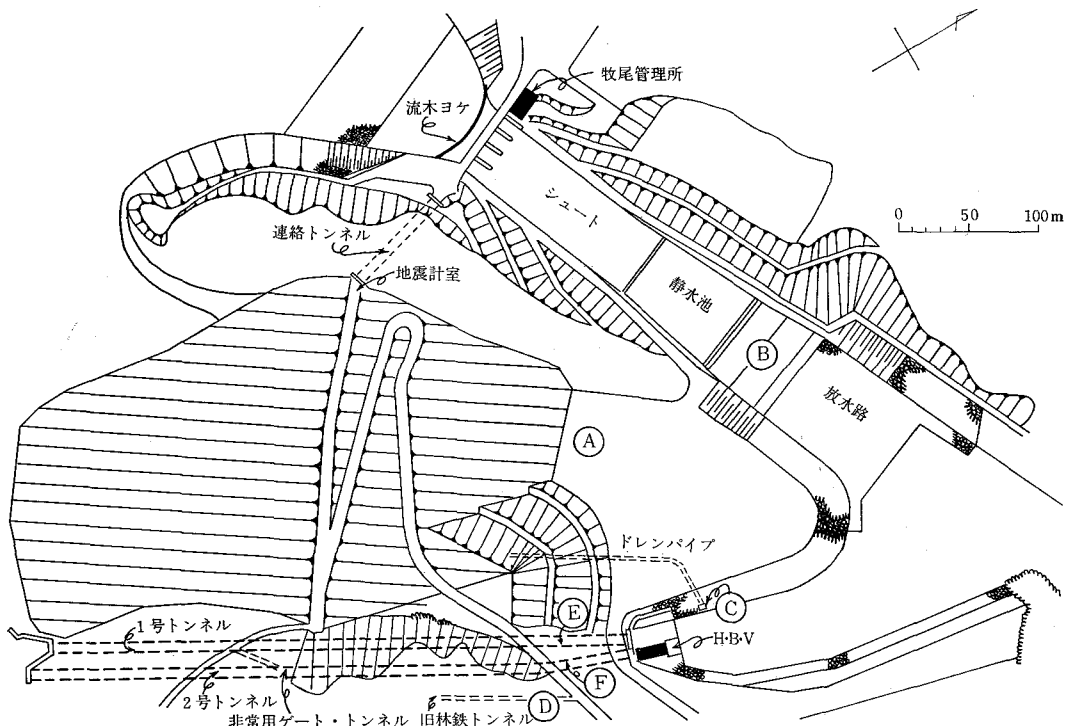


図-17 牧尾ダム平面図

急こう配に建設されたロックフィルダムでは、貯水位の水位によって上下流に弾性体でもあるかのように移動した例はある。ここではひずみが小さく、ダム軸弧長の変化および堤体の水平移動共、現在進行中でありこのために打消されてしまったか、または測定精度が悪いため、見出すことが出来なかったものと考えられる。

IV ダム堤体の浸透

フィルタイプにおいて堤体浸透の測定は、特にダムの安定性管理上重要な意義をもっている。このため牧尾ダムでは、図-17の個所で測定を行っている。

1. 計画浸透量

牧尾ダムコア材料の材料試験結果によると浸透係数は大体 $2 \times 10^{-7} \sim 2 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$ であったので計画浸透係数として、 $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ として計画された。全浸透量は図-18のようであり、満水時 (EL.880m) の全浸透量は、毎秒28ℓとなる。

2. 牧尾ダムの浸透測定

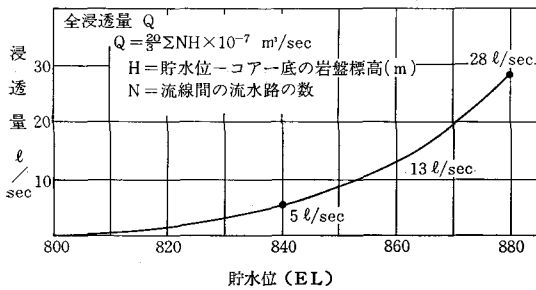


図-18 ダム水位と浸透量

牧尾ダムにはダムの浸透を測定する設備がないために主として表面観測を行っている。測定は図-17の④⑤は表面観測、⑥はドレンパイプの出口、⑦は営林署の旧森林鉄道のトンネル内で、⑧⑨はバイパストンネル内に三角堰を設置して水量を測定している。測定はダム完成後 (昭和36年12月) より開始したが、昭和43年1月迄は毎日これ以後については月3回の割で測定を続けて来た。

昭和37年以降毎年の観測結果の年平均値は、表-5の通りである。

上記の④⑤は降雨後溜水が出来るが、付近の溜水の消滅と共になくなり、通常は水の存在は認められないので浸透水とは考えられない。

普通ロックフィルダムでは堤体の浸透水はコア部を通過後、堤体の透水層を通るために法尻等の表面観測では認められないものと思われる。⑥点のドレンパイプの出口でも、ドレンパイプが透水層の上に設置されているので観測出来ないものと考えられる。⑦は旧森林鉄道のトンネルで、ダム満水位以下にあるが堤体側がコンクリートで完全に閉塞されているので浸透水は観測出来ない。⑧⑨はダム築造時の仮排水トンネル内で観測を行っているが、このトンネルは地山に掘ったものであり、ここに出てくる (水漏) 水は堤体浸透水とは考えられない。しかし現在数量的に漏水を測定出来るのはこの個所しかない。

3. 仮排水トンネル内の湧水量

仮排水トンネル1号、および2号に三角堰を設置し漏水量の測定を行っている。漏水量とダム水位との関係を図示すると図-19のようになる。

表-5 ダム浸透測定年平均

年	年平均水位 (EL)	年雨量 (mm)	④ ダム直下 地表面	⑤ 余水吐 地表面	⑥ ドレンパイプ 出口	⑦ 旧林鉄 トンネル	⑧ 仮排水トン ネル 1号 ℓ/sec	⑨ 仮排水トン ネル 2号 ℓ/sec
37	868.05	1923	認めず	認めず	認めず	わずか滴下	0.89	0.85
38	867.54	2062	〃	〃	〃	〃	0.92	0.87
39	866.86	2287	〃	〃	〃	〃	1.06	0.87
40	864.88	2424	〃	〃	〃	〃	1.08	0.83
41	869.09	2375	〃	〃	〃	〃	1.01	0.85
42	865.48	2058	〃	〃	〃	〃	0.87	0.73
43	871.16	1800	〃	〃	〃	〃	0.79	0.68
44	871.50	2215	〃	〃	〃	〃	0.73	0.75
45	867.18	2124	〃	〃	〃	〃	0.78	0.69
46	868.37	2288	〃	〃	〃	〃	0.63	0.67
47	869.11	2686	〃	〃	〃	〃	0.80	0.82
48	863.41	1816	〃	〃	〃	〃	0.60	0.62
49	869.89	2434	〃	〃	〃	〃	0.75	0.70
50	867.13	2396	〃	〃	〃	〃	0.57	0.64
51	872.84	2702	〃	〃	〃	〃	0.77	0.87

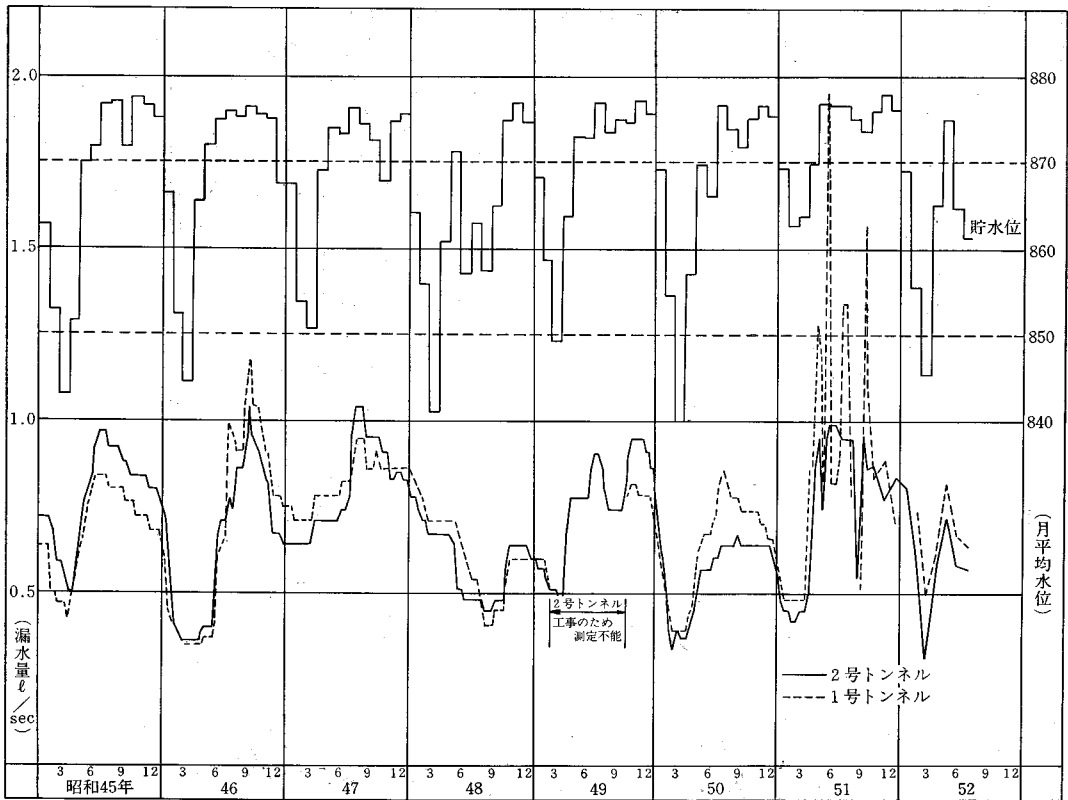


図-19 牧尾ダム仮排水トンネル漏水量

これよりダム水位と漏水との間には相関があるように考えられたので検討する。このトンネルは地山に掘ったもので、漏水量は直接ダム水位の変化によるものか、または降雨による地山からの浸透水によるか不明である。ダム水位は降雨があれば当然上昇することとなり、漏水量増減の原因は、相関係数を算出することにより、いずれが相関が強いかが検討する。

(1) ダム水位と漏水量

ダム水位の上昇によって漏水量は増加するが、水位上昇により直ちに漏水量が増加すると考えられないので、ダムの月平均水位と月平均漏水量を、1号、2号トンネルについて、昭和44年から昭和51年の実績を图示すると図-20のようになる。

これよりダム水位と仮排水トンネル内の漏水量との関

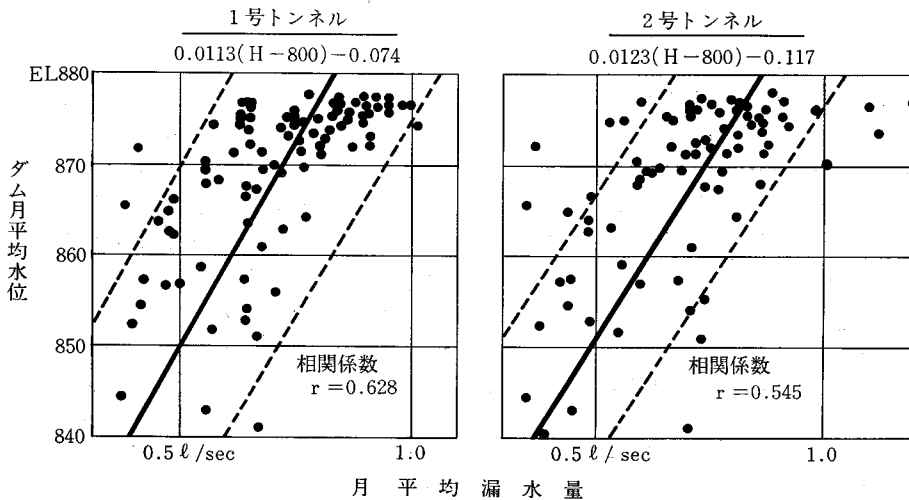


図-20 ダム水位と漏水量

係はバラツキが多く相関は低い。しかし大体破線の内側にある。相関係数は次式により求める。

$$r = \frac{S_{xy}}{S_x \cdot S_y}$$

$$S_{xy} = \frac{1}{n-1} \left(\sum x_i y_i - \frac{1}{n} \sum x_i \sum y_i \right)$$

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum x_i^2 - (\sum x_i)^2/n}{n-1}}$$

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum y_i^2 - (\sum y_i)^2/n}{n-1}}$$

S_{xy} ……共分散
 S_x ……標準偏差 (x)
 S_y ……標準偏差 (y)

1号トンネル、2号トンネルの相関係数は、

1号トンネル $r = 0.628$

2号トンネル $r = 0.545$

で相関は低い。

(2) 降雨と漏水量

降雨による漏水量増加は、雨水の浸透に時間を要することを考えて、牧尾の月降雨量と月平均漏水量との関係を、1号トンネル、および2号トンネルについて、昭和44年から昭和51年の資料により、縦軸に月降雨量、横軸に月平均漏水量を取り図化すると図-21のようになる。

これより月降雨量と月平均漏水量との関係は、非常にバラツキが多く、相関はほとんど認められない。

今相関係数を求めると、

1号トンネル $r = 0.236$

2号トンネル $r = 0.416$

といずれも前記のダム水位との漏水との相関より低い。

(3) 測定結果

仮排水トンネル内の漏水は、ダム水位および降雨のいずれも相関はあまり認められない。しかしダム水位と降

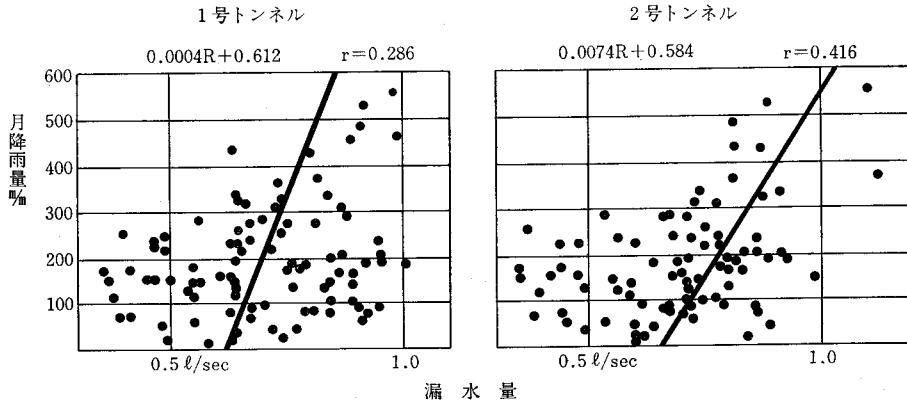


図-21 降雨量と漏水量

雨とを比較した時、水位との関係についてはある程度の相関はあると考えられるが、このトンネルは仮排水トンネルの閉塞プラグの部分からの漏水があり、この分も影響していると考えられる。またダム水位とダム浸透量との関係は、ダム水位の2乗に比例するとされているので、対数変化するとして検討したが良い結果は得られなかった。

以上ダム堤体の浸透は調査設備がないので、調査することが出来なかったが、ダムの安定性管理上、ダムの浸透計測は、特に必要な事項であり、測定方法等について考慮する必要がある。

V おわりに

堤体の挙動観測はダム安定性管理上重要なことであると共に、今回の取まとめで、

- (1) 測定設備の必要性和、測定は長期にわたるため、測定が容易に出来るようにして置く必要がある。
- (2) 測定精度は高くして置くことが必要であり途中で

変更すると、測定値整理上支障を来たすことがある。またダム完成後時間の経過と共に堤頂沈下堤頂の縦方向移動、堤体斜面の変化等は安定した状態となり、変化量も小なくなるので、測定精度も高いことが必要である。

(3) 測定値整理上欠測がないことが必要である。

欠測しないことが測定値取まとめの上で大切であり良い分析が出来ると考えている。

今回の測定値資料整理は、ダム縦方向堤頂移動、堤体の斜面移動は、毎回の資料を使用せず年平均値を対象に整理したが、この整理の方法も毎回の資料を用いて分析を行う必要があると思われる。堤体の水位によるひずみ、漏水は測定設備の不備等によりまとまりのないものとなった。

以上測定、分析等種々不備な点があると思われるが、今後の牧尾ダムの安定性管理上参考になれどと考えている。またロックフィルを始めとするフィルタイプダムの挙動の一例として参考となれば幸いである。

山間急傾斜地の水田ほ場整備指針(案)について

—新潟県の例—

石 塚 菊 次 郎*

目 次

1. はじめに……………(41)	4-1 計画用水量……………(47)
2. 耕区とは区……………(42)	4-2 水源……………(47)
2-1 耕区の大きさ……………(42)	5. 排水計画……………(47)
2-2 けい畔……………(42)	5-1 計画排水量……………(47)
2-3 表土扱い……………(43)	6. 用排水路の末端組織……………(47)
2-4 ほ区の設定……………(44)	6-1 用排兼用小水路……………(48)
3. 農 道……………(44)	6-2 小用水路……………(49)
3-1 農道の種類……………(44)	6-3 用水パイプライン……………(49)
3-2 農道の高さ……………(45)	6-4 小排水路……………(49)
3-3 農道の構造……………(46)	6-5 小水路の附帯工……………(50)
3-4 進入路……………(46)	7. 地下水処理工……………(51)
4. 用水計画……………(47)	8. おわりに……………(51)

1. はじめに

新潟県が中山間地帯の基盤整備を重点施策の中に採り入れて以来、ここ糸魚川市及び西頸城郡においても、山

間急傾斜地帯のほ場整備に対する熱意が高くなり、新規地区採択の調整に苦しむ状況である。

昭和50年後以降に当地方で採択された山間急傾斜地の水田ほ場整備地区は、表-1のとおりである。

表-1 ほ場整備採択地区一覧表

区分	年度	地区名	面積	地形こう配	区分	年度	地区名	面積	地形こう配
地	50	大管	6.8ha	1/8 ~ 1/11	他	51	高谷根	8.0	1/10 ~ 1/15
〃	〃	田上	5.8	1/9 ~ 1/11	地	52	上徳合	15.0	1/7 ~ 1/20
〃	〃	丸山	20.6	1/10 ~ 1/20	〃	〃	加勢谷	7.0	1/7 ~ 1/9
団	〃	谷根	42.9	1/5 ~ 1/50	〃	〃	上横	6.6	1/6 ~ 1/30
県	〃	田野上	4.8	1/25 ~ 1/35	〃	〃	西村内	12.0	1/35 ~ 1/8
地	51	西平	9.4	1/7 ~ 1/10	〃	〃	川平	7.5	1/7 ~ 1/22
〃	〃	中出	4.5	1/5 ~ 1/15	団	〃	五十原	58.0	1/15 ~ 1/35
〃	〃	大山田	7.3	1/6 ~ 1/8	〃	〃	広田	20.1	1/5 ~ 1/12
〃	〃	米海沢	10.2	1/4 ~ 1/15	地	53	藤崎	25.0	1/5 ~ 1/10
〃	〃	西塚	8.8	1/5 ~ 1/8	〃	〃	東山	10.0	1/5 ~ 1/10
他	〃	水保	8.3	1/10 ~ 1/20	団	〃	土塩	17.0	1/25 ~ 1/45
〃	〃	大管	5.6	1/5 ~ 1/30	〃	〃	テング沢	23.8	1/7 ~ 1/20

注 地……地すべり、関連ほ場整備
 団……団体営ほ場整備
 他……県単事業及びその他のほ場整備

山間急傾斜地のほ場整備計画は、地形が複雑であることからその計画樹立に当っては、平場と異った問題点が

多いことが50年度からの実績により明らかになった。

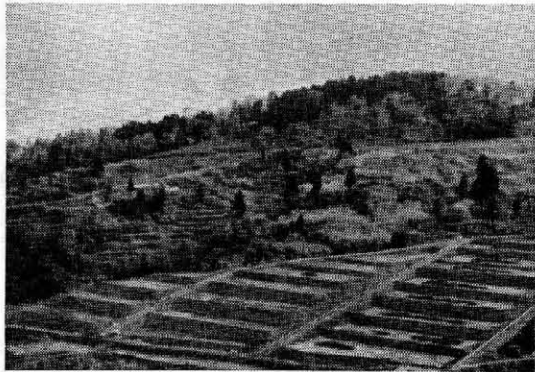
このため、これらの経験を生かして、「土地改良事業計画設計基準ほ場整備(水田)」及び「農業土木学会傾斜

* 新潟県糸魚川農地事務所

地水田のは場整備についての報告」を参考として、当地方の「山間急傾斜地の水田は場整備の指針(案)」を作成したところであり、本事務所管内では、これにより計画設計作業を進めることとしている。

この指針(案)は地形こう配が1/30より急な地域のみにも適用するものであり、以下その概要を報告する。

なお、この指針案作成の段階で、昭和52年度採択の団体営は場整備広田地区を、1は区道路、2は区兼用型水



写真一 団体営は場事業広田地区

路方式で事業を実施したのであるが、地元関係及び施工業者双方から次のような評価を得ている。(3-1-3・6-1・図-6参照)

- ① 耕作道と田面との落差が小さいため道路から田面への乗り入れ等が安全である。
- ② 用排兼用水路であるため、水の反覆利用が有効的にかつ簡単に行え、また、専用の小排水路のように深くなり過ぎない。
- ③ 道路高及び水路高が田面に対して必要以上に大きくならないため、のり長も短かくて済み、のりくずれ防止等の防災の面においても好結果を生んでいる。また、道水路敷の面積が減少するため、つぶれ地が少なくて済む。
- ④ 高いけい畔に設ける小段は、防除作業に大変便利

である。

⑤ 道水路の土工量も節約できる。また、施工に際して切土、盛土の配分が容易である。

⑥ 排水口をけい畔に埋込む方法は、構造物が耕区田面にないで営農作業上便利である。(図-12参照)

しかしながら上記のような評価があったとしても、まだ施工実績も少ないので、今後の施工結果によっては、更に指針(案)を変更改良して行くことが必要と考えられる。

また本指針(案)に対する諸者先輩諸兄の御意見、御指導も変更改良に際して参考としたいと考えている。

2. 耕区とほ区

2-1 耕区の大きさ

耕区の大きさは営農上の見地から平均経営面積の註1 1/3~1/5の範囲とする。

また耕区の有効短辺長(けい畔を含まない短辺長)は10m以上とし、短辺と長辺の長さの割合は1.3~1.5の範囲で、註1 長辺の長さは100mを限度とする。

短辺は、小さくとれば田差が小さくて済み、防災上の見地からは安全性が増すが、反面つぶれ地率が増加する不利が生ずる。表-2に見るとおり、地形こう配1/12、粗短辺長(けい畔を含む短辺長)12m、田差1mの場合で、つぶれ地歩合は0.20であるが、粗短辺長30mをにすれば田差は2.5m つぶれ地歩合は0.16となる。

ほ区毎の縦断こう配が著しく異なる場合は、純短辺長を一定にするか、粗短辺長を一定にするか、を定めて耕区割をしなければならない。この場合田差は、のり面の安全が保たれる範囲に止めるものとする。当地方ではこの限界を5mと定めている。

2-2 けい畔

短辺方向の田差が1.25m以上のときは、病虫害防除作業の足場を兼ねてのり面安定を保つために、図-1による小段を設ける。但し、のり尻保護のためフトンカゴやジャココ等を設けたときはこれを小段と見なす。

2-3 表土扱い

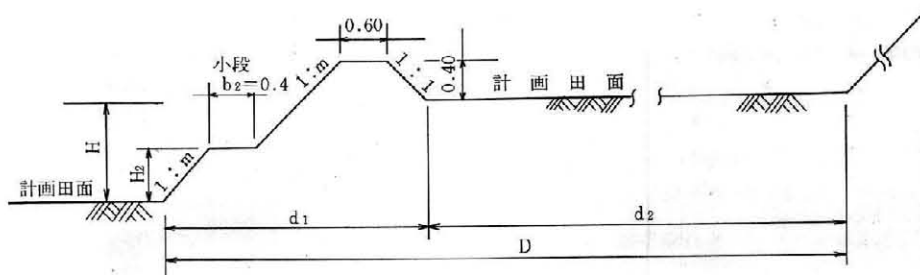


図 - 1

註1 当地方では、地形こう配によって次のように標準を定めている。1/5~1/15のときは20m×60m、1/15~1/20のときは20m×60m~25m×80m、1/15~1/30のときは25m×80m~30m~100m、1/30以下のときは30m×100m

形式	田差 短辺長 地形勾配	H=1.00m m=1 b ₂ =0 H ₂ =0			H=1.25m m=1.0 b ₂ =0.4 H ₂ =0.55			H=1.50m m=1.0 b ₂ =0.4 H ₂ =0.63			H=2.00m m=1.2 b ₂ =0.40 H ₂ =0.80			H=2.50m m=1.2 b ₂ =0.40 H ₂ =0.97			H=3.00m m=1.5 b ₂ =0.40 H ₂ =1.13			H=3.50m m=1.5 b ₂ =0.40 H ₂ =1.30			H=4.00m m=1.5 b ₂ =0.40 H ₂ =1.47		
		D 粗短 辺長	d ₂ 純短 辺長	d ₁ /D つぶれ地 歩合	D 粗短 辺長	d ₂ 純短 辺長	d ₁ /D つぶれ地 歩合	D 粗短 辺長	d ₂ 純短 辺長	d ₁ /D つぶれ地 歩合	D 粗短 辺長	d ₂ 純短 辺長	d ₁ /D つぶれ地 歩合	D 粗短 辺長	d ₂ 純短 辺長	d ₁ /D つぶれ地 歩合	D 粗短 辺長	d ₂ 純短 辺長	d ₁ /D つぶれ地 歩合	D 粗短 辺長	d ₂ 純短 辺長	d ₁ /D つぶれ地 歩合	D 粗短 辺長	d ₂ 純短 辺長	d ₁ /D つぶれ地 歩合
↑ 耕区拡大区 ↓	1 : 4																		14.00	6.75	0.52	16.00	8.00	0.50	
	5												12.50	7.62	0.39	15.00	8.50	0.43	17.50	10.25	0.41	20.00	12.00	0.40	
準方形区	6												15.00	10.12	0.33	18.00	11.50	0.36	21.00	13.75	0.35	24.00	16.00	0.33	
	7									14.00	9.72	0.31	17.50	12.62	0.28	21.00	14.50	0.31	24.50	17.25	0.30	28.00	20.00	0.29	
	8						12.00	8.70	0.28	16.00	11.72	0.27	20.00	15.12	0.24	24.00	17.50	0.27	28.00	20.75	0.26	32.00	24.00	0.25	
↑ 方形区 ↓	9						13.50	10.20	0.24	18.00	13.72	0.24	22.50	17.62	0.22	27.00	20.50	0.24	31.50	24.25	0.23				
	10				12.50	9.55	0.24	15.00	11.70	0.22	20.00	15.72	0.21	25.00	20.12	0.20	30.00	23.50	0.22						
	11				13.75	10.70	0.22	16.50	13.20	0.20	22.00	17.72	0.19	27.50	22.62	0.18									
	12	12.00	9.60	0.20	15.00	11.95	0.20	18.00	14.70	0.18	24.00	19.72	0.18	30.00	25.12	0.16									
	13	13.00	10.60	0.18	16.24	13.20	0.19	19.50	16.20	0.17	26.00	21.72	0.16												
	14	14.00	11.60	0.17	17.50	14.45	0.17	21.00	17.70	0.16	28.00	23.72	0.15												
	15	15.00	12.60	0.16	18.74	15.70	0.16	22.50	19.20	0.15	30.00	25.72	0.14												
	16	16.00	13.60	0.15	20.00	16.95	0.15	24.00	20.70	0.14															
	17	17.00	14.60	0.14	21.25	18.20	0.14	25.50	22.20	0.13															
	18	18.00	15.60	0.13	22.50	19.45	0.14	27.00	23.70	0.12															
	19	19.00	16.60	0.13	23.75	20.70	0.13	28.50	25.20	0.12															
20	20.00	17.60	0.12	25.00	21.95	0.12	30.00	26.70	0.11																
21	21.00	18.60	0.12	26.25	23.20	0.12																			

