

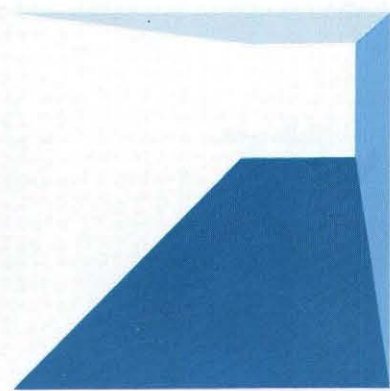
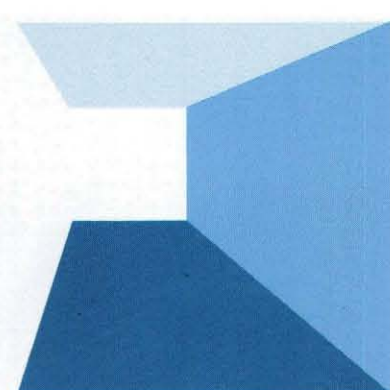
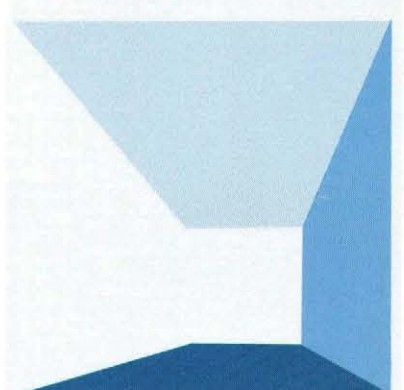
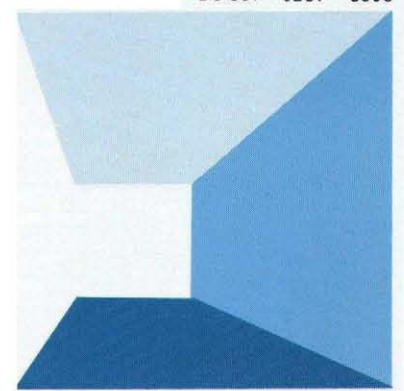
水と土

ISSN 0287-8593

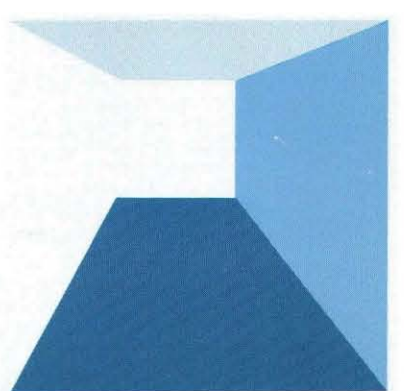
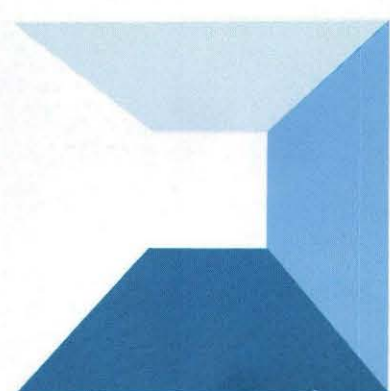
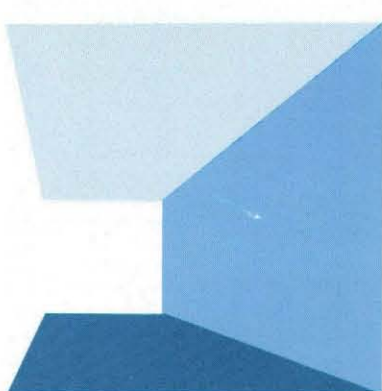
第 89 号

平成 4 年 6 月号

農業土木技術研究会



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



沼田ダムの全景

(本文 2 頁参照)



横堰地区状況写真

(本文16頁参照)





平成2年度施工3型用水路

横堰地区幹線用水路の施工状況

(本文16頁参照)

平成3年度施工2型水路



新鮮な頁岩 (掘削直後)



滝川ダム頁岩曝気試験
(掘削直後)

秋田県滝川ダムの低圧グラウチング施工事例

(本文36頁参照)

滝川ダム頁岩曝気試験
(屋外放置3日目)

屋外放置3日目 (細粒化が進行)



— 目 次 —

グラビア

沼田ダムの全景
横堰地区状況写真等
秋田県滝川ダムの頁岩曝気試験

巻頭文

自然との共生 清原 祐 孝……(1)

報 文

沼田ダムの湛水試験時の挙動に対する検討事例
竹 下 謙 三……(2)

横堰地区幹線水路の設計について
高 橋 隆……(16)

溪流取水方式によるかんがい計画について
—国営総合農地開発事業 大和高原南部地区—
北 川 孝・藤 井 修……(26)

秋田県滝川ダムの低圧グラウチング施工事例
下 山 昇……(36)

ダム盛土施工における急速管理試験の実施例について
—急速管理図の使用法—
増 田 明 徳……(41)

石垣島における農業農村整備事業の農業外部効果について
青 山 卓 二……(48)

河川管理施設等構造令と水理模型実験
—湯谷川ダムの事例より—
植 田 昌 明・常 住 直 人……(65)
斉 藤 哲 夫・小 川 玲 司

地下水面の中長期的予測のための度数分析に関する研究
王 祥 三……(80)

同上：英文 // ……(85)

投稿規定……(91)

農業土木技術研究会入会手引き……(92)

会告・編集後記……(93)

水と土 第89号 報文内容紹介

沼田ダムの湛水試験時の挙動に対する検討事例

竹下 謙三

沼田ダムは河床部に断層破砕帯を有し、両袖部とは物性値が大きく異なる基盤上に設置されたダムである。

従って基盤の物性値及び堤体の安全性について多方面から検討を加え施工された。本報文は湛水試験における堤体及び監査廊の挙動について主として水理的な安全性の面から検討した結果について紹介するものである。

(水と土 第89号 1992 P. 2)

横堰地区幹線用水路の設計について

高橋 隆

県営かんがい排水事業横堰地区は長野県小 県郡東部町に位置し、その幹線用水路は平均勾配が1/11の急傾斜地に計画されている。

このため、本水路は種々の比較検討の結果、射流水路にて設計・施工を行った。本稿は、射流水路を採用するに至った問題点と比較設計の概要について紹介する。

(水と土 第89号 1992 P. 16)

溪流取水方式によるかんがい計画について —国営総合農地開発事業 大和高原南部地区—

北川 孝 藤井 修

中山間地域において、生産性の高い農業を確立するための施設として、かんがい用水を確保することが重要である。なかでも、造成地への新規水源手当てに苦慮することが多い。

本報告では、団地構成等を考慮した結果、かんがい用水源を溪流取水方式による分散貯水池とすることで、経済的及び省力的に有利な低コスト化が図られたので、ここに紹介する。

(水と土 第89号 1992 P. 26)

秋田県滝川ダムの低圧グラウチング施工事例

下山 昇

滝川ダムの地質は、新第三紀中新世女川層の頁岩で、一軸圧縮強度 qu が20~50kgf/cm²と少いため、注入限界圧力が1kg/cm²程度の軟岩である。昭和62年度に基礎処理工法の比較検討がなされ、グラウチング工法に決定した。

本ダムの場合、限界圧力が低いことと、基本的には難透水性地盤であるということとを考慮し、低圧によるグラウチングを行うこととなった。

(水と土 第89号 1992 P. 36)

ダム盛土施工における急速管理試験の実施例について —急速管理図の使用法—

増田 明徳

ダム遮水材料の品質管理において施工含水比差、D値を適正に判定するためには、盛立一層毎に材料の変化に対応した最適含水比 W_0 、最大乾燥密度 γ_{dmax} の把握が必要である。

急速管理試験法を適用すれば短時間に W_0 、 γ_{dmax} を求められるが、その理論即ち「換算湿潤密度」の概念が理解しにくいことから実際に急速管理試験法を実施している例が少ない。しかし一度管理図データシート試験法を作成すればその使用法は非常に簡単であるので、実施例にそってその使用法を紹介する。

(水と土 第89号 1992 P. 41)

石垣島における農業農村整備事業の農業外部効果について

青山 卓二

農業農村整備事業は農業生産への直接効果のほか、事業投資に伴う地域経済の活性化、農業生産の増大に伴う関連産業への生産誘発や治水、水源かん養、地域排水、水質・環境保全機能等による社会生活、環境の安全性の確保等の外部効果を有している。本稿では、国営農業水利事業宮良川地区及び名蔵川地区を中心に、石垣島における農業農村整備事業の農業外部効果について、主として地域経済の観点からの評価を試みた。

(水と土 第89号 1992 P. 48)

河川管理施設等構造令と水理模型実験 —湯谷川ダムの事例より—

植田 昌明 常住 直人

斉藤 哲夫 小川 玲司

ダム築造に際し、河川協議で主として問題となる“河川の従前機能の維持”という点に関しては、水理模型実験による問題解決がどのように行われていくか、を富山県湯谷川ダム洪水吐の水理模型実験の事例を挙げて具体的に示した。

(水と土 第89号 1992 P. 65)

地下水面の中長期的予測のための度数分析に関する研究

王 祥三

筆者は、地下水面に影響を与える主な要因を確率変数とみなす。度数分析に基づき私たちは確率的流体力学法(stochastic hydrodynamic method)を見出した。その方法によって地下水面の変動過程をシミュレートする。これを地下水面の中長期的予測に用い、良い結果を得た。

(水と土 第89号 1992 P. 80, 85)

春、木々は芽を吹き、野山は一段と美しくなる頃、我が家庭菜園も忙しくなる。床ごしらえやジャガイモの植付・ネギの移植、又、連作障害を起さないように作物のレイアウト、労働力の片寄らないような作目の選択など、この一年の計画をたてるのも春の仕事である。

わづか1アールの小さな農園であるが、作物の手入れや、除草・耕起に汗を流し、ドロにまみれているとき、自然とのふれあいを実感できる。又、収穫期には格別の喜びがある。外形は決して立派ではないが新鮮と安全、そして旬の味を楽しめるのは、自然の中で作る家庭菜園だからである。

ところで、今、スーパーにはトマト、キュウリなど野菜が年中陳列してあり、いつが旬なのか解らないほどである。これは栽培技術の進歩によって、設備投資によって、自然の流れとは関係なくいつでも生産できるようになったからである。たしかに食卓は豊かになったが、旬の味は失なわれ、食物から四季の喜びを感じることが出来なくなったのは寂しく思う。

本来、農業は自然の生業の中に生れ育ったもので、自然との乖離は許されないはずである。経済性を追求するあまり、農業が自然から離れて行くことになると、農村の維持発展にも影響が及び、自然の破壊にもつながる恐れがある。この辺で、自然の流れの中で、無理のない生産が続けられるような農業のあり方について考えるべきではないだろうか。自然は大切にすれば大きな恵みを与えてくれるが、酷使すれば破壊にもつながる弱いものである。

又、最近、環境問題がクローズアップされ、産業廃棄物・ゴルフ場の農薬がやり玉に上っているが、農地への農薬の使用も決して少なくないと言われる。厳しい農業事情の中、省力化・低コスト化など経済優先の経営となるため、施肥量の増大・農薬の過剰使用など、環境に悪影響を及ぼす結果となっている。一方、土地の砂漠化・野生生物の減少・オゾン層の破壊など人間活動による生息環境の悪化が指摘され、地球規模での自然保護運動が叫ばれている今日、環境保護の面からも、農業経営の見直しが必要となっている。

ところで、農業の基盤づくりを担う我々農業土木技術者も、自然との共生を大切にしなければならないのは言うまでもない。一つの例であるが、魚釣の好きな近所の人が毎年、春になると子供を連れて釣に出かける。ところが或る年、例年のごとく喜び勇んで行ったのに、まもなく帰ってきた。聞いてみると、いつもの釣場は、事業の実施によって、コンクリート水路が変わってしまったと言うのである。何となく責任を感じ返答に困ったことがある。

最近の土地改良事業は、受益者の経済的合理性だけでなく、地域の排水・交通体形などにも配慮しながら事業を進めているが、自然の豊かさ、うるおいといったソフトな面に対しての配慮は、まだまだ不十分である。これまで建築・土木・造園といった個々のハードな技術の組合せによって対応してきたが、農村という広い空間を満足するためには、これまでのハードな技術にソフトな面を加えた、総合的な技術の構築が必要となっている。このような技術の組合せは、農業土木以外の分野では、出来得ないものであり、我々への期待は大きいと言える。環境の技術は、画一的なものではなく、個々の現場で、その地域の自然的資源・歴史的遺物・景勝といったものを総合的に評価した結果として生れるもので、現場の担当者にとりくみが最も重要である。

今後とも、自然との共生の中で発展して行く、農業農村整備事業を生きたものにするためには、現場の技術者は、歴史・自然に対する理解を深め、創意工夫への努力を重ねることが大切であり、これを審査する側も、担当者の自由な発想を妨げることなく、良きアドバイザーとならなければならない。

*茨城県農地部長

沼田ダムの湛水試験時の挙動に対する検討事例

竹 下 謙 三*

目 次

1. はじめに	2	3. 湛水試験時の堤体挙動の総括	6
2. ダムサイトの地形・地質	2	4. おわりに	15

1. はじめに

沼田ダムは、国営雨竜川中央土地改良事業の一環として、石狩川水系雨竜川支流幌新太刀別川の水を貯留し、深川市、沼田町、秩父別町、北竜町、雨竜町、妹背牛町に広がる水田10.290ha及び、畑地帯 970haの用水と、雨竜町を除く1市4町の水道水源を確保するために築造されたゾーン型フィルダムである。



写真-1

本ダムサイトは、河床部に幅（ダム軸方向）65mに及ぶ破碎帯を有している。破碎帯は、断層粘土及び角礫化した脆弱な岩石からなり、その左右岸には、新第3紀中新世の硬質な砂岩～泥岩の互層が分布している。

設計に先立って実施した調査により、河床部破碎帯の変形係数は $D=1,000\sim 2,000\text{kgf/cm}^2$ であり、両岸の堅岩部の変形係数は、 $D=16,000\text{kgf/cm}^2$ であることが判明した。

*北海道開発局

このように本ダムでは、変形性の大きく異なる基盤が接していることから、接合部においては、破碎帯の相対的な沈下が想定された。よって盛立による沈下の落ち着いた時点で基礎の透水性を把握し、必要ならば追加グラウチングを実施することが可能な監査廊を設置することとした。

本ダムサイトは上記のように、大規模な破碎帯を有していることから、ダム築堤の諸問題（特に基盤の物性値及び堤体の安定性）について検討し設計・施工されたものである。

本報文は、湛水試験における堤体及び監査廊の挙動について、紹介するものである。

本ダムに設置された計器の一覧及び縦断面上に配置された位置は表-2。図-4のとおりである。

2. ダムサイトの地形・地質

本ダムサイトは、雨竜郡沼田町浅野地内にあり、沼田町の北北東約10kmに位置する。ダムサイトを流れる幌新太刀別川は、上流約30kmの坊主山山麓に源を発し南～南西に流下し雨竜川に注いでいる。ダムサイト付近の河川勾配は、上流側で約1/25、下流側で約1/100であり、山腹傾斜は左岸側で約35°右岸側で約25°である。またダム天端標高137.90mにおける形状係数は約8.4となっている。

本ダムサイトを構成する地質は、新第3紀中新世の幌新太刀別川層群に属する砂岩・泥岩、及びその互層からなっている。地質構造は、その走向・傾斜から河床部に存在する破碎帯を境として、東西で異なっている。

河床部の破碎帯は、ダム軸上のみかけ幅が約65mでダム軸とほぼ直交し河川の上下流方向にのび左右岸に分布する堅岩部とは粘土を挟む断層で東へ80°程度傾斜している。ダム岩級区分は、右岸で

表-1 沼田ダムの諸元

一般	位置	北海道雨竜郡沼田町浅野			洪	型式	側水路流入式		
	基礎	新第三紀の砂岩、泥岩				設計洪水量	④, B, C, Q, =600m³/s		
貯水池	流域面積	A=62.60km²			水	越流堤長	L=65.10m		
	総貯水量	V=34,800千m³				越流水深	h=2.70m		
	有貯水量	V=32,900千m³				越流係数	C=1.732		
	常溝水位	EL=132.70m				減勢型式	強制跳水II型静水池		
	設計洪水位	EL=135.40m				ゲート型式	—		
監査廊	型式・延長	カルバート式 L=250m			仮排水路	型式・内径	トンネル 2r=5.70m		
	断面	内空H2.50 B2.00 最小厚t1.00				設計流量	Q=270m³/s 確率1/10		
	応力計算法	許容応力度法				最大流速	V=10.02m/s		
	構造	m²当鉄筋量 83kg				勾配延長	1 ≐ 1/155 L=557m		
	コンクリート配合	セメント 280~300 スランプ 8 コツザイ 25				型式	中心不透水性ゾーン型		
取水施設	型式	機械式シリンダーゲート			堤体	堤高	H=44.90m		
	最大取水量	Q=8.747m³/s				堤頂長	I=395.00m		
	流入流速	V=0.70m/s				堤頂幅	B=8.00m		
	流入水深	h=1.00m				堤体積	V=812千m³		
堤体材料	ゾーン区分	数量千m³	統一分類	γt	φ	C	K		
	不透水性	140	Gc~CL	1.49	30	2.0	1×10 ⁻⁵		
	透水性 I	88	Gp	2.00	40	0	1×10 ⁻³		
	透水性 II	445	Gw	1.77	39	0	1×10 ⁻³		
	フィルター	70	Gp~Sp	2.00	40	0	1×10 ⁻³		
	仮締切	69	Gw	1.70	30	0	1×10 ⁻³		

表-2 配置一覧表

計器名	略号	数量	摘要
間ゲキ水圧計	Φ P	79	循環式25台 (透水試験を兼ねる)、電気式54台
コア接合部透水試験装置	Φ PX	3	循環式間ゲキ水圧計の一種
堤内水位計	∩ W	3	オープンピエゾメーター
一面土圧計	⊥ EN	14	φ200
三面土圧計	<1>ET	3	ロック部2台、コア部1台、φ600
壁面土圧計	∧ EW	3	洪水吐接合部、φ200
土中ひずみ計	▲ D	4	ダム軸方向及び上下流方向の2成分
着岩面相對沈下計	∞∞ F	2	左右兩岸の破碎帯と堅岩の境界部
着岩面すべり変位計	∧ B	2	右岸側アバット部2台、
岩盤圧縮変位計	∩ R	5	ダイヤルゲージ式3台、電気式2台
層別沈下計	∩ C	3	米開拓局式 (コア部2基、ロック部1基)
水量水圧計	∩ S	16	有孔塩ビ管 (VP40)、5 kg/cm²用ブルドン管
継目計 (沈下方向)	⊕ JV	11	電気式、20mm用 (-10mm~10mm)
〃 (軸方向)	⊕ JA	22	〃 (-4mm~16mm)
鉄筋計 (横方向)	⊗ IC	14	電気式、引張2,000kg/cm²~圧縮1,000kg/cm²
〃 (軸方向)	⊗ IA	4	〃
温度計	• T	6	電気式 (-30°C~70°C)
地震計	⊙ A	4	3成分2ヶ所、1成分2ヶ所
漏水量計測装置	Q	12	12系統の集水、三角ゼキにより計測、(濁度計含)
表面変位計	● X	22	5測線
固定指標	▲ K	8	上記の表面変位計に対応

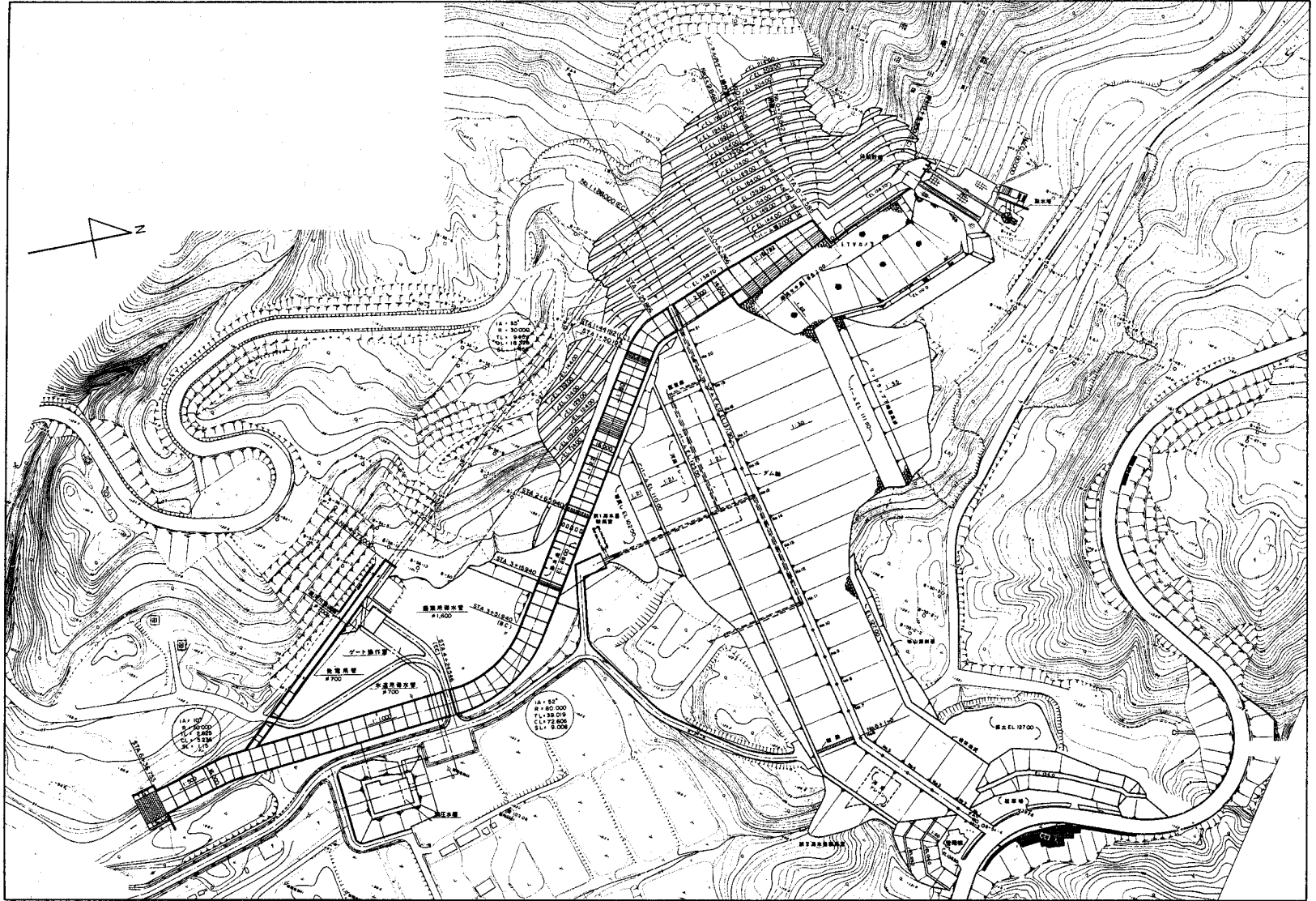


図-1 沼田ダム一般平面図

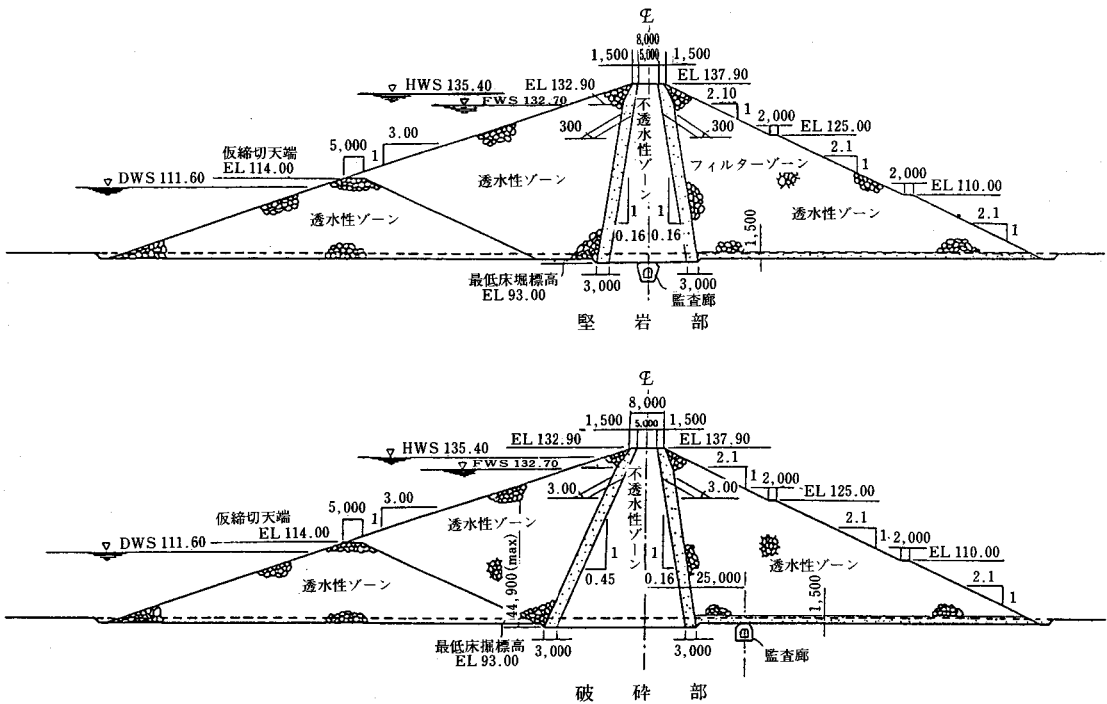


図-2 堤体標準断面図

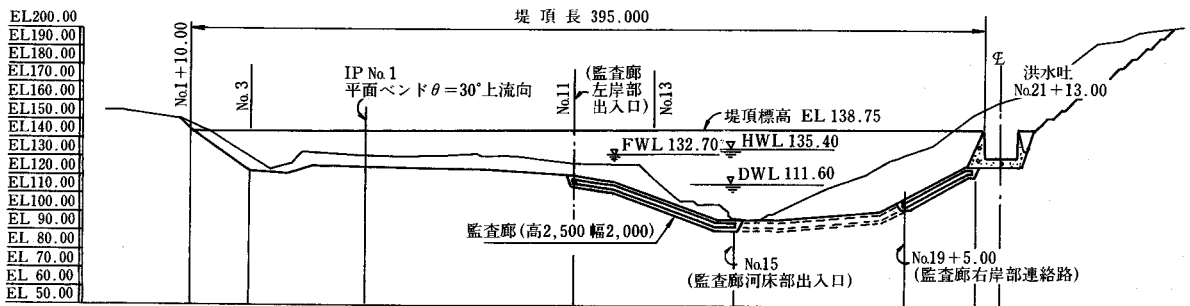


図-3 堤体縦断面図

は河床部の破砕帯に接する泥岩優性互層に、亀裂が発達し、やや軟質でCM級である。従って右岸は、CM~CH級で全体的にCM級盤が多い。

左岸では、砂岩・互層とも堅硬で、破砕帯に接する互層でも比較的亀裂は少なく、右岸より岩質

は良好でありCH級岩盤が多くCM級は少ない。

破砕帯の岩質は、断層活動による破砕作用と熱変作用を強く受けており、粘土化の著しい部分から比較的硬質な部分まで複雑に入り乱れて分布し全般的に破砕質でD~C級岩盤である。

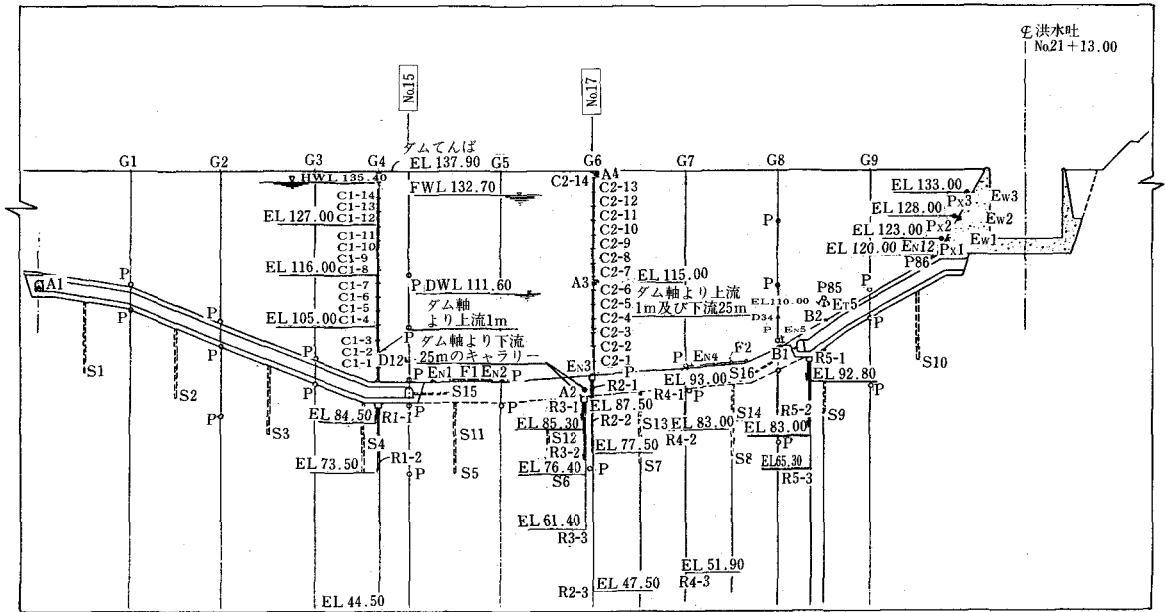


図-4 計器配置縦断面図

3. 湛水試験時の堤体挙動の総括

湛水試験の期間は、図-5 に示すように、平成

元年9月に開始し平成3年8月に終了した。この間水位の上昇と下降の過程を2回繰り返した。

第1過程（初期湛水）における最高水位として

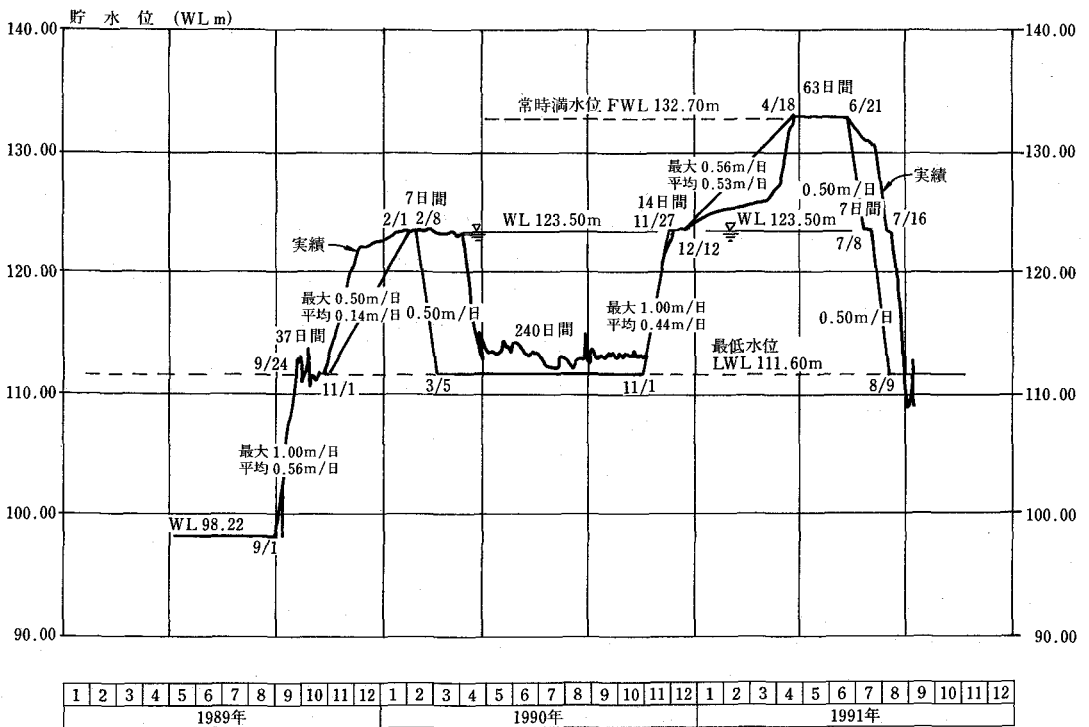


図-5 試験湛水貯留実績

は、中間水位であるW. L. 123.5mとした。ここで、中間水位をW. L. 123.5mとしたのは、本ダムの基礎の性状が破碎帯で変形性であることと、左岸鞍部の透水性を考慮し、初期湛水を経験させることを図ったためである。

第2過程としては、第1過程における最高水位において2週間水位を一定に保持した後、満水位であるFWL132.7mまで上昇させた。

以下に湛水試験時の挙動について水理的安定性に対する検討を中心に述べる。

3-1 基盤の遮水性の確認

(1) 間隙水圧計の挙動

着岩部および基盤的に設置した間隙水圧計の挙動は以下のとおりである。(図-6参照)

- a) 堅岩部：間隙水圧は、貯水位に対して一定の比率で追従している。
- b) 破碎部：コアゾンの間隙水圧計と同様に貯水位の変化に対してループを描くような挙動をしている。

基盤内に設置した間隙水圧計の挙動は貯水位に対して明らかに相関性が認められるが、その性状は、堅岩部と破碎帯部とで違いが生じている。

このように貯水時の挙動に差が生じたのは堅岩部は亀裂性の岩盤であることから、貯水位の変化に対して線形的に追従するのに対して、破碎帯部は難透水性の泥岩層(総じて5Lu以下)であることから浸透に時間を要して(タイムラグ)いることに起因していると考えられる。

(2) 浸透流解析予測値と実測値の比較

湛水試験に先立ち、浸透流解析により間隙水圧計の湛水時の挙動予測を行っている。湛水試験全期間について浸透流解析予測値と実測値を比較すると以下のことが推察される。(図-6参照)

- ① 堅岩部の間隙水圧計は、全体的に浸透流解析予測値よりも高い値を示し、貯水位の変化に対する間隙水圧の増加勾配も実測値の方がやや大きな勾配となっている。このような差が生じたのは、モデル化を行った際に物性値等を適切に評価できなかったことによるものと考えられる。

しかしながら、堅岩部の間隙水圧計はいずれも貯水位の変化に対して安定した線形関係にあることから、水理的安定性上は特に問題はないものと考えられる。

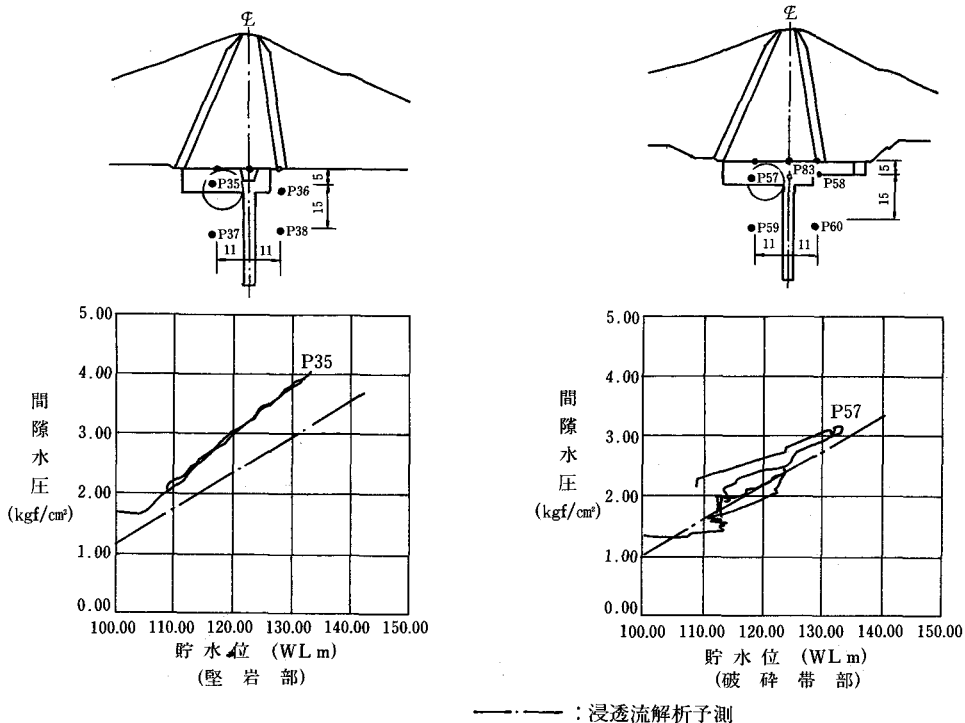


図-6 実測値と浸透流解析予測値

② 破砕帯部の間隙水圧計は前述したようにタイムラグを伴った挙動をしているが2次元浸透流解析ではこれを考慮できないため、実測値は予測値と異なる挙動を示している。

このようなことから、堅岩部および破砕帯部の代表断面としてNo.15断面（堅岩部）、No.17断面（破砕帯部）に設置した計器に対して時系列相関解析を行うこととした。

(3)時系列相関解析

湛水試験第1過程および第2過程について行った時系列相関解析の結果は表-3に示すとおりである。

表-3 時系列相関解析結果

計器番号	湛水試験第1過程		湛水試験第2過程		
	タイムラグ	相関係数	タイムラグ	相関係数	
堅 岩 部	P-32	1日	0.994	0日	0.995
	P-35	1日	0.996	0日	0.998
	P-36	2日	0.946	0日	0.921
	P-37	0日	0.995	0日	0.990
	P-38	4日	0.992	0日	0.964
破 砕 帯 部	P-54	21日	0.941	10日	0.962
	P-55	27日	0.940	12日	0.980
	P-57	16日	0.952	9日	0.985
	P-88	26日	0.938	12日	0.981
	P-58	37日	0.937	14日	0.967
	P-59	46日	0.954	25日	0.926
P-60	33日	0.940	13日	0.982	

時系列相関解析結果より以下のことが推察される。

① 解析結果より堅岩部の間隙水圧計においても、第1過程では数日のタイムラグがあることがわかる。これは第2過程におけるタイムラグがすべて0日になったことから、第1過程が初期湛水であったことに関係しているものと考えられる。

② 解析の結果、破砕帯部については、第1過程において約30日（平均）のタイムラグが認められ、さらに堅岩部と同様に第2過程におけるタイムラグが全体的に短くなっていることが推測される。（図-7参照）

(4)グラウトゾーン上・下流の間隙水圧の比較

① グラウトゾーンの上・下流間隙水圧の相関
グラウトゾーン上・下流間隙水圧の相関図を図-8に示す。

a) 堅岩部および破砕帯部ともに浅い深度においては、グラウト効果が確認され、确实な止水ゾーンとなっているものと考えられる。

b) 深い深度においては、期待したようなグラウト効果は十分得られていない。しかしながら、図-8に示すように上・下流間隙水圧計の相関関係は、第1過程および第2過程ともに安定した挙動である。

② 貯水位に対する間隙水圧の発生率

各間隙水圧計の実測値を貯水位との水頭差に対する比で表し、これを発生率と称する。ここで貯

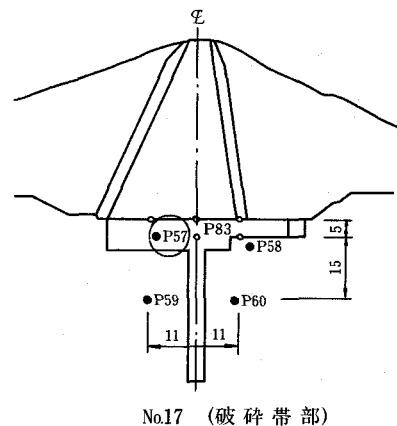
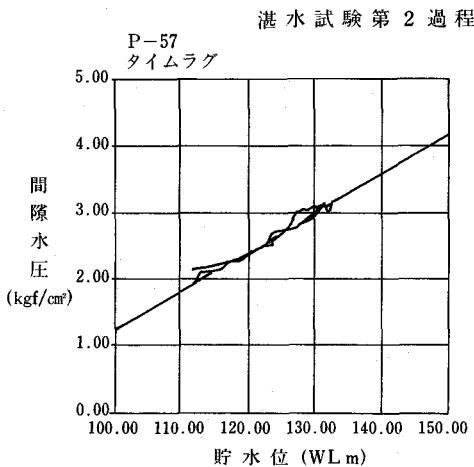
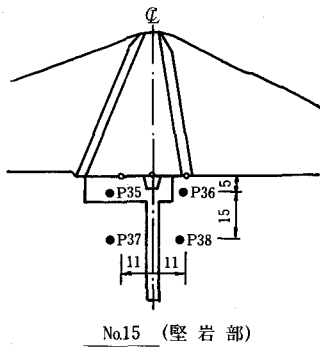
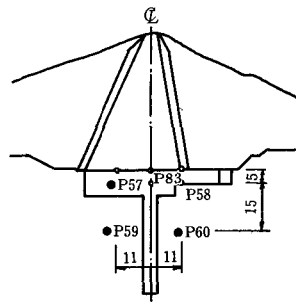


図-7 破砕帯部に設置した計器の解析結果の例



No.15 (堅岩部)



No.17 (破碎帯部)

