

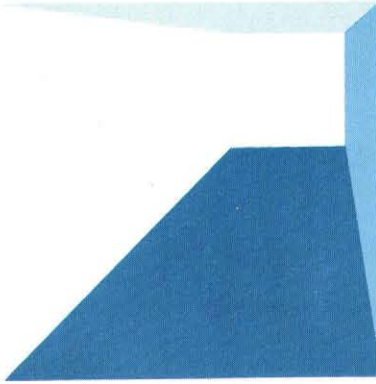
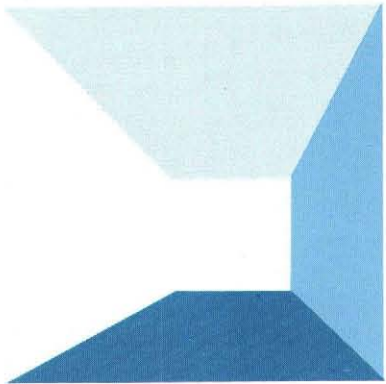
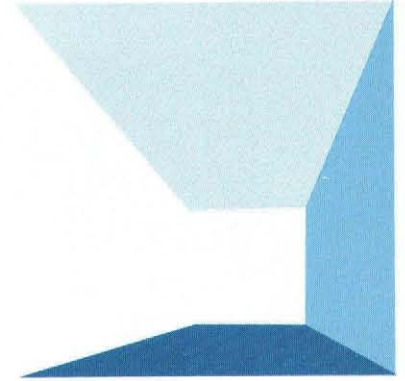
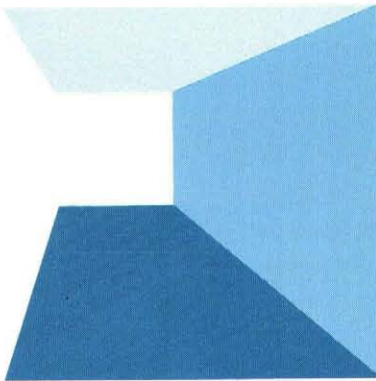
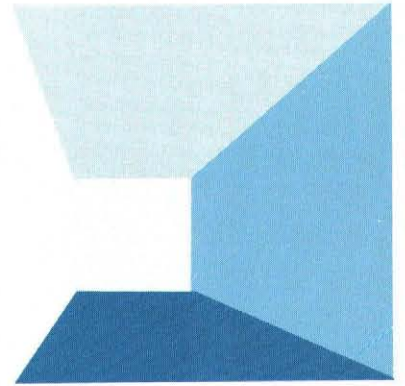
# 水と土

第 72 号

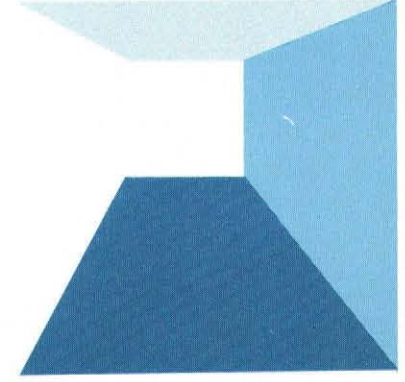
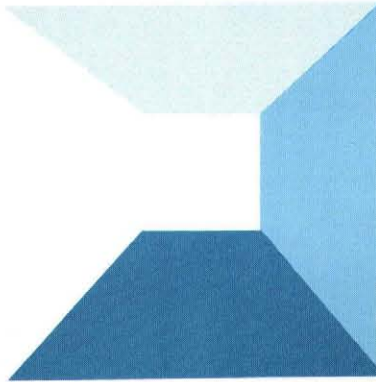
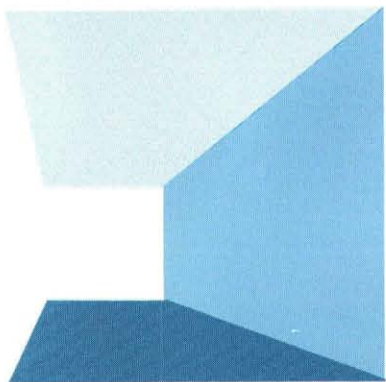
ISSN 0287-8593

昭和63年 3 月号

農業土木技術研究会



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



# ため池整備のススメ

(本文2頁参照)



写真-1 ため池群 (香川県)

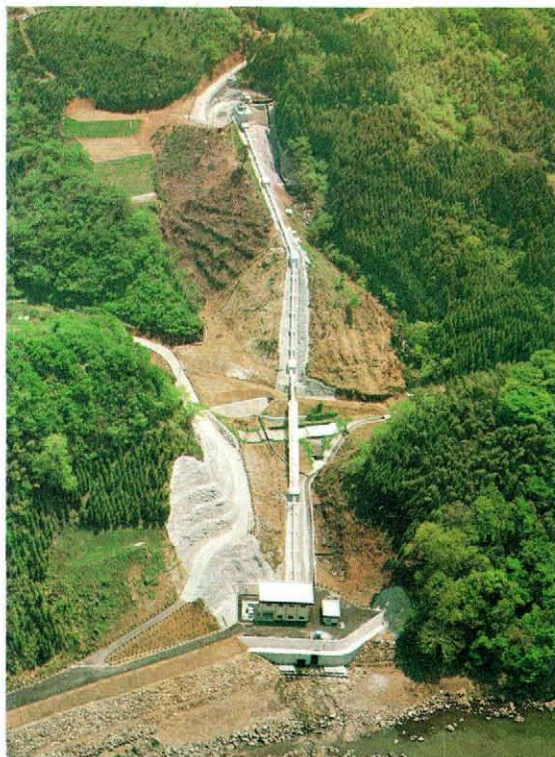


写真-3 富士緒井路第二発電所全景

## 大分県の小水力発電

(本文8頁参照)

# 泥岩地における農用地造成工

(本文21頁参照)

写真1  
① 一次造成完了 (整地)



② 風化工程完了 (二次造成着手前)



③ 二次造成完了 (播種後鎮圧)



# 水 と 土

## — 目 次 —

### グラビア

ため池整備のススメ  
泥岩地における農用地造成工

農業土木技術研究会賞の発表（編集委員会）

### 巻頭文

21世紀を目指す湖国の農業基盤整備

岩 嶋 外代男……( 1 )

### 報 文

報文内容紹介

……( i )

ため池整備のススメ

田 中 康 一……( 2 )

大分県の小水力発電

—稼動している三つの事例—

阿 部 征 史……( 8 )

泥岩地における農用地造成工

正 木 純 彦……(21)

愛知用水二期事業について

—主に二期事業としての特異点について—

片 桐 克 己  
森 田 保 則……(29)

矢の目ダム取水塔基礎岩盤の平板載荷試験について

松 島 薫  
高 橋 剛  
和 気 好 延……(35)

間断散水法による茶園の防霜

黒 岩 郁 夫……(43)

重荷重を受ける水利構造物における

—ダウエルバーの設計について—

中 島 賢二朗  
篠 田 健 吾……(48)

硬質塩化ビニル管の埋設試験結果について

中 島 賢二朗  
川 口 徳 忠……(57)

利水ダムにおける洪水計画について

中 嶋 善 治……(71)

### シリーズ

パイプラインの設計

原 田 義 春……(78)

投稿規定

……(86)

農業土木技術研究会入会の手引

……(87)

会告・編集後記

……(88)

No. 72

1988

March

## 農業土木技術研究会賞の発表（編集委員会）

第17回農業土木技術研究会賞は、第65号～68号に掲載された報文のうちから、任意に全国から抽出された会員のアンケートを基に編集委員会で選考した結果、下記のとおり決定されました。

「新しい水田耕地組織の提案」	全国土地改良事業団体連合会顧問	須 藤 良 太 郎
	大山山麓開拓建設事業所	三 好 英 幸
「魚類の生息を考慮した明渠排水路の整備について」	北海道宗谷支庁経済部耕地課	尾 崎 禎 一

### 受賞報文の選考にあたって

#### 「新しい水田耕地組織の提案」

水田の耕地組織は、水田における土地及び労働生産性を長期にわたり、最も規定するものである。特に、その重要な要素である水田の区画については従来から多くの検討がなされ、整理・拡大が行われてきた。

本報文は近年の水田農業を取り巻く情勢の様々な変化に対応した新たな水田区画の存り方について、規模決定要因や、農家の意向といった面より考察を行い、今後の我が国における水田農業確立に不可欠な水田の再整備に求められる大区画化と多様な区画の共存を満足させるものとして、短辺150 m、長辺400 m以上の圃区という新しい水田耕地組織を提案し、その現実化への妥当性について検討評価を行ったものである。

これからの農業と農村の動向より見込まれる専業農家と兼業農家への更なる分極化、あるいは農業内外の厳しい要請への対応を考慮し提案された新しい水田耕地組織は、時代の要請に応えるものであり、そして農業土木技術史に新しいページを加えるものと思われ、この点において多くの読者から高い評価を得たものと考えられる。

#### 「魚類の生息を考慮した明渠排水路の整備について」

北海道における農地排水事業は、中小河川やこれに接続する支川についても改修の対象となっている。河川に産卵にくるサケ・マス等の魚類は年々増加の傾向にあり、水産資源の重要な位置を占めており、魚類の生息環境保全を兼ね備えた改修整備の方法が要請されている。

本報文は、北海道稚内市の東方に位置する道営畑地帯総合土地改良事業「増幌二期地区」において、

治水と環境保全という二つの機能を兼ね備えた明渠排水路計画について、人工河川と自然河川の特徴の検討及び魚類の生息環境調査についてとりまとめ、施工方法について記述したものである。

洪水を安全に流下させる事を目的とした治水機能と、魚類の生息を可能とする環境機能を両立させる事は、排水路の整備を行う上で色々な工夫を要する。こうした二つの課題解決に対し、可能な限り両者の接点を見い出し、生態系の保全等を考慮した土地改良施設の設計・施工のあり方というアプローチに対して、多くの読者の高い評価を得たものと考えられる。

今回の受賞報文は、これからの時代を見つめた新しい水田耕地組織という技術提案と、水産資源確保の観点から魚類の生息をも考慮した排水路の施工方法という事例紹介になったが、本誌に投稿された報文には、他にも興味あるもの、優秀なものが多数あった。

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

# 水と土 第72号 報文内容紹介

## ため池整備のススメ

田中 康一

昭和62年度に、中国四国農政局管内にて、ため池等整備事業を実施している285ヶ所のため池を対象に、その漏水量を概算し、種々の方向より検討することにより、それが相当な量にのぼることを述べた。そして、今後、その有効利用を図るべく、老朽ため池整備を進めるとともに、国営事業計画にため池の活用を積極的に取り入れることを提案した。

(水と土 第72号 1988 P. 2)

## 間断散水法による茶園の防霜

黒岩 郁夫

茶の晩霜に対する防止法として、連続散水による氷結法が普及しているが、この方法に比べ、用水量、施設費が少なくすむ、間断散水法の実証結果、事業実施例を示した。あわせて鹿児島県における多目的水利用施設について紹介する。

(水と土 第72号 1988 P. 43)

## 大分県の小水力発電 ～稼働している三つの事例～

阿部 征史

エネルギー小国日本の将来を考えると、僅かでも自前の資源確保を図ることは重要である。

昭和50年代に入ってすすめられた大分県の農業小水力発電について、事業実施に到った経緯、資金の調達方法、事業計画から竣工に到るまでの各種協議等を3つの実施事例を通して現場より報告するものである。

(水と土 第72号 1988 P. 8)

## 重荷重を受ける水利構造物における ダウエルバーの設計について

中島賢二郎 篠田 健吾

慣行的に行われている水利構造物のダウエルバーの設計について、コンクリート舗装の設計におけるダウエルバーの設計算式に基づき検討を加え、確認のための実験を行ったのでその結果を紹介し、重荷重を受ける水利構造物におけるダウエルバーの設計上の留意点を述べた。

(水と土 第72号 1988 P. 48)

## 泥岩地における農用地造成工

正木 純彦

農用地開発公団事業出羽丘陵東部区域における「未風化硬質泥岩」の作土化について、事業を実施する中で試行錯誤しながら実施した内容を報告するものである。

(水と土 第72号 1988 P. 21)

## 硬質塩化ビニル管の埋設試験結果について

中島賢二郎 川口 徳忠

硬質塩化ビニル管の現地埋設試験を行った。撓性管の側方埋戻しは、撓性管の挙動に大きな影響を与えるが、その実際的方法はあまり明確にされていない。現場で実際に使用されている機械を中心にその特性と施工管理上の留意点について述べている。

(水と土 第72号 1988 P. 57)

## 愛知用水二期事業について（主に二期事業 としての特異点について）

片桐 克己 森田 保則

我が国初の大規模総合開発事業として完成された愛知用水が、二期事業を実施することとなった経過とその事業概要を報告し、既設の矩形水路を中壁付き複断面水路に改築するという二期事業としての構造的な特異点ならびに大流量を通水しながら開水路と改築する仮廻し水路工法として代表的な鋼矢板による半川締切工法について採用に至った経過と施工手順を紹介するものである。

(水と土 第72号 1988 P. 29)

## 利水ダムにおける洪水計画について

中嶋 善治

利水ダムにおける洪水管理は、ダム流入量の予測を早くかつ的確に把握することが大切である。この流入予測の手法について述べると共に、この手法を検討するにあたって、過去の多くの洪水関係の水文資料の整備がいかに大切であるか、また雨量、水位観測所が適切な位置に適切な数が必要であるかを述べた。

(水と土 第72号 1988 P. 71)

## 矢の目ダム取水塔基礎岩盤の平板載荷 試験について

松島 薫 高橋 剛

和気 好延

矢の目ダム取水塔基礎岩盤（凝灰角礫岩）における塔体変位への影響を判断するために、各種平板載荷試験を行った。この試験方法、地盤の評価、試験値の塔体変位への応用について述べるものである。

(水と土 第72号 1988 P. 36)

## 21世紀を目指す湖国の農業基盤整備

岩 嶋 外 代 男\*

滋賀県は日本列島のほぼ中央に位置し、総面積は約4千平方キロで国土の約1%を占めている。周囲を約1,000m級の山地で囲まれた近江盆地を形づくり、中央部には県土の約6分の1を占める琵琶湖が広がっている。分水嶺となる県境に端を発し、そこからいくつもの河川が、みどりあふれる平野部を貫流し琵琶湖にそそいでいる。県の北部は雪の多い北陸型、南部は瀬戸内型と1つの郷土とは思えないような地域間の違いがあることも特色である。また、満々と水をたたえた琵琶湖は日本最大の湖として、私たちに大きな試練を与えながらも、限りない恵みをもたらしてきた。

さて、本県の農業は古来より琵琶湖の周辺の豊富な水源を基盤として発展し、現在も琵琶湖の面積にほぼ相当する61,900haの耕地で営まれている。また、本県は稲作県といわれるように、耕地の91%が水田であり全国でも有数の水田率の高い県である。一方、近年の産業構造変化の中で農業の地位は相対的に低下傾向にあるものの、地域経済の基盤として今なお重要な役割を果たしている。

本県の農業基盤整備事業は、戦前戦後にかけては食料増産を目指した大規模なかんがい排水事業、琵琶湖周辺の干拓事業をはじめ、昭和38年の圃場整備事業の創設以降は、生産性の向上、需要の動向に応じた農産物の生産、土地利用の合理化を目的とした圃場整備事業を積極的に実施してきた。特に昭和47年から開始された琵琶湖総合開発事業においては全耕地の38%にあたる23,275haの耕地が関連事業の対象として位置付けられ、県下の農業基盤整備事業は飛躍的に進展した。また、最近では農業生産基盤の整備と、これに密接に関連する農業集落における生活環境の整備を一体的に行う農村総合整備事業を積極的に実施し、特に農業集落排水事業は琵琶湖の水質保全を図るため、昭和57年の琵琶湖事業の改訂時に160集落を新たに組み入れ、全国的にも高いウェイトで事業を実施している。

しかし、近年の我が国農業、とりわけ水田農業はかつてない厳しい局面を迎えている。すなわち、米麦などの内外価格差からくる厳しい輸入自由化攻勢、規模拡大の困難さ、担い手の高齢化、穀物自給率の低下など多くの難題をかかえている。そのためこれらの問題を解決して水田農業の確立が緊要な課題となっている。

現在、滋賀県では県勢全般にわたり、これら本県のかかえる課題を克服し、21世紀に向かって県民の力を結集し、滋賀ならではの進むべき方向を定めるため、昭和62年度に新たな県勢振興の総合的な指針として「湖国21世紀ビジョン」を策定し一ひとの時代・活力創生の郷土づくりをテーマに長期構想を定めたところである。

農業についても、田畑輪換を新機軸として、水田の機能を生かした生産性の高い水田農業の生産システムを地域ごとに作りあげていくことを目標としている。そのため、優良農地の確保、土地基盤や農業近代化施設の整備、農地の流動化、農作業の受委託を進めると共に、これと並行して、生産組織の育成や後継者づくりなど担い手対策を行っていく方針である。

また今日、「飽食の時代」と言われるように消費者のニーズは、量から質への移行、サービス依存傾向の高まり、経済性・利便性ニーズと個性化・高度化ニーズの使い分けなど多様化が進んでいる。さらに、農村のみどりあふれる快適な環境は、人々の価値観が「物の豊かさ」から「心の豊かさ」へ、「生活の便利さ」から「自然のふれあい」へ、「所得・収入」から「余暇・自由時間」へと大きく変化する中で、新しい余暇活動や自然体験の場として求められつつある。

このようなことから、都市と農村の交流を促進し、農村の利便性を高め快適性を確保するため、本県ではすでに昭和60年度より、水質や景観も考慮しながら環境保全を行おうとする「土地改良関連環境保全事業」を実施するなど、県独自施策を展開しているところである。

今後は、「湖国21世紀ビジョン」に合わせ滋賀ならではの施策をさらに押し進めると共に、国において策定された「21世紀に向けての農政の基本方針」をはじめ、「集落地域整備法」「総合保養地域整備法」「四全総」等の主旨にもとづき、本県農業基盤整備の一層の発展を図っていきたいと考えている。

\* 滋賀県農林部次長



# ため池整備のススメ

田中康一\*

## 目 次

1. はじめに.....	2	4. 老朽ため池整備の経済性.....	5
2. 中国四国管内のため池概況.....	3	5. おわりに.....	6
3. ため池からの漏水量.....	4		

### 1. はじめに

我国の稲作は紀元前2世紀頃に伝来したと言われており、それ以来水田への用水供給の努力が営々として続けられてきた。

特に瀬戸内沿岸は降雨が少なく、年間降水量の全国平均が約1,800mmであるのに対して、この地帯は1,300mm程度しか期待できない。そのため、この地帯には古くから数多くのため池が築造されており、その中でも弘法大師の再築になると言われる満濃池やマルチプルアーチダムの形式をとる豊稔池などはとみに有名である。

ところで、農民の努力の結晶とも言えるべきため池の役割には、水田への用水補給の外に、空容量を利用しての洪水調節、あるいは地域の人々への憩いの場の提供、また最近では、ため池浚渫土の

池内埋立による公共用地創設等数多くのものがあるが、ここでは水源施設としてのため池に着目し、その漏水量について検討したので報告する。

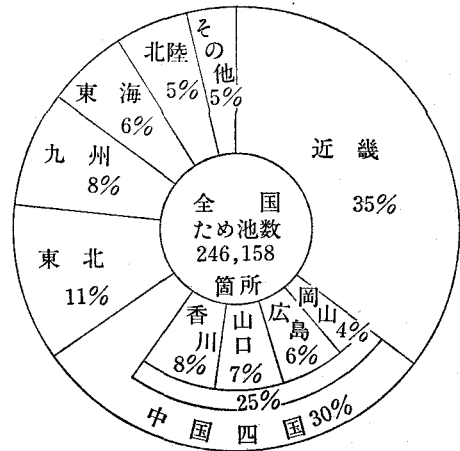


図-1 地域別ため池保有率

表-1 県別ため池数(上位10県)

順位	県名	ため池数
1	兵庫	42,978
2	香川	18,620
3	山口	16,761
4	広島	15,981
5	奈良	13,769
6	大阪	12,530
7	三重	9,510
8	岡山	8,533
9	和歌山	8,190
10	滋賀	7,238
全国総数		246,158

(昭和53年度調査)

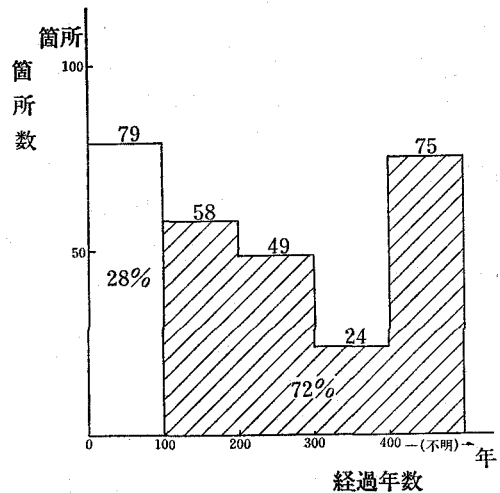


図-2 62ため池の経過年数別箇所数

\* 中国四国農政局建設部防災課

## 2. 中国四国管内のため池概況

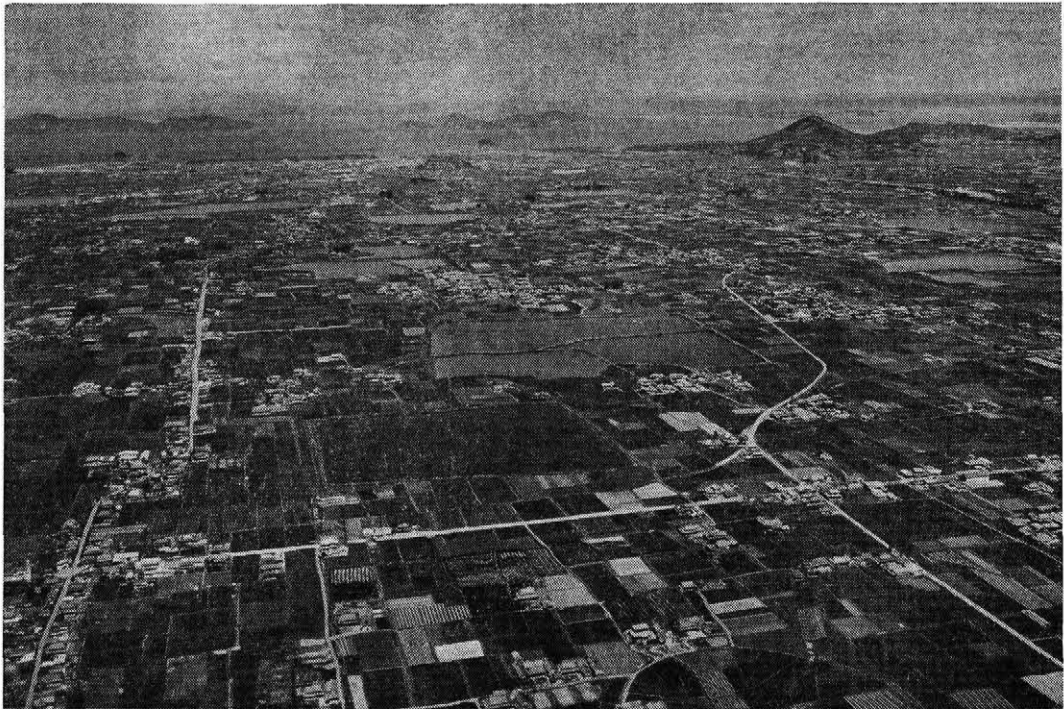
漏水量を検討する前に当管内におけるため池の状況について述べる。表一には県別ため池数の上位10県を示した。これによると当管内の瀬戸内沿岸に位置する岡山、広島、山口及び香川の各県が該当しており、その総数は図一に示すように全国の25%を占めている。

しかし、これらのため池の約75%は築造以来100年以上を経過していると言われており、現に、昭和62年度に当管内にてため池等整備事業を実施している285カ所の老朽ため池（以下「62ため池」

という。）について、築造後の経過年数別に分類してみると図二に示すように約70%のため池が既に100年以上経過していることがわかる。

また、ため池の受益面積別に見ると表一より、岡山県は比較的規模の大きいため池が多いが、山口県及び香川県は受益面積が1ha未滿のため池の比率が極端に高くなっており、小規模なため池が高密度で築造されていることがわかる。

更に、表三には各地域における耕地面積に占めるため池受益面積の比率を示した。これより、比率は当管内及び各県とも全国平均を上廻っているが、特に香川県はほとんど全ての耕地がため池



写真一 ため池群（香川県）

表一 地域別・受益面積別ため池数

規 模	受 益 面 積					
	1 ha 未 滿		1 ha 以 上		40ha 以 上	
	箇 所 数	シ ョ ア	箇 所 数	シ ョ ア	箇 所 数	シ ョ ア
岡 山	1,992	23%	6,561	77%	207	2.4%
広 島	8,516	53	7,465	47	132	0.8
山 口	14,091	84	2,670	16	101	0.6
香 川	14,897	80	3,723	20	215	1.2
中 四 国	45,667	62	27,853	38	838	1.1
全 国	148,644	60	97,514	40	4,966	2.0

表-3 地域別ため池受益面積率

項目	耕地面積 (A)	ため池受益面積 (B)	(B)/(A) シェア
	千ha	千ha	%
北海道	1,140	55	5
東北	998	291	29
関東	1,060	92	9
北陸	391	66	17
東海	255	98	38
近畿	297	164	55
中四	556	219	39
岡山	95	48	54
広島	83	37	47
山口	70	23	32
香川	45	59	≒100
九州	722	151	21
沖縄	44	2	4
計	5,461	1,137	21

注) 耕地面積：S53年時点  
 ため池受益面積：ため池台帳 (S53) 引用

掛りとなっており、ため池依存の大きさを示している。

### 3. ため池からの漏水量

62ため池について、改修前におけるかんがい期間中の漏水量を事業計画書の諸元を用い、下式により算出し、その結果を表-4に示した。

表-4 ため池からの漏水量

項目 地域	有効貯水量 A	漏水量 B	水田必要水量 C	B/A	B/C
	千 $m^3$	千 $m^3$	千 $m^3$	%	%
中四国	31,219	9,476	68,576	30	14
岡山	2,546	685	4,366	27	16
広島	3,738	1,407	8,220	38	17
山口	4,280	1,010	12,210	24	8
香川	16,548	4,193	30,037	25	14
計	27,112	7,295	54,833	27	13

ただし、かんがい期間中のため池からの漏水の一部は下流水田にて有効に利用されることもあるが、また満水時に漏水を上廻る流入があり漏水が実質的なロスとはならないことなども考えられるが、ここではこれらを考慮しないこととした。

$$Q = \sum_{k=1}^M (q_k \times 10^{-3} \times L_k \times 10^{-2} \times 86,400 \times N_k)$$

ここに

- Q：かんがい期間中の漏水量 ( $m^3$ )
- $q_k$ ：K番目ため池の堤長 100m 当たり単位漏水量 ( $l/s$ )
- $L_k$ ：K番目ため池の堤長 (m)
- $N_k$ ：K番目ため池のかんがい日数 (日)
- M：ため池箇所数 (285ヶ所)

また、ため池改修後も漏水は完全には止まらず、またいくらかは許容されるものである。しかし事業計画時点の計測に当って、漏水の全量を把握することは困難であるので、ここでは改修後の漏水と計画時点の計測もれの量が相殺されるものと仮定し、計画書に記載された漏水は全て止まるものと考えた。

一方、62ため池のかんがい期間における水田必要水量を下式により算出し、この量も表-4に示した。

$$Q = \sum_{k=1}^M \{ A_k \times 10^4 \times D_k \times 10^{-3} \times (N_k - R_k) \}$$

$$\times (1-r) \times (1-c)$$

ここに

- Q：62ため池受益水田のかんがい期間中の必要水量 ( $m^3$ )
- $A_k$ ：K番目ため池の受益面積 (ha)
- $D_k$ ：K番目ため池の受益水田の減水深 (mm)
- $N_k$ ：K番目ため池のかんがい日数 (日)
- $R_k$ ：K番目ため池受益区域におけるかん



写真-2 堤体からの漏水

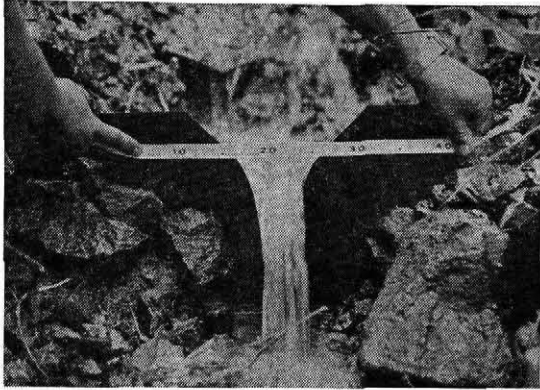


写真-3 漏水量計測

が期間中の降雨日数(日)

$r$  : かんがい用水の反復利用率  
(30%と仮定した。)

表-5 建設及び計画中的かんがい用ダム

県名	ダム名	事業者名	有効貯水量 千 $m^3$
鳥取	西高尾	農水省	1,970
	小田股	〃	1,800
	船上山	〃	520
	下蚊屋	〃	4,700
島根	志坂君	農水省	115
	坂根	〃	850
	稗原	県	1,270
岡山	黒谷	県	1,150
	第二星田	〃	1,210
	楨谷	〃	2,000
	明治	〃	395
広島	目黒谷	農水省	1,186
	黒瀬	県	640
山口	大庭	農水省	704
	石井	県	896
	有宗	〃	439
	符音	〃	796
徳島	夏子	県	800
愛媛	東蓮寺池	農水省	1,278
	布喜川	〃	150
	伊方	〃	89
	野村	建設省	10,200 (特定かんがい)
高知	島の川	豊水省	630
	田野	県	453
	沢の地	〃	34
計			34,275

$C$  : 稲転率 (25%とした。)

$M$  : ため池箇所数 (285ヶ所)

これによると、かんがい期間中の62ため池からの漏水量は約9,500千 $m^3$ にも上り、この量は62ため池の全有効貯水量 31,200千 $m^3$ の約30%に相当し、また当管内において現在建設あるいは計画中的かんがい用ダムの有効貯水量 34,000千 $m^3$ (表-5)の約28%を占め、更には当管内の水田必要水量 68,600千 $m^3$ の約14%にも相当するものである。

また、この漏水量の約77%を占める瀬戸内4県にて、これをかんがい用水に利用し得たとすると、下式より約651haの水田を賄えることとなる。

$$Q = A \times 10^4 \times H \times 10^{-3} \times N \times (1-r)$$

ここに

$Q$  : 漏水量 ( $m^3$ )

$A$  : 水田面積 (ha)

$H$  : 水田減水深 (mm)

(当管内平均値: 16mm)

$N$  : かんがい日数 (日)

(当管内平均値: 100日)

$r$  : 反復利用率 (30%と仮定した。)

ところで、この漏水量は62ため池について算出したものであり、当管内には現在2,500ヶ所程の要改修ため池が残されているため、これらを含めた全漏水量は大巾に増大するものと思われる。

#### 4. 老朽ため池整備の経済性

62ため池を県別にその全漏水量と全ため池改修費用との関係を示したのが図-3である。これよ

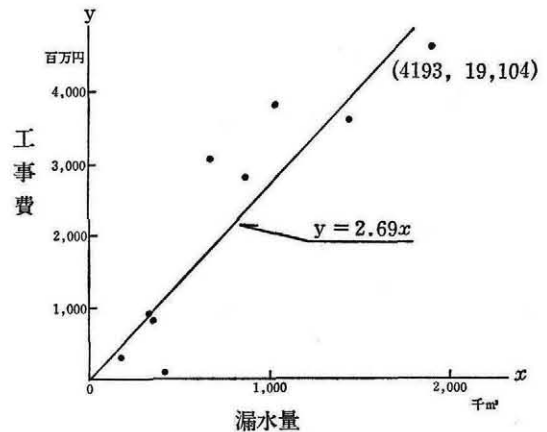


図-3 老朽ため池整備工事の漏水量と工事費の関係

表-6 ダムの有効貯水量と工事費（過去12年間）

県名	ダム名	竣工年度	有効貯水量	工事費	61年度 換算工事費
			千 $m^3$	百万円	百万円
鳥取	下蚊屋	1985	4,700	5,912	5,959
島根	坂根	1986	850	7,086	7,086
岡山	北房	1979	1,040	1,490	1,755
	大竹	1979	299	1,536	1,809
	落合	1980	356	820	874
	黒谷	1987	1,150	3,266	3,266
	第二星田	1987	1,210	1,733	1,733
広島	坂本	1983	240	1,162	1,179
	目谷	1986	1,152	4,974	4,974
	京丸	1986	530	1,288	1,288
	黒瀬	1987	640	2,023	2,023
山口	内日	1985	1,123	3,998	4,029
	大庭	1987	704	1,211	1,211
愛媛	上浦	1975	145	333	494
	八代	1975	24	136	201
	布喜川	1984	143	2,793	2,818
	東蓮寺池	1987	1,182	2,292	2,292
	保内	1987	84	798	798
高知	西山	1986	54	1,970	1,970
計			15,626	44,821	45,759

注) 61年度換算工事費は支出済費用換算係数を用いて算出した。

り双方にはかなりの相関が見られるため、最小二乗法により回帰直線式を求め図に示した。

また、当管内にて1975年から現在までに完成したかんがい用ダムの建設費と開発水量を表-6に示した。

図-3及び表-6より老朽ため池整備工事にて1 $m^3$ の漏水を減少させるのに約269万円を必要とするが、ダムにより1 $m^3$ の用水を開発するには約293万円を要することとなり、1 $m^3$ の水を確保するために、ため池改修ではダム建設の約90%の費用にて可能となる。

今、前節で算出した62ため池からの漏水量を有効利用するために老朽ため池を改修するための費用とこの漏水量分をダム建設により開発する費用とを比較するとその差は、

$$(293\text{万円}/\text{m}^3 - 269\text{万円}/\text{m}^3) \times 9,500\text{千}\text{m}^3 \\ \div 2\text{兆}28\text{百億円}$$

となり、老朽ため池を改修の方が2兆28百億円の経費節減となる。

今後はダムサイト適地の減少に伴う基礎処理費の増大及び河川協議における河川管理者からの指摘等によりダム建設費は増嵩する傾向にあるため、この較差は更に拡大するものと思われる。

## 5. おわりに

当管内に点在するため池のうち、62ため池からの漏水をため池決壊の原因としてではなく、水資源としてとらえ概略の検討を行った。その算定に当っては仮定を含んでおり、かなりラフな面もあるが、本報文により、ため池からの漏水量が相当な量にのぼること、またこれの有効利用を図ることは新規に水源を開発するよりはるかに有利なことを報告できたと思う。

今後、改修を要する老朽ため池が当管内に2,500ヶ所程あり、これらの整備を早急に進める必要がある。

また、国県営事業計画では水源施設として新規ダム建設と合わせて既設ため池の利用も図られて

はいるが、ため池が老朽化していること、あるいは小規模であることなどにより事業計画から除外されてしまうものがある。しかし、新規水源開発に伴う事業費の増大及び河川協議の困難さなどの諸問題を勘案し、たとえため池を利用することにより計画基準年の用水管理に多少の煩雑さを伴うとしても、事業計画樹立に当っては、老朽ため池を整備し、これの活用を積極的に考える必要があると思う。

最後に、本報文の作成に当たり、御協力を賜った方々に心から御礼を申し上げます。

#### 参考文献

- (1) 構造改善局地域計画課：ため池台帳（集計編）昭和56年4月
- (2) 構造改善局防災課：老朽ため池整備便覧〈昭和57年度版〉
- (3) 日本ダム協会：ダム総覧1984



# 電業社ポンプ。

茨城県霞部鶴舞揚水機場  
1,000馬力 PF-GM斜流ポンプ

**株式会社 電業社機械製作所**

本社 東京都大田区蒲田5丁目28番4号  
電話 東京(739)9311  
支店 大阪・名古屋・九州・東北  
営業所 札幌・金沢・横浜・静岡・広島・山口・高松  
沖縄

# 大分県の小水力発電

～稼動している三つの事例～

阿 部 征 史\*

## 目 次

1. はじめに.....	8	3. 小水力発電実施例.....	10
2. 大分県の水力発電.....	8	(1) 富士緒井路第一発電所および	
(1) 概 要.....	8	第二発電所の概要.....	10
(2) 小水力発電候補地調査.....	10	(2) 大野原発電所.....	17
(3) 中小水力発電所に係る調査		4. おわりに.....	19
及び事業費の補助.....	10		

### 1. はじめに

わが国は、エネルギー消費の70パーセントを石油に依存しており、石油・LNGなどを合わせると、海外依存度は86パーセントに及び先進諸国の中では脆弱なエネルギー供給構造となっている。

1973年の石油危機は我が国経済の基盤となるエネルギー資源の安定的確保の必要性の認識を高め、石油依存度の低減を図るため原子力・その他の代替エネルギー開発の必要性が世論の等しく認めるところとなった。特に水力や地熱等の国産エネルギーについては、昭和55年11月に「石油代替エネルギー供給目標」について閣議決定が行われ、昭和65年度を目標に800万kWの開発を行い、現在の出力1,800万kWに加えて2,600万kWのエネルギー確保を図る長期目標が定められた。

### 2. 大分県の水力発電

#### (1) 概 要

大分県は比較的複雑な地勢もあって一級河川が6水系、二級河川が88水系あり河川数は567河川に及んでいる。しかも県境に小石原山系・阿蘇外輪・久住祖母山群など標高の高い山々が連なるため随所に発電の適地があるが、明治末期から大正にかけて実施された九州電力の前身である九州水力発電の積極的な発電所建設事業により規模の大きな有効地点の発電事業は殆ど開発し尽くされて

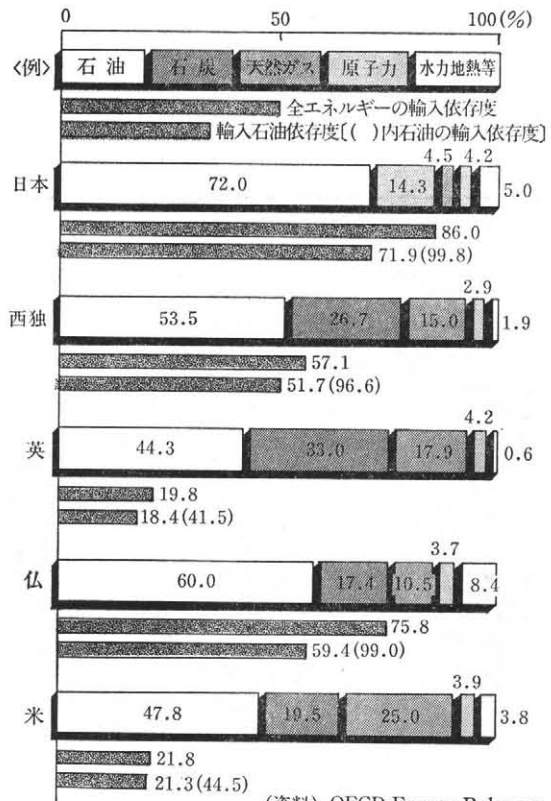


図-1 主要国の一次エネルギー供給構成 (1978)

いる。本県の水力発電所数は41箇所(表-1)で認可最大出力の総和は約32万kWとなっている。

大分県の電力需給は年間の消費電力量48億kWhに対して、県内の年間発電々力量は30億

\* 大分県農政部耕地課

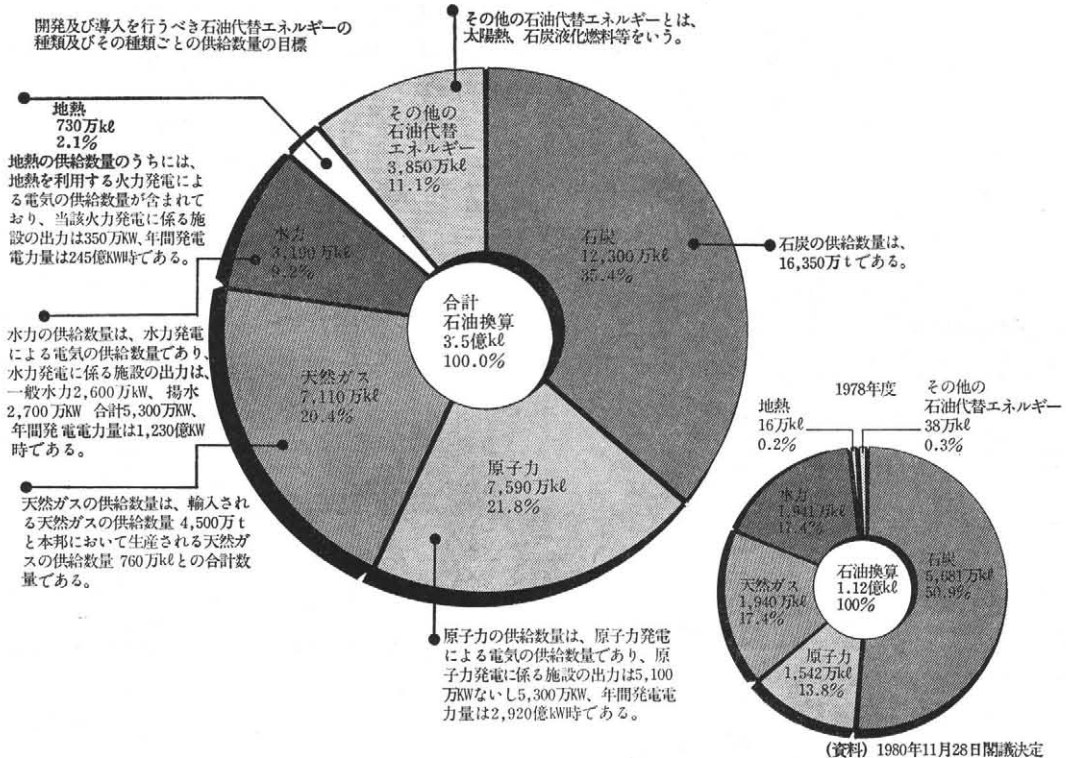


図-2 石油代替エネルギーの供給目標 (1990)