- ① 地形勾配(I)は1 : 4 ~ 1 : 3までとした。
- ② 田差(H)は0.75m ~ 0.25m間隔で5.00までとした。
- ③ 田差1.25m以上のときは防除管理用副畦畔b₂=0.4mを設ける。
設置高H₂=(H+0.4)^{1/3}但上限1.5mとする。
- ④ 純短辺長=10m < D < 30mとした。

表-2 地形勾配による粗短辺長と純短辺長との関係表 (1部抜すい)

註2

次の条件をいずれも欠くときは、表土扱い工法を採用しなければならない。

① 整地後の作土（耕うん代かき作業時に反転かくはんなどが行なわれる土）が15cm以上であること。また、この時の作土はれき含量が20%以下（重量%）であること。

② 整地後の有効土層（水稻根が活力十分に伸長發展する範囲の土層で作土厚も含む）が30cm以上であること。

有効土層は次の6項目のうち、いずれかに該当する項目を含む土層の厚さが、連続して10m以上含まれない土層の範囲をいう。

- a 粗砂含量40%以上（重量%）
- b れき含量50%以上（重量%）
- c 粗砂及びれきの合計が55%以上（重量%）
- d 土層のち密度24mm以上（山中式硬度計）
- e てい炭層又は黒てい炭層を含む
- f リン酸吸収係数2000以上

表土扱いを施工するときは、順送り工法又は、はぎもどし工法のいずれかによる。道路の築造は表土扱い後の基盤土で行うことを原則とする。

表土扱いを行った後の作土厚は15cmを下廻ってはならない。表土不足のため15cmを下廻る場合は、客土等により作土厚を確保しなければならない。

2-4 ほ区の設定

急傾斜地は一般に起伏が多いから区画の形状、道路、水路の配置などを画一的にすると無理を生ずるので、地形こう配によって次のようにほ区を分類して設定する。（表-2参照）

2-4-1 特別区

こう配が急で整地工事を行って水田とすることが不適当な区域は、大幅な手を加えず、畑その他の用途に計画するか、又は除外地とする。こう配が1/4を超える急な地帯はおおむねこれに該当する。

2-4-2 耕区拡大区

主傾斜が1/5より急なほ区は、四辺形区画とすることなく、既存のけい畔をできる限り利用して、数筆の合併による耕区拡大を主とした均平を行うものとする。当地方で一般に「田ナラン」と呼ばれ個人単位で行っているものに類似したものである。

耕区拡大区の計画は次による。

① 一筆ごとに標高が示されている縮尺1/1000の現況平面に道路計画を入れる。この平面図の標高によって道路高とその道路から進入する耕区の田面高を定めて、これを計画縦断面図として作成する。

② 道路から耕区への進入口の落差0.6mは以下の上り又は下りで設置し、機械の転落事故等を防止する。

③ 各耕区は、旧けい畔を統廃合して耕区を拡大するため不整形となるが、できるだけ等高線に沿って細長く統合し、耕区の長さとは幅は1:3以上となるのが好ましい。

④ 既存のけい畔は、植生等によって強固になっているものが多いから、これらは活用してこの上に必要な盛土を行い、けい畔のかさ上げをする。けい畔に小段を設けるときはこの既設けい畔の前面に盛土により作る。

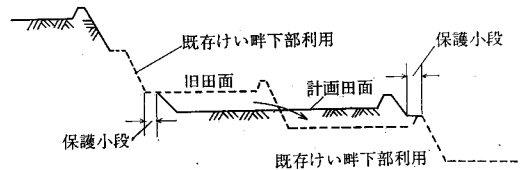


図-2 耕区拡大区のけい畔

⑤ 利用した旧けい畔を含めての全高が5mをこえるようなけい畔は防災上の見地から原則として避けるものとする。

⑥ 各耕区は、それぞれ耕作道に接し、用水、排水も他の耕区を介することなく水路により直接導水、排水されなければならない。

2-4-3 準方形区

主傾斜が1/5より緩で1/10より急なほ区は、四辺形区画とするか、上記の耕区拡大方式をとるかを充分検討する。

すなわち、耕区拡大区に近い急こう配地や、地すべり等の地質地形上の不安のある場合は、耕区拡大方式を採用の方が安全で経済的である。

上記以外の場合は、四辺形区画とするが、耕作道は10%以下（止むを得ない場合は12%以下が混在）とするように配置するため、その方線は等高線又は耕区長辺に直角にならず、このため耕区は平行四辺形（図-5参照）又は非平行四辺形となる。

耕作道を耕区長辺に直角に配置しても、耕作道こう配が12%から15%の範囲で、その延長も短く部分的である場合は、その区間をコンクリート厚12cm程度で舗装して方形区画とすることも一法である。

2-4-4 方形区

主傾斜が1/10より緩いほ区は、耕作道及び小水路等を等高線に直角に近く配置して、耕区長辺がおおむね等高線に平行になるようにして、整地土工量を減ずる計画とする。

3. 農道

3-1 農道の種類

3-1-1 幹線農道

注2 農林省構造改善局土地改良事業計画設計基準3.7.1.による

幹線道路は集落間、集落とは区、は区間相互間、一般道路とは区等と結びつける道路である。有効幅員3～5mで路肩は片側0.5mづつとする。

既設道路の利用や、その拡幅、待避所設置等で工費節約の余地がないか等についても検討が必要である。

3-1-2 耕作道、支線農道

耕作道は耕区短辺に沿って設けられ、各耕区への進入を目的とするものである。

支線農道は、幹線農道から分かれて、数本の耕作道を連絡するものである。道路組織によっては、支線農道が省略されて、幹線農道と耕作道とが直接に結びついていることもある。

耕作道、支線農道ともに、有効幅員は2m～4mで、路肩は片側0.5mづつとする。

また、一つの耕区が耕作道と支線農道又は幹線農道等で二辺が道路に接しているような場合は、その耕区への進入は、耕作道にこだわらず、地形上最も容易な方（支線道路幹線道路）からの進入をも検討する。

3-1-3 耕作道の配置

① 2は区道路

耕区の長辺方向の田差が、おおむね1.2m以内で隣接しているほ区は、この2ほ区の境に耕作道を配置して、この2ほ区を支配区域とするよう計画する。

この場合、道路は両田面高の、ほぼ中間の高さに設けられることとなるので、片側は上り進入、片側は下り進入となる。

また2ほ区道路とする場合、左右両側の耕区割を変え

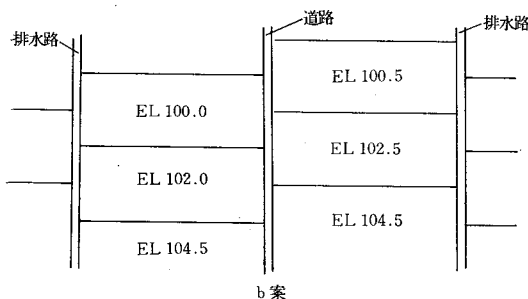
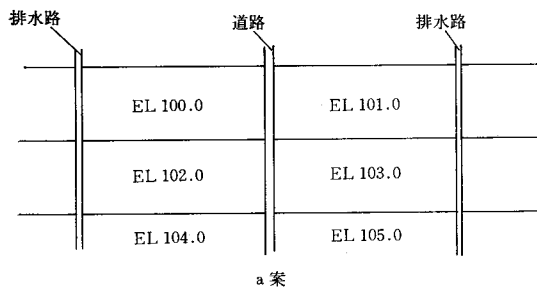


図-3 耕区配置の比較案

ることによって、道路高と、田面高との関係が改善されないか、検討することが必要である。図-3でB案のように道路右側のほ区を、左側ほ区の耕区短辺1/2のだけ、ずらして、耕区を設定すると、道路左右の耕区の田面差は少くなり有利である。

② 1ほ区道路

地形こう配が複雑で耕区長辺方向の田差が、1.2mを超えて隣接するほ区は、それぞれのほ区に耕作道を設けて、1道路1ほ区支配の形態とする。

この場合、路面から田面へは、0.2～0.6mの落差の下りこう配で進入できる高さを、原則とする。ただし地形の関係で路面から田面へ0.2～0.6mの上りこう配で進入する耕区が混在しても支障ない。

耕作道を各ほ区ごとに配置するのは、一見不経済のように見えるが、次のような利点がある。すなわち、①ほ区ごとのこう配に応じて、最適の道路こう配の設定や耕区短辺の長さ又は田差を、独立して計画できる。②上記理由のため土工量が節約できるほか、施工段取りが容易である。③土工のり長が減少しり面崩壊の危険が少くなる。④道路高と田面高の適正な計画で、農作業の安全度が増す。

3-2 農道の高さ

平場のは場では、農道を高くして耕区へは下りこう配で進入するのが原則とするが、急傾斜地帯の農道は田面への進入が、上りでも下りでも、どちらでもよいが、田面と道路との落差を小さくして、耕区への乗り入れの安全と便利さを確保しなければならない。

ほ区内各耕区の田面高と路面高との関係から、農道は次の3タイプとすることができる。

① 盛土道路

各耕区田面と路面との交点が、各耕区短辺の下流部附近にあり、進入耕区に対しては道路は高く、盛土位置にある。

道路隣接の非支配ほ区の田面が高くて、その田面と道路との間ののり面が長くなる場合に、のり面長の減少を計るために採用される。

② 切土道路

各耕区田面と路面との交点が、各耕区短辺の上流部附近にあり、進入耕区に対しては道路は低く、盛土位置にある。

道路隣接の非支配ほ区の田面が低くて、その田面と道

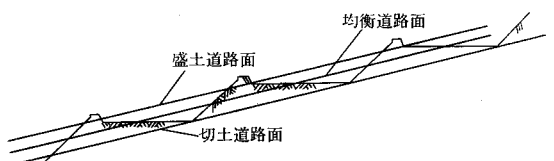


図-4 農道の種類

路との間のり面が長くなる場合に、のり面長の減少を計るために採用される。

③ 均衡道路

各耕区田面と路面との交点が、各耕区短辺の中央部附近にあり、進入耕区に対しては道路は上は盛土、下は切土となり、ほぼ切盛の均衡がとれている。

道路隣接の非支配ほ区と支配ほ区との田差が1.5m以下の場合、または2ほ区型道路のときは、どちらかの側のは区に対して、均衡道路とする。(図-4参照)

3-3 農道の構造

3-3-1 縦断こう配

道路のこう配は10%以下を原則とする。止むを得ない場合でも12%以下とする。

ただし12%を超えても15%以下のこう配が確保できるときは、路面をコンクリート厚12cm以上で舗装すれば計画してもよいものとする。

道路の起点から終点まで、(耕作道のときは最上段の耕区から最下段の耕区まで)同一こう配で施工する必要がなく、制限こう配の範囲内で地形なりに施工すればよく、路面と田面高の関係や、交差する道路相互の関係を重視する必要がある。

施工した道路が制限こう配内にあることを確認するためには、施工管理の出来形図によることとする。

3-3-2 方線

所要のこう配が得られるように配置を定める。

こう配確保が困難のため耕区に対して斜めの配置にな

る道路は、別記進入路の項で定める4タイプのうちのいずれかのタイプとする。

3-3-3 交差

道路交差部分は次の区分により、すみ切りを行なう。

① 交差角が90°未満の鋭角部分及び全幅3.0m以下の場合、すみ切り辺長2.0mとする。

② 交差角が90°以上の鈍角部分及び全幅3.0mを超える場合は、すみ切り辺長1.0mとする。

3-3-4 横断こう配

道路中央を両側から高くして路面排水を図る。

横断こう配は土砂道及び砂利道は3~6%、舗装道路は1.5~2%とする。

3-3-5 橋梁

橋梁の幅員は原則として道路と同じくする。

設計自動車荷重は次による。

全幅4m以下の道路……10t

全幅4m以上の道路……14t

3-4 進入路

道路から耕区への進入路は、次の原則により設ける。

① 路面と田面との落差の最も少いところへ設ける。この落差は60cmを超えないものとする。

進入路こう配は、上り又は下りこう配で、1/3より緩くし、全幅員は4mとする。

② 道路から耕区への進入角度は、90度を超える鋭角で設けてはならない。

図-5に示すように平行四辺形のは区(2-4-3準

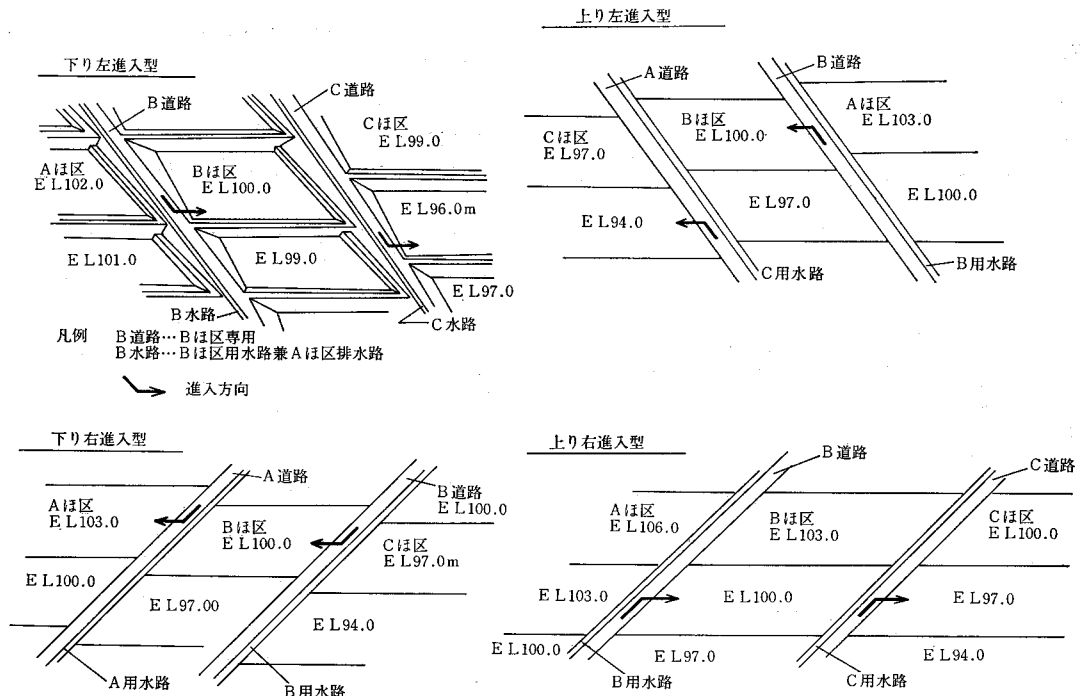


図-5 道路進入型のタイプ

方形区参照)では、この原則によれば進入路は、おのづから次のいずれかのタイプにより計画することとなる。

- 下り左進入型 下り右進入型
上り左進入型 上り右進入型

③ 耕区進入路と水路交差部は、進入路の上下流のベンチフリュームと等しい通水断面を有するベンチフリューム暗きょを埋設する。

4. 用水計画

4-1 計画用水量

計画用水量は、安定した水源を確保して、^{註3}次の点を考慮して決める。

① 将来の作付体系及び栽培体系に対応したかんがい期間中の総用水量及び時期別用水量。

これについては、土壤調査結果及び減水深測定結果から、ほ場整備後の用水量の変化を推定して日減水深を決定する。資料の全くない地区については日減水深 25mm として計画する。

② 代かき期と他の耕種管理時期を比較して決めたブロック用水量。

代かき日数については、100ha~50ha は 5 日、50ha 未満は 4 日とする。ただし機械揚水地域や、用水量に制限のある地域等は、それぞれの実態に即したものとす。また代かき水深は 150mm とする。

4-2 用水源

4-2-1 貯水池

最近30年間以上の雨量統計から求めたかんがい期間中の有効雨量の 1/10 確率年によって貯水池依存量を算出し、期間中の干天日数及び連続旱天日数をチェックする。有効雨量は 5mm 以上 80mm 以下の 80% ととする。

4-2-2 河川取水

計画基準年は取水地点の河川渇水量の確率 1/10 の年とする。長期流量記録のない場合は、実測した渇水量と連続旱天日数から 1/10 確率渇水量を推定する。

渇水比流量の算定にあたっては、上流地域内の地目(水田山林別)を区分しそれを加味した適正な渇水量を

把握すること。

小河川から取水する場合であって地区上流に水田があるときは、水利権を持っていても所要水量を確保することが困難な場合が多い。このようなときは、上流地区の必要量を調査して計画地区の使用可能量を定めること。

4-2-3 地下水、湧水

地すべり防止工事等により設置された集水井戸、水抜ボーリング等のほか、自然の湧水等の利用も検討する。

これらの水は直接利用するほか、既設又は新設の貯水池やタメ池等へ導水することは、水量の安定化に効果があるばかりでなく、水温上昇にも役立つ。

4-2-4 反覆利用

地形こう配が急であるから、水路配置を合理的に行えば、用排兼用水路として反覆利用することは容易である。また、地区内の排水を末端最下流に設けた貯水池等に導き、これをポンプ等により反覆利用する方法等も検討する必要がある。

5. 排水計画

排水計画では次の点に特に留意する。

① 地区外からの流入に対する対策及び承水路等についての検討

② 防災上の安全性を検討する。地区内末端小水路等も数ほ区分を合せて溪流等への放水等をも検討する。

5-1 計画排水量

最近30年間以上の雨量統計から求めたかんがい期間中の 1/10 確率日雨量を基準にする。

山間水田は地形こう配が急で当地方では 1/15 から 1/5 程度のものが多く、流出も早いと考えられるので、単位排水量も合理式で算出したものを使用する。平地地帯の末端小水路断面に用いる日排除の方式と比較すると、表一3のようになる。

6. 用排水路の末端組織

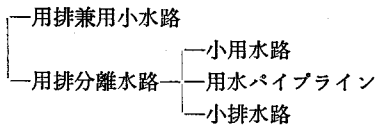
用排水路の末端組織はその目的により、次のように分類する。

表一3 確率 $\frac{1}{10}$ 単位排水量の算定表

mi³/s/km²

ブロック名	基準雨量 (R24)	合 理 式			日 排 除	
		雨量強度(I)	流出率(f)	単位排水量(Q)	流出率(f)	単位排水量(Q)
能 生	149.3	35.72	0.3	2.97	0.8	1.38
早 川	155.3	37.16	〃	3.09	〃	1.44
糸 魚 川	181.1	43.33	〃	3.60	〃	1.68
根 知	188.5	45.10	〃	3.75	〃	1.75
平 岩	116.2	27.80	〃	2.31	〃	1.08

註3 土地改良事業計画基準



地形が複雑なところでは、これらの方式を地区内で統一して行なう必要はなく、営農形態等も考慮して、関係者との協議により、地形に即して適所に計画する。

山間地の小水路はベンチフリューム管の既成品を使用した三面舗装とし、射流を以て流下させることを原則とし、特別のとき以外は落差工等は設けない。

射流水路のこう配の変換点等で、跳水のおそれのある場合は、次のいずれかの措置を採る。

① 取水ます設置の地点でこう配変換を行い、これに減勢ボックスの機能を持たせる。

② ベンチフリュームの上部に、コンクリートまたはコンクリートブロックでかさ上げを行ない、フリーボードの増加を図る。

③ 緩和縦断こう配を設ける。

6-1 用排兼用小水路

この方式は、小排水路を利用して用水の機能をも兼ねるもので次の特徴がある。

① 小用水路または用水パイプラインが不要となり、工費の節約ができる。

② 用水の反覆利用ができるので水の有効利用に有利である。ただしポンプ等による反覆利用のときは、パイプラインに劣る場合もある。

③ 計画田差1 m以下の地形では実施困難である。

用排兼用小水路は次の2タイプとする

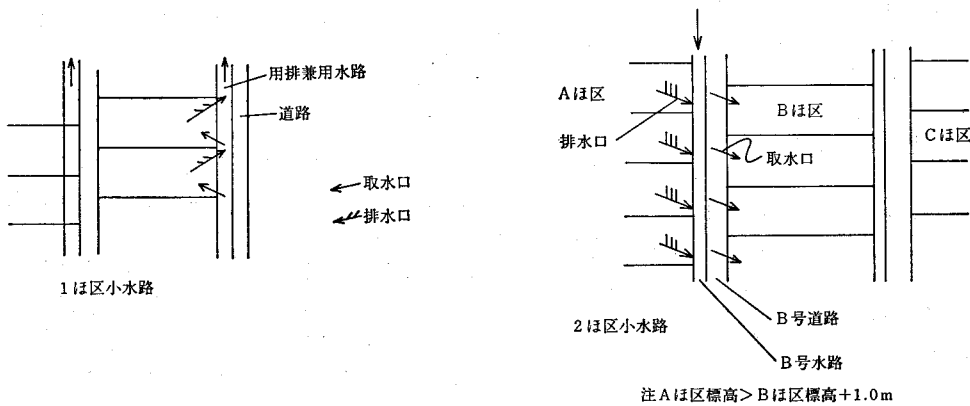


図-6 用排兼用小水路の模式図

a 2ほ区兼用型水路

耕作道の左右のほ区の田差が1 m以上あるとき、道路沿いの小水路は、高い方のほ区には排水路の機能を果たし、低い方のほ区には用水路としての機能を果たし、1本の水路で両側の2ほ区を支配するものである。

水路と道路の配置は図-7のように高いほ区Aのり尻に設け、Bほ区は、道路下にパイプを設置して取水す

る。

b 1ほ区兼用型水路

2ほ区水路が成立しないときのみ設けるもので、1本の小水路は片側の1ほ区のみを支配して用排兼用するものである。すなわち、取水口は耕区上流部附近の田面上から15cm以上のきょ底に設け、排水口は耕区下流部附近の田面下60cm以下のところへ設けるものである。

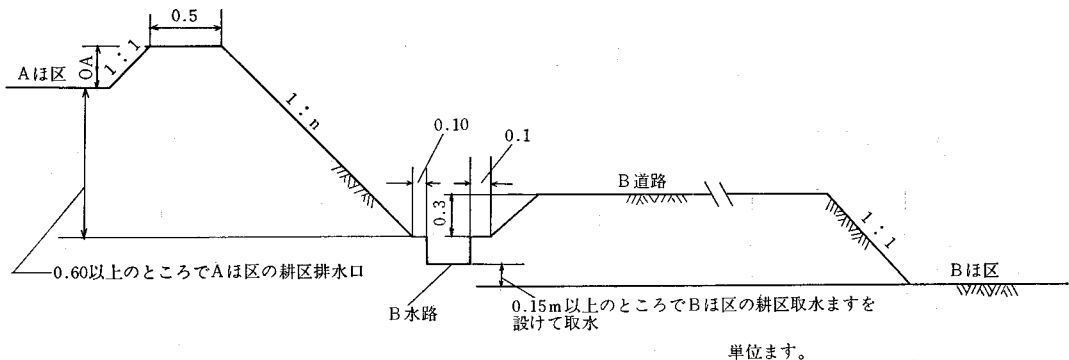


図-7 2ほ区兼用小水路標準断面

水路と道路の配置は図-8のとおり道路とその支配する耕区との間に設置する。

6-1-1 用排兼用小水路の断面

計画最大用水量と計画排水量を比較して、大きい方の流量が表-4に示す値以上のフリーボードをもって、流

下し得るような断面のベンチフリュームを使用する。ただし維持管理面を考慮し最小寸法は250型とする。

土工部断面は図-7、図-8に準ずる。

6-2 小用水路

① 計画最大用水量が流下する場合のフリーボードは

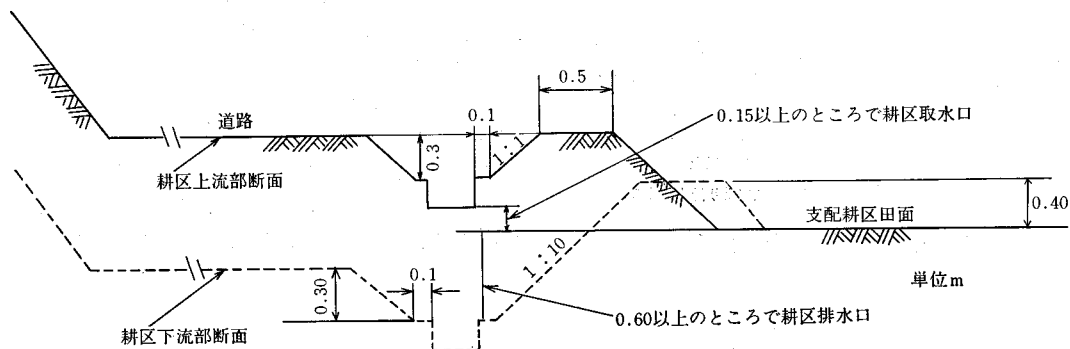


図-8 1区兼用型水路標準断面

表-4 ベンチフリューム水路最小フリーボード表

B. F型	300型 以下	400型 "	500型 "	600型 "	800型 "	1000型 "
最小フリーボード	mm 50	mm 60	mm 70	mm 80	mm 90	mm 100

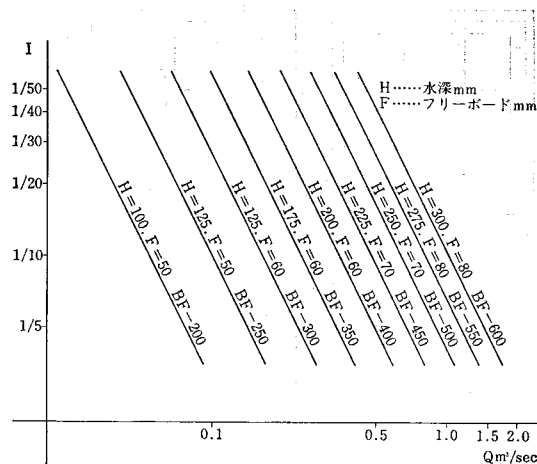


図-9 ベンチフリューム急こう配水路流量表

用排兼用小水路の場合と同じとする。ただしベンチフリュームの最小断面は200型とする。

② 土工部横断面は図-7及び図-8に準ずる

6-3 用水パイプライン

次の場合はパイプラインについて検討する。

① 水源がポンプ揚水で加圧が可能な場合及び水源標高が高く自然加圧が可能な場合。

② 用水不足のため導水配水損失量を、特に小さくし

たい場合。

③ 土地の起伏が不規則で、用水路の配置が複雑になる場合。

④ 汚水流入のおそれがある場合。

⑤ 小水路によるつぶれ地率の減少に対する地元の要求が強い場合。

⑥ 地すべり地帯では、管の移動、地すべり等に対する安全性が確保される場合。または維持管理に問題がない場合。

6-4 小排水路

6-4-1 一般事項

① 計画排水量が流下する場合のフリーボードは、用排兼用小水路の場合と同じとする。ただし、ベンチフリュームの最小断面は250型とする。

② 土工部断面は図-7及び図-8に準ずる。

6-4-2 小排水路の種類

① 切盛小排水路

地下水位等を考慮する必要の少い急傾斜地では、耕区上流端附近で水路底が田面より高くなり、この部分が盛土型になっても差しかえない。ただし、その耕区の下流端附近では、耕区排水に支障ないよう田面からベンチフリューム天端までは、60cm以上下げを原則とする。

