

水と土

No.110
1998

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



相川ダム
(試験湛水中) (本文39頁)



小田ダム
(仮排水トンネル) (本文68頁)



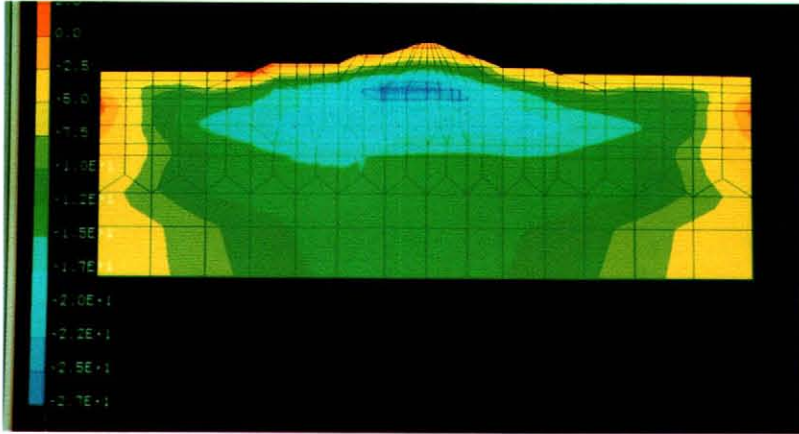
芯を残して掘削
↓
周囲が崩落・拡大



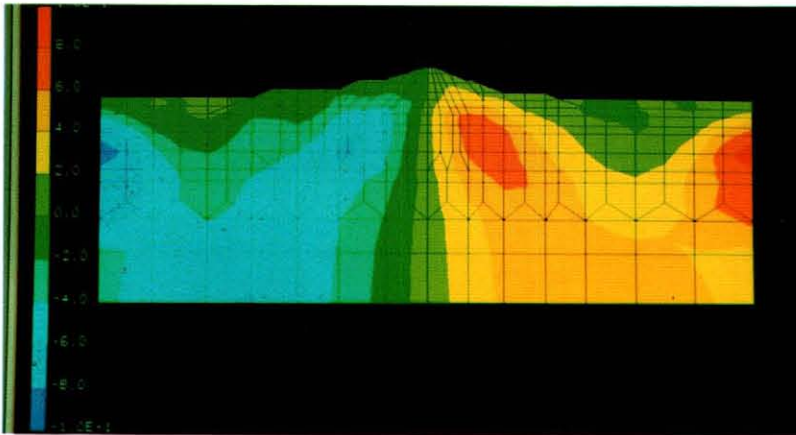
薬液注入状況



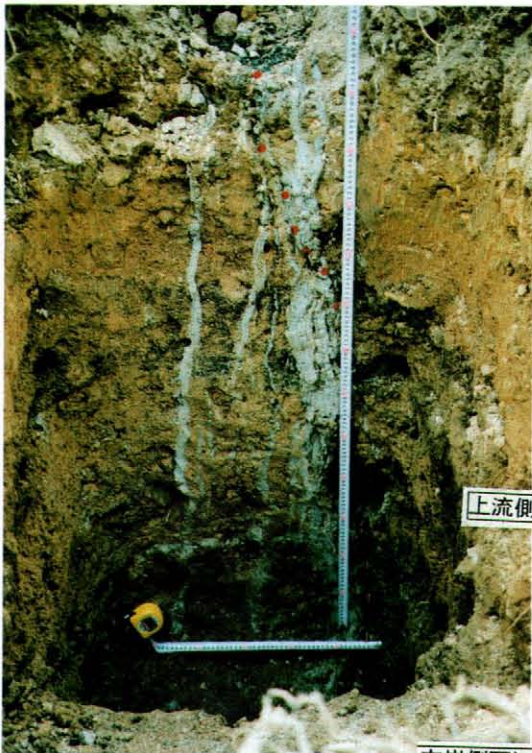
2次覆工完成



底原ダム (本文4頁)
最大主応力図 (横断)



セクション応力図 (横断)



福谷ため池
(調査坑(天端))
(本文79頁)

灰色：平成7年漏水対策グラウト
赤点：今回発生した亀裂



底樋内部 (小型自走TVカメラ)

水 と 土

— 目 次 —

報文内容紹介

巻 頭 文

技術者の良心 中島賢二郎……(1)

報 文

底原ダムの貯水後の長期挙動

初川栄治 安中正実……(4)

底樋設計の変遷等について

中島正憲 谷 茂……(16)

フィルダムにおける漏水観測施設の実態と管理への応用

宇戸啓二 岡部光弘

高橋孝広 西山弘昭

高山 豊 今野義博……(29)

相川ダムの試験湛水について

宮本英昭 高橋正巳 遠藤 泰……(39)

「排水路の暗渠化」計画における留意事項

五位野 操……(60)

トンネル掘削の補助工法について

—薬液注入による地山補強の施工例—

大坪義昭 進藤建夫

鎌田重孝 湊 正喜……(68)

山口県北部地震被災福谷ため池への対応を経験して(報告)

—被災から調査・2次災害防止対策・復旧計画策定まで—

金重憲治 田中喜一郎……(79)

投稿規定……(85)

農業土木技術研究会入会手引……(86)

会告……(87)

No. 110

1998

表紙写真

鳥追い

(新潟県安塚町牧野)

水と土 第110号 報文内容紹介

底原ダムの貯水後の長期挙動

初川 栄治・安中 正実

近年ダム築造において、良質なダムサイトが少なくなり、比較的軟質な地盤に築造される事例が多くなっている。こうした中、ダムを管理する上で、設置された埋設計器により堤体挙動を把握することが重要となる。

今回は、沖縄県石垣市に築造された底原ダムの埋設計器から明らかになった貯水後の挙動について報告するとともに、有限要素法を用いた築堤解析から明らかになった堤体及び基礎の応力変形状態について報告する。

(水と土 第110号 1998 P. 4 設・施)

底樋設計の変遷等について

中島 正憲・谷 茂

ため池の取水設備としてよく用いられてきている底樋(そこひ)は、取水トンネルよりも経済的で施工も容易である反面、底樋の破損やパイピング等による漏水など、ため池堤体の弱点となりやすいことから、慎重な設計施工が求められる。

本報では、フィルダムの土地改良事業計画設計基準や、ため池改修に係る技術基準における底樋の設計について、その変遷等を報告する。

(水と土 第110号 1998 P.16 設・施)

フィルダムにおける漏水観測施設の

実態と管理への応用

宇戸 啓二・岡部 光弘

高橋 孝広・西山 弘昭

高山 豊・今野 義博

漏水観測施設は、フィルダムにおける安全管理上最も重要な施設として位置付けられているが、その施設及び管理の実体は必ずしも明確となっていない。

よって本報文はその施設と管理の実体を全国の農業用フィルダムの一部について調査したので紹介し、今後の施設設計、管理における一提言を行ったものである。

本報文は平成9年度農業土木第3回専門技術研修(フィルダム)において取り組んだ共通課題の成果である。

(水と土 第110号 1998 P.29 設・施)

相川ダムの試験湛水について

宮本 英昭・高橋 正巳・遠藤 泰

相川ダムは平成8年12月より試験湛水を開始して概ね1年が経過する。当地は年平均降水量が1,000mm程度であり、河川流況から平水年においては、迎洪水位を設定しての経年貯溜による試験湛水計画となった。

今回は、試験湛水開始から洪水期前半における8ヶ月間の計測データを基に、ダムの応力・変形状況、間隙水圧、漏水量、周辺地山地下水水位状況等から堤体の安全性について評価をおこなった。

(水と土 第110号 1998 P.39 設・施)

「排水路の暗渠化」計画における留意事項

五位野 操

排水路を暗渠化することにより潰れ地が減少し区画の拡大が容易となるほか、水路用地を農道や畦畔敷地として利用することが可能となり、除草面積の減少など維持管理労力が軽減する。また、農業機械のほ場内ターン方式から農道ターン方式とすることで作業効率の向上につながる。

一方では、土砂や浮遊物の流入による管理内の通水障害などが懸念される。

そこで、小排水路を暗渠化した場合の土砂の流入や掃流効果について、2つの実施地区において調査・検討したので報告する。

(水と土 第110号 1998 P.60 企・計)

トンネル掘削の補助工法について

一薬液注入による地山補強の施工例一

大坪 義昭・進藤 建夫

鎌田 重孝・湊 正喜

湧水に伴い、パイピングホールが増大し掘削切羽の崩落が生じる、低固結地山におけるトンネル掘削の補助工法として用いた、薬液注入工法の事例について紹介する。

(水と土 110号 1998 P.68 設・施)

山口県北部地震被災福谷ため池への対応を経験して(報告) —被災から調査・2次災害防止対策

・復旧計画策定まで—

金重 憲治・田中 喜一郎

山口県阿東町の農業用福谷ため池は、平成9年6月25日に発生した山口県北部地震により堤体亀裂等が発生した。さらにその後を追う様に台風8号・梅雨前線豪雨が本ため池を襲った。

本報は、地震により被災した福谷ため池において、決壊により下流住民や公共施設が被災するという2次災害の防止対策を図りつつ、被災状況調査を実施し、復旧計画をとりまとめるまでの経過を報告するものである。

(水と土 第110号 1998 P.79 企・計)

技術者の良心

中島賢二郎*
(Kenjiro Nakashima)

私が農業土木技術者としての修練を始めたころ、何で読んだのかは覚えていませんが、「技術者の良心」という言葉を知りました。これまでこの言葉の持つ意味を何となく分かったようなつもりでいましたが、現代は、この言葉の持つ意味を考え直すべき時代のような気がします。

近年農業土木技術に限らず、技術全般に対してマスコミを中心とした不当な非難が続いています。彼らの頭の中には「技術の高度化＝非人間化」という図式ができています。科学技術の振興は肯定しているにもかかわらず、科学の研究は素晴らしいものだが技術の研究は一段低いものとみなされているようです。農水省傘下の研究機関においても基礎的研究に比して工学的な実用研究は研究資金の獲得が年々困難な状況になりつつあります。また我々農業土木技術者自身、特に行政に係わる技術者が技術に対して近年なか自信を無くしているようにも見受けられます。現代の風潮と対極にある「技術者の良心」という言葉を手掛かりに「技術」や「工学」について幾つかの文献を参考に考えてみましょう。

先ず一つ例を上げましょう。水理学の教科書として有名な「OPEN-CHANNEL HYDRAULICS」の巻頭で VEN TE CHOW は To Humanity and Human Welfare とししています。この本は水理学の教科書として大変実用的なものです。工学の有力な武器である水理学という技術は、人類とその幸福に大きく貢献すると著者は確信してこのように書いたのだと思います。

次にハーディ・クロスの「技術者と象牙の塔（福田 仁志 訳）：1952」から少し引用してみましょう。この本は大変難解で内容を十分に理解することはかなり困難です。私の理解が不十分であることを恐れずに引用してみます。「技術者の教育—広い世界で充実した人生を送るために “神の恩寵をえて公共の業務に適するようになる人々”」の一部を少し長くなりますが引用します。

”もし教養を積むことによって、充実した生活と、人間の世界を形成している物質的、知的、美的精神的要素とを完備して、これらに感謝、享受することができるならば、技術者こそ、これを達成する最も恵まれた地位にあるといえる。もし技術者が完全に科学と人間性とに結びついて自然力を人間の使用と便益のために役立たせて行くならば、まさにこれは教養であって、かくて技術者は教養を楽しみ、それを身につけて行くことになる。・中略・充実した人生を送る人はなかなか少ないけれども、その機会とそれを得る権利とは技術者のために開かれ用意されている。また一方義務もある。・中略・彼らは他人—おたがいが同志でなく—に対して彼らの結果の達成方法はこれを説明せねばならない。・中略・ここに重要なことは、技術者は単にコンクリートと鋼または数式と図表だけでなく、信頼、希望、仁愛の精神をもって建設を進めていくと言うことである。・・・”

とても勇気づけられる文章ではないでしょうか。続けて同じ本から三つの言葉を紹介します。

”工学は自然にある力の偉大な源を人間の使用と便益のために仕向ける術である。”

”公式使用に一定の限界のあることは明らかであるから、技術者はある直観的な感覚が必要である。法則はどこにおいても真実であるが、同時にどこであってもこの直観的係数によって修飾され、また技術者の円熟した眼識と知覚によって解釈されねばならない。”

”粗悪な技術は失敗、不幸、不便、苦悩と死滅とを残すもので、給水のための水力・水量の過大評価、不完全な衛生施設、輸送路の位置とその建設の誤り、不安定な橋・建物、また売場を持たない水力電気設備、貨物のない鉄道、などこの例である。結局我々一人一人がこれらの誤りに対して金銭、便益、健康を代償として支払うことになる。”

アセスメントなどという言葉が一般化する前にはアセスメントの概念すらなかった筈です。そのような時代に技術者に課せられた社会に対する責務は大きかったと言えます。「技術者の良心」の一端を垣間見る思いです。現代でも技術者のこの社会に対する責任は重いと思います。

続いて技術者は技術に対してどうあるべきなのかを示してくれる言葉を紹介しましょう。

現在は廃止されていますが、「設計基準—コンクリートダム—（農林省農地局、昭和40年10月改訂）」の改訂の要旨に興味深い言葉を見ることができます。

”・・本基準はあくまで設計上の一般的な基準であって、設計の手引書ではない。したがって本設計基準のみでダムの設計技術のすべてが解明されるとは思ってはいない。「ダムの設計にあたっては、内外の参考書や文献、実施例などを参考にし、設計者の創意と工夫を盛り込んだうえ、この基準に適合した設計を生み出すべきものである」との思想にたつてこの基準は書かれている。・・中略・・しかしダム工事のように一地点に巨費を投ずる工事では、すくなくともその設計や施工にたずさわる技術者は、内外の文献や資料を研究したり、創意工夫をめぐるせてより良いものを造り出すよう努力すべきであり、従来もそのように努力されてきたのである。設計基準は「基準」であり、参考書ではない。基準で定められた大枠の中で、各自の真剣な研究や努力が実をむすびより良い設計を生み、ひいてはより高度の基準を再生産することになると考えればこの基準の存在意義は理解されると思う。”

技術者には「創造力」と「技術に対する研究心」が必要なことを明確に示しています。

近年大規模構造物の建設にあたり地質条件の劣悪さに悩まされることが多くなりました。このため土木技術者にも土木地質に関する知識が要求されることがあります。土木地質と土木技術との関係についてQ、ザルバ・V、メンツルは「土木地質学（松野久也 訳）」の中で次のように述べています。

まず ”土木技師が地質調査報告書の内容を十分に理解し、正確に解釈できてこそはじめて、報告書から解決しなければならない問題を明確にすることができるのである。この点から、必然的に一般地質学及び土木地質学を土木工学及び建築学の学生のカリキュラムから除外してはならないということになるのである。”と述べ、さらに ”土木地質学者は、実際の問題の解決にその知識を結びつけるように努め、土木技師は地質学を理解し、地質調査の結果をその仕事の上で尊重するように努めなければならない。”と述べています。

我々が他分野の人達とどのように接触するべきかを示してくれています。

現代は環境への国民の関心の高まりを悪用して、「技術」と「自然」を意識的に対比させては技術を非難する議論が流行っていますが、これに対しては「環境倫理学のすすめ—加藤尚武 著」が良い答えを示してくれます。

”1.文明の技術化が進めば必ず化石エネルギーの消費量が増大する。2.しかし石炭・石油の埋蔵量は有限である。3.したがって文明の技術化にブレーキをかけない限り、人間の文明は破綻する。したがって「等身大の技術」、「ソフト・エネルギー・パス」すなわち自然化、人間化された技術が不可欠である。”という

議論に対して ”この議論で間違っているのは、技術の高度化＝エネルギー消費量の増大、技術の自然化＝人間化という考え方である。例えば製鉄業の省エネルギー化の技術開発はコンピュータの導入を主軸とする形で行われた。技術を自然化し素朴化することによってエネルギー消費が減少したのではない。製鉄のような技術では、素朴な原始的な技術へ転換することでエネルギー消費効率を高めることはできない。風車による発電、自転車での旅行、有機農業というような例だけを想定すると、技術の素朴化＝省エネルギー化のように思われるが、それは一種の素人考えに過ぎない。技術の高度化によってしか効率化は達成されない。技術の高度化＝非人間化という思い込みが間違っている。”と断じています。まさにそうだと思います。「鯨は知能が高い動物であるから保護すべきである」に類した上滑りな自然保護主義では環境問題は解決しないのです。現代世代は生物の種、生態系、景観などにも生存の権利を認め、未来世代の生存可能性に対して責任を負い、地球の生態系が開いた宇宙ではなく閉じた世界であることを認識する必要があります。(前掲「環境倫理学のすすめ」より) 人は工学なしに生きていくことはできません。そして工学を支える技術はもっと尊重されるべきであり、技術者は自信を持つべきです。技術は自然と対立するものではないのです。

一方、技術者は「技術者の良心」を「技術者は社会や自然に対して責任を負う」という倫理さらには哲学にまで高める必要があると思います。

しかし技術はものを造る術であり、観念ではありません。土質力学や水理学のようなしっかりした基礎力を必要とします。鋸や鉋を使わずに宮大工の棟梁にはなれません。

*農林水産省農業工学研究所造構部長

底原ダムの貯水後の長期挙動

初川 栄治* 安中正実*
(Eiji HATSUKAWA) (Masami ANNAKA)

目 次

1. はじめに	4	4. 解析的検討	12
2. 底原ダムの概要と特徴	4	5. おわりに	15
3. 挙動観測結果	7		

1. はじめに

ダムを安全に管理していく上で、埋設計器により築堤時及び貯水時の挙動を正確に把握することは非常に重要である。しかしながら、完成後は土地改良区などに管理を移管することも多く、築造時からダム管理における第三期(試験湛水後3年以上経過以降)までの挙動を総括した事例は少ない。

一方、近年ダムは良質なダムサイトに築造される事例は少なくなってきており、比較的軟質な地盤に築造される例が多くなってきている。このような状況を踏まえると十分な計測監視体制をとり、施工中から湛水後まで含めて堤体挙動を明確にすることが重要である¹⁾。

本報告では、沖縄県石垣市に建設された底原ダムに設置してある層別沈下計、現地盤沈下計及び漏水量計を通じて明らかになった試験湛水から貯水後までの堤体挙動について述べる。

また、有限要素法を用いた弾塑性築堤解析から明らかになった堤体及び基礎の応力変形状態につ

いて述べるとともに、長期間供用中のダムに現れた実際の挙動と比較することにより、設計施工時に採用された物性値の評価法と挙動予測手法を検証する。

2. 底原ダムの概要と特徴

(1) 建設の経緯

底原ダムは、石垣農業水利事業所が灌漑のために築造したゾーン型アースフィルダム(堤高29.5m, 堤頂長1,331m)である。その概要を図-1, 表-1に示す。このダムの特徴は堤体が非常に長いことと、軟質な地盤に築造されたことである。ダム工事は1982年に仮排水路着工, 1984年5月から仮締切堤及び本堤の盛立を開始し, 1989年6月に完了している。貯水開始は1990年9月で1992年6月に満水位に達し, 現在に至っている。

(2) 基礎岩盤

底原ダムの基礎は、古生層を基盤とし、この上部に第四紀における堆積物である洪積層がある。この洪積層は「名蔵層」と呼ばれる砂又は礫を含

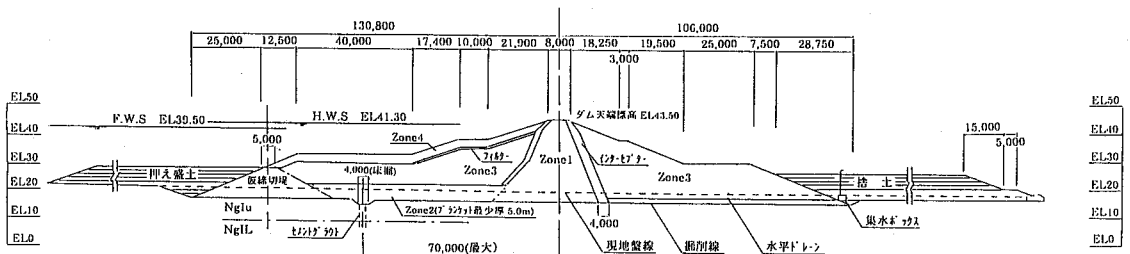


図-1 堤体標準図

*農林水産省農業工学研究所造構部

表一 底原ダム諸元表

一般	位置	沖縄県石垣市宮良	堤	堤頂長	1,331 m	
	河川名	二級河川宮良川水系底原川		堤長幅	8.0 m	
	基礎岩盤	古生代片岩類		天端標高	仮締切堤 E L 25.0 m	
貯水	流域面積	直接 5.04, 間接 4.82 km ²	体	本堤	E L 43.5 m	
	満水面面積	1.38 km ²		最低床掘標高	E L 14.0 m	
	総貯水量	13,000,000 m ³		平均	上流側 1 : 4.5	
	有効貯水量	12,850,000 m ³		法勾配	下流側 1 : 3.4	
水	常時満水位	E L 39.5 m	洪水吐	型式	シュート型	
	設計洪水水位	E L 41.3 m		設計洪水量	300 m ³ /s	
	堆砂量	150,000 m ³		減勢工対象洪水量	210 m ³ /s	
池	計画堆砂面	E L 21.8 m	越流水深	1.8 m		
	利用水深	17.7 m	越流堰長	60.0 m		
堤体	型式	ゾーン型フィルダム	仮排水路	洪水吐総延長	560 m	
	堤高	29.5 m		設計洪水量	125 m ³ /s	
	総築堤量	3,228 千 m ³	取水設備	内径	標準馬蹄形 2r=4.5 m	
	築堤量	仮締切堤		140 千 m ³	総延長	980 m
		Zone 1		556 千 m ³	型式	斜樋
		Zone 2		419 千 m ³	最大取水量	2,201 m ³ /s
		Zone 3		1,641 千 m ³	取水口径径	φ800×3門, φ2,000×1門
Zone 4	307 千 m ³	導水管	φ2,000			
インターセプター他	165 千 m ³	取水口径数	4 孔			

む粘土・シルトから成る褐色系の層と「ブネラ層」と呼ばれる砂・シルトを含む粘土から成る灰色系の層との互層になっている。また、この洪積層は最大で100mに及ぶほど非常に厚く堆積しており、N値で10~25程度の軟質な地盤であり、設計時には約1mの沈下が予測され、堤体には押え盛土が施工されている。表層は段丘部においては、崖錐が1~2m程度堆積しており、また、堤敷河床部の低湿地帯は比較的腐食の進んでいない繊維質のピートが3m程度ある。

基礎掘削では、表土及び所定のせん断強度の得られない粘土・シルト・ピートは全て除去した。掘削基準として、現地における直接せん断試験が困難なため、設計強度C、φより一軸圧縮強度quに換算し、このquを基礎掘削の判定基準とした。また、一軸圧縮試験にも時間を要し、現地での作業に支障を来すことから、簡便法としてコーン支持力qcとquの関係を予め試験によって見だし、qc (7.9kgf/cm²以上) によって判定することとした²⁾。

(3) 築堤材料

底原ダムの盛立ては、1983年10月に試験盛土を実施した後、1984年5月より1989年6月までの約5年間で3,228千m³の築堤を完了した。

ゾーン1、2の遮水ゾーンの盛立には池敷内に堆積している第四紀洪積世の礫混り粘性土(名蔵層)を採取し使用していたが、工事の進行に伴い高含水比の材料が多くなり、施工性並びに品質の確保に支障が生じたため、原石山から発生する強風化片岩と粘質土をブレンドし、含水比を調整して使用した。なお、ブレンド材は遮水材料の約6割を占めている。

ゾーン3については、初期の頃はD~CL級の強風化片岩であったが、後半になってからはCL及びCL~CM級の範囲のものを使用した。

ゾーン4については、当初は原石山から発生する緑色片岩、茶褐色片岩、黒色片岩を使用する予定であったが、緑色片岩以外が品質基準値を満足しなかったことから、盛立量307千m³のうち約200千m³を花崗岩を購入して盛立を行った³⁾。

(4) 埋設計器

底原ダムの観測計器は1984年4月より基礎地盤内に埋設される計器から設置し、逐次観測を開始している。計測主断面は基岩が深く洪積層の厚いSP880と逆に基岩の浅いSP780の2断面としている。また、これらの計測断面が右岸側に偏るため、

SP350を計測副断面として、主断面に近い計器配置を行った。

これらの断面以外にもグラウトの効果判定や破砕帯の挙動を監視する計器等を表-2、図-2のとおり適宜配置している。

漏水量の観測は、堤体が長く堤敷が広大である

表-2 観測計器一覧表

項目 \ 測点	SP 100	SP 160	SP 180	SP 350	SP 540	SP 780	SP 880	SP 980	SP 1180	SP 1300	合計
間隙水圧計											
電気式	4	2	6	16	4	32	32	4	2	—	102
循環式	—	—	—	—	—	2	6	—	—	—	8
土圧計	—	—	—	4	—	6	6	—	—	—	16
土中歪計	—	—	—	4	—	6	6	—	—	—	16
湿潤線計	(SP 60,100,140)				(SP 540,640)			(SP 980,1120)		(SP 1220,1260)	
	3		2	2	4	2	2	4	2	2	23
地震計	—	—	—	—	—	(SP 685)	3	3	—	—	1
	—	—	—	—	—	3	3	—	—	—	7
層別沈下計	—	—	—	—	—	3	3	—	—	—	6
表面変位計	—	—	(SP 260)	(SP 400)	(SP 600)	(SP 750)	(SP 900)	(SP 1120)	—	—	—
	—	—	5	5	5	5	5	4	—	—	29
現地盤沈下計	(SP 200)	(SP 300)	(SP 400)	(SP 500)	(SP 600)	(SP 720)	(SP 800)	(SP 900)	(SP 1000)	(SP 1100)	—
ロッド式	3	2	4	1	4	2	3	2	3	2	26
電気式	—	—	—	1	1	1	1	—	—	—	4
漏水量計	—	—	(SP 360)	(SP 380)	(SP 520)	(SP 600)	(SP 755)	(SP 845)	(SP 1039)	(SP 1123)	—
	—	—	1	1	1	1	1	1	1	1	8

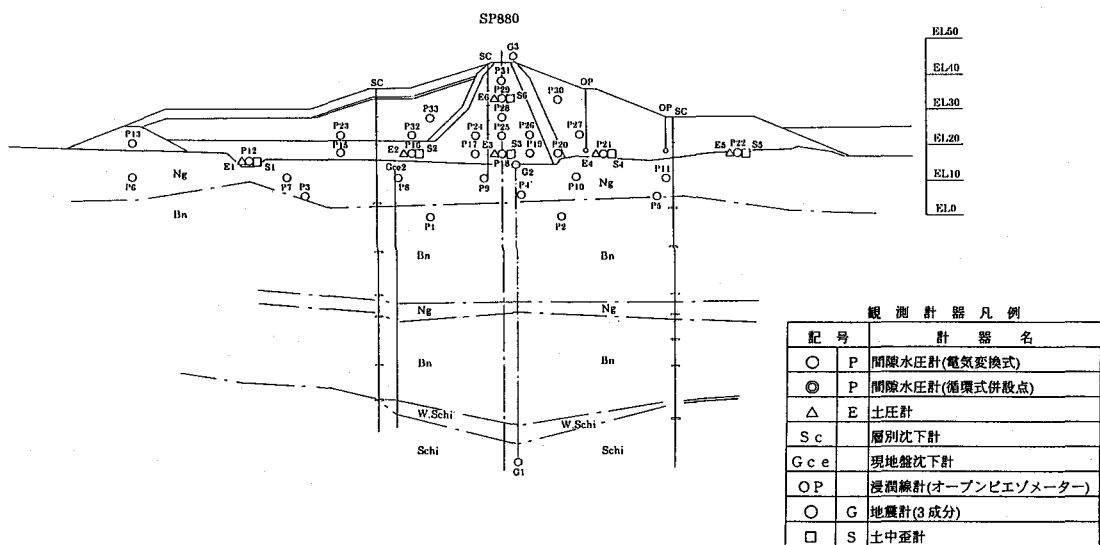


図-2 観測計器設置図

ため、区間毎の漏水量を把握できるように集水ドレーンを8ヶ所に分離し、それぞれに漏水量計(三角堰)が設置してある。

また、基礎地盤が軟弱であるので、盛立中の基礎の沈下状況と、それに伴う築堤土量の増分を把握するために基盤上に多数の沈下計を埋設した。

各計器の計測頻度と観測値の監視体制を表-3に示す⁴⁾。

3. 挙動観測結果

本報告では底原ダムに設置された漏水量計、現地盤沈下計、層別沈下計の観測結果から明らかになった堤体挙動について検討を加える。

(1) 漏水量

図-3に貯水過程での貯水位、漏水量の変化を示す。

漏水量の観測は、区間毎の漏水量を把握できるように集水ドレーンを8ヶ所に分離し、それぞれに漏水量計をダム軸より下流側約180m付近に設置してある。貯水前で降雨の影響が少ないときの基底漏水量は約100l/minである。図-4からもわかるように8ヶ所の年平均の漏水量観測のうち、左岸側のPIT1において水量が多く、左右岸から堤敷中央へ向かうに従って水量が減少し、特に旧河道付近に位置するPIT5、6においては非常に水量が少なかった。兩岸の水量が多いのは、地山

表-3 ダム挙動に関する計測項目および頻度

計測項目		計測機器	計測頻度			備考
			第1期	第2期	第3期	
漏水 量	漏水量 (8ヶ所)	三角堰 (水位を水圧式水位計により計測)	1日1回記録			自記記録
		電気式間隙水圧計 (102ヶ所)	1日1回記録			自記記録
間隙水 圧・地下 水位	間隙水圧 (基礎及び堤体内)	循環式間隙水圧計 (8ヶ所)	1回/周	1回/月	1回/3ヶ月	記録簿
		オープンピエゾメーター (23ヶ所)	1回/周	1回/月	1回/3ヶ月	記録簿
	浸潤面標高 地下水位	オープンピエゾメーター (23ヶ所)	1回/周	1回/月	1回/3ヶ月	記録簿
土 圧		電気式土圧計 (16ヶ所)	1日1回記録			自記記録
変 形	盛土内部歪	土中歪計 (16ヶ所)	1日1回記録			自記記録
	基礎地盤の 側方変位	管内傾斜計 (下流側2ヶ所)	3回/月	1回/月	1回/3ヶ月	記録簿
	堤体沈下計	層別沈下計 (6ヶ所)	1回/周	1回/月	1回/3ヶ月	記録簿
	基礎地盤 鉛直変位	現地盤沈下計 (26ヶ所)	1回/周	1回/月	1回/3ヶ月	記録簿
	堤体表面水平 ・鉛直変位	表面変位計 (29ヶ所)	2回/月	1回/3ヶ月	1回/年	レベル、セオドライト により測量
地震	加速度	感度切替式地震計 (Max gal) (7ヶ所)	逐 時			記録簿

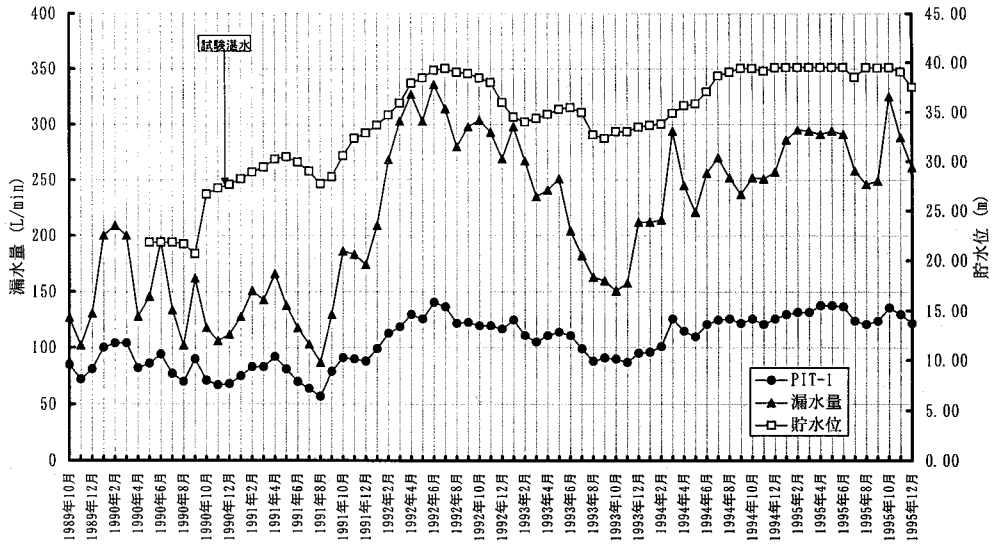


図-3 漏水量観測記録

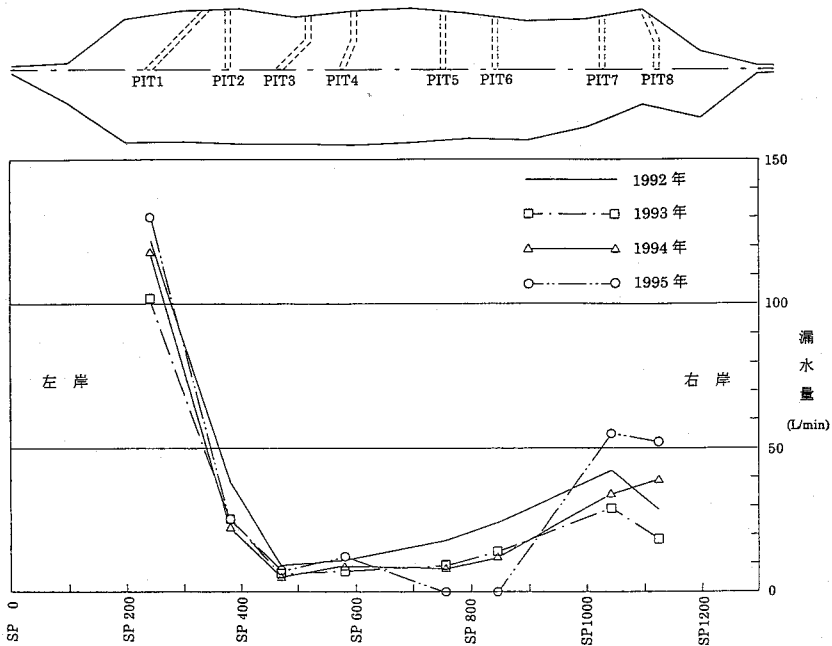


図-4 PIT毎漏水量年平均観測記録

からの浸透水の影響と考えられる。

また、図-5に貯水位と漏水量の関係を示す。この図には台風等による豪雨時のデータも含まれており、漏水量は降雨の影響をあまり受けないことがわかる。また、貯水標高と漏水量にはかなり

高い相関があり、両者は概略比例関係にあり、図に示すような直線が引ける。低水位から高水位に至るまで、漏水量はこの直線から概ね±50l/min前後の幅に収まっていること、満水位においても過去に350l/minを越えたことがないことなどが、

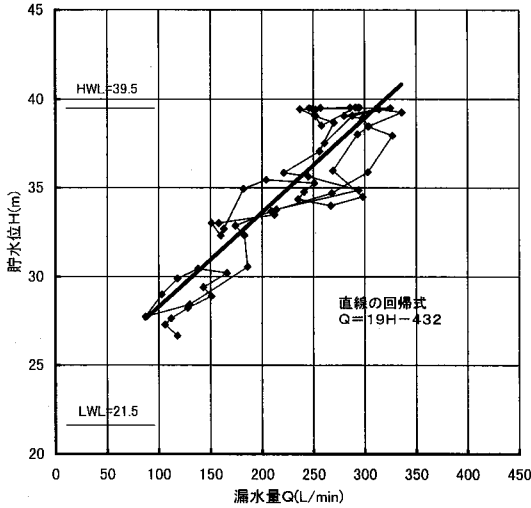


図-5 漏水量—貯水位

明らかな傾向として読み取れる。このような実績を踏まえて、各水位における漏水量監視においては、図中に示す直線の回帰式が目安となる。

(2) 現地盤沈下計

底原ダムには2種類の現地盤沈下計が埋設されている。一つは、基岩に固定点(堤体直下16~76.5mの深さの片岩層(Sch))を設けて計器設置標高との2点間の距離を測定する電気式のもの、もう一つは基礎地盤表面に計器(沈下板)を設置し、沈下板から堤体表面まで伸ばした測定用ロッドの先端を水準測量によって、沈下板の変位を計測するタイプのものである。これは、沈下する範囲は特定できない方式である。これらの観測結果を図-6~8に示す。図から1996年3月までの総沈下量の約80%は1989年10月の築堤完了時に既に発

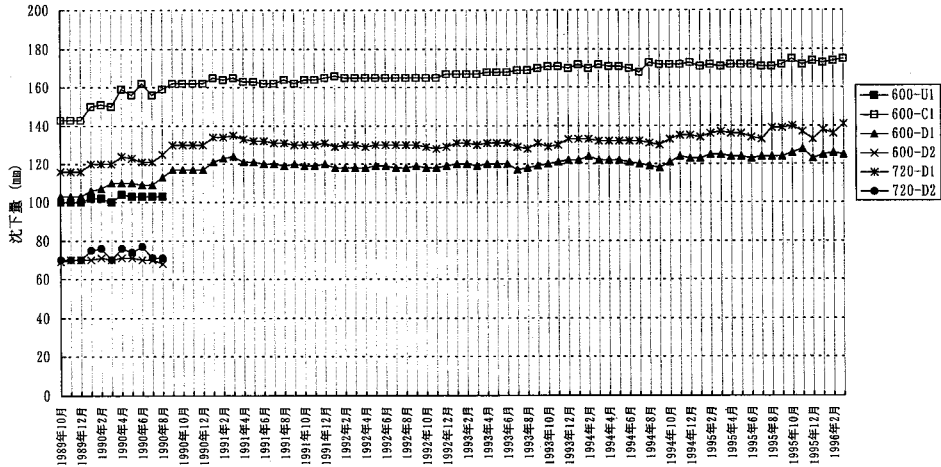


図-6 現地盤沈下観測記録(ロッド式)

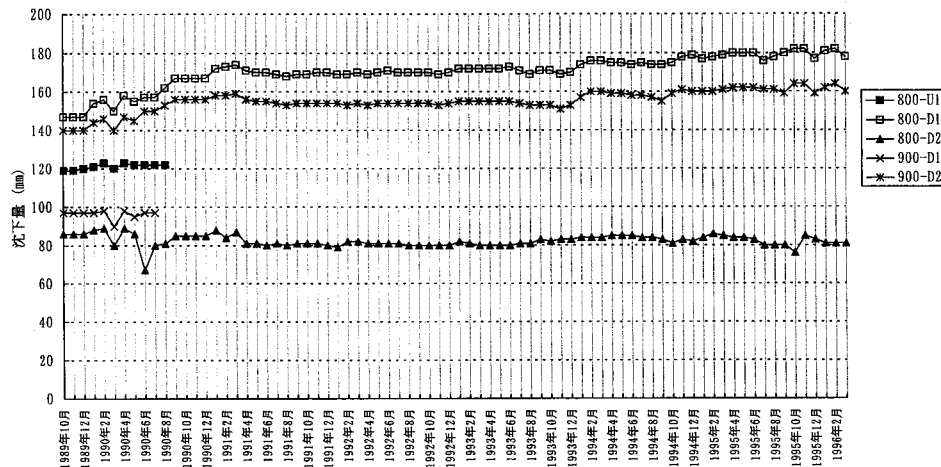


図-7 現地盤沈下観測記録(ロッド式)