実線：解析値

破線：実測値

○：湛水試験第1過程

△：湛水試験第2過程

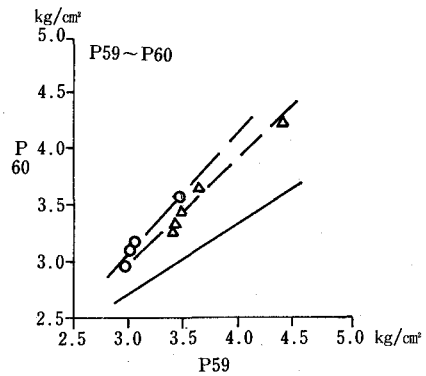
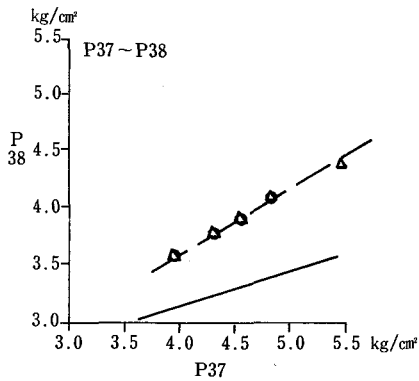
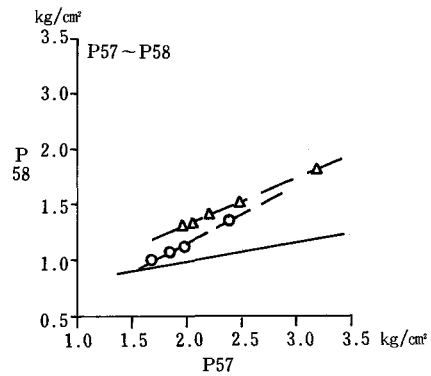
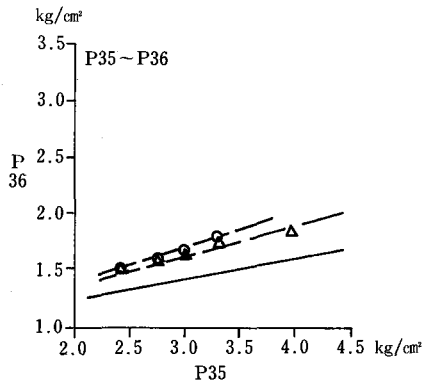


図-8 グラウトゾーンの上流・下流に位置する間隙水圧の相関

水位との水頭差とは貯水位と計器の設置位置との標高差である。

図-9 に堅岩部および破碎帯部の間隙水圧の発生率を示す。

- a) 堅岩部の発生率を見ると、貯水位の上昇時、下降時ともに上流側に対して下流側の発生率は小さくなっている。下流側の発生率は、深度の浅い位置の方がより小さな値

となっている。また、貯水位が高くなるほど発生率は小さくなっている。この貯水位が高くなるほど発生率が低下する傾向は、下流側の方がより顕著である。

なお、貯水位の上昇時、下降時とも同一の貯水位における間隙水圧の発生率は同じ程度となっている。

これにより、堅岩部ではグラウトゾーン

の止水効果が十分発揮されているものと判断される。

- b) 破碎帯部の発生率を見ると、上流側に対して下流側の発生率は、深度の浅い位置では小さくなっているものの深い位置では大差のない結果となっている。

また、貯水位の上昇時、下降時の発生率の変化の様子を見ると同一貯水位に対して発生率が異なるといった変化を示している。これについては、破碎帯部の基盤全体が難透水性であるためヒステリシス（タイムラグ）を生じたものと考えられる。第1過程（水位上昇時）のW. L. 122m付近における発生率の上昇も同様にタイムラグによるものと考えられる。

これらのことから、破碎帯部では、浅部においてはグラウトゾーンの止水効果が明らかに認められた。深部においては、浅部ほど明らかな止水効果は認められないものの基盤自体の有する難透水性の特性、水位下降時における上流側に対する下流側の発生率の低下により止水効果が十分発揮されていると判断される。

以上により、湛水試験によって本ダムの基盤のグラウトによる止水効果を含めた遮水性には問題がないことが確認できた。

3-2 漏水量の状況

(1)漏水量観測ブロックの概要

本ダムでは漏水箇所別の漏水量を観測するため、図-10に示すように河床部11系統（A～Kブロック）と左岸鞍部1系統（Lブロック）の計12系統の分離計測を行っている。

(2)基底漏水量

湛水試験直前の2年間の漏水量計測結果から、沼田ダムの基底漏水量を求めたところ、表-4の結果を得た。これより、本ダムの基底漏水量は全体で平均16.4l/minとなっている。なお、基底漏水量の算定に際しては、小融雪期、積雪期、融雪期を除いた時期の平均流量をもって基底漏水量とした。

(3)湛水時の純漏水量

① 湛水試験期間中の漏水量の状況

河床部のA～Kブロックの漏水量は、貯水位の上昇とともに漏水量が増加し、落水時には減少する傾向を示している。これら貯水に関係した漏水量の増減の他に、3月～5月には融雪による漏水量の増加が生じ、11月～1月には小融雪（11月～1月には積もった雪が気温の関係で融けることがある）により漏水量の増加が生じているブロックもある。

降雨の影響について見ると、一部のブロック（J. K. Lブロック）において50mm/日以上の大降雨時に漏水量の増加が生じているものの、全体的に見ると降雨の影響を受けていない。これは、本ダムの下流側法面において30cm厚の法面保護工（客土）を施した上に植生を行っており、堤体表面からの

表-4 沼田ダムの基底漏水量

ブロック番号	データ数	最大値	最小値	標準偏差	基底漏水量(平均値)	備 考
A	237	6.2	0.0	0.7	0.1	
B	237	4.5	0.0	0.5	0.3	
C	237	7.2	0.0	0.8	0.3	
D	237	11.9	0.0	1.4	0.8	
E	237	4.1	0.0	0.6	0.3	
F	237	5.3	0.0	0.4	0.1	
G	237	5.7	0.3	0.6	0.6	
H	237	10.2	0.3	0.9	0.6	
I	237	8.3	0.0	1.2	2.2	
J	237	15.5	4.9	1.2	6.0	
K	237	29.9	0.0	2.1	0.2	
L	93	5.0	4.7	0.1	4.9	昭和63年11月5日から計測開始

※基底流量の単位；l/min

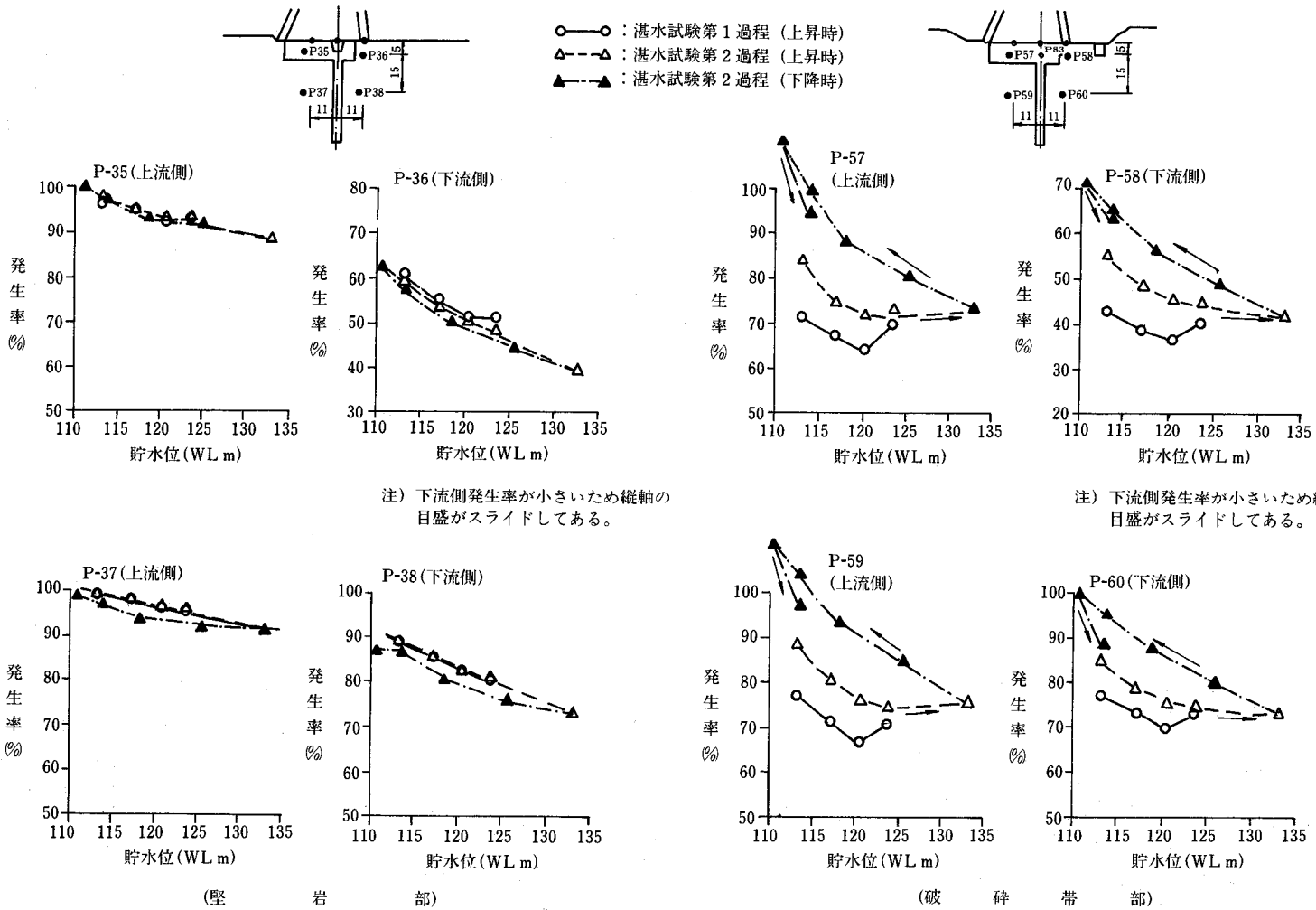


図-9 間隙水圧の発生率

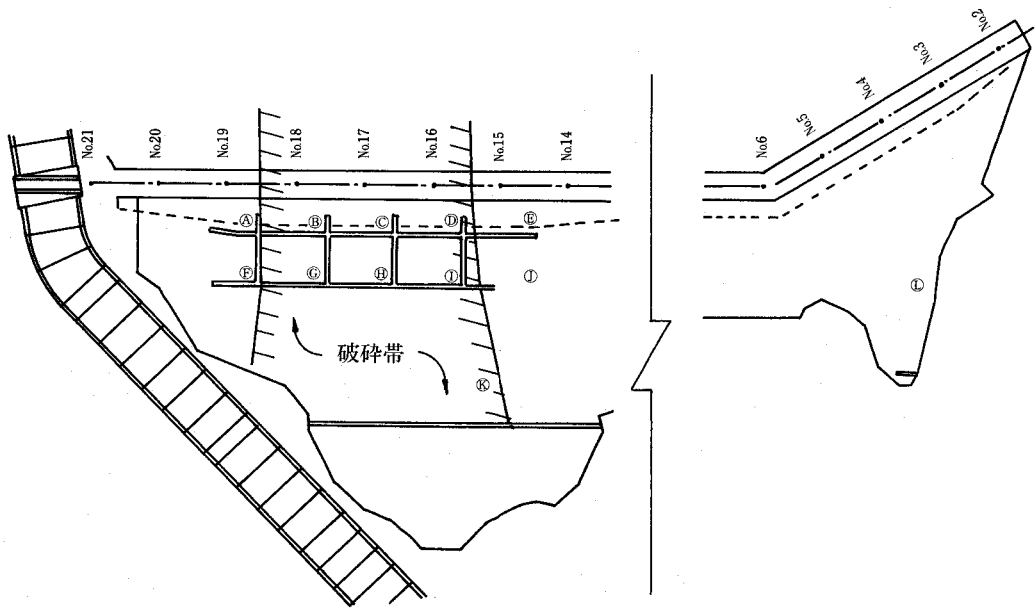


図-10 漏水観測ブロック系統図

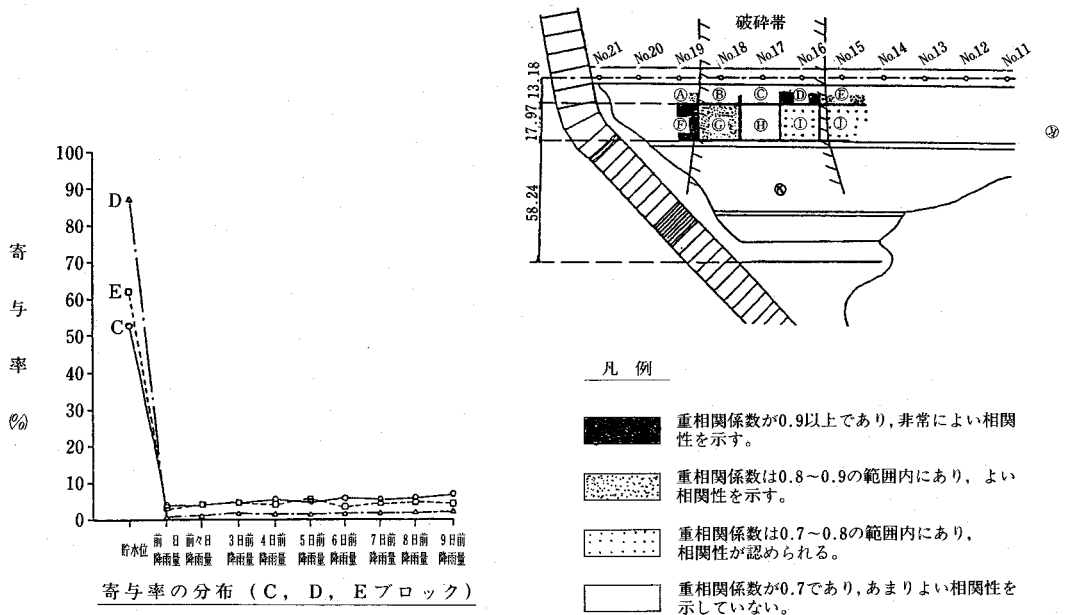


図-11 漏水量と貯水位および降雨量と重相関解析結果

雨水の浸透がほとんど生じないためと考えられる。

図-11に漏水量と貯水位および降雨量について重相関解析を行った結果を示す。解析条件は以下のとおりである。

1) 重相関解析のモデルを以下のとおり設定する。

$$Q = A_0 + A_1 \times W L + A_2 \times R_1 + \dots + A_{n+1} \times R_n$$

ここに、Q：各ブロックの漏水量 (l/min)

A₀：定数項

A₁~A_{n+1}：回帰係数 (貯水位と降雨の

係数をあわせて10頁設定)

WL: 貯水位 (m) (湛水前の河川
水位 W. L. 98.22m との
水位差で与える。)

R₁~R_n: 前日~n 日前までの降雨量
(mm/日)

2) 解析対象期間は融雪期を除く湛水試験全期間とする。

3) 貯水位に対する漏水量のタイムラグは考慮しない。

各ブロックの貯水位および降雨量の寄与率をみると、漏水量は主に貯水位に影響されており、降雨量の寄与率はいずれも10%以下を示し、その分布もばらついている。したがって、漏水量と降雨量との相関は小さいと考えられる。

漏水量の状況は、破碎帯部中央のブロックでは、貯水による漏水量の増加は小さいものの、堅岩部と破碎帯部の境界付近と堅岩部のブロックでは、大きな増加となっている。これは、破碎帯部が総じて5 Lu以下の難透水性岩盤であるのに対して、堅岩部は亀裂性の透水性岩盤であることに起因しているものと考えられる。

②全体漏水量

湛水試験期間中の漏水量データを用いて、ダム全体の漏水量について貯水位と漏水量との相関解析を行った。

なお、解析では融雪の影響を受けていると判断されるデータは除外し、基底漏水量は差し引いて

回帰式 $Q = 0.064 H^2 - 11.578 H + 510.661$
 Q: 漏水量 (ℓ/min) H: 貯水位 (WL m)
 相関係数 0.936

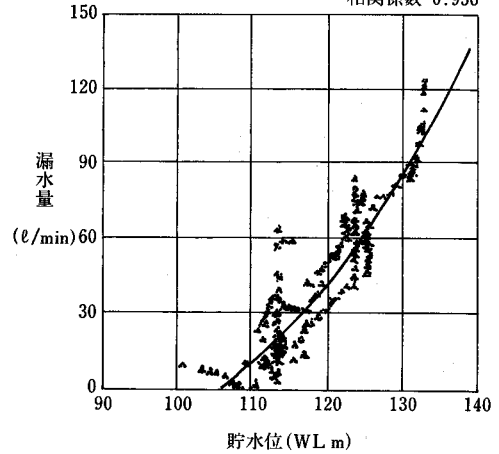


図-12 全体漏水量と貯水位の相関

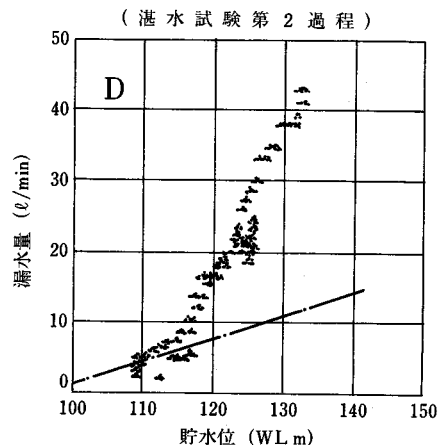
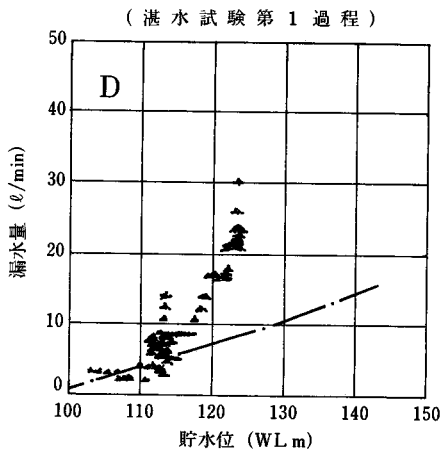
いる。相関解析の結果を図-12に示す。

③各ブロックの漏水量

湛水試験に先立ち、浸透流解析により各漏水量観測ブロック別の漏水量について湛水時の予測を行った。

湛水試験における実測値と予測値を比較したところ次のような結果を得た。

全体的にみて実測値は浸透流解析予測値と同程度、もしくは、それ以下であるが、左岸側堅岩部と破碎帯部の境界付近の破碎帯部側に位置しているDブロックとIブロックの漏水量は、予測値よりも大きな値となっている。(図-13参照)



— — — — —: 浸透流解析予測

*実測値には融雪期(3月、4月)のデータは含んでいない

図-13 Dブロックの実測漏水量と予測値の比較

このように、DブロックおよびIブロックにおいて、浸透解析予測値よりも実測漏水量の方が多結果となったが、これらのブロックの漏水量は貯水位と相関性が認められることと、計測されている漏水量が絶対量としてそれほど大きな値ではないことから問題はないものと判断される。

このように、浸透流解析の予測値が実際の状況を十分に説明することができなくなったことから、各ブロックの実測漏水量を評価するに際して、各ブロックについて漏水量を目的変数とし貯水位を説明変数とした相関解析を行った。ただし、融雪の影響を受けていると判断されるデータについては解析から除外した。

なお、相関解析は漏水量を貯水位の一次式とした場合と二次式とした場合の2通りを行い、より適合する方の回帰式を採用した。

相関解析の結果を表-5に示す。

解析結果を見ると、B、C、H、Kブロックの相関係数は0.7を下回っているが、他のブロックは比較的よい相関性を示している。

相関係数が0.7を下回ったB、C、H、Kブロッ

表-5 相関解析結果

ブロック番号	相関係数	回 帰 式
A	0.896	$Q = 0.0116H^2 - 2.534H + 137.502$
B	0.584	$Q = 0.050H - 4.800$
C	0.562	$Q = 0.062H - 6.265$
D	0.988	$Q = 0.0457H^2 - 9.478H + 492.744$
E	0.802	$Q = 0.126H - 12.698$
F	0.974	$Q = 0.0242H^2 - 5.246H + 282.703$
G	0.825	$Q = 0.0042H^2 - 0.896H + 48.201$
H	0.412	$Q = 0.067H - 6.229$
I	0.769	$Q = 0.600H - 61.550$
J	0.752	$Q = 0.556H - 53.293$
K	0.361	$Q = 0.112H - 11.097$

クは、いずれも破碎帯部に位置しており、融雪期を除くと湛水試験期間中の漏水量は満水時においても5 l/min以下のわずかな量である。破碎帯部は総じて5 Lu以下の難透水性岩盤であることから、漏水量の変化が貯水位の変化に対して時間遅れを伴って現われたことなどが、このように低い相関係数となった主たる原因と考えられる。

相関解析の結果、得られた回帰式を基に計算した満水時の純漏水量は表-6に示すとおりである。

(4) 湛水試験における漏水量の評価

(3) で求めた満水時(W. L. 132.7m)の純漏水量は、河床部のブロック全体で110 l/min程度と推定された。一方、Lブロック(左岸側沢筋)の満水時の純漏水量として、観測値が融雪の影響を含んでいる時期のもので精度が低い可能性はあるがこれを20 l/minと評価した場合、ダム全体の純漏水量は130 l/min程度であると推定される。

一般に、フィルダムの漏水に対する安全性の判定は、貯水位と漏水量の関係から判断され、下記に示すような項目を基本として考える。

- ① 漏水量の異常の有無の判定は、貯水位と漏水量の関係から判断する。正常な状態におけるそれぞれの漏水量は貯水位とほぼ直線関係にある。また、全漏水量は貯水位の一次または二次式によって近似される。したがって、漏水量が貯水位の変化に対して急激に変化する場合には、異常が生じたと判断することができる。

(多目的ダムの建設)

- ② ダム貯水効率の面からは、許容漏水量は1日当り総貯水量の0.05%程度を限界とされていることが多い。(土地改良事業計画設計基準・フィルダム)

①に対して

表-6 満水時の純漏水量

ブロック番号	純漏水量(l/min)	ブロック番号	純漏水量(l/min)
A	7,6	G	3,6
B	1,5	H	2,1
C	1,7	I	15,9
D	39,8	J	14,5
E	3,7	K	4,9
F	15,3	計	110,6

*純漏水量 = (回帰式により計算した漏水量) - (基底流量)

前述した貯水位と漏水量の相関図および相関解析結果より、各ブロックの漏水量および全漏水量は貯水位の一次式または二次式によって近似できるものと考えられる。

また、漏水量は貯水位の変化に対して急激に変化していない。

②に対して、

$$\begin{aligned} Q &= 34,800,000 \times 0.05/100 \\ &= 17,400 \text{ m}^3/\text{day} \\ &= 12,083 \text{ l}/\text{min} > 130 \text{ l}/\text{min} \end{aligned}$$

…総貯水量の0.05%以下

また、漏水の濁りについても、日常点検の観察において異常は認められていない。

以上のとおり、本ダムの漏水について問題となるような状況は全く認められず、水理的に安全であると判断した。

3-3 力学的安定性の確認

本ダムでは、表面変位計、層別沈下計、岩盤圧縮変位計、監査廊の継目計などにより、堤体、基礎岩盤の挙動観測を行い、力学的安定性の確認を行っている。

(1)表面変位計の挙動

水平変位量は、1～3cm程度、沈下量は2～4cm程度というわずかな値であり、また、貯水位の変化に対しても特に問題となるような挙動は示していない。

(2)岩盤圧縮変位計の挙動

堅岩部では、貯水位の変化に対してほとんど変化を生じていない。破砕帯部では、盛立荷重によると考えられるクリープ的な沈下が2mm/年程度進行している。

これらの破砕帯部のクリープ的な沈下は、貯水位に対して即時的に関係した挙動ではないことと、沈下の進行も緩やかであることから特に問題はないものと考えられる。しかし、今後ともこのクリープ的な沈下については変位が落ち着くかどうかを継続的に監視していくこととしている。

(3)監査廊の継目計の挙動

総じて、堅岩部および破砕帯部における監査廊の継目は変位を生じていない。

しかし、堅岩部と破砕帯部の境界付近の継目では、1～2mm/年程度のわずかなクリープ的変位が進行している。破砕帯部の基盤では現在もクリープ的沈下が進行していることから、継目の挙動もこれに関係した挙動であると考えられる。

この境界部の継目の挙動については、破砕帯部の岩盤圧縮変位計の挙動と同様に貯水位の変化に直接的に相関する挙動は示していない。

なお、継目の変位自体については、その発生位置がコアゾーンより下流のロックゾーン下部のブロックであることから、安定性上、特に問題ないものと判断している。

以上述べたように変位に関する各種の観測結果から問題となるような挙動は見られなかったことと、その他、土圧計の観測結果においてもそのような挙動が見られなかったことから力学的にも安定であると判断された。

4. おわりに

平成元年度から平成3年度に行った湛水試験により、ダムの水理的および力学的安定性を検討した。

これにより、沼田ダムの安定性が確認できたことから平成4年度には完成検査を申請し、ダムの運用を開始する予定である。

ダムの運用に際しては、湛水試験時の挙動の検討で得られた結果を活用し、間隙水圧計、漏水量計および各種変位計などによる安全管理を行っていくこととしている。

特殊な地盤条件のもとに監査廊を設置した本ダムの挙動観測データが今後のダム建設の設計、施工にあたって参考に供する役割を果たすならば幸いである。

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

横堰地区幹線用水路の設計について

高 橋 隆*

目 次

1. はじめに	16	(4) 地形条件との適合性についての検討	
2. 幹線用水路（開水路）の工法決定にあたっての基本的な考え方	16	(5) 土地の有効利用（水路潰池面積の大小）についての検討	
3. 本地区の抱える特殊な背景	18	(6) 安全性（防災面）についての検討	
4. 工法の比較検討及び決定	18	(7) 施工性及び工期の短縮についての検討	
(1) 通水能力についての検討		(8) その他についての検討	
(2) 耐摩耗性対策（射流水路）についての検討		(9) 結論（工法の決定）	
(3) 経済性についての検討		5. おわりに	25

1. はじめに

当地区が位置する長野県小県郡東部町は、総面積89.9km²、総人口21,920人でそのうち農家人口は11,681人である。耕地面積は全体で1,769ha、水田が678ha、畑が1,091haとなっている。（S.57時点）

農家経営は、高原野菜（レタス・キャベツ・白菜）、畜産（乳牛・豚）、水稻及び果樹（ぶどう・りんご）等の生産が盛んである。また、この地域は年間降水量が775mmと極めて少なく、農業用水の確保が農家の永年の悲願となっており、このことが、県管かんがい排水事業横堰地区のため池新設及び用水路改修計画となった。

本地区は昭和57年度に採択され、翌年度より着工した。主要工事としては、ため池2カ所〔横堰池（H.2完成）・前橋池（H.5着工予定）〕の新設と幹線用水路L=3,792mの改修を実施するものである。

本地区の「計画概要表」を表-1、「横堰地区計画用水系統図」を図-1、また、本地区の状況を写真-1に示す。

2. 幹線用水路（開水路）の工法決定にあたっての基本的な考え方

本用水路は現況勾配が1/7～1/16（平均勾配：1/11）の急傾斜地に計画されており、いわゆる、中山間地域と呼ばれている区域に属するもの

である。このような中山間地域に計画される用排水路の設計にあたっては、従来、平地部を中心に確立された技術的理念をそのまま画一的にあてはめることは、中山間地域のもつ特殊性・多様性により適切であるとは言えない。このため、平地部と異なる独創的かつ合理的技術的理念が必要であると思われる。

しかしながら、中山間地域における用排水路の設計は経験を基に、試行錯誤的に実施されているのが実情であり、基準体系化までには至っていない

表-1 横堰地区計画概要表

(採択)着工～完了予定	受益面積	田	畑	樹園地	計
(57) 58～(8)		402	51	59	512ha
関係市町村 長野県小県郡東部町					
事業費	総事業費	2年度まで	3年度以降	3年度	
	3,431,100千円	1,897,266千円	1,533,834千円	150,000千円	
受益戸数	1,227戸	反当事業費		670千円	
事業目的	用水改良、畑地かんがい				
主要作物	米、野菜、果樹				
主 要 工 事					
ため池2カ所					
横堰池 1.形式 表面遮水型フィルダム、					
2.堤体積 216千m ³ 3.堤高 14.8m、					
4.堤長 694m、 5.有効貯水量 193千m ³					
前橋池 1.形式 表面遮水型フィルダム、					
2.堤体積 76千m ³ 3.堤高 14.8m、					
4.堤長 520m、 5.有効貯水量 110千m ³					
幹線用水路 1.延長 3.792m					

*長野県上小地方事務所

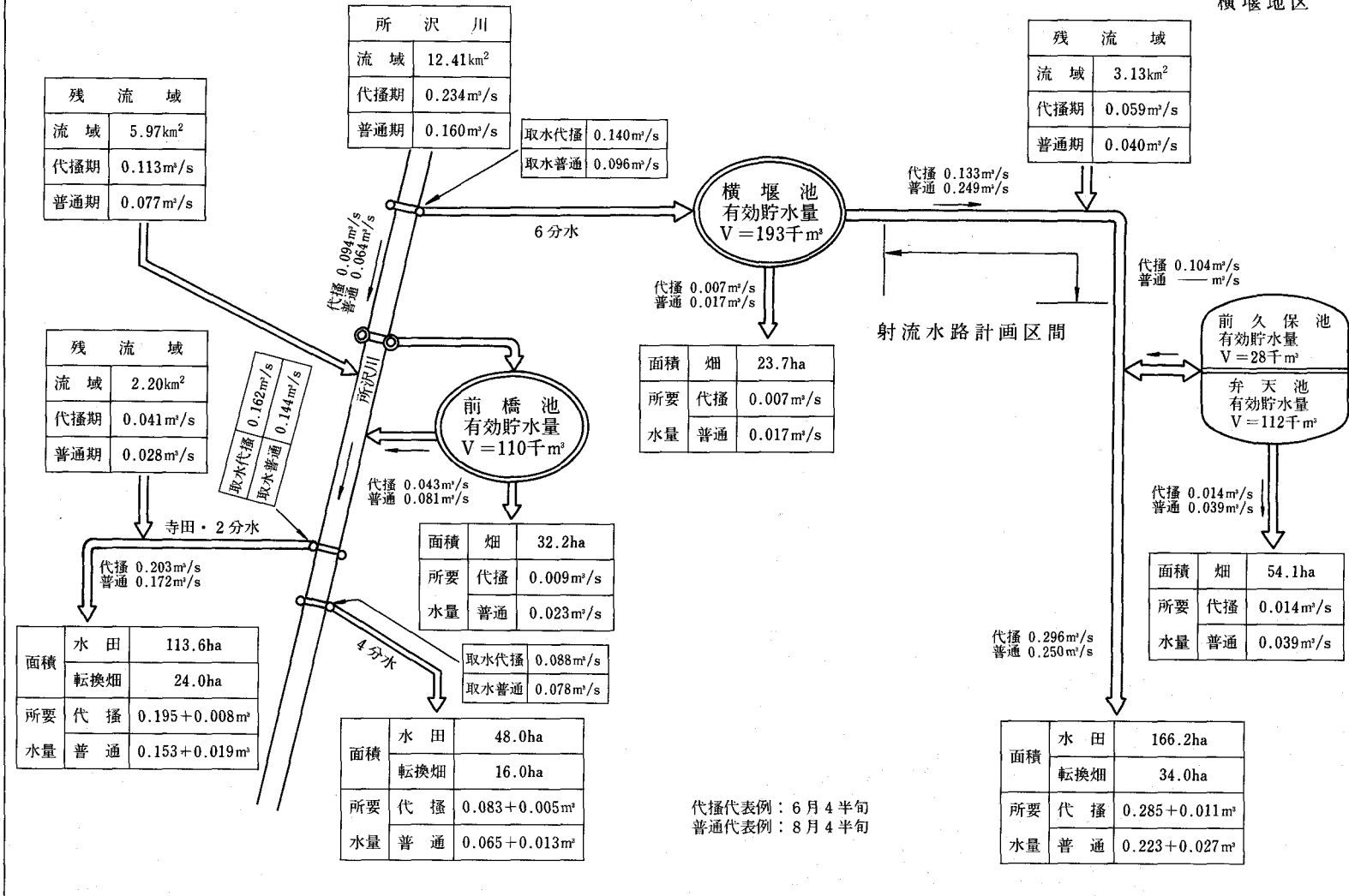


图-1 計画用水系統図



写真-1 横堰地区状況写真 (平成2年10月撮影)

い。

本用水路の設計にあたっては、従来の平地部で実施されている技術的理念(常流水路)と中山間地域の特異性等を考慮した射流水路の2種類について、事業の低コスト化と施設の安全性を柱にして総合的な検討によって最適工法を決定するものとする。

なお、比較検討にあたっては次の事項を基本として進めることとする。

①基準図書は「設計基準・水路工(その1)」(農林水産省構造改善局)を適用する。②用水計画及び排水計画は「県営かんがい排水事業横堰地区事業計画書」及び「県営ほ場整備事業滋野地区事業計画書」に整合したものとする。

3. 本地区の抱える特殊な背景

現在、本地区が抱えている特殊な背景(問題点等)をまとめれば次のとおりである。

(1) 本用水路は関連事業である県営ほ場整備事業滋野地区の地区内に計画されている。県ぼ側の計画によれば、急傾斜地におけるほ場整備であるため、減歩率が11%と比較的高く、また、本

地率は82%とかなり低い率となっている。したがって、県営かん排側としても、水路敷面積が少なくなる方向で検討し、できる限り有効な土地利用計画となるように設計上配慮する必要がある。

(2) 本地区内外においては、県営ほ場整備事業及び農業集落排水事業等が並行して進められており、複数の事業費を負担する農家がほとんどである。したがって、本事業(県営かん排)の実施にあたっては、極力、農家負担が軽減されるような工法を検討する必要があると考える。こうした点を念頭におきながら、工法の比較検討を進めていきたい。

4. 工法の比較検討及び決定

(以下「表-2 工法比較選定表」参照)

水路形式の選定にあたっては、次の項目を総合的に比較検討し、工法を決定する。

- ①. 通水能力
- ②. 耐摩耗性対策(射流水路の場合)
- ③. 経済性
- ④. 地形条件との適合性

表-2 工法比較選定表

工法	比較条件	経済性	地形との連合	土地の有効利用 (水路敷地面積)	防災面 (水面変動等による 越水等)	施工性	後期の短縮	耐摩耗対策 (最大許容流速を 無視した場合)	通水可能性	備考	合計点
1. 最大許容流速内とした場合 (常流水路)											
	(1)ブロック積水路+落差工 (ブロック積)	△ ₅	△	△	◎	△	△	◎	○		13
	(2)一体型柵渠(既製品)+落差工 (既製品)	△ ₂	△	△	○	○	◎	◎	×	B=2.0m×H=1.5mで通水不能	-
	(3)大型三面張水路(既製品)+ 落差工(既製品)	△ ₁	△	△	○	○	◎	◎	×	B=2.0m×H=1.5mで通水不能	-
	(4)大型L型水路(既製品)+ 落差工(現場打)	△ ₄	△	△	◎	△	○	◎	○	必要断面B=3.0m×H=1.8m d=1.3m, F b=0.5m	14
	(5)現場打三面張水路+落差工 (現場打)	△ ₃	△	△	◎	△	△	◎	○		13
2. 最大許容流速を無視した場合 (射流水路)											
	(1)ブロック積水路<底版に凸 凹>	○ ₅	○	○	△	○	△	○	○		14
	(2)一体型柵渠(既製品)<底版 に凸凹>	○ ₃	○	◎	△	○	◎	×	○	耐摩耗対策不可	-
	(3)大型三面張水路(既製品)	○ ₁	○	◎	△	◎	◎	×	○	耐摩耗対策不可	-
	(4)大型L型水路(既製品)	○ ₂	○	◎	△	◎	◎	×	○	耐摩耗対策不可	-
	◎(5)現場打三面張水路<底版に 凸凹>	○ ₄	○	◎	△	○	△	○	○	(採用)	15

(注1) ◎は3点、○は2点、△は1点として合計点を計算した。

(注2) ×印の付いた工法は、比較検討から除外した。

- ⑤. 土地の有効利用 (水路潰池面積の大小)
- ⑥. 安全性 (防災面)
- ⑦. 施工性及び工期の短縮
- ⑧. その他

上記項目の比較検討結果は以下のとおりである

(1) 通水能力についての検討

常流水路として計画した場合、コンクリート二次製品水路である「一体型柵渠(2型)(図-2)」、「大型三面張水路(図-3)」ともにB=2.0m×H=1.5mの製品が最も大きな規格であり、 $Q_{max}=8.682m^3/S$ の設計流量(1/10確率排水量)が通水不可能であるため、以後の比較検討項目から棄却する。(Case 1-(2)及び1-(3)は棄却)その他の工法については通水可能である。

(2) 耐摩耗性対策(射流水路)についての検討

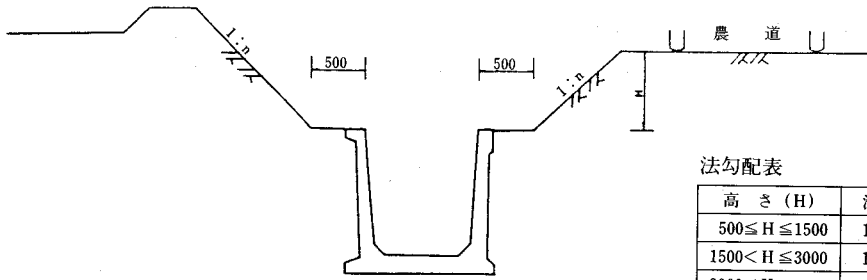
常流水路で計画したケース、すなわち、Case 1-(1)、1-(4)、1-(5)については、最大許容流速内に制限された流速(V=3.0m/s)となるため、耐摩

耗性対策については検討の必要はない。射流水路のケース(Case 2-(1)~2-(5))においては、最大許容流速を無視したものとなるため、設計基準・水路工(その1)(p.44・120)よりコンクリートの部材厚を大きくする等の耐摩耗性対策を講じた設計としなければならない。この点において、「ブロック積水路(Case 2-(1))」及び「現場打水路(Case 2-(5))」については、部材厚を大きくする等の耐摩耗性対策が可能であるが、コンクリート二次製品水路(Case 2-(2)、2-(3)、2-(4))については、耐摩耗性対策が困難であるため、以後の比較検討から除外する。

(3) 経済性についての検討

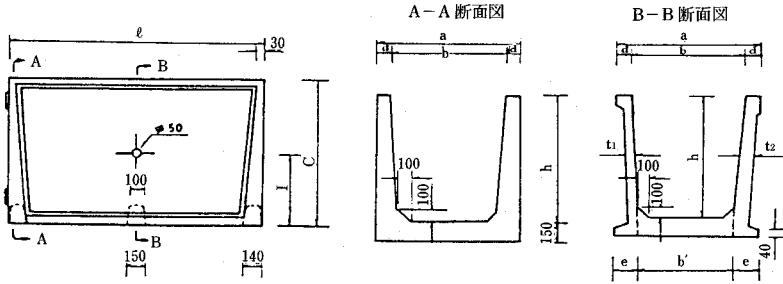
常流水路で計画したケースは、必要水路断面が射流水路のケースのそれと比べて、断面積比で約2倍となるとともに、落差工等の減勢施設の連続となり、かなり割高となる。したがって、射流水路のケースが経済性においては圧倒的に有利であ

一体型柵渠工(2型)



法勾配表

高さ (H)	法勾配
$500 \leq H \leq 1500$	1:1.0
$1500 < H \leq 3000$	1:1.2
$3000 < H$	1:1.5