(単位 kW)

表-1 大分県の発電所一覧表

昭和61年 3月31日

発電所	水系	所在地	認可最大出力	発電所	水系	所在地	認可最大出力
須崎発電所	駅館川系	宇佐郡安心院町萱籠	700	下釜発電所	筑後川系	日田郡中津江村	15,000
丸田 "	"	" " 南畑	950	女子畑 "	"	" " 天瀬町女子畑	29,500
飯田 "	"	" " 飯田	280	三芳 "	"	日田市日高	4,600
広瀬 "	"	" " 院内町広瀬	320	石井 "	"	" " 石井	1,100
鮎川 "	大分川系	大分郡湯布院町川西	1,000	夜明 "	"	" " 夜明	12,000
畑 "	"	" " 下湯平	950	大岳 "	(地熱)	玖珠郡九重町湯坪	12,500
幸野 "	"	" " "	1,700	八丁原 "	"	" " "	55,000
下川 "	"	" " "	1,400	大野川 "	大野川系	大野郡犬飼町大字大寒	10,100
野畑 "	"	" " 庄内町野畑	2,800	芹川第一 "	大分川系	大分郡庄内町大字五ヶ瀬	11,000
柿原 "	"	" " 柿原	5,400	芹川第二 "	"	" " 竜原	10,400
大竜 "	"	" " 大竜	2,200	芹川第三 "	"	" " 野津原町今市	2,400
篠原 "	"	" " 挾間町篠原	8,000	北川 "	五ヶ瀬川系	宮崎県白杵郡北川町 宇川内名	25,100
笹川 "	大野川系	竹田市福原	90	下赤 "	"	" " " "	1,700
竹田 "	"	" " 竹田	7,000	桑原 "	"	南海部郡宇目町南田原	2,800
軸丸 "	"	大野郡緒方町軸丸	12,500	別府 "	大分川系	別府市大字別府見牛	1,500
宮砥 "	"	竹田市次倉	380	富士緒 "	大野川系	大野郡緒方町大字草深町	380
沈墮 "	"	大野郡大野町小倉木	8,300	富士緒第二 "	"	" " 軸丸	1,500
町田第一 "	筑後川系	玖珠郡九重町町田	1,600	耶馬溪 "	山国川系	下毛郡耶馬溪町	1,700
町田第二 "	"	" " "	6,000	大分 "	(汽力)	大分市大字一の洲1番2	500,000
野上 "	"	" " 野上	1,600	松原 "	筑後川系	日田郡大山町西大山	50,600
右田 "	"	" " 右田	1,600	柳又 "	"	日田市大字内河野	61,900
玖珠 "	"	" " 玖珠町山田	4,500	大分共同火力	(汽力)	大分市西の洲1番地	500,000
湯山 "	"	日田郡天瀬町湯山	8,300	杉ノ井発電所	(地熱)	別府市大字南立石	3,000



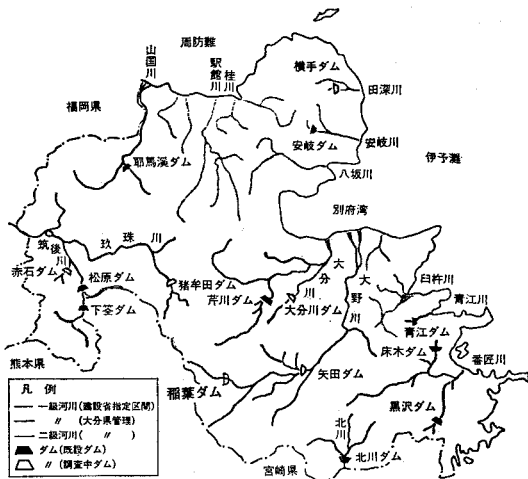


図-3 河川図

kWh となっており自給率は62パーセントで県外からの送電に頼らなければならないのが実情である。特に昭和39年より県勢の浮揚をめざしてすすめられた大分臨海工業地帯の鉄鋼・石油産業による大口業務用電力の需要が21億kWhを超えており積極的水力発電にもかかわらず今だに電力消費県の形をとらざるを得なくなっている。

(2) 小水力発電候補地調査

大分県はエネルギー逼迫の時代には小規模であっても安定性が高く、確保が確実なこれまでかえりみられなかった国内水資源が脚光を浴びることを予測し、いち早く昭和56年度より3カ年にわたり県単独調査として、事業の玉出しを目的とする候補地域調査を実施した。(表-2)

表-2 小水力発電候補地調査の内容

調査名称	年度	調査内容	総調査費	負担区分	
				県	地元
農山村エネルギー開発調査	56	○候補地選定調査	千円 1,000	% 100	—
		○実施計画調査費補助(富士緒)	3,000	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}$
	57	○実施計画調査費補助(音無井路)	6,000	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}$
	58	○同上(明正)	0	—	—
農業用エネルギー導入促進事業(調査)	60	○同上(長谷緒井路)	5,000	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}$

県下全域にわたって昭和56年度に実施した悉皆

調査の結果は表-3のとおりであるが、予想に反して候補地区は少なく事業化可能なA・Bランクのものは9カ所という調査結果であった。Bランクに位置づけられるものは、技術的には建設可能であるが、経済的に採算がとれないため事業費の一部を国・県などが助成する必要があるものである。

表-3 悉皆調査結果

区分 判定	地区数	発生電力		年間発生電力量
		最大	常時	
A(事業化可能)	7	kWh 4,692	kWh 1,243	kWh 28,826,632
B(要事業費助成)	2	450	213	3,129,192
C(困難)	1	53	47	449,400
計	10	5,195	1,503	32,405,224

(3) 中小水力発電所に係る調査費及び事業費の補助

中小水力発電に係る調査費及び事業費の補助の制度は表-4のとおりである。

大野原発所の場合は主として人件費の削減が交渉の焦点となり通算30回を超える交渉の結果11.91円/kWhで協議が成立している。(表-5)

3. 小水力発電実施例

(1) 富士緒井路第一発電所および第二発電所の概要

富士緒井路は熊本・宮崎・大分の三県が県境を接する九州第二の高山である祖母山(1757m)に水源を発しほぼ大分県の中央を北東に流下し瀬戸内海に注ぐ一級河川大野川の上流部右岸に位置している。受益地301ヘクタールは標高330メートル程度の山岳性台地に分布し、水源の白水ダム(L=128m・H=14m・V=600千m<sup>3</sup>・練石張重力ダム)より15.2kmの幹線水路と約20本(30km)の支線用水路によりかんがいされており、水路の開削は万延元年にさかのぼり幹線水路が通水をみたのは大正3年6月である。受益地には水路標高より高い位置に水田があることから明治時代に用水の落差を利用して発電を行い、この電気で揚水ポンプを運転することが企画された。明治41年10月より事業にとりかかり大正3年7月富士緒井路第一発電所が竣工した。当初の発電出力は160kW

表一4 調査費及び事業費の補助制度

区分	制度の名称	所管	助成の内容						
調査	都道府県営土地改良事業関連中小水力開発調査	農林水産省	1. 基礎調査 2. 開発可能調査 3. 計画調査  国費 100%						
	地域エネルギー開発利用事業化可能性調査	通産省	○地方公共団体等が行う地域エネルギー開発利用のための 1. 適地調査 2. 事業化フェージビリティ調査 3. 事業計画作成調査  国費 $\frac{1}{2}$						
事業	中小水力発電開発費補助金	通産省	公営・自家発電等のコスト低減を図る。 <table border="1"> <tr> <td>5,000kW以下</td> <td>15%</td> </tr> <tr> <td>5,000~20,000kW</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>20,000~50,000kW</td> <td>5</td> </tr> </table>	5,000kW以下	15%	5,000~20,000kW	10	20,000~50,000kW	5
	5,000kW以下	15%							
	5,000~20,000kW	10							
	20,000~50,000kW	5							
補助かんがい排水事業 (工種)	農林水産省	土地改良施設の操作に必要な電力供給 当該事業の補助率							
農林漁業施設資金 (融資) 〔農山漁村電気導入促進法〕	農林漁業金融公庫	融資(共同利用施設資金) 補助残の80% 3年据置 30年支払 年利 4.75%							
地域エネルギー開発利用促進事業利子補給	新エネルギー財団	建設費利子補給 1~12年 利子補給建設費の1~3%							

表一5 九電との協議経過

第1回	S59.12.17	18.36円/kWh
第2回	S60.5.20	17.67
第3回	S60.7.27	15.27
第4回	S60.8.2	14.07
第5回	S60.8.3	14.01
九電内示	S60.10.1	10.80円/kWh 程度
最終協定	S60.10.26	11.91円/kWh

であったが昭和51年4月より全面改修工事に着手、昭和52年3月31日に竣工し出力は380kWに拡大された。その概要は次のとおりである。

富士緒井路第一発電所の概要

- 所在地 大分県大野郡緒方町大字小宛字梅ヶ迫 乙556番地
- 有効落差 25.5m
- 発電水量 2.0m<sup>3</sup>/sec
- 認可出力 380kWh
- 発電所施設

調整水槽 鉄筋コンクリート 49.92m<sup>3</sup>

余水吐 L=5.0m

水圧鉄管 L=38.83m φ=950mm

放水路 L=55.6m

- 発電機 渦巻フランシス横軸単輪復流型水車  
油圧調整機付・回転数730RPM定格  
出力400kW・電圧3.3kV



写真一1 富士緒井路の水源白水ダム

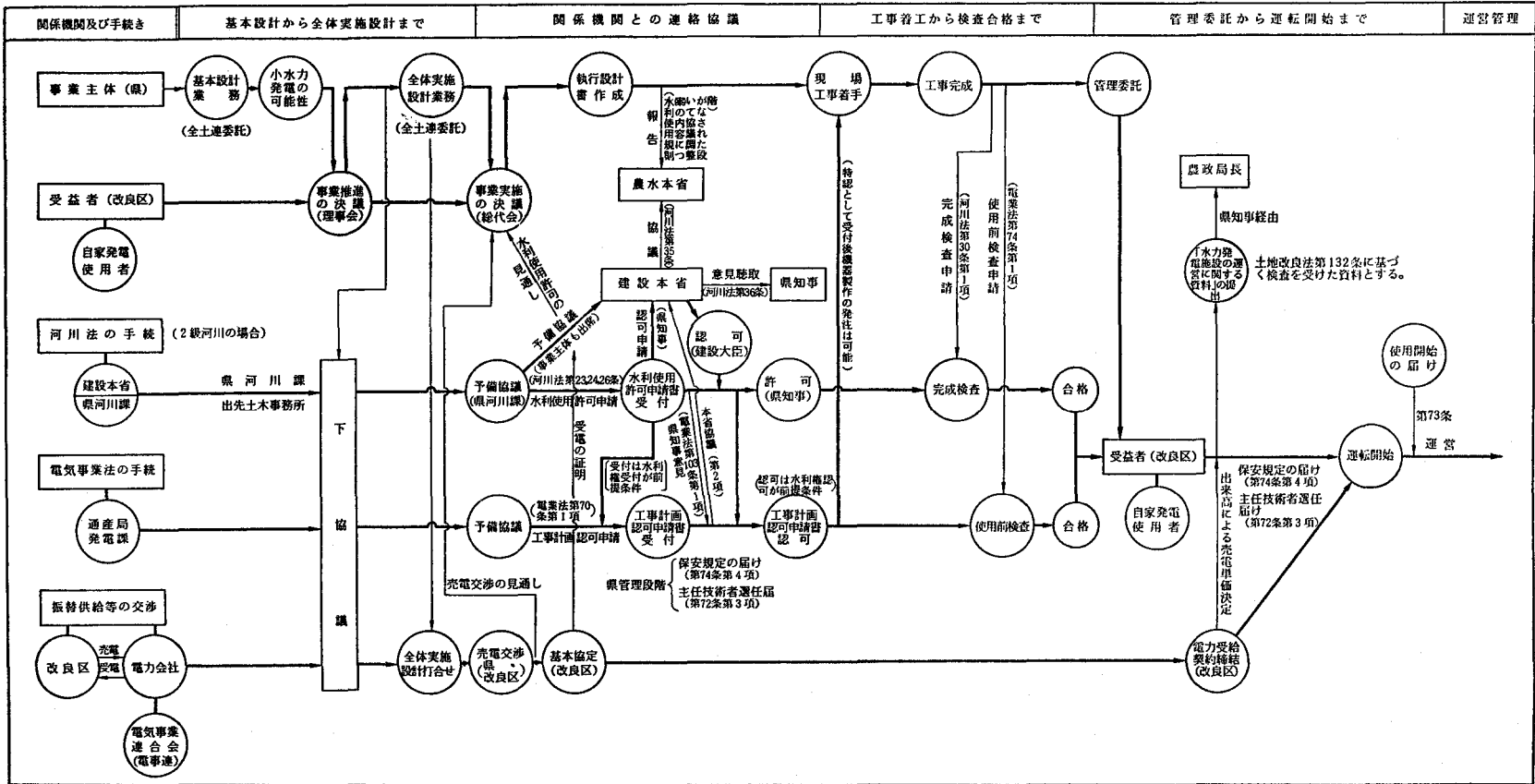
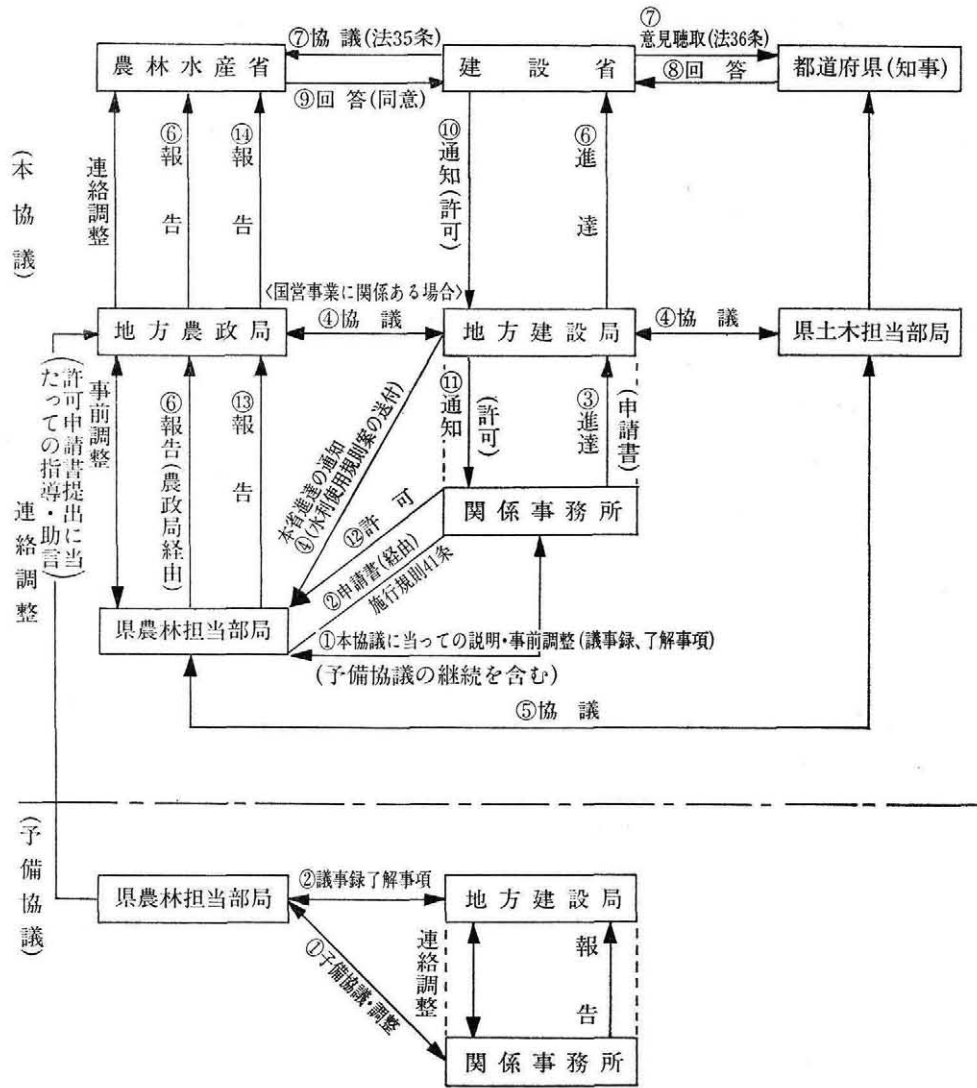
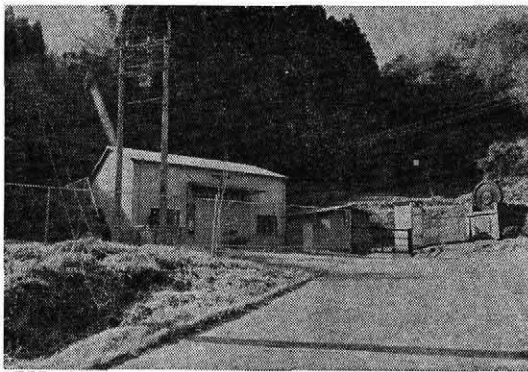


図-4 小水力発電事業事務手続フローチャート



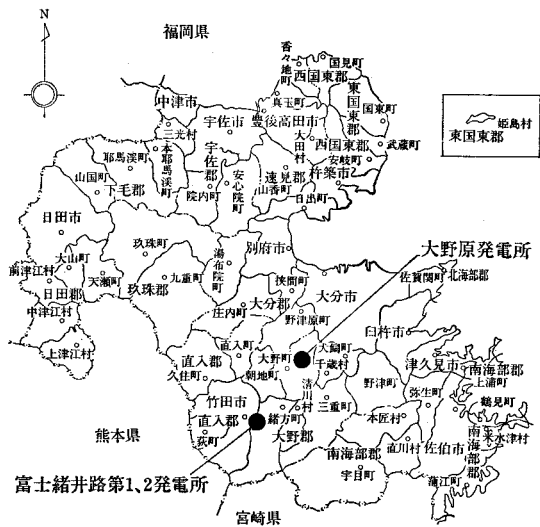
図一五 県営土地改良事業の場合（一級河川・特定水利使用）



写真一 富士緒井路第一発電所

- 変圧機 昇圧用および降圧用
- 自動除塵器 間けつ電動式
- 上屋 鉄骨スレート葺平屋 76.5m<sup>2</sup>
- 総事業費 65,000千円
- 工期 着工 昭和51年4月15日  
竣工 昭和52年3月31日

富士緒井路第二発電所は第一発電所放水路より直下の大野川へ落差約100mの所で放水されていた流水を利用して発電しようとして計画されたものであり、地元や土地改良区において長年にわたり暖められていた構想である。富士緒井路は幹支線用水路を県営および団体営かんがい排水事業により複次の改修を行っており事業負担償還金を含める



図一6 小水力発電所位置図

賦課金は10アール当り3万円（ピーク時）にも達し将来の多額の負担に不安をつのらせる状況にあった。このような状況を打開するために昭和55年1月役員会の決定をうけて発電事業に着手し昭和59年4月に竣工その後順調な発電実績を挙げ今日に到っている。（表一6）

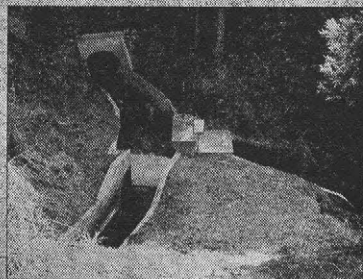
第二発電所は放水路の途中で二次取水を行っていた九州電力の水利権放棄・新水利権の取得・売電単価交渉等幾つかの問題に直面しこれらを解決して竣工しているが、その特色は資金調達でありこれは次のようなものとなっている。

- （補助金） 中小水力発電開発費補助（通産省）15%
- （融 資） 農山漁村電気導入促進法（公庫融資） 68%
- （自己資金） 市中銀行 17%

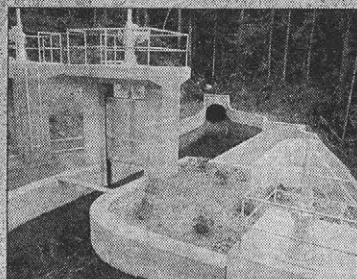
表一6 富士緒井路第二発電所諸元

発 電 位 置	大分県大野郡緒方町大字軸丸字山ノ神戸					
水 系 及 び 河 川 名	大野川水系		取水河川名：大野川		放流河川名：大野川	
使 用 水 量	最 大	2.00m <sup>3</sup> /s	常 時		最 小	
総 落 差	取 水 位	E L 284.50m	放 水 位	E L 186.42m	総 落 差	98.08m
有 効 落 差	最 大 96.62m					
発 電 出 力	最 大	1,500kW	常 時		最 小	
水 力 工 作 物	水 槽	寸 法	長さ 16.78m × 幅 1.70m × 高さ 2.0m ~ 6.0m			
		附 属 設 備	制水門 幅 1.70m × 高さ 2.00m			
	水 圧 管 路	材 料	SM41A	内 径	φ 1.200mm ~ φ 800mm	
		厚 さ	6 ~ 9 mm	長 さ	L = 255.298m	
放 水 路	鉄筋コンクリート函渠 幅 3.00m × 高さ 2.37m L = 12.5m					
水 車	型 式	横軸単輪単流うず巻フランシス水車				
	容 量	1,590kW	回 転 速 度	915 rpm	台 数	常用 1台
発 電 機	型 式	横軸三相誘導発電機				
	発 電 出 力	1,500kW		電 圧	6,600V	
	電 流	158 A		周 波 数	60 Hz	
	回 転 数	915 rpm	極 数	8 極	台 数	常用 1台
年 間 計 画 発 電 電 力 量	8,143,000kWh					
総 事 業 費	767,700千円					
工 期	昭和58年6月1日着工 昭和59年4月24日完成					
事 業 主 体	富士緒井路土地改良区					

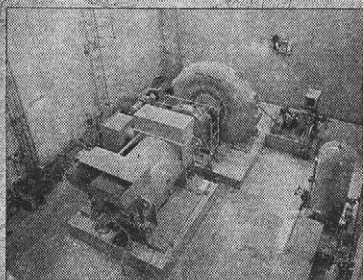
# 富士緒井路第二発電所概要図



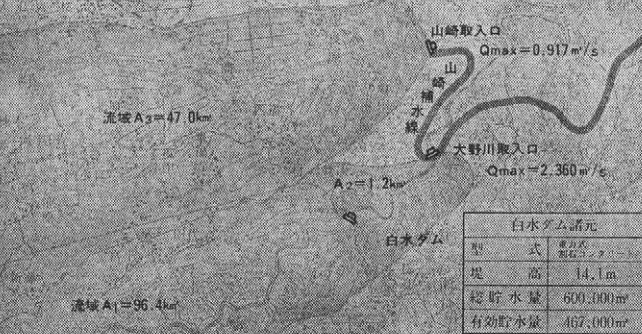
**高尾倉放水口**  
非かんがい期（10月～4月）には、毎日36,000 KWH、年間8,000千KWHのエネルギーが大野川へ放流されていた



**変貌した高尾倉放水口（発電取水水槽）**

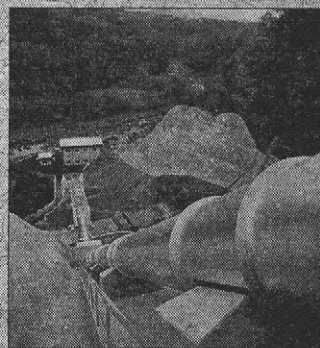


**発電所内部（水車発電機）**



富士緒井路諸元	
貯水池	白水ダム有効貯水量467千m³
補水名称	山崎補水線 取水量 0.917m³/s
補水延長	L0=283.7m L1=1,494.0m ΣL1=1,777.7m
取水口	大野川取水口 取水量 2.360m³/s
幹線延長	L0=3,385.0m L1=10,232.0m ΣL1=14,733.0m
幹線	L2= 319.0m
発電事業共用延長	14,221.0m
支線	約30,000m
受益面積	399.2ha

白水ダム諸元	
型式	重力式
堤高	14.1m
総貯水量	600,000m³
有効貯水量	467,000m³



**富士緒井路第二発電所**  
昭和59年4月完成



凡 例	
	かんがい受益地
	流 線 水 路
	貯 水 池
	取 入 口
	幹 線 水 路
	支 線 水 路
	第 二 発 電 所
	発 電 所

図一 富士緒井路第二発電所概要図



S. 58・2・25 土地改良施設の他目的使用申請  
(土地改良法)

許可 S.58・4・1

S. 58・5・6 起工式

S. 58・6・1 着工

S. 59・4・24 完成

S. 59・5・14 竣工式

(2) 大野原発電所

大野原発電所は大分市の南部約20kmに位置し、大分県最大の一級河川大野川の支流茜川が国道57号線と並行する大野郡大野町大字杉園字三木に建設されている。大野町は耕地面積の46パーセントが畑地であり畑作農業の振興が最も重要であることから昭和45年度より県営大野原地区かんがい排水事業(受益面積1,117ha・総事業費6,299百万円)を、昭和46年度より県営大野原地区畑地

帯総合土地改良事業(受益面積1,487ha・総事業費7,029百万円)を推進してきた。受益地が散在するため両事業の主水源となる師田原ダム(L=219m・H=57m・V=2,912千m<sup>3</sup>)より約35kmの管水路が布設されている管径。(1,200~450mm流量0.3m<sup>3</sup>/sec)ダムの常時満水位が291m、有効落差117m程度が見込めることから、昭和58年にかんがい排水事業の一工種として小水力発電事業が国の補助対象事業となったのを機会に発電所建設をすすめてきたものである。(表-7)

発電所はかんがい排水事業の2号幹線水路が茜川と交差する茜川左岸に建設されている。本地区の事業推進上の問題点は水利権取得・河川協議における関連従属性と九州電力との売電単価交渉であり、特に従属性即ち発電に使用された農業用水が再び農業用水として活用されるものと成ってい

表-7 大野原発電所諸元

発電位置	大分県大野郡大野町大字杉園字三木					
水系及び河川名	一級河川大野川水系十時川					
使用水量	最大	0.3m <sup>3</sup> /sec	常時		最小	
総落差	取水位		放水位		総落差	119.0
有効落差	H = 117.4m					
発電出力	最大	260kW	常時		最小	
水力工作物	水槽	寸法	師田原ダム(ロックフィル L=219.0m H=57.0m V=2,912,000m <sup>3</sup> )			
		附属設備				
	水圧管路	材料		内径	φ1,200~450mm	
		厚さ		長さ	L = 5,271m(畑給導水管)	
放水路	大野川水系茜川					
水車	型式	2車式横軸ペルトン水車				
	容量	285kW	回転速度	720 rpm	台数	1基
発電機	型式	横軸誘導発電機				
	発電出力	260kW		電圧	440V	
	電流			周波数		
	回転数		極数		台数	
年間計画発電電力量	424,000kWh					
総事業費	(国50%, 県25%, 地元25%)					
工期	昭和61年7月25日~昭和62年3月20日					
事業主体	大分県					



県営かんがい排水事業 大野原発電所一般計画平面図

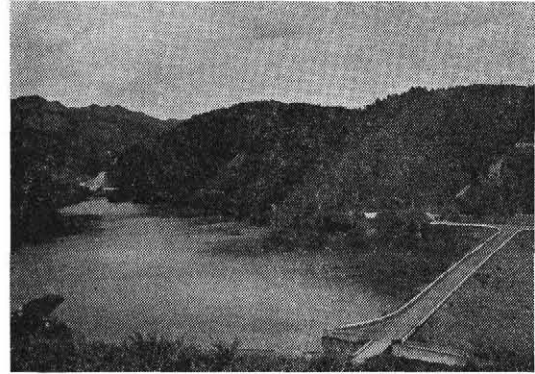


図—10 県営かんがい排水事業，大野原発電所一般計画平面図

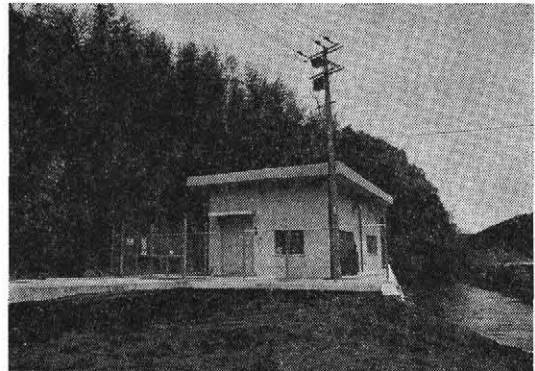
るかどうかが問題となった。また非かんがい期における発電に関しては河川管理者の承認を得る事はかなり難しく今後農業用水を利用した小水力発電推進の隘路となることが考えられる。

大野原発電所建設の経緯

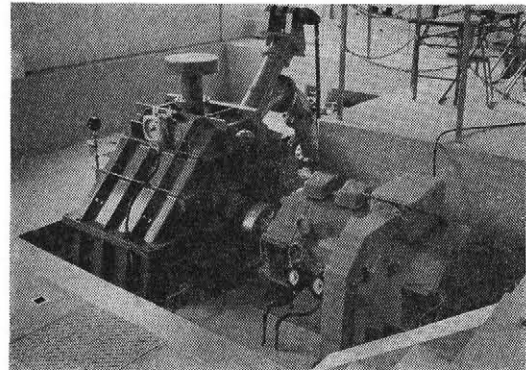
- S. 58・3・10 大野町土地改良区理事会に計画説明
- S. 58・11・24 実施設計発注（全土連）
- S. 59・11・26 九州電力との協議開始
- S. 60・1・21 建設省との協議開始
- S. 60・7・25 通産局との協議開始
- S. 60・8・9 九州地方建設局と従属発電の成否につき協議
- S. 60・9・6 土地改良区理事会発電事業の積極的推進を決議
- S. 60・10・1 九州電力発電原価を内示
- S. 60・10・16 建設省に水利使用許可申請書を提出
- S. 60・10・25 通産局に工事計画認可申請書を提出
- S. 61・7・25 発電機製作発注
- S. 61・11・15 発電所上屋工事発注
- S. 62・2・10 発電機据付工事着工
- S. 62・3・13 水利権許可  
(河川法23条, 24条)
- S. 62・3・20 発電所竣工
- S. 62・3・31 福岡通産局工事計画認可  
(電気事業法70条)
- S. 62・6・9 運用開始記念式典



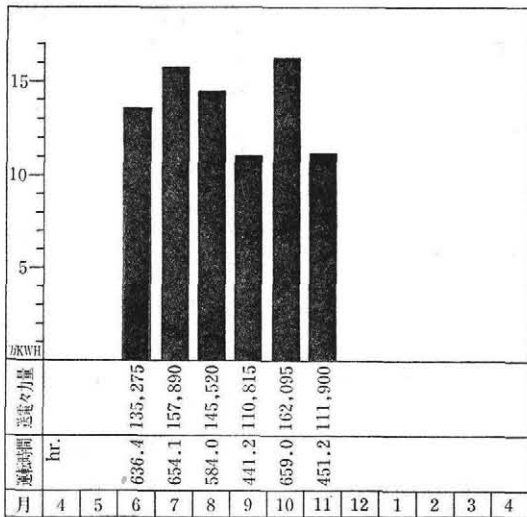
写真一3 大野原発電所の水源田原ダム



写真一4 大野原発電所全景



写真一5 大野原発電所機場の状況



図一11 昭和62年度大野原発電所運転実績

4. おわりに

近年国際的なエネルギー事情の逼迫は幾分緩和の方向にむかいつつあると言われながら、中東におけるイラン・イラク戦争にみられるごとくエネルギー資源の大部分を占める石油資源は産油や輸送・流通の過程に沢山の問題を抱えており不安定性を払拭することができない。

このような状況を反映して全国的に小規模水力

発電所の建設計画が次々に企画されており、農業水利施設を利用した小水力発電計画も各地で具体化しつつある。

小水力発電を具体化するためには調査計画・水利権取得・電気事業法に基づく許認可・売電契約・資金調達・管理運営計画等、事前に措置しておか

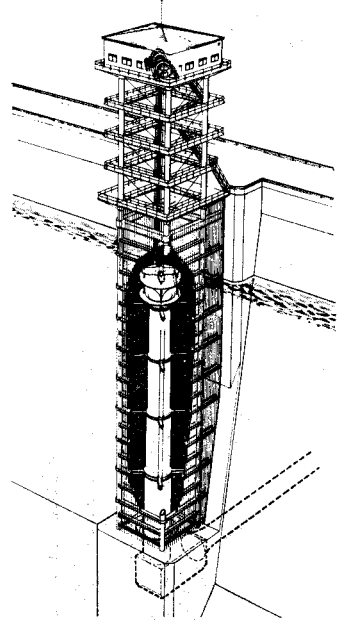
なければならぬ事項も多く多大の労力・費用を必要とするが、厳しい現下の農業事情と先行き不安定なエネルギー事情の中で明るい一つの局面を打ち出すために小水力発電は注目すべき分野であると考えられる。

# 選ばれて水を選ぶ。

## ダム選択取水設備でもリードする丸島水門

●60年の経験をベースに

業界の話題は、いま〈選択取水設備〉。とりわけ丸島水門のシリンダゲートに注目が集中しています。創業以来60年、ダム取水設備の歴史を築いてきた技術と実績が〈選択取水設備〉にもいかに発揮され、取水性能も経済性もまさに決定的。お陰様で建設省・大渡ダムを第1号として厳木ダムで14件目の実績となりました。理想的な水のセレクションによって明日のダムを象徴する存在になることでしょう。



 **丸島水門**  
株式会社 丸島水門製作所

福岡営業所 福岡市博多区博多駅南1-10-5(新博多日興ビル)  
所長 東原 豊 〒812 ☎(092)472-5336  
本 社 大阪市生野区鶴橋1-6-15  
〒544 ☎(06)716-8001  
支店・営業所 札幌・仙台・東京・奈良  
工 場 大阪・奈良

# 泥岩地における農用地造成工

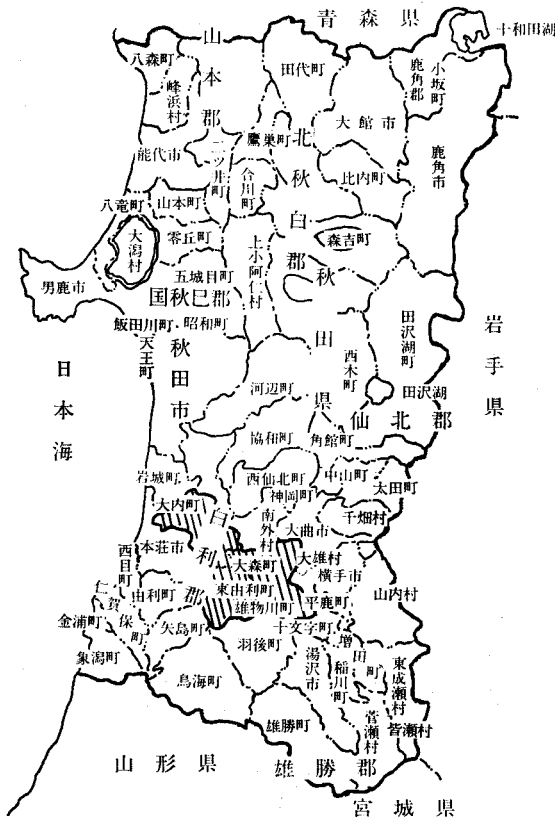
正 木 純 彦\*

## 目 次

1. はじめに.....	21	1) 土壌の理化学性調査.....	23
2. 泥岩地における農用地造成工.....	21	2) 燐酸質資材の施用設計.....	24
3. 調査の概要.....	23	3) pH 中和石灰の施用設計.....	26
1) 開発団地の地形・地質の現況概要.....	23	4) 有機質資材の施用設計.....	26
2) 開発後の結果.....	23	5) 土壌改良材の投入量.....	27
4. 土壌改良材の投入.....	23	5. おわりに.....	27

## 1. はじめに

農用地開発公団事業出羽丘陵東部地区は、出羽丘陵地域東南部に位置する秋田県平鹿郡大森町、



図一1 位置図

\* 農用地開発公団東北支社出羽丘陵事務所

雄物川町、由利郡東由利町及び大内町の未利用及び低位利用地を採草地及び採草放牧兼用地として開発整備して、肉用牛を主体とした濃密生産団地を建設するため昭和58年度に着手した。本事業の主な内容は、農用地造成工約 560ha、道路工約 62 km の他、飲雑用水工、防災工、施設用地造成工及び農業用施設の整備、農機具の導入である。

本事業地域の自然条件の特色として、①気象条件一内陸型の気候で年平均気温は10°C、年間降水量は約 2,200mm、降雪期間については12月から4月までの約5ヶ月間にもおよぶ。②地形概要一標高が 30m~280m の丘陵地である。③土壌条件一黄色土と灰色台地土からなり基岩は未風化の泥岩である。また、下層は礫層である。さらに、土壌統群は礫質黄色土、礫質灰色台地土となっていることがあげられる。

この報告文は、前段のような自然条件のもとで、農用地造成を実施した場合、牧草をいかに定着させていくかを、秋田県等の試験研究機関へ委託した現地試験、調査、解析結果をもとに指導、助言を得て事業を実施した結果を紹介するものである。

## 2. 泥岩地における農用地造成工

造成工法は改良山成工であり、工程は次のとおりである。(表一)

造成工の特徴について以下に説明する。①基盤改良工でのリッパ作業は、基岩が泥岩で非常に固く(弾性波800~1600m/sec)、ブレードによる

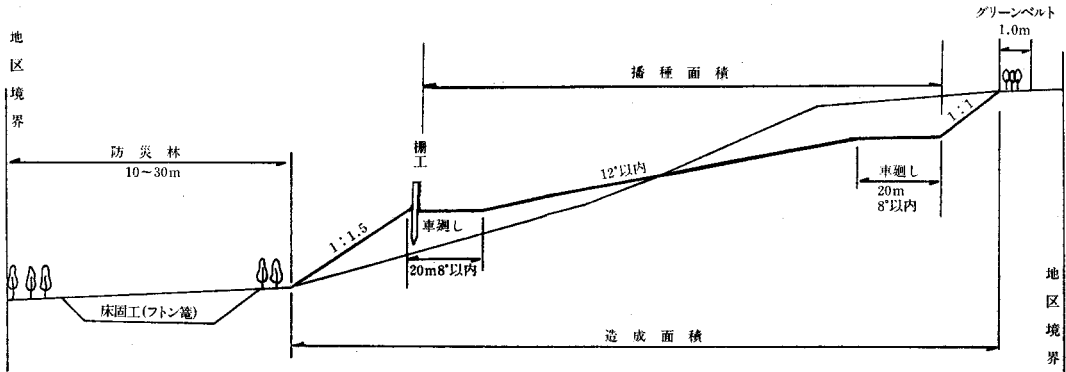


図-2 農用地造成の概念図

表-1 標準作業工程

作業区分	(1) 防災工	(2) 湧処理工	(3) 基盤改良工	(4) 法面工	(5) 排水工	(6) 一次耕起(深耕)	(7) 二次耕起
使用機械	ブルドーザー バックホウ	バックホウ	ブルドーザー スクレパー等 リッパードーザ	法面整形用 バックホウ	ブルドーザー バックホウ	リッパードーザ	プライミングハロー
内容	フトン籠、土堤	暗渠排水	切盛土工	法面整形	承水路及び 集水路	耕起深 30cm (等高線掛)	耕起深 15cm (1~3回掛)
作業区分	(8) 土壌改良材散布	(9) 有機質材散布	(10) 砕土	(11) 一次鎮圧	(12) 施肥・播種	(13) 二次鎮圧	(14) 法面工
使用機械	ライムソワー	マニユア スプレッダー	ディスク ハロー	ケンブリッチ ローラー	グラスランド ドリル	ケンブリッチ ローラー	種子吹付機
内容	炭カル、粗砕石灰、 ヨウリン	有機質資材 (40 t/ha)	耕起深 15cm (2回掛)	(1回掛)	施肥470kg/ha 播種 38kg/ha	(1回掛)	種子吹付