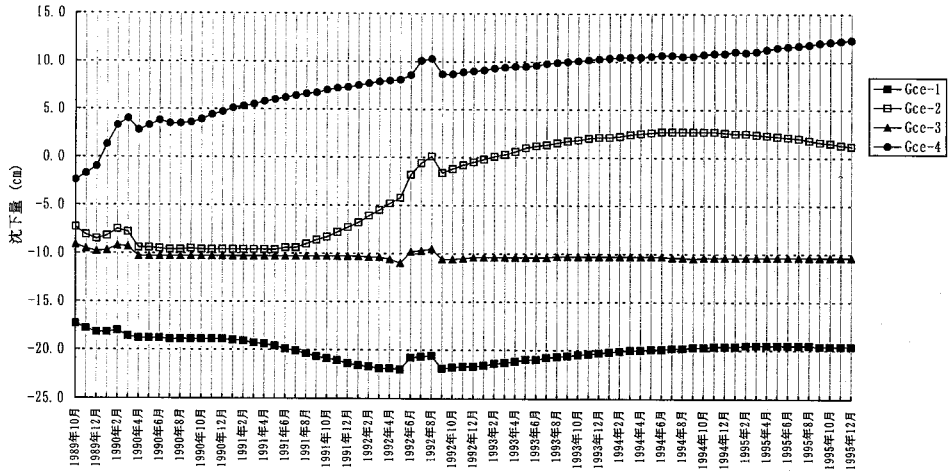


図-8 現地盤沈下観測記録(電気式)

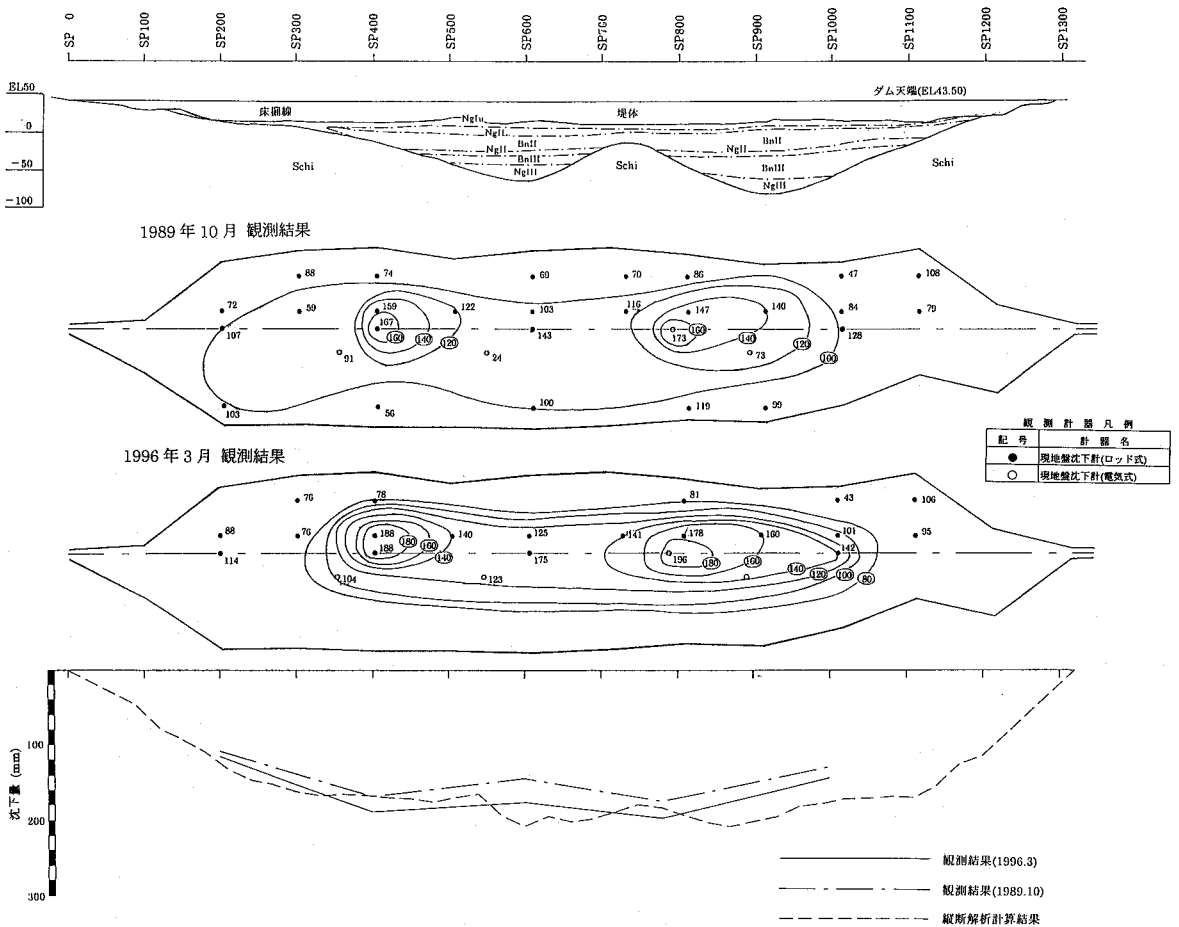


図-9 沈下量平面・縦断面

生していることがわかり、築堤完了時から1996年3月までの6年6カ月間の圧密沈下量は残りの20%程度である。このことは、全体的な地盤の変化には弾性係数が卓越していることを示し、軟質な地盤においても圧密の影響は工学的にはあまりないと言える。従って、一般のフィルダムの堅硬な基礎地盤では圧密を考慮する必要はなく、弾性係数を適切に評価することで最終的な変形予測が可能であると考えられる。

次に図-9から堤敷全体に沈下が発生していること、特に基岩が深くなっている二ヶ所の部分(盛土高の大きい箇所)の沈下が大きくなっているこ

とがわかる。この図から二種類の現地盤沈下計の挙動は、整合性が取れていることもわかる。地盤表面沈下量の縦断方向分布は、図-9に示すようになり、地盤表面の凹凸の影響はあまり顕著でない。

(3) 層別沈下計

層別沈下計の観測結果を図-10~11に示す。貯水開始後(1990年9月)も特に顕著な沈下は認められなかった。

図-12に築堤直後(1989年10月)の観測結果と6年6カ月間経過した時点の観測結果を示す。この図をみると築堤完了時に堤体中央部のやや下方

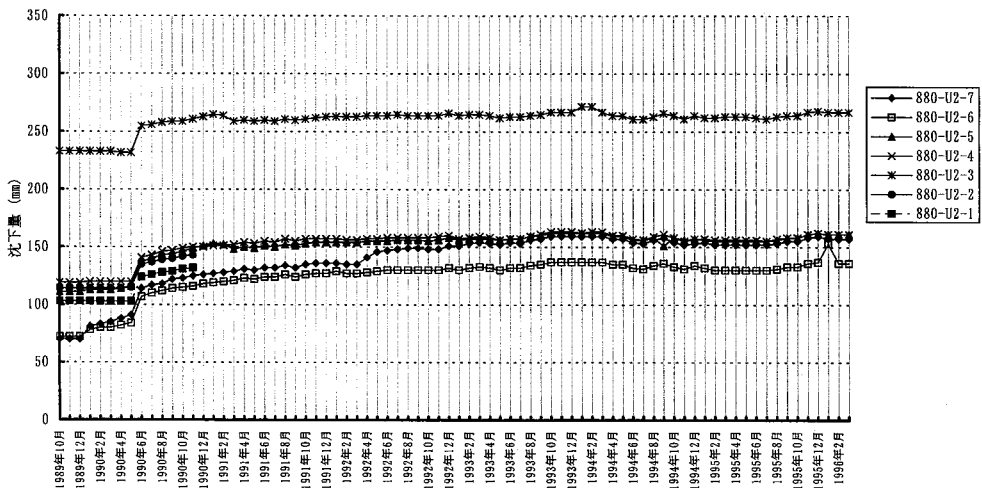


図-10 層別沈下観測記録

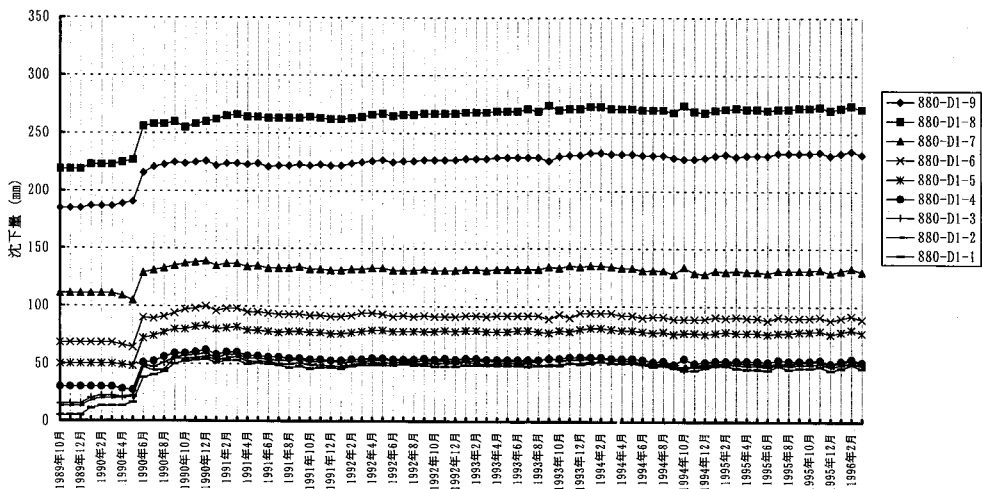


図-11 層別沈下観測記録

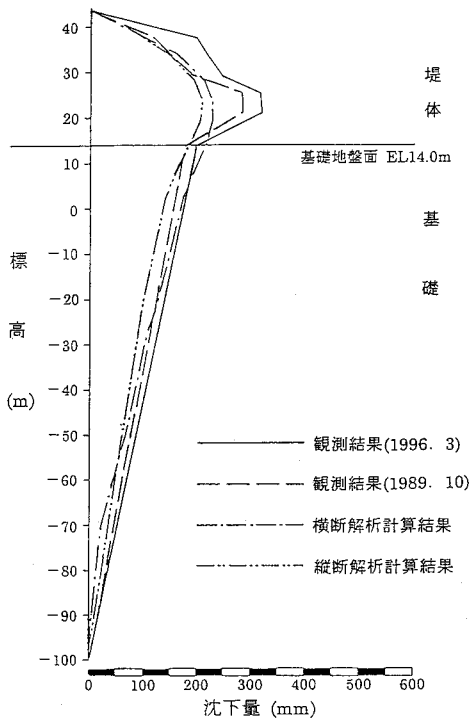


図-12 沈下量観測・解析結果比較図

で28cmと沈下量が大きいことがわかる。また、基礎地盤に一番近い層別沈下計と現地盤沈下計の観測記録を比較すると概ね一致している。

4. 解析的検討

3に述べた現地盤沈下計、層別沈下計で観測された変形について、解析的に検討を加える。

底原ダムの特徴は、軟質な基礎地盤に築造されていることであり、また、ダム軸平行方向に基岩の凹凸が著しいことがあげられる。これらのことから、設計時には顕著な不等沈下が生じる可能性のあることが懸念されていた。

本報告では、有限要素法を用いた築堤解析から明らかになった堤体及び基礎の応力状態を報告し、軟質な基礎地盤上に築造されるフィルダムに適用する解析法の予測能力を実測値との比較により検討する。

(1) 解析法の概要

フィルダムのように巨大で、かつ逐次築造されていく構造物では、築堤の過程を追跡できる解析法が必要となる。これを考慮しない場合は、その構造物が完成したものとみなし、その後重力が瞬時に負荷されると仮定して解析を行うが、フィ

ルダムに対して、このような解析を適用すると堤体中央部の沈下量は図-13のようになり、堤頂で最大沈下量が生じることになり、現実のフィルダムにおける堤体沈下のパターンと合致しない。

一方、築堤過程を考慮した場合、図-14に示すように最大沈下が堤体中央部で発生し、これは層別沈下計等により測定される実ダムの堤体沈下パターンと合致する。よって、フィルダムのように逐次盛り立てられ、荷重が段階的に増す構造物に対しては、その過程を考慮した解析が必要である。

築堤過程を考慮した有限要素法では、通常盛り立てが水平層上に行われるものと仮定する。また、層数は現実の盛り立てでは極めて多いが、解析では10層程度で築堤が完了するというような単純化を行う。

築堤解析の解析手順を図-15に示す。まず第1層のみの応力変形解析を行う。次に第2層を盛り立て、第1層及び第2層について応力変形解析を

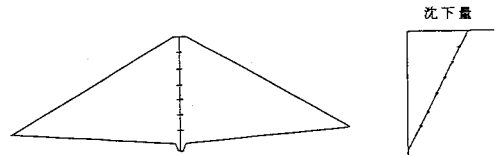


図-13 築堤過程を考慮しない場合

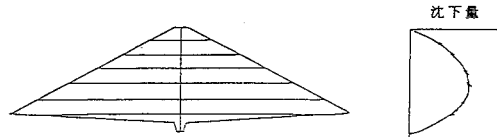


図-14 築堤過程を考慮する場合

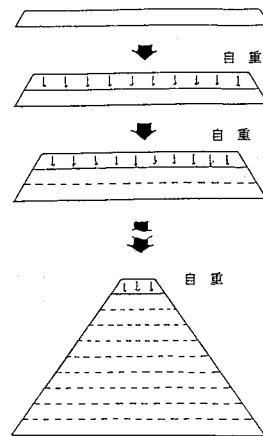


図-15 築堤解析の解析手順

行う。このとき、第2層のせん断弾性係数に1より非常に小さい数を乗じ、第2層が液体と同じような剛性となり、このことにより、第1層と第2層の境界に発生するせん断力による拘束が減ぜられ、第2層の荷重が第1層の上部に均等に載荷されることになる。このときの第2層頂部は変位しないものと仮定する。

次に第3層を盛り立てる場合、第2層のせん断弾性係数を本来の値に戻しておく。そして第3層は前述の第2層と同様に扱い、第1層から第3層までについて応力変形解析を行う。

このような手順を順次最終層まで繰り返すことによって、すべての層の応力変形解析が行われる。

(2) 材料の力学的特性

①弾性係数

埋設計器の観測結果を基に変形について考えると、変形は弾性係数に大きく影響していると言える。表-4は昭和53年度に農業土木試験場で行った三軸試験から得られた弾性係数と、築堤中に逆解析から仮定した弾性係数を示す。逆解析で仮定した弾性係数とは、基盤表面沈下量(実測)と同程度の結果を与える弾性係数である。

昭和53年度の三軸試験から得られた弾性係数での解析では、最大沈下量として約1mの沈下となり、実測値と比較すると過大となる。今回仮定した弾性係数の解析では約21.6cmとなっており、観測結果の19.6cmに近い値となっている。

地盤の弾性係数は全体として把握することが重要であり、また、三軸試験から弾性係数を求める場合には、初期接線弾性係数を正確に把握する必要がある。

②強度

底原ダムの基礎地盤は軟質である。三軸試験によるせん断強度も、一般のダム基礎というよりも堤体材料に近い値となっている。従って、低い弾性係数の結果として、大きな変形を発生し、塑性

域に達する部分も生じる可能性がある。そこで、解析の材料モデルとしてDrucker-Pragerの完全弾塑性モデルを採用する。

(3) 解析条件

解析の方法は平面ひずみ状態を仮定した有限要素法による築堤解析とし、底原ダムの横断面と縦断面で行う。軟質な地盤であることから、基盤岩の古生層を含む深さ(堤高の約3倍)を解析領域とした。また、基礎の境界条件については、横断・縦断とも底面は完全固定とし、側面は水平方向のみ固定とした。

(4) 検討結果

層別沈下計、現地盤沈下計の解析結果と観測結果との比較を図-12に示す。この図から縦・横断で沈下量と沈下曲線はほぼ同一である。塑性変形や圧密沈下量を含まない弾性解析でも弾性係数を的確に評価すれば、実際の挙動を十分に評価できる。

次に、横断の応力解析結果を図-16~17に示す。図-16は最大主応力図である。この図から堤体中央部の基礎地盤と接するあたりから同心円状に主応力が発達していることがわかる。これは、盛土荷重の大きさ(盛土の高さ)に比例した応力が堤体下部から基礎地盤上部にかけて連続的に発生していることを示している。

図-17はせん断応力図である。この図からダム軸を境に基礎地盤内の上流側と下流側において最大せん断応力が左右対称に発生しているのがわかる。

図-18~19に縦断の応力解析結果を示す。図-18は最大主応力図である。地山突起部も含めて堤体下部に均等に応力が分布している。また、左右アバットメント上方に引張領域があるが、左右端水平方向固定の影響と考えられ、築堤後長期間を経て、地山部分も安定していると思われることから、特に問題はない。

図-20~21に築堤完了時における横断面及び縦断面の塑性域を示す。塑性域とは、要素に発生している応力が、その要素の強度(C, ϕ で決定されるドラッカー-プラガーの破壊基準)に達している領域を意味するが、現状の堤体及び基礎地盤は安定していることから、ここでは、他の領域より安全度が少し落ちる領域というような解釈をしておけば良いと考えられる。

表-4 弾性係数比較表

(単位: t/m²)

	名蔵層	ブネラ層
三軸試験 (昭和53年度依頼研究)	1,600(Ng I)	1,400(Bn II)
	2,720(Ng II)	
	3,250(Ng III)	1,700(Bn III)
逆解析	15,000	30,000

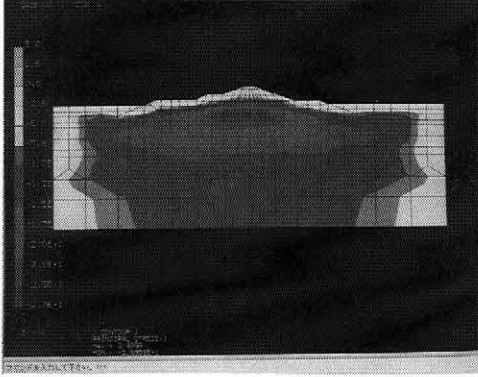


図-16 最大主応力図 (横断)

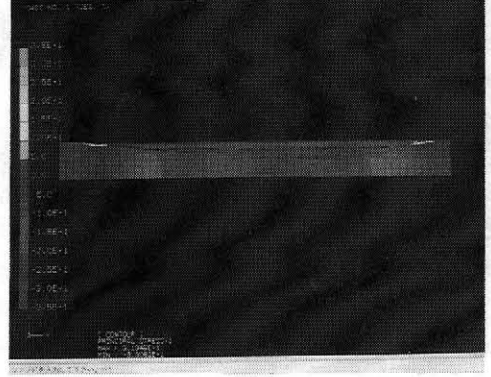


図-18 最大主応力図 (縦断)

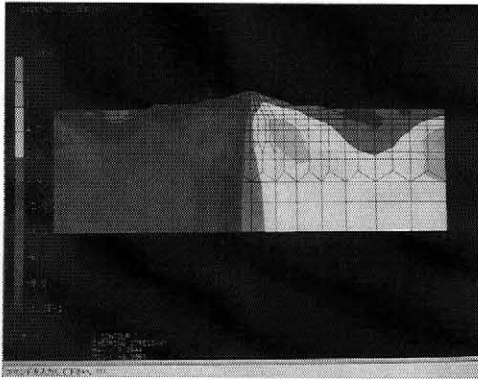


図-17 せん断応力図 (横断)



図-19 せん断応力図 (縦断)

横断 (図-20) では、コアゾーンのほとんどの領域が塑性域になっている。これは、コアゾーンに発生するひずみ (変形) が大きいわりに、コア材料の C 、 ϕ を小さく設定 (表-5 参照) しているためと思われる。

縦断 (図-21) では、左岸部と中央部の堤体及び基礎地盤に塑性域が発生している。名蔵層、ブネラ層の堆積厚さ、各材料の弾性係数、強度等の物性値の相違により、これらの部分に塑性域が発生したものと思われるが、詳細な因果関係は不明

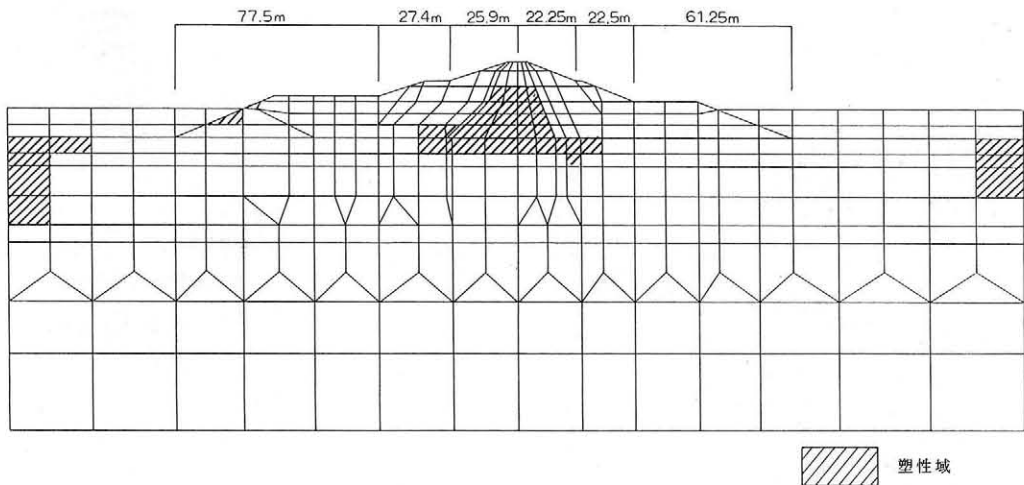


図-20 塑性域図 (横断)

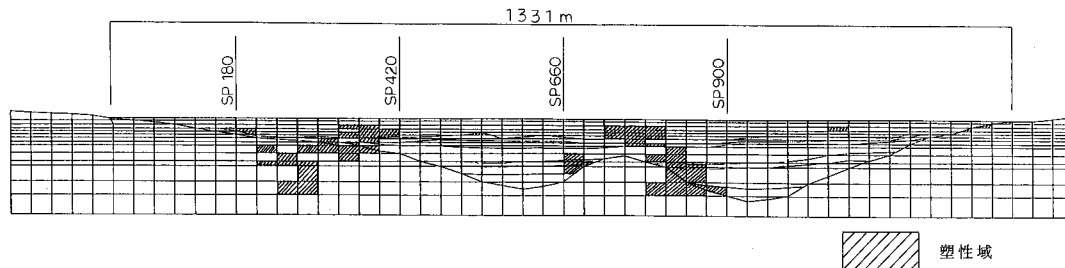


図-21 塑性域図 (縦断)

表-5 材料物性値一覧表

材料名	密度 ρ (t/m ³)	せん断強度		変形係数 tf/m ²	ポアソン比	備考
		C	ϕ			
		tf/m ²	度			
Zone I, II	2.08	4.3	13.0	4,300	0.3	堤体部
インターセプター	2.00	4.9	30.0	3,000	0.3	〃
Zone III	2.23	5.6	31.0	3,000	0.3	〃
捨土	2.00	4.9	30.0	3,000	0.3	〃
Ng I u	—	4.1	18.0	15,000	0.3	基礎地盤
Ng I L	—	6.3	18.0	15,000	0.3	〃
Bn II	—	7.8	17.0	30,000	0.3	〃
Ng II	—	10.1	17.0	15,000	0.3	〃
Bn III	—	10.1	17.0	30,000	0.3	〃
Ng III	—	10.1	17.0	15,000	0.3	〃
Schi	—	10.1	17.0	36,000	0.3	〃

である。

5. おわりに

底原ダムの軟質な基盤 ($E=160\sim 325\text{kgf/cm}^2$) においても、築堤完了時に長期挙動 (現時点) の約 80% の沈下が発生している。従って、底原ダムより硬い基礎地盤に築造される一般的なフィルダムでは、圧密を考慮する必要はなく、弾性特性を適切に評価することで最終的な変形予測が可能であると考えられる。

また、今回報告した底原ダムの埋設計器の観測結果からは、変形、漏水量とも安定した状態であることがわかった。

最後に、本報告の取りまとめにあたり、沖縄県

八重山支庁宮良川土地改良課より、底原ダムの貴重な埋設計器の観測データを提供していただきました。ここに記して深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 安中正実, 田中忠次, 仲野良紀 (1985) : 深田ダムの築堤及び貯水過程の挙動について, 大ダム, 第114号, 11~19
- 2) 佐藤洋, 内田実, 南格 (1991) : 石垣島における底原ダムの盛立施工について, 水と土, 第84号, 15~16
- 3) 2) に同じ, 17~18
- 4) 2) に同じ, 22~31

底樋設計の変遷等について

中 島 正 憲* 谷 茂*
(Masanori NAKASHIMA) (Shigeru TANI)

目 次

I. はじめに	16	IV. 他機関における類似構造物の基準について	21
II. 農林水産省の底樋関連の基準について	16	V. 底樋設計の事例	25
III. ため池改修の技術基準	18		

I. はじめに

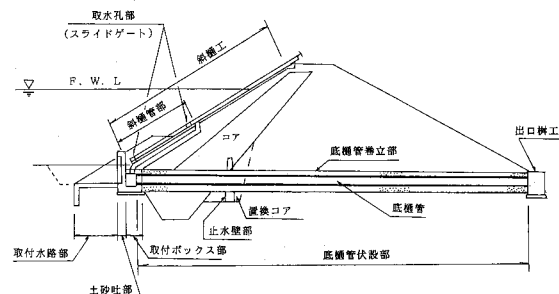
底樋は、ため池によく見られる取水設備で、一般に堤体下（底）を横過する導水管（樋）のことを指す（図-1、図-2 参照）。ため池築造の歴史は極めて古く、底樋の種類も多岐にわたっている。

フィルダムの「土地改良事業計画設計基準」（以下、設計基準という）や、老朽ため池整備事業に関する技術基準が整備されてからは、これらを拠り所にした底樋の設計が行われてきている。本稿では、これらの基準にみる底樋設計の変遷等について報告したい。

II. 農林水産省の底樋関連の基準について

1. 変遷と概要

フィルダムの設計基準は、施工実績や技術の進歩等に対応しながら、表-1のように改訂を重ね現在に至っている。各々の設計基準と、その底樋に関する規定について概要を以下に示す。

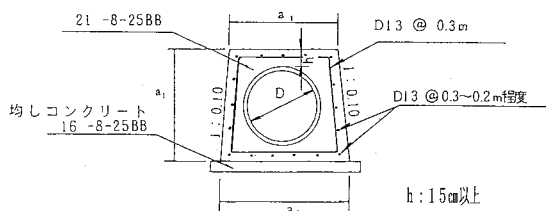


(近畿農政局設計技術資料ため池整備より)
図-1 取水施設参考例 (斜樋形式)

(1) 設計基準第3部設計第1編^{どえんてい}土堰堤^{どえんてい} (以下、「土堰堤」という)

現行基準に比べて抽象的な記述が多く見られるが、設計基準の第1号としてフィルダム設計の体系化がおこなわれたものである。本基準では取水施設として構造上、運用上又は維持管理上、比較的完全なものは取水塔と取水トンネルの組合せであるとされ、底樋は取水トンネルより工事費が比較的安いことと、工事が容易なこと等が有利な点であるとしている。

しかし、底樋は沈下による破損や、樋体表面に沿って浸透する漏水等により堤体の弱点になりやすく、それらが原因で決壊した例も少なくないことから、盛土上に敷設せず良質な天然地盤に掘削敷設し、不同沈下を生じないように基礎地盤の選定、



D (mm)	鉄筋コンクリート巻立	
	a ₁ (m)	a ₂ (m)
600	1.10	1.32
700	1.20	1.44
800	1.35	1.62
900	1.45	1.74
1000	1.55	1.86
1100	1.70	2.04
1200	1.80	2.16
1350	2.00	2.40
1500	2.15	2.58

(近畿農政局設計技術資料ため池整備より)

図-2 底樋断面の設計例

* 農業工学研究所造構部

表一 フィルダム設計基準の変遷

名 称	刊年	関連する他基準
土地改良事業計画設計基準第3部設計第1編土堰堤1)	S28	Design of Small Dams 6) (S35) (S48, S52, S62改訂)
土地改良事業計画設計基準第3部設計第1編アースダム(改定案)2)	S31	
土地改良事業計画設計基準設計フィルダム3)	S41	河川管理施設等構造令 (S51)
土地改良事業計画設計基準設計フィルダム(一部改訂)4)	S46	
土地改良事業計画設計基準設計ダム5)	S56	
		老朽ため池整備便覧7) (S57) 設計技術資料ため池整備8) (H8)

基礎工法について特に細心の注意を払う必要があると規定されている。

(2) 設計基準第3部設計第1編アースダム(改定案)²⁾

前基準の部分改訂が行われ、呼称を「土堰堤」の外来語「アースダム」に改めた。米国の近代土質工学を取り入れ、新しい設計理論が導入されたものとなった。堤体と余水吐に関する改訂が大半で、底樋等取水施設に関する改訂はされていない。

(3) 設計基準設計フィルダム³⁾⁴⁾(以下、「フィルダム」という)

前基準が全面改定され、愛知用水をはじめとする大規模ダムの経験と実績に基づき、内外の設計事例を多く掲載し、設計手順が細かく説明されている。本基準から、主たる対象は堤高15m以上のダムであると明確にされた。但し、『堤高15m未満の低ダムにあつては大ダム基準をそのまま適用することが不経済であるばかりか、不合理であることさえある』ことから、低ダムの設計については別項を設けて記述している点の特徴である。

底樋については、「土堰堤」から基本的な考え方を変えていない。底樋は、『貯水の浸透に対し危険要素が多く、従来ダム決壊の原因になった事例が多い』ことから、『大規模ダムでは、なるべく避けるべきであり地山中に掘削したコンクリート巻立てのトンネル等とするのが安全である』と規定されている。しかし、『低ダムでは主として経済的理由から、底樋を全て止める訳にはいかない』ことから、地山内に設置する場合に限り、主に次の理由により設置を許容されている。

① ダムが低いので上載盛土荷重が比較的小さい。

② 取水量が少ないので管径が小さくてすみ、外圧にも抵抗しやすい。

地山以外の堤体盛土内や軟弱地盤上に管を埋設することは、不同沈下や漏水の原因となりやすいため避けるべきであるとしている。

(4) 設計基準設計ダム⁵⁾(以下、「ダム」という)

前基準以降の施工実績や技術の向上、研究成果を反映させ、また河川管理施設等構造令の施行に伴う見直しも行ったものである。低ダム設計の項はなくなり、大ダムの基準として体裁が整ったものとなった。

底樋に関しては、『ダムでは原則的に底樋は避ける』よう、前基準より強く排除されることとなった。但し、小規模なダムに限り条件付きで認めている点は前基準と同じである。当基準の底樋に関する記述は数行程度と少なくなり、管体構造や基礎工法などの設計細目については一切触れていない。

以上のように設計基準における底樋は、当初から堤体の危険要素とされ、慎重な設計が求められており、大規模ダムでは次第に排除される方向で推移してきたことが分かった。また、低ダムの場合には大半を地山内に埋設して安全な構造となるよう十分な措置を講じた場合に限り、いわば例外的に設置を許容される構造物であるということも分かった。低ダムといえは、我が国のため池の大部分が該当することになる。

2. 底樋設計の比較

設計細目について記述があるのは、「土堰堤」と「フィルダム」の2つである。「土堰堤」では、管（函）渠にかかる外力や応力計算等の解説や、基礎工、遮水工の設計事例、代表的な管径の構造例を示しているが、「フィルダム」以降これらは見られなくなった。

設置する基礎の前提条件について、「フィルダム」、「ダム」共に次のように規定されている。

- ①良質な地山とすること。
- ②一部でも盛土であってはならない。
- ③大ダムでは、岩盤であることが望ましい。

これらが前提とされているため、基礎工法や軟弱地盤の場合の設計に関して両者はほとんど触れていない。その点で「土堰堤」は、基本は同様であるが、軟弱地盤や杭基礎について触れている点が異なる。「土堰堤」と「フィルダム」の比較を表-2に示す。

基礎に関しては、表-2中の「フィルダム」の項に示す②と③が「フィルダム」で新しく出てきた考え方である。同じく④は、「土堰堤」の考え方を修正することとなった。本体構造は、「土堰堤」では既製管と現場打ちの採用判断は内径1.5mを基準としていたが、「フィルダム」では具体的数値を示していない。断面決定について、「土堰堤」は、かんがいに必要な最大水量から水理公式を示しこれにより求めることとしているが、この経済的断面を採用することはまれであり、実際には工事期間中の仮排水量や排砂に必要な流速等に基づき経済的断面よりも大きくすることが多いとしている。また、最大所要水量から求めて $\phi 10\text{cm}$ 内外で足りるような場合でも維持管理上、人間が入ってひざまづいて作業し得る余裕が必要であるとしているが、具体的な最小断面は示していない。一方、「フィルダム」は、水理公式は示していないが、底樋の断面決定は取水トンネルの場合と同様にして、計画最大取水量または仮排水量のいずれか大きい方で計画すると規定されている。最小断面については維持管理上から $\phi 80\text{cm}$ 以上とするのが良いとしている。

継手に関しては両者共、工法を簡潔に紹介する程度に止まっている。表-2に示す「フィルダム」項の①にある8mの根拠は不明であり、同じく③と④は具体的な断面構造が示されていない。また、

止水壁では、「フィルダム」項の①から③までは、米国の「Design of Small Dams」⁶⁾を原典としているようである。

III. ため池改修の技術基準

1. 概要

ため池の改修にあたっては通常、「老朽ため池整備便覧」⁷⁾（以下、「老ため便覧」という）と、設計基準「ダム」を拠り所に設計施工が進められているが、近年、自治体や地方農政局レベルでは、これらをベースに独自の設計指針がとりまとめられている。筆者が把握できたものを表-3に示す。また、その中で代表的な2つについて次に示す。

(1) 老ため便覧

発行は設計基準「ダム」の翌年度で、農地防災事業で実施する老朽ため池の部分的な改修についての計画、調査、設計及び施工に関する事項をとりまとめたものである。ため池の新設または全面的な改修に関するものは対象としていない。また堤高15m未満、以上といった区分はないが、15m以上については設計基準「ダム」等の諸基準に照らして本便覧を利用するよう規定している。内容的には大ダム基準をベースに策定されたことが伺える。

(2) 設計技術資料ため池整備⁸⁾（以下、「ため池整備」という）

近畿農政局管内の国営土地改良事業で実施するため池改修の設計に関する事項をとりまとめたものである。対象範囲は、堤高15m未満のため池改修であり15m以上は設計基準「ダム」に準拠することとされた。一連の設計基準や「老ため便覧」等をベースに、近年の研究成果を盛り込んだ内容となっている。底樋に関しては、従前にはなかった継手の単位長や構造設計などが示されている。基礎の前提条件は、設計基準「ダム」と同じである。

2. 底樋設計の比較

「老ため便覧」と「ため池整備」の比較を表-4に示す。

管体構造は、「ため池整備」では鉄筋コンクリート構造が原則とされ、工期短縮のために内型枠として既製管を用いることができるとされた。最小口径を $\phi 600\text{mm}$ とする点は両者共同じである。

継手は、「老ため便覧」にはなかった単位長や断

表一 設計基準における設計細目の比較

項目	土 堰 堤 (S. 28)	フィルダム (S. 41)
底樋管の基礎	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土上に敷設せず、かつなるべく低くして死水を減少し、有効貯水量を増大する如き地点において良質な天然地盤を掘削敷設することができるような位置を選択するを要する。不等沈下を生じないよう基礎地盤を選定する。 ・底樋の底に生じる圧縮応力が地盤許容支持力を超過する時は、適当な杭打基礎を施す。一般に杭は摩擦支持杭として取扱う。 ・遮水工法を施しても底樋が沈下する場合は、杭打基礎、コンクリート基礎、その他各種土台地形等で沈下を絶対に防止する。 ・軟弱地盤で、堤高5m以下のとき、松杭を60cm幅2列で、1mピッチ配置し、松丸太の土台木を設置する。 ・岩盤基礎で、堤高5m以下のとき、基礎コンクリート工法を用いる支持力如何では杭地形を施す。 	<ol style="list-style-type: none"> ①有効貯水量を増大させるようになるべく低く、かつ支持力の十分な不透水性の地山を切土して設けるべきであって、一部といえども盛土を基礎とすることは避けなければならない。 ②自然状態の基礎が適当でない場合は、荷重を支持できる深さまで掘削し、適当な不透水性材料で埋戻す。 ③管の基礎に栗石などを用いることは絶対に避ける。 ④杭基礎や部分的固定台など、集中応力を生じたり管体に曲げ応力を生ずるような構造の基礎は好ましくない。 ⑤中心床掘を横断する部分は、床掘底面からコンクリート壁を立ち上げる。
底樋管体	<ul style="list-style-type: none"> ・直径1.5m又は、長辺1.5mまでは、ヒューム管他工場製品を用いる。 ・鉄筋コンクリート管底樋 <ol style="list-style-type: none"> a. 現場制作の鉄筋コンクリート管の厚み 小管の場合：径の1/10程度、 大管の場合：径の1/12以上 (配筋の考え方も記述) b. 鉄筋コンクリート管、ヒューム管の口径 2,000mmを限度とする。 ・現場打鉄筋コンクリート底樋 通水量大な高堰堤の場合に採用する。 函形、円形、馬てい形、卵形等。 	<ol style="list-style-type: none"> ①小口径では、プレキャストパイプを鉄筋コンクリートで全巻き構造とする。(側面には、1:0.1の勾配をつける) ②特に大断面では、箱型、円形、馬蹄形などの鉄筋コンクリート構造とする。 ③内径は、維持管理上から80cm以上とする。
継手	<ul style="list-style-type: none"> ・各種接合法の紹介をしている。 ・鉄筋コンクリート管 ソケット (榎肌、ヤーン挿入) 突き合わせ継手 (モルタル巻立) ロックジョイントパイプ ・ヒューム管 カラー (モルタル填充) 	<ol style="list-style-type: none"> ①基礎が岩盤などで不等沈下の恐れのない場合、現場打ち鉄筋コンクリート管は単体構造とし、約8mごとに施工継手を設ける。 ②水密性を確保するため止水板を設ける。 ③基礎が土砂などで不等沈下を考慮する場合は、管体には収縮継手を設ける関節構造とする。 ④プレキャストパイプを使用する場合は、基礎の状態に関係なく伸縮継手とする。
止水壁	<ul style="list-style-type: none"> ・底樋に石材、土管、又はモルタル管を用いる場合 周囲を粘土で巻立てる。特に、中心刃金より上流には、巻立粘土厚の1/2を三和土で入念に巻立てる。 ・鉄筋コンクリート管、ヒューム管、又は現場打鉄筋コンクリート構造の場合、粘土、三和土巻工法に加えて、底樋中央部から上流部数ヶ所に30cm内外、樋体の上方、側方に1m以上突出したコンクリート止水壁を設ける。 	<ol style="list-style-type: none"> ①浸透水を防止するため、管体にヒレ状の止水壁を設ける。一般にヒレの高さは樋管表面から50~100cm厚さは、30cm程度、間隔はヒレの高さの7~10倍程度とする。 ②ダム不透水部を中心にその上流側に配置する。 ③管体と止水壁の間には、水密でプラスチックな材料を挟む。 ④止水壁には1:0.1程度の勾配をつけ、下方を厚くする。

表一 3 ため池改修の技術基準の変遷

構造改善局防災課	地方農政局	都道府県
S 50 老朽ため池の改修について S 57 老朽ため池整備便覧 7)	H 2 老朽ため池整備工事の手引き (中国四国農政局) H 2 老朽ため池整備工事の手引き (関東農政局)	H 3 ため池改修実施基準(奈良県)
H 4 農地防災事業便覧	H 8 設計技術資料ため池整備(近畿農政局) 8)	H 5 兵庫県土地改良技術指針 H 5 ため池改修指針(大阪府) H 5 ため池施工の手引き(大阪府)

(注：あくまで把握できた範囲のものである)

表一 4 ため池改修の技術基準における底樋の比較

項目	老ため便覧 (S. 57)	ため池整備 (H. 8)
取水整備の 構成, 特徴	・構造物ごとの得失 ・構造物基礎条件 ※設計基準フィルダム, ダムと同じ内容。	・取水施設のタイプ別特徴 ・構造物の基礎条件 ※設計基準フィルダム, ダムと同じ内容。
管体	一般にヒューム管等を鉄筋コンクリート巻立とする。 口径は, 管理等を考慮して600mm以上とする。	原則として鉄筋コンクリート構造とする。 工事工程上内型枠の設置取外し期間を短縮させるために, 内型枠に既製管を用いることができる。管径は, 維持管理を考慮して600mm以上を原則とする。
継手	不等沈下を考慮して伸縮性もある目地材を填充する。	縦断方向の単位長は6m程度とする。既製管と, 鉄筋コンクリートの継目は一致させる。 継手構造断面について図示。
止水壁	管体と固定されない止水壁を設ける。細目は, フィルダムと同じ内容。 ※壁側面の勾配について記述なし	フィルダムの設計例図と構造は, ほぼ同じで, 寸法を記載。但し, 間隔の記述はない。
工法	堤高が低い場合は開削とする。 堤高が高く(8~10m以上)開削では大土量になる場合は圧入工法。 大口径の場合は旧樋管の内側に新管を挿入する工法を紹介。	原則として, 開削, 埋戻し工法とする。 縦断方向の水密性が確保できる場合においてのみ, 推進工法を用いることができる。 ※ 開削標準断面の表示
圧入工法 (推進)	800mm以上の推進管 パイプ内面より, 管周囲のグラウトを行う。 旧樋管は, 完全に閉鎖するか, 完全な施設をほどこしてドレーン等に利用する。	800mm以上の推進管 旧樋管の閉鎖について図示, 詳述。

