

水と土

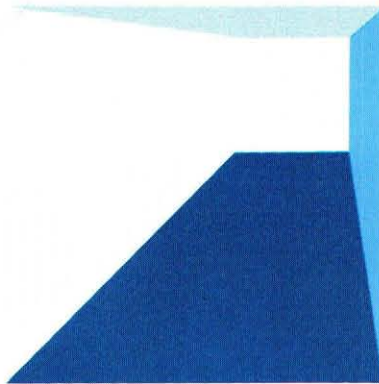
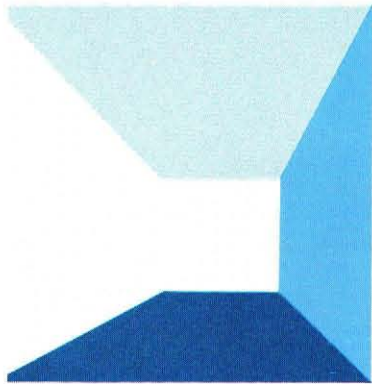
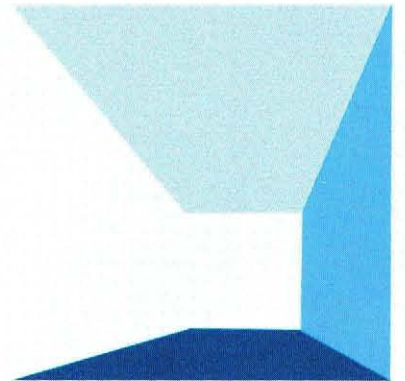
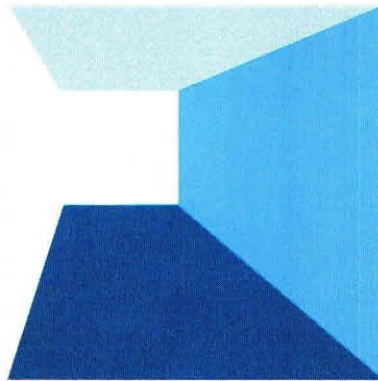
ISSN 0287-8593

第 97 号

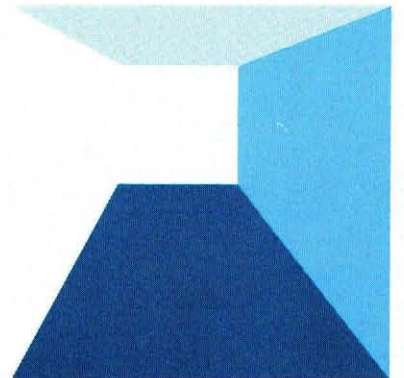
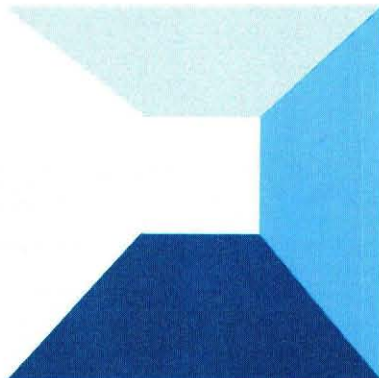
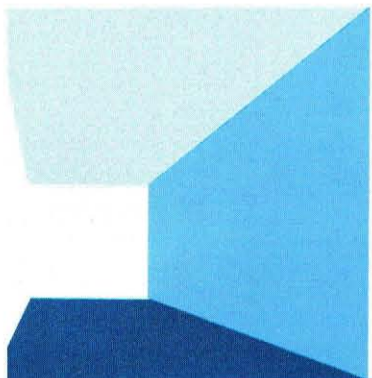
特集「ダム設計と施工」

平成 6 年 6 月号

農業土木技術研究会



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



全国で唯一のマルチプルアーチダム豊稔池 (本文55頁参照)



▲北欧の古城を偲ばせる堰堤

▼補修後の堤体全景 (前法面側)



▲サイフォン式洪水吐

▶大島ダム付替道路における
EPS工法施工状況
(本文45頁参照)





▲名蔵ダム全景 (本文11頁参照)

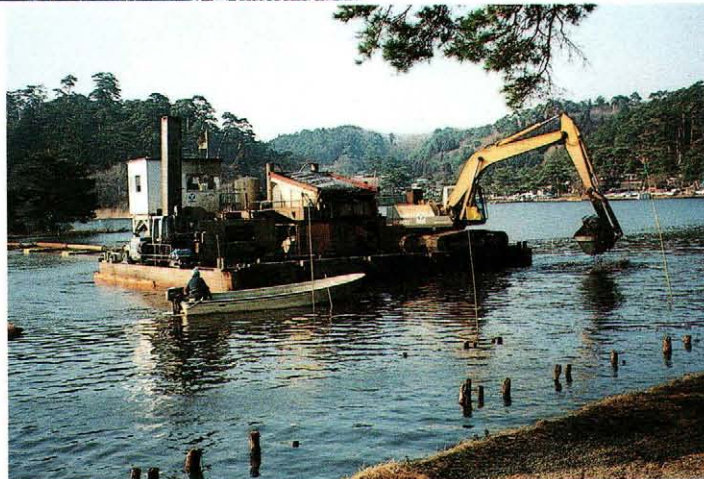


◀わが国最初の公園「南湖」
を上空から望む

(本文71頁参照)

南湖浚渫状況▶

(本文71頁参照)



特集「ダム設計と施工」

グラビア

全国で唯一のマルチプルアーチダム豊稔池
大島ダム付替道路におけるEPS工法施工状況
名蔵ダム全景
わが国最初の公園「南湖」を上空から望む

報文内容紹介

巻頭文

福島県における農業農村整備事業の進め方

黒 澤 清……(1)

報 文

トンネル機械掘削におけるいくつかの課題

—自由断面掘削機による仮排水トンネルの施工実績から—

竹 下 謙 三・山 田 信 司……(3)

名蔵ダムの土質基礎における基礎処理について

—洪積層基礎におけるグラウチング—

三 浦 弘 喜……(11)

船上山ダム基礎地質調査

—ダム基礎としての軟岩基礎大孔径気泡ボーリングによる基盤の
確認と浸透破壊試験—

雑 賀 幸 哉……(22)

濁川ダム鋼管杭土留壁工の検討

—堤体基礎掘削に伴う斜面安定対策工の事例—

吉 牟 禮 康 男・梅 田 正 実・川 本 康 宏……(33)

大島ダム付替道路崖錐部における特殊擁壁について

—崖錐部における土留対策工法(逆Y擁壁, EPS工法)について

山 田 耕 士・吉 田 達 雄・横 井 敏 幸……(45)

県営防災ダム事業豊稔池地区の補修工法について

—歴史的構造物(マルチプルアーチダム)の保全工法—

高 尾 武 司……(55)

大規模な濁水処理を行う場合の検討について

—大穴ダム湖水の濁水処理—

戸 澤 浩 幸……(63)

環境に配慮した浚渫工法について

—県立自然公園「南湖」の農業用水源確保—

引 地 清 三……(71)

ニュース

ふるさとの豊かな資源保全対策

—ふるさと水と土基金—……(79)

技術情報

「CEAD/II」に代わる新しい事業支援システムの開発について

構造改善局設計課施工企画調整室……(81)

投稿規定……(83)

農業土木技術研究会入会手引き……(84)

会告・編集後記……(85)

水と土 第97号 報文内容紹介

トンネル機械掘削におけるいくつかの課題 —自由断面掘削機による仮排水トンネルの施工実績から—

竹下 謙三・山田 信司

国営かんがい排水事業、苫前（二期）地区の基幹施設である苫前ダム仮排水トンネルの掘削に採用した自由断面掘削機（ブームヘッダー）による施工実績を基に、機械掘削方式の利点・問題点を抽出し今後の機械化施工への対応方向について報告する。
(水と土 第97号 1994 P.2)

名蔵ダムの土質基礎における基礎処理について —洪積層基礎におけるグラウチング—

三浦 弘喜

名蔵ダムは国営かんがい排水事業名蔵川地区で建設する中心遮水ゾーン型ロックフィルダムである。ダムサイト基礎は花崗岩類を基岩とし、第四紀洪積層が厚く分布している。本報では、この土質基礎に対する基礎処理の設計、施工の概要について報告する。
(水と土 第97号 1994 P.11)

船上山ダム基礎地質調査 —ダム基礎としての軟岩基礎大孔径気泡ボーリングによる基盤の確認と浸透破壊試験—

雑賀 幸哉

船上山ダムは、国営東伯農業水利事業の水源の一つとして二級河川勝田川に建設中の堤高43.9m、有効貯水量52万 m^3 の中心遮水ゾーン型ロックフィルダムである。本ダムの基礎は、第四紀更新世の凝灰角礫岩及び安山岩溶岩であり、基礎地質については入念な調査がされている。本報文は、船上山ダム基礎地質概要及び特筆すべき調査について報告するものである。
(水と土 第97号 1994 P.22)

濁川ダム鋼管杭土留壁工の検討 —堤体基礎掘削に伴う斜面安定対策工の事例—

吉牟禮康男・梅田 正実・川本 康宏

濁川ダム軸左岸地山は、D・C L級の劣化岩盤が40mと厚く分布している。この地山にダム本体の基礎掘削が及ぶため対策工を行う必要性が生じた。検討の結果地山地すべりに対してはフリーフレーム+アンカーで対応することとし、基礎掘削は、地すべりと縁切させ鋼管杭土留壁を施工し行うこととした。この土留壁はダム直近に、止水ラインと直交して施工するため、特に安全性を考慮した設計が求められた。今回は、その設計手法を報告するものである。
(水と土 第97号 1994 P.33)

大島ダム付替道路崖錐部における特殊擁壁について

—崖錐部における土留対策工法（逆Y擁壁、EPS工法）について—

山田 耕士・吉田 達雄・横井 敏奉

豊川総合用水事業で計画されている大島ダムに係る付替道路の施工において、地形が急峻で、また地質が崖錐堆積物により転石が多くゆるんだ状態のため、一般的な切盛上工法では施工が不可能であり、崖錐対策工法として逆Y擁壁工法及びEPS工法を計画した。
(水と土 第97号 1994 P.45)

県営防災ダム事業豊稔池地区の補修工法について —歴史的構造物（マルチプルアーチダム）の保全工法—

高尾 武司

豊稔池は、我が国に現存する唯一のマルチプルアーチダムで歴史的な構造物となりつつあるが、60有余年を経過し、クラックの発生、漏水など老朽化が進行したため、昭和63年度に県営防災ダム事業として採択を受け、補修工事を実施した。この補修工事にあたって、特に細心の注意を払ったマルチプルアーチ部におけるアーチ版並びにアーチ版クラウン部に採用したキーストンの補修工法について紹介する。
(水と土 97号 1994 P.55)

大規模な濁水処理を行う場合の検討について —大穴ダム湖水の濁水処理—

戸澤 浩幸

大穴ダム（貯水量100万 m^3 、貯水面積13ha）に発生した160ppmの濁水で、薬品の添加により40ppmに改善した。施行期間は2日間。使用した薬品は、PAC50t。薬品散布は、2隻の船で行った。

水深別の濁度を測定した結果、薬品添加後船のスクリーでカクハン作用を受けた水深1～2mの範囲は、一時的に10ppmとなったが、自然対流等の影響を受け、7日後には、水深10m～0mに至るすべての水深で40ppmとなった。
(水と土 第97号 1994 P.63)

環境に配慮した浚渫工法について —県立自然公園「南湖」の農業用水源確保—

引地 清三

自然にやさしく、環境や生態系に配慮した農業農村整備が望まれている中で、わが国最初の公園でもある「南湖」の農業用水源としての貯水量を回復するため土地改良総合整備事業（一般土地総型）で浚渫工事を実施している。この浚渫工事において、県立自然公園を始めとする関係諸法令の規制や、水棲動植物への自然保護対策、あるいは景観保全を最優先とするなど幾多の条件を克服した浚渫工法を紹介するものである。
(水と土 第97号 1994 P.71)

福島県における農業農村整備事業の進め方

黒澤 清*
(Kiyoshi KUROSAWA)

東北地方南端に位置する福島県は、全国第3位の県土面積（耕地面積180,900haで全国4位）を有する広大な地域ですが、近年の高速交通網の進展〔福島空港、高速道路（東北縦断、常磐、磐越道路の開設と延伸、新幹線）〕により、首都圏経済圏と接近するとともに、各産業の著しい発展がみられ、平成2年度の経済成長率は実質で6.4%となりました。

農業の現状をみますと、平成4年度の農産物の生産において、ウエイトの高い米作が作況指数101で収穫量471,900tとなり全国6位、きゅうり収穫量が74,900tで全国2位、もも収穫量33,000tで全国2位、葉たばこ収穫量5,700tで全国第5位等の収量となり、それらを含めた農畜産物の農業粗生産額は3,549億円に達して全国で第9位となり、農業生産主要地域として、役割を果たしているところです。

県は、これらの状況を把握し、県の長期総合計画“ふくしま新世紀プラン”の基本目標〔「21世紀の新しい生活圏〈美しいふくしま〉の創造」に向けて、◎人、くらしの重視 ◎環境との共存 ◎交流の促進 ◎新たな発展のための基盤づくり〕を政策の視点として、21世紀にむけて足腰の強い農林水産業を確立し、農林漁業者が誇りと希望を持って、経営条件を整備するとともに、活力ある農山漁村を構築することといたしました。

県における農業農村整備事業は、平成4年に国が示した「新しい食料・農業・農村政策の方向」の整備への方向を考慮しつつ、平成2年8月策定の「第三次福島県農業振興基本方針」に基づき、本県の特性を盛込んだ「福島県第四次土地改良長期計画（平成14年目標）」を平成4年に制定し、農業生産基盤の整備及び環境整備等を基本施策として計画的、かつ強力に推進することとしました。長期計画の整備概要は、水田の整備量を30a区画程度以上に整備する面積20,000ha、うち50a以上の大区画整備面積11,000ha、さらに生活環境整備として農業集落排水施設の整備167地区実施すること等を目標として、総額1兆1千億円を、投資することとしております。さらに「ふくしま農村整備プラン」は、第1に高生産性、高付加価値農業の実現のための農業生産基盤整備の積極的推進、第2にみどり豊かな活力に満ちた農村地域社会の建設を行うための農村生活環境整備を積極的に推進すること、第3に農地と国土を災害等より守るため防災の整備と管理の強化を図る。以上3つの柱を樹立し、総合的にきめ細かくかつ地域ニーズを盛込んで推進していくこととしました。

県は、これらの農業施策に従いながら、新しい農業の発展と、効果的な推進を図るため、平成6年4月に「農政部」と「農地林務部」を統合し、新に「農林水産部」を設置し、農業生産基盤の整備と営農振興方策の一体的な推進体制を確立し、優れた経営体の育成や中山間地域政策を総合的な農林業の振興に取り組むこととする機構改革を行いました。部における農業土木関係機関は、農林総務課内の農林企画室と農林検査課、農村振興課、農地計画課、農地建設課の4課一室があり、各種施策を連携しながら執務しているところです。なお、農業農村整備事業の実施機関である出先機関（特設事務所も含む）は、名称変更及び県本部関係課の再編成に伴う各係の一部再編成を行いました。機関の統廃合はありません。

次に、昨年12月14日「ガットウルグアイ・ラウンド農業合意」の談話が総理大臣から発表されましたが、本件は「コメ維新」との声が聞かれるほどに、本県の農業にとって大きな衝撃であり、重大なる転換期とみております。時同じくして本県も、戦後最も深刻な冷夏に見廻れ、その異常気象等による農作物の被害が837億円に達し、その被災農家に対し、各種支援策の対応（農業農村整備事業への被災農業者の優先雇用、国に対する農家負担金の償還金軽減措置など）を努めていた時だけに、ある程度は予測はされていたものの「とうとう到来したか」と、二重の衝撃を受けたところです。このように、厳しい農業情勢の中での「農業合意」でしたが、県としては、新たな国際化に対応するため、農業の体質強化を緊急に実現するための条件整備として、次の三点を主要緊急施策として推進していきたいと考えております。

第一に、低コストで生産性の高い農業経営のための条件整備を進めること。

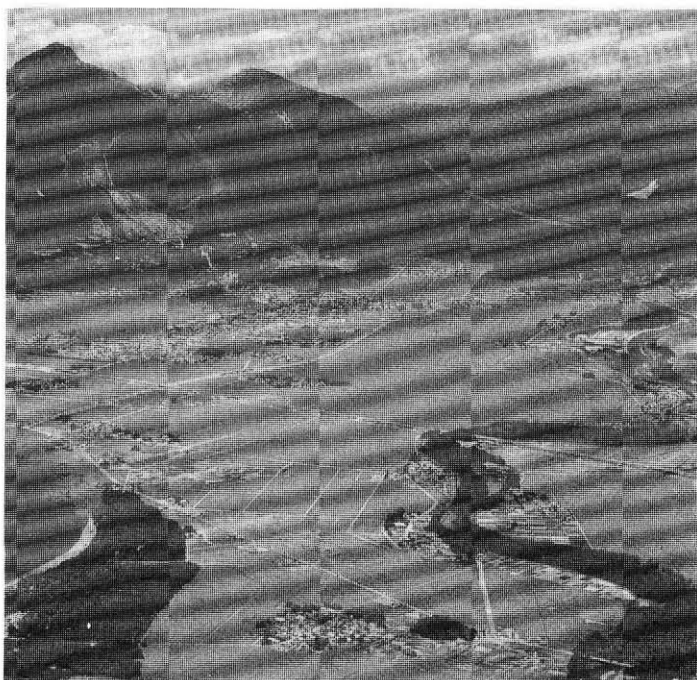
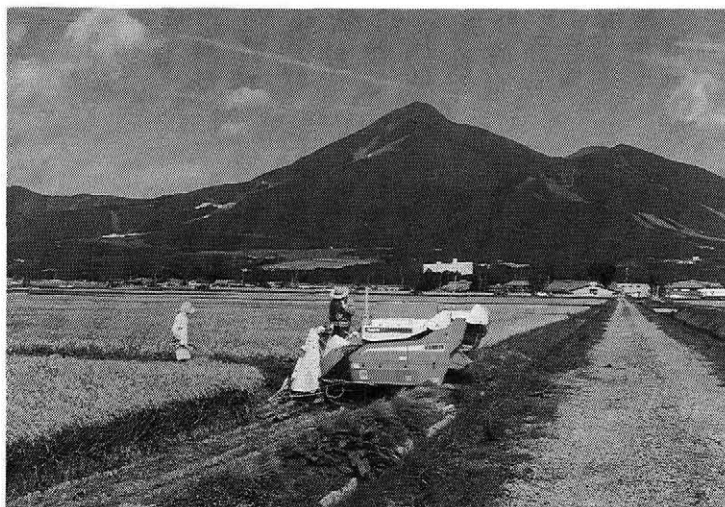
第二に、農作物における収益性の高い複合経営のための条件整備を進めること。

第三に、中山間地域における農業農村活性化のための条件整備等を進めること。

昨年の冷夏による米不足は、県民に日本の米の品質の良さを認識させ、安全に安定的に供給される農業の役割の重要性を肌で感じていただいたものと思っています。

従って本県農業農村の体質強化を進めていくには、当然なことながら総合的な施策で整備を進めていくことと、なかでも財政審において「C」ランクとはされたものの、農業農村整備事業、中でも大区画ほ場整備事業を本県農業にとって、積極的に推進していくことが必要不可欠と考えております。最後になりましたが、将来にわたり農業農村整備事業が、農村地域の発展に大きく寄与していくものと考えております。

*福島県農林水産部長



トンネル機械掘削におけるいくつかの課題 —自由断面掘削機による仮排水トンネルの施工実績から—

竹下 謙三* 山田 信司*
(Kenzo TAKESHITA) (Shinji YAMADA)

目 次	目 次
1. はじめに 3	3. トンネル計画 4
2. 国営かんがい排水事業苦前(二期)地区 の概要 3	4. まとめ 10
	5. おわりに 10

1. はじめに

本報で紹介するトンネルは、国営かんがい排水事業苦前(二期)地区の基幹施設である苦前ダム(重力式コンクリート)の仮排水隧道である。工事期間内の三毛別川(二級指定)の源流を安全に流下させる目的で、平成4年度着工、平成5年度巻立完了し、堤体基礎掘削開始前の平成5年8月26日転流を行い、平成7年度に堤体コンクリートの打設を開始する予定である。

本報は、発破を使用しないトンネル掘削の施工実績と、いくつかの課題について報告するものである。

2. 国営かんがい排水事業苦前(二期)地区の概要

本地区は、北海道北西部日本海に面した留萌支

庁管内のほぼ中央部に位置し、海岸性気候の影響を受けて、雨量は一般に少なく乾燥しやすい気象条件下である。(図-1)

受益地区内は、古丹別川下流部左岸地帯及び支流三毛別川流域の水田660haと、海岸丘陵地に分布する畑1,020haの水田及び酪農畑作地帯である。

水田かんがい用水は、古丹別川・三毛別川とその支流を水源としているが、農業の近代化に対応する用水が不足し、畑地帯に於いても高台に位置していることから、かんがい施設は未整備の状況である。

本事業は、これら水田の近代化用水及び畑地かんがい用水を確保するため、三毛別川上流にダムを建設し、用水施設の整備を行うとともに畑地かんがい施設を整備し、農業経営の近代化と営農の合理化を図る目的で、基幹かんばいとして苦前地区(昭和59年度着手)から分離し、平成3年度か

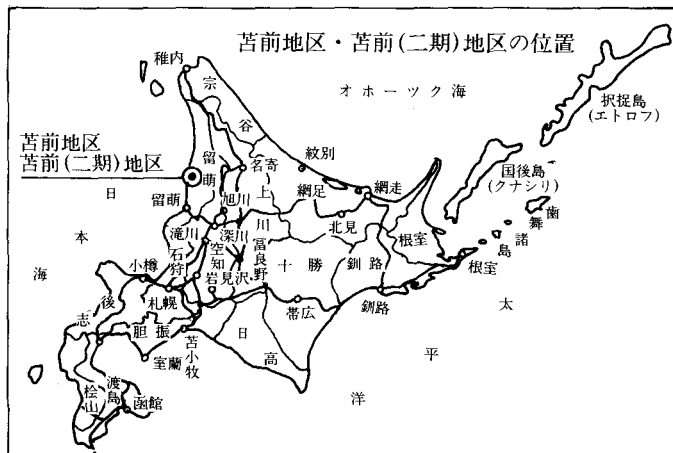


図-1 位置図

*留萌開発建設部羽幌地域農業開発事業所

らスタートした地区である。

なお、地区工事計画を表-1に示す。

3. トンネル計画

(1) トンネルの概要

ダム工事期間中の河川の転流方式は、トンネル方式と堤内仮排水路方式に大別される。本ダムサイトは川幅の狭い渓谷であり河道が湾曲していることなどから、トンネル方式を採用した。

対象洪水量は、本ダムが重力式コンクリートダムであることから、年1~2回締切の越流を許す程度の規模の洪水を想定し、他地区の実績や過去の観測洪水等を勘案して $Q=90\text{m}^3/\text{sec}$ と決定した。

ダム及びトンネルの平面図を図-2に、トンネル主要諸元を表-2に、トンネル標準断面図を図-3にそれぞれ示す。

表-1 地区工事計画

名 称 苦前ダム
位 置 北海道苦前郡苦前町字三溪国有林野

堤 体	形 式	流域面積 (km ²)		堤高 (m)	堤長 (m)	堤体積 (千m ³)	基礎地盤 地 質	貯水量 (千m ³)	
		直接	間接					総貯水量	有効貯水量
	重力式 コンクリートダム	56.4	—	35	155	45	礫岩	7,400	5,700

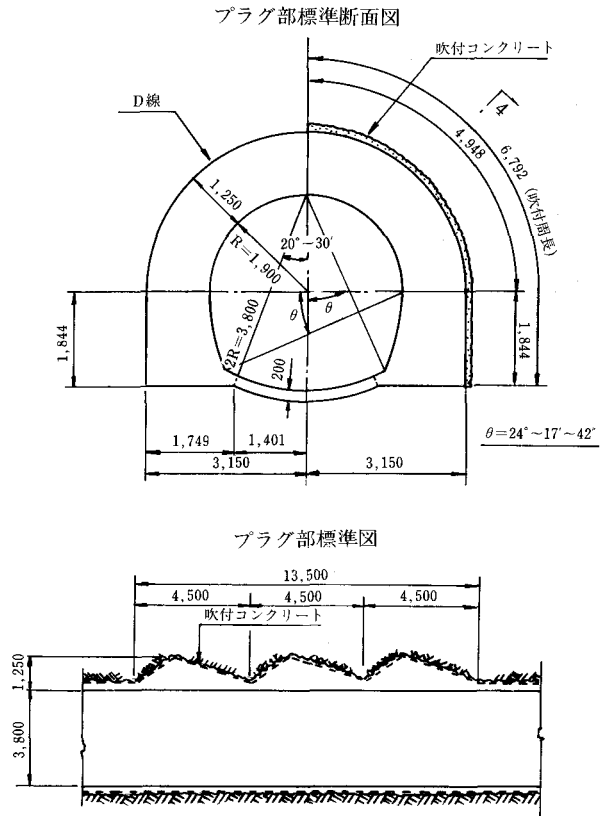
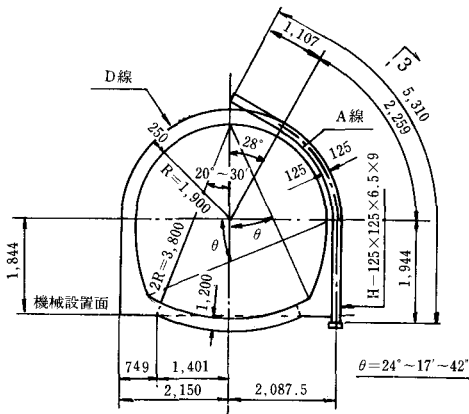
余水吐	形 式	排水量 (m ³ /s)	取水施設	形 式		取水量 (m ³ /s)	放流施設	形 式	
				堤 体 支 持 式	型 多 孔 式			2.10	放流量 (m ³ /s)
	堤頂越流型	460				2.10		ジェットフローゲート	8.67



図-2 平面図

表一 2 トンネル主要諸元

型 式	標準馬蹄型 2 R=3.8 m
流域面積	56.4 km
設計洪水量	90 m ³ /sec
トンネル延長	211 m
トンネル勾配	1/120



図一 3 トンネル標準断面図

(2)地質構造とトンネルタイプ

トンネルルートの地質は、新第三紀中新生の古丹別層を基盤とする。

古丹別層は下位から上位に向かって礫岩から泥岩へ漸移的に粒度変化する地層で繰返し堆積する輪廻層である。

図一 4 はトンネル (地質) 縦断面図である。

ダム軸から下流側はG (cg3) で礫岩の粒径は 1 cm以下が多く、上流側はG (cg2) で礫岩中に乱堆積した泥岩層、泥岩バッチ、泥岩礫等が多く含んでいる。また呑口部近傍はG (cg1) で礫岩の粒径は 2 ~ 10cmで下部ほど大きい。

岩は割れ目の少ない礫岩が主体であり一軸圧縮強度は 200 ~ 400kgf/cm²を有するものが大半を占めている。

トンネルタイプは、上述の地質構造や弾性波試験値などからトンネル延長を次の 3 区間に分け B、C の 2 タイプに分類した。

呑口部 6.65m の区間は礫岩の基質が風化して礫状分離しやすい状態であり弾性波速度も 1.8km/sec であることから C タイプとした。

中間部については、割目の少ない新鮮な岩盤であり、弾性波速度も 3.05 ~ 3.3km/sec で、比較的良好な値を示すことから B タイプとした。

また、吐口部は土カブリが薄く部分的に割れ目が発達しているため、切羽の肌落が考えられ、弾性波速度も 1.55km/sec 程度を示すことから、21.35 m の区間を C タイプとして設計した。

トンネルタイプ別区分表を表一 3 に示す。

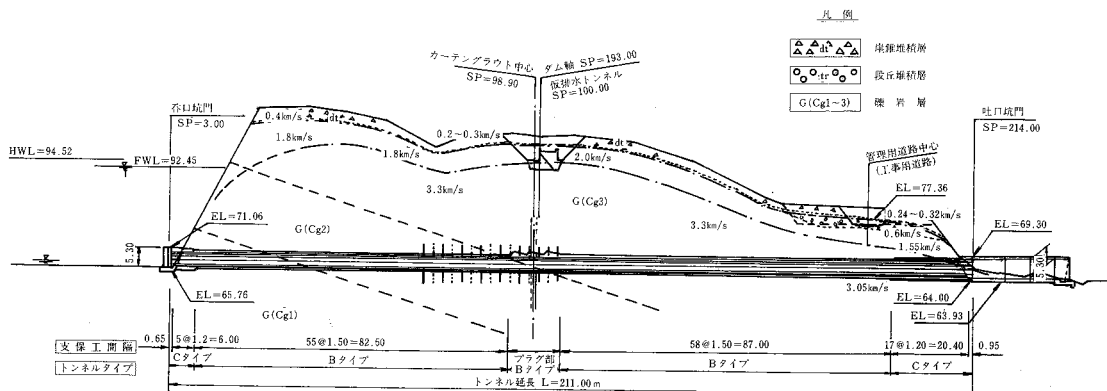


図-4 トンネル(地質)縦断面

表-3 トンネルタイプ別区分表

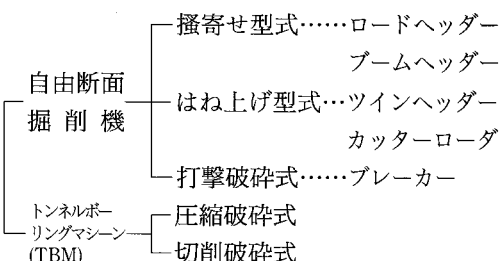
タイプ	測点	支保工間隔	支保工規模	矢板種類 ()内は掛率
C	SP 3.0 ~ SP 9.65	1.2 m	H鋼材 H-125×125×6.5×9	アーチ 送り矢板 (90%) サイド 掛矢板 (70%)
B	SP 9.65 ~ SP 192.65	1.5 m	H鋼材 H-125×125×6.5×9	アーチ 掛矢板 (70%) サイド 掛矢板 (50%)
C	SP 192.65 ~ SP 214.00	1.2 m	H鋼材 H-125×125×6.5×9	アーチ 送り矢板 (90%) サイド 掛矢板 (70%)

(3)掘削方式の選定

本トンネルにおける掘削方式については、火薬庫の設置等仮設準備時間の縮減や、設計日進行長の差などから、工期の短縮が期待できること、プラグ部の施工精度の向上を図る必要があること振動が少なく緩みの発生を抑制出来る等安全対策面から利点があることなどの理由から発破を用いない機械掘削方式を採用することとした。