表-1-1 工種別工事工程

工程	使用機械	作業内容	59年度										60年度										備考			
			7月		8月		9月		10月		11月		5月		6月		7月		8月		9月			10月		
			上	中	下	上	中	下	上	中	下	上	中	下	上	中	下	上	中	下	上	中		下	上	中
準備・跡片付		測量・跡片付	(測量)																						(跡片付)	
防災工	バックホウ・ブルドーザー	フトン籠・土堤		(沈砂池工)																						
湧水処理工	バックホウ	暗渠排水		(湧水処理工)																						
基盤改良工	ブルドーザー、リッパードーザー、スクレパー	切盛土工			(切盛土工・リッピング)																					
法面工	法面整形用バックホウ	法面整形			(法面整形)																					
排水路工	バックホウ・ブルドーザー	承水路・集水路				(承水路・集水路・柵)																				
法面保護工	人力種子吹付機	フトン籠・柵工				(フトン籠・柵工)																				
管理用道路工	ブルドーザー、他	種子吹付 砂利舗装4.0 <sup>N</sup> (3.0)				(管理用道路)																				
耕起	(一次)リッパードーザー (二次)プライングハロー	耕起深30 <sup>cm</sup> (等高線掛) 耕起深15 <sup>cm</sup> (1~3回掛)																								
土壌有機質散布	ライムソワー マニユアスプレッダー	炭カル・粗砕石灰・ヨウリン 有機質資材(40 <sup>t</sup> /ha)																								
砕土	ディスクハロー	耕起深15 <sup>cm</sup> (2回掛)																								
施肥・播種	グラスランドドリル	施肥……470kg/ha 播種……38kg/ha																								
鎮圧	ケンブリッチローラー	一次(1回掛) 二次(1回掛)																								

掘削は困難であることから必要となった。(表一1) ②一次耕起(リッパードーザー)は、深耕用として二次耕起(プライングハロー)の前段として必要である。③土壌改良資材散布での粗砕石灰使用は酸性矯正効果の持続性を高めるものである。④有機質資材の散布は、基盤改良によって未熟な下層土を作土とするため、一般の既畑に比べ土壌の理化学性、生物性が劣っている土壌の生産力を高めるのに必要である。



写真一2

また、作土となる泥岩の風化による細粒化促進を図るため、工事工程は2ヶ年とした。

### 3. 調査の概要

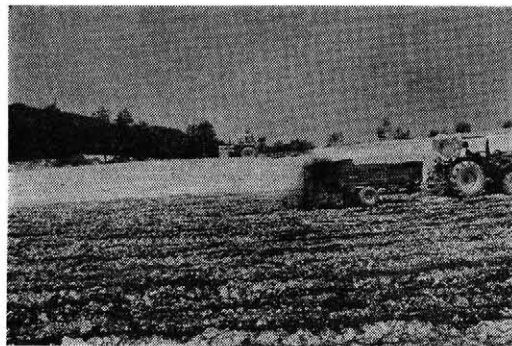
#### 1) 開発団地の地形・地質の現況概要

金峰団地は標高412mの三森山東山麓に位置し、雄物川町中心部より西方約5kmの標高65~95mの丘陵地帯にある。地質は新第三紀中新世の女川層に属し、主として泥岩にて構成されている。試坑調査結果によると20~50cm程度の有機質を含む表土を有しており、その下層は泥岩によるカベ状構造で団結した粘性土で構成されている。礫の含有率は極めて少なく、火山灰質の要素を有するものと思われる。この理由として、乾燥密度が $1.2 \sim 1.3 \text{ ton/m}^3$ と小さかったことが挙げられるが、火山灰質粘土( $OV_1$ )または( $OV_2$ )と断定する試験を実施しないので、柱状図では、( $\bar{C}L$ )又は、( $\bar{C}H$ )とした。また、自然状態における含水比は40%内外と、粘性土としては低い値を示した。

#### 2) 開発後の結果

##### (1) 土壌の風化状況

###### (イ) 風化状況



写真一3

##### (イ) 土の粒土試験結果

試料は砕土作業完了後の作土層(表層15cm)とした。(表一2)

##### (2) 作土の土壌理化学性試験結果(改良後) (表一3)

すべて黄色土に属し、下層が泥灰質であるため、土壌統群は礫質黄色土となる。No. 5以外は、すべてHCで粘質が強く、土壌統は形上統、氷貝統、風透統の3統に分類される。PH反応は強酸性で、特にNo. 4, 5, 6はpH 2~3というきわめて強い酸性で $y_1$ 値(交換酸度)も100に近い値を示した。腐植含量は1~2%程度か、それ以下と低い値であった。置換容量(CEC)は20~30me/100g(乾土100g当りのミリグラム当量)と、やや高い値であるが、No. 4以外は塩基飽和度も30%程度か、それ以下で、特にNo. 1, 2, 7ではCaO, MgOが著しく低いために塩基飽和度が6~8%と極端に低い値であった。これは土壌の強い酸性のために石灰等が流亡しているものと考えられる。また、磷酸吸収係数も1,000以下と小さい値を示した。

### 4. 土壌改良材の投入

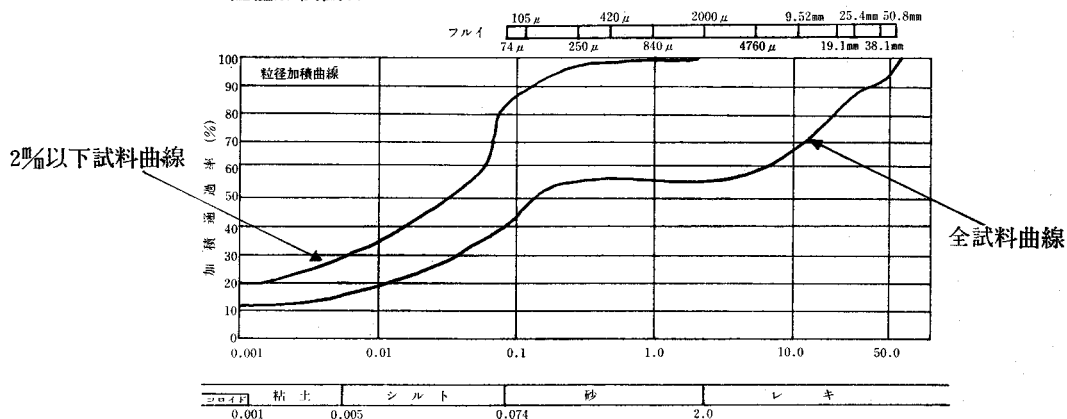
#### 1) 土壌の理化学性調査

調査地点は、概ね4haに1点の割合で計7点を選び、pHと $y_1$ について測定した。中和石灰量は緩衝曲線法により、0.1N-NaOHを用いpH6.5中和量として算出した。 $H_2O_2$ 処理法については、市販 $H_2O_2$ (pH3.7)を0.1N-NaOHをpH5.0に中和して使用した。そして風乾土2.0gを300mlビーカーにとり、上記 $H_2O_2$ を20ml添加し、ウォーターバスで約30分加温した。 $H_2O_2$ の激しい反応が見られた試料は、さらに $H_2O_2$ を10ml追加

表-2 砕土完了後の粒度試験結果

	全試料曲線		2mm以下試料曲線		全試料曲線		2mm以下試料曲線			
	粒径 mm	質量百分率 %	粒径 mm	質量百分率 %						
ふるい分け	50.8	82.51	—	—	4.76mm以上の粒子 %	40.0	45.0	—	—	
	38.1	88.19	—	—	細礫分(4.76~2mm) %	5.0	15.0	—	—	
	25.4	83.25	—	—	粗砂分(2~0.42mm) %	1.0	2.0	2.0	27.0	
	19.1	78.24	—	—	細砂分(0.42~0.074mm) %	14.0	25.0	—	—	
	9.52	67.50	—	—	シルト分(0.074~0.005mm) %	24.0	43.0	—	—	
	4.76	80.23	—	—	粘土分 { (0.005mm以下) %	16.0	30.0	—	—	
	2.00	55.22	2.00	100.00	{ (0.001mm以下) %	12.0	20.0	—	—	
	0.84	54.44	0.84	98.58	2000 $\mu$ m フลอย通過質量 %	55.0	100.0	—	—	
	0.42	54.27	0.42	98.27	420 $\mu$ m フลอย通過質量 %	54.0	98.0	—	—	
	0.25	53.50	0.25	96.89	74 $\mu$ m フลอย通過質量 %	40.0	63.0	—	—	
	0.105	48.29	0.105	87.45	最大粒径 mm	60.0	2.0	—	—	
	0.074	45.29	0.074	82.01	60% 粒径 mm	4.5	0.058	—	—	
	比重 浮ひょう	0.0653	36.00	0.0658	85.19	30% 粒径 mm	0.043	0.0047	—	—
		0.0468	32.97	0.0463	59.71	10% 粒径 mm	—	—	—	—
0.0300		26.92	0.0300	48.75	均等係数 Uc	—	—	—	—	
0.0175		22.38	0.0175	40.54	曲率係数 Uc'	—	—	—	—	
0.0124		20.67	0.0124	37.60	土粒子の比重 G	2,348	—	—	—	
0.0093		19.36	0.0088	35.06	使用した分散剤	H <sub>2</sub> O <sub>2</sub> (NaPO <sub>3</sub> ) <sub>6</sub>	—	—	—	
0.0044		16.33	0.0044	23.58						
0.0018		13.31	0.0016	24.10						

粒径加積曲線



し、酸化反応を進めた。30分の加温で液量は数mlに減少した。冷却後、少量の H<sub>2</sub>O で50ml ビーカーに流しこみ、土壌と H<sub>2</sub>O で22gになるようにした。この H<sub>2</sub>O<sub>2</sub> 処理液(懸濁液)の pH を測定後、0.1N-NaOH を滴下して pH の上昇を記録し、中和曲線を作成して pH6.5中和量を求めた。調査結果を表-4 に示す。

## 2) 燐酸質資材の施用設計

新耕地の造成には土壌中の燐酸の濃度を富化させることが望ましく、そのために、ようりんの施用が行われる。この施用量は通常、燐酸吸収係数に基づいて算出されるが、出羽丘陵東部の土壌は、燐酸吸収係数が低く、ようりんの必要量が必ずしも大きな値で算出されない。また、有効態燐

表-3 基盤改良後の作土土壌の理化学性調査結果

町 村 名	団地名	地点名	切盛別	工 法	土 壤 型			層 位	層 厚	土 性	母 材	堆積様式	地 形
					土 壤 群	土 壤 統 群	土 壤 統						
雄物川町	金 峰	No. 1	—	改良山成	黄色土造成相	礫質黄色土造成相	形上統造成区	1	0~20	HC	固結堆積岩	人為堆積	山麓傾斜地
"	"	2	—	"	"	"	"	1	0~33	HC	"	"	"
"	"	3	盛 土	"	"	"	"	1	0~15	HC	"	"	"
"	"	4	盛 土	"	"	"	氷見統造成区	1	0~38	HC	"	"	"
"	"	5	切 土	"	"	"	風透統造成区	1	0~35	SiL	"	"	"
"	"	6	切 土	"	"	"	"	1	0~35	HC	"	"	"
"	"	7	切 土	"	"	"	形上統造成区	1	0~15	HC	"	"	"

風乾土容積重	pH		y <sub>1</sub>	T-C %	T-N %	C/N	腐 植 %	塩 基 置換容量 (me/ 100g)	置換性塩基 (mg/100g)			塩基計 (me/ 100g)	塩 基 飽和度	磷 酸 吸収係数	有効態 磷 酸	備 考
	H <sub>2</sub> O	KCl							CaO	MgO	K <sub>2</sub> O					
71.6	3.55	3.29	100.0	0.61	0.05	12.2	1.1	29.5	20.7	23.2	22.2	2.4	8.0	750	0.6	
72.5	3.37	3.24	79.4	0.18	0.01	18.0	0.3	28.5	17.9	13.3	21.9	1.8	6.2	720	0.6	
71.5	3.10	2.95	97.5	0.89	0.06	14.8	1.5	34.1	43.1	39.1	38.1	4.3	12.6	950	1.0	
82.1	2.70	2.43	98.1	1.16	0.08	14.5	2.0	35.4	396.2	92.8	153.0	22.0	62.1	1190	1.3	
85.9	2.94	2.64	54.4	0.26	0.08	3.3	0.4	19.0	68.3	53.1	56.1	6.2	32.8	610	1.0	
62.4	2.39	2.10	104.4	1.19	0.09	13.2	2.1	33.5	212.1	67.0	91.5	12.8	38.3	910	0.6	
48.9	3.70	3.40	80.0	0.33	0.04	8.3	0.6	31.1	16.8	10.8	28.6	1.7	5.6	700	0.3	



表-4 土 壤 調 査 一 覧

地 点 No.	pH (H <sub>2</sub> O)		pH (H <sub>2</sub> O <sub>2</sub> )		T-S		y <sub>1</sub>	容積重	磷 酸 吸収係数	有効態 磷 酸
	pH	pH 6.5 中 和 量 CaCO <sub>3</sub> (mg/100g)	pH	pH 6.5 中 和 量 CaCO <sub>3</sub> (mg/100g)	%	当量石灰 CaCO <sub>3</sub> (mg/100g)				
1	2.60	1335	2.45	1712	0.44	1375	128.1	71.6	750	0.6
2	2.60	1265	2.62	1200	0.54	1688	107.5	72.5	720	0.6
3	3.48	1000	3.00	975	0.33	1031	65.6	70.0	700	0.3
4	2.50	1415	2.46	1550	0.46	1438	143.8	82.1	1190	1.3
5	2.48	1090	2.33	1350	0.65	2031	90.6	—	—	—
6	3.20	1010	2.35	1625	0.48	1500	96.9	70.0	910	0.6
7	2.72	1275	2.53	1462	0.39	1219	114.4	—	—	—

酸量（植物が利用できる磷酸量）も極めて低い値である。これを高めるためには磷酸吸収係数値のみでなく、有効態磷酸量を加味した施用が必要と判断されることから、磷酸吸収係数の1%相当量の施用量に有効態磷酸の目標値 20ml/100g の不足分を加味した施用設計とした。

式-1 施用量設計式

1. 磷酸吸収係数1%相当ようりん量の算定式  

$$(A) = \text{磷酸吸収係数} \times 0.01 \times \frac{100}{25} \times 1.5 \times \frac{\text{容積重}}{100}$$
2. 磷酸不足量の算定式  

$$20 - \left( \text{磷酸吸収係数} 1\% \text{相当ようりん量} \times \frac{25}{100} \times \frac{1}{1.5} \times \frac{100}{\text{容積重}} \right) - \text{有効態磷酸}$$
3. 磷酸不足量相当ようりん量の算定式  

$$(B) = \text{磷酸不足量} \times \frac{100}{25} \times 1.5 \times \frac{\text{容積重}}{100}$$
4. ようりん施用量  
 よう りん施用量 = (A) + (B)  
 ※ (ようりん中の P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> を25%とした。)

3) pH 中和石灰の施用設計

出羽丘陵東部区域に分布する地層の堆積環境は、女川層・船川層・天徳寺層の海性から浅海性の泥岩が主体であり、これら海底土には海中の硫酸塩の還元によった硫化水素と土中の鉄との化合によってパイライト (pyrite FeS<sub>2</sub>) が生成している。パイライトは空気中に露出すると酸化され硫酸 (H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) となることから、pH 中和材投入の施用設計については、投入量の決定及び資材選定にこれらの影響を考慮した設計とした。

設計の基礎となる土壤調査項目としては、現況の pH(H<sub>2</sub>O) を測定し、測定値が4未満となった

地点においては、更に pH(H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>) 及び T-S 調査 (全イオン容量調査) を実施することとした。調査の結果及び金峰団地の土壤理化学性分析から総合的な検討を行った結果、当団地はパイライトに由来する硫酸酸性の強い土壤であることがわかった。このような土層は、ほぼ地下50cm までは同一土層とみて差し支えないことから、改良土層を表層 15cm のみに限定した場合には、15cm 以下の土壌が強酸性の状態のまま残存するため下層部への根の伸長はほとんど期待できないと推察された。さらに、この酸性物質は条件によっては毛管作用によって上昇する可能性もあるため、下層部を考慮した改良とし、影響圏として30cm 土層を想定した。

資材については中和効果の持続と将来的なパイライトの酸化変化に対応した遅効性を必要とすることから耕起深15cm 層の改良資材として通常の石灰中和を行った上、さらに下層の酸性物質の影響等に対応するものとして粗粒状の石灰を用いることとした。なお、両資材とも表面散布の後、地表以下15cm の層へすき込みにより施工した。

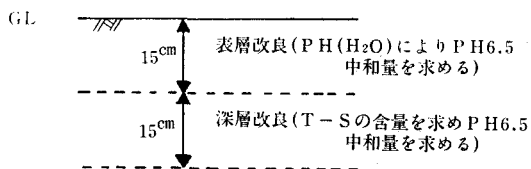


図-3 pH 中和量設計の概念図

4) 有機質資材の施用設計

① 有機質使用の考え方

新墾地に限らず、作物栽培においては土壤生産性を高めるために有機質資材の施用が必要であ

表-5 使用した有機質の特性

製 品 名	材 料	成 分 (%)			
		N	P	K	H <sub>2</sub> O
グリーンメイク	泥でい+モミガラ	1.60	1.85	0.51	45
ヘルパーエース	豚糞+モミガラ	0.65	1.61	0.35	65
ハイ・ユウキ	豚糞+パーク+稲ワラ	1.97	2.60	0.55	55
堆 肥	豚糞+オガクズ+稲ワラ	2.88	4.60	1.87	60
みのりスーパー	牛糞+パーク+稲ワラ	1.83	1.71	0.56	59

表-6 有機質使用の実績

区 分	出羽丘陵東部		出羽丘陵北部		計	
	面 積 (ha)	投入量 (t)	面 積 (ha)	投入量 (t)	面 積 (ha)	投入量 (t)
59 年 度	24.0	963.4	—	—	24.0	963.4
60 年 度	83.75	3,350	3.53	141.2	87.28	3,491.2
計	107.75	4,313.4	3.53	141.2	111.28	4,454.6

表-7 地点別炭カル投入量

No.	面 積 (ha)	W 中 和 量 CaCO <sub>3</sub> mg/10g	d 容 積 重 kg/ℓ	P 成 分 量 %	ha 当 り 投 入 量 ton/ha	総投入量 ton	計算式 = $\frac{15 d W}{1.79 P}$
1	2.79	1335 ÷ 10 = 133.5	0.716	53	15.11	42.13	$\frac{15 \times 0.716 \times 133.5}{94.87} = 15.11$
2	4.84	1265 ÷ 10 = 126.5	0.725	53	14.50	70.18	$\frac{15 \times 0.725 \times 126.5}{94.87} = 14.50$
3	4.38	1267 ÷ 10 = 126.7	0.715	53	14.32	62.72	$\frac{15 \times 0.715 \times 126.7}{94.87} = 14.32$
4	4.03	1452 ÷ 10 = 145.3	0.821	53	18.86	76.00	$\frac{15 \times 0.821 \times 145.3}{94.87} = 18.86$
5	2.58	1090 ÷ 10 = 109	0.859	53	14.80	38.18	$\frac{15 \times 0.859 \times 109}{94.87} = 14.80$
6	5.33	1542 ÷ 10 = 154	0.70	53	17.08	91.03	$\frac{15 \times 0.70 \times 154.3}{94.87} = 17.08$
7	3.65	1275 ÷ 10 = 127	0.70	53	14.11	51.50	$\frac{15 \times 0.70 \times 127.5}{94.87} = 14.11$

る。これは窒素をはじめとする各種肥料成分をほどよく含有して作物の養分源となるほかに、分解して腐植となって土壌の理化学性改良に役立ち、適当な水分、空気の保持に効果を現わす。当団地は、改良山成工法によって未熟な下層土が作土となること、及びこの作土は土壌有機質含量が著しく少ないことから地力的に大きく劣っている。地力を高めるためには、たい肥、及び、きゅう肥を中心とした有機質資材の投入が当団地においては不可欠であると判断し施用した。

- ② 使用した有機質の特性 (表-5)
- ③ 有機質使用の実績 (表-6)

#### 5) 土壌改良材の投入量

- ① 炭カル (表-7)
- ② 粗粒石灰 5 M/M以下 (表-8)
- ③ ようりん (表-9)
- ④ 有機質資材

単位面積当り 40トン/ha

#### 5. おわりに

本地域では水稻を基幹として、畜産・果樹・野菜等の複合経営が営まれている。また、地域における畜産経営の現状は粗飼料基盤が不足しているため、野草地を多く利用しており、かつ急傾斜地

表一 8 地点別粗粒石灰（5 M/M以下）投入量

No.	面積 (ha)	W 中和量 CaCO <sub>3</sub> mg/10g	d 容積重 kg/ℓ	P 成分量 %	ha 当り 投入量 ton/ha	総投入量 ton	計算式 = $\frac{15 d W}{1.79 P}$
1	2.79	1375 ÷ 10 = 137.5	0.716	53	15.57	43.44	$\frac{15 \times 0.716 \times 137.5}{94.87} = 15.57$
2	4.84	1688 ÷ 10 = 168.8	0.725	53	19.35	93.65	$\frac{15 \times 0.725 \times 168.8}{94.87} = 19.35$
3	4.38	1031 ÷ 10 = 103.1	0.715	53	11.66	51.07	$\frac{15 \times 0.715 \times 103.1}{94.87} = 11.66$
4	4.03	1438 ÷ 10 = 143.8	0.821	53	18.67	75.24	$\frac{15 \times 0.821 \times 143.8}{94.87} = 18.67$
5	2.58	2031 ÷ 10 = 203.1	0.859	53	27.58	71.16	$\frac{15 \times 0.859 \times 203.1}{94.87} = 27.58$
6	5.33	1500 ÷ 10 = 150.0	0.70	53	16.60	88.48	$\frac{15 \times 0.70 \times 150}{94.87} = 16.60$
7	3.65	1219 ÷ 10 = 121.9	0.70	53	13.49	49.24	$\frac{15 \times 0.70 \times 121.9}{94.87} = 13.49$

表一 9 地点別ようりん投入量

No.	面積 (ha)	P 磷酸吸収係数	有効態磷酸 P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> mg/100g	(A) kg/ha 磷酸吸収係数 の 1% 相当	(B) kg/ha 磷酸不足相当 ようりん量	(A) + (B) kg/ha
1	2.79	750	0.6	320	510	830
2	4.84	720	0.6	310	530	840
3	4.38	950	1.0	410	400	810
4	4.03	1190	1.3	590	330	920
5	2.58	610	1.0	310	660	970
6	5.33	910	0.6	380	430	810
7	3.65	700	0.3	290	540	830

であるため機械利用が困難な状況にある。しかし、地域の畜産農家は規模拡大及び安価で良質な粗飼料を安定的に供給できる条件整備を強く望んでおり、この調査結果は十分これに答え得るものとしている。また、一方、今後さらに泥岩の細粒化、土壤改良資材の投入量、土壤の酸性化及び酸

性水の問題等について、造成コストの低減化と併せて検討していく必要がある。

最後に、これらの問題について協力いただいた関係機関の方々に深く感謝の意を表する次第である。



写真一 4 完成した草地

# 愛知用水二期事業について

(主に二期事業としての特異点について)

片 桐 克 己 森 田 保 則

目	次
1. はじめに……………	29
2. 事業の概要……………	29
3. 構造上の特徴……………	29
4. 開水路の改築方法……………	32
5. おわりに……………	34

## 1. はじめに

愛知用水は、水と国土の総合利用をめざした我が国初の大規模総合開発事業として、昭和30年度に着手し、同36年度に完了したものである。以来、愛知用水は中京経済圏の飛躍的な発展に多大な貢献をし、地域の農業・産業・生活を支える水の大動脈としての役割を担い続けている。しかし、完成直後からの産業高度成長により、押し寄せる都市化の波は、建設当時の予想をはるかに越え都市用水の需要が急増し、水の利用形態も大きく変化してきた。

このため、水路の維持管理がしだいに困難となり、施設の酷使を強いる結果となった。特に開水路においては、薄いコンクリートでライニングした水路という構造的な特性もあって、著しく老朽化が進んできていること、受益地域の土地利用区分が次第に定着してきたことに伴い、農業受益地の再編整備の必要性が高まってきたこと、都市用水の需要はなお増加が見込まれることから、水路施設を抜本的に改築し、水の安定供給、通水能力の拡大、安全施設の整備、管理機能の向上を図るため二期事業を実施することとなった。

## 2. 事業の概要

二期事業は、現在の愛知用水の水路施設を次の目的をもって改築を行うものである。

- (1) 農業用水……岐阜県・愛知県の農地約15,000 ha に対して、最大約21.5m<sup>3</sup>/sを補給する。
- (2) 水道用水……愛知県の水道用水として、最大

約9.2m<sup>3</sup>/sを供給する。

- (3) 工業用水……岐阜県・愛知県の工業用水として、最大約6.5m<sup>3</sup>/sを供給する。

供給量は、現愛知用水に比べて、農業用水は変わらないが、水道用水で最大約3.9m<sup>3</sup>/s、工業用水では最大約2.8m<sup>3</sup>/s増加する。これらの水源施設は従来どおり牧尾ダムが主体であるが、増加需要分の水量約6.7m<sup>3</sup>/sは阿木川ダム、味噌川ダムに依存する計画である。また、水路施設は、幹線水路約107km(農業用水・都市用水の共用区間は約79km、農業用水専用区間は約28km)、支線水路約483km及び水管理施設等を建設するものである。

## 3. 構造上の特徴

### 1) 複断面水路

農業用水、都市用水の共用区間では冬期でも4.5m<sup>3</sup>/s～8.5m<sup>3</sup>/sの通水量があり、一刻も断水することは許されない。このため二連水路とし、通水しながら片側ずつ点検補修が可能な構造とした。(図-2)

開水路は図-3のように、中央に潜り隔壁を有するフルーム構造に改築するとともに、トンネル・サイホンについては、バイパス用トンネル・サイホンを新設する。

二連開水路の構造は、当初、本線流量とバイパス流量を分離し、水理的にも独立した水路を考えていたので、開水路の隔壁は中央より片寄った位置にあり、この隔壁の高さも両側壁と同じ高さで計画されていた。(図-4)

これを現在の潜り隔壁構造に変更した主な理

\* 愛知用水総合事業部

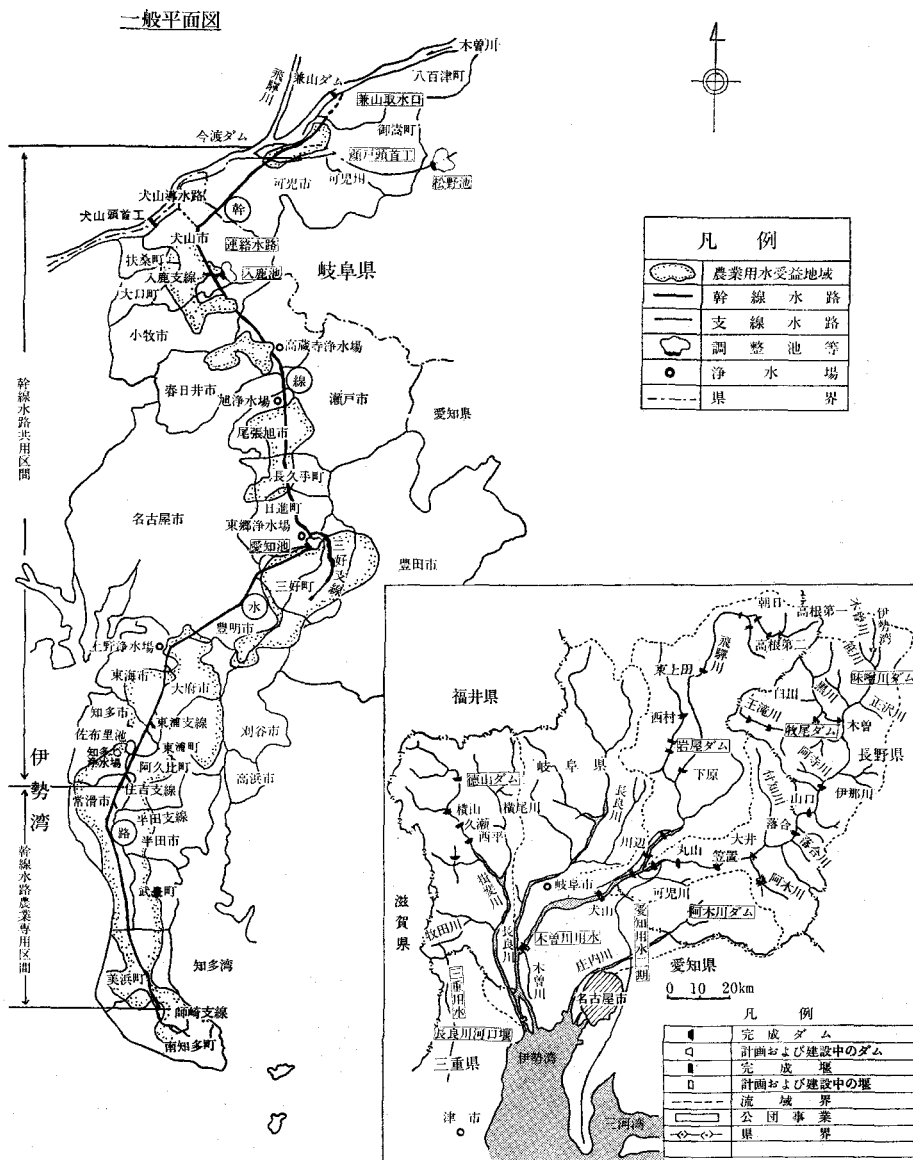


図-1 愛知用水二期事業計画概要図

由は次のとおりである。

- ① 改築工事の施工が容易である。  
 仮設用地の大部分が現水路敷地内で手当てできる鋼矢板による半川締切工法（その内容については後述する。）を主体とした仮廻しとなるため、水路の左右岸どちらからでも施工できて、現開水路の中心線と一致させるためには隔壁は中央部にする必要がある。
- ② 施設の管理面から有利である。  
 当初案は本質的に2本の開水路であるが、

現行案は通常の通水時は1本の水路となるため次の点で優れている。

- (i) 施設の日常管理が容易である。  
 支線への分水に伴う本線とバイパスの流量（水位）のバランス調整の必要がないうえ、水路の片側から全断面が見通せるので日常巡視が容易である。
- (ii) 管理施設が簡素となり、施設の運用が容易である。

当初案では2本の水路となるため、管理

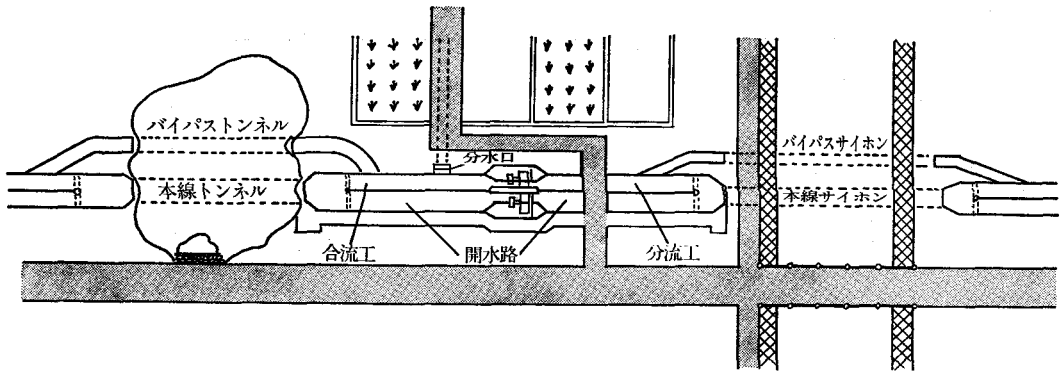


図-2 幹線水路模式図

施設も多くなり、又通常時でも2本の水路を操作する必要があることから、管理が煩雑となる。

- ③ バイパス水路の路線選定の自由度が大きい。

当初案では、開水路においてバイパス水路を左右どちらかに固定してしまうこととなり、バイパストンネル・サイホンの路線によっては立体交差施設が必要となる。潜り隔壁とすることによりバイパストンネル・サイホンの路線は、本線の左右いずれの側にも自由に選定できる。

- ④ 洪水時における開水路の水位変動に対して有利である。

開水路には、降雨による流域排水が流入するが、当初案ではバイパス側に洪水が流入す

ると断面が小さいことから著しく水位が上昇する恐れがあるため、連通ゲート等を設けて本線側にも流下させるよう確実に操作する必要がある。しかし現行案は一連の水路であるため、洪水時における水位変動に対して有利である。

## 2) 分合流工

図-5の模式図のようにバイパストンネル・サイホンと開水路との取付部には、開水路からバイパス水路への分流施設、バイパス水路から開水路への合流施設が必要であり、これらの施設を分合流工と称している。

二期事業は現開水路の改修工事が主となるので、計画水位や水路敷高は現況水路の水位や敷高と一致させなければならない。このため分合流工は、分合流により生ずる損失水頭をできるだけ小さくするよう、かつ施工しやすい簡単な構造を目指し、当公団の試験所において模型実験を繰り返して決定した。

最初の案は、バイパス水路の側方から引き出す形であったが、この形だと分合流に伴い、本線開水路内で三次元的な流れが生じ、隔壁があるため水塊の移動が制約されて損失が増大する結果となった。

次に、開水路の通水断面の中にバイパス水路の通水断面が喰い込んだ背割分水に似た形状にする案や、バイパス水路の取付高さが開水路より低い位置にあることから、開水路と上下方向に分割し、二階建構造とする形状の原案を経て、導流壁を持った現在の形状に到った。

すでに完成した分合流工において、流量観測を実施したところ、区間損失水頭は計算値とほ

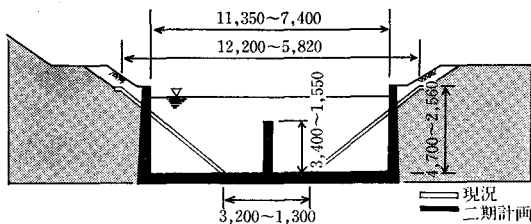


図-3 二連開水路(現行案)

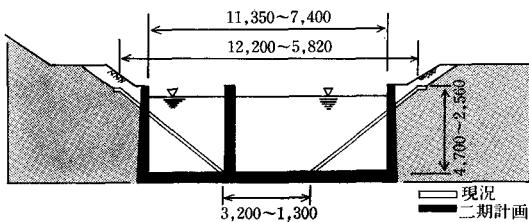


図-4 二連開水路(当初案)

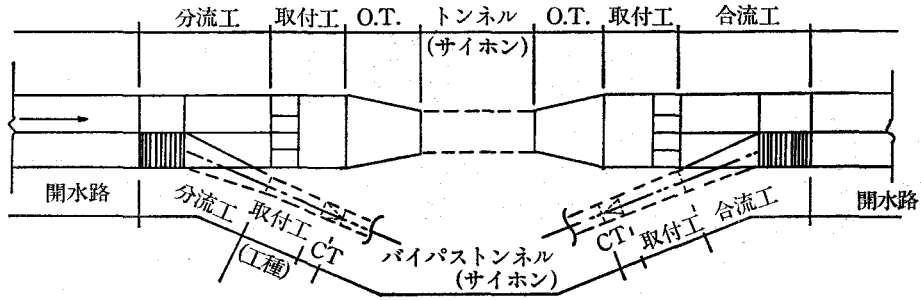


図-5 合流工

ば一致していることが確認されている。また、分合流部の流況についても、うず巻きや泡立ち等の流れの乱れはなく、特に問題は無いものと考えている。ただし、計画流量で通水する機会に恵まれていないので、計画流量時での検証を行う必要があると考えている。

#### 4. 開水路の改築方法

幹線水路の共用区間は、農業用水並びに都市用水（上水・工水）を通水しているため、断水すると120万人の飲料水と1,300haにおよぶ農地（特に園芸作物）並びに多数の工場に支障を与え、その影響は計り知れないものとなる。農業用水の需要が減る冬期でも、上流部で約 $11\text{m}^3/\text{s}$ 、下流部で約 $6\text{m}^3/\text{s}$ を通水する必要があり、このような大流量の水を安全に、かつ安定的に通水しながら既設の薄いコンクリートライニングの台形水路を複断面の矩形開水路に改築しなければならない。このため、通水しながらの開水路の改築方法、特に流水の仮廻し工法が最も重要な課題となっていた。

##### 1) 半川縮切工法の採用

仮廻し工法については、計画当時から種々の工法が検討されてきたが、水路の外へ仮廻しをする案が主体となっており、この主な理由は、流水中にコンクリートライニングされた水路を鋼矢板で打ち抜くことが、水路の安全面から確証が得られないためであり、特に盛土された水路に対して懸念されていたからである。しかし、鋼矢板による半川縮切工法は、仮設用地の大部分が現水路敷地内で施工できるという大きなメリットがあるためこの工法による施工が可能か試験施工を行い判断することとなった。

試験施工の調査内容は、

①無筋の薄いコンクリートライニング（厚さ10cm）に対して鋼矢板による打ち込みと地山打ち込みについてのコンクリートの壊れ方、打ち込み時間、振動等の観測

②鋼矢板打設に伴う水路及び堤体の安全性を確認するため、間隙水圧・漏水量・振動・地下水位の変化、水質汚濁の観測

等を行い、これに基づいて必要な解析を行った結果、

①バイプロハンマ工法（直接打設）の適用が可能である。

②間隙水圧による影響はない。

③水質の汚濁は環境基準（河川A類型）を満足する。

④鋼矢板打設時の堤体のすべりに対する安定性の確認並びに液性化発生の傾向はない。

等、水路堤体に影響のないことを確認した。

これらの検討結果を踏まえ、鋼矢板による「半川縮切工法」を仮廻し水路工法の基本としている。

しかし、水路底敷の土質が堅固で鋼矢板が打ち込めない場合や、現水路に鉄筋コンクリート構造物がある場合は、水路外に仮廻し水路を設置し、全断面で施工する「水路外仮廻し工法」により施工している。

##### 2) 半川縮切工法の施工の手順

当事業の代表的な半川縮切工法の施工の手順を下記に示す。

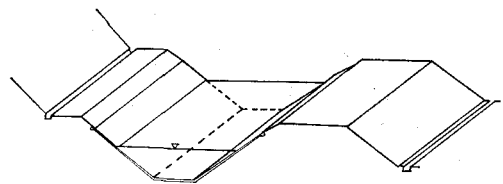


図-6 施工前

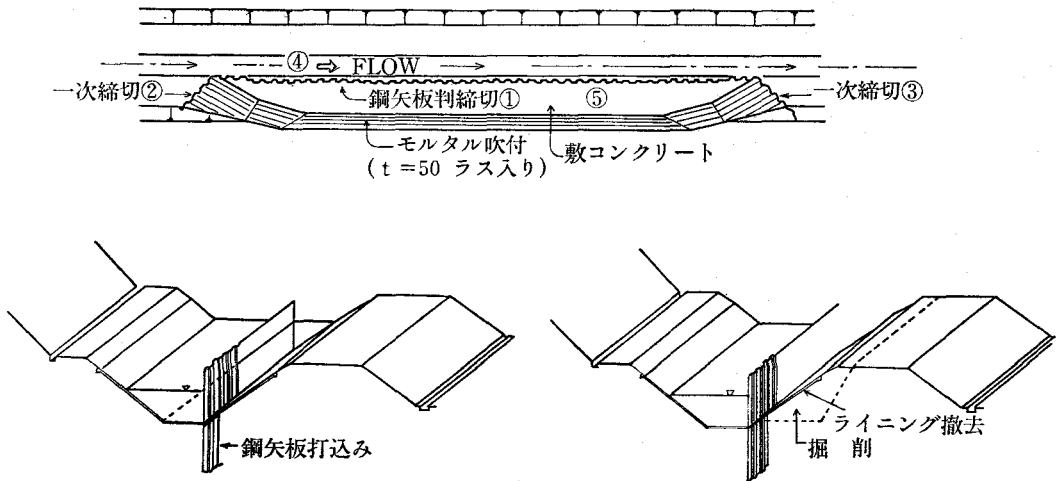


図-7 第一次仮廻し

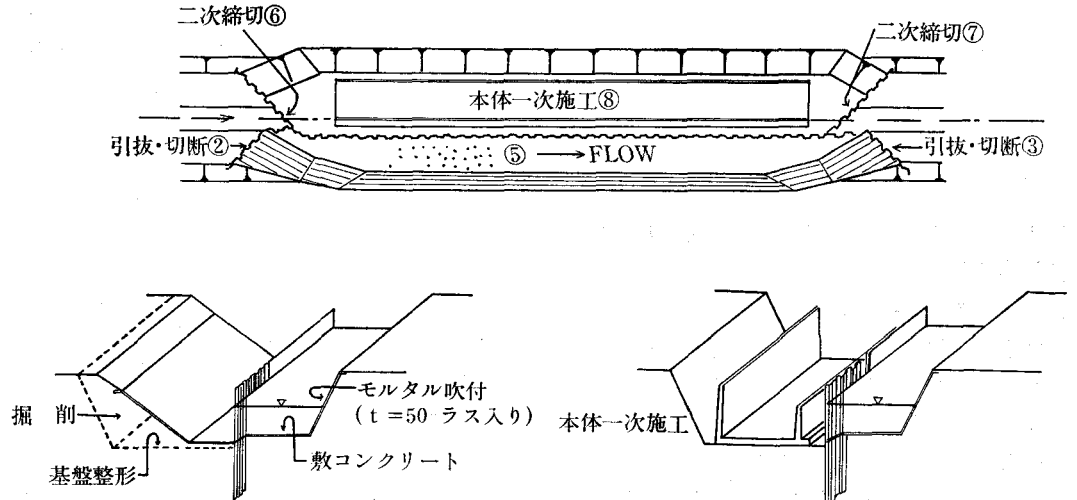


図-8 第二次仮廻し

(1) 施工前

現況水路は薄いコンクリートでライニングされた台形水路である。

(2) 第一次仮廻し

現況水路内に鋼矢板を打ち込み(①), 上下流端を締切り(②, ③), 片側(④)に通水しながら他方(⑤)を掘削し, インパートに敷コンクリート (t = 5 cm 程度) を打設し, 法面にはモルタル吹付 (ラス入り, t = 5 cm 程度) を行い仮廻し水路とする。