② 切土小排水路

地形こう配 1/30~1/20 程度の緩い区では、地下水位の関係を考慮して、小排水路を全線耕区田面より低くして切土型にする。

この場合、小排水路は起点から終点まで、一定のこう配を設定するのではなく、各耕区ごとにこう配を設定する

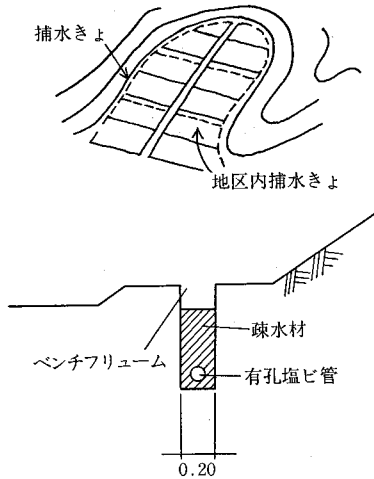


図-13 抽水暗きよの1例

合は、ヒューム管、その他の場合はポリエチレン管とする。

取水ますは小水路のベンチフリューム底が田面から15cm以上高い位置に設け、ベンチフリュームのきよ底より、取水パイプが高くならないように設置する。

この取水ますからその耕区の下流端までは、きよ底が田面より下っても差しつかえない。

パイプラインの取水は、アルファルフアバルブ等のバルブ方式とする。

6-5-2 排水口

耕区排水口は耕区田面からベンチフリュームの天端まで60m以上の落差が得られる位置に設ける。

排水呑口は、けい畔ののり面に設置できる既成品を用いる。耕区面積15アール未満は径100mm、15アール以上は径150mmのポリエチレン管とする。

6-5-3 せき

山間地の水路にせきを設けることは、維持管理上と防災上問題があるので、小排水路以上の水路は、せきを設けなくても水管理が可能な構造とする。

7. 地下水処理工

地区外周辺や地区内からの湧水が多い場合は、抽水暗きよを設ける。

山間急傾斜地では一般に、地形こう配に平行して地下水は存在しており、ほ場整備等により地表水が完全に排除されれば、湧水地点等を除いては乾田化するのが普通である。

けい畔ののり尻、切土整地部附近では、上段耕区からの浸透等で地下水位が高く、地耐力の減少傾向がある反面、耕区下流側の盛土部附近は下段耕区と大きな田差が

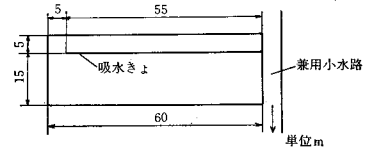
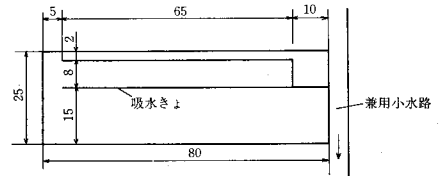
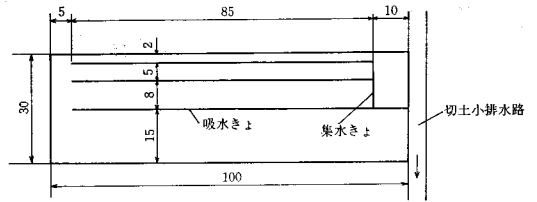


図-14 暗きよ排水設置の1例

あるので地下水位が低く、地耐力も大きい傾向がある。これらについては、整地が完了した一作後において、的確に実情を把握し、暗きよ排水の必要性を検討する。暗きよ排水を必要とする場合は次による。すなわち、吸水きよは地下水位の高くなり易いけい畔ののり尻附近に重点的に配列し、これを集水きよによって必要な落差が得られる水路へ排水する。

8. おわりに

従来とり残されがちであった山間地におけるほ場整備も、農村基盤総合整備事業(ミニ総バ事業)や団体営ほ場整備事業等で大きく前進しようとしている。山間地のほ場整備事業は、その特別な地形のために、また防災上の配慮等のために平場に比して工事費が割高となり易い。本指針(案)を、たたき台にして山間地のほ場整備が一步でも進歩すれば望外の喜びである。

参考文献

1. 土地改良事業計画設計基準ほ場整備(水田)農林水産省構造改善局
" 水路工パイプライン "
2. 傾斜地水田のほ場整備についての報告
農業土木学会誌第40巻第6号
3. 農村整備その計画から実施まで
農村整備編集委員会, 地球社

る関心は急速に高まりつつある。

地元農家の強い要望のある地域では、国営かんがい排水事業のなかでも畑地用水を取りくんだ地区が多数出現しているが、末端の配管を行ない散水施設を設置して、本格的な畑地かんがい実施されるのはこれからである。

五区地区の主要目はタマネギであるが、従来から早ばつによる被害が大きかったため、かなりの農家が地下水等を揚水し、個人的にスプリンクラーによるかんがいを行ってきた実績がある。

富良野地方は、ここ数年連続して早ばつが続いたため地下水などの不安定水源を解消して、安定した水源を求め、本格的な畑地かんがい実施の要望が急速に高まった。

当時、この地域は、主として水田を対象として、金山ダムを水源とする国営による空知川総合開発事業が実施されていたため、その一部を変更して、畑地かんがいのための用水を確保することとなった。

既に国営事業は、本地区関連分はほぼ完成しており、幹線水路からファームポンドまで造成されている。

本地区は道営畑地帯総合土地改良事業として、地区の末端を整備するものであり、畑地かんがいは、農道などと共に、その基幹をなすものである。

表一 畑総事業概要

受益面積	386ha
畑かん	345ha 用水路 230,800m
農道	4,850m
暗渠	50.4ha 透水渠 112.4ha
客土	51.6ha
明渠	5,040m

昭和51年度から既に着工しているが、今年、その内の25ha程度が末端散水施設まで完成する運びとなったのでその概要と特色の一端を紹介するものである。

II 地域の概況

1. 自然立地の現況

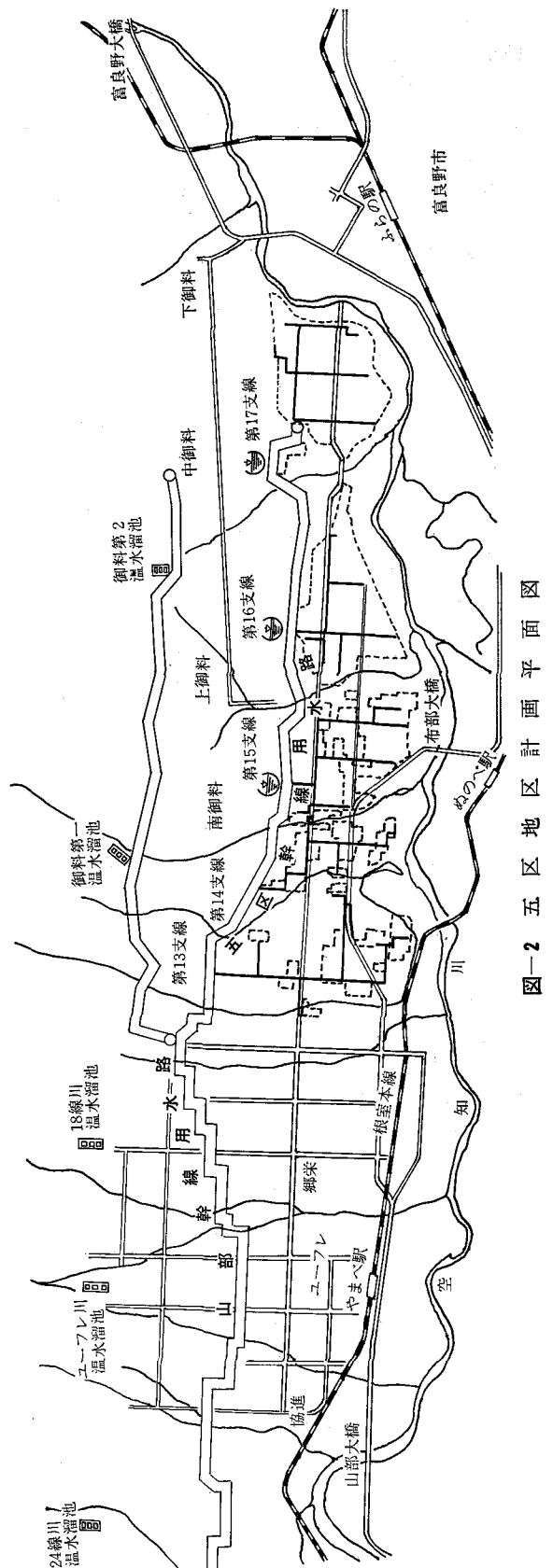
本地区は、北海道のほぼ中央部にある富良野盆地のほぼ中央に位置する富良野市(別名へその街とも称される)山部に所在し、東西は空知川と芦別山系にはさまれ、南北は富良野市街と山部市街の中間に位置する空知川沿いの沖積地帯である。

集落構成は、上五区、中五区、下五区の3団地に区分されている。

地形は、上五区、中五区は東西に緩傾斜をなしており下五区はほぼ平坦である。

傾斜度は、3°以内にはほとんどが入っている。

受益農地の標高は、おおむね170mから250mの範囲



図一 五区地区計画平面図

である。

2. 土 壤

主体をなすものは、空知川の流域に発達した氾濫堆積物に由来するもので、容積重が大きく密度の高い土壌が母体となっており、それに芦別山系からの小河川による扇状堆土が局部的に覆っている、これは腐植の多い、堅密度の小さい土壌である。

調査の結果、母材は、非固結水成岩であり水積による堆積形態をなしている。

地区内は、図-3に示す如く、おおむね5種類の土壌統に区分されるが、その内、主たるものは山崎統であり

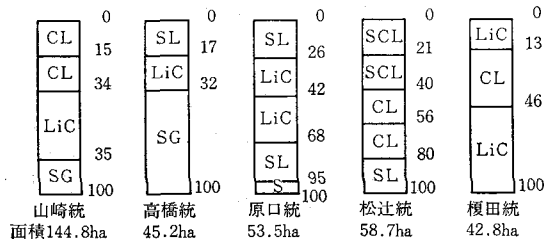


図-3 土 壤 柱 状 図

約40%を占めている。

高橋、榎田両統は腐植に富み、表層に礫を含んでいる。

3. 気 象 概 況

富良野市の気候は、北海道特有の大陸性を帯び、旭川帯広の如く寒暑の差が大で、雨量は、春から夏にかけて少く、秋季に多いのが通例である。

年平均気温は6℃内外であるが、日較差、年較差ともに大きい点は他との比ではない、年較差は-30℃下から+30℃以上にも昇り、実に、60~70℃の差がある。

この地域の一般気象および特殊気象は表-2に示すとおりである。

表-2 気 象 表

(1) 一般気象

項目	期間		
	5月~10月	11月~4月	計
平均気温(℃)	16.7	-1.5	6.1
降水量(mm)	平均	699.4	590.0
	基準年	591.7	525.0
降水日数	平均	68	106
	基準年	53	119
			174
			172

(2) 特殊気象

項目	順位										
	第 1 位				第 2 位				第 3 位		
	数量	年 月 日	確率	数量	年 月 日	確率	数量	年 月 日	確率		
最大日雨量	118.6	S33 7/23	1/31	92.0	S45 9/17	1/15	90.0	S32 9/17	1/10		
最大時間雨量	57.3	S45 8/14		54.4	S30 8/30		53.3	S38 8/3			
最大連続雨量	286.9	S30 7/17~24		153.3	S20 7/31~8/4		145.3	S30 8/10・11			
連続干天日数	19	S42 5/16~6/3		15	S36 5/16~29		14	S41 5/16~29			

4. 最近の降雨の傾向

最近の傾向として、一般的に異常気象の頻度が増大しているといわれているが、東大演習林観測所(山部)の記録を見ても、昭和41年から51年までの11年間で、降雨量が僅少なため、渇水月となり、かんがいに支障があったのが、表-3に示すとおり6回も発生している。

しかも、これが後半の昭和47年以降に集中している。

連続旱天日数について見ても、気象データでは第1位が昭和42年の19日であるが、旱天期間のなかで、いくらか降雨があったとしても焼石に水である。

従って実質的には、これをはるかに上まわると見てよい。

これを特に空知川上流土地改良区(事業申請主体)で昭和48~52年の日雨量に基づいて、営農との関連において検討された資料(表-4)によると、旱天により実質的に被害を及ぼす期間は1ヶ月にもおよび、数年継続して発生している。

表-3 最近10カ年の記録(月の合計)

年	月				備 考
	5月	6	7	8	
S41	74.0	119.8	190.4	207.5	
42	63.5	186.2	121.1	58.0	
43	152.1	63.9	130.4	229.0	
44	133.0	148.0	87.3	327.5	
45	72.1	89.1	101.4	138.0	
46	91.8	79.7	170.1	64.3	
47	108.4	151.3	(53.8)	101.9	
48	69.4	(30.1)	(44.0)	319.6	
49	96.8	113.0	(45.6)	243.7	
50	159.1	(54.8)	154.6	247.7	6/6~6/18 連続旱天
51	67.4	128.8	(48.9)	94.2	8/22~23 6号台風 160.7mm
平均	100.26	103.28	110.32	194.76	

注()は最近年で特に降水量僅少のため渇水月で、かんがいに支障あったもの。

表一 4 実質連続旱日数 (かんがい期)

年度	連続旱日数 (期間)	その間の 降雨量	5 mm 以上降った日 (雨量)
48	36日(6.23~7.29)	17.1mm	
50	31日(5.18~6.17)	17.8日	6.5(13.0%)
51	29日(6.29~7.27)	25.5日	7.7(8.1)7.14(11.5)
52	28日(6.3~6.30)	8.4日	6.11(5.6)

注 48年は降雨分布が比較的順調であった

5. 作目 (タマネギ栽培の発展経過)

本地区はタマネギを主作物とした地帯であり、この地域のタマネギ栽培の発展経過については、明治39年、札幌より「札幌黄」の種子を取寄せ、下五区に播種されたのが始まりとされており、それ以来現在まで連作されている。

この間、全道的なタマネギバエの発生や、干ばつ、或は空知川の水害などに悩まされ、昭和26年頃には、富良野市全体の作付面積が10ha以下に減少したこともあったが、その後、徐々に伸び、昭和30年代に入ってから増加は著しいものがあり、昭和42年には、国の野菜産地の指定を受け、富良野市における最近五ヶ年の生産量は表一5のとおりである。

表一 5 タマネギ生産量 (富良野市)

年	作付面積	10a当り収量	生産量
45	409ha	4,280kg	17,505 t
46	484	4,400	21,296
47	589	4,200	24,738
48	671	2,770	18,586
49	749	3,940	29,511

需給先についても「富良野タマネギ」の銘柄が固定しており、約90%を京浜、中京、中国方面の道外へ出荷し、道内も、旭川、札幌方面が主であることから安定した作目として、消費、流通対策は万全である。

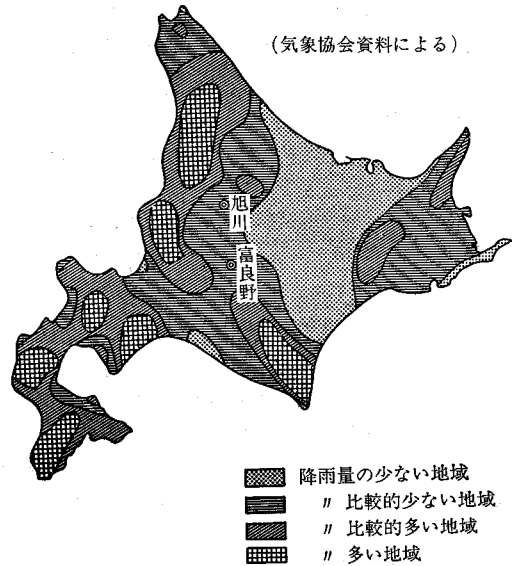
III 計画樹立までの経緯

前述したように、この地区は、タマネギの生産地として、立地条件には非常に恵まれているが、只一つの欠点としては以前から水不足に悩まされていたことである。

北海道の降雨分布図一4からも、富良野盆地は降雨量の比較的少ない地域に属し、早ばつによる生産量の減少が著しいため、15年ぐらい前から自力で地下水を揚水し、かん水を行なう農家も現れた。

特に、昭和47年以降、早ばつが甚だしかったため、応急対策として、地下水による畑地かんがい大幅に普及することとなった。

しかし、地下水に対する依存量にも限度があるため、



図一 4 北海道の降雨分布図

特に、地下水の減少に対する対策や、揚水施設等の維持管理の節減、営農労力の節減などにより、営農の改善を図ることについて、関係者の中で再三議論が交された結果、昭和46年度に土地改良事業による畑地かんがいを推進すべきであるとの結論に達した。

冒頭でも述べたように、これより先、多目的ダム法に基づき、昭和42年、空知川の上流に完成した金山ダムを水源として、この地域の農業開発の一端を担う、空知川総合開発事業が昭和37年度に計画樹立されて実施されており、そのなかで、開田を主体として、周辺の既水田の補水も含め、2000haを超える水田に対するかんがい工事が見込まれていた。

本地区の周辺、山部ブロックでは、溪流が13条にもおよび、水源流量が豊富であることから、戦後、特に水田化への熱望が大きく、開田が進められてきたが、昭和44年以降の開田抑制に伴ない、開田予定地の一部は畑地として浅さざるを得なくなった。

従って、国営事業でも、金山ダムは既に完成されており、用水計画について再検討がなされていたが、折しもタマネギ生産地帯をはじめとして、自然状態で、かんがい用水にも恵まれず、低位生産に甘んじている畑地帯農家の強い要望により、水田かんがい事業と併せて、散水方式による畑地かんがい1,000ha余を取入れるべく、計画が変更されることとなった。

ここに、ようやく水不足に悩む畑地帯の用水対策が確立されたが、本事業は、その内のタマネギ専業地帯、345haの末端畑地かんがい施設を施工するものである。

IV タマネギのかんがい効果

1. 増収および品質の向上

北海道では本州に比較して降雨量は少ないが、その降り方にむらが多く、特に春先は乾燥の続くことが多い。

この時期にかん水すると定植、発芽等の初期生育の促進、肥料の吸収効果を高め、増収効果が得られると共に、安定した生産が約束されることが道内の各種試験によって確かめられている。

その一例として道立中央農試が、道中地方は極めて乾燥状態であった昭和48年、樺戸郡新十津川町で行なったかん水試験の成績によると、同一条件で肥培管理をしたほ場を、かん水区と無かん水区に分け、かん水区は半径20mのスプリンクラーで5月27日から7月10日までの間に5回、計15,000l/aをかん水して比較した結果、収量比で45%の増収となっている。

品質的にも、かん水を行なうことによって球形の大きいものが多くなりL、LLの占める割合が増大している。

また、昭和49年、タマネギの生育におよぼす土壌水分の影響についての試験も行われている。

この試験は、土壌水分を、PF2.0程度の少水分、PF2.3程度の中水分、PF2.0程度の多水分の3区分に保ち、生育の肥大前と肥大期に分けて9種類について比較調査したところ、かん水試験とほぼ同様な傾向であり、肥大期までの多水分区ほど生育が旺盛である。

2. 営農労力の節減と農家の保健衛生への寄与

最近、特に病虫害が多発しており、タマネギの移植から収穫まで、十数回に亘って、防除のための薬剤撒布を余儀なくされていたが、これがスプリンクラーで実施出来る。

また、除草剤の撒布、或は適時の液肥の施用等と併せて、労力の節減効果は著しいものがある。

更には、多くの農家が農薬撒布による汚染で、何らかの身体の異常を訴えている現況から、保健衛生上からも必須の施設であるといえる。

3. その他の効果

雪解けが遅いため、春の農作業に支障となる年もあるので、撒水による融雪の促進、畑地用水のコントロールによる出荷時期の調整なども可能となる。

更には、水を多く必要とする新たな商品作物や多収型品種の導入が可能となり、安定した計画生産の出来る畑作経営に志向出来るなど、幅広い利用が期待される。

V 用水計画の諸元

本地区の用水量は、国営山部土地改良事業基本計画に従っているが、国営計画でも、途中で畑地かんがいを追加した経緯もあって、その決定に当っては、昭和46年5月から10月の期間、北海道開発局土木試験所による現地調査および各種試験、地元農家の協力による観測結果などに加えて、近傍の国営で畑地かんがい計画を樹立した

上川南部地区(美瑛町、上富良野町)、東郷地区(富良野市)の試験成績を参考の上決定されている。

① 日消費水量 4mm

② 間断日数

$$\text{間断日数} = \frac{T.R. AM(24)}{\text{ピーク日消費水量}(4)} = 6 \text{日}$$

* TRAM=24mm

③ かんがい効率 75% (適用効率80%, 送水損失5%)

地形勾配が30%以下、平均風速が2.0m前後

④ 粗用水量

$$\text{粗用水量} = \frac{\text{純かんがい水量}(4 \times 6)}{\text{かんがい効率}(0.75)} = 32 \text{mm}$$

⑤ かんがい期間

5月2日～9月30日

⑥ かん水対象面積、345ha (タマネギ)

⑦ 所要水量

純用水量 1,876,900m³

有効雨量 1,673,249〃

全用水量 3,550,149〃

VI 散水計画

散水方式は、作目形態から、水滴が細かく作物損傷のないスプリンクラーを採用している。

1. 散水強度

地区の経営形態および労力の供給などから、1日の作業時間を15時間とし、水源取水地点標高と畑地の標高より最も経済的で、しかも水管理上有利で、散水圧力(4kg/cm²)を考慮して、ローテーションブロックの大きさ5haを程度とすると許容散水強度は、10～12mm/hrの範囲内に納める事が最も妥当であるとされている。

現地における、インテクレートの測定結果、最低値でベシック値26.5mm/hrを示しており、一般に作土では大きな値であるが、許容かんがい強度をベシックインテクレートの1/3を目安とすると、10mm/hr程度が妥当とされる。

また、諸資料により、検討した結果からも、土壌、地形傾斜度などから、この程度が適当であると判断される。以上に基づき、次のとおり計画されている。

① スプリンクラー配置

スプリンクラー間隔 ML=18m

スプリンクラーライン間隔 SL=19m

② 散水器具の決定

$$q = \frac{h_1 \times ML \times SL}{60T} = 60.8 \text{l/min}$$

必要散水深 $h_1 = 32 \text{mm}$

かんがい時間 $T = 3 \text{hr}$

③ かんがい強度

$$I = \frac{60 \cdot q}{A} = 10.7 \text{ mm/hr}$$

2. スプリンクラー

以上の条件に適合する機種として選定されている。

① 機種

ノズルサイズ 5.6×4.8mm
 散布量 62.5 l/min
 散布直径 37m
 水圧 3.25 kg/cm²

② この機種による散水強度

$$I = \frac{60 \times 62.5}{18 \times 19} = 10.96 \text{ mm/hr}$$

$$= 1.37 \text{ ha} \times 6 \text{ 日} = 8.2 \text{ ha}$$

ここで1セットとは1ラインに5個のスプリンクラーを設置し、2ライン組合せたもの、1回3時間かんがいで4回移動、 $(18 \times 19 \times 5) \times 2 \times 4 = 1.37 \text{ ha}$

② ローテーションブロック数の決定

標準的なほ区としては、道路、排水によって区分された、546m(300K)×456m(250K)の約25haの区画となっており、これを6戸程度で所有している
 従ってブロック数は、

$$N = \frac{\text{対象面積}}{1 \text{ ローテーションブロック面積}} = \frac{25.0}{8.2} = 3 \text{ ブロック}$$

4. 末端かん水計画

① 組織容量の決定

$$Q = 166.7 \times \frac{A \times h_1}{F \times H} = 166.7 \times \frac{25.0 \times 32}{6 \times 12} = 1.852 \text{ l/min}$$

Q：かんがい組織全体の必要散水量(l/min)

A：かんがい面積(ha)

F：間断日数(日)