機械掘削方式に使用する掘削機械にはトンネルボーリングマシン(TBM—全断面掘削機)と自由断面掘削機があるが、さらにこれを掘削形式により分類すると次のようになる。

トンネル掘削機の分類



このうち、本トンネルではトンネル切羽高を基に作業範囲と施工性、作業能力を考慮し、自由断面掘削機の搔寄せ型式、ブームヘッダー(RH-8J)を採用することとした。採用したブームヘッダーの概要図(図-5)、機械主要仕様(表-4)、機械の全体写真(写真-1)をそれぞれ示す。

(4)掘削工事計画

本トンネルは切羽高がプラグ部における最大高でH=5.25mであるのに対し、ブームヘッダーの施工可能高がH=6.20mであることから、掘削方式は全断面掘削とし、仮設ヤード、貫通時の流水対策を考慮して吐口部からの片押し施工とした。

掘削進行はカッターヘッドの回転により地山切削し、ズリは搔寄せ部と一体装備されたコンベアによって掘削機械後部に配置したキャリアダンプに積み込み搬出する。(図-5参照)

また、トンネル断面形が標準馬蹄形のため、機械の作業基面(機械設置面)は標準断面図(図-3)に示すように側壁下端部の位置とした。

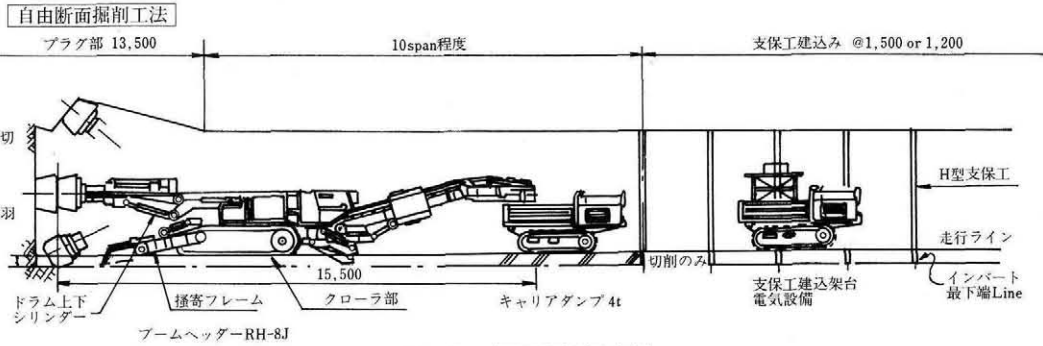


図-5 掘削状況概念図

表-4 ブームヘッダー (RH-8J) 機械仕様

項目	単位	仕様	項目	単位	仕様		
一般諸元			走行装置				
横休長 (第2コンベア含む)	mm	15,500		型式		クローラ式	
機体巾 (ギャザリング巾)	mm	3,050 (3,600)		駆動方式		油圧モータ (自動駐留ブレーキ装置付)	
機体高	mm	3,180		走行速度 (50 Hz)	m/min	高速 12.5, 中速 8.3 低速 2.8, 微速 2.0	
総重量 (第2コンベア含む)	ton	54		走行速度 (60 Hz)	m/min	高速 15, 中速 10 低速 3.3, 微速 2.4 n	
接地圧 (第2コンベア含む)	kgf/cm ²	1.19		登坂能力	度	14	
電源 (50/60 Hz)	V	400/440		クローラシュー巾	mm	810	
切削寸法				接地圧	kgf/cm ²	1.19	
高さ	mm	6,200		第1コンベア装置	型式		センターチェーンコンベア (スクレーパー付)
巾	mm	7,100			トラフ内巾	mm	650
床下深さ	mm	420	駆動方式			油圧モータ	
電動機		240 kW×4 P×400/440 V	チェーン速度 (50/60 Hz)		m/min	30/36	
回転数制御方式 (減速機)	rpm	レバー式 2段切換え	運搬量		m ³ /Hr	270	
カッターヘッド回転数 (50 Hz)	rpm	高速 50, 低速 29	第2コンベア装置		型式		ベルトコンベア
カッターヘッド回転数 (60 Hz)	rpm	高速 60, 低速 36			駆動用電動機		5.5 kW×4 P×400/440 V
テレスコピック	mm	700			ベルト巾	mm	900
ビック型式		ラウンド型			ベルト速度 (50/60 Hz)	m/min	65/78
電動機 (減速機付)		15 kW×4 P×400/440 V			運搬量	m ³ /Hr	300
ポンプ型式		3連プランジャーポンプ		旋回角度	度	±45	
最高吐出圧力	kgf/cm ²	210		上下高さ	mm	最高 2450, 最低 1550	
吐出流量	ℓ/min	38		油圧ユニット	電動機		55 kW×4 P×400/440 V
水タンク容量	ℓ	550			オイルタンク	ℓ	700
必要供給水圧力	kgf/cm ²	10 以下			作動油冷却		空冷ファンクーラー
必要供給水流量	ℓ/min	80 以上	総電気量			317.3 kW	
ギャザリング装置							
型式		ギャザリングアーム式					
回転数 (50 Hz)	rpm	高速 34, 低速 22					
回転数 (60 Hz)	rpm	高速 41, 低速 26					
駆動方式		油圧モータ					



写真-1 ブームヘッダー (RH-8J)

インバートの掘削は、採用したブームヘッダーが床下深0.42mまで掘削可能タイプであるため、機械設置面より下部の掘削も他の断面と同時並行して行うこととした。なお、インバート部の切削土は掘削中にはズリ出しを行わずに走行路の保護面として残すこととし、貫通後、インバートの整形を行う時点で油圧ショベル0.07m³級を用いてズリを積み込みキャリアダンプにて搬出することとした。

(5)掘削作業能力の計画と実態

表一5は、本トンネルのBタイプ区間における計算上のサイクルタイムを、発破方式とブームヘッダーを用いた機械掘削方式で比較したものである(表一6は、ブームヘッダーの切削能力とビット消費量の諸元)。これを見ると、本トンネルの場合、発破方式に比べブームヘッダーを用いた機械掘削方式を用いると、計算上、標準サイクルタイムは縮減され実作業日数が短縮(43.1日から34.5日)されることになる。

一方、実際の施工実績では、一軸圧縮強度が300~400kgf/cm²の岩盤強度を有する掘削区間において、ビットの消耗が予想以上に大きく、その取替えに要するロスタイムがかなり発生した。

図一6は計算上の実掘削日数(発破方式の場合、及びブームヘッダーを用いた機械掘削方式の場

合)と、実際の施工実績を比較したものである。施工実績が計算上の実掘削日数を大きく上回り、発破方式を想定した場合と同程度の掘削工程となっている。

この結果から、機械掘削方式が潜在的に有しているメリットの一つサイクルタイム向上効果を最大限発揮し、計算上見込まれる工程計画を実際の施工現場でも実現するためには、掘進中の機械に起こり得るトラブルを未然に防止することと、一定の切削能力を維持し続けることが最大の課題となることが考察できる。

前者については、日常のきめ細かな点検とメンテナンス、故障時における迅速な対応体制の準備が不可欠であり、後者については、ビットの摩耗が切削能力の大きな支配要因であるため、摩耗状況の緻密な把握、最大限の能力と経済性を両立確保するための的確な交換時期の判断が重要な課題となる。

表一5 Bタイプ掘削サイクルタイム比較表

項 目		発破方式	ブームヘッダによる方式
設計条件	掘削断面	18.88 m ²	
	支保工間隔	1.5 m	
	1 爆破進行長	1.5 m	
	一軸圧縮強度		400 kgf/cm ²
	実切削能力		8 m ³ /Hr
サイクルタイム	削 岩	189 min	212 min
	ずり出し	109 min	13 min(測量等)
	支保工建込	50 min	50 min
	その他損失	15 min	15 min
	合 計	363 min	290 min
	坑内移動時間	4 min	4 min
	1方当り作業時間	480 min	480 min
	1方当りサイクル数	480-4/363 = 1.31	480-4/290 = 1.64
	1日当り進行長	3.93 m	4.92 m
	延 長	169.5 m	169.5 m
実作業日数	43.1 日	34.5 日	

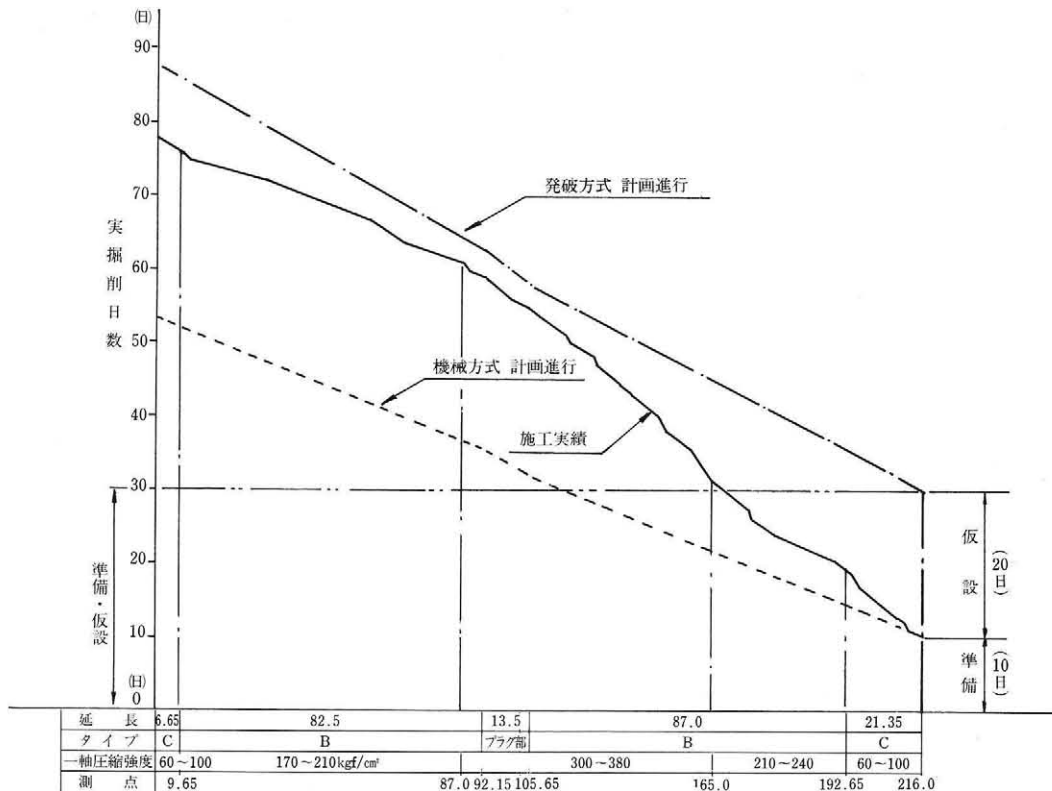
(6)プラグ部の掘削精度向上

本トンネルは、ダムの建設後確実な閉塞を行う必要があることから、閉塞プラグ部については止水性を高めるため複雑な凹凸のついた掘削断面形状が要求される。本トンネルの掘削に機械掘削方式を採用した理由の一つは、このような複雑な断面を覆工コンクリートの巻厚不足が生じないような高い精度で掘削する必要があったからである。

それでもなお、実際の施工においては、岩質が堅くなるほど切削時に機械のぶれが発生し、掘削精度に影響が出る場合がある。機械後部にはアウトリガーが装備されているが前方には装備されていないため、本トンネルの工事では角材を利用し機械を固定して掘削施工することで所定の施工精度を確保することができたが(写真一2)、さらに

表一6 切削能力及びビット消費量

一軸圧縮強度 kgf/cm ²	50	100	200	300	400	500	600
純切削能力 m ³ /Hr	95~45	80~37	55~25	38~16	30~12	22~10	16~5
切削効率	0.35						
実切削能力 m ³ /Hr	38~20	33~16	25~10	14~6	12~5	10~4	5~2.5
ビット消費量 本/m ²	0.01 ~0.02	0.02 ~0.03	0.04 ~0.08	0.1 ~0.25	0.3 ~0.4	0.4 ~0.6	0.6 ~0.8



図一六 施工工程表

トンネルが小断面で硬岩質の場合で、高い精度を得ようとするれば、機械本体に本格的なぶれ防止装置をつけるなどの対策が必要になると思われる。



写真一三 掘削状況 (プラグ部の二次整形状況)



写真一二 ブームヘッダー前部に角材を用いて固定



写真一四 支保工連込後の状況

表一 自由断面掘削機の比較表

	長	所	短	所
施工性	○断面の形状に左右されず、変更が可能 ○切削面が滑らかで余掘が少ない ○軟岩では切削が容易 ○振動が少なく施工精度が高い		○湧水のある場合、ズリが泥土化して作業能率が低下 ○硬岩の切削に対しビットの交換時間のロスが生ずる。	
安全性	○振動災害、火薬災害がない ○保安責任者、発破士等の資格者がいない(省力化) ○緩みの発生を抑制出来る		○粉塵対策が必要	
経済性	○工期の短縮が可能(準備、仮設等) ○掘削とズリ出しが同時進行の為、サイクルタイムが短縮できる		○機械の消費電力が大 ○硬岩の切削に対し損耗が大	
仮設備	○火薬庫、給気設備が必要なし ○振動・騒音対策の必要なし		○換気設備が大型化する	

4. まとめ

本トンネルで採用したブームヘッダーは、岩盤を連続的に切削又は破碎して掘進する工法であり、地質条件が比較的良好で、切羽が自立するトンネルにおいて有利であると一般にいわれている。

表一は自由断面掘削機について、施工性、安全性、経済性等から見た一般的な長所・短所を整理したものであるが、今回の施工実績の検証から、次のことが課題として浮かび上がってきた。

- ① 比較的堅い岩質の切削においては、一般に掘進能力が低下するが、特に、ビットの損耗やトラブルによる交換ロスが作業効率に大きく影響を与える場合がある。このような工程管理上の不確実な要因をできるだけ除去するためには、機械のきめ細かな点検とメンテナンス、万一のトラブル発生時の迅速な対応が不可欠となる。
- ② 機械掘削方式では、発破方式に比べて余掘が比較的少なく、均一な掘削断面を確保することができるが、特殊な事情でさらに高い精度の掘削断面が要求されるような場合には、掘削機械の回転によるぶれを解消するような機械の改善

策を講じる必要がある。

これらの課題については、今後の施工実績などの収集分析などにより、トンネル設計施工技術の向上に反映されることが望ましいと考えられる。

5. おわりに

苫前ダム仮排水路トンネルは、無事故・無災害で平成5年8月竣工し現在堤体の基礎掘削を行い、平成10年のダム完成を目指し鋭意施工中である。

本報では、機械掘削方式における掘進サイクルタイムと、プラグ部の施工精度について述べたが、トンネル掘削方式の検討にあたって経済性が重要な要素となることは言うまでもない。その場合には掘削精度と巻立を含めたコンクリート支払線の関係について検討を行い、総合的な経済比較による選択が重要であることを是非付け加えておきたい。

振動・騒音問題等が取りざたされることが多い今日、トンネル掘削はますます機械化施工への移行が進むと思われる。本報告が同種のトンネル工事の設計・施工に当たっての検討の一助となれば幸いである。

名蔵ダムの土質基礎における基礎処理について

— 洪積層基礎におけるグラウチング —

三 浦 弘 喜*
(Kouki MIURA)

目	次
1. はじめに	4. グ라우チング施工結果
2. 地形、地質の概要	5. おわりに
3. 基礎処理基本方針	15
	18

1. はじめに

石垣島は、沖縄本島から南に430km、琉球列島の最南端八重山群島にあり、島の総面積は258.3km²、人口約42,000人で群島の産業経済の中心となっている。気候は亜熱帯海洋性気候に属し、年平均の降雨量2,071mm、気温23.8℃、湿度79%と年間を通じ高温多湿な島であるが、夏季には干ばつ及び台風の来襲頻度も多い。

国営かんがい排水事業名蔵川地区は、石垣島南西部の名蔵川流域低平地と、これに連なる丘陵地帯に位置し、地区面積約850haの農用地で、主として、さとうきび、パインアップル、水稻、牧草等が栽培されている。しかしながら用排水施設は未整備の状態にあり、干ばつの被害と低平地の湛水被害が恒常化しており、恒久的な用排水対策が渴望されている。

この対策として、ダムを築造することによって農業用水を確保し、頭首工、用水路等を新設して用水を供給し、また排水路を設けて低湿地の排水を行い、併せて関連事業にてかんがい施設の整備及びほ場整備を実施して、農業の近代化及び農業経営の向上と安定を図ろうとするものである。

名蔵ダムは、本地区の主要水源施設として沖縄県の最高峰、於茂登岳(526m)に源を発する名蔵川水系ブネラ川に建設するものである。本ダムの特徴としては、基礎地盤が厚い洪積層で覆われており、堤高が約40mありダム規模が比較的大きいこと等から、中心遮水ゾーン型ロックフィルダムとし、変形に対処するため遮水ゾーンの幅を貯水

深程度に広く計画していることである。また、地盤条件を考慮し、監査廊の設置は行わず、間隙水圧計等の観測体制を充実させ、安全管理を行うこととしている。

表一1にダムの諸元、図一1にダム計画一般平面図、図一2に堤体標準断面図を示す。

工事は平成元年度までに仮設的な工事を完了し、平成2年度より第一期工事、平成5年度より第二期工事と継続して基礎掘削、基礎処理、洪水吐及び堤体盛立を実施中である。

本報文は、名蔵ダム建設工事における土質基礎に対する基礎処理(主にグラウト)についての計画及び実績等の概要を報告するものである。

2. 地形、地質の概要

2-1 地形

石垣島の北半分を占める山地は古期岩類及び貫入岩体からなり、琉球弧にほぼ平行する地質構造に従い、東北東～西南西方向に連なる。またこれらの山地間には狭小な低平地が細長く連なる。

ダムサイトは、於茂登岳山麓と同山の支脈をなす茶山(標高202.8m)に挟まれる河口から約4km上流部にあたり、貯水量確保の観点から唯一のダムサイトである。左右両岸とも標高50m程度の高位段丘と、標高25m程度の低位段丘からなり、アバットメントは左岸で30°、右岸で25°の傾斜を成す。なお、ダム軸での河床標高はEL18.54mであり、ダム天端標高EL53.7mから低平な断面形を示す。

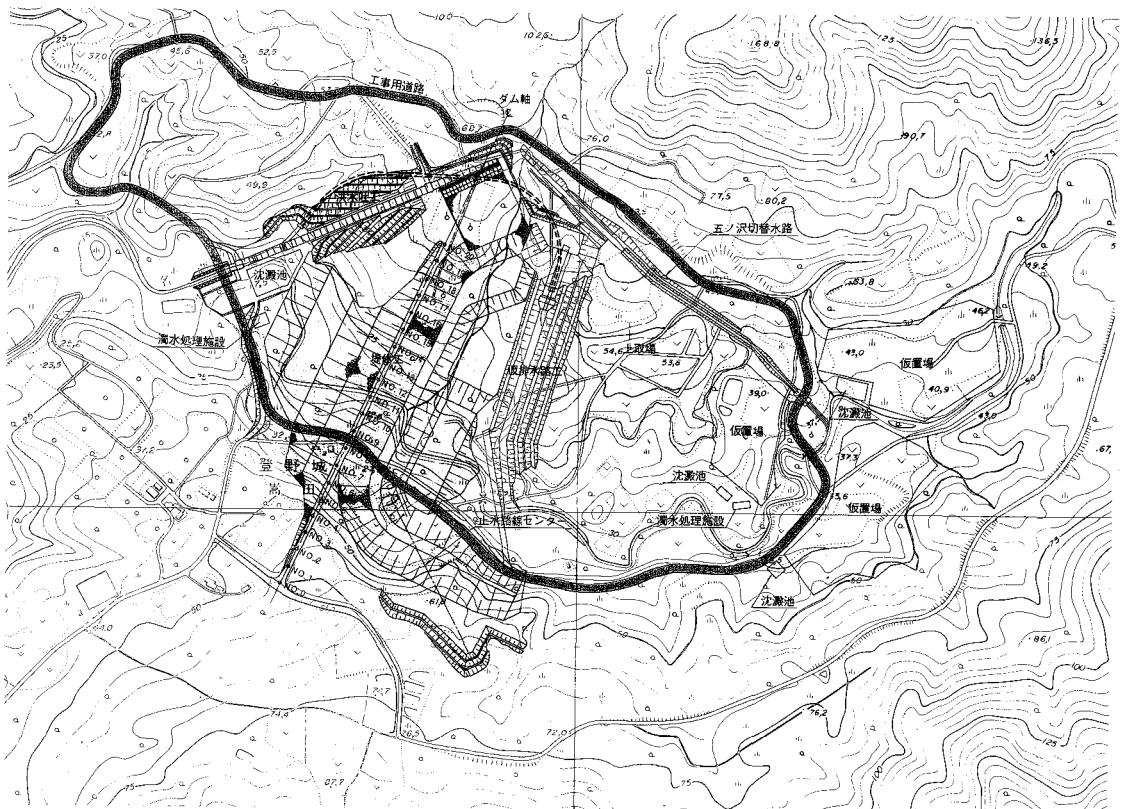
2-2 地質

ダムサイトの地質は、第三紀花崗岩類を基岩とし、これを覆って第四紀更新統(洪積堆積層)が

* 沖縄総合事務局 石垣農業水利事業所名蔵支所

表一 名蔵ダムの諸元

一般	位置	沖縄県石垣市宇登野城	堤頂長	400.0m		
	河川名	名蔵川水系ブネラ川		堤頂幅	8.0m	
貯水池	基礎地盤	花崗閃緑岩	天端 標高	仮縮切堤 EL.32.0m		
	流域面積	3.45km ²		本堤 EL.53.7m		
	満水位面積	539,000m ²	平均 法勾配	上流側 1:4.39		
	総貯水量	3,970,000m ³		下流側 1:3.10		
	有効貯水量	3,820,000m ³	洪水吐	型式	側溝越流式	
常時満水位	EL.50.00m	設計洪水量		220m ³ /s		
計画洪水位	EL.51.20m	減勢工対象洪水量		152m ³ /s		
堆砂量	150,000m ³	越流水深		1.2m		
計画堆砂位	EL.32.00m	越流堰長		84.0m		
堤体	利用水深	18.00m	洪水吐総延長	391.0m		
	型式	中心遮水ゾーン型ロックフィルダム	仮排水路	設計洪水量	80m ³ /s	
堤高	38.7m	内径		標準馬蹄形 2r=3.2		
築堤量	総築堤量	1,414,000m ³	総延長	480.0m		
	築堤	仮縮切堤	31,000m ³	取水設備	型式	斜樋
		Zone 1	504,000m ³		最大取水量	0.761m ³ /s
		Zone 2	269,000m ³		取水孔	φ500×3 + φ900×1
		Zone 3	232,000m ³		導水管	φ1,200mm
		Zone 4	242,000m ³		放流工	J.F.G
	Zone 5	74,000m ³		(φ850 + φ250)		
	フィルター	62,000m ³				



図一 ダム計画一般平面図

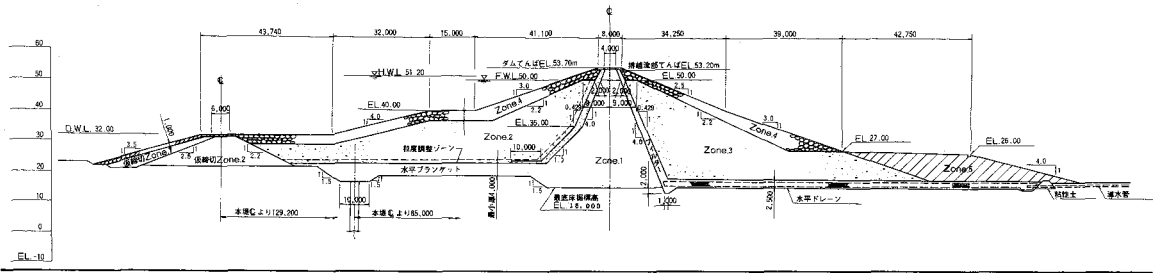


図-2 堤体標準断面図

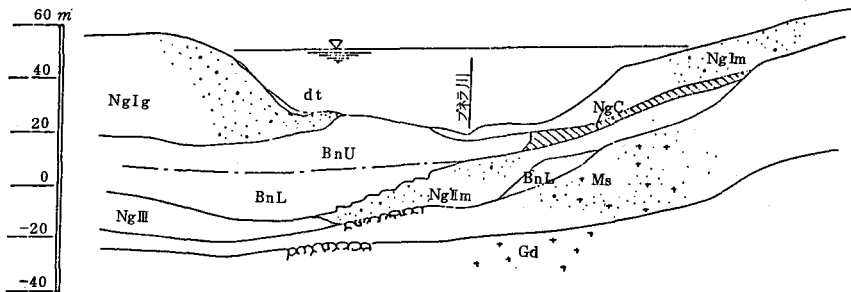


図-3 地質模式図

厚く分布する。これらの洪積層は海進、海退により、陸成の名蔵層及び海成のブネラ層に分類される。

名蔵層は、基盤のマサ上にあるNgIII層とNgII m・NgC・NgIm・NgIg (NgII mとNgCはブネラ層と同時異層)に分かれる。

(m: マサ質, C: 粘土質, g: 礫質)

さらに層中に含まれる礫の起源により、富崎層に由来するもの (NgIg・NgIII) と、花崗岩類を基質とするもの (NgIm・NgII m) に分類される。

NgIgは左岸側、NgIm及びNgII mは右岸側に分布し、左右岸とも標高50~60mの高位段丘と標高25m程度の低位段丘からなり、特に左岸部では層厚50mの高位段丘を形成している。

一方ブネラ層は、ブネラ川の河床~段丘下に分布し、名蔵層、沖積層に覆われており、露出域は狭く、サンゴ片を多く含むシルト~細砂質な粘性土で黒灰~緑灰色を呈す。海進サイクルで上下2層に大別でき、上層をBnU、下層をBnLと名付けている。

図-3にダムサイトの地層模式図を、表-2に地質層序表を示す。

表-2 地質層序表

時代	地層名	記号	設計透水係数 K (cm/sec)		
新第四紀	完新世	崖錐堆積物	dt	—	
		現河床堆積物	rd	—	
		低位段丘堆積物	Ltd	—	
	更新世	琉球名蔵層	砂礫質	NgIg	7×10^{-3}
			マサ質	NgIm	6×10^{-4}
			粘土	NgC	2×10^{-5}
		ブネラ層名蔵層群	上部層	BnU	5×10^{-5}
			下部層	BnL	5×10^{-5}
			マサ質	NgII m	2×10^{-4}
			礫質	NgII	2×10^{-5}
先第四系	火成岩類	花崗閃緑岩風化部	Ms	4×10^{-5}	
		花崗閃緑岩	Gd	—	

2-3 基礎地盤の透水性

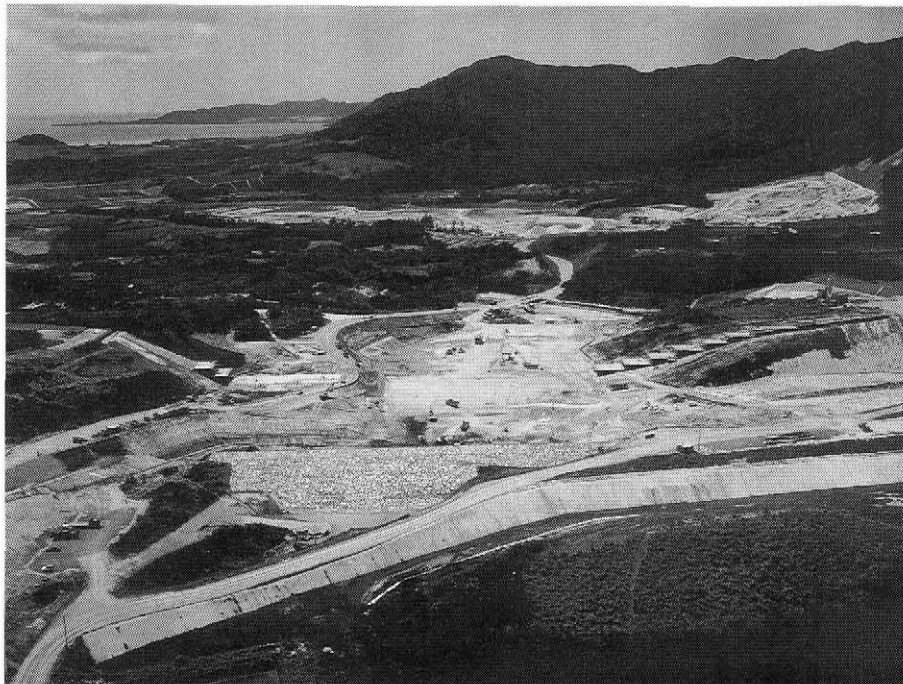
ダム基礎地盤の透水性を把握する目的で、ボーリング孔を利用したパッカー法による透水試験を実施した。ダム基礎地盤の透水性は一般的にルジョン値で表現されるが、これは岩盤を対象にしたもので、本ダムの基礎地盤は花崗閃緑岩岩盤部を除いては土質基盤であることから、ダルシーの法則が成り立つ層流状態がその基盤の透水性を示

すものと考えられる。このことからパッカー法におけるP-Q曲線から層流状態を示す透水量により透水係数を算出する方法を用いた。

また、左岸段丘部に分布するNg I gについては砂礫主体層で、パッカー法による透水試験では孔

壁崩壊等に起因し、透水係数のバラツキが大きい
ため、揚水試験により透水係数を求めた。

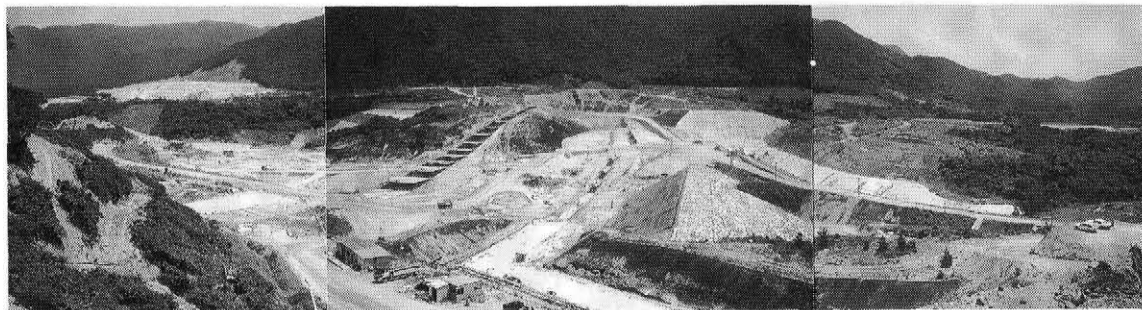
なおグラウト施工時においては、配合の切替え、
圧力管理等を考慮し、ルジオン値により透水性の
評価を行った。