表一 5 樋門・樋管設計の基準

建設省河川局監修	地方建設局監修
S. 51 河川管理施設等構造令 S. 57 河川砂防技術基準(案)設計編11) 年不詳 樋門・樋管設計指針(案)	S. 61 樋門・樋管設計の手引き (東北地方建設局河川工事課) H. 5 河川構造物設計の手引き(案) (関東地方建設局河川局) H. 7 樋門・樋管設計の手引き(改訂版)9) (東北地方建設局河川工事課)

(注:あくまで把握できた範囲のものである。)

面構造が「ため池整備」で具体化された。止水壁は、設計基準「フィルダム」がベースとなっている。但し、「老ため便覧」には止水壁側面の勾配はなく、「ため池整備」には縦断方向の間隔が示されていない。

工法は、「ため池整備」で、原則として開削埋め戻し工法とされ標準断面図が示された。圧入工法は、縦断の水密性が確保される場合に用いるものとされ、工法自体の説明は両者変わっていない。

IV. 他機関における類似構造物の基準について

底樋の他に、止水目的の土質構造体を横過する類似の構造物として、河川堤防の樋門・樋管がある。我が国のため池は小規模で堤高10m以下のアーダム形式がほとんどであるが、河川堤防も規模は同様であるといえる。ただし、河川堤防の形式はほとんどが均一型であろう。樋門・樋管に関しては建設省でも設計基準類が整備されている。

1. 概要

樋門・樋管の設計に関する基準は、建設省河川局監修のものと、それらをベースに各地方建設局単位で作成された手引き書がある。筆者が把握できたものを表一5に示す。

樋門・樋管は、堤防内に含まれる異質の工作物である。漏水の原因となりやすく堤防の弱点となるが、河川の機能上すべてを排除する訳にはいかないことから、設置に当たっては構造及び施工に関して十分な配慮をすることが求められている。底樋と樋門・樋管は、設計の条件、基本思想が似通った工作物であるといえる。

樋門・樋管の標準的な構造を図一3に示す。

2. 構造細目の比較

「ため池整備」と、「樋門・樋管設計の手引き」⁹⁾(以下、樋管手引きという)で共通する項目について比較を、表一6に示した。

(1) 本体構造

両者とも、鉄筋コンクリート構造、またはヒューム管等を鉄筋コンクリートで巻き立てる構造を標準としている。「ため池整備」では、所定の水密性、不同沈下対策がなされれば、既製管を単体で用いてよいとされている点が異なる。

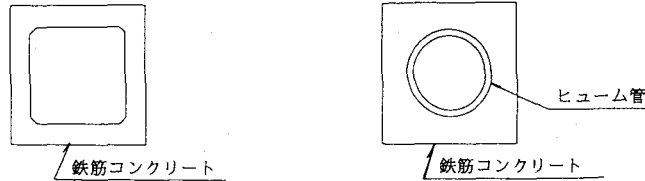
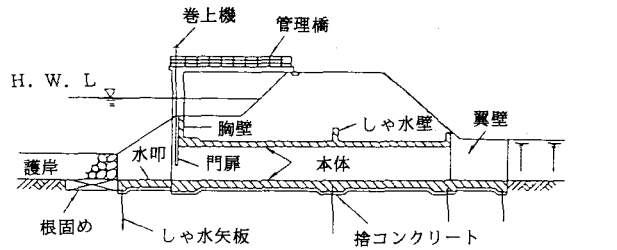
(2) 口径

共に、 $\phi 600\text{mm}$ 以上を原則としている。但し「樋管手引き」では、維持管理上の観点から $\phi 1,000\text{mm}$ 以上が望ましいとされ、管渠長が5m未満で且つ堤内地盤高が計画高水位以上に高い場合には、 $\phi 300\text{mm}$ で良いとしている。

(3) 継手

継手構造の比較を図一4に示す。「ため池整備」では、縦断方向の単位長が6m程度となっているが、その根拠は依頼研究報告書「ため池にかかる合理的設計技術の研究」¹⁰⁾(平成7年3月農業工学研究所)の参考資料に示されている。それによれば、開水路の場合一般に9mスパンが採用されているが、底樋は堤体を横断する形で建設されるため、極力単位長さを短くすべきであり、施工の信頼性の観点からも、経験的に6m程度とされている。

一方、「樋管手引き」では逆に長めのスパンを採り、管渠長が30m以上となる場合に設けることとしている。これは「河川砂防技術基準(案)設計編」¹¹⁾によれば、管渠の長さが30m以上になると、



函渠断面

図一三 樋門・樋管の構造例⁹⁾

不同沈下，地震，コンクリートの収縮等による破壊が生じる危険があるため，30mを限度として継手を設けるとしている。つまり，「ため池整備」のように単位長を規定付けたものではなく，軟弱地盤のような場合は除いて，基本的に30mまでは継手は設けなくても良いということになっている。

(4) 工法

原則としてオープン掘削としている点で共通している。「ため池整備」では，条件により推進工法の採用を示している点異なる。細かいところでは，掘削深による小段を設ける位置や，均しコンクリートと床堀面の位置関係などが異なる。

(5) 止水壁

図一五に示すように，両者で構造は大きく異なる。また，表一六には掲げていないが，「樋管手引き」では，図一六に示すような遮水矢板やコンクリートカットオフを施工することとなっており，遮水に関して慎重な設計思想が伺える。

以上のように両者は類似した施設であるが，設計の考え方には異なる点もあることが分かった。また，「樋管手引き」の方は構造計算や基礎工設計の解説が総じて詳細にまとめられている。

(6) 基礎工

「ため池整備」では触れていないので，前項の

比較では割愛したが，「樋管手引き」では，従来から樋門・樋管の設計で課題となっていた軟弱地盤対策に関する近年の研究成果に基づいて設計手法がとりまとめられている。それは，いわゆる直接基礎を主体とした柔支持方式と呼ばれるもので，参考に基礎形式の選定流れ図を図一七に示す。また，樋門・樋管の基礎工法に関しては，他に「柔構造」設計を研究した文献¹²⁾も見受けられる。このような基礎工法に関する設計の指針は，これまで見てきた底樋の関係基準にはなかった点である。

V. 底樋設計の事例

ため池は立地条件や築造方法が個々の施設で異なることから，各現場に応じた慎重な設計が望まれる。底樋はこれまで見た基準に明記されているように，堤体の決壊にも結びつく危険要素となり得る施設であり，設計施工に当たっては特に細心の注意が必要である。次に，底樋の破損事例とため池決壊の事例について示す。

(1) 破損事例

底樋は，地山内に設置することが理想であるが，改修や付け替えに当たっては，現場条件やため池の機能上等から地山以外に設置を余儀なくされる場合が多いのではないだろうか。あるため池の改

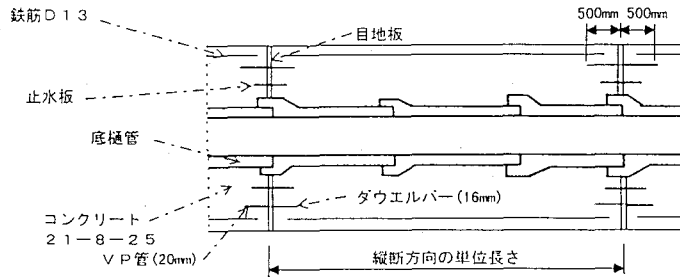
表一 6 樋門・樋管設計の基準とため池改修の技術基準の比較

項目	樋管手引き	ため池整備
<p>本体構造</p>	<p>鉄筋コンクリート函渠形式またはヒューム管等を鉄筋コンクリートで巻立てる形式を標準とする。</p> <p>後者の場合は、ヒューム管等の強度を無視して設計する。</p>	<p>原則として鉄筋コンクリート構造とする。</p> <p>内型枠として既製管を用い合成管として設計する場合には、応力集中や水密性の保持について別途検討しなければならない。</p> <p>但し、所定の水密性を有し不同沈下に十分追随できる既製管は単体で用いることができる。</p>
<p>最小断面</p>	<p>小規模な樋門、樋管の最小断面は内径60cm以上とする。</p> <p>但し、樋門、樋管の長さが5m未満で、且つ堤内地盤高が計画高水位以上の場合には、内径30cmまで小さくすることができる。</p>	<p>維持管理を考慮してφ600㎜以上を原則とする。</p>
<p>継手構造 ※図一 4 参照</p>	<p>函渠の長さが30m以上になる場合は、<u>継手を設けるものとする</u>。また、30m未満でも必要に応じて継手を設けるものとする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・継手の位置はできる限り堤体中央部付近を避けるようにする。 ・継手の構造はせん断力、その他不測の力に抗し得るようにし、本体が抜けはずれないように、鉄筋コンクリートのカラーを巻き継手の間隙には止水板と伸縮目地材を挿入する等の措置を構ずる。 	<p>縦断方向の単位長さは6m程度とする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリートの継手と内型枠に用いる既製管の継目は一致させることが望ましい。 ・底樋の継手は底樋管の縦断方向の不同沈下を吸収する構造とする必要がある。
<p>遮水壁 (止水壁) ※図一 5 参照</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・<u>函渠と一体の構造とし</u>、その高さ及び幅は、原則として1.0m以上とする。 ・遮水壁の最小部材厚さは、横方向の遮水矢板を取り付けることを考慮し、40cm以上とする。 ・堤防断面が大きく本体の長さが長い場合(2スパン以上の函渠の場合)には遮水壁を2ヵ所以上設けるものとする。 <p>但し、遮水壁が1箇所の場合には堤防天端の中央付近とする。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・水密でプラスチックな材料を挟んで、<u>造管体と固定されない構造</u> ・高さとは幅は、低樋表面から0.5~1.0m ・最小部材厚さは、0.2~0.3m ・上下流面に1:0.05~1:0.10の勾配 ・底樋が遮水ゾーンを横断する場合には、透水性ゾーン内に設置することを原則とする。 ・遮水ゾーン前面のかぶりを確保するため遮水ゾーン外に設置する場合は遮水ゾーンと同じ材料を用いて置き換え盛土を行い止水壁を設置する。 ・底樋が遮水ゾーンを横断しない場合や均一型堤体の場合は不透水性土を用いて止水壁を構成する。 ・遮水ゾーン後方ランダム材中にも1から2ヵ所止水壁を設けるほうが浸透水の経年的な効果が期待できる。

標準継手

	継手の構造	使用箇所
止水板継手		支持杭方式及び圧密沈下が予想されない地盤に築造される函渠
可撓継手	<p>可撓継手の規格は100mmを標準とする。</p>	函体と吐出水槽等の継手及び圧密沈下を許容する直接基礎形式として築造される函渠

(東北地方建設局樋門・樋管設計の手引きより)



底樋の継手構造例

(近畿農政局設計技術資料ため池整備より)

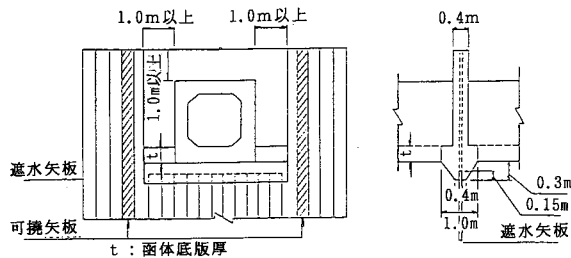
図一4 継手構造の比較

修で付け替えられた底樋の縦断図を図-8に示す。基礎地盤は、N値が2~3の軟弱な沖積粘土が上下流方向に層厚を異にし、その下が泥岩層となっている。底樋本体はφ600mmヒューム管を200mm厚の鉄筋コンクリートで巻き立てたもので、縦断方向の中央部に止水壁を設けていた。基礎工は、斜樋との接合部に支持杭を用いたほかは直接基礎であった。この底樋は、堤体を開削して設置され、再盛立後に斜樋を施工した段階で、上流側から6mの位置で全周にわたるクラックが発生し、ヒュー

ム管の継手も開いてしまった。この折損の原因については、「農業用フィルダムの安全性向上技術の開発」¹³⁾の検討結果によれば、基礎地盤の不同沈下と、それに追従できなかった底樋の構造によるものと推定された。

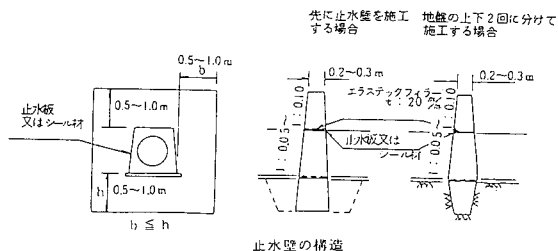
(2) 決壊事例

1985年6月の梅雨前線豪雨により山口県下で被害を受けたため池に関する調査文献がある。¹⁴⁾これは10日以上にわたる典型的な梅雨前線豪雨であった。この豪雨により決壊したため池の被災状況



遮水壁の構造

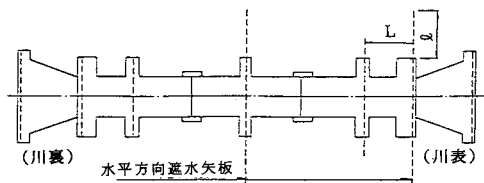
(東北地方建設局樋門・樋管設計の手引きより)



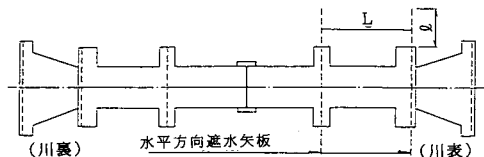
止水壁の構造

(近畿農政局設計技術資料ため池整備より)

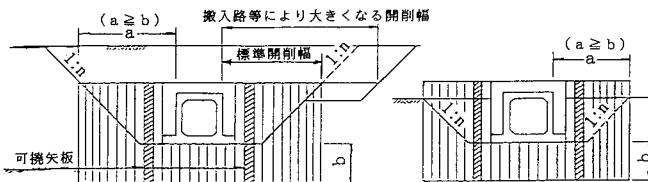
図-5 止水壁の構造比較



水平方向遮水矢板の配置 ($l > L/2$ の場合)



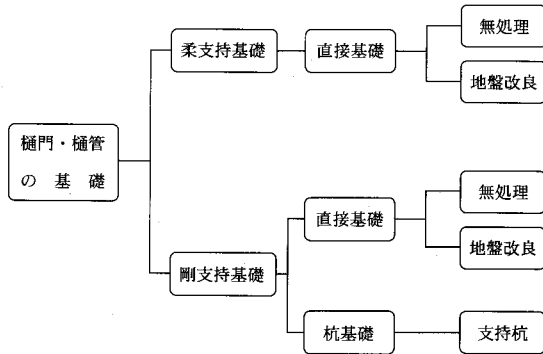
水平方向遮水矢板の配置 ($l \leq L/2$ の場合)



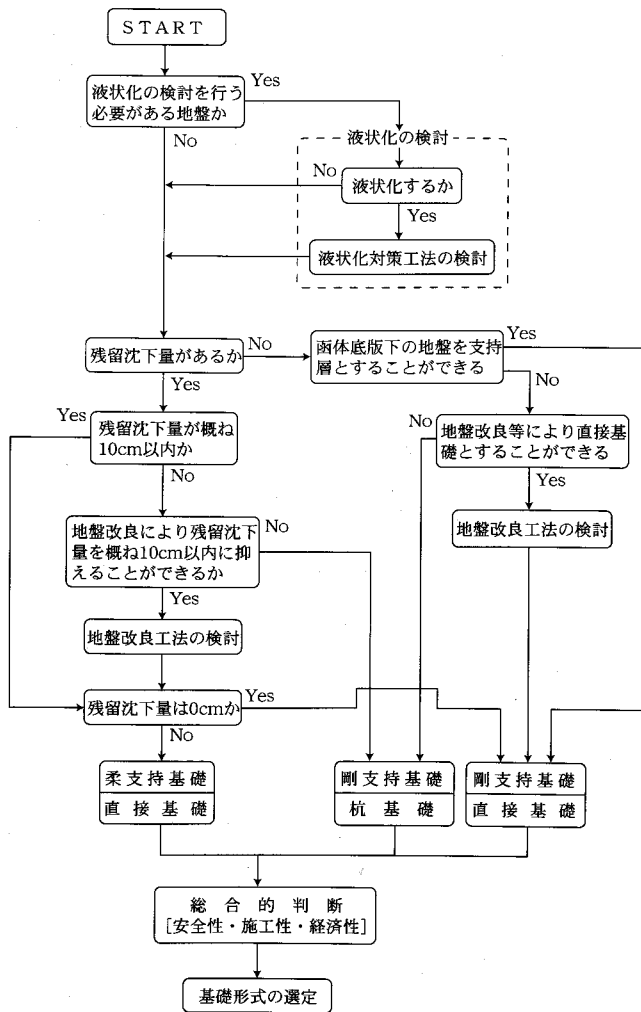
堤防開削の場合

無堤部(新設)の場合

図-6 樋門・樋管の遮水矢板⁹⁾



基礎形式の分類



基礎形式の選定フロー

図一七 樋門・樋管の基礎形式⁹⁾

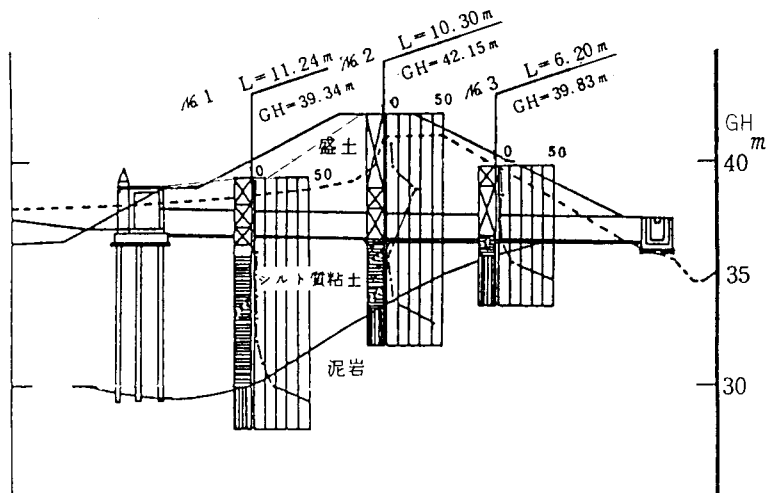


図-8 軟弱地盤上の底樋事例¹³⁾

表-7 被災したため池の諸元と被災状況¹⁴⁾ (1985年豪雨-山口県下)

ため池	所在地	諸元		主な堤体材料	斜樋底・樋の位置	被災状況
		堤高(m)	堤長(m)			
内畑	長門市	3.6	30	砂質系	堤体中央	木樋管の法尻付近からの漏水によるパイピングで決壊
小倉	下関市	2.8	33	砂質系	左岸より	底樋(土管)の周辺からのパイピングで決壊
はだ	"	5.5	40	砂質系	堤体中央	底樋の周辺からのパイピングで決壊
清水	宇部市	2.0	50	砂質系	堤体中央	洪水吐能力が不足したため堤体右岸より新設の洪水吐としてパイプを埋設していた。そこからパイピングをおこし決壊
平ヶ迫	"	4.0	29	粘性土	やや右岸より	堤体ほぼ中央がパイピングを起こし決壊
蓮	小野田市	4.0	83	砂質土	右岸より	砂系材料の堤体が裏法ですべりをおこし決壊
やぐさ美田西	"	4.0	39	粘性土	堤体中央	堤体のパイピングにより決壊、山いも掘り、ざりがにの穴多数有り
池尻	美弥市	5.5	27	砂質系	堤体中央	洪水吐能力不足により堤頂最低部を越流して決壊
堀切	"	6.0	40	砂質系	堤体中央	下流法面のすべりのち、その上流材料が崩壊、越流して決壊
岡原	楠町	5.0	31.5	粘性土	堤体中央	底樋まわりのパイピングにより決壊
道突	"	7.0	48	粘性土	堤体中央	左岸地山取付部のパイピングのち決壊
古城	山陽町	4.5	40	粘性土	右岸より	底樋まわりのパイピングにより決壊
井手の奥	豊浦町	3.5	20	砂質系	堤体中央	底樋まわりのパイピングにより決壊
上無田	豊浦町	3.0	20	砂質系	堤体中央	洪水吐能力不足による越流による決壊
久保	豊北町	7.0	31	砂質系	左岸より	越流により決壊
僧都	"	4.0	52	粘性土	堤体中央	下流法面のすべりにより決壊、刃金部分は残存
新宅	"	3.0	30	粘性土		急勾配の下流法面が円弧状にすべり決壊、刃金部は残存
下角石	油谷町	4.0	30	粘性土		急勾配の下流法面がすべり決壊、刃金部は残存
奥の空	"	5.0	50	粘性土	堤体中央	木製中樋のまわりのパイピングにより前法が陥没、決壊
穴河内	"	4.0	60	粘性土	左岸より	中樋付近からパイピングが発生し決壊
藤木下	阿東町	4.0	21	砂質系	堤体中央	堤体のパイピング孔が拡大、陥没して決壊
迫田	"	7.3	16	砂質系	堤体中央	底樋管周辺のパイピングから決壊

調査結果の一部が、表-7である。

これによれば、決壊したため池22例のうち、パイピングが原因とされるものが14例あり、そのうち9例は底樋（または中樋）の周辺に発生したものとされる。パイピングが発生した原因について、文献¹⁴⁾では、底樋の老朽化、底樋を改修した際の旧堤体と新堤体の境界部分の施工不良等によるものと推定されている。

以上のような事例からも、底樋に関する合理的設計手法の必要性があると考えられる。

VI. おわりに

ため池堤体の危険要素ともなる底樋は、諸基準に照らして慎重な設計が行われてきているが、前項のような事例も見受けられる。ため池は立地条件、施工条件等、個々のため池で異なる特色を持ち、画一的な基準を設けることが難しい施設であるが、底樋に関してのより合理的な設計手法の開発が必要になっているのではないだろうか。

参考（引用）文献

- 1) 農林省農地局：土地改良事業計画設計基準第3部設計第1編土堰堤（1953）
- 2) 農林省農地局：土地改良事業計画設計基準第3部設計第1編アースダム（改定案）（1956）
- 3) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計 基準設計フィルダム（1966）
- 4) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計 基準設計フィルダム（一部改定）（1972）
- 5) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計 基準設計ダム（1981）
- 6) Bureau of Reclamation：Design of Small Dams（1960）
- 7) 老朽ため池研究会：老朽ため池整備便覧（1982）
- 8) 近畿農政局建設部：設計技術指針ため池整備（1996）
- 9) 東北地方建設局：樋門・樋管設計の手引き（1995）
- 10) 農業工学研究所：ため池にかかる合理的設計技術の研究（重要構造物実態調査）平成6年度報告書（1994）
- 11) 建設省：河川砂防技術基準（案）設計編（1985）
- 12) 国土開発技術研究センター：軟弱地盤上の樋門・樋管設計の手引き（案）（1991）
- 13) 農林水産技術会議：農業用フィルダムの安全性向上技術の開発（1988）
- 14) 安中正実，田頭秀和：豪雨・地震によるため池災害とその復旧，農業土木学会材料施工研究部会報，第32号，pp33-44（1994）

フィルダムにおける漏水観測施設の実態と管理への応用

宇 戸 啓 二*
(Keiji UDO)

岡 部 光 弘**
(Mitsuhiro OKABE)

高 橋 孝 広***
(Takahiro TAKAHASHI)

西 山 弘 昭****
(Hiroaki NISHIYAMA)

高 山 豊*****
(Yutaka TAKAYAMA)

今 野 義 博*****
(Yoshihiro KONNO)

目 次

1. はじめに	29	4. 漏水観測と今後の管理への応用	33
2. 漏水観測の目的	29	5. おわりに	38
3. 漏水観測施設と管理の現状	29		

1. はじめに

ダムはその規模が大きく、何らかの異常があった場合に社会的な影響が計り知れない事から、恒久的な安全性の確保が必要である。このためには、ダムの挙動を的確に把握しておく必要がある。

フィルダムを建設するには、室内あるいは現場における試験結果から、ある仮定の基に堤体及び基礎部の設計並びに解析を行い、安全性を確保している。

したがって、堤体及び基礎の挙動を計測し、設計値あるいは設計手法の適合性を評価する事が安全を確認する上で重要であり、そのために堤体内及び堤体周辺に計測目的に応じた計測計器を設置する事が一般的となっている。

しかし、堤体内部の挙動を計測する計器は、それ自体の耐用年数に制限がある。将来にわたり計測可能であるものは、外部変形と漏水量のみと考えられる。

このうち、外部変形については、堤体表面に設置した標的を測量する事により確認する事ができ、その構造もシンプルである。

しかし、漏水観測施設については、各ダムの地形、地質条件により、構造や計測方法も様々であり、このため管理面において支障をきたしているケースもしばしば見受けられる。

そこで、本報文において、漏水観測施設における現状を調査したので以下に報告する。

なお、調査は、農林水産省所管の直轄及び補助事業により造成された農業用ダムを対象に実施したものである。

2. 漏水観測施設の目的

フィルダムにおける安全管理上もっとも重要な計測項目として漏水観測がある。

漏水とは、貯水が堤体を浸透する「堤体浸透水」、基礎岩盤を浸透する「基礎浸透水」をいう。

漏水の観測は、水量及びその変化の状況から直接的にダムの安全性に対する判断を行う事が主目的である。

計測された水量により、コアの遮水性及び基礎処理効果の確認を行う事が可能であり、加えて、濁りを監視することで、堤体や基礎の異常変形及びハイドロリックフラクチャリングによって発生する亀裂やパイピング等の異常を知ることができる。

このようなことから、漏水観測はダムの安全性を確認する上で極めて重要な位置を占めている。

したがって、いかなるダムにおいてもこの観測施設を設置する必要があるとされている。

3. 漏水観測施設と管理の現状

漏水観測施設で計測される流量には、下記の要素が含まれている。

- ① 貯水による堤体からの漏水
(貯水がコアを通過し、浸出したもの)

*関東農政局那珂川沿岸農業水利事業所
**東海農政局豊川総合用水農業水利事務所
***北海道開発局農業水産部農業設計課
****北海道開発局小樽開発建設部余市農業開発事業所
*****北海道開発局旭川開発建設部旭川農業事務所
*****北海道留萌支庁防災ダム建設事務所

- ② 貯水による基礎からの漏水
(貯水が基礎地盤浅部を通過し、浸出したもの)
- ③ 基底(流量)浸透水
(貯水や降雨等の影響が無くとも浸出する、基礎地盤が元来持つ浸透量)
- ④ 降雨・融雪による浸透水
(堤体や地山に浸透した降雨や融雪水が浸出したもの)
- ⑤ その他

漏水観測施設で計測された流量から、本来計測したい貯水による堤体及び基礎からの漏水量(①～②)と、その他の浸透水(③～⑤)を分離し計測する事は事実上不可能である。

しかし、基底(流量)浸透水量や、降雨・融雪による浸透水量を取り除く事により、本来必要とする漏水量の近似値を把握する事が可能となる。

また、漏水箇所を特定するために、漏水量の分離計測や、漏水の性状を把握するための観測項目に様々な工夫がされている。

漏水観測は、ダム安全性を検証する重要な観測項目であるが、ダム建設時に管理面を考慮した施設とは必ずしも言い難い面があり、漏水観測自体に支障をきたしている事例もある。

この事から、以下にフィルダムにおける漏水観測施設と管理の現状を調査したので紹介する。

3-1 施設の構造

施設の構造は一般的に図3-1-1の通りである。

今回、調査した項目は、以下の通りである。

- ① 系統分け
- ② 集水、排水方法
- ③ 施設の昇降設備と照明施設

(1) 系統分け

系統分けについては、下記のように大きく分けて2つの方法に分けることができる。

- ① 堤体下流法尻付近に遮水壁を設け、漏水全量を1系統で計測する方法
- ② コア部の分離、ダムサイトの地形(河床、アバット部等)及び地質(基礎地盤の透水性等)などを考慮し、ダム敷を複数系統に分割計測する方法(分離概念図 図3-1-2)

今回調査した48ダム中、①のように1系統のダムは18ダム(37.5%)で②のように複数系統のダムは30ダム(62.5%)であった。

下記に、工事着手年代別の系統数の比率を調査した結果を図3-1-3に示す。

この結果からも分かるように、古い年代において築造されたダムでは、1系統方式が採用されており、築造年代が新しくなるにつれて数系統に分割した方式を採用しているケースが増えている傾向がうかがえる。

これは、従来の1系統による計測方法では、本来計測したいダムの貯水に伴う堤体及び基礎からの漏水のほかに、降雨・融雪あるいは地山地下水の影響を受けた流量も計測してしまう事になり、堤体の異常を早期に発見する事が困難である事によると思われる。

これに対して、複数の系統に分ける事により、降雨・融雪あるいは地山地下水等の影響を軽減する事が可能となり、また、万一の異常に対して、どの箇所からの漏水なのかをいち早く把握する事が可能となるためである。

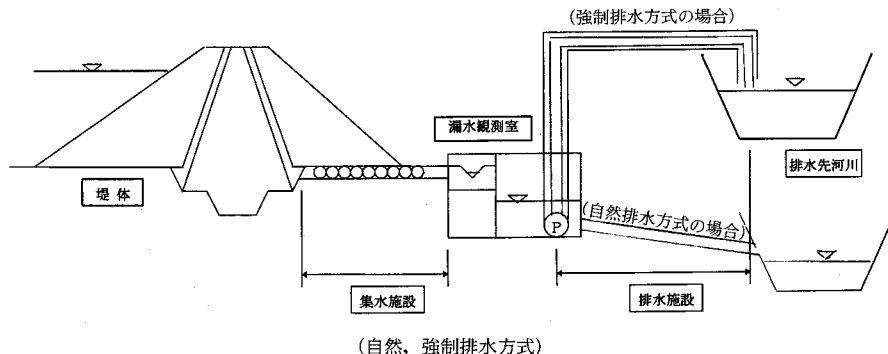


図3-1-1 漏水観測施設の構造模式図

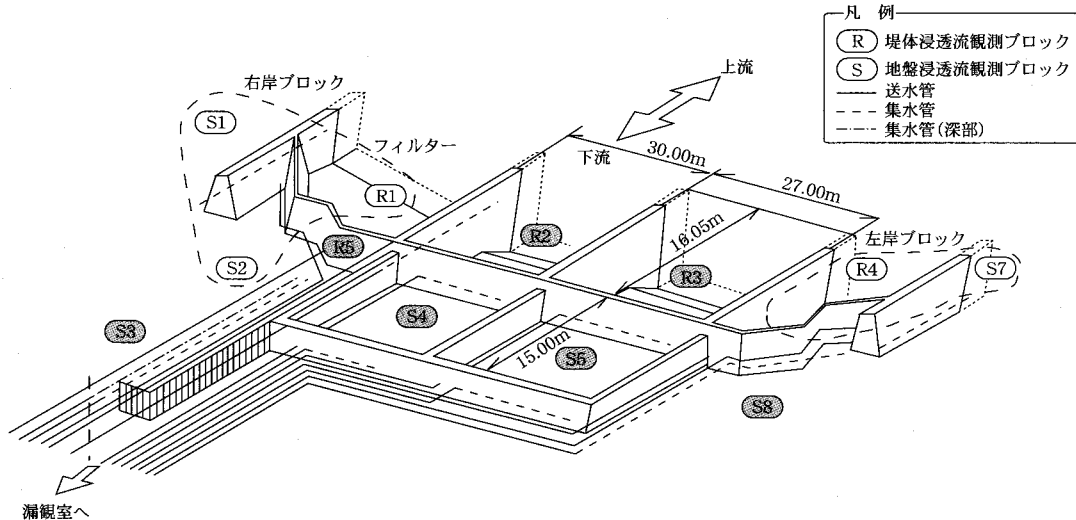


図 3-1-2 系統分離概念図

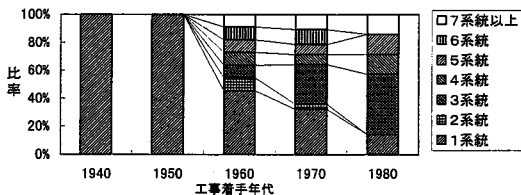


図 3-1-3 工事着手年代別系統数の比率図 (有効回答48ダム)

(2) 集水、排水方法

集水方法には、砂利あるいは碎石を用いた「ドレーン方式」と、2次製品であるパイプを用いた「パイプ方式」に分けることができる。

いずれも、漏水をダム堤体下流に配置した漏水観測施設まで導き、堤体の安全性を観測するための重要な位置づけをなしていることから、使用する材料について、その耐久性を十分考慮し決定する必要がある。基本的には、土質材料を用いて築造するフィルダムの堤体下部に二次製品を用いることは、材料の強度や耐久性及び不等沈下等堤体とのなじみを考慮すればあまり好ましくないが、系統分離の形状によってはパイプを使用することもやむを得ない。このような場合においては製品の耐久性、特に継手の選定等十分に配慮する事が必要である。

次に漏水量を観測後に排水先まで排水する方法として、自然排水方式とポンプ等の機械を使用した強制排水方式がある。

基本的には、維持管理を考慮した自然排水方式を採用すべきであると考えますが、地形条件等の制約から自然排水方式が困難な場合には、ポンプ等による強制排水を採用しなければならない。ただし、この場合にあっても排水先の外水位が洪水等で一時的に高くなる場合がある事から、放流口には逆止弁を設置する等の工夫が必要である。

(3) 施設の昇降設備と照明設備

漏水観測施設では、漏水量を観測するとともに、濁りに対する監視も重要な観測項目である。また、漏水観測を自動計測としている場合においても、時折、目視により自動計測されている値をチェックし、三角堰の状態を点検する事も必要である。

これらの観測・点検を行うためには、直接観測施設への立ち入りが必要となるが、このような行為は、時として管理する者にとって多大な負担となる事がある。

この負担を少しでも軽減するためには、施設への立ち入りのし易さ、照明設備の完備などが求められる事となる。

そこで、これらの設備の現状を調査した。結果を図3-1-4に示す。

まず、観測施設内の照明設備については、43ダム中32ダム(74%)に設置されている。また、昇降設備については、階段が25ダム(58%)、タラップが14ダム(33%)設備無しが4ダム(9%)という結果であった。

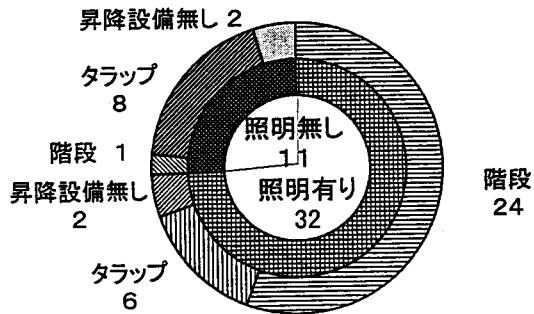


図3-1-4 漏水観測施設内における諸設備の状況 (有効回答43ダム)

先にも述べたように、漏水観測は自動計測だけに頼ることなく目視による監視や機械の点検を行うことも必要であり、調査結果に見られるような照明もなく昇降設備もない施設(2ダム)は、早急な改善が望まれる。

3-2 観測項目と装置

観測項目と装置については、以下の項目について観測の有無及び、計測の手法・頻度について調査を行った。

- ① 漏水量
- ② 漏水温
- ③ 濁度
- ④ 水質分析

(1) 漏水量

漏水量の観測はフィルダムの安全管理上最も重要な観測項目である。

観測される漏水量は、貯水による漏水量の他に、基底流量及び、降雨・融雪の影響量を含んだ流量として観測されるため、あらかじめ基底流量及び降雨・融雪の影響量を把握しておくことにより、本来の漏水量を推定することが可能である。

一般的に、堤体内のドレーン等で集水された漏水は堤体下流に設置された漏水観測室へ導かれ、それぞれの系統毎に三角堰を用いて水位を観測し、水量に換算する。

水位の観測は、触針式水位計(自動)、水圧計(自動)、目視観測等で行われる。

漏水観測室が設置されている42ダムにおいては、方法、頻度の差はあるが全てのダムにおいて漏水量の観測が行われている。

また、観測室の設置されていない8ダムのうち、4ダムでは観測が行われており、全く行われていないダムが1ダム、不明が3ダムであった。以下

に、漏水観測室の設置されているダムにおける各観測項目の観測方法についての調査結果を示す。

図3-2-1より、漏水量観測においてはかなりの割合で自動化が進んでいることがわかる。

測定した漏水量成分の分離手法については、タンクモデル、相関、実測(最大値)、AR法と多様であるが、各ダム毎に実状にあった解析手法を用いて、成分の分離を行っているものと思われる。

(2) 水温

漏水に異常があるとき、多くの場合において漏水温に変化が起こる。

漏水温に変化があった場合、それまでと異なる経路からの浸透があったと考えられる。

水温を継続して測定することにより、異常の有無を発見する指標となる。

また、併せて貯水温や地山地下水温等も測定しておけば、漏水の供給源を推定する材料になる。

漏水温の観測は図3-2-1より、観測室が設置されているダムの約50%で行われており、自動化の割合は約50%であった。

(3) 濁度

濁度の観測はフィルダムにおけるパイピング等の危険な状況の発生を診断するうえで極めて重要な観測項目である。特に漏水量の増加が確認された場合には、注意する必要がある。

濁度の観測は図3-2-1より、観測施設のあるダムにおいては、目視による観測も含め、約65%のダムで実施されている。

観測割合は漏水量観測に比べ若干低くなっている。漏水量を手動観測しているダムにおいては、少なからず目視確認しているものと思われるが、漏水量に並び重要な観測項目であることから、三角堰の手前に白板等をおいて、目視観測だけでも行うべきであると考えられる。

(4) 水質分析

水質は前述した水温と同様に、漏水に異常があ

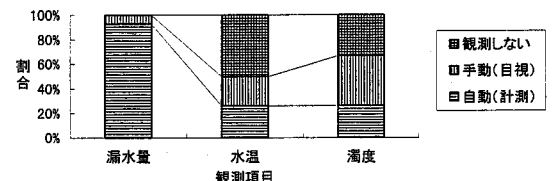


図3-2-1 漏水観測室があるダムの観測方法 (有効回答50ダム)

るとき、ほとんどの場合において変化する。

pH及び電気伝導度は携帯の計測機器で即座に調べることができ、継続観測することで、漏水の異常を発見する指標となる。

溶存イオン濃度は、漏水中に溶けだした指標鉱物のイオン濃度を測定するもので、分析にある程度の時間はかかるものの、漏水の供給源を特定するための重要な手がかりとなる。試験湛水前と試験湛水期間中に貯水、流入河川水及び地山地下水と併せて分析を行い、供用後は定期的に分析を行うことで、変化の度合いから漏水の異常及び供給源を知ることができる。

水質分析は図3-2-2より、20%強のダムでしか実施されていない。

水質調査は他の項目に比べ、観測されている割合はかなり低くなっている。

調査対象のダムはその大部分が供用を開始しているダムであり、供用前に調査されていたかどうかは定かではないが、供用後は定期的を実施するのが最善であると思われる。

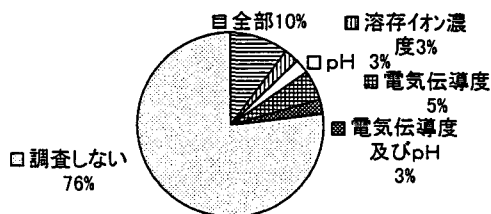


図3-2-2 漏水観測室のあるダムの水質調査項目 (有効回答42ダム)