H：1日の実かんがい時間(hr)，1回3時間
 4回移動

② かん水面積計画

1日当りかん水面積

$$A = \frac{\text{対象面積}}{\text{間断日数}} = \frac{25.0}{6} = 4.17 \text{ ha}$$

1日1回当りかん水面積

$$a = \frac{\text{対象面積}}{\text{移動回数}} = \frac{4.17}{4} = 1.04 \text{ ha}$$

③ 必要水量

$$Q = \frac{ML \cdot SL \cdot I}{60} \times N = \frac{18 \times 19 \times 10.96}{60} \times N$$

N：スプリンクラー個数

5. 低圧用スプリンクラー

末端施設，1,009セットの内18セットについては、所定水圧が低いため、低圧用を使用した。

① スプリンクラー間隔

$$ML = 15.0 \text{ m} \quad SL = 18.0 \text{ m}$$

② 散水器の決定

$$q = 48.0 \text{ l/min}$$

③ かんがい強度

$$I = 10.67 \text{ mm/hr}$$

④ スプリンクラー

ノズルサイズ 5.6×4.8mm

散布量 49.5 l/min

散布直径 29.9m

水圧 2.25 kg/cm²

$$\text{散布強度} \quad I = \frac{60 \times 49.5}{15 \times 18} = 11.0 \text{ mm/hr}$$

⑤ ローテーションブロック

3. ローテーションブロック

① ローテーションブロックの決定

$$A = 1 \text{ セットによる1日のかんがい面積} \times \text{間断日数}$$

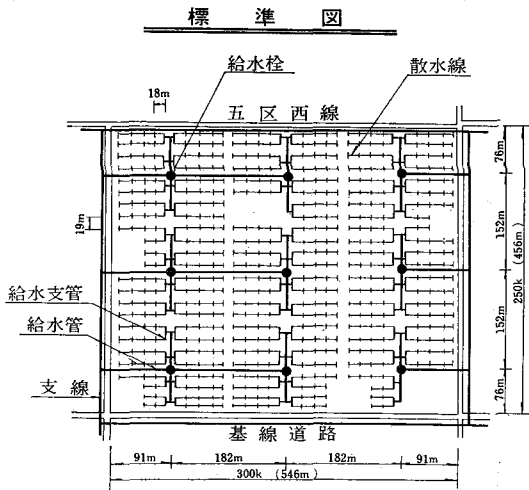


図-5 末端道路配置

スプリンクラーの配置は
 長方形とする

1セット
 1ライン5個スプリンクラーを
 2ラインとする

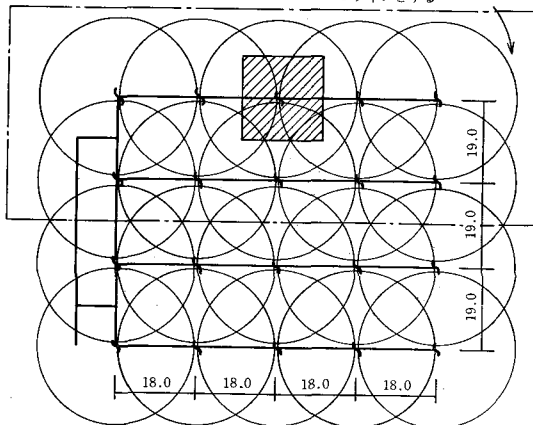


図-6 スプリンクラー配置図

$$Q = 2.78 \cdot \frac{Dm/E}{T} \cdot am \times \frac{1}{1000} (\text{m}^3/\text{s})$$

Dm : ピーク時の平均消費水量(加重平均)
mm/day

E : かんがい効率

T : ピーク消費量 Dm 時間の日かんがい

正味時間

am : かんがい面積 (ha)

ha 当りでは

$$q = 2.78 \times \frac{4/0.75}{12} \times \frac{1}{1000} = 0.00124 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha}$$

農業用水の多目的・完全自動管理施設

営業種目

畑地かんがい工事の調査, 設計, 施工
多目的水管理, 完全自動施設, 設計, 施工
各種スプリンクラー及び附属品の製作販売
牧場し尿かんがい施設設計施工

東洋スプリンクラー株式会社

本社	東京都中央区八丁堀4-6-9 コバリビル	TEL 03 (553)5551(代)
工場	茨城県石岡市柏原工業団地9-1	TEL 02992(3)6101
出張所	札幌市中央区北2条西4丁目北海道ビル	TEL 011(221)0291
〃	秋田市山王7-5-31	TEL 0188(62)7545
〃	福島市五老内町7-17叶ビル	TEL 0245(33)6844
〃	長野市大字栗田1010-1	TEL 0262(27)2751
〃	静岡市両替町2-4-9 日映森岡ビル	TEL 0542(53)3743
〃	高松市福岡町2-24-28	TEL 0878(51)4976
〃	福岡市中央区天神1-12-14 渡辺ビル	TEL 092(751)4743
〃	前橋市元総社町ミクロ1058	TEL 0272(51)3069

河 川 協 議 (6)

—農業水利と水利調整の動向について—

川 尻 裕一郎* 千 賀 裕太郎*
谷 萩 真 一* 原 田 義 春*

目 次

- | | |
|------------------------|----------------------------|
| 1. はじめに.....(60) | 4. 農業水利権と水利調整の問題点.....(66) |
| 2. 農業水利をめぐる情勢.....(60) | 5. おわりに.....(69) |
| 3. 農業水利権の実態.....(65) | |

はじめに

これまで5回にわたって、シリーズ“河川協議——水利権取得の事例紹介と解説——”を掲載してきた。その内容のあらましは次のとおりである。

- 第1回(29号, 52. 6) : 総取水量表示地区の事例として、「八郎潟干拓地区」および「多根地区」
- 第2回(30号, 52. 9) : 水利権転用地区の事例として、「津山東部地区」および「鎭川地区」
- 第3回(31号, 52. 12) : 多目的ダムにより補給をうける地区の事例として、「白川地区」および「永川下流地区」
- 第4回(32号, 53. 3) : 特定多目的ダムの基本計画策定協議の事例として、「蓮ダム」および「玉川ダム」
- 第5回(33号, 53. 6) : 農業水利の変動性に着目して取水期間に余裕をもたせた地区の事例として「九頭竜川左岸地区」

そこで今回は、農業水利の現況とそれをとりまく状況をふまえて、農業水利と水利調整に関する課題を中心に記述しよう。

これらのシリーズを通読いただければ、河川協議の基礎的事項について、実態に即して理解を深めることができよう。もちろんこれら9地区が全て普遍性をもつものとはいえないし、解説の中には不十分な点もあろう。しかし、一応、当初の目標を達したものとして、本稿をもってまとめたい。

2. 農業水利をめぐる情勢

(1) 農地面積の動向

我が国の農地面積は、昭和50年現在で 5,572ha であ

表-1 農地面積の長期見通し
(単位:千ha)

区 分	50 年	60 年	65 年
田	3,211	2,900	2,790
畑	2,362	2,950	3,130
(うち畑かん面積)	112	1,031	1,287
計	5,572	2,580	5,920

り、内訳は、水田3,171ha、畑2,362haとなっている。将来の見通しは、表-1に示されているとおりであるが、60年については「長期見通し」により作成したものであり、65年については「60年見通し」を基礎に試算したものである。このうち、水を必要とする面積は、水田は全てであるが、畑については、「土地改良長期計画」をベースに独自に試算すると、60年約100万ha、65年約130万ha程度必要とされる。

一方、水需要の大きい水田について、線引区分別にみると表-2のとおりであり、さらに、農地移動の最近の動きからみると、都市化の影響が強まっていることを考慮に入れなければならない。

表-2 線引区分別水田面積

土地利用基盤整備基本調査(51. 3)		
農 振	農 用 地	2,482
	白 地	461
市街化調整区域		78
市街化区域		175
計		3,196

すなわち、農地のかい廃状況は、40年から50年にかけて95万haであったが、これを都市圏の水田についてみると、表-3のとおり、ここ約10年の間に16~18%程度の

* 構造改善局

表-3 水田のかい廃状況

単位 ha

区 分	都 府 県	S. 41 ~ 45		S. 46 ~ 50		全体水田 面積 S. 50
		面 積	%	面 積	%	
首都圏	東京・神奈川・千葉・埼玉	14,816	7	22,505	11	175,700
中部圏	愛知・岐阜・三重	13,653	6	23,099	11	194,100
近畿圏	大阪・京都・滋賀・兵庫・奈良・和歌山	22,319	7	29,410	11	247,300
中国圏	岡山・広島	8,992	5	16,680	11	138,100
北九州圏	福岡・佐賀	5,570	4	9,149	6	142,900

減少率となっている。

また、都市近郊における土地改良区の受益面積のうち市街化区域内にある割合がどうなっているか見たものが表-4である。

表-4 都市近郊における農地の市街化区域内にある面積割合（土地改良区単位）

局 名	都 市 名	地区名	受益面積	市街化率
北 海 道	札 幌	1	B	100%
		2	D	100
		3	A	100
東 北	仙 台	1	D	20
		2	D	10
		3	A	29
関 東	東 京	1	A	100
		2	B	27
		3	C	20
東 海	宇 都 宮	4	D	29
		5	B	19
		6	D	2
	岡 崎	1	A	30
		2	B	30
		3	C	18
		4	A	14
		5	B	12
		6	D	—
北 陸	大 垣	7	B	23
		8	C	0
		9	D	6
	新 潟	1	C	6
		2	C	4
		3	A	5
		4	D	8
		5	C	11
		6	D	10
近 畿	奈 良	1	C	17
		2	B	61
中 四 国	徳 島	1	A	0
		2	B	8
		3	B	12

局 名	都 市 名	地区名	受益面積	市街化率
九 州	高 松	4	C	28
		5	A	0
		6	B	15
	福 岡	1	B	44
		2	A	93
		3	B	74

調査方法：農政局聞き取り

規模別
 0 ~ 500 ha A
 500 ~ 1,000 " B
 1,000 ~ 3,000 " C
 3,000以上…… D

このように、農地と水という関連でいえば、食糧需給というマクロ面で農地が必要であると同時に水が必要であるが、一方、都市の農地が危険にさらされていると同様、水も危機的状況にあるといえる。特に、表-4で見たように、都市近郊の土地改良区は農業地帯の水管理ばかりでなく、市街化区域に含まれる農地についても水管理を行うという用水管理において複雑かつ多様な形態が生れつつある。

(2) 地域の変ぼうと農業水利の状況

高度経済成長に伴う地域の変ぼうは、特に都市周辺と同時に中山間地帯でも著しいものがある。前者は、農地のスプロール化、農家の兼業化、水質悪化、後者は主として過疎化などにより、いずれも永年保ってきた伝統的慣行水利権秩序の崩壊を招いている。草堰、土水路等の前近代的施設の維持、補修や、土地改良事業により近代化された頭首工、揚排水機、幹線水路の維持管理、その配水、分水操作等が費用の面でも、労働力の面でも困難となっている地区が多い。こうした実態の中で、農業維持のため、現実的には、水管理の省力化、施設改良の代替手段として現在の権利水量を活用する事例が多く、さらに進んで水利権を都市用水へ転用して管理費の一部に当てたり、施設の所有、管理権そのものを自ら放棄し市町村等へ移譲するケースも少なくない。

(3) 水需給の逼迫と河川管理の強化

農業用水は、河川法により規制と保護を受ける対象とされている他、その確保、合理化のための事業を土地改

良法で実施するなど施策が行われているが、近年、水需給のひっ迫に伴い、他部門から農業用水の転用について強い期待が寄せられている。

一方、河川管理は、昭和30年以降、河川法、特定多目的ダム法等の法制を根拠に、水需給のひっ迫を背景として、河川の洪水防御にとどまらず、河川の低水位制御（利水管理）に深くかかわるようになり、特に、利水基準年の一方的決定や、量的根拠の必ずしも明確でない「河川維持流量」の確保と、その主要地点（河川基準点）における維持を、利水に優先して行なおうとする傾向があるなど、各種利水への規制が強化されてきている。

(4) 水資源新規開発コストの上昇と農業用水の確保調整問題

図-1は利根川における水資源新規開発コストの推移である。他の河川においても、技術的にも、社会的にも水源適地の減少により新規開発コストが上昇し、ダムの建設はますます困難となりつつある。また、開発計画が作成されたものにあつては、ダムによる用水供給が開始されるに至るまでの間が、次第に長期化する傾向にある。

このような情勢の中では、既得水利権の再配分を含めた流域内需給調整が重要な課題となり、既得水利権から新規都市用水への転用などが積極的に推進される傾向が強まるが、農業用水としては、いったん既得の水利権量を減少、放棄すれば、これを再び回復することはまず不可能であることから、必要水量の確保を厳しく行うとともに、流域における農業用水の需給調整を主体的に行う方向がとられる必要がある。

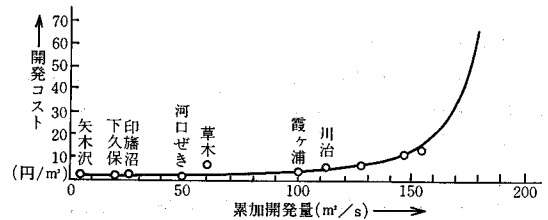


図-1 利根川水系の開発コストの傾向

(5) 水質悪化

流域の都市的土地利用の増大は、取水河川の水質を悪

表-5 水供給の現状

(単位：億 m^3 /年)

地域区分	都市用水	農業用水	合計	水源内訳			
				河川水	地下水	その他	
北海道	16.4	43	59.4	54.9	4.4	0.1	
東北	28.8	158	186.8	155.4	12.1	19.3	
関東	内陸	18.2	73	91.2	58.2	28.7	4.3
	臨海	59.1	27	86.1	67.0	14.9	4.2
	計	77.3	100	177.3	125.2	43.6	8.5
東北	海陸	52.4	41	93.4	54.5	32.0	6.9
		13.9	33	46.9	35.4	9.0	2.5
近畿	内陸	11.4	21	32.4	23.0	6.3	3.1
	臨海	39.6	26	65.6	46.2	9.1	10.3
	計	51.0	47	98.0	69.2	15.4	13.4
中国	山陰	2.9	14	16.9	13.6	1.0	2.3
	山陽	22.3	37	59.3	41.8	3.3	14.2
	計	25.2	51	76.2	55.5	4.3	16.4
四国	13.6	24	37.6	25.2	6.3	6.1	
九州	北九州	14.5	40	54.5	40.3	4.6	9.6
	南九州	11.7	32	43.7	31.6	6.0	6.1
	計	26.2	72	98.2	71.9	10.6	15.7
沖縄	1.4	1	2.4	1.8	0.3	0.3	
全国計	306.2	570	876.9	648.9	138.0	89.3	

(注) 1. 数値は取水量ベースである。
2. その他は湧水、ため池等である。

化させるだけでなく、農業用排水路へ充分に処理されていない汚水が流入し、適正な水質の維持を困難としている。汚水の流入は稀釈用水を必要とするなど用水増加の重要な要因となっている。

(6) 不安定取水の増大と長期水需給見通し

先ごろ(53年8月)国土庁から水需給の長期通しである「長期水需給計画」が発表された。将来的に農業用水の需給がどうなるか一つの資料を提供しているとともに、都市需要の増大による不安定取水の問題があるのでここで若干言及しておくこととする。

まず、昭和50年における水供給の現状が表-5に示されている。我が国の国土にもたらされる年間平均降水量は約1800mmで、総降水量は年間約6,700億 m^3 であり、これから蒸発散量を差引いた量(水資源賦存量)は約3,300億 m^3 であるから、昭和50年の水資源利用率は、26%となっている。

一般に、河川の水利秩序は、渇水基準年(10年に一度程度の渇水年をとっている)の利水確保がたてまえてされている。従って、新規水利権の設定も、ダム等の貯留施設を建設し、当該新規取水と既得取水に対し渇水補給を行って、利水安全度を低下させない限りで認められるべきものである。ところが、地域における都市用水需要の急増が、このような渇水補給措置に先行する場合には、暫定的な権利として新規都市用水の水利権が付与されることが多い。この場合の水利権は、他の既得水利権の取水後、なお河川水がある場合に限ってその範囲でしか取水できず(豊水水利権)、かつ各年度ごとに許可の申請をしなければならぬ(暫定水利権)。この限りではまことに不安定な水利権である。このような不安定水利権の存在は、河川の利水安全度を著しく低下させる。昭和50年における水供給の現状で重要なことは、すでに不安定水利が、全国で約33億 m^3 あり、水道用水で26億 m^3 (河川水

表-6 水 需 要 の 見 通 し 単位: 億 m^3 /年

地域区分	昭和50年					60年					65年						
	都市用水			農業用水	合計	都市用水			農業用水	合計	都市用水			農業用水	合計		
	生活用水	工業用水	計			生活用水	工業用水	計			生活用水	工業用水	計				
北海道	4.1	12.3	16.4	43	59.4	7.5	18.0	25.5	46.3	71.8	9.1	22.0	31.1	49.8	80.9		
東北	10.1	18.8	28.8	158	186.8	16.5	30.2	46.7	171.7	218.4	19.7	36.4	56.1	175.3	231.4		
関東	内陸	8.0	10.2	18.2	73	91.2	13.1	20.4	33.5	83.8	117.3	15.8	23.1	38.9	85.7	124.6	
	臨海	35.4	23.7	59.1	27	86.1	53.3	26.4	79.7	29.1	108.8	59.2	27.6	86.8	29.2	116.0	
	計	43.4	33.9	77.3	100	177.3	66.4	46.8	113.2	112.9	226.1	75.0	50.7	125.7	114.9	240.6	
東北	海陸	15.2	37.2	52.4	41	93.4	22.7	53.7	76.4	45.2	121.6	25.5	59.5	85.0	47.5	132.5	
	陸	3.0	10.9	13.9	33	46.9	4.9	13.6	18.5	34.8	53.3	5.7	14.8	20.5	35.1	55.6	
近畿	内陸	5.4	6.0	11.4	21	32.4	8.1	10.4	18.5	24.8	43.3	9.3	11.7	21.0	25.0	46.0	
	臨海	19.0	20.6	39.6	26	65.6	25.4	23.7	49.1	27.9	77.0	27.8	24.6	52.4	27.9	80.3	
	計	24.4	26.6	51.0	47	98.0	33.5	34.1	67.6	52.7	120.3	37.1	36.3	73.4	52.9	126.3	
中国	山陰	1.1	1.8	2.9	14	16.9	1.9	3.2	5.1	14.7	19.8	2.2	3.9	6.1	14.8	20.9	
	山陽	6.4	15.9	22.3	37	59.3	9.8	22.4	32.2	37.6	69.8	11.2	25.4	36.6	37.6	74.2	
	計	7.5	17.7	25.2	51	76.2	11.7	25.6	37.3	52.3	89.6	13.4	29.3	42.7	52.4	95.1	
四国	3.7	9.9	13.6	2.4	37.6	5.8	13.0	18.8	27.3	46.1	6.7	14.4	21.1	27.3	48.4		
九州	北九州	7.1	7.4	14.5	40	54.5	11.5	13.1	24.6	41.6	66.2	13.1	15.4	28.5	45.1	73.6	
	南九州	3.9	7.8	11.7	32	43.7	6.2	10.7	16.9	34.0	50.9	7.4	13.4	20.8	35.9	56.7	
	計	11.0	15.2	26.2	72	98.2	17.7	23.8	41.5	75.6	117.1	20.5	28.8	49.3	81.0	130.3	
沖縄	1.1	0.3	1.4	1	2.4	1.6	0.5	2.1	1.2	3.3	1.9	0.6	2.5	1.6	4.1		
全国計	123.4	182.8	306.2	570	876.2	188.3	259.3	447.6	620.0	1,067.6	655.0	1,102.6	214.6	292.8	507.4	637.8	1,145.2
																700.0	1,207.4

(注) 1. 数値は取水量ベースである。

2. 昭和50年の農業用水需要量は、昭和50年における耕地の整備状況、作付状況等を基礎として算出したものである。また、昭和60年、65年の地域別農業用水需要量は、既に事業に着手され、または地区計画が定められ、あるいは地区の調査が行われているなど昭和60年、65年までに完成が見込まれる土地改良事業に伴って生じる需要量を、50年の需要量に加えたものである。全国計の上段に示す数値は、このようにして算出した地域別需要量の積上げ値である。

供給量の25%)、工業用水で8億 m^3 (同じく10%)にのぼっていることである。

また、地下水取水にも問題がある。地下水位の低下、地盤沈下および地下水の塩水化等をひき起して、河川取水へ転換すべきものが、全国で22億 m^3 あり、地下水取水総量の16%にのぼっている。

さらに、全国の主要な水系の渇水基準年は、昭和40年代前半までに設定されており、それ以降の河川流量データを合わせて再計算を行って、より厳しい基準年を採用する水系も出てこよう。この場合にも、渇水補給をすべき不特定容量が必要となる。

これら、河川不安定水利、不特定補給、地下水転換などは、いわば国家予算における赤字国債に相当して、水

資源のバランスシートを分析するうえで重要なメルクマールなのである。

次に、上記のことを前提として昭和60年における水需給の見通しを表一6、表一7に示すこととする。関東臨海、北九州でそれぞれ5億 m^3 、4億 m^3 の水不足が予想され、全国で15億 m^3 の不足水量となると見込まれている。また、昭和53年度までに建設事業に着手されている水資源開発施設に限定させて水供給量を予測すれば、全国で約32億 m^3 の不足水量が生ずることが予想され、一層事態のきびしさがうかがえる。さらに、不安定取水を考慮に入れると特に北九州地域では、深刻な水不足が予想され、その他の地域においても渇水の慢性化が懸念される。

表一7 昭和60年における水需給の見通し (単位： m^3 /年)

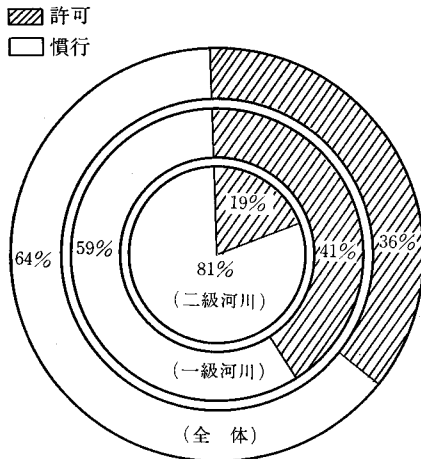
地域区分	都市用水の需要増加量等				51~60年の農業用水の需要増加量	合計	51~60年の供給増加量	60年における不足水量
	昭和51年~60年の需要増加量	地下水転換水量	河川水不安定取水水量	計				
北海道	9.1	0.3	0.1	9.5	3.3	12.8	14.1 (10.4)	— (2.4)
東北	17.9	0.8	0.5	19.2	13.7	32.9	30.7 (29.4)	2.2 (3.5)
関東	内陸	15.3	1.8	2.8	19.9	10.8	30.9 (25.0)	— (5.7)
	臨海	20.6	5.9	16.3	42.8	2.1	40.0 (38.0)	4.9 (6.9)
	計	35.9	7.7	19.1	62.7	12.9	70.9 (63.0)	—
東北	海	24.0	7.3	2.8	34.1	4.2	41.9 (40.9)	— (—)
	陸	4.6	1.8	0.9	7.3	1.8	10.0 (8.7)	— (0.4)
近畿	内陸	7.1	0.3	0.5	7.9	3.8	10.8 (8.9)	0.9 (2.8)
	臨海	9.5	1.5	7.3	18.3	1.9	19.4 (18.6)	0.8 (1.6)
	計	16.6	1.8	7.8	26.2	5.7	30.2 (27.5)	—
中国	山陰	2.2	0.1	0.0	2.3	0.7	2.5 (2.5)	0.5 (0.5)
	山陽	9.9	0.3	1.2	11.4	0.6	14.4 (11.7)	— (0.3)
	計	12.1	0.4	1.2	13.7	1.3	16.9 (14.2)	—
四国	5.2	0.9	0.0	6.1	3.3	9.4	11.2 (10.5)	— (—)
九州	北九州	10.1	0.7	0.4	11.2	1.6	8.8 (6.8)	4.0 (6.0)
	南九州	5.2	0.2	0.0	5.4	2.0	5.8 (5.8)	1.6 (1.6)
	計	15.3	0.9	0.4	16.6	3.6	14.6 (12.6)	—
沖縄	0.7	—	0.4	1.1	0.2	1.3	1.0 (0.7)	0.3 (0.6)
全国計	141.4	21.9	33.2	196.5	50.0	246.5	241.5 (217.9)	15.2 (32.3)

- (注) 1. 数値は取水ベースである。
 2. 地下水転換量とは、地盤沈下地域等において昭和50年以降60年までに河川水への転換等の計画されている水量である。
 3. 河川水不安定取水とは、暫定取水等渇水時には取水が困難となるような河川水の取水である。
 4. 農業用水の需要増加量は、現時点において昭和60年までに完成が見込まれる土地改良事業に伴って増加する需要量である。これには、土地改良事業に伴う地下水転換または河川水不安定取水の解消のための需要増加量を含む。
 5. 供給増加量には、昭和50年における先行開発水量を含む。()内の数値は、昭和53年度までに建設事業に着手されている水資源開発施設等による供給増加量である。
 6. ()内の不足水量は、昭和53年度までに建設事業に着手されている水資源開発施設等による供給増加量に対応した不足水量である。

3. 農業水利権の実態

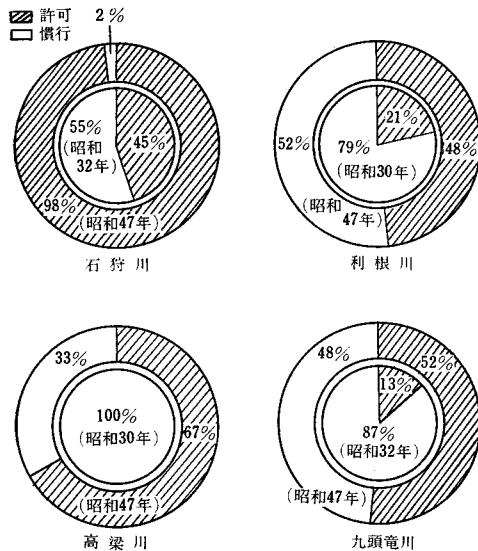
(2) 農業水利権の構成

まず、農業水利権の近況を概観してみよう。戦後の土地改良事業の進展に伴う結果が、図-2および図-3によく現われている。沖積地の大平野部を中心に、濁水補給ダムの新築、頭首工の合口、幹線用排水路の整備、圃場整備等により、農業水利施設の近代化が進行した。元来農業水利権の多くは慣行水利権に基づくものであったが、これら土地改良事業の実施は、河川法の手続きによる許可水利権への切り替えを著しく進展させるのである。(図-3)