(3) 第二次仮廻し

上下流端の締切り鋼矢板(②, ③)を引き抜き・切断し, 反対側に二次締切鋼矢板(⑥, ⑦)を

打設し, (2)で築造した仮廻し水路(⑤)に通水する。他方のライニングを取壊し掘削を行った後, 新設水路本体の半断面 (本体一次施工) を築造する。

(4) 第三次仮廻し

上下流端の締切り鋼矢板(⑥, ⑦)を引き抜き・切断し, 三次締切鋼矢板(⑨, ⑩)を打設し, 片側の完成した水路(⑧)に通水する。半川締切鋼矢板を引き抜き本体の二次施工のための掘削を行い, 残り片側(⑪)を築造する。なお, 半川締切鋼矢板の抜跡は, 山砂又はモルタルを充填して処理する。

(5) 完成



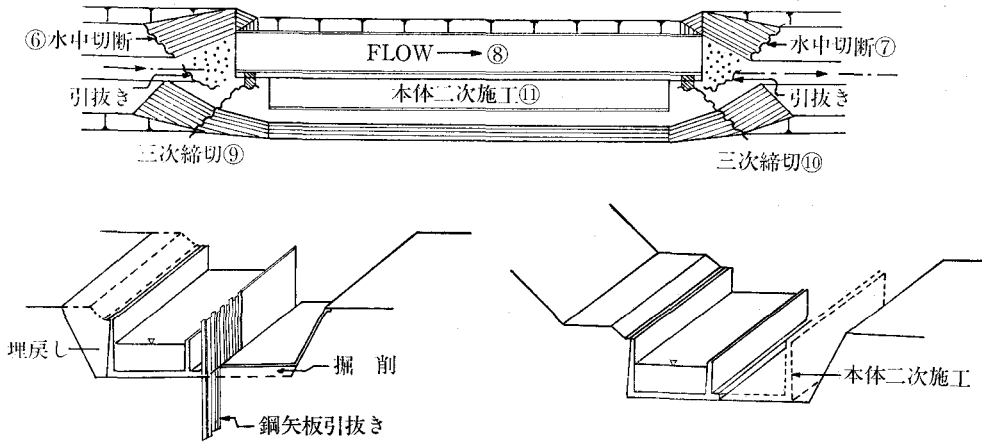


図-9 第三次仮廻し

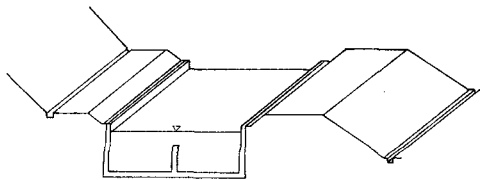


図-10 完成

上下流端の鋼矢板を引き抜き・切断し全断面に通水する。

### 3) 通水の安全性に対する配慮

開水路の施工にあたっては、仮廻し水路への切替期日・施工用地幅、水位変動範囲、水質（濁度=25ppm程度、pH=8.5程度）の制限、制約など通水しながらの工事となるため、他の水路工事にない多くの制約条件があり、従って、工事中の通水の安全確保については、特に慎重を期して施工を進めている。また、安全確実な施工、異常の早期発見、緊急時の即応態勢の確立が必要であり、施工に際して次のことを義務付けている。

- ①水路の定時巡視
- ②水路水位の異常水位検知施設の設置
- ③水質の定時観測
- ④非常時出動要員の確保

⑤非常時出動機械、資材の常備

⑥日通水量の連絡及び非常時の即時連絡

また、浄水場、土地改良区等の利水機関及び県、市、町の機関とも緊密な連絡協調態勢を整え、工事中の安全通水に万全をきして施工している。

### 5. おわりに

既設の水路を複断面水路に改築するという二期事業の基本的な考え方、構造上の特徴や代表的な半川締切鋼矢板による開水路の改築方法について報告したが、大流量を通水しながらの工事のため、仮廻し水路を安全に完備することが必須条件であり、鋼矢板による半川締切工法の他にも、橋梁を付替えることなく半川締切で施工した例や急斜面上をH鋼の組み立て水路の外仮廻し工法で施工した実績がある。今後、当事業の施工区域は、ますます都市化された区域となり、工事の施工スペースの確保が困難な区間、振動・騒音に対するより一層の対策が必要な区間、また、大型構造物を損傷なく施工する区間等、工法並びに施工機械の選定に様々な課題があり、今後なお一層の創意工夫を行い、事業を進めてゆきたいと考えている。

# 矢の目ダム取水塔基礎岩盤の平板載荷試験について

松島 薫・高橋 剛・和気好延\*

## 目 次

1. まえがき.....	35	5. クリープ定数の設立.....	40
2. 地 質.....	35	6. 弾性変位置の算定.....	40
3. 載荷試験方法と試験結果.....	36	7. あとがき.....	41
4. 変形係数の設定.....	40		

### 1. ま え が き

矢の目ダムは、栃木県北部那須岳より南東方向に広がる丘陵地帯に位置し、那珂川水系板敷川に流域 8.6km<sup>2</sup>を抱え、奈良川・黒川・余笹川沿岸の水田地帯570haに用水補給することを目的として建設中のフィルダムである。

ダム型式は、傾斜コア型フィルダムで、堤高29m、堤長187m、堤体積590千m<sup>3</sup>、総貯水量1,100千m<sup>3</sup>、有効貯水量940千m<sup>3</sup>、止水工法としてカーテングラウトとブランケット工法を併用している。

取水設備は、図-1に示すように表面取水を目

的としたフローティングタイプの六角鋼製塔を設置し、最大取水量 0.60m<sup>3</sup>/s を取水するものである。

本報文は、取水設備の基礎岩盤の地質と地質工学的特性を検討したなかで、特に平板載荷試験による調査手法・結果と、塔体への影響について取りまとめたものである。なお、読者が今後調査される平板載荷試験の参考になれば幸いである。

### 2. 地 質

取水設備計画位置を含むダムサイトの地質層序は、第三紀～第四紀洪積世初期に形成された石英安山岩及び同質凝灰岩層を基盤とし、第四紀の那

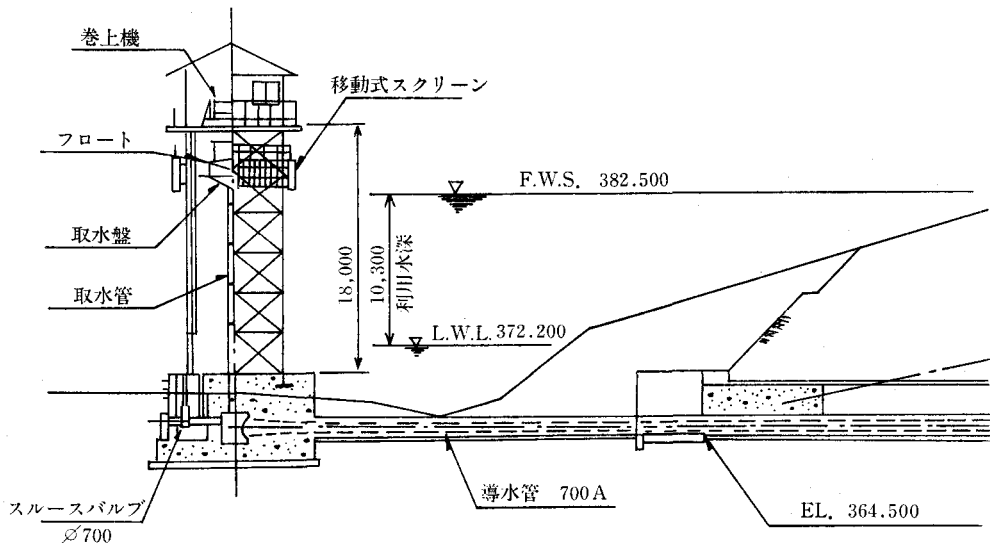


図-1 取水塔構造図

\* 栃木県那須土地改良事務所

須火山を起源とした火山碎屑物からなる凝灰角礫岩と、これらを覆う関東ローム層及び河床堆積物から成りたっている。

取水塔設置位置においては、図-2に示すように約3mの表土および河床堆積物とその下位に約17mの凝灰角礫岩層があり、この凝灰角礫岩が取水塔基礎として調査の対象となる。

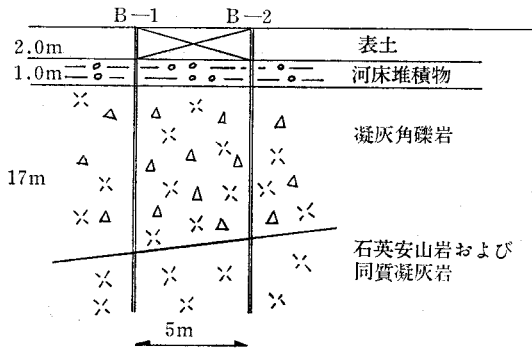


図-2 取水塔基礎地質断面図

載荷試験位置での凝灰角礫岩の大型ふるい分け試験による粒度組成は図-3のとおりであるが、粒径 5cm~30cm 程度までの礫が多く含まれている。しかし他の露頭では粒径1~2mの巨礫が含まれているのが観察できる。

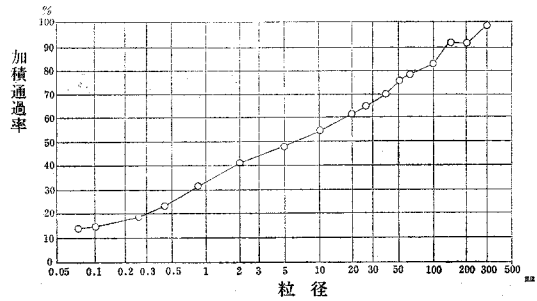


図-3 粒径加積曲線

また、ボーリングコアによる観察では、大小の安山岩角礫（転石状）と、火山砂~火山灰質のマトリックスから成りたっており、構造物の沈下はこのマトリックスに支配されると考えられる。コアから採取した安山岩礫の岩石試験結果を表-1に示す。

### 3. 載荷試験方法と試験結果

載荷試験にあたり、完成後の取水塔基礎の変形特性を把握するため、載荷板の大きさの違いによる変形特性の相違から、これらの相関を明らかにすることを目的とした。載荷板の大きさは、 $\phi 30 \cdot \phi 45 \cdot \phi 75\text{cm}$  の3種の円形載荷板を用いた。さ

表-1 岩石試験結果一覧表

試料番号 No.		1	2	3	4	5	6
採取位置 m		EL. 364.0	〃	〃	EL. 361.9 ~361.3	EL. 356.0 ~355.3	EL. 352.7 ~352.1
岩石名		凝灰角礫岩 (角礫)	〃	〃	凝灰角礫岩 (マトリックス)	〃	〃
密度試験 $\rho_1$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.599	2.665	2.640	2.053	1.942	1.848
含水量試験 $w_n$ (%)		4.8	2.2	3.4	15.1	22.4	24.8
比率試験 ・吸水	自然比重 $G_n$	2.582	2.640	2.617	2.209	2.020	1.956
	絶乾比重 $G_b$	2.502	2.570	2.539	1.919	1.650	1.567
	表乾比重 $G_a$	2.596	2.684	2.628	2.209	2.023	1.956
	有効間隙率 (%)	9.44	7.73	8.89	29.0	37.3	39.0
一軸試験	一軸圧縮強さ $\sigma_c$	957.7	1,208.8	1,092.4	20.6	18.6	12.9
	静的弾性係数 $E_{50}$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )	$1.50 \times 10^5$	$1.73 \times 10^5$	$1.48 \times 10^5$	$2.29 \times 10^3$	$2.07 \times 10^3$	$1.43 \times 10^3$
超音波試験 速度	P波 自然 ( $\times 10^3\text{m/sec}$ )	4.807	4.956	4.844	2.067	1.825	1.694
	S波 自然 ( $\times 10^3\text{m/sec}$ )	2.386	2.466	2.405	0.928	0.806	0.740
浸水崩壊度試験を No. 4, 5, 6 について6ヶ月間行ったが、ほとんど変化なし。							

らに、完成後のクリープ特性を把握するため、 $\phi 75\text{cm}$  の載荷板を用い、長期間一定荷重の載荷を行った。

当初の試験は夏期の炎天下で実施したため、経験不足・研究不足等により測定値が使用不可能なものとなり、再度実施した。これらの試験経過について述べる。

### (1) 当初試験

#### 1) 試験方法

取水塔設置予定地において、基礎 E L + 1.0 m までオープンカットした後に、試験装置をセットした。この試験装置の概要は次のとおりである。

- ①反力装置は、調査ボーリング孔を利用したアンカーロッド（間隔 5 m）を用いて、H 鋼を水平に固定させて反力を取る方式とした。
- ②加圧装置は油圧ジャッキを用いた。
- ③計測装置は変位計を用い、基準バリは径 50 mm、 $l = 3\text{ m}$  の単管を用いた。
- ④フェーシングには急結剤（マノール）を混合比 1 : 1 で混合したセメントモルタルを用いた。
- ⑤試験機材の名称は表-2 に示すとおりである。

表-2 平板載荷試験使用機材

使用機材	名称(型式)	製作	数量
油圧ジャッキ	O X 50, 50 t ポンプ (HPW-5)	山本起重機	1 台
静ひずみ測定器	TDS-301	東京測器	1 台
荷重計 (ロードセル)	KC-50M (50tf)	東京測器	1 個
ダイヤルゲージ (変位計)	CDT-50 測定範囲 50mm	東京測器	4 個
"	DDP-20 測定範囲 20mm	東京測器	2 個

平板載荷試験の載荷方法については、載荷板を  $\phi 30\text{cm} \cdot \phi 45\text{cm} \cdot \phi 75\text{cm}$  の順に変えて、5段階載荷（最大荷重は設計荷重  $1.2\text{kg}/\text{cm}^2$  の 3 倍にあたる  $4.0\text{kg}/\text{cm}^2$ ）をかける方式としたが、 $\phi 75\text{cm}$  では図-4 に示すように 5段階目の載荷終了後、最大荷重による繰

り返し載荷を行った。

また、平板載荷試験終了後、長期間載荷してクリープ変位量を測定し、その後荷重を除荷し、残存変位を測定した。

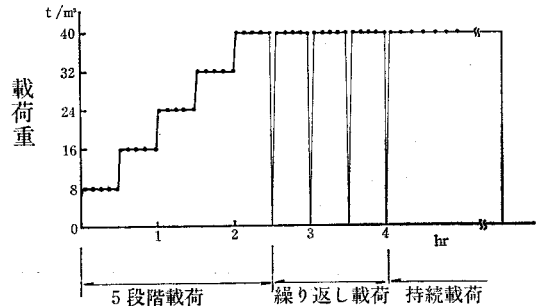


図-4 載荷方式模式図（当初試験）

#### 2) 試験結果

クリープ試験に入ってから、測定値に不規則な動きが確認されたため、気温・湿度・水温等のデータを同時測定した。（図-5 参照）このデータの相関を調べると、図-6 のように、沈下量と気温に高い相関関係が認められた。（ $3\text{ mm}/100/1^\circ\text{C}$ ）

この原因は、基準バリの温度差による線膨張歪と、基準バリの接地部をセメント等により固定しなかったことによる歪が残留したものと判断された。

### (2) 第 2 回試験

#### 1) 試験方法

当初試験の誤差を小さくするため。

- ①気温の影響を小さくする。
- ②基準バリの温度差による線膨張の影響を小さくする。
- ③基準バリ接地部をセメントにより固定する。

等の処置を行うこととした。具体的には、図-7 に示すように、

- ①試験装置全体をシートで覆い、散水養生する。
- ②試験面を必要最小限の範囲でさらに掘り下げ、遮へいシートで覆う。（地中温度は一定）
- ③基準バリを極力短くして、ハリを断熱材で保護する。
- ④各々の変位計ごとに基準バリを設置して、

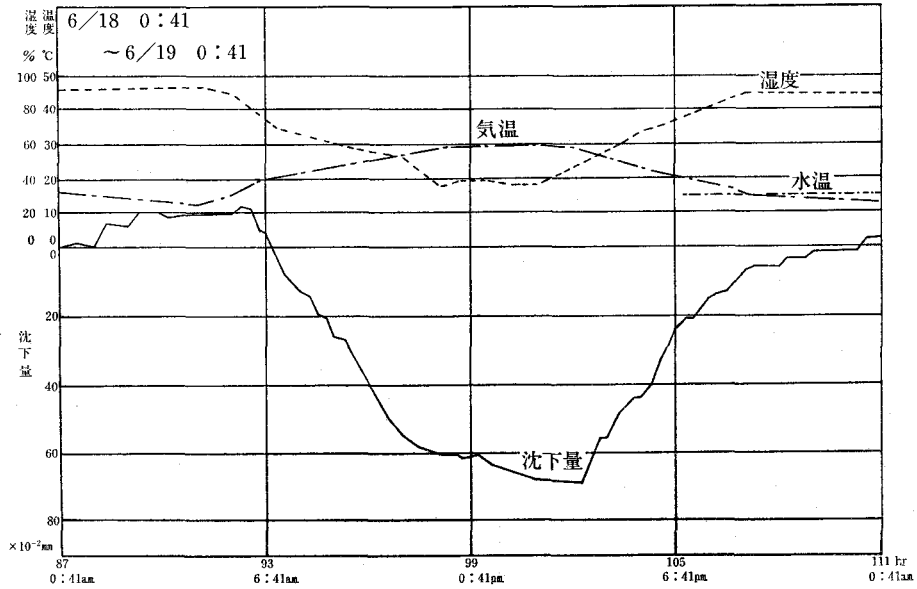


図-5 クリープ試験 (時間-沈下量・気温・湿度・水温曲線)

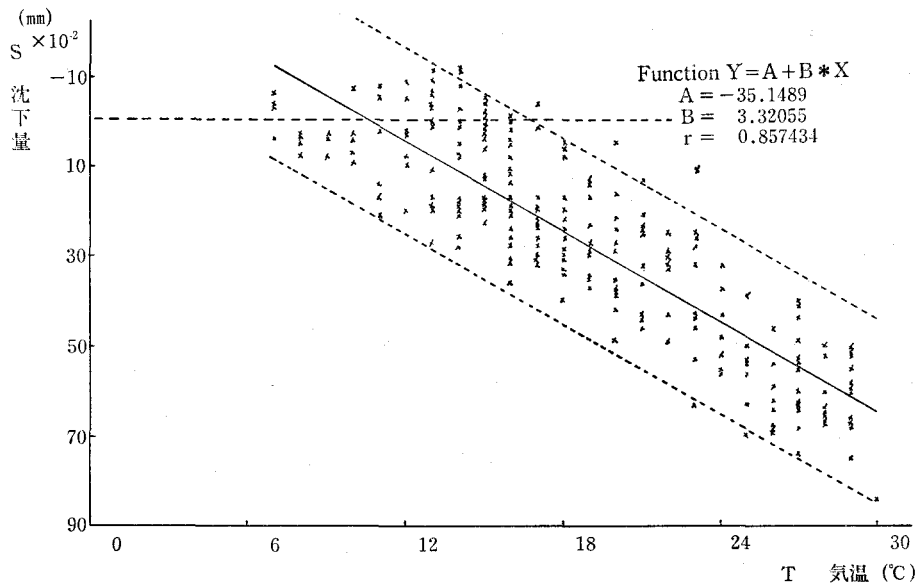


図-6 気温-沈下量相関図

岩盤にセメントで固定する。

- ⑤ 遮へいシート内外に温度計を設置し、気温管理をすると共に、平板載荷試験については、気温変化の少ない夜間あるいは雨天日を選んで試験を行う。

また、その他の変更点としては、図-8に示すように5段階サイクリック載荷方式と載荷・除荷速度を0.2kg/cm<sup>2</sup>/30秒に変更し、30秒ごとのデータを記録したこと等があげら

れる。

## 2) 試験結果

1)で記した対応策によって試験を行った結果、試験面の気温変動は最高3°C以内(外気温変動の1/4~5)におさえられ、平板載荷試験時の気温変動は1°C以内であった。また、基準バリの歪は、1mm/100/1°C(改良前の1/3)におさえられた。

この結果、φ30・φ45・φ75cmのうち

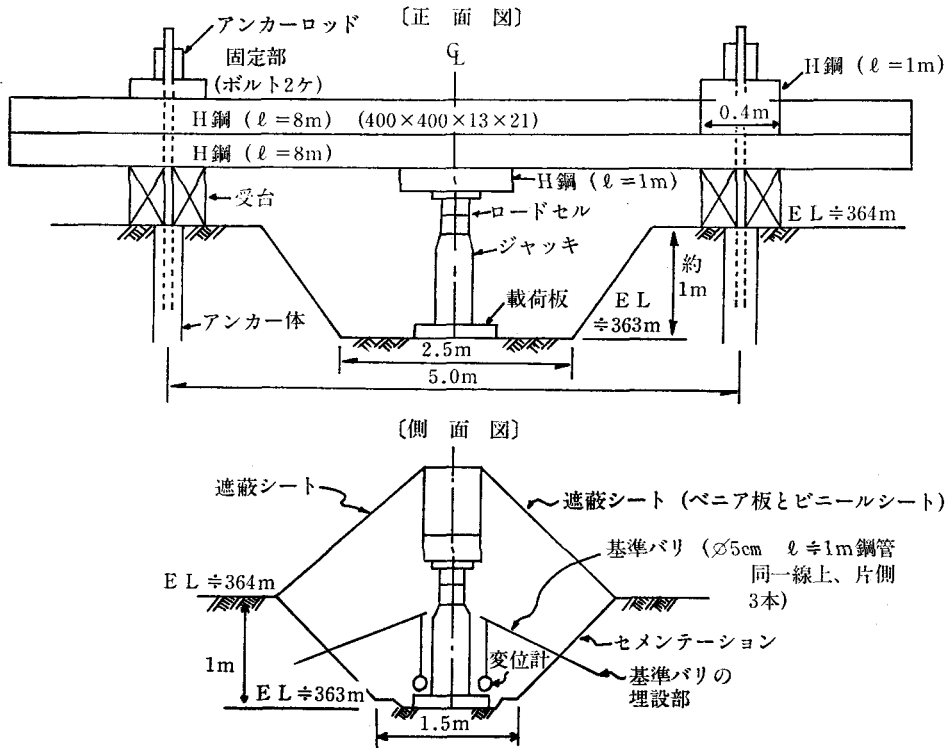


図-7 試験配置図 (第2回試験)

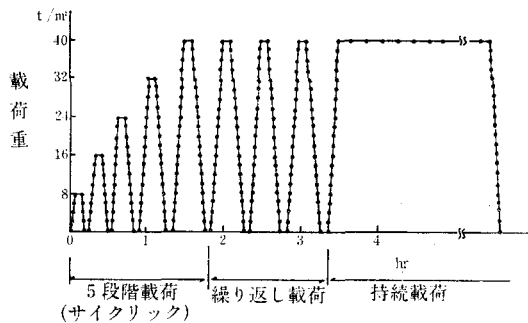


図-8 载荷方式模式図 (第2回試験)

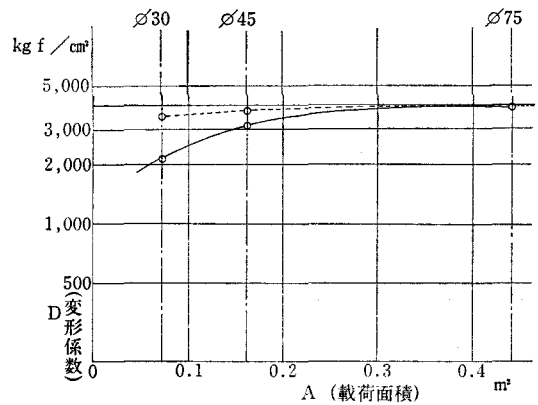


図-10 载荷面積—変形係数の関係

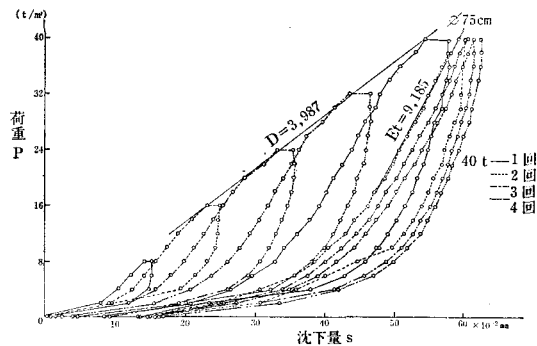


図-9 荷重—沈下量曲線

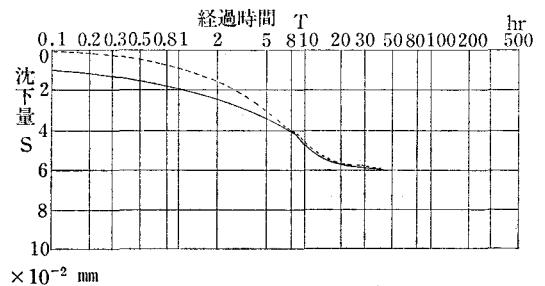


図-11 クリープ試験 (S-log T 曲線)

φ75cm の載荷板を用いて求めた荷重—沈下曲線は図—9、載荷面積—変形係数の関係は図—10の実線で示したものと得られた。

クリープ試験 (φ75cm) 結果は図—11の実線で示す。

#### 4. 変形係数の設定

##### (1) 凝灰角礫岩の粒径と載荷板の寸法効果

凝灰角礫岩の粒径については、2.地質で述べたとおり、径30cm 程度の礫が多くみられる。

応力の鉛直分布を考えると、載荷板中において、載荷板直径の120%の深度で80%の応力が作用するとすれば、φ30cm の場合36cm、φ45cm の場合54cm、φ75cm の場合90cm の深度まで応力が分布すると考えられる。

粒径と応力分布から判断すれば、φ30cm の載荷板では地中応力の分布範囲と礫の大きさがほぼ一致してしまうため、試験位置による測定値のバラツキが大きくなる。このため、より大きな載荷板を用いることにより、信頼性の高い試験値を求める必要がある。

##### (2) 載荷板径と変形係数の相関

載荷板の径と変形係数の間には、砂質土における角板の巾と変形係数の関係式(実験式)として、テルツァギー(Terzaghi)により

$$S = S_{30} \left( \frac{2B}{B+0.3} \right) \dots\dots\dots(1)$$

S : 求める沈下量 (cm)

S<sub>30</sub> : 30cm角板の沈下量 (cm)

B : 求める載荷板の巾 (m)

が与えられている。

また、変形係数Dについては、

$$D = \frac{1-\nu^2}{2a} \cdot \frac{\Delta F}{\Delta S} \dots\dots\dots(2)$$

D : 変形係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

ν : ポアソン比 0.35

a : 載荷板の半径 (cm)

ΔF : 荷重の増分 (kgf)

ΔS : 変位の増分 (cm)

がある。

軟岩における円形載荷板の径と変形係数の関係が、(1)式で近似するとすれば、(1)式・(2)式から、φ30・φ45・φ75cm の変形係数 D<sub>30</sub>・D<sub>45</sub>・

D<sub>75</sub>の間には、

$$D_{30} : D_{45} : D_{75} = 1 : 1.04 : 1.23$$

の関係が成り立つ。この関係からφ75cm の変形係数を基準にしたφ30・φ45cm の変形係数の関係は、図—10の点線で示される。

#### (3) 設計値

(1)に記したように、凝灰角礫岩の粒度構成と応力分布の関係から、載荷板径が大きいほど試験値の信頼性が高くなる。また、(2)に記したように、変形係数は載荷面積に比例して大きくなるため、載荷面積が大きくなればより大きな変形係数が期待できることから、φ75cm の値はそれ以上の載荷面積の値に近似しているものとみなせる。

よって、φ75cm の変形係数 D=3,987kgf/cm<sup>2</sup>≒3,900kgf/cm<sup>2</sup>を設計値として選定する。

#### 5. クリープ定数の設定

クリープ変位量と経過時間の関係は指数関数による次式から求め、定数のBはクリープ試験の測定値を用いて選定する。

$$y = \alpha(1 - e^{-\beta t})$$

y : クリープ変位量 (mm)

t : 経過時間 (時)

α : 最終変位量 (mm)

β : 変位速度に関する定数

e : 2.718

##### (1) クリープ定数

図—11の S-log t 曲線からみると、沈下量は t=50~60時間の経過でほぼ取れんしている。そこで、S-log t 曲線から α=0.06として β を求めると、β=0.15となる。

##### (2) クリープ変位予測式の設定

α=0.06、β=0.15として、クリープ変位予測式を次のように設定する。

$$y = 0.06(1 - e^{-0.15t})$$

この予測式をグラフ化すると、図—11の点線で示される。

#### 6. 弾性変位量の算定

##### (1) 変位計算式

凝灰角礫岩基盤を、マトリックスに支配される弾性体とみなして、次式を用いて算定した。

$$S = (1 - \nu^2) \cdot \frac{P}{D} \cdot H$$

ここで、

- S : 沈下量 (cm)
- $\nu$  : ポアソン比 0.35
- P : 載荷重 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- D : 変形係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- H : 岩盤の厚さ (cm)

塔体基礎掘削面から凝灰角礫岩下面迄の厚さを対象とし、次の値をHとする。

- 1) B-1 地点 16.0m
  - 2) B-2 地点 14.2m
- B-1, B-2 地点の間隔は 5 m

### (2) 基礎岩盤変位量の計算

変形係数を  $D = 3,900 \text{ kgf/cm}^2$  とし、B-1 地点の変位量を  $S_1$ 、B-2 地点の変位量を  $S_2$  とすると、

- 1) 完成直後 ( $P = 10.3 \text{ t/m}^2 \div 1.0 \text{ kg/cm}^2$ )
  - $S_1 = (1 - 0.35^2) \times 1.0 / 3,900 \times 1,600 = 0.359 \text{ cm}$
  - $S_2 = (1 - 0.35^2) \times 1.0 / 3,900 \times 1,420 = 0.391 \text{ cm}$
- 2) 地震時 ( $P = 17.7 \text{ t/m}^2 \div 1.77 \text{ kg/cm}^2$ )
  - $S_1 = (1 - 0.35^2) \times 1.77 / 3,900 \times 1,600 = 0.637$
  - $S_2 = (1 - 0.35^2) \times 1.77 / 3,900 \times 1,600 = 0.565 \text{ cm}$

### (3) 塔体上部の変位量の算定

(2)で求めた  $S_1 \cdot S_2$  を用いて基礎の変位角  $\theta$  を求め、塔体上部の変位量を算定する。(図12 参照)

- 1) 完成直後

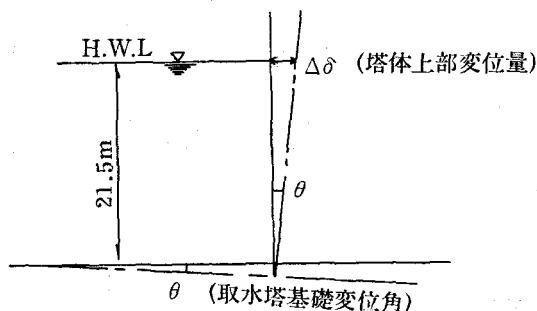


図--12 塔体上部の変位

$$\tan \theta = \frac{S_1 - S_2}{L} = \frac{0.359 - 0.319}{500} = 8.0 \times 10^{-5}$$

$$\Delta \delta = H \times \tan \theta = 2,150 \times 8.0 \times 10^{-5} = 0.17$$

### 2) 地震時

$$\tan \theta = \frac{0.637 - 0.565}{500} = 14.4 \times 10^{-5}$$

$$\Delta \delta = 2,150 \times 14.4 \times 10^{-5} = 0.31 \text{ cm}$$

### (4) 塔体への影響の検討

以上から、基礎岩盤の変位は弾性変位が支配的であって、基礎岩盤の弾性変位量にクリープ変位量(最大0.006cm)を加えた総変位量は、いずれの場合にも1cm以下である。

また、基礎岩盤の変位偏差量から算出した塔体上部の変位量は最大時を考慮しても、常時0.17cm、地震時0.31cm程度である。

なお、この変位量は基礎岩盤から塔体上部まで一体として変位するものとして算定したものであり、しかも、塔体にはローラとガイドレールのクリアランスがあって、現計画上的のクリアランスは1.5cmである。

従って、塔体は常時、地震時とも基礎岩盤の変位に対して問題になる程の影響はないものと判断される。

さらに、施工計画上、塔体全体荷重の90%を占める塔体基礎コンクリートを早期に施工することにより、先行荷重をあたえ沈下を待って、塔体を施工する方法をとるものとする。

### 7. あとがき

以上取水塔基礎岩盤の平板載荷試験について述べてきたが、横坑内載荷試験と異なり気温変化が大きいため、測定値に大きな誤差が生じることが判明した。また、この気温差による誤差は、測定装置の材質・セット方法などにより小さくすることが可能と思われるが、載荷試験による沈下量が小さい程、誤差が大きく影響するため、載荷試験にあたっては細心の注意を払う必要がある。

また、凝灰角礫岩のような軟岩における平板載荷試験については、試験結果のバラツキを少なくすることと、岩盤の代表値としての信頼性を得るために、載荷板の大きさを決定するにあたっては、載荷板の応力分布と岩の礫径の関係についても充分検討する必要がある。



最後に、本試験の検討にあたり京都大学農学部  
長谷川高士教授および関東農政局西嶋輝之地質官  
を始めとする多くの先生方にご指導いただきました。  
ここに感謝の意を表します。

参考文献

1. 土木学会 原位置岩盤の変形およびせん断試験

の指針

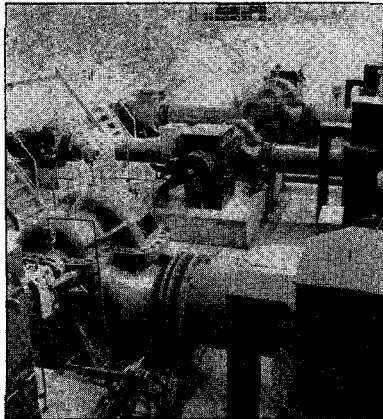
2. 土木学会 軟岩
3. 土質工学会 地盤の平均載荷試験方法・同解説
4. 土質工学会 「土と基礎 22-6」

吉中 龍之進

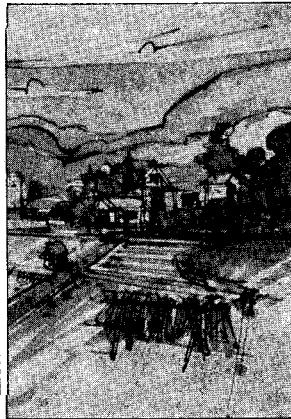
軟工の変形・強度に関する 2・3 の特  
質

治水事業に貢献する

 トリシマポンプ



揚水用両吸込うず巻ポンプ  
(農林水産省 関東農政局殿 新宿揚水機場)



排水用横軸軸流ポンプ  
(千葉県殿 新堀川排水機場)

株式会社 西島製作所

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

営業所：大阪・東京・名古屋・福岡・札幌  
仙台・広島・高松・那覇・横浜  
出張所：佐賀・宇部・和歌山・新潟

## 間断散水法による茶園の防霜

黒岩郁夫\*

### 目 次

1. はじめに……………	43	6. 茶園における多目的利用を含む 畑地かんがい事業費について……………	47
2. 試験研究の概要……………	43	7. 多目的利用について……………	47
3. 間断散水の実施状況……………	44	8. おわりに……………	47
4. 間断散水における問題点……………	45		
5. 間断散水におけるファームポンド……………	46		

### 1. はじめに

鹿児島県の耕地の3分の2は畑地が占め、畑作経営の安定をはかることは県農業振興上重要な課題である。

このため事業が完了した地区及び南薩地区等の畑地かんがい事業実施中の地区において、かん水効果の確認、かん水方法、多目的水利用による増収、土壌改良技術の確立等多くの成果を得ると共に、これら結果をふまえた畑かん営農が展開されつつある。

このような状況のなかで本県は、温暖地に属するとはいえ、晩霜による作物被害が見られ防霜技術の研究開発が急務であるといえる。

この報文は、間断散水技術の確立の実験、実証の成果と事業実施例を述べたものであり、得られた成果は事業用水量、事業費、営農技術等多方面にわたり、行政、畑かん器材業界、あるいは利用者等より御助言を賜れば幸いと考えます。

### 2. 試験研究の概要

スプリンクラーによる茶の防霜かんがいについては、諸文献によるとかんがい強度3mm/hr(理論値1.5mm/hr)程度とされており、強度は大きくないものの、散水方式は一斉散水となるため、多量の用水確保が必要となってくる。

したがって、台地上、もしくは山間地等比較的水に乏しい地域に分布する茶園については防霜かんがい計画樹立が困難な場合が多い。

そこで、防霜かんがいにおける節水の方法について、次のとおり実験を試みた。

- (1) ノズルを小さくして霧状散水で節水する方法。
- (2) 一般に実施されているかんがい強度3.1mm/hrでの防霜かんがい。
- (3) 間断散水で節水する方法。

以下、実験の方法と結果について述べてみる。

#### (i) 昭和48年3月23日における実験

場所 鹿児島県茶業試験場(知覧町)

圃場 茶園 面積 50a 標高 85m

施設 自家製細霧ノズル(回転式)

口径  $\phi$ 1.2mm 水圧 2.1kg/cm<sup>2</sup>

水量 2.1ℓ/min 散水径 7.0m

配置間隔 7.0m×7.0m

散水強度 2.8mm/hr

茶株面最低温度 -3.4°C

風速 0.1m/sec 水温 18°C

実験結果

散水開始 午前3時40分 気温+1°C

散水開始5分位で細霧状となり、空中における熱交換の対流作用による防霜効果を確認しようとしたが、対流で生じた気流のため、細霧が防風垣を越えて飛散したために効果は確認できなかった。この時点の課題としては、スプリンクラーの選定とともに、散水強度の検討が必要であると考えられた。

#### (ii) 昭和53年度における実験

場所 鹿児島県頰娃町飯伏茶園

圃場 茶園 面積 50a 標高 35m

\* 黒岩設計事務所

施設 20L<sub>2</sub> 片ノズルスプリンクラー  
 口径 φ2.4mm 水圧 7.8kg/cm<sup>2</sup>  
 水量 6.2ℓ/min 散水径 22m  
 配置間隔 10m×12m  
 散水強度 3.1mm/hr

茶株面最低温度 -4.5°C  
 風速 0.1m/sec 水温 18°C

散水停止 9時30分 (散水時間 7時間10分)

この結果、葉面は氷結し、ツララが下がり異様に思われたが、解氷が進むにつれて防霜に効果があることが確認できた。

(iii) 同じく53年度における間断散水の実験

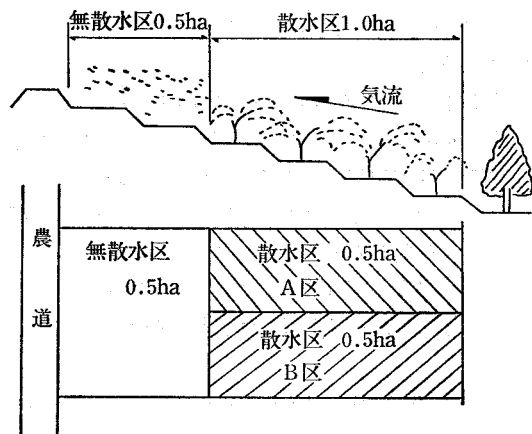
4月21日夜11時頃から降霜があった。(ii)の茶園1.5haであるが、散水量が0.5ha相当分しかないので実験対象地区を縮小し1.0haに交互に散水する間断散水を行った。

実験結果

茶株面最低温度 -4°C  
 風速 0.1m/sec 水温 18°C  
 散水開始 午後10時50分 (気温+1°C)  
 散水停止 午前8時 (散水時間9時間10分)

この間、1分40秒間隔にタイマーをセットした電動バタフライ弁による間欠運動で散水を行った。空中に飛散した水滴は落下するまでの間に空気との熱交換により気温を高め、また、葉面に付着した水滴は氷結して熱エネルギーを放出したことにより霜害を完全に防止することができた。