一体型柵渠落差工

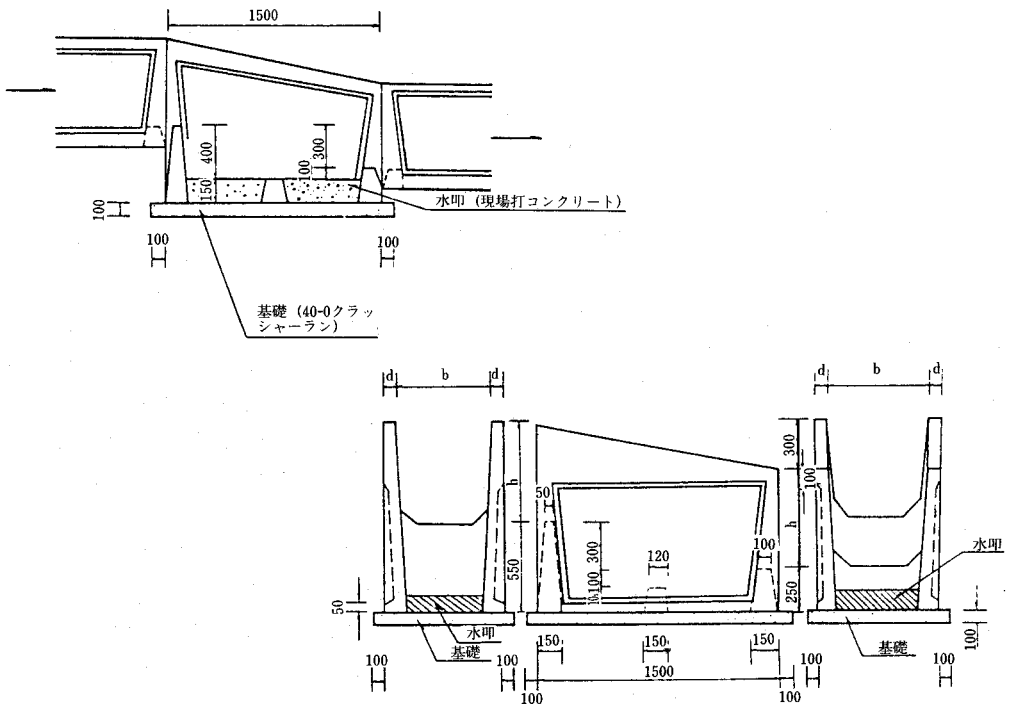


図-2 一体型柵渠工(2型)と一体型柵渠落差工

る。また、射流水路のケースにおいて、「ブロック積水路 (Case 2-(1))」と「現場打水路 (Case 2-(5))」とを比較すれば、後者の方が割安となる。

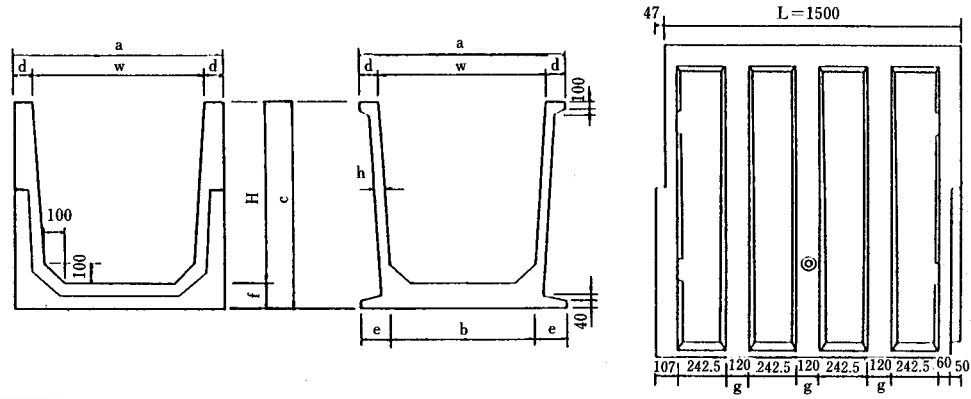
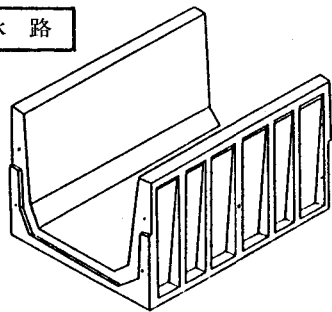
以上より、経済性においてはケース 2-(5)が最も

有利である。

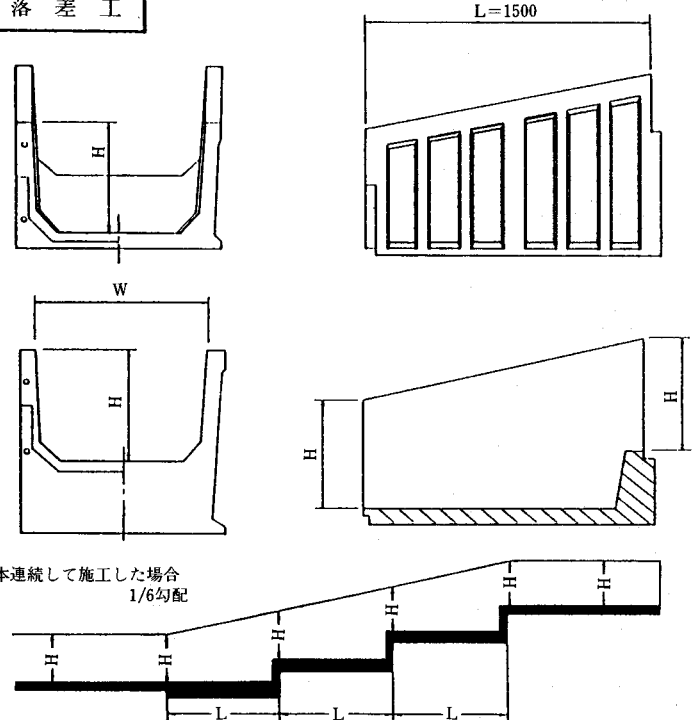
(4) 地形条件との適合性についての検討

本水路沿いは「県営ほ場整備事業・滋野地区」の支線農道が隣接する計画となっている。支線農

大型三面張水路



大型三面張落差工



図—3 大型三面張水路と大型三面落差工

道の計画勾配も $1/7 \sim 1/16$ で地形勾配と同様であるため、隣接する支線農道等との調和あるいは適合性については、射流水路のケースの方が、落

差工等の減勢施設を設置しなければならない常流水路の場合に比べて優れているといえる。
(5) 土地の有効利用 (水路潰地面積の大小) につ

いての検討

急傾斜地においては、落差工等の減勢施設を設けた場合、隣接する農道の計画高と本水路の側壁高ととの高低差が大きくなり、法止工等の法面崩落防止対策を行わない場合には、施工上・維持管理上問題が生じるとともに、水路潰面積が大きくなる傾向にある。また、県ほ側から見れば、水路敷はできる限り小さく、直線的である方が、ほ場の形状及び面積上有利であるといえる。

よって、この点においても射流水路のケースの方が常流水路の場合に比べて、優れているといえる。また、射流水路のケース中でも「現場打水路」(Case 2-(5)) の場合が、最も潰池面積が小さくなり有利である。

(6) 安全性 (防災面) についての検討

常流水路とした場合、急傾斜地においては、農道と本水路側壁末端との高低差が大きくなり、法面部の崩落防止対策が必要となる。この対策が講じられれば、施設の安全上特に問題はないが、コスト的には崩落防止対策 (法止工等) に係る工事費が大きくなり不利である。

射流水路については、水面変動・衝撃波及び跳水現象等による越水等の事態が予想されるが、十分な余裕高を確保することにより対応可能であると考えられる。

余裕高の計算式には次のものがある。

ア) 常流水路の場合の余裕高

$$Fb = 0.07d + hv + (0.05 \sim 0.10) \dots \textcircled{1}$$

(設計基準・水路工その1 p.73)

イ) 射流水路 (急流工) の場合の余裕高

$$Fb = CVh^{1/2} \quad (C = 0.1) \dots \textcircled{2}$$

$$Fb = 0.6 + 0.037Vh^{1/3} \dots \textcircled{3}$$

(設計基準・水路工その1 p.181)

『①式は射流水路に対して適用すると、速度水頭が大きいため、かなり過大な余裕高となり、不経済な設計となる。また、②式の場合は小型水路に適用すると過小に余裕高を算出する傾向になる』(「中山間地帯の水利構造物の水理特性」岩崎和己・中達雄農土誌55(1)pp.41 (1987) より)

本水路の余裕高の算定にあたっては各設計勾配別、設計用水量・設計排水量ごとに①～③式の計算を行った(表-3参照)。この結果、①式と②式のほぼ中位の値を示す③式を本水路の余裕高に採用した。

表-3 2型用水路流下能力及び余裕高の検討

2型用水路工

流下能力の検討 (用水量対象)

区間	Pt. 707.18.....Pt. 970.4		断面形状		
設計条件	対象流量 (m ³ /S)	0.824		水位 = 0.220 H = 1.40 B = 1.20	
	水路勾配	1/			11.0
	フルード数	2.4			
	組度係数	0.025			
	計画水位	0.220			
水路断面寸法	底幅 B = 1.20 側壁 H = 1.40				
断面流下能力の計算					
水深 = 0.22m					
流積 = 0.264m ³					
潤辺 = 1.640m					
径深 = 0.101					
勾配 = 1/11					
流速 = 3.569m/sec					
流量 = 0.942m ³ /sec > Qa = 0.824m ³ /sec					
フルード数 = 2.4 > 1 より、射流である。判定 OK/					
流量計算結果					
流速 (m/s)			3.569		
水深 (m)			0.220		
余裕高	Fb = 0.07 · d + hv + 0.15	0.815	常流時		
	Fb = C · V · d ^{-1/2} (1/2) : C = 0.1	0.167	射流1		
	Fb = 0.6 + 0.037 · V · d ^{-1/3} (1/3)	0.680	射流2		
側壁高チェック OK/		決定余裕高 : 0.680			
水位 0.220	+	余裕高 0.680	=	合計 0.90 < 壁高 1.40	

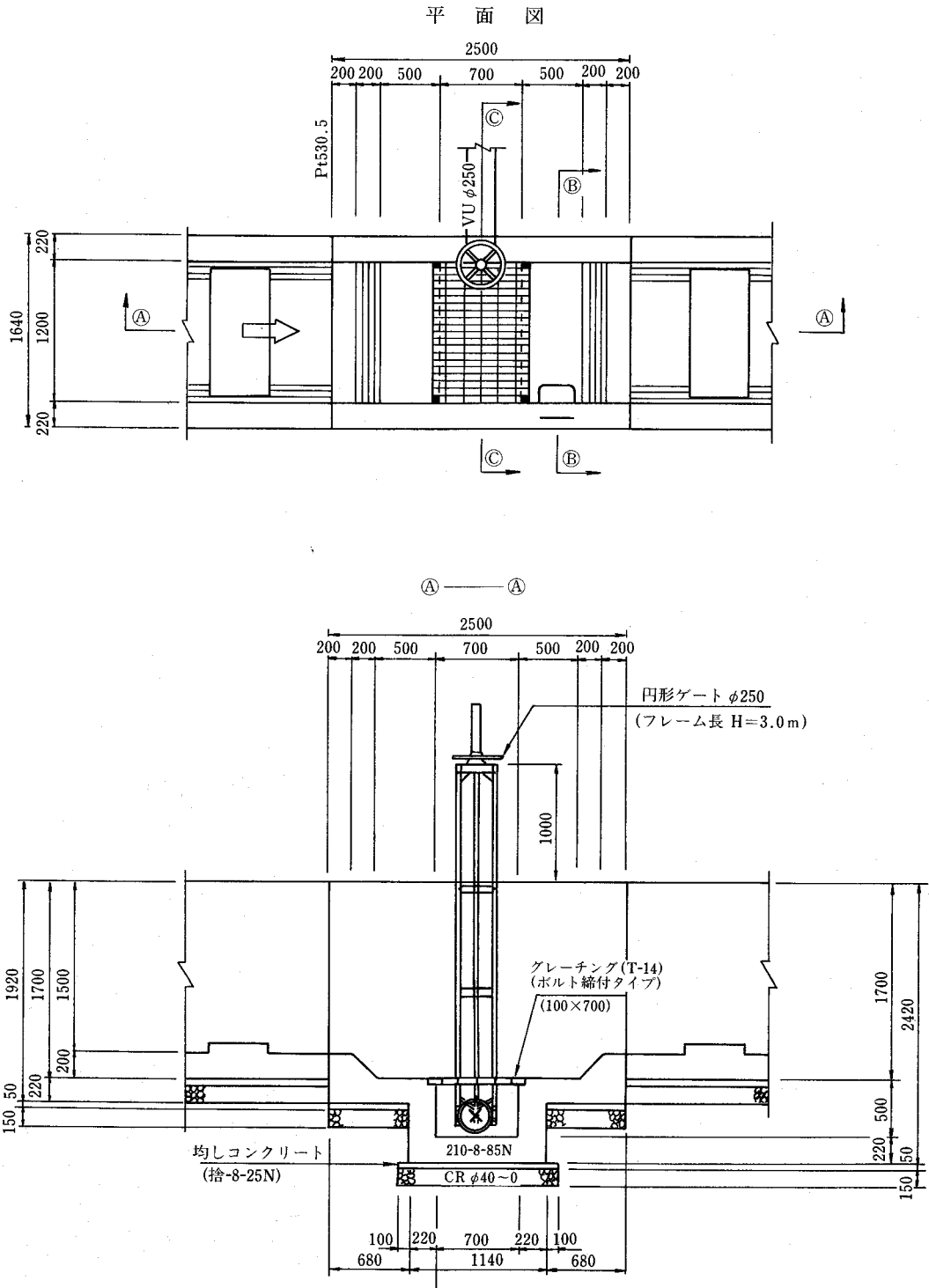
流下能力の検討 (排水量対象)

区間	Pt. 707.18.....Pt. 970.4		断面形状		
設計条件	対象流量 (m ³ /S)	3.881		水位 = 0.600 H = 1.40 B = 1.20	
	水路勾配	1/			11.0
	フルード数	2.2			
	組度係数	0.025			
	計画水位	0.600			
水路断面寸法	底幅 B = 1.20 側壁 H = 1.40				
断面流下能力の計算					
水深 = 0.6m					
流積 = 0.720m ³					
潤辺 = 2.400m					
径深 = 0.300					
勾配 = 1/11					
流速 = 5.405m/sec					
流量 = 3.891m ³ /sec > Qa = 3.881m ³ /sec					
フルード数 = 2.2 > 1 より、射流である。判定 OK/					
流量計算結果					
流速 (m/s)			5.405		
水深 (m)			0.600		
余裕高	Fb = 0.07 · d + hv + 0.15	1.682	常流時		
	Fb = C · V · d ^{-1/2} (1/2) : C = 0.1	0.419	射流1		
	Fb = 0.6 + 0.037 · V · d ^{-1/3} (1/3)	0.769	射流2		
側壁高チェック OK/		決定余裕高 : 0.769			
水位 0.600	+	余裕高 0.769	=	合計 1.37 < 壁高 1.40	

(7) 施工性及び工期の短縮についての検討

この比較検討項目については、二次製品水路が

安定した取水が可能となるように計画した (図一
6)。



図一6 1号取水工構造図

④余裕高については、射流水路の余裕高計算式(③式)を適用し、十分な余裕高を確保した。

⑤本地域は、標高も高く、寒冷地であるため、適期発注により、工事費の節減(加熱養生等)と施工管理の向上を図った。

以上の検討の結果、出来上がった本射流水路の状況を写真-2, 3に示す。



写真-2 平成2年度施工3型用水路(B=1.65m×H=1.65m)
(平成3年2月撮影)



写真-3 平成3年度施工2型用水路(B=1.20m×H=1.40m)
(平成3年11月撮影)

5. おわりに

本水路の設計にあたっては、設計基準をはじめとして様々な参考文献を基に工夫を決定してきたが、あくまで机上の設計であり、射流水路がもつ数多くの問題点についての十分な検討ならびに説明が不足していたと考える。

その問題点としては、

①水路底部に凹凸を施した急流工の水理的特性の把握

②水路底部に凹凸の工夫(凹凸の形状、間隔、突起高等)

③余裕高の妥当性

④粗度係数の妥当性

⑤本水路からの取水方法の検討

等々があげられる。現実的には、関連事業である県営ほ場整備事業側の工事進捗に整合させなければならなかったため、今一步突っ込んだ検討がなされなかったのが実情であり、これらの問題点については、十分な時間と予算をかけて水理模型実験等により検討及び説明を行い、設計に反映すべきであった。

本射流水路は全延長L=1.7kmの計画で、そのうち約500mが施工済み(平成3年度現在)であり、平成4年度末より供用開始の予定である。通水開始後、現場において①~⑤の項目について追跡調査を行い、本射流水路の設計と実際との相互点、問題点等を検討・究明して行きたいと考えている。

参考文献

- 1) 土地改良事業計画設計基準 設計 水路工(その1)
S.61.5 農林水産省構造改善局
- 2) 土地改良事業計画設計指針 設計 溪流取水工
S.53.10.2 農林水産省構造改善局
- 3) 土地改良事業標準設計 第2編 鉄筋コンクリート用水路(解説編)
S.61.5 農林水産省構造改善局
- 4) 土地改良事業標準設計 第2編 鉄筋コンクリート用水路(図面集)
S.61.5 農林水産省構造改善局
- 5) よりよき設計のために
~ここが知りたい300題~
S.63.2 農林水産省構造改善局建設部設計課
- 6) 中山間地帯の水利構造物の水理特性
岩崎和巳・中 達雄
農土誌55(1)pp.37~42 (1987)
- 7) 急傾斜地水田圃場整備における用水の取水工法について
鳥取県八頭地方農林振興局 富田 迪男ほか
3名
農土誌52(2)pp.89~95 (1984)
- 8) 質疑応答 農土誌54 (10) pp.987 (1986)

溪流取水方式によるかんがい計画について

—国営総合農地開発事業 大和高原南部地区—

北川 孝* 藤井 修*

目 次

1. 事業の目的及び概要	26	4. 沈砂池兼用貯水池の水質検討	33
2. かんがい用水計画	26	5. あとがき	35
3. 溪流取水方式	30		

1. 事業の目的及び概要

本地区は、奈良県北東部の大和高原地域に位置する桜井市、宇陀郡大宇陀町、菟田野町、榛原町の1市3町を事業対象としており、京阪神、中京圏の大消費地に近く、生鮮野菜類の供給基地としての役割が期待されている。

このような立地条件を活用し、より生産性の高い地域農業の発展を図る目的から国営総合農地開発事業 大和高原南部地区(昭和51年10月着手「農地造成429ha、区画整理301ha」)が実施されている。

本地区の受益地の大半は、流域の狭い起伏に富んだ小丘陵が連続する標高平均400m程度の中山間地域である。

水利用の現状は、既成水田にあっては、溪流取水及びため池に依存し、既成畑では天水または井戸に頼っており不安定な営農を強いられている。

このような水利用の現状に鑑みると、造成畑における野菜類の生産には、かんがい用水が不可欠であるが経済性等を考慮し、溪流取水等による新規水源の確保を採用したので、ここにその概要を報告する。

2. かんがい用水計画

1) 団地構成

本地区は、地形的制約により、比較的規模が小さい団地構成とならざるを得ない状況にある。

団地規模は、表-1に示すとおり、1団地平均12ha程度の分散タイプである。

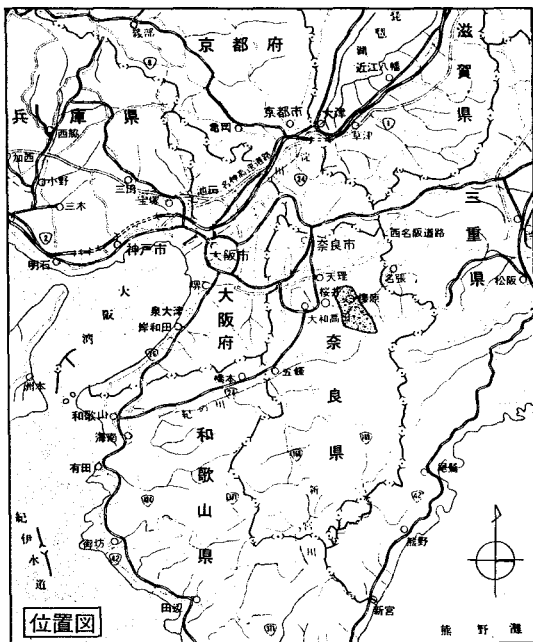
表-1 団地規模 単位: ha

市町名	団地数	農地造成	区画整理	合計	1団地平均面積
桜井市	14	160.5	51.1	211.6	15.1
大宇陀町	22	98.8	102.4	201.2	9.1
菟田野町	18	74.3	53.1	127.4	7.1
榛原町	9	95.6	94.3	189.9	21.1
計	63	429.2	300.9	730.1	11.6

* 造成面積ベース

2) かんがい用水計画の比較検討

本地区は、中山間の高原地帯であり、水利用を検討する条件として、表-2に示す特色を有する。



事業地区位置図

* 近畿農政局大和高原開拓建設事業所

表一 本地区の特色

項目	特色
流域	溪流河川は、多数存在するが、一溪流河川当たりの流域（集水）面積は、狭い。
気象	年間降水量は、1,500mm程度であるが、連続干天日数は、平年において20日前後であり、干ばつの影響を受けやすい気象条件下にある。

水源施設計画の樹立に当たり、ダム案と分散貯水池案について、図一1及び図一2に示すとおり比較検討を行なった。

比較検討の結果、次の理由から溪流取水等により団地毎に貯水池を計画することとした。

(1)経済性

図一2より、分散貯水池案がダム案に対し70%程度の事業費が軽減できる。このことは、本地区特有の分散した団地構成に起因するものであり、ダム案とすると、かんがい面積の割には長大なパイプラインが必要となるためである。

一方、分散貯水池案では、団地毎に溪流水が存在し、かつ、団地面積が小さいことから必要水量の確保が可能である。

(2)施設の維持管理

分散貯水池案であれば、施設も簡易となることより、維持管理面は有利である。また、水管理施設についても最小限必要な施設のみで良い。

(3)営農形態への対応

団地毎に貯水池を設置することによって、各団地毎で独立したかんがいブロックが形成され、送水組織の危険分散化はもとより、末端かんがいで自由度が促進される。

3)貯水池計画

(1)貯水池の規模決定

本地区の溪流は、流域が狭く、河床勾配が大きく流量の変動が激しい。

このため、溪流河川の流水を利用するに当たっては、安定水源として期待できるか否かの検討が必要である。

したがって、利用可能量の決定には、半旬流量等流量変動をもって計画基準年（1/10確率）の流量をタンクモデルより算定し、水収支計算から貯水池容量を決定した。

(2)貯水池の設置位置

貯水池は、各団地毎に設置することを基本とする。貯水池位置は、団地の上流部（高位部）に配置することが揚程の遞減が図られ経済的に有利であるが設置位置と流域面積の関係及び既施設（溜池）、沈砂池の貯水池としての利用の可能性も考慮して適所を選定した。

また、井戸（地下水）が存在する団地については、揚水試験等を実施し、安定水源として利用可能な場合は、地下水利用とし貯水池の設置は行わないこととした。

(3)計画水収支ルール

本地区の水源は、各団地毎に設けるため、水収支計算は、各団地毎に独立して行う。次に、基本的水収支ルールを示す。

a. 溪流河川の取水制限流量（以下「既得放流量」と言う。）

本地区の溪流は、法河川以外であり、既得放流量は、取水地点から下流の水田の現行（既得）取水量とし、その余剰水を貯留して造成畑地のかんがい用水に確保する。

b. 水収支計画のフロー

1/10確率の渇水年を計画基準年（S48）とし、半旬計算を行う。

溪流利用可能量＝計画基準年における流域流出量－既得放流量（水田粗用水量）

貯水容量（水収支計画）＝畑地粗用水量－溪流利用可能量

すなわち、下流の水田に必要な現行取水量を既得放流量として、先取りする手法であり、貯水池容量は、畑地かんがい用水の必要水量で決定される。

(4)水源施設タイプ

水源施設は、図一3に示す3タイプに大別される。

タイプの選定に当たっては、イニシャルコスト、ランニングコスト等を総合的に検討し各団地毎に表一3に示すタイプを決定した。

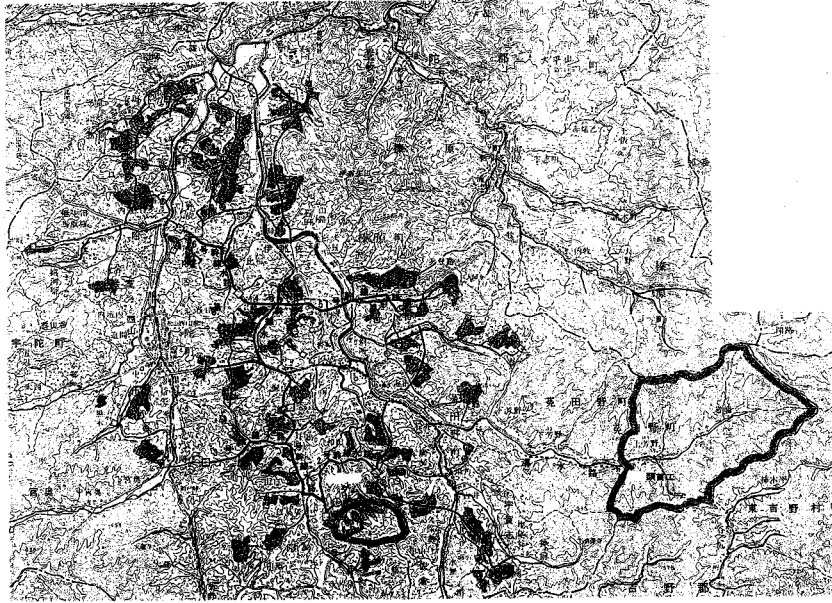
(5)分散貯水池を水源とする妥当性

貯水池及び沈砂池兼用貯水池の年間利用回転数を表一4に示す。年間平均3.3回の貯水池回転が見込まれ、効率的な水源池であると判断される。

(6)貯水池構造

貯水池の構造は、経済性及び遮水性に対する信頼性から掘込式合成ゴムシート工法を採用した。

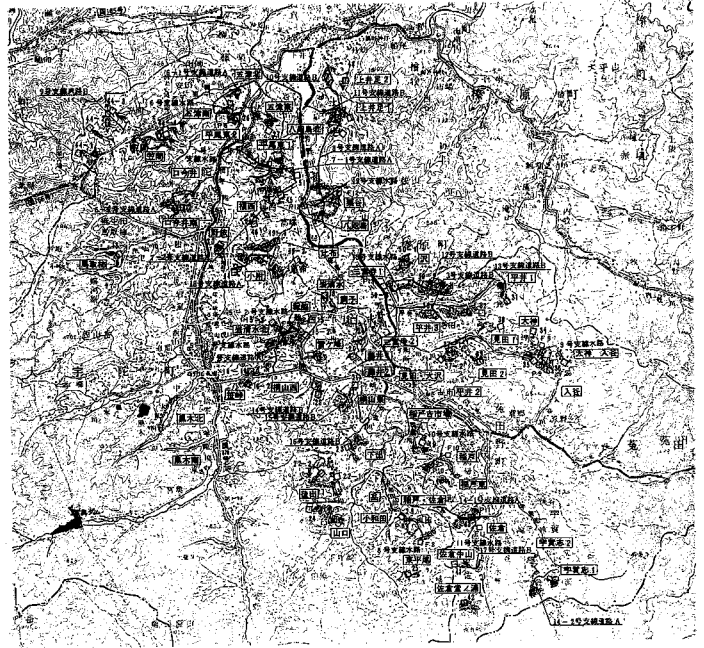
ダム案



注：ダム地点では、直接流域が狭く水源依存量に対する貯留可能性が不足するため、間接流域からの注水が必要となる。

□：FP

分散貯水池案

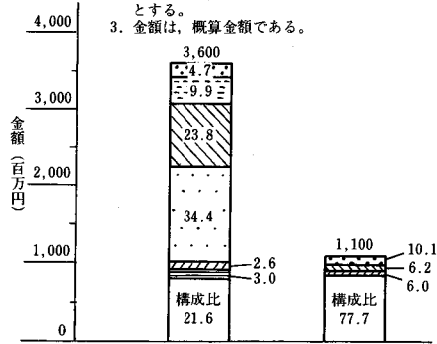


注：貯水池の配置は、小流域を考慮し各団地毎に計画する。

□：貯水池

図一 水源施設比較検討平面図

1. 大宇田町, 菟田野町, 榛原町の3町を対象とする。
2. 水源施設は, 農地造成の畑地かんがい用水を対象とする。
3. 金額は, 概算金額である。



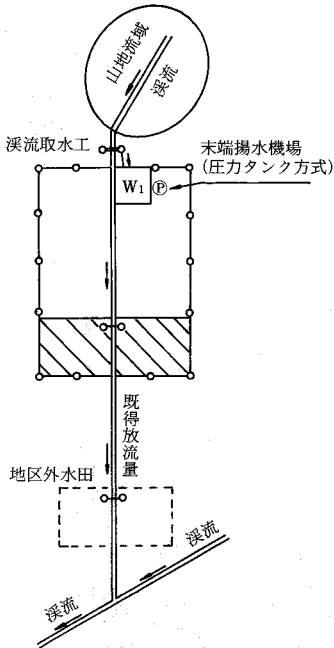
項目	記号	単位	ダム案	分散貯水池案
水源依存量		千m ³	480	509
有効貯水量		千m ³	210	134
ダム		ヶ所	中心コア型フィルダム 1.0	—
貯水池		ヶ所	—	合設ゴムシート形式 52.0
頭首工		ヶ所	フローティング形式 1.0	—
揚水機場		ヶ所	5.0	10.0
導水路		km	4.8	—
幹支線水路		km	33.8	4.9
水管理施設		式	1.0	—
用地買収費		ha	8.6	5.4
水源開発費		千円/m ³	7.5	2.1

図-2 水源施設比較検討図

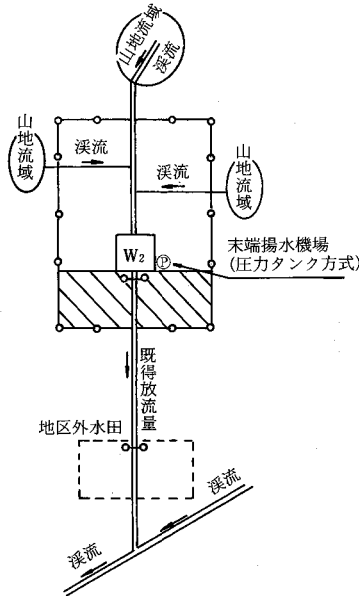
凡 例



①貯水池タイプ



②沈砂池兼用貯水池タイプ



③現況施設利用タイプ

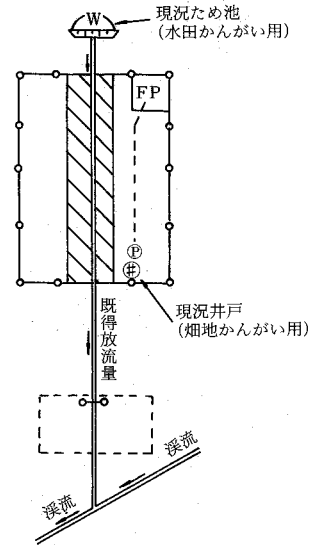


図-3 水源施設タイプ別概念図

表-3 水源施設タイプ

タイプ	①設置ヶ所数	②団地数	③かんがい面積(農地造成)	③/①貯水地1ヶ所 当り支配面積	備考
	ヶ所	団地	ha	ha	
①貯水地	33	21	89.4	2.7	貯水容量
②沈砂池兼用	43	34	199.6	4.6	同上+沈砂容量
③現況水利施設利用	10	8	36.5	3.7	時間差調整容量(FP)
計	86	63	325.5	3.8	

表-4 貯水池の利用回転数

貯水池	貯水池容量			平均貯水量 ③/76	④ 年間利用 貯水量	④/① 利用回転数
	① 有効貯水量	②沈砂容量 (沈砂池兼用)	③=①+② 計			
ヶ所	m³	m³	m³	m³/ヶ所	m³/年	回/年
76	211,580	8,320	219,900	2,890	692,600	3.3

* 現況水利施設利用の10ヶ所は除く。

なお、代表的な貯水池を写真-1及び写真-2に示す。



写真-1 貯水池 (圧力水槽式)
: 末端クローズドパイプライン

3. 溪流取水方式

溪流水を貯水池へ導水するため、溪流取水工の施設が必要である。

1) 溪流取水工の具備すべき要件

- (1) 急激な流量変動にかかわらず安定した計画取水ができること。
- (2) 流下土砂レキ、枝葉、つる草等の浮遊流下物などによる取水障害が起りにくいこと。
- (3) 流石、流木等の流下物に対して堅ろうであること。
- (4) 構造が簡易で維持管理が容易であり、経済的であること。
- (5) 既得放流量等の条件を満足する施設であること。

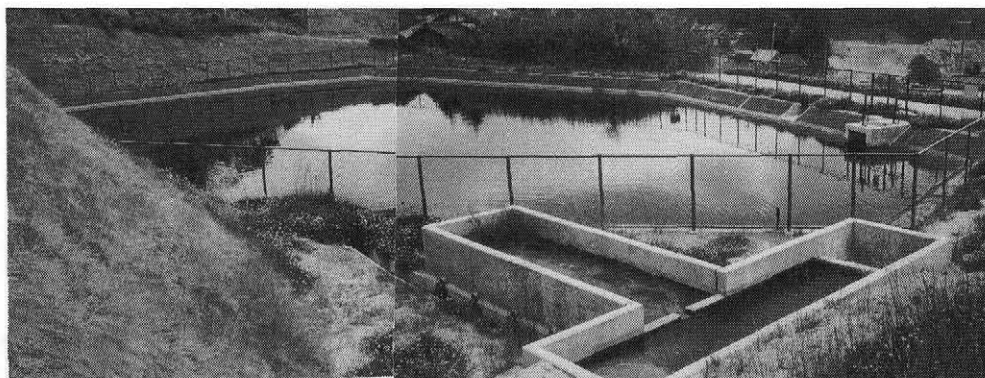


写真-2 貯水池 (自然圧式)
: 末端クローズドパイプライン

(6) 溪流の景観、流況を損ねないものであること。
2) 溪流取水工のタイプ選定

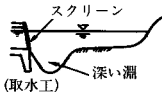
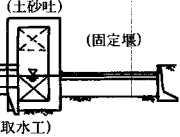
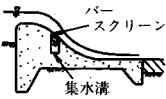
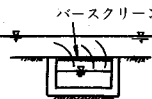

溪流取水工は、基本的には表-5に示すとおり、5タイプに分類されるが、実際の施設は、その設置ヶ所における河川勾配、河川幅等の地形的要因

及び取水量等を総合的に検討し、構造を決定することとなる。

3) 溪流取水工の構造

本地区で施工された溪流取水工(チロルタイプ)の構造を図-4及び図-5に示す。

表-5 溪流取水工の分類

型式 項目	自然取水方式	複合堰方式	固定堰方式	無堰頭首工方式	集水暗渠方式
構造	 (取水工) 深い淵	 (土砂吐) (固定堰) (取水工)	 バースクリーン 集水溝	 バースクリーン	 保護ブロック 砂(フィルター) 集水管 (ボラコン)
利水性	<ul style="list-style-type: none"> ・ 取入れ口の位置の選定さえ間違えなければ安定取水が可能である。 ・ 河床変動(ミオ筋の変化、河床低下)により、しばしば取水不能となる事がある。 ・ 河床が岩盤で、且つ水衝部で深い淵があれば最適である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 堰上げ取水するので取水状況が充分確認でき、最も確実な取水方法である。 ・ 安定取水が可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 取水は安定しているが厳寒地の冬期取水時スクリーンが水結し、取水不能となる恐れがある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 河床変動により、取水不能となる事がある。 ・ 一般に取水量が小さい場合に適する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 経年変化によりフィルター層に目詰りが生じて取水能力が低下し安定取水に問題がある。
治水性	<ul style="list-style-type: none"> ・ 流下断面内に構造物はなく治水性は最もよい。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 固定堰を築造する場合は、堰上げ背水を充分検討する必要がある。 ・ 固定堰併設の時は『河川管理施設等構造令』第37条ただし書事項に該当する場合以外設置は不可能であり制約を受ける。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 固定堰を築造するので堰上げ背水を充分検討する必要がある。 ・ 固定堰を築造するので『河川管理施設等構造令』第37条ただし書事項に該当する場合以外設置は不可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 自然取水方式に同じ。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同左 (堰上げ取水の場合は取水堰方式に同じ)
長短所	<ul style="list-style-type: none"> ・ 洪水時、土砂の流入が多いので沈砂池が必要である。 ・ 河床変動等により、しばしば河床内に導水路を設置する場合がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 設置地点は山間部であり、維持管理に万全を期し難い。 ・ 特に、出水時のゲート操作は現実には困難である。(自動化が必要) ・ 洪水時、土砂の流入が多いので沈砂池が必要である。 ・ ゲートに維持管理費を必要とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 常時、流水は澄水であり、用水として問題はないが、出水時、土砂流となるので沈砂池は必要不可欠である。 ・ スクリーンは破損しても、その補修は簡単である。 ・ メンテナンス上は最も有利である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同左 ・ 同左 ・ 河川勾配が相当急でなければ、自然排砂は困難である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 取水に際して土砂及び落葉などの流入がないので、沈砂池、除塵装置は不要である。 ・ フィルター層や集水管に目詰りが生じた時、その補修は困難である。
経済性	河床部に築造物がなく他の工法に比べ最も低廉である。	土砂吐(ゲート)、固定堰、沈砂池を築造するので最も嵩む。	固定堰、沈砂池を必要とするが、取水堰型式よりは安価となる。	固定堰を築造しないのでチロルタイプよりは安価となる。	沈砂池を必要としないので低廉である。
	1	5	4	3	2

4. 沈砂池兼用貯水池の水質検討

沈砂池兼用貯水池（以下「沈砂池」と言う。）は、集水区域内の山地からの流出水に加えて造成地からの排水（表面排水）を反復利用することとなる。この計画に際しての課題は、水質保全であり、かんがい用水としての利用の可否について調査検討を行った。

1) 主要作物と病害発生

本地区の導入作物は、ハウレン草、イチゴ、トマト、ナス、ダイコン、ゴボウ等で野菜類を中心としている。

沈砂池の水をかんがい用水として使用した場合、水循環（回転数）及び貯留日数、連続干天日数等の要因により、これらの野菜に土壌伝染性病害や水媒伝染性病害が発生することが懸念される。

2) 水質調査団地

調査団地は、表一六に示すとおりで、造成後10ヶ年程度経過し営農中である。

3) 沈砂池の水質調査結果

平成3年度の水質調査により、五津南団地（ろ過装置なし）と調子団地（ろ過装置有り）について、図一六及び図一七に示す調査結果が得られた。

(1) 五津南団地

沈砂池への流入量は、すべて水質基準値の範囲内であるが、沈砂池へTN及びCODが約2倍以上、上昇している。また、流出水が沈砂池にくらべ著しく高いCOD、TN、EC

値を示すのは、沈砂池の下層から取水しているため、水層による水質変化が著しいことがわかる。

一般的に流水が停滞状態となると、水中の窒素やリンなどの濃度が高くなり、富栄養化を引起し、植物プランクトンが異常に増殖し、水質が悪化する。

本沈砂池についても、水循環の停滞によりTN、CODが上昇したものと考えられる。

(2) 調子団地

調子団地では、沈砂池から砂層フィルター（ろ過装置）を設けた揚水機の吸水槽を通過させた後、取水している構造である。

このことにより、大幅に水質が改善されており、水質基準値以下に浄化されている。

4) 病原菌に対するフィルター効果

調子団地での、ろ過装置の効果に着目し、病原菌の通減に対してどの程度効果があか室内実験を行った。

試験結果は、図一八に示すとおり、砂でろ過することによって、病原菌密度は大幅に減少した。さらに、木炭を加えることにより、その効果は増加する。

5) 沈砂池の水質保全対策

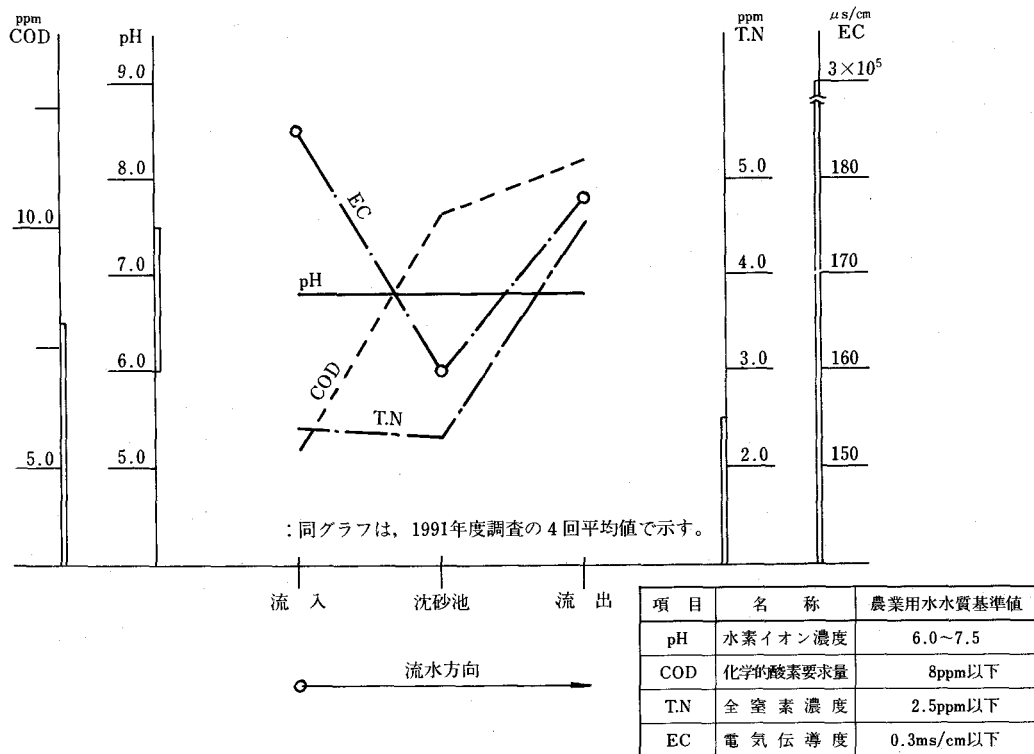
本地区の沈砂池の水質を保全するためには、フィルター装置の設置が有効であることが明らかになったが、さらに、フィルター材の材質及び目詰り防止対策、水の通過速度（時間）等の詳細な検討を加え、具体的な施設構成等を決定する必要がある。