写真一 1 ダムサイト全景 (上流側から)



写真一 2 基礎処理工施工状況



写真一 3 堤体盛立て施工状況

3. 基礎処理基本方針

本ダムの基礎処理計画策定に当たっては、以下の項目等について留意する必要がある。

- ・ダムサイト基礎は、洪積世の土質基礎であり、一般のセメントグラウトによる止水カーテン構築は困難である。
- ・左岸段丘 (Ng I g) は、 $K = 7 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ を示す透水性な地盤であり、地下水位も低いことから、十分な止水が必要である。
- ・ブネラ層は不透水性な地層であり、河床から左岸アバットにかけて十分な厚みを有し、基礎処理深の境界となりうる。
- ・河床から右岸の堤敷にかけては半透水な Ng I m・Ng II m が分布するが、その下位の Ms 層は大部分不透水である。
- ・地下水位は右岸側が高く、左岸段丘内では低い構造を示し、特に左岸段丘部では上流域で地下水が高い。
- ・漏水量の観点からは、Ng I g 層の確実な止水を施し、河床～右岸については基礎条件を Ng II m の $K = 2 \times 10^{-4} \text{sec/cm}$ (15Lu 程度) とし、堤内水平ブランケット工法を行うことで浸透解析の結果、漏水量は許容値以内となる。

以上から、表-3 に示す基礎処理方針とした。

なお、グラウチングによる改良は基本的に各工程で非超過確率85%以上を目標とした。

4. グ라우チング施工結果

4-1 左岸部カーテングラウト工

(1)改良範囲の変更

当初 Bn 層については調査ボーリングの結果、粘土～シルト主体の $K = 5 \times 10^{-5} \text{sec/cm}$ を示す不透水層と考えていたが、パイロット孔施工の結果、当初不透水層と考えていた Bn 層内に、砂層及び砂礫層が複雑に分布し、透水性についても 5～80Lu の透水性を示すことが判明した。このためパイロット孔で 5 Lu 以下が確認されたステージの上端までを改良範囲とした。

(2)孔配置

主カーテンは列間1.0m、孔間2.0mの3列、補助カーテンは列間2.0m、孔間3.0mの上下流2列ずつでそれぞれ千鳥配置とした。なお、補助カーテンの深度は全て5mとした。

(3)注入仕様

テストグラウチングの結果より、表-4 のとおりとした。なお注入量の1バルブ当たりとは二重管式工法では地中に注入外管を設置し注入を行うが、この注入外管に33cmピッチで注入孔があり、この孔からの注入量を示したものである。

(4)施工結果

改良効果の判定は10mピッチのチェック孔により行った。この結果大半のステージが規定量での改良効果が認められず、追加注入を行うこととなった。改良効果が低調な原因としては一次掘削によるリバウンド、拘束力の開放により地盤に緩みが生じたこと等が考えられるが、特に砂礫層の卓越した部分で改良効果が低調であった。

追加注入での注入量はそれぞれ150l/Vを基本とし、配合は状況によって適時変えて注入を行い、多い箇所では4回目注入まで実施した。

現時点で低位段丘下の主に Bn 層を対象に施工が完了しているが、単位注入量で約330kg/m、注入時間で4.8hr/mの注入実績であった。

4-2 河床部補完グラウト工

(1)孔配置

基礎条件が類似している底原ダム（石垣島の北東、国営宮良川農業水利事業で建設）の実績等を踏まえ、列間1.5m、孔間2.0mの2列、千鳥配置とした。

(2)注入仕様

表-5 参照。基本的には底原ダムの実績を参考としたが、施工に先立ちテストグラウチングを実施し注入仕様を決定した。テストグラウチングではグラウトキャップを1mで施工したが、リークが激しく改良効果が低調であったことから、土被りを3mに変更し、注入圧力・注入速度を下げた。また開始配合をルジオン値により決定することとして経済性を考慮した。

(3)施工結果

改良効果の判定はチェック孔により行ったが、1次孔では60%のステージで改良目標値を満足できた。注入実績は Ng I m、Ng II m に比較して粘性土が広範囲に分布する範囲で注入量が多かった。また未改良部は特に第1ステージに集中しており、表層部の改良が極めて難しいことを示した。

このため図-6 のとおり2次孔及び、一部の範囲に3次孔を追加し、完了に至った。

表-3 基礎処理基本方針

項目	止水ライン				コア敷
	左岸部	河床部	右岸アバット部	洪水吐部	コア底面
処理工法	ブランケット工法 カーテングラウト (二重管工法)	ブランケット工法 補完グラウト (一般ステージ)	ブランケット工法	カーテングラウト (一般ステージ)	コア底面浸透対策工 (一般ステージ)
基本的 考え方	<p>① NgI g は $K = 7 \times 10^{-3}$ を示す透水性な砂礫層であり、止水工法として比較の結果、地下水位以上を掘削置換し、深部は二重管式グラウトチング工法により改良する。</p> <p>② NgI g の分布、地下水コンターの分布を基に経済性を検討し止水路線はダム軸上流とする。</p>	<p>① 経済性を考慮した結果、ブランケット工法とする。 ブランケットは本堤の遮水ゾーンに接続するよう堤内に配し、上流端でカットオフを設ける。</p> <p>② 細粒分の流出等による空洞の存在を考慮し、上流カットオフ地点で一般ステージグラウトチングを行う。</p>	<p>① 右岸アバット高標高部は NgI m, Ng II m が薄くなり、床堀線を Ms 層 (不透水層) に求める。</p>	<p>① 現況地下水位が満水位より高く硬質な花崗岩が分布し、漏水、パイピングの問題はないが洪水吐越流部の揚圧力低減を目的として一般ステージグラウトチングを行う。 (目的) ア) 右岸地山部から直接洪水吐ドレーンに向かう浸透水を防止する。 イ) 貯水後エプロン部から地山を迂回して洪水吐ドレーンへ向かう浸透を断つ。</p>	<p>① 基本的な基礎浸透水低減工法は堤体内の水平ブランケット工法である。 安全性については漏水量、パイピングの検討で確認しているがさらに安全を期するため、浸透流路末端部で基礎地盤の均質化を目的とし、ブランケットグラウトチングを実施する。</p>
処理範囲	<p>① 貯水池満水位と地下水位が等しくなる地点に10m程度の余裕をみた範囲。</p> <p>② 深度は Bn 層が ($K = 5 \times 10^{-5}$) を示す不透水層であるので Bn 層到達後3mとする。</p> <p>③ 低位段丘部は Ng I gs (名蔵砂層) を全面除去し、Bn 層を床堀線とする。但し、Bn 層がパイロット孔により設計透水係数以下の場合はグラウトチングは実施しない。</p>	<p>① 河床部から右岸アバット部の低位段丘部では粘性土 (Bn 層, NgC 層) の下部に、半透水性な Ng II m 層が接しており、地下水位以下であり細粒分の流亡等により空隙の存在が否定できないのでグラウトチングにより補完を行う。</p> <p>② 範囲は NgC 層の分布領域に余裕をみた地点を対象。</p> <p>③ 深度は Ng II m 層到達後3m。</p>		<p>① 深度は仮排からのカーテングラウトとのかねあいにより決定。 (仮排カーテンとラップさせる)</p>	<p>① 基礎地盤が Ng I g, Ng I m, Ng II m 等の半透水性層を対象とし、難透水性層である Bn 層が床堀面に露出する場合は実施しない。</p> <p>② 左岸部は Ng I g が床堀面となる範囲とし深度は5m程度。</p> <p>③ 河床部は Ng I g 層をカバーできる範囲。</p> <p>④ 河床部~右岸部は Ng I m, Ng II m が床堀面となる範囲を対象とし深度は5m程度。</p>
改良目標値	5 Lu ($K = 5 \times 10^{-5}$)	$K = 2 \times 10^{-4}$ (=15Lu) 設計透水係数 (Ng II m) 程度		5 Lu	15Lu ($K = 2 \times 10^{-4}$) 設計透水係数 (Ng II m) 程度

コア底面浸透対策工

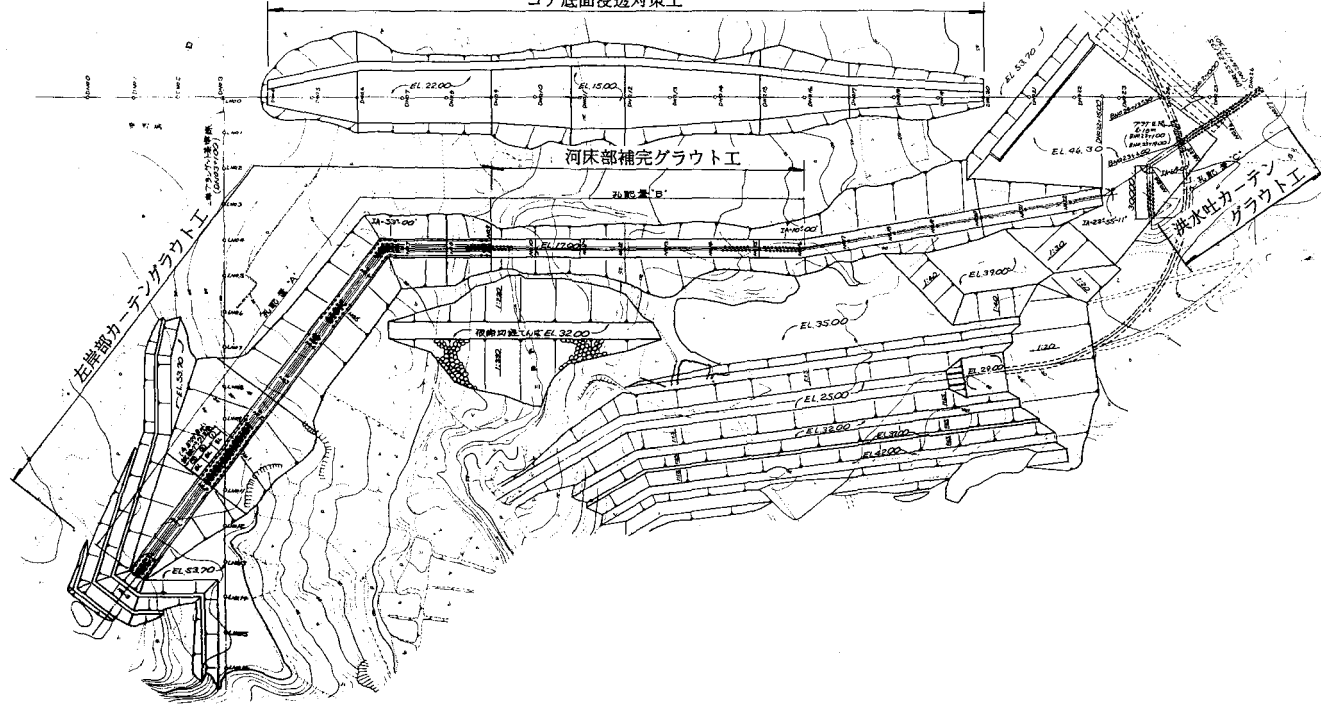


図-4 基礎処理計画平面図

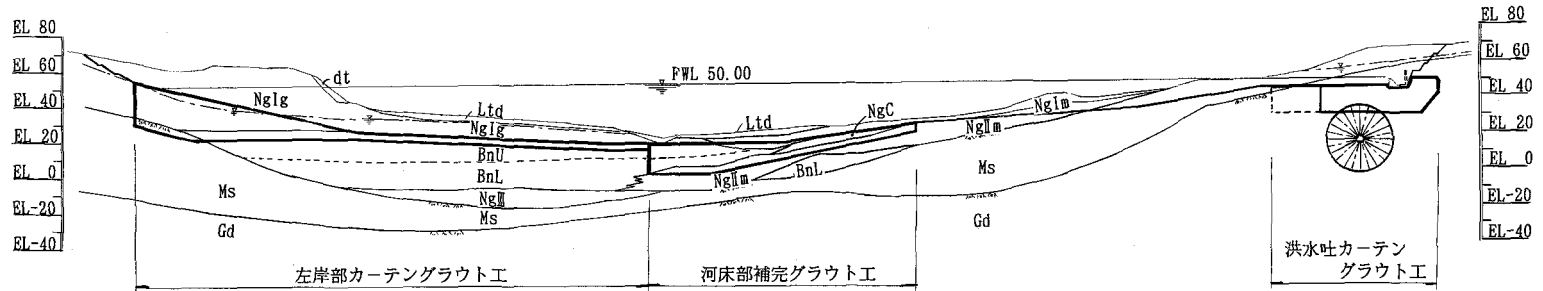


図-5 基礎処理計画縦断図

表-4 左岸部 注入仕様

項目	仕 様									
注入工法	二重管式グラウチング工法									
施工順序	<ul style="list-style-type: none"> ・グラウト上端より3mを先行注入する。 ・Ng I gを先行注入する。 ・同一ブロックでは、A列（下流側）、C列（上流列）、B列の順に注入する。 ・同一列では、中央内挿法により行う。 									
注入材料	<ul style="list-style-type: none"> ・主材料 普通ポルトランドセメント ・混和材 ベントナイト 配合比セメントの20%（重量比） ・混和剤 ポゾリス 配合比セメントの0.25%（重量比） 									
配合	・全層 W/C+B=6/1									
注 入 量	・規定注入量を以下のとおり定める。									
	主カーテン	<table border="1"> <tr> <td>Ng I g</td> <td>Ng I gs, BnU</td> </tr> <tr> <td>1回目 550l/V</td> <td>1回目 550l/V</td> </tr> <tr> <td>2回目 150l/V</td> <td></td> </tr> <tr> <td>計 700l/V</td> <td>計 550l/V</td> </tr> </table>	Ng I g	Ng I gs, BnU	1回目 550l/V	1回目 550l/V	2回目 150l/V		計 700l/V	計 550l/V
	Ng I g	Ng I gs, BnU								
1回目 550l/V	1回目 550l/V									
2回目 150l/V										
計 700l/V	計 550l/V									
補助カーテン	1回目 200l/V 2回目 150l/V 計 350l/V									
注入圧力	・全層に対し、回数を問わず15kgf/cm ² とする。									
注入速度	1回目 10l/min 2回目 5 l/min									
完了基準	以下の注入バルブについては、完了とみなす。 ①規定圧力内で規定量を注入したバルブ。 ②規定量にならないうちに、規定圧力以下で3 l/minに注入量が減少し、5分間継続したバルブ。									
注入中止基準	以下の注入バルブについては、注入を中止する。 ①60kgf/cm ² 以上の圧力をかけてもスリーブが割れないバルブ。 ②地表へのリークがみられ、注入濃度のセメントミルクが確認された場合。									

表-5 河床部及びコア底面 注入仕様

項目	仕 様																			
注入工法	一般ステージグラウチング工法																			
注入材料	<ul style="list-style-type: none"> ・主材料 普通ポルトランドセメント ・混和材 ベントナイト 配合比セメントの5%（重量比） ポゾリス 配合比セメントの0.25%（重量比） 																			
水押テスト	グラウト開始に先立ち、下記の圧力で30分程度水押しテストを行い開始濃度を決定する。																			
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ステージ</th> <th>圧力 (kg/cm²)</th> <th>透水量 (l/min/st)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1 st</td> <td>0.5</td> <td rowspan="4">単位透水量は10l/min/st以下とする。</td> </tr> <tr> <td>2 st</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>3 st</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>4 st</td> <td>3.0</td> </tr> </tbody> </table>	ステージ	圧力 (kg/cm ²)	透水量 (l/min/st)	1 st	0.5	単位透水量は10l/min/st以下とする。	2 st	1.0	3 st	2.0	4 st	3.0							
ステージ	圧力 (kg/cm ²)	透水量 (l/min/st)																		
1 st	0.5	単位透水量は10l/min/st以下とする。																		
2 st	1.0																			
3 st	2.0																			
4 st	3.0																			
配合及び濃度切替基準	開始濃度は水押テストの結果で決定し、下表の基準により、濃度を切り換えるものとする。																			
	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Lu</th> <th colspan="4">W/CB</th> </tr> <tr> <th>6 : 1</th> <th>3 : 1</th> <th>2 : 1</th> <th>1 : 1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Lu ≥ 50</td> <td>—</td> <td>400</td> <td>400</td> <td>1200</td> </tr> <tr> <td>Lu < 50</td> <td>400</td> <td>400</td> <td>400</td> <td>800</td> </tr> </tbody> </table>	Lu	W/CB				6 : 1	3 : 1	2 : 1	1 : 1	Lu ≥ 50	—	400	400	1200	Lu < 50	400	400	400	800
Lu	W/CB																			
	6 : 1	3 : 1	2 : 1	1 : 1																
Lu ≥ 50	—	400	400	1200																
Lu < 50	400	400	400	800																
注入圧力	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ステージ</th> <th>深度 (床掘面 GL より)</th> <th>圧 力</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1 st</td> <td>0 ~ 3 m</td> <td>1 kgf/cm²</td> </tr> <tr> <td>2 st</td> <td>3 ~ 8 m</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>3 st</td> <td>8 ~ 13m</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>4 st</td> <td>13 ~ 18m</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>		ステージ	深度 (床掘面 GL より)	圧 力	1 st	0 ~ 3 m	1 kgf/cm ²	2 st	3 ~ 8 m	2	3 st	8 ~ 13m	3	4 st	13 ~ 18m	4			
	ステージ	深度 (床掘面 GL より)	圧 力																	
1 st	0 ~ 3 m	1 kgf/cm ²																		
2 st	3 ~ 8 m	2																		
3 st	8 ~ 13m	3																		
4 st	13 ~ 18m	4																		
注入速度	2 l/min/m																			
完了基準	①規定圧力で注入量が0.2l/min/m以下になり20分継続の場合。 ②200l/st注入の場合																			
注入中止基準	①リーフが止まらず昇圧しない場合は中断とする。 ②中断後6時間以上経過したあと再注入を行う。但し、再注入は2回までとし、その総量は、2000l/stを越えてはならない。																			
リーク処理	①注入圧力を1st0.5kgf/cm ² 、2、3st1.0kgf/cm ² 、4st2.0kgf/cm ² とする。 ②注入速度は1 l/min/mにさげる。 ③配合をW/C+B=1 : 1とする。 なおこの方法でリークがとまらない場合は中止基準に従う。																			

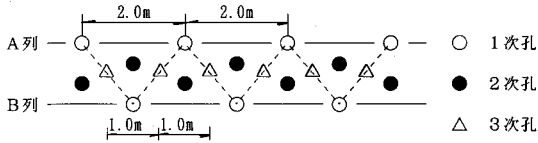


図-6 河床部孔配置図

単位注入量は90kg/m程度であった。

4-3 洪水吐カーテングラウト工

(1)孔配置

列間1.5m, 孔間2.0mの3列, 千鳥配置とした。

(2)注入仕様

表-6参照。施工基盤はグラウトキャップを50cm程度残し施工することとした。また注入仕様は基本的には底原ダム(アバット岩盤部)の実績に準じることとしたが, 施工に先立ちテストグラウチングを行い, 注入仕様の確認を行った。テストグラウチングは花崗閃緑岩の分布する範囲において実施したが, 当初仕様で改良効果が確認された。

(3)施工結果

岩盤部では大半のステージが1次孔により, 改

良効果を得られた。しかしMs層及び岩盤との境界部ではリークが激しく, 2次孔を施工した結果でも改良効果が低調に終わった。

Ms層は極めてボーリング給水等による水流に弱く, リークは注入中の発生よりもボーリング中あるいは水押しテスト中に発生しており, そのミズミチに沿ってグラウトがリークするものと考えられる。また地下水位が高いことから, 孔壁崩壊の発生も認められた。

このため工法検討の結果, 二重管式工法を採用することとし, 最終的には注入材料を超微粒子注入材に変更した(表-7)。

単位注入量はステージ工法で完了した範囲では30kg/m以下と少量であったが, Ms層では超微粒子注入材を含め120kg/m程度であった。図-7に孔配置図を示す。

4-4 コア底面浸透対策工

(1)孔配置

列間2.0m, 孔間3.0m千鳥配置とした。

(2)注入仕様

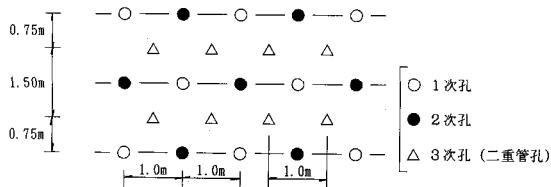
河床部補完グラウト工と同様とした。

表-6 洪水吐部 注入仕様

項目	仕様																						
注入工法	一般ステージグラウチング工法																						
注入材料	<ul style="list-style-type: none"> 主材料 普通ポルトランドセメント 混和材 ベントナイト 配合比セメントの5% (重量比) 混和剤 ポゾリス 配合比セメントの0.2% (重量比) 																						
開始濃度	グラウト開始に先立ち0.8P (P:注入最高圧力)で30分程度水押しテストを行い次表に基づき開始濃度を決定する。																						
	透水量(l/min/m)	開始濃度(W:C)																					
	10未満	10:1																					
	10~20 "	8:1																					
	20以上	6:1																					
配合及び濃度切替基準	<table border="1"> <thead> <tr> <th>前(W:C)</th> <th>判断基準(s t 当り)</th> <th>後(W:C)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10:1</td> <td>400l 注入</td> <td>8:1</td> </tr> <tr> <td>8:1</td> <td>"</td> <td>6:1</td> </tr> <tr> <td>6:1</td> <td>"</td> <td>4:1</td> </tr> <tr> <td>4:1</td> <td>"</td> <td>3:1</td> </tr> <tr> <td>3:1</td> <td>20分間で400l以上注入しても規定圧力に達しない場合。</td> <td>2:1</td> </tr> <tr> <td>2:1</td> <td>"</td> <td>1:1</td> </tr> </tbody> </table>	前(W:C)	判断基準(s t 当り)	後(W:C)	10:1	400l 注入	8:1	8:1	"	6:1	6:1	"	4:1	4:1	"	3:1	3:1	20分間で400l以上注入しても規定圧力に達しない場合。	2:1	2:1	"	1:1	
前(W:C)	判断基準(s t 当り)	後(W:C)																					
10:1	400l 注入	8:1																					
8:1	"	6:1																					
6:1	"	4:1																					
4:1	"	3:1																					
3:1	20分間で400l以上注入しても規定圧力に達しない場合。	2:1																					
2:1	"	1:1																					
注入圧力	<table border="1"> <thead> <tr> <th>ステージ</th> <th>深度(m)</th> <th>注入圧力(kgf/cm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0~5</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>5~10</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>10~15</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>15以深</td> <td>6</td> </tr> </tbody> </table> <p>注) ステージ長は状況によって変化する。</p>		ステージ	深度(m)	注入圧力(kgf/cm ²)	1	0~5	2	2	5~10	4	3	10~15	6	4	15以深	6						
ステージ	深度(m)	注入圧力(kgf/cm ²)																					
1	0~5	2																					
2	5~10	4																					
3	10~15	6																					
4	15以深	6																					
注入速度	2 l/min/m																						
完了基準	所定圧力での注入量が4 l/20min/m以下の場合。																						
注入中止基準	最高濃度にて500 l/m以上注入しても昇圧しない場合。																						

表一 7 洪水吐二重管部 注入仕様

項目	仕 様
注 入 工 法	二重管式グラウチング工法
施 工 順 序	・各ブロック毎及び各列毎に中央内挿法により施工を行う。
注 入 材 料	・主材料 普通ポルトランドセメント ・混和材 ベントナイト 配合比セメントの20% (重量比) ・混和剤 ポゾリス 配合比セメントの0.25% (重量比)
配 合	1回目 W/C+B=4/1 2回目 " 6/1
注 入 量	1回目 200l/V 2回目 100l/V
注 入 圧 力	3～5 kgf/cm ² を目安とするが、注入に先立ち試験を行い、注入圧力の検討を行う。
注 入 速 度	1, 2回目とも 5 l/min
完 了 基 準	・以下の注入バブルについては、完了とみなす。 ①規定圧力内で規定量を注入したバルブ。 ②規定量にならないうちに、規定圧力以下で 3 l/min に注入量が減少し、5 分間継続したバルブ。
注 入 中 止 基 準	・以下の注入バルブについては、注入を中止する。 ①60kgf/cm ² 以上の圧力をかけてもスリーブが割れないバルブ。 ②地表へリークが見られ、注入濃度のセメントミルクが確認された場合。



図一 7 洪水吐部 孔配置図

(3)施工結果

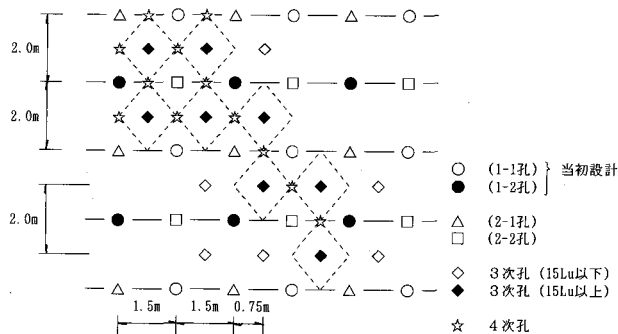
改良効果の判定は、各ブロックの施工次数毎の非超過確率によることとし、85%に達しない場合図一 8 のとおり追加孔を施工した。

注入実績は、右岸部では河床側のNg II m及びNg Cに比較して、右岸側Ng I mで注入量が多い結果となった。これは処女地盤での透水性の違い及び一次掘削によるリバウンド量の違いによるもの

と考えられる。

左岸部については、Ng I gが分布しており、1次孔の施工で孔壁崩壊が確認され、ステージ工法での施工が困難となったことから、二重管式工法に変更した。孔配置は左岸カーテンの主カーテンと同様とし、注入仕様については土被りが3 mと薄いことを考慮し、表一 8 のとおりとした。

単位注入量は右岸部で64kg/m程度、左岸部では



図一 8 コア底面部 孔配置図

表-8 コア底面二重管部 注入仕様

項目	仕 様	
注入工法	二重管式グラウチング工法	
施工順序	<ul style="list-style-type: none"> ・同一ブロックでは、最外列により順を中央内挿法で施工を行う。 ・同一列では、中央内挿法により施工を行う。 	
注入材料	<ul style="list-style-type: none"> ・主材料 普通ポルトランドセメント ・混和材 ベントナイト 配合比セメントの20% (重量比) ・混和剤 ポゾリス 配合比セメントの0.25% (重量比) 	
配 合	GL-3.0 ~5.0m	1回目 W/C+B = 3/1 2回目 " = 6/1
	GL-5.0m以深	1回目 W/C+B = 4/1 2回目 " = 6/1
注 入 量	GL-3.0 ~5.0m	1回目 400l/V 2回目 300l/V
	GL-5.0m以深	1回目 500l/V 2回目 250l/V
注 入 圧 力	GL-3.0~5.0m	5 kgf/cm ²
	GL-5.0m以深	10 kgf/cm ²
注 入 速 度	GL-3.0 ~5.0m	1回目 5 l/min 2回目 "
	GL-5.0m以深	1回目 10 l/min 2回目 5 "
完了基準	<ul style="list-style-type: none"> ・以下の注入バルブについては、完了とみなす。 ①規定圧力内で規定量を注入したバルブ。 ②規定量にならないうちに、規定圧力以下で3 l/minに注入量が減少し、5分間継続したバルブ。 	
注入中止基準	<ul style="list-style-type: none"> ・以下の注入バルブについては、注入を中止する。 ①60kgf/cm²以上の圧力をかけてもスリーブが割れないバルブ。 ②地表へのリークが見られ、注入濃度のセメントミルクが確認された場合。 	

460kg/m程度と対象地質の違いが顕著に表れた。

5. おわりに

今回の報告では、名蔵ダムの基礎処理のうち止水処理に関する計画及び施工結果を述べたが、土質基礎におけるグラウチングでは特に土被り等地盤の拘束条件に留意する必要があると考えられる。また岩盤基礎と比較してリーク等が発生しやすいことから、注入圧力・注入速度を下げる等、効率的できめ細かな注入を行う必要があるものと考え

られる。

本ダムではこのほか土質基礎に対する基礎地盤の変形及び安定性等、岩盤基礎とは違った種々の問題について、鋭意検討を重ね施工を進めているところである。

今後ダム適地の減少に伴い、このような土質基礎でのダム建設が多くなる事が予想されるが、本報告が今後施工されるこの種のダムの何らかの参考になれば幸いである。

船上山ダム基礎地質調査

—ダム基礎としての軟岩基礎大孔径気泡ボーリングによる基盤の確認と浸透破壊試験—

雑 賀 幸 哉*
(Yukiya SAIKA)

はじめに	22	目 次	
1. ダム諸元及び構造	22	3. 地質調査	25
2. ダム基礎地質	22	あとがき	32

はじめに

船上山ダムは、鳥取県中部の大栄・東伯・赤碕町に広がる畑地2,000ha及び水田800haのかんがい及び用水補給を目的としている国営東伯農業水利事業の水源の一つとして、二級河川勝田川上流に建設中のロックフィルダムであり、平成6年3月現在では、仮排水路プラグ部、洪水吐流入部等のグラウト工事を行っている。本ダムの基礎は、第四紀更新世凝灰角礫岩をベースに、左岸部には柱状亀裂の発達した安山岩が流入しており、ダム基礎としての支持力、透水性など多くの検討を要する地質であり、基礎については入念な調査及び設計を行っている。本報文は、船上山ダムの基礎地質概要及び地質調査の内特筆すべき点について報告するものである。

1. ダム諸元及び構造

船上山ダムの主要諸元及び構造図を表-1及び図-1, 2に示す。本ダムは、堤高43.9m、有効貯水量52万m³の中心遮水ゾーン型ロックフィルダムであり、遮水ゾーン巾が貯水深と同程度となっていることが特徴と言える。これは、基礎地質の特性を勘案し浸透流解析の結果より設計したものであり、東伯農業水利事業で建設される他の2ダム（西高尾ダム、小田股ダム）も同様の地質を基礎とするため同じ構造となっている。この内、西高尾ダムは平成4年度に完成し、平成5年1月より6月に湛水試験を行い、かかる設計の妥当性が確認されている。

2. ダム基礎地質

(1)地質構造及び分布

ダムサイトを構成する地質は、第四紀更新世の大山古期火山活動(約100万~40万年前)による溝口凝灰角礫岩と安山岩であり、これらを段丘堆積物、崖錐堆積物、現河床堆積物等の新規堆積物が被覆している。溝口凝灰角礫岩は、凝灰角礫岩の他凝灰岩から火山角礫岩まで多様な粒度構成を示し、成因的にも一次堆積性(火砕流起源)の岩相だけでなく、二次堆積性(土石流起源)の岩相も多く含まれ、垂直水平方向の岩相変化が著しい。従って凝灰角礫岩は堆積順位及び成因より、下位より凝灰角礫岩下部槽(Tb-L)、同中部層(Tb-M)、同上部層(Tb-U)、火山円礫岩層(Vcg)に大別した。