さらに、この散水区に隣接する高位部の0.5haの無散水区もまったく霜害を受けなかったことも確認された。このことは、熱交換により温められ



図一1 試験ほ場模式図

た湿り空気の対流作用で上昇気流が発生し、高位部の茶園においても昇温したことにより効果を発揮したものと思われる。すなわち効果が認められた範囲は1.5haとなった。

(考察)

間断散水法については、小野氏の『普通作露地野菜への多目的利用について』(第8回畑地かんがい研究資料)によると、2分間断が適当であるとされている。これにより本実験は水量節減を期待したものであり、0.5ha相当の水量で、実散水面積の1.0haより広い1.5haに効果を発揮したことは、当初予定していた以上の成果であった。

間断散水によるかんがい強度(I)は、

$$I = 3.1\text{mm/hr} \div 2 \text{ ブロック} = 1.55\text{mm/hr}$$

となり、理論値と近似した値となった。

表一1 スプリンクラー散布試験

スプリンクラー機種: 20-L2								
ノズル口径: 2.4mm								
平均風速: 0.5m/s								
圧力: 2.8kg/cm <sup>2</sup>								
吐出量: 6.2ℓ/min								
合成散水深 (mm)								
m								
12	4.0	3.4	2.8	2.4	2.8	3.2	4.0	
10	3.4	3.4	2.0	2.2	2.6	2.6	3.6	
8	1.8	1.8	2.2	3.0	2.6	1.8	2.0	
6	1.6	1.8	2.8	3.6	2.4	2.0	1.8	
4	1.8	1.8	2.2	3.0	2.6	1.8	2.0	
2	3.4	3.4	2.0	2.2	2.6	2.6	3.6	
0	4.0	3.4	2.8	2.4	2.8	3.2	4.0	
	0	2	4	6	8	10	12	m
均等係数 (Cu)=77.6%								
散布効率 (Ep)=68.5%								
平均散布深 (Ha)=2.7mm/hr								
最小散布深 (Hm)=1.8mm/hr								

3. 間断散水の実施状況

(1) 事業実施地区

鹿児島県松山町大続地区	7.5ha
〃 末吉町大沢津原地区	9.8〃
〃 輝北町二子塚地区	6.5〃
〃 東市来町梅木地区	9.9〃
〃 有明町野神廣迫地区	9.8〃
〃 末吉町大沢津第二地区	6.0〃

表-2 間断散水による凍霜害防止計画

1. 気象条件	
気温：-6℃	
風速：0 m/s	
湿度：60%	
2. 放熱量	
輻射熱： $Q_r=60 \text{ kcal/m}^2 \cdot \text{H}$	
伝達熱： $Q_t=31 \quad "$	
蒸発熱： $Q_v=33 \quad "$	
計	$=124 \text{ kcal/m}^2 \cdot \text{H}$
3. 付着水量の算定	
潜熱量：80 kcal/m <sup>2</sup>	
必要付着量： $124 \text{ kcal/m}^2 \cdot \text{時} \div 80 \text{ kcal/m}^2$	
	$=1.55 \text{ mm/H}$
4. 必要散水量	
付着率：50%	
必要散水量： $R=1.55 \text{ mm/H} \div 0.5=3.1 \text{ mm/H}$	
5. 散水器種	
均等係数，散布効率の適正なもので計画散水量 3.1mm/H を確保し，回転速度が20~30秒/回程度以下の器種であること。	
使用水圧	2.7kg/m <sup>2</sup>
口径	2.4mm
噴射角度	22°
散水直径	20.7m
散水量	6.4ℓ/min
回転速度	20/秒/回
6. 散水器配置間隔	
標準配置間隔	9m×11m
散水支管間隔	10m
スプリンクラー間隔	12m
散水強度	
	$S=\frac{6.4 \times 60}{10 \times 12}=3.2 \text{ mm/H} > 3.1 \text{ mm/H}$
7. 散水始終期	
散水開始時間：外気温度が2℃以下となったら開始する。	
散水終了時間：外気温度が2℃以上となったら終了する。	
8. 連続散水日数：2日	
東市来町梅木地区の実施例より2日とする。	
9. 凍霜害防止散水の組織容量	
スプリンクラーの散水強度	$q=3.2/\text{H}$
搬送ロス	5%
	$=\frac{3.2 \times 10,000}{1,000 \times 3,600 \times 0.95}=0.00936 \text{ m}^3/\text{s/ha}$
10. 間断散水時間：1分40秒	

" 額娃町新牧地区	5.0ha
" 川辺町大戸原地区	9.8"
" 有明町宇都鼻地区	8.0"
" 末吉町岩崎南部地区	9.9"
" 東市来町田代地区	12.5"

その他5地区

(2) 防霜計画例

間断散水による凍霜害防止計画（表-2）

(3) 考察

昭和53年以来の10ヶ年にわたる実施例よりみて，間断散水における，技術的な問題点については次項で述べるが，多目的利用システムについては，今後大いに研究し開発することが必要であると思われる。

4. 間断散水における問題点

(1) 散水時間の正確化と均等性の向上

2分以内の休止時間は正確でなければならない。これ以上に伸びると，ノズルの凍結による目詰りが懸念され降霜被害は拡大すると思われる。

操作は2系統の配水管に電動バタフライ弁(100V, 200V, 24V)をタイマーセットして同時開閉を行う。このため頻繁な弁作動となるが，現在のところ故障は見当たらない。

弁開閉の回数を試算すると，年間10回の降霜が発生し，散水時間を1回当たり10時間とすると，2分間に1回の弁作動で，防霜散水1回当たり300回，10ヶ年で3万回の弁作動となるが，接点の耐用は5~10万回と言われており，余り過酷とは思われない。

(2) 間断によるウォーターハンマー

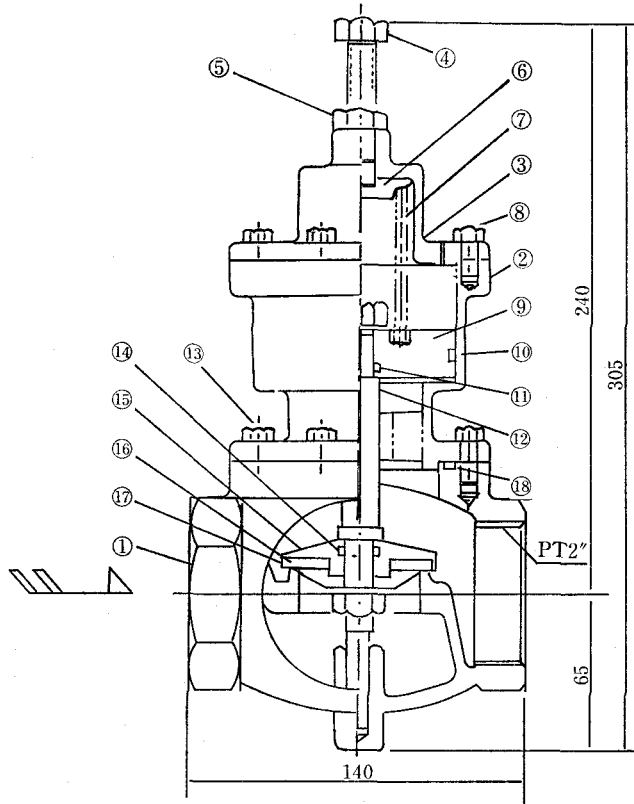
短時間に ON, OFF を繰り返すと，ウォーターハンマーが発生する。その対策について述べる。

(ア) たれ流しによるもの

ほ場は一般的に高低差があり，ほ場の低い方では散水休止時間に起る「たれ流し」が生ずる。このため送水の開始と同時に，高位部の空気溜りによるウォーターハンマーが発生するとともに，散水時間のズレにより散水量は不均等となる。これらを解決するため一定水圧では開弁し，以下では閉弁する定圧開放弁を独自に開発して，たれ流しの防止をはかり，均等な散水が行われるようにした。

(イ) 定圧開放弁の故障によるもの

工事砂，ゴミ，パイプの切りくず等が弁に混入



18	Oリング	N.B.R	1	G75
17	パッキン押え	A5052	1	
16	パッキン	ネオプレン	1	
15	パッキン受け	C3604BD	1	
14	Oリング	N.B.R	1	P12
13	ボルト	SUS304	8	M8
12	スピンドル	SUS304	1	
11	Oリング	N.B.R	1	P12
10	Oリング	N.B.R	1	P70
9	ピストン	塩ビ	1	
8	ボルト	SUS304	6	M6
7	スプリング	SUS304	1	
6	スプリング座	A5052	1	
5	固定ナット	SUS304	1	
4	調整ボルト	SUS304	1	
3	ケースカバー	BC6	1	
2	シリンダケース	BC6	1	
1	本体	BC6	1	
部品番号	品名	材質	所要数	記事

図-2 定圧開放弁

すると、誤作動が起こり、たれ流しが発生する。この対策としては、工事にあたり入念な管内の洗浄とファームポンド等における除塵スクリーン等の設置が必要となる。

(ウ) 作動弁によるもの

電動バタフライ弁の作動は、短時間に開閉するので、単列系統の運転を避け、必ず2系統にする

必要がある。同時に2台の弁の開閉による合成流量は、流量特性図から75%となりウォーターハンマーは発生しない。

5. 間断散水におけるファームポンド

(1) ファームポンド容量計算式

ファームポンド容量は次式により算出する。

$$V = NQ - q \left( \frac{Hr}{24} + N - 1 \right)$$

V(m<sup>3</sup>)      ファームポンド容量

N(日)      連続降霜日数

Q(m<sup>3</sup>/日)   防霜用水量(日当り)

q(m<sup>3</sup>/日)   水源取水量

(計算例)かんがい強度3mm/hr、茶園面積10ha 連続降霜日数3日とすると、表-3の計算例より容量節減量は57.8~84.0%となり、工事費の低減をはかれることが期待できる。

(2) 型式の選定

ファームポンドの設計に当たり、型式の検討は重要な事項である。構造としては、RC型、PC型、

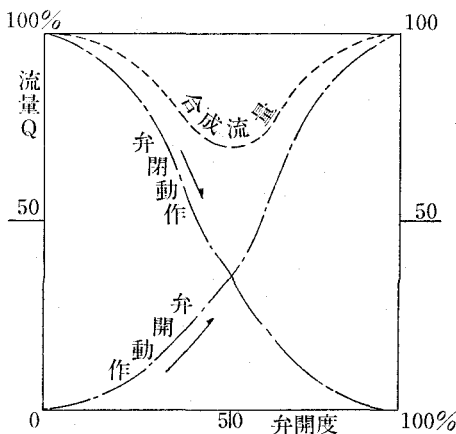


図-3 電動バタ弁流量特性図

表一3 ファームボンド容量表

水源水量 m <sup>3</sup> /日	ファームボンド容量m <sup>3</sup>		節減容量 m <sup>3</sup> C = A - B	節 減 比 % D = C/A × 100
	連続散水 A	間断散水 B		
500	7,792	3,292	4,500	57.8
1,000	6,583	2,083	4,500	68.4
1,500	5,375	875	4,500	83.7
2,000	4,166	666	3,500	84.0
2,500	1,958	458	1,500	76.6

ゴムシート型等があり、型式としては、クローズドタイプとオープンタイプがある。実施した工区では、事業費の低減を考慮し、オープンタイプのゴムシート工法を採用した。この場合に最も留意することは、異物等の流入防止であり、1mm以上の異物はスクリーンを設置して除去し、あわせてスプリンクラーの目詰り等をも防止することができた。

### 6. 茶園における多目的利用を含む畑地かんがい事業費について

参考として、事業実施地区の事業費を表一4に示す。

表一4 地区別事業費

地区名	大沢津原	野神広迫	大戸原	岩 崎	
面積 (ha)	9.8	9.8	9.8	9.9	
事業費 (千円)	取水施設	4,800	8,600	5,300	10,510
	貯水施設	12,300	14,200	12,800	14,800
	加圧施設	8,900	12,500	12,400	10,110
	配水施設	18,350	10,800	15,800	17,480
	定置配管	19,800	23,400	22,800	23,600
	合計	64,150	69,500	70,100	76,500
10a 当たり	655	709	708	773	

### 7. 多目的利用について

#### (1) 補給かんがい

冬期の乾燥期には毛根からの水分吸収力が低下するので、葉面への散水かんがいをすることにより、1週間萌芽が早くなる。

#### (2) 防霜かんがい

#### (3) 薬液散布かんがい

人力散布による人体への薬害を防止できること

と、短時間に作業ができるので労力の節減がはかれる。

#### (4) 肥料散布かんがい

労力節減の効果が大きく肥効を速めることができる。

#### (5) 降灰とほこりの洗浄かんがい

特に桜島噴火による降灰の洗浄は作物生育上重要なことであり、かんがい強度は10mm/hr以上でなければ完全に洗浄できないのが現状である。62年度実施地区では、防霜と灰洗浄にノズル切替のできるスプリンクラーを使用した。

#### (6) 残留農薬の洗浄かんがい

(5)項と同じ方法で完全洗浄ができることであり、人体に及ぼす害を考えると、完全な洗浄をして清浄な茶を供給する義務があると考えられる。

## 8. おわりに

最初に述べた様に、スプリンクラーによる防霜散水かんがいの効果については、既に立証されているところであるが、多量の用水と多額の事業費にしばられ、どこでも容易に計画樹立が可能という訳にはいかないのが現実である。

そこで、これらの解消に少しでも役立つ方法はないものかと節水かんがいの実験を試みてきたが、次のような結論を得るに至った。

① 散水強度をおさえて霧状散水にすると、対流が生じ、茶園に発生した霧が気流で飛散してしまい防霜効果は得られない。

② 間断散水で節水する方法については、定圧開放弁と電動バタフライ弁の利用でウォーターハンマー、不均等散水の解消が図られたことと、間断間隔を約2分間(実験では1分40秒)程度に短くすると、ノズルの凍結も起こらなかったことで、試みは成功し間断散水による防霜効果を確認することができた。

以上のような結果を踏まえて、ここ10年間、県内各地で間断散水による防霜を実施してきたが、幸いにも未だ失敗例を聞かない。

さらに地元では、防霜散水施設を防除等多目的な利用にも活用しており、農家の生産意欲の増大を伺い知ることができる。

最後に本報文の作成に協力を賜った鹿児島県庁職員の方々に感謝の意を表するとともに、今後益々研鑽を重ねる決意である。

# 重荷重を受ける水利構造物における ダウエルバーの設計について

中 島 賢二郎\* 篠 田 健 吾\*\*

## 目 次

1. まえがき	48	3. 実験結果	53
2. ダウエルバーの設計と計算例	48	4. あとがき	56

### 1. ま え が き

水利構造物におけるダウエルバーの設計はこれまで慣行として行われてきた。一般的には横断方向の構造計算を行ったのち、縦断方向には配力筋として縦方向鉄筋を配列し、継目は、配力筋相当の普通丸鋼を継目の移動防止として用いてきている。

従来、これらについては、大きな問題を引き起こすことなく経緯してきているが、これは、ダウエルバーに実際に作用する力がダウエルバーの支持能力を下回っていたからであり、高水圧、又は高土圧を受ける場合や、不同沈下の可能性がある場合には、再検討を要するものと考えられる。

また、ダウエルバーについて、基準が明確にされているものにコンクリート舗装がある。(文献-1)

また、ダウエルバーの設計について系統的に述べられているものに文献-2~4がある。当報文は、これらの文献に基づいて行った計算例と確認のために行った実験の結果について報告するものであり、重荷重を受ける水利構造物の細部設計の一助になれば幸いである。

### 2. ダウエルバーの設計と計算例

まえがきで述べた2~4の3文献は、「弾性床上の梁」の考え方を応用している。ここで弾性床上の梁の考え方について整理をすると次のとおりである。(文献-5)

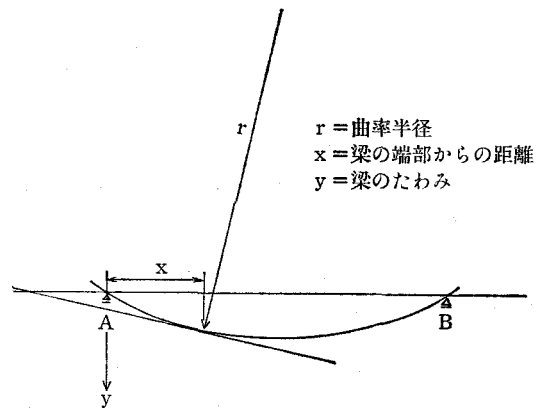


図-1 横荷重を受ける梁のたわみ

#### (1) 弾性床上の梁

まず、横荷重を受ける梁のたわみを考える。横荷重を受ける梁のたわみの曲率半径  $r$  は、横荷重による曲げモーメント  $M$  に反比例し、梁の曲げ剛性に比例するから次式が得られる。

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E \cdot I}$$

$E$  : 梁材料の弾性係数

$I$  : 梁の断面二次モーメント

梁の端部から測った距離  $x$  での梁のたわみ  $y$  は、曲率半径  $r$  と次の関係がある。

$$\frac{1}{r} = -\frac{d^2y}{dx^2}$$

これと前式から次式が得られる。

$$E \cdot I \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = -M \quad \dots \dots \dots (1)$$

梁の単位長さ当たりの荷重を  $p$  とし、セン断力

\* 東伯農業水利事業所 (前農林水産省農業土木試験場造構第二研究室)  
\*\* 株式会社 テイコク

を  $V$  とすれば、次の関係があるから(2)式が得られる。

$$\frac{dM}{dx} = V, \quad \frac{dV}{dx} = -p$$

$$E \cdot I \cdot \frac{d^3y}{dx^3} = -V, \quad E \cdot I \cdot \frac{d^4y}{dx^4} = p \quad \dots\dots(2)$$

梁が弾性床の上にあり、弾性床のたわみ  $y$  に比例した反力  $k \cdot y$  を受けるものとすれば、(2)式は、(3)式となる。

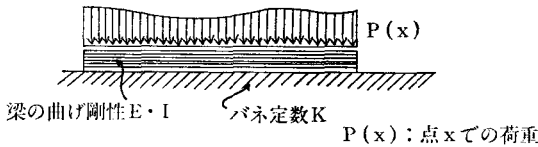


図-2 弾性床上の梁

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4y}{dx^4} + k \cdot y = p(x) \quad \dots\dots(3)$$

ここでの  $k$  は弾性床のバネ定数であるが、 $p(x)$  は  $p$  が  $x$  の関数であることを示す。

(3)式において  $p(x) = 0$  とすれば、荷重の載っていない部分の梁のたわみの式となる。

$$E \cdot I \cdot \frac{d^4y}{dx^4} = -k \cdot y \quad \dots\dots(4)$$

(4)式の一般解は(5)式で与えられる。

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad \dots\dots(5)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4 \cdot E \cdot I}}$$

## (2) ダウエルバーへの適用

ダウエルバーを弾性床で支えられた一方向に無限に長い梁と考える。(図-3)

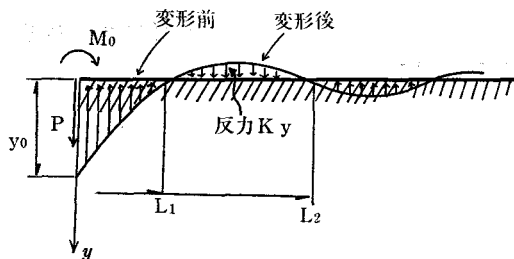


図-3 弾性床に支えられる一方向に無限に長い梁

梁の一端に鉛直力  $P$  と曲げモーメント  $M_0$  とが作用しているものとする。荷重点からの距離が増せば梁のたわみも曲げモーメントも  $0$  に近づくか

ら、(5)式において  $A = B = 0$  でなければならないので(5)式は(6)式となる。(6)式から  $\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right), \left(\frac{d^3y}{dx^3}\right)$  を各々求め、これを原点の条件にあてはめれば  $C \cdot D$  が求まる。

$$y = e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad \dots\dots(6)$$

$$\left. \begin{aligned} E \cdot I \cdot \left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_{x=0} &= -M_0 \\ E \cdot I \cdot \left(\frac{d^3y}{dx^3}\right)_{x=0} &= -V = P \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$C = \frac{1}{2\beta^3 \cdot E \cdot I} (P - \beta M_0)$$

$$D = \frac{M_0}{2\beta^2 \cdot E \cdot I}$$

求めた  $C, D$  を(6)式に代入して(7)式が得られる。これがダウエルバーのたわみに関する式である。

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2\beta^3 \cdot E \cdot I}$$

$$\times \{P \cdot \cos \beta x - \beta \cdot M_0 (\cos \beta x - \sin \beta x)\} \quad \dots\dots(7)$$

荷重点、即ちダウエルバーの端部におけるたわみ  $y_0$  は  $x = 0$  とおけば求まる。

$$y_0 = \frac{1}{2 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot I} (P - \beta \cdot M_0) \quad \dots\dots(8)$$

(7)式は、式の型から、梁の端部からの距離  $x$  に関してある周期を持って  $0$  に漸減していくことが想像できる。このため、 $y$  が  $0$  を横切る点、即ち  $y$  が周期的に変化する点間の距離  $x$  の周期を求めれば、実用的に  $y$  が有意性を持つ距離  $x$  を求められる。 $y = 0$  となる距離を  $L$  とし、(7)式で  $y = 0$  とおけば(9)式が得られる。

$$\tan \beta \cdot L = 1 - \frac{P}{\beta M_0} \quad \dots\dots(9)$$

(9)式を深たす  $L$  は無数にあるが、端部から1番近い点を第1転換点、以下第2、第3転換点とし、それぞれの転換点までの距離を  $L_1$ 、以下  $L_2, L_3$  とする。(図-3)

ダウエルバーの任意の点の曲げモーメント・せん断力は(1)式(2)式から、(10)(11)式で与えられる。

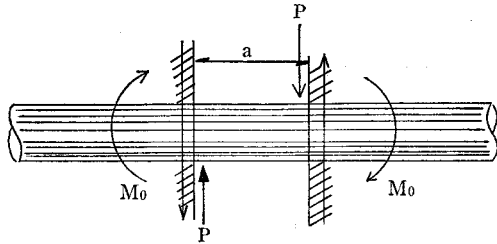
$$M = -\frac{e^{-\beta x}}{\beta} \cdot \{P \cdot \sin \beta x - \beta \cdot M_0 (\sin \beta x + \cos \beta x)\} \quad \dots\dots(10)$$

$$V = -e^{-\beta x} \cdot \{(2 \cdot \beta \cdot M_0 - P) \cdot \sin \beta x + P \cdot \cos \beta x\} \quad \dots\dots(11)$$



ダウエルバーの有効長さを  $L_2$  としその範囲内でのダウエルバーの特性について検討を加える。

まず、ダウエルバーにより連結されているコンクリートの端面間の距離（目地幅）を  $a$  とすれば、ダウエルバーにより伝達される力  $P$  によりダウエルバーに作用する端モーメント  $M_0$  は(12)式となる。



右側のブロックが上向きに移動する場合を示す  
 下向きの力を(+)、右廻りのモーメントを(+ )とすると  
 $P \cdot a + M_0 + M_0 = 0$   
 $M_0 = -\frac{1}{2} P \cdot a$  の関係がある

図-4 ジョイントにおいてダウエルバーに作用する力

$$M_0 = -P \cdot \frac{a}{2} \dots\dots\dots(12)$$

(12)式を(8)(9)式に代入して  $y_0, L$  を求める。また、 $\frac{dM}{dx} = V = 0$  から最大曲げモーメントの生じる距離  $x_{max}$  を求め、さらに最大曲げモーメント  $M_{max}$  を求める。

これらの結果を整理すると(13)式となる。

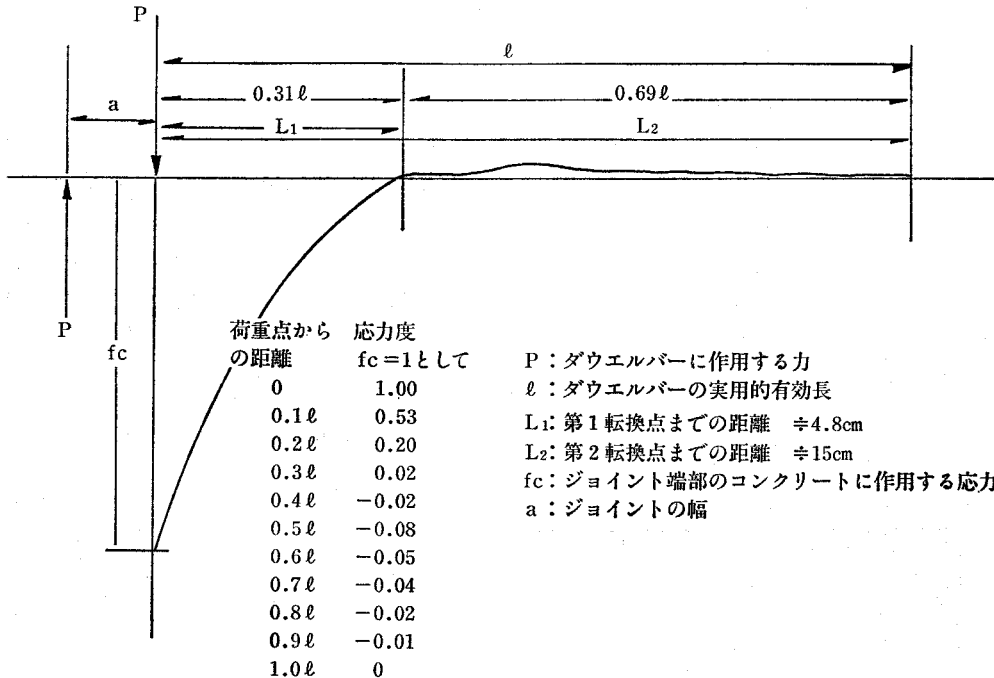
$$y_0 = \frac{P}{4 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot I} (2 + \beta \cdot a) \dots\dots(13-1)$$

$$\tan(\beta \cdot L) = \frac{2 + \beta \cdot a}{\beta \cdot a} \dots\dots\dots(13-2)$$

$$\tan(\beta \cdot x_{max}) = \frac{1}{1 + \beta \cdot a} \dots\dots\dots(13-3)$$

$$M_{max} = -\frac{P \cdot e^{-\beta \cdot x_{max}}}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{1 + (1 - \beta \cdot a)^2} \dots\dots\dots(13-4)$$

(13)式に基づき計算した例を図-5及び表-1に示す。(DESIGN OF DOWELS IN TRANS-



$P$  : ダウエルバーに作用する力  
 $l$  : ダウエルバーの実用的有効長  
 $L_1$  : 第1転換点までの距離  $\approx 4.8\text{cm}$   
 $L_2$  : 第2転換点までの距離  $\approx 15\text{cm}$   
 $fc$  : ジョイント端部のコンクリートに作用する応力度  
 $a$  : ジョイントの幅

- 注1. コンクリートに作用する応力度は、(7)式により求めた  $y$  に弾性床のバネ定数  $K$  を乗じたものである。  
 2. 図の中の  $L_1, L_2$  は(13)-2式において  $\beta = 0.3 \text{ cm}^{-1}$ 、 $a = 1\text{cm}$  として求めたものである。  
 3. 表-1からもわかるように  $\alpha = L_1/L_2 = 0.30 \sim 0.33$  である。  
 4. 第1転換点から第2転換点までの区間では、コンクリートがダウエルバーに対して負の力を及ぼすことを意味している。

図-5 コンクリートに作用する応力度の分布例

表 1 450kgf のセン断に対するダウエルの応力指標 ( $K'=28,000\text{kg/cm}^3$ )

目地幅 $a$ (cm)	ジョイント端面 での変位 $y_0$ (cm)	ジョイント端面 のコンクリート に作用する反力 $k \cdot y_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	端面からの距離 (cm)			最大曲げモー メント  (kg-cm)
			第1 転換点 $L_1$	第2 転換点 $L_2$	最大曲げモー メントの位置 $x_m$	
(a) 19mm ダウエル : $I=0.666\text{cm}^4$ , $\beta=0.319\text{cm}^{-1}$						
0	0.0056	152	4.93	14.76	2.46	461
0.64	0.0061	167	4.62	14.48	2.13	564
1.27	0.0066	182	4.39	14.22	1.93	662
1.91	0.0071	198	4.19	14.05	1.75	772
2.54	0.0076	213	4.04	13.87	1.57	887
3.81	0.0089	243	3.78	13.61	1.35	1,129
(b) 22mm ダウエル : $I=1.207\text{cm}^4$ , $\beta=0.285\text{cm}^{-1}$						
0	0.0043	116	...	...	...	...
0.64	0.0046	127	...	...	...	...
1.27	0.0048	137	...	...	...	...
1.91	0.0053	141	...	...	...	...
2.54	0.0056	157	...	...	...	...
3.81	0.0064	179	...	...	...	...
(c) 25mm ダウエル : $I=2.040\text{cm}^4$ , $\beta=0.257\text{cm}^{-1}$						
0	0.0033	91	6.10	18.29	3.05	570
0.64	0.0036	99	5.79	17.98	2.72	662
1.27	0.0038	107	5.56	17.78	2.51	766
1.91	0.0040	114	5.33	17.53	2.29	876
2.54	0.0043	122	5.16	17.37	2.11	991
3.81	0.0048	136	4.85	17.04	1.83	1,221
(d) 32mm ダウエル : $I=4.995\text{cm}^4$ , $\beta=0.217\text{cm}^{-1}$						
0	0.0023	63	7.21	21.64	3.63	674
0.64	0.0024	67	6.91	21.34	3.33	766
1.27	0.0025	71	6.65	21.08	3.07	870
1.91	0.0028	75	6.45	20.83	2.84	979
2.54	0.0028	79	6.25	20.70	2.64	1,089
3.81	0.0033	88	5.89	20.32	2.31	1,319

注 : (5)式の  $\beta = \sqrt{\frac{K}{4 \cdot E \cdot I}}$  において  $K = d \cdot K'$  の関係がある。  $d$  はダウエルバーの幅 (直径) である。

出典 : DESIGN OF DOWELS IN TRANSVERSE JOINTS OF CONCRETE PAVEMENTS.

VERSE JOINTS OF CONCRETE PAVEMENTS...By BENGT F, FRIBERG...ASCE)

図-5は  $\beta=0.3\text{cm}^{-1}$ ,  $a=1\text{cm}$  としてコンクリートに作用する応力度の分布を示したものである。

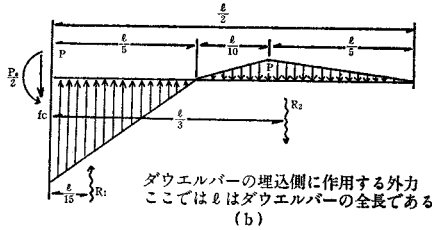
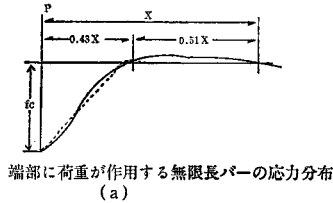
これに対して現行の「コンクリート舗装要綱のダウエルバーの設計方法の基本となっている文献2及び文献4では次の様に処理している。(図一

6)

即ち,  $L_1/L_2 \doteq 0.4$  とし, ダウエルバーの有効長さは  $L_2$  とした上で, コンクリートに作用する応力度分布を単純な三角形分布とみなす。力のつりあからジョイント端部でのコンクリートに作用する力を逆算する。最大曲げモーメントは端部から  $0.2l$  の位置に生じるものとする。このようにして(14)式を得る。

応力度分布  
荷重点か 応力度  
らの距離  $f_c=1$  として

0	1.000
1 X	.793
2 X	.448
3 X	.177
4 X	.024
5 X	-.035
6 X	-.042
7 X	-.030
8 X	-.016
9 X	-.005
10 X	0.000



(a)に示される分布を(b)の様に単純な形に簡略化して、各諸元を求めている。

図-6 ダウエルバーに作用する応力の分布の簡略化

$$f_c = \frac{25P(l+1.5a)}{2l^2 \cdot d} \dots (14-1)$$

$$M_{\max} = \frac{7P(l+8.8a)}{146} \dots (14-2)$$

ただし各記号は次のとおり

- $f_c$ : コンクリートに作用する最大応力度
- $P$ : ダウエルバーにより伝達される力
- $l$ : ダウエルバー両側の全埋込長
- $a$ : 目地幅
- $d$ : ダウエルバーの直径

$M_{\max}$ : ダウエルバーに生じる最大曲げモーメント

(14式からダウエルバーの荷重伝達能力を求めることができる。

① ダウエルバーのせん断力から求まる伝達能力

$$P_s = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot f_s' \div 0.785d^2 \cdot f_s' \dots (15)$$

ただし  $f_s'$  は、ダウエルバーのせん断強度でバーの曲げ引張強度  $f_s$  と次の関係とする。

$$f_s' = \frac{1}{2} f_s$$

② ダウエルバーの曲げモーメントから求まる伝達能力

$$P_b \div \frac{2 \cdot d^3 \cdot f_s}{l + 8.8 \cdot a} \dots (16)$$

(14-2式の左辺に  $(\frac{\pi}{32} d^3 \cdot f_s)$  を代入して得られたものである。

③ コンクリートの支圧力から求まる伝達能力

$$P_c = \frac{f_c \cdot l^2 \cdot d}{12.5 \times (l + 1.5a)} \dots (17)$$

$f_c$  はコンクリートの支圧強度とする。

### (3) 計算例

ダウエルバーは一般的には片側 50cm 程度コンクリートに埋込まれるが、設計に用いる有効長さは計算により求める必要がある。(5)式の  $\beta$  において  $k = k' \cdot d$  と置換える。

$\phi 13$ の丸鋼について有効長さを求める。

$$E = 2 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2 \quad K' = 2.8 \times 10^4 \text{kgf/cm}^3$$

表-2 ダウエルバーの径に対する有効長さ

$\phi$ mm	13	16	19	22	25	備考
目地幅						
$\beta$	0.42	0.36	0.32	0.29	0.26	単位 1/cm
$L_2$	10.5	12.7	14.3	15.8	17.7	第2転換点
$l$	21	25	29	32	35	$l$ は全長で $l = ZL_2$

注: 有効長さはバーのたわみ曲線の第2転換点, までの距離とする。

表-3 ダウエルバーのせん断力から求めた荷重伝達能力

$$(f_s' = 1,600 \text{kgf/cm}^2)$$

$\phi$ mm	13	16	19	22	25	備考
目地幅						
$P_s$	2.12	3.22	4.53	6.08	7.85	単位 ton/本

表-4 ダウエルバーの曲げ引張強度から求めた荷重伝達能力

$$(f_s = 3,200 \text{kgf/cm}^2)$$

$\phi$ mm	13	16	19	22	25	備考
目地幅						
0 cm	0.67	1.05	1.51	2.13	2.86	単位 ton/本
0.5	0.55	0.89	1.31	1.87	2.54	
1.0	0.47	0.78	1.16	1.67	2.29	
1.5	0.41	0.69	1.04	1.51	2.08	

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K' \cdot d}{4 \cdot E \cdot I}}$$

から  $\beta = 0.42$  を得る。(13式から  $a = 1.0\text{cm}$  のとき,  $L_1 = 3.3\text{cm}$ ,  $L_2 = 10.8\text{cm}$ ,  $a = 2.0\text{cm}$  のとき

表-5 コンクリートの支圧強度から求めた荷重伝達能力

( $f_c = 210\text{kgf/cm}^2$ )

$\phi$ mm	13	16	19	22	25	備考
目地幅 0 cm	0.46	0.67	0.93	1.18	2.06	単位 ton/本
0.5	0.44	0.65	0.91	1.15	2.02	
1.0	0.43	0.63	0.88	1.13	1.98	
1.5	0.42	0.62	0.86	1.10	1.94	

$L_1 = 3.0\text{cm}$ ,  $L_2 = 10.5\text{cm}$  となる。この様に  $a$  の値は、有効長さあまり影響しないので以後  $a = 2.0\text{cm}$  として計算する。以下同じ様にして  $\phi 16 \sim \phi 25$  について求めたのが表-2である。

(15)(16)(17)式により求めた荷重伝達能力を表-3, 4, 5に示す。

### 3. 実験結果

#### (1) 実験方法

図-7に示す供試体を作成し、図-8に示す方法でダウエルバーの荷重伝達能力の実験を行った。

供試体は、3コのブロックを4本のダウエルバーで接続した。ダウエルバーは一方を固定し、他方は塩ビパイプによりスライド可能とした。中央

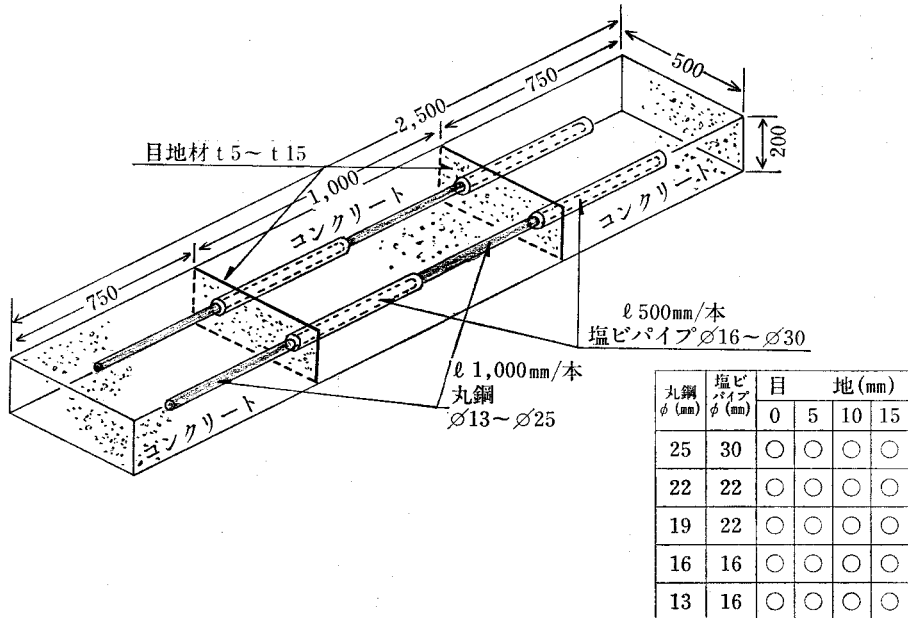


図-7 試験用供試体

ダウエルバー組合せ

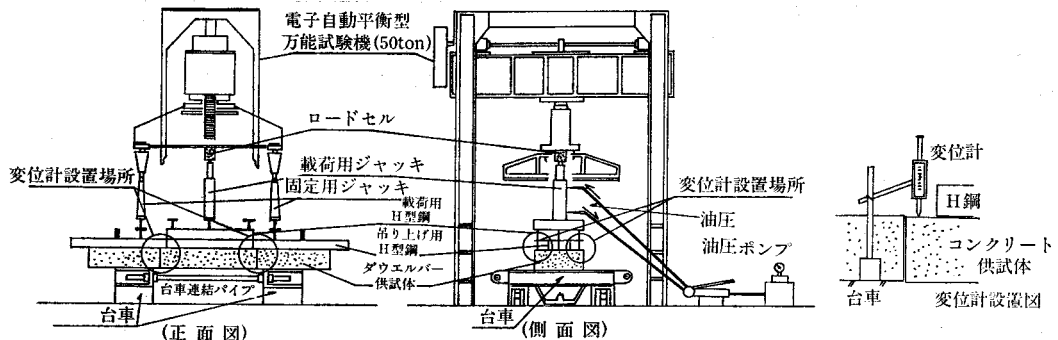


図-8 ダウエルバー荷重実験概況図

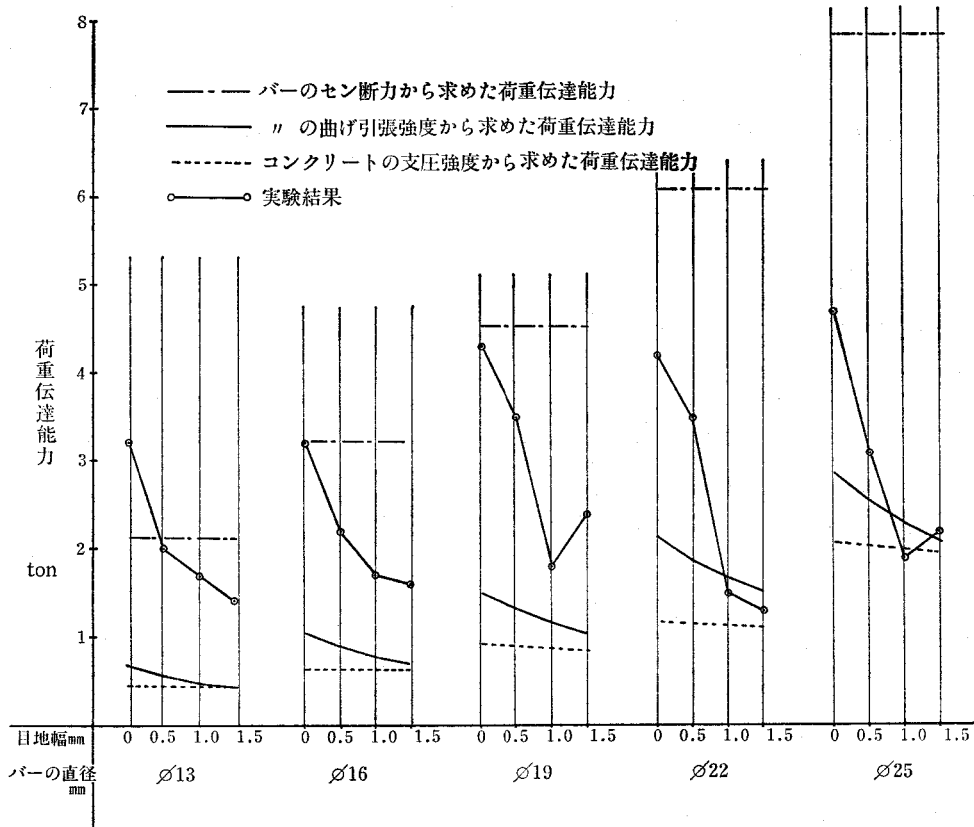


図-9 ダウエルバーの荷重伝達能力 (計算値と実験結果)