表一六 水質調査実施団地

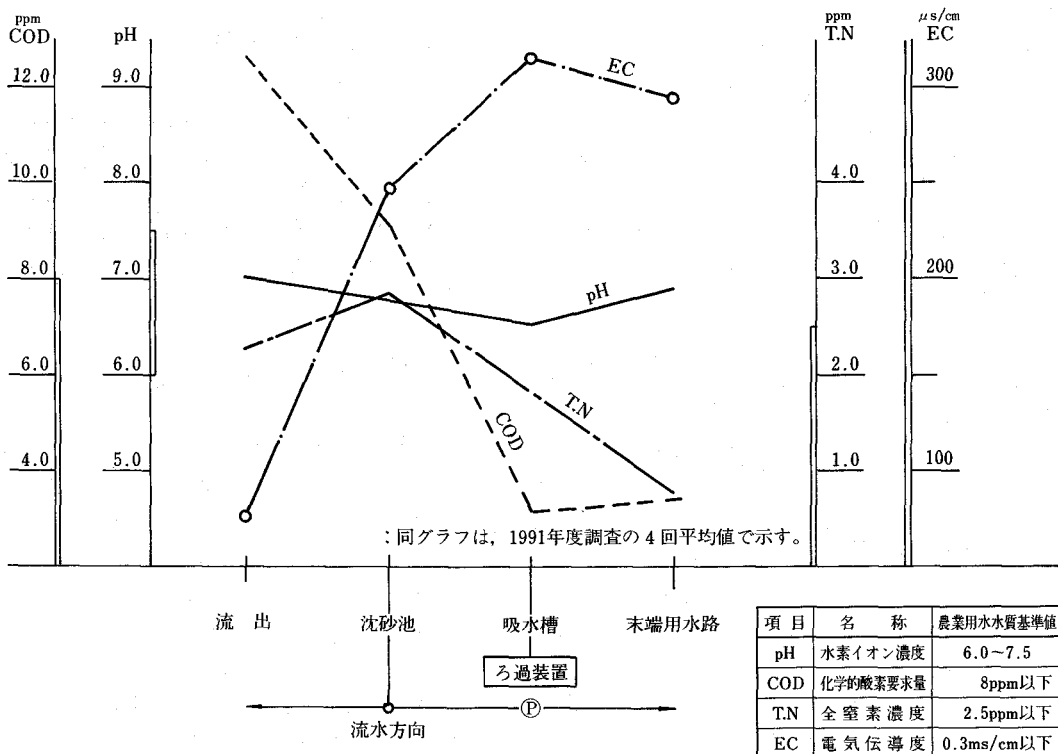
単位：ha

団地名	町名	植栽面積	集水面積				合計
			山林	畑地	水田	その他	
五津南	大宇陀町	7.7	(41.3) 2.70	(58.1) 3.80	0	(0.6) 0.04	(100) 6.54
調子	〃	3.3	(10.4) 0.33	(88.0) 2.78	0	(1.6) 0.05	(100) 3.16
藤井(1)	〃	3.2	(36.3) 0.73	(62.7) 1.26	0	(1.0) 0.02	(100) 2.01
佐倉	菟田野町	7.8	(48.5) 9.32	(45.6) 8.77	(3.4) 0.65	(2.5) 0.48	(100) 19.22

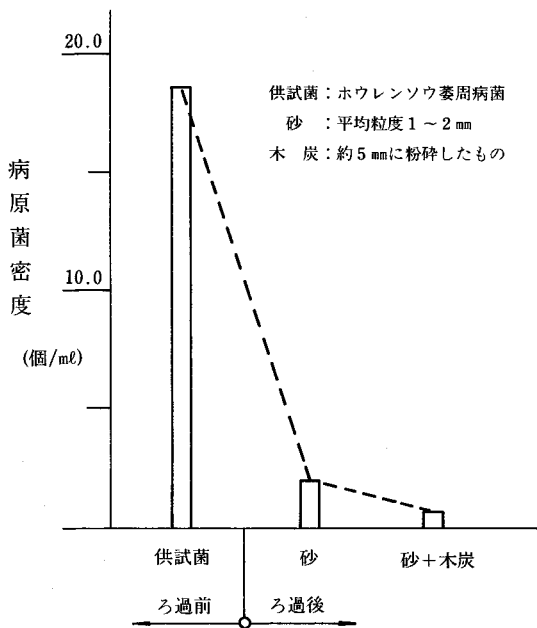
* ()は、構成比率を示す。



図一六 五津南団地沈砂池（貯水池）水質調査結果



図一七 調子団地沈砂池（貯水池）水質調査結果



図—8 砂及び木炭による病原菌へのろ過効果

5. あとがき

本地区は、平成9年度の完了を目標に鋭意事業を推進しているところである。

不安定な溪流取水による貯水池の容量不足、水質悪化に伴う農作物への病害発生等が懸念されるが、現在までのところ良好な畑地かんがいの展開が成されている。

今後とも、溪流取水における安定的な水量の確保及び沈砂池の水質保全についての継続的な検証が必要であると考えている。

中山間地域の比較的流域が狭い地域では、かんがい用水の確保に困難を伴うことが多いものと考えられ、本地区における溪流水の有効利用、沈砂池の貯水池への活用等による合理的な利水システムの事例が、今後の参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 構造改善局：土地改良事業計画設計指針「溪流取水工」
- 2) 農業土木学会：農業土木ハンドブック「水質・水処理」

秋田県滝川ダムの低圧グラウチング施工事例

下 山 昇*

目 次

1. ダムの概要	36	4. グラウチング結果	39
2. 地質の特徴	36	5. まとめ	40
3. グラウチング仕様の特徴	36		

1. ダムの概要

滝川ダムは男鹿半島のほぼ中心に位置し、半島を南から北へ向って流下する延長約14kmの滝川の上流に築造される。県営かんがい排水事業により昭和61年度着工し、平成7年度完了予定である。平成2年度までに、仮設道路・仮排水路トンネル・グラウチング（河床部・右岸部）工事が終了し、今回グラウチングについて結果がまとまったので、報告するものである。

ダムの諸元は以下のとおりである。

- ・流域面積 3.82km² ・堤高 28.7m
- ・総貯水量 690千m³ ・堤頂長 175m
- ・有効貯水量 560千m³ ・堤体積 290千m³
- ・中心コアゾーン型フィルダム
- ・監査廊は無い

2. 地質の特徴

ダムサイトの地質は、新第三紀中新世女川層の頁岩を基礎とし、これを段丘堆積物・河床堆積物等の未固結層が覆っている。頁岩層はときに凝灰岩、凝灰質砂岩の薄層を伴うが、板状層状の典型的な頁岩である。その堆積構造は、ダム下流側へ10°下がる傾斜をなしている。

大きく連続した断層はなく、き裂は層理面に沿うものが顕著で、これに直交・斜交するものがある。ただし、これらのき裂は表層部に限ってみられるもので、岩内部では密着している感がある。また、き裂面に薄い粘土物質が見られることがあるが、パイピングを招くような地質条件下にはないと判断される。

ダム基礎岩盤の岩級区分は、ほとんどCM級であるが、き裂が多くブロック化している箇所・き裂面が赤褐色に酸化している箇所は、CL級に分類している。ただし、このCL級の箇所は、部分的に点在しており、大きく連続しているものはない。CL級であっても、岩片自体は周辺と同等の強度を持っている。

また、写真に示したように風化に対して弱く、新鮮岩であっても、数日で風化が始まり、一週間程度で細粒化してしまう。

基礎岩盤の力学的性質は、以下のとおり。

- ・一軸圧縮強度 $q_u = 20 \sim 50 \text{ kgf/cm}^2$ 程度
- ・弾性波速度 1.0km/s以上
- ・変形係数 3,000~7,000kgf/cm²
- ・限界圧力平均 1.6kgf/cm²
1.0kgf/cm²以下が50%

3. グラウチング仕様の特徴

①グラウチング孔の配置及び施工順序

テストグラウチングによって、孔間隔等は次のように決められた。

・カーテングラウチング

孔間隔 2m 2列千鳥配置。列間隔 1m。注入長 15~25m 4~6 ステージ。最終次数 3次。ブランケット施工後、各列ごとに中央内挿法に準じて上流→下流列の順に施工する。

・ブランケットグラウチング

孔間隔 3m 4列千鳥配置（カーテングラウチング上下流に2列づつ）。列間隔 3m。注入長 5m 1ステージ。最終次数 3次。

外側列→内側列の順に施工する。

②カーテン孔ステージ長

*秋田県秋田農林事務所

ゾーン	名称	使用材料
I	遮水ゾーン	段丘堆積土
II	フィルターゾーン	粒調砕石(購入材)
III	半透水ゾーン	頁岩
IV	ロックゾーン(1)	細粒ロック(購入材)
V	ロックゾーン(2)	粗粒ロック(購入材)
VI	被覆ゾーン	段丘堆積土
VII	クッションゾーン	河床砂レキ

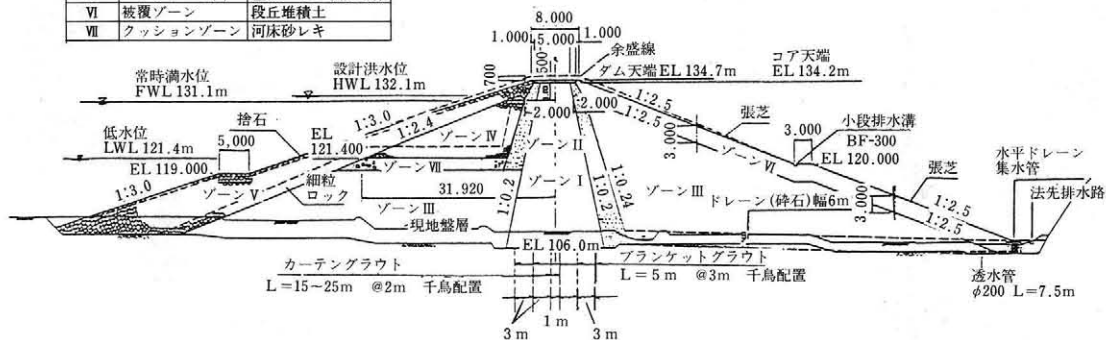


図-1 滝川ダム堤体標準断面図



写真-1 左岸コア着岩部 下流側へ10°頁岩層が下がっている。右側が下流



写真-3 屋外放置3日目(細粒化が進行)



写真-2 新鮮な頁岩(掘削直後)

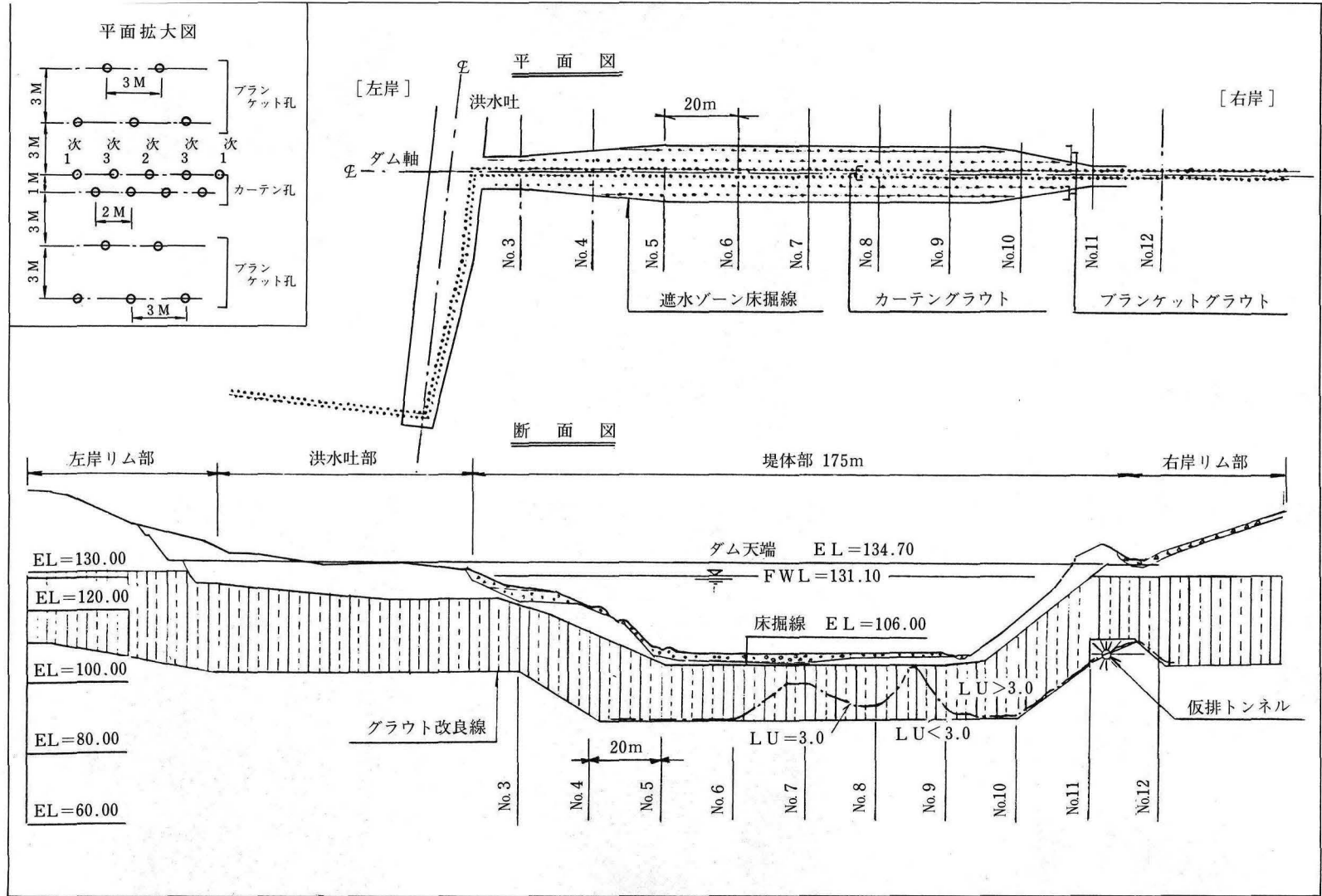


図-2 滝川ダム グラウト施工計画図

上部の第1・2ステージを2.5mとし、第3ステージ以降は5.0mとした。

第1・2ステージの限界圧力が特に低く、リークもしばしば起こるので、短いステージとして、ていねいに仕上げることにした。

③セメント注入圧力

注入材料は普通ポルトランドセメントとし、圧力は、第1ステージ0.5kgf/cm²で、以降0.5きざみで最大2.0kgf/cm²とした。

当初最大3.0kgf/cm²で施工したが、完了までの注入量・注入時間を考慮すると、岩盤に悪影響を及ぼす恐れがあると判断されたので、2.0kgf/cm²に変更した。

④透水テスト圧力

水押テストはセメント注入圧力の80%、ルジオンテストは100%とした。

水押テストにおいてセメント注入圧力と同じ圧力すると、限界圧力を発生させてしまうことが多くあり、岩盤に悪影響が出る可能性があるため80%とした。ただし、パイロット孔とチェック孔においては、その役割として注入前後の岩盤状況を把握することであるから、100%圧力とし慎重に施工した。

⑤注入及び水押速度の規制

2 l/分/m以下とした。

テストグラウチングにおいて、岩盤変位速度を観測した結果、上記速度程度であれば岩盤に悪影響はないと判断された。

⑥最大注入量

2,000 l/回とした。

1回に2,000 l以上の注入量があるときは、ほとんどの場合リークしていたので、2,000 lを超えたら中断しまわりをよく観察することとした。

⑦注入開始濃度

注入規定圧力に達した場合（限界圧力が発生しない場合）1/8、達しない場合1/6

一般的にはルジオン値による例が多いが、本地区の場合基本的に難透水性の岩盤であり、限界圧力が発生していない場合注入量は少ない。ルジオン値と注入量には相関がなく、限界圧力発生の有無によって注入状況を把握する方が現実的であった。

⑧カバーロックの厚さ

1～5 mとした。

テストグラウチングにおいて、第1～2ステージ（0～5 m）の注入量・注入時間がきわめて多く、第3ステージ以降は少ない傾向があった。このことから判断して、カバーロックの厚さは5 m程度が効果があり、それ以上の上載荷重は、効果が期待できなく、5 m以上ある所は掘削撤去することとした。また河床部はカバー厚が多くは取れないが、リーク防止及びパッカーの設置のため、1 m以上となるように設定した。

⑨改良深度について

透水性には直接影響しないが、限界圧力の極端に低い箇所も様な岩盤に仕上げるために改良することとした。通常のルジオンテストの場合、低限界圧力におけるルジオン値の判定には、難かしい面があるので、安全性を十分に考慮した改良深度とした。

⑩追加基準

・カーテン孔

上流列施工後の下流列3次孔の水押しテスト（ミルク注入前）において、10ルジオン以上の場合、3次孔の注入結果いかにかわらず、列中央に追加孔（4次孔）を入れる。

・ブランケット孔

カーテン孔側の内側列3次孔の水押しテスト（ミルク注入前）において、10ルジオン以上の場合、3次孔の注入結果いかにかわらず、列中央に追加孔（4次孔）を入れる。

一般的には改良目標に合格するまで追加していく例が多いが、本地区の場合、3次孔施工後においては、100%の確率で改良目標を満足しているので、上記のような追加基準とした。基本的に難透水性地盤であることから、注入を極力少なくし、軟岩の岩盤に悪影響が出ないように配慮した。

⑪完了基準及び改良目標

規定圧力に達し、注入量が0.2 l/分/mとなつて30分間注入し、注入量に変化がみられない場合は完了とする。改良目標は次のとおり。

- ・カーテン孔 ルジオン値 ≤ 3
- ・ブランケット孔 ルジオン値 ≤ 10

4. グラウチング結果

①カーテングラウチング透水性の改良結果

改良前のパイロット孔においては、ルジオン値の平均が8.7（最小0～最大52.6）であったもの

が、最終チェック孔では平均0.5 (0~2.2) となり、すべてルジオン値3以下を満足した。

追加孔(4次孔)は、全ステージ数821中23ステージあり、ルジオン値の平均は、0.8 (0~2.0) であった。23ステージのうち、1ステージ17個、2ステージ5個、3ステージ1個であり、ほとんど表層部の追加が多かった。

②ブランケットグラウチング透水性の改良結果

ブランケットについては、追加孔(4次孔)が全ステージ数(=孔数)172中15ステージあり、ルジオン値の平均は0.7 (0~3.2) となり、すべてルジオン値10以下を満足した。ブランケットについては、追加孔をもってチェック孔とした。

③セメント注入量

- カーテングラウチング 37.2kg/m
- ブランケットグラウチング 31.4kg/m

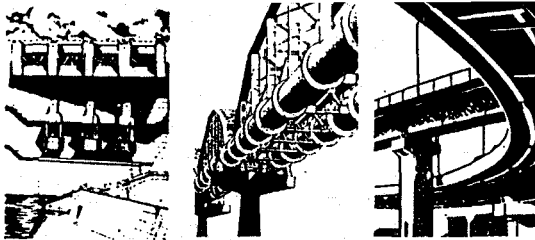
一般的に考えて多くはないが、本地区の場合適

当量であると考えられる。

5. まとめ

ダム技術検討委員会において、本地区の基準処理について御指導をいただき、低圧によるグラウチングを行った。低圧でも注入仕様を工夫することによって、軟岩地盤を壊すことなく、十分に地盤改良をすることができた。また、注入圧力が0.5kgf/cm²であっても、10m程離れた所からリークが起きていることを考えると、コア敷幅(約15m)には充分セメントミルクが行き渡っていると判定される。

今後、ますますダムサイトの地質条件が悪くなり、軟岩地盤における基礎処理が多くなると考えられるが、本地区の実例が参考になれば幸いである。

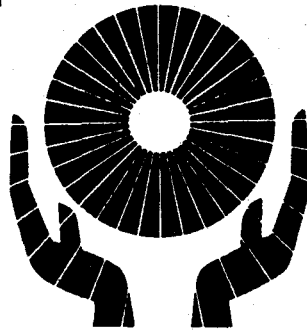


ワタモト

株 式 会 社 栗 本 鐵 工 所

〈 鉄 構 事 業 部 〉

本 社 大阪府西區北堀江1丁目12番19号 ☎(06) 538-7691
東 京 支 社 東京都港区新橋4丁目1番9号 ☎(03) 3436-8150
北 海 道 支 店 ☎(011) 281-3307 中 国 支 店 ☎(082) 222-8205
東 北 支 店 ☎(022) 227-1890 九 州 支 店 ☎(092) 451-6627
名 古 屋 支 店 ☎(052) 201-4501



われらの英知
みんなの国土
その最高のハーモニーをめざして

ダム盛土施工における急速管理試験の実施例について

—急速管理図の使用法—

増 田 明 徳*

目	次
1. はじめに	41
2. 急速現場密度管理の一般手法	41
3. 荒砥沢ダムにおける急速管理図の 使用例	42
4. C値、D値による現場管理方法	45
5. 終わりに	46

1. はじめに

フィルダム施工において遮水材料の施工含水比、D値を適正に判定することは安全なダム建設に欠かせない重要な品質管理事項である。このためには盛立一層毎に変化する材料に対応した最適含水比 W_o 、最大乾燥密度 γ_{dmax} の把握が必要である。急速管理試験法を適用すれば短時間に W_o 、 γ_{dmax} が求められるが、その理論即ち「換算湿潤密度の概念」及び「管理図データシートの含水比補正曲線の作成法」が理解しにくいことから実際に急速管理試験法を実施している例が少ない。しかし一度急速管理図データシートを作成すれば計算手順に従い、だれでもデータ管理や判定ができるほどその使用法は非常に簡単で、 W_o 、 γ_{dmax} 、施工含水比差、C値及びD値が短時間に求まるので実施例に沿ってその使用法を紹介し、より良き施工管理法の実施普及を図りたい。

2. 急速現場密度管理の一般手法

1) 現場作業

① サンプルング

サンプルングの個数は、盛土転圧一層毎に1回3個の現場密度試験を実施する。

② 現場密度測定方法

砂置換法により実施。荒砥沢ダム¹⁾では遮水材の最大礫径が150mmと大きいのでベースプレートは口径30cmを使用し、一孔あたり35～45kgf採土している。

③ サンプルングを行う位置を決定し、表面の転圧されていない土を剥ぎ取りベースプレートを水平に据え付ける。

④ 採土スプーンを用いて、プレートの口径(30cm)とほぼ同じ深さの孔を円筒状に掘削する。

⑤ 掘削した土一粒も失うことのないように、また水分が蒸発して含水比が変化することのないように手早くビニール袋に入れて密封する。

⑥ あらかじめ全重量を測定しておいた砂を掘削した孔に入れカラーの上辺まで満たしてから突き棒により所定の回数(一般には50回)突き固め、カラーの上辺をストレートエッジで平にする。

⑦ プレート上の残砂を元の袋に戻す(全体の残砂を計量するため)。

2) 試験室内作業

① 持ち帰った土の試料を計量し盛土重量 W_f (kgf)を求める。

② 次に19.1mmフルイで全量をフルイ分け、残留する礫をよく洗って礫に付着している土を落とし、ウエスで表面水をよく拭き取り表面乾燥飽和状態にして計量し、礫含有量(礫の重さ)と礫の含有率を計算する。

注) 荒砥沢ダムのコア材は4.76mm以上の礫率がほぼ40%であるため標準突固め試験は19.1mm以下の材料で実施し、かつ礫率補正は25%を境界としている。

③ 残砂を計量し、使用した砂の容積(孔の体積)を求める。

④ ①～③から現場全粒度湿潤密度 γ_f 及び粒径19.1mm以下盛土材の現場湿潤密度 γ_{tf} を求める。

⑤ 粒径19.1mm以下の試料から四分法で例えば5kg

*日本農業土木総合研究所

fづつ3試料を取り出す。第1の試料を15cmモールドで突固め(標準突固め試験JIS A1210)で湿潤密度 γ_{tcf} (即ち γ_{tc0})を求める。同時に含水比の測定工程に入る。(※注 礫の含有率によりモールド径は異なる。)

⑥④の γ_{tf} と⑤の γ_{tcf} は含水比が同じ値とみなすことができるので、この湿潤密度化は乾燥密度比と同じと考えてよい。即ち、

$$C \text{ 値} = \frac{\gamma_{tf}}{\gamma_{tcf}} \times 100 = \frac{\gamma_{df}}{\gamma_{dcf}} \times 100 \text{ が求まる。}$$

この値を得た時点で転圧効果を直ちに判定して現場作業をコントロールする。なお、効果判定とその対策は後述の4.①に示す。

⑦次にD値、施工含水比差 $|W_o - W_f|$ を求めるため、急速管理図法(パラボラ法)による作業を行う。

⑤で取り出した第2の試料5kgfに、例えば2%の水100gfを加水混合して5100gfとする。この試料をモールドで突固め湿潤密度 γ_{tc1} を求める。もう一方の第3の試料は5kgfの例えば4%になるように水分調整する。即ち試料を4800gfまで乾燥させた後モールドで突固め湿潤密度 γ_{tc2} を求める。⑧⑤及び⑦で得られた湿潤密度を、加えた水(+Z%/100)に1を加えたもの、または乾燥させた

水(-Z%/100)に1を加えたもので除して、以下の様な「換算湿潤密度」の形に変形する。

$$\gamma'_0 = \frac{\gamma_{tcf}}{1 + 0}, \quad \gamma'_1 = \frac{\gamma_{tc1}}{1 + 0.02}, \quad \gamma'_2 = \frac{\gamma_{tc2}}{1 - 0.04}$$

⑨ 3個の換算湿潤密度 γ'_0, γ'_1 及び γ'_2 を急速管理図データシートにプロットし3点を通る放物線(パラボラ)を描きパラボラの頂点即ち換算最大湿潤密度 $\hat{\gamma}_{tcMAX}$ を求め、先に④で求めた現場湿潤密度 γ_{tf} をこの $\hat{\gamma}_{tcMAX}$ で除してD値を求めることができる。

$$D \text{ 値} = \frac{\gamma_{tf}}{\hat{\gamma}_{tcMAX}} \times 100\%$$

⑩ 最適含水比と現場含水比の差(以下施工含水比差と言う) $|W_o - W_f|$ の値は急速管理図(図-1²⁾)に描かれている修正曲線群から容易に求めることができる。

3. 荒砥沢ダムにおける急速管理図の使用例

表-1のコア盛立管理日報²⁾の試料番号No. 2(測点No. 10+5)のデータを基に説明を進める。

① 盛土現場で砂置換法により密度測定。

土の重さ W_f (kgf)を測定し44.280kgfを得た。次に砂の容積換算から盛土湿潤密度 $\gamma_f = 2.079g/$

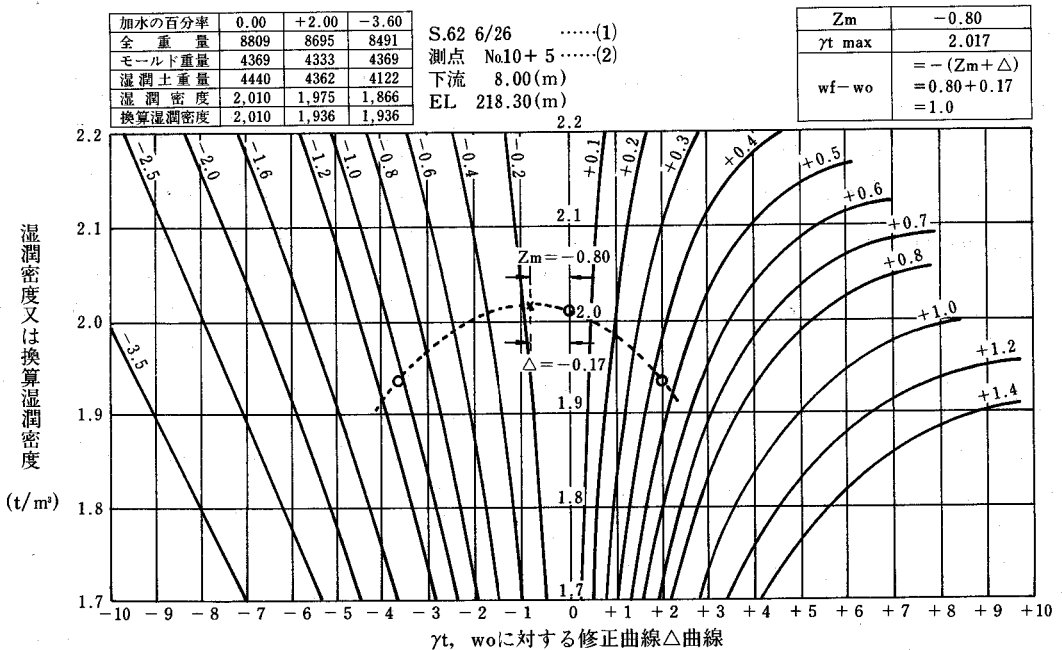


図-1 急速管理試験管理図²⁾

表一 コア盛立管理日報

2)

コア盛立管理日報		(A)	荒砥沢ダム 現場代理人		共同企業体			
昭和62年6月26日		天候	曇り	No.1	No.2	No.3	平均	
(1) 堤体上の試験地点		EL		218.4	218.3	218.4		
		sta NO.		NO 8 +10	NO10+5	NO12+5		
		支距		CL	CL-8	CL+4		
①	採取した盛土の重さ	g		38615	44280	35365		
②	準備した砂の重さ	g		35000	40000	35000		
③	孔の体積	砂の単位体積重量	g/cm ³	検定値		1.532	1.532	1.532
④		残砂の重さ	g	3373	4128	4724		
⑤		孔の体積	cm ³	{(②-④)/③}-A		18524	21295	17642
⑥	盛土の湿潤密度	g/cm ³	①/⑤	2.085	2.079	2.005	2.056	
⑦	+19.1の含有率	礫の重さ	g	(表乾重量)		7626	10914	6617
⑧		礫の含有率 (P')	%	⑦/①×100		19.7	24.6	18.7
⑨		礫のみかけ比重		⑦/ (⑦-水中の重さ)		2.294	2.335	2.313
⑩		礫の吸水率	%	(⑦-乾燥重量)/乾燥重量		10.92	10.20	10.95
⑪	盛土の-19.1 湿潤密度	g/cm ³	(①-⑦)/ {⑤-(⑦/⑨)}	2.039	2.007	1.945	1.997	
⑫	標準突固め試験値	-19.1湿潤密度		2.012	2.010	2.011	2.011	
⑬		全材料湿潤密度	1/ {(⑧/⑨)+(1-⑧)/⑫}	2.062	2.081	2.061	2.068	
⑭	急速管理値	C	P' < 25%の場合	⑪/⑫×100		101.3	99.9	96.7
⑮			P' ≥ 25%の場合	⑥/⑬×100		101.1	99.99	97.3
⑯	急速管理値	D	-19.1換算最大湿潤密度	管理図より		2.012	2.017	2.023
⑰			全材料換算最大湿潤密度	1/ {(⑧/⑨)+(1-⑧)/⑱}		2.062	2.087	2.072
⑱		D	P' < 25%の場合	⑪/⑱×100		101.3	99.5	96.1
⑲			P' ≥ 25%の場合	⑥/⑲×100		101.1	99.6	96.8
⑳	含	Wf-Wopt (-19.1)	施工含水比-最適含水比	+0.1	+1.0	+1.5	+0.9	
㉑	水	-19.1	含水比	20.1	21.8	21.8	21.2	
㉒		Wopt (-19.1)	⑳-㉑		20.0	20.8	20.3	
㉓	比	全材料	含水比	㉑-(1-⑧)+⑩×⑧		18.3	18.9	19.8
㉔		Wopt (全材料)	㉑(1-⑧)+⑩×⑧		18.2	18.2	18.6	
㉕		Wf-Wopt (全材料)	㉓-㉔		+0.1	+0.7	+1.2	
㉖	盛土の乾燥密度	-19.1		⑪/(1+㉑)		1.698	1.648	1.597
㉗		全材料	⑥/(1+㉓)		1.762	1.749	1.674	
㉘	最大乾燥密度	-19.1		⑱/(1+㉑)		1.675	1.656	1.661
㉙	乾燥密度	全材料		⑱/(1+㉓)		1.743	1.755	1.730
備考		A=ベースプレートの穴の体積		2120.575				
		飽和度		89.3	90.3	84.3	88.0	
		水中の重さ(+19.1)		4301	6239	3756		
(Gs=2.758)		乾燥重量(+19.1)		6875	9904	5964		

注) 日報1葉につき急速管理試験
データシート3葉(各孔毎)作成

cm³ (全粒度材料) が求まる。

② ①の土を19.1mmフルイで全量をフルイ分け、
 稜率を求め、①の全粒度密度を19.1mm以下の盛土
 湿潤密度に換算し $\gamma_{tf}=2.007\text{ g/cm}^3$ を得る。

19.1mm以下の現場含水比の材料から4分法で3
 試料取り出し第1の試料を15cmモールドで突固め
 る。 $Z=0\%$ 即ち現場含水比の状態の標準突固め
 湿潤密度 γ_{tcf} が求まる。

$$\gamma_{tc_0} = \gamma_{tcf} = 2.010\text{ g/cm}^3$$

③ C値を求める。

$$C\text{ 値} = \frac{\gamma_{tf}}{\gamma_{tcf}} \times 100 = \frac{2.007}{2.010} \times 100 = 99.9\%$$

また、換算湿潤密度は $Z=0$ であるから、 $\gamma_0 =$
 $\gamma_{tcf}/(1+0) = 2.010/2.010\text{ g/cm}^3$

④ ②で調整した第2の試料5kgfに $Z=2\%$ の
 水、即ち100gfを霧吹きで均等に加水混合し5100gf
 とする。この試料をモールドで突固めて $\gamma_{tc_1} =$
 $\gamma_{tc} + 2 = 1.975\text{ g/cm}^3$ を得る。

$1 + Z/100$ で除し換算湿潤密度を求める。

$$\hat{\gamma}_1 = \frac{1.975}{1+0.02} = 1.936\text{ g/cm}^3$$

⑤ もう一方の第3の試料5kgfに $Z=-3.6\%$ に
 なるよう水分調整する。即ち、鋭敏な台秤の上に
 パットを置き5kgfの土を薄く撒出し、赤外線ラン
 プで照射して180gfの水分を乾燥し、即ち4820gfと
 する。この試料をモールドで突固めて $\gamma_{tc_2} =$
 $\gamma_{tc} - 3.6 = 1.866\text{ kg/cm}^3$ を得た。 $1 - Z/100$ で除し
 換算湿潤密度を求める。

$$\hat{\gamma}_2 = \frac{1.866}{1-0.036} = 1.936\text{ g/cm}^3$$

⑥ 急速管理図データシートに $\gamma_0=2.010$ 、 $\gamma_1=1.936$ 、 $\gamma_2=1.936$ をそれぞれ $Z=0\%$ 、 $Z=2.0\%$ 及び
 $Z=-3.6\%$ 上にプロットする。この3点を通る放
 物線を描きパラボラの頂点即ち換算最大湿潤密度
 γ_{tcMAX} 及びパラボラ軸と現場含水比 $Z=0$ と
 の横距 Z_m を求める。パラボラは農林水産省設計
 基準「ダム」541ページの図解法またはポケットコ
 ンピューター、パソコン等で計算して求める。

即ち、図-1の様パラボラを描き頂点 $\gamma_{tcMAX} = 2.017\text{ g/cm}^3$ 、現場含水比との含水比差
 $Z_m = 0.80\%$ を読み取る。また、修正曲線群から
 $\Delta W = 0.17$ を読み取る。

参考) 3点を与えてパソコンで最小自乗法に
 よりパラボラの頂点及び横距 Z_m を決定する方法。

$$ax^2 + bx + y_1 = y_2$$

$$ax^2 + bx + y_1 = y_3$$

$$a = \frac{x_3(y_2 - y_1) - x_2(y_3 - y_1)}{x_2 * x_3(x_2 - x_3)}$$

$$b = \frac{x_2^2(y_3 - y_1) - x_3^2(y_2 - y_1)}{x_2 * x_3(x_2 - x_3)}$$

$$y = ax^2 + bx + c$$

$$y = 2ax + b = 0$$

$$x = -\frac{b}{2a}$$

$$y = ax^2 + bx + c =$$

$$X = \quad \quad \quad Y =$$

100 INPUT "Y1=" ; Y1

110 INPUT "X2=" ; X2

120 INPUT "Y2=" ; Y2

130 INPUT "X3=" ; X3

140 INPUT "Y3=" ; Y3

150 D = X2 * X3 * (X2 - X3)

160 D1 = X3 * (Y2 - Y1) - X2 * (Y3 - Y1)

170 D2 = X2 * (Y3 - Y1) - X3 * (Y2 - Y1)

180 A = D1 / D

190 B = D2 / D

200 X = B / (2 * A) * (-1)

210 Y = A * X^2 + B * X + Y1

220 PRINT "X=" ; X

230 PRINT "Y=" ; Y

240 END

X1=0 Y1=2.010 X2=2.0 Y2=1.936

X3=-3.6 Y3=1.936をインプットする。横距X

(=Zm)=-0.80 頂点Y(= $\hat{\gamma}_{tcMAX}$)=2.