Tb-L層は、主として凝灰角礫岩より成るが軽石凝灰岩や火山円礫岩を含み、河床部から40m以深、標高210m以深に分布する最深部の地層で層厚は50m以上である。Tb-M層は、凝灰角礫岩及び凝灰岩から成り、河床部から標高210m付近まで分布し、安山岩の前面及び上部に分布する。ダム軸上では右岸側でTb-U層堆積前の浸食谷形成により薄層となる。Tb-U層は、岩相変化が著しく凝灰角礫岩から凝灰岩まで多様であり、土石流起源の火山円礫岩も多く認められ、左岸側標高260mから350m以上に、右岸側は標高230mから300m以上に分布する地層で、層厚は100m以上である。Vcg層は、二次的な火山円礫岩より成り、現河道直下の標高230mから260m付近に分布する。本層は、二次的な火山円礫岩より成る。ダムサイト左岸側に分布する安山岩溶岩流は、Tb-L層の浸食地形に

*全国土地改良事業団体連合会

表-1 船上山ダム諸元

一般	位 置	鳥取県東伯郡赤碕町大字山川
	河 川 名	勝 田 川
	基 礎 地 盤	東伯凝灰角礫岩及び安山岩

貯水池	流 域 面 積	直接6.5km ² , 間接—km ²	常時満水位	E L 287.50m
	満 水 位 面 積	0.074km ²	計画洪水位	E L 289.30m
	総 貯 水 量	720,000m ³	計画堆砂面	E L 276.60m
	有 効 貯 水 量	520,000m ³	利用水深	10.90m
	堆 砂 量	200,000m ³		

堤体	型 式	中心遮水ゾーン型ロックフィルダム	堤 頂 長	232.1 m	
	堤 高	43.9m	堤 頂 幅	9.0 m	
	総 築 堤 量	569,112m ³	天端 仮締切堤	—	
	築 堤 量	ゾ ー ン I	152,004m ³	標高 本 堤	E L 291.90m
		ゾ ー ン II	124,478m ³	法面 上 流 側	1 : 2.9
	量	ゾ ー ン III	234,553m ³	勾配 下 流 側	1 : 2.1
		フィルター	39,972m ³	最低床掘標高	E L 248.00m
	リップラップ	12,160m ³			

洪水吐	型 式	自然越流式側水路型	越流セキ長	58.0m
	設 計 洪 水 量	290m ³ /sec	洪水吐総延長	223.6m
	減勢工対象洪水量	193m ³ /sec	減勢工型式	強制跳水式 USBR II型
	越 流 水 深	1.8m		

仮排水路	型 式	開水路, トンネル	トンネル断面	標準馬蹄形 (2 R=3.7m)
	設 計 洪 水 量	112m ³ /sec	トンネル延長	434m
	総 延 長	480.0m		

取水設備	型 式	斜樋	取水口孔数	4 個
	最 大 取 水 量	0.76m ³ /sec	取 水 間 隔	4.0m
	取 水 口 孔 径	φ500 $\frac{mm}{m}$	取水管口径	φ800 $\frac{mm}{m}$

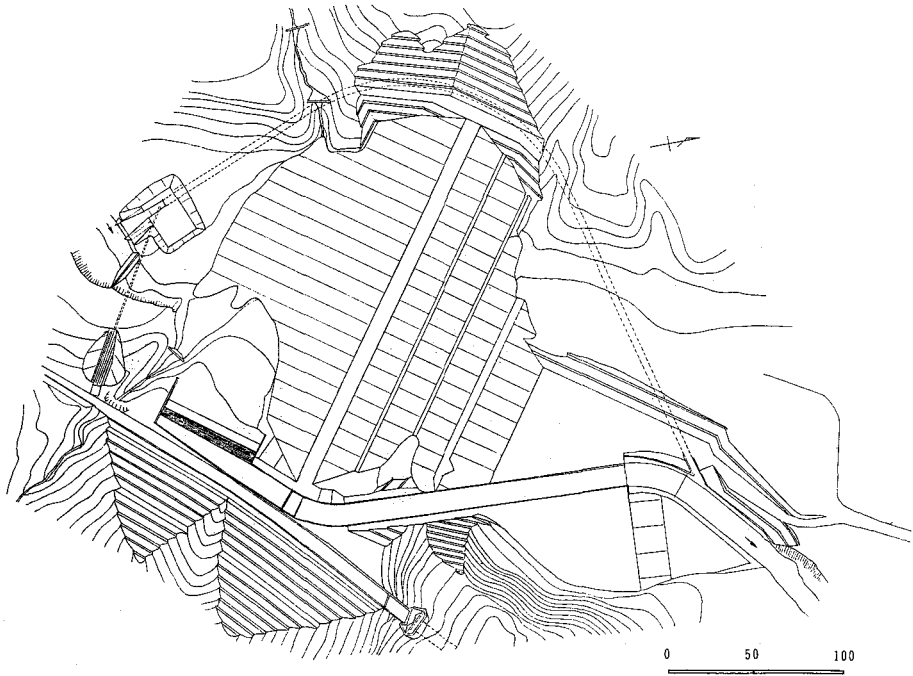
監査廊	型 式	カルバートタイプ, トンネルタイプ		
	総 延 長	232m		

沿って南西から東北方向に流下し、勝田川付近を分布限界としている。安山岩は斑晶質で、自破碎部 (Aut) と堅岩部 (An) に区分される。自破碎部は、安山岩流下に伴って表面が急冷され形成されたと考えられ、亀裂が多く岩砕状を呈し、堅岩部を包む形で上下部及び前面に分布している。堅岩部は、安山岩溶岩の中心部で、柱状・板状節理

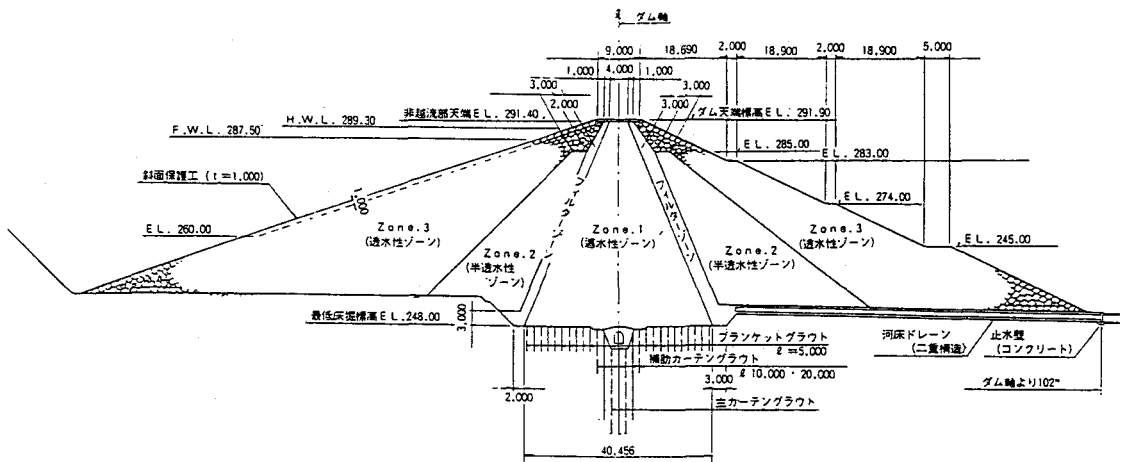
は見られるものの、ゆっくり冷えて固まった岩盤で硬質塊状岩盤を形成している。

(2)透水性

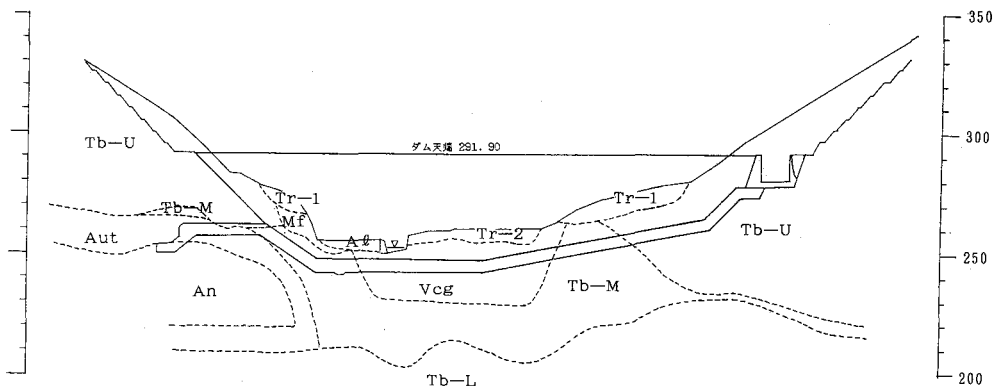
Tb-L層は、安山岩及びTb-M層境界付近で10~20Luの透水性を示すが全体的には5 Lu以下の難透水層と考えられ、限界圧力も高い。Tb-M層は、安山岩周辺部から河床部において10~20Luの



図一 船上山ダム一般計画平面図



図二 船上山ダム堤体標準断面図



図三 船上山ダム地質区分図

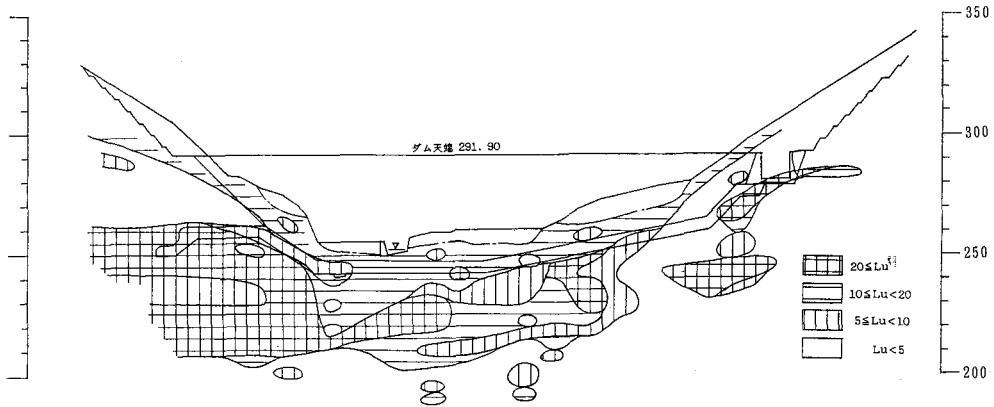


図-4 船上山ダムルジオンマップ

透水性を示し20Lu以上の値を示す箇所もある。しかし、左右岸部では概ね5 Lu以下である。Tb-U層は、不連続面等において一部高透水性を示すが全体的には5 Lu以下の地質である。但し、上載過重が小さいためか限界圧力は比較的小さい。Vcg層は、全体として大きな透水性を示し、限界圧力も低い。An及びAut層は、中心の堅岩部を除き、柱状・板状亀裂が発達し透水性も非常に高い。

(3)支持力及び変形特性

本ダムの岩級区分図を図-5に示す。岩級区分は菊地・斉藤による岩盤分類を基礎に本ダムサイト独自の分類を行っている。大局的には安山岩類はCM~CH級岩盤(中硬岩分類)、凝灰角礫岩類はCL~CM級岩盤(軟岩分類)とみなすことができる。

各岩級ごとの変形係数は中硬岩類でCL級が3,000kgf/cm²以下、CM級で3,000~20,000kgf/cm²、

CH級で5,000~60,000kgf/cm²と判断される。軟岩類では、D級が500kgf/cm²以下、CL~D級で500~1,000kgf/cm²、CL級で1,000~2,000kgf/cm²、CL~CM級で1,000~5,000kgf/cm²、CM級で3,000kgf/cm²以上と判断される。

3. 地質調査

船上山ダムの本格的な地質調査は、昭和55年より開始され、平成3年度までに71孔のボーリング調査(孔内水平載過試験、ルジオンテスト等を含む)、堅坑を2坑(計11.0m)、横坑を3坑(計145.5m)、弾性波深査7側線等の調査を行っていたが、平成4年度には、より正確な、またより多くの情報を得るために追加的に各種の地質調査を行っている。以下にその主要な調査の概要及び結果を示す。

(1)大孔径気泡ボーリング

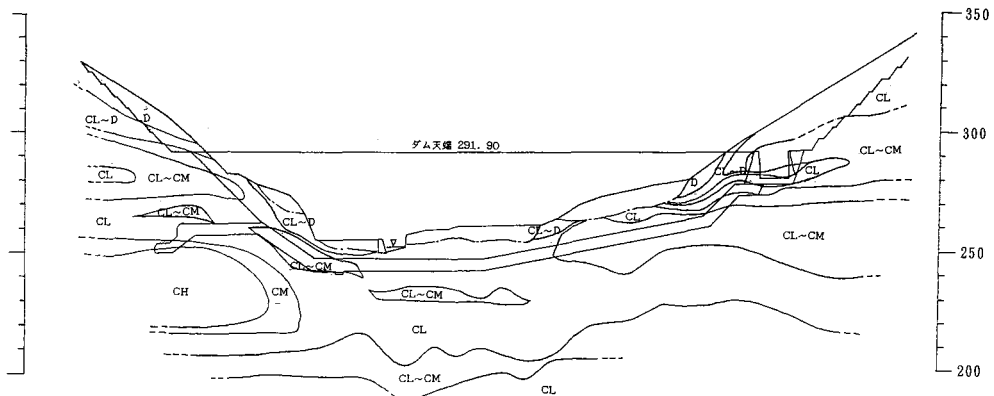
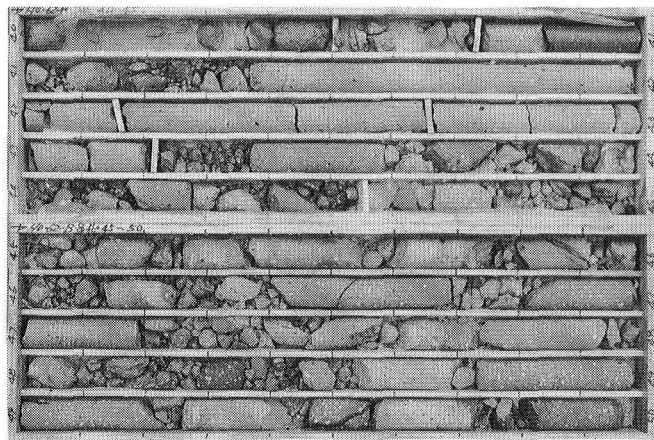
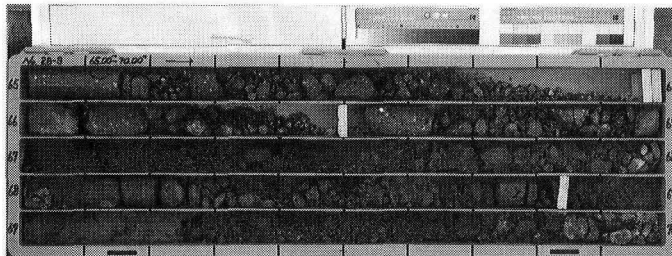
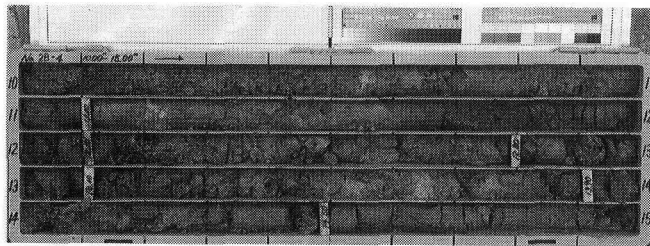
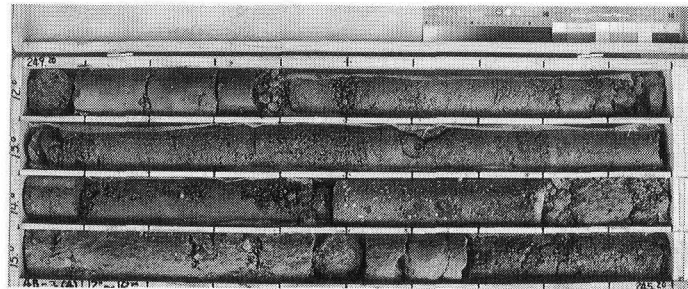


図-5 船上山ダム岩級区分図

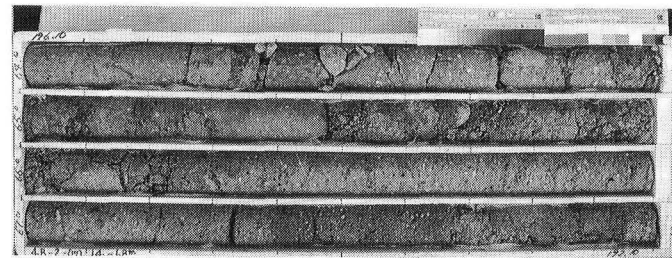


φ66_m送水ボーリング

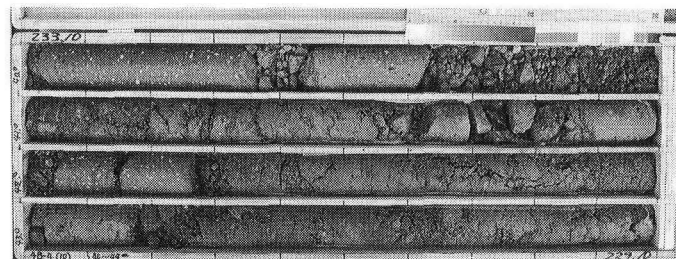
Vcg →



Tb-L →



Tb-M →



φ86_m気泡ボーリング

φ66_m送水ボーリングとφ86_m気泡ボーリングの対比

本ダムサイトの地質である溝口凝灰角礫岩は、基質と礫の固結度がそれ程強くなく、従来のφ66%の送水ボーリングでは軟岩ダブルコアチューブにポリエチレンチューブを併用しても、基質が送水により流され地山状態でのコア採取が困難であり、基礎地質の評価を低く見積らざるを得なかった問題があった。従って、地山状態でのコア採取を目的に孔径をφ86%と大きくし水の代わりに界面活性剤（気泡）を用いて水圧等の影響でコアを乱さないボーリングをダム軸及び洪水吐法線で9孔実施した。本ボーリングの結果、従来の調査で基質が流されていた部分も、固結度はやや低いものの、良く締った砂質凝灰岩等であることが確認され、各地層の岩盤状況は従来考えられていたものより半～1ランク程度良いことか判明した。（カラーグラビア参照）

(2)パイピング試験

ダムサイト河床部には、二次的堆積物である火山円礫岩（Vcg層）が厚く堆積しており、ダムの直接基盤となっている。Vcg層は、透水性が比較的高く、基質に砂が多く含まれ固結度もそれ程高くないため、パイピング破壊の危険性が懸念された。このため、以下の要領でパイピング試験を実施した。

(a)試料の採取

Vcg層は、50mm以上の礫が多く含まれるため、直径350～400mm、高さ550mm程度に地山を整形し、φ450mmの塩ビ管を型枠として透き間をベントナイトとパラフィンで充填して試料を採取した（Vcg-C）。また、Vcg層にはレンズ状の砂層が含まれるため、砂層を対象に直径150mm、高さ250mm程度の不攪乱試料を採取した（Vcg-F）。

(b)供試体のセット

供試体の底部に打設されたパラフィンを取り除き、ポーラスコンクリート（ $K=1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ ）を5cm程打設。その後、塩ビ管を切り取り試験機にセットして空隙をベントナイト及びパラフィンで充填し、供試体の浮き上がりを防止するためパラフィン充填部と供試体周辺部にポーラスコンクリートを打設して固定した。尚、砂層については、上面のポーラスコンクリートは打設していない。（図-6、7参照）

(c)試験の方法

供試体は動水勾配1～2で24時間通水し飽和さ

せた後、1.0kgf/cm²までは0.1kgf/cm²ピッチ、1.0kgf/cm²以上は0.2kgf/cm²ピッチで圧力を上昇させた（砂層試料では、0.4kgf/cm²までは0.05kgf/cm²ピッチ、0.4kgf/cm²以上は0.1kgf/cm²ピッチとした）。また各圧力での通水時間は30分間とした。（図-8参照）

測定項目は、浸透量及び浸透水の濁度であり、浸透量は定水位法による透水試験と同様の方法で、濁度は透過光方式の濁度計にてそれぞれ測定した。

(d)試験結果

図-9、10に試験結果を示す。パイピング破壊の測定は、動水勾配と浸透量との直接関係から、浸透量が急激に増大する点をもってパイピングが発生したものと判断した。但し、目視による供試

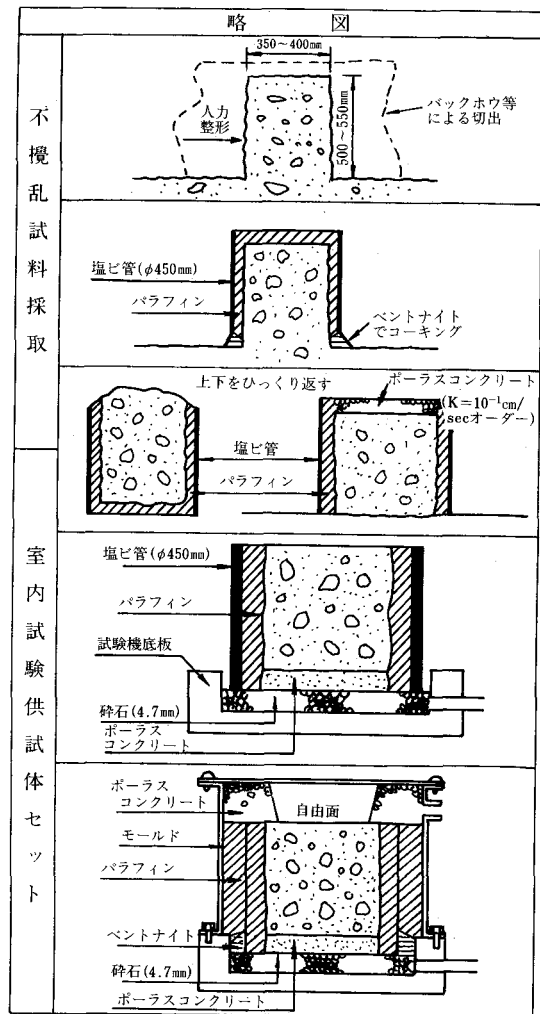


図-6 φ400mmの供試体セット手順

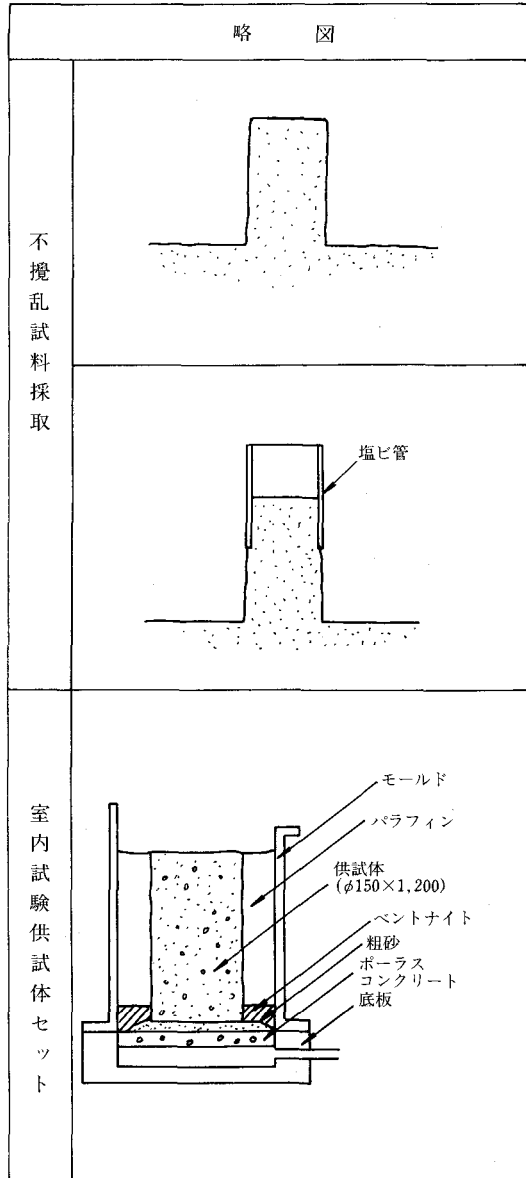


図-7 φ150mmの供試体セット手順

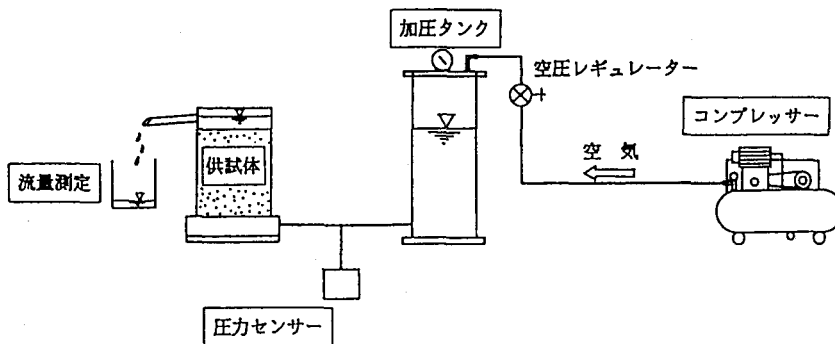
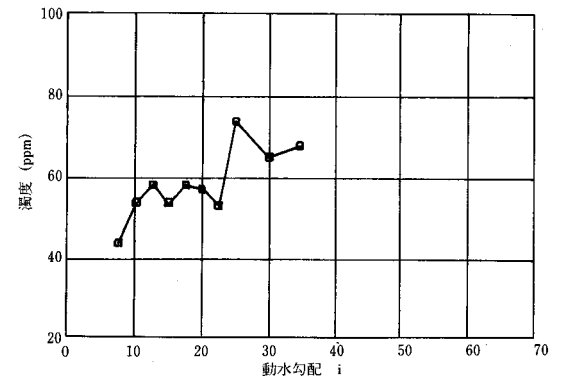
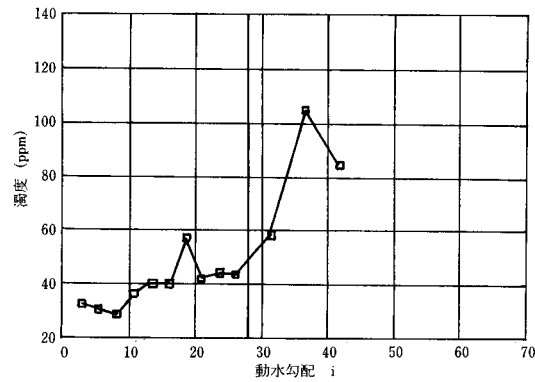
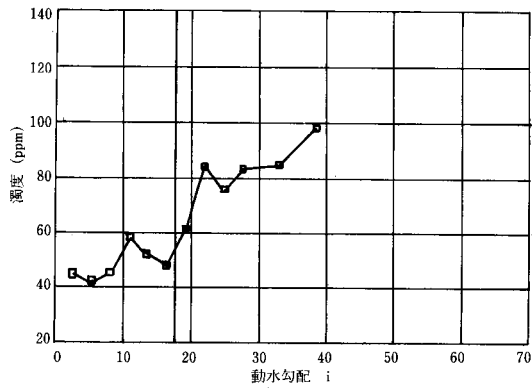
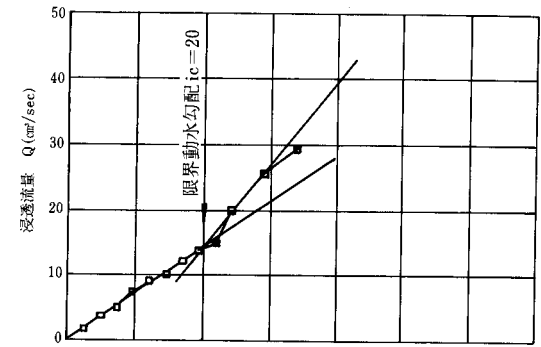
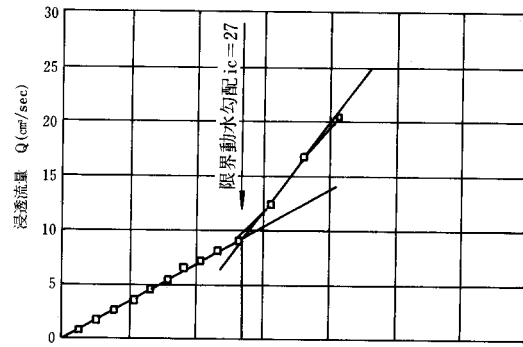
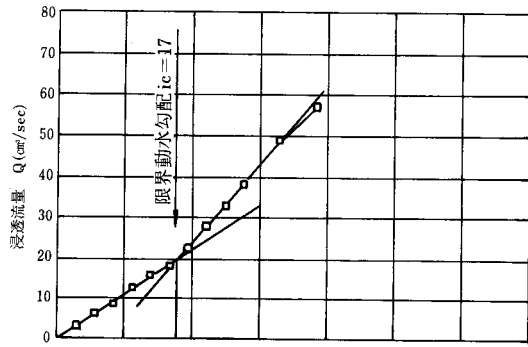