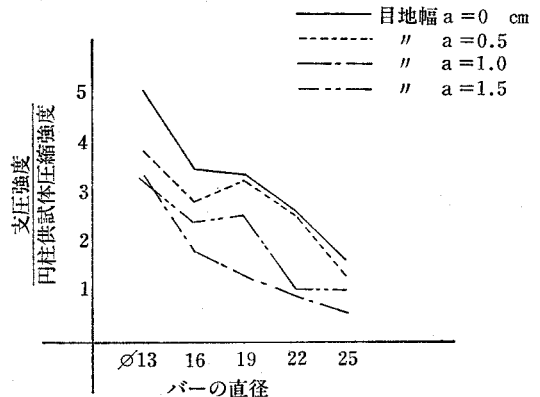
のブロックの4端で荷重による変位を測定した。荷重は中央のブロックに油圧ジャッキを用いて加え、H型鋼を介して等分布荷重となるようにした。両側のブロックは、荷重により回転しないようH型鋼にアンカーボルトで固定し、さらに固定用ジャッキで加圧した。ダウエルバーの径と目地幅の組合せは図-7に示すとおりとした。偏心による荷重の片寄りの変位の平均値を用いることで補正した。

表-6 ダウエルバー荷重伝達能力実験結果

$\phi$ mm	13	16	19	22	25	備考
目地幅 $a$ cm						
0	3.2	3.2	4.3	4.2	4.7	単位 ton
0.5	2.0	2.2	3.5	3.5	3.1	
1.0	1.7	1.7	1.8	1.5	1.9	
1.5	1.4	1.6	2.4	1.3	2.2	

(2) 実験結果

表-6に荷重伝達能力の実験結果を示す。(15)(16)



・コンクリートの弾性係数は約 $1 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ であった。  
 ・円柱供試体と実験用供試体は同一養生条件とした。

図-10 円柱供試体圧縮強度と支圧強度の比

(17)の各式により求めた値と実験結果とを比較したのが図-9である。実験結果から逆算したコンクリートの支圧強度に対する円柱供試体圧縮強度の比を図-10に示す。一般的にはコンクリートの支圧強度は支圧面積と支承面積の比に関係するといわれるが、本実験では1から5の比が得られた。

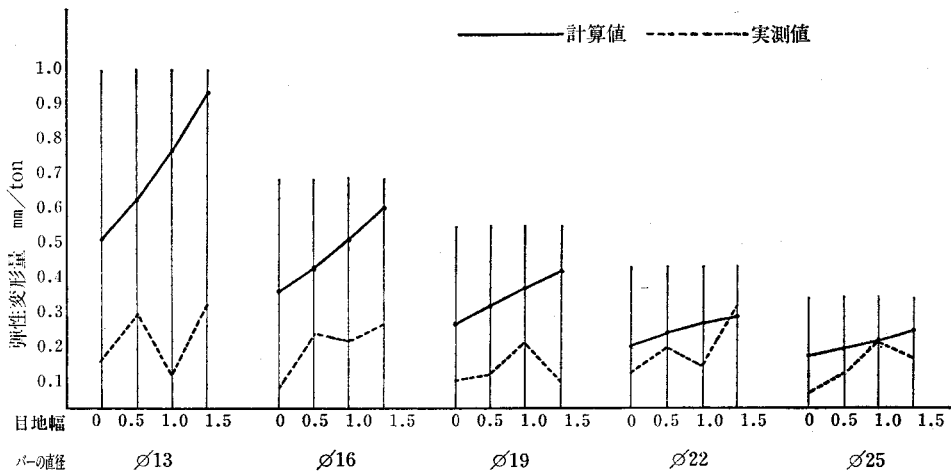


図-11 計算で求めた単位荷重当り弾性変形量と実測値

表-7, 表-8 に計算から求めた弾性変形量と実測値とを示す。表-7 は(19)式を用いて求めたものである。

表-7 計算から求めた弾性変形量

目地幅 φ mm	目地幅					備考
	13	16	19	22	25	
0	0.48	0.33	0.24	0.18	0.15	単位 mm/ton
0.5	0.59	0.40	0.29	0.21	0.17	
1.0	0.73	0.48	0.34	0.24	0.19	
1.5	0.89	0.57	0.39	0.27	0.22	

表-8 実測から求めた弾性変形量

目地幅 φ mm	目地幅					備考
	13	16	19	22	25	
0	0.14	0.06	0.08	0.10	0.04	単位 mm/ton
0.5	0.27	0.21	0.10	0.17	0.10	
1.0	0.10	0.19	0.19	0.12	0.19	
1.5	0.30	0.24	0.08	0.29	0.14	

弾性変形量

$$\Delta = \frac{P}{2EI} \left( \frac{1 + (1 + \beta a)^2}{\beta^3} + \frac{a^3}{6} \right) \dots\dots(19)$$

(19)式は、弾性床の変位  $y_0$  とバーのジョイント面での勾配、バーの片持梁としての撓みを各々考慮して求めたものである。計算値と実測値の関係を示したのが図-11である。

図-12に荷重と変位の関係例を示す。図におい

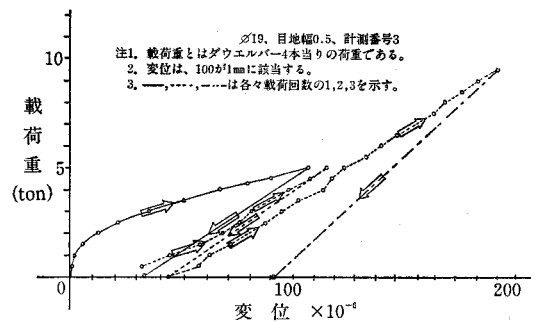


図-12 荷重と変位の関係例

て縦軸は供試体の中央のブロックに加えられた荷重であり、横軸は中央のブロックと両端ブロックの相対変位である。載荷初期はバーと塩ビパイプのアソビや施工誤差により曲線状であるが、載荷サイクルの2回目からは直線関係を示し弾性変形であることが理解できる。本例では最高荷重は9.5tonを示しているが、この時点でコンクリートブロックにクラックの発生が認められたので、この点を破壊とみなしている。実験においては、荷重制御であるため、次のいずれかの場合を破壊として扱った。

- ① コンクリートにクラックが発生した場合
- ② 荷重を加えている状態で変位が急増した場合
- ③ 載荷用ジャッキに接続しているロードセルの値が急減した場合
- ④ 荷重を増加してもロードセルの値が増加しない場合
- ⑤ 荷重・変位の関係のグラフで明確な折れ曲

り点が見い出せる場合

### (3) 考 察

以上の実験結果は、かなりのバラツキがあるが、一定の傾向を示している。これらから次の様なことが言えるであろう。

- ① バーのせん断力から求める荷重伝達能力は、大径のもの程危険である。
- ② コンクリートの支圧強度は、円柱供試体圧縮強度に対して、小径のもので3~5倍、大径のもので0.5~1.5倍の範囲にある。このためコンクリートの支圧強度から計算する荷重伝達能力は、小径のものはかなり余裕があると考えられる。
- ③ 単位荷重当たり弾性変形量は、かなりデータにバラツキがあるものの、その絶対値はかなり小さい。その値は、1 ton 当たりおおむね0.1~0.2mmの範囲にある。実験ではバーが曲げ引張破壊を起した例は一例もなく、いずれもコンクリートの支圧破壊に到っている。これらのことから、ダウエルバーの許容変形量は、一般的に予想されるものよりかなり小さいことがわかる。

### 4. あとがき

今回行った実験は供試体の大きさも大きく、重量も約600kgと重いため、取扱い上非常に困難を極めた。また、コンクリートの打設回数が多いため、コンクリートの品質管理も充分と言えない面がある。供試体の養生も数ヶ所の実験室に分散して行ったため、養生条件を統一することができな

かった。このため、データにはかなりのバラツキが見られるが、ダウエルバーの特性に関して一定の傾向を見出すことができたと考えている。

(15)(16)(17)式は多くの仮定を含んでいる。特に、ダウエルバーはコンクリートに付着しないで直接接していると仮定しているが、実際のダウエルバーは、片側はコンクリートに埋込まれ、片側は塩ビパイプを介してコンクリートと接している。それにもかかわらず、全体の傾向としては計算と実測とはおおむね一致している。このことから、ダウエルバーの荷重伝達能力は、(15)(16)(17)式により設計することはほぼ妥当と考えられる。その場合、コンクリートの支圧強度の値は慎重に決定する必要がある。

最も重要な事は、フィルダムの底設監査廊等の重荷重を受ける場合であって、特に局部的に応力集中を受けて不同沈下が予想される場合、許容変形量が小さいことを充分考慮しなくてはならないということである。特に、ダウエルバーのせん断強度のみからダウエルバーの設計を行うことは、コンクリートの支圧破壊を引き起す可能性が大きいので充分注意しなければならない。

### 参考文献

1. コンクリート舗装要綱
2. コンクリート舗装の設計, 米国ポルトランドセメント協会
3. Design of Dowels in Transverse Joints of Concrete Pavements by Bengt, F, Friberg
4. Design of Joints in Concrete Pavements by R. D. BRADBURY
5. 材料力学, ティモシェンコ

## 硬質塩化ビニル管の埋設試験結果について

中 島 賢二郎\* 川 口 徳 忠\*\*

目 次	
I まえがき	57
II 目 的	57
III 予備試験	58
1. 予備試験の目的	58
2. 試験方法	58
IV 予備試験結果と考察	58
1. 土の特性と締固め効果	58
2. 相対密度とプロクター密度	60
3. 密度計測	60
V 試験計画 (本試験)	60

1. 試験法	60
2. 試験項目	62
VI 試験結果と考察	62
1. 土の特性	62
2. 締固め効果	62
3. 相対密度とプロクター密度	64
4. 土の受働抵抗係数	67
5. 変形の経時変化 (埋設試験 II)	69
VII あとがき	70

### I. ま え が き

農業基盤整備事業により建設される農業用水路のうち、管水路で施工されるものの比率が近年著しく増大している。

管水路の設計・施工は、土地改良事業計画設計基準・設計・水路工 (その2) パイプライン (農林省構造改善局) (以下、「設計基準」という。) 及び土地改良事業標準設計・第4編パイプライン (以下、「標準設計」という。) によることになっている。

この中で、とう性管については、米国開拓局 (以下、「開拓局」という。) の調査結果を参考にして、設計方法が定められているが、とう性管の初期たわみ量を規制する「土の受働抵抗係数  $e'$ 」については、日本国内での実測値が少なく、その適応性が十分に検証されていない。このため、各種の土と施工方法の組み合わせに対する  $e'$  の値を実測することは、現行設計法の適応性を確認するために必要なことである。

今回、社団法人畑地農業振興会より硬質塩化ビニル管の埋設試験について研究委託があり、とう性管の埋設時の挙動について使用締固め機材の差

異による比較を行い、「硬質塩化ビニル管埋設試験に関する研究報告」農業土木試験場としてとりまとめたので、その概要を紹介する。

なお、本試験の実施に当っては、塩化ビニル管・継手協会より資材提供及び試験実施について多大の御協力を賜ったのでここに付記する。

### II. 目 的

とう性管の横断方向の設計は、設計基準によって、

1. 管体の内外に作用する荷重に対して、適切な耐圧強さを有すること。
2. 外圧により、発生する管体のたわみ量を管体の機能性及び安全性を損なわない範囲とすること。

と定められており、許容たわみ率5%を標準とされている。

また管の埋戻し土の締固め方法については、標準設計によって (タコ突+突棒)、(タンパー又は振動コンパクター+突棒) が標準工法として示されている。

しかし、標準工法として示されている、タコ突、タンパー、振動コンパクターについて、それぞれの締固め効果が明らかにされた例は少ない。

特にとう性管においては、管側方の埋戻し程度

\* 東伯農業水利事業所所長 (前 農業水産省農業土木試験場造構第二研究室)

\*\* 農林水産省農業土木試験場造構第一研究室室長 (前同左第三研究室)



表-1 実施試験項目一覧表

試験名	主な内容・目的	土の種類	締固め方法
予備試験	木ダコ、振動コンパクター、タンパーの締固め効果をピットを用いて試験する。	[a][b][c] [d][e]	足ぶみ、木ダコ、振動コンパクター、タンパー
埋設試験Ⅰ	土を4種類とし、掘削溝に管を埋設し、締固め効果、管内径、土圧等を測定する。	A, B, C, D	木ダコ、振動コンパクター、タンパー
埋設試験Ⅱ	土を4種類とし、木ダコによる埋戻しでの締固め効果の経時変化。	A, B, C, D	木ダコ
	締固め回数の変化によるエネルギー比較。		木ダコ、振動コンパクター、タンパー

が管の挙動に大きく影響するので、これら標準工法の締固め効果を明らかにすることは必要なことである。

本埋設試験においては、埋戻し土の種類と締固め方法を組み合わせ、各々の場合の締固め効果を確認する。(表-1)

### Ⅲ. 予備試験

#### 1. 予備試験の目的

次のようなことを確認する目的で本試験に先立ち予備試験を行った。

(1) 設計基準に示されている種類の土が試験地近傍で入手可能か。

(2) タコ突、タンパー、振動コンパクター等の締固め機材の違いは、締固め効果に対して有意差を生じるか。

(3) 現位置密度を測定するために、どのような方法が実際のかつどの程度の精度を有するか。

(4) 施工管理に使用するプロクター密度、相対密度の適応性はどうか。

(5) 一層仕上がり厚30cmは、実際に実用的な厚さか。

本試験のために、各締固め機材の操作に習熟することも予備試験の目的の1つとした。

#### 2. 試験方法

上記の事を目的として、次のような方法で試験を行った。

(1) 締固め方法は、足ぶみ、タコ突(10kg, φ18cm)、タンパー(80kg級)、振動コンパクター(80kg級)の4種類とする。なお、足ぶみは、硬質塩化ビニル管の現地での実施工を考慮したものである。

(2) 粗粒の材料の現位置密度測定については、砂置換法、コアカッター法の併用とする。

(3) 相対密度については、土質工学会の定める漏斗法、水平打撃法(以下「学会法」という。)及び農土試による振動締固め法(以下「振動法」という。)の両方法を用いて求める。

(4) 現位置密度測定のために図-1のようなピットを設け、5種類の「土」を「各機材」により実際に転圧する。

(5) 開拓局の行った埋設実験に用いられた砂と近似した粒度の試料を一種類作成し、締固め程度を確認する。

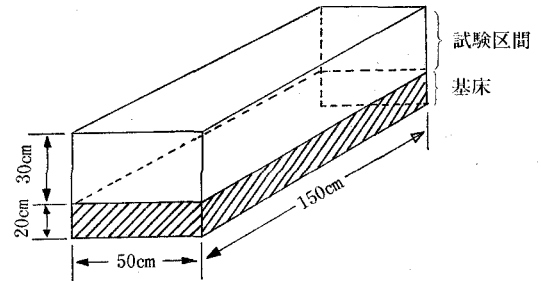


図-1 締固め効果の確認のために用いたピット

### Ⅳ. 予備試験結果と考察

#### 1. 土の特性と締固め効果

予備試験に用いた土の粒径加積曲線は図-2のとおりである。

図-3は、開拓局の実験に用いられている砂の粒径加積曲線であり、図-2の[e]の試料は、これに近似させて粒度調整したものである。

土の種類[a]~[e]の特性は表-2のとおりである。

締固め曲線を図-4に示す。

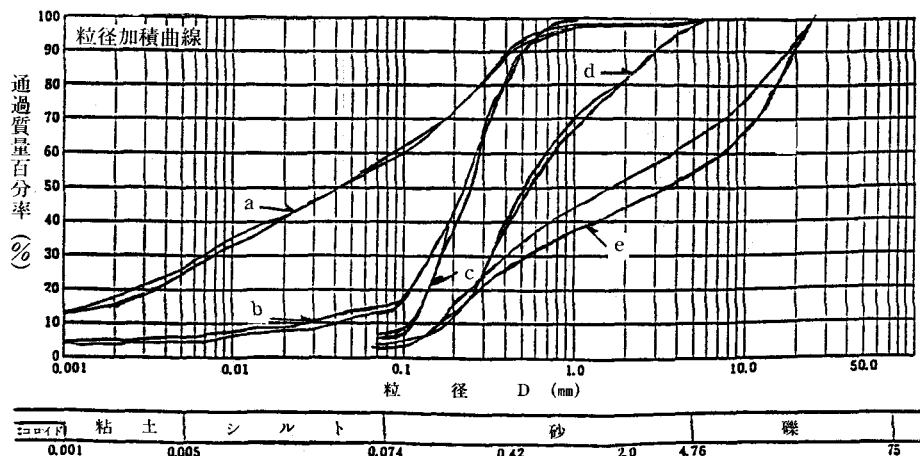


図-2 予備試験に用いた土の粒径加積曲線

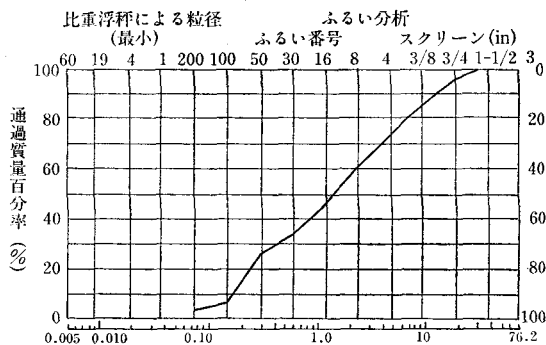


図-3 開拓局の実験に用いられた「砂」の粒径加積曲線

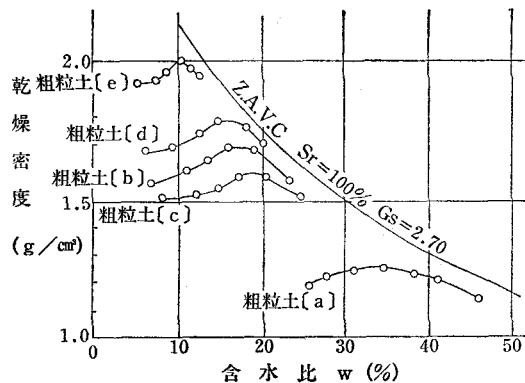


図-4 予備試験に用いた土の締め固め曲線

表-2 予備試験に用いた土の特性

記号	試料	細粒土 [a]	粗粒土 [b]	粗粒土 [c]	粗粒土 [d]	粗粒土 [e]
$w_L$	(%)	86	—	—	—	—
$w_p$	(%)	45	—	—	—	—
$I_p$	(%)	41	—	—	—	—
$G_s$		2.52	2.69	2.73	2.70	2.68
含水比 (%)		40.4	16.6	19.5	7.8	3.8
統一土質分類		MH	SM-SC	SM	SP	SP
標準突固め	$w_{opt}$ (%)	33.2	17.3	18.8	15.8	10.1
	$\gamma_d^{max}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.246	1.686	1.591	1.787	1.996

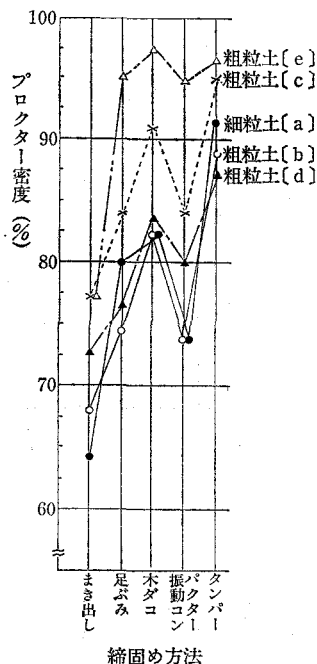


図-5 締固め方法毎の締固め効果  
(プロクター密度)

締固め方法毎の締固め効果を図-5に示す。

これから次のことが言える。

(1) 足ぶみ、木ダコ、振動コンパクター、タンパー各々には土質毎に締固め程度に有意な差が認められる。

(2) 足ぶみは、振動コンパクター程度の締固め効果が期待できる。

(3) [e] の材料に関しては、締固め方法毎に大きな差は認められず、締固め程度はどの方法でもプロクター密度95%程度が得られる。

## 2. 相対密度とプロクター密度

図-6に相対密度とプロクター密度の関係を示す。なお、図中の学会法、振動法は相対密度試験における最大密度測定法の種類を示す。また、開拓局と表示してある曲線は、開拓局の報告書を参考に、次の様にして求めて内挿したものである。

即ち、この曲線は(相対密度40%、プロクター密度85%)及び(相対密度70%、プロクター密度95%)の2点を通り、土粒子の比重2.7、最大乾燥密度 $2.0\text{g/cm}^3$ (突固めによる土の締固め試験)の条件を満たすものである。

この曲線では、相対密度に対応するプロクター密度の範囲がかなり大きい。しかし、振動法の場合には、この範囲は比較的狭く、各材料の曲線は

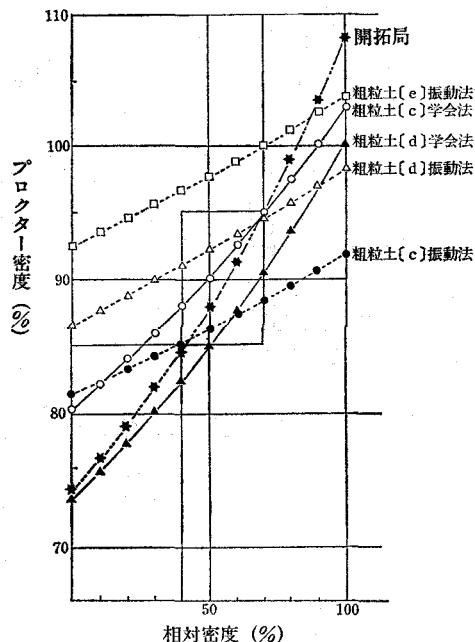


図-6 プロクター密度と相対密度との関係  
(予備試験)

合には、この範囲は比較的狭く、各材料の曲線はほぼ平行である。

一方、学会法は、[c][d]材料に関しては、振動法よりも開拓局の曲線に平行しており、各材料の曲線は、ほぼ平行である。このように開拓局の方法、学会法及び振動法によって相対密度とプロクター密度の対応範囲が異なる。

## 3. 密度計測

締固め密度の計測は、砂置換法とコアカッター法を併用して行ったが、両者の測定値に大きな差はなく(詳細は報告書参照)[e]の材料以外は、コアカッター法で充分測定精度を確保できる。

一層仕上がり厚30cmは、ほぼ実用的な厚さである(詳細は報告書参照)が振動コンパクターに関しては、表層のみが締固まる傾向があり密度測定には、表層を取り除いて行うことが望ましい。

## V. 試験計画(本試験)

### 1. 試験法

#### (1) 埋戻し土の種類

管の埋戻し土の種類は、設計基準に示されている4種類とする。(表-3)

表-3に示される埋戻し土の種類を上からA、

表-3 土の受働抵抗係数(e')の標準値(設計基準より)

(kgf/cm<sup>2</sup>)

埋戻し土の種類 (統一分類法による)		締固めの程度	締固め なし	締固め Ⅰ	締固め Ⅱ	区 分
細 粒 土	液性限界が50%以下 粗粒部分が25%以下のCL, ML, ML-CL		3.5	14	28	A
	液性限界が50%以下 粗粒部分が25%以上のCL, ML, ML-CL		7	28	70	B
粗 粒 土	細粒部分が12%以上のGM, GC, SM, SC					C
	細粒部分が12%以下のGW, GP, SW, SP		14	70	140	D

B, C, Dとし、各々の条件を満たす材料を使用する。

但し、Bの材料については、表に示される条件を満たす材料を試験地の周辺で入手することが困難であるため、塑性を有する点に着目して材料を選定した。このためB材料の細粒分は50%以下である。

予備試験で用いた[e]の材料については、合成材料であり実規模の試験では入手が困難であり、対象から除外した。

(2) 締固め方法

足ぶみ、木ダコ、タンパー、振動コンパクターのいずれも予備試験により締固め効果に有意差が認められたが、本試験の様に幅の広い溝での締固め方法として足ぶみは、実用的ではなく対象外とした。

(3) 埋設管の種類

管のたわみ性、取り扱い易さ、費用を考慮してVU250のゴム輪形受口付(RR)硬質塩化ビニル管を埋設管として採用した。比較のために、VU500については、1ケースのみ試験を行う。

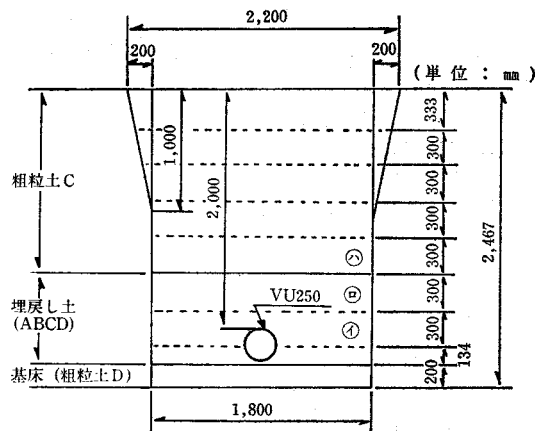
(4) 掘削溝幅

設計基準に用いられている開拓局の調査結果及び推奨値を参考に管の両側に管径の約2倍を確保した。(図-7-1~7-2)

(5) 管内径の変位量の計測

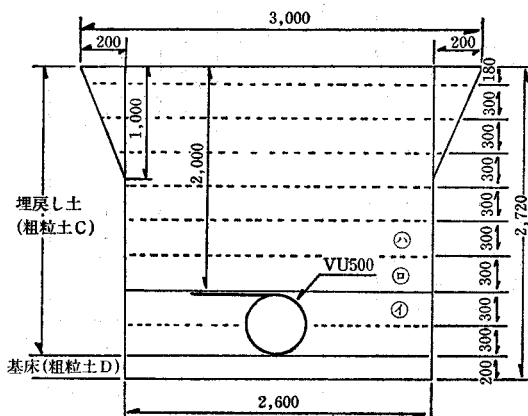
埋設管の水平変位量の計測は小口径の場合、非常に困難であり鉛直変位を計測し、水平変位とみなすこととする。

なお、鉛直変位と水平変位の関係は、管が変形後楕円になると仮定した場合、変位率が約2%程度の範囲では、垂直変位量と水平変位量の比は約1.01となる。同じく弾性計算の場合、線荷重では



備考：1. 切取面は掘削後の状況により定める。  
2. 掘削幅は、1,800 mm(約6.7D)とした。

図-7-1 埋設試験掘削断面-I



備考：1. 切取面は、掘削後の状況により定める。  
2. 掘削幅は、5D(5×520=2600mm)とした。

図-7-2 埋設試験掘削断面-II

この比が1.09となる。また、線荷重による実測では1.15であった。

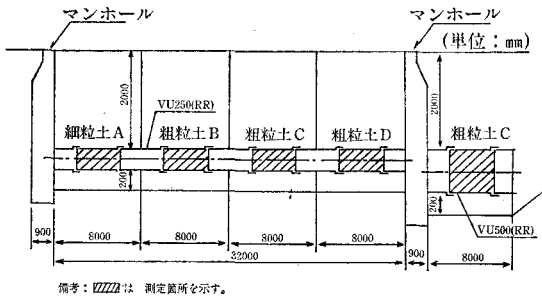
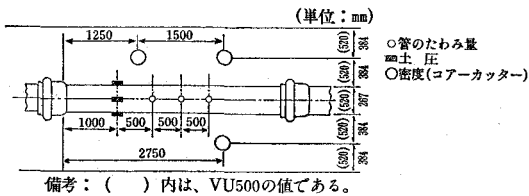


図-7-3 埋設試験掘削縦断面



☆締固め方法

1) 管体側部 (②③) の締固め方法は、次の3種類にて実施する。

試験区分	締固め機材	締固め回数	
I	II		
○	○	木ダコ	3回
○	-	振動コンパクター	3回
○	-	タンパー	3回

- 備考：1. 締固め回数3回とは、1往復半のことである。  
 2. 木ダコは重さ約10kg、直径約18cmとする。  
 3. 振動コンパクターは、80型とする。  
 4. タンパーは、80型とする。  
 5. 締固め層厚は、図7-2による。  
 6. 図に示す面のタンパーによる締固めの場合、管頂部付近は振動コンパクターを用いる。

図-7-4 試料採取位置及び測定位置

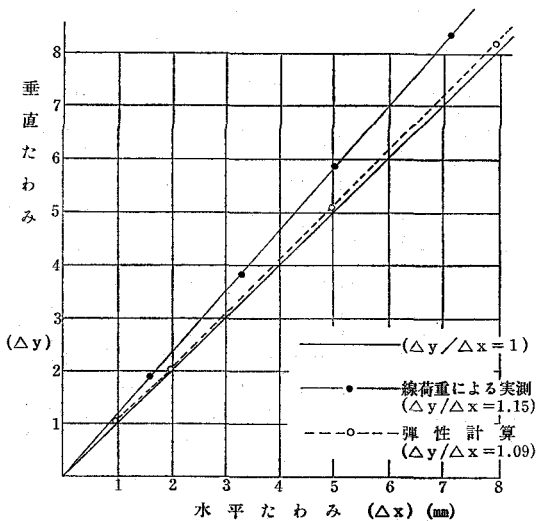


図-8 垂直たわみと水平たわみの関係

この結果を図-8に示す。

管内径の計測は、土の種類毎に3ヶ所かつ、くり返し3回(計9回)行った。(図7-3～7-4)

2. 試験項目

(1) 物理、力学試験

埋戻し材料の基本的な特性と室内力学試験による土の受働抵抗係数 ( $e'$ ) の推定値を求める。

(2) 締固めエネルギー比較試験

締固め機材と埋戻し土の組み合わせに対して、締固め回数を変化させた場合の締固め効果を確認する。埋設試験 I, II に用いる締固め回数3回に対して、1回と6回とを比較回数として設定する。

なお、この試験は埋設試験 II の材料を用いてピット内で行った。

(3) 埋戻し土、締固め機材の組み合わせによる土の受働抵抗係数の測定。<埋設試験 I>

締固め機材と埋戻し土の組み合わせによる土の受働抵抗係数の比較を行う。土の受働抵抗係数は、スパングラの修正式によりたわみから求めるものと、水平土圧から求めるものと2種類を求める。

(4) 土の受働抵抗係数の時間変化(変形遅れ係数)の測定。<埋設試験 II>

埋戻し土を4種類として、タコ突で締固めたものの、土の受働抵抗係数を経時観測する。

また、管径の影響を確認するために VU500 の硬質塩化ビニル管を併設し同様の試験を行う。

VI. 試験結果と考察

1. 土の特性

試験に用いた土の粒径加積曲線は、図-9～図-10に示す。図-9は、土の受働抵抗係数の測定試験<埋設試験 I>に用いたものであり、図-10は、締固めエネルギー比較試験と変形遅れ係数の計測<埋設試験 II>に用いたものである。両者は、同一土取場から入手したものであるが、採取時期の差によりわずかであるが差異を生じている。

土の種類 A, B, C, D の特性は、表-4 及び表-5 のとおりである。表-4 は図-9 に、表-5 は図-10 に各々対応するものである。

締固め曲線を各々図-11, 図-12 に示す。

2. 締固め効果

各土質毎に締固め機材の転圧回数を変化させて予備試験と同じピット内で締固め効果を確認した。各締固め機材の締固め効果を締固め回数毎に比較したのが図-13 である。

また、埋設試験 1 (土の受働抵抗係数の計測) に用いた材料の埋設溝内での締固め度を示したも

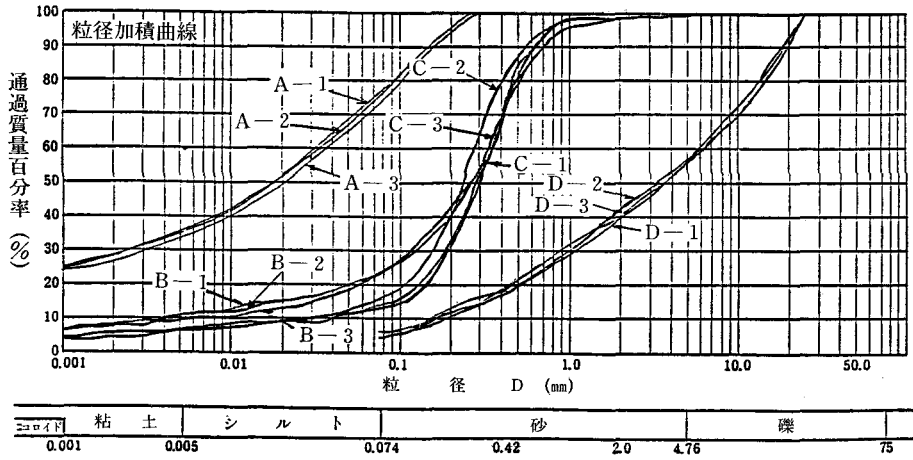


図-9 埋設試験Ⅰに用いた土の粒径加積曲線

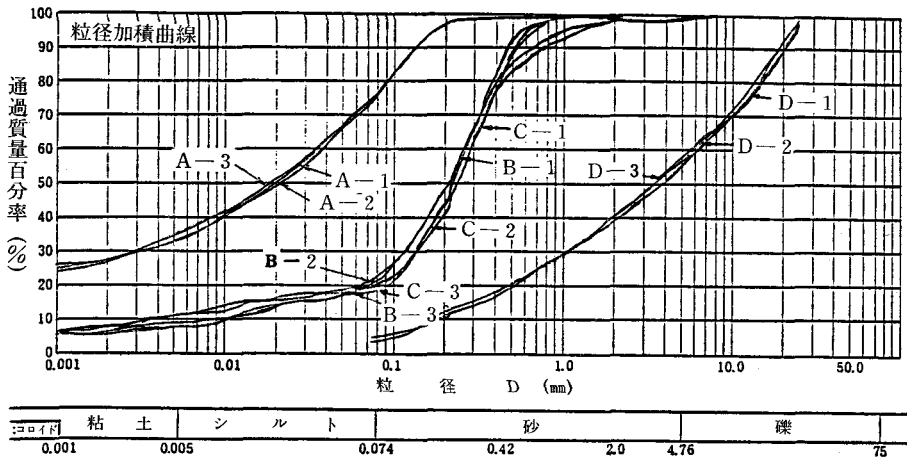


図-10 埋設試験Ⅱに用いた土の粒径加積曲線

表-4 埋設試験Ⅰに用いた土の特性

記事	試料	細粒土	粗粒土	粗粒土		粗粒土	
		A	B	C	D		
$w_L$	(%)	35	33	—	—	—	
$w_P$	(%)	16	22	—	—	—	
$I_P$	(%)	19	11	—	—	—	
$G_s$		2.76	2.73	2.74		2.72	
含水比	(%)	25.2	24.4	18.8		4.7	
統一土質分類		CL	SC	SM		GP	
相対密度	$e_{max}$	—	—	学会法	振動法	学会法	振動法
				1.237	—	—	0.456
相対密度	$e_{min}$	—	—	0.719	—	—	0.308
標固準め突	$w_{opt}$	17.4	20.0	17.0		8.6	
	$\gamma_d^{max}$	1.732	1.647	1.720		2.010	

表-5 埋設試験Ⅱに用いた土の特性

記事		試料	細粒土 A	粗粒土 B	粗粒土 C	粗粒土 D		
$w_L$		(%)	38	40	34	—		
$w_P$		(%)	17	23	19	—		
$I_P$		(%)	21	17	15	—		
$G_s$			2.70	2.66	2.66	2.68		
含水比 (%)			24.7	24.6	20.7	6.2		
統一土質分類			CL	SC	SC	GP		
相対密度	e max	—	学会法 1.517	振動法 1.384	学会法 1.125	振動法 1.187	学会法 —	振動法 0.523
	e min	—	0.890	0.933	0.763	0.844	—	0.284
標準突固め	$w_{opt}$ (%)		15.8	17.9	16.1	8.7		
	$\gamma_d^{max}$ ( $g/cm^3$ )		1.768	1.632	1.655	2.001		

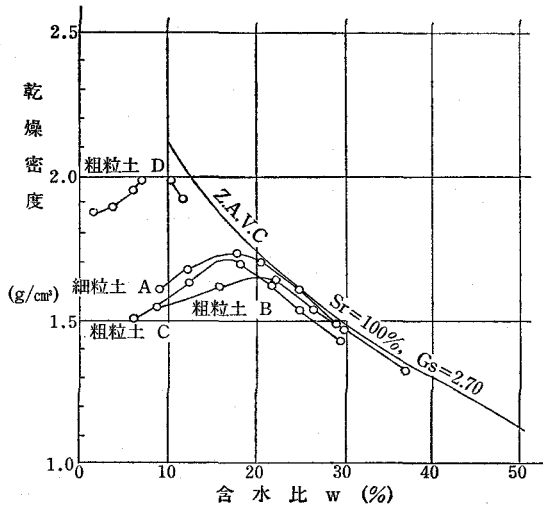


図-11 埋設試験Ⅰに用いた土の締固め曲線

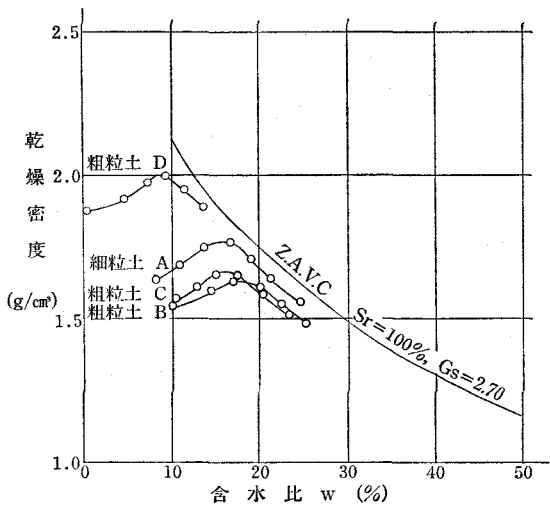


図-12 埋設試験Ⅱに用いた土の締固め曲線

のが図-14である。

このことから木ダコは振動コンパクターとほぼ同一又は上回る締固め効果を示すが、振動コンパクターとタンパーの締固め効果を同列に扱うことはできないことがわかる。

また、図13と図14は必ずしも一致していない。この原因として次の点が考えられる。

ピット試験の場合は、浅い溝内での締固めであるが、埋設試験では、施工性が影響していること及び同一土取場でも採取時期により材料の性質が変化していること等が締固め効果の差に現れてい

るものと考えられる。

### 3. 相対密度とプロクター密度

相対密度とプロクター密度の関係を埋設試験Ⅰと埋設試験Ⅱに用いた埋戻し材料について示したのが図-15である。

土質工学会で定める方法(学会法)と振動締固め法(振動法)について、予備試験も含めて示したのが図-16、図-17である。

実用的なプロクター密度の範囲で相対密度が(一)を示すことがありうるということがわかる。

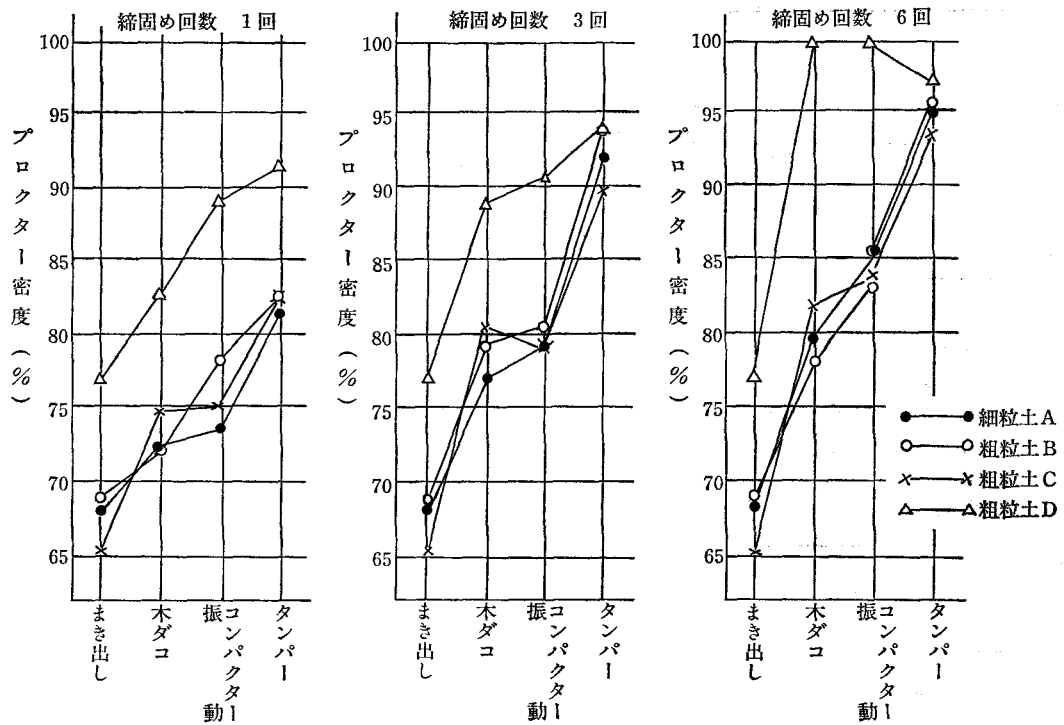


図-13 締固めエネルギー比較試験 (埋設試験Ⅱと同じ材料)