農林省「農業用水実態調査中間報告」(昭和47年)

図-2 農業水利権の許可・慣行分類 (取水量ベース)



農林省「農業水利実態調査」(昭和29年~39年)および「農業用水実態調査中間報告」(昭和47年~52年)

図-3 水系における農業水利権の許可水利権の推移 (取水量ベース)

また、これを水系別に見たのが図-3である。小円は昭和30年前後に実施した農業水利実態調査の結果であり、その外側の大きな円は、今般実施した農業用水実態調査の中間報告による許可水利権の割合がこの20年間に格段に増加している。

(2) 許可水利権について

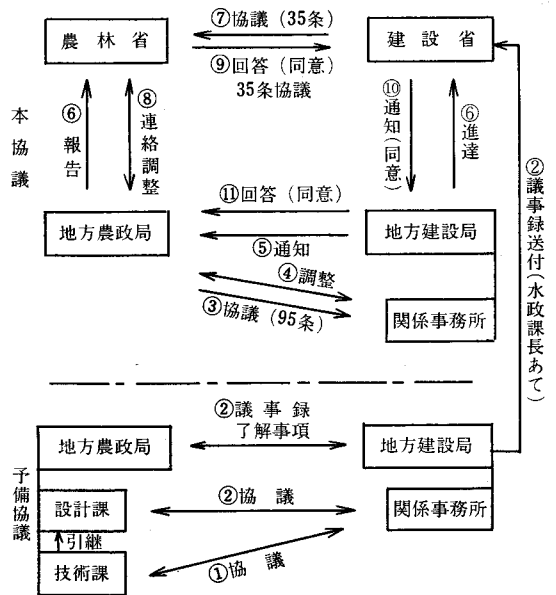
このように、我が国の農業水利権は、許可水利権と慣行水利権がなかば拮抗する構成となっている。もちろん、これら二者は法律上の効力としてならん優劣のあるものではないが、許可水利権となることによって取水量等の権利内容が明確化され、同時に期別取水量や総取水量などの条件が付されており、権利行使のうえでも慣行水利権とは異った対応が求められるところとなっている。

まず許可水利権の新規、変更設定には、河川法に基づく申請、協議が必要なことは言うまでもない。水利申請者は、必要とする取水量の根拠を土地改良事業計画に基づく水利計算によって明らかにする一方、河川管理者は水利権を許可するにあたり、「水利使用規則」によって一定条件をつけて処分することとなる。

さて、申請から許可(国が水利権者となる場合は「協議」の成立をもって許可にかえられる)までの河川協議の流れは、大きく分けて予備協議・本協議・35条協議の3段階になる。(図-4)これら協議は膨大な資料による検討と、密な判断の積み上げが必要である。

(3) 慣行水利権について

慣行水利権とは、河川法の施行(旧法明治29年)以前に、又は河川法の適用を受ける以前の河川(いわゆる普



注、番号①~⑩は手続の順を示す。

図-4 国営事業地区の水利使用協議の流れ

通河川) から、慣行に基づき取水を行っている水利権であり、法の適用の開始に当たっては、「許可を受けたものとみなす」として従前の水利形態をそのまま既得権として保護されているものである。手続としては、河川法の施行の際(新法昭和40年)および法適用の河川指定の際に、水利権者が届出を行うこととされており、昭和50年時点における慣行水利権の届出状況は表一8のとおりである。もっとも届出を行わない場合でも権利の効力を失うわけではないが、手続は簡単であり、また河川水利台帳に記載されて、水系における水利調整にあたって関係河川使用者として保護の対象から漏れることがないので、極力これを行うことが望ましい。

表一8 慣行水利権の届出状況
(昭和50年10月現在)

区 分	想定件数	届出件数	届出率
一級河川	77,000	71,844	93%
二級河川	43,000	34,803	81
計	120,000	106,647	89

いわゆる慣行農業水利権の実態は、必ずしも十分に把握されているとはいえない。表一9は、水利権の取水口あたりの規模を比較したものである。慣行水利権の件数が許可水利権の8倍にのぼり、しかもその規模は1/2~1/10である。このような、いわば群小の慣行水利権の多くは、団地構成の困難な中山間や、農地転用が極度に進展した市街地周辺など、土地改良事業の手当がなされぬままの地区と予想されるが、これらの地域は同時に、過密・過疎問題が激化し、土地改良区運営にも困難をきたして、用水管理に苦心しているところが多い。

表一9 水利権の規模の比較

区 分	総件数	1件当り 取水量m ³ /s	1件当り 受益面積ha
許 可	11,212	0.497	107.9
慣 行	85,011	0.116	13.2

注：普通河川および10ha未満の小規模施設を除く。

出所：農業用水実態調査中間報告(S.52)

4. 農業水利権に係る水利調整の問題点について

(1) 水利調整とは

水利権は、河川の流水を利用する権利である。その源泉である河川の流量は降雨により与えられ、従って天候により変動する。この変動する量をめぐって、他の資源にはみられない社会的行為が形成される。すなわち「水利調整」である。

この「水利調整」が発生する契機には2つある。第1

に既得水利権者が水利施設や取水の方法、水量、期間など水利使用の変更を企画したり、新規に水利使用の開始を希望する者が現われるなどの事情によって、新しい水利秩序の形成が課題となったときであり、第2に、既存の水利秩序が機能しえない程の渇水が到来し、いわゆる渇水調整を行う必要性が生じたときである。

こうした意味における水利調整は、これまでどの時代においても存在していたと言える。しかも、この調整は、江戸、明治時代から、今日に至るまで村落共同体などを中心とした自治的性格において行われているという特徴をもつものである。もちろん、河川工事や水利事業における公共投資の増加のなかで、しだいに公共機関の役割が増大し、河川法や水利関係法において、各種の水利調整の規定が設けられている。(表一10、表一11)このような行政庁による水利調整協議は、特定多目的ダム事業にせよ、土地改良事業にせよ、下流既得権への渇水補給(一般的に「不特定補給」という)を行うなどにより、利水安全度を向上させる措置をとることを通して、その有効性を保っているといえよう。このことは、戦前における水利調整と比べて著しい特徴である。にもかか

表一10 水利関係法におけるおもな行政庁協議

法律名	条 事 項	協議または意見	対 象
特定多目的ダム法	4 多目的ダムの建設に関する基本計画	協議 意見	関係行政機関の長 関係県知事
	13 多目的ダム操作規則	協議 意見	関係行政機関の長 関係県知事
水資源開発促進法	3 水資源開発水系の指定	協議 意見	関係行政機関の長 関係県知事
	4 水資源開発基本計画	協議 意見 意見 決定	関係行政機関の長 関係県知事 水資源開発審議会 閣 議
水資源開発公団法	16 事業実施方針	協議 意見	関係行政機関の長 関係県知事
	20 事業実施計画	協議	関係県知事
	21 施設管理方針	協議 意見	関係行政機関の長 関係県知事
	22 施設管理規程	協議 協議	関係県知事 河川管理者
電源開発促進法	3 電源開発基本計画	決議	電源開発審議会
	4 総合調整	協議 決議	関係行政機関の長 電源開発審議会
土地改良法	4 の 2 土地改良長期計画	意見 意見 決定	関係行政機関の長 関係県知事 閣 議

表一11 河川法における利水関係協議調整

条	事 項	発 議 者	対 象	協議または意見
4	一級河川指定	河 川 管 理 者	関係行政機関の長	協 議
		〃	河川審議会	意 見
		〃	関係県知事	〃
14	河川管理施設の操作規則	〃	関係行政機関の長	協 議
		〃	関係県知事	意 見
		〃	特別水利使用者	〃
16	河川工事実施基本計画	〃	河川審議会	〃
35	水利使用の処分に関する行政庁協議	〃	関係行政機関の長	協 議
36	水利使用の処分に関する関係地方行政庁の意見の聴取	〃	関係地方公共団体の長	意 見
38	水利使用の申請があった場合の通知	〃	関係河川使用者	通 知
39	関係河川使用者の意見の申し出	関係河川使用者	河川管理者	意 見
41~43	水利使用の許可に係る損失の補償の協議等			
47	ダムの操作規程	ダムの設置者	河川管理者	承 認
		河 川 管 理 者	関係県知事	意 見
53	渇水時の水利調整	水 利 権 者	関係河川使用者	協 議
		〃	河川管者	斡旋または調停
70の2	流況調整河川工事	河 川 管 理 者	関係行政機関の長	協 議
		〃	関係県知事	意 見
		〃	特別水利使用者	同 意

ならず、実際の利水者は、例えば農業用水であれば土地改良区等であり、水利権者である行政機関の長が地元土地改良区の意向を無視して行うことはできず、むしろ、各種の行政庁水利調整協議の成立は、地域における利害対立解決の最終的確認といって過言ではない。特に、先述した水利調整の第2の行為（渇水調整）は、河川法第54条においても第一義的に水利権者の自主的協議に委ねられているのである。

水利調整に関する以上に述べた理解をもとに、1の農業水利をめぐる情勢、2の農業水利権の実態を踏まえ、以下、農業水利の確保、保護上の河川法等の水利調整部分を中心とする水利調整上の問題点について述べることにする。

(2) 水利権取得の申請・協議に係る問題

水利権取得のための申請・協議は、近年の情勢を背景にますます複雑化している。ここ数年の処分件数（特定水利…1t/s又は300ha以上）が表一12に示されている。昭和48年から昭和50年にかけて、主して総取水量表示に関する問題で一時事務がとどこおった時期を経て処分件数は回復しつつあるとはいえ、なお、表一13に示すように多くの問題で難航する地区が多い。現在、約230地区（約370施設）が予備協議又は本協議中で、処理を待っている状況にある。また、昨年中に処分した41地区の平

表一12 35条協議処理件数

種別	年									
	44	45	46	47	48	49	50	51	52	
国営地区	21	23	12	20	9	8	1	9	16	
その他	36	40	23	34	21	8	6	21	25	
計	57	63	35	54	30	16	7	30	41	

均協議期間（ただし、協議書受理時点からは、4.3年となっており、これに予備協議が数年加わる場合もあり、処理期間の短縮化がひとつの課題となっている。

(3) 許可水利権の更新をめぐる問題

戦後まもない昭和20年から30年代にかけて着工した国、県営等土地改良事業地区の大部分は、事業完了後10余年を経て水利権の更新期にさしかかっているが、この間の地域の土地利用の変更、営農実態の変化等に伴い、水使用の実態に変化をきたしている地区が多く、このため、水利権の更新に際して、むしろ新規水利権の設定以上に複雑な資料整備が求められるところとなっている。今後、約5年間の間に水利権の更新となる国営完了地区は45地区あり、これへの対策が十分検討されなければならない。

なお、水利権処分の際に、地区内又は、近傍の慣水利権の許可水利権化がからんでくる例が近年増加している。2で述べたように慣行水利権は、河川法の適用に当

表一13 水利協議において問題となっている主な事項

問 題 事 項	主 要 内 容	地区
1 必要水量の算出根拠	単位用水量又は水路およびかんがい損失の決定根拠等	37
2 受益面積の確立	開田抑制（S42）に基づく計画変更又は農地転用等に伴う計画面積の変動等	36
3 冬期用水の設定	冬期用水の必要性（雑用水の場合）と必要量の決定根拠	17
4 ダム依存量の算定	ダム容量の適否および多目的ダム関連として、特定・不特定用水の区分判定等	16
5 河川利用可能水量の決定	本川流量の算定（基準年の相違）又は、地区内利用可能量（有効雨量、溪流、溜池等）の決定根拠等	61
6 河川維持用水の決定	河川工事実施基本計画に基づく河川維持流量（責任放流量）の確保等	43
7 既得農業水利権との調整	地区内既存施設の撤去および下流既得権者の同意取得等	48
8 他種水利との調整	発電および上工水等との取水又は放流等に関する調整等	19
9 期別取水量の設定	かんがい期間および期別区分（苗代、しろかき、普通、冬期）の細分化等	39
10 総取水量の表示	年間総取水量の表示該当地区の判定又は、記載数量（地区内利用可能量、有効雨量）の決定等	42
11 その他計	関連地区の処分又は、補給水源（多目的ダム等）の計画決定待ち等	99 434

(注) 1. 調査対象 今後かんがい用水として水利権協議の処分を要する特定水利使用（1 m³/s 又は 300ha以上）地区のうち「予備協議中」および「本協議中の」全ての地区である。（国、県、団体、公団）
 2. 地区数 数項目に重複している地区もある。該当地区、225地区（施設数 369）

たり「許可を受けたものとみなす」とされたそれ自体で法の保護がなされる性格のものであるので、資料整備を行う必要はあるが、何らの契機もなく「許可」に切り替えることは、いたずらに混乱を招く恐れなしとしないので、十分な対処が望まれる。

(4) 農業用水の他用途転用をめぐる問題

水系における水資源の再配分の問題のひとつに農業用水の他用途転用がある。現在、農林水産省においては、農業用水合理化対策事業の実施によりこれに対応してい

るところであり、この間の調査地区数および事業実施状況は表一14、表一15のとおりである。

表一14 農業用水合理化事業調査地区数

年 度	45	46	47	48	49	50	51	52	計
調査地区数	4	10	15	15	11	8	8	8	27
同上のうち完了地区数		1	3	6	5	2	2	4	23

表一15 農業用水合理化対策事業実施状況

地 区 名	県 名	受 益 面 積		最大取水量等		合 理 化 水 量	着工年度
		現 況	計 画	現 況	計 画		
権 現 堂	埼 玉	1,389ha	1,249ha	5,475m ³ /s	3,880m ³ /s	平均 1.487m ³ /s	48
幸 手 領	〃	1,913	1,464	7,062	3,740	平均 1.384	49
芝 原 用 水	福 井	2,109	1,681	12,295	11,348	平均 0.819	51
泉 佐 野	大 阪	466	466	千m ³ 4,601	千m ³ 4,204	平均 1.070千m ³ 0.108m ³ /s	49
津 山 東 部	岡 山	551	551	1,296	1,862	平均 0.233	48

また、行政管理庁の調査によれば、昭和49年9月末日現在で、農業用水の都市用水への転用利用は39件あり、このうち、都市用水側が水利権を受けているもの14件、許可を受けていないもの15件という状況である。建設省は、このような状況を重視し、「低水流量調査」、「渇水時一せい観測」-「慣行水利権等実態調査」等で実態把握を行う一方「水利用合理化指導調整」や「水利用合理化計画企画」等によって転用の水利権処分を促進する体制

をもちつつある。しかし、事実上、これらの事例を見るに、多くは利水者間ですでに調整されており河川管理者等第三者の介入を必要とするものは少ないと考えられる。また、河川の利用に当たっては、治水上の立場は別として、利水者の調整に委ねることが、水利調整の本旨であると考えられる。

従って、特に、農業用水合理化事業等によらない農業用水の転用の場合には、その事実が河川法上の水利権協

議などにより明らかになってくることが多いのであるが、その協議の際には、転用量等について技術的、社会的根拠を明確にした上で、利水者間の真の必要性等を検討し調整することが望ましい。

(5) 水利権の主体に関する問題

水利権主体（水利権者）が水利施設の管理主体（管理権者）となるのが通例であり、従って、国・県営事業により築造した水利施設は、施設の譲与（すなわち管理権の移譲）を土地改良区に対して行った一部の県営地区を除いて、事業主体が水利権の主体となっている。

一方、近年、一部の地元から水利権の譲与の要望ができてきている。この場合特殊な事情を考慮して応ずる場合もあり得るが、農業用水の確保、保護の観点から水利施設の管理権や水利権の移譲後の行政対応の不備が懸念されるので、今後とも農業行政上の立場からのこれらの主体に係る問題の慎重な検討が必要と思われる。

(6) 流域の農業用水連絡体制に関する問題

近年、渇水調整の多発化が見られるが、渇水時における利水者間の自主的、主体的調整を行うためには、農業側においても、農業用水間等の情報交換、協調等を行う組織が必要となっている。

また、地域における土地利用の変化(田畑転換を含む)に対応して、必要な地域内需給調整を主導的に行うためにも、同様の農業内利水組織の存在が必要とされる。

む す び

よくいわれるように、農業水利はいままさしく曲り角にきている。これの方向をあやまたず正しく導くことが我々に課せられた責務である。構造改善局計画部計画調整室においても、農業水利基本調査の拡充、地元の水利調整組織の整備等の施策に必要な予算措置、その運用に努めるとともに、河川協議事務の一層の円滑化に資するために、地方農政局、県の水利担当者ともども職務にまい進していきたいと考えている。



“誠実と敏速”の

日本グラウト工業株式会社

代表取締役会長 中山 晋
代表取締役社長 桜井 芳水

- ◆建設コンサルタント：地質、土質調査解析、基礎処理計画、設計、施工監理、および地質調査
- ◆グラウチング工事：ダム、トンネルグラウチング、各種止水補強工。
- ◆ボーリング工事：大口径ボーリング、集排水ボーリング、さく井、ソレクンシュ式注入工、CCP工、ジェットグラウト工。
- ◆特殊土木工事：OMG工、基礎杭、アンカー、プレキャストコンクリート工、押込管、地すべり対策工、各種吹付、落石防止工。

本社 大阪市北区松ヶ枝町6番22号
大阪支店 〒530 TEL (06) 351-0562(代表)
東京本社 東京都渋谷区桜丘町13番10号
東京支店 〒150 TEL (03) 476-5701
札幌支店 札幌市中央区北二条東12丁目98番地
〒062 TEL (011) 241-4336
営業所 盛岡・金沢・長野・名古屋・鹿児島

東北支店 仙台市大和町4丁目18番8号
〒983 TEL (0222) 96-0931
四国支店 高知市知寄町1丁目5番3号
〒780 TEL (0888) 83-0030
九州支店 福岡市中央区平尾2丁目21番8号
〒810 TEL (092) 522-1231
出張所 青森・群馬・新潟・富山・福井・和歌山・松山・山口・佐賀・長崎・大分

工事費概算式(その3)

I ポンプ場工事費概算式について

北陸農政局

金沢施工調査事務所技術情報課

目次

1. はじめに.....(70)	5. 年度補正の方法.....(75)
2. 資料の概要及び分析.....(70)	6. ポンプ場工事費概算額算出例.....(78)
3. ポンプ場工事費概算式.....(70)	7. おわりに.....(78)
4. 利用方法.....(70)	

1. はじめに

工事費概算システムは、構造物の高さ、幅あるいは重量等の諸元値(説明変数)を用いて工事費(目的変数)を算出しようとするものである。

全国の各施工調査事務所で、主要工種について分担システムの開発を行ってきたが、当施工調査事務所はポンプ場を担当し、一応の概算式を作成するに至ったので、今回その検討内容と検討結果を報告する。

2. 資料の概要及び分析

資料収集に当たっては、ポンプの性能等を考慮した場合なるべく最近完成した機場の資料が望ましいことから、収集する資料の範囲を、昭和45年度以降に完成した機場のものに限定した。

資料は全国の90機場から収集し、目的変数毎に使用した資料数及び重相関係数(R)は、表-1のとおりである。

データの分析方法については、ポンプ重量は回帰分析、ポンプ重量以外は重回帰分析によって行った。

説明変数の決定は、各目的変数毎に相関する変数をもとに分析を行い単相関係数の小さいものを除いて決定した。

3. ポンプ場工事費概算式

本概算式は、全国の低揚程ポンプ場(主として排水機場の設計図書を資料として開発したもので、適用範囲は低揚程ポンプ場で新設の場合に限る。また個々の概算式の利用可能範囲は各々表-2の適用範囲欄に示しているが全体的には、基礎計画段階における設計、全体実施

設計及び予算要求等の参考資料として、利用できると思われる。

(1) 概算式の構成

ポンプ場工事費は、図-1に示すようにポンプ製作据付費と機場工(土木)費から構成されており、さらにもれども個々の概算式から構成されている。

(2) ポンプ製作据付費

ポンプ(ポンプ本体、動力、減速機及び真空ポンプ、工具等の附属品)、吸吐管(吸吐管、バルブ及び逆止弁等)、制御(操作盤、変電設備)の製作据付費の算出に利用できる。ただしゲート関係、クレーン設備は含まれていない。

(3) 機場工費

上屋、躯体(取水口~吐口工)、附帯施設(取付水路、自然排水路、排水樋門等)、仮設、土工及び諸経費まで算出できる。ただし、附帯施設以降のものについては、工事計画(工事施工範囲)によってかなり差異があり、使用に当たっては、各概算式の摘要に注意されたい。

(4) 工事費を構成する構算式

工事費を構成する各概算式の関係は図-1で示されているが、その具体的内容は表-2に示されている。

4. 利用方法

概算額は、ポンプ製作据付費と機場工費を合算して求める。

(1) ポンプ製作据付費

概算額を算出するに要する説明変数は下記のとおりであるが、そのうち、ポンプ重量、ポンプ出力が不明の場合は算出式の数値を用いる。

表-1 分析結果

目的変数名	ステップ 1		ステップ 2		ステップ 3		R	
	資料数	R	資料数	R	資料数	R	資料数	R
横軸々流ポンプ重量	27	0.960	22	0.997				
〃斜流〃	36	0.957	26	0.987				
立軸〃〃	14	0.981	13	0.951				
ポンプ出力(エンジン)	24	0.997						
〃(モーター)	74	0.949	70	0.970	65	0.996		
横軸々流ポンプ本体費	28	0.791	25	0.860	19	0.969	18	0.979
〃斜流〃	35	0.924	31	0.957	27	0.970		
ポンプ動力費(モーター, 歯車)	18	0.686	13	0.772	10	0.876	8	0.999
〃(モーター, 遊星)	33	0.713	27	0.919	20	0.938		
〃(エンジン, 遊星)	19	0.510	14	0.752	10	0.843		
吸吐管費(FC)	53	0.765	34	0.897	28	0.914		
制御費	64	0.763	37	0.825	32	0.869		
据付費	66	0.631	57	0.590	39	0.833	32	0.911
基礎面積	67	0.480	61	0.450	39	0.815	30	0.926
コンクリート上屋費	47	0.723	46	0.717	40	0.831	34	0.905
鉄骨〃	25	0.939						
躯体費(横軸)	59	0.900	50	0.915				
〃(立軸)	11	0.967						
〃体基礎費	69	0.484	61	0.448	38	0.735	26	0.872
附帯施設費	52	0.577	36	0.601	23	0.776	20	0.803
仮設土工費	58	0.696	49	0.732	33	0.933		
諸経費	69	0.899	60	0.956				

備考 上表の資料数は全国から収集した90個の分析データから適切なデータを抽出したものであり、それぞれ目的変数毎に異っている。

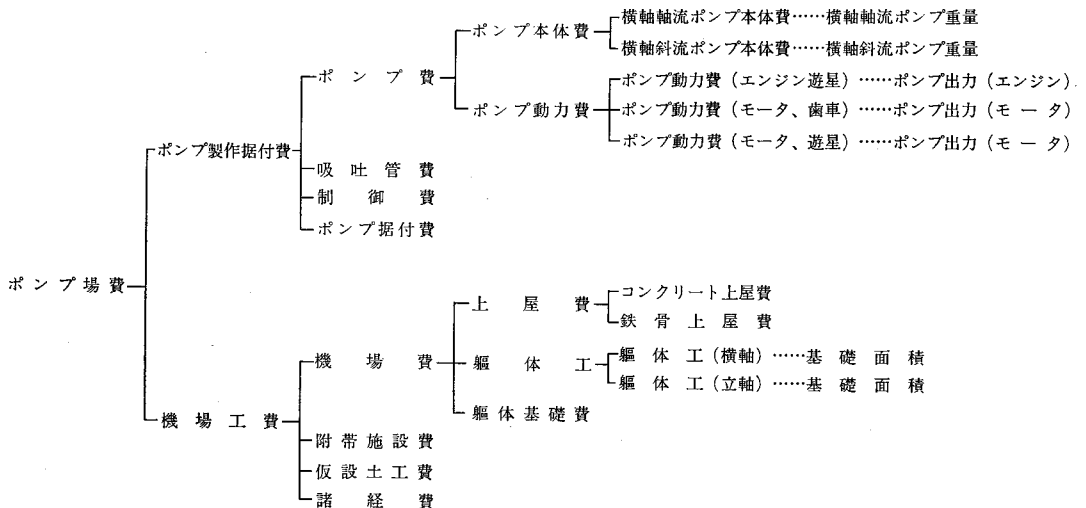


図-1 概算式の構成

表-2 工事価格概算式

表-2.1

概算式名	横軸々流ポンプ重量		
概算式	$Y = 0.00585X_1^2 + 2.37X_1 + 830$ (kg)		
適用範囲	口径500%~1500%		
	名 称	単 位	備 考
説明変数	X ₁	ポンプ口径	M/M
摘 要	(1) ポンプ口径 500% 未満又は1600%以上のポンプ重量は鉄鋼構造物製作据付工事揚排水機標準仕上り重量回帰式にて求める		

表-2.2

概算式名	横軸斜流ポンプ重量		
概算式	$Y = 0.00611X_1^2 + 1.62X_1 - 1120$ (kg)		
適用範囲	口径500%~1500%		
	名 称	単 位	備 考
説明変数	X ₁	ポンプ口径	M/M
摘 要	(1) ポンプ口径 500% 未満又は1600%以上のポンプ重量は鉄鋼構造物製作据付工事揚排水機標準仕上り重量回帰式にて求める		

表-2.3

概算式名	ポンプ出力(エンジン)		
概算式	$Y = 29.1 + 0.279X_1 - 0.00946X_2$ (KW)		
適用範囲			
	名 称	単 位	備 考
説明変数	X ₁	揚水量(T/min) × 揚程(m)	—
	X ₂	口径(%) × 揚程(m)	—
摘 要	推定の標準誤差 6.1%		

表-2.4

概算式名	ポンプ出力		
概算式	$Y = 10.5 + 0.233X_1 - 0.00136X_2$ (KW)		
適用範囲			
	名 称	単 位	備 考
説明変数	X ₁	揚水量(T/min) × 揚程(m)	—
	X ₂	口径(%) × 揚程(m)	—

摘 要	推定の標準誤差 6.9%
-----	--------------

表-2.5

概算式名	横軸々流ポンプ本体費		
概算式	$Y = 1100 + 3.77X_1 + 1.13X_2$ (千円)		
適用範囲	φ500~φ1,500% 横軸々流ポンプ費のうちポンプ本体製作費		
	名 称	単 位	備 考
説明変数	X ₁	ポンプ口径	M/M
	X ₂	ポンプ重量	kg
摘 要	(1) 管理費まで含めたポンプ1台当りの製作費 (ポンプ本体, チャンネルベース, フレキシブルカップリング真空計, 真空ポンプ封水ポンプ, 分解工具) 推定の標準誤差 8.1%		