3-3 管理の現状

管理の現状については、ダム管理主体、管理人数について、調査を実施した。調査結果について、図3-3-1に示す。

ダム管理主体については、図3-3-1のとおり、有効回答51ダムのうち最も多かったのが土地改良区で、全ダムの42%であった。その他は国(公団)、県、市町村、一部事務組合の順となっているが、調査対象ダムには、国、県の事業実施中による管理委託前のもも含まれており、事業完了後の土地改良区管理の割合はさらに増加するものと考えられる。

管理者の人数については、市町村、土地改良区、一部事務組合について、取りまとめてみたところ、図3-3-2のとおり、1ダムあたりの管理人

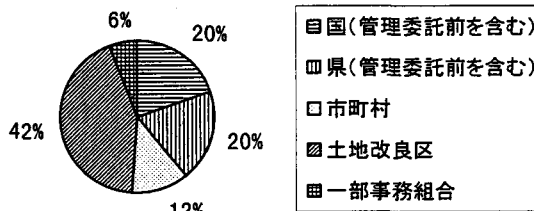


図3-3-1 ダム管理主体の区分 (有効回答51ダム)

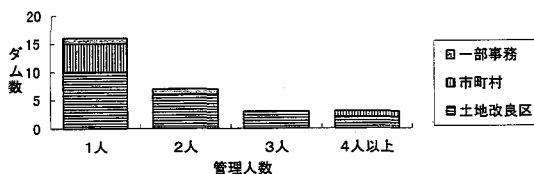


図3-3-2 管理委託先別ダム管理人数 (有効回答29ダム)

は1人が16ダム、2人が7ダム、3人が3ダム、4人以上が3ダムとなっている。該当ダムの半数以上が1人でダムを管理していることになる。

4. 漏水観測と今後の管理への応用

4-1 観測データと日常管理

前述したように、漏水観測の日常管理は漏水量を監視するのはもちろんのこと、濁度を目視又は計測し、堤体に起こる異常を発見することが重要な目的である。

また、水温や水質を確認することは、異常の早期発見及び異常箇所の特特定等、堤体の安全性を確認する指標となる。

漏水の日常管理においては、平常時からの変化を知ることが重要であり、そのためには継続した観測及び解析を行うことが重要であることから、図4-1-1に示すような管理図表を作成し、日常の変化に着目する必要がある。

また、安全評価上の判断材料として、図4-1-2、図4-1-3のような挙動に対する凡例が示されている。

これら、漏水量の経時的変化の把握と併せて、濁度、水温等他の項目を観測し、堤体に起こる異常の早期発見に務めることが日常の管理において重要である。

最近は漏水量等を自動計測することが主流となってきていることは調査結果よりうかがえるが、

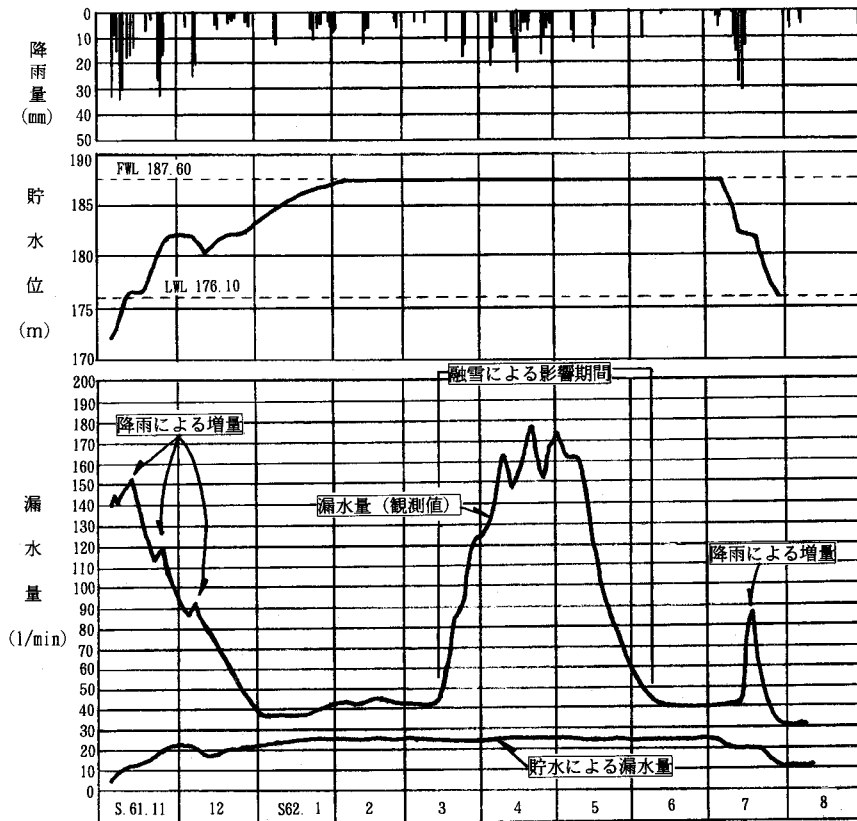


図 4-1-1 漏水率経時変化図

これを過信しすぎると、せっかくの情報を見落としたり、誤解する可能性もある。漏水の水質によっては、三角堰のエッジ部に付着物ができたり、触針式の水位計の場合、針の先端にゴミなどが付着していることや針が宙に浮いていて、正確な値を計測していないこともある。

自動化しても日常のメンテナンスは必要であり、併せて濁度や沈殿物の目視観察を行うことで適正な管理ができるものと思われる。

地震等の災害はいつ発生するかわからないものである。その時になって、それ以前の堤体や漏水の状況がわからなければ、観測は意味のないものになってしまうので、日常の管理においては、継続して観測及びメンテナンスすることが最も重要である。

4-2 非常時の管理

ダム管理において非常時とは地震発生時、大雨・洪水警報発令時及び観測データに何らかの異

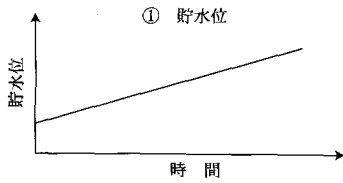
常な変化が現れた場合である。

このような場合には、速やかに非常時の体制へと移行した上で原因の究明に当たる必要がある。観測データは、その値を、単独で判断するのではなく、堤体内に設置された間隙水圧計など他の観測データとともに総合的に判断しなければならない。

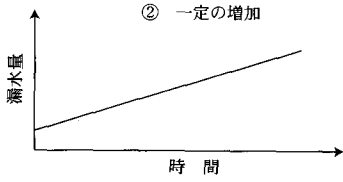
その結果により、非常時の注意体制から、警戒、緊急体制へと移行する。

非常時となった場合、現地調査はもとより設計資料、工事記録、計測点検記録等が必要になるため、常に整理しておくことが必要である。

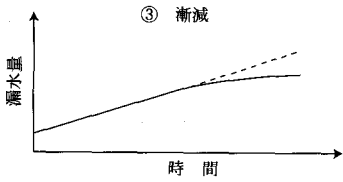
表 4-2-1 に漏水観測における非常時の措置・対応の一例を示す。



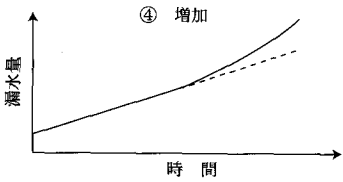
① 貯水位の時間的経過を示す。



② 貯水位と一定の増加傾向を示し、安定していると考えられる。

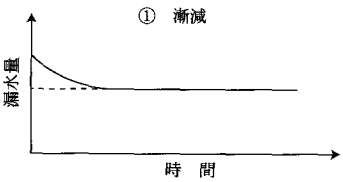


③ 貯水位の増加に伴い、漸減しているものは安定しているものと考えられる。

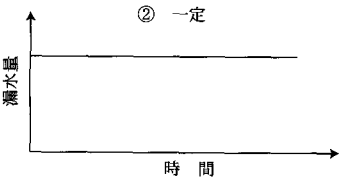


④ 貯水位が増加しているが、ある時点から漏水量が急増している場合は要注意である。

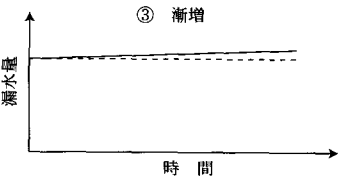
図 4-1-2 貯水位上昇に伴う漏水量の変化図



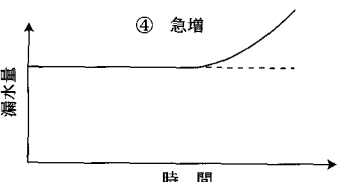
① 漏水量が貯水位一定の条件で、減少傾向にある。
(浸透経路がシルト分などにより目詰まりしたために漏水量が減少したのと考えられ、安定傾向)



② 漏水量が貯水位一定の条件で、ほぼ一定である。
(一定の関係であり、正常と考えられる)



③ 漏水量が貯水位一定の条件で、漸増傾向にある。
(好ましい事態ではなく、早急に原因調査必要)



④ 漏水量が貯水位一定の条件で、急増している。
(何らかの対策が必要)

図 4-1-3 貯水位一定の時の漏水量経時変化図

表 4-2-1

	管理内容	観測値等の状況	措置・対応	計測頻度
非常時体制	通常管理	<ul style="list-style-type: none"> ・観測値が管理値の範囲内にある場合。 ・大雨洪水注意報・警報が未発令 ・気象台発表震度が震度3以下の地震。 	<ul style="list-style-type: none"> ・通常計測 ・定期点検 ・地震時の点検を行う。 	漏水量 1回/日 濁度 1回/日 水温 1回/日 水質 適時
	注意体制	<ul style="list-style-type: none"> ・観測値が管理値を越えた場合。 ・濁度・水温・水質等に変化が現れた場合。 ・大雨洪水注意報が発令 ・台風の接近、前線の活動、融雪水等が予想され、洪水警戒体制を執るには至らないが、注意体制を執り臨機の対応に備える必要があると管理主任技術者が判断する時。 	<ul style="list-style-type: none"> ・計器類の点検。 ・自動計測の場合実測を行い、観測値の確認をする。 ・メスリンダー等により濁り、水温を観測。必要に応じ水質試験を漏水、貯水ともに行う。 ・貯水に十分な注意を払いながら観測値の確認。 ・気象情報等の収集。 	漏水量 1回/時 濁度 1回/日 水温 1回/日 水質 適時
	警戒体制	<ul style="list-style-type: none"> ・観測値が管理値を越えた状態が続く場合、あるいは観測値の挙動に特異差が認められた場合。 ・大雨洪水警報が発令 ・その他の降雨状況、ダムへの流入量の状況から洪水警戒体制を執り、所要の措置を行うことが必要と管理主任技術者が判断する時。 ・時間雨量が〇〇mm/hrを越えた時。 ・日雨量が〇〇mmを越えた時。 ・ダムへの流入量が〇〇m³を越えている時。 ・ダム地点に設置された地震計により、観測された地震動の最大加速度が25gal以上である地震。 ・ダム地点に震度計を設置していない場合、地震計による観測結果がすぐに判明しない場合においては、その地域について発表された気象台震度値が4以上である地震。 	<ul style="list-style-type: none"> ・貯水位の保持をしながら管理主任技術者の判断を仰ぐ。 ・観測値の確認。 ・気象情報詳細収集。 ・ダム管理規定に基づき、関係機関への通知。 ・観測要員の確保。 ・地震時の臨時点検 	漏水量 1回/時 濁度 1回以上/日 水温 1回以上/日 水質 適時
緊急体制	<ul style="list-style-type: none"> ・複数の観測項目が同時に異常が認められる等、安全に貯水状態にあることが困難な場合。 ・警戒体制を執っている時で、降雨が更に継続し、集中豪雨等が予想される等、ダムの管理上重大な事態が予想される場合において緊急体制に移行すると管理主任技術者が判断した時。 ・ダム堤体に亀裂、パイピングが生ずる等、ダム管理上重大な事態が予想される場合において、緊急体制に移行すると管理主任技術者が判断した時。 	<ul style="list-style-type: none"> ・管理主任技術者の判断により非常放流等の措置を講じる。 ・観測値の確認。 ・気象情報詳細収集。 ・関係機関への通知。 ・観測要員の現場出動準備。 ・詳細調査により対策工の検討及び応急処置。 	漏水量 1回/時 濁度 1回以上/日 水温 1回以上/日 水質 適時	

4-3 今後の管理への応用

漏水観測施設と管理の現状について、前項までに調査結果を報告したが、施設の管理を考慮した構造物の形態及び管理体制は必ずしも十分ではない事が分った。

1) 観測施設と項目

観測施設は、その機能を十分に発揮した、簡便な施設とすべきであり、特に施設への立入り方法については、管理頻度や管理する者の肉体的負担も考慮する必要があると思われる。

なお、調査結果において、漏水観測を行っていないダムもあったが、このダムについては1960年代に着手した古いダムで、各々の現場条件については、調査表のみでは計り知れないが、漏水量を把握する何らかの施設を設置すべきであると考えられる。

次に濁度については、調査ダムの約50%で定期的に実施されているものの、漏水量観測と比較して少ない。しかし、濁度は堤体内の異常を知る上で重要な観測項目となる事から、定期的に目視による監視だけでもすべきであると考えられる。このためには、観測施設内の沈殿物や汚水を随時清掃できるよう簡易な排水ピット等の設置も考慮する必要がある。

また、水温及び水質についてもダムの異常を察知するための観測項目であることから、定期的に観測することが望まれる。

最近、漏水量を手動で計測しているダムは少なく、自動計測が主流となりつつあるが、極力漏水観測施設まで足を運び計測器の作動状況とあわせ濁度についても観測する必要がある。このような管理の実態を考えれば、当然の事ながら漏水観測施設の照明、昇降設備等にも配慮した施設計画、整備をすべきであり、施設内は常に湿度が高い状態であることから、計器の寿命にも悪影響を及ぼすことが懸念されるため換気にも配慮が必要である。

2) 日常管理

日常管理においては、継続的又は定期的にデータ収集を行い、整理、解析しておくことが、非常時への備えとなる。

また、観測計器や施設の調整及びメンテナンスを定期的に行うことも当然のことながら重要である。

いざという時にデータが整理されていなかったり、計器や施設が正常に機能していないと、その分非常時の対応によけいな時間を要することとなり、取り返しのつかない事態を招く可能性もある。

3) 管理体制

ダムの管理体制は、前述の1ダム当たりの管理者数調査結果から、市町村・改良区等の半数以上が1.0人となっており、必ずしも満足なものとは言えない。

ダムの管理は、通常においても、①各種データの記録状況の確認、②手動計測器の計測業務、③湛水敷内の状況把握、④貯水池周辺の地山状況の確認、⑤各種ゲートの操作等多岐に渡っており、人員不足は否めない状況である。

ダムの社会的な位置づけからすれば、常駐する管理体制の整備及びダム管理者の育成が急務であり、課題の一つであると考えられる。

4) 非常時への応用

非常時には、観測値の変動状況の確認、情報収集、各関係機関への通知、堤体監視、応急処置等に対応するための体制を早急に整える必要がある。

近年、我が国においては阪神大震災をはじめとする大きな地震災害が多発している。

ここに地震により被害を受けた某ダムでの報告より緊急時体制の反省点の一部を紹介するとともに、今後の参考にしていただければ幸いである。

<地震による緊急時体制の反省点>

- ① 緊急時の連絡体制図は整っていたが、優先順位が示されておらず、情報の混乱をまねいた。
- ② 地震により電話が不通となり、連絡に支障をきたした。
- ③ 管理人数が少なく、監視体制に不十分な面があった。応援体制の整備が必要である。
- ④ 管理者及び関係者に危機感が薄かった。
- ⑤ 緊急放流設備がなく取水設備からの放流とせざるを得なかった。
- ⑥ 漏水観測設備の改修が必要である
(地震と降雨が重なり、影響量が不明確であった。)

5) まとめ

今回の調査は、現在供用中のダムも多数含まれており、大掛かりな改修等は困難であるが、今後の施設計画に当たっては、地形、地質及びダムの設計思想を考慮し、且つ管理のし易さを考えた施設計画とすべきである。

なお、今回の検討において管理面を考慮した施設計画を立案する場合の注意項目を以下にとりまとめた。

<漏水観測施設計画において検討する事項>

① 設置位置

自然排水が可能な位置が望ましい。

② 照明、昇降施設等

- ・目視観測が可能となるよう照明施設は必要（防湿タイプとする）
- ・昇降設備は、管理面を考慮し階段を基本とする。

③ 集水・排水方法

- ・堤体内は、ドレーンとすることを基本とする。
- ・やむを得ずパイプ等二次製品を使用する場合は、耐久性に十分な配慮が必要。（耐用年数、継ぎ手等）

④ 系統分けの数及び位置

- ・系統分けは、ダムサイトの地形、地質を勘案して決定する。

⑤ 観測項目・観測頻度・自動化の有無

- ・水量、濁度は継続して観測する。
- ・水質は、定期的に観測することが望ましい。
- ・自動化は、管理を容易にする点では望ましいが、調整及びメンテナンスを定期的に行うこと。

⑥ 予定管理者における管理体制の育成

- ・管理手法及び危機管理等の育成
- ・試験湛水への立会。

5. おわりに

本報文は、農業工学研究所において開催された「平成9年度 農業土木 第3回 専門技術研修（フィルダム）」における設計事例研究において取りまとめたものであるが、作業を進めて行く中で、フィルダムにおける漏水観測が堤体の安全性を判断する上で、最も重要で、且つ有効的な手段であるかを再認識する事ができた。

今後は、漏水観測の重要性について管理者に対し十分に伝える必要があると思われる。

また、築堤後の堤体の安全性を確認できる数少ない重要な手段であるにもかかわらず、管理面を考えた施設の設計がされているとは言い難く、完成後考えもしない問題点が生じる事が分った。管理委託後の管理体制における人員不足あるいは管理費の面から、ダム等の管理者はかなりの重荷になっているものと思われる。

このため、計画時から漏水観測施設を含めた付帯施設の整備において、ダム運用後の管理面を常に念頭に置き施設設計を行う事が、重要ではないだろうか。

最後に、この報文を取りまとめるに当たり、農林水産省農業工学研究所造構部長をはじめ造構部構造研究室並びに、調査に御協力いただいた関係各位に、ここに深く感謝する次第である。

参考文献・引用文献

- 1) 農林水産省構造改善局 土地改良事業計画設計基準 設計 ダム
- 2) (財)ダム技術センター 多目的ダムの建設設計第I編 昭和62年版

相川ダムの試験湛水について

宮本 英 昭*
(Hideaki MIYAMOTO)

高橋 正 巳*
(Masami TAKAHASI)

遠藤 泰*
(Yasusi ENDOU)

目 次

1. はじめに	39	6. 変形・土圧	49
2. 相川ダムの概要	39	7. 間隙水圧・浸透水圧	52
3. 観測施設と計測頻度	40	8. 地下水位	55
4. 試験湛水状況	44	9. その他	57
5. 漏水量	47	10. おわりに	57

1. はじめに

相川ダムは岩手県の最南端に位置し、東北農政局藤沢開拓建設事業の主要水源施設として平成4年度に着工した。盛立は平成7年度に完了し、平成8年12月から試験湛水を実施している。

当地域は年平均降水量が1,000mm程度である。湛水シミュレーションの結果から平水年における湛水パターンは1年目に迎洪水位を設定して経年貯留を行い、2年目に満水位まで湛水する計画となった。

今回は、試験湛水開始(平成8年12月)から洪水期前半(平成9年7月)までの8ヶ月間における計測データを基に、ダムの応力・変形、間隙水圧、漏水量、周辺地山地下水位状況等から、堤体

の安全性について中間時点における評価をおこなった。

2. 相川ダムの概要

(1) ダムの構造及び緒元

相川ダムの標準断面図・縦断面図及び主要諸元は図-1・図-2及び表-1に示す通りである。

(2) 基礎処理の概要

ダム左岸側には、幅約10mの断層(これをF-2断層と呼ぶ。)が通っている。

又、ダム軸を通る幅約2~3mの断層(これをF-4断層と呼ぶ。)が左岸アバット部にあり、右岸アバット部にも数条の弱層帯が通っている。

したがって断層処理としては、ダム軸上の弱層部分を撤去し図-3に示す通りコンクリートによ

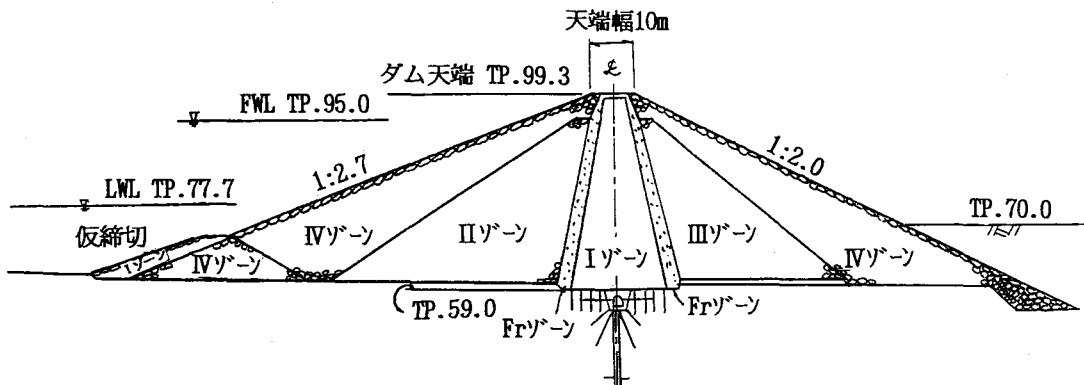


図-1 相川ダム標準断面図

*東北農政局藤沢開拓建設事業所

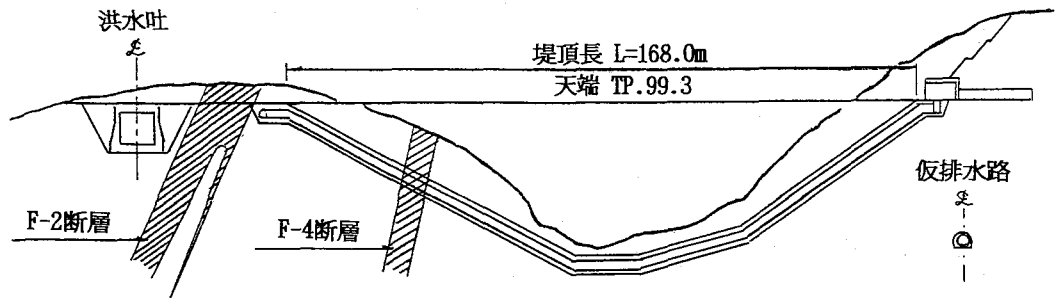


図-2 相川ダム縦断図

表-1 相川ダム主要諸元

一般	基礎	古生代二畳紀錦織層・山崎礫岩層 粘板岩	堤	型式	中心遮水ゾーン型ロックフィル
貯水池	流域面積	A=5.6km ²	堤	堤高	H=40.3m
	有効貯水量	V=1,600千m ³		堤頂長	L=168m
洪水吐	形状	自由越流式側水路	体	堤頂幅	B=10m
	設計洪水量	Q=202m ³ /s		堤体積	V=344千m ³

る置換えを行った。特に左岸アバット部においては、D級岩盤部分に対して応力とたわみ量を考慮して約3mの深さまでコンクリートによる置換えを行った。

さらに断層部周辺では透水性が高いと推定されることから、左右岸アバット部とも弱層帯部分については、2ステージ(L=10m)の断層処理グラウチングを実施している。F-2断層部についてもダム軸と交差する部分には断層処理グラウチングを施し、地下水観測孔を設けて浸透水の監視を行っている。

(3) 監査廊の施工

左右岸アバット部には前述のように弱層帯が通っており、特に左岸側については大きくコンクリートによる置換えを行っている。このF-4断層部分については、地盤の沈下に対して監査廊が対応できるように他のスパン(L=6.0m)より短いスパン割(L=4.5m)で施工を行っている。(監査廊の縦・平面図を図-4に示す。)

(4) 連続地中壁の施工

左岸リム部は、ダム天端標高下約10mの深さで強風化礫岩が分布しており、グラウチング試験を実施した結果、施工性・経済性から判断して図-5に示す通りSMW工法(原位置攪拌工法)によ

る連続地中壁(以下、連壁と呼ぶ。)を施工することとした。(施工延長はL=78m)

尚、連壁の下部(粘板岩)については、グラウチングによる改良を行った。

この連壁の効果を把握するために、貯水池側と地山側に各々地下水観測孔を設けて浸透水の監視を行っている。(地下水観測孔の位置を図-6に示す。)

(5) 左岸地山地下水位

ダムの左岸側は第三紀層で未固結の礫岩層がある。又、やせ尾根状を呈しているため湛水に伴い左岸側の沢(通称、左右衛門と呼ぶ。)からの漏水が懸念された。このため、透水層の確認を行うため調査ボーリングを実施し、このボーリング孔を利用して地下水観測を行っている。

3. 観測施設と計測頻度

(1) 観測施設

① 堤体内観測計器

堤体内観測計器は、図-7に示す通り左岸側(NO.6)、ダム中央部(NO.7)、右岸側(NO.9)の3断面に設置している。この内、間隙水圧計は遮水ゾーン内・地盤内とも各3断面に設置している。土圧計についてはNO.7断面のみ一面土圧と

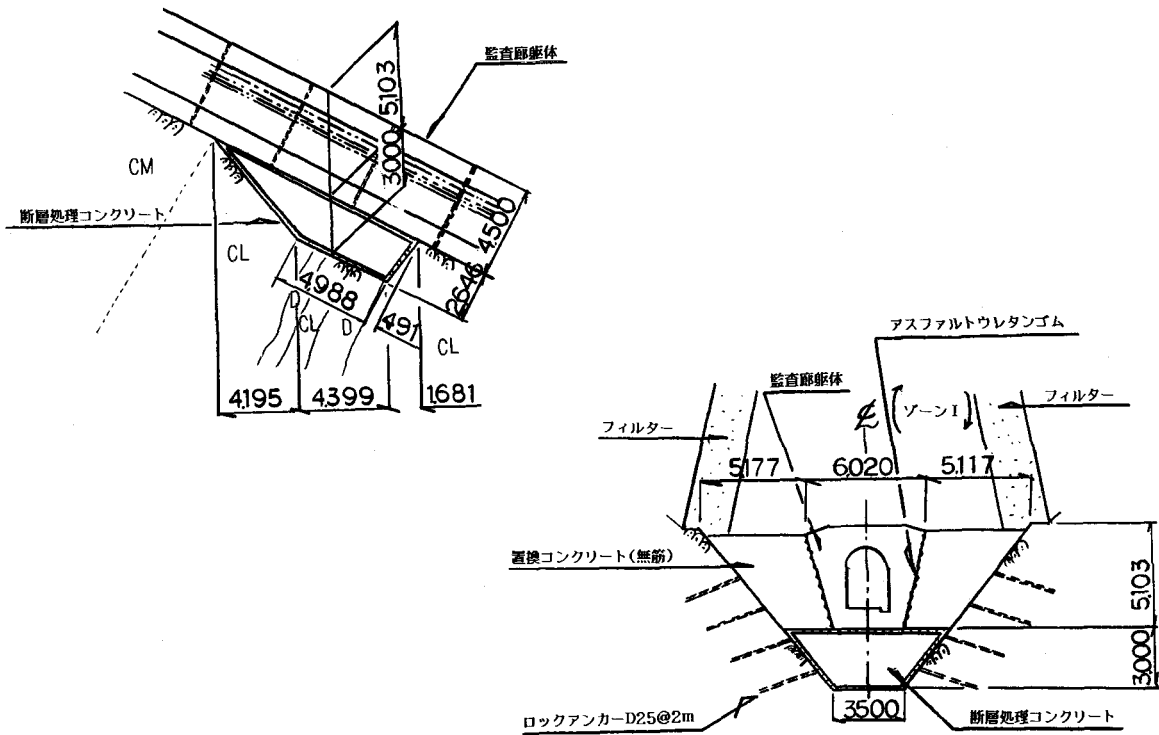


図-3 置換コンクリート縦・断面図

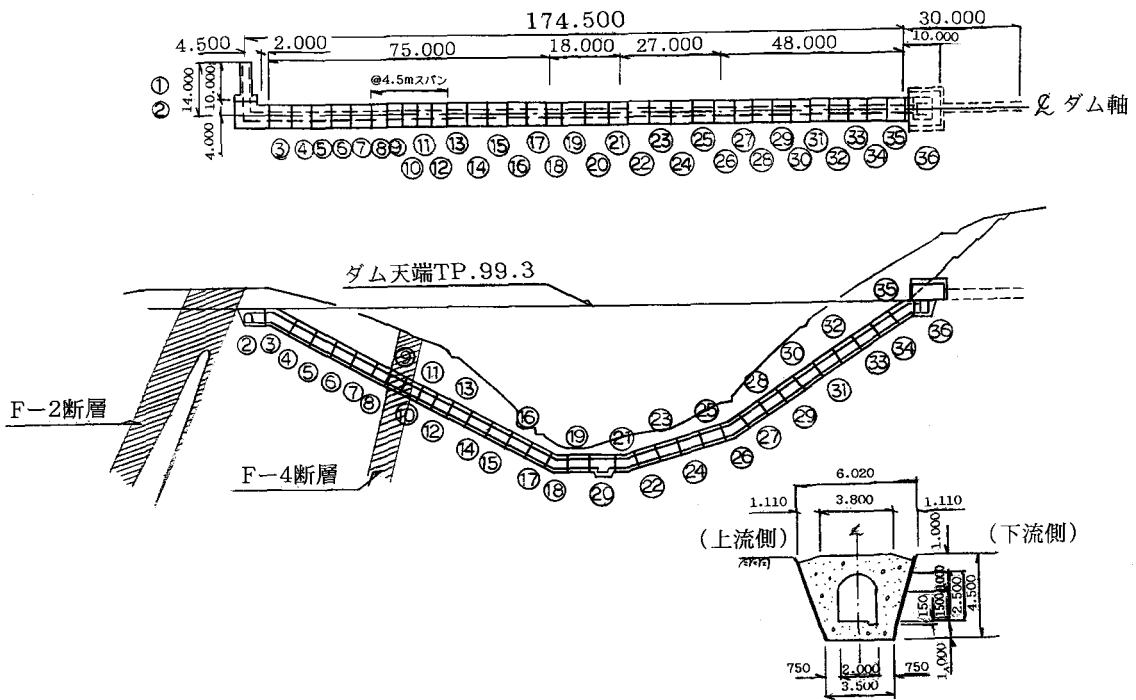


図-4 監視廊縦・平面図

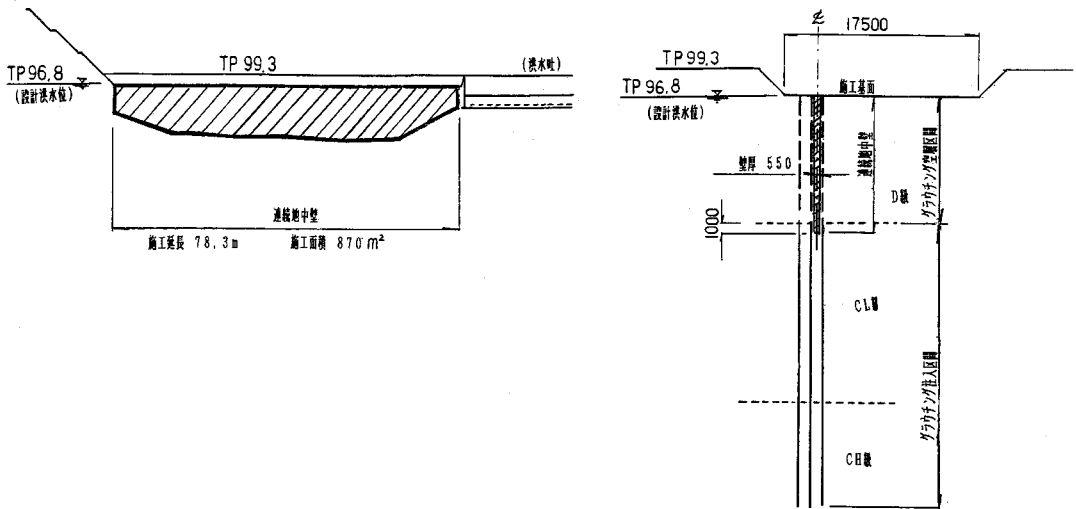


図-5 連続地中壁標準断面図

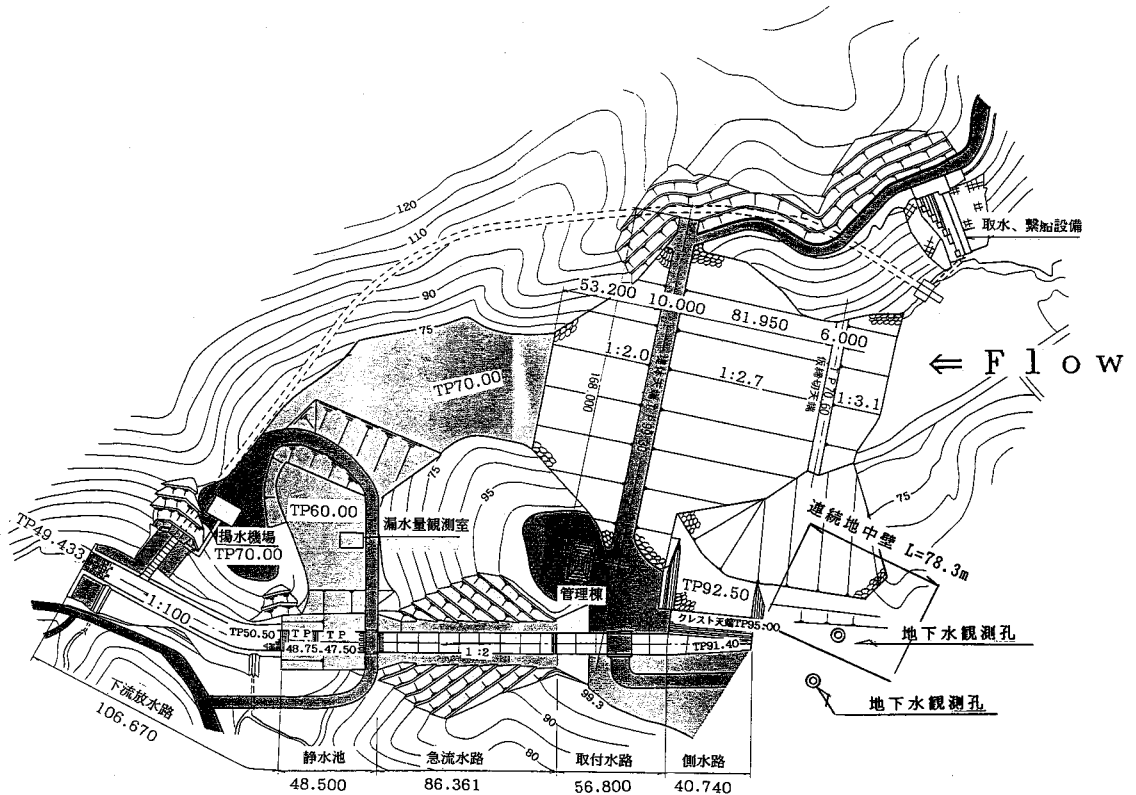


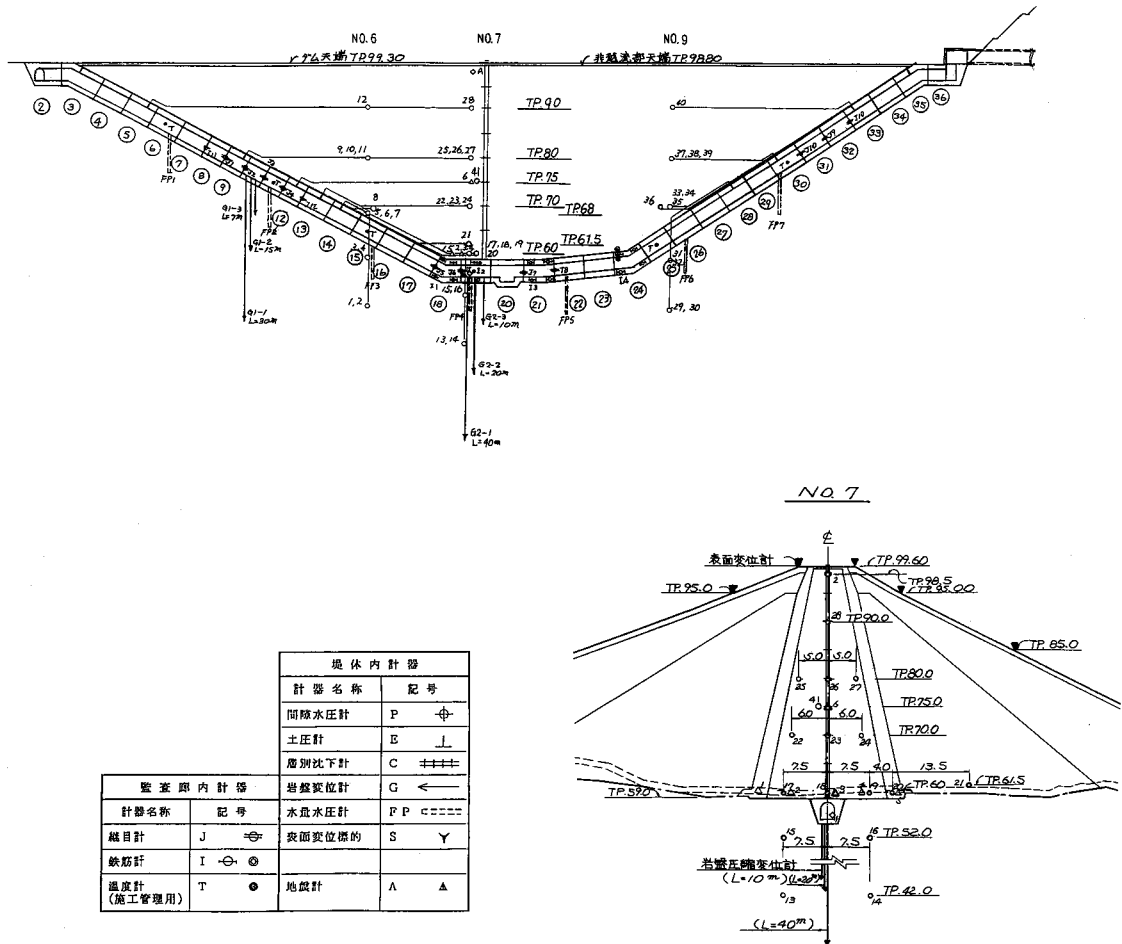
図-6 連続地中壁部地下水観測位置図

して設置している。

遮水ゾーン内の沈下量の計測としては、ダム中央部 (NO.7) において5m毎にクロスアーム (層別沈下計) を設置している。

地盤沈下量の計測としては、岩盤変位計をダム中央部 (NO.7) と左岸F-4断層部の2ヶ所に設置している。

② 監査廊内観測計器



監査廊内計器		堤体内計器	
計器名称	記号	計器名称	記号
縦目計	J	間層水圧計	P
鉄筋計	I	土圧計	E
温度計 (施工管理用)	T	層別沈下計	C
		岩盤変位計	G
		水量水圧計	F P
		表面変位標的	S
		地盤計	A

図-7 観測計器設置図

沈下に伴う監査廊の継目変位を計測するために、継目計を左右岸弱層帯部分に合計12ヶ所（一ヶ所につき縦方向と横方向の変位を計測するため2個の計器を使用。）設置している。河床部から左右岸アバット部にかけての変曲点部分には、3Dゲージ（3方向測定用簡易式継目計）を上下流側に2個（左右岸共に計4個）設置した。

監査廊コンクリートの中には温度計を6ヶ所設置している。鉄筋計は河床部から左右岸アバット部への変曲点部分のブロック（2ヶ所）とダム中央部のブロックに測温機能付きのものを設置して、監査廊の温度変化と応力状況を計測している。

監査廊内には、カーテングラウトを通しての浸透量と水圧が計測できるように、水量水圧計を7ヶ所設置した。

③漏水量

漏水量の計測は、図-9に示す通り堤体下流側を5ブロック（左岸基礎、左岸堤体、右岸堤体、河床基礎、右岸基礎）に分け、下流側にある廃坑（採掘坑跡地）からの漏水量と共に6系統にて計測するようにした。