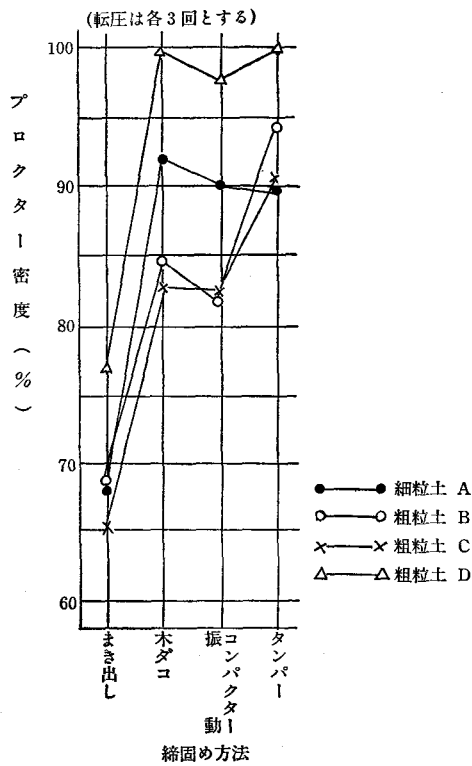


図-14 埋設試験Ⅰの締固め効果

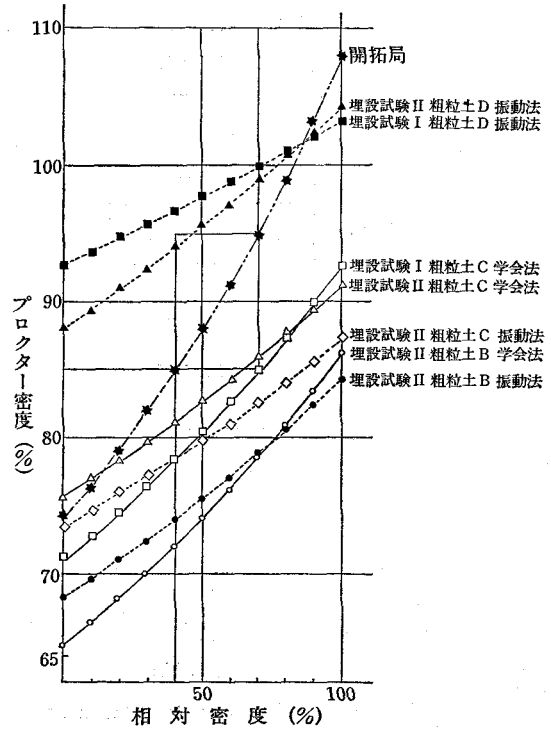


図-15 プロクター密度 (埋設試験Ⅰ, Ⅱ)



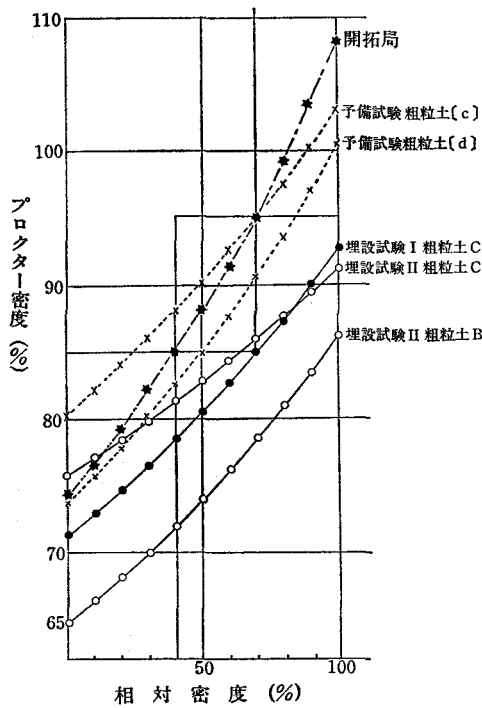


図-16 プロクター密度と相対密度 (学会法)

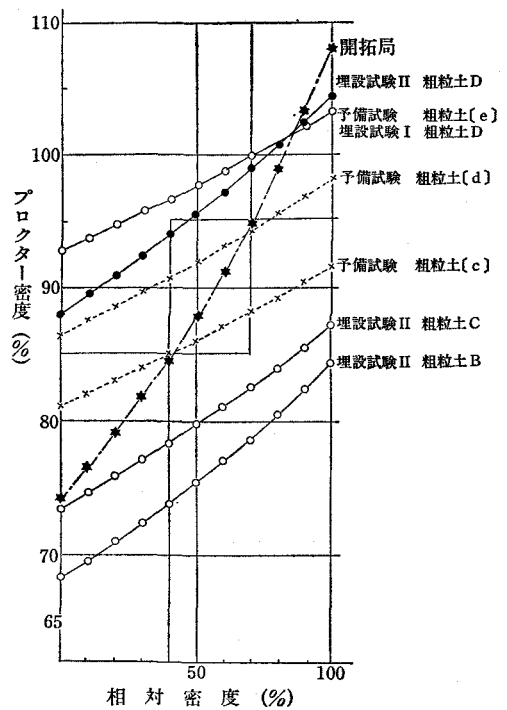


図-17 プロクター密度と相対密度 (振動法)

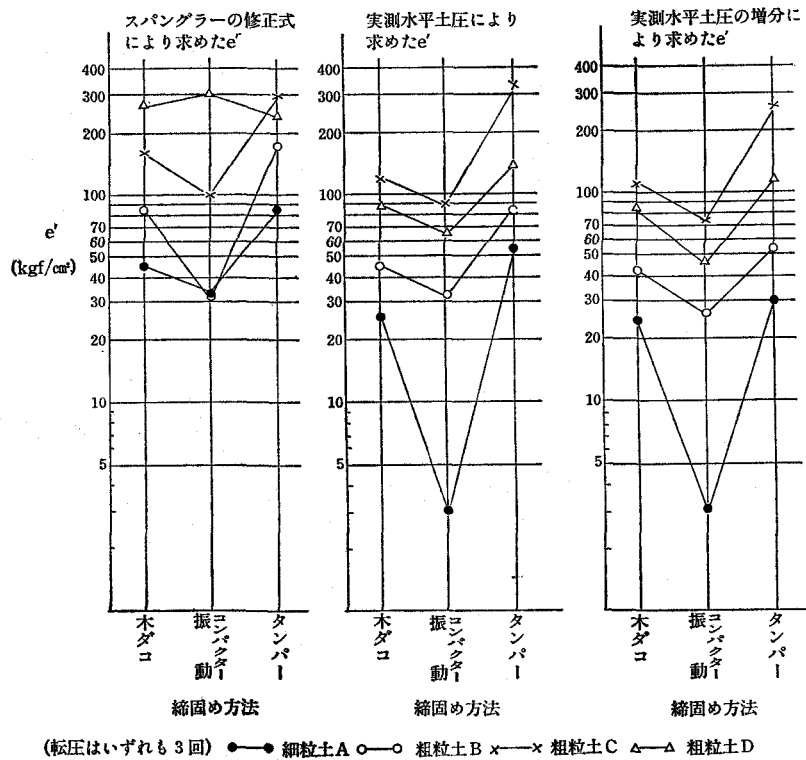


図-18 締固め方法と  $e'$  の関係 (埋設試験I)

表-6 スパングラーの修正式により求めた  $e'$  (埋設試験 I) (kgf/cm<sup>2</sup>)

土の種類	締固め方法 木ダコ	振動コン パクトター	タンパー	タンパー (1ヶ月後)
A	48	34	85	48
B	87	31	175	82
C	163	101	298	140
D	267	298	242	175

相対密度を施工管理に使用する場合、あらかじめ適用限界を確認しておくことが必要なことがわかる。

#### 4. 土の受働抵抗係数

(1) スパングラーの修正式により求めた  $e'$  を 図-18-1 及び表-6 に示す。(注)

これらは、次の条件で求めたものである。

- ① 鉛直荷重  $W_v = 0.350 \text{ kgf/cm}^2$  ( $K = 0.096$ )  
(係数を仮定することによる  $e'$  の誤差は  $\pm 3\%$  以内である。)

表-7 実測水平土圧により求めた  $e'$  (埋設試験 I) (kgf/cm<sup>2</sup>)

土の種類	締固め方法		振動コンパクトター		タンパー		タンパー (1ヶ月後)	
	区分		1	2	1	2	1	2
	1	2	1	2	1	2	1	2
A	26	25	3	(3)	53	29	14	—
B	46	42	33	27	83	53	41	26
C	118	109	90	74	340	270	140	100
D	88	83	66	47	140	120	140	20

- 備考 1. 区分1は、水平土圧の実測値を使用、区分2は、水平土圧実測値の増分を使用。  
2. ( ) は1カ月後の値を示す。

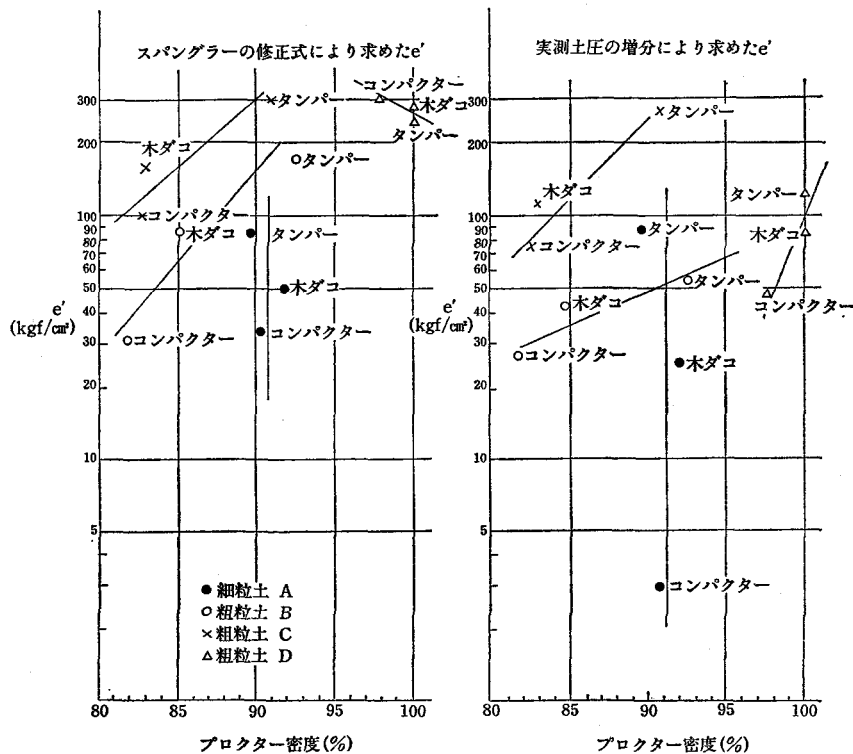


図-19 プロクター密度と  $e'$  の関係 (埋設試験 I)

② 基礎の支持角によって定まる係数

$$K=0.096 \quad K_p=0.169$$

③ 管の単位面積当りの重量  $W_p=0.0012 \text{ kgf/cm}^2$

④  $2R=25.9 \text{ cm}$   $E=30,000 \text{ kgf/cm}^2$   $I=\frac{t^3}{12}$

$$t=0.813 \text{ cm} \quad \frac{EI}{R^3}=0.6186 \text{ kgf/cm}$$

$$e'=\frac{0.0338-0.6186 \times \epsilon}{0.061 \times \epsilon} \quad \epsilon:\frac{\Delta x}{D}$$

D:直径  $\Delta x$ :水平変位

(2) 実測水平土圧により求めた  $e'$  を図-18-2, 図18-3及び表-7に示す。

これらは次の様にして求めたものである。

$$e'=\frac{P_w}{\epsilon}$$

$\epsilon$ :管のたわみ率

$P_w$ :水平土圧の実測値又は実測値の増分

図-18-2は, 水平土圧の実測値, 図-18-3は実測値の増分を使用して計算したものである。

なお, 土圧の増分は, 管中心まで埋戻したときの土圧を基準とした。

(3) スパングラーの修正式及び実測水平土圧から求めた  $e'$  とプロクター密度との関係を図-19, に示す。

締固め機材と  $e'$  の関係は, 機種の違いが大きく, 特に, 振動コンパクターは, タンパーと同列

表-8 一軸圧縮試験より求めた  $e'$  (参考)  
( $\text{kgf/cm}^2$ )

締固め方法 土の種類	木ダコ	振動コン パクター	タンパー
A	1.4	1.9	1.3
B	—	—	1.3

表-9 三軸圧縮試験より求めた  $e'$  (参考)  
( $\text{kgf/cm}^2$ )

締固め方法 土の種類	木ダコ	振動コン パクター	タンパー
A	2	2	2
B	50	14	36
C	56	91	46
D	360	207	400

に扱うことはできない。

プロクター密度と  $e'$  の関係は, ほぼ比例関係にある。

しかし, Aの材料については, 顕著な関係を見いだせず, プロクター密度で,  $e'$  を管理することは適切でないように思える。

(4) 室内試験から求めた  $e'$

一軸圧縮試験, 三軸圧縮試験より求めた  $e'$  を各々表-8, 表-9に示す。

なお, これらの算定方法は, 多くの疑問点を有

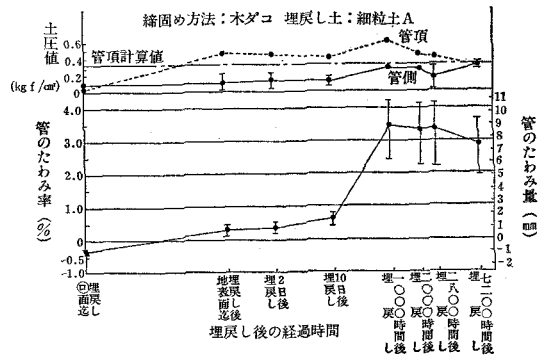


図-20 たわみと土圧の経時変化 (V U250)

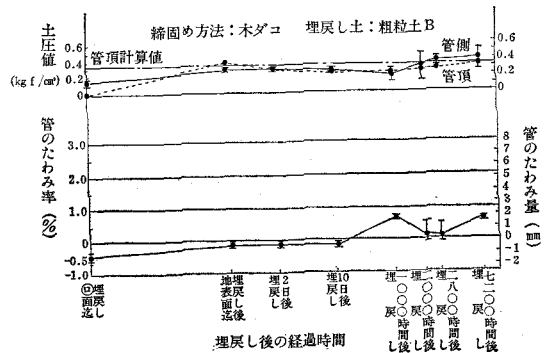


図-21 たわみと土圧の経時変化 (V U250)

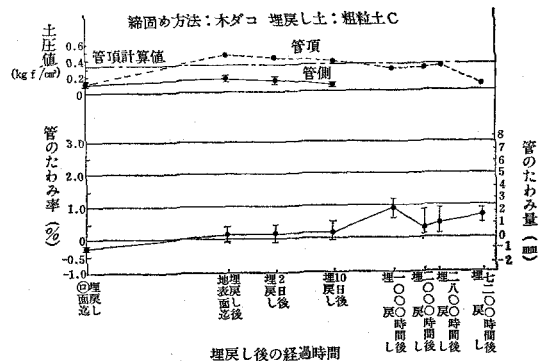


図-22 たわみと土圧の経時変化 (V U250)

しており、参考値として求めたものである。

注) スパングラの修正式により求める  $e'$

$$e' = \frac{(K \times W_v + K_p \times W_p) - \epsilon \times \frac{EI}{R^3}}{0.061 \times \epsilon}$$

$D = 2R$   $t$ : 管の厚さ  $E$ : 管の弾性係数

$I$ : 管厚による断面二次モーメント

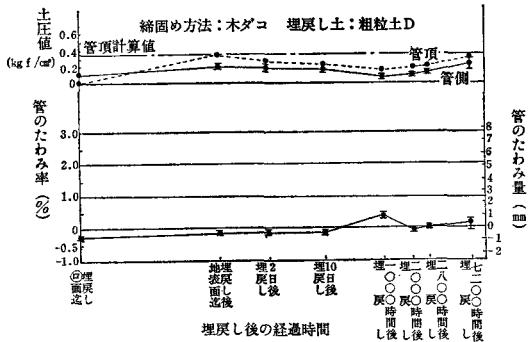


図-23 たわみと土圧の経時変化 (VU250)

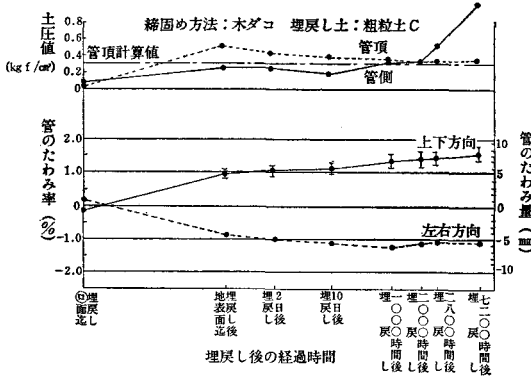


図-24 たわみと土圧の経時変化 (VU500)

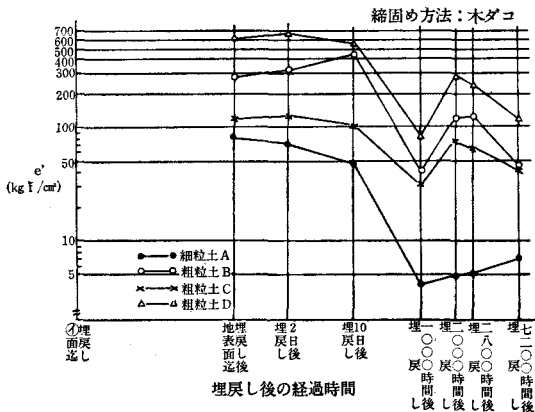


図-25  $e'$  の経時変化 (スパングラの修正式による VU250)

### 5. 変形の経時変化 (埋設試験 II)

(1) 管のたわみ率と土圧の実測値の経時変化を土質毎に示したのが図-20~図-24である。

測定値は、3測定 (3回くり返し) の平均値及びその幅を示す。スパングラの修正式により求めた  $e'$  の経時変化を図-25、図-26に示す。水平

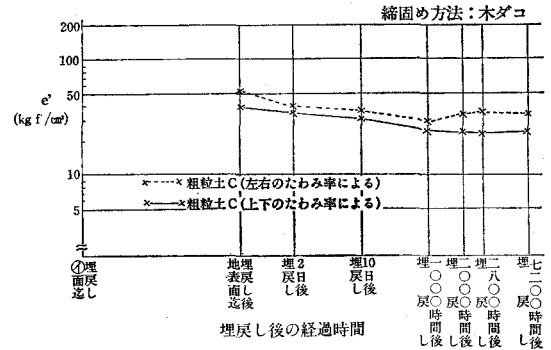


図-26  $e'$  の経時変化 (スパングラの修正式による VU500)

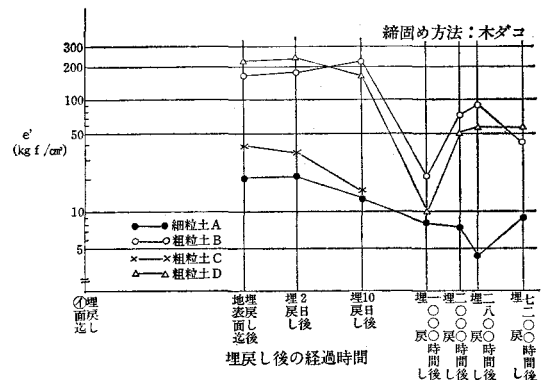


図-27  $e'$  の経時変化 (実測水平土圧による VU250)

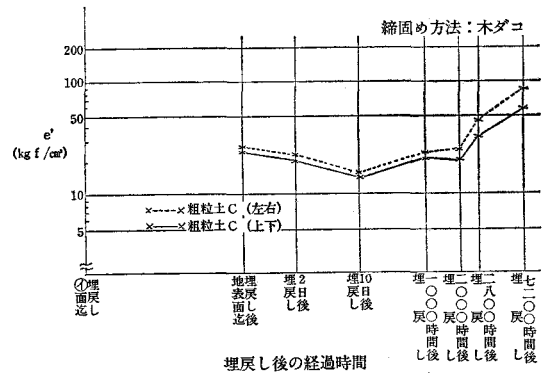


図-28  $e'$  の経時変化 (実測水平土圧による VU500)

表—10 変形遅れ係数及び  $e'$  の減少率

管 径	土の種類	$e'$ の 減 少 率		変 形 遅 れ 係 数	
		スパングラ-の修正式	水平土圧による	1,000時間経過後	7,200時間経過後
φ 250	A	1/10	1/2	9	7
	B	1/4~1/7	1/8~1/30	3~7	
	C				
	D				
φ 500	C	1/2~1/3	3~4倍	1.4~1.5	

1.  $e'$  の減少率は、地表面迄埋戻し直後の  $e'$  を基準としている。
2. 変形遅れ係数は、埋戻し直後の変位を基準としている。

土圧から求めた  $e'$  の経時変化を図—27、図—28に示す。

(2) 変形遅れ係数及び  $e'$  の減少率を表—10に示す。

#### Ⅶ. あとがき

本試験の結果次のような事が明らかになった。

標準設計に示される施工方法によって、設計基準で示されている  $e'$  の値は概ね満たすことができるが、締固め方法相互の関係については、締固めに用いる各機材の特性を確認して用いる必要が

ある。

施工管理にプロクター密度や相対密度を用いる場合は、あらかじめ  $e'$  との相関を求めておく必要がある。

また、相対密度と現場で用いられる土について求める標準的な方法を開発する必要がある。

鉛直土圧、水平土圧、たわみは時間経過とともに複雑な挙動を示す。特に、たわみが時間変化する場合、たわみ率の制限値及びその時点が問題となりうる。

## 利水ダムにおける洪水計画について

中 島 善 治\*

目	次
はじめに.....	71
1. 流出解析と雨量・水位観測.....	71
1-1 雨量観測局の設置と器種の選定.....	71
1-2 水位観測局の設置と器種の選定.....	71
1-3 新設雨量観測局位置の決定手法.....	71
2. 流出予測の手法.....	74
2-1 予測降雨量から流出量を算定する方法.....	75
2-2 上流地点の観測流出量から当該地点の 流出量を算定する方法.....	75
3. 洪水計画の問題点（特に流出予測上の問題 点）.....	76
あとがき.....	77

### はじめに

防災を主目的とする治水ダム(又は多目的ダム)における洪水管理は、過去の水文資料等から検討された治水管理計画に従って実施すればよい。

しかし、治水容量が計画されていない農業用水専用ダム(ゲートダムを対象)の出水時における管理は、その運用により本来の目的である利水計画に支障を与える恐れがあるばかりか、時には、出水量以上の水量をダムから放流して、下流地域に人災を発生さす危険性があると言わざるを得ない。例えば、6月の梅雨前線や7月下旬から8月上旬の台風による流出時期は、農業利水面から最も水を必要とする時期であるので、出来るだけ貯水位を高く維持するように管理運営が行われているのが通常である。このような時期に、降雨によるダム流入量が相当量生ずることを予想して、降雨開始と同時に水位を低下させて出水に対応しようとした場合、予想に反してダム流入量が少なかった時は、水位の回復が不可能となり、たちまち水不足が生じ利水計画に重大な支障を与えることとなる。また、貯水位を高く維持している時に、急激な出水が生じた場合、余水吐からダム流入量の全量、あるいは、その大部分の量を放流することとなる。この場合、下流地域に洪水被害を与えかねない。

この様に、利水ダムの出水時の管理は、非常に複雑な要素があり、その管理を一つまちがえると渇水時には利水障害が起き、また、出水時におい

ては、下流河川等に重大な支障を与えることとなる。

よって、出水時の水管理として、まず降雨によるダム流入量の予測を迅速に、かつ的確に把握することが最も大切であると言える。そのために、雨量観測局及び水位観測局の適切な設置位置の選定、そして精度の高い「水位、流量曲線式」の作成等について十分検討する必要がある。

本報文は、これらの事項について、2～3の事業地区で検討した事例からとりまとめたもので、今後の利水ダムの洪水管理について参考にしていただくと共に、これらの事項に関する現状の实情から問題点を整理し、早急に対策を検討していただくことを願って記した次第である。

### 1. 流出解析と雨量・水位観測

流出解析(流出予測を含む)とは、流域への入力である降水量のハイエトグラフを知って、その出力である流域下流端の流量ハイドログラフを推定することである。

入力する降水量：降水量の場所的分布が常に一定であるならば、それをどこか一点の観測値で代表させてもよいが、現実には一降水毎に場所的分布は異なることが多いので、流域内外のいくつかの地点で観測する必要がある。降水量の観測には雨量計を用いるが、その器種の選定や配置には目的に応じた十分な配慮が必置である。

出力となる流出量：過去の降雨に対する流出量を知ることにより、流出解析が可能となるので、的確な流域流出量の把握が大切である。この流出

\* サンスイコンサルタント(株)

量は、水位観測から「水位—流量曲線式」により算定する。したがって水位観測は、その目的によりダムの上・下流の何れかに（或は上・下流共）観測が容易で、かつ流量測定が可能である位置を選定する必要がある。観測には自記水位計を用いる。その器種の選定は、目的に応じたものでなければならない。

### 1-1 雨量観測局の設置と器種の選定

#### 1-1-1 雨量観測局の設置

河川法は、雨量観測局（以下、雨量局という。）の設置について、次の様に述べている。

##### 「河川法第45条」

ダムで政令で定めるものを設置する者は、当該ダムの操作が当該河川の管理上適正に行われることを確保するため、政令で定める基準に従い観測施設を設け、水位・流量及び雨・雪量を観測しなければならない。

##### 「河川法施行令第26条」

法第45条の政令で定める基準は、次のとおりである。

(1) 当該ダムに係る集水地域の面積が 200km<sup>2</sup>未満の場合は 1 以上、200km<sup>2</sup> 以上600km<sup>2</sup> 未満の場合は 2 以上、600km<sup>2</sup> 以上の場合は 3 以上の雨量計を、河川・気象等の状況を考慮して当該集水地域内に適正に設置すること。

(2), (3)省略

(4) 雨量計及び水位計は自記のものとする。

この河川法に基づき、河川管理者（ここでは、地方建設局担当官を言う。）は、雨量局の設置について、次のような基準となる考え方を示しているので、設置にあたっては、十分これらを考慮して適切なる配置をする必要がある。

(1) 政令に示す数量は、完備すべき最少限のものであって、集水区域内における雨量観測は、当該集水区域内の降雨を適正に把握できるように地形、降雨特性を考慮した合理的な配置において行わなければならない。ダムサイト等に雨量計が設置されている場合が多いが、通常流域を代表しないと考える場合が多く、政令による設置数には入れないものとする。

(2) 集水地域内に設置する雨量局は、それによる観測データを用いて出水を予測することを目的とするものであるから、現場自記雨量計

にロボットテレメーター装置等を付設し、1 時間毎、または30分毎の資料の即時入手を計る必要がある。

#### 1-1-2 器種の選定

雨量計には、普通雨量計と自記雨量計がある。

○普通雨量計：通常毎日 9 時に測定し、それを前日の降水量として扱うことが多い。日あるいは、それ以上の長時間単位の長期流出解析のためには、これでも十分であるが、洪水流出解析には不十分である。

○自記雨量計：転倒マス型、サイホン式がある。転倒マス型は遠隔測定に適するので、我が国では良く使用されている。また、転倒マス型を利用したものに無線ロボット雨量計、長期観測自記雨量計などがあり、山地の降水量の観測などに使用され、洪水の予知、その他用水の利用計画などに広く利用されている。自記記録方式の種別には下表のものがある。

型 式	記 録	紙送り速度	読取可能時間
円筒式	1日巻	12mm/hr	10分間
	7日巻	43.5mm/hr or 1.8mm/hr	2時間
	〃	54.0mm/day or 22.5mm/hr	1時間
巻取式	1月巻	10mm/hr	10分間
	3月巻	5mm/hr	20分間
	6月巻	5mm/hr	20分間
	〃	3mm/hr	1時間

小流域の山地河川や市街地河川のように、出水の速い地域を対象とする場合には、仮に 1 時間単位の雨量で解析するとしても 20分雨量が読み取れる程度の器種を採用する必要がある。

#### 1-1-3 配置密度と設置場所

配置密度については、河川法で基準が定められているが、出水時の水管理を的確に実施するためには、配置密度と設置場所について、次に示す事項等を考慮して選定することが望ましいと考える。

(1) どのような流域を対象としても、降水量には場所的分布があるものと考えた方が自然であるので、流域面積の大小を問わず流域内、もしくは近傍で少なくとも 3 点の観測局が必要である。

(2) 100km<sup>2</sup> 以上の大流域での配置密度は、ほぼ 30km<sup>2</sup> に 1 点の割合を下らないようにし、そのうち 1 点は、ほぼ流域の中心かつ平均高度に近い点を選び、残部は面積的にほぼ一様に配置することが望ましい。

(3) 降水量観測値は、風の影響を強く受けやすいので、これに対する配慮が必要である。即ち、山地に設置する場合、地形の狭さく部や尾根の上など風通しの良い所、谷間風の吹上げるような場所等は避けた方が良い。出来るならば林内の開伐地や平坦な場所が良い。

(4) 斜面では受水口を斜面勾配に合わせた傾斜雨量計が推奨されることもあるが、むしろ受水口に風除けを取付けることを考えた方が良いと考える。

## 1-2 水位観測局の設置と器種の選定

### 1-2-1 水位観測局の設置

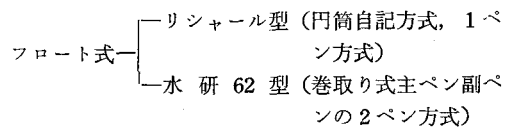
貯水池への流入量の変化をあらかじめ知る必要があるダムの場合、必要と考えられる流入河川について、時間的及び精度的に流入量を計測するのに最も合理的と考えられる位置に現場自記水位計を設置しなければならない。また、放流時の安全のため、ダム下流の水位変動状況を把握しながら貯水池より放流を行わなければならないダムでは、河道のネックになる地点に現場自記水位計を設置しなければならない。設置する自記水位計の数は、流入量の推定に利用する上流流入河川に設置するものにあつては、同じ程度の支流が合流している場合はその数だけ、合流する支流が問題とならないほど小さい場合は、本川に 1ヶ所程度とし、また、下流の水位変動が問題となるものについては、最もネックとなる所に 1ヶ所程度設置すれば良い。

一般河川に水位計を設置する場合には、フロート式水位計の場合には、原則として流水を阻害しないよう引込式の量水井の建立が必要になる。その場合の注意すべき事項は次の通りである。

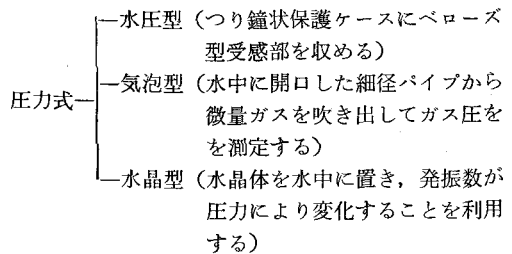
- (1) ほぼ直線区間で水流が整正な場所
- (2) 河床変動が少なく土砂の流入が少ない場所
- (3) 勾配のある区間で背水の影響のない場所
- (4) 観測に便利で危険の少ない場所
- (5) 水流が急激または緩慢過ぎないこと。
- (6) 渇水時においても観測が可能であること。

### 1-2-2 器種の選定

通常用いられる自記水位計としては、フロートを用いる方式、圧力を測る方式のものが故障も少なく標準的なものとする。各方式には次の様な型式に分かれている。



フロート式は原理が単純で耐久性があること、かつ器種によっては水位測定誤差を 3mm 程度に押さえることができることから最も良く利用されている。



圧力式はフロート式に比べると量水井を必要としないこと、特に気泡型・水晶型は受感部が小さいことが特徴であるが、やや高価であること、水位測定誤差は現在 1.0mm が限度であること、また電源を必要とすること等が問題点である。

自記水位計の選定には、記録部の紙送り速度と時計の精度・水位縮尺比に留意する必要がある。特に、出水速度の速い小流域、都市域河川では、洪水到達時間に十分な配慮が必要で、紙送り速度は最低限 12mm/hr、10分単位の水位変化が十分読み取れるものが必要である。

長期流出解析が目的の場合には、紙送り速度はそれほど問題にはならないが、それでも一応時間単位の変化が読み取れるものが望ましい。

以上のことから調査目的を十分達成できるような器種を選定することが大切である。

### 1-2-3 水位・流量曲線

河川の流量精度は、水位流量曲線の精度に大きく依存される。したがって水位流量曲線の作成には、特に注意を要する。

例えば、水位に応じた流量測定の実測値をすべてインプットして作成する「水位-流量曲線式」は、観測値の精度を無視したものと言わざるを得ない。また、複断面をもつ河川においては断面変



化により水位—流量曲線式も変更するのが一般的であるが、これを一つの水位—流量曲線式とすると誤差が生じる。従って、次の要領により作成することが望ましいと考える。

流量観測毎にマンニングの粗度係数を求め、これが水位毎に変化するならば、その変化様相を見きわめ、水位に応じた粗度係数を定め、これを用いてマンニング式により水位に応じた流量を算定する。この水位と流量の計算値を用いて「水位—流量曲線式」を作成する。

### 1—3 新設雨量局位置の決定

ダムの水管理（利水及び治水）を円滑かつ適正に実施するためには、的確な気象資料から迅速に流域平均雨量を把握することが大切である。このためには、流域内に雨量局を設置するが、その数と位置についての一般的事項は、前項で述べたが、流域内のどの位置に雨量局を建設するのが適当であるか、具体的な検討として、流域の降雨特性を十分解析し、その結果、決定することが大切である。

この決定手法の一事例として、最近実施した「流域平均雨量地帯集計図法」について紹介する。

本手法は、流域平均雨量の値を示す地帯を降雨特性から決定することにより、同地帯に設置する自記雨量計の観測値から容易に流域平均雨量が算定出来ることに着目した設置位置の決定手法である。その要領は次の通りである。

#### (1) 等雨量曲線図の作成

ダム流域の内外で、出来る限り多く、かつ公的機関の観測記録を収集し、この記録のうち、1降雨概ね100mm以上の降雨を選定する。この対象降雨について等雨量曲線図を作成する。（総降水量）

#### (2) 流域平均雨量の算定

前項で作成された等雨量曲線図から流域平均雨量を算定する。

#### (3) 流域平均雨量地帯集計図の作成

全流域を1.0kmメッシュに分割すると共に、各降雨毎の流域平均雨量の値（等雨量曲線図より求めた流域平均雨量値の±5%の値を言う。）を地点雨量と考え、この地点を1.0kmメッシュ中に示す。この結果、1.0kmメッシュに示されている地点数の数により、1.0kmメッシュを区分して流域平均雨量地帯集計図を作成する。

以上により、雨量局設置予定地帯が選定されたならば、更に次の事項について検討して位置を決定する。

- (1) 観測器械の点検整備等維持管理のために道路が近くにあり、観測業務が容易であること。
- (2) 雨量局からダム管理所へ記録をテレメーターにより送信するので電波障害を受けない場所であること。
- (3) 降雨を正確に把握するために、附近に人家、大きな樹木等がなくかつ谷底でなく平坦地であること。

この結果、新設位置が決定したならば、同局と既設雨量局の観測値から流域平均雨量が算定することが容易であるか検証が必要である。

## 2. 流出予測の方法

流出量を予測する方法は、次の2種類に大別される。

- (1) 予測降雨量から流出量を算定する方法
- (2) 上流地点の観測流量から当該地点の流出量を予測する方法

上記の方法を採用するにあたって、まず当該地点の流域特性を知り、この特性に合致する方法を選定する必要がある。そこで、流域特性を検討するにあたって、次の各事項の解析を実施しなければならない。

#### ① 流域平均降水量の推算方法の検討

流出量を予測するには、まず当該地点における全流域の平均降水量を早く知り、かつ正しく求めることが大切である。このために数ヶ所で観測される時間降水量から流域平均時間降水量を適正かつ迅速に算定出来る推算方法を検討する必要がある。

#### ② 流域の乾湿別に雨水保留量曲線の検討

同一降水量でも流域の乾湿状態によって流出量が相違する。このため既往の出水記録から、洪水別直接流出高を洪水発生直前流量、洪水発生前無降水日数、洪水発生前の先行降雨指数（A. P. Iと呼ぶ。）等の要因別に分類し、各々について雨水保留量曲線を検討する。

#### ③ 洪水到達時間の検討

ある時刻の流域平均降水量による流出量が当該地点に到達する時間及び洪水おくれ時間について検討する。

以上により流域流出特性が把握することが出来たら、次の手法により流出量を予測する。

## 2-1 予測降雨量から流出量を算定する方法

### 2-1-1 降雨量の予測

降雨量の予測結果によっては流出量は大巾に変動するので、慎重に降雨量の予測を行うことが大切である。しかし降雨(大雨)の量的予測は、現在でも日常の天気予報や大雨に関する情報として、ある程度発表されており、河川管理の情報として利用されているが、これを量の情報として利用するには、更に小さい地域を対象とし、より適切な時期に、より高い精度であることが必要である。現在の降雨量の予測方法の事例として次のものがある。いずれも調査研究の段階としてかなり進められており、ある程度実用化の可能な段階に近づいてはいるが、現在ではいま一步の所にある。

#### ① 天気図型、類似相関による方法

過去の気象と降雨(規模、地域分布、発生時刻)の関係を統計整理して、それを基に予測を行う方法である。本方法は、古くから予報現業に用いられているが、量的予報としては、まだ一步というところである。

#### ② 気象レーダーを利用した短時間雨量予測法

気象レーダーは、気象庁によって各地に設置され、現在、全国がカバーされているが、この情報を利用し、数時間先までの量予測を行う調査研究が進められている。

#### ③ プリミティブモデルによる雨量予測法

このモデルは、大気のうち度に関連する各力学方程式を基礎として、広範囲の大気現象を予測計算するモデルである。このモデルによる出力を用い、これを小地域の数時間単位の降雨予測に結びつけようとする実務的方法が検討されている。

#### ④ 降雨方程式による台風性降雨の予測

台風は、その現象規模や進行経路が比較の予想し易いと見られており、それらの予測情報を基とした降雨方程式により降雨を予測する方法である。

#### ⑤ 統計的(経験的)雨量予測法

科学的な方法としては、前述の①～④の通りであるが、過去の多くのデータから経験的な方法として次のことが考えられる。

過去の多くの出水時における降雨記録を、次

に示す要因別に分類して、各々の分類毎に降雨のパターンを作成する。

(i) 気象要因(台風、前線、低気圧)による分類

(ii) 時期別(春(3～5月)、夏(6～8月)、秋(9～11月)、冬(12月～2月))による分類

(iii) 規模別(総雨量)による分類

これらの資料を用いて降雨量を予測する手法は、次の通りである。

① 予測される降雨は、どの分類に属するものであるか検討して決定する。

気象情報から、要因別、時期別を知ることが出来るので、上記資料の中から所属する分類を決定する。

② 同じ分類の中で総雨量が類似する2～3を選定する。

③ ②の類似する2～3の降雨分布パターンから予想する降雨の降雨分布パターンを求める。

④ 降雨開始後、実降雨記録を参考にして、③で想定した降雨分布パターンを比較の上、修正して降雨量を予測する。

以上の様な各種方法によって降雨量が予測されると、次項により流出量を算定する。

### 2-1-2 流出量の予測手法

降雨記録から流出量を予測する方法は、次の2方法に大別される。

(1) タンクモデル方式

(2) 洪水到達時間を考慮する統計的(経験的)流出量予測方式

これらの方式の概要は次の通りである。

(1) タンクモデル方式

菅原のタンクモデルの特徴を生かした「長短期流出両用モデル方式」による方法である。洪水流出を扱う場合、有効降雨をいかに合理的に推定するかという問題がある。一般に有効降雨は表層土壌水分に大きく左右され、長期(低水)流出と密接に関係している。このモデルは長期流出計算を行うことにより、洪水時の有効降雨の算定を行わず、直ちに洪水をも計算することが出来るモデルである。