図-8 試験設備構造図

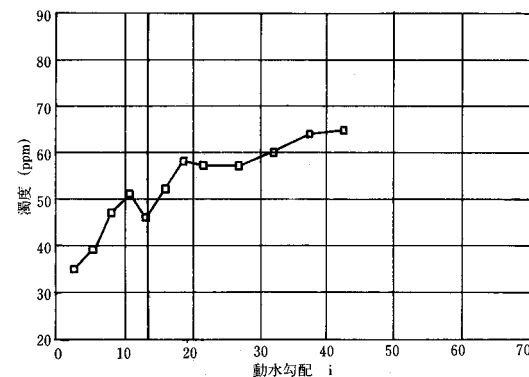
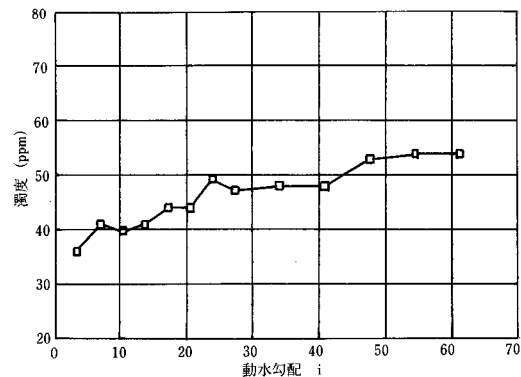
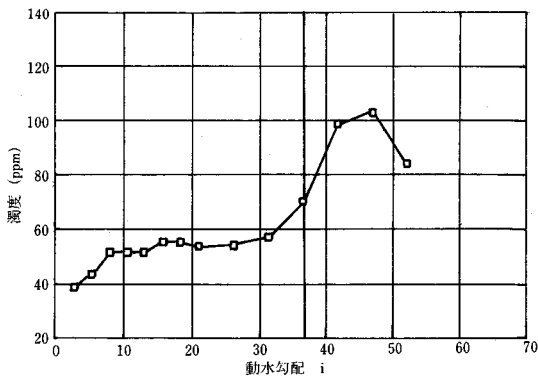
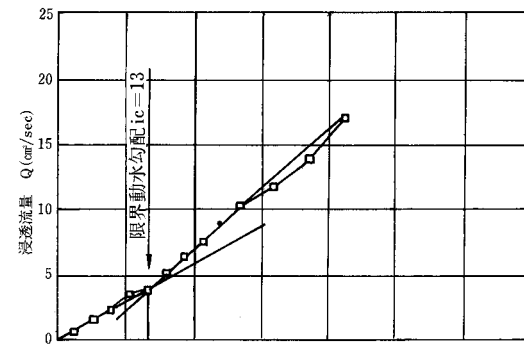
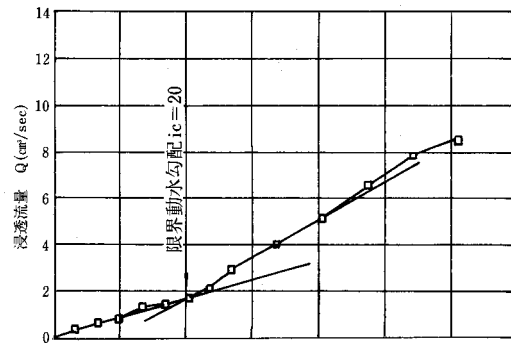
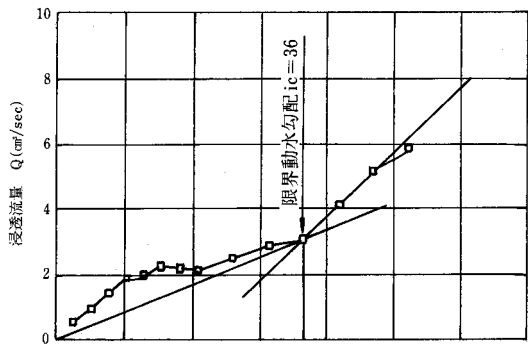


(a) No.1 供試体

(b) No.2 供試体

(c) No.3 供試体

図-9 Vcg-Cのパイピング試験結果



(a) No. 1 供試体

(b) No. 2 供試体

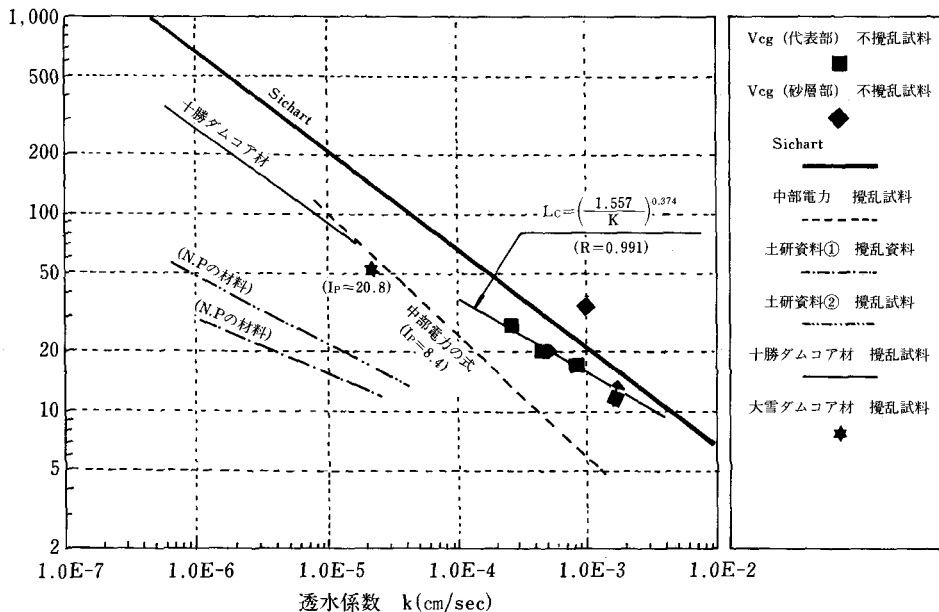
(c) No. 3 供試体

図-10 Vcg-Fのパイピング試験結果

表-2 基本物性試験結果

		火山円礫岩 (Vcg)					
		代 表 部		砂 層 部			
		範 囲	平均値	範 囲	平均値		
室 内 土 質 試 験	物 理 粒 度 試 験	試 験 試 料	6 試料		2 試料		
		土 粒 子 の 比 重 Gs	2.664~2.679	2.673	—	—	
		自 然 含 水 比 Wn (%)	11.2~12.3	11.5	14.4~15.0	14.7	
		最大粒径 Dmax (mm)	63~75	73.0	19.0~27.5	23.0	
			礫 分 G (%)	56.7~75.2	69.3	15.4~16.9	16.2
			砂 分 S (%)	18.7~35.6	23.7	74.1~76.5	75.3
			シルト分 M (%)	3.4~4.3	3.9	—	—
			粘土分 C (%)	2.7~3.6	3.1	—	—
			60%粒 径 (mm)	6.2~14.9	11.8	1.4~1.5	1.4
			20%粒 径 (mm)	0.52~1.25	0.91	0.27~0.28	0.28
		10%粒 径 (mm)	0.15~0.29	0.21	0.10~0.12	0.11	
		均等係数 Uc	40.5~70.7	56.6	11.8~14.4	13.1	
		曲率係数 Uc	1.0~2.6	1.9	1.2	1.2	
コンシステンシー	N. P		N. P				
現 場 試 験	試 験 点 数	6 点					
	現 場 試 験	湿潤密度 γ_t (t/m ³)	2.149~2.321	2.236			
	密 験	乾燥密度 γ_d (t/m ³)	1.913~2.082	2.006			
		間 隙 比 e	0.285~0.400	0.334			
		透 水 係 数 k (cm/sec)	8.9E-6~4.2E-3	8.4E-4			
		一 軸 圧 縮 強 度 qu (kgf/cm ²)	2.3~3.7	2.9			
		変 形 係 数 E50 (kgf/cm ²)	580~860	720			

限界動水勾配 i_c



(注) 藤澤ほか引用

図-11 透水係数と限界動水勾配の関係

体表面の観察では、試料の破壊は認められなかった(最大動水勾配35~60)。試験は、Vcg層3試料(Vcg-C)、砂層3試料(Vcg-F)で行ったが、限界動水勾配(パイピング破壊点での動水勾配)のバラツキは大きく、Vcg層で17~27、砂層で13~36であった。これは、Vcg層の不均質性によるものと思われ、各供試体の初期透水係数は $2.6 \times 10^{-4} \sim 1.7 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ とバラツキしており、また現場密度・透水試験の結果も同様である。(表-2参照)

(e)考察

文献によれば限界動水勾配と透水係数は両対数グラフで直線関係にあることが知られている。本試験結果と文献による結果を図-11に示す。Vcg層の結果は砂層部分も含めて1供試体を除くとほぼ直線関係($i_c = (1.557/K) \times 0.374$)にある。Vcg層の透水係数(ルジオンテスト)は最大 $6.84 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ であり、同層の最小限界動水勾配は18.6となる。浸透流解析より求めた同層の最大動水勾配は1.1であるので、Vcg層はパイピングに対して10倍以上の安全性を持つと考えられる。

あとがき

船上山ダムの基礎地質調査については、本報文で紹介したもの以外に、現場一軸圧縮試験、現場セン断試験、孔内静水圧透水試験、グラウト試験等実施しており、軟岩基礎として参考となるデータも得られているが、紙面の都合上割愛させて頂いた。近年良好なダムサイトに乏しく、本ダム同様の軟岩に基礎を求めざるを得ないダムも多くなってきているところ、参考にして頂ければ幸いです。

最後に、船上山ダム他東伯地区のダム設計・施工に関して御指導頂いているダム技術検討委員会の諸先生方に深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 藤沢他：ダム軟岩基礎のパイピング抵抗性に関する調査
ダム技術 No63 (1991)

電業社ポンプ



茨城県農地部鶴舞揚水機場
1,000φ PF-GM斜流ポンプ



株式会社 電業社

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

濁川ダム鋼管杭土留壁工の検討 —堤体基礎掘削に伴う斜面安定対策工の事例—

吉 牟 禮 康 男*
(Yasuo YOSHIMURE)

梅 田 正 実*
(Masami UMEDA)

川 本 康 宏**
(Yasuhiro KAWAMOTO)

目 次

1. はじめに33
 2. ダムサイト左岸アバット部地すべりの概要 ...33
 3. 左岸地すべり対策工法の選定34

4. 鋼管杭土留壁の設計36
 5. 鋼管杭土留壁の挙動観測体制44
 6. あとがき44

1. はじめに

濁川ダムは、道営防災ダム事業として、北海道渡島支庁管内森町の濁川水系澄川に建設中の堤高42.0mの中心遮水ゾーン型ロックフィルダムである。ダム下流の濁川盆地は、森町有数の米作地帯で、近年は温泉熱利用及び地熱発電所の還元地熱水利用による園芸ハウス栽培が盛んに行われ、北海道における冬期野菜の供給基地としての役割を果たしつつある。

本ダムは、河川氾濫による濁川盆地内415haの農地及び農作物・農業用施設の洪水被害を防止するため、洪水調節を目的として建設中である。

2. ダムサイト左岸アバット部地すべりの概要

2-1. ダムサイト左岸地山の概要

濁川ダムサイト左岸地山は、標高約210mより上部にD・CL級の劣化した頁岩が厚さ約40mと厚く分布している。特に硬質頁岩と凝灰質砂岩の地質境界部の風化が進んでおり、風化帯がくさび状に入り込んでいるような風化形態となっている。このような風化形態が地すべりを形成する要因の一つになるものと考えられる。(図-1)

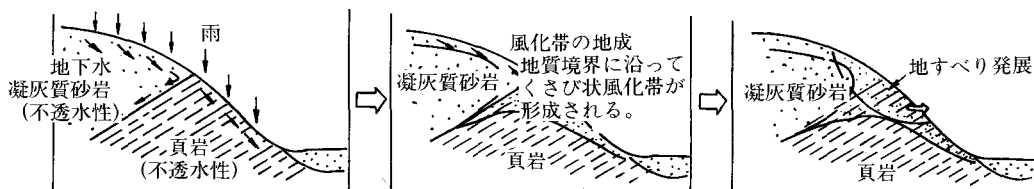


図-1 くさび状風化帯形成の概念図

2-2. 想定される地すべり分布と現況評価

空中写真判読、ボーリング調査及び孔内傾斜計観測等解析の結果から、濁川ダム左岸には、ダム軸掘削により影響を受ける3つの地すべりが存在していると判断される。各すべりの概要は以下のとおりである。(図-2 参照)

- ・前面すべり：地山表層の劣化岩盤と土砂部分の中で発生している地すべり。その層厚は約10mであり、観測孔でクリープ変位として認められている。このクリープ変位に伴い表層崩落も発生している。このゾーンの崩落が進行した場合、次に述べる上部すべりにも影響が及ぶことも考えられる。現況安全率 $F_s \approx 1.0$ である。
- ・上部すべり：硬質頁岩と凝灰質砂岩の境界部付近に分布する不安定土塊に形成されている地すべり。ダム軸下流でのこの不安定土塊の多くはすでに崩落ないし滑動後の分布形態を示す。層厚は30~40m程度であり、2孔の観測孔で変位が観測されているが、他の観測孔では変位が見られないことから、現在では地すべり全体の滑動は生じていないものと判断される。現況安全率 $F_s \geq 1.10$ である。
- ・背後すべり：空中写真判読により認められてい

*北海道庁農村整備課
 **北海道渡島支庁農業振興部耕地課

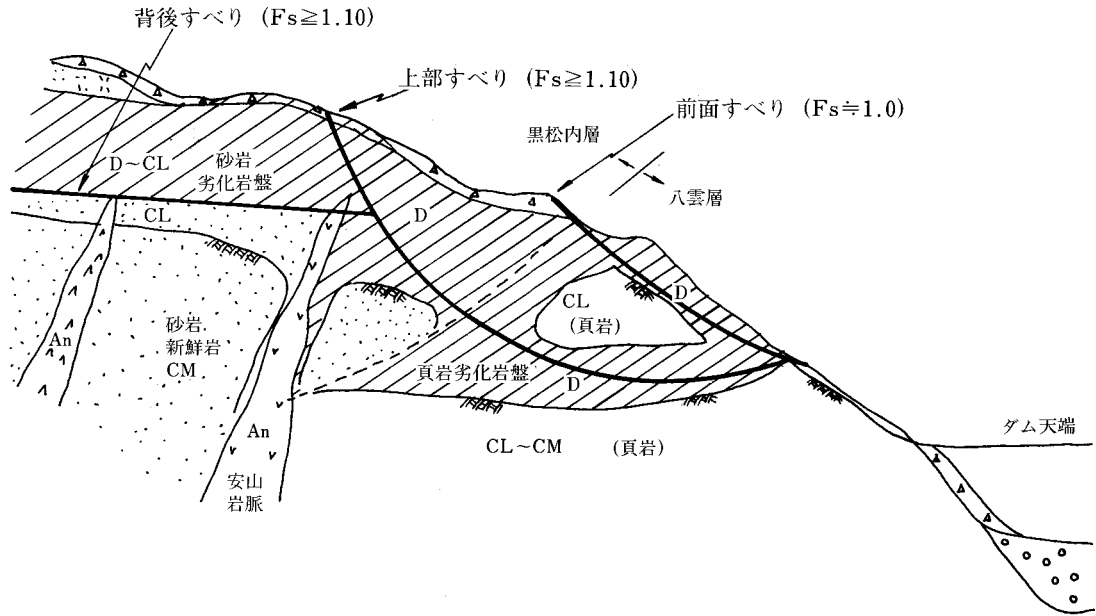


図-2 ダム軸左岸概念図 (斜線部: 劣化岩盤分布範囲)

る大規模な地すべり形態を示す。濁川ダム左岸上流斜面に広く分布し、左岸ダム軸上方斜面はこのゾーンの側方末端部に相当する不安定土塊が分布している。孔内傾斜計では変位が認められず、滑動性は小さいと判断される。現況安全率は $F_s \geq 1.10$ である。

3. 左岸地すべり対策工法の選定

本工事では、前記した状況の斜面にダム本体の掘削が及ぶため、地すべり対策工の検討にあたっては、ダムトレンチの掘削形状により、大規模な背後すべりを誘発する可能性もあることから、ダム型式を含めた地すべり対策工の比較検討を行った。(表-1)

検討の結果、左岸地山への影響度が小さい点及び基礎岩盤に対する信頼性が高い点 (CM級岩盤を基礎とする) などから判断して図-3に示すように、前面・上部すべりに対しては法面の掘削を極力行わずにアンカー工で対策し、ダム本体の掘削はこれらの地すべりとは縁切りするように、「鋼管杭土留壁+アンカー工」で対策する案が、経済性・施工性・安全性等にすぐれ最も妥当な工法であると判断した。本工法は、本体掘削に伴う土圧は鋼管杭が受け持ち、この時生じる杭の変位はアンカーによって規制する工法である。

ダム軸上部に鋼管杭土留壁+アンカー工の擁壁を建造する問題点として次のようなことがあげられる。

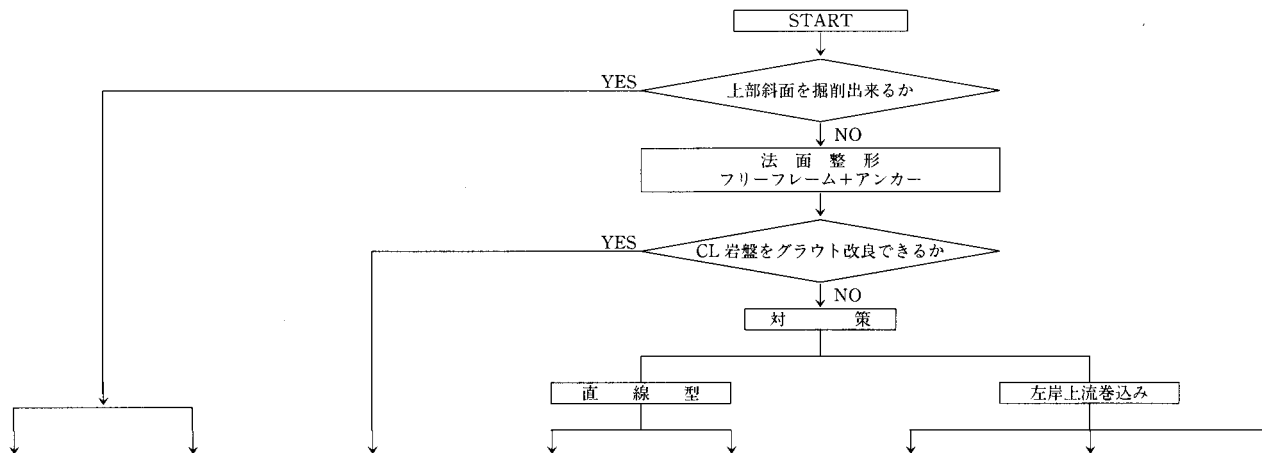
- ①ダム軸アバット部での施工例がほとんどない。
- ②鋼管杭打設に、ダム天端以深の岩盤を痛める可能性がある。
- ③岩盤と鋼管杭の剛性の違いや固有振動数の違いにより、ダム本体の荷重が作用した場合、変形に問題が生じる可能性や、地震などの影響で杭周辺に集中応力が生じ、ダム本体に何らかの影響を及ぼす可能性がある。

①の施工例が少ないのはダムに限ってであり、道路建設では永久構造物としての事例は多く持っている。ダムでの施工例として、香川県の粟地ダムがあげられるが、施工後10年以上経過しているが何ら問題は生じていない。

②の削孔には大口径ボーリングを使用する予定であること、杭ピッチが3mであり連続して地山を痛めることはないこと、ダム天端以深はCM級の堅固な岩盤であり杭建て込み後のモルタル充填を十分管理すること、仮設盛土の押えもあることなどから施工を慎重に行えば地山岩盤への影響は最小限になると判断される。

③の変形については、杭ピッチが3mあること、施工される岩盤はCM級で堅固であること、鋼管

表一 濁川ダム地滑り抑止工比較検討フロー



形式	① 中央土質遮水型 (岩着型)	② 中央土質遮水型 (岩着型)	③ 中央土質遮水型 (岩着型)	④ 中央土質遮水型 (岩着型)	⑤ 中央土質遮水型 (砂礫基礎型)	⑥ 傾斜土質遮水壁型 (砂礫基礎型)	⑦ 傾斜土質遮水壁型 (砂礫基礎型)	⑧ 表面遮水壁型 (砂礫基礎型)
選定主旨	最もオーソドックスな形式(現設計)	最もオーソドックスな形式①の頭部排土型	CL級岩盤を注入工法により改良する。	土留め杭+アンカーにより上部斜面の安定を計る。	河床部・アバット部とも連壁により止水する。	仮締切り堤に影響の無い範囲に止水ラインを設ける。	左岸部掘削は表土剥ぎ程度にし、前面に盛土する。	⑦の盛土量を極力少なくし、表面で止水する。
ダム敷	河床部 左岸アバット部	CL岩盤(A) CM岩盤	CL岩盤(A) CM岩盤	CL岩盤(A) CM岩盤	CL岩盤(A) CM岩盤	砂礫(表土除去) CL岩盤 CM岩盤	砂礫(表土除去) CM岩盤	砂礫(表土除去) CM岩盤
設計・施工上の点	<ul style="list-style-type: none"> 上部斜面の掘削は出来るだけ避けた方がよい。 長大なアンカー工となる。 上方斜面の掘削土搬出のための工事用道路が必要 他案に比べ高価 	<ul style="list-style-type: none"> 上部斜面の掘削、頭部排土は出来る限り避けた方がよい。 河床掘削に伴い、仮締切り堤の止水対策が必要。 同左 背後すべりの対策工が必要なため他案に比べ高価 	<ul style="list-style-type: none"> CL岩盤を注入工法により改良するのは非常に困難。 CL岩盤の部分的崩落が懸念される。 アンカー付擁壁工の法勾配が急のため施工性におとる。 特殊グラウトが高価となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 杭施工仮設道路が大規模となる。 直高約10mの鋼管壁が永久構造物となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 事前施工は仮設が大規模となる。 本体施工と平行施工とすると、仮設が重複するとともに、コアゾーンへの貫入状況となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 不安定土塊に堤体を載せることの基本思想に問題無いか。 崖錐下部の掘削が大規模となり、地すべりを誘発する恐れがある。 仮締切り堤の再構築必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 同左 既存仮締切り堤を全面的にカットすることになり、仮排水路呑口の延長が必要。 同左 貯水容量が減少。 	<ul style="list-style-type: none"> 同左 同左 同左 アスファルトの場合は、長期耐久性に不安が残る。 コンクリートの場合、補修に問題がある。
主要工事数量	堤体盛土 45万m ³ フリーフレーム 3,300m ² 現場法枠 2,200m ² プレキャスト法枠 400m ² アンカー 23,000m ロックボルト 1,300m	同左 フリーフレーム 6,000m ² 現場法枠 1,500m ² プレキャスト法枠 700m ² アンカー 9,800m ロックボルト 1,800m 排土	同左 フリーフレーム 2,000m ² コンクリート擁壁 550m ² アンカー 6,300m 特殊グラウト ?	同左 仮設盛土 12万m ³ 抑止壁 1,120m ² フリーフレーム 2,000m ² アンカー 5,700m ロックボルト 275m	同左 地中連壁 フリーフレーム 2,000m ² コンクリート擁壁 550m ² アンカー 6,300m	堤体盛土 ⑦より少 地中連壁 3,100m ²	堤体盛土 50万m ³ 同左	同左 同左 表面遮水工

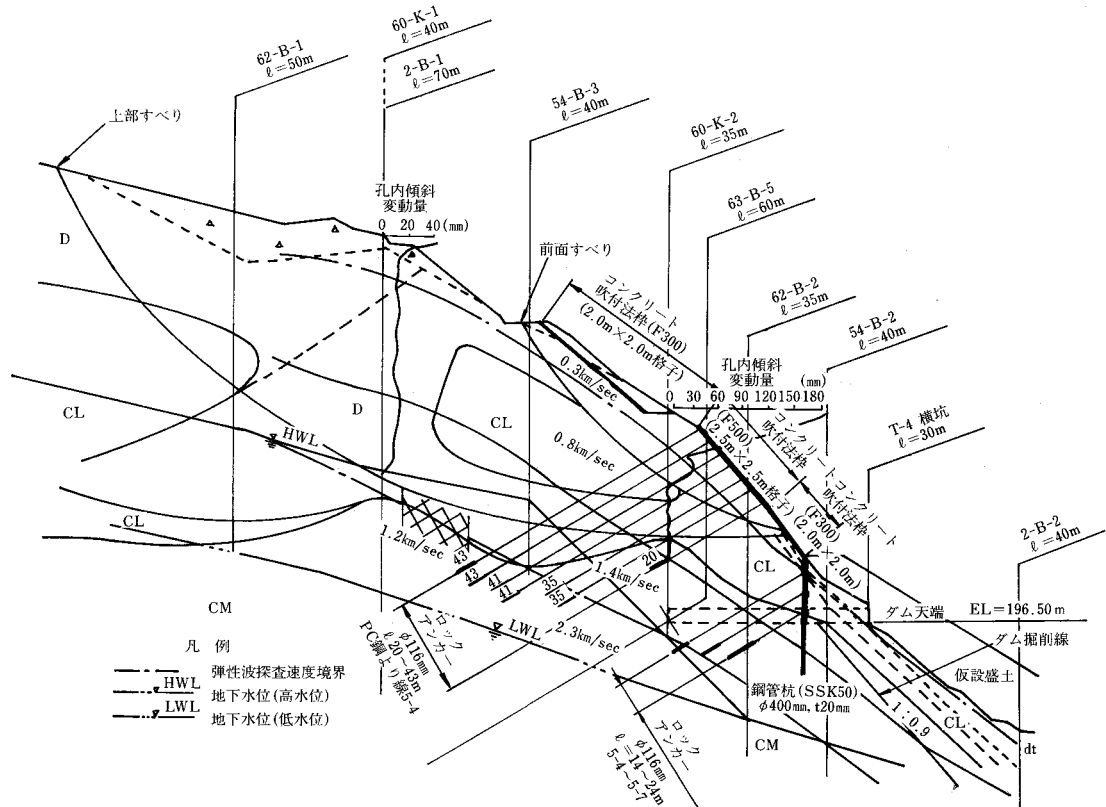


図-3 ダムサイト左岸地すべり対策工計画断面図 (S = 1 : 500)

杭の曲げ変形が大きいこと、杭と地山がモルタルで十分付着していること、アンカーにより杭の変位を抑え地山を緩ませないようにしていること、ダム軸において地震力を加えた鋼管杭の地盤での変位量が0.3mmであることなどを考えると問題は少ないと判断される。

以上のことから本工法は、他の案に比べ特に問題になるものではないと判断し、基礎掘削に伴う対策工として「鋼管杭土留壁+アンカー工」を選定した。(図-3)

4. 鋼管杭土留壁の設計

4-1. 土留壁に作用する土圧の算定

鋼管杭土留壁は、地すべりをダム本体掘削と縁切りするために施工することから、ダム付帯構造物と考えられる。また、杭がダム堤体直近の地山に施工されるため、地震時に杭と地山の固有振動の違いから杭周辺に応力集中が発生し、微小な変位により地山の透水性を高めることが考えられる。

ダム軸での止水性の確保は最も重要な条件であることから、地震時の地山に対する鋼管杭の変形のズレがダム堤体へ何らかの影響を与える可能性がある。以上のことを踏えて、鋼管杭土留壁の検討には地震時も考慮し、地震係数は濁川ダムで採用されている設計震度K=0.12を使用した。

鋼管杭土留壁に作用する土圧を求めるには、崖錐堆積物とCL級岩盤の地山強度が必要となる。崖錐堆積物については試験値の平均値を用いる。CL級岩盤は孔内せん断試験によりC=47.0t/m²、φ=27°のせん断強度が得られ、これは構造物の基礎岩盤として使用可能な値である。今回問題となっているCL級岩盤は比較的浅部のものであり、弾性波探査でも非常に緩い岩盤となっている。このような場合、岩盤としての強度より緩みによる分離面を考慮した強度を推定する必要がある。その推定方法として、地山弾性波速度とコアピースの弾性波速度を用い、コアピースの強度から地山のせん断強度を推定する提案式を用いた。この提案

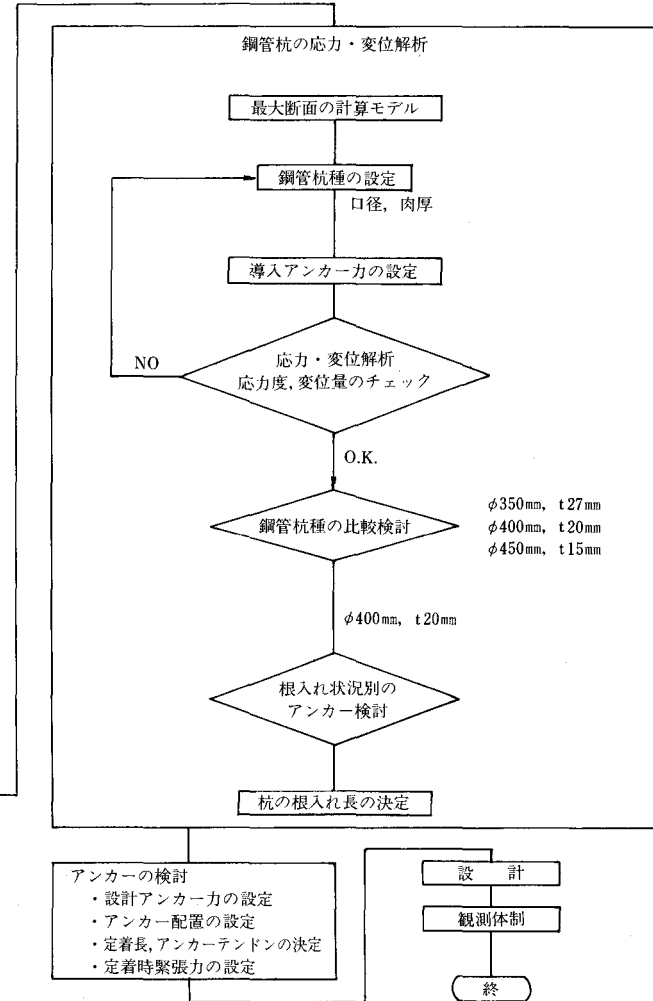
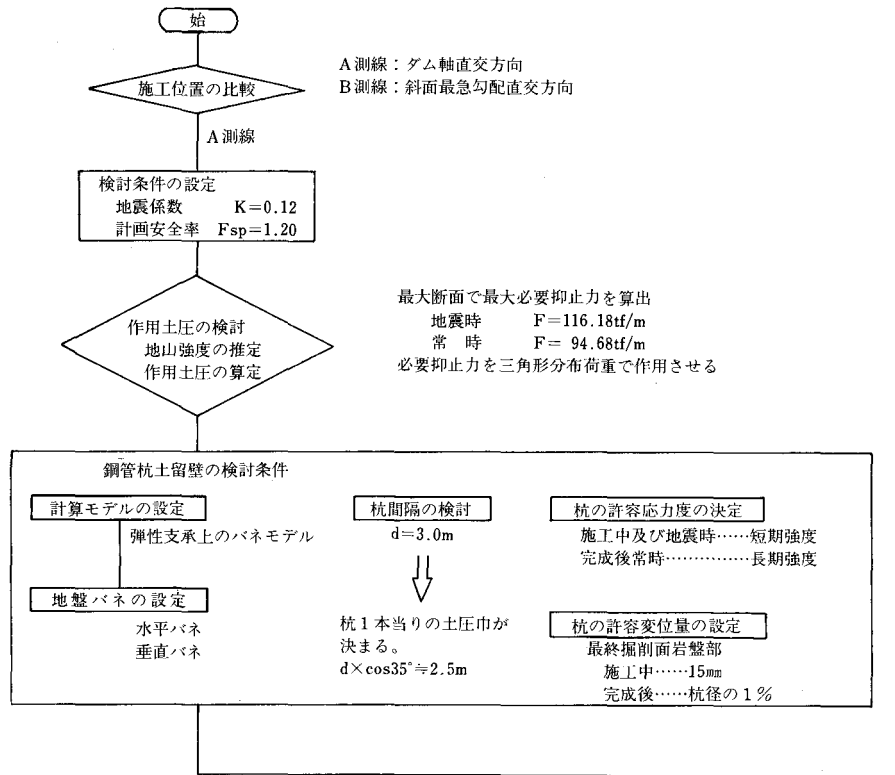