他に、洪水吐横の土捨場下端部（通称、4号土捨場と呼ぶ。）から湧水が確認されたので、この浸透量を計測することとした。又、旧河川内にあった堤体下流端の滝付近には2ヶ所から湧水が確認されたためVP管にて導水して洪水吐静水池部において計測することにした。仮排水トンネル内ではグラウトホール等から湧水があるので、トンネル出口部分にパーシャル水路と自記水位計を設置して計測することにした。

④堤体表面変位計

堤体表面の変位計測として、上流側2測線・下

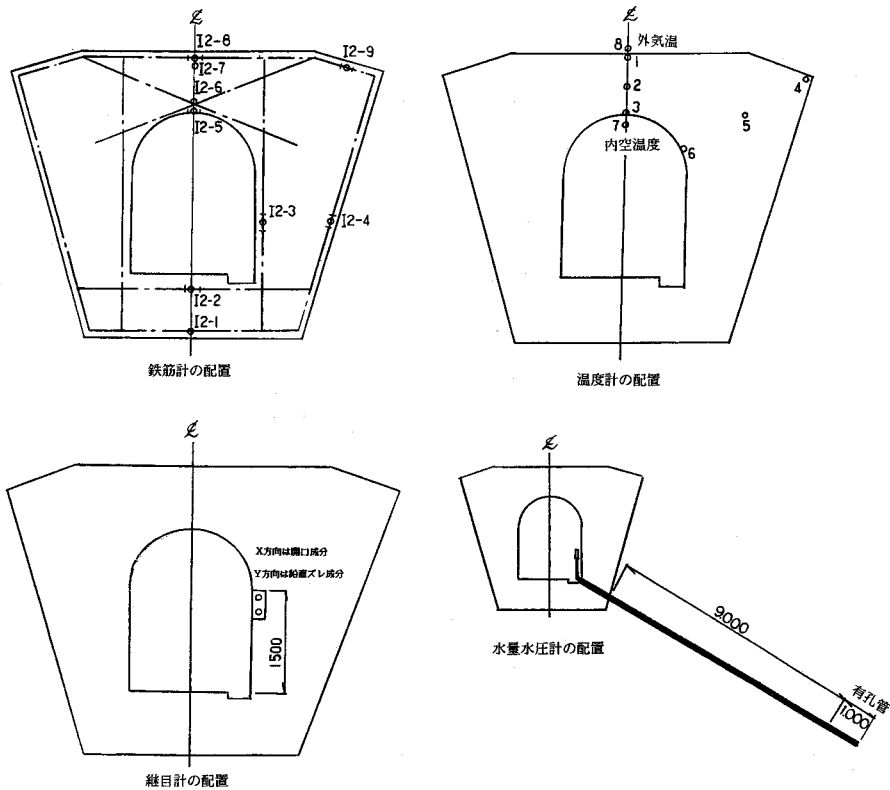


図-8 監査廊内観測計器設置図

流側3測線，上下流方向としては左右岸地山と堤体7断面の合計39ヶ所に観測点を設けている。又，左右岸地山には各々固定点を設置して，全観測点を光波で3次元方向の動きを観測している。

⑤地山地下水位

前述のとおり，F-2断層部からの浸透量の把握，連壁部分の効果の把握，堤体直下流部分の地下水位の動き等を計測している。さらに左右岸地山部の調査ボーリング孔を利用しての地下水観測を行うことにしており，図-11に示す通り合計32ヶ所で地下水観測を行っている。

⑥地震計

地震計の設置については，堤体の規模から河床部と天端部分の2ヶ所に加速度計を設置した。

(2) 計測頻度

試験湛水中の観測計器の計測頻度について表-2に示す。

4. 試験湛水状況

(1) 計画湛水パターン

湛水シミュレーションは下記の条件で行い，平水年における湛水計画は概ね1年8ヶ月を要する計画となった。

(条件)・貯水位の上昇を1.0m/日以下とする。

- ・貯水位の下降を0.5m/日以下とする。
- ・洪水期(7月1日～9月30日)には迎洪水位を保持する。

(対象洪水量は既往最大流量を対象とした。)

- ・L.W.Lにて1週間の水位保持する。
- ・F.W.Lにて30日の水位保持する。
- ・下降時には，M.W.Lにて1週間の水位保持する。

(2) 試験湛水状況

試験湛水開始(平成8年12月)から洪水期前半(平成9年7月)までの湛水実績は，図-12に示す。

5月下旬から6月にかけての降雨により計画貯水位を約1m下回る水位まで上昇したため，迎洪水位は当初計画通りの迎洪水位とした。

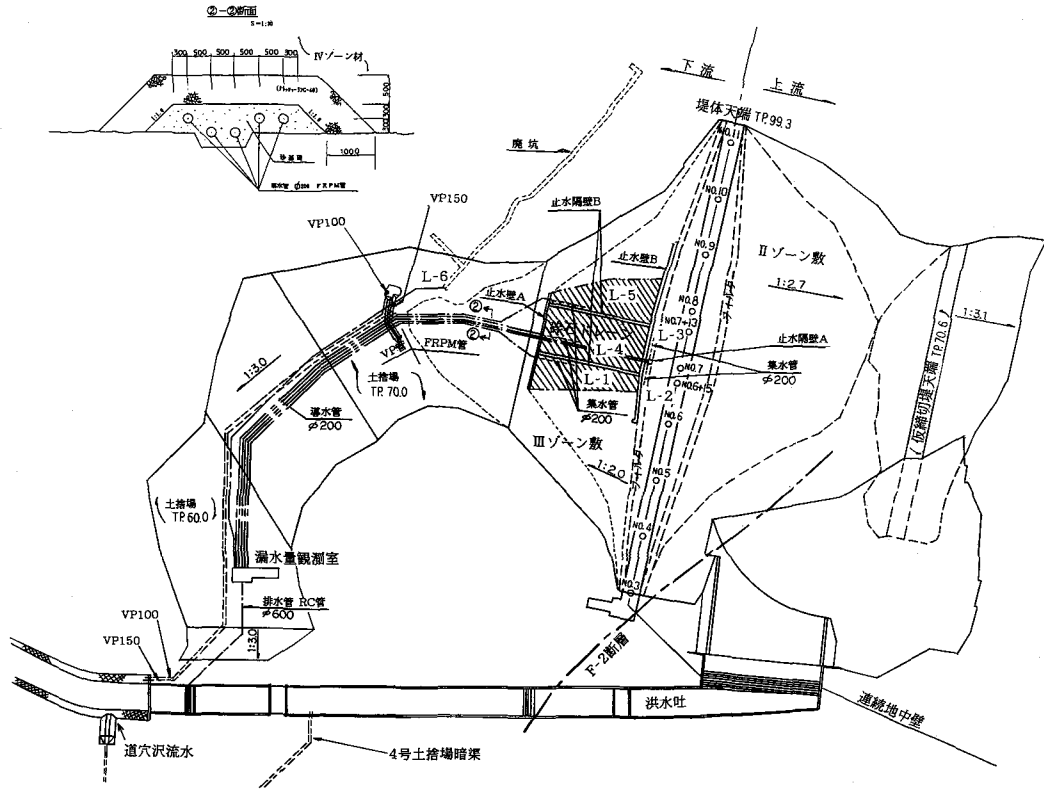


図-9 漏水量観測系統図

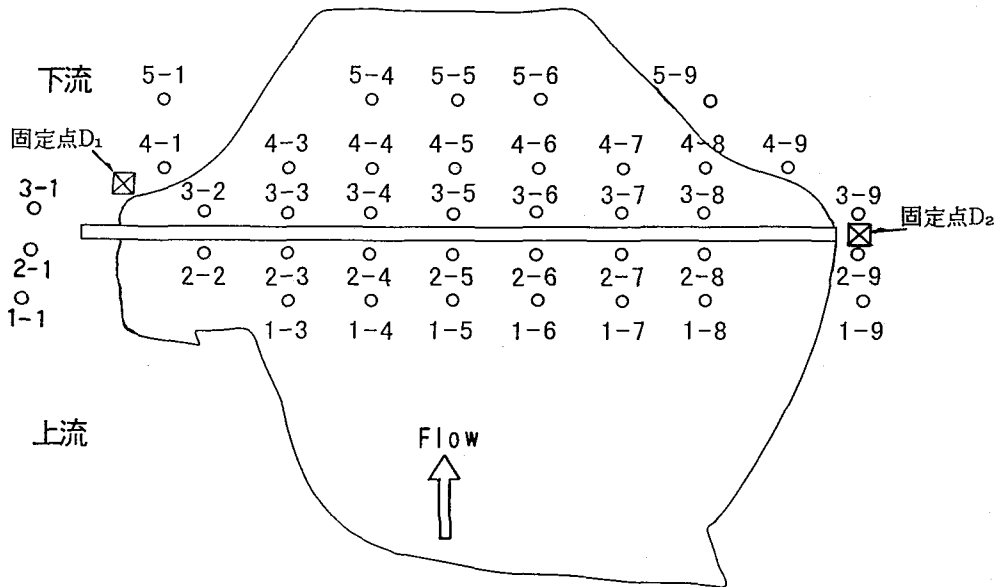


図-10 表面変位設置図

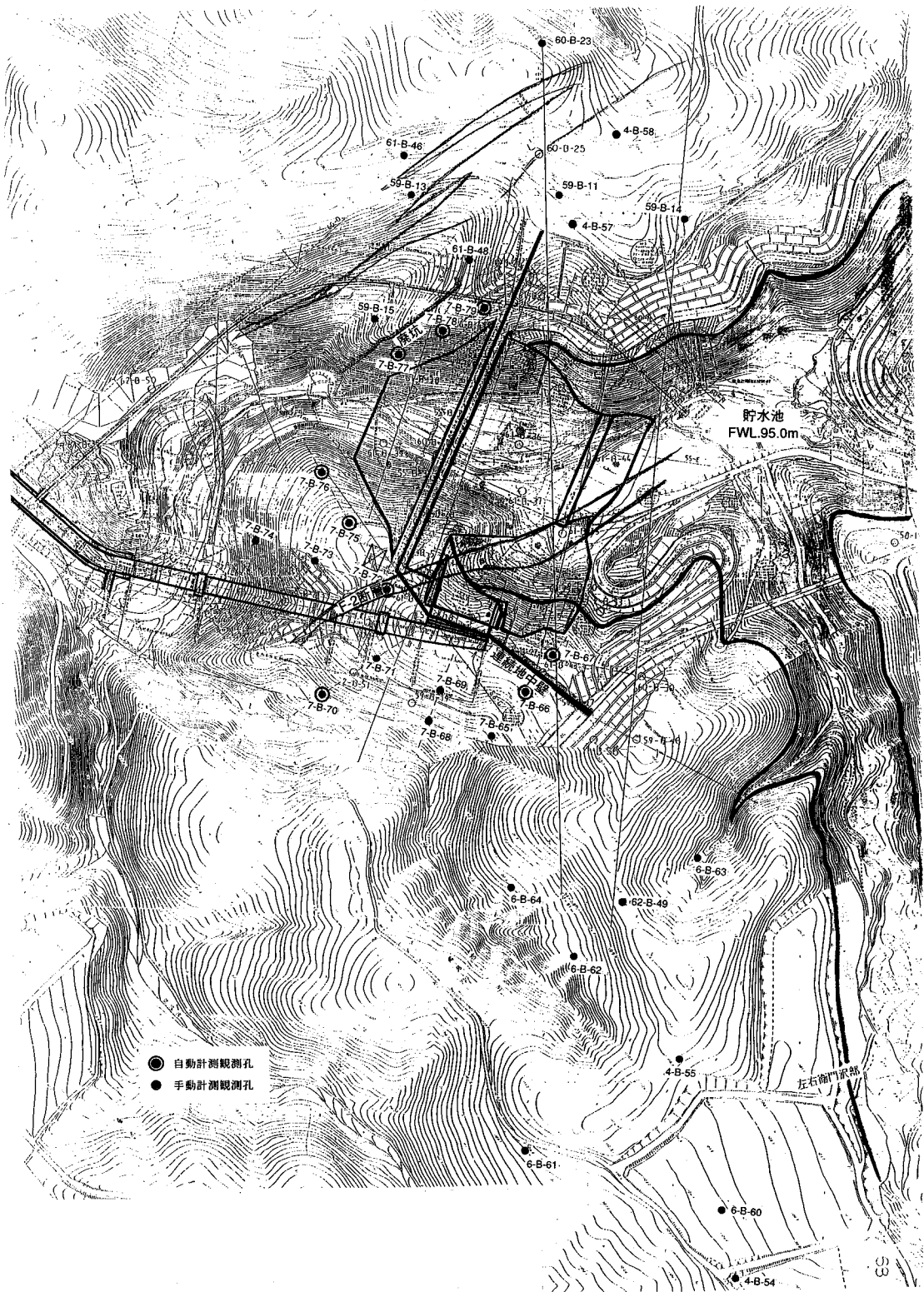


図-11 地下水観測図

表-2 観測計器の計測頻度 (試験湛水中)

区分	計測項目	計 器	設置位置	計器番号	計測頻度
堤 体 ・ 基 礎	漏水量	三角堰	漏水量観測室	L-1~ L-6	1回/日 自動 (手動にてチェック)
		自記計	仮排水トンネル	自記水位計	1ヶ月計測用
	濁 度	濁度計	漏水量観測室	L-1~L-6	1回/日 手動
	水 温	水温計	漏水量観測室	L-1~L-6	1回/日 手動
	間隙水圧計	電気式	基礎岩盤12ヶ 堤体 29ヶ	P-1 ~P-41	1回/日 自動
	土圧計	電気式 (一面土圧計)	コア 4ヶ フィルター 2ヶ	E-1 ~E-6	1回/日 自動
	堤体変位	層別沈下計	No.7に9測点	C-0~C-8	2回/週 手動
		表面変位計	5測線計39点	1-1X ~5-9Z	2回/週 手動 (3方向測量)
			固定点チェック	D ₁ , D ₂	2回/年 GPS
岩盤変位計	電気式	No.4+17.3 No.7に各3ヶ	G1-1 ~G2-3	1回/日 自動	
監 査 廊	継目計	電気式	BL7~12, 17~18, 20~21, 31~32 計24ヶ	J1-X ~J12-Y	1回/日 自動
	3Dゲージ		BL17~18, BL24~25, 計4ヶ		1回/週 手動
	鉄筋計	電気式	BL18に4ヶ, BL19に 9ヶ, BL21に4ヶ, BL24に7ヶ, 計24ヶ	11-1 ~I4-7	1回/日 自動
	水量水圧計 (流量測定は特 に必要時のみ)	ブルドン管圧力 ゲージ読取	BL6, BL11, BL15, BL19, BL22, BL26, BL30, 計7ヶ	PG-1 ~PG-7	1回/週 手動
地 山	右岸側地下水位	自 動	7-B-77~7-B-79	計3ヶ	1回/日 自動
		手 動	59-B-11~4-B-58	計9ヶ	1回/週 手動
	左岸側地下水位	自 動	7-B-66~7-B-76	計6ヶ	1回/日 自動
手 動		62-B-49~7-B-74	計14ヶ	1回/週 手動	
浸透量	自 動	四号土捨場下端	自記水位計	1ヶ月計測用	
	手 動	道穴沢浸透量	1ヶ所	1回/日 手動	
	手 動	正房滝浸透量	2ヶ所	1回/週 手動	
地震計	SDA-240G (3成分計測)	No.7天端 1ヶ 監査廊内 1ヶ		地震時 自動	

5. 漏水量

漏水量の測定は基本的には自動計測であるが、毎日手動でもチェックしている。仮排水トンネル内漏水量については、6月下旬より毎週パーシャル水路の掃除を行いゴミが付着しないようにしている。したがって、計測された値は信頼性が高いと考えている。

漏水量の測定結果について、表-3に示す。

・左岸側：

左岸地山L-1, 左岸堤体L-2いずれも貯水に伴い漏水量の増加が見られ、特に左岸地山L-1はFEM予測程度の漏水量である。4号土捨場下端暗渠の漏水量は、左岸地山の地下水位の上昇のわりには顕著な増加が認められない。

・右岸側：

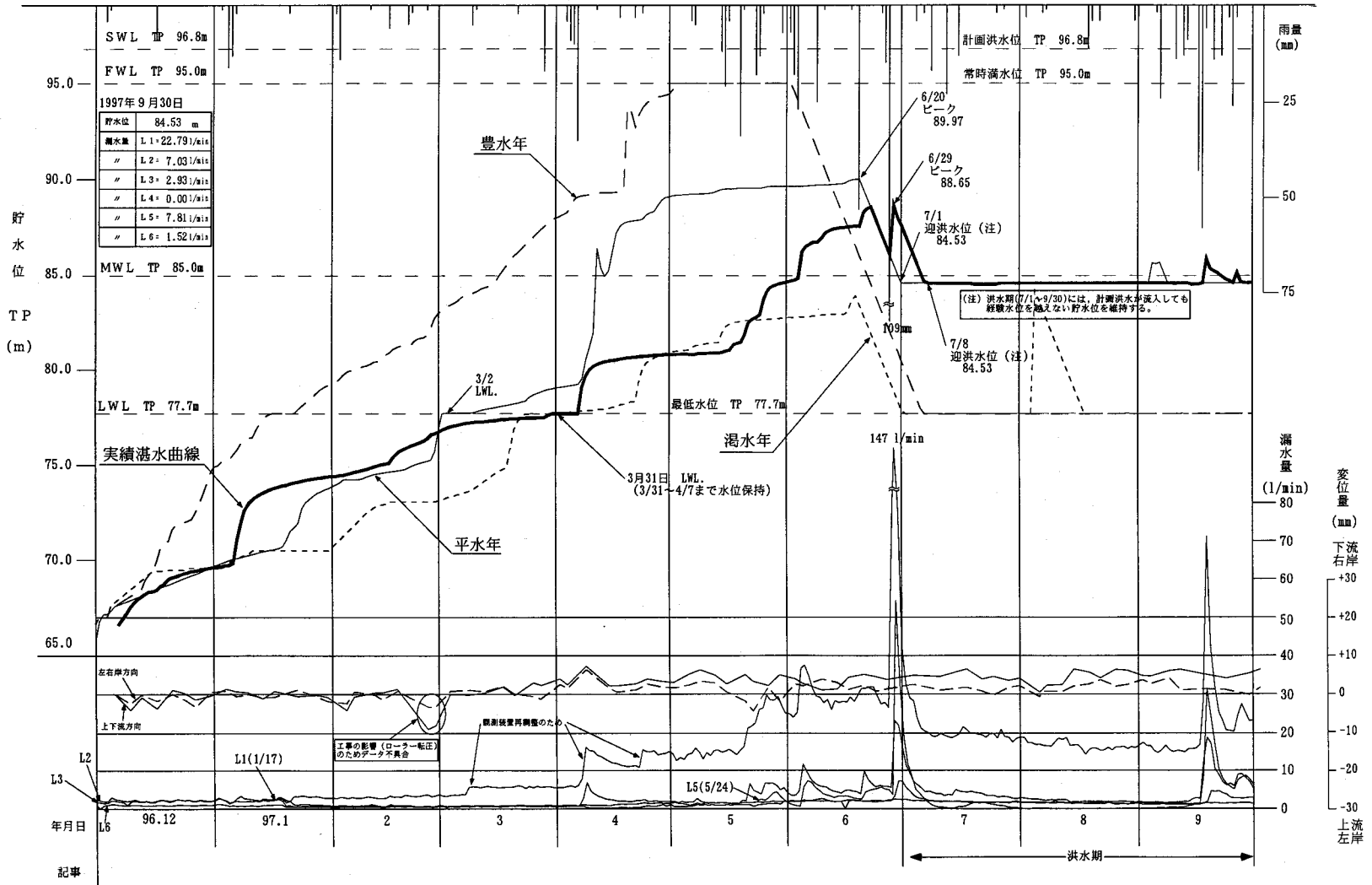


図-12 湛水実績図

表-3 各系統の漏水量

系 統		湛水前漏水量 ℓ/分	WL.89時 実測 ℓ/分	WL.89時 予測 ℓ/分
L-1 左岸基礎		0	25	29.6
L-2 左岸堤体		1	7	34.9
L-3 右岸堤体		2	2	41.5
L-4 河床基礎		0	0	16.6
L-5 右岸基礎		0	6	61.7
左岸4号土捨場下端暗渠		約20~50	約50	51.2
右 岸 地 山	L-6 廃坑	0	2	38.9
	正房滝φ100	—	約10	
	正房滝φ100	約10	約50	
	仮排水路内漏水量	—	約40	

注)・予測値はFEM浸透流解析による漏水量で基底漏水量は含まない。
 ・右岸地山予測値は右岸地山全体の量で示している。

右岸堤体L-3は変位なしであるが、右岸基礎L-5には貯水位がTP80mを越えた頃より若干増加が見られる。地山部からの漏水量は、降雨による影響が見られるが貯水に伴う影響が見られない。したがって右岸側からの漏水量は基底漏水量を除くと、漏水量の増加分はFEMの予測程度である。仮排水路内の漏水量は、貯水に伴う影響が見られない。

・河床部：

河床基礎L-4は漏水量ゼロのままである。

尚、間隙水圧で述べるように、湛水により下流側基礎の地下水位も上昇してきているので、今後さらに貯水位が上がれば河床基礎のL-4にも漏水量が生じてくると推測される。

漏水の濁度は常時ゼロであり、堤体の基礎の流亡に関する土粒子による濁りはないが、右岸側の漏水にはL-6（右岸地山廃坑）・L-3（右岸堤体）等において鉄分による褐色の濁りが見られる。漏水のPHは6.4~6.8、水温は12度~14度で安定した値である。

このように各系統とも予測値と同程度かそれ以下の漏水量であり、現在のところ問題ないと考えている。

6. 変形・土圧

本ダムの変形は、表面変位・層別沈下計・岩盤変位計により計測している。試験湛水中の変位増分として許容値の目安は、水平変位・鉛直変位と

も堤高の0.1~0.3%程度の（S51.9月建設省フィルダム研究室「湛水に伴うフィルダムの挙動と安全管理」より）概ね10cmを考えている。

又、土圧は浸透破壊に対する安全上、遮水ゾーンの鉛直土圧が浸透水の間隙水圧より十分大きいことを一つの目安としている。

(1) 表面変位

湛水開始直前~8ヶ月後の変位量と変位の方向について、各観測点をベクトルで表したのが図-14である。（この中で1-1点については、重機によって観測点が移動したため信頼性のない値である。）

観測点の鉛直変位はクリープ的、水平変位は貯水位に対して弾性的に変化しており、全体的にダム中央下部付近に向かって集まるような動き方である。

水平変位について、XY平面図を見ると上流1測線は湛水中に下流側へ1~2cm変位しているが、下流側測線での水平変位は1cm以下である。

鉛直変位について、YZ平面図を見るとダム天端上流側2測線では約4cmの沈下量の増加があるが、下流側測線では2cm以下の沈下量の増加である。

したがって、水平変位・鉛直変位とも現在のところ許容値以内に納まっている。

左右岸地山についても若干の移動が見られるが、履歴図（図-15）を見ると一定の範囲内（約±10mm）で計測値が変位しており、履歴図の移動傾向からして地山全体が変位しているものではない。

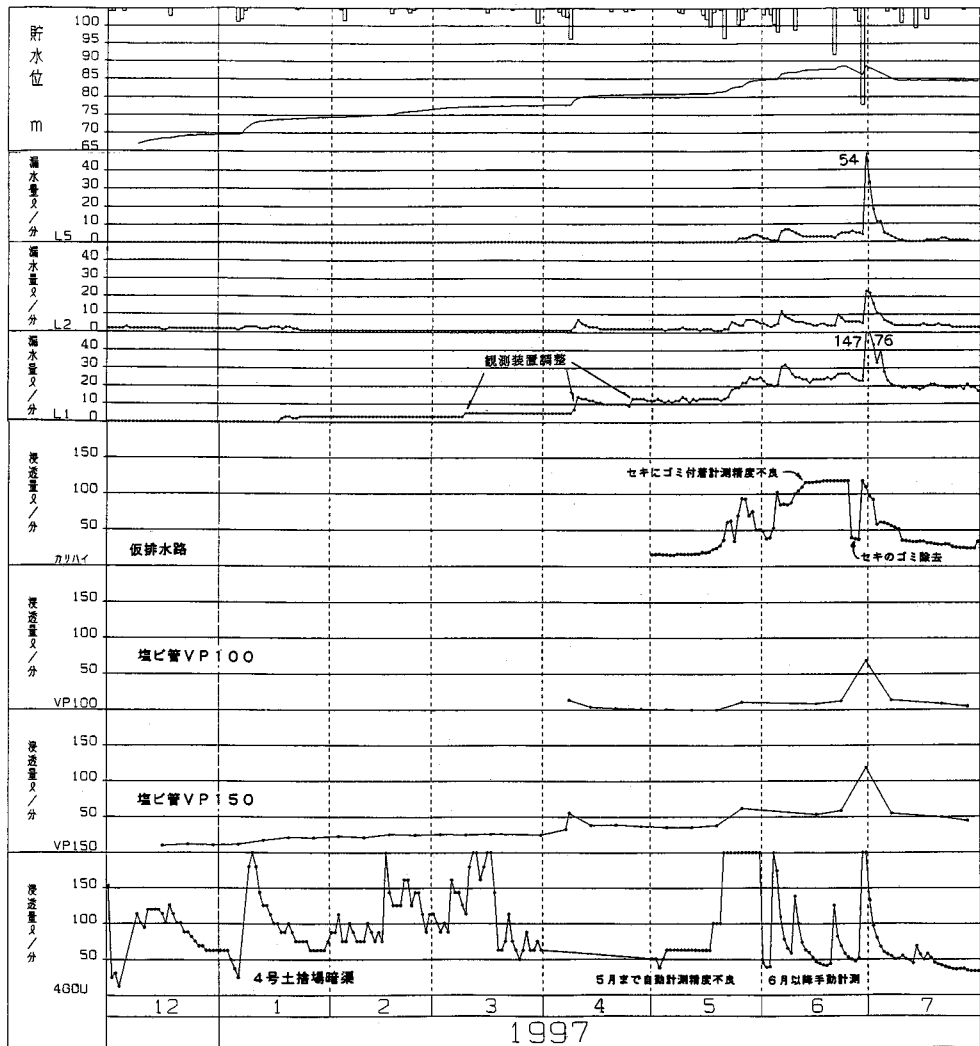


図-13 漏水量・浸透量履歴図

(2) 層別沈下

層別沈下分布図(図-16)を見ると、湛水前('96.6~'96.11)の沈下量はほとんどないが、'96.11~'97.6の沈下量は最大5cm程度であり、築堤中からの圧密的沈下はほぼ収束したが湛水により再度沈下したと判断される。

今回の湛水範囲はTP63~TP88.65mであるが、TP65~TP85m間の各クロスアームの湛水による沈下量の増加は上部に行くほど大きくなっており、各層とも概ね同じ程度の圧縮ひずみの増加があったと推定される。

又、TP85mより上(C-5より上)では分布図が平行移動した形(矢印→で示す。)になっており、

TP85mのクロスアームの沈下量の増加と同程度と考える。したがって今回湛水していない上部区間は、圧縮ひずみの変化はなかったけれども下位が沈下した分だけ全体的に沈下したと推定される。

湛水により遮水ゾーン下部は沈下したのに上部が沈下しないと引張クラックが生じる場合があり浸透破壊に関して危険であるが、今回の沈下状況は間隙水圧計・土圧計の履歴図を見ると急激な変化がなく、この点に関しては現在のところ問題ないと考えている。

しかし、遮水ゾーン中央部分の沈下がやや大きいことから10月からの再湛水にあたっては注意深く監視を進めていきたいと考えている。

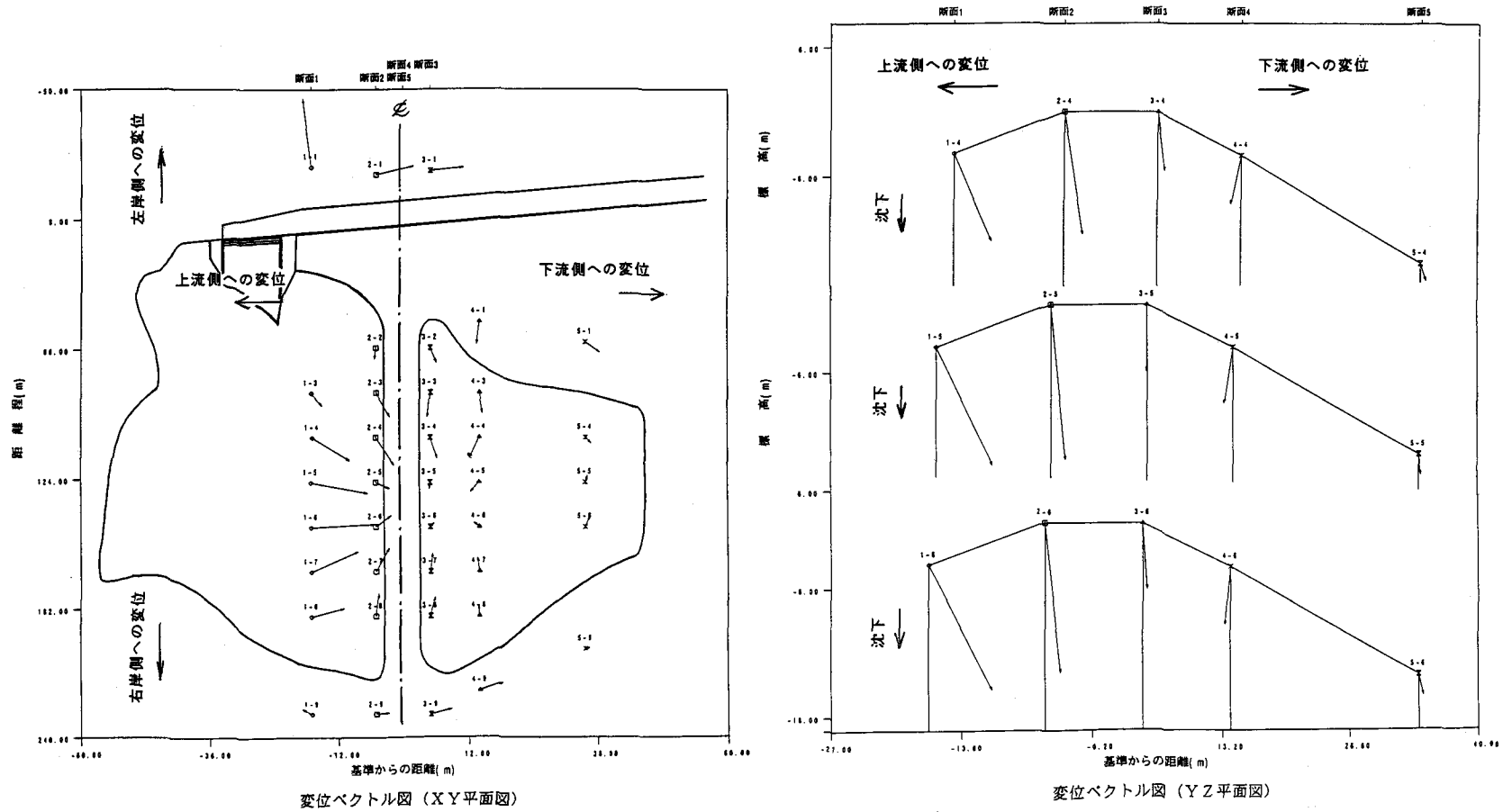


図-14 表面変位ベクトル図

表面変位 (3-1 : 3-9)

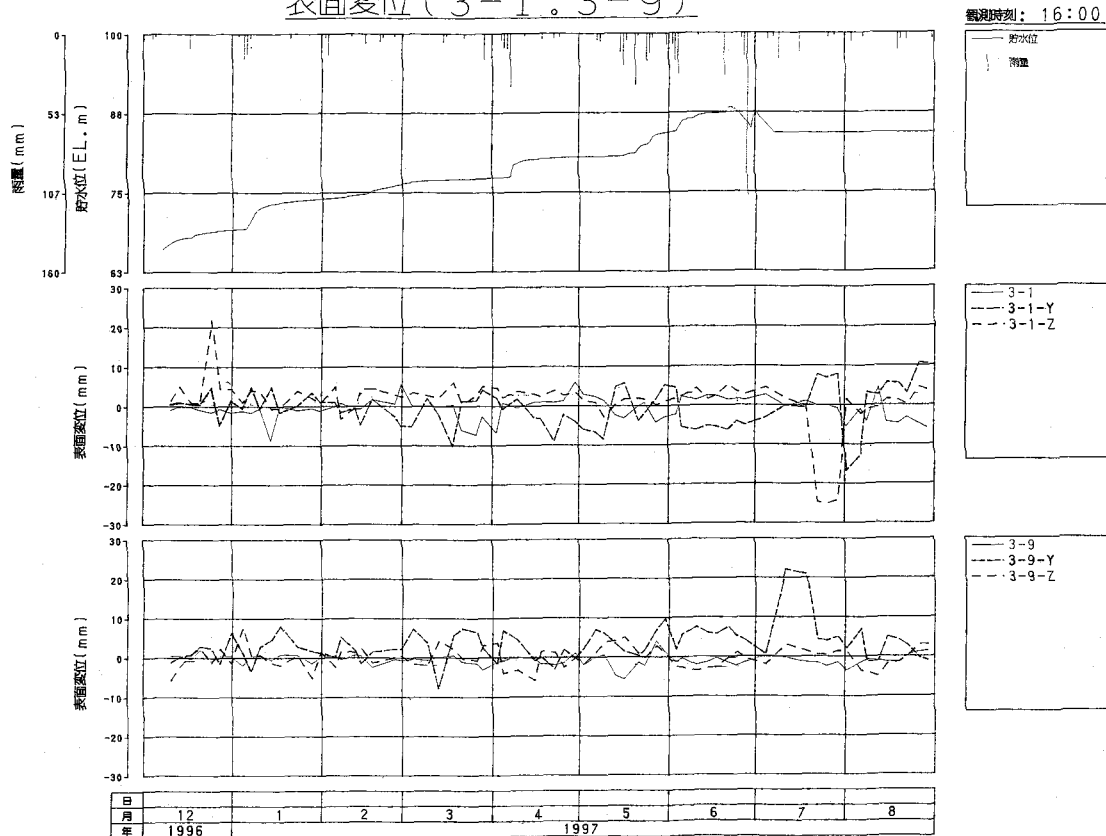


図-15 地山部分の履歴図

(3) 岩盤変位計

岩盤変位計履歴図をみると、F-4断層部において総計で3.5mm程度の沈下量である。NO.7断面では1.7mm程度の沈下量である。(当初の予測では断層部において3cm程度の沈下量を見込んでいた。)

又、貯水位の変化に伴う沈下量には変化が見られないし、後述するように継目計の変化もほとんど見られない。

(4) 土圧

計測土圧を盛土の土中重量・貯水圧100%値と比較すると表-4のとおりである。今回のピーク貯水位時の鉛直土圧は中央部分で5.3kgf/cm²であるが、ピーク時の貯水圧100% (2.86kgf/cm²) より十分大きく、コアの浸透破壊に関しては現在のところ問題ないと判断している。

7. 間隙水圧・浸透水圧

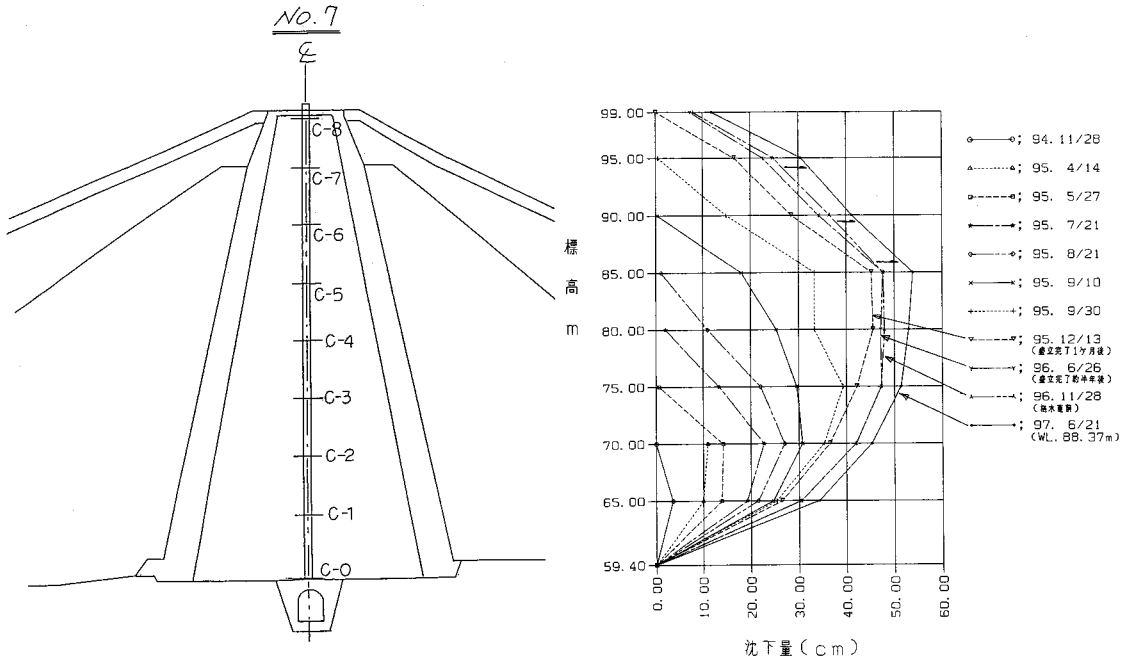
(1) 間隙水圧

間隙水圧分布図(図-17)を見ると湛水により上流側基盤の水頭は当然上昇しているが、下流基盤でも上流側に比べると小さな上昇ではあるが、地下水位が上昇している。

左岸側・河床部では掘削線以上に地下水位が上昇しているのに対して、右岸側では掘削線以下である。これは、左岸部漏水がかなり増加したのに対し右岸部漏水に増加が少ないことと呼応している。

遮水ゾーン内の間隙水圧は図-18に示すとおり、最下部上流側の計器では貯水位上昇に対応して間隙水圧の上昇が見られるが、中央から下流部の計器は間隙水圧の変化が小さく、十分な遮水性を發揮していることが伺える。又、上部に設置した間隙水圧計は施工中の間隙水圧が消散過程にある関係で間隙水圧が減少傾向にあり、高貯水時になって初めて貯水位の影響を受けて間隙水圧が増加に転じている。

基盤内ダム軸上下流について間隙水圧計の動き



(岩盤変位は2mm以下の僅かな変位なので省略した。)

図-16 層別沈下計分布図

表-4 土圧計計測値

計器設置 No.	設置 標高	[土圧目安値] 盛土荷重が 100%発生した 時の土圧 kgf/cm ²	盛立完了直後 '95,11,1計測		湛水開始直前 '96,11,30計測		ピーク貯水位時 WL88.58 '97,6,23計測			満水時 貯水圧 100%
			計測値	目安値と の比	計測値	目安値と の比	計測値	目安値 との比	貯水圧 100%時	
E-1	TP.60	8.52	16.99	199%	17.80	209%	16.20	190%	2.86	3.50
E-2	TP.60	8.52	5.95	70	7.60	89	8.80	103	2.86	3.50
E-3	TP.60	8.52	5.10	60	4.90	58	5.30	62	2.86	3.50
E-4	TP.60	8.52	4.99	59	5.20	61	5.50	65	2.86	3.50
E-5	TP.60	8.52	14.63	172	—	—	—	—	2.86	3.50
E-6	TP.75	5.31	3.41	64	4.40	83	5.10	96	1.36	2.00

※E-5は1月下旬より故障

を比較すると、図-19の通り下流側の間隙水圧計は上流側の間隙水圧計に比べて、貯水位の変動に伴う間隙水圧の変化が小さくカーテングラウトの効果が表れていることがわかる。