01657=2.017を得る。

⑦ D値を求める。稜率 $P=24.6\% < 25\%$ である
 からD値は19.1mmアンダーの密度比で求める。

$$D = \frac{\gamma_{tf}}{\hat{\gamma}_{tcMAX}} = \frac{2.007}{2.017} \times 100 = 99.5\%$$

注)ただし、稜率 $P \geq 25\%$ であれば盛土全材料湿
 潤密度と全材料換算最大湿潤密度の比で求める。

$$D = \frac{\gamma_{tf}}{\hat{\gamma}_{tcMAX}} = \frac{2.079}{2.087} \times 100 = 99.6\%$$

⑧ 図-1 管理データシートにより現場含水比
 W_f と最適含水比 W_{opt} の差即ち、施工含水比差を
 求める。

図解法または計算により $Z=-0.8\%$ を得る。ま
 た、修正カーブより $\Delta w = -0.17\%$ を得る。従っ

て、含水比差は

$$W_{opt} - W_f = Z_m + \Delta w = -0.8\% - 0.17\% = -1.0\%$$

即ち施工は湿潤側で行われたことが解る。

⑨ 翌日 現場含水比 W_f が判明する。(JISに基づく炉乾燥の場合)

$$19.1\text{mmアンダー現場含水比} \quad W_f = 21.8\%$$

19.1mmアンダー最適含水比

$$W_{opt} = W_f + Z_m + \Delta w = 21.8 - 1.0 = 20.8$$

$$\text{全材料含水比現場含水比} \quad W_f = 18.9\%$$

$$\text{全材料最適含水比} \quad W_{opt} = 18.2$$

全材料の含水比差

$$W_f - W_{opt} = 18.9 - 18.2 = 0.7\%$$

⑩ 盛土の乾燥密度

19.1mmアンダー現場乾燥密度

$$1.648\text{g/cm}^3 \quad [=2.007/(1+0.218)]$$

全材料現場乾燥密度

$$1.749\text{g/cm}^3 \quad [=2.079/(1+0.189)]$$

19.1mmアンダー最大乾燥密度

$$1.656\text{g/cm}^3 \quad [=2.017/(1+0.218)]$$

全材料最大乾燥密度

$$1.755\text{g/cm}^3 \quad [=2.087/(1+0.189)]$$

*注 現場乾燥密度及び最大乾燥密度は現場含水比即ち $1 + W_f/100$ で除すこと。

⑪ チェック

19.1mmアンダーのD値は

D値 $=1.648/1.656=99.5\% \approx 99.5$ と⑦項の湿潤密度比により求めたものと一致する。

また、全粒度材料のD値は

D値 $=1.749/1.755=99.7\% \approx 99.6$ と⑦項の湿潤密度比により求めたものとほぼ同じである。

19.1mmアンダーの最適含水比は

$$W_{opt} = W_f(1 + Z_m) + Z_m = 0.218(1 - 0.008) - 0.008 = 0.208 \text{ または}$$

$$W_{opt} = 0.218 - 0.008(1 + 0.218) = 0.218 - 0.01 = 0.208 \text{ となり, ⑨項の含水比}$$

$$W_{opt} = W_f + Z_m + \Delta w = 21.8 - 1.0 = 20.8 \text{ と同じである。また, 補正値は}$$

$$\Delta w = Z_m \cdot W_f = -0.008 \times 0.218 = -0.0017 \text{ となり管理図の読み} -0.0017 \text{ と一致している。}$$

⑫ 急速管理のバリエーション

荒砥沢ダムでは盛土初年度の昭和62年は転圧1層毎に3個(孔)の現場密度試験を実施し, 1孔毎に急速管理図を作成したが63年以降は一層3孔

の試料を同一母集団と見なし, 各孔毎に19.1mm以上の礫率測定後に, 3孔分の19.1mmアンダーの試料をよく混ぜ合わせ, 四分法で3試料取り出し上述の方法で1つの管理図を作成し19.1mmアンダーの W_o , γ_{dMAX} を求め, これを基準値として各孔毎に施工含水比差及びD値を求めている。また, 全粒度の最適含水比, 最大乾燥密度は管理図から求めた19.1mmアンダーの W_o , γ_{dMAX} に各孔毎の礫率に応じた礫補正により3孔別々に求め, これを基準値として各孔毎に施工含水比差及びD値を求めている。

礫を多量に含まないコア材の場合はJISのジャー式(プレート口径162mm)や小口径(200mm)の突砂法により密度測定することが多い。しかしこの場合は, 1孔当り試料採取量は約5kgfから10kgf程度であり, 1孔の試料から含水比の異なった3点の突固試験を実施するためには1回使用したものを繰り返し含水比調整をして W_o , γ_{dMAX} を求める必要がある(水窪ダム³⁾)。しかし繰り返し含水比調整するのは面倒であるので一層3孔の試料を同一母集団と見なし3孔の試料をよく混ぜ合わせ, 現場含水比 $Z_o = 0$, 加水または乾燥した Z_1 , Z_2 の含水比の突固め密度を求め1つの急速管理図を作成し変形最大湿潤密度, 横距 Z_m を求めこれを基準にして3個のC値, D値を求めると簡単である。

ラジオアイソトープ(RI)で密度管理しているダムではRIで現場密度を測定した箇所から突固め試験用の試料を採取し, 上述した方法で1孔毎に急速管理図を作成しC値, D値管理を求め, 現場密度測定の効率化を図った例もある(浪岡ダム⁴⁾)。

4. C値, D値による現場管理方法

① C値, D値について

急速管理試験ではD値が主たる管理値であり, C値は従の管理値である。D値に影響する因子は, 撒出し厚さ, 転圧回数等の締固め作業と, 材料の締固め効果を左右する含水比の2つである。D値を求めるためには, 加水または乾燥した試料を突固めてパラボラ法による急速管理試験図の作成等約1時間程度が必要である。

C値は盛土の締固めの程度を, 盛土と同じ含水比におけるJIS標準突固め密度との比較によって

求められる値であり、この値には含水比の影響因子はなく、もっぱら締固め作業に影響される値であり、しかも短時間に求めることができる。このためC値による現場管理は具体的かつ容易に実施

できる。

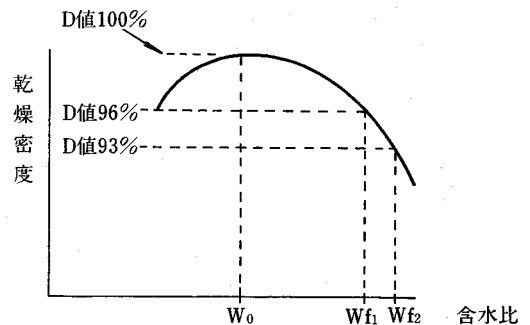
C値による転圧の評定とその対策は次のようになされている。

表—2 C値による転圧の評定とその対策（水窪³⁾、浪岡⁴⁾、荒砥沢⁵⁾）

等級	判断基準値	締固めの評定	転圧作業の評定及び対策
1	3個のC値 \geq 98%	良好	作業続行
2	2個のC値 \geq 98% 98% $>$ 1個のC値 \geq 96%	やや良好	材料の搬入を続けながらC値の不足する部分の締固め作業を強化する
3	1個のC値 \geq 98% 98% $>$ 2個のC値 \geq 96%	転圧不足	材料の搬入を制限しながら締固め作業を強化する
4	3個のC値 \leq 96%	転圧不良	材料の搬入を制限し表—3に示すW ₀ -W _f の値を参考に全面を一斉に再転圧後、再びC値を測定し評定する

注) 判断基準値の設定はダムにより一部異なる

② 施工含水比差 $|W_0 - W_f|$ について
施工の評定基準となる含水比による規制は次の様な例がある（水窪³⁾、浪岡⁴⁾、荒砥沢⁵⁾）



図—2 施工含水比差 $|W_0 - W_f|$ 評定のための記号の説明

表—3 施工含水比差 $|W_0 - W_f|$ の評定とその対策（水窪³⁾、浪岡⁴⁾、荒砥沢⁵⁾）

等級	判断基準値	評定	転圧作業の評定及び対策
1	$ W_0 - W_{f1} \geq W_0 - W_f $	良好	含水比は良好と認める作業続行
2	$ W_0 - W_{f2} \geq W_0 - W_f \geq W_0 - W_{f1} $	やや過多	撤出し厚を多少薄くし乾燥作業を強化する。
3	$ W_0 - W_f > W_0 - W_{f2} $	過多	土取場、堤体での乾燥作業を強化

5. 終わりに

急速管理試験の理論はわかりにくい感じもするが、急速管理試験のデータシート（図—1）が出来あがれば、盛土材の変化を反映した最適含水比、

最大乾燥密度、施工含水比差が簡単に求まる最適な管理手法であるので、急速管理試験の利用が広まり、より十分なダム施工管理が行われることを期待するものである。

以上

参考文献

- 1) 荒砥沢ダム盛立管理試験フロー図他(東北農政局 迫川上流農業水利事業所)
- 2) 荒砥沢ダム管理日報様式及び実施例(東北農政局 迫川上流農業水利事業所)
- 3) 水窪ダム施工管理要領(東北農政局米沢平野農業水利事業所)
- 4) 浪岡ダム施工管理要領(東北農政局浪岡川農業水利事業所)
- 5) 荒砥沢ダム施工管理要領(東北農政局迫川上流農業水利事業所)

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**

取締役会長 久野彦一
取締役社長 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)3274-4311(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)3586-7341(代)
仙台支店	TEL (022)263-1857	北陸出張所 TEL (0762)23-5411
九州支店	TEL (096)354-5226	鹿児島出張所 TEL (0992)81-1657
札幌支店	TEL (011)222-3121	佐賀出張所 TEL (09546)5-3564
四国出張所	TEL (0888)24-4425	埼玉出張所 TEL (0485)43-1261
中国出張所	TEL (0862)82-6351	技術研究所 TEL (0562)32-1351
青森出張所	TEL (0177)88-3793	海外事務所 マニラ・バンコク・カイロ
山形出張所	TEL (0236)53-1310	

石垣島における農業農村整備事業の農業外部効果について

青 山 卓 二*

目	次
1. はじめに	48
2. 石垣島農業の概要	48
3. 石垣島における国営土地改良事業の概要	49
4. 農業外効果の考え方	50
5. 農業外効果の試算	52
6. おわりに	63

1. はじめに

平成3年度より、国家予算一般会計の主要経費である「農業基盤整備費」は、農業生産基盤の整備に加え、農村の生活環境の整備や農地等の保全管理により農村居住者の生活を向上させるとともに、国民に開かれた農村を築くものであることを明確にするため、その名称を「農業農村整備事業費」に変更したところである。

従来より、農業基盤整備事業は、農業生産の増等を通じて国民経済の発展に寄与することを目的とし、その効果は一義的には農業生産への直接効果が主体を成すものであるが、このほか、事業投資に伴う地域経済の活性化、農業生産の増大に伴う関連産業への生産誘発や治水、水源かん養、地域排水、水質・環境保全機能等による社会生活、環境の安全性の確保等の外部効果を有している。農業効果はもちろん、こうした外部効果についても積極的に評価し、社会的コンセンサスを得ることが、今後の事業の円滑な推進を図るために極めて重要である。

本稿では、国営農業水利事業宮良川地区及び名蔵川地区を中心に、石垣島における農業農村整備事業の農業外部効果について、主として地域経済の観点からの評価を試みることにする。なお、本稿における金額表示は注記のないものについては平成2年度価格によるものである。

2. 石垣島農業の概況

石垣市は北緯24度20分、東経124度9分に位置す

る日本最南端の都市で、島面積222.6km²(12の無人島を含む市域面積228.6km²)、人口4万3千人余の八重山群島の中心都市であり、温暖多湿な亜熱帯海洋性気候を呈している。

土地利用の現況は図-1のとおりで耕地が全体の約3分の1を占めている。市街地と農用地は現況としてかなり明確に区分されており農地への市街地の拡大、スプロール化は起きていない。

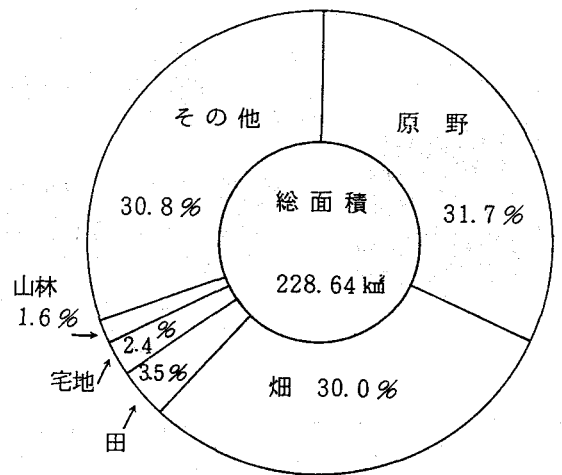


図-1 石垣市の地目別土地面積 (平成2年1月1日現在)

所得の状況を表-1に示す。1戸当り所得では、石垣市、沖縄県ともに全国平均の6割弱の低水準に止まっているが、農家1戸当り生産農業所得では、全国平均に対し、石垣市で2.8倍、沖縄県で1.4倍となっており、石垣市及び沖縄県における農業の重要性が伺える。

石垣島農業の今後の展開方向としては、基幹作

* 沖縄総合事務局石垣農業水利事業所

表一 所得(分配)の状況

項目	石垣市	沖縄県	全国	資料
所得	71,997百万円	2,028,657百万円	287,302,100百万円	5)
生産農業所得	4,885百万円	55,068百万円	3,855,206百万円	6)
同上構成比	6.8%	2.9%	1.4%	
1人当り所得	1,734千円	1,688千円	2,350千円	5)
1人当り農業所得	698千円	311千円	200千円	6)
1世帯当り所得	1,832千円	1,996千円	3,340千円	7)
1世帯当り農業所得	2,521千円	1,257千円	900千円	6)

物であるさとうきびと肉用牛を基本に据えながら、作目の多様化を進め、野菜、花き、熱帯果樹に重点を置いて生産拡大を図り、生産性の高い亜熱帯農業を確立することが必要である。特に、ウリミバエの根絶が日程に上がっていることから、野菜、果樹の島・県外出荷枠が大幅に拡大され、低迷しているこれらの作目の生産が拡大されることが期待される。

3. 石垣島における国営土地改良事業の概要

石垣島においては基幹的な2つの国営かんがい排水事業及びこれらと関連する県営、団体営のか

んがい及び面的整備事業が行われている。また、この他、農道整備や国営事業地区以外の地域におけるかんがい及び面的整備等の県営、団体営事業も行われている。

(1) 宮良川農業水利事業

本地区は、石垣島中央部以南に広がるおおむね3,720haの耕地であり、大部分はなだらかな丘陵地に発達した畑で、一部の水田を除き、かんがい施設は皆無に近く、用水を天水に依存している。このため毎年のごとく干ばつの被害を受けており、恒久的な用水対策が必要である。この対策として、宮良川及び宮良川水系底原川上流に真菜里ダム、

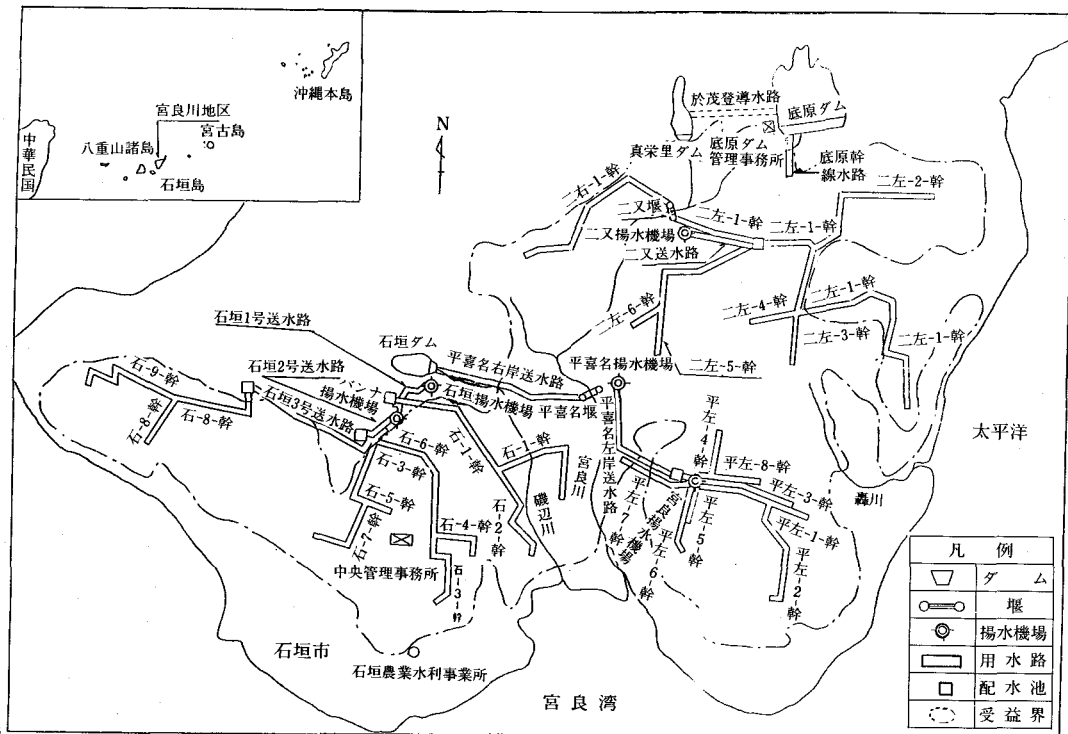


図-2 国営宮良川土地改良事業計画概要図

底原ダムを新設し、これから放流された水を上流及び中流部に計画される堰で取水し、各地区の配水池へポンプ圧送し、ここから各ほ場へパイプラインにより送水する計画である。このようにして、さとうきび、パインアップル及びソ菜等約3,160haの畑に対する散水かんがいと地域内の水田約300haに対する新たな用水補給を行うものである。なお、真栄里ダムは治水事業との共同事業として実施し、農業用水の確保と合わせて宮良川下流域の洪水被害の軽減を図ることとしている。

(2)名蔵川農業水利事業

本地区は、石垣島の南西部に位置し、地区面積約860haの農用地で名蔵川流域に広がる低平地とこれに連なる丘陵地帯であり、主として、さとうきび、パインアップル、水稻、牧草等が栽培されているが、用排水施設は未整備の状態にあり、干ばつの被害と低平地の湛水被害が恒常化しており、恒久的な用排水対策が必要である。この対策として、名蔵川支流ブネラ川にダムを築造して農業用水を確保し、頭首工、用水路等を新設して用水を

供給し、また、排水路を設けて低湿地の排水を行うものである。

4. 農業外効果の考え方

従来、農業基盤整備事業による効果は、農業生産性の向上による農業者の所得増加並びに消費者余剰の増加として評価されてきているが、近年では、農村の混住化に伴い今までの効果項目には止まらないものと考えられる。これまでの研究では農業基盤整備事業に係る効果については、図-4のような概念に整理されよう。即ち、効果は「農業効果」と「農業外効果」に大別される。このうち農業効果については、これまで事業計画書の段階で効果（この中には、一般車に係る走行費用の節減等農業外の効果も一部は含んでいる）として算定していたものである。しかし、農業外効果については、従来から効果があることが定性的には認められていたものの、定量的には算定されていなかった（昭和60年7月1日付け構造改善局長通達「土地改良事業における経済効果の測定方法に

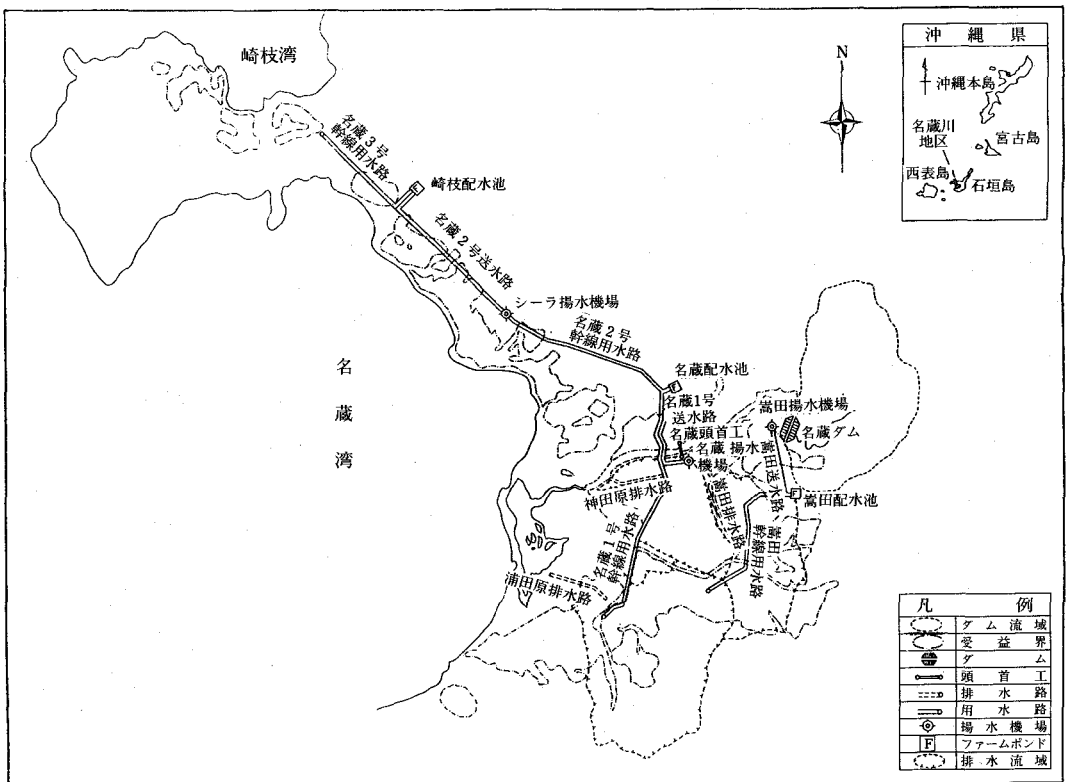
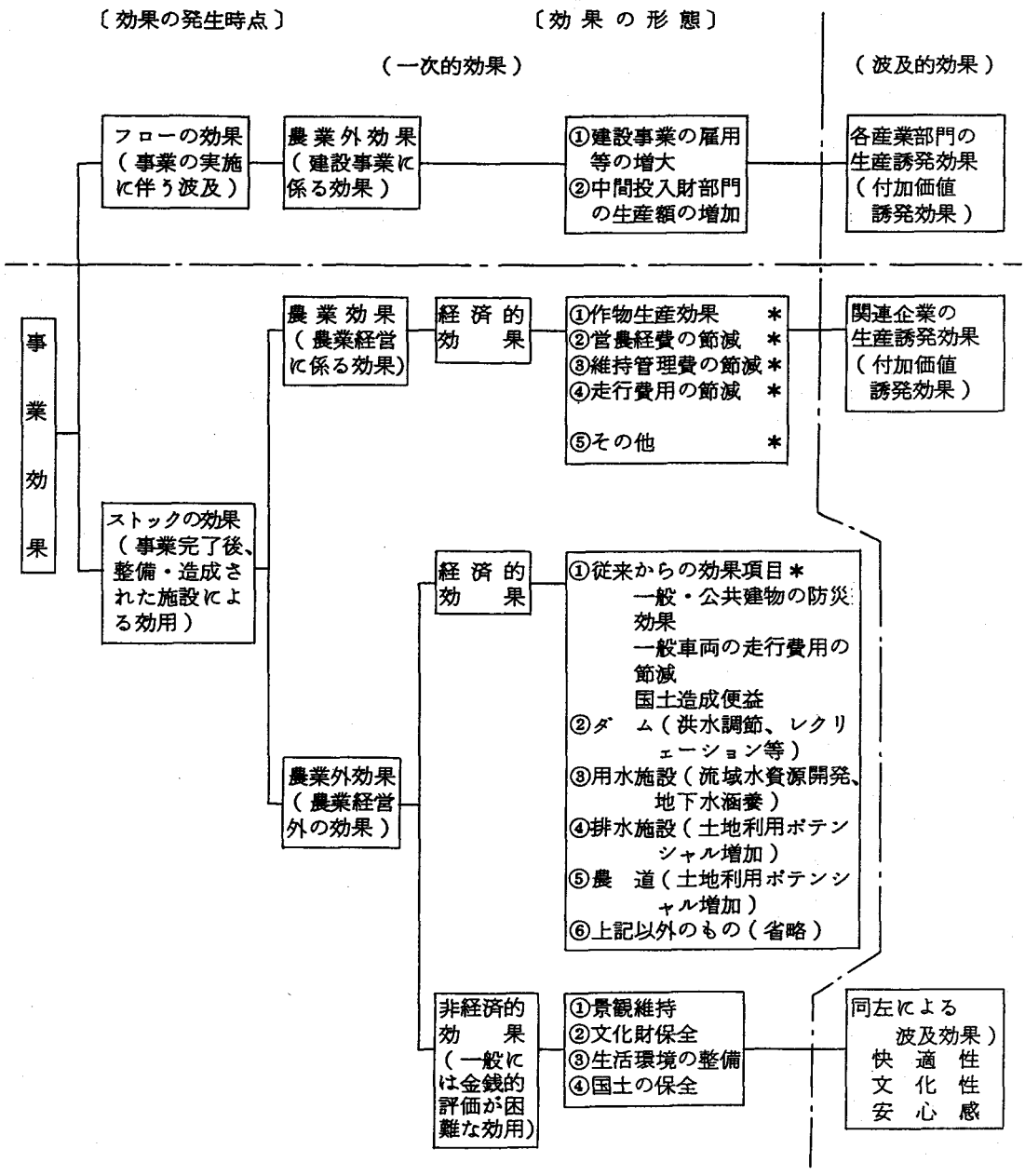


図-3 国営名蔵川土地改良事業計画概要図



(注) *印は、現在の通達の範囲で算定している効果項目である。

図-4 農業基盤整備事業に係る効果概念図

表一 石垣島における国営土地改良事業の概要

項目	宮良川農業水利事業	名蔵川農業水利事業
受益面積	3,460ha (水田300、畑3,160)	760ha (水田110、畑560、果樹園30、採草地60)
主要工事計画		
貯水池	3ヶ所 (有効貯水量計15,350千 ^m ³ うち農水14,450千 ^m ³)	1ヶ所 (有効貯水量3,820千 ^m ³)
取水堰	2ヶ所	1ヶ所
導水路	0.9km	
用水路	61.1km	13.1km
揚水機場	5ヶ所	3ヶ所
配水池	5ヶ所	3ヶ所
事業費 (百万円)	国営37,990 関連41,668	国営19,000 関連9,411
経済効果 (百万円/年)	増加純益額5,978 (うち作物2,372) 増加所得額7,711 (うち作物6,310)	増加純益額1,793 (うち作物1,394) 増加所得額4,702 (うち作物4,315)
工期	昭和50年度～平成4年度	昭和57年度～平成8年度
備考	金額はいずれも昭和60年度単価	金額はいずれも昭和63年度単価

ついて」によって従来の効果以外の効果の発生が明らかであり、かつ、その計測が可能な場合には、効果の内容及び算定方法等につき事前に構造改善局長の承認を得た上で当該効果につき年効果額を算定して差し支えないこととなったものの、その算定方法が定型化していないため活用される例が少なかったものと推測される。

これらの農業外効果についてみると、

①事業実施の投資そのものが投入資材を使用することにより、それらの投入資材に係る他の産業活動に波及し、事業実施期間を通してその生産を誘発とすることにより各部門で付加価値を誘発させるという波及的効果(「フローの効果」といわれている)と

②事業によって整備された農地やかんがい施設、道路等がその機能を失うまでの耐用期間中長期に亘って、年々発揮する効果(「ストックの効果」といわれている)とがある。

また、ストックの効果のなかにも、ア) 整備された施設が混住化の進んできた農村地域のなかで社会的、経済的(農業外)に便益をもたらす効果と、イ) 増加する農産物とその関連企業の産業活動の拡大を誘発する波及効果とがある。

なお、これらの効果のうち、現在、「経済効果」の体系の中で測定することとなっているものは、一次的な効果の範疇に該当するものであり、上述の①及び②のイ) ようないわゆる「波及的効果」

の範疇のものではないことに留意しておく必要がある。

5. 農業外効果の試算

1) 建設期間中の事業実施による波及効果

公共事業の実施による効果の概念図を図一5に示す。石垣市における農業基盤整備事業の投資額(畜産基地建設関係を除く)は、昭和50年度から平成2年度までの16年間の累計で、992億円であり公共事業費の33.9%を占めている。この中に占める用地費及び補償費の割合は3.6%と少ない。

また、昭和60年沖縄県産業連関表による建設部門の県内生産誘発係数(逆行列係数×自給率)は1.452992(自部門1.005669, 他部門0.447323), 表一3の計算による純付加価値(雇用者所得及び営業余剰)誘発係数は0.500714(自部門0.342061, 他部門0.158653), 総合就業係数は0.137295人/百万円, 個別就業係数は0.091780人/百万円である。

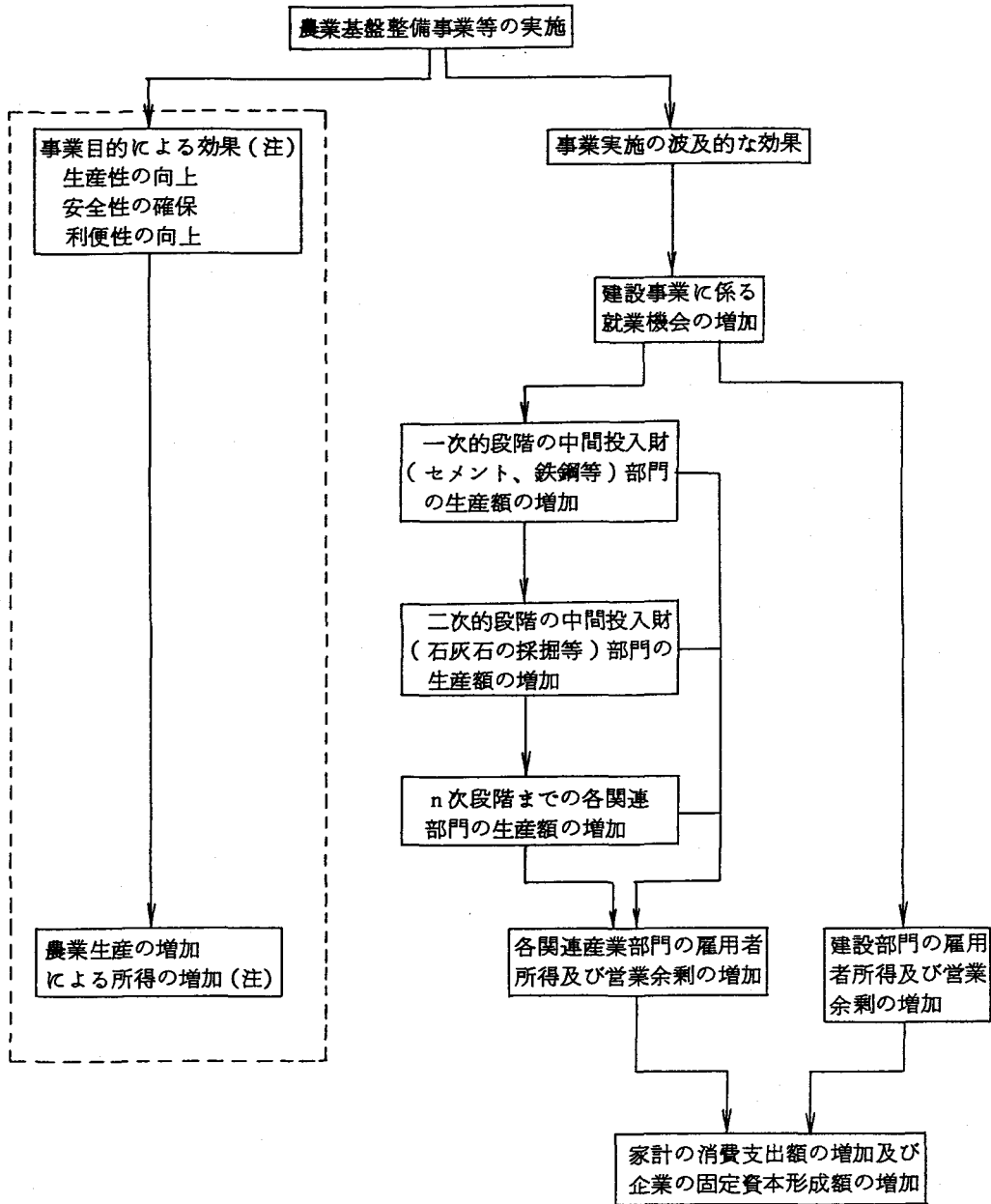
これらより、過去16年間の事業実施による波及効果を試算すると、

$$\begin{aligned} \text{生産誘発額} &= 992 \times (1.0 - 0.036) \times 1.452992 \\ &= 1,389 \text{億円} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{うち自部門} &= 992 \times (1.0 - 0.036) \times 1.005669 \\ &= 962 \text{億円} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{うち他部門} &= 992 \times (1.0 - 0.036) \times 0.447323 \\ &= 428 \text{億円} \end{aligned}$$

$$\text{純付加価値誘発額} = 992 \times (1.0 - 0.036) \times 0.500714$$



(注) この部分については産業連関表では捉えることとなっていない。

図-5 公共事業の実施による効果の概念図

表-3 沖縄県の建設部門の純付加価値誘発係数

部 門 名	建設部門の 逆行列係数 ①	各部門の純 付加価値率 ②	建設部門の純付 加価値誘発係数 ①×②
01 農 業	0.002372	0.476644	0.001131
02 林 業	0.000575	0.527364	0.000303
03 漁 業	0.000179	0.421063	0.000075
04 石 炭 ・ 鉄 鋼	0.000000	0.000000	0.000000
05 そ の 他 の 鉱 業	0.007166	0.330615	0.002369
06 食 料 品 ・ 飼 料	0.003585	0.171200	0.000614
07 織 維 製 品	0.000461	0.376238	0.000173
08 木 製 品 ・ 家 具	0.011211	0.305480	0.003425
09 パ ル プ ・ 紙	0.000937	0.266450	0.000250
10 印 刷 ・ 出 刷	0.002843	0.443028	0.001260
11 皮 革 ・ 同 製 品	0.000003	0.328359	0.000001
12 ゴ ム 製 品	0.000002	0.500000	0.000001
13 化 学 製 品	0.001090	0.209131	0.000228
14 石 油 ・ 石 炭 製 品	0.027374	0.075090	0.002056
15 窯 業 ・ 土 石 製 品	0.082548	0.218951	0.018074
16 鉄 鋼	0.027872	0.072620	0.002024
17 非 鉄 金 属	0.002330	0.179466	0.000418
18 金 属 製 品	0.042926	0.396519	0.017021
19 一 般 機 械	0.008648	0.336737	0.002912
20 電 気 製 品	0.001218	0.257204	0.000313
21 輸 送 機 械	0.005284	0.402929	0.002129
22 精 密 機 械	0.000016	0.402406	0.000006
23 その他の製造工業製品	0.003221	0.343179	0.001105
24 建 設	1.005669*	0.340133	0.342061*
25 電 力 ・ ガ ス ・ 水 道	0.023910	0.276595	0.006613
26 商 業	0.044778	0.565735	0.025332
27 金 融 ・ 保 険 ・ 不 動 産	0.041668	0.574294	0.023930
28 通 信 ・ 運 輸	0.037489	0.455904	0.017091
29 公 務	0.000376	0.683674	0.000257
30 教 育 研 究、医 療 保 険	0.002303	0.762273	0.001756
31 サ ー ビ ス 業	0.058218	0.463969	0.027011
32 分 類 不 明	0.006717	0.115182	0.000774
計	1.452989		0.500714
(うち当該部門*を除いたもの)	(0.447320)		(0.158653)

うち自部門 =479億円
 =992×(1.0-0.036)×0.342061
 =327億円
 うち他部門 =992×(1.0-0.036)×0.158653
 =152億円
 就業者誘発数 =99200×(1.0-0.036)
 ×0.137295
 =13,129人
 うち自部門 =99200×(1.0-0.036)
 ×0.09178
 =8,777人

うち他部門 =13,129-8,777
 =4,352人
 となる。生産額(逆行列係数より算出)及び純付加価値額のうち他部門に誘発される額の各部門の比率を表-4に示す。
 ここで、経済的効果としては自部門、他部門を合わせた純付加価値誘発額が指標となるが、農業基盤整備事業投資単独による効果としての評価ではなく、その投資が生産需要増により効果を誘発させる重要な要因であるとして評価すべきであろう。

表一 4 沖縄における建設部門の逆行列係数・純付加価値誘発係数の比率
(自部門を除いたもの)

部 門 名	逆行列係数の比率	純付加価値誘発係数の比率
01 農 業	0.5%	0.7%
02 林 業	0.1	0.2
03 漁 業	0.0	0.0
04 石 炭 ・ 鉄 鋼	—	—
05 そ の 他 の 鉱 業	1.6	1.5⑩
06 食 料 品 ・ 飼 料	0.8	0.4
07 織 維 製 品	0.1	0.1
08 木 製 品 ・ 家 具	2.5⑩	2.2⑧
09 パ ル プ ・ 紙	0.2	0.2
10 印 刷 ・ 出 版	0.6	0.8
11 皮 革 ・ 同 製 品	0.0	0.0
12 ゴ ム 製 品	0.0	0.0
13 化 学 製 品	0.2	0.1
14 石 油 ・ 石 炭 製 品	6.1⑧	1.3
15 窯 業 ・ 土 石 製 品	18.5①	11.4④
16 鉄 鋼	6.2⑦	1.3
17 非 鉄 金 属	0.5	0.3
18 金 属 製 品	9.6④	10.7⑥
19 一 般 機 械	1.9	1.8⑨
20 電 気 機 械	0.3	0.2
21 輸 送 機 械	1.2	1.3
22 精 密 機 械	0.0	0.0
23 その他の製造工業製品	0.7	0.7
24 建 設	**	**
25 電 力 ・ ガ ス ・ 水 道	5.4⑨	4.2⑦
26 商 業	10.0③	16.0②
27 金 融 ・ 保 険 ・ 不 動 産	9.3⑤	15.1③
28 通 信 ・ 運 輸	8.4⑥	10.8⑤
29 公 務	0.0	0.2
30 教 育 研 究 ・ 医 療 保 険	0.5	1.1
31 サ ー ビ ス 業	13.0②	17.0①
32 分 類 不 明	1.5	0.4
小 計	100.0	100.0

(注) **は「自部門」として除外している。

2) 農業生産の増加が関連事業に及ぼす波及効果

石垣市における農業農村整備事業による農業生産の増加額(計画書ベースで国営事業関連以外の地区も含む)は、約177億円/年である(表一5)。

また、昭和60年沖縄県産業連関表による農業部門の県内生産誘発係数(逆行列係数×自給率)は0.934351(自部門0.735366, 他部門0.198985), 表一6の計算による純付加価値誘発係数は0.618386(自部門0.519523, 他部門0.098863), 総合就業係数(移輸出)は0.450248人/百万円, 個別就業係数は0.389506人/百万円である。

これらより、現在計画を有する農業農村整備事

表一 5 農業生産増加額

(計画書ベース、平成2年価格)

(単位:千円)

地 区 名	増加収益額	増加所得額	増加純益額
宮良川地区	9,883,501	6,518,439	2,450,222
名蔵川地区	7,309,476	4,513,182	1,457,573
その他地区	470,835	366,083	215,253
計	17,663,810	11,397,704	4,123,048

業の作物増産効果が全て発現した段階での波及効果を試算すると、

$$\begin{aligned} \text{生産誘発額} &= 17,664 \times 0.934351 \\ &= 16,504 \text{ 百万円/年} \end{aligned}$$

表-6 沖縄県の農業部門の純付加価値誘発係数

部 門 名	農業部門の 逆行列係数 ①	各部門の純 付加価値率 ②	農業部門の純付 加価値誘発係数 ①×②
01 農 業	1.089961*	0.476644	0.519523*
02 林 業	0.000166	0.527364	0.000088
03 漁 業	0.000348	0.421063	0.000147
04 石 炭 ・ 鉄 鋼	0.000000	0.000000	0.000000
05 そ の 他 の 鉱 業	0.001304	0.330615	0.000431
06 食 料 品 ・ 飼 料	0.112969	0.171200	0.019340
07 織 維 製 品	0.000315	0.376238	0.000119
08 木 製 品 ・ 家 具	0.000367	0.305480	0.000112
09 パ ル プ ・ 紙	0.003236	0.266450	0.000862
10 印 刷 ・ 出 版	0.001043	0.443028	0.000462
11 皮 革 ・ 同 製 品	0.000001	0.328359	0.000000
12 ゴ ム 製 品	0.000001	0.500000	0.000001
13 化 学 製 品	0.005612	0.209131	0.001174
14 石 油 ・ 石 炭 製 品	0.013621	0.075090	0.001023
15 窯 業 ・ 土 石 製 品	0.002574	0.218951	0.000564
16 鉄 ・ 鋼	0.000410	0.072620	0.000030
17 非 鉄 金 属	0.000087	0.179466	0.000016
18 金 属 製 品	0.001891	0.396519	0.000750
19 一 般 機 械	0.002032	0.336737	0.000684
20 電 気 製 品	0.000064	0.257204	0.000016
21 輸 送 機 械	0.002068	0.402929	0.000833
22 精 密 機 械	0.000010	0.402406	0.000004
23 その他の製造工業製品	0.002679	0.343179	0.000919
24 建 設	0.006010	0.340133	0.002044
25 電 力 ・ ガ ス ・ 水 道	0.010934	0.276595	0.003024
26 商 業	0.037511	0.565735	0.021221
27 金 融 ・ 保 険 ・ 不 動 産	0.047318	0.574294	0.027174
28 通 信 ・ 運 輸	0.024989	0.455904	0.011393
29 公 務	0.000315	0.683674	0.000215
30 教 育 研 究、医 療 保 険	0.000883	0.762273	0.000673
31 サ ー ビ ス 業	0.010552	0.463969	0.004896
32 分 類 不 明	0.005625	0.115182	0.000648
計	1.384896		0.618386
(うち当該部門*を除いたもの)	(0.294935)		(0.098863)

うち自部門 =17,664×0.735366
 =12,990百万円/年
 うち他部門 =17,664×0.198985
 =3,515百万円/年
 純付加価値誘発額=17,664×0.618386
 =10,923百万円/年
 うち自部門 =17,664×0.519523
 =9,177百万円/年
 うち他部門 =17,664×0.098863
 =1,746百万円/年
 就業者誘発数 =17,664×0.450248

うち自部門 =7,953人/年
 うち自部門 =17,664×0.389506
 =6,880人/年
 うち他部門 =7,953-6,880
 =1,073人/年

となる。生産額及び純付加価値額のうち他部門に誘発される額の各部門の比率を表-7に示す。

ここで、経済的効果としての評価は建設部門の場合と同様である。なお、就業者誘発数のうち自部門に係るものについて、より現実的に評価すれば、直接就業者増に作用すると見るよりも、農業

表一七 沖縄における農業部門の逆行列係数・純付加価値誘発係数の比率
(自部門を除いたもの)

部 門 名	逆行列係数の比率	純付加価値誘発係数の比率
01 農 業	**	**
02 林 業	0.1%	0.1%
03 漁 業	0.1	0.1
04 石 炭 ・ 鉄 鋼	—	—
05 そ の 他 の 鉱 業	0.4	0.4
06 食 料 品 ・ 飼 料	38.3①	19.6③
07 織 維 製 品	0.1	0.1
08 木 製 品 ・ 家 具	0.1	0.1
09 パ ル プ ・ 紙	1.1	0.9
10 印 刷 ・ 出 版	0.4	0.5
11 皮 革 ・ 同 製 品	0.0	0.0
12 ゴ ム 製 品	0.0	0.0
13 化 学 製 品	1.9⑩	1.2⑧
14 石 油 ・ 石 炭 製 品	4.6⑤	1.0⑨
15 窯 業 ・ 土 石 製 品	0.9	0.6
16 鉄	0.1	0.0
17 非 鉄 金 属	0.0	0.0
18 金 属 製 品	0.6	0.8
19 一 般 機 械	0.7	0.7
20 電 気 機 械	0.0	0.0
21 輸 送 機 械	0.7	0.8
22 精 密 機 械	0.0	0.0
23 その他の製造工業製品	0.9	0.9⑩
24 建 設	2.0⑧	2.1⑦
25 電 力 ・ ガ ス ・ 水 道	3.7⑥	3.1⑥
26 商 業	12.7③	21.5②
27 金 融 ・ 保 険 ・ 不 動 産	16.0②	27.5①
28 通 信 ・ 運 輸	8.5④	11.5④
29 公 務	0.1	0.2
30 教 育 研 究 ・ 医 療 保 険	0.3	0.7
31 サ ー ビ ス 業	3.6⑦	5.0⑤
32 分 類 不 明	1.9⑨	0.6
小 計	100.0	100.0

(注) **は「自部門」として除外している。

就業者1人当り所得の増加に作用すると見る方が適切であろう。

3) ダム建設事業による効果

①洪水調節効果

利水ダムは渇水に備えて造られるものであるが、かんがい期には利水による空き容量が生じ、付随的に洪水調節機能も備えている。国営宮良川地区の真栄里ダム及び底原ダムについて、過去の洪水実績より洪水期を4月～11月として、1979～1988年の10年間の単純空容量(洪水予測等による水位管理を考慮しない場合の空容量で、真栄里ダム計画洪水調節容量800千 m^3 を除く)を求めると、非超

過確率60%容量における空容量で約6,000千 m^3 (表一8)、平均で5,396千 m^3 (表一9)である。なお、1/100確率年の半旬洪水量は2,693千 m^3 である。図一6に示す宮良川(川原橋地点)の修正洪水流量(真栄里ダム計画洪水調節容量90 m^3/s を控除したもの)を表一10に示す。本地点の河川現況及び改修計画断面、通水能力を図一7、表一11に示す。これより、本地点において改修計画断面により対応可能な洪水流量の確率年は全流域では1/3年程度、自流域(ダム流域を控除したもの)で1/50年程度となり、ダムの付随的洪水調節機能を見込むことにより河川改修効果で発揮されるものとみな