表-2.6

概算式名	横軸斜流ポンプ本体費		
概算式	$Y = -7800 + 21.1X_1 + 0.127X_2$ (千円)		
適用範囲	φ500~φ1,500% 横軸斜流ポンプ費のうちポンプ本体製作費		
	名 称	単 位	備 考
説明変数	X ₁	ポンプ口径	M/M
	X ₂	ポンプ重量	kg
摘 要	(1) 横軸々流ポンプに同じ 推定の標準誤差12.3%		

表-2.7

概算式名	ポンプ動力費(モーター, 遊星減速機)		
概算式	$Y = 193.0 + 133.0X_1 - 23.3X_2 + 0.915X_3$ (千円)		
適用範囲	原動機: モーター } に適用 減速機: 遊 星 }		
	名 称	単 位	備 考
説明変数	X ₁	出力	KW
	X ₂	揚水量(T/min) × 揚程(m)	—
	X ₃	口径(%) × 揚程(m)	—
摘 要	(1) 1台当り原動機減速機の製作費 (附層ポンプの動力費も含む) 推定の標準誤差21.7%		

表-2.8

概算式名	ポンプ動力費(モーター, 歯車減速機)			
概算式	$Y = 271.0 + 234.0X_1 - 16.1X_2 - 268X_3$ (千円)			
適用範囲	原動機: モーター } に適用 減速機: 歯車 }			
	名	称	単	位
説明変数	X ₁	出力	KW	
	X ₂	揚水量(T/min) × 揚程(m)	—	
	X ₃	口径(%) × 揚程(m)	—	
摘要	(1) 1台当り原動機減速機の製作費 (附属ポンプの動力費も含む) 推定の標準誤差 1.9%			

表-2.9

概算式名	ポンプ動力費(エンジン, 遊星減速機)			
概算式	$Y = -1770 + 39.9X_1 - 40.0X_2 + 9.58X_3$ (千円)			
適用範囲	原動機: エンジン } に適用 減速機: 遊星 }			
	名	称	単	位
説明変数	X ₁	出力	KW	
	X ₂	揚水量(T/min) × 揚程(m)	—	
	X ₃	口径(%) × 揚程(m)	—	
摘要	(1) 1台当りの原動機, 減速機の製作費 (附属ポンプ動力含む) 推定の標準誤差10.0%			

表-2.10

概算式名	吸吐管費 (FC)			
概算式	$Y = 3060 + 10.0X_1 + 2.26X_2$ (千円)			
適用範囲	FC管			
	名	称	単	位
説明変数	X ₁	機場総 (口径 × 台数)		$\Sigma(\% \times N)$
	X ₂	" (揚水量 × 揚程)		$\Sigma(T/min \times m)$
摘要	(1) 機場全体吸吐管製作費 (吸吐管, フランジ, 伸縮ジョイント, パッキン類, バタフライ, スルース等のバルブ類, 逆流防止弁) (2) 標準タイプ(1台当り) 材質 FC バルブ, バタフライバルブ(電動)2台 逆流防止弁1ヶ 推定の標準誤差23.0%			

表-2.11

概算式名	制御費			
概算式	$Y = 5670 - 17.7X_1 + 16.6X_2 + 5.58X_3 - 0.261X_4$ (千円)			
適用範囲	1人順序自動操作			
	名	称	単	位
説明変数	X ₁	機場総出力	KW	
	X ₂	" (揚水量 × 揚程)	—	$\Sigma(T/min \times m)$
	X ₃	" (口径 × 台数)	—	$\Sigma(\% \times m)$
	X ₄	" (ポンプ本体費 + ポンプ動力費)	千円	
摘要	(1) ポンプ場全体の操作盤等の制御施設, 変圧器, 受電分電盤等の電気施設 推定の標準誤差19.5%			

表-2.12

概算式名	ポンプ据付費			
概算式	$Y = 75.2 + 0.138X_1 + 0.0199X_2 + 0.766X_3$ (千円)			
適用範囲				
	名	称	単	位
説明変数	X ₁	ポンプ本体 + 動力費	千円	
	X ₂	吸吐管費	"	
	X ₃	制御費	"	
摘要	(1) 機場に設置するポンプ, 吸吐管, バルブ, 制御施設全体の据付費である。現場廻り配線も含む。 推定の標準誤差16.7%			

表-2.13

概算式名	基礎面積			
概算式	$Y = -139.0 + 0.267X_1 + 0.0585X_2$ (m ²)			
適用範囲	ポンプ場本体, 呑吐口の構造物敷面積である。管理棟が別に設置してある場合は該当しない。			
	名	称	単	位
説明変数	X ₁	機場総 (口径 × 台数)	—	$\Sigma(\% \times N)$
	X ₂	" (揚水量 × 揚程)	—	$\Sigma(T/min \times m)$
摘要	(1) 呑口(導水路)から吐口(放水工部)までの構造物敷地面積 (自然排水路, 取水水路は含まない) 推定の標準誤差22.9%			

表-2.14

概算式名	コンクリート上屋費			
概算式	$Y = 4510 + 0.145X_1 + 20.0X_2 + 7.54X_3$ (千円)			
適用範囲				
	名	称	単	備
	単	位	考	考
説明変数	X ₁	機場総 (口径×台数)		$\Sigma(\% \times N)$
	X ₂	〃 揚水量	M ³ /min	
	X ₃	〃 (揚水量×揚程)		$\Sigma(\text{m}^3/\text{min} \times \text{m})$
摘要	(1) 土工費及び基礎費含まず (2) フェンス等の周辺整備含む 推定の標準誤差25.2%			

表-2.15

概算式名	鉄骨上屋費			
概算式	$Y = 1650 + 2.61X_1 + 21.9X_2 + 1.34X_3$ (千円)			
適用範囲	鉄骨コンクリート建含む			
	名	称	単	備
	単	位	考	考
説明変数	X ₁	機場総 (口径×台数)		$\Sigma(\text{m}/\text{m} \times N)$
	X ₂	〃 揚水量	M ³ /min	
	X ₃	〃 (揚水量×揚程)		$\Sigma(\text{m}^3/\text{min} \times \text{m})$
摘要	コンクリート上屋費と同じ 推定の標準誤差18.1%			

表-2.16

概算式名	躯体工(横軸)			
概算式	$Y = 8520 + 61.4X_1 + 3.56X_2 - 9.38X_3 + 42.7X_4$ (千円)			
適用範囲	横軸ポンプ場 内訳: 躯体工, 吞吐口ただし基礎費含まず			
	名	称	単	備
	単	位	考	考
説明変数	X ₁	機場総揚水量	M ³ /min	
	X ₂	〃 (揚水量×揚程)	—	$\Sigma(\text{m}^3/\text{min} \times \text{m})$
	X ₃	(口径×台数)	—	$\Sigma(\% \times N)$
	X ₄	基礎面積	M ²	
摘要	(1) コード番号53030232基礎面積に築造される構造物費用 (2) 標準タイプ吞吐口が本体と一体構造 推定の標準誤差28.3%			

表-2.17

概算式名	躯体工(立軸)			
概算式	$Y = 4370 - 88.3X_1 + 42.2X_2 + 2.39X_3 - 7.84X_4$ (千円)			
適用範囲	立軸ポンプ場 内訳: 躯体工, 吞吐口ただし基礎費含まず			
	名	称	単	備
	単	位	考	考
説明変数	X ₁	機場総揚水量	M ³ /min	
	X ₂	〃 (揚水量×揚程)	—	$\Sigma(\text{m}^3/\text{min} \times \text{m})$
	X ₃	〃 (口径×台数)	—	$\Sigma(\% \times N)$
	X ₄	基礎面積	M ²	
摘要	躯体工(横軸)と同じ 推定の標準誤差17.1%			

表-2.18

概算式名	躯体基礎費			
概算式	$Y = 6380 + 0.732X_1 - 0.00359X_2$ (千円)			
適用範囲				
	名	称	単	備
	単	位	考	考
説明変数	X ₁	基礎面積×基礎深度	—	m ² × m
	X ₂	機場総(口径×台数)×基礎深度	—	$\Sigma(\% \times N) \times \text{m}$
摘要	(1) 基礎深度は本体部の基礎深(コンクリート底部よりの深度) (2) 呑口~吐口までの構造物基礎費 (3) 標準タイプ杭基礎 推定の標準誤差20.3%			

表-2.19

概算式名	附帯施設費			
概算式	$Y = 24200 - 53.2X_1 + 9.35X_2 + 1.89X_3 + 0.0435X_4$			
適用範囲				
	名	称	単	備
	単	位	考	考
説明変数	X ₁	機場総揚水量	M ³ /min	
	X ₂	(口径×台数)	—	$\Sigma(\% \times N)$
	X ₃	基礎深度×基礎面積	—	m × m ²
	X ₄	機場費	千円	

摘 要	(1) 取付水路、自然排水路、排水通門等、 附帯施設費 (2) 標準タイプ、自然排水路、排水通門あり (堤防開削を要する工事) (3) 算式の精度は良くない、特に工事規模 が小さい場合信頼性が少ない 推定の標準誤差26.7%
-----	--

表一 2.20

概算式名	仮設、土工費				
概 算 式	$Y = -8480 + 0.644X_1 - 70.4X_2 + 11.1X_3 - 0.574X_4 + 0.220X_5$ (千円)				
適用範囲					
	名 称	単 位	備 考		
説 明 変 数	X ₁	機場費	千円		
	X ₂	機場総揚水量	M ³ /min		
	X ₃	“(口径×台数)	—		Σ(%×N)
	X ₄	基礎面積×基礎深度	—		m ² ×m
	X ₅	附帯施設費	千円		
摘 要	(1) 上屋費～附帯施設費までの仮設及び土工費 (2) 標準タイプ、堤防開削を要する工事 (3) 算式の精度は良くない、特に工事規模が小さい場合、信頼性が少ない 推定の標準誤差27.7%				

表一 2.21

概算式名	ポンプ場諸経費			
概 算 式	$Y = 3240 + 0.219X_1 + 0.0695X_2 + 0.183X_3 + 0.122X_4$ (千円)			
適用範囲				
	名 称	単 位	備 考	
説 明 変 数	X ₁	機場費	千円	
	X ₂	附帯工事費	“	
	X ₃	土工、仮設工事費	“	
	X ₄	X ₁ +X ₂ +X ₃	“	
摘 要	(1) 上屋費～土工、仮設費までの経費 推定の標準誤差16.1%			

絶対入力説明変数

型式、口径、台数、全揚程、揚水量、動力種別、減速機種別

入力説明変数

ポンプ重量、ポンプ出力

〔算出手順〕

- ④ ポンプ本体費は、ポンプ1台毎に型式、口径別

に算出する。

利用範囲は、口径500～1500mm 横軸々流及び斜流ポンプに限る。

- ⑤ ポンプ費算出後、吸吐管～ポンプ据付費まで順を追って算出し、全体を合算すればポンプ製作据付費となる。

(2) 機場工費

絶対入力説明変数

型式、口径、台数、全揚程、揚水量、基礎深度、上屋構造

入力説明変数

基礎面積

〔算出手順〕

- ④ 機場費(上屋費、躯体工費及び本体基礎費)を算出後、附帯施設費～諸経費まで順を追って算出する。

5. 年度補正の方法

概算式の基準年は、すべて1976年(昭和51年)度としており、ポンプ製作据付及び機場工は下記により積算年度における年度補正を行うものとする。

(1) ポンプ製作据付費

建設物価調査会が発行している「物価資料」に示されている物価指数の「一般機器」の平均指数をもって補正する。

(補正係数について)

ポンプ製作据付費の構成を検討した結果、ポンプ類、電気機器等で全体の80%程度を占めている。他の20%程度は据付費であるが、そのうち労務比率を考えた場合全体に与える影響が少ないと思われるので一般機器の指数を採用した。

(2) 機場工

機場工の年度補正は、構造改善局制定「支出済費用換算係数」の「一般工事」を採用する。

(3) 補正の方法

④ ポンプ製作据付工

今52年度のものに補正するとすれば、表一3より
51年度 149.2 (基準年)
52年度 153.2

であるから、

52年度の概算工事費=ポンプ製作据付費×(153.2÷149.2) となる。

⑤ 機場工

前記の表一4支出済費用換算係数を用いて補正する。

一般工事 51年度 1.06 (基準年)
52年度 1.00

52年度概算工事費=機場工×(1.06÷1.00)

表-3 ポンプ製作据付費年度補正係数

調査資料名	品名	45年	46年	47年	48年	49年	50年	51年	52年
		指数	指数	指数	指数	指数	指数	指数	指数
建設の機械化 (機械化協会)	建設機械	100	102.3	106.9	112.7	185.9	146.9	152.5	154.1
物価資料 (建調物価調査会)	一般機器	100			110.0	146.4	147.9	149.2	153.2
	一般精密機械	100			108.2	143.7	146.0	147.6	150.4
	ポンプ類	100				195.2	160.7	156.9	159.9
	電気機器(回転静止)	100				130.1	131.4	133.5	141.2
	電気全体	100			115.3	115.9	117.9	116.3	116.9
建設統計要覧	電気機器	100			115.4	184.1			
	一般機械	100			108.2	155.3			
換算係数 (機械化協会及物 価調査会資料)		100	102.3	106.9	110.0	146.4	147.9	149.2	

表-4 支出済費用換算係数

資料名	工種	45年	46年	47年	48年	49年	50年	51年	52年
支出済費用換算係数	ほ場整備	2.11	1.99	1.87	1.55	1.20	1.13	1.06	1.00
	一般工事	2.11	1.99	1.86	1.55	1.21	1.13	1.06	1.00
	総合	2.11	1.99	1.85	1.54	1.20	1.13	1.06	1.00

表-5 ポンプ場工事費概算額算出例

	概算式名	概算式 コード	概算式	金額
1	横軸々流ポンプ重量	0301	$Y = 0.00585X_1^2 - 2.37X_1 + 830$ $X_1 = \text{ポンプ口径 } 1,200\%$ 6,410kg	千円
	横軸々流ポンプ本体費	0307	$Y = 1100 + 3.77X_1 + 1.13X_2$ $X_1 = \text{ポンプ口径 } 1,200\%$ $X_2 = \text{ポンプ重量 } 6,410\text{kg}$	12,867
2	ポンプ出力(エンジン)	0305	$Y = 29.1 + 0.279X_1 - 0.00945X_2 = 150\text{KW}$ $X_1 = \text{揚水量 (t/min)} \times \text{揚程 (m)}$ $180\text{m}^3 \times 3.1\text{m} = 558$ $X_2 = \text{口径(\%)} \times \text{揚程(m)}$ $1,200\% \times 3.1\text{m} = 3,720$	
	ポンプ動力費 (エンジン遊星)	0314	$Y = -1770 + 39.9X_1 - 40.0X_2 + 9.58X_3$ $X_1 = \text{出力 } 150\text{KW}$ $X_2 = \text{揚水量 (m}^3/\text{min)} \times \text{揚程(m)}$ 558 $X_3 = \text{口径(\%)} \times \text{揚程(m)}$ 3,720	17,532
3	ポンプ費		12,867 + 17,532	30,399
4	吸吐管費(FC)	0315	$Y = 3060 + 10.0X_1 + 2.29X_2$ $X_1 = \text{口径} \times \text{台数}$ $1200\% \times 1\text{日} = 1,200$ $X_2 = \text{揚水量 (m}^3/\text{min)} \times \text{揚程(m)}$ 558	16,337
5	制御費	0317	$Y = 5670 - 17.7X_1 + 16.6X_2 + 5.58X_3 - 0.261X_4$ $X_1 = \text{機場総出力} = 150\text{KW}$ $X_2 = \text{揚水量} \times \text{揚程 } 558(\text{m}^3/\text{min} \times \text{m})$ $X_3 = \text{口径} \times \text{台数 } 3,720(\% \times \text{N})$	25,101

	概 算 式 名	概算式 コード	概 算 式	金 額
6	ポンプ据付費	0318	$X_4 = \text{ポンプ本体費} \times \text{ポンプ動力費}$ $Y = 75.2 + 0.138X_1 + 0.0199X_2 + 0.766X_3$	千円 23,392
7	ポンプ製作据付費		$30,399 + 16,337 + 25,101 + 23,392$	95,229
⑦	52年度の場合の補正		$95,229 \text{千円} \times \frac{153.2}{149.2}$	97,782
8	上屋費 コンクリート上屋費	0333	$Y = 4510 + 0.145X_1 + 20.0X_2 + 7.54X_3$ $X_1 = \text{機場総(口径} \times \text{台数)}$ $1,200\% \times 1 \text{台} = 1,200$ $X_2 = \text{揚水量} \quad 180\text{m}^3/\text{min}$ $X_3 = \text{揚水量} \times \text{揚程}$ $180\text{m}^3 \times 3.1\text{m} = 558$	
9	躯体工事(横軸)	0335	$Y = 8520 + 61.4X_1 + 3.56X_2 - 9.38X_3 + 42.7X_4$ $X_1 = \text{機場総揚水量} \quad 180\text{m}^3/\text{min}$ $X_2 = \text{揚水量} \times \text{揚程}$ $180 \times 3.1 = 558$ $X_3 = \text{口径} \times \text{台数}$ $1,200 \times 1 = 1,200$ $X_4 = \text{基礎面積}$	19,482
		0332	$Y = -139.0 + 0.267X_1 + 0.0585X_2$ $X_1 = 1,200(\%) \times 1 \text{台} = 1,200$ $X_2 = 180 \times 3.1(\text{m}) = 558$	
10	躯体基礎費	0337	$Y = 6.380 + 0.732X_1 - 0.00359X_2$ $X_1 = \text{基礎面積} \times \text{基礎深度}$ $215(\text{m}^2) \times 10.0(\text{m}) = 2,150$ $X_2 = (\text{口径} \times \text{台数}) \times \text{基礎深度}$ $(1200\text{mm} \times 1 \text{日}) \times 10\text{m} = 12,000$	7,910
11	機場費		$12,491 + 19,482 + 7,910$	39,883
12	附帯施設費	0338	$Y = 24,200 - 53.2X_1 + 9.35X_2 + 1.89X_3 + 0.0435X_4$ $X_1 = 180\text{m}^3/\text{min}$ $X_2 = 1200 \times 1 = 1,200$ $X_3 = 10\text{m} \times 215\text{m}^2 = 2,150$ $X_4 = \text{機場費} \quad 39,879$	31,642
13	仮設土工費	0340	$Y = -8480 + 0.644X_1 - 70.4X_2 + 11.1X_3 - 0.574X_4 + 0.220X_5$ $X_1 = 39,879 \text{千円}$ $X_2 = 180\text{m}^3/\text{min}$ $X_3 = 1,200\% \times 1 = 1,200$ $X_4 = 10\text{m} \times 2.15\text{m}^2 = 2.150$ $X_5 = 31,642 \text{千円}$	23,579
14	諸経費	0342	$Y = 3240 + 0.219X_1 + 0.0695X_2 + 0.183X_3 + 0.122X_4$ $X_1 = \text{機場費}$ $X_2 = \text{附帯工事費}$ $X_3 = \text{仮設土工費}$ $X_4 = X_1 + X_2 + X_3$	30,091
15	機場工		$39,883 + 31,642 + 23,579 + 30,091$	125,195
⑮	52年度の場合の補正		$125,195 \times \frac{1.06}{1.00}$	132,706

6. ポンプ場工事費概算額算出例

設置目的：排水 動力：原動機
 型式：横軸々流 減速機：遊星
 口径：1,200% 吸吐管：FC
 台数：1台 制御：1人順序自動操作方式
 揚水量：180m³/min 上屋：コンクリート上屋
 揚程：3.1m 基礎工：杭基礎

7. おわりに

以上ポンプ場工事費概算式について、当施工調査事務所で検討した結果を述べたが、今後予算要求資料あるいは計画設計等のような概算的に工事費を算出したい場合において積極的に利用していただくとともに、利用を通じて生じた問題点については、その都度御指摘を頂き改良を加えて行きたいと考えているので、御協力をお願いします。

II 道路工事費概算式について

近畿農政局

京都施工調査事務所技術情報課

目次

1. はじめに……………(78)	4. 分析の手順……………(80)
2. 分析の方法……………(79)	5. 使用方法……………(80)
3. 工事費の分析……………(79)	6. おわりに……………(81)

1. はじめに

土地改良事業における主要工種について、その概算単価がすぐ計算できるような形に整理しておくことは、現在のように複雑、かつ、多様化した土地改良事業を推進していく上において非常に大きなメリットがあり有意義であることは、いうまでもない。

当施工調では道路工の工事費概算システム開発を担当し検討を加えてきたが、一応の概算式を作成したので、ここにその検討内容と検討結果の概略を紹介する。

道路工の工事費概算システムを作成する方法としては大きくわけて次の2とおりが考えられる。

- i) 標準設計を作成し、それをもとに概算式をつくる方法
- ii) 過去に実施された道路工事の実績を集めて概算式をつくる方法

その他にも現在使われている積算方法を簡略化する方法があるが、これは複雑すぎてあまり現実に利用できる方法とは思われない。

さて、一口に国営あるいは県営土地改良事業の道路工といっても、ダム付替道路、工専用道路、開拓道路、etc と、その種類は多く、一つの式ですべての条件を満足する概算式をつくりあげることは非常に困難である。したがって、式の精度をあげるためには、各種類ごとに

式をつくった方がいいと思われる。また、式の精度を考えた場合には地域による価格の違いと、会計年度による価格の変動の問題がある。例えば九州農政局管内の事業所で施工された道路と、近畿農政局管内の事業所で施工された道路とでは、同じ道路であっても工事費は異なるはずである。また同じ事業所でも、S52年度工事とS53年度工事では工事費が異なるのはいうまでもない。

このような地域差、年度差を考慮したモデル式は(1)式のように表わせる。

$$Y = (\alpha_0 + \alpha_1 x_1 + \alpha_2 x_2 + \dots + \alpha_m x_m) \times (\beta_0 + \beta_1 y_1 + \beta_2 y_2 + \dots + \beta_n y_n) \dots\dots\dots(1)$$

ここに、Y：概算工事費

$\alpha_i \beta_i$ ：係数

x_i ：工事費算出の要素

y_i ：労務、資材等の変動率

(1)式右辺の前半はある地域の工事費を求める式(基本式)、後半は地域差、年度差による変動を補正する式(補正式)である。

ここで注意すべき点は、ある地域のある年度の労務、資材等単価がこの概算式の基礎となることである。

したがってデータとしては、ある地域である年度に施工された多数の資料が必要になり、しかも前述のように、より高い精度をあげるためには、それぞれ付替道路、工専用道路、開拓道路、etc、について大量のデー

タを収集し、工種ごとの概算式をつくるが必要となってくる。しかし、現実問題として工種ごとに、しかもある程度の精度を持つ式を作成するだけのデータを集めることはおそらく不可能であると思われる。このような場合はもう1つの方法、つまりそれぞれの工種の標準設計を設定して概算式を求めればよい訳であるが、残念ながら現在これを早急に求めることは不可能である。

以上の点をふまえて、当施工調では、できるだけ多くのデータ(S49年度)を収集し、式を一本化する方針で分析を行った。

2. 分析の方法

概算式としてはいろいろな形が考えられる。例えば我々土木関係者に最もなじみが深い単価方式(m当たり単価)などがそうである。ある限られた地域(事業所)で、前年度の実績からm当たりの単価を求め、物価スライドしてその地域で使っていく方法である。おそらく、限られた地域では、この方法でもかなりの精度をあげることができるであろう。しかし全国的に使うためには、適当な方法とは思われない。データの構成が明確でなく、求められた数値が正しいかどうか判定できないし、どんな地域でも使えるとは限らないからである。そこでここでは、データの構成要素と工事費の関係を追求する重回帰分析を使って、工事費概算式を作る方法をとることにした。この方法であればどの地域でも使え、かつ式の精度がある程度把握できるからである。

[基本式]

道路工の概算費(目的変数)を算出する場合の要素(説明変数)として、当初次の12項目を考えた。

1. 延長
2. 幅員
3. 盛土
4. 岩掘削
5. 土砂掘削
6. ブロック積み
7. 側溝
8. 路盤工
9. アスファルト舗装
10. モルタル吹き付け
11. ガードレール
12. 岩法面整形

これらに対して一定基準(寄与率によるF検定)の検定を行った結果、次の7つが最終的な説明変数として残った。

1. ブロック積み面積: m^2 (X_1)
2. 岩掘削: m^3 (X_2)
3. モルタル吹き付け: m^2 (X_3)
4. 盛土: m^3 (X_4)
5. 岩法面整形: m^2 (X_5)
6. 路盤工: m^2 (X_6)
7. アスファルト舗装: m^2 (X_7)

これらを用いて、単位長さ当たりの工事費Y(千円/m)を求めたのが(2)式である。

$$Y(\text{基本式}) = 10.8684 + 18.1359X_1 + 1.2840X_2 + 6.0712X_3 + 0.7298X_4 + 4.9190X_5 + 2.8291X_6$$

$$+ 0.7427X_7 \dots \dots \dots (2)$$

既に述べたとおり、(2)式の適用範囲はある特定の地域(この場合データの数が少なかったため、全国を対象地域にした)のある特定の年度(S49年度)に限られており、もっと広く使える形になおさなければならない。

[補正式]

そこで(2)(4)式を応用して、補正を表わす式を求めた。まず(2)式にS48年度～S50年度のデータを代入し、工事費を求め、各々の年度の実績値との比をとった。

次にこれらの比と、次の1～10の要素(工事費の中心を占めており、かつ物価変動、及び地域特性によって価格の変わりやすい資材及び労務)の検定を行った。

- | | |
|-----------|-------------|
| 1. 普通作業員 | 2. 特殊作業員 |
| 3. 特殊運転手 | 4. 生コン |
| 5. 密粒アスコン | 6. クラッシャーラン |
| 7. RC-U形 | 8. 積みブロック |
| 9. ガードレール | 10. ダイナマイト |

その結果、地域差、年度差を補正する式として、次のとおり5要素からなる(3)式を得た。

$$Y(\text{補正式}) = -0.3750 + 0.4820y_1 + 0.5281y_2 + 0.4401y_3 + 0.3224y_4 - 0.2758y_5 \dots \dots (3)$$