図-4 アンカー付鋼管杭土留壁検討フローチャート

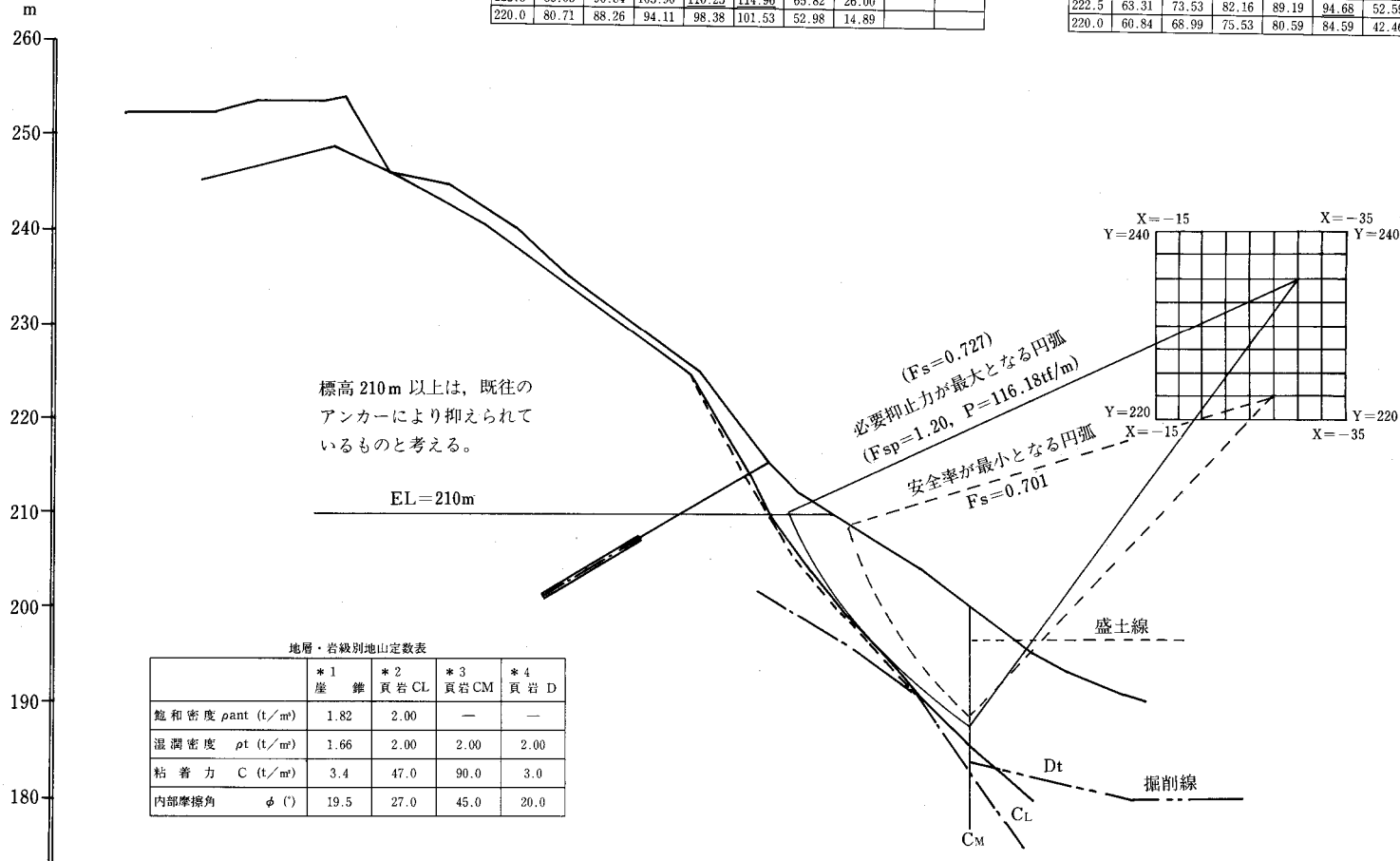
地震時必要抑止力一覧表 (tf/m)

X	-15.0	-17.5	-20.0	-22.5	-25.0	-27.5	-30.0	-32.5	-35.0
240.0					72.72	85.28	96.91	107.53	90.56
237.5					73.02	84.21	94.37	103.43	58.13
235.0	40.45	55.46	69.69	82.99	95.22	106.31	116.18	97.08	49.69
232.5	43.82	57.70	70.62	82.44	93.09	102.48	110.25	62.00	21.32
230.0	65.19	79.43	92.44	104.13	114.45	95.62	101.46	52.33	14.50
227.5	66.88	79.58	90.69	100.06	107.93	114.30	63.65		
225.0	88.13	100.76	85.60	92.90	98.65	102.91	54.46		
222.5	86.05	90.84	103.90	110.25	114.96	65.82	26.00		
220.0	80.71	88.26	94.11	98.38	101.53	52.98	14.89		

常時必要抑止力一覧表 (tf/m)

X	-15.0	-17.5	-20.0	-22.5	-25.0	-27.5	-30.0	32.5	-35.0
240.0	****	6.52	19.96	33.17	45.93	58.08	69.50	80.08	67.34
237.5	****	11.14	23.95	36.33	48.09	59.09	69.23	78.42	40.99
235.0	15.39	29.54	43.19	56.14	68.24	79.37	89.44	74.63	34.81
232.5	20.18	33.49	46.07	57.78	68.49	78.11	86.25	45.71	11.68
230.0	39.16	53.12	66.08	77.90	88.53	73.95	80.29	38.51	6.76
227.5	42.92	55.58	66.85	76.56	84.90	91.86	48.67	14.57	****
225.0	62.66	75.53	64.46	72.25	78.61	83.57	42.09	10.25	
222.5	63.31	73.53	82.16	89.19	94.68	52.59	18.50	****	
220.0	60.84	68.99	75.53	80.59	84.59	42.46	9.41		

解析断面



標高 210m 以上は、既往のアンカーにより抑えられているものと考える。

EL=210m

(Fs=0.727)
必要抑止力が最大となる円弧
(Fsp=1.20, P=116.18tf/m)

安全率が最小となる円弧
Fs=0.701

盛土線

掘削線

地層・岩級別地山定数表

	*1 炭 鈾	*2 頁岩 CL	*3 頁岩 CM	*4 頁岩 D
飽和密度 ρ_{ant} (t/m ³)	1.82	2.00	—	—
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.66	2.00	2.00	2.00
粘着力 C (t/m ²)	3.4	47.0	90.0	3.0
内部摩擦角 ϕ (°)	19.5	27.0	45.0	20.0

図-5 作用土圧算定断面図及び結果一覧表

式より、CL級岩盤の分離面を考慮した強度は崖錐程度しか得られなかった。

これらの結果から、鋼管杭土留壁に作用する土圧を検討する場合のCL級岩盤及び崖錐の強度は、両者同様の値 $C = 3.4\text{t/m}^2$ 、 $\phi = 19.5^\circ$ とした。

作用土圧は、最大掘削断面における円弧すべりのうち、計画安全率 ($F_s = 1.20$) を満足するのに必要な最大抑止力を求め (図-5)、この抑止力 (F) が土留壁に三角形分布荷重で作用するものとして求めた (図-6)。抑止力の計算結果は次のとおり。

常時 $F = 94.7\text{t/m}$ 地震時 $F = 116.2\text{t/m}$

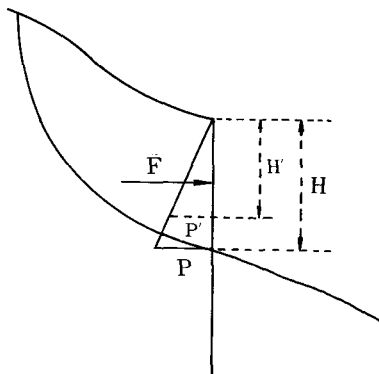
この最大掘削断面で求めた三角形分布荷重の作用土圧を基に、他断面ではこの三角形分布荷重が土留壁の高さに応じて減少して作用するものとした。(図-6)

4-2. 杭の設計

a. 計算モデルの設定 (図-7)

- ・弾性支承上の梁モデルとする。
- ・地盤の反力はバネ支承とする。
- ・アンカーはトラス要素としてモデル化する。
- ・掘削段階毎に、杭突出部の地盤水平バネをはずして検討し、土圧は三角形分布荷重が掘削段階に応じて作用するものとした。

地盤バネの設定に必要な横方向地盤反力係数は



抑止力 $F = 1/2pH = 116.18\text{ tf/m}$

H : 土留壁高さ = 16m

p : 三角形分布荷重 ($p = 14.52\text{ tf}$)

$p' = p \times H'/H$

図-6 杭作用土圧モデル図

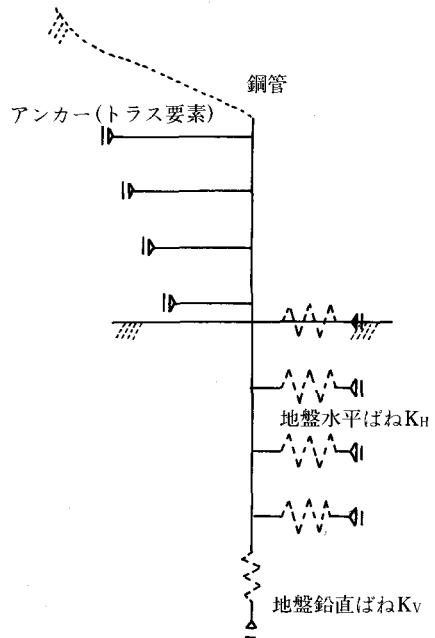


図-7 杭計算モデル図

孔内水平載荷試験により得られた変形係数 (最小値) を基に算出した。

水平バネは、斜面の形状を考慮して低減する必要があるが、鋼管杭径の5倍程度のかぶりを確保すれば、ほぼ水平地盤と同様に考えることができるとされているため、杭と掘削法面の間に5D以上のかぶりを設け地盤反力が得られる形とした。

b. 杭の許容応力度

施工中は、常時・地震時とも短期許容応力度を使用し、完成後は、常時の荷重に対しては長期許容応力度、地震時の荷重に対しては短期許容応力度を使用し、杭の応力度計算を行った。

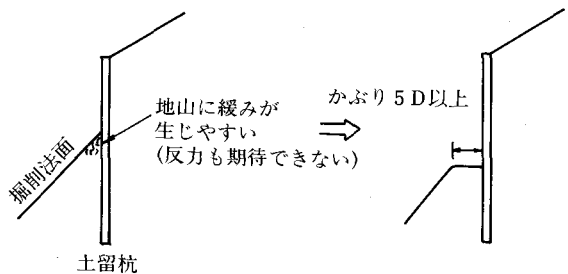


図-8 杭と掘削法面のかぶり状況図

c. 杭の許容変位量の設定

鋼管杭土留壁はダム本体直近に施工されるため、杭に変位が生じ基礎岩盤が破壊するとその止水性に不安が生じることになる。このため、基礎岩盤が破壊されないように変位量を抑える必要がある。こうした変位量を明確に規定するものはないが、「道路橋示方書・同解説」によると、「基礎の水平変位量を弾性変位量内に収める意味で規定しているのが下部構造から決まる許容変位量であり、多数の載荷試験結果から基礎幅の1%とした。」と許容変位量を規定している。一方、杭基礎の許容変位量の最小値は1.5cmとされているが、今回の鋼管杭土留壁がダムの安定性に対して重要な役割を占めることから、今回の検討では道路橋示方書に示される弾性変位量内におさまるとされている基礎幅（杭径）の1%（4mm）を許容変位量として規定する。

濁川ダムの止水性確保は、基礎岩盤部に期待されていることから、杭の許容変位量は、土留壁完成時に基礎岩盤が露出する掘削面に対して適用し、ダム完成後押え盛土により埋め戻される崖錐根入部には適用しないものとする。また、土留壁施工中に生じる変位については、特に変位量を規定しないが、施工中でも岩盤が露出する最終掘削面での変位は1.5cmを越えないものとする。

d. 杭間隔及び杭径の検討

杭間隔は「建設省河川砂防技術基準（案）」及び地すべり対策技術協会「地すべり鋼管杭設計要領」を参考に、現場状況・掘削機械・杭径・経済性を総合的に検討して、 $d = 3.0\text{m}$ とした。杭径は、掘削機械・杭間の中抜け・施工性・経済性を検討した結果 $\phi 400\text{mm}$ $t = 20\text{mm}$ を採用した。

e. 杭の根入れ長

杭の基礎部への根入れ長は、杭に加わる土圧により基礎部破壊が生じないように設計する必要がある。ここでは、「建設省河川砂防技術基準（案）設計編」を参考に根入れ長はモーメント第1零点までの長さの1.5倍とした。（チャンの式）

f. 鋼管杭の応力・変位解析

これまでに記述した諸元に基づいて、平面骨組計算法により各タイプ毎の応力計算を行った。

最大断面（No. 14杭）の計算モデル図・鋼管杭比較検討図を図-9に示す。また、No. 14杭及び最も重要なダム軸上のNo. 23杭の応力変位解析図を図-

10に示す。（杭の配置を図-11に示す）

4-3. アンカーの設計

アンカーは、杭の変位を規制する目的で導入することから、図-7に示す計算モデルの最終掘削断面からアンカーを取り除き、アンカー計画位置を固定点として常時の荷重を作用させ、この固定点に生じる支点反力を導入アンカー力の目安とした。アンカー力はアンカー施工位置に荷重として作用させる。導入アンカー力は、常時に作用する土圧に対する荷重であるため、地震時の作用土圧に対しても鋼管杭が許容変位量内におさまるよう導入アンカー力を変更し、最終的な設計アンカー力を決定した。

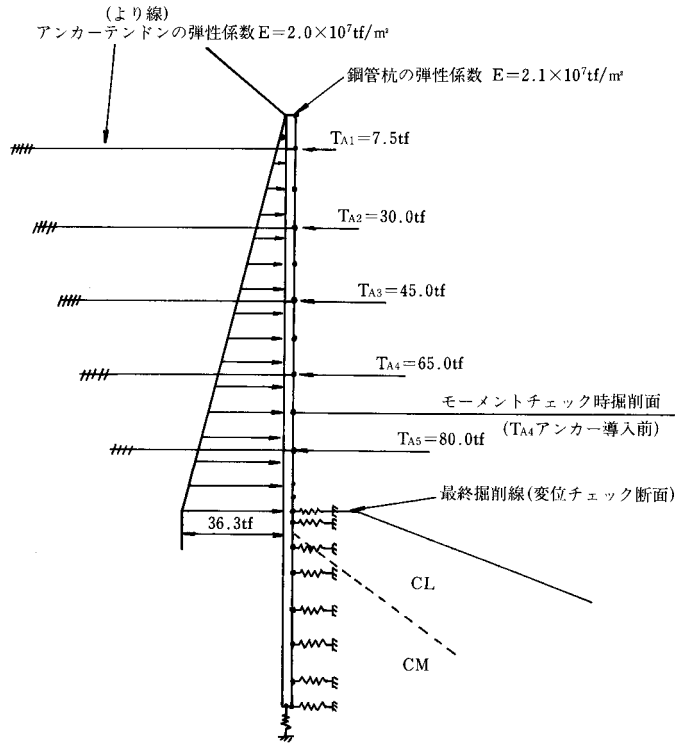
アンカーは水平方向に3m間隔で杭と杭の中間に配置し、打設角度は一般的な下向き 30° とした。アンカーの計算は、グラウンドアンカー設計施工基準に基づき行った。アンカー引張材はPC鋼より線を使用し、アンカー定着工法はVSL工法とした。アンカー定着部はCM級岩盤に求めるものとし、鋼管杭土留壁が重要構造物であることから二重防食の永久アンカーとした。

アンカー定着時の緊張力は、設計アンカー力を使用した場合、杭が常に山側に変位することや、本アンカーが杭の変位抑制であることを考慮し、安全率が $F_s > 1.00$ となる土圧に対してのアンカー力とし、設計アンカー力の約60%とした。

4-4. 土留壁の設計

左岸ダム本体の掘削が地山に影響を及ぼさないように、「鋼管杭+アンカー工」で対応するが、そのアンカーを施工するためには横梁を設ける必要がある。地すべり荷重のほとんどは図-12のとおり鋼管杭が受け持ち抵抗すると考えられるが、中抜けの危険があることから鉄筋コンクリート壁による土留壁を設ける必要がある。土留壁は鋼管杭の変位によるねじれ等の影響を少なくするよう、杭毎にジョイントを設け、等分布荷重（土圧）を受ける単純梁として設計した（図-13）。掘削中の肌落ちに対しては吹付コンクリートを行い、土留壁には水抜きを設け背面に水が溜まらないようにすることとし、背面水圧は考慮しないこととした。鋼管杭と土留壁の取付けは、引抜き力（支点反力）及び自重によるせん断力に抵抗する支持金物を設けた。

計算モデル (杭No14)



地盤の変形係数 (E_0)

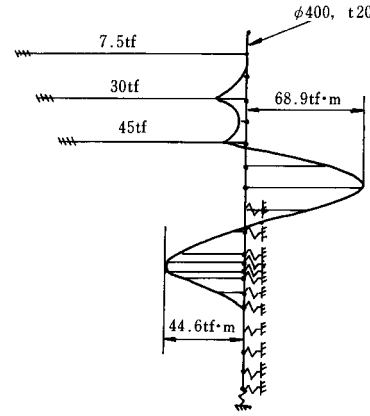
崖錐 300tf/m²

頁岩D級 1,500tf/m²

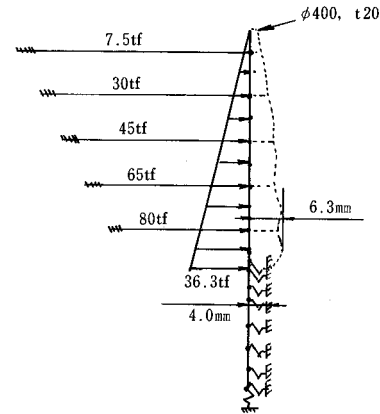
" CL級 10,000tf/m²

" CM級 20,000tf/m²

アンカー4段目掘削時のモーメント (地震時)



掘削終了時の変位 (地震時)



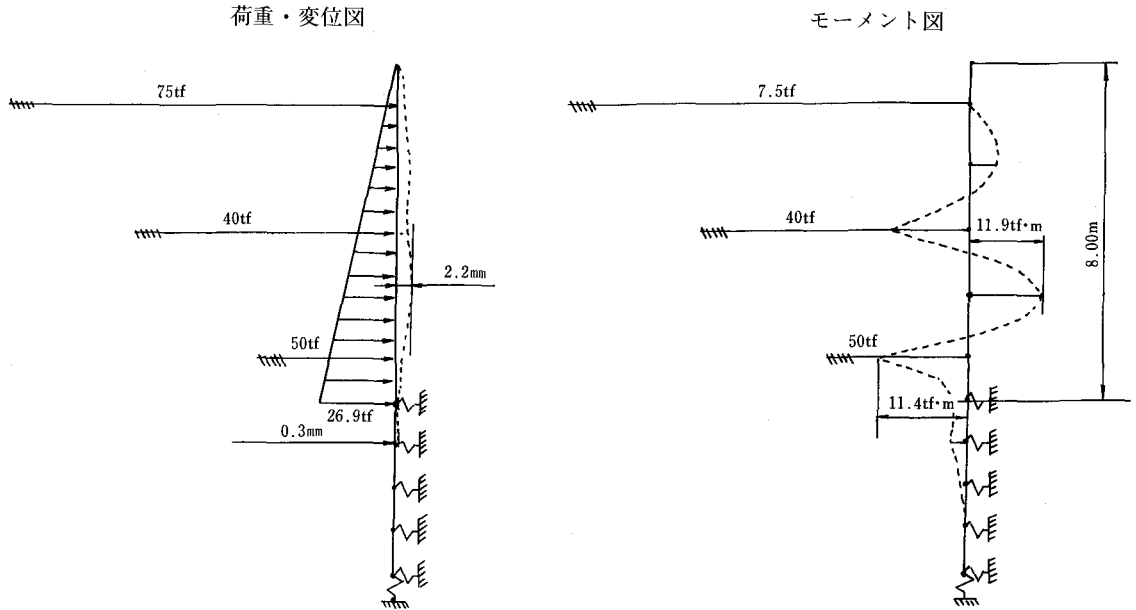
変位, 応力度計算結果比較表
(φ350mm, φ400mm, φ450mm)

杭諸元 mm	アンカー4断面3.0m掘削時				短期許容応力度採用		
	最大アンカー力 tf/本	最大変位量 mm	掘削線変位量 mm	最大曲げモーメント tf·m	許容曲げモーメント tf·m	最大せん断応力 tf	許容せん断応力 tf
φ350 . t26	(45.0)	67.9	3.0	× 66.2	65.9	58.4	502.9
φ350 . t27	(45.0)	67.1	3.0	o.k. 66.6	67.8	58.4	520.6
φ400 . t19	(45.0)	62.4	3.0	× 68.3	68.2	58.1	432.1
φ400 . t20	(45.0)	61.2	3.1	o.k. 68.9	71.3	58.0	453.7
φ450 . t14	(45.0)	59.4	3.1	× 69.5	66.9	57.9	364.3
φ450 . t15	(45.0)	57.8	3.1	o.k. 70.5	71.2	57.8	389.4

杭諸元 mm	最終掘削完了時 (0.5mm)				短期許容応力度採用		
	最大アンカー力 tf/本	最大変位量 mm	掘削線変位量 mm	最大曲げモーメント tf·m	許容曲げモーメント tf·m	最大せん断応力 tf	許容せん断応力 tf
φ350 . t27	90.0	4.7	o.k. 3.5	25.7	67.8	53.6	520.6
φ400 . t20	80.0	6.3	o.k. 4.0	19.1	71.3	50.1	453.7
φ450 . t15	90.0	4.7	o.k. 3.1	25.4	71.2	53.7	389.4

図-9 計算モデル図及び鋼管杭径比較検討図

杭No.23 (ダム軸 C_M根入れ, 土圧作用巾3.7m) 地震時



杭No.14 (最大断面 C_L~C_M根入れ, 土圧作用巾2.5m) 地震時

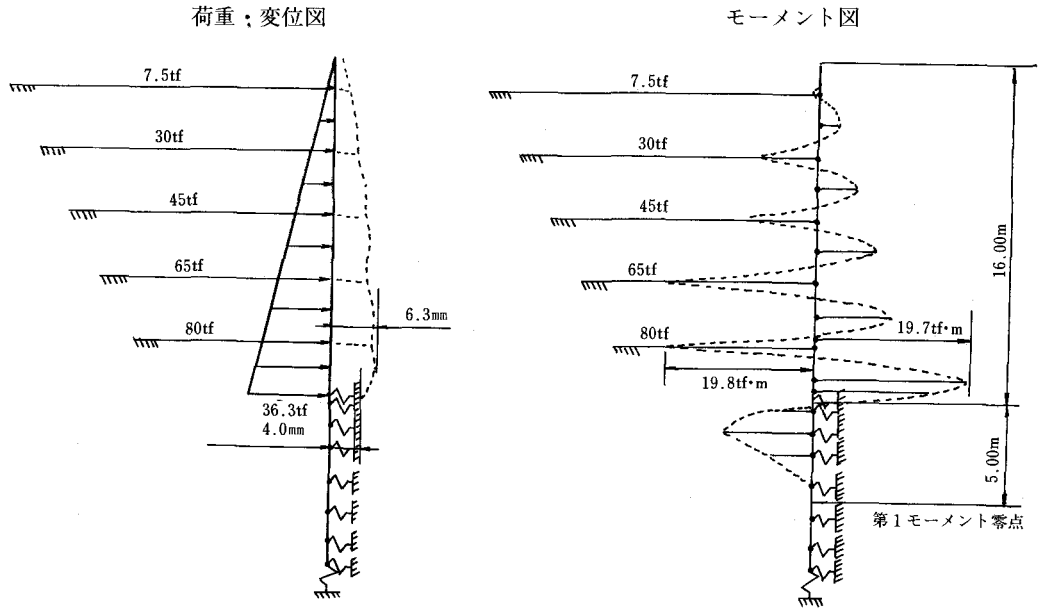
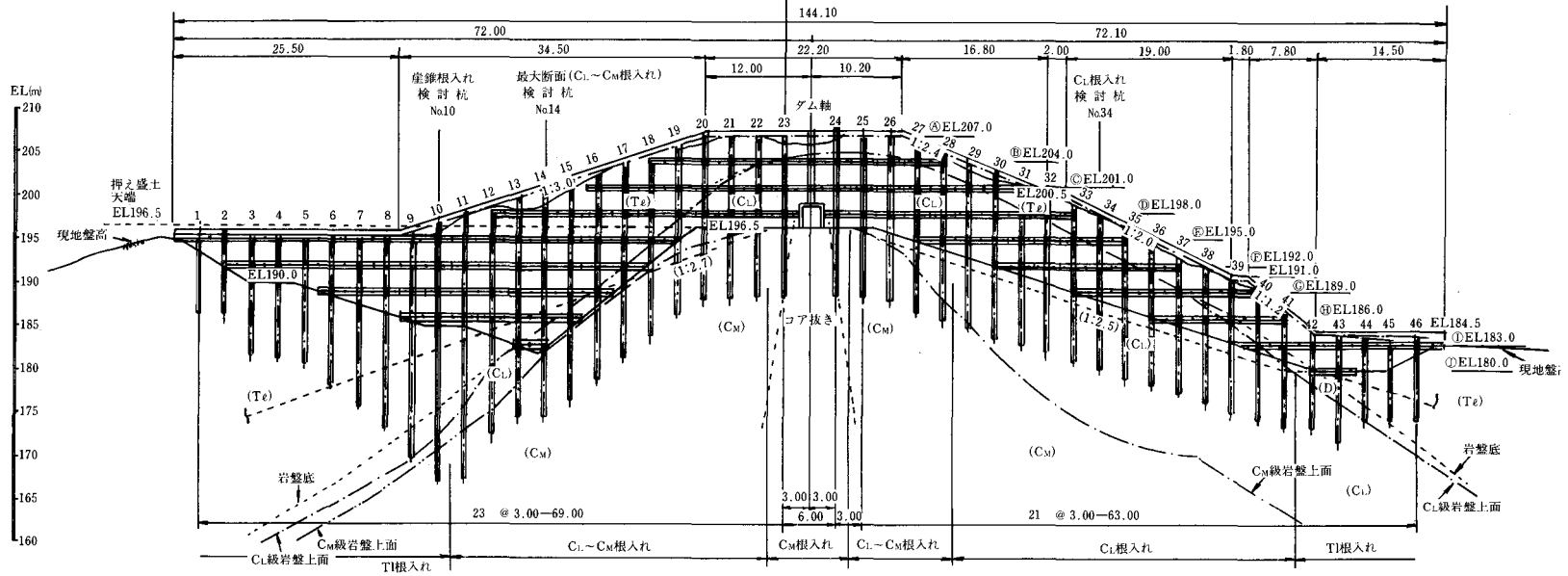


図-10 最終断面時鋼管杭応力変位解析図

杭展開図

φM軸(C_M根入れ)
検討杭
No.23



杭番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	
現地盤高	195.3	195.5	195.4	195.4	192.2	195.1	194.9	194.6	194.4	195.7	198.0	199.0	198.4	201.0	201.0	202.6	203.8	204.8	205.7	206.5	207.1	207.0	206.2	206.7	207.5	207.0	206.0	204.5	202.8	201.8	200.8	200.2	199.2	198.0	196.2	194.3	192.8	191.7	189.2	187.0	184.3	183.6	183.4	183.2			
杭頭高	195.50	195.50	195.50	195.50	192.20	195.10	194.90	194.60	194.40	195.70	198.00	199.00	198.40	201.00	201.00	202.60	203.80	204.80	205.70	206.50	207.10	207.00	206.20	206.70	207.50	207.00	206.00	204.50	202.80	201.80	200.80	200.20	199.20	198.00	196.20	194.30	192.80	191.70	189.20	187.00	184.30	183.60	183.40	183.20			
杭長	9.00	9.00	9.00	9.00	14.00	17.50	20.00	22.50	26.50	30.00	30.50	26.50	25.00	26.50	25.00	24.00	22.50	21.00	19.50	18.50	18.50	18.50	18.50	18.50	18.50	18.50	19.00	19.00	19.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	17.50	17.00	16.50	16.00	15.50	14.00	12.50	10.00	10.00	10.00			
杭根入れ長	7.00	5.50	8.50	8.50	9.00	10.50	12.00	13.50	16.00	18.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00			
杭根入れ地盤	T	L	L	L	L	L	L	L	L	L	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL		
追加距離	0.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00			
短距離	0.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00		
★点	SP.0										SP.10										SP.20																										
曲★																																															

凡例
 杭根入れ地盤
 T L : 崖堆積物
 CL : C₁級岩盤
 CM : C_M級岩盤

図-11 鋼管杭縦断配置図

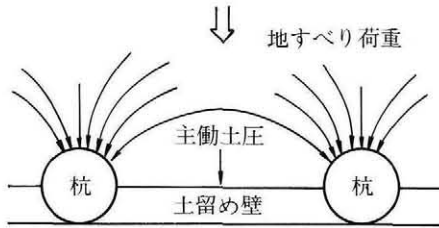


図-12 土留壁作用土圧モデル図

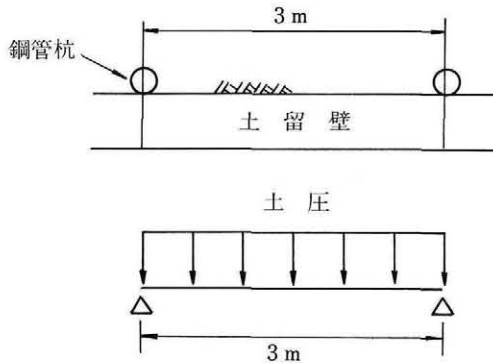


図-13 土留壁荷重モデル図

5. 鋼管杭土留壁の挙動観測体制

当地区の鋼管杭土留壁は、ダム建設時の安定はもちろんのこと、今後もダムサイトに存置する構造物であることから、将来的にも安全性を確認する必要がある。このため、鋼管杭土留壁施工中及び完成後を含めた挙動観測計画を立案した。観測は、鋼管杭土留壁施工中の安全を確認するため、地山の掘削状態に応じて変化する杭の応力状態及びアンカーの荷重状態を速やかにチェック出来るよう自動観測とした。

計測項目は、表-2の通りである。

6. あとがき

最後に、鋼管杭土留壁の設計にあたっては、重要構造物であるダムに隣接し、半永久的に機能を保持すべき構造物であることから、十分に安全性

を考慮した設計を行った。今後は、土留壁がダム軸直近でH=10m以上の構造物として残置されるため景観についても、配慮することとしている。

現在、左岸地すべり対策工のうち、上部対策工の場所打吹付法枠+アンカー工及び杭施工のための足場盛土の施工がほぼ完成している。平成6年度から「鋼管杭土留壁+アンカー工」を行う予定である。