表一 8 空容量階級別発現回数及び非超過発現度数（4月～11月の発生半旬）

空容量	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	計	度数
	半旬	半旬	半旬	半旬	半旬	半旬	半旬	半旬	半旬	半旬	半旬	%
1,000千m ³ 以下	17	0	0	0	0	0	5	11	0	18	51	100.0
1,000～2,000	4	0	0	0	0	0	23	12	1	7	47	89.4
2,000～4,000	6	15	0	0	0	0	20	13	23	23	100	79.6
4,000～6,000	9	16	22	2	0	0	0	12	12	0	73	58.8
6,000～8,000	12	17	17	21	19	8	0	0	12	0	115	43.5
8,000～10,000	0	0	0	5	2	28	0	0	0	0	35	19.6
10,000～12,000	0	0	0	7	13	12	0	0	0	0	32	12.3
12,000千m ³ 以上	0	0	0	13	14	0	0	0	0	0	27	5.6
	48	48	48	48	48	48	48	48	48	48	480	

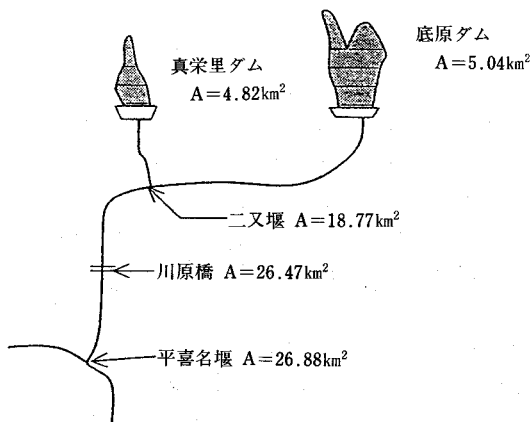
表一 9 洪水期平均単純空容量

年	ダム有効貯水量	ダム空容量	単純空容量比
1979	14150千m ³	3261千m ³	23.0%
1980	14150	5060	35.8
1981	14150	6468	45.7
1982	14150	9295	65.7
1983	14150	9953	70.3
1984	14150	9188	64.9
1985	14150	2043	14.4
1986	14150	2651	18.7
1987	14150	4327	30.6
1988	14150	1714	12.1
10年平均	14150	5396	38.1

表一 10 宮良川（川原橋地点）の修正洪水量（m³/S）

確率年	全流域	自流域
1/100	308.8	141.8
1/50	279.4	124.8
1/30	235.9	99.4
1/20	224.1	92.4
1/10	187.1	70.9
1/5	151.2	50.3
1/3	119.4	31.8
1/2	87.1	12.6

(注) 自流域 = 全流域 - ダム流域



図一 6 宮良川水系排水系統図

表一 11 宮良川（川原橋地点）通水能力

	現況	計画
通水断面A	37.500m ²	122.500m ²
潤 辺P	17.711m	43.652m
径 深R=P/A	0.472m	0.356m
水路勾配I	1/500	1/500
粗度係数n	0.040	0.025
流 速V=1/n * R ^{2/3} * I ^{1/2}	0.678m/s	0.898m/s
流 量Q=A * V	25.425m ³ /s	110.005m ³ /s

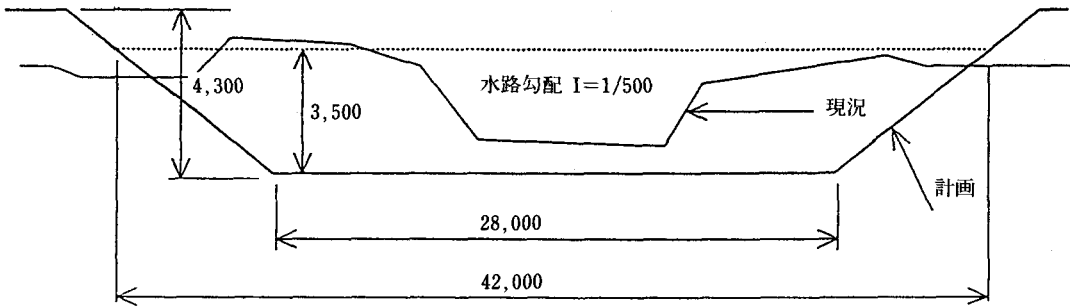


図-7 宮良川 (川原橋地点) 河川断面

すことができる。真栄里ダム及び底原ダムの1/50年確率洪水量は半旬当たり2,432千 m^3 である。これを洪水調節容量として、両ダムの工事実績をもとに身代わり建設費による共同費用振り分けについて試算した結果を表-12に示す。これより付随的に洪水調節容量についての治水負担額は3,291百万円と試算される。また、宮良川 (川原橋地点) の計画洪水量を表-10における1/50確率年の全流域及び自流域とした場合の河川改修工事費の差額を近隣の工事実績から試算すると2,138百万円となる。

②流況安定効果

ダムによる流況安定効果は、水田補給水の安定的確保による還元水の増加、すなわち河川利用可能量の増加という形で現れる。宮良川水系の水利用計画では、図-8に示すように、河川中流部の平喜名堰と上流部の二又堰で水田の還元水を取水

し、有効利用を図ることとしている。計画基準年 (1969) における平喜名堰地点取水後の河川流量から河川維持流量を控除した余剰水を図-9に示す。余剰水のうち還元水増加分は年間1,236千 m^3 、平均流量0.0392 m^3/s となる。同地点下流には恒久的な取水施設が存在しないこと及び還元水の増加には季節性が強いことから直接的に経済効果を評価するのは困難であるが、流域が小さく河川勾配も急な離島特有の地理的条件の中で、緊急的にまた将来的に有効利用が図られることとなろう。このほか、河川維持用水の安定的確保による渇水回避の効果も考えられよう。

4) ほ場整備による耕作放棄防止効果

石垣市における耕作放棄面積の推移を図-10に示す。一般に、耕作放棄防止効果は、農道等の生産基盤が劣悪で耕作放棄される恐れのある地域で、ほ場整備等が実施されることにより発現する生産

表-12 ダムの費用分担の試算

項目	身替り建設費	分担率	費用振分け	備考
利水ダム工事費	23,508百万円	86%	20,217百万円	真栄里ダム治水分を含む
治水ダム工事費	3,824百万円	14%	3,291百万円	
合計	27,332百万円	100%	23,508百万円	

真栄里ダム	治水容量	800千 m^3	工事費	2,278百万円
	農水容量	1,200千 m^3		2,245百万円
	不特定容量	100千 m^3		
底原ダム	農水容量	12,850千 m^3		18,985百万円
合計		14,950千 m^3		23,580百万円
洪水調節容量2,432千 m^3 のダム工事費				
$2,432千m^3 \times 23,508百万円 / 14,950千m^3 = 3,824百万円$				

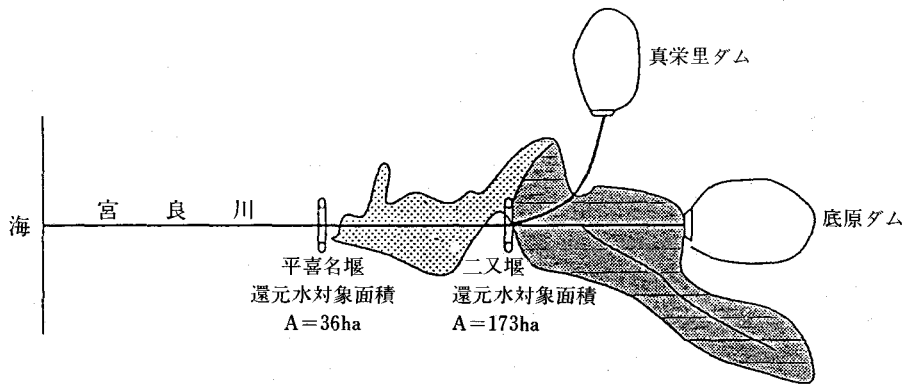


図-8 宮良川水系還元水系統模式図

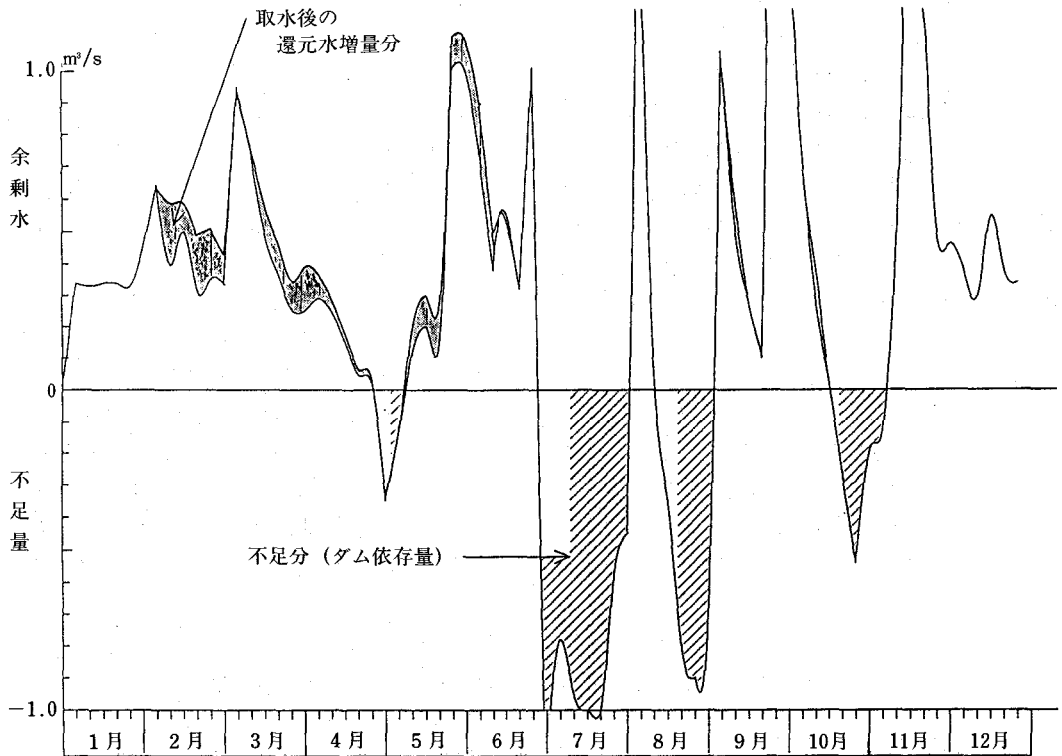


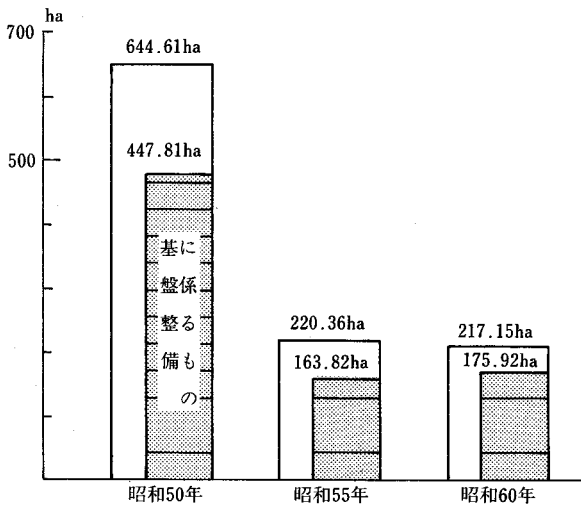
図-9 平喜名堰地点取水後の過不足量
(計画基準年 1969年)

の維持効果を指すが、耕作放棄の恐れのある農地の評価が困難なため、計画段階では直接効果として計上されていないのが実情である。一方、本地区は耕作放棄面積が減少していることから、単に生産維持効果だけでなく、生産の回復効果にも大きく寄与しているものと考えられる。効果算定式は次のように考えられる。

効果額

$$= [(\text{旧況耕作放棄面積} - \text{現況耕作放棄面積}) \times \text{現況単収} \times \text{単価} \times \text{純益率}]$$

$$+ [\text{耕作放棄回避面積} \times \text{現況単収} \times \text{単価} \times \text{純益率}]$$
 上式のうち第2項の耕作放棄回避面積は評価が困難なため第1項のみで試算したが、算出された効



図一〇 石垣市における耕作放棄面積の推移

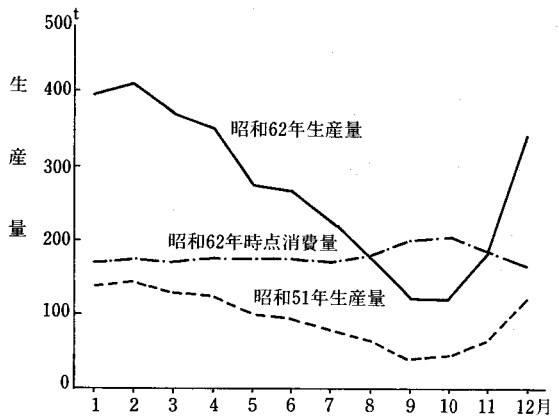
果額は203百万円/年であった。

5) 農道整備事業による効果

石垣市の一般道路の総延長は454kmで、このうち舗装道路は355km、改良済は176kmである(平成元年3月末日現在)。一方、農道については、平成元年度までに141kmが整備されている。一般道路は島の周遊及び山麓と海岸の縦断を主とし、基幹線農道がこれらを横断してアクセスする配置となっている。このように、農道は農業用車両の通行はもとより、一般道路との有機的な関係により、一般車両に対しても大きな便益を与えている。農道整備事業計画においては、一般車両の走行費用節減効果についても評価する手法が定着している。代表的な4路線(盛山、白保、仲水、大里)の交通量調査をもとに試算した一般車両の走行費用節減効果は3,250千円/km/年となり、平成元年度末現在で農道総延長141kmに対し458百万円/年の外部効果が期待できることとなる。このほか、ほ場整備等により付随的に整備される農道延長も大きく一般道路や基幹線農道を補完して島全体の道路密度を高めている。

6) 作物自給率向上効果

作物の生産向上により島内自給率が高まれば、これまで島外に流出していた資金が、島内経済に還流する効果が期待できる。島内生鮮野菜生産量及び消費量を図一11に示す。生産量は季節変動が大きく特に8月から11月にかけては消費量を下回っているが、その他の季節については農業基盤整備の実施とともに生産量が大幅に増加している。



図一11 石垣島内生鮮野菜生産量と消費量

経済的評価としては、昭和51年時点で輸移出入なし、輸移入322百万円、昭和62年時点で輸移入406百万円、輸移入58百万円、差引670百万円/年が島内経済に還流されたこととなる。かんがい施設の普及に伴い熱帯果樹、ハウス野菜、園芸作物等換金性の高い作物の栽培が増加傾向にあり、今後はさらに大きな経済効果の発現が期待できる。

7) ダム周辺整備によるレクリエーション資源開発効果

豊かで潤いのある快適な生活環境を望む国民意識の高まりを背景に、ダムが創出する水辺空間をレクリエーション活動等に積極的に活用しようとする動きが近年盛んになっており、行政面でも、水環境整備事業制度の創設等支援体制が整備されつつある(宮良川地区において平成3年度より同事業が実施される予定である)。石垣島は海浜レジャーの拠点として、多くの観光客を集める施設を海沿いに有しているが、市民の憩いの場、内陸型レクリエーション施設、淡水域における親水空間等は少なく、マリンレジャーと競合することなく、ダムを活用した内陸型レジャー・レクリエーション施設の開発、レジャー人口の開拓の余地を持っている。図一12にダム周辺整備の構想図(試案)を、図一13に宮良川地区水環境整備事業計画概要図を示す。

効果算定方法としては、①施設利用効果(施設利用による純益額)、②修景の利用効果(修景及び親水的レクリエーションに関する消費額)、③修景保全効果(修景保全のための追加投資額に資本還元率を乗じた額)等が提案されているが、本稿で

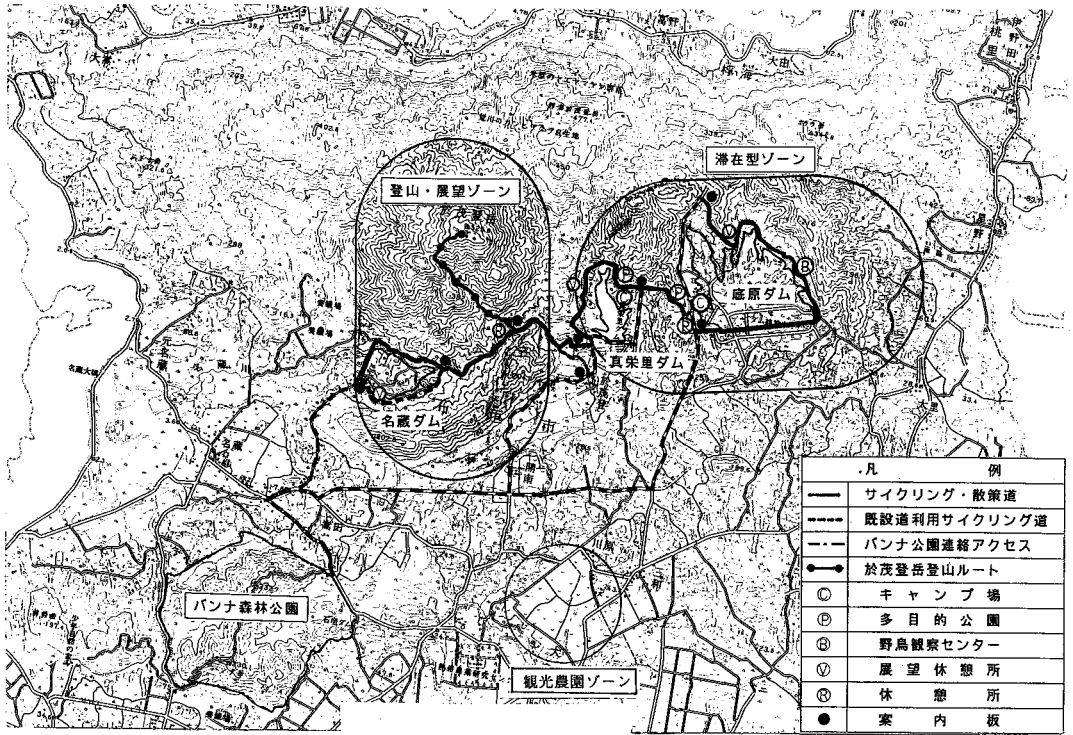


図-12 ダム周辺整備構想図(試案)

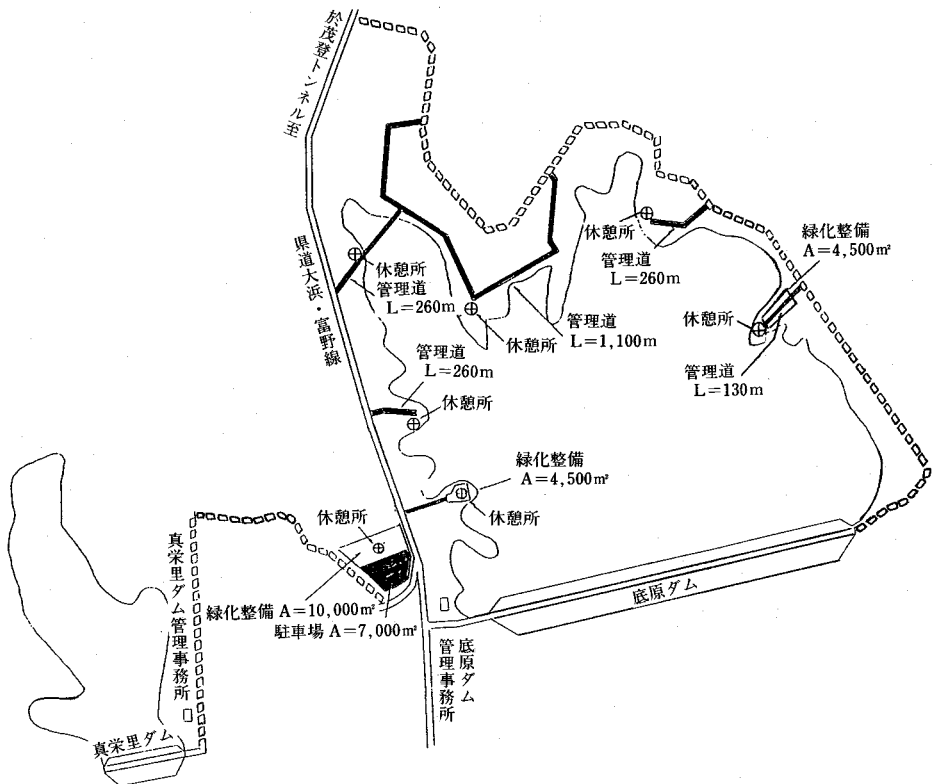


図-13 宮良川地区水環境整備事業計画概要図

表一13 ダム周辺整備に係る修景的利用効果の試算

種 目	1 回当 り費用	実績参 加率	参加希 望率	年平均 活動回数	参加延 人数	活動 費用	周 辺 整 備 施設参加率	消費額
	円	%	%	回	千人	百万円	%	百万円
ジョギング、マラソン	150	24.8	20.3	38.8	229	34	30	10
サイクリング	570	25.1	12.1	25.1	88	50	100	50
釣	3,400	15.2	17.0	12.4	61	207	10	21
ピクニック、ハイキング、野外散策	1,840	32.3	38.3	8.0	89	164	100	164
キャンプ	14,170	6.7	20.6	1.8	11	156	100	156
フィールドアスレチック	2,070	5.3	7.3	2.9	6	12	100	12
合 計								413

は周辺整備計画の詳細が明らかでないため、収益性を求めない②の修景的利用効果について試算することとする。ダム周辺整備によるレクリエーション消費額の算定式は以下のとおりである。

$$\text{消費額} = \text{推定参加延べ人数} \times \text{1回当り活動費用} \times \text{周辺整備施設参加率}$$

ここに、

推定参加延べ人数＝

15歳以上人口×参加希望率×年平均活動回数

参加希望率、年平均活動回数、1回当り活動費用は「レジャー白書91」（余暇開発センター）による。全ての活動参加者がダム周辺整備による施設を利用するとは限らないので、補正係数として周辺整備施設参加率を用いたが、根拠となるデータがないため恣意的に数値を与えた。試算結果を表一13に示す。消費額の合計は413百万円/年と試算される。ダム周辺整備建設費の概算は表一14のとおり867百万円でダム建設費と比較すればごく少額であり、レクリエーション消費額のほとんどはダム建設によるレクリエーション資源開発効果とみなすことができよう。また、このような公共財としての性格が強い効果については金銭面では測れない部分も大きいものと考えられる。

6. おわりに

平成3年度上半期、石垣島は空梅雨等のため20年ぶりの大濁水に見舞われ、農業生産に大きな被害を受けるとともに、上水道についても長期にわたり夜間断水が実施された。農業水利事業より新設されるダムは、農業生産に関する効果へ期待が寄せられるとともに、流域の小さい離島住民の意識としては、さらに広く、何世代にもわたり安定

表一14 ダム周辺整備の概算建設費

項 目	員 数	単 位	金額(千円)	備 考
直接工事費				
管理事務所	1	棟	2,500	
サイクリングロード	8,500	m	349,200	
ダム護岸工	3,500	m ²	79,000	
駐車場	1	か所	14,400	
多目的公園	3	か所	70,800	
キャンプ場	2	か所	11,100	
野鳥観察センター	1	か所	3,000	
休憩所	5	か所	36,000	
付帯設備	1	式	33,580	
計			599,580	
諸 経 費	38	%	227,840	
全体実施設計費	1	式	10,000	
測量試験費	1	式	30,000	
合 計			867,420	

的に確保される地域用水源として、濁水の歴史を転換させる大きな安心材料となりつつある。農業農村整備事業により造成される施設は、将来にわたり、各時点の情勢に応じ様々な形態で効果的な利用がなされていくこととなろう。

本稿は、非農業者も含めた石垣市住民の農業農村整備事業に対する理解を一層深めることを目的に、地域経済に着目し、農業外部効果の評価を試みたものであり、国全体として見る場合とは考え方の異なる部分もあると考えられる。今回の検討に当たっては、沖縄総合事務局、沖縄県、石垣市、関係土地改良区等より資料収集の面で多大な御協力を頂いた。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 沖縄総合事務局石垣農業水利事業所, (財)日本農業土木総合研究所: 地域経済振興効果検討業務報告書, 1991
- 2) 沖縄総合事務局石垣農業水利事業所, 太陽コンサルタンツ(株): 農業基盤整備事業外部効果検討業務報告書, 1991
- 3) 農林水産省構造改善局, (財)日本農業土木総合研究所: 農業基盤整備事業におけるその他効果測定調査報告書, 1990
- 4) 石垣市: 平成2年版統計いしがき第14号, 1991
- 5) 経済企画庁国民所得部: 昭和62年度県民経済計算年報, 1990
- 6) 農林水産省統計情報部: 昭和62年度生産農業所得統計, 1990
- 7) 日本マーケティング教育センター: 昭和63年度個人所得指標, 1990
- 8) 農林水産省構造改善局: 解説土地改良の経済効果, 1988
- 9) 沖縄県企画開発部: 県経済の構造—昭和60年沖縄県産業連関表一, 1990
- 10) 余暇開発センター: レジャー白書'91, 1992



* 農業土木事業調査設計 *

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

株式会社 日本農業土木コンサルタンツ

代表取締役社長 西 岡 公 實
副 社 長 池 田 實

本 社	東京都港区新橋5丁目34番4号(農業土木会館4階)	TEL 03(3434)3831(代表)
分 室	東京都港区西新橋2丁目8番17号(平家ビル2階)	TEL 03(3593)2031(代表)
仙台事務所	仙台市春日町4番10号(曙産業ビル5階)	TEL 022(263)7595(代表)
札幌事務所	札幌市西区西町北18丁目5-12	TEL 011(663)2845(代表)
長野事務所	長野県更埴市小島2889-1	TEL 0262(72)6604(代表)
青森事務所	青森市石江字富田234-22	TEL 0177(66)2970(代表)
千葉事務所	千葉県佐倉市栄町2-7	TEL 0434(86)7743(代表)
熊本事務所	熊本市健軍町2612-388	TEL 096(367)8535(代表)

河川管理施設等構造令と水理模型実験

—湯谷川ダムの事例より—

植 田 昌 明* 常 住 直 人*
 斉 藤 哲 夫** 小 川 玲 司**

目	次
1. はじめに	65
2. 水理模型実験の位置付け	65
3. 湯谷川ダムの事例	66
4. おわりに	79

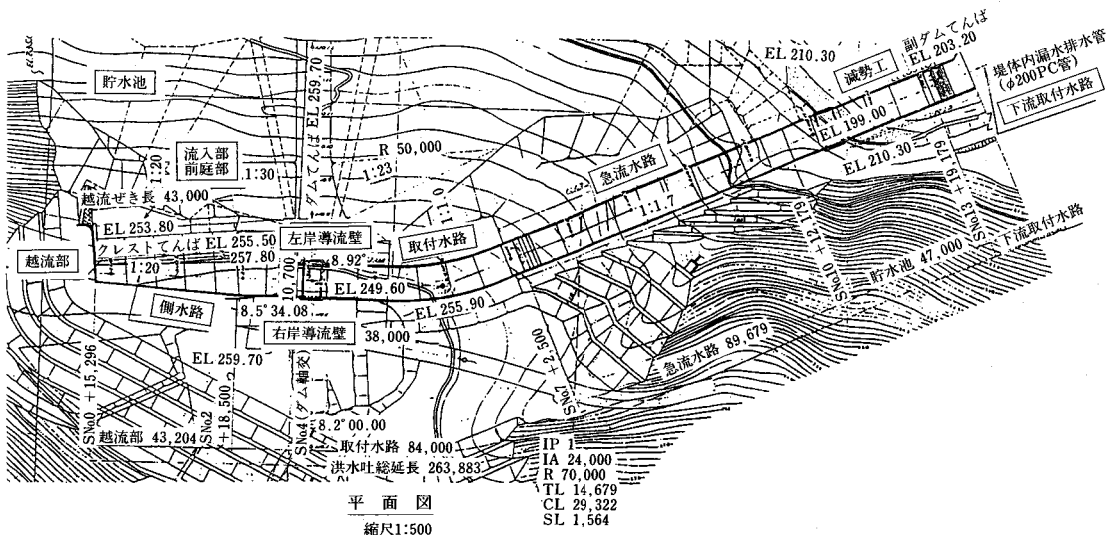
1. はじめに

水理模型実験は、構造令中にその必要性が述べられている事もあり、ダム洪水吐の設計段階で河川協議絡みで実施される例が多い。前報¹⁾では、ダム洪水吐を中心に構造令中の水理模型実験への言及箇所、設計型式（設計難易度）と水理模型実験の必要度合いの関連、実験実施手順や実施に当たっての実験依頼者側の留意事項（模型流況のチェックポイント、相似則、……、etc.）など水理模型実験にまつわる一般的な事柄を記した。本報では、実際の水理模型実験の事例として富山県の湯谷川ダム洪水吐を取り上げ、模型実験による最終設計形状抽出の具体例を示す。

2. 水理模型実験の位置付け

ダム洪水吐の水理模型実験は、設計段階で河川協議絡みで実施される事が多い。しかし、実験は単に協議の為の必要性だけでなく、それ自体が水理設計の一部となっている。

机上の水理計算は現実の流れが、設計式の基となる理想的な水理条件で近似しようと仮定している。これに対し実際の流況は縮流・偏流・攪乱等が生じると計算とずれてくる。そのために設計では十分な余裕を見込んで水理構造物の形状・配置を決定する。しかし、余裕値が過大となる可能性も存在する。時には、設計者の側に見落としがあつて誤った設計が成される場合もないとはいえない



図一 湯谷川ダム洪水吐設計原案図

* 農林水産省農業工学研究所
 ** 富山県山田川水系ダム建設事務所

い。特に新しいタイプの構造物の設計では、完璧な水理設計は不可能に近い。したがって設計対象が過去に施工事例の多い定型的な構造物でない限りは、設計段階で水理模型実験を実施して机上の水理設計を完全なもの（最終設計形状）にすることが望まれる。ただ、設計作業の一部の水理模型実験でも、実験の過程でむやみに原設計（机上設計）を手直しするのは、作業の手間や工期への影響から避けねばならない。実験段階での変更は必要最小限に留めるのが良い。

以上のように水理模型実験を設計作業の一部としてとらえれば、実験担当者と依頼者間で連絡を密にし、絶えず討議を重ねて実験を進めるのが重要となる。少なくとも、次の段階では依頼者、担当者の協議が必要である。

1) 実験目的の明確化

原設計の問題点（設計の不確定カ所）の把握

2) 実験条件の設定

3) 実験計画の決定

4) 中間報告に基づく追加実験の必要性の判定

たとえ担当者に任せきりにする場合でも第1の“実験目的の明確化”の段階だけは突っ込んだ意見の交換を行う。この点がはっきりしていないと模型実験の報告書も十分に活用されない。依頼者サイドから実験工程の要所要所で能動的にチェックを加えてこそ模型実験の成果も生き、河川協議にも万全の態勢で望める。

3. 湯谷川ダムの事例²⁾

(1) 地区概要及び洪水吐机上設計形状について

—水理模型実験の必要性—

湯谷川ダムは、富山県婦負郡山田村中村（神通川水系湯谷川）に位置し、県営かんがい排水事業湯谷川地区において設計中の農業用ダムで、総貯水量1,636千 m^3 、堤高63.7mの中心遮水ゾーン型ロックフィルダム（図-1、表-1参照）である。

本地区の受益地は、富山県山田村婦中町の山田川左岸地域で農用地面積は525haである。本地区の中、下流部では、元禄元年に湯谷川用水堰を設け外輪野用水として取水していた。昭和34年に井田川総合開発事業により室牧ダム、若土ダムが築造されてからは、これから主に取水している。

しかし、井田川総合開発計画樹立時以後、圃場整備事業の進展と合わせ営農方式の変革に伴い、

表-1 湯谷川ダム諸元

般	位置	富山県婦負郡山田村		
	河川名	神通川水系湯谷川		
	基礎地盤	新第3紀黒瀬谷累層砂岩・泥岩		
貯	流域面積	4.2 km^2		
	満水位面積	105,000 m^2		
	総貯水量	1,636,000 m^3		
	有効貯水量	1,400,000 m^3		
	水	常時満水位	EL.255.50m	
		計画洪水水位	EL.257.20m	
		池	堆砂量	236,000 m^3
計画堆砂面	EL.233.00m			
利用水深	22.5m			
堤	形式	中心遮水ゾーン型ロックフィルダム		
	堤高	63.7m		
	堤頂長	176.44m		
	堤頂幅	10.00m		
	天端	仮締切堤	EL.226.00m	
		本堤	EL.259.70m	
	標高	EL.259.70m		
総築堤量	800,000 m^3			
平均	上流側	1:3.0		
	下流側	1:2.3		
体	形式	側水路方式（側溝越流式）		
	設計洪水量	200.0 m^3/s		
	減勢工対象流量	135.0 m^3/s		
	越流水深	1.7m		
	越流堰長	43.0m		
	洪水吐総延長	263.883m		
	吐	構造	コンクリートブロック二面張り	
河道底幅		10.7m		
護岸高		2.4m		
落差工（2ヶ所）		@ 1.75m		
総延長		211.07m		
下流河道	形式	斜樋形式		
	最大取水量	0.626 m^3/s		
	取水口径径	$\phi 400$ （6門）、 $\phi 500$ （1門）mm		
	取水口径数	7門		
	導水管	$\phi 800$ mm		

農業用水に著しい不足をきたしている。また、上流部の山間耕地では、水源を溪流などに頼っているため一度干天が続くとたちまち用水不足をきたす現場である。本ダムは、これら用水不足の解消、営農の安定化を目的として、山田村中村地区の湯谷川に新たな水源施設として築造されるものである。

実験の対象となる洪水吐は、ダム右岸の山腹を

開削して設置される側水路型式で、越流堰、側水路、取付水路、急流水路、減勢工および下流取付水路より構成されている。洪水吐は地形的な制約により延長84mの取付水路内で左方向24°、下流取付水路で右方向23°30'に湾曲したS字状水路となっているのが特徴である。この形状により静水池内の減勢機能低下下流水路の流況悪化が懸念された為、模型実験により水理機能、安全性を検討した。

湯谷川ダム洪水吐の水理設計の難易度は、表-2³⁾によれば、“流入部が横越流型”という点で難易度3~5、“取付水路内の湾曲”で4~5、“下流河道が移動床(堆積砂レキあり)”という事から4~5という結果となり、これからも水理模型実験により十分な検討が必要である。

(2)実験計画

1) 洪水吐設計原案の問題点

洪水吐の型式は、フィルダムで標準的な側水路型式ではある。地山と堤体、下流河道の位置関係から、取付水路部および減勢工直下の放水路との接合部に湾曲のある特徴的なS字状の平面形状となっている。

本洪水吐の水理模型実験では次に列記する主要事項を検討する。

①放流機能の確認

設計洪水位 EL.257.20m (越流水深 $H_d=1.70$ m) 以下で設計洪水流量(200 m^3/S)が吐き出せる放流能力となっているか。

②流況の確認

本洪水吐では、特に取付水路形状の湾曲(左岸方向に24°湾曲)による偏流およびそれに伴う下流減勢工の減勢機能への影響。

③減勢機能の確認

本洪水吐では副ダム~二次減勢用シルの間に放流トンネルより続く水路(放水路)との接合部がある。また、この部分で二次減勢工自体も右岸方向に湾曲している(23°30')。この付近の流況について特に検討を要す。

④下流河川の流況および保護対策の検討

本洪水吐下流の現況河道は大きく蛇行しており、将来の土地利用を考慮して河川を一部改修する計画となっている。この場合の下流河道取付水路の設計流量は、通常河川の計画排水量を対象として15年確率のものを採用して

いる。ただし、ダムの安全性も鑑みて、100年確率洪水流量も流下可能な断面とする必要がある。

2) 実験流量

本ケースでは、実験流量として設計洪水流量、減勢工設計対象流量の他に下流取付水路設計流量の75 m^3/s を採用し、また、基本高水のピーク相当流量(設計洪水流量の80%)が100年確率洪水流量より大きいことからこの流量についても検討を加えた。したがって実験流量は下記ようになる。

- ① 設計洪水流量 200 m^3/s
(200年確率洪水流量の1.2倍)
- ② 減勢工設計対象流量 135 m^3/s
(100年確率洪水流量)
- ③ ①×0.8の流量 160 m^3/s
- ④ 河道取付水路設計流量 75 m^3/s
(15年確率洪水流量)

3) 実験対象区域及び模型縮尺の設定

洪水吐に続く下流河道部は、現況河道の河床に整合させるため、延長約211mに亘って整備する計画であり、本実験の対象区域も側水路前庭部からこの区間までとした。模型縮尺は、実験の精度を高めるため、実験施設の規模、模型製作コスト等、条件の許す限り大きくとり、1/25を採用した。上記の関係から、洪水吐主要諸元の実物に対する模型換算値は表-3のようになる。

4) 計測内容

計測項目、計測点は、表-4、図-2のようにした。

(3)原案の実験結果

本洪水吐減勢工部では予備実験の段階で設計原案の流況がかなり荒れる(副ダムに流下水脈が直接ぶつかって飛散する)ことが確認されたので、これを若干改良した形状を実験原案(図-3)として用いた。

実験から確認された原案設計の問題点としては

- a. 側水路内流況
 - ・流量が大きくなるにつれ越流部左岸導流壁で側水路から流下する水脈の衝突による水面の跳ね上がりが顕著となる。
- b. シュートブロック
 - ・減勢工内に付設されているシュートブロック付近ではキャビテーションが発生しやすいので、出来得ればこれを設

表-2 洪水吐構成要素とその難易度

構成要素	難易度	構成要素	難易度	構成要素	難易度	構成要素	難易度
流入部		4. その他の管路	2~5	1. 直線急勾配	3~4	4. 傾斜した直線水叩き	3~5
		(4) 付属構造物, その他		2. 直線緩勾配	4~5	5. ローラーバケット型	3~4
(1) 越流式		1. ローラーゲート戸溝	3~6	3. 湾曲, その他複合線形	5	(2) スキージャップ式	
1. 接近流速の無視できる越流式		2. コースターゲートの流水遮断	5~6	減勢工			
a. 自由越流堤	1~2	3. ゲートの上向力, 下降力	4~5				
b. 水門扉調整型		4. ゲート等もキャビテーション	5~6	(1) 跳水式		1. 水クッションの形成が予測できる	3~4
テンターゲート (h≤15m)	1~2	5. スクリーン	3~5	1. 水平で幅の一定な直線水叩き		2. それ以外	4~6
(h>15m)	2~3	6. 給気設備	5~6	a. 水叩き始端で流れが均一		(3) トンネルの減勢工	
ローラーゲート (h≤15m)	2~3	7. ゲート等の振動	4~6	$q \leq 30 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$	1~2	1. 流出端が下流水位より高いもの	他に準ずる
(h>15m)	3~4	導流部		$q > 30 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$	3~4	2. それ以外	4~5
2. 接近流速の無視できない越流式		(1) 堤体流下式の形状		b. オリフィス下流	3~5	(4) アーチダムの減勢工	
a. 実験資料のある形状	2~3	1. 越流式		c. 放水管下流		1. 自由落下式 (越流部単独)	3~4
b. それ以外	3~4	a. 重力ダム		$n > 3, q \leq 30 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$	2~4	2. 放水管との併用	3~5
3. 横越流型	3~5	幅が一定	1~2	それ以外	3~5	(5) 河道部との接続	
(2) 朝顔型	3~5	幅が漸変	3~4	d. 補助構造物		二次減勢工	2~5
(3) 管路式		b. 薄肉アーチダム	3~4	副ダム, 鉛直エンドシル	(+0)~	備考	
1. オリフィスの形状		c. 厚肉アーチダム		傾斜エンドシル	4~5	h: ゲート高	
a. $H < 20\text{m}$ $Q < 500 \text{ m}^3/\text{S}$	2~3	流れの偏向を含まない	2~3	バツフルピアーなど実験資料の		H: 最大操作水頭	
b. それ以外	4~5	流れの偏向を含む	4~5	ある形状	3~4	Q: 1条あるいは1門当りの流量	
2. 管長の長い放水管の形状		2. オリフィス下流	3~4	それ以外	4~5	q: 単位幅当りの流量	
a. 断面形が一樣である		3. 全管路型放水管下流	3~4	2. 水平, 湾曲水叩き		m: 管路式放流設備の数	
$H < 50\text{m}$ $Q < 400 \text{ m}^3/\text{S}$	2~3	4. 半管路型放水管下流	3~5	a. 水叩き始端に直線部が跳水長の			
それ以外	3~4	(2) 水路式の形状		70%以上あるもの	(+1)~		
b. 断面形が変化する		1. 直線, 幅一定	1~2	それ以外	4~5		
$H < 30\text{m}$ $Q < 200 \text{ m}^3 < \text{S}$	2~3	2. 直線, 幅が漸変	3~5	3. 水平で幅の漸抜うる水叩き			
それ以外	4~5	3. 湾曲	4~5	a. 幅の漸抜が片側10°以下			
3. 管長の短い放水管の形状		4. 他の形式との合流	4~5	水叩き始端で流れが均一	3~4		
a. $H < 45\text{m}$ $Q < 450 \text{ m}^3/\text{S}$	2~4	(3) トンネル式の形状		それ以外	4~5		
b. それ以外	4~5			b. 片側10°以上	4~5		

表-3 模型諸元

諸元	実物値	縮尺	模型値
洪水吐高	56.5m	1:25	226.0cm
洪水吐総延長	263.883m	1:25	1055.5cm
越流堰長	43.0m	1:25	172.0cm
設計越流水深	1.7m	1:25	6.8cm
取付水路水路幅	10.7m	1:25	42.8cm
急流水路, 減勢工幅	10.7m	1:25 </td <td>42.8cm</td>	42.8cm
減勢工長	47.0m	1:25	188.0cm
下流河道総延長	211.1m	1:25	844.4cm
設計洪水量	200m ³ /s	1:3125	64.0l/s
減勢工対象流量	135m ³ /s	1:3125	43.2l/s