ここに、 y_i は5要素の基準単価(基準地域、基準年度(49年度)における単価)に対する当該実単価(算出しようとする工事における単価)の変動比を表わすもので、

$$y_i = \frac{\text{当該実単価}}{\text{基準単価}} \text{ である。}$$

各々の y_i の名称及び基準単価は次のとおりである。

- y_1 : 特殊作業員労務費変動比 [5,040円]
 - y_2 : 積みブロック(控35)価格変動比 [3,400円/ m^2]
 - y_3 : 密粒アスコン(表層)価格変動比 [5,100円/t]
 - y_4 : クラッシャーラン(C-40)価格変動比 [1,850円/ cm^3]
 - y_5 : RC-U形(300B)価格変動比 [1,100円/個]
- したがって、1m当たり工事費をY(千円/m)とすると、 $Y = Y(\text{基本式}) \times Y(\text{補正式})$ で表わされる。

3. 工事費の分析

工事費を構成する要素については、一応次のように考えた。

- ① 大規模な附帯構造物(例:大規模なボックスカルパート、橋梁等)がある場合には、別途計上することとし、ここでは除外した。
- ② ロックネットも同様に除外した。
- ③ 擁壁がある場合には、その前面平均面積を1.2倍してブロック積み面積 X_1 に加算した。(ブロック積みと擁壁との単価の比をとってみると、1:1.2であった)但し高さが5.0～7.0mをこえるものについては、この比率の再検討を要する。

④ 法枠工、雑石積工については、ブロック積みの向掛けに相当するか（単価比）を検討した上で、ブロック積み面積 X_1 に加算するようにした。

⑤ 路盤工は、上層路盤工、下層路盤工のほか仮設の敷砂利も含めた。

⑥ アスファルト舗装は、舗装厚 4.5~5.0cm 密粒アスコンを標準とした。

なお、収集したデータの中には、モルタル吹き付けを含むものが3件しかなかった。したがって本概算式を、モルタル吹き付けを含む工事に適用する場合は参考とすべきである。

4. 分析の手順

注1)
最良重回帰式は、2. 分析の方法で述べたとおりの理論に従って求める。

STEP 1: [基本式]の項で述べた1. 延長~12. 岩法面整形の説明変数中で、実績の工事費との相関係数の最も大きい変数を求めて工事費との回帰式を求める。但し、この場合の寄与率が基準値より大きいことが必要であり、もし小さければ重回帰式は作ることができない。

STEP 2: STEP 1で得られた式に、残りの変数

を1つずつ加え、それぞれ2つの変数で重回帰式を考えた時、分散比 $F (F = V_R/V_e$: 回帰式による値の分散/実績値と回帰式による値の差の分散) の値が最大のものを選び、その時新たに得られた変数の寄与率が追加基準の値より大ならば、それも採用し、2つの要素を使った重回帰式をつくる。但し、ここでも寄与率を計算し、除去基準を下まわるものがあれば除去しなければならない。

この方法を繰り返し、第3、第4……の変数を追加した重回帰式を作って行き、加える変数がなくなったとき、得られている式を最終式とする。

次に、具体的にSTEP 1~STEP 2の経過を追ってみると、

STEP 1: 相関係数は表-1のとおりである。

よって X_6 の 0.799 を最大と認め、回帰式 $y = 38.3707 + 19.0784X_6$ をつくる。

STEP 1: STEP 2で求められた回帰式をもとに、まず X_1 を加え回帰式 $y = 37.4542 + 19.0373X_6 + 0.1649X_2$ を求める。このときの重相関係数は $R = 0.799$ 。同様に重相関係数をまとめると表-2のようであった。

よって X_3 の 0.959 を最大と認め、回帰式 $y = 20.9262 + 19.0625X_3 + 2.6233X_3$ を決める。この時の F 値は、

表-1 相関係数 (その1)

要素	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8	X_9	X_{10}	X_{11}	X_{12}
相関係数	-0.403	0.327	0.437	0.531	0.632	0.799	0.373	0.250	-0.228	0.044	0.295	0.516

表-2 相関係数 (その2)

要素	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_7	X_8	X_9	X_{10}	X_{11}	X_{12}
相関係数	0.799	0.883	0.959	0.817	0.820	0.829	0.823	0.812	0.803	0.802	0.950

$F(X_3) = 390.108$, $F(X_3) = 171.944 (\geq 4.047)$ で、寄与率の検定は合格ということになる。

これを繰り返していき、 X の数が8個になった時 R は下の様になった。

$$F(X_6) = 110.933$$

$$F(X_3) = 10.701$$

$$F(X_4) = 29.553$$

$$F(X_{10}) = 15.520$$

$$F(X_{12}) = 5.735 (\text{以上} \geq 4.072)$$

$$F(X_8) = 0.030$$

$$F(X_5) = 2.545$$

$$F(X_1) = 1.236 (\text{以上} < 4.072)$$

よって8個目の X は採用されないことになる。 X を7個(前出の X_{17} と対応している)用いて最終的には、

$$Y = 10.8684 + 18.1359X_6 + 1.2840X_4 + 6.0712X_{10} + 0.7298X_3 + 4.9190X_{12} + 2.8291X_8 + 0.7427X_9$$

が最良重回帰式となる。

補正の項についても同じように計算を進めるのであるがここでは省略する。

5. 使用方法

式の使用する方法については、例を使って説明する。

[使用例] ○○ダム工事用道路○工区工事 (51年度)

1. 延長 496m
2. 土砂掘削量 9,200m³
3. 岩掘削量 14,100m³
4. 盛土量 2,950m³
5. 擁壁 574.5m² (ブロック積み換算689.4m²)
6. 岩法面整形 2,210.6m²
7. 路盤工(敷砂利) 226.5m²
8. 側溝 674m (土 290m, 岩 370m, 蓋 14m)
9. ガードレール 180m (土中53m, 擁壁埋込127m)

注1 最良重回帰式

目的変数と幾つかの説明変数の間で考えられる重回帰式のうち統計的に最も良く目的変数を表現すると判断される重回帰式をいう。

10. 暗渠ホーム管 $\phi 600 \times 18$ 本
- a : 特殊作業員労務費 6,760円
 $y_1 = 6,760 / 5040 = 1.3413$
- b : 積みブロック(控35)価格 2,800円
 $y_2 = 2,800 / 3,403 = 0.8235$
- c : 密粒アスコン(表層)価格 4,900円
 $y_3 = 4,900 / 5,100 = 0.9608$
- d : クラッシャーラン(C-40)価格 1,700円
 $y_4 = 1,700 / 1,850 = 0.9189$
- e : RC-U形(300B)価格 875円
 $y_5 = 875 / 1,100 = 0.7955$

以上の説明変数を、(2)式及び(3)式に代入して概算工事費を求める。

但し、(2)式はm当たりの単価算出式であり $X_1 \sim X_7$ にはm当たりの数値を代入する必要がある。

$$X_1 : \text{ブロック積み面積 } 689.4 / 496 = 1.390$$

$$X_2 : \text{岩掘削量 } 14,100 / 496 = 28.427$$

$$X_3 : \text{モルタル吹き付け面積 } 0.000$$

$$X_4 : \text{盛土量 } 2,950 / 496 = 5.948$$

$$X_5 : \text{岩法面整形 } 2,210 / 496 = 4.456$$

$$X_6 : \text{路盤工 } 226.5 / 496 = 0.457$$

$$X_7 : \text{アスファルト舗装 } 0.000$$

これらを(2)式に代入して、

$$Y(\text{基本式}) = 100.130(\text{千円})$$

また、 $y_1 \sim y_5$ を(3)式に代入して、

$$Y(\text{補正式}) = 1.2061$$

よって、この工事のm当たり単価は、

$$Y(\text{単価}) = 100.130 \times 1.2061 = 120.767(\text{千円})$$

となる。

ここで、施工延長は496mであるので工事価格は、

$$Y(\text{工事価格}) = 120.767 \times 496 = 59,900(\text{千円})$$

である。

ちなみに、この工事費の設計金額は、62,310千円であるから、この場合の精度は

$$\frac{62,310 - 59,900}{62,310} \times 100 = 3.9\%$$

である。

ここで注意すべきことは、aからeについては、工事に使っていない資材があってもその変動率を代入する必要があることである。

6. おわりに

以上、道路工事の工事費概算システムについて述べたが、まだまだ改良の余地があるというのが実感である。特に、概算といっても、標準タイプ等の設定によりかなりの精度をあげることが可能となってくると考えられるので、その意味においても道路工事の標準設計の整備を願いたいと思う。それによって、概算の対象となるものがはっきりしてくるし、特殊な工事にしても、標準設計との対比で、かなりの精度をあげることができると思う。

とにかく一度利用され、御意見、御批判を仰ぎたく、御報告した次第である。質問事項については、その都度御答えしていくつもりであるので、御協力方を御願ひ致したい。

会員の皆様にお願ひ

農業土木技術研究会は年々会員各位の御協力により、機関誌“水と土”を中心とし、研究会その他を通じて会員相互の技術の向上をはかり、その目的を達成しております。これは偏に会員各位の理解とご協力のたまものと深く感謝しております。つきましては、今後も益々農業土木技術の資質の向上をはかるため、当研究会に未加入の農業土木関係技術者の方々の御加入をはかり、その成果をあげたく存じますので、会員各位より、その方々に入会の御勧誘を戴きたくお願ひ申し上げます。

農道のアスファルト舗装（2）

—その種類と農道への適用—

構造改善局開発課農道班
土地改良舗装研究会*

I アスファルト舗装の種類

3. 寒冷地域の舗装

(1) 寒冷地における舗装設計

寒冷地の道路では、温暖な地域のものとは違った技術的な問題がいろいろ提起される。

中でも凍上による舗装道路の破壊やアスファルト舗装の低温時における脆化現象などは、寒冷地なるがゆえに引き起される問題であり、アスファルト舗装の設計に当たっては充分な対策が必要である。

道路の凍上とは、凍結が路面から路体内深く進むにつれて、地中に霜柱が発生して成長し、このために路面が膨れ上がる現象を一般に指すが、凍上による舗装道路の被害は、凍結期の凍上特に不齊凍上に直接原因して起る場合のほか、間接的に融解期の路盤支持力の低下時に起る場合がある。この場合、支持力の低下は地中霜柱の発生成長に伴う組織の弛緩～密度減少や含水量の増大に起因するもので、舗装の致命的な破壊原因となる事例が多い。

凍上現象を支配するものは土質、地中水、温度の3要因である。したがって凍上を防止するには、これらの要因のうち少なくとも一つを除去すればよい。このため従来から、置換、しゃ水、排水および地下水位低下、断熱または潜熱利用、薬剤処理等種々の工法が用いられているが、農道舗装の場合は新設区間および改良区間の舗装があり、複合的な要因を含んでいるため、現況に応じて十分な対処が必要である。

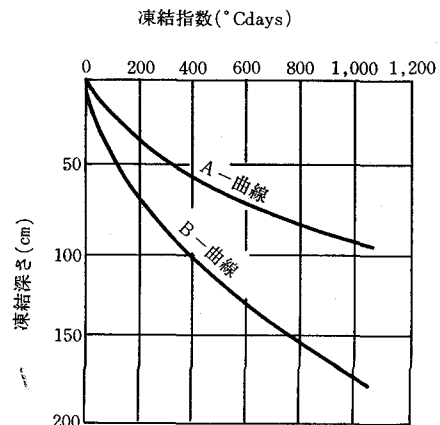
① 凍結深さと置換え深さ

凍結深さは地中温度が0℃を示す線までの深さをいい、凍結深さを求めるには「土地改良事業計画設計基準」「農道」その1「舗装」編（以下「土地改良設計基準」という、または、「アスファルト舗装要綱」）に示されているとおりである。置換え深さは、凍上そのものによる被害と融解期の路床の支持力低下による被害の両方

を防ぐよう決めなければならない。凍上そのものを防ぐには、設計最大凍結深さまでを凍上を起しにくい材料で置換えればよい。このようにすれば、一般に融解期の路床の支持力低下による被害も防ぐことができる。しかし、道路の場合は路面に有害な不陸を生じたり、舗装が破壊したりしない範囲のわずかな凍上は許容される。したがって道路の凍上防止工法として置換工法を行う場合は、設計最大凍結深さよりも浅い置換え深さとするのが普通である。

農道の置換え深さの設計は土地改良設計基準によっており、路床土の凍結土による影響はある程度許容できるものと考え、「アスファルト要綱」（昭和50年度版）による凍結深さを交通量に応じて低減して適用している。即ち、図-1.8において凍結指数を最近10年間の最大凍結指数（土地改良設計基準に掲載のもの）をとり、これに対応する凍結深さをB曲線から読み、これを理論最大凍結深さDmaxとする。置換え深さは、I、II交通については、Dmaxの65%、III、IV交通では70%とする。

ただし、置換え深さが経験的にわかっている場合はそ



(注) A曲線は凍上を起こしやすい均一な細粒材料の場合
B曲線は凍上を起こしにくい粗粒材料の場合

図-1.8 凍結指数と凍結深さとの関係
(アスファルト舗装要綱、昭和50年版)

* 鹿島道路(株)、熊谷道路(株)、佐藤道路(株)、世紀建設(株)、大成道路(株)、東亜道路工業(株)、常盤工業(株)、飛鳥道路(株)、日本道路(株)、日本舗道(株)、フジタ道路(株)、あいうえお順

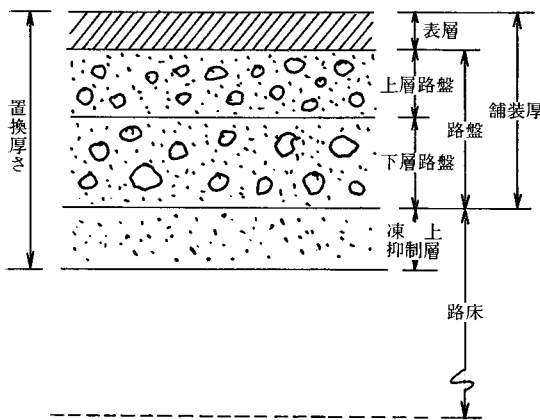
の値を採用すべきである。

② 凍上抑制層

凍結を考慮した置換え深さと凍結を考慮しないで求めた舗装厚を比較して、もし置換え深さの方が大きい場合はその差だけ凍上を起しにくい材料を舗装の下に加えることになり、この部分を凍上抑制層と呼んでいる。凍上抑制層は、通常路床土の一部とみなしている。また、特に路床土が軟弱な場合には凍上抑制層の下に、路床土の浸入を防ぐためのしゃ断層を設けることがある。

既設砂利道の舗装の場合は路床材料を考慮して、部分的に置換え工法をとることがあるが、全面的に現況路盤厚が不足の場合は、路盤材によりその厚さを確保することになる。

一般的な置換え工法の断面の一例を示せば、図一 I. 9 のとおりである。



図一 I. 9 置換え工法の断面

置換え深さ内の路盤材料は、その使用目的に応じて必要な品質、規格に合致するとともに、凍上を起しにくい材料でなければならない。凍上を起しにくい材料の判定は材料の種類に応じて次の基準による。

(イ) 切込み砂利は5mmフルイを通過するものうち、0.074mmフルイを通過するものが9%以下のもの。

(ロ) 切込碎石は切込砂利に準ずるもの。

(ハ) 砂は0.074mmフルイを通過するものが6%以下のもの。

(ニ) 火山灰(火山レキを含む)は粗粒で風化していない、排水性がよいもので、0.074mmフルイ通過量が20%以下で強熱減量4%以下のもの。

(ホ) 以下のほか、凍上試験を行って非凍上性と認められるもの。

③ その他の凍上防止工法

(イ) 断熱工法…路床上に発泡材等による断熱層を設けて凍上性の路床を保温する工法であるが、材料の選択に注意を要する。

(ロ) 薬剤処理工法…塩化ナトリウム、塩化マグネシウム、塩化カルシウムなど塩類を凍上性の上に混ぜて、その土の凍上性を小さくする方法である。

ただし、このような塩類は水溶性であるので、地中水に溶けて流れ出し、その効果が薄れるので、流出防止、補充等の方法を考えなければならない。

(ハ) シャ水工法…毛管作用のないき質材料又は金属、ビニール、アスファルト等で水分をしゃ断する方法である。この場合、シャ水層上の含水比の制限等、施工上から困難な問題があるので、実施例はない。

凍上防止工法としては以上のように、種々の工法が考えられるが長期的に安定した工法は、置換え工法である。

(2) 寒冷期における舗設

加熱混合物を寒冷期に舗設することは、所要の密度が得られ難く、したがって耐用年数が減少するので極力避けなければならない。しかし、やむを得ず寒冷期に舗設しなければならない場合は、次のことに十分注意して施工しなければならない。寒冷期にアスファルト舗装が施工された場合、舗装が交通によって圧密されることもなく、十分な密度に締固められていないと、透水性が大きく凍結による悪影響も受け、ひびわれ、わだち掘れ、またアスファルトの早期の老化により耐用年数が減少することになる。

① 寒冷期の舗設対策

やむを得ず寒冷期に5℃以下の気温で舗設する場合は、各現場で状況に応じつぎの方法を組み合わせるなどして、所要の密度に締固められるよう注意しなければならない。

(イ) 使用予定のアスファルトの針入度は、舗装用石油アスファルトの規格内で1等級大きくする。

(ロ) プラントの混合温度を若干上げる。この場合現場の状況を考え、逆算してプラントにおける混合温度をきめ、その温度が185℃以下であることを確認する。ただし、これは運搬中の保温方法の改善と現場における最大限の処置をしたのちに考えるべき事項である。

(ハ) 混合物の運搬トラックに保温設備をもうける。

(ニ) 又、敷きならしにさいしてはつぎのことに注意する。

i) フィニッシャーのスクリードを継続して加熱する。

ii) 作業を中断した後、ふたたび混合物の敷きならしを行う場合は、すでに舗設してある舗装の端部幅20~30cm程度に、加熱混合物をのせるなど、適当な方法で加熱しておく。ただし、のせた加熱混合物は敷きならしが始まったとき取り除かなければならない。

(ホ) 締固めにさいしてはつぎのことに注意する。

i) ローラへの混合物付着防止には、水を用いずセッ

サク油乳剤の希釈液などを使用する。

ii) 転圧作業のできる最小範囲まで混合物の敷きならしが進んだら、直ちに締固めを開始する。

iii) タイヤローラは初転圧による表面のヘヤークラックを閉じる効果も期待できるし、作業速度が早いので寒冷期の締固めには特に適している。

(c) ぬれた路面、霜のおりた路面は、焼き砂あるいはその他適当な方法で加熱乾燥するか、乾燥するのを待って舗設する。
(世紀建設伊東公八)

4. すべり止め用舗装

(1) 一般的な農道のすべり止め用舗装

道路の縦断こう配の急な坂道や、曲線半径の小さい曲り部分、又は、長期間の自動車交通により舗装の表面がすべりやすくなった路面等ではタイヤがスリップして事故の原因となるので適当な対策を講じる必要がある。

アスファルト舗装のすべり止めは、舗装新設時にすべりが予想される箇所に実施するものと、交通開放後、路面の摩耗から生じるすべりをなくするための維持修繕に分けられる。

(a) 舗装新設時のすべり止め

一般に、舗装の表層に使用する材料を考慮して配合設計と施工を実施したものであれば特別にすべり止め用アスファルト混合物を用いる必要はないが、現場状況に応じて曲線部、急こう配の坂路には使用することがある。この場合すべり止め用のアスファルト混合物の標準的なものは表一・5に示すとおりである。

表一・5 すべり止め用混合物の標準配合

混合物の種類	一般地域		積雪地域
	開粒度 アスコン (13)	密粒度 ギャップ アスコン (13)	密粒度 ギャップ アスコン (13F)
仕上り厚 cm	3~4	3~4	3~4
最大粒径 mm	13	13	13
通過重量百分率 %	25		
	20	100	100
	13	95~100	95~100
	5	23~45	35~55
	2.5	15~30	30~45
	0.6	8~20	20~40
	0.3	4~15	15~30
0.15	4~10	5~15	
0.074	2~7	2~10	8~15
アスファルト量 %	3.5~5.5	4.5~6.5	5.5~7.5

i) 結合材 (バインダー)

結合材には一般にストレートアスファルト、ゴム

入りアスファルト等が使用される。

ii) 骨材

すべり止め用アスファルト混合物に用いる骨材は、強硬で、りょう角の得られるものが望ましく、一般に硬質砂岩、安山岩、シリカサンド等が用いられる。

[注] すべり止め用アスファルト混合物は表層の上に舗設する場合と、すべり止め用アスファルト混合物自体を表層とする場合があり、例えば表一・5の一般地域の開粒度アスコン等は表層の上に設ける。

(b) 維持修繕時のすべり止め

長期にわたる交通により舗装の表面がすべりやすくなると、自動車の急停止時や、坂道、曲線部等では自動車のタイヤがスリップして交通事故の原因となる。

アスファルト舗装表面のすべりやすくなる原因は主として次の二つである。

i) アスファルト量が多過ぎること、

ii) 骨材が摩耗していること。

このほか、雨が降りはじて舗装表面がわずかに濡れると、舗装面に付着している細い粒子の土が水分を含むことにより、タイヤと舗装面の間がすべりやすくなることがある。

舗装を施工したときのアスファルト量が多過ぎる混合物は、長い期間の交通により、アスファルト層が次第に圧密され、空げきが少なくなり、アスファルトが表面ににじみ出るためすべりやすくなる。また維持工法としてのシールコートを行ったとき、整布した骨材が飛整して、アスファルト分だけが残存する場合もすべりやすくなる。

また骨材が摩耗すると、石灰岩碎石、粘板岩碎石等の破砕面が仕上砥石面のようになり、すべりの原因となる。

アスファルト舗装がすべりやすくなった場合に実施するすべり止め工法は、次の2つに大分される。

① 混合式すべり止め

② 整布式すべり止め

混合式すべり止めは、アスファルト加熱混合物によって在来舗装面を被覆し、新しいすべらない層をつくるものである。

整布式すべり止めは、歴青材料と骨材を用いた表面処理であり、浸透式工法に準じて施工するものである。

①の混合式すべり止めは前掲の表一・5のすべり止め用混合物の標準配合を用いるが、舗装の構造を補強するものではないから、厚さは2~3cm程度でよい。骨材の最大粒径は厚さの2/3~1/2とし、アスファルトの使用量は骨材がはく離しない程度に少なくすることが望ましい。これはアスファルト量が過剰になると、またす

べりの原因となるからである。施工法は、在来舗装面をよく清掃した後、アスファルト乳剤 $0.5l/m^2$ を整布（タックコート）し、その上にアスファルト加熱混合式工法により舗設する。

②の整布式すべり止めは、在来舗装の上に歴青材を散布した上に、単粒度の骨材を散布して被覆し、粗面に仕上げる工法である。したがって、骨材散布後ローラで骨材を在来舗装面に埋め込むようなつもりで転圧し、骨材が飛散しない程度まで十分に養生してから交通を開放するように注意しなければならない。

(イ) 散布式すべり止めを使用する骨材は、堅硬で摩擦しにくい角ばった下記のものがよい

- i) シリカサンド
- ii) 硬質砂岩碎石
- iii) スラグ
- iv) 安山岩又は玄武岩碎石

(ロ) 歴青材は、針入度 120~150 あるいは 200~300 のストレートアスファルト、速硬性のカットバックアスファルト(RC)、ゴム入りアスファルト乳剤等が用いられる。

(ハ) 散布式のすべり止めは、施工時の路面温度が成否の重大な要素でありその路面温度は 15°C 以上か又は気温が 10°C 以上であることが望ましい。また歴青材の散布温度はストレートアスファルトで $135\sim 175^{\circ}\text{C}$ 、ゴム入りアスファルト乳剤では常温で散布するが、寒冷時には 60°C 、カットバックアスファルトは $60\sim 135^{\circ}\text{C}$ とする。

(ニ) 歴青材および骨材の使用量は、骨材の粒度 $5\sim 13\text{mm}$ を使用したときは $14\sim 17\text{kg}/m^2$ で歴青材はストレートアスファルト、カットバックアスファルトを使用するときは $0.8\sim 1.1l/m^2$ 、アスファルト乳剤を使用するときは $1.1\sim 1.3l/m^2$ を標準とする。また骨材粒度 $2.5\sim 5\text{mm}$ を使用するときは $5\sim 8\text{kg}/m^2$ とし、歴青材は $0.6\sim 0.8l/m^2$ 、アスファルト乳剤で $0.8\sim 1l/m^2$ を標準とする。
(大成道路㈱ 秋山次雄)

(2) 橋面のすべり止め用舗装

(a) 橋面舗装の特徴と種類

橋面舗装とは、橋梁あるいは高架橋の床版上に舗設する舗装をいう。その役割は、交通車輛に対して安全で快適な走行を保つことにある。このため、すべりにくい平坦な路面を得なければならないが、機能的に一般の舗装とは多少異なる。すなわち、一般の舗装の場合では、交通荷重は直接表層が受持ち、その荷重を基層、路盤を通じて路床まで、分散させながら均一に伝達させる構造を持つものであるが、橋面舗装の場合、次のような役割を持つ。

(イ) 交通荷重による摩耗あるいはせん断に対して床版を保護すること。

(ロ) 気象作用による影響を直接床版に与えないように

保護すること。

(ハ) 走行車輛による衝撃、貨物等の落下による衝撃、車輛事故、車輛火災、薬品のこぼれによる化学作用から床版を保護すること。

また橋面舗装は、一般の舗装に比べて舗設後の維持修繕が困難であるため、維持修繕のサイクルが長く、最小限ですむ工法が望まれている。橋面舗装の特殊性としては、

(イ) 一般の舗装に比べて厳しい供用性と高いサービス水準が要求されること。

(ロ) 床版の状態によって大きく影響を受けること。

(ハ) 舗設後の補修が困難であること。

(ニ) すべり、凹凸、ポットホール等の舗装の欠陥が重大事故につながりやすいこと。

(ホ) 舗装の重量が制限されること。

(ヘ) 伸縮継手などで舗装が分断されること。

(ロ) 橋床版の種類が、鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼床版、合成床版等多様であり、その種類を考慮しながら舗装材料を選定し、設計、施工する必要があること。