(2) 浸透水圧

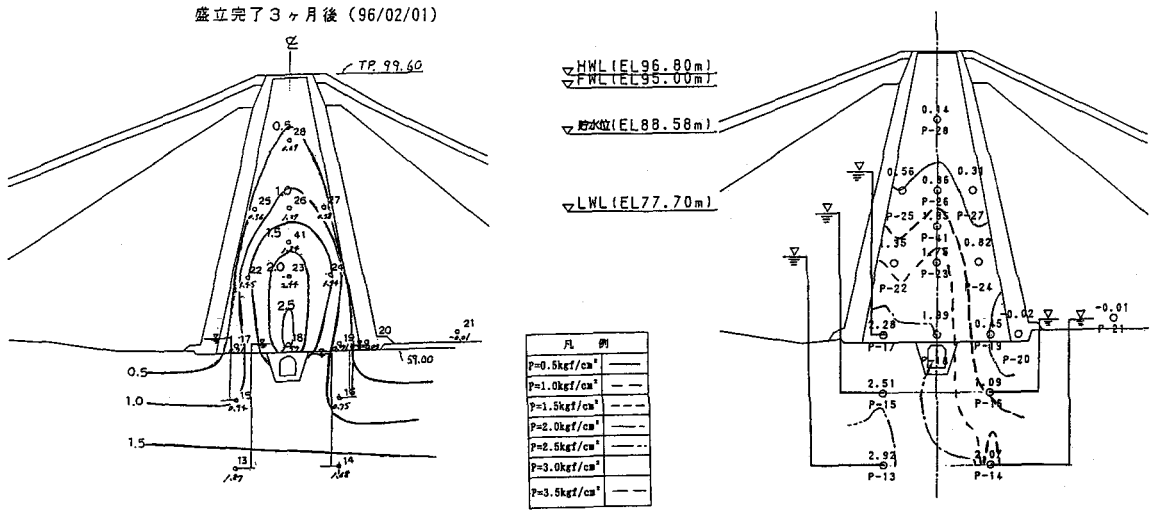
湛水前は河床部のWP-4, WP-5の他は圧力ゼロであり基盤の水位が低いことがわかる。

湛水によって、WP-2が最も貯水位の影響を大

きく表しており貯水位との水頭差にして約60%の水圧発現率である。この部分は、F-4断層部分で置換コンクリート及び断層処理グラウチングを施工したところであるため、他の水圧計と条件が異なり高い圧力が発生していると考えられる。(表-5)

浸透量は、WP-3のみ1.28ℓ/分程度であった。その他の観測孔(WP-1とWP-7以外)はコック

1997年6月23日

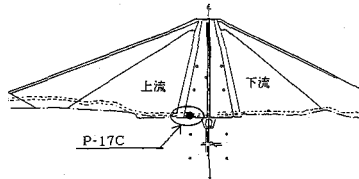
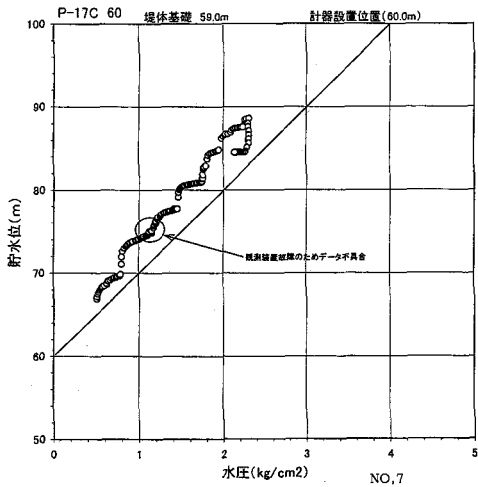


No. 7 断面の間隙水圧分布

注) 图中数値は間隙水圧 (kgf/cm²) 計測値。

図-17 貯水位-間隙水圧計相関図

貯水位-間隙水圧計相関図



貯水位-間隙水圧計相関図

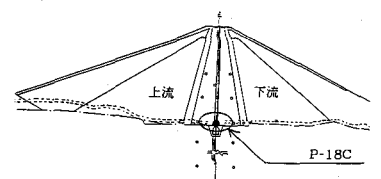
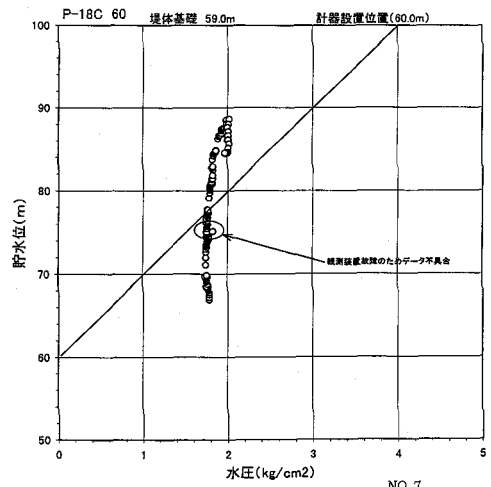
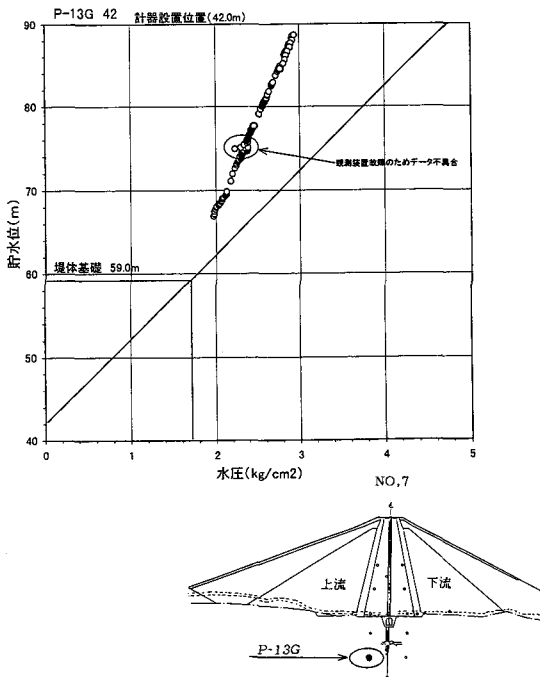


図-18 遮水ゾーン内貯水位-間隙水圧計相関図

貯水位－間隙水圧計相關図



貯水位－間隙水圧計相關図

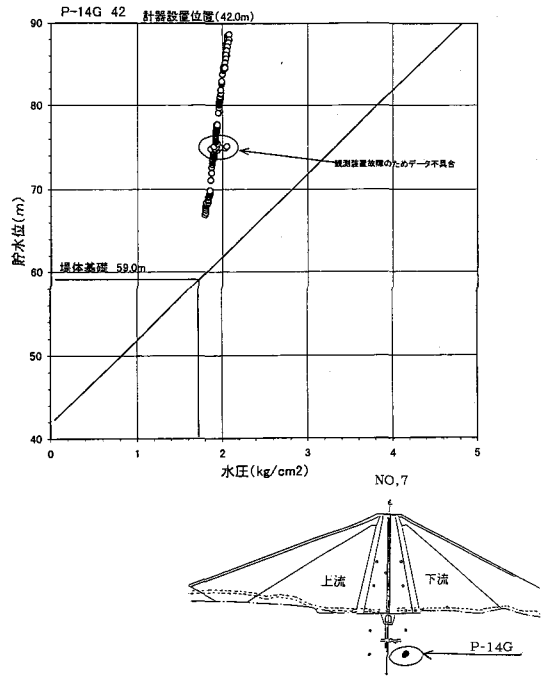


図-19 池盤内貯水位－間隙水圧計相關図

表-5 水量水圧計における水圧発現率 (平成9年7月14日現在)

貯水位 (EL)	WP-1 EL86.807	WP-2 EL75.579	WP-3 EL64.351	WP-4 EL55.270	WP-5 EL57.014	WP-6 EL63.511	WP-7 EL78.224
84.53m	0.0kgf/cm ²	0.53	0.78	0.81	0.66	0.49	0.0
水圧 発現率	0%	59.2	38.7	27.7	24.0	23.3	0

を開いた時のみ水が出るので計測不能であった。
……これはダム技術検討委員会での指導の基に浸透量を測定した。したがって通常は浸透量を測定していない。

8. 地下水位

(1) 左岸側地下水位

①左岸側地下水位

貯水位は6月下旬に一旦、連壁中央部まで湛水したが洪水期を前に迎洪水位まで水位を下げた。迎洪水位は連壁下端部分と同程度の高さである。

(迎洪水位の保持)

連壁の貯水池側の地下水 (7-B-67) は貯水位の影響で同じように動いているが、連壁の地山側の地下水 (7-B-66) も同様に地下水の上昇が見られる。これは、5月下旬～6月にかけての降雨による影響と考えられ、7月下旬以降降水量が減るにしたがい両観測孔の水位差が拡大している。

したがって7月以降の地下水位の動きから、連壁下端部分のグラウトによる改良が良好に行われたことがわかる。

ダム軸付近 (F-2断層部：7-B-72) とその下

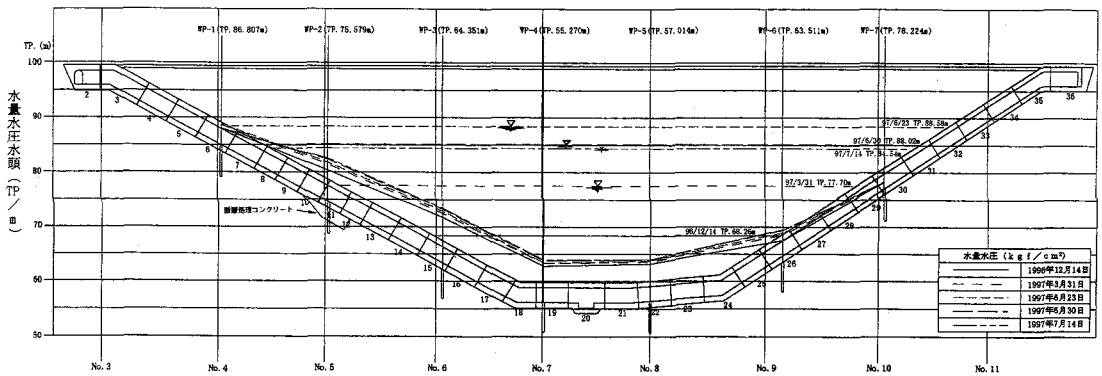


図-20 水量水圧分布図

流の7-B-75にも貯水位の影響による地下水位の上昇が見られる。これについては、FEM計算結果による流況予測からして連壁付近からの漏水ではなくダム軸の主カーテングラウトを通しての漏水によるものと推定される。

いずれにしても、浸透水の浸出部である4号土捨場暗渠部・左岸地山漏水L-1・堤体左岸漏水L-2はFEM予測の範囲内の漏水量である。

このように左岸側の地下水位は、自動計測・手動計測とも貯水位の影響を受けている所が多いが、

- ・浸出部である下流端での漏水量が予測の範囲以内であること。
- ・貯水池側にある観測孔（7-B-67）以外は貯水位の変動に比べて地下水の上昇割合が鈍いこと。

以上から、現在のところ安全であると判断している。しかし10月以降の再湛水によって地下水の

動向をみて左岸側の地下水については再度安全性の評価を行う考えである。

②左右衛門沢地下水位

この地下水位は今回の貯水位範囲より高く、現在のところ地下水位の変化は生じていないため10月以降の湛水によって確認を行うこととする。

(2) 右岸側地下水位

①右岸側地下水位

ダム下流の7-B-79・7-B-78・7-B-77の地下水観測孔において貯水位の影響が見られる。これはカーテングラウトを通しての漏水と考えられるが、地下水位の上昇割合は貯水位の上昇に比べて僅かであることから問題ないと判断している。

②右岸リム部地下水位

右岸リム部については図-22に示すとおり地下水位が貯水位より全体的に高いため、貯水に伴う地下水の変化は生じていない。59-B-13・59-B-15・

61-B-48等堤体下流の地下水位は、貯水の影響が見られないので迂回浸透は生じていないと考えている。

9. その他

(1) 監査廊の状況

継目計・鉄筋計の計測値を表-6, 表-7に示す。

継目計は季節的な温度変化により計算上0.5mm程度変動するが、今回の湛水中における変動はこの範囲内である。

鉄筋計は監査廊打設後の温度応力で19ブロック・24ブロックの内空アーチ部に約900kgf/cm² (許容値は300kgf/cm²) の大きな引張応力が生じたが、湛水によって若干緩和されてきている。又、ヘアークラックからの漏水も見られない。

(2) 地震

湛水開始から8ヶ月間に4回の地震が観測され

た。(全て震度1~2相当である。)

層別沈下計履歴図, 間隙水圧計履歴図, 土圧計履歴図から地震前後における大きな変化は見られない。

(3) 貯水池周辺等

湛水に伴う地山の崩壊・段差・亀裂・植生の変化等はなく、異常は見られない。

10. 終わりに

相川ダムの試験湛水について中間時点ではあるが、安全性について評価を行い、紙面の都合上代表的な図表を用いて報告した。幸い、現在のところ異常をきたすような状況は見受けられず順調な試験湛水の実施で推移してきていると思慮される。

ダムの築造にあたっては、品質管理・施工管理について十分な注意と厳重な管理を行いながら進めてきたが、最終的な安全性の評価は実際に湛水を行い地震を経験してからになると考えている。

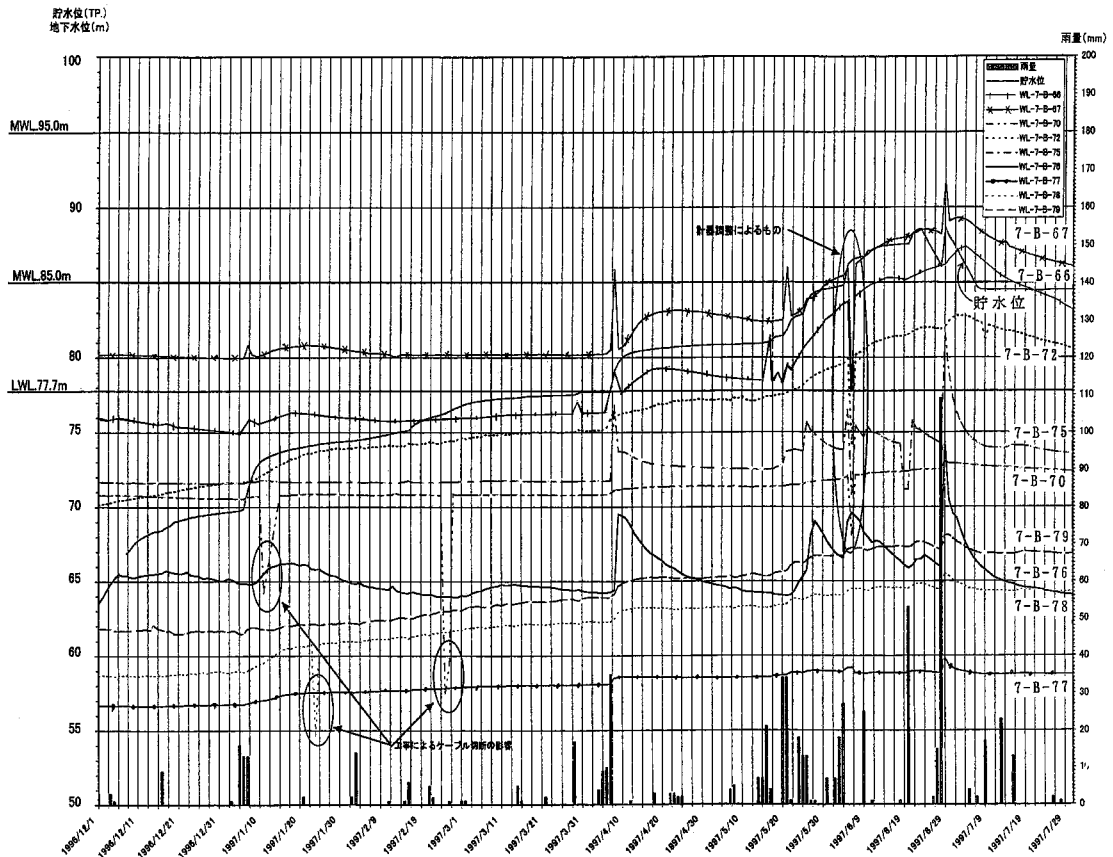


図-21 地下水位 (自動計測)

貯水位 (F-3)
地下水位 (m)

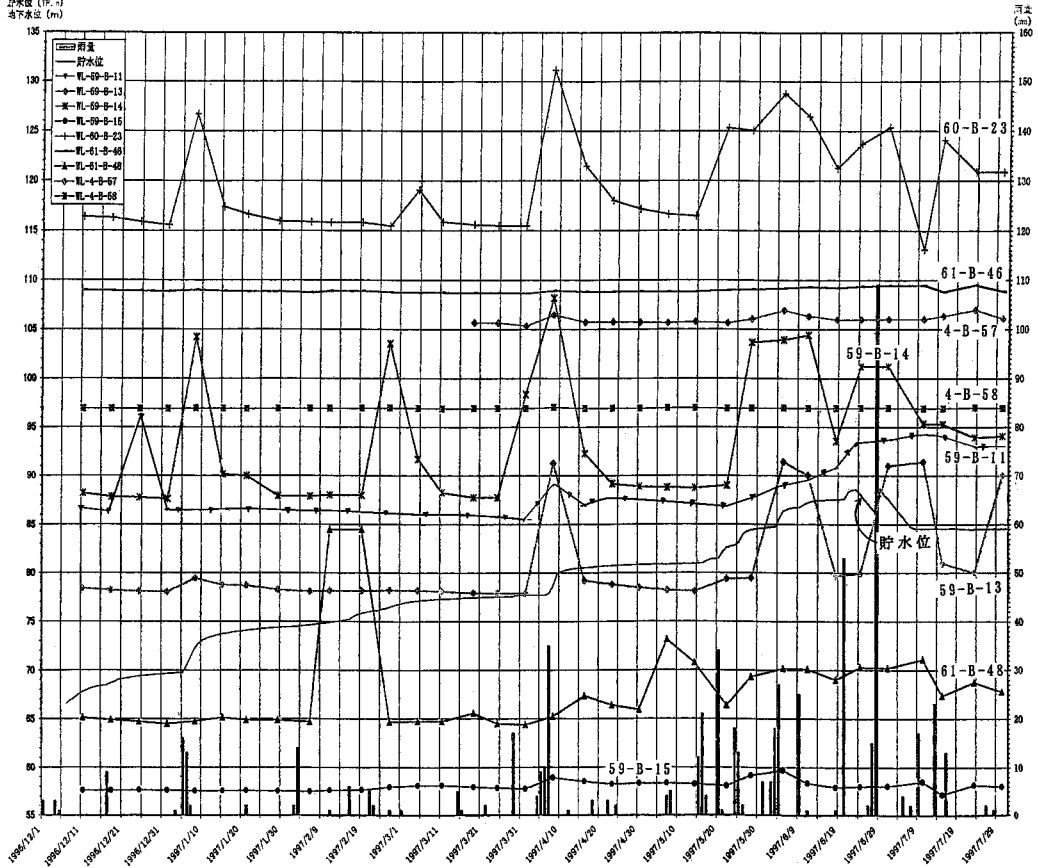


図-22 地下水位 (右岸リム部)

表-6 継目変位一覧表

(単位: mm)

計器名	'95,11,30 完成直後	'96, 7,31 湛水前夏	'96,11,30 湛水直前 ①	'97, 6,23 WL 88.58 ピーク貯水	'97, 7,31 WL 84.53 ② 迎洪水	変化量 ②-①	備 考
J 2-X 9B	-0.32	-0.50	-0.30	-0.18	-0.21	0.09	F-4断層部
J 2-Y 9B	-0.52	-0.48	-0.23	-0.21	-0.23	0.00	〃
J 5-X17B	2.23	2.73	3.00	3.45	3.53	0.53	河床屈曲部
J 5-Y17B	0.58	0.78	0.85	0.85	0.86	0.01	〃
J 7-X20B	1.33	1.74	1.81	2.16	2.27	0.46	河床部
J 7-Y20B	-0.21	-0.21	-0.07	-0.07	-0.09	-0.02	〃
J10-X32B	0.17	0.05	0.67	0.77	0.71	0.04	右岸弱層部
J10-Y32B	0.47	0.77	1.39	1.75	1.82	0.43	〃

注) Xは継目の開口成分 (mm), Yは継目の鉛直ズレ成分 (mm)

表-7 鉄筋応力一覧表

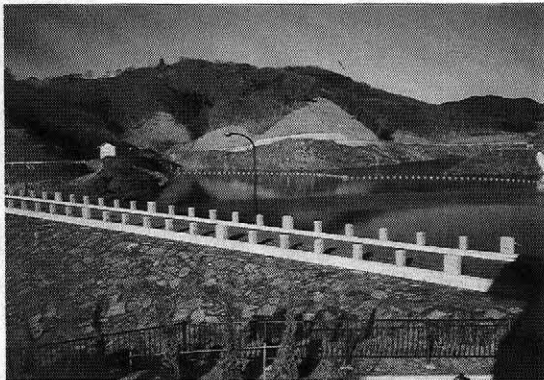
(単位: kgf/cm²)

計器名	'95,11,30 完成直後	'96, 7,31 湛水前夏	'96,11,30 湛水直前 ①	'97, 6,23 WL 88.58 ピーク貯水	'97, 7,31 WL 84.53 ② 迎洪水	変化量 ②-①	備考
I2-3 19B	-682	-699	-721	-730	-727	-6	側壁部(内側)
I2-4 19B	-655	-644	-654	-668	-670	-16	" (外側)
I2-5 19B	902	963	962	889	874	-88	内空アーチ部
I4-7 24B	915	825	968	760	662	-306	"

注) -は圧縮応力, +は引張応力

表-8 観測加速度

地震発生日	貯水位	最大加速度 (天端部分)	最大加速度 (河床部分)
'97,1,23	TP 74.09m	13.6gal	1.9gal
'97,2,20	TP 75.78m	29.9gal	5.0gal
'97,4,14	TP 80.40m	7.6gal	2.6gal
'97,5,12	TP 80.91m	12.3gal	1.8gal



(左岸より)



(右岸より)

試験湛水中の相川ダム

したがって、10月以降の最高水位を経験する再湛水にあたっては、今まで以上に注意を払いながら監視していく所存である。

又、この試験湛水報告が同じように試験湛水を実施する地区並びにこれから試験湛水を実施する地区の参考となれば幸いである。

尚、この報告をまとめるにあたりダム技術検討委員会(委員長:長谷川高士京都大学教授)の諸先生方をはじめ、各コンサルタント会社の関係各位から御指導並びに貴重なる御意見、御協力を賜りましたことをこの場を借りて御礼申し上げます。

「排水路の暗渠化」計画における留意事項

五位野 操*
(Misao GOINO)

目 次

1. はじめに	60	6. 管排水路の土砂等の掃流機能	62
2. 調査地区の概要	60	7. 水田の貯留効果	65
3. 管排水路の構造	60	8. 今後他地区での計画・設計上の留意事項	66
4. 管排水路に伴う農道ターン方式の効果	61	9. おわりに	67
5. 管排水路の流量観測結果と流下能力	62		

1. はじめに

「小排水路の暗渠化」は、水路用地を農道や畦畔敷地として利用することにより潰れ地が減少し、除草面積の減少や排水路の浚渫など維持管理労力が軽減する(図-1参照)。農業機械のほ場内ターン方式から農道ターン方式とすることで区画の拡大が容易となり作業効率の向上に繋がる。一方では土砂や浮遊物の流入による管路内の通水障害などが懸念される。そこで、小排水路を暗渠化した場合の作業機械効率の向上や土砂の流入・掃流効果等について、2つの実施地区において調査・検討したので報告する。

2. 調査地区の概要

調査を行なった大面及び頸城南川地区は、ほ場整備関連新技術導入促進事業(農林水産省の県営補助事業)により施工した地区で、調査対象水路

は大面地区は平成3年度に、頸城南川地区は5年度に施工したものである。

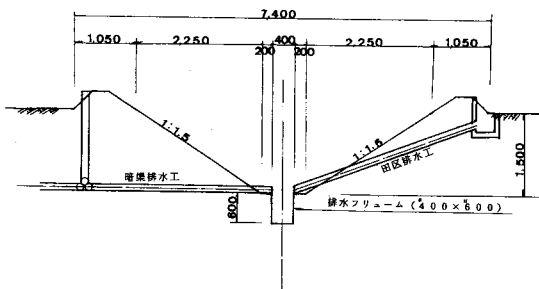
両地区とも「排水路の暗渠化」による先進的技術導入を採択されたもので、頸城南川地区は農道ターン方式を取り入れている。

両地区の位置は図-2に示すとおりで、大面地区の主傾斜はおおむね1/500、田面標高は10~16m、頸城南川地区の主傾斜はおおむね1/700、田面標高は3~9mで両地区とも低湿重粘土地帯である。

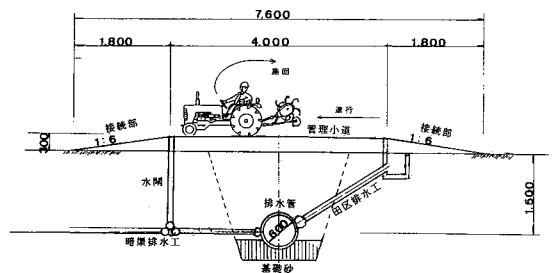
3. 管排水路の構造

調査した大面地区及び頸城南川地区とも長辺125m×短辺30~80mの耕区の排水小溝で、大面地区の管路敷地は農道として利用し、頸城南川地区は農道ターン方式として道路敷地内に埋設している。

大面地区の管路設計は「下水道施設設計指針と



開水路構造 (従来型)



管排水路構造 (新技術)

図-1 開水路と管排水路の土地利用形態の変化

解説]に基づいており、最小管径は250mm、流量余裕で20%を見込んで断面設定されている。また、両地区とも等流計算により断面決定し、洪水時の平均流速が0.6m/s以上となるように設計されている。水路の構造及び設計諸元は図-3及び表-1のとおりである。

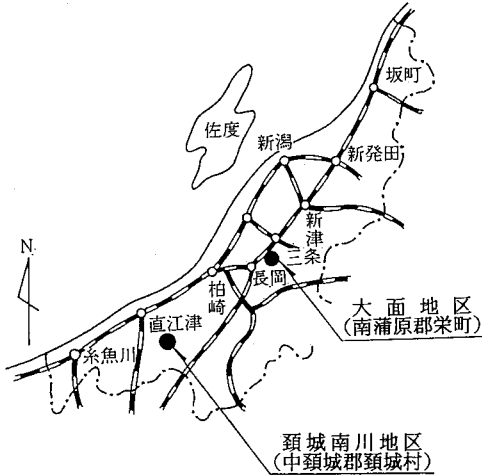


図-2 調査地区位置図

4. 管排水路に伴う農道ターン方式の効果

「農道ターン方式」を導入することによる効果は次の3つが考えられる。

- ①防除などの中間管理作業に乗用管理機の導入が容易となり、重労働の回避と作業効率の向上に伴う省力化が図られる。
- ②作業機械が道路上で旋回することにより、枕地での作物の踏み倒しや耕土の掘り荒らしが少なくなり、機械導入によるコスト低減が図られる。
- ③区画間の連続作業が可能となることで、農地集積や流動化が促進するほか畦畔や水管理が容易となる。

作業機械能率調査結果

頸城南川地区で、農道ターン方式(図-4参照)における作業機械の効率調査を行った。その結果、表-2のように1haあたりの作業時間は、耕うん作業で17%、移植作業では34%と新潟県の標準作業時間を上回った。また、参考値であるが、追肥・防除作業においても31~42分で1haの作業が完

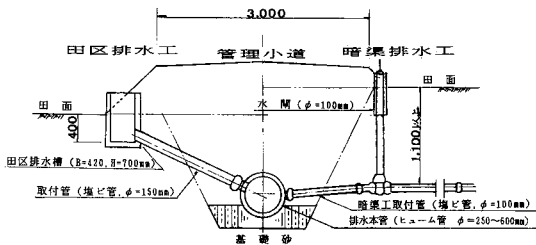


図-3 大面地区 (第20号) 断面図

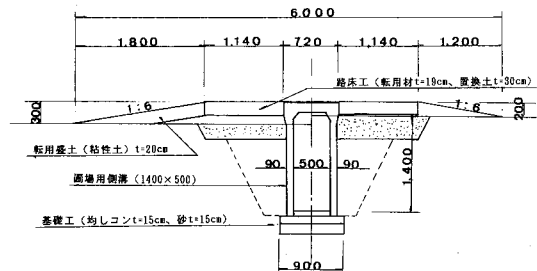


図-4 頸城南川地区 (第5-1号) 断面図

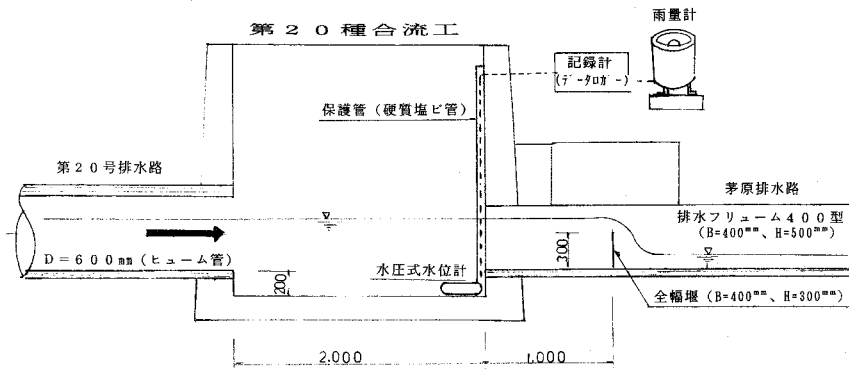
表-1 調査水路の設計諸元

地区及び水路名	大面 (第20号排水路)	頸城南川 (第5-1号排水路)
水路構造	ヒューム管 (φ600mm)	可変側溝 (HS-1400×500mm)
縦断勾配	1/490	1/1000
流域面積	13.15ha	8.23ha
水路延長	725.6m	439.6m
設計洪水量	0.218m ³ /s	0.126m ³ /s
流出率	80%	80%
日雨量 (1/10)	146.4mm/day	135.3mm/day
単位排水量 (1/10)	0.0166m ³ /s/ha	0.0153m ³ /s/ha

表一 2 農道ターン方式と標準値の1haあたり作業時間の比較

作業名	農道ターン方式		県標準値	
	作業条件	作業時間	作業条件	作業時間
耕うん	トラクター29PS, B=1.7m	262分	トラクター30PS, B=1.6m	316分
移植	乗用6条植え, 11PS	172分	乗用6条植え	261分
防除	乗用管理機, B=10m	31分	—	—
追肥	乗用管理機, B=10m	42分	—	—
収穫	コンバイン3条刈, B=0.9m	391分	コンバイン3条刈, B=0.9m	631分

備考 1) 農道ターンの作業効率調査は、平成7年度に行ったものである。
 調査圃は、長辺125m、短辺80mの1ha区画で、管理小道乗越えによる2区画連続作業で行った。
 2) 標準値は、新潟県「特定高性能農業機械導入計画（H7）」によった。



図一 5 流量・土砂量観測施設

了したことは農道ターン方式による効果が立証されたことになる。

5. 管排水路の流量観測結果と流下能力

大面地区の第20号排水路の流出形態を調査するため、管路出口の開水路に全幅堰(B=0.4m, H=0.3m)を設置し、堰の越流水深を自記水位計により1時間間隔で記録した。

水位記録データをJISB8302(石原・井田公式)により流量に換算した(図一5, 表一3, 表一4)。

かんがい期の流出率は41%, 非かんがい期は66%であった。流出率がかんがい期において25%低かったことは、水田の貯留機能によるものと思われる。なお、管路内に通水がなかった割合は約10%と少なく、ほとんど流水があったことを示す(表一3・4参照)。

平成7年7月16日23時に大面地区の最大流出量が観測された。その流出量は $Q=0.470\text{m}^3/\text{s}$ (計画

流出量 $Q=0.218\text{m}^3/\text{s}$ (1/10確率流量))の216%の流量に相当する。(図一6参照)。なお、同日の24時間降雨量は141.5mm(ほぼ1/10確率降水量)であったが、地区内に湛水は生じなかった。

計画流量の約2倍の流量が流下した現象は、管路内が満流で、かつ水圧作用が働いたものと思われる。

6. 管水路の土砂等の掃流機能

水路構造の異なる大面地区(管水路)と頸城南川地区(矩形水路)の管水路の末端吐出口に、土砂採取柵を設置して土砂等の流出量と粒径を調査した結果、ほ場整備の事前調査では観測されなかった粒径2mm以上の採石が確認された(表一5・6, 図一7・8参照)。

土砂等の流出量は、大面地区が $0.0777\text{l}/\text{ha}/\text{day}$, 頸城南川地区は $0.208\text{l}/\text{ha}/\text{day}$ であった。粒度分布は大面地区は2mmまでの粒径が95.8%,

表一 3 大面地区第20号排水路の降雨・流出量

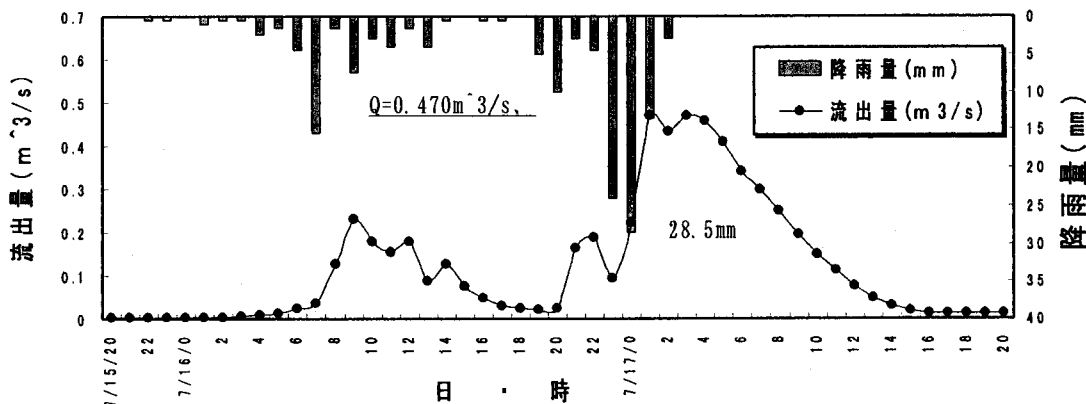
期 間	日数	降水量 (mm)	降雨量 (m ³)	給水量 (m ³)	流出量 (m ³)	流出率 (%)
4月27日～4月30日	4	0	0	37,830	11,742	41.0
5月1日～5月31日	31	47.0	6,181	56,661	21,462	
6月1日～6月30日	30	87.0	11,441	44,320	22,239	
7月1日～7月31日	31	514.0	67,591	42,543	36,754	
8月1日～8月31日	31	353.5	46,485		36,028	
9月1日～9月30日	30	84.0	11,046	0	17,064	65.9
10月1日～10月31日	31	90.0	11,835	0	13,262	
11月1日～11月30日	30	238.0	31,297	0	37,895	
12月1日～12月6日	6	0	0	0	14,005	
計	224	1,413.5	185,875	181,350	210,453	57.31

- 備考 1) 本データは平成7年度に観測したものである。
 2) 降雨量=降水量×13.15ha (131,150m³)
 3) 流出率= ((流出量÷(降雨量+給水量))×100 (%)

表一 4 大面地区第20号排水路の平均管内流速の割合

流 速	0m/s	～0.286	～0.303	～0.334	～0.363	～0.525	～0.680	～0.914	～1.064	1.073～
時 間	639	277	214	804	1909	1735	250	106	45	45
割合(%)	10.6	4.6	3.6	13.3	31.7	28.8	4.2	1.8	0.7	0.7
同 累 計	10.6	15.2	18.8	32.1	63.8	92.6	96.8	98.6	99.3	100.0

- 備考 1) 本データは平成7年度に観測したものである。
 2) 管内の平均流速は、新潟県農地部技術計算システム (JD3540, マニングの式) により、流出量から算出した。(計算条件: ヒューム管, φ=600mm, n=0.013, I=1/490)
 3) 平均流速の割合は、調査日数251日 (6,024時間) に対する率を表す。



図一 6 大面地区の降雨量と流出量の関係 (平成7年度)

頸城南川地区は95.1%で、両地区とも最大寸法は9.52mmであった。

頸城南川地区の流出量が大きかったことは、農

道ターン法面が施工直後で未固結状態のため、農業機械の昇降によって掘り起こされた土砂等が直接排水口に流入したものと推定される。

土粒子の掃流可能流速を検証するため、平成7年度に新潟大学農学部豊田教授の指導を得て水理実験を行った。使用した土砂粒径は0.105~9.52mmと混合、口径200・400mmのコンクリート及び塩ビの半円管を用いて42とおりの異なる条件で掃流実験を行った。その結果、図-9のとおり土砂の粒径と掃流可能流速の相関関係は少なかった。

水理実験の掃流可能流速と岩垣式による限界摩擦速度から掃流流速を求めた(表-7)。

一般に水田の土壌組成は表-5程度だとすると、

概ね0.5m/s以上の流速があれば管水路における土砂等の堆積は起こらないものと思われる。(詳細は平成8年度農業土木学会大会講演要旨集、P308を参照願います)

土地改良設計基準「頭首工」P185、表-3.2.28のSchaffernakの実験によると、土砂の粒径(d)と流速(v)の関係は表-8のとおりである。

表-4から掃流効果が期待できる流速0.334m/s以上の割合が約68%あった。このことは、土砂の堆積が起こりにくい状態にあったことを示す

表-5 事前調査時の土粒子の粒径組成 (表土) (単位: %)

地区名	礫	粗砂	細砂	砂計	シルト	粘土	仮比重	真比重
大面地区	0.0	1.0	36.8	37.8	32.0	30.2	0.997	2.54
頸城南川地区	0.0	1.2	25.4	26.6	36.0	37.4	0.940	2.40

※礫: 粒径2mm以上, 粗砂: 粒径2~0.2mm, 細砂: 粒径0.2~0.02mm, シルト: 粒径0.02~0.002mm, 粘土: 粒径0.002mm以下を表す。

表-6 降雨量と流出物の量

大面地区 (平成7年度)			頸城南川地区 (平成8年度)		
観測期間	降雨量(mm)	採取量(ℓ)	観測期間	降雨量(mm)	採取量(ℓ)
4/27~5/17	26.0	19.9	3/25~5/2	137.5	112.0
5/18~6/3	22.5	4.4	5/3~6/5	94.5	112.0
6/4~7/7	142.5	56.2	6/6~7/2	207.5	44.0
7/8~8/8	577.5	63.2	7/3~8/6	144.5	34.0
8/9~9/8	254.5	19.0	8/7~9/11	161.5	16.0
9/9~10/11	105.5	46.7	9/12~10/14	82.0	32.0
10/12~11/4	178.0	3.6			
11/5~12/6	112.0	18.0			
計(224日)	1,418.5	231.0	計(204日)	827.5	350.0

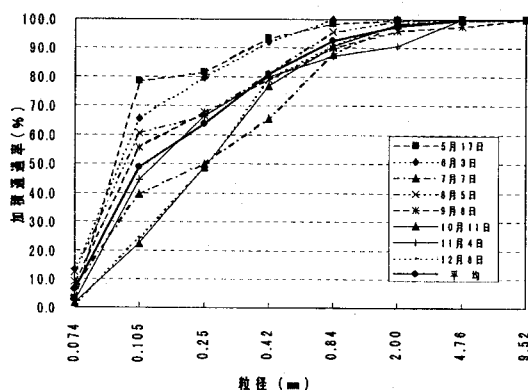


図-7 粒度加積曲線 (H7, 大面)