注) 洪水吐高: 越流堰標高一減勢工敷標高
洪水吐総延長: 側水路始端~副ダムまで

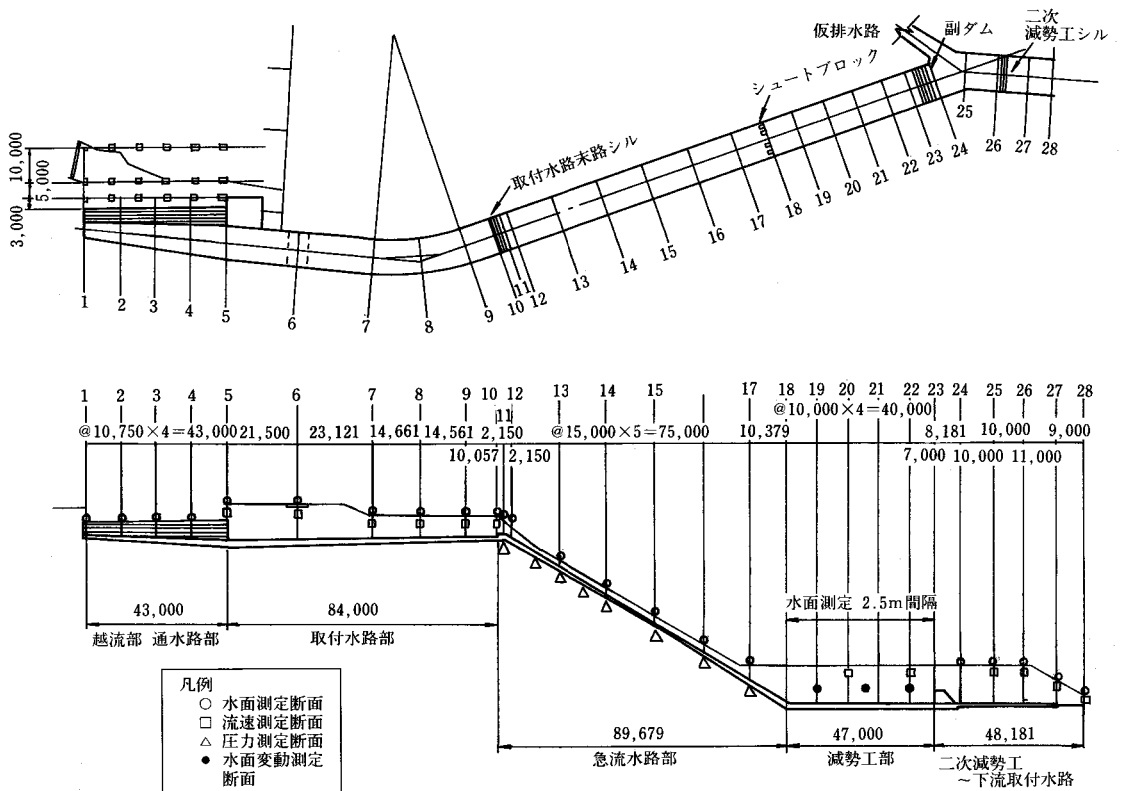


図-2(1) 洪水吐の計測断面位置図

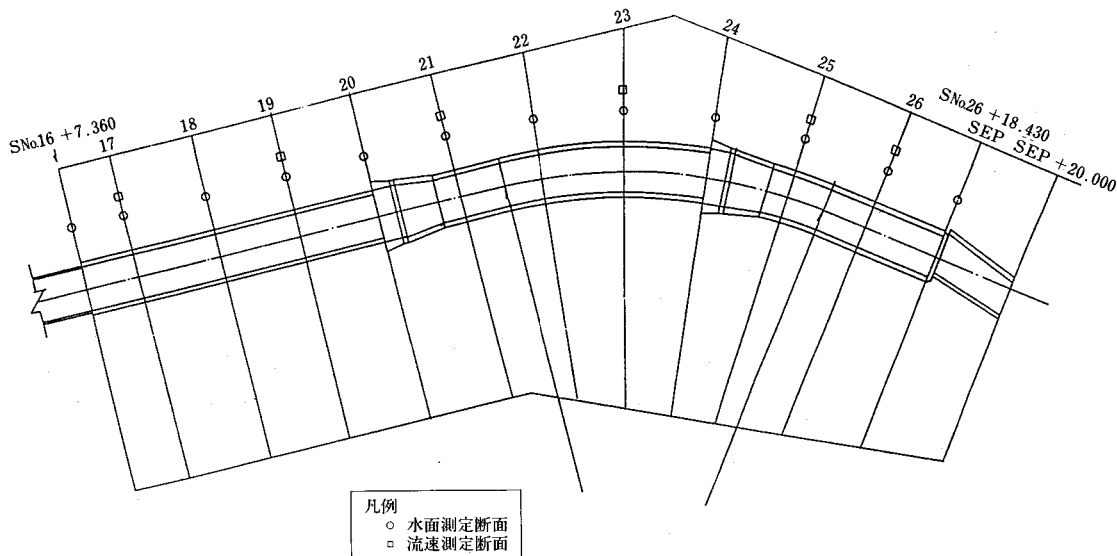


図-2(2) 下流河道の計測断面位置図

表-4 計測項目一覧表

2. 流況等調査		対象流量 (m ³ /s)			
		200	135	160	75
1. 洪水吐放流能力の調査 貯水位～放流量の関係、流量係数の算定、流量係数の実験式作成					
流入部	流況	○	○	○	○
	流速分布	○	○	—	—
越流部	流況	○	○	○	○
	水面形	○	○	—	—
側水路	流況	○	○	○	○
	水面形	○	○	—	—
取付水路	流況	○	○	○	○
	水面形	○	○	—	—
	流速分布	○	○	—	—
急流水路	流況	○	○	○	○
	水面形	○	○	—	—
	圧力分布	○	○	—	—
減勢工	流況	○	○	○	○
	水面形	○	○	—	—
	流速分布	○	○	—	—
	水面変動	○	○	—	—
二次減勢工～ 下流取付水路	流況	○	○	○	○
	水面形	○	○	—	—
	流速分布	○	○	—	—
下流河道	流況	○	○	○	○
	水面形	○	○	—	○
	流速分布	—	○	—	○

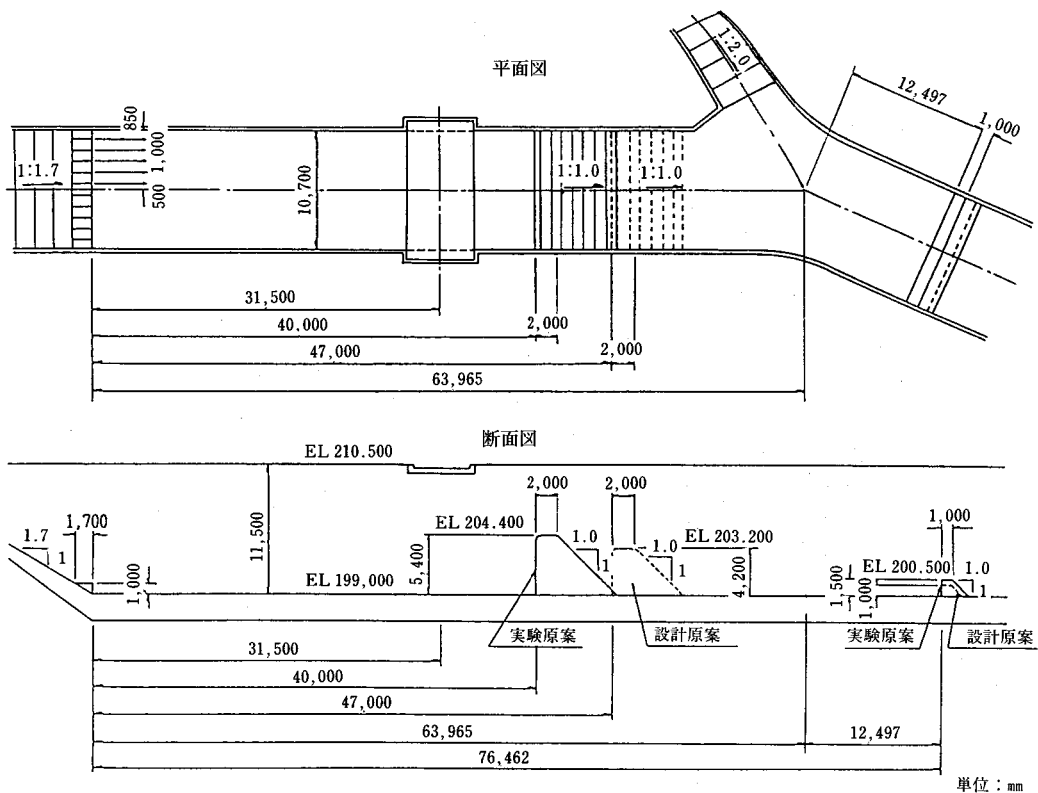


図-3 実験原案減勢工形状

置しない構造で減勢機能を確保するほうが望ましい。

c. 二次減勢工の減勢機能不良 (図-4)

- ・二次減勢工では副ダム越流水が左岸放水路出口側の死水域と干渉して渦流を発生させて全体に荒れた流況となる。

ということが主として挙げられ、その他に改善が望ましい点として、

d. 急流水路導流壁高の不足

- ・導流壁天端勾配変化点付近で余裕高が若干不足する。

等の点が明かとなった。

原案の実験結果をまとめると表-5、図-5のようになる。

(4)改良方針

1) 越流部左岸側導流壁形状の検討

流量が200m³/Sの場合、側水路から流下する水脈が越流部左岸導流壁に当たり側水路末端で跳ね上がり水脈(隆起水脈)を発生させる。この流況は、側水路水位が十分低いため多少の水面変動が

あっても越流量を阻害したり、側水路全体の流況を損なうものではないが、この部分に円弧を挿入することで、より安全な洪水吐放流部を得ることが出来る。円弧の挿入には、側水路内の原設計案水位を変えることなく、隆起水脈を改善できる円弧半径が必要である。

2) 急流水路導流壁高の検討

実験模型上では、最高水位に対する導流壁の余裕高が最も小さくなる箇所は急流水路始端部付近となった。高流速となる急流水路の実物の流れでは水脈への空気連行による水位上昇がかなりあるため、導流壁余裕高の検討では、実験で得られた水面形にこの分を見込んで補正した水深を用いる必要がある。設計基準のグメンスキー式(空気連行による水深補正式)、急勾配水路の所要余裕高の計算式により導流壁高の安全性を検討すると断面NO.13の壁高でのみごくわずかに所要余裕高を下回る(-8mm)。また、計算結果を作図する(図-6)と計測断面NO.12~13の中間部、導流壁天端勾配変化点付近で約20cmほど余裕高が不足する。

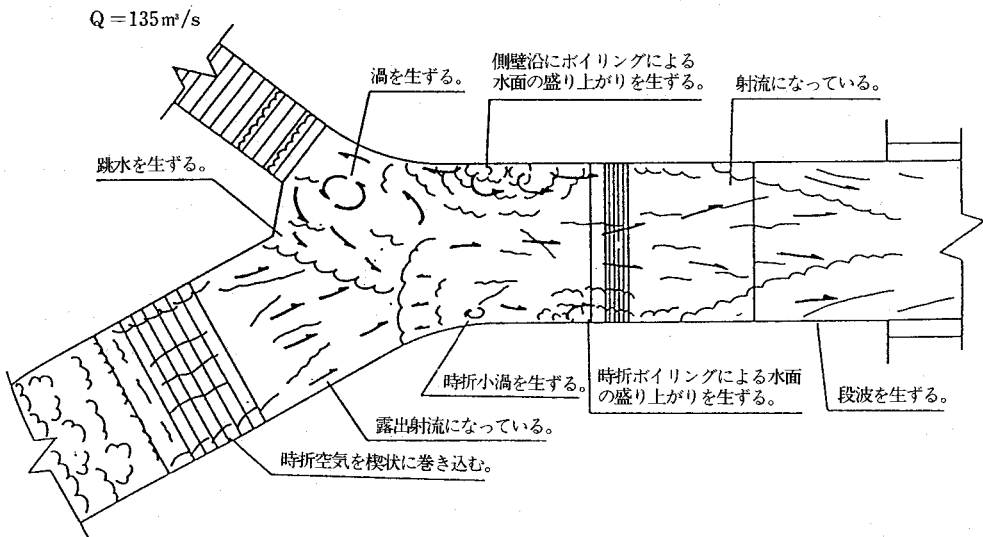
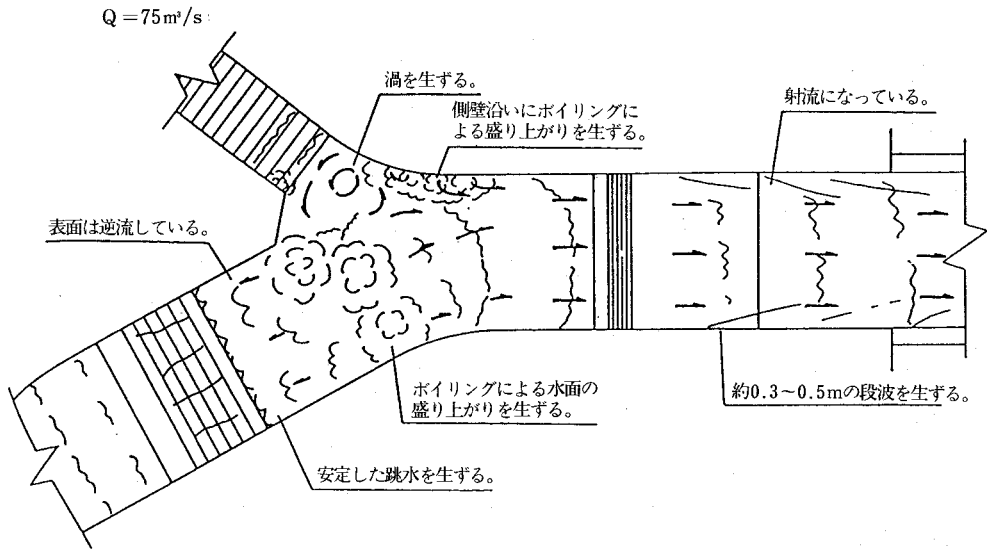


図-4(1) 二次減勢工の流況模式図(実験原案) $Q = 75 \text{ m}^3/\text{s}$, $135 \text{ m}^3/\text{s}$

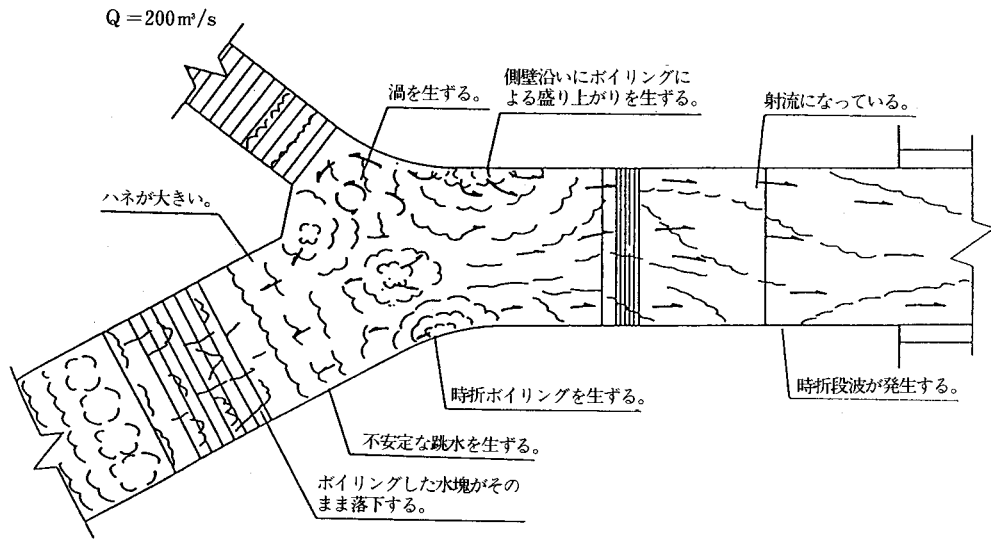
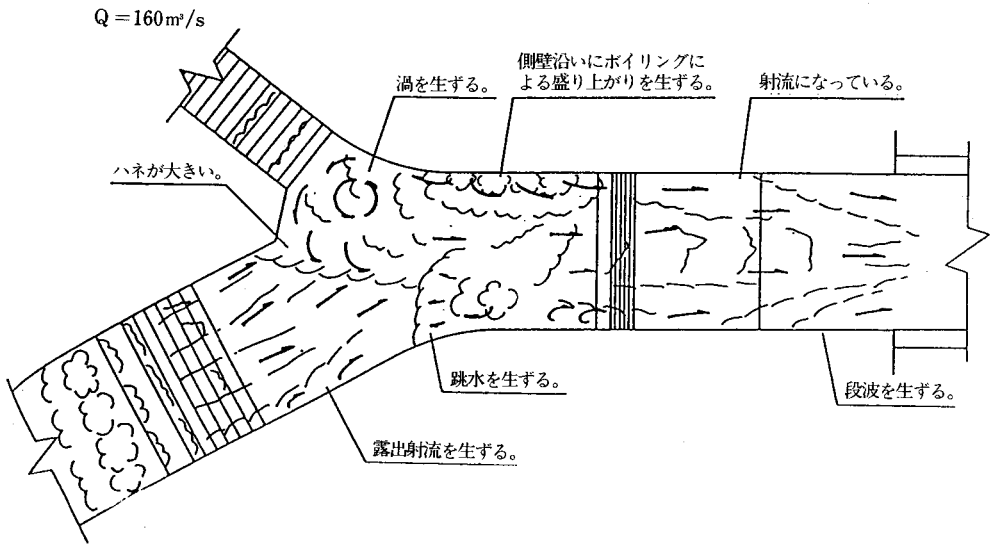
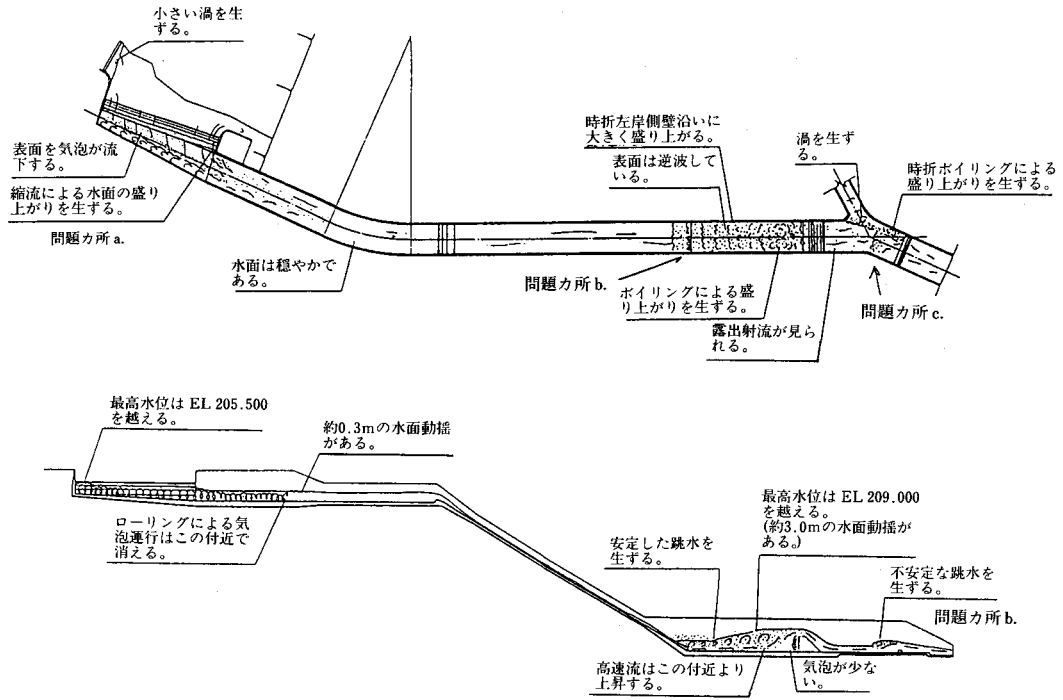


図-4(2) 二次減勢工の流況模式図(実験原案) Q = 160m³/s, 200m³/s

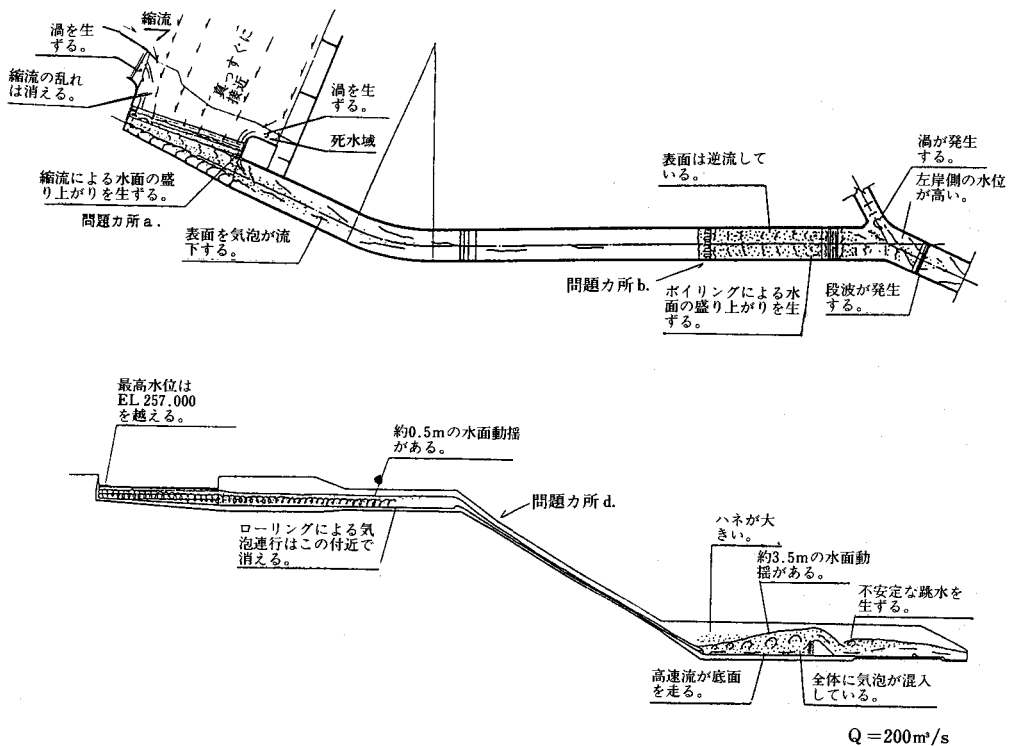
表一 5 湯谷川ダム実験原案洪水吐の実験結果

部分名称	設計の条件	実験の結果	改善の必要性
1. 流入部	・許容接近流速：V=4.0m/s	・流況：どの流量でも安定した流況を示している。左右岸導流壁から発生する縮流の規模も小さく放流機能に影響はない。 ・接近流速：越流堰前庭部の接近流速は設計洪水量 200m ³ /sに対して最大流速 2.03m/sであり問題はない。	原案通りとする
2. 越流部	・ダム設計洪水流量：Q=200m ³ /s ・越流頂標高：EL.255.50m ・堰高，堰長：W=1.70m，L=43.0m ・設計洪水位：EL.257.20m (Hd=1.70m) ・設計計算の放流能力：Q=200.2m ³ /s (流量係数C=2.10のとき)	・流況：設計洪水量 200m ³ /sでも完全越流を維持している。 ・放流能力：H.W.Lで 202.3m ³ /s(C=2.123)であり，計画を満足している。 ・放流特性：流量計算式 $Q = C B H^{3/2}$ 流量係数実験式 $C = 1.6281 (0.7007H/Hd + 1)^{0.12}$ (ただし0.418 ≤ H/Hd ≤ 1.019)	原案通りとする
3. 側水路部	・越流堰の完全越流を満足できる側水路水位：EL.256.18m (1/2.5 × Hd=0.68) ・導流壁天端高：EL.259.90m	・流況：全ての流量に対して安定した流況である。ただし200m ³ /sの場合，越流部左岸導流壁に側水路から流下する水脈が当たり，水面が跳ね上がる。 ・水位：越流水脈流入部最高水位 EL.256.200 (平均水位 EL.255.633) 導流壁沿いの最高水位 EL.256.725	左岸導流壁形状について検討を要す
4. 取付水路部	・水路幅：10.70m ・導流壁天端高(右岸)：EL.259.90m (左岸)：EL.256.10~259.90m ・水路下流端シル高：0.80m (EL.250.40m) ・取付水路始端部の Fr数：Fr<0.5	・流況：懸念された湾曲水路による水面の偏りは200m ³ /sの場合湾曲中央部で0.2m右岸側が高く，水路下流端では解消される。全ての流量に対して安定した流況である。 ・流速とFr：水路始端部のFr数は0.55であるが流況的な面から問題はない。 ・壁余裕高：Q=200m ³ /sに対して，+2.10mの余裕。	原案通りとする
5. 急流水路部	・水路幅：10.70m ・設計の導流壁高：鉛直方向で3.00m	・流況：全体として横断面は平均化しており水面動揺もなく流況は良好である。 ・圧力：始点部のシル(取付水路末端シル)で負圧(-0.65m水頭)が生じるが許容値以下である。また水路底面の作用圧力はすべて正圧である。最大圧力は設計洪水流量 200m ³ /sで1.35m水頭。 ・壁余裕高：Q=200m ³ /sに対して，No12~13地点の一部で余裕高がグメンスキー式より求まる所要値より17.2cm不足する。	原案通りとする
6. 減勢工部	・減勢工対象流量：Q=135m ³ /s ・設計規模：静水池幅……10.7 m 水たき長……40.0 m 副ダム高さ……5.4 m 導流壁高……11.50m	・流況：Q=75m ³ /s…減勢は水叩き始点から25m付近で終了する。十分な余裕。 Q=160m ³ /s…やや減勢が不足している。 Q=135m ³ /s…完全減勢には至らないもの，減勢渦が発達して比較的良好な減勢工となっている。壁に対する余裕高は135m ³ /sで1.2m以上，200m ³ /sでは0.4m以上である。 Q=200m ³ /s…跳水始端はほぼ水叩き始点にあり，露出射流の発生は見られない。水叩き底面を走る高速流は間欠的に副ダムに達しこのとき副ダムを越流する水脈は，越流面を剝離する傾向にある。 ・減勢機能：水叩き始点に設置したシュートブロックの水脈分割機能が効果的に作用している。135m ³ /sに対しては良好な減勢工となっているがシュートブロックを設置しない場合でもこの程度の流況となる減勢工形状を検討する。	減勢機能について検討を要す
7. 下流取付水路部	・設計規模：水路幅……10.70m 導流壁高……3.0~11.50m 二次減勢工高さ……1.50m	・流況：副ダムの越流水脈は左岸側に拡散しながら湾曲した左岸導流壁沿いに主流をとる。しかし左岸死水域と干渉して渦流が発生し二次減勢工内は荒れた流況となっている。 ・水位と流速：二次減勢工シル上水位 Q=135m ³ /s …EL.204.40m Q=200m ³ /s …EL.205.90m 流速(シル上流速) Q=135m ³ /s …Vmax=7.5m/s Q=200m ³ /s …Vmax=6.2m/s	減勢機能について検討を要す
8. 下流河道部	・設計規模：水路延長……211.07m 河床勾配……1/100 河床幅……10.70m 側壁勾配……1/0.5 護岸高……2.40m 対象流量……75m ³ /s 設計平均流速……4.0m/s 余裕高……0.6m	・流況：対象流量75m ³ /sでは河道全線で導流壁を超えることはない。200m ³ /sでは第二落差工の直下流の左岸側平地部が山裾まで溢水域になるが，その他の場所は，おおむね水路内を流下する。各流量とも湾曲部では左岸側に流れが片寄る傾向がある。 ・水位と流速：Q=75m ³ /s …各断面の平均水深で設計余裕高0.6mは確保している。 最大流速Vmax=10.42m/s。 Q=135m ³ /s …最高水位の発生位置No17：EL.200.938(護岸工 EL.200.184)。最大流速Vmax=15.41m/s	原案通りとする



図—5(1) 洪水吐全体流況(実験原案)

$Q = 135 \text{ m}^3/\text{s}$



図—5(2) 洪水吐全体流況(実験原案)

$Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$

に設置したブロックで、副ダムから流下する水脈を分割、拡散し流れの偏りを無くして流況を改善する方法もある。

シルタイプ、ブロックタイプについて予備実験を行った結果を次に示す。

・シルタイプ

シル位置：実験原案より上流側がよい。二次減勢池内で遊びの領域が無くなり渦流の発生を抑えられる。

シル高：実験原案の1.5mが上限と考えられる。二次減勢工内で安全減勢しても下流取付水路で1mの落差があるため河道部には計2.5m以上の高水頭で流下する。

・ブロックタイプ

1 m, 1.5mの立方体ブロックで検討した。

渦流は発生せず、減勢状況も概ね良好であった。二次減勢池内水位は、シルタイプの場合より低くなり流況は安定した。水理的にはシルタイプより有利である。

・左岸側壁形状

放水路の出口を原設計案より狭くしたほうが渦流の発生は小規模となる。

(5)改良案の提示

先に示した改良方針を受けて改良案形状（最終案）として具体的に図-7～9の形状を提案した。

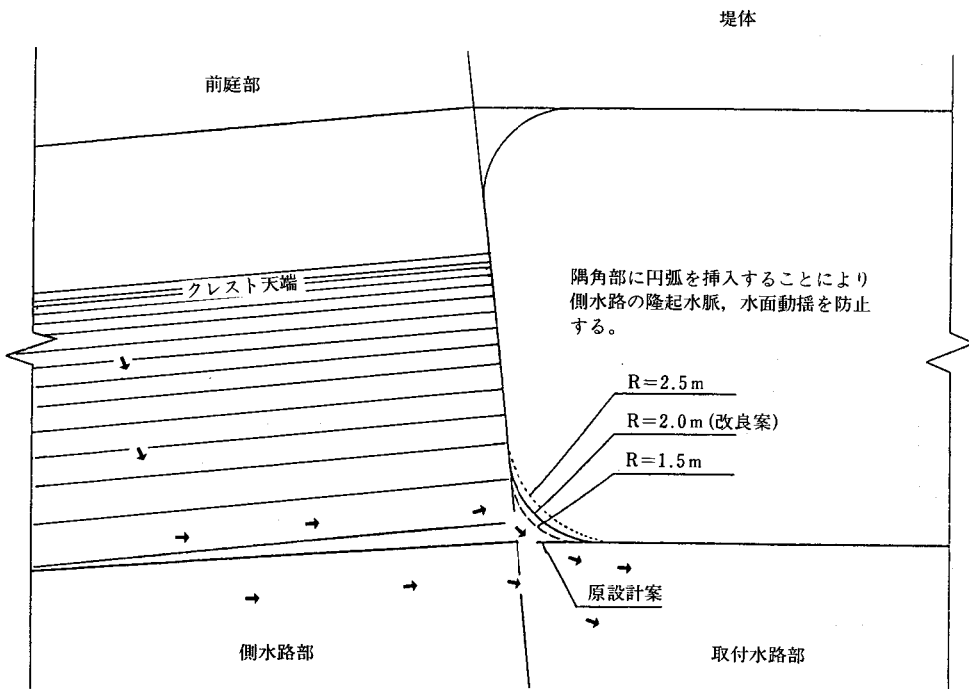


図-7 改良案 (側水路末端)

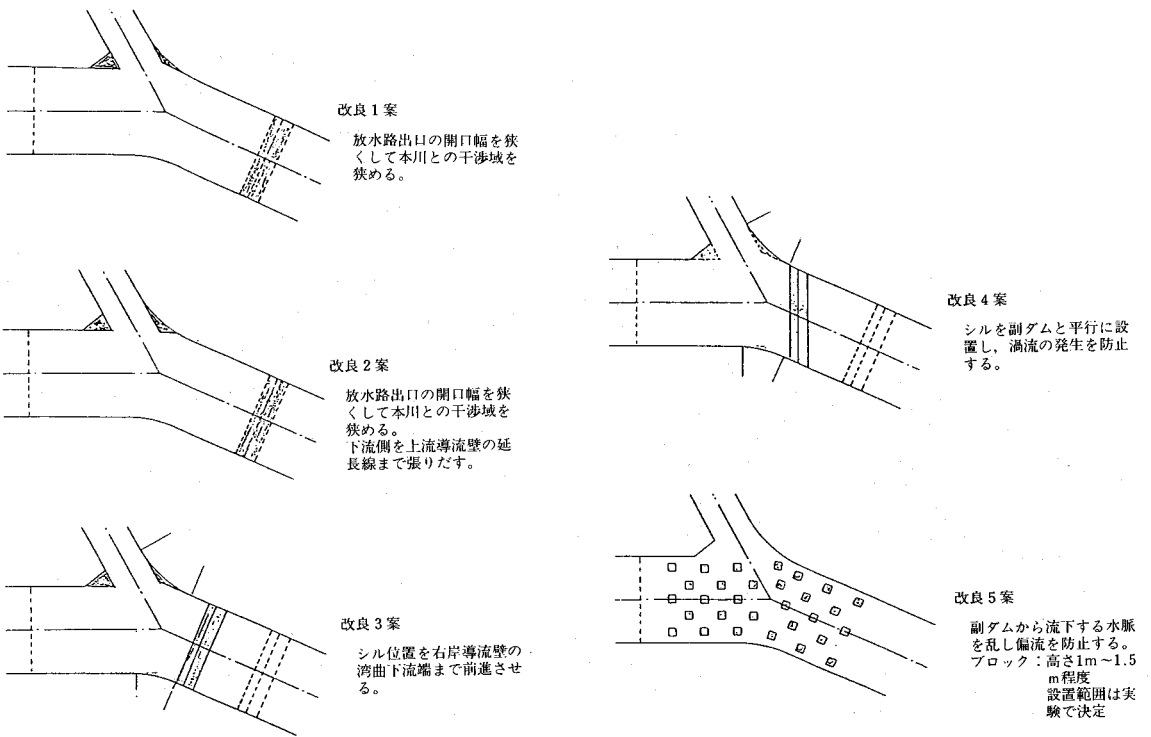


図-8 改良1~5案
(二次減勢工平面形状)

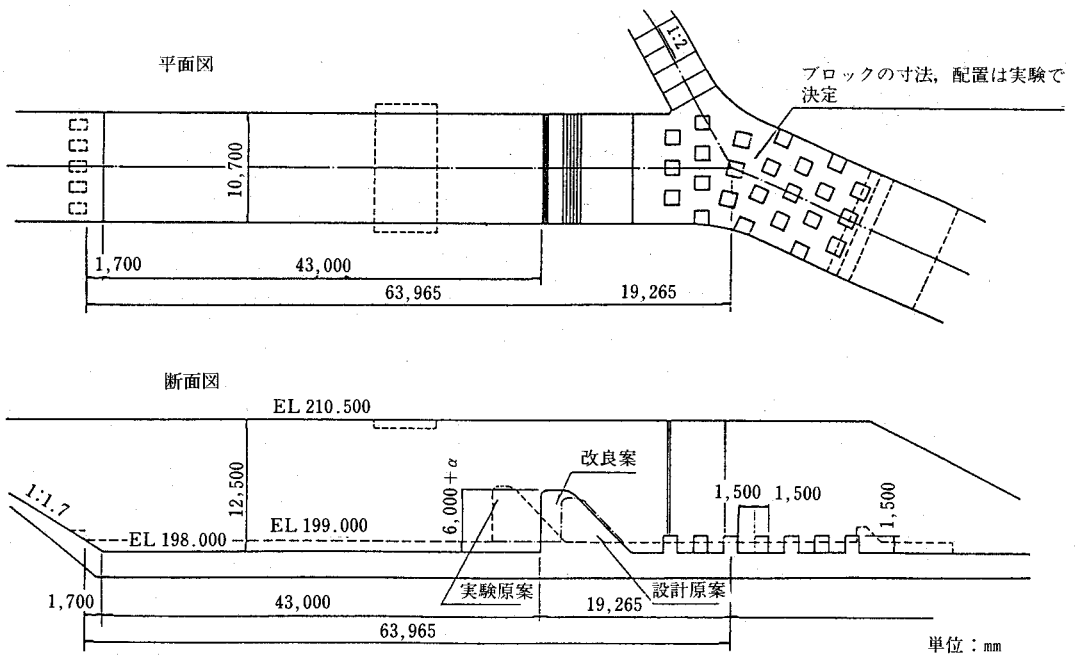


図-9 改良案の提案形状
(減勢工~二次減勢工)

4. おわりに

農業水利から河川管理施設等構造令と水理模型実験との関係に対処するに際して、最も基本的なことは、いかに実際の水利用者の立場に立った適切な水利権を取得するかを考えることである。

河川協議においては、上記の点に基づいた最適な構造物を設計することが大切である。

本報で取り上げた湯谷川ダム洪水吐の水理模型実験は、平成元年度～2年度に農業工学研究所で富山県からの受託研究として実施されたものである。

本報作成の役割分担はつぎのとおりである。比較水理設計としての水理実験の計画と立案、本文で例示した河川協議に必要な実験成果に関する図・表の様式の決定、試験全般に関する指導と監

督は植田が担当した。本文の取りまとめは常住が担当した。水理実験の実施と現地での設計施工に必要な現象の判断や導入は斉藤、小川が行った。模型の製作、観測等については日本工営の協力を得た。実験実施にあたっては、農工研企連室、業務課の方々並びに現場諸氏にひとかたならぬご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 植田昌明他：河川管理施設等構造令と水理模型実験，水と土，第88号，1992
- 2) 農業工学研究所水源施設水理研究室：平成元年度受託研究湯谷川ダム洪水吐水理模型実験報告書：1989
- 3) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設第4巻，土木施工管理技術研究会発行：p.147～153，1977

報文の紹介

編集委員会

この報文は、今年1月18日に中国武漢水利电力学院河工系水文及水環境研究室の王祥三副教授より投稿されたものです。内容的には、「地下水面の中長期的予測のための度数分析に関する研究」であり、理解するには数学の専門知識が必要でかなり高度な内容となっています。しかしながら、筆者は、1985年から87年まで東京大学に留学され、日本で学んだことを生かして研究に励んでおられ、現在も「水と土」を読まれていること、更に「水と土」が国際的な交流の場として今後とも貢献できることを願って今回掲載することとしました。

なお、英文で投稿されたため、農業工学研究所地域資源工学部小前隆美地下水資源研究室長及び濱田浩正研究員の全面的な御協力のもとに邦文を作成し、英訳文と投稿文の2編を掲載することとしました。

両名の方には、深く感謝申し上げます。次第です。

地下水面の中長期的予測のための度数分析に関する研究

王 祥 三*

要約：筆者は、地下水面に影響を与える主な要因を確率変数とみなす。度数分析に基づき私たちは確率的物体力学法 (stochastic hydrodynamic method) を見出した。その方法によって地下水面の変動過程をシミュレートする。これを地下水面の中長期的予測に用い、良い結果を得た。

キーワード：確率的流体力学法、度数分析、地下水面

はじめに

地下水資源の形態は多くの要因によって影響される複雑なものである。70年代以前の物体力学や水路学は、簡単に適用できるように変形された固定モデルに基づいて、地下水面の問題を解決していた。しかし、いくつかの主な影響要因をとりちがえたままの変形が多く、水文データの少ない地域の実態を固定モデルで表現するのは困難であった。そのため、固定モデルによる地下水資源の計算や地下水面の予測はかなり複雑である。確率的物体力学法は固定モデルに比べ適用範囲が広く多様な状況にも適用され、また精度も高い。70年代

半ばから確率的物体力学法は、地下水資源の解析や地下水面の中長期予測のために広く用いられている。それらには、重回帰、度数分析、時系列的解析に基づく数学モデルや確率微分方程式などが含まれる。

近年も重回帰分析法が発達した。しかし、この手法は明かな欠点がある。変動の予測がデータの範囲を越える時、すなわち過去の現象から立てた方程式が利用できる範囲を越える時でも、私たちは中期または長期予測の際には、方程式を拡大して用いなければならない。そのため、その予測は信頼できないことが多い。

この報文でとりあげる度数分析手法は、ランダムなデータを処理するには効果的な方法である。知られているように流出階段と流出過程を数列で処理する。例えば t の時間と流出は個々に $t-1$ の時間と流出に関連づける。地下水の複雑な水分過程は各々数列で表せる部分とそうでない部分の2つから成っている。得られたデータの解析から私たちはそのデータの特徴に関連したあるスペクトルパラメーターを得ることができる。これらのパラメーターを基にして私たちは将来、起こること

* 中国武漢水利电力学院

を新しく処理された数列で表現することができる。それは、地下水の流出段階や流出過程における中長期予測を可能にした。

地下水の動的変動は系を構成する水のすべての変動要因が合わさった結果である。数列のスペクトルパラメーターによって水文過程において数式と合う部分とそうでない部分の割合が明らかになり、また、スペクトル構成についてもいくつかの本質的な法則が明らかになる。そこには、明らかに物理的意義が存在する。従ってスペクトル分析法は回帰分析手法よりも有効である。