などである。

橋面舗装の現状として、使用される材料としては、加熱アスファルト混合物が圧倒的に多く、RC床版、PC床版の場合は厚さ $5\sim 8\text{cm}$ で一層式あるいは二層式で施工されている。特にすべり止め層や耐摩耗層を設ける場合には三層式で施工されることもある。鋼床版の場合はグースアスファルトが多く用いられ、これとアスファルトコンクリートの組合せで $7\sim 10\text{cm}$ に二層式で施工されている例が多い。やはり特にすべり止め層を設ける場合には三層で施工されることもある。¹⁾

(b) 橋面上のすべり止め舗装

橋面舗装として用いられる混合物の種別は一般舗装に比べ特に変ったものではなく、すべり止め舗装についてもまた同じである。すべり止め用混合物の標準的な配合については前掲の表一・5に示しているので、ここでは特殊な工法を含めてそれらの工法の特徴と共に、これらの工法を維持修繕に用いる場合の適応性について述べることにする。

① すべり止めの新設工法

(イ) 密粒度アスファルトコンクリート

すべり止めとしての特殊な混合物ではないが、使用する骨材、配合、施工を充分吟味することによって、通常満足すべきすべり抵抗性を得ることができる。橋面舗装としては最も多く用いられ、一層仕上げあるいは二層仕上げの表層として用いられる。

(ロ) 開粒度アスファルトコンクリート

すべり止め舗装としては最も一般的に用いられているもので、経済的にもその効果の高いことが認められてい

る。骨材の粒度がギャップ型となっていることから仕上り路面が粗く、路面の排水性は良好で、特に高速走行の場合にも高いすべり抵抗性が維持されることになる。耐久性については密粒マスコンなどと比べるとやや劣る。特に積雪寒冷地域においてはタイヤチェーンのラベリング作用にあうと破損しやす。また、舗装体内に浸透した雨水が滞水しているとはく離を生ずることがあるので、縦横断勾配等路面排水については注意しなければならない。その他、水しぶきは生じないが走行車輛によるタイヤ騒音が高い。橋面舗装に用いる場合は二層式構造の表層として、厚さ3cm位で用いられることが多い。

(v) 密粒度ギャップアスファルトコンクリート

耐摩耗性および水に対する耐久性をもたせた混合物である。その配合には地域によって密なものゝ粗いものがある。タイヤチェーンを使用する地域では密な配合を使用する。開粒度アスコンに比べて耐久性に優るが、施工に注意しないと材料分離を起して表面が不均一になることがある。橋面舗装としてはやはり開粒度アスコンと同様、二層式の表層として用いられることが多い。

(vi) シリカサンドアスファルト

陵角に富んだシリカサンドを骨材に使用し、バインダーとしてはストレートアスファルトの他、ゴム入りアスファルト、エポキシ樹脂などを使用した最大骨材粒径5mmの細粒混合物である。仕上り表面はサンドペーパー状を呈しており、ミクロ的な粗さを示している。低速走行部には有効であるが、表面の肌目がち密であるため、高速走行時において路面排水条件の悪い箇所ではハイドロプレーニング現象が生じる可能性があるので不適当である。また配合設計など施工が多少難しい。橋面舗装には、二層式あるいは三層式の上層に厚さ1.0～2.5cmの薄層舗装として施工されることが多い。

(vii) カーペットコート

最大粒径5mmの薄層舗装用混合物である。密粒タイプの他開粒タイプにしてすべり抵抗性を更に高めた配合もある。耐久性は粒径の大きなものゝ比べてやや劣る。橋面舗装としては、二層式あるいは三層式の上層1.5～2.0cmの厚さに施工されている。

② すべり止めの補修工法

(i) 合成樹脂系表面処理

主としてエポキシ樹脂系の結合材をすべりやすくなった路面に散布し、これに陵角に富み、硬度の高いエメリー等の骨材を散布して接着させるか、あるいはそれらを混合したモルタルを路面に吹付ける工法である。すべり止めの効果は高いが一般に高価である。また耐久性にも問題があり、特にタイヤチェーンのラベリング作用による摩耗には弱い。橋面舗装としては、その仕上厚さが3～4mmと薄層であるので、ジョイントのかさ上げや段差のすりつけ等の配慮を必要としないためよく用いられ

ている。

(ii) 溝切り工法

すべりやすくなった在来路面をカッターによって任意の幅、間隔、深さに道路の横断方向または縦断方向に溝を切る工法である。高速走行区間では効果が大きい。アスファルト舗装の場合、溝の肩が摩耗したり変形した場合はその効果は低下するのでブリージングの生じた路面では適用できない。橋面舗装では、ジョイントのかさ上げ等の必要がないので適用しやすいが、耐久性に問題がある。

(iii) 切削工法

舗装表面を削り取って新しい面を出す工法である。一般には重交通によって路面が変形したものを整形切削することが主目的であり、すべりやすくなっている表面を削りとり新しい面を出すことによって副次的にすべり抵抗性が增大するものである。

(iv) 歴青系表面処理工法

シールコート工法あるいは厚さ2.5cm以下の加熱混合式工法をいう。シールコート工法は老化の若返り、耐水性の増大、耐摩耗層も兼ねるが、ブリージングしてすべりやすくなった路面には不適である。加熱混合式工法としては先に述べたシリカサンドアスファルトやカーペットコートなどが用いられる。ポリッシングされた路面に効果的である。橋面舗装の修繕工法としては比較的薄層であり、ジョイント部へもすりつけ程度の配慮ですむので一般的に用いられている工法である。

(v) 骨材散布工法

ブリージングの生じている路面に骨材を散布し、圧入する工法である。

(vi) オーバーレイ工法

すべりやすくなった在来舗装上に新設工事に準じて、厚さ2.5cm以上のかさ上げを行うもの。橋面舗装としては死荷重が増加するほか、ジョイントのかさ上げあるいは段差のすりつけ等を必要とするためあまり適さない。むしろ切削工法と併用して打換工法が適用されることが多い。

③ 維持修繕工事におけるすべり止め工法の適用性²⁾。

(i) 路面がブリージングを起している場合

アスファルトが過剰に滲み出している場合には、骨材散布工法も適用できるが、通常は加熱混合式の表面処理が行われる。ブリージングの程度がひどい時には、ロータリーカッターなどにより表層混合物の表面部を切削してから施工するとよい。

(ii) わだち掘れや流動を起してすべりやすくなっている場合

路面のわだち掘れや流動の状態がひどい場合には(i)と同様切削工法を併用して開粒度アスコン等による打換工

材の結合を高めるためのフィラーの増加等のみでは十分でなく、剝離等からポットホールを作り易い。

従って、最近の開粒度のすべり止め舗装には、ゴム化アスファルト等高分子樹脂類を用いた改質アスファルトを使用するものが多いのであるが、それなりに舗装費は高価なものになっている。

では、バインダーにゴム化アスファルトを用いた、開粒度アスコン舗装は、すべり止め舗装として十分満足し得るものであるかと言え、開粒度による摩擦抵抗の増大は、凹凸摩擦によるもので、車輪のタイヤに対して、開粒度路面のように粗さが粗い程大きいフリクションがとれるというものではないのである。粗さが粗ければ、それだけ、タイヤの接地面積は端的に減少し、摩擦はタイヤの摩耗だけにしか頼らざるを得なくなり、摩擦抵抗の増加も、自から限界があり、BPN測定によっても70前後のものが多い。

それでは、摩擦係数の増大に最も効果的な路面状態は何か、といえば、マイクロ、マクロ的な粗面度を有する硬質骨材、即ち、シリカサンド、あるいはエメリー系骨材等で形成された路面で、タイヤの接地面積の増加と共に、その凹凸摩擦において最も高い摩擦抵抗 (BPN=80以上) を得ることが出来るものである。

しかし、これ等の欠点とされるのは、小さな粒径によって形成される粗面度は、効果が持続され難く、ポリッシングされ易い。また、これ等は一般にエポキシ系接着剤等を用いて、貼付の工法が多いため、厚さも薄く、骨材を飛ばされ易い。

これ等の工法は、エポキシ樹脂等接着剤の亀裂から、舗装体そのものが引張られて亀裂が深く生ずるといった現象はなくなって来ているようであるが、骨材が磨かれた後は、接着剤で輝いた状態となるから、すべりを助長する傾向が見られ、補修には手を抜けない状況のようである。またこれ等のすべり止め舗装は極めて高価なものとなっている。

この他、grooving cut (溝切) 工法についても、一般的に青系舗装面にこれを施工しても、もたないであろうから、施工するには高分子樹脂等を用いた特殊舗装とか、半剛性舗装への適用が必要である。

セメントコンクリート舗装表面は、概ね $\mu=0.8$ 以上を有するものであるが、ポリッシングされればやはりすべりの問題が起きることがある。これ等の剛性舗装表面又は、半剛性舗装面の grooving cut は有効と考えられるが、何れにせよ、すべり止め舗装における摩擦抵抗を、凹凸摩擦に頼るといことは工法的には経済的にも限界があり、問題であろう。

今後のすべり止め舗装の方向としては、凹凸摩擦と共に、材質的にすべり難いものにする、言い換えれば、凹凸摩擦と共に凝着摩擦を生ずる舗装の工法開発であろうと考えられる。

最も大きい摩擦抵抗は、凹凸摩擦より大きい凝着摩擦との相乗的作用により得られるものと思われる。

骨材の材質、粒度といったものは、摩擦に対しては概

ね凹凸摩擦であり、それが静的摩擦においても、動的摩擦においても、 $\tan\theta$ に他ならない。少なくともバインダー等の材質同志で作用される、凝着においては、剪断抵抗 (τ) が有効に摩擦抵抗として働くはずである。

材質的に凝着摩擦を考慮に入れたアスファルトバインダーは、既に幾つか開発され、実用化されて来ているが、更に強力な開発、推進により交通事故防止に貢献されるべきであろうし、将来のすべり止め舗装工法を示唆するものではないかと考える。

ちなみに、これ等凝着摩擦を主体とするすべり止め舗装は、湿潤時のBPN、80以上を得ることは容易であり、経時的に係数の低下は殆んど見られないようであるし、車輪の速度が増加すればする程、その効果は大きく現われる。測定をASTM規格によるトレーラ法 (時速40マイル) によって行っても、湿潤路面でSN=60以上を得ることは容易である。SN (スキッドナンバー) 60以上をBPNに換算すると、概略値で83位に相当する。

この等の舗装は、舗装表層そのものに、バインダーとして使用されるから、改めてすべり止め舗装を施工する必要がなく、工期、工費の上からも極めて経効果の高いものとなる。

ただ、寒冷地方の路面の凍結、ないしは積雪にあっては、防止又は融解処理のような手段に依るほかに、現在のところ、これ等を舗装工法そのものによって解決を図ることは困難な状態である。

最後に、すべり摩擦抵抗の測定について付言すれば一般には、次のようである。

(1) British Portable Skid Resistance Tester 法

振子の先端に付けられたゴムスライダーの縁が試験面を滑動する時のエネルギー損失を測定することによってBPNを求めるものであるが、バラツキが出易いので、測定箇所を多くとり、平均値を求める。

(2) トレーラ法

ASTM規格によるトレーラの車輪にブレーキをかけ、停止に至る回転トルク数から Skid Number が測定される。高速測定が可能で、信頼性がある。

(3) 減加速度法

ブレーキによる減速力を加速度計で測定し、すべっているタイヤと路面間のすべり摩擦係数 (μ) を求めるものである。測定が容易であるが、測定値は試験車のスプリングやブレーキに左右され易い。

(4) 制動停止距離法

或るスピードの下で、ブレーキをかけ、路面のスキッドマーク (Skid mark) 等停止距離を測定し、すべり摩擦係数を計算によって求めようとするものである。危険が伴い測定誤差が大きい。

参考文献

- (1) F. P. Bowden and D. Tabor. The Friction and Lubrication of Solids. I & II
- (2) 日本道路公団：すべり抵抗の基準に関する調査要領 (飛島道路 小野沢 誠)

会 告

農業土木技術研究会役員名簿（昭和53年度）

会 長	岡本 克巳	構造改善局建設部長
副 会 長	緒形 博之	東京大学教授
理 事	浅原 辰夫	構造改善局設計課長
〃	伊東 久称	〃 水利課長
〃	平井 公雄	〃 設計課農業土木専門官
〃	長野 孝夫	関東農政局建設部長
〃	高須 俊行	農業土木試験場々長
〃	北村 純一	新潟県農地部長
〃	後藤 孝	水資源公団第二工務部長
〃	松井 芳明	農業土木事業協会専務理事
〃	永田 正董	土地改良建設協会専務理事
〃	高嶺 進	三祐コンサルタンツ取締役
〃	久徳 茂雄	西松建設株式会社取締役
〃	内藤 正	大豊建設株式会社副社長
〃	宮城 好弘	三井建設株式会社理事
監 事	坂根 勇	関東農政局設計課長
〃	岡本 勇	(財)日本農業土木総合研究所 常務理事
常任顧問	岡部 三郎	構造改善局次長
〃	井元 光一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	小川 泰恵	新農村開発センター代表取締役
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	金子 良	日本大学教授
〃	小林 国司	参議院議員
〃	佐々木四郎	(財)日本農業土木総合研究所 理事長
〃	清野 保	岐阜大学名誉教授
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授
〃	田村徳一郎	明治大学講師
〃	中川 一郎	衆議院議員
〃	野知 浩之	
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	山崎平八郎	衆議院議員
参 与	内藤 克美	東北農政局設計課長
〃	坂根 勇	関東農政局設計課長
〃	吉川 汎	北陸農政局設計課長
〃	小泉 恵二	東海農政局設計課長
〃	秋山 光	近畿農政局設計課長
〃	垣内 勝弘	中国四国農政局設計課長
〃	湯浅 満之	九州農政局設計課長
〃	横田 満	北海道開発局土地改良課長
〃	那須 丈士	構造改善局技術課々長補佐
〃	林 正	北海道農業水利課長
〃	山下 義行	青森県土地改良第一課長

参 与	佐藤 政基	岩手県農地整備課長
〃	原田 滋	宮城県耕地課長
〃	藤野 欣一	秋田県農業水利課長
〃	山本 敏	山形県耕地第一課長
〃	鈴木 和五	福島県農地建設課長
〃	銭谷 守雄	茨城県農地建設課長
〃	吉原 敏彦	栃木県土地改良課長
〃	佐藤 茂	群馬県耕地建設課長
〃	久保島竹志	埼玉県耕地計画課長
〃	斎藤 哲哉	千葉県耕地第一課長
〃	繁沢 建夫	東京都農地課長
〃	山井 良淳	神奈川県農地整備課長
〃	葉袋 茂雄	山梨県耕地課長
〃	上条 堅	長野県耕地第一課長
〃	中本 庸弘	静岡県農地企画課長
〃	谷山 重孝	新潟県農地建設課長
〃	畑 博一	富山県耕地課長
〃	細谷 信行	石川県耕地建設課長
〃	森本 茂俊	福井県耕地課長
〃	松久 勝	岐阜県農地計画課長
〃	松永 正守	愛知県耕地課長
〃	鈴木 領	三重県耕地第一課長
〃	行村 敏男	滋賀県耕地指導課長
〃	片山 啓二	京都府耕地課長
〃	吉岡 孝信	大阪府耕地課長
〃	谷岡 恒男	兵庫県耕地課長
〃	三村 恵勇	奈良県耕地課長
〃	中川 勇	和歌山県耕地課長
〃	松本 吉郎	鳥取県耕地課長
〃	嘉本久仁男	島根県耕地第一課長
〃	高杉 杜雄	岡山県耕地第一課長
〃	正木 武徳	広島県耕地課長
〃	伊賀上俊三	山口県耕地課長
〃	宮崎 武美	徳島県耕地課長
〃	大島 要	香川県土地改良課長
〃	桧垣潤一郎	愛媛県耕地課長
〃	山崎 正仁	高知県耕地課長
〃	井上吾一郎	福岡県農地計画課長
〃	土田近三郎	佐賀県土地改良課長
〃	本村不二男	長崎県耕地課長
〃	大石 圭二	熊本県耕地第一課長
〃	八坂 一誠	大分県耕地課長
〃	入江 正夫	宮崎県耕地課長
〃	百元 和夫	鹿児島県農地整備課長
〃	比嘉 勲	沖縄県耕地課長
幹 事	浅井喜代治	農工大学助教授
〃	伊藤 喜久	構造改善局防災課々長補佐
〃	池田 文雄	構造改善局地域計画課係長

幹事	上条 幸一	関東農政局設計課農業土木専門官	愛知	㈱三祐コンサルタンツ	1口
〃	川尻裕一郎	構造改善局地域計画課課長補佐	東京	旭コンクリート工業㈱	〃
〃	小木曾徳三郎	構造改善局開発課係長	大分	梅林建設㈱	〃
〃	金森 信夫	〃 水利課係長	東京	技研興業㈱	〃
〃	塩田 克郎	〃 防災課 〃	〃	久保田建設㈱	〃
〃	戸上 訓正	〃 整備課 〃	〃	五洋建設㈱	〃
〃	長塚 裕	水資源公団第二工務部副参事	大分	㈱後藤組	〃
〃	橋本 正	国土庁計画調整局調整課専門調査官	〃	㈱佐藤組	〃
〃	服部 康二	農用地開発公団工務第一係長	三重	塩谷組	〃
〃	本郷 尚文	構造改善局水利課係長	東京	世紀建設㈱	〃
〃	宮本 幸一	〃 開発課係長	〃	㈱武井工業所	〃
常任幹事	池田 実	構造改善局整備課々長補佐	〃	㈱田原製作所	〃
〃	須田 康夫	〃 設計課々長補佐	香川	大成建設㈱高松支店	〃
〃	中西 一継	(財)日本農業土木総合研究所調査研究部長	大分	高山総合工業㈱	〃
〃	野村 利秋	全国農業土木技術連盟事務局長	東京	中央開発㈱	〃
編集委員長	平井 公雄	構造改善局設計課農業土木専門官	岡山	アイサワ工業㈱	〃
編集委員	幹事及常任幹事		香川	㈱チェリーコンサルタンツ	〃
			東京	東急建設㈱	〃
			秋田	東邦技術㈱	〃
			東京	東京索道㈱	〃
			栃木	東洋測量設計㈱	〃
			神奈川	土木測器センター	〃
			茨城	中川ヒューム管工業㈱	〃
			東京	日本舗道㈱	〃
			〃	日本国土開発㈱	〃
			〃	日本プレスコンクリート工業㈱	〃
			〃	日本エタニットパイプ㈱	〃
			〃	ポゾリス物産㈱	〃
			〃	日兼特殊工業㈱	〃
			福岡	藤増総合化学研究所	〃
			東京	㈱マルイ	〃
			〃	㈱丸島水門製作所	〃
			石川	真柄建設㈱	〃
			東京	水資源開発公団	〃
			愛知	若鈴コンサルタンツ㈱	〃
			東京	I N A新土木研究所	〃
			福岡	新日本コンクリート㈱	〃
			茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	〃
			東京	日本技術開発㈱	〃
			北海道	(財)農業近代化コンサルタンツ	〃
			岩手	菱和建設㈱	〃
			〃	丸伊工業㈱	〃
			〃	高弥建設㈱	〃
			〃	東北ブルドーザー工業㈱	〃
			宮城	丸か建設㈱	〃
			〃	上田建設㈱	〃
			〃	北越ヒューム管㈱	〃
			山形	伊藤工業㈱	〃

賛助会員

東京	㈱ 荏原製作所	3口			
〃	㈱ 大林組	〃			
〃	㈱ 熊谷組	〃			
〃	久保田鉄工㈱	〃			
〃	佐藤工業㈱	〃			
〃	大成建設㈱	〃			
〃	㈱電業社機械製作所	〃			
大阪	㈱ 西島製作所	〃			
東京	西松建設㈱	〃			
〃	(財)日本農業土木総合研究所	〃			
〃	㈱ 日本農業土木コンサルタンツ	〃			
〃	㈱ 間組	〃			
〃	㈱ 日立製作所	〃			
千葉	福本鉄工㈱	〃			
愛知	玉野測量設計㈱	〃			
東京	㈱ 青木建設	2口			
〃	株木建設㈱	〃			
大阪	㈱ 奥村組	〃			
東京	勝村建設㈱	〃			
大阪	㈱栗本鉄工所	〃			
東京	三幸建設㈱	〃			
〃	住友建設㈱	〃			
〃	大豊建設㈱	〃			
〃	前田建設工業㈱	〃			
〃	三井建設㈱	〃			
青森	田中建設㈱	〃			
愛媛	安藤工業㈱	〃			
山形	前田製管㈱	1口			

山形	佐藤興業	1口	富山	婦中興業	1口
"	菱和建设山形営業所	"	"	八田工業㈱	"
茨城	茨城県調査測量設計研究会	"	石川	㈱豊蔵組	"
栃木	第一測工㈱	"	福井	福井県土地改良事業団体連合会	"
"	(有)八汐コンサルタンツ	"	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	"
群馬	大和設備工事㈱	"	岡山	㈱大本組	"
"	高橋建設㈱	"	広島	金光建設㈱	"
埼玉	㈱古郡工務所	"	"	農林建設㈱	"
千葉	堀内建設㈱	"	徳島	佐々木建設㈱	"
"	京葉重機開発㈱	"	香川	青葉工業㈱	"
"	㈱舛ノ内組	"	"	宮本建設㈱	"
東京	前沢工業㈱	"	高知	須崎工業㈱	"
"	日本大学生産工学部図書館	"	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	"
"	新光測量設計㈱	"	"	㈱古賀組	"
神奈川	神奈川農業土木建設協会	"	佐賀	農業土木試験場佐賀支場	"
山梨	峡中土地改良建設協会	"	熊本	佐藤企業㈱	"
長野	小林建設工業㈱	"	"	旭測量設計㈱	"
"	㈱木下組	"	群馬	水資源開発公団奈良俣ダム調査所	"
静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	"	東京	日本コーケン㈱	"
新潟	山崎ヒューム管㈱	"		116社158口	
"	新潟ヒューム管㈱	"			

(順序不同)

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員										
	県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数		県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数									
北海道	225	230	6	105	12	19	597	1	1	北	新潟	258	66	2	6	-	7	339	2	2								
東	青森	森手	110	52	2	1	-	165	1	2	石川	83	5	1	1	-	2	92	2	2								
		城田	101	18	5	2	2	128	4	4		福井	63	81	3	15	-	1	163	2	2							
		宮崎	85	86	6	52	1	9	239	3			3	陸	80	8	-	1	-	-	89	-	-					
		秋田	176	33	-	25	-	2	236	1			1		小計	484	160	6	23	-	10	683	6	6				
		山形	103	46	5	4	-	158	4	4			東			岐阜	30	13	5	4	6	5	63	1	1			
福島	123	48	-	-	11	1	183	-	-	海	愛知					65	94	1	109	43	6	318	3	5				
小計	698	283	18	84	14	12	1109	13	14		近	三重				60	33	1	1	10	4	109	-	-				
北	茨城	城木	117	38	1	1	5	3	165			3		3		畿	小計	京都	34	14	-	8	5	-	61	-	-	
		栃馬	77	28	5	2	-	2	114			3		3	阪			大阪	65	63	8	13	4	2	155	-	-	
		群玉	51	13	1	-	1	-	66			2	2	庫				奈良	49	-	4	39	6	7	105	3	7	
		埼玉	56	21	-	8	13	9	107	1		1	良					和歌	78	36	4	2	-	-	120	-	-	
		千京	96	31	3	2	63	11	206	4	6	山						山	63	16	-	-	-	2	81	-	-	
		東奈	1	201	9	248	37	27	523	46	75							歌	山	53	14	-	-	-	2	69	-	-
		神川	41	-	-	5	-	19	65	1	1								小計	342	143	16	62	15	13	591	3	7
		山梨	13	10	1	-	-	1	25	1	1																	
		長野	100	5	4	-	3	-	112	2	2																	
		静岡	116	47	-	2	-	4	169	1	1																	
小計	668	394	24	268	122	76	1552	64	95																			

中 国	鳥取	47	10	4	-	-	-	61	-	-	九 州	福	43	21	9	50	49	8	180	4	4
	島根	40	23	6	1	-	-	70	-	-		岡	62	23	3	-	-	2	90	1	1
	岡山	58	85	5	1	-	-	149	2	2		崎	25	3	1	-	-	1	30	-	-
	広島	49	6	-	3	-	-	59	2	2		本	106	61	-	5	3	2	177	2	2
	山口	49	2	1	-	-	-	53	-	-		分	81	5	-	2	-	1	89	4	4
	徳島	37	18	-	-	2	-	57	1	1		崎	70	20	2	2	-	-	94	-	-
	香川	49	14	4	15	5	2	89	4	4		島	66	14	-	-	-	-	80	-	-
	愛媛	38	20	4	4	-	4	70	1	2		縄	-	10	1	1	2	-	14	-	-
	高知	26	-	1	-	-	1	28	1	1		小計	453	157	16	60	54	14	754	11	11
	小計	393	178	25	24	7	9	636	11	12		内地計									
										外 国	21	-	-	-	-	-	21	-	-		
										総 計	3439	1685	118	740	283	168	6433	116社	158口		

編 集 後 記

今年の夏は全国的に猛暑となり、東京では5年ぶりに給水制限を実施するなど、各地で水不足、かんばつ等が話題を呼び水問題の重要性が再認識されたわけで、農業用水の安定的供給を図るためにも、農業土木事業の一層の推進が叫ばれる折、会員の皆様には、それぞれの分野で御活躍のことと存じます。

さて、先般、会員の皆様にお願ひしましたアンケート調査がまとまりましたが、頂いた御意見のうちの主なものから、本誌の今後のあり方等を考えてみますと、本誌に期待されているものは、あまりアカデミックな論文ではなく、主として現場の技術的側面を中心とした事例であり、会員各位が保有している技術的経験を成功例、苦勞話等を含め本誌上で発表し合い、会員相互の資質の向

上、業務の円滑な推進を図ることにあると考えられます。

その他、会誌の編集形式に対する要望としては、実務に利用しやすいという観点から、特集号の発行、講座の充実が挙げられ、また今後掲載を希望する内容の主なものとしては、労働安全法規等の農業土木事業に関連のある法律、水資源開発、農業用水合理化等の水問題、材料に関するもの、施設の管理問題、従来あまり掲載されなかった小規模事業の事例、新しい施工法を紹介する意味での農業土木以外の事業等に加え、海外で実施されている農業土木事業の紹介等極めて多岐にわたるものですが、皆様から頂いた貴重な御意見は、今後の編集の際に十分参考にさせて頂きまして、益々紙面の充実を図って参りたいと考えております。(金森記)

水 と 土 第 34 号

昭和53年9月30日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

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

印刷所 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)