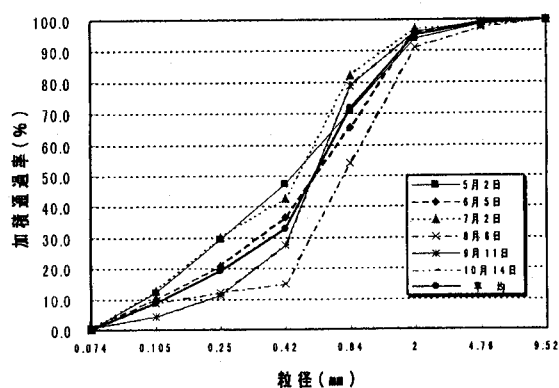
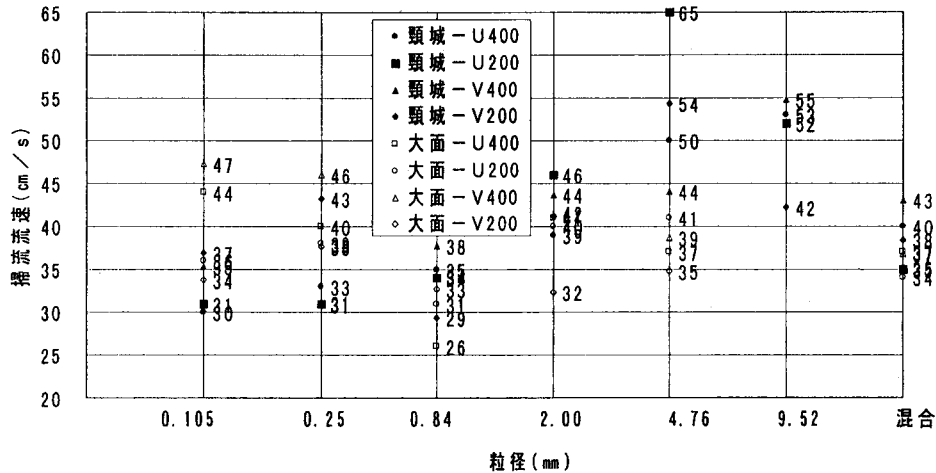


図-8 粒度加積曲線 (H8, 頸城南川)



図一 9 水理実験による掃流流速

表一 7 実験値と岩垣式の限界摩擦速度時の流速

粒径 (mm)	限界摩擦速度 (m/s)		重力加速度 (m/s ²)	粗度係数	勾配	流速 (m/s)	
	岩垣式	実験値				岩垣式	実験値
0.25	0.0155	0.0231	9.8	0.013	1/500	0.182	0.311
0.84	0.0201	0.0191	9.8	0.013	1/500	0.259	0.241
2.00	0.0331	0.0244	9.8	0.013	1/500	0.503	0.335
4.75	0.0582	0.0266	9.8	0.013	1/500	1.066	0.376
9.52	0.0822	0.0319	9.8	0.013	1/500	1.693	0.480

表一 8 Schaffernakの実験値 (単位: m/s)

粒径 (dcm)	0.5	1.0	2.0	4.0	6.0
粒が動き始める流速	0.35	0.75	1.30	1.70	1.80
粒が運動を続き得る流速	0.28	0.50	0.85	1.15	1.26
粒が運動を停止する流速	0.20	0.40	0.62	0.87	0.98

もので、その推定は、マンホール内の土砂の堆積調査において、堆積物を見受けられなかったことから裏付けられた。

7. 水田の貯留効果

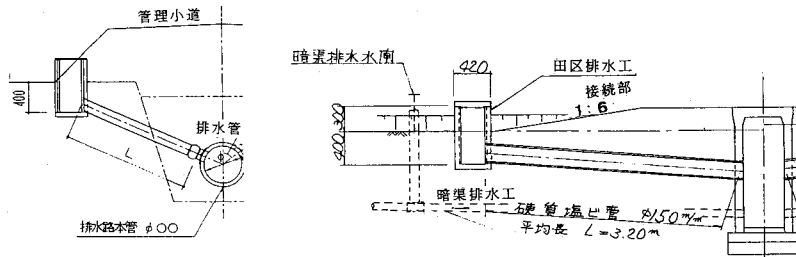
調査の対象耕区は50a区画(長辺125m, 短辺40m)で、鉄筋コンクリート二次製品の田区排水工(排水幅0.34m)が1ヶ所設置されており、その位置及び構造は図一10のとおりである。大面地区は管理道路側に設置されているが、頸城南川地区は農道ターン構造を採用していることから畦畔に

設置されている。

大面地区で平成8年7月22~23日にかけて59.5mmの降雨が観測され、その時の田面水位の変化及び排水量は図一11のとおりであった。

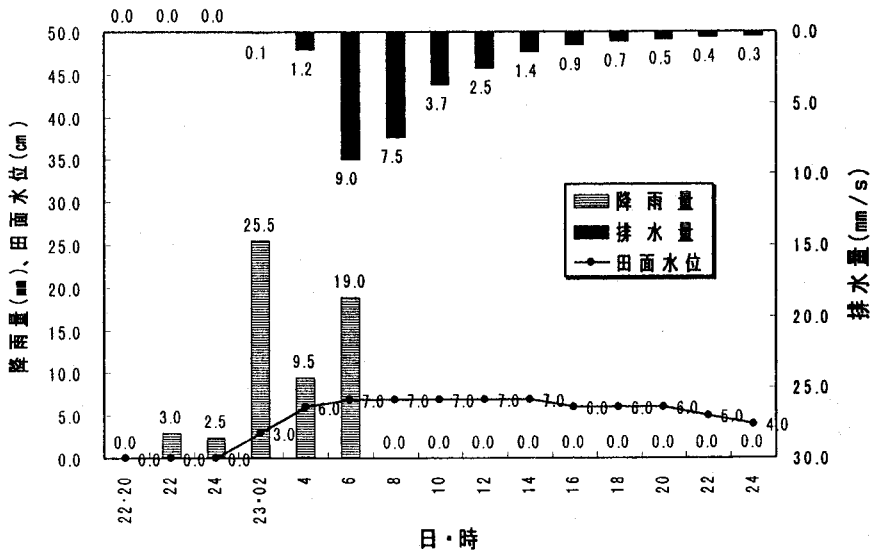
降雨後の水田からの流出形態は、降雨開始から4時間遅れて排水が始まり、ピーク降雨から4時間遅れて最大排水量が観測され、降雨から流出までの湛水深は3cmで、一時湛水量は270m²程度と推定される。

計算から、水田1枚あたりの降水量は2,975m²、排水量は1,410m²と推定され、流出率は47.4%であ



大面地区 頸城南川地区

図一10 田区排水工の設置位置と構造の比較



図一11 大面地区の降雨量と田面水位・排水量の関係 (平成8年7月)

った。当日は、落水期間と前日までの早天のため表土が乾燥状態にあったこと等を考慮しても、水田の洪水調節機能は相当見込めるものと思われる。

8. 今後他地区での計画・設計上の留意事項

本調査結果から排水路を「暗渠化」する場合の参考となる三つの発見があった。一つは、洪水時に設計の約2倍の流量が流下した事実から、管路の末端水路が整備されている条件下では、通水断面計算は満流時を想定して不等流計算で断面決定できないかということである。このことにより、低平水田地帯の管路化の採用条件が緩和される。しかし、流入する塵埃量や土砂粒径等とも密接な関係があるので、設計にあたっては現況調査や詳細な検討が必要である。

二つは、本地区の管排水路に土砂等が堆積しな

かった事実や、土砂の掃流実験結果から、流速と掃流される土砂等の粒径は必ずしも正比例でないということである。通常の管理が行われている管水路では、0.5m/s程度の流速があれば、粒径2mm程度の土砂等は掃流可能であるということである。このことから、掃流可能流速が期待できない水路にあっては、設計に当たって土砂を沈澱させる等の対策流速が期待できない水路にあっては、設計に当たって土砂を沈澱させる等の対策を構ることにより、緩勾配地帯での小排水路の管路化が可能と思われる。

三つは、50a区画水田でピーク降雨から4時間程度遅れて流出が観測された事実である。このことから、流域面積10ha程度の排水路の暗渠化計画においては、畦畔高にもよるが約50%程度の流量調節機能が見込めることになる。

以上、現地調査結果及び実験の限りであるが一定の技術的成果を得たと思う。今後、排水路を暗渠化することによる利点は多く、特に低平地農民からの要望が強いことを鑑み、技術的研鑽を重ねてゆきたい。

9. おわりに

本研究は、新潟県農地部からの「新技術導入検討調査」内容を取りまとめたものである。とりまじめに際して新潟県農地部および新潟県農業試験場の担当者から貴重な御意見・資料の提供を得ましたことに対し厚く御礼申し上げます。

電業社ポンプ。



茨城県農地部農業用水機場
1,000ℓ PF-GM逆流ポンプ



株式会社 電業社機械製作所

本社 東京都大田区大森北1丁目5番1号
大森東京海上ビルディング
電話 東京(3298) 5115
支店 大阪・名古屋・九州・東北・中国四国
北海道・静岡
営業所 横浜・千葉・三重・岡山・高松・沖縄

トンネル掘削の補助工法について

——薬液注入による地山補強の施工例——

大 坪 義 昭*
(Yoshiaki OHTSUBO)

進 藤 建 夫**
(Takeo SHINDOU)

鎌 田 重 孝***
(Jukou KAMADA)

湊 正 喜****
(Seiki MINATO)

目 次

I. はじめに	68	IV. 仮排水トンネルの設計 (北川層への対処)	70
II. 小田ダム事業の概要	68	V. 仮排水トンネルの施工	72
III. 仮排水トンネルの地形地質概要	69	VI. むすび	76

I. はじめに

小田ダムは、国営迫川上流（二期）事業として北上川水系長崎川に建設される、堤体積約123万^mの中心遮水型ロックフィルダムであり、その基盤は先例の少ない泥岩である。ダム工事は築堤工事に先立ち、水源とする長崎川の切廻し工事を施工することから始まり、その水路は、約550mのトンネルと180mの開水路からなる。トンネルの一部区間は水を含むと極端に緩みやすいシルト岩、浮石質凝灰岩が層をなし、ダムに近接するトンネルの建設においてダムの止水性を損なう地山の緩みや、水みちの形成を極力防止するよう設計・施工のうえで特別な配慮が必要とされた。本報告は、低固結合水地山における仮排水トンネルの設計と施工の特徴について報告するものである。なお、仮排水路工は平成6年3月に着手し、補助工法に薬液注入工法を採用し、平成9年2月に通水している。

II. 小田ダム事業の概要

図-1位置図に示すとおり、この事業の受益地は、宮城県栗原郡及び登米郡にまたがる築館町外7町並びに岩手県西磐井郡花泉町に展開する水田約10,870haの農業地域である。主な水源は、北上川水系迫川及びその支川の二迫川、三迫川並びに花山ダム（迫川）、栗駒ダム（三迫川）に依存しているが、河川の自流量が乏しいため、排水河川の堰上げ及び強力な番水制の実施により、かろうじ

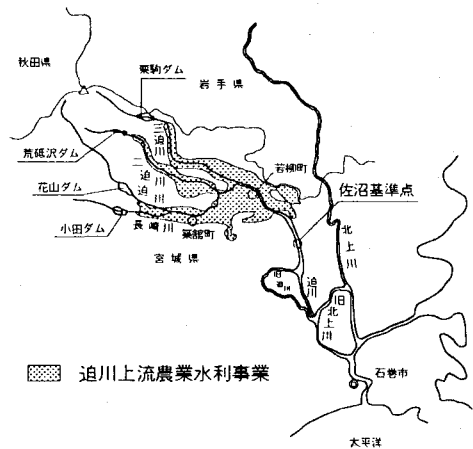


図-1 小田ダム位置図

て用水不足に対処しており、恒常的な水不足を呈している状況にある。取水施設は藩制時代の施設であり、老朽化が著しく小規模な施設が多いため、維持管理に多大な苦勞と費用を要している。また、ほ場区画は未整備、小区画が大部分を占め、地区下流部は湿田ないし半湿田状態にある。このため、国営迫川上流事業では、取水施設の統廃合及び旧水路の改修等により、用水の合理的配分を行い、二迫川に築造する荒砥沢ダム、国営迫川上流（二期）事業で長崎川に築造する小田ダムにより、用水の安定供給を行う。併せて、その他関連事業により、末端用排水路の整備、区画整理等の基盤整備を実施し、大型機械の導入を促進し、農業経営

*財団法人日本農業土木総合研究所

**東北農政局男鹿東部農地防災事業所

***東北農政局新安積農業水利事業建設所（元東北農政局山王海鹿妻農業水利事業所）

****東北農政局胆沢嶺ヶ石農業水利事業所（元東北農政局迫川農業水利事業所）

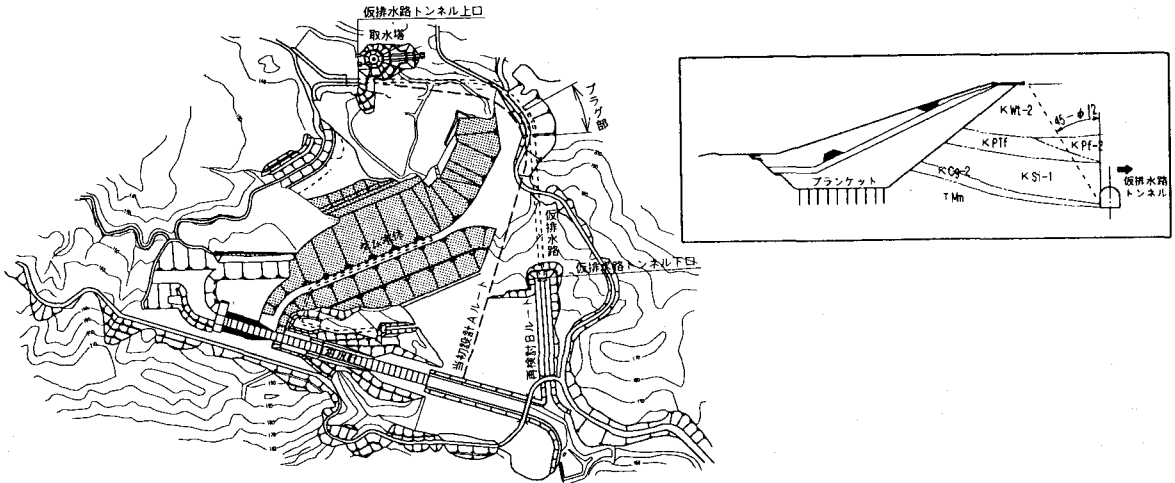


図-2 小田ダム平面図

表-1 小田ダム主要諸元表

建設地	宮城県栗原郡一迫町, 花山村							
基礎地盤	新第三紀～第四紀 泥岩, 凝灰岩 溶結凝灰岩, 砂岩, 礫岩, シルト岩							
ダム形式	中心遮水ゾーン型ロックフィルダム							
貯水地	流域面積	23.4km ²	形式	標準馬蹄形	堤高	43.5m		
	湛水面積	0.891km ²		設計流量		180m ³	堤頂長	520.0m
	総貯水量	8,710km ³	延長	550m	堤頂幅	10.0m		
	有効貯水量	8,000km ³		内径		2r=5.7m	堤体	1,236千m ³

表-2 主要地質性状

	浮石凝灰岩 3 (K Pf-3)	シルト岩 1 (K Si-1)
分布	トンネル区間の60%程度	起点, 終点方坑口付近
構成物	黄灰～灰白色の軽石凝灰岩, 安山岩片を含み含水状態では軟質。	主に細粒凝灰岩から構成され, 固結度低く軟質, 層厚1～4m。
透水系数	1.2 * 10 ⁻⁴ cm/sec	1.3 ~ 2.0 * 10 ⁻⁴ cm/sec
含有鉱物量	—	モンモリロナイト微量
強度定数	C=2.3kgf/cm ² φ=35° δc'=8.8kgf/cm ² γt=1.71g/cm ³	C=2.8kgf/cm ² φ=35° δc'=10.8kgf/cm ² γt=1.72g/cm ³

の近代化と安定を図るものである。国営迫川上流事業は、昭和51年度に着手し、昭和63年度に社会情勢の変化と事業実施に伴う精査、荒砥沢ダム及び小田ダムを宮城県の治水事業と共同事業として実施する等のため、第一回計画変更を行った。平成3年には、共同事業化に伴うダム構造変更等工事实施に伴う工法変更や、事業量の追加により事業費と工期を見直し、また、未着工の小田ダムについては、地元負担の軽減のため、平成元年度に創設された高率補助の基幹かんがい排水事業制度を適用して迫川上流（二期）事業として分離する等全体計画の見直しを行い、表-1に示すダム主要諸元の第二回計画変更を行った。今回報文する事となった仮排水路工事は、平成6年度に着手したが、特有の地質状況により設計変更を余儀なくされ、また、事業の進展の都合から、工期の遅延は許されず、上下流の両坑口からの施工方法を採用する事となった。

III. 仮排水トンネルの地形地質概要

1. 地形概要

当トンネルは小田ダムのダムサイトである宮城県北西部の栗原郡花山村小田及び一迫町長崎地内に施工される。当地は奥羽山脈の東側に広がる丘陵性山地の東端に位置し、全体的には標高150～200mの緩やかな丘陵地で、丘陵地の頂部は顕著な平坦面をなしている。また、ダムサイトは鬼首カルデラの東壁に源を発する北上川水系一迫川、右支川の長崎川流域の狭窄部の最上流域に位置し、上流側には沖積低地からなる貯水ポケットとなっている。なお、長崎川沿いには数段の河岸段丘面が発達し、階段状の平坦面を形成し、長崎川右岸斜面は約20°、左岸斜面は約25°の傾斜をなしている。

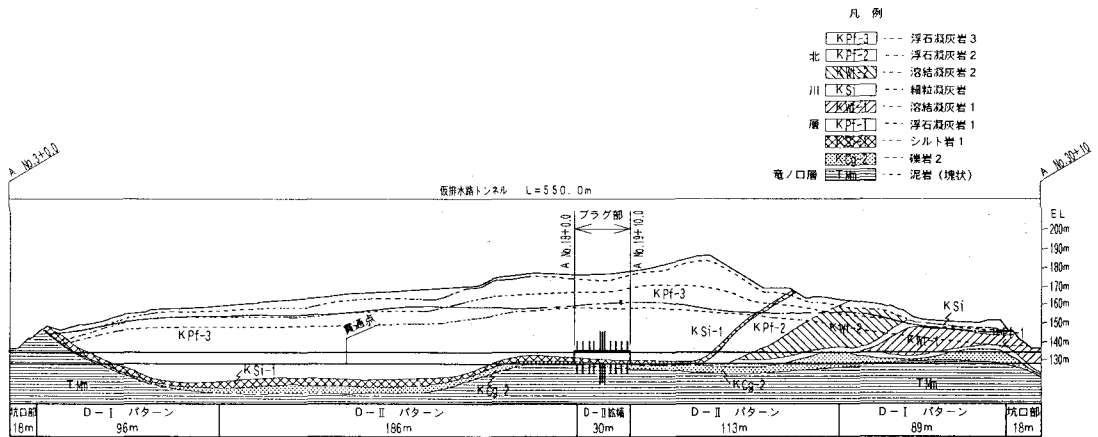


図-3 仮排水トンネル地質縦断面図

2. 地質概要

ダムサイト周辺一体には、新第三紀鮮新世滝ノ口層を基岩とし、その上に同鮮新世～第四紀の北川層が不整合に厚く覆っている。滝ノ口層は軽打でハンマー頭部が突き刺さる程度の固結度の弱い泥岩を主体とし、トンネルには層理の未発達な塊状泥岩(TMm)の分布が予想された。

北川層は層相及びユニットから大きく上・中・下の三層に区分され、基底をなす礫岩(KCg-2)、比較的割れ目の発達した硬質で塊状の溶結凝灰岩1(KWt-1)、火山礫凝灰岩(KpTf)及び軟質で固結度の弱いシルト岩1(KSi-1)が下層を占めている。中層は軽石を含むやや硬質な塊状の溶結凝灰岩2(KWt-2)と浮石凝灰岩2(KPf-2)に区分され、上層は主として塊状であるが水の浸透に弱い浮石凝灰岩3(KPf-3)よりなっている。

3. 地質調査

(1)ボーリング調査5孔総延長L=155mの他、原位置試験(標準貫入試験、坑内水平載荷試験、孔内湧水圧試験、岩盤透水試験、揚水試験)、孔内検層(速度検層、電気検層)、土質試験(試料)、岩石試験を実施した。

(2)地質性状については、トンネル部に広く分布する浮石凝灰岩3(KPf-3)、トンネル施工上の弱点となるシルト岩1(KSi-1)について、表-2主要地質性状に記載する。

流砂判定

以下のとおり、難透水性及び流砂判定指標を考慮すれば、

項目	流砂の限界	KPf-3	KSi-1
土粒子の比重	$G \leq 2.65$	2.360~2.396	2.418~2.446
乾燥密度	$gdE \leq 1.7 \sim 1.75$	1.251	—
均等係数	$Uc \leq 4$	73.1~156	16.7~17.1
10%径	$D_{10} \leq 0.15$	0.0023~0.0024	0.0015~0.0016
60%径	$D_{60} \leq 1.5$	0.176~0.357	0.025~0.028
流砂の可能性(○有、×無)		×	×

流砂の可能性は小さいと判断されていた。

IV. 仮排水トンネルの設計(北川層への対処)

1. ルートの選定

困難な予測に対して技術検討委員会を設け指導を受けるなかで、実施設計後の地質調査結果、ダムサイト付近一体に広く分布する北川層のうちシルト岩1(KSi-1)は半固結状態で、浸潤により著しい強度劣化を示すなど軟質で、トンネル施工上の弱層であり、これをできるだけ避けてルート選定することが要件であることが判明した。詳細な地質調査に基づき技術検討委員会による検討の結果として、掘削区間の主部がシルト岩1(KSi-1)から構成される当初設計Aルートに比べ、延長は30m長く550mとなっても再検討Bルートが施工性、経済性、構造物の安定性等総合的に有利であるとの判断がなされ、仮排水トンネルは現位置に変更された。ルート制約上のもう一つの要点として、ダムの基礎部を緩めないようトンネル施工基面から $45^\circ - \phi/2$ の範囲にブラケットを含むダム本体が掛からないようにルートを決めている。

図-2に平面図を示した。図-3は仮排水トンネルの地質縦断面図である。仮排水路を閉塞する際のプラグ部の地質と、確実な止水効果が得られるような工法の設定もトンネル設計上重要な選択事項であった。

2. 内空断面の決定

(1) 設計洪水量

設計は、山の内観測所の20年確率日雨量 $R_{20} = 221.1\text{mm/日}$ を基に、仮排水路対象洪水量を $Q = 180.0\text{m}^3/\text{sec}$ とした。

(2) 仮排水路トンネルの断面形状

水理性、施工性で有利な標準馬蹄形2r型断面とし、 $R = 2.85\text{m}$ とした。

3. 支保部材の設定、覆工厚さの決定

(1) トンネル工法の選定

当トンネルの地形、地質及び地下水の状況より

- ①. 特にプラグ上流区間において、掘削背面に空隙を残さず、地下水脈等生じさせないように、掘削に伴う地山の緩みを極力抑える必要がある。
- ②. 掘削後、できるだけ早期に地山の表面を被覆し、強度劣化（土砂流出、スレーキング）を防止することが有効である。
- ③. 粘着力の小さい砂質地山においては、わずかな変形でも地山が塑性化するのので、早期にリングを閉合して土圧、変形を抑える必要がある。
- ④. スレーキング現象を起こしやすい地山であり、インバートの泥濘化防止が必要である。
- ⑤. 坑口部においても、地すべり、斜面崩壊の発生防止及び浅層部の地山挙動、気象の影響、地震等の未解明な部分についての安全性の確保のため地山の緩みを極力抑えることが有効である。

以上の事及び経済性に留意し、NATM工法を採

用した。

(2) 地山分類とトンネルタイプの分類

農林水産省構造改善局制定土地改良事業計画設計基準（設計 水路トンネル）に準拠し、岩石区分、トンネルタイプ判定基準及び坑口土被り高その他、北川層は地山強度比は $F_c = 1.0 \sim 4.8$ であり圧力水及び火砕流堆積物中の水みちの存在によって、切羽の自立性が不良であると想定された。地山分類は1ランク下げて考え、地山強度比 F_c が $F_c \leq 2.0$ の範囲でD IIタイプ、 $F_c > 2.0$ であっても北川層の分布域は溶結凝灰岩を除いてD Iタイプとし、坑口部の土被り高2D以下の箇所を坑口タイプと分類した。

(3) 支保パターンの設定

支保パターンの設定は地質調査の結果を基に、FEM解析を実施した結果を主とし、構造改善局制定トンネルタイプの分類基準及び、施工実績、その他施工性、想定される湧水等を総合的に考え合わせて決定したが、標準部においては吹付けコンクリート、鋼製支保工の形状はほぼ解析結果と分類基準は整合した値となり、ロックボルトについては $L = 3\text{m}$ 及び $L = 4\text{m}$ と分かれた値となったが、掘削断面の制約から $L = 4\text{m}$ の施工は困難なことも考慮し、 $L = 3\text{m}$ とし、表-3に示す支保パターンとした。なお、プラグ部断面についてはFEM解析実施結果、標準部より鋼製支保工がそれぞれ1ランク上の支保構造を用いることとした。また、坑口部支保パターンについては道路トンネル技術基準で提案されている坑口部の標準的な支保構造の組合せを参考とし、当トンネル半径が小さいことより、鋼製支保工はH-150とした。表-3に各部の地山等級ごとの支保パターンを示した。

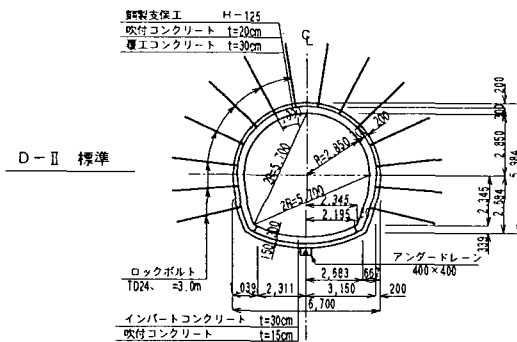
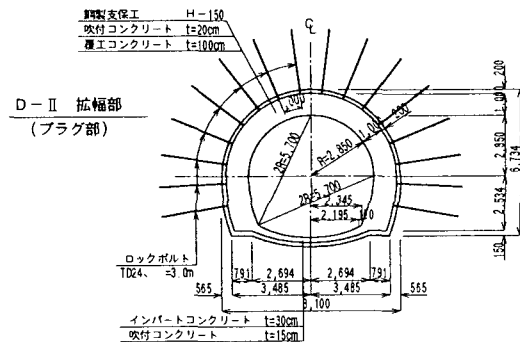


図-4 トンネル断面図（標準部）



（プラグ部）

表-3 支保パターン表

支保パターン		坑口部	標準部		プラグ部	
			D I	D II	D I	D II
ロック ボルト (m)	長さ	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	施工 間隔	延長方向	側壁部のみ1.0	1.0	1.0	1.0
周方向		側壁部のみ1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
鋼製 支保工	上半部	H-150	H-125	H-125	H-150	H-150
	下半部	H-150	H-125	H-125	H-150	H-150
	インバート部	—	—	—	—	—
	建込間隔(m)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
吹付け厚 (cm)	上・下半部	25	15	20	15	20
	インバート部	15	15	15	15	15
覆工厚 (cm)	アーチ側壁部	35(D22@250)	30	30	100	100
	インバート部	35(D25@125)	30	30	100	100
金網		上・下半	上半	上半	上・下半	上・下半

(4) 覆工厚さの決定

設計巻厚は、作用する荷重及び覆工の力学的条件の把握が難しいことから、一般にはこれまでの実績をもとに決めていることが多く、型枠表面の清掃、コンクリートの締固め、鉄筋コンクリート時の流動性に対し、品質の良いコンクリートを打設するため最小巻厚を30cmとした。プラグ部断面は閉塞コンクリート打設前にグラウト注入を行うことより、覆工への影響注入圧力を3 kg/cm²以下と考え、注入圧によってトンネルが損傷しない覆工厚1.0mとした。また、坑口部は道路トンネル技術基準を参考に35cmの巻厚とした。図-4に代表的なD IIに対する標準部、プラグ部のトンネル断面を示した。

3. 掘削補助工法の選定

(1) 坑口部

起点坑口部は対象地山が滝の口層の泥岩 (T Mm) であり、終点坑口部は北川層の溶結凝灰岩 1 (Kwt-1) で、ともに崖錐地形、偏圧地形もなく安定した地山であるが、坑口部の平均土被りが10m以下と薄く、湧水、降雨、雪崩等の影響を受け易い、また岩質は亀裂・節理が多いことなどを踏まえ、前方の地山の拘束を高め天端安定を図るために、フォアパイリング (D25, ℓ=3.0m) を坑口区間に採用した。

(2) 標準部

主な対象地山は北川層の火砕流堆積物である浮

石凝灰岩 3 (Kpf-3) 及びシルト岩 1 (KSi-1) で一軸圧縮強度10kg/cm²程度、地山強度比2.0以下で、地下水位は高く、2~3kg/cm²の水圧が作用し、地下水は北東方向から半無限に供給される地形であり、低固結合水地山と判断された。粒度特性、粒度分布からの判定では地層全体としては流動化の可能性は小さいと判断できるが、局所的な水みちに伴う崩壊の可能性は十分考えられ、切羽安定、切羽湧水対策の補助工法が検討されていた。

補助工法は、切羽の安定対策として鏡吹付けコンクリート、鏡止めボルト、天端の安定対策としてフォアパイリング工、地下水位の低下等の対策は短尺水平ボーリングによる水抜工が経済的に有利であるが、プラグ上流区間は特に地下水の排水に伴う切羽の流失、異常土圧の発生が懸念される場合は、地山の緩みを極力抑え、地下水脈等を生じさせない薬液注入工法等の採用を計画した。

V. 仮排水トンネルの施工

1. 施工方法

本仮排水路トンネルは、標準掘削断面積 A = 36 m²、2 R = 5.7mの標準馬蹄形で延長550mである。掘削はNATM工法、上半先進ベンチ工法を基本とし加背割は上半(SL-1.0m、下半、インバートの3分割とし、掘削は下流側より開始した。下流坑口~80m間は硬質な溶結凝灰岩で発破掘削で施工し、以後は機械掘削で実施した。使用機械は掘削機は

カッターローダCL101, 油圧ブレーカ400kg級, バックホウ0.25m³級で, 穿孔, ロックボルト削孔は油圧クローラジャンボ2ブーム88kg級, 吹付機は湿式とし21m³/h級で, ずり出しはサイドダンプホイールショベル1.1m³級, 4tダンプトラックとした。掘削は下流坑口から181m地点で浮石凝灰岩3 (Kpf-3) 層に入り, 湧水によるパイピングホール・肌落ちが多発し, 地山の自立が困難になり, 坑内水平水抜きボーリング, フォアパイリング, 鏡吹付コンクリート, ウレタン注入式フォアパイリング, 鏡止めボルトを実施したが, 弱層箇所に沿った湧水とともないパイピングホールが増大して土砂流出がおこる等, 当地質には効果がなく, No20+15m位置から湧水のしみだしを防止する止水を目的とした薬液注入工法(溶液型二重管ロッド複合注入工法)を採用し, 1サイクル10mとし薬液注入, 掘削を繰返して行った。目標のトンネル通水時期に間に合わない事及び薬液注入期間の掘削機械の遊び(使用日損料が多くなる)を少なくする様考慮し, 上流側からも掘削を開始し, No5+13mから下流の区間は上下流交互に薬液注入, 掘削を行い平成7年9月に貫通を迎えた。なお, 懸念されたシルト岩1 (KSi-1) 層はプラグ部近辺に出現したが予想より短く薬液注入により無事突破できた。また, 二次覆工は中折式スライディングフォームL=9.0mを用いて掘削終了後, 下流側から開始し, 平成8年3月仮排水トンネルが完成した。図-5は当トンネルの掘削機械配置である。

2. 実施した補助工法

(1) 地質確認兼水位低下用坑内水平ボーリング

浮石凝灰岩3 (Kpf-3) 層の位置及び滞水状況確認のため, No22+13m位置でφ135mm, L=30mの坑内水平ボーリングを2本実施し, 地質位置及び約20ℓ/min/本の湧水を確認した。当初Kpf-3の区間を水平水抜きボーリングにより地下水位の低下を図り施工する計画であった。しかし期待された水位低下の効果は透水係数が 10^{-4} ~ 10^{-5} オーダーの地質では不十分で, ロックボルト孔からの湧水や鏡の肌落ちが多発した。また, 水みちの拡大にともなうダム本体への悪影響を考慮して水抜きを中止することとした。

(2) モルタル定着式フォアパイル

一次吹付けを行っているが肌落ちが防止できなかったためNo21+9m位置でフォアパイルD25, L=3m, @50cm, 12本を試験的に実施したが, フォアパイル孔が水を呼びフォアパイルで縁を切られた様に土砂が流出し, 上部50cmまで崩壊が進む状況となり, 当地質に適応しないと判断した。

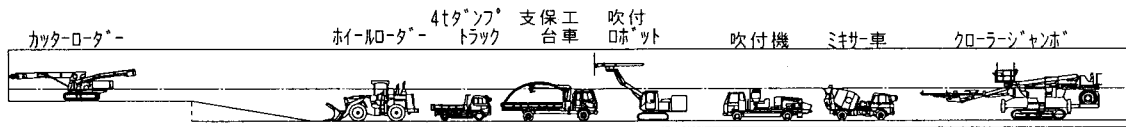
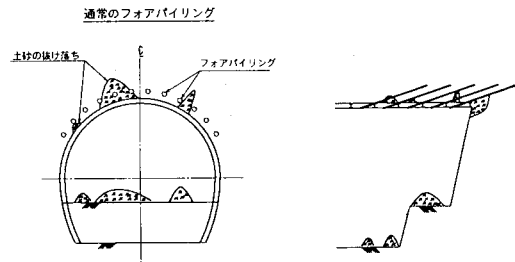
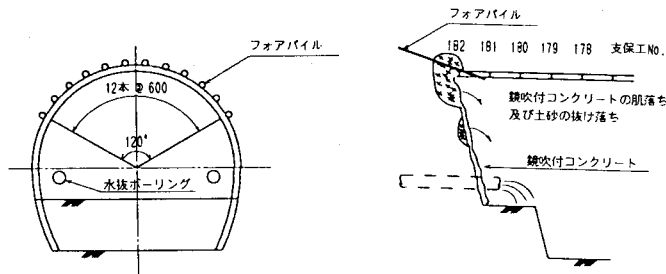


図-5 トンネル掘削機械配置図(縦断図)



フォアパイル

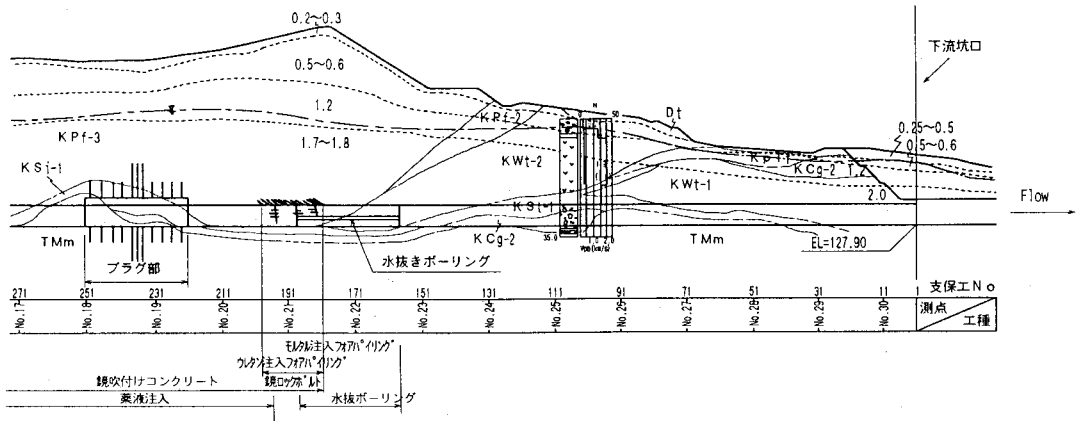
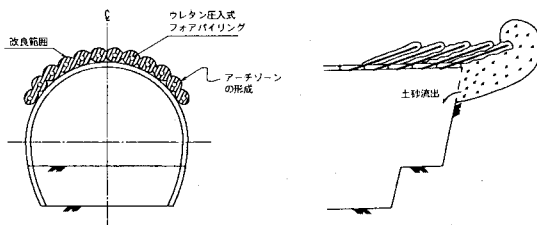


図-6 実施補助工法縦断面図

(3) ウレタン注入式フォアパイリング

先受け効果が高く、切羽状況により早く対応出来るウレタン注入式をNo21+10mの上半120°の範囲でL=3m、@50cm、12本実施した。掘進にともない範囲外からの土砂流出が起き、打設範囲を上半全周に拡大した。また鏡面の自立を助けるため、鏡吹付け、鏡ボルトを併用し、上半断面を3ブロックに分けて順次掘削、吹付けを行って進めたが、No20+18m地点で、天端よりの少量の湧水により急激にパイピングホールが拡大し空洞となり、土砂流出、拡大化が進行する状況となり、ウレタン注入式フォアパイルも当地質に適応しないと判断した。

ウレタン圧入式フォアパイリング



(4) 薬液注入工法

以上の経過より、No20+15mからNo5+13mまでの302m区間は薬液注入工法を採用することとした。図-6には実施した補助工法の位置等を示した。

①. 注入目的

薬液注入工法は、地盤中にセメントと水ガラス等の溶液を圧入して固結させ、止水、地盤強化、変形防止を計るもので、今回は掘削切羽土砂流出

の要因である湧水のしみだしを防止するための止水を目的とした。

②. 注入材の選定

注入材料は大きく分けて懸濁型と溶液型に分けられる。選定に際しては、目的、土質状況、注入効果、注入材の性質及び無公害性を考慮し、注入方式に適したものを選定する必要がある。試験注入の結果、懸濁型では薬液の浸透が困難で、注入効果が得られず、注入圧の悪影響がカバーロックにおよぶことも考え、また複合注入工法に適し経済的にも有利な無機系溶液型の「ハードライザー」を用いることにした。

本材料の特質は以下のとおりである。

イ. 水ガラスと酸性中和剤を混合して、中性領域でゲル化する。従って、地下水のPHの変化はほとんどない。

ロ. ゲルタイムは瞬結～緩結まで可能である。

ハ. 土中に注入された注入液は全量がゲル化し、ゲル化時間のいかににかかわらず未固結のままでは存在しない。

③. 注入工法の選定

注入工法は注入管の構成、設置方法により分類されるが、削孔、注入作業が一工程で完了し、なおかつ削孔ロッド周辺のパッカー効果を期待できる二重管複合注入工法を採用した。

④. 地盤改良範囲設定

注入ゾーンは類似工事の実績を参考として、トンネル上半部、掘削断面外周2m範囲内とした。また、1回あたりの改良延長は次期カバーロック部3mも含め、施工精度、注入効果を考え10mとした。図-7に薬液注入概要を示す。

⑤. 注入率の設定

注入率 λ は間隙率 ρ *充填率 α で決められるが、当地山のマトリックスはシルト質細砂で礫分を多く含み、N値がボーリング調査結果より20~50であり、間隙率を想定すると締まった砂より若干低い25%程度と考えられ、充填率は止水目的を考慮すると90%程度必要と考えられる。以上より注入率は $\lambda=25*90=22.5\%$ となることから、 $\lambda=20\%$ と仮定し試験施工を実施した結果、天端付近の注入効果がやや弱く、また、注入密度に片寄りが見受けられた。そこで、カバーロック部を除くトンネル断面内は掘削の影響効果が少ないことより注入率を下げ、 $\lambda=5\%$ とするが、トンネル断面外の外周部及びカバーロック部は注入効果を強化するため注入率を上げ、 $\lambda=25\%$ と設定した。

⑥. 注入結果

改良1回(10m)あたりの注入は注入孔72孔、ステップ数1,136回(1ステップ長0.5m)、注入量107,136 l となった。トンネル掘削は当工法の止水効果により湧水の滲みだし及び土砂流出を防止し、完了した。なお、一部は、注入範囲外からロックボルト削孔箇所を通して土砂流出が起り、空洞

充填注入の後、注入範囲を上半部、掘削断面外周3mに拡大して実施した。図-8に注入実績を示す。

⑦. 注入効果の確認

1) ボーリング調査結果

切羽から前方で水平ボーリングを実施し、薬液の浸透の状況、切羽前方からの湧水の状況を確認し、室内試験供試体の採取、排水量測定を実施した。ボーリングコア観察及びフェノールレッド試験結果、注入区間は脈状、網状に薬液が浸透しており、コア状況は未注入区間に比べ良好で概ね短柱状~柱状として採取されている。