地下水面のヒドログラフに対する自己相関関数とスペクトル関数

地下水の変動は多くの要因の影響を受けたランダムな過程である。しかし、それは明らかに周期的な変動として与えられる。そのため、地下水面のヒドログラフは、周囲的な波の特徴をもつ。

この報文は、ヒドログラフのランダムな変動を判断し、分離選択する方法と、地下水面の中長期の予測に対して、これらランダムな変動を利用する方法について述べる。

ランダムな要因の影響を考慮する際、観測された水面を示す数列に対して次の2つの仮定を提示することができる。

1. 水面のヒドログラフはランダムである。すなわち、解析的表現のできない多くの要因によって決定される。しかしながら、それらの要因は確率統計学的理論に基づく分配則に従ったりまたはある意味で従う。

2. 水面のヒドログラフは、ある周期で表現できる要因とランダムな要因から成る。周期的な要因は太陽の黒点運動の周期に関係がある。相関とスペクトルの密度関係に基づき、私たちは上記の仮定が一連のヒドログラフに適用できるか否かを判断する。

1) スペクトル密度関係の解析と誘導

ランダムな数列のスペクトル密度関係は、この

数列を2乗して平均したスペクトル密度でもって、度数の構造を表現することができる。法則に従うと、 $f \sim f + \Delta f$ の区間において時系列的サンプルの2乗の平均値は、まず、サンプルをフィルターにかけ、そしてその2乗の平均値を計算することによって求められる。Tが無限大の時、2乗の平均値は真の値に近づき次のように表される。

$$\langle x^2(t) \rangle = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x^2(t) dt \quad (1)$$

ここで $x(t)$ は周期関数、 t は観測時間、 $\langle x(t) \rangle$ はサンプルの平均値である。もしTが無限大ならば $-\infty$ から ∞ の2乗の平均値は次のようになる。

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-\infty}^{\infty} x^2(t) dt = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{2T} |A(\text{if}, T)|^2 dt \quad (2)$$

ここで $A(\text{if}, T)$ はフーリエ変換である。

$$A(\text{if}) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (3)$$

(3)の右辺の積分は次のように表される関数 $x(t)$ のスペクトル密度である。

$$S(f) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} |A(\text{if}, T)|^2 \quad (4)$$

(4)式は $x(t)$ の2乗の平均値についてスペクトル表現をしたものである。固定したエルゴードのランダムプロセスのため、すべてのサンプルは同じスペクトル密度関係 $S(f)$ を持っている。それゆえ、固定したランダムなプロセスにおいて、すべてのサンプルの関数 $x(t)$ の理論に調和している部分はスペクトル密度 $S(f)$ の度数曲線で表現できる。

2) 自己相関関数の解析と誘導

地下水の動的ヒドログラフは、とても複雑である。それは一般に解析的表現ができない。自己相関関数は観測された数値の内部構造の数学的特徴を客観的に表現することができる。それは、また確率的現象における周期的な部分を選択することを意味する。例えば、分割した時間 τ における観測値の級数の自己相関関数 $R(\tau)$ は次のように表現できる。

$n/2, \dots, n/K$ と仮定する。例えば i 番目のサブウェーブの周期は

$$t_i = \frac{n}{i}, \quad i = 1, \dots, K \quad (13)$$

i 番目のサブウェーブの度数は

$$w_i = \frac{2\pi}{t_i} = \frac{2T}{n} = \frac{2\pi i}{n}, \quad i = 1, \dots, k \quad (14)$$

最小自乗法によって、ファクター a_0, a_i, b_i は次のようになる。

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{n} \sum_1^n h(t) = \bar{h}(t) \\ a_i &= \frac{2}{n} \sum_1^n h(t) \cos\left[\frac{2\pi i}{n}(t-1)\right] \\ b_i &= \frac{2}{n} \sum_1^n h(t) \sin\left[\frac{2\pi i}{n}(t-1)\right] \end{aligned} \quad (15)$$

n 個のファクターによって主要周期はサブウェーブの振幅のサイズに基づき選択される。重要度が $\alpha = 0.005$ の時、その過程は $A_i^2 = a_i^2 + b_i^2$ $A_i = \sqrt{a_i^2 + b_i^2}$ である。解析を行う際の仮定からもし、

$$A_i^2 > 4\sigma^2 \lg\left(\frac{20k}{n}\right) \quad (16)$$

ならば、 i 番目のサブウェーブは主要周期としてみなすことができる。(16)式において、 n はサンプルの長さ、 k は解析をする周期の数、 σ^2 は数列 $h(t)$ の分散である。サンプルの分散 S^2 は次のようになる。

$$\begin{aligned} S^2 &= \frac{1}{n} \sum_1^n [h(t) - \bar{h}(t)]^2 \\ &= \frac{1}{n} \sum_1^k \left[a_i^2 \frac{n}{2} + b_i^2 \frac{n}{2} \right] \\ &= \sum_1^k \left[\frac{1}{2} a_i^2 + \frac{1}{2} b_i^2 \right] \\ &= \sum_1^k s_i^2 \end{aligned} \quad (17)$$

ここで

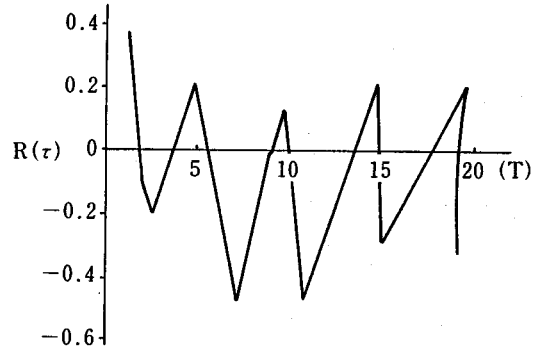
$$s_i^2 = \frac{1}{2} (a_i^2 + b_i^2) \quad (18)$$

もし $A_1 \dots A_k$ から求められたサブウェーブ P が (16)式を満足するならば、(15)式の P の項だけが残る。結局、 $h(t)$ の周期を表す項は次のように得られる。

$$M(t) = a_0 + \sum_{m=1}^p \left(a_{im} \cos \frac{2\pi i}{n} t + b_{im} \sin \frac{2\pi i}{n} t \right) \quad (19)$$

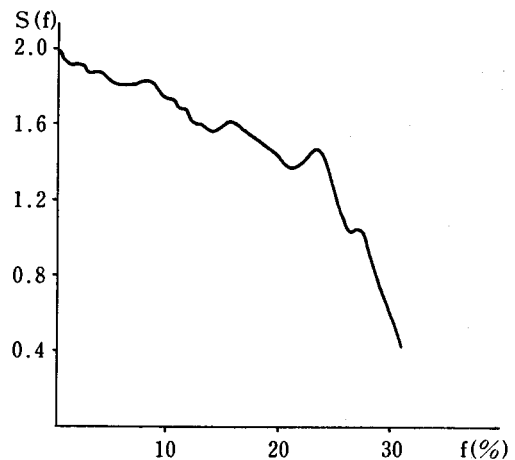
計算結果とその検証

この列は Fujian 地方の Gutianxi にある Longdeyang の地下水面の観測データから得られたものである。観測データは 1950 年～88 年の 38 年間のものである。



図一 Longdeyang の年平均水面をあらわす級数の自己相関関数グラフ

$R(\tau)$ の最大置換は次のように得られる。



図二 Longdeyang の年平均水面を表す級数のスペクトル密度グラフ

図 1 より、 $R(\tau)$ の見かけ上の区切りは $\tau = 4 \sim 5$ 年ですなわち、Longdeyang は 4～5 周期でもって年平均地下水面が変動している。図 1 から $\tau = 7.11$ の時 $R(\tau)$ は最小値をとる。このことより、地下水面は 14 年と 22 年の変動周期をもつ結論が得られる。

解析と計算結果から、年平均地下水面の予測式は次のようになる。

$$\begin{aligned}
h_{fore} = & 2.59 + 0.52 \cos\left(\frac{2\pi t}{4} - 3.76\right) \\
& + 0.45 \cos\left(\frac{2\pi t}{3} - 4.58\right) \\
& + 0.31 \cos\left(\frac{2\pi t}{6} - 0.29\right) \\
& + 0.16 \cos\left(\frac{2\pi t}{40} - 2.58\right) \pm 0.25
\end{aligned}$$

ここでランダム項 (ランダム誤差) は $\sigma_{\bar{x}} = \pm 0.25$ である。

予測式に基づく1989年の年平均地下水面は (2.81 \pm 0.25)mで観測値は2.76mであった。絶対誤差は1.8%で実用上十分な精度である。

結 論

1. この報文で提案したスペクトル密度解析手法を地下水面の将来予測に適用し、地下水面の中長期予測を行った。一事例を計算し検証したところ、この方法によるとかなり正確に予測が行えることが明らかになった。より長期的な地下水面予測も可能である。

2. この事例の計算結果例から、次のことが適切であることがわかった。

$\tau_{\max} \leq 0.4 \sim 0.5n$ となった。

ここでのnは初期級数の長さである。それは、分割時間が初期級数の長さの1/2を越えないことを意味している。

BY FREQUENCY ANALYSIS RESEARCH MEDIUM-AND LONG-TERM FORECASTING FOR UNDERGROUND WATER TABLE

Xangsan Wang

Wuhan University of Hydraulic and Electric Engineering. P.R. China

ABSTRACT: The author regards the main influential factors of underground water table as the stochastic variables. Based on frequency analysis we can find the stochastic hydrodynamic model, which simulates the varying process of underground water table. This method has been used in medium-and long-term forecasting for underground water table and has gotten good results.

KEY WORDS: stochastic hydrodynamic method, frequency analysis, underground water table

INTRODUCTION

The formation of underground water resources is a complex process, which is influenced by various factors. Before the 70's the hydraulicians and hydrographers used to analyse questions of underground water based on fixed model, which has to be reduced in order to apply easy. Owing to the reductions leave out by mistake often a few major influential factors, the fixed models tally difficult with actual situation particularly in the regions, where is short of hydrologic data. Thus calculating of regional underground water resources or forecasting of the water table are much more difficult by the fixed model. As compared with the fixed model the stochastic hydrodynamic model has a wider suitability, various application and excellent accuracy. In order to analyse underground water resources and forecast medium-and long-term water table, since the mid-seventies the stochastic hydrodynamic model method has developed rapidly, there are the mathematical models and stochastic differential equations etc. based on multiple regression, frequency analysis time series analysis

method.

In recent years the multivariate regression analysis method has a definite development. But this method has a obvious defect. When a forecasting variable goes beyond the bounds of data, which have been used establishment of a regression equation, we have to extend the equation for a medium-or long-term forecasting. Thus the forecast is often unreliable.

The frequency analysis method, which is recommended in this paper, is an effective method of processing random data. As it is known, both stage and discharge process are ordered number sequences, i. e. the stage and discharge of t interrelate separately stage and discharge of $t-1$. Each complex hydrologic process of underground water is composed of two parts-harmonic and random. From analysis gains data we can obtain certain spectral parameters, which are related to the character of the data. Based on those parameters we can compose a new ordered number sequence, which emerges probably in future time. Thus it has realized the medium-and long-term forecasting for stage

and discharge of underground water.

The dynamic variation of underground water is a synthetic variation outcome of all variable factors of water bearing system. Spectral parameters of sequence reveal the proportion of harmonic part and random part in hydrologic process, and some intrinsic law about spectral composition. There is definite physical meaning. Therefore, the spectral analysis method is more advantageous than the regression analysis method.

AUTOCORRELATION FUNCTIONS AND SPECTRAL FUNCTIONS FOR HYDROGRAPH OF UNDERGROUND WATER TABLE

Underground water variation is a random process under the influence of the factors, which are provided with obvious periodic variation. For this reason, the hydrograph of underground water table has periodic wave characteristic.

This paper has revealed how to judge, separate or select random variations of hydrograph, and how to use these random variation for medium- and long-term forecast of underground water table.

In consideration of influence of random factors, two suppositions, may be proposed for observed sequence of water table:

1. The hydrograph of water table has randomness, i. e. it is determined by various factors, which can't be expressed in analytic expressions. However the factors can obey normal or quasnormal distribution law based on statistics theory.

2. Hydrograph suite consists of an some periodic harmonic factors and random factors. The periodic factors relate to motion period of the sunspot. Based on correlation and spectral

density functions we can judge whether the hydrograph suites accord with above assumes or not.

1) Analysis and derivation of spectral density function

Spectral density function of a random sequence can describe the frequency structure of the sequence with the spectral density of the mean square value of this sequence. Physically, it can be found, that the sample mean square value of time series within the limits of $f \sim f + \Delta t$, first the sample is filtered with a filter, then its mean square value is calculated. When $T \rightarrow \infty$, the mean square value trends towards a true value, it is expressed as

$$\langle x^2(t) \rangle = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x^2(t) dt \quad (1)$$

in which $x(t)$ is a periodic function, T is the time under observation, $\langle x(t) \rangle$ is mean value of sample.

If $T \rightarrow \infty$, the mean square value of $x(t)$ within the limits of $(-\infty, \infty)$ is

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-\infty}^{\infty} x^2(t) dt = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{2T} |A(\text{if}, T)|^2 dt \quad (2)$$

in which $A(\text{if}, T)$ is Fourier transform

$$A(\text{if}) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i2\pi ft} dt \quad (3)$$

The integrand at right hand of (3) is spectral density of function $x(t)$ expressed as

$$S(f) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} |A(\text{if}, T)|^2 \quad (4)$$

Equation (4) is a spectral representation about mean square value of $x(t)$. It has significant digital characteristic based on statistical analysis from frequency. For stationary ergodic random process $\{x(t)\}$, every sample has a same spectral density function $s(t)$. Thereby, harmonic parts of all sample functions $x(t)$ of a stationary random process can be represented with spectral density $s(f)$ frequency curve.

2) Analysis and derivation of autocorrelation

function

The dynamic hydrograph of underground water is very complex. It can't be expressed with an analytic expression usually. An autocorrelation function can describe objectively the mathematical characteristic of interior structure of an observation series. It is as well means choosing periodic parts in a stochastic phenomenon. For example, the autocorrelation function $R(\tau)$ of an observation series of time segment τ can be expressed

$$R(\tau) = \frac{\sum_{i=1}^{n-\tau} (x_t - \bar{x}_1)(x_{t+\tau} - \bar{x}_2)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n-\tau} (x_t - \bar{x}_1)^2 \sum_{i=1}^{n-\tau} (x_{t+\tau} - \bar{x}_2)^2}} \quad (5)$$

in which $x_t, x_{t+\tau}$ are observation values separately at t and $t + \tau$, \bar{x}_1 is mean value from 1 to $n - \tau$, \bar{x}_2 is mean value from $1 + \tau$ to n .

Equation (5) is standardised

$$R(\tau) = \frac{1}{n-\tau} \sum_{i=1}^{n-\tau} x(t)x(t+\tau) = \langle x(t) \cdot x(t+\tau) \rangle \quad (6)$$

The value τ for $R(\tau) \rightarrow 0$ expresses $x(t)$, i. e. rapid rate of water table variation. If a series varies rapidly within a time segment τ , the correlation of $x(t)$ and $x(t-\tau)$ is un intimate; the other way on the contrary. From this it may be inferred, that the autocorrelation function form of a sequence depends on its frequency parts, i. e. relates closely its spectral density. The relation is:

$$S(f) = \int_{-x}^x R(\tau) e^{-i2\pi f \tau} dt \quad (7)$$

The equation (7) has described the Fourier transform of spectral density function and autocorrelation function.

3. Treatment for random terms of hydrograph

The remains of hydrograph are defined as random term or random residual after eliminating its period terms.

In order to discuss the random part in proportion to hydrograph we can judge from the two standard deviations ratio w of random and water table sequence:

$$W = \frac{\sigma_{zt}}{\sigma_{xt}} \quad (8)$$

in which σ_{xt} : is root-mean-square deviation of water table sequence x_t , σ_{zt} : is root-mean-square deviation of random part or random residual (i. e. the remains after eliminating harmonic part from water table sequence). If $w = 1$, it means that water table sequence does not include harmonic part, other wise. $w = 0$, only harmonic part there is in the sequence. If $0 < w < 1$, the water table series consist of harmonic parts and random parts. The random error is

$$\delta_i = x_i - x_0$$

in which δ_i is the i th random error, x_i is the i -th computational water table, x_0 is the true value of water table.

Generally, x_0 is unknown and should be replaced with the mean value of water table series: moreover, the random error can be shown by residual error:

$$v_i = x_i - x_0, \quad \sigma_{xt} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n v_i^2}{n-1}}, \quad \sigma_{\bar{z}} = \frac{4}{5} \sigma_{zt}$$

in which $\sigma_{\bar{z}}$ is the mean error of random parts. The random error is restricted by

$$\delta_{\text{limx}} = \pm 3\sigma_{\bar{z}}$$

ESTABLISHMENT OF FORECAST MODEL FOR WATER TABLE AND DETERMINATION OF ITS PARAMETERS

Based on the assumption for hydrograph of water table, the period term of water table sequence can be regarded as:

$$M(t) = a_0 + \sum_{i=1}^{\infty} A_i \sin(\omega i t + \varphi_i) \quad (9)$$

in which A_i is amplitude of i -th subwave

W_i is frequency of i -th subwave
 φ_i is phase of i -th subwave
 a_0 is constant term

because

$$\sin(w_i t + \varphi_i) = \sin w_i t \cos \varphi_i + \cos w_i t \sin \varphi_i \quad (10)$$

let $a_i = A_i \sin \varphi_i$, $b_i = A_i \cos \varphi_i$

equation(10) can be written

$$M(t) = a_0 + \sum_{i=1}^k (a_i \cos w_i t + b_i \sin w_i t) \quad (11)$$

As observational data is limited, they can't be parted to infinite subwaves, usually we can replace with k subwaves:

$$M(t) = a_0 + \sum_{i=1}^k (a_i \cos w_i t + b_i \sin w_i t) \quad (12)$$

For known time sequence, a_0 , a_i , b_i , $i=1, 2, \dots, k$, can be determined with following procedure. Assume $H(t)$, $t=1, \dots, n$ to be n water tables, n is the length of sample sequence. Principal function $f(t)$ subtracted from them leaves sequence $h(t)$:

$$h(t) = H(t) - f(t), \quad t = 1, \dots, n$$

and assuming that k subwaves have separately periods, $n/1, n/2, \dots, n/k$, i. e. the period of the i -th subwave is

$$t_i = \frac{n}{i}, \quad i = 1, \dots, k \quad (13)$$

the frequency of the i -th subwave is

$$w_i = \frac{2\pi}{t_i} = \frac{2\pi}{n} = \frac{2\pi i}{n}, \quad i = 1, \dots, k \quad (14)$$

Based on law of the least square, the factors a_0 , a_i , b_i , can be found:

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n h(t) = \bar{h}(t) \\ a_i &= \frac{2}{n} \sum_{t=1}^n h(t) \cos \left[\frac{2\pi i}{n} (t-1) \right] \\ b_i &= \frac{2}{n} \sum_{t=1}^n h(t) \sin \left[\frac{2\pi i}{n} (t-1) \right] \end{aligned} \quad (15)$$

For the n factors the principal period should be chosen based on amplitude size of subwave.

The process is $A_i^2 = a_i^2 + b_i^2$, $A_i = \sqrt{a_i^2 + b_i^2}$, when the level of significance is $\alpha = 0.005$.

Form theory of testing hypothesis, if

$$A_i^2 > 4\sigma^2 \lg \left(\frac{20k}{n} \right) \quad (16)$$

thus the i -th subwave can be regarded as the principal period. In equation(16), n is length of sample sequence, k is number of testing periods, σ^2 is variance of sequence $h(t)$, it can be estimated from sample variance S^2 :

$$\begin{aligned} s^2 &= \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n [h(t) - \bar{h}(t)]^2 \\ &= \frac{1}{n} \sum_{t=1}^k \left[a_i^2 \frac{n}{2} + b_i^2 \frac{n}{2} \right] \\ &= \sum_{t=1}^k \left[\frac{1}{2} a_i^2 + \frac{1}{2} b_i^2 \right] \\ &= \sum_{t=1}^k s_i^2 \end{aligned} \quad (17)$$

$$\text{in which } s_i^2 = \frac{1}{2} (a_i^2 + b_i^2) \quad (18)$$

If P subwaves from among $A_1 \dots A_k$ are satisfied with equation(16), P terms of equation (15) are remained only. Finally, the period term of $h(t)$ is obtained:

$$M(t) = a_0 + \sum_{m=1}^p (a_{im} \cos \frac{2\pi i}{n} t + b_{im} \sin \frac{2\pi i}{n} t) \quad (19)$$

COMPUTATIONAL EXAMPLE AND VERIFICATION

This example is from observed data of water table at Longdeyang, where is Gutianxi in Province Fujian. The observed data have contained 38 years, 1950~1988.

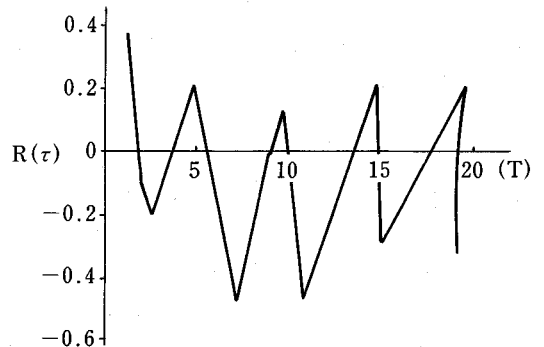


Fig. 1 autocorrelation functional graph of mean yearly water table series at Longdeyang

The maximal displacement of $R(\tau)$ can be contained:

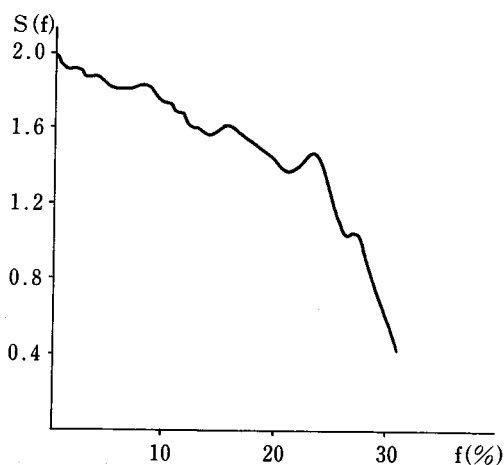


Fig. II. spectral density graph of mean yearly water table series at Longdeyang

From Fig. I it can be seen, that the extremal compartment of $R(\tau)$, $\tau=4\sim 5$ years, i. e. the mean yearly water table series has variation trend with 4~5 years period at Longdeyang. It can be seen from Fig. I, when $\tau=7.11$, $R(\tau)$ has minimum. From this an inference may be drawn, the water table series has variation periods with 14 and 22 years.

From analysis and computation, the forecast equation for mean yearly water table is:

$$\begin{aligned}
 h_{fore} = & 2.59 + 0.52 \cos\left(\frac{2\pi t}{4} - 3.76\right) \\
 & + 0.45 \cos\left(\frac{2\pi t}{3} - 4.58\right) \\
 & + 0.31 \cos\left(\frac{2\pi t}{6} - 0.29\right) \\
 & + 0.16 \cos\left(\frac{2\pi t}{40} - 2.58\right) \pm 0.25
 \end{aligned}$$

in which the random term (or random residual) $\sigma_{\bar{x}} = \pm 0.25$

Based on this forecast equation, the mean yearly water table for 1989 has been forecasted (2.81 \pm 0.25) m, the observed value is 2.76m. The

absolute error is 0.05m, the relative error is 1.8%, the accurate precision accords with practical demands.

CONCLUSIONS

1. The spectral density analysis method proposed in this paper can be applied to extrapolate future water table, and to forecast for medium- and long-term water table. The computation and verification of an example have shown this method to have good forecasting accuracy. It can be applied longer-term forecast for water table.

2. From computation for this example, it is appropriate:

$$\tau_{max} \leq 0.4 \sim 0.5n$$

in which n is the length of primitive series. It means, that the time segment should not exceed half length of primitive series.

BIBLIOGRAPHY

- Baoren Chen, Zaiji Hong etc, Predication of hydrologic and geologic parameters with frequency spectrum analysis for dynamic observation series of groundwater, Journal of hydrologic geology and engineering geology, No. 6, 1983.
- Neulan D. E., Random oscillation and spectral analysis outline, 1975; Fangtong translation, Publishing house of mechanical industry, 1980.
- Bear J. 1979 Hydraulics of groundwater, McGraw-Hill Inc.
- Hodgson, Frank D. I., 1978, The use of multiple linear regression in simulating groundwater level responses. Ground Water, Vol. 16, No. 4.
- Sagar Budhi, 1978, Analysis of aquifers with stochastic forcing function, Water Resources Research, Vol. 14, No. 2.
- Bakr Adel A., Gelhor Lynn, W. Gutjahr, Allan L. and Macmillan J. R., 1978. Stochastic analysis of spatial variability in subsurface flows. Water Research, Vol. 14, No. 2.

* * * *

第88号（3月号）の報文名の訂正とお詫びについて

前号の目次及び内容紹介の報文課題名と本分における課題名とが誤っておりましたので、下記のように訂正させて頂き、併せてお詫び申し上げます。 編集委員会

位 置		誤	正
目次	内容紹介		
○		深い溪谷における橋梁の <u>仮設</u>	深い溪谷における橋梁の <u>架設</u>
○		広域農業開発事業奥羽南部区域農業用道路1号トンネルの概要について	広域農業開発事業奥羽南部区域農業用道路1号トンネルの概要について <u>—南昌第1トンネルの設計施工—</u>
	○	広域農業開発事業奥羽南部区域農業用道路1号トンネルの概要について <u>[南昌第1トンネルの設計施工]</u>	同 上
	○	盛土施工管理における急速管理試験法について— <u>理論および管理図の作成</u> —	盛土施工管理における急速管理試験法について— <u>理論及び管理図の作成</u> —
○		太陽光・風力エネルギーの <u>利活用</u> について	太陽・風力エネルギーの <u>利用</u> に向けて— <u>石垣島における地域エネルギーの利活用</u> —
	○	「太陽光・風力エネルギーの <u>利活用</u> について」	同上 {なお、本文に、「石垣島に置ける・・・」とあるのは、「おける」と訂正する。}
○	○	河川管理施設等構造令と水利模型実験 <u>(その1)</u>	河川管理施設等構造令と水利模型実験

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回原稿の長さは原則として図、写真、表を含め研究会原稿用紙(242字)60枚までとする。

4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付)、漢字は当用漢字、仮名づかいは現代仮名づかいを使用、術語は学会編、農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字(3単位ごとに、を入れる)を使用のこと

5 写真、図表はヨコ7cm×タテ5cm大を242字分として計算し、それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し、写真、図、表は別に添付する。(原稿中に入れない)

6 原図の大きさは特に制限はないが、B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう、はっきりしていて、まぎらわしいところは注記をされたい。

7 文字は明確に書き、特に数式や記号などのうち、大文字と小文字、ローマ字とギリシャ文字、下ツキ、上ツキ、などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと、
たとえば

C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字

O(オー)と0(ゼロ)

a(エー)とα(アルファ)

r(アール)とγ(ガンマー)

k(ケイ)とκ(カッパ)

w(ダブルユー)とω(オメガ)

x(エックス)とχ(カイ)

l(イチ)とl(エル)

g(ジー)とg(キュー)

E(イー)とε(イプシロン)

v(アイ)とυ(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す。
- ③ 入会申込みと同時に会費を納入していただきます。

2. 会費の納入方法

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

3. 農業土木技術研究会の活動内容

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

4. 機関誌「水と土」の位置づけと歴史

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

② 「水と土」の歴史

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

- ・ S28年………コンクリートダム研究会の発足
『コンクリートダム』の発刊
- ・ S31年………フ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

平成 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

農業土木技術研究会第23回理事会

1. 日 時 平成4年5月28日 12:00~13:00
 2. 場 所 東京都港区新橋5-34-4
 農業土木会館会議室

3. 議 題

- (1) 第1号議案 平成3年度事業報告並びに収支
 決算承認の件

- (2) 第2号議案 平成4年度事業計画(案)並びに
 収支予算(案)承認の件

- (3) 第3号議案 役員改選の件

- (4) その他

以上の議案について審議し出席理事全員の了承を得て原案どおり承認された。平成3年度収支決算、平成4年度収支予算、新役員は下記のとおりである。

平成3年度 収 支 決 算 書

収 入 の 部

4. 3.31 現在

科 目	予 算 額	決 算 額	増(△)減額	摘 要
会 費	14,430,000円	14,196,011円	△ 233,989円	
通常会費	12,930,000	12,506,011	△ 423,989	2,300円×5,300名, 過年度未収金
賛助会費	1,500,000	1,690,000	190,000	10,000円×152口, 過年度未収金
研修会会費収入	2,000,000	2,535,000	535,000	5,000円×288名, 8,000円×123名, テキスト等
広告収入	1,500,000	1,580,000	80,000	「水と土」83号・84号・85号・86号
雑収入	197,476	1,123,854	926,378	預金利子, 「水と土」頒布等
小 計	18,127,476	19,434,865	1,307,389	
前年度繰越金	5,472,524	5,472,524	0	
合 計	23,600,000	24,907,389	1,307,389	

支 出 の 部

科 目	予 算 額	決 算 額	増(△)減額	摘 要
会誌発行費	14,080,000円	11,800,241円	△ 2,279,759円	「水と土」85号・86号・87号・88号
印刷費	10,000,000	8,624,156	△ 1,375,844	
原稿料	1,680,000	1,124,000	△ 556,000	
編集費	400,000	272,000	△ 128,000	
運賃送料	2,000,000	1,780,085	△ 219,915	
事業費	3,250,000	2,563,922	△ 686,078	
研究会賞	250,000	201,692	△ 48,308	第21回研究会費
研修会諸費	2,900,000	2,362,230	△ 537,770	会場借料, 講師謝金, テキスト代金等
資料費	100,000	0	△ 100,000	
会議費	400,000	246,360	△ 153,640	
事務費	3,780,000	3,069,952	△ 710,048	
委託費	2,000,000	1,740,000	△ 260,000	賞金等
通信費	400,000	405,192	5,192	
旅費交通費	200,000	147,240	△ 52,760	
広告手数料	450,000	460,000	10,000	「水と土」
事務室費	130,000	130,000	0	
消耗品費	300,000	89,828	△ 210,172	
雑費	300,000	97,692	△ 202,308	
小 計	21,510,000	17,680,475	△ 3,829,525	
予備費	2,090,000	7,226,914	5,136,914	
合 計	23,600,000	24,907,389	1,307,389	

平成4年度収支予算

収入の部

科 目	平成4年度予算額	前年度予算額	増(△)減	摘 要
会 費	13,500,000円	14,430,000円	△ 930,000円	
通常会費	12,000,000	12,930,000	△ 930,000	2,300円×5,400名×95% 前年度未収金
賛助会費	1,500,000	1,500,000	0	10,000円×158口×95%
研修会会費収入	2,000,000	2,000,000	0	会員5,000円×250名 非会員8,000円×100名
広告収入	1,500,000	1,500,000	0	「水と土」89, 90号, 前年度未収(87, 88号)
雑収入	273,086	197,476	75,610	
小計	17,273,086	18,127,476	△ 854,390	
前年度繰越金	7,226,914	5,472,524	1,754,390	
合計	24,500,000	23,600,000	900,000	

支出の部

科 目	平成3年度予算額	前年度予算額	増(△)減	摘 要
会誌発行費	14,000,000円	14,080,000円	△ 80,000円	
印刷費	10,000,000	10,000,000	0	会誌89~92号, 2,500千円×4
原稿料	1,600,000	1,680,000	△ 80,000	" 400 " ×4
編集費	400,000	400,000	0	" 100 " ×4
運賃送料	2,000,000	2,000,000	0	" 400 " ×4, その他
事業費	3,250,000	3,250,000	0	
研究会賞	250,000	250,000	0	第22回研究会賞
研修会諸費	2,900,000	2,900,000	0	会場借料, 講師謝金, テキスト代金等
資料費	100,000	100,000	0	
会議費	400,000	400,000	0	
事務費	3,780,000	3,780,000	0	
委託費	2,000,000	2,000,000	0	賃金@6,000×20日×6月, 手当等
通信費	400,000	400,000	0	
旅費交通費	200,000	200,000	0	
広告手数料	450,000	450,000	0	1,500千円×0.3
事務室費	130,000	130,000	0	
消耗品費	300,000	300,000	0	
雑費	300,000	300,000	0	
小計	21,430,000	21,510,000	△ 80,000	
予備費	3,070,000	2,090,000	980,000	
合計	24,500,000	23,600,000	900,000	

農業土木技術研究会役員名簿（平成4年度）

幹事 丹治 肇 農業工学研究所水工部
編集委員

会 長	内藤 克美	水資源開発公団理事	〃	稲森 幹八	国土庁調整課	
副 会 長	黒沢 正敬	構造改善局建設部長	〃	高見 英之	水資源公団第2工務部設計課	
〃	志村 博康	日本大学農獣医学部教授	〃	尾崎 保雄	農用地整備公団業務部業務課	
理 事	佐藤 昭郎	構造改善局設計課長	〃	中森 一郎	財団法人日本農業土木総合研究所	
〃	岡本 芳郎	〃 水利課長				
〃	橋本 正	〃 首席農業土木専門官				
〃	久保田昭彦	関東農政局建設部長		(株) 荏原製作所		3口
〃	白石 英彦	農業工学研究所長		(株) 大林 組		〃
〃	山口 保身	北海道開発庁農林水産課長		(株) 熊 谷 組		〃
〃	清原 祐孝	茨城県農地部長		佐藤工業(株)		〃
〃	延藤 隆也	水資源開発公団第二工務部長		(株)三祐コンサルタンツ		〃
〃	坂根 勇	(社)土地改良建設協会専務理事		大成建設(株)		〃
〃	中島 哲生	(社)農業土木事業協会専務理事		玉野総合コンサルタント(株)		〃
〃	北村 純一	(株)三祐コンサルタンツ常務取締役		太陽コンサルタンツ(株)		〃
〃	伊東 久彌	西松建設(株)常務取締役		(株)電業社機械製作所		〃
〃	塚原 真市	大豊建設(株)専務取締役		(株) 西島製作所		〃
監 事	石堂 隆憲	関東農政局設計課長		西松建設(株)		〃
〃	池田 実	(株)日本農業土木コンサルタンツ 副社長		日本技研(株)		〃
常任顧問	中道 宏	構造改善局次長		(株)日本水工コンサルタント		〃
〃	中川 稔	全国農業土木技術連盟委員長		(株)日本農業土木コンサルタンツ		〃
顧 問	岡部 三郎	参議院議員		(財)日本農業土木総合研究所		〃
〃	須藤良太郎	〃		(株) 間 組		〃
〃	小林 国司	(社)畑地農業振興会会長		(株) 日立製作所		〃
〃	梶木 又三	全国土地改良事業団体連合会 会長		Fe石灰工業技術研究所		〃
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授				(18社)
〃	福沢 達一	(株)農業土木会館代表取締役社長		(株) 青木建設		2口
編集委員	橋本 正	構造改善局設計課		(株) 奥村組		〃
常任幹事	三好 英幸	〃 事業計画課		勝村建設(株)		〃
編集委員	高祖 幸晴	〃 設計課		株木建設(株)		〃
〃	中野 実	〃 整理課		(株) 栗本鉄工所		〃
〃	小泉 健	〃 設計課		三幸建設工業(株)		〃
総務部長	久郷 徳壽	全国農業土木技術連盟総務部長		住友建設(株)		〃
幹 事	高橋 徹	構造改善局地域計画課		住友金属工業(株)		〃
編集委員	内田 実	〃 資源課		大豊建設(株)		〃
〃	堀内 正之	〃 事業計画課		(株) 竹中土木		〃
〃	渡辺 博之	〃 施工企画調整室		田中建設(株)		〃
〃	菅野 幸臣	〃 水利課		三井建設(株)		〃
〃	岩屋 照実	〃				(14社)
〃	松岡 直之	〃 総合整備推進室		(株)アイ・エヌ・エー		1口
〃	塩屋 俊一	〃 開発課		アイサワ工業(株)		〃
〃	市川 宣明	〃		青葉工業(株)		〃
〃	荘田 祐次	〃 防災課		旭コンクリート工業(株)		〃
〃	萩原 俊一	関東農政局設計課		旭測量設計(株)		〃
				アジアプランニング(株)		〃

茨城県農業土木研究会	〃	古郡建設(株)	〃
上田建設(株)	〃	(株) 豊 蔵 組	〃
(株)ウォーター・エンジニアリング	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
梅林建設(株)	〃	(株)北海道農業近代化コンサルタント	〃
エスケー産業(株)	〃	堀 内 建 設 (株)	〃
(株) 大 本 組	〃	前 田 製 管 (株)	〃
大野建設コンサルタント(株)	〃	前 沢 工 業 (株)	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	真 柄 建 設 (株)	〃
技研興業(株)	〃	(株) 舛 ノ 内 組	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	丸 伊 工 業 (株)	〃
(株) クボタ建設	〃	丸 か 建 設 (株)	〃
(株) ク ボ タ (大阪)	〃	(株)丸島アクアシステム	〃
(株) ク ボ タ (東京)	〃	丸誠重工業(株)東京支社	〃
(株) 古 賀 組	〃	水資源開発公団	〃
(株) 後 藤 組	〃	水資源開発公団沼田総合管理所	〃
小林建設工業(株)	〃	宮 本 建 設 (株)	〃
五 洋 建 設 (株)	〃	ミサワ・ホーバス(株)	〃
佐 藤 企 業 (株)	〃	山崎ヒューム管(株)	〃
(株) 佐 藤 組	〃	菱 和 建 設 (株)	〃
(株) 塩 谷 組	〃	若鈴コンサルタンツ(株)	〃
昭 栄 建 設 (株)	〃		(73社)
新光コンサルタンツ(株)	〃	(アイウエオ順)	計 105社 155口
須 崎 工 業 (株)	〃		
世紀東急工業(株)	〃		
大成建設(株)四国支店	〃		
大和設備工事(株)	〃		
高 橋 建 設 (株)	〃		
高 弥 建 設 (株)	〃		
(株) 田原製作所	〃		
中国四国農政局土地改良技術事務所	〃		
(株)チェリーコンサルタンツ	〃		
中央 開 発 (株)	〃		
東 急 建 設 (株)	〃		
東 邦 技 術 (株)	〃		
東洋測量設計(株)	〃		
(株)土木測器センター	〃		
中川ヒューム管工業(株)	〃		
日兼特殊工業(株)	1 口		
日本国土開発(株)	〃		
日本大学生産工学部図書館	〃		
日本ヒューム管(株)	〃		
日本プレスコンクリート(株)	〃		
日 本 鋪 道 (株)	〃		
西日本調査設計(株)	〃		
福井県土地改良事業団体連合会	〃		
福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	〃		
(株) 婦 中 興 業	〃		

農業土木技術研究会会員数

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員							
	県	農水省関係	公団等	学校	個人	法人	外国		県	農水省関係	公団等	学校	個人	法人	外国	
北海道	106	372	21	9	25			近 畿	滋 京 賀 都 阪 庫 大 兵 奈 和 歌 山	41 41 17 43 47 35	5 57 10 7 27 5	1 1 3 4 1	1 5 5 4 1	4 3 5 3 5		
東 青 森 手 城 田 岩 宮 秋 山 福 島	51 40 55 120 21 56	34 37 72 6 13 34	13	1 1 5 1 2	4 19 6 1 1			小計	224	111	4	16	20			
北 小計	343	196	13	10	31			中 国 四 国 小計	454	106	3	23	18			
関 茨 城 栃 群 馬 玉 埼 千 葉 京 奈 東 神 山 梨 野 山 長 野 野 岡 静	93 82 31 60 37 3 30 39 41 94	77 26 16 18 17 191 8 12	10 1 4 8 13 81 4	3 1 2 10 4 3	9 2 19 16 18 19 1 5			九 州 福 岡 賀 崎 本 分 崎 島 鹿 児 島 鹿 児 島 沖 縄	33 34 45 24 49 22 72 25	11 12 8 42 2 10 10 17	28 4 5	7 4 1	12 3 1 3 1			
東 小計	510	365	121	22	89			小計	304	112	37	12	20			
北 新 富 石 福 島 小計	67 56 54 41	53 14 52 7		2 1 1	3 4 7 1			合 計	2,366	1,532	242	101	240	804	20	
陸 岐 愛 三 小計	27 167 13	20 124	37 6	3 1 1	7 10 5			総 合 計	5,305名							
東 海 小計	207	144	43	5	22											

編 集 後 記

近年、公共事業の実施にあたり、地域住民からの要請が多様化している中、地域住民の理解・協力を得て事業を進めていくために工事現場等のイメージアップを図ることが重要となってきている。イメージアップの手段としては工事現場の美化、情報公開、地域住民とのコミュニケーション等があるが、具体的には現場へのフラワーポット、完成予想図の掲示板、見学路等の設置をしていることが多い。これらのイメージアップに必要な費用を明確に位置づけて、工場費の積算が

できるようになった機関もある。

他にイメージアップを行っている例としては、企業における社名変更によるイメージアップ、大学の学部・学科の名称変更によるイメージアップがある。

さて、このような社会状況の中、農業土木技術研究会はどのようにイメージアップを図るべきであろうか。活動の一環である機関紙に目を向けると、「水と土」と言う今の時代にマッチした素晴らしい名称はあるので次は中身である。中身を充実させるためにも読者からの数多くの投稿を期待するものである。

水資源開発公団 高見英之

水 と 土 第 89 号

平成4年6月20日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (3436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (3952) 5651 (代表)