今後とも土留壁の適確な挙動把握と慎重な施工を肝に命じ、早期の左岸地すべり対策工の完成、さらには濁川ダムの完成に努めていきたい。



参考文献

- 1) 建設省河川局：建設省河川砂防技術基準(案)，設計編
- 2) 土質工学会：グラウンドアンカー設計，施工基準，同解説
- 3) 福田正他：粟地ダム土留アンカー工事，基礎工，1979年6月
- 4) 農林水産省：土地改良標準設計第9編土留工
- 5) 地すべり対策技術協会：地すべり鋼管杭設計要領
- 6) 根岸正充：凍結融解作用による微小亀裂を用いて岩盤のせん断強度を推定する試法，応用地質 vol, 21, No 4 (1980)
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説

表-2 計測項目一覧表

計算項目	使用計器	チェック項目	作成図面
鋼管杭ひずみ量	ストレインゲージ	軸力・曲げモーメント	各分布図
アンカー作用力	センターホール荷重計	せん断力	アンカー作用力経時変化図
鋼管杭変位量	孔内傾斜計	アンカー作用力の確認 鋼管杭の変位状況	鋼管杭変化図

大島ダム付替道路崖錐部における特殊擁壁について —崖錐部における土留対策工法（逆Y擁壁，EPS工法）について—

山 田 耕 士* 吉 田 達 雄* 横 井 敏 奉*
(Kouji YAMADA) (Tatuo YOSHIDA) (Toshitomo YOKOI)

目 次

1. はじめに	45	4. 崖錐部の道路設計について	49
2. 豊川総合用水事業及び大島ダムの概要	45	5. おわりに	54
3. 大島ダム付替道路の崖錐部について	47		

1. はじめに

豊川総合用水事業の基幹施設である大島ダムは、約20年にわたる地元との交渉を経て、平成3年1月に地元愛知県鳳来町から建設同意を得て、平成3年度から付替道路工事に着手した。現在、この付替道路工事を鋭意進めており、平成5年度には仮排水トンネル工事も終了したことから、平成6年度からダム本体工事に着手する予定である。

大島ダムのダムサイトの地質については、その基盤岩が新生代第三紀中新世の設楽火山岩類に属する大島溶結凝灰岩である。この大島溶結凝灰岩は、灰白色を呈する流紋岩質溶結凝灰岩で、非常に堅硬であり、いわゆる良好なダムサイトといえる地点である。

一方、付替道路の計画ルートは、急峻な地形条件(35°~45°)と崖錐堆積物の分布により厳しい設計・施工条件となっている。この崖錐堆積物は、設計施工上、地層の状況から転石主体の崖錐堆積物(Dt1)と土砂主体の崖錐堆積物(Dt2)に区分して取り扱っている。付替道路の計画ルートのうちDt1区間については、切土は困難と判断し、切土を前提としない工法(盛土、橋梁、トンネル)により工事を実施しているが、Dt2区間については、これまでの施工実績から一部の土留対策を併用することにより切土が可能と判断し、工事を実施している。

本報では、この急峻で地形条件の劣悪な、Dt2区間の対策として土地改良事業における施工は希な工法といえる、逆Y擁壁工法(地盤反力の軽減対

策)及びEPS工法(発泡スチロール超軽量盛土工法)を現場の地質条件と併せて紹介するものである。

2. 豊川総合用水事業及び大島ダムの概要

(1)豊川総合用水事業について

豊川総合用水事業は、愛知県の豊橋市を中心とする東三河地域及び静岡県湖西市の合計5市7町の地域を対象としている。

この地域は、昭和24年から昭和43年にかけて豊川用水施設が建設されたがその後の諸情勢の変化による水需要に対処するため、昭和55年に「豊川総合用水事業」は水道用水・工業用水・農業用水の共同事業で発足した。

本事業の事業計画平面図を図-1に示す。

(2)大島ダムについて

大島ダムは愛知県南設楽郡鳳来町の一級河川豊川水系宇連川の支流大島川(宇連川との合流点から上流へ約3kmの地点)に建設するものである。

諸元としては、堤高69.4m、有効貯水量1,130万 m^3 の直線重力式コンクリートダムでその他の計画は図-2のとおりである。

ダムサイト地点の地形は、兩岸斜面勾配が40°内外と急勾配のV字型の地形であり、基盤岩については先に述べたとおりである。

(3)大島ダム付替道路について

大島ダムの関係道路は図-3に示すように5路線で構成されている。

このうち右岸道路については、愛知県との共同事業として実施しており、建設費用振り分けの関係から、ダムサイトから下流を工事用道路、上流を右岸付替道路と称している。左岸道路は町道の

* 東海農政局豊川総合用水農業水利事務所

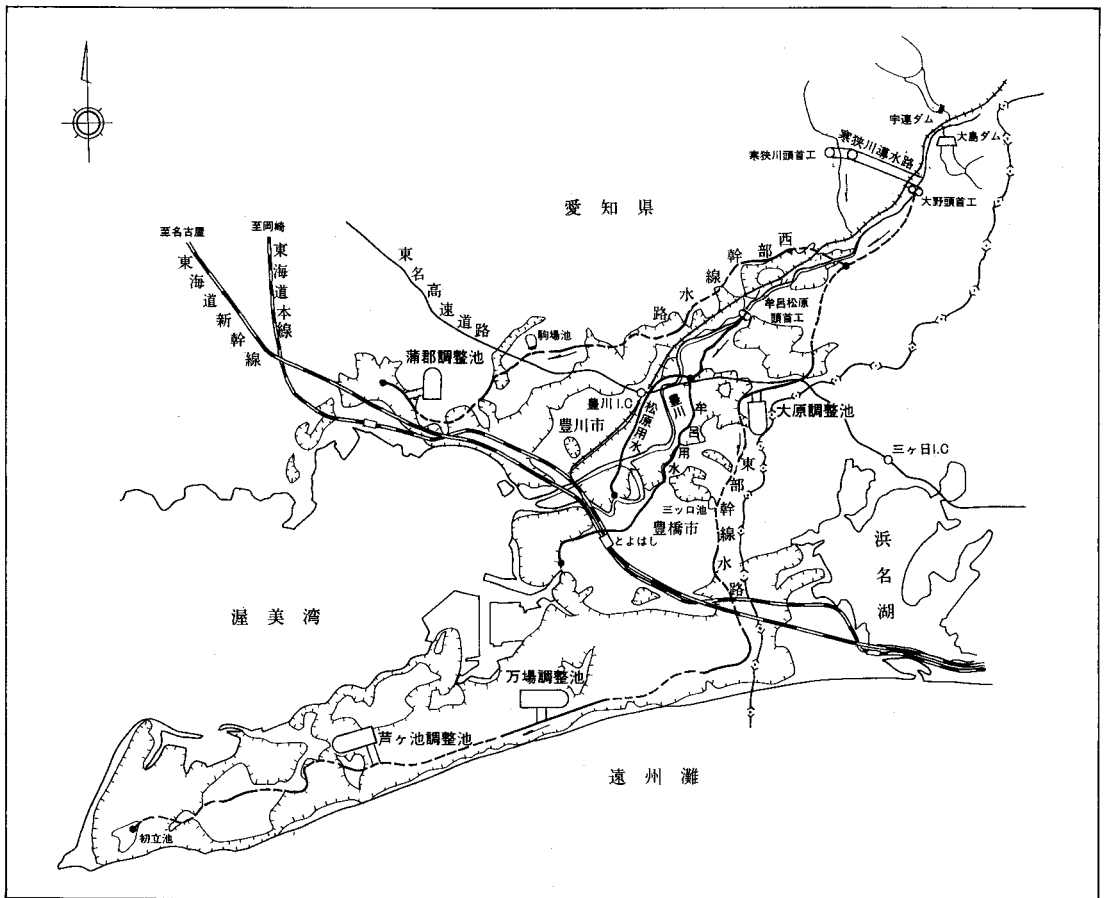
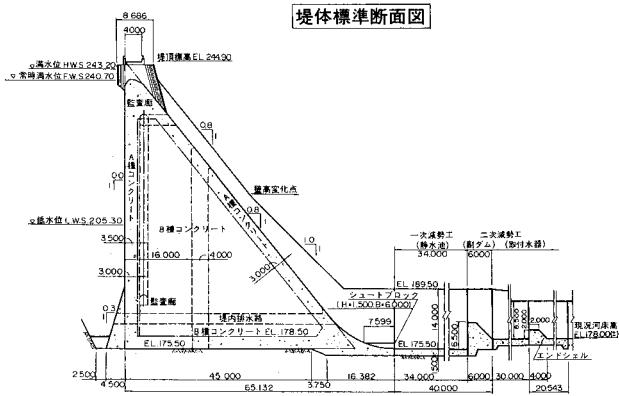


図-1 事業計画平面図

大島ダム 諸元表

位	名	愛知県南設楽郡豊茶町名号池内
河川	名	豊川水系大島川
目的		かんがい、上水、工水
形式		直線重力式コンクリートダム
堤高		69.4m
堤長		160.0m
堤頂幅		4.0m
天端標高		EL. 244.90m
堤体積		175,500m ³ (減築工含む)
総貯水量		12,300,000m ³
有効貯水量		11,300,000m ³
貯水池		
満水面積		0.498ha
堤頂面積		18.4m ²
常時満水位		EL. 240.70m
設計洪水位		EL. 243.20m
洪水吐		非開閉型(自然溢流式) Q=550m ³ /S
取水工		最大取水量 19m ³ /S
放流施設		ジェットフローゲートφ1400mm、φ250mm各1門
設計洪水量		70m ³ /S
仮排水路		標準馬蹄形 2R=3.2m水路トンネル約230m

堤体標準断面図



平面図

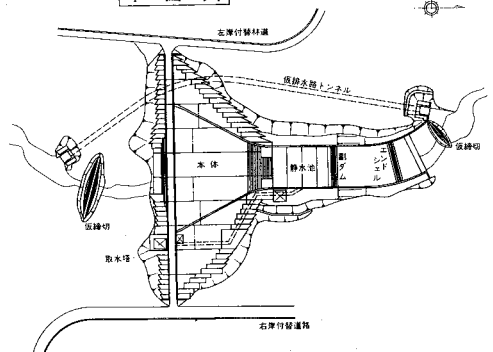


図-2 ダム計画一般図

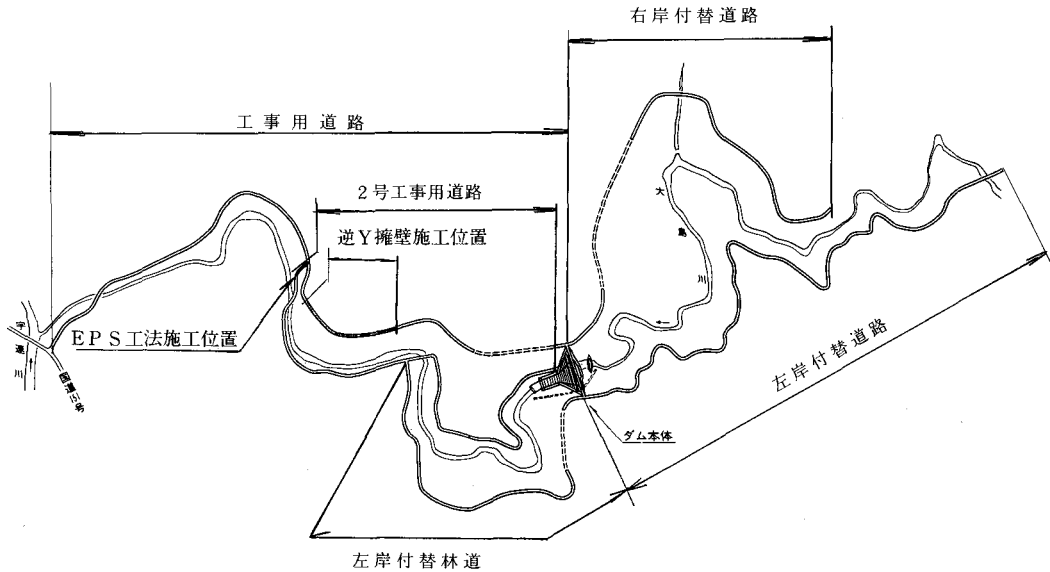


図-3 大島ダム関係道路平面図

付替道路であり、林道機能の補償道路でもある。

なお、道路の延長、構造、適用基準等は表-1のとおりである。

3. 大島ダム付替道路の崖錐部について

(1) 左右岸付替道路ルートの斜面状況

崖錐とは比較的硬い岩石からなる急斜面上の風化岩屑が崖下に落下して形成される円錐状の堆積した地形を言う。

道路を建設する大島川の左右両岸は、傾斜が 35° ~ 45° の山腹急斜面であり、露岩部では垂直に近い急崖を形成している。山腹急斜面のほとんどは、植生も粗く雑木林となっており、杉や檜の植林地は少ない。植林地は、大島川の河床部に近い段丘面や傾斜の緩い山腹斜面であり、粘性土分を含む土砂が主体となっている。雑木林となっている所は、転石が主体の山腹斜面であり、ここに崖錐の形成されているところが広く分布している。

なお、付替道路建設地点の大島川は標高170m付近を北西方向に曲流しており、左右両岸の付替道路は河床部よりも50~80mほど高い位置に計画している。

(2) 崖錐部の地質

崖錐部の地質は、大島川火砕流堆積物を基盤とし、その上に崖錐堆積物が分布している。これを地質層序表にまとめると表-2のとおりである。

また、各地層の概要は次のとおりである。

〈Dt1層・崖錐堆積物〉

角レキからなる転石を主体とするレキ質土で、レキ径は $\phi 20\sim 200\text{cm}$ のものから主に構成され、一部には $400\sim 800\text{cm}$ の転石が認められる。転石間のマトリックスは少なく、空隙が多い傾向にある。表層部の堆積状況はルーズで、人が乗れば動く状態にあるものが多い。平均斜面傾斜は $35^{\circ}\sim 45^{\circ}$ 程度であり、斜面全体としての安定はこの傾斜角で保たれていると考えられる。

表-1 各路線一覧表

路線名	延長	幅員	設計速度	設計荷重	適用基準
工事用道路	2.7km	7.0m	40km/h	20 t	道路構造令 3種 4級
右岸付替道路	1.7km	7.0m	40km/h	20 t	道路構造令 3種 4級
2号工事用道路	1.7km	7.0m	20km/h	20 t	道路構造令 3種 5級及びびダム基準
左岸付替林道	1.4km	4.0m	20km/h	14 t	林道規程 2級
左岸付替道路	2.2km	4.0m	20km/h	14 t	林道規程 2級

崖錐分布平面図

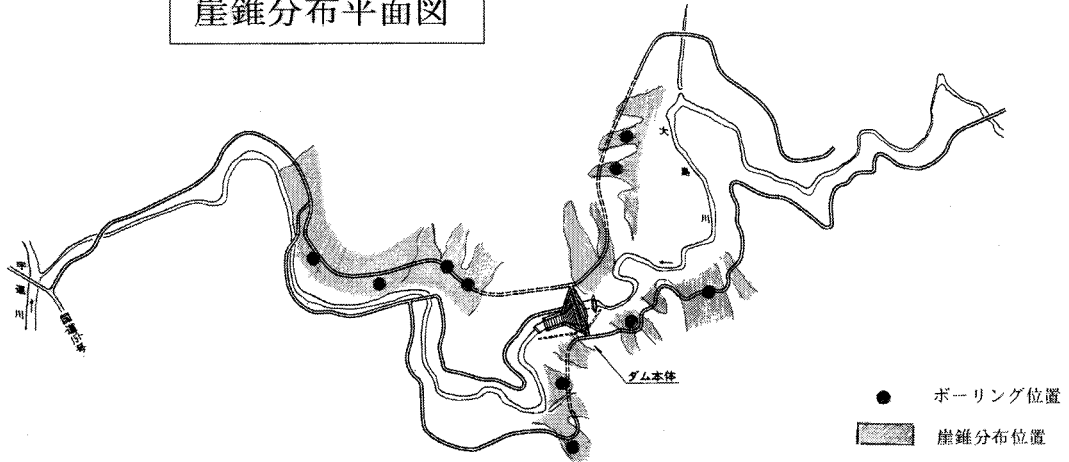


図-4 付替道路計画ルートにおける崖錐の分布状況とボーリング調査位置図

表-2 地質層序表

時代	地層名	記号	記 事
第四紀 完新世 ↙ 更新世	崖錐堆積物 転石主体	Dt1	礫径 $\phi 30 \sim 200\text{cm}$ の転石が主体で、表層部は締まりの悪い未固結層でガレ場を形成する
	崖錐堆積物 土砂主体	Dt2	礫径 $\phi 5 \sim 15\text{cm}$ が主体の粘土分を多く含む未固結土砂層で、杉・檜の植林地が多い
新第三紀 設楽層群	溶結凝灰岩	WTf	亀裂は発達するが岩片の硬い良好岩盤で、岩級区分CM~CH級が主体である
大島溶結 凝灰岩層	凝灰角礫岩	Tf	亀裂のやや少ない良好岩であるが、溶結凝灰岩よりもやや軟質岩で岩級区分CM級主体

転石は、上方山地から供給されているもので、現在も継続的に供給されている。ただし、供給量は少なく年間数個～十数個/1カ所程度であり、その発生源は、急崖に露岩する基盤岩の緩んだ岩盤である。平均傾斜 $35^{\circ} \sim 45^{\circ}$ の山腹斜面途中に堆積した転石の再移動は少なく、苔の生え具合や雑木径から見ても10～数10年以上再移動していないと考えられる。

崖錐の分布は、尾根に近い位置での頭部急崖直下から大島川の河床まで一様に分布し、急崖直下付近ほど転石径が大きくなる傾向にある。ただし、右岸では現況道路付近まで巨大転石が分布している。崖錐の規模は、幅 $20 \sim 150\text{m}$ と場所により変化があり、延長は少ないところで 80m 程度であり、ほとんどは $150 \sim 200\text{m}$ 以上の規模である。

〈Dt2層・崖錐堆積物〉

角レキから成る転石を混入する土砂層で、レキ径は $\phi 5 \sim 15\text{cm}$ が主体であり、粘性土分を多く混入する粘土混じりレキ質土から構成されている。

この層の平均斜面傾斜は $35^{\circ} \sim 45^{\circ}$ 程度であり、斜面全体としての安定はこの傾斜角で保たれていると考えられる。

また、この層は、上方に土砂の供給源を持ち、分布範囲の明瞭なものと、土砂の供給源及び分布境界が不明瞭なものに区分することができる。まず、分布範囲の明瞭なものについては、山腹斜面途中に堆積した土砂表層に腐葉土からなる表土が分布し、植林されていることから大規模な再移動は発生していないと考えられる。また分布境界が不明瞭なものについては、土砂層全般に粘土分が多く、苔や雑木の生え具合から現状安定性は高いと判断され、堆積時代が古く大島川の段丘面に堆積した古期崖錐である可能性がある。

分布規模は幅 $20 \sim 130\text{m}$ 、延長は 150m 以上の規模である。

〈WTf層・溶結凝灰岩〉

溶結度の高い硬質緻密な岩質を示す硬岩である。冷却時の節理が発達するために垂直方向の亀裂が

多く、割れ目のやや多い岩質である。風化抵抗力が高いため露頭での風化深度は浅く、地表付近の露岩部でも岩級CM~CH級を示すことが多い傾向にある。この層は風化抵抗力が高く、垂直方向節理が発達するため急崖を形成する傾向にあり、地山の緩み進行に伴って崩落し巨大転石を供給する原因となっている。

〈Tf層・凝灰角レキ岩〉

溶結凝灰岩中に挟まれて部分的に分布するもので、規模は小規模と考えられている。地表露頭はほとんどなく、転石として確認される。溶結凝灰岩に比較すると、溶結度が低いためにやや岩質が軟質で風化抵抗能力も劣るが硬岩である。岩級区分はCM级以上と考えられる。

(3)崖錐部の代表的な調査地点の状況写真を次に示す。

各種調査結果からこの地区の地盤定数をまとめると表-3のとおりである。

また、道路構造物の支持地盤対象となる地層の特性を次に示す。



写真-1 Dt₁崖錐堆積物

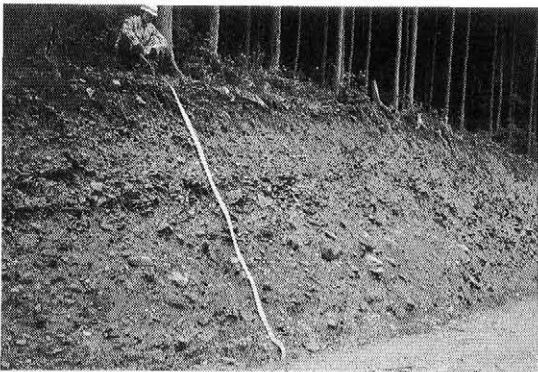


写真-2 Dt₂崖錐堆積物

注

- ・許容支持力は日本道路協会「擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」及び「道路橋示法書・同解説4下部構造編」を参考とした。

4. 崖錐帯の道路設計について

(1)崖錐部切土・盛土施工の問題点

〈Dt1層〉

Dt1層について、その特性を整理すると、斜面は石積の状態で安定しており、粘着力Cは期待できない。現状では斜面の安定が図られているが、切土作業により斜面崩壊の可能性がある。現実に法先で安全に配慮しつつ試験掘削を試みたが、小規模の崩壊が発生した。

また、盛土についても現状斜面勾配が、比較的急であるため、川側盛土高が高くなることから、盛土荷重によって下方崖錐表層部の安全率が低下し、斜面崩壊や崖錐層すべりが発生する可能性がある。しかし、河川に余裕があり河床部から押さえ盛土ができる場合は盛土工法も可能であるが、大量の盛土材料が必要となる。

崖錐の崩落は、基本的にはクサビ状と考えられるが、形状の想定が困難であり、C、 ϕ の測定も困難である。したがって、現状安全率の確定が不可能であり、切土に伴うフリーフレームアンカー工法等も検討したが、設計及び施工時の安全確保の面で確証が得られないことから、Dt1層における切土を前提とした工法は断念せざるを得ないという結論に達した。

〈Dt2層〉

Dt2層については、粘土分を含んでおり粘着力が期待できることから、通常切土工法も施工可能と判断した。また、試験的に仮設道路の施工を行ったところ、小規模であれば、切土は可能で、盛土も軽量であれば、可能であった。

(2)Dt2層における土留工法の比較設計

〈特殊工法の採用理由、特長について〉

1) 工事用道路の逆Y擁壁の施工区間の地形、地質について調査した結果

地形的条件としては

- ・山側は、急峻な地形に囲まれている
- ・谷側は、河川があり制約されている

地質条件としては

崖錐堆積物Dt2層であり、層厚約14m、延長200

表-3 地盤定数表及び支持地盤検討表
支持地盤検討表

記号	地層名	地層特性	岩級区分	許容支持力	可否
Dt1	崖錐堆積物	転石主体	岩塊・玉石	30~60tf/m ²	△
Dt2	崖錐堆積物	土砂主体	土砂・礫混土	5~60tf/m ²	△
WTf1	溶結凝灰岩風化層	中硬岩	CM-CH	60~100tf/m ²	◎
WTf2	溶結凝灰岩新鮮層	硬岩	CH-B	250tf/m ²	◎
F	基盤岩低速度帯	軟~中硬	CL-CM	30~100tf/m ²	○

本地区の地盤定数表

地層名	Dt1	Dt2	WTf1	WTf2	F低速度帯
地質分類	崖錐堆積物	崖錐堆積物	溶結凝灰岩風化層	溶結凝灰岩新鮮層	破碎帯 or 多亀裂帯
地層特性	転石主体	土砂主体	中硬岩	硬岩	軟~中硬岩
時代	第四紀	第四紀	新第三紀	新第三紀	新第三紀
土砂・岩級区分	土砂	土砂	CM-CH	CH-B	CL-CM
弾性波速度 km/sec	0.4 -1.0	0.35-1.0	1.0 -1.7	3.2 -3.6	1.3 -2.2
変形係数 kg/cm ²	-----	-----	CL-CM=3384 CM-CH=115319 CM=13557-28908		
弾性係数 kg/cm ²	-----	-----	CL-CM=8285 CM-CH=115319 CM=25591-62038		
標準貫入試験 N値	上部 2-3	上部 2-3	-----	-----	-----
土工区分	岩塊	礫混り土	中~硬岩	硬岩	軟~中硬岩

mにわたり堆積している。構造物の検討のため、Dt2層の性質を把握する必要があり、下記の土質試験を行った。

①平板載荷試験より

極限支持力 $q = 56.7\text{tf/m}^2$
長期許容支持力 $q_u = 18.9\text{tf/m}^2$

②三軸試験より

$\phi = 35^\circ$
 $C = 2.0\text{tf/m}^2$

③密度試験より

$\gamma = 1.75\text{tf/m}^3$

④標準貫入試験より

N値=15

以上のような地質試験結果になったが、土砂系主体の崖錐堆積物とはいえ、転石も多く、ゆるんだ状態のため、試験値データをそのまま設計に使用するには安全上問題となり、専門家の意見により検討が必要となった。なお、傾斜地盤支持力に関する考察は、日本道路公団、地質工学会で発表されており、それらを参考に検討して求めるのが

一般的である。

2) 傾斜地盤上の許容支持力の評価方法について代表的な方法として

A: 円弧スベリを用いた分割法

B: 荷重の偏心傾斜度を考慮した日本道路公団の方法

C: 荷重の偏心傾斜度を無視した日本道路公団の方法

以上があり、各方法を比較検討したところ、A方法を採用した。その理由は、擁壁等の基礎のように二次元の連続する基礎に対して、複数の地層からなる多層地盤が解析でき、本区間のように許容支持力が不足する場合にその支持層を改良等で部分的に評価したい場合に対応できる利点があるからである。

よって、A方法によって傾斜地盤の補正を行うと

$q = 35.20\text{tf/m}^2$

$q_u = 11.73\text{tf/m}^2$

以上のことより11.73tf/m²以上の地盤反力の発

生する構造物を直接のせるのは不可能となる結果が得られた。

これらのことを踏まえ比較検討した結果、逆T擁壁、テールアルメ工法、井桁擁壁等は、どれも30tf/m²程度支持力が必要になり、支持力が足りない分杭基礎が必要になる。また地形上より大型重機の施工や、また大量の掘削することも非常に危険であり、そこで、今回地盤反力が、10tf/m²程度しか発生しない逆Y擁壁及びEPS工法を導入の可否を検討した。

逆Y擁壁工法は、逆Yブロックと栗石によるもたれ擁壁的工法で地盤反力の軽減をはかり、EPS工法と比較すると経済的である。

EPS工法は発泡スチロールを使用する超軽量盛土工法であり材料は高価であるが用地の制限を受けにくい特長がある。

どちらの工法も軟弱地盤、地滑り地帯でよく適用されている工法である。

3) 逆Y擁壁工法

古い城の石垣の原理に基づく逆Y擁壁工法は、もたれ式の経済性と剛性のもたれ式の欠点をカバーし、2次製品のプレキャストY型ブロックを使用し、施工速度が速く、掘削量も少なくて済み、壁高も実績では、20m以上と高いものもある。

工法の特長としては、城の石垣に似て比較的安価な栗石を主体としそれを壁の形にまとめる逆Y型ブロック同士は接触しないように積まれるので、背面土の沈下、後退にも追従し、フレキシブルである。また曲面にも積める。

もたれの形状は城の石垣の持つ寺勾配の有利さを生かして土圧を軽減し前方への転倒がなく、また単位体積重量が小さいため支持地盤の反力度が小さく、壁高10mでも10tf/m²程度である。

締め固められた、目潰しを用いない単粒度の栗石は水平方向のせん断抵抗に優れ、活動に有利でしかも経時沈下が起こらない。

図-5のように逆T擁壁と比べると違いがよくわかるように、示力線が山側に入り荷重が分散されている、そのため下段に全荷重が伝わらないため多段積が可能なのである。

注意点としては、強力な内部摩擦を必要とするため、大量の栗石が容易に入手できなければならない。また、前面が1:0.5の勾配になるため高壁になると用地幅が増大する。同じ高さでは逆T擁壁より高価である。