本モデルは、京都大学防災研究所の角屋教授が考案されたものであって、代表的な洪水流出モデ

ル(雨水流法, 貯留関数法)と長期流出モデル(タンクモデル, 補給能モデル)の特徴を取り入れたタンクモデルである。

当該地点毎に本モデルを作成することにより, 低水, 洪水両用の流出量の予測が可能である。

#### (2) 洪水到達時間を考慮する統計的流出量予測方式

本方式は, 過去の資料による経験的な手法として次の5通りの方式が考えられる。

- ① 既往の降水・流出量曲線照合方式
- ② 累加雨量一累加流出量方式
- ③ 直前雨量一流出量方式
- ④ 降雨分布方式
- ⑤ 直前雨量一流出量増減方式

各方式の概要は次の通りである。

##### ① 既往の降水・流出量曲線照合方式

本方式は, 俗称型紙方式と呼ばれている最もシンプルな方法である。まず, 既往の洪水資料から, 各洪水毎に降水一流出量曲線を洪水パターン別に分類して作成する。この作成された図面を利用して流出量の予測を行う手順は次の通りである。

予測を行おうとする時点の流域の乾湿状態や流入量状況から, 現時点の流出パターンを決定し, このパターンに類似する既往の流出パターンを前図(降水一流出量曲線図)から選ぶ。この選定した流出パターンに基づいて降水量に対応する流出量を予測するのである。

##### ② 累加雨量一累加流出量方式

本方式は, 既往の各洪水資料から累加雨量とT時間後の流出量の累加流出量曲線図を作成する。(T時間とは洪水到達時間を言う。)予測の手順は, 現時点までの降水量累加量からT時間後の流出量を図から読み取り, 現時点の累加流出量を差し引いて今後の予測量を算定する。(洪水パターンを分類)

##### ③ 直前雨量一流出量方式

本方式は, 直前雨量とT時間後の流入量の関係から流出量を予測する方式である。

##### ④ 降雨分布方式

(イ) 流域平均雨量が同じであっても降雨分布によって流出量が相違する。

(ロ) 流域平均雨量の累加雨量が同じであっても降り始めからの経過時間によって流出量が相違する。

この2点の考え方に基づいて, 既往洪水資料を降雨分布によって分類し, かつ流域平均雨量の累加範囲を設け, この範囲毎に経過時間と流出量の関係図を作成する。

本方式による予測は, 現況の降雨分布状況から, これと類似する関係図を前図から選んで流出量を予測するものである。

##### ⑤ 直前雨量一流出量増減方式

洪水発生直前の降水量とT時間後の流出量の増減量の関係から今後の流出量を予測する方式である。前項③の予測方式との相違は, 現時点の流出量が降水量によりどの程度増減するかを推算する方式で, 考え方の大差はない。

これら5通りの予測手法は, すべて経験的なものであるから, その適用については, 現場で十分検討する必要がある。

### 2-2 上流地点の観測流量から当該地点の流出量を予測する方式

上流の観測地点から当該地点までの流量別到達時間を算定し, 既往の上流地点の流量に対応する下流地点の流量を選んで次式を算定し, この本式を用いて流出量を予測する。

$$Q = a \cdot Q_1 + \beta \cdot Q_2 + \dots + \gamma \cdot Q_n + \epsilon$$

Q : 当該地点 (t+T) 時刻の予測流量

Q<sub>1</sub> : 上流①地点の t 時刻の観測流量

Q<sub>2</sub> : 上流②地点の t 時刻の観測流量

Q<sub>n</sub> : 上流⑩地点の t 時刻の観測流量

### 3. 流出量の予測の問題点 (特に流出予測上の問題点)

水文観測 (雨量・流量観測をいう。)の記録の整理は, 前項で述べた洪水の流出予測の手法を検討するだけでなく, 利水計画あるいは利水における水管理計画の手法を検討するためにも重要な事項である。しかしながら, 2~3の現場を見た限りにおいては計画段階において事業計画立案のため観測局を設置し, 観測資料2~3年で流出解析等が検討されている。これが全計段階から事業実施段階に入ると, 流量観測は何時の間にか忘れられ (水位観測のみ続けられている地区もある。), 事業計画上の重要な地点の流量記録の整理が実施されていないところもある (年毎, あるいは洪水毎にQ-H曲線図の作成, 流量年表, 流況表等の整理を言う。)。また, 雨量観測についても, 事業

計画から実施段階に入っても観測局の設置も実施されず、事業地域内の気象台の観測値の整理すらも実施されていないところもある。

したがって、取水（貯水）地点において、降水後何時間で増水し始めるか、またピーク後、平水量になるのは何時間かかるのか、皆目不明の状態である場合もある。極端な事例としては、取水地点の平水量、湯水量も分からない状態となっている場合もある。

水文観測は非常に根気のいる地味な仕事で休むことなく長時間観測を続け、日々の記録が整理されていてその価値が出てくるのである。

ダム管理のための流出予測の面から水文観測をとらえてみると、前項で述べているように、流出予測で最も大切なことは、過去の各洪水における降雨並びに流出記録が正しく観測され、かつ整備されていることである。このことは事業完成後の水管理計画においても同様のことが言える。

流出予測を行う場合、いかなる手法にしる、すべて過去の多くの資料に基づいて作成されているので、各洪水毎に、降雨・流出記録が正しく観測されているか、そしてこれらの記録が整理されているかによって、流出予測方式の検討が容易となりかつ流出量の予測が可能となるのである。

ことに洪水について、ピーク流量の記録も大切であるが、ダム管理上から考えると、急激な出水、すなわちハイドログラフにおける急激な立ち上がり部分における降雨並びに流量の記録が少なくとも30分毎であることが必要である。

これらの事項について、現在の未整備なところで、特に早急に整備すると共に検討を実施しなければならないことは次の3点である。

- ① 降雨観測局の位置と数
- ② 流量観測局の位置と数
- ③ 観測方法と記録の整理

殊にQ—H曲線式の妥当性の検討が必要である。

## あとがき

長い間、建設に力がついやされてきた土地改良事業も、今日では管理の時代となったといっても過言ではない。殊に多額の費用によって生み出された水資源を有効に利用するためには、適切なる管理運営がなされなければならない事は万人の認める所である。しかし、現実には経験による「感」にたよって管理がなされている状況ではないかと思われる。長い経験による「感」は決して悪いことではないが、科学的根拠をもった管理計画に基づく水管理を実施してこそ、水資源の有効利用がなされるのである。

殊に、治水容量を有していない利水ダムにおける出水時の水管理にいたっては、万一その管理運営をしくじると人災となり、下流地域の住民並びに財産に多額の被害を与えることとなる。故に、利水ダムを管理する者は、科学的根拠をもった洪水管理計画に基づく操作を実施しなければならない。

本報文は、ある2～3の利水ダムにおける洪水計画について検討した事項について取りまとめたものであるが、この時にかに水文資料の整備が不完全であるかを痛感し、このままでは科学的な洪水管理計画さえも検討することが不可能であることを知り、早急にこれらの問題点を解決することが大切であることを多くの関係者に知っていただくことを願って記した次第である。

なお、本報文をまとめるにあたり下記資料を参考にしたことを記す。

農業土木学会誌「講座」流出解析手法(その1～15)  
農業土木学会講演 長短期流出両用モデルの開発改良研究 角屋

# パイプラインの設計

(パイプライン設計基準改定の経緯)

原田 義春\*

目	次
I はじめに.....	78
II 改定の趣旨.....	78
III 改定の経緯.....	79
IV 改定基準の作成方針.....	79
V 改定基準の概要.....	79
VI 現行基準と改定基準の目次の対比.....	81
VII おわりに.....	85

## I はじめに

設計基準は、土改地良事業により新設又は改修する土地改良施設等（農業用排水施設、農業用道路、その他農用地の保全又は利用上必要な施設等）の設計及び施工に当たって必要とされる一般的な技術基準を定めたもので、昭和27年以来計画的に整備を進めてきている。

これらの基準は、時代の推移に伴う農業及び社会経済情勢の変化、科学技術の進歩等に対応した技術基準とするため、①農業の生産対策及び農村生活環境対策等による農業の多様化・高度化に対応した新技術の導入を図る必要があるとき。②農業土木技術に関する研究の成果、工事の施工実績等による技術進歩の反映を図る必要があるとき。③河川、道路、海岸等の関連する公共事業の技術基準整備との調整を図る必要があるとき。④農村環境の変貌等に伴い、環境との調和や保全について配慮する必要があるとき、見直しを行い、必要に応じて増補改定を行っている。

設計基準の内容は、準拠すべき基本的な事項を定めた規範的事項、その運用等について具体的に解説した運用的事項及び代表的な事例その他の参考資料等を示す参考的事項によって構成される。

このたび、14工種17種ある設計基準のうち「水路工(その2)パイプライン」が改定されたので、その経緯及び主要な改定事項等を紹介する。

## II 改定の趣旨

「水路工」に関する設計基準は、昭和29年12月

に制定され、以来土地改良事業の根幹的施設である水路の設計に役立ってきたが、技術の進歩に応じて全面改定することになり、昭和45年11月に、その全体構成の明瞭化とともに総括編に当たる「水路工(その1)」が制定された。その後、開水路以外のパイプラインとトンネルの2工種については、土地改良事業の推移から緊急に整備する必要に迫られ、パイプラインは昭和48年3月「水路工(その2)パイプライン」、トンネルは昭和50年8月「水路工(その3)トンネル」としてそれぞれ「水路工」から独立制定された。

特にパイプラインは、畑地かんがいの急増、農業用水のシステム化、水利用の合理化、水源計画の広域化等の事情から昭和51年12月の一部改定、昭和52年10月の全面改定によって内容の充実が図られ現在に至っている。

近年パイプラインは、水資源及び水のエネルギーの有効利用、水管理制御の合理化が認識される一方、水路用地の確保問題等から多く実施されるようになり実績が増加してきている。さらに、畑地かんがいの進展による水の利用形態の多様化、経済・社会等の環境条件の変化、新技術・新製品など技術の進歩等に伴い、現行基準「水路工(その2)パイプライン」の改定が必要となった。

このため、

- ① パイプライン設計の整備拡充
  - ② 基準適用範囲の拡大
  - ③ 水理解析並びに構造設計に関する手法の見直し
  - ④ 他基準等との整合
- 等の改定方針に基づき全面改定を行った。

\* 構造改善局建設部設計課

(なお、設計基準、水路工(その1)は、昭和61年5月に改定されている)

### Ⅲ 改定の経緯

今回の設計基準改定案の作成に当たっては、昭和57年財団法人日本農業土木総合研究所に、パイプラインに関する専門的知識を有する学識経験者等の委員及び幹事からなる「土地改良事業計画設計基準、設計・水路工(その2)パイプライン改定検討委員会」を設置し、調査・検討等を行い、昭和61年11月に最終原案をとりまとめたものである。

なお、改定検討委員会に参画した委員は、次のとおりである。

<委員長> 石川 明  
<委員> 岩崎 和巳 奥村 実義  
川口 徳忠 河野 広  
清野 忠義 黒田 正治  
鈴木 雄二 中島賢二郎  
仲野 良紀 中村 良太  
三野 徹 百瀬 浚一

(50音順)

### Ⅳ 改定基準の作成方針

#### (1) パイプライン設計の整備拡充

水路の建設に当たっては、管水路形式(パイプライン)の実績が多く、また受益対象地域の拡大、水路延長の長大等に伴い大口径化、高圧化のパイプラインが増加してきている。

一方、最近は受益地域の営農形態の変化等による水使用の多様化、農業経営構造に対応した高度な水利用が要求され、パイプラインがそれらに追従し得る機能性を保持していなければならない。

このため、パイプラインを水源(取水)から末端圃場内の給水栓までを1つの関連したシステムとして捉えたパイプラインの設計が求められるが、この場合、特に水管理の観点から、パイプラインを構成する諸施設の配置、規模等を検討し、適切に定める手法の確立を図る必要がある。

以上のことから今回の改定においては、“パイプラインシステムの設計”という概念を導入して、設計流量に対する機能確保とともに、運

用管理における機能確保についても十分な検討が行えるよう、内容の整備拡充を図ることとした。

#### (2) 基準適用範囲の拡大

パイプラインの設計・施工実績の増大に伴い、現行基準の対象範囲を一部拡大した考えを示すとともに、その設計・施工に当たって留意すべき事項等を明確にすることにより、特に大口径化、高圧化しているパイプラインの設計・施工に対処出来るようにするとともに、送水系のみならず配水系パイプラインについても配慮することとした。

また、現行基準改定以降に開発された管体、継手及び機器等についても、検討のうえ改定案に盛り込むこととした。

#### (3) 水理解析並びに構造設計に関する手法の見直し

現行基準(昭和52年10月)が改定されて、ほぼ10年が経過するが、この間の設計・施工実績はかなり蓄積されていること、試験・研究の成果及び管理実態等を踏まえ、水理解析並びに構造設計等に関する手法等の全面的な見直しと点検を行った。

#### (4) 他基準等との整合

「水路工」の抱括的設計基準である「水路工(その1)」との関連並びに現行基準改定以降に制定された他の基準等との整合を図った。

### Ⅴ 改定基準の概要

改定基準は、第1章の「総説」から「パイプラインシステムの設計」、「水理解析」、「管路の構造設計」、「付帯施設の設計」、「施工」及び「管理」までの7つの章と「付図」からなり、各章の概要は次のとおりである。

#### (1) 第1章 総説

① 本基準で取り扱う範囲は、農業用パイプラインのすべてとし、記述対象(口径、水圧、系区分)を拡大し、適用することとした。

② パイプラインをシステムとして、その機能分担を明確にするための区分、分類及び用語について、定義または説明を加え編さんした。

③ パイプライン設計に当たっての組織設計と細部設計の位置付け、役割等を明確にして、

第2章「パイプラインシステムの設計」の記述を容易にした。

- ④ 使用管種(参考)について、開発使用(JIS, 各協会規格等)されている管の点検を行った。また、異形管及び継手についての記述と管厚表示を行った。

## (2) 第2章 パイプラインシステムの設計

今回の改定では、「パイプラインシステムの設計」の重要性から新しい章とするとともに、関連する要所所で明確に解説することに最も力点が置かれている。

- ① パイプラインシステムの設計とは、パイプラインを構成する各施設が、単に必要とされるキャパシティを充足させるだけにとどまらず、その機能を十分活用しながら、末端の水需要量と適正配水にこたえる水管理を想定し、実際の運用管理においても使い易さと持ちのよさをも重視した、調和のとれた設計を行うことであると定義している。

パイプラインでは、1地点における水使用がその周辺の他の地点、あるいは水路組織の全体にさまざまな影響を直ちに引き起こす。

このため、互いに影響を及ぼし合う範囲にある施設群を一体とした取り扱いが必要となるが、このように一体として扱わなければならない施設群を水理ユニットと呼称し、パイプラインシステムの基本構成単位とした。

従って、パイプラインシステムの設計に当たっては、まず水路組織をいくつかの水理ユニットに分解し、各水理ユニットの結合からパイプラインシステムの大枠を決定する、いわゆる“パイプライン組織の設計”を行い、次に、その大枠から与えられる条件をもとに各水理ユニットの細部を設計する、いわゆる“施設設計”を行うという2段階方式を採用し、必要に応じ適宜フィードバックすることとしている。

- ② パイプラインシステムの設計において、水理ユニットの概念を導入し、そこにおける平均流速を制限した。

これは従来の口径別平均流速に変えて、当該ユニット内で流速の制限条件を充足し得れば、概ね水撃圧には十分耐えられるということからきている。

- ③ 設計流量に対する機能確保と共に、運用管理における機能確保という観点からも十分な点検が必要であるとした。

このような設計手法の導入により、設計の変更に対する自由度を確保できると共に、システム全体における各水理ユニットのバランスを保持できるものとする。

## (3) 第3章 水理解析

「水理解析」は、従来の「水理設計」と異なるものではないが、パイプラインシステムの設計を行うに当たって用いる手法、公式及び計算並びに設計諸数値等を解説した。

- ① パイプラインの大口徑化、高圧化に伴い、圧力調整が必要不可欠となってくるので、圧力調整装置と、これを設けることによって発生するキャビテーションについての事項を追加して、設計流量以外の流量についての機能性の点検をも行えるようにした。
- ② 水撃圧の予測手法の経験則による方法と計算等による方法のうち、経験則による方法を用いることを原則とした。

## (4) 第4章 管路の構造設計

特に、とう性管の管厚計算の点検と、これに用いる設計数値についての見直し等を中心に行った。

- ① 管厚計算式に用いる荷重(水平荷重、無視し得る荷重)の適用範囲を修正した。
- ② とう性管の土圧公式及び管厚計算式に用いる埋戻し土、または盛土の受働抵抗係数( $e'$ )の適用に当たって、表の数値をそのまま採用することとしていたものを注釈を加え、実測・試験等の結果からの数値が使用できるようにした。
- ③ たわみ率から求める管厚計算式に使用する変形遅れ係数( $F$ )の値を1.5から“通常1.0、特別な場合は1.5を限度とする”に改正した。
- ④ スラスト力の検討では、従来のスラストブロックを設置するという概念を、路線設定及び配管設計の重要性から、屈曲部の保護工が必要か否かの検討手法を明確にした。

## (5) 第5章 付帯施設の設計

- ① パイプラインシステムを構成する諸施設について、内容の点検と充実を図ると共に、施設名称の変更及び記載順序を組み替えた。

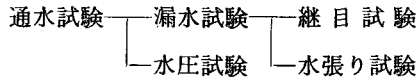
② 第2章「パイプラインシステムの設計」に基づいた諸施設の位置と規模等の決定がなされるよう、常に点検することが重要であるとした。

特に、調整施設は、水理ユニット間または相互の関連において、従来の貯水池的機能にバッファ機能をもたせて、末端の水需要に追従させる必要があるとした。

(6) 第6章 施工

① 一般的な構造物と異なる管体の埋設に当たって、留意しなければならない事項、内容を記述した。

③ 通水試験を次のように整理した。



(7) 第7章 管理

建設されたパイプラインが、その目的を達成するためには各施設等を常に良好な状態に維持し、的確な操作のもとに、パイプライン全体が一つのシステムとして機能する管理がなされなければならない。これまで、技術者にとって必ずしも施設の管理、特に水管理については、その実態を明確に把握していたとは言い難い面もあったので、十分、管理を意識してパイプラインシステムの設計を行う必要から「管理」を新たに章立てした。

VI 現行基準と改定基準の目次の対比

次の表は、現行基準と改定基準の目次を対比したものである。

現 行 基 準	改 定 基 準	備 考
[第1章 一般事項]	[第1章 総 説]	
1.1 この基準で取り扱う範囲	1.1 基準の趣旨	現行を改定基準に編修
(1) この基準で取り扱う範囲	1. この基準で取り扱う範囲	
1.2 パイプラインの定義	2. パイプラインの区分	
1.3 設計及び施工の基本	3. 農業用パイプラインの意義と役割	
(1) 農業用パイプラインの意義と役割	4. 農業用パイプラインの特色	
(2) 農業用パイプラインの特色	1.2 パイプラインの分類	現行を改定基準に編修
(3) パイプラインの形式	1. 機構上の分類	} 追加
	2. 水圧からの分類	
	3. 配管上の分類	
	4. 送配水上の分類	
(4) パイプラインの構成と配置	1.3 パイプラインの構成	現行を改定基準に編修
	1. 通水施設	
	2. 調整施設	
	3. 調圧施設	
	4. ポンプ施設	
	5. 分水施設	
	6. 量水施設	
	7. 通気施設	
	8. 保護施設	
	9. 安全施設	
	10. 管理施設	
	11. その他関連水利施設等	
	1.4 設計の基本	現行を改定基準に編修
(5) 設計の手順	1. 設計の基本	} 追加
	2. 設計の手順	
	1.5 施工の基本	現行を改定基準に編修
1.4 使用管種	1.6 管体及び継手等(管種等)の選定	
	1.7 関係法令等の遵守	} 追加



現 行 基 準	改 定 基 準	備 考
	[第2章 バイブラインシステムの設計] 2.1 一般事項 1. 基本的な考え方 2. 水理ユニットの定義 3. 水理ユニットの構成 4. バイブラインの設計に必要な基本事項 5. バイブラインシステムの設計の構成 2.2 路線調査 2.3 水利用形態と水管理制御方式 2.4 設計流量及び設計水圧 1. 設計流量 2. 設計水圧 2.5 路線選定及びバイブラインの構成の選定 1. 路線選定 2. バイブラインの構成の選定 2.6 設計流量に対する機能確保 1. 設計の目的と手順 2. 水理ユニット内水頭配分と通水断面の算定 3. 水理ユニット間の結合の検討 4. 設計流量通水時の機能検討 2.7 運用管理に対する機能確保 1. 設計の目的と検討項目 2. 設計流量以外の流量に対する検討 3. 水理ユニット間の連携機能の検討 4. 過渡現象の検討 2.8 バイブラインシステムの設計の総括 1. 作業の目的と必要資料 2. 作業の内容と留意点 [第3章 水理解析]	全章追加
[第2章 水理設計] 2.1 一般 2.2 定常的な水理現象の検討 (1) 一般事項 (2) 設計流速 (3) 水理計算 2.3 非定常的な水理現象の検討	3.1 定常的な水理現象の解析 1. 一般事項 2. 許容設計流速 3. 水理計算 4. 圧力調整とキャピテーション 5. 定断面管路の計算 6. 異径管路の計算 7. 樹枝状バイブラインの水理計算 8. 管網バイブラインの水理計算 9. 多点注入バイブラインの水理計算 3.2 非定常的な水理現象の解析	} 削除（改定基準の第2章で記述） 現行を改定基準に編修 } 追加 } 追加 現行を改定基準に編修

現 行 基 準	改 定 基 準	備 考
(1) 一般事項	1. 一般事項	}
(2) 水撃圧の計算	2. 水撃圧の計算	
	3. サージングの計算	
	4. 準定常水理計算	
[第3章 送水管路の構造設計]	[第4章 管路の構造設計]	
3.1 一般	4.1 一般事項	}
(1) 埋設深	1. 埋設深	
(2) 荷重に対する安全性の検討	2. 荷重に対する安全性の検討	
(3) 水密性に対する検討	3. 水密性からみた許容内水圧に対する検討	現行を改定基準に編修
3.2 基礎工法の選定	4.2 基礎工法の選定	}
(1) 埋設管の基礎	1. 埋設管の基礎	
(2) 管体の基礎工法	2. 管体の基礎工法	
(3) 基礎及び埋戻し材料	3. 基礎及び埋戻し材料	現行を改定基準に編修
3.3 荷 重	4.3 荷 重	}
(1) 土 圧	1. 土 圧	
(2) 路面荷重	2. 路面荷重	
(3) 軌道荷重	3. 軌道荷重	
(4) その他上載荷重	4. その他上載荷重	
(5) 管体の自重及び管内水重	5. 管体の自重及び管内水重	
(6) 基礎反力	6. 基礎反力	
(7) 内水圧	7. 内水圧	
(8) その他の荷重	8. その他の荷重	
3.4 管体の横断方向の設計	4.4 管体の横断方向の設計	}
(1) 管体の横断面に生ずる曲げモーメント	1. 横断方向に生ずる曲げモーメント	
(2) 設計支持角	2. 設計支持角	
(3) 不とう性管の管種選定	3. 不とう性管の管種選定	
(4) とう性管の管種選定	4. とう性管の管種選定	現行を改定基準に編修
3.5 管体の縦断方向の設計	4.5 管体の縦断方向の設計	}
(1) 管体の縦断方向に生ずる曲げモーメント	1. 一般事項	
	2. 縦断方向に生ずる曲げモーメント	現行の3.5(1)を区分
(2) 地震に対する検討	4.6 耐震設計	}
	1. 地震に対する検討	
	2. 地盤の液状化に関する検討	現行を改定基準に編修
(3) 継手と異形管	4.7 配管設計	}
	1. 管割の手順	
	2. ジョイントベース	
	3. 異形管	
	4. 継 手	
	5. 管の曲線布設	
	6. 管種が異なる場合の接続	
	7. 構造物の管体の接続	
	4.8 スラスト力の検討	}
(4) スラストブロックの設計	1. 一般事項	
	2. 検討箇所	
	3. 管種とスラスト力	
	4. スラスト力の検討	現行3.5(4)を区分
	4.9 保護工の設計	追加

現 行 基 準	改 定 基 準	備 考
(5) 横断工	4.10 横断工の設計 1. 道路横断 2. 軌道横断 3. 河川横断	現行を改定基準に編修
3.6 防食 1. 電食防止 2. 腐食防止 〔第4章 付帯構造物の設計〕	4.11 防食 1. 腐食防止 2. 電食防止 〔第5章 付帯施設の設計〕	現行を改定基準に編修
4.1 付帯構造物の設計 (1) 取水施設 (2) ポンプ施設 (3) 配水そう (4) 分水施設 (5) 調圧施設 (6) 通気施設 (7) 安全施設 (8) 管理施設 (9) 調整施設 〔第5章 施工〕	5.1 付帯施設の設計 1. 調整施設 2. 調圧施設 3. ポンプ施設 4. 分水施設 5. 量水施設 6. 通気施設 7. 保護施設 8. 管理施設 〔第6章 施工〕	現行を改定基準に編修
5.1 管体の埋設 (1) 埋戻し材料 (2) 埋設溝の掘削 (3) 埋戻しの施工方法	6.1 管路の埋設 1. 施工計画の留意点 2. 地質(土質)縦横断面図の作成 3. 仮設計画	現行を改定基準に編修 } 現行 5.1(1)・(2)・(3)を合併 追加
5.2 通水試験  (1) 漏水試験 (2) 水圧試験	6.2 通水試験 1. 通水試験の方法 2. 漏水試験 3. 水圧試験 4. 漏水箇所探知と補修 〔第7章 管理〕	現行を改定基準に編修 } 現行 5.2(1)・(2)を区分 追加 全章追加
〔第6章 その他〕	7.1 一般事項 7.2 水管理 1. バイブラインシステムと水管理方式 2. 水管理体制 3. 水管理情報の収集と処理 7.3 施設管理 1. 施設管理方針の基本事項 2. 施設管理計画 3. 施設の管理運用 4. その他の留意点 7.4 充水計画及び落水計画 1. 充水計画 2. 落水計画	削除
6.1 細目事項		
付図1 ヘーゼン・ウィリアムス公式図表	付図1 ヘーゼン・ウィリアムス公式図表	現行通り

現 行 基 準	改 定 基 準	備 考
付図2 管種選定図	付図2 管種選定図	現行を改定基準に編修

## Ⅶ おわりに

改定の主要な部分の説明は以上であるが、昨今の財政事情及び受益農家の負担等を考慮する時、より一層造成される施設の目的、立地条件等の実情に即し、かつ技術者の創意工夫の下に設計基準の適切な運用を図っていただきたい。

『パイプラインの設計』と言うことで、今回から5回のシリーズで、改定になった土地改良事業

計画設計基準設計「水路工（その2）パイプライン」の適用方法等について、今回の「パイプライン設計基準改定の経緯」に引き続き、今回は改定の基本方針でも述べた「パイプラインシステムの設計」、以後、第3回目「水理解析」、第4回目「管路の構造と付帯施設設計」、第5回目「施工と管理」について改定部分を中心に解説することになっている。

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタント

土と水をデザインする……豊富な経験と優れた技術



株式会社 三祐コンサルタント

取締役社長 久野彦一

取締役副社長 長柄要

取締役副社長 渡辺滋勝

本社	〒460 名古屋市中区錦2丁目15番22号(協銀ビル)	TEL(052)201-8761(代)
東京支社	〒104 東京都中央区八重洲2丁目2番1号(大和銀行新八重洲口ビル)	TEL(03)274-4311(代)
支社技術部	〒107 東京都港区赤坂2丁目3番4号(ランディック赤坂ビル)	TEL(03)586-7341(代)
海外事業本部	〒107 東京都港区赤坂2丁目3番4号(ランディック赤坂ビル)	TEL(03)584-2101(代)
仙台支店	〒980 仙台市上杉1丁目6番10号(仙台北辰ビル)	TEL(0222)63-1857(代)
九州支店	〒860 熊本市紺屋今町1番23号(興亜火災熊本ビル)	TEL(096)354-5226
札幌支店	〒060 札幌市中央区北三条西3丁目(札幌大同生命ビル)	TEL(011)222-3121
四国事務所	〒780 高知県高知市南久万220-12	TEL(0888)24-4425
中国事務所	〒701-02 岡山県岡山市大福529-6	TEL(0862)82-6351
青森営業所	〒030-02 青森市大字新城字山田589-28	TEL(0177)88-3793
技術研究所	〒478 愛知県知多市八幡字中嶋121番地	TEL(0562)32-1351

# 投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること  
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内, 農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
  - ① 表 題
  - ② 本文枚数, 図枚数, 表枚数, 写真枚数
  - ③ 氏名, 勤務先, 職名
  - ④ 連絡先 (TEL)
  - ⑤ 別刷希望数
  - ⑥ 内容紹介 (200字以内)
- 3 1回の原稿の長さは原則として図, 写真, 表を含め研究会原稿用紙(242字)60枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付), 漢字は当用漢字, 仮名づかいは現代仮名づかいを使用, 術語は学会編, 農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字(3単位ごとに, を入れる)を使用のこと
- 5 写真, 図表はヨコ7cm×タテ5cm大を242字分として計算し, それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し, 写真, 図, 表は別に添付する。(原稿中に入れない)
- 6 原図の大きさは特に制限はないが, B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう, はっきりしていて, まぎらわしいところは注記をされたい。
- 7 文字は明確に書き, 特に数式や記号などのうち, 大文字と小文字, ローマ字とギリシャ文字, 下ツキ, 上ツキ, などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと,  
たとえば  
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字  
O(オー)と0(ゼロ)                      a(エー)と $\alpha$ (アルファ)  
r(アール)と $\gamma$ (ガンマー)              k(ケイ)と $\kappa$ (カッパ)  
w(ダブルユー)と $\omega$ (オメガ)        x(エックス)と $\chi$ (カイ)  
l(イチ)とl(エル)                      g(ジー)とq(キュー)  
E(イー)と $\epsilon$ (イプシロン)            v(バイ)と $\nu$ (ウプシロン)  
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと  
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ, どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は原典をそのまま掲げる場合は引用文に『                      』を付し引用文献を本文中に記載する。孫引きの場合は, 番号を付し, 末尾に原著者名: 原著論文表題, 雑誌名, 巻: 頁~頁, 年号, 又は“引用者氏名, 年・号より引用”と明示すること。
- 11 投稿の採否, 掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は, 実費を著者が負担する。

# 農業土木技術研究会入会の手引

## 1. 入会手続

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

## 2. 会費の納入方法

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

## 3. 農業土木技術研究会の活動内容

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

## 4. 機関誌「水と土」の位置づけと歴史

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

### ② 「水と土」の歴史

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

- ・ S28年………コンクリートダム研究会の発足  
『コンクリートダム』の発刊
- ・ S31年………フィルダムを含めてダム研究会に拡大  
『土とコンクリート』に変更
- ・ S36年………水路研究会の発足  
『水路』の発刊
- ・ S45年………両研究会の合併  
農業土木技術研究会の発足  
『水と土』

## 入 会 申 込 書

昭和 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

会

告

農業土木技術研究会役員名簿（昭和62年度）

会 長	中川 稔	水資源開発公団理事
副 会 長	谷山 重孝	構造改善局建設部長
〃	志村 博康	東京大学教授
理 事	中道 宏	構造改善局設計課長
〃	川又 政圀	〃 水利課長
〃	大橋 欣治	〃 首席農業土木専門官
〃	笹井 一男	関東農政局建設部長
〃	岸本良次郎	農業土木試験場長
〃	那須 丈士	北海道開発庁農業水産課長
〃	高橋 昇	水資源開発公団第二工務部長
〃	中島 哲生	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	渡辺 滋勝	㈱三祐コンサルタンツ副社長
〃	久徳 茂雄	西松建設㈱常勤顧問
〃	内藤 正	大豊建設㈱社長
監 事	片岡 泰三	関東農政局設計課長
〃	西岡 公	㈱日本農業土木コンサルタンツ副社長
常任顧問	内藤 克美	構造改善局次長
〃	福沢 達一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	山崎平八郎	衆議院議員
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	岡部 三郎	〃
〃	小林 国司	(社)畑地農業振興会々長
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	緒形 博之	東京大学名誉教授
〃	永田 正董	土地改良政治連盟耕隆会会長
編集委員長	大橋 欣治	構造改善局設計課
常任幹事編集委員	竹内 悟	〃 事業計画課
〃	石堂 隆憲	〃 設計課
〃	安江 二夫	〃 整備課
〃	長束 勇	〃 設計課
事務局長	黒澤 照正	全国農業土木技術連盟事務局長
幹 事 編集委員	上田 勇	構造改善局地域計画課
〃	本間 新哉	〃 資源課
〃	米田 博次	〃 事業計画課
〃	重森 篤	〃 施工企画調整室
〃	畠山 信雄	〃 水利課
〃	小林 隆信	〃
〃	板倉 純	〃 整備課

幹 事 編集委員

大澤 祐一	〃 開発課
〃 山下 正	構造改善局開発課
〃 清水 正行	〃 防災課
〃 北原 敏彦	関東農政局設計課
〃 加藤 敬	農業土木試験場施設水利2研
〃 尾崎 明久	国土庁調整課
〃 田中 博良	水資源公団第2工務部設計課
〃 竹内 紘一	農用地公団工務部工務課
〃 波左間孝之	日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

㈱ 荏原製作所	3口
㈱ 大林 組	〃
㈱ 熊 谷 組	〃
佐藤工業㈱	〃
㈱三祐コンサルタンツ	〃
大成建設㈱	〃
玉野総合コンサルタント㈱	〃
㈱電業社機械製作所	〃
㈱ 西島製作所	〃
西松建設㈱	〃
日本技研㈱	〃
㈱日本水工コンサルタント	〃
㈱日本農業土木コンサルタンツ	〃
(財)日本農業土木総合研究所	〃
㈱ 間 組	〃
㈱ 日立製作所	〃
	(16社)
㈱ 青木建設	2口
㈱ 奥 村 組	〃
勝村建設㈱	〃
株 木 建 設 ㈱	〃
㈱ 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業㈱	〃
住友建設㈱	〃
大豊建設㈱	〃
㈱ 竹中土木	〃
田中建設㈱	〃
前田建設工業㈱	〃
三井建設㈱	〃
	(12社)
I N A 新土木研究所	1口
アイサワ工業㈱	〃
青葉工業㈱	〃
旭コンクリート工業㈱	〃
旭測量設計㈱	〃
伊藤工業㈱	〃

茨城県調査測量設計研究所	1 口	東洋測量設計㈱	1 口
上田建設㈱	〃	㈱土木測器センター	〃
㈱ウォーター・エンジニアリング	〃	中川ヒューム管工業㈱	〃
梅林建設㈱	〃	日兼特殊工業㈱	〃
エスケー札幌産業㈱	〃	日工ゲート㈱	〃
㈱大本組	〃	日本エタニットパイプ㈱	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	日本技術開発㈱	〃
金光建設㈱	〃	日本国土開発㈱	〃
技研興業㈱	〃	日本大学生産工学部図書館	〃
㈱木下組	〃	日本ヒューム管㈱	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	日本プレスコンクリート工業㈱	〃
久保田建設㈱	〃	日本舗道㈱	〃
久保田鉄工㈱(大阪)	〃	八田工業㈱	〃
久保田鉄工㈱(東京)	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
京葉重機開発㈱	〃	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	〃
㈱古賀組	〃	福本鉄工㈱	〃
㈱古郡工務所	〃	㈱婦中興業	〃
㈱後藤組	〃	㈱豊蔵組	〃
小林建設工業㈱	〃	ポゾリス物産㈱	〃
五洋建設㈱	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
佐藤企業㈱	〃	(財)北海道農業近代化コンサルタント	〃
㈱佐藤組	〃	堀内建設㈱	〃
㈱塩谷組	〃	前田製管㈱	〃
(社)静岡県畑地かんがい事業協会	〃	前沢工業㈱	〃
昭栄建設㈱	〃	真柄建設㈱	〃
新光コンサルタンツ㈱	〃	㈱舛ノ内組	〃
新日本コンクリート㈱	〃	丸伊工業㈱	〃
須崎工業㈱	〃	丸か建設㈱	〃
世紀東急工業㈱	〃	㈱丸島水門製作所	〃
第一測工㈱	〃	丸誠重工業㈱東京営業所	〃
大成建設㈱高松支店	〃	水資源開発公団	〃
大和設備工事㈱	〃	水資源開発公団奈良俣ダム建設所	〃
高橋建設㈱	〃	宮本建設㈱	〃
高弥建設㈱	〃	山崎ヒューム管㈱	〃
㈱田原製作所	〃	菱和建設㈱	〃
中国四国農政局土地改良技術事務所	〃	若鈴コンサルタンツ㈱	〃
㈱チェリーコンサルタンツ	〃	西日本調査設計㈱	〃
中央開発㈱	〃		(83社)
東急建設㈱	〃	(アイウエオ順)	計 111社
東邦技術㈱	〃		155口



地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員								
	県	農水省関係	公団	等	学校	個人	法人		外国	県	農水省関係	公団	等	学校	個人	法人	外国
北海道	129	182	2	7	22			近畿	滋賀	43	18	2	1	5			
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	森手	55	52		2			京都	43	53	1	7	6			
		城田	68	23	6	4	4		大阪	32		2	4	5			
		形島	47	75		5	18		兵庫	57	25	1	4	3			
			122	21		1	6		奈良	56	28			4			
			40	17		2			和歌山	49	9						
北	小計	68	42	5	1				小計	280	133	6	16	23			
関東	茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	城木	98	51	15	2	8		中国	鳥取	26	13		2	4		
		馬場	80	29		5	2			岡山	21	14		4			
		玉川	32	6	2	1				広島	53	49		4	3		
		千葉	65	19	14	1	13	山口		53	8			2			
		東京	61	12	11	1	12	徳島		34	4		1	1			
		神奈川	5	189	63	14	23	香川		23	4	1	1	1			
		山梨	21			3	20	愛媛		24	2	2	5	3			
		山梨	31	6			1	高知		59	12	1	5	4			
		長野	51	4	2	4	2			30	2		1	1			
		静岡	84	13			4			小計	323	108	4	22	19		
北	小計	528	329	107	31	85		九州	福岡	32	16	27	8	6			
東	新潟 富山 石川 福井	瀧山	106	59	1	1	5		岡崎	18	18			1			
		山川	70	16		2	4		本分	20	4			1	2		
		川井	61	62		2	3		崎島	35	41	6					
			58	7					大宮	44	4	1					
									鹿兒	29	10		3				
陸	小計	295	144	1	5	12	沖繩		62	12	1						
東	岐阜 愛知 三重	泉	26	6	1	4	7		小計	272	128	36	13	10			
		知重	42	74	42	1	10			合計	2,316	1,348	220	115	222	803	19
			21	14	8	2	5			総合計	5,043名						
海	小計	89	94	51	7	22											

編集後記

先頃発表された総理府の世論調査によれば、国民の約7割が米などの基本食料は国内で作る方がよいと考えているとのこと。農政批判が高まるなかで久々の心強いニュースですが、素直に喜んではいられません。食料国内自給論が国民の支持を得たとしても、もはや農産物自由化の波は抗し難い圧力となってきています。

これら外圧の論拠となっているものの1つに農産物の内外価格差があります。円高でさらに広がったこの価格差を縮める努力を続けていかなければ、国民の理解をも失いかねません。世論調査の間かけにも「生産コストを引き下げながら」という厳しい条件が課せられています。

生産コストの引き下げには、生産規模の拡大を誘導する高水準な基盤整備が求められますが、基盤整備には相

当な事業費がかかります。これが回り回って生産コストにはね返ってしまふことになることになると構造政策がうまく回転できなくなります。

そこで、整備水準とコストという互いに相反する条件をどのように追求していくのかということが、今まで以上に大きな課題となってきています。また、心の豊かさを求める時代に呼応して、基盤整備にも景観との調和やアメニティ機能等地域社会全体への貢献という観点も求められています。つまり、基盤整備にも厳しい条件が課せられてくるということです。

これらの条件の克服には、高度な先端技術の活用も大事ですが、それ以上に現場の経験を生かした創意工夫が大いに役立つのではないのでしょうか。63年度の「水と土」では、これらの課題に応える報文が多数寄せられ、1兆円を超える予算規模となった基盤整備事業の新たな展開が導かれることを期待します。(尾崎明久 記)

水と土 第72号

昭和63年3月25日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4  
農業土木会館内

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

印刷所 〒161 東京都新宿区下合落2-6-22

一世印刷株式会社  
TEL (952) 5651 (代表)