2) 室内試験結果

ボーリングコア、ブロックサンプリング試料により物理試験、粒度試験、三軸圧縮強度試験、透水試験を実施し、薬液注入区間、未注入区間の試験値を比較したが三軸圧縮強度、透水係数とも注入前、注入後での大きな変化は認められず試験値による効果の確認は出来なかった。なお、透水係数はいずれも $3\sim 8*10^{-5}$ であり現地山は考えていたより若干難透水性のものであった。

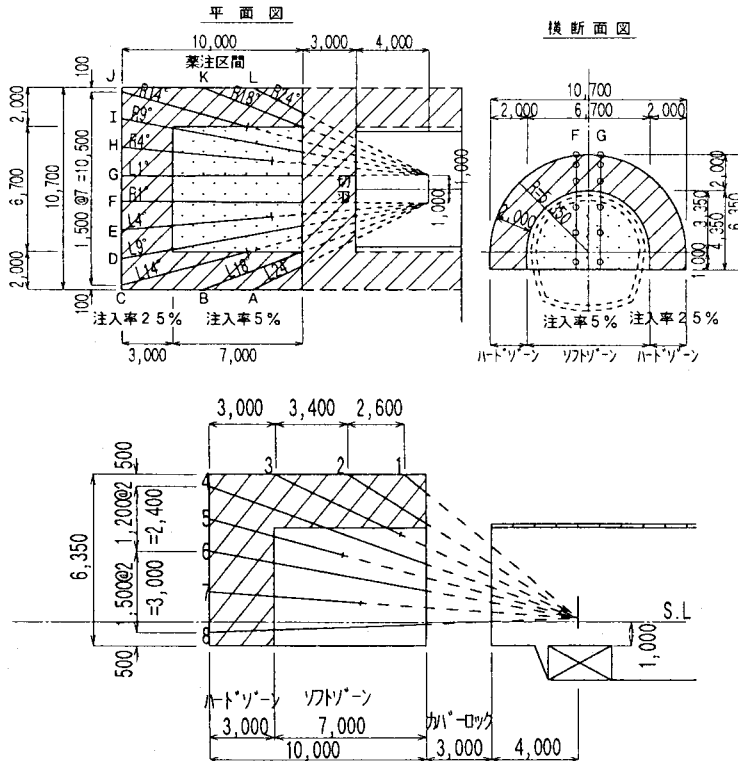
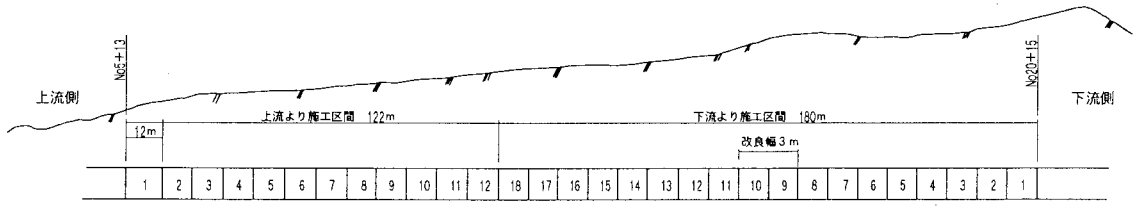


図-7 薬液注入概要図



項目	上 区									下 区									合 計
	第1回	第2回	第3回	第4回	第5回	第6回	第7回	第8回	第9回	第10回	第11回	第12回	第13回	第14回	第15回	第16回	第17回	第18回	
施工区間 (m)	51-62	25-26	26-25	25-26	26-25	25-26	26-25	25-26	26-25	26-25	25-26	26-25	25-26	26-25	25-26	26-25	25-26	26-25	
注水量 (l)	112,300	123,281	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511	122,511		
注圧 (kg/cm ²)	20.884	31.710	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065	20.065		
入 入 (kg/cm ²)	41.912	31.321	74.363	74.425	74.202	74.318	74.318	74.318	74.318	74.318	74.318	74.318	74.318	74.318	74.318	74.318	74.318		
出 出 (kg/cm ²)	111,928	113,251	104,348	105,411	107,821	107,312	107,312	107,312	107,312	107,312	107,312	107,312	107,312	107,312	107,312	107,312	107,312		

図-8 薬液注入実績表

坑内サンプリングにおける地質性状

項目	KPf-3
土粒子の比重	2.711
乾燥密度	1.449
均等係数	31.8~176.0
10%径	0.0050
60%径	0.1591
透水係数	$3.26 \times 10^{-5} \sim 6.51 \times 10^{-5}$

薬液注入区間と薬液未注入区間のP-Q曲線の比較

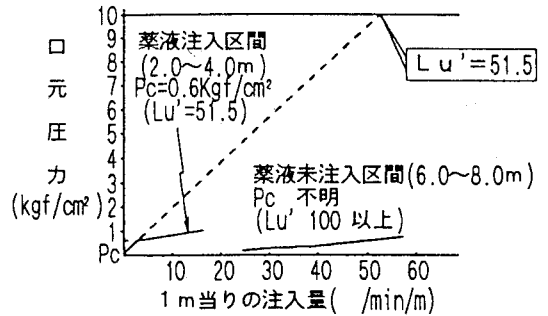
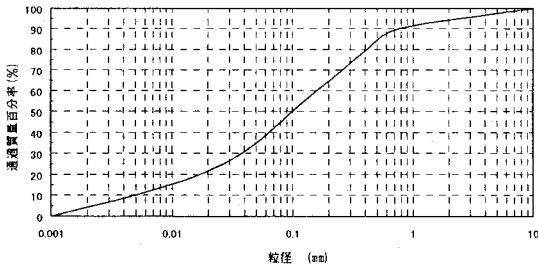


図-9 ルジオン試験結果図



3) ルジオン試験結果

水平ボーリング孔により薬液注入区間、未注入区間でルジオン試験を実施し、注入圧力 (Pkgf/cm²) と注水量 (Q l/min・m) の関係をP-Q曲線としてみると1m当たりの注水量は未注入区間での23~57 l/m/minに対し、薬液注入区間では0.4~7.8 l/m/minとなり、薬液注入区間では限界圧力 (Pc=0.6kgf/cm²) が確認され、換算ルジオン値はLu'=51.5であった。以上より薬液注入により地山改良が進み、遮水性、水圧破砕に対する抵抗性が向上したと判断できた。図-9にルジオン試験結果を示す。

3. トンネル計測工、変位について

トンネル掘削に伴う周辺地山の挙動と各支保部材の効果把握、工事の安全性、経済性の確保を目

的として、坑内観察調査・内空変位・天端沈下測定を行った。変位測定結果はほとんどの箇所では15mm以内で、最大変位量はNo17+10地点での水平測線23mm (図-10参照) であった。インバート吹付コンクリートにより、早期にリングを併合しており、地山強度比1~2の区間においても、初期変位は比較的大きいが非常に早く収束している。

4. 地下水位の変動について

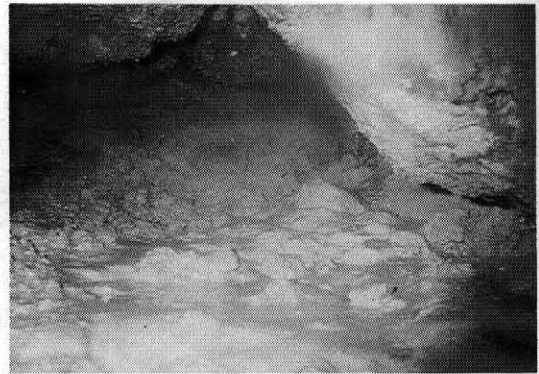
当初、地下水位はトンネル天端上、20~28mと高い位置にあり、掘削時で最高350 l/min、覆工完了後で160 l/min湧水があり、水位は現在トンネル天端上2~3mのところでおちついている。また、前記した地質図からトンネル掘削時に30 l/min以上の湧水があった箇所は地層境に集中している。

VI. むすび

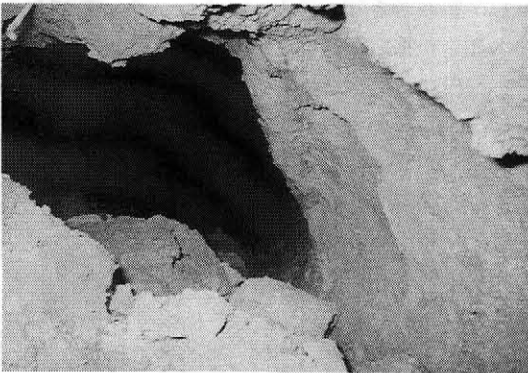
今回のような軟岩における仮排水トンネルは、計測結果から判断しても地山の緩みを極力抑えるためにはNATM工法の採用は不可欠である。施工に当たっては、事前に「小田ダム仮排水トンネル



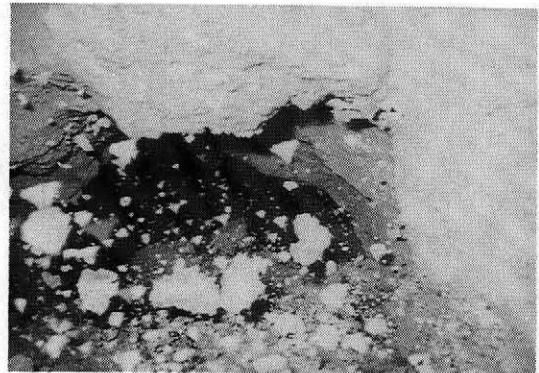
写真一 安全のため芯をのこして掘削したが周囲が崩落し、拡大して行く。



写真二 崩落後その土砂は除々に泥ねい化して行く。



写真三 天端が時が立つにつれ大きく侵食され、先受けフォアパイルよりさらに上部へ侵食が進む。



写真四 天端からの崩落さの状況



写真五 薬液注入状況



写真六 2次覆工完成

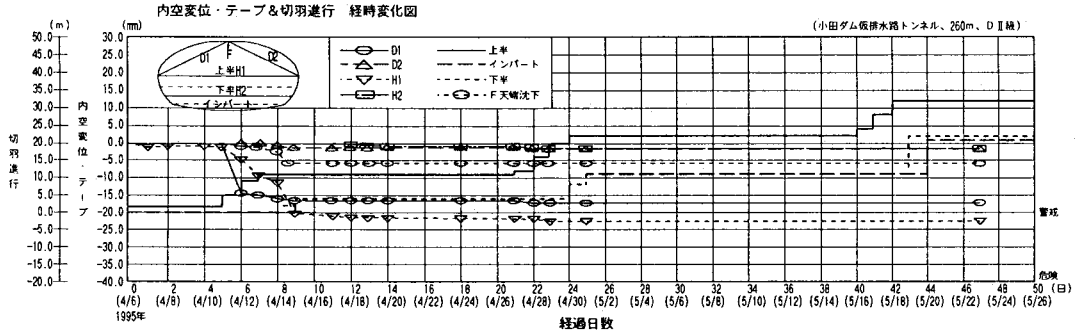


図-10 内空変位経時変化図

技術検討委員会」において懸念されていたシルト岩1 (KSi-1) 層及び浮石凝灰岩3 (KPF-3) 層においてプラグ部前後の塊状泥岩割れ目沿いの湧水、及び切羽からの湧水のしみだしにより切羽の崩壊がみられたが、シルト岩1層の出現区間が予想より短く、最終的に補助工法として薬液注入工の採用により無事完成することが出来た。問題として、薬液注入により切羽の改良効果は一目瞭然であるが、コアによる各種室内試験結果において試験値による効果確認が出来なかったこの理由としては流砂

する地山や良好な地山が混在する中でブロックサンプリングによる資料採取はもともと良好な地山でしか採取できなかったこと、注入後でも同様な地山でしか採取できなかったことと、薬液注入が透水性の比較的大きい(水みちの出来やすい)部に浸透した結果と推測される。

なお報文とりまとめにあたり、清水建設(株)・(株)奥村組・(株)鴻池組の共同企業体に資料提供を頂き、紙面をお借りしてお礼申し上げます。

山口県北部地震被災福谷ため池への対応を経験して（報告）

——被災から調査・2次災害防止対策・復旧計画策定まで——

金 重 憲 治* 田 中 喜一郎**
 (Kenji KANESHIGE) (Kiichiroh TANAKA)

目 次

1. はじめに	79	4. 災害発生から復旧計画策定までの対応	82
2. 福谷ため池の概要(原形)	79	(2次災害防止対策を含む)	
3. 被災状況	81	5. まとめ	84

1. はじめに

平成9年6月25日18時50分頃山口県北部（阿東町）を震源（北緯34度27.3分，東経131度40.1分，深さ12km）とするマグニチュード6.1の地震が発生した。「地震」まさにそれは突如として襲ってくるものであり，地震国日本にあっても山口県は地震が少ないという認識は，この時を境に消えてしまった。

震源から約2kmに位置する山口県阿東町の福谷ため池は，この地震により堤頂部にクラックが発生すると共に底樋に破損沈下，堤体下流法尻に漏水が見られた。悪しくも6月28日には台風8号が通過し，さらに7月7日～13日には梅雨前線豪雨が，まだ被災状況調査や応急対策も十分進んでいない福谷ため池を襲った。

この報告は地震により被災した福谷ため池について，2次災害発生防止対策を図りつつ，被災状況調査を実施し復旧計画の策定に至るまでの経過をとりまとめたものである。

2. 福谷ため池の概要（原形）：ため池全景

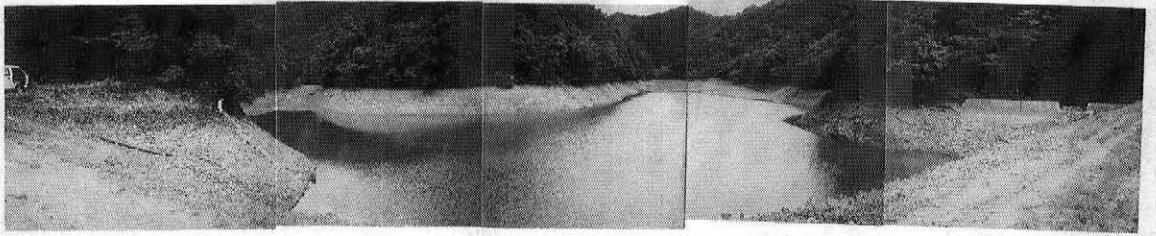
写真①参照

所 在：山口県阿武郡阿東町
 河 川 名：2級河川阿武川水系福谷川
 管 理 者：福谷溜池維持組合
 組 合 長 吉松 保
 築造年月日：1926年
 形 式：均一型（推定），堤高：13.3m，
 堤長：75m，貯水量：260千³m，
 底樋径45cm（土管），斜樋径35cm
 （木栓20cm35孔）
 流 域 面 積：202ha，受益面積：73.3ha（灌漑
 用水）
 改 修 歴：昭和55年度 石積み余水吐きを
 張りコンクリートで補強（単
 独県費土地改良事業）
 平成7年度 堤体及び余水吐き
 部において漏水対策グラウト工
 （単独県費土地改良事業）

（参考）昭和以降の山口県被災地震（下関地方気象台資料）

年/月/日	深さ	マグニチュード	震央地名	山口県内の震度
1941/ 4/ 6	10km	6.2	山口県北西沖	下関3
1949/ 7/12	40km	6.2	安芸灘	下関3，萩3
1979/ 7/13	70km	6.1	伊予灘	下関4，萩3，山口3
1983/ 8/26	116km	6.8	大分県北部	下関3，萩3，山口3
1987/11/18	8km	5.2	山口県東部	下関3，萩3，山口4
1991/10/28	9km	5.9	周防灘	下関3，萩3，山口3
1997/ 6/25	12km	6.1	山口県北部	下関4，萩4，山口4（島根県益田市 震度5強）

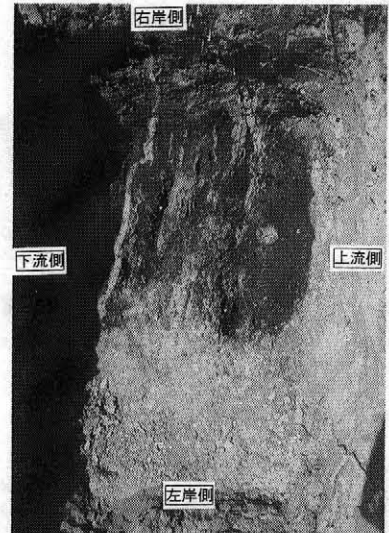
*山口県山口土地改良事務所
 **山口県阿東町



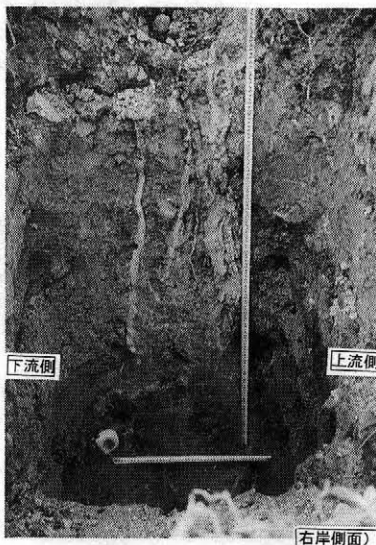
写真① 福谷ため池全景 堤頂から上流方向を臨む。右端部が切開した余水吐き



写真② 堤頂部縦断亀裂状況



写真③ 縦断亀裂調査孔(中央部ピットH=0.9m底面)



写真④ 縦断亀裂調査孔
(中央部ピットH=0.15~1.45m右岸側面)

(参考) 平成7年度 堤体及び余水吐き部漏水対策グラウト工(単独県費土地改良事業)の概要
「目的」 堤体右岸及び左岸法尻, 余水吐き部の漏水対策。

「グラウト施工内容」

堤体部: 堤頂から-0.9mから-11.90mの間(11m), 施工延長L=78m

余水吐き部: クレスト天端から-5.0mの間, 施工延長L=12m

孔配置: 孔間隔1.5m, 幅0.75m, の複列(千鳥)配置

注入順序: 9孔基本パターンとした中央内挿法

グラウト注入: 1.5ショット方式によるロッド引き抜き工法。材料は早強セメントと岩水3号薬液。注入管理圧力2 kgf/cm²。注入速度20 ㍈/分。

「注入結果」

チェック孔の結果透水係数の改善が図られ, 漏水箇所の止水状況も目認された。

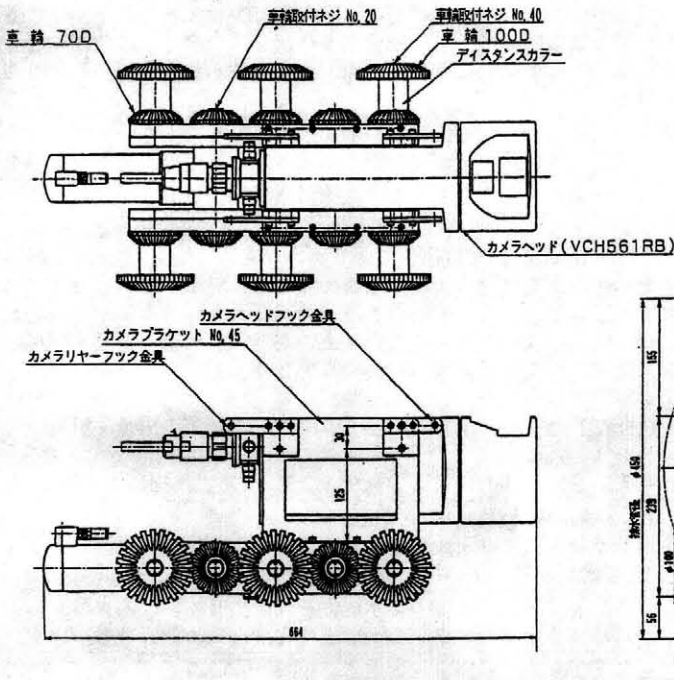
3. 被災状況

①堤頂部縦断方向亀裂：堤体天端において堤軸方向に亀裂が発生した。(亀裂規模：延長≒55m,幅≒2cm,スケール挿入による深さ≒50cm) (写真②参照)

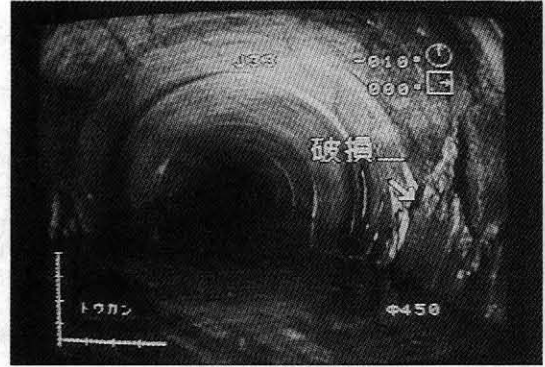
この縦断方向亀裂の程度を確認する為、農水省農業工学研究所等関係機関の現地指導を頂き、左右岸中央計3箇所において調査孔(ピット)を設け、試薬色素(メチレンブルー)による亀裂の追跡調査を実施した。

調査は亀裂に試薬を流し、亀裂に沿って付着した試薬色素を文化財発掘調査の如く移植ごてにより掘削する手法で追跡調査した。この結果、天端より深さ約1.5mまで目視により亀裂を確認できた。更に、ピット内を調査したところ、グラウト注入ミルクは注入孔複列の間で堤軸方向に数層の壁状(厚さ約2cmから約10cm)を呈して存在することが確認でき、地震による亀裂も主としてこの壁に沿って存在した。また、中央のピットでは、亀裂がグラウト壁をせん断した形で存在した(写真③、④参照)。

②底樋の被災：底樋内部を地中埋設管内面検査



図① 小型自走式TVカメラの概要



写真⑤ 底樋内破損状況

用小型自走TVカメラ(図①参照)で撮影し被災状況を確認した結果、底樋出口より25m付近より上流側において、比較的新しい亀裂・沈下・破損・ズレ等が顕著に見られた(写真⑤参照)。

③漏水：本ため池には原形で高さ約5m延長約50mの自然石腰石積みが存在するが、中央部付近から左岸側にかけて、漏水(パイピング)が見られ、その最大は7.76L/s/75m(10.3L別s/100m)であった。

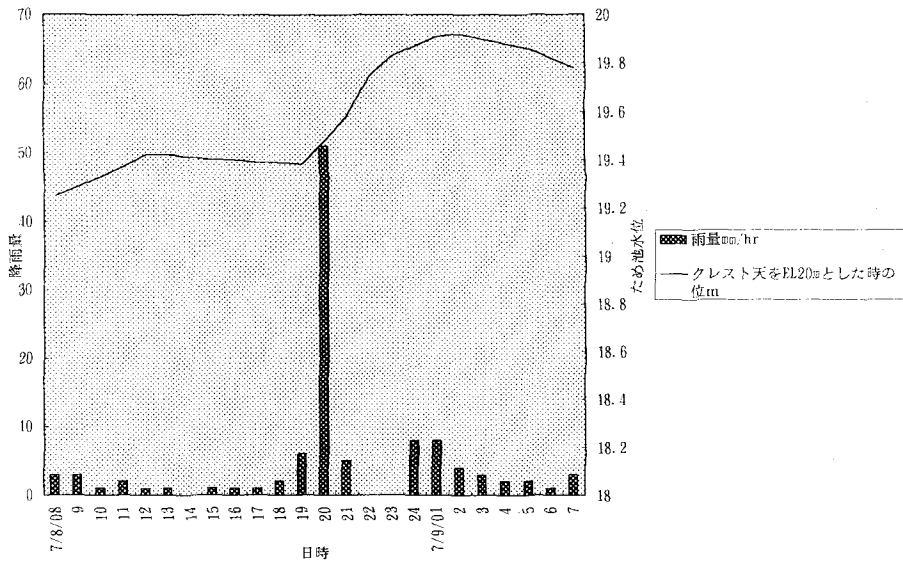
4. 災害発生から復旧計画策定までの対応（2次災害防止対策を含む）

①地震発生から被災確認まで

(月/日)	(時刻)	
6/25	18:50頃 18:57 19:30 20:00	地震発生（18:57下関地方気象台地震情報発表） 山口県耕地課、関係出先事務所 第2非常体制配備 阿東町災害対策本部設置（6/27 17:00 解散） 農業用ダム臨時点検指示（県耕地課→関係出先事務所）
6/26	2:00 17:30	農業用ため池緊急点検指示（県耕地課→関係出先事務所）震源地から半径10km以内のため池、近隣市町における危険ため池及び堤高15m以上のため池 阿東町「福谷ため池」堤頂部亀裂について被災報告（町→県）
6/30~7/1		堤頂部亀裂について調査孔（ピット）を設け、詳細調査を実施
7/8, 7/15		腰石積み工部漏水調査を実施
7/22		底樋被災状況を小型自走式カメラにより調査

②8号台風、梅雨前線豪雨等への対応

(月/日)	(時刻)	
6/27	20:20	台風8号により県下全域に「暴風・波浪警報」 応急的に堤頂部亀裂についてシートで被覆し雨水の浸入防止措置を執る。 県を交え貯水位低下措置について地元と調整（ため池控により対応）
6/28	9:40 10:00 14:00 17:30 20:00 22:40	台風8号の接近により、県下全域に「大雨洪水・暴風・波浪警報」（18:10注意報に切り替え）。ため池と町役場との情報手段として防災無線を利用する。 山口大学・農政局・県・町・ため池管理者による合同現地調査。 連続雨量が130mmに達し貯水位も上昇し始めた為、町はため池下流住民（30戸）に対し避難勧告予告をする。（結果的に町は勧告出さず。） 貯水位上昇を抑止する為ポンプ（8in×2台）による強制排水を開始するが、水位上昇が続く。余水吐きを切開する必要性について県・町・ため池管理者間でぎりぎりの調整を続ける。 水位上昇が続く中、決壊による2次災害を防止する為の有効な手段としては、余水吐きの切開もやむを得ないとの判断から、阿東町長は災害対策基本法に基づく余水吐きクレスト部破壊命令をため池管理者へ出し、余水吐きの切開に着手。 余水吐き部断面約1㎡切開を完了する。尚、夜間の貯水位等監視のため町職員が現地に張り付く。
6/29		農業工学研究所をはじめとする国の関係機関・県・町・ため池管理者による現地調査を実施。被災状況に対する所見、調査手法・応急対策等に対する指導を得た。
7/2	8:55	梅雨前線により阿東町を含む県北部に「大雨洪水警報」（12:20解除）
7/8	18:10 21:00 22:38 23:35	県全域で「大雨洪水警報」（19:00~20:00阿東町徳佐で時間雨量51mmを記録）（~7/13 5:20警報解除）阿東町徳佐で降り始めからの降雨量341mmを記録、貯水位が上昇し余水吐き天端に迫る。堤頂亀裂の深さは、堤頂から-1.5mまで（余水吐きクレスト天端は堤頂から-0.8m）と確認されており、貯水位が亀裂の範囲まで及ぶことは、危険な状態と判断された。この為県・町の職員が夜間現地に張り付き水位等の監視、町役場との情報交換に対応した。 町災害対策本部設置（~7/11 18:00解散） 町は「避難勧告の予告」を行い（38戸、90人）、ため池下流の国道、町道を通行止めとする。 町が「避難勧告」を38戸90人に対して発令。（23:37防災無線による放送）
7/9	0:25 7:00 9:30	避難完了（自主避難を含め43戸102人が避難）。 降雨や貯水位低下状況により避難勧告を解除：降雨と水位グラフ図②参照 農水省・農業工学研究所等の国の関係機関・県・町・ため池管理者による現地調査
7/10		福谷ため池の2次災害発生防止上の排水能力を向上させる為、阿東町長は再度災害対策基本法に基づく余水吐きクレスト部破壊命令をため池管理者へ出す。
7/11		余水吐きクレスト切り下げ範囲を拡大する。（1㎡→3㎡）

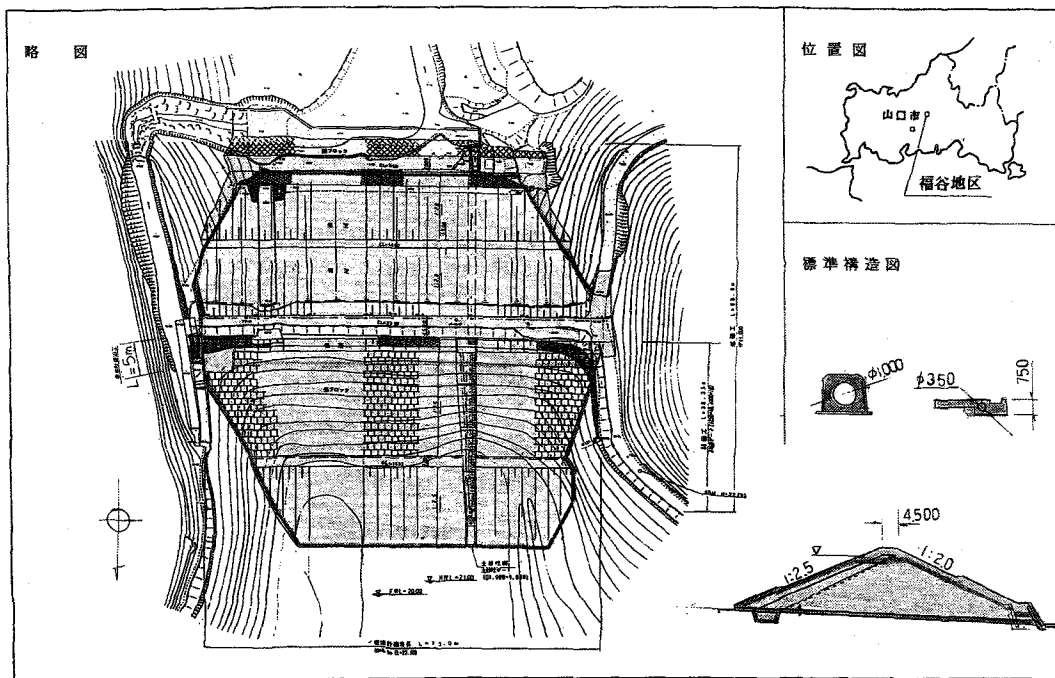


図② 降雨と水位グラフ

③復旧方針策定にかかる協議

復旧は、地震による被災状況、避難勧告の対象となった下流住民（ため池掛かり受益者ではない）に対するため池管理者としての責任等を鑑みて、抜本的に（関連事業対応も視野に入れ）実施することが望まれたものの、一方これに伴う事業費の受益者負担問題・長

期施工期間中のかんがい用水源や作付け調整（代替水源の無い地域が約30ha存在する）等、受益者の理解に委ねられる部分が大であった。最終的には福谷溜池維持組合臨時総会が開催され、堤体の高上げを中心とする関連事業を含む抜本的復旧を要望することで議決された。関連事業は、対象ため池の規模・影



計画平面図

響の度合・被災の程度から「ため池災害関連特別対策事業」として、本災復旧と併せ県営で実施することとなった。

5. まとめ

地震災害の場合、豪雨災害と比べ表面に現れない内部の被災状況の把握が難しく、逆にその把握が復旧計画策定上のポイントとなる。


福谷ため池に採用した地中埋設管内面検査用TVカメラの底樋調査への利用やメチレンブルーを利用した亀裂調査手法は、今後ため池の地震被災状況調査において参考になると考える。

一歩間違えれば、大災害を引き起こしかねなかったこのたびの地震災を体験して、危機管理能力

と適切な判断能力の必要性を改めて感じたところである。地震に対する危機管理の必要性は、阪神淡路地震以降特に強く叫ばれてきたところであるが、初動対応を中心に担当者として認識が十分であったか否か。更に2次災害防止上のため池切開等、利害関係者との調整はスムーズに行われたか等、こういう場合における適切な判断能力も技術者・行政マンとして人間の能力として今後さらに研鑽すべきと痛感させられた。

最後に、これまでの対応に際しご指導ご協力を頂いた、農水省防災課や農業工学研究所を始めとする国関係者、山口大学、(財)農業土木総合研究所、地元関係者の方々に深くお礼申しあげます。

トリシマポンプ



やすらぎのある地球環境
づくりが
トリシマのテーマです。

トリシマは、豊かな地球と美しい自然をテーマに、
農業集落排水、かんがい排水、上・下水道、環境などの分野で
確かな技術でお応えしています。

株式会社 **西島製作所**

東京支社 / 東京都千代田区丸の内1-5-1 新丸ビル ☎(03)3211-8661(代)
〈支店〉大阪・名古屋・福岡・札幌・仙台・広島・高松
〈営業所〉青森・横浜・長野・佐賀・那覇
本 社 / 大阪府高槻市宮田町一丁目1番8号 ☎(0726)95-0551(大代)

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 5-34-4 農業土木会館内, 農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
 - ① 表 題
 - ② 本文枚数, 図枚数, 表枚数, 写真枚数
 - ③ 氏名, 勤務先, 職名
 - ④ 連絡先 (TEL)
 - ⑤ 別刷希望数
 - ⑥ 内容紹介 (200字以内)
- 3 1 回の原稿の長さは原則として図, 写真, 表を含め研究会原稿用紙(242字)60枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付), 漢字は当用漢字, 仮名づかいは現代仮名づかいを使用, 術語は学会編, 農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字(3単位ごとに, を入れる)を使用のこと
- 5 写真, 図表はヨコ7cm×タテ5cm大を242字分として計算し, それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し, 写真, 図, 表は別に添付する。(原稿中に入れない)
- 6 原図の大きさは特に制限はないが, B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう, はっきりしていて, まぎらわしいところは注記をされたい。
- 7 文字は明確に書き, 特に数式や記号などのうち, 大文字と小文字, ローマ字とギリシャ文字, 下ツキ, 上ツキ, などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと,
たとえば
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字
O(オー)と0(ゼロ) a(エー)と α (アルファ)
r(アール)と γ (ガンマー) k(ケイ)と κ (カップ)
w(ダブルユー)と ω (オメガ) x(エックス)と χ (カイ)
l(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)と ϵ (イブシロン) v(アイ)と υ (ウブシロン)
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 入会申込は研究会事務局へ直接又は職場連絡員へ申し込んで下さい。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………フェイ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：

会 告

農業土木技術研究会役員名簿（平成9年度）

会 長	黒澤 正敬	水資源開発公団理事
副 会 長	森田 昌史	構造改善局建設部長
	中村 良太	東京大学農学部教授
理 事	松浦 良和	構造改善局建設部設計課長
	中澤 明	構造改善局建設部水利課長
	中島 克巳	構造改善局建設部設計課首席農業土木専門官
	金森 信夫	関東農政局建設部長
	岩崎 和己	農業工学研究所長
	戸上 訓正	北海道開発庁農林水産課長
	篠原 晃重	茨城県農地局長
	高野 政文	新潟県農地部技監
	安部 優吉	兵庫県農林水産部次長
	牧 勝史	水資源開発公団第二工務部長
	坂根 勇	(財)土地改良建設協会専務理事
	近藤 勝英	(財)農業土木事業協会専務理事
	山下 義行	太陽コンサルタンツ(株)常務取締役
	中島 均	(株)竹中土木取締役
	杉浦 英明	日本国土開発(株)取締役
監 事	平野 達男	関東農政局建設部設計課長
	藤根 兵衛	(株)日本農業土木コンサルタンツ常務取締役
常任顧問	岡本 芳郎	構造改善局次長
	中道 宏	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	岡部 三郎	参議院議員
	須藤良太郎	参議院議員
	梶木 又三	全国土地改良事業団体連合会会長
	福田 仁志	東京大学名誉教授
編集委員長	中島 克巳	構造改善局設計課
常任幹事編集委員	国光 洋二	事業計画課
	管谷 晋	設計課
	川村 正五	整備課
	磯部 拓二	設計課
総務部長	水口 将弘	全国農業土木技術連盟総務部長
幹事編集委員	野口 哲秋	構造改善局地域計画課
	鈴木 豊志	資源課
	森井 秀之	事業計画課
	桑原 一登	施工企画調整室
	久保 弘	水利課
	後藤 高広	

幹 事	野口 康	〃	総合整備推進室
編集委員	山根 伸司	〃	開発課
	小林健一郎	〃	〃
	前田 和義	〃	防災課
	伊藤 友次	〃	関東農政局設計課
	小林 宏康	〃	農業工学研究所農村整備部
	横井 績	〃	国土庁調整課
	羽田野義勝	〃	水資源開発公団第2工務部設計課
	大尾 峰雄	〃	農用地整備公団計画部実施計画課
	渡辺 博之	〃	(財)日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

(株) 荏原製作所	3 口
(株) 大 林 組	〃
(株) 熊 谷 組	〃
佐 藤 工 業 (株)	〃
(株)三祐コンサルタンツ	〃
大 成 建 設 (株)	〃
玉野総合コンサルタンツ(株)	〃
太陽コンサルタンツ(株)	〃
(株)電業社機械製作所	〃
(株) 西島製作所	〃
西 松 建 設 (株)	〃
日 本 技 研 (株)	〃
(株)日本水工コンサルタント	〃
(株)日本農業土木コンサルタンツ	〃
(財)日本農業土木総合研究所	〃
(株) 間 組	〃
(株) 日立製作所	〃
	(17社)
(株) 青 木 建 設	2 口
(株) 奥 村 組	〃
勝 村 建 設 (株)	〃
株 木 建 設 (株)	〃
(株) 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業(株)	〃
住 友 建 設 (株)	〃
住友金属工業(株)	〃
大 豊 建 設 (株)	〃
(株) 竹 中 土 木	〃
田 中 建 設 (株)	〃
前田建設工業(株)	〃
三 井 建 設 (株)	〃

	(13社)	中国四国農政局土地改良技術事務所	1口
(株)アイ・エヌ・エー	1口	(株)チェリーコンサルタンツ	〃
アイサワ工業(株)	〃	中央開発(株)	〃
青葉工業(株)	〃	東急建設(株)	〃
旭コンクリート工業(株)	〃	東邦技術(株)	〃
旭測量設計(株)	〃	東洋測量設計(株)	〃
アジアプランニング(株)	〃	(株)土木測器センター	〃
茨城県農業土木研究会	〃	日本国土開発(株)	〃
上田建設(株)	〃	日本ヒューム管(株)	〃
(株)ウォーター・エンジニアリング	〃	日本舗道(株)	〃
梅林建設(株)	〃	中川ヒューム管工業(株)	〃
エスケー産業(株)	〃	西日本調査設計(株)	〃
(株)大本組	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
大野建設コンサルタンツ(株)	〃	(株)婦中興業	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	古郡建設(株)	〃
技研興業(株)	〃	(株)豊蔵組	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
(株)クボタ建設	〃	(株)北海道農業近代化コンサルタンツ	〃
(株)クボタ(大阪)	〃	前田製管(株)	〃
(株)クボタ(東京)	〃	前沢工業(株)	〃
(株)古賀組	〃	真柄建設(株)	〃
(株)後藤組	〃	(株)舛ノ内組	〃
五洋建設(株)	〃	丸伊工業(株)	〃
佐藤企業(株)	〃	丸か建設(株)	〃
(株)佐藤組	〃	(株)丸島アクアシステム	〃
(株)塩谷組	〃	丸誠重工業(株)東京本社	〃
昭栄建設(株)	〃	水資源開発公団	〃
新光コンサルタンツ(株)	〃	水資源開発公団沼田総合管理所	〃
ジオスター(株)	〃	〃 三重用水管理所	〃
(株)ジオテック	〃	宮本建設(株)	〃
(株)シャトーシーピー	〃	ミサワ・ホーバス(株)	〃
須崎工業(株)	〃	(株)水建設コンサルタンツ	〃
世紀東急工業(株)	〃	(株)峰測量設計事務所	〃
大成建設(株)四国支店	〃	山崎ヒューム管(株)	〃
大和設備工事(株)	〃	菱和建設(株)	〃
高橋建設(株)	〃	若鈴コンサルタンツ(株)	〃
高弥建設(株)	〃		
(株)田原製作所	〃		
		(アイウエオ順)	計 103社 150口
			(73社)

水 と 土 第 110 号

発行所 〒105-0002 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 03(3436)1960 振替口座 00180-5-2891

印刷所 〒161-8558 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社

TEL 03 (3952) 5651