以上より、工事用道路のDt2層の区間の地質、地形を考慮し図-7の設計フローチャートを参考に逆Y擁壁の利点を最大限に生かし設計計画した。

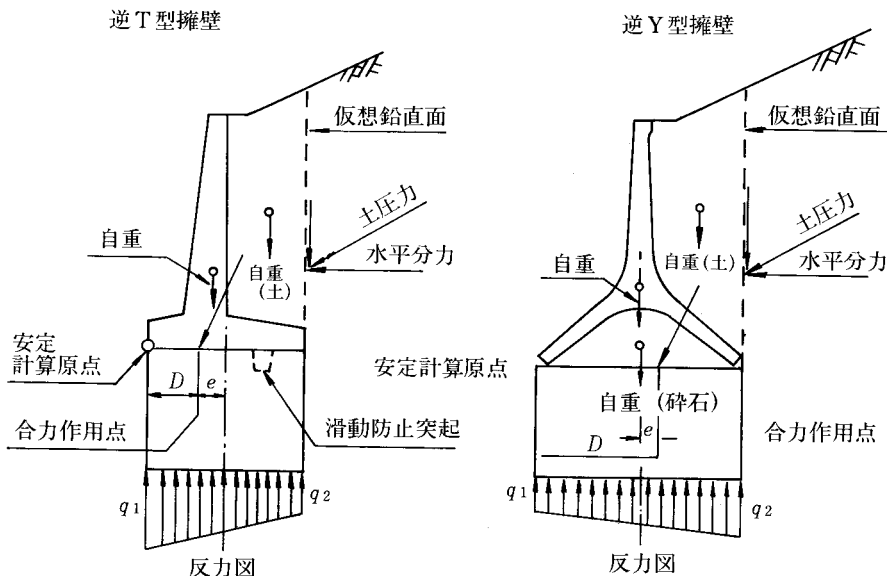


図-5 構造比較表

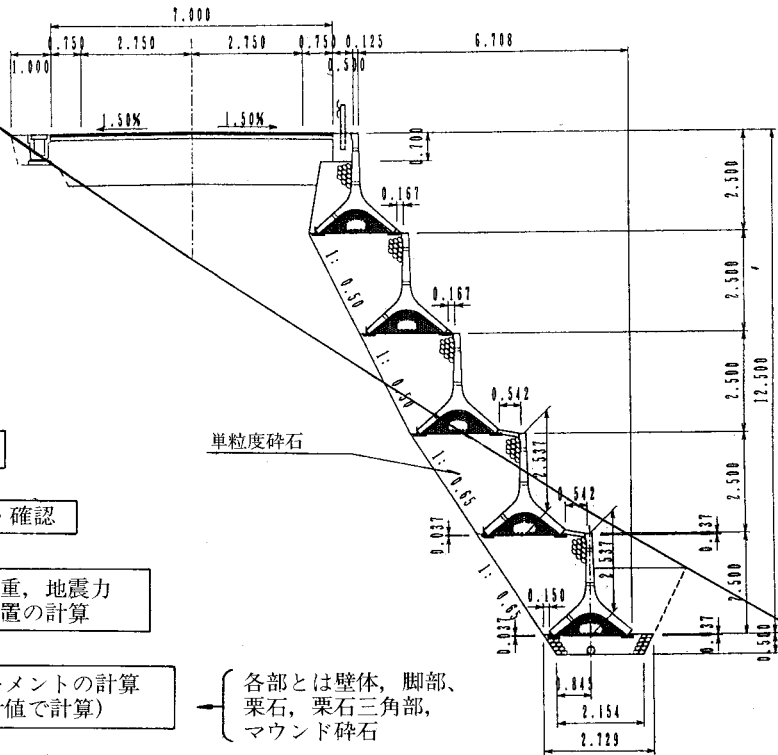


図-6 逆Y擁壁標準断面図

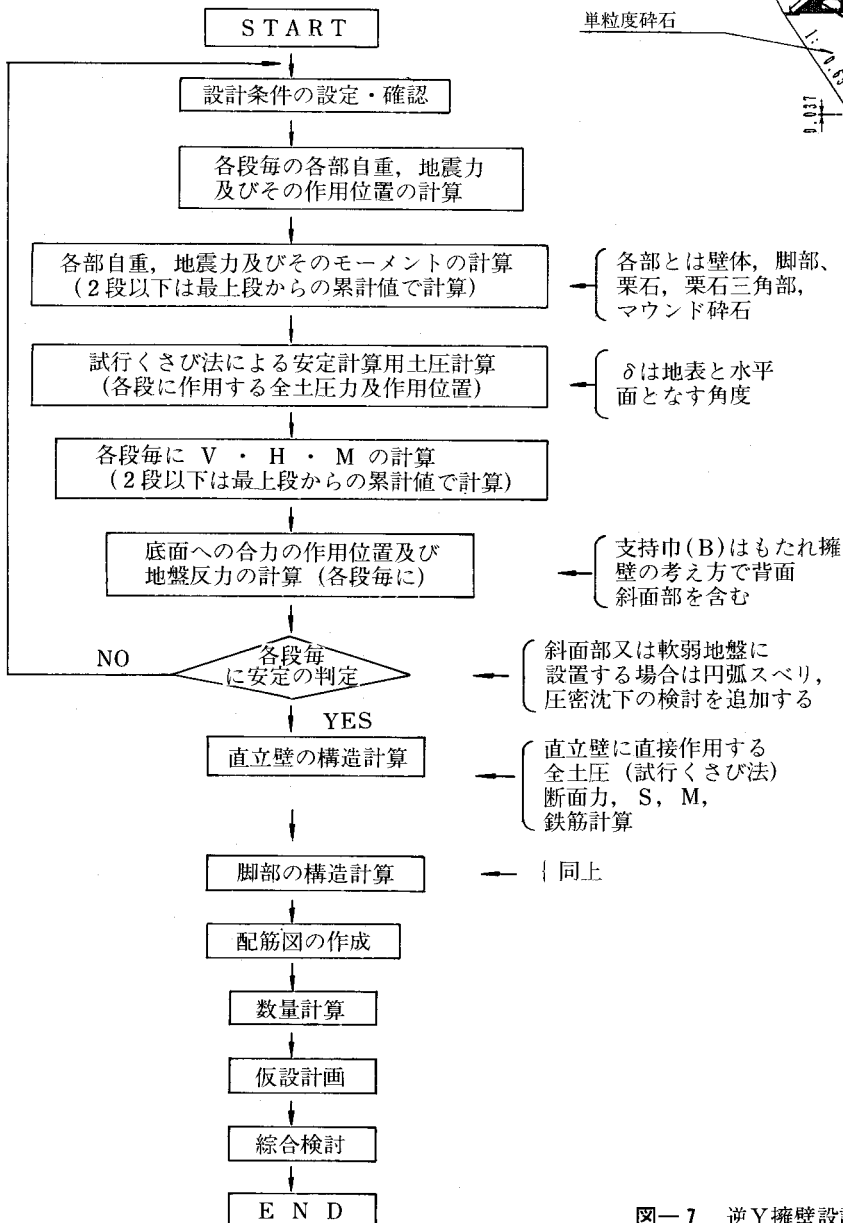


図-7 逆Y擁壁設計フローチャート

4) EPS工法

2号工事用道路に採用したEPS工法について、地質条件は上記の逆Y擁壁のところと同様でかつ、上部に工事用道路があり、谷側にも河川があり、用地の制約を受けるため盛土材を軽量とする工法を採用せざるをえなかった。

地盤支持力としては、EPS工法の地盤反力= $9.8\text{tf}/\text{m}^2 < \text{Dt2}$ の許容支持力= $11.73\text{tf}/\text{m}^2$ となり許容範囲内となった。

特長としては、単位体積重量が土砂の約1/100であり、荷重軽減対策として有効である。

また、直立に積み上げが可能であり、上載荷重が作用した場合も側方への変形は極めて小さい。

許容圧縮強度は $3\sim 14\text{tf}/\text{m}^2$ であり盛土材料として適用が十分可能である。

施工性については、軽量 ($20\text{kg}/\text{m}^3$) であるため、人力での運搬や設置が可能であり、大型重機の必要がない。しかし注意点としては施工中火気に対して安全性を保つ必要がある。また軽量のため、浮力が働き土中排水、河川洪水位等にも注意が必要、なお、逆Y擁壁工法より高価である。

構造の特徴としては、図-8に示す断面は、背

面の切土圧が発生しないようにしなければならないため、Dt2層の切土勾配が過去の実績より $1:1$ で安定を保っており、背面切土は、 $1:1$ とした。

また、軽いEPSの上に、アスファルト舗装を施工するため、トップヘビーな構造物になり、転倒、滑動の考え方に常に地震力を考慮する必要がある、図-9のような構造計算が必要になる。このためアンカー等で引っ張る構造になる。

以上より2号工事用道路のDt2層の区間の地形、



写真-3 EPS工法施工状況

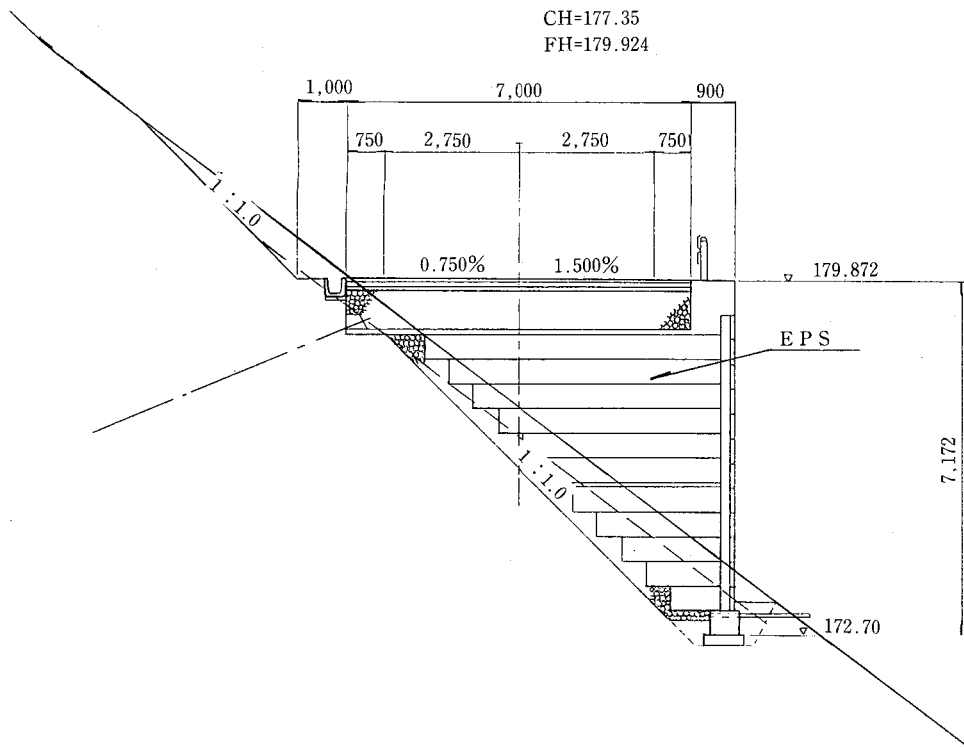
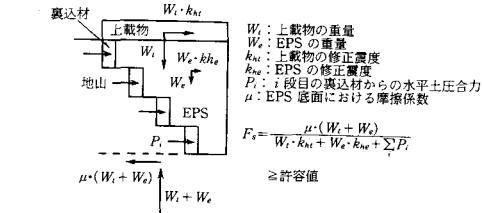
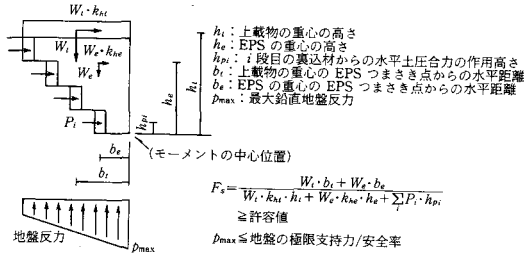


図-8 EPS工法標準断面図

耐震設計



滑動に対する安定



転倒、支持力に対する安定

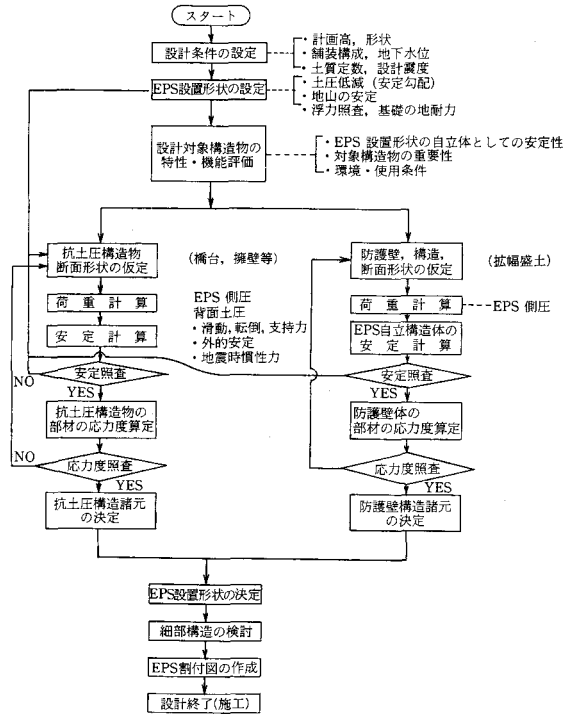
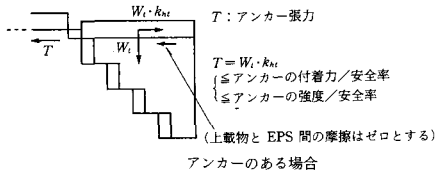


図-9 EPS工法設計フローチャート及び構造計算

地質および特に用地の制約を考慮し、図-9の設計フローチャートを参考に、EPS工法の利点を生かし設計計画をした。

5. おわりに

本報で報告した工法は現在施工中である。この他にも本道路施工として、逆T擁壁、トンネル、

橋梁、高盛土、テールアルメ工法等考えられる工法を駆使して事業を進めている。本地区のような現場条件は全国的にも希と思われるが軟弱地盤や山間地での脆弱な地盤の施工の一助になればと考えています。なお、本設計は大規模林道に多くの実績があり、参考とした。

県営防災ダム事業豊稔池地区の補修工法について —歴史的構造物（マルチプルアーチダム）の保全工法—

高尾 武司*
(Takeshi TAKAO)

目 次

はじめに55

1. 豊稔池の概要55

2. 補修工事の基本的考え方56

3. マルチプルアーチ部の補修工法について58

1) アーチ版について58

2) キーストンについて59

おわりに62

はじめに

豊稔池は、香川県三豊郡大野原町大字田野々に位置し、三豊平野の水田616.8haのかんがい用水確保を目的として、愛媛県境の山地を源とする二級河川柞田川を締め切り、県営事業でもって大正15年に着工し、昭和5年に完成した当時としては画期的な工法であるマルチプルアーチダム（多拱扶壁式粗石モルタル積堰堤）であり、堰堤下流からの眺めは北欧の古城を偲ばせる壮大な勇姿を呈している。

しかし、完成後60有余年を経過した現在、経年による劣化に起因する目地部、アーチ部並びにアーチとバットレス接続部にクラックが発生し、漏水があるなど老朽化が著しく進行したため、昭和63年度に県営防災ダム事業（防災ため池工事）として採択を受け、平成元年度から5年度までの工期5か年で補修工事を実施した。

この補修工事にあたって、特に細心の注意を払ったマルチプルアーチ部におけるアーチ版並びにアーチ版クラウン部に採用したキーストンの補修工法について紹介する。

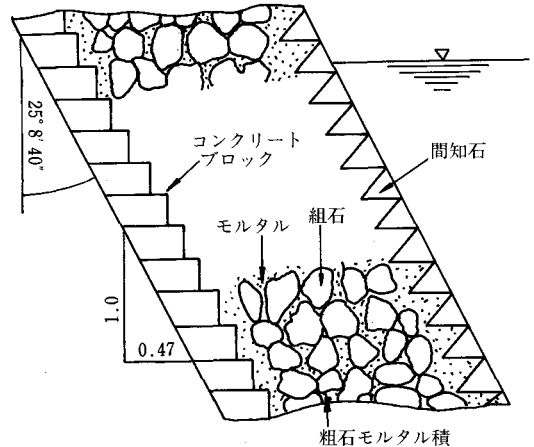
1. 豊稔池の概要

豊稔池は、我が国に現存する唯一のマルチプルアーチダムであり、構造、材料等随所に斬新な設計がなされている。

堤体は、基礎地盤および築堤材料を考慮して粗石モルタル積み（モルタル（配合1：3）40%と粗石60%）とし、表面は間知石（砂岩）及びコンクリートブロックで施工されている。また、堰堤の中央部87m間に7個のアーチを配し、堰堤高に応じて壁厚1.8m、2.1m、2.4m、径間9.7mのアーチを垂直線から約25度の傾斜で、厚さ4.8mの梯型扶壁6基に接続している。



写真—1 豊稔池全景（補修前）

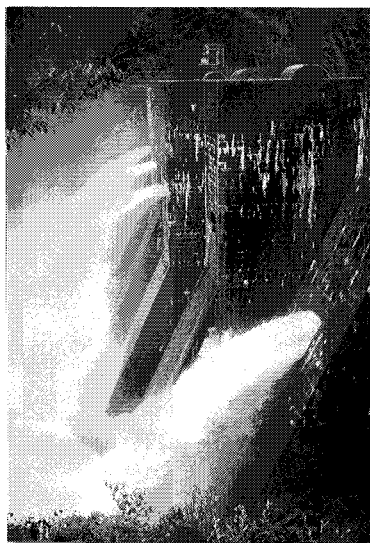


図—1 旧堤体の構造

* 香川県農林水産部土地改良課

基礎は、地表の土砂を取除き、岩盤を平均6m程度掘削している。更に後面においては、深さ1.0~3.6m、内法2分のトレンチを掘削してコンクリートを打設し、浸透水に対応している。

洪水吐は、中央4箇所のアーチ部径間43.6mの堤頂を越流する越流式洪水吐と前述のバットレス5基に設けられた幅1.86m、高0.85mの矩形断面のサイフォン式洪水吐でもって78m³/secの設計洪水量を排水することとしている。



写真一 2 サイフォン式洪水吐

2. 補修工事の基本的考え方

本ため池が、我が国に現存する唯一のマルチプルアーチダムであり、農業土木技術の粋を集めて昭和初期に築造された歴史的構造物でもあることから、原形を極力保全することとし、現況マルチプルアーチダムの基本形状は変更しないこととした。しかし、現堤体マルチプルアーチダム部は非対称形を呈しているため、不等辺荷重を避けるため、現形状をほぼ対称形に近づけること並びに漏水の防止等を図ることを補修工事の基本方針とした。

1) マルチプルアーチ部

堤体を構成する粗石モルタルコンクリートについては、堤体のボーリング調査結果等から、コンクリートの劣化、中性化はほとんど認められない。しかし、アーチ中央部、バットレスとの接続部等

にクラックによる漏水 (11.7l/sec) が著しいことから、現アーチに張コンクリート形状で補修する計画とした。

2) バットレス部

ダム背面におけるバットレス間はフーチング等ではなく、独立構造物となっているため、バットレス間にコンクリートフーチングを設置し、バットレス基部及び基礎の補強を行い、地震力を考慮した転倒、滑動に対する安定性を確保する計画とした。

3) 基礎の止水対策

現堤体の基礎については、和泉層群に属する頁岩、砂岩が互層を成し、河床には一部凝灰岩が分布しており、堤体の着岩部の岩質そのものは硬度を有するが、亀裂が多く、20~50ルジオンと比較的透水性の高い岩盤である。このため、カーテングラウチング (L=30m) 及びコンソリディーション

表一 1 ダム諸元

名 称		内 容	
集水面積		8.0km ²	
満水面積		15.1ha	
総貯水量		1,603千m ³	
有効貯水量		1,593千m ³	
最大水深		27.35m	
かんがい受益面積		531ha	
堤 体	型 式	マルチプルアーチダム (多拱扶壁式粗石モルタル積堰堤)	
	堤 高	30.40m	
	堤 長	128.0m	
	堤 体 積	21.5千m ³	
洪水吐	堤 頂 堰	堰長10.9m×水深0.73m×4ヶ所 46m ³ /sec	ΣQ = 78m ³ /sec
	サイフォン	6.4m ³ /sec×5ヶ所=32m ³ /sec	
取水施設	1 番 樋	スルースゲート Φ600m/m	1門
	2、3 番 樋	スルースバルブ Φ600m/m	2門
	土砂吐工	スルースゲート Φ1,200m/m	1門

表一 2 事業計画

区 分		内 容	
事業費		1,915,214千円	
工 期		昭和63年度 ~ 平成5年度	
工 種	堤 体 工	掘削 10,933m ² 石積 (張) 工 2,809m ²	ダムコンクリート 16,274m ² 減勢工 1式
	基礎処理工	カーテングラウチング 139孔 コンソリディーショングラウチング 115孔	4,057m 715m
放 流 工		取水工 3ヶ所	土砂吐工 1ヶ所

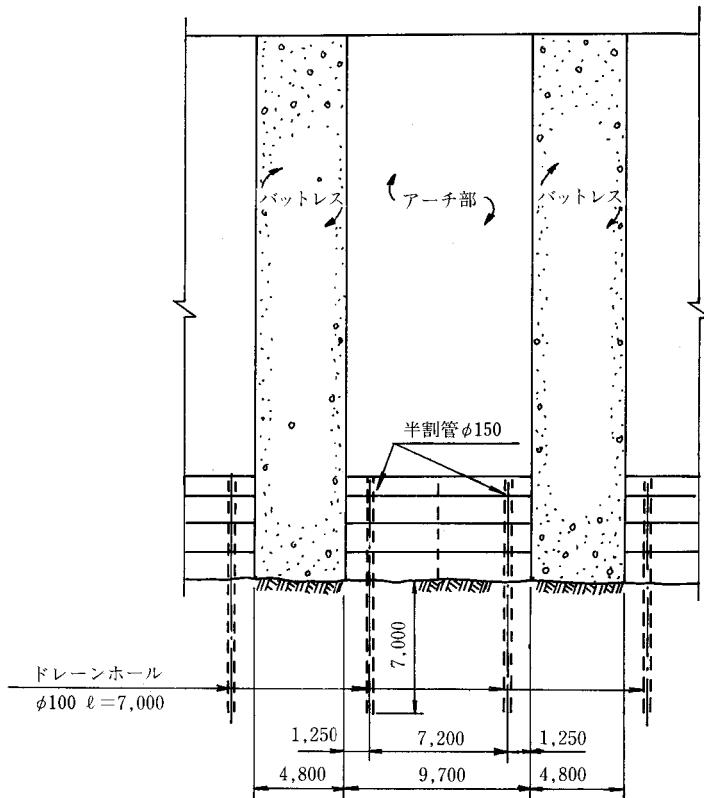


図-4 堤体裏部縦断面図

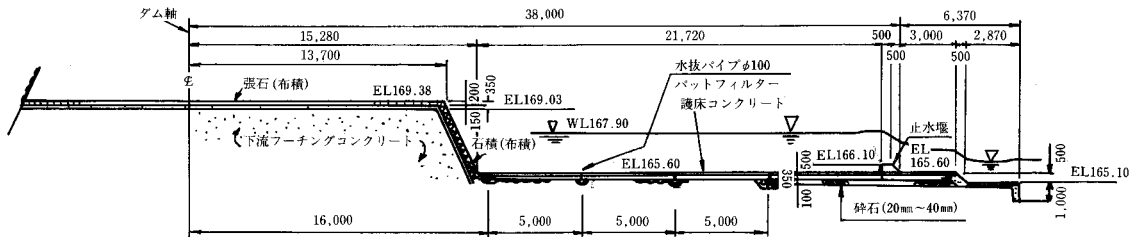


図-5 減勢工標準断面図

ョンクラウチング (L = 5 m) を実施し、止水改良を行うとともに、バットレス間のコンクリートフーチングにはドレーンホールを設置し、堤体への揚圧力の軽減を図る計画とした。

4) 取水施設工

取水施設についても、老朽化が著しいことから現況規模と同規模に補修する計画とした。

5) 減勢工

減勢工水叩部等において、アーチ部越流水及びサイフォン放水による洗掘のため、石積、コンク

リートの破損等が随所が発生している。このため、水クッションを利用した減勢池型式に全面改修する計画とした。

3. マルチプルアーチ部の補修工法について

1) アーチ版について

堤体の亀裂、粗石モルタルの状況等、現堤体の老朽度を総合的に検討し、現堤体のクラックの増長等を防ぐため、補修工法として、

①新アーチ版単独で全荷重を受ける。

②新アーチ版施工に伴う旧アーチ版の応力を極力抑制する。

以上、2項目を基本方針とし、張コンクリート形状のアーチで補修する計画としたが、この場合アーチ版の部材厚は、一般的に薄い方が自重によるモーメントが小さく、温度変化に対しても有利であり、(財)日本大ダム会議コンクリート凍害実験研究分科会の風化調査の実例報告からも、外部コンクリートの施工厚は、コンクリートの物性のみから言えば、1.0m程度あれば十分であるとされており、荷重についても、堤高が30.4mと低く、スパンも14.5mと小さいため、最大圧縮応力は20~30kg/cm²程度(部材厚1.5m時)とコンクリートの圧縮強度上、部材厚は1.5m以下でも十分であるが、堤体が垂直線から約25度傾斜しているためバケットによるコンクリート投入及びコンクリートの締固めなどの施工性を考慮し、新アーチ版の厚さは、直角方向1.5m、水平方向1.8mに決定した。また、コンクリート継目には止水板を設置することとした。この新アーチ版の構造を決定するため、2次元有限要素法により、図-6のような2形状について解析を行った。

解析に当たって、バットレスと新アーチ版端部の接続①は、新コンクリートと現粗石モルタルの両者が完全な剛体とし、②、③部は施工継目となることからジョイントとする支承条件下で解析し表-3の結果を得た。この結果、新アーチ版端部の施工ジョイント③の変位量、引張応力の小さい

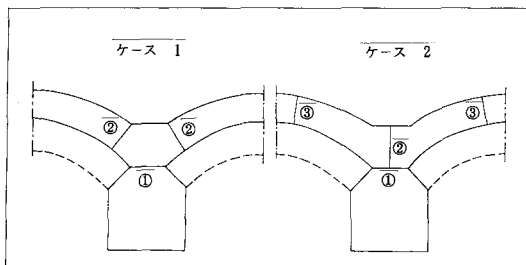


図-6 計画検討断面図

構造であるケース2を採用した。

次に引張応力の発生とともに、応力が集中すると考えられる新アーチ版支承部及び旧アーチ版の変位、応力状態の詳細な解析を実施し、図-7及び表-4の結果を得た。

この結果、半割管のない場合、新旧アーチ接続部の旧アーチ版に143.1 t/m²の引張応力が発生すること、並びに新アーチ版支承部の新旧アーチ接続部にクラックが発生する恐れがあるので、重力式コンクリートダムの場合と同様に応力集中を防止するために縦継目頂部に半割管を設置するケース4に決定した。

また、工事実施中における旧アーチ版の安定性確保のため、新アーチコンクリートの打設スケジュールから、旧アーチに不等辺荷重が作用することを考慮した応力状態、変位量の解析を行った。この結果、最大引張応力で1.93 t/m²、最大せん断力で4.61 t/m²の発生があるが、応力レベルはコンクリート物性上、問題はなく、左右に補修アーチを载荷(キーストンは除く)した時、応力はほぼ左右対称になると考えられる。また、左右の旧アーチ端部の変位量は片側に補修アーチ载荷の場合0.065mm発生し、左右に補修アーチ载荷の場合においても、最初に载荷したアーチ端部の復元力は乏しく左右の旧アーチ端部の変位量は1:2程度の差(0.026mm)は生じることから、現アーチの状況等を考慮し、左右のアーチ部コンクリートを同時に打設することとした。

2) キーストンについて

アーチ部については、張コンクリート形状のアーチで補修する計画としたが、アーチ版は、施工時及び完成後の温度変化により過大な引張応力が生じるため、アーチクラウン部に長さ2.796mのキーストンを設けることとした。なお、キーストン部のジョイントには、ずれを防止するためのキー(幅0.2m、0.6m、高さ0.15m)を設けた。更に施工にあたっては、アーチ本体を先行打設し、十

表-3 新アーチの変位・応力解析結果

項目	変位量 (mm)			新アーチの応力 (t/m ²)			バットレス τmax (t/m ²)	キーストンのズレ Δ' (mm)
	ΔXmax	ΔYmax	ズレ (Δ')	σ ₁ max	-σ ₃ max	τmax		
ケース1	0.23	1.26	0.3	249.7	-15.9	114.6	92.4	—
ケース2	0.22	1.35	0.17	288.2	-5.0	135.3	86.5	0.07

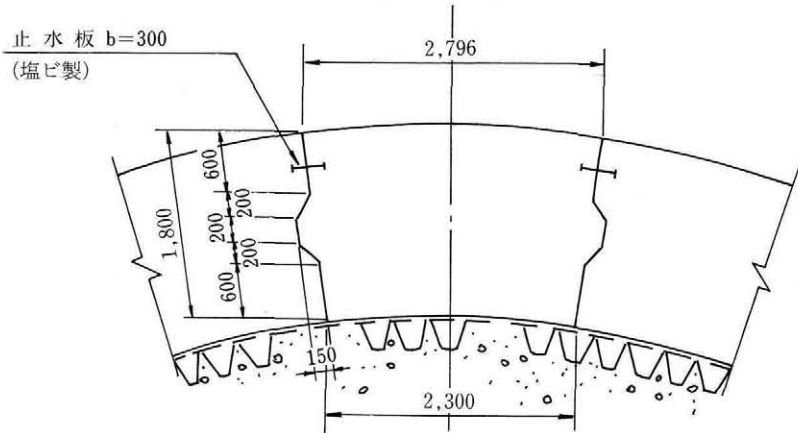


図-9 キーストン部計画平面図

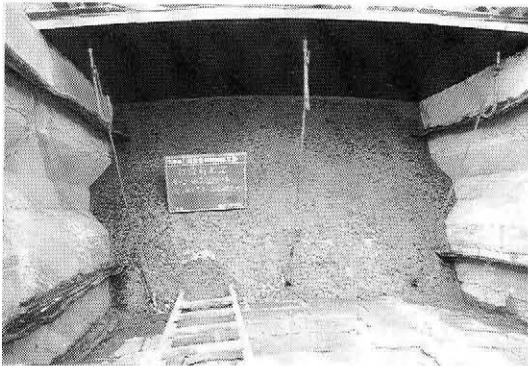


写真-4 キーストン部の施工状況

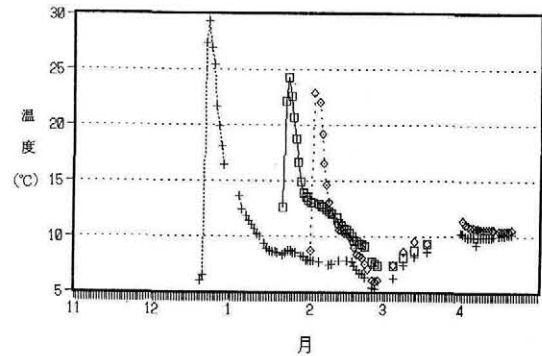


図-10 躯体内温度測定図

分に冷却（自然冷却，散水養生）を行い，コンクリートの収縮を進行させた後，キーストン部のコンクリートを打設し，温度変化による収縮クラックを防止することとした。

しかし，本ため池はかんがい用水を確保しながらの補修であるため，工事期間は非かんがい期である10月から翌年3月までの6か月間に制約されることから，アーチ及びキーストン部のコンクリート打設工程等の検討が必要となった。これらの問題解決にあたって，まず最初に，キーストン部コンクリート打設時期を決定するため，アーチ部コンクリート躯体内温度（A-3ブロック）を計測し，図-10の結果を得た。

この結果，躯体内温度は，コンクリート打設後2～3日で最高値を示し，以降約1ヶ月間は徐々に低下した。その後は，外気温とほぼ同様の温度変化を示している。このことから，アーチ版コンクリートを打設後，1か月以上の冷却・収縮期間

をとってキーストン部のコンクリートを打設する方法で施工したところ，クラックの発生もなく，表-5及び図-11のような良好な結果を得た。

また，継目計によるアーチ及びキーストンのコンクリート打設後の収縮歪による開きを測定し表-6及び図-12のような結果を得た。観測値はい

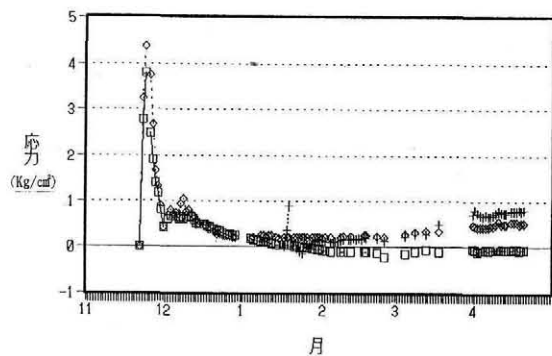


図-11 応力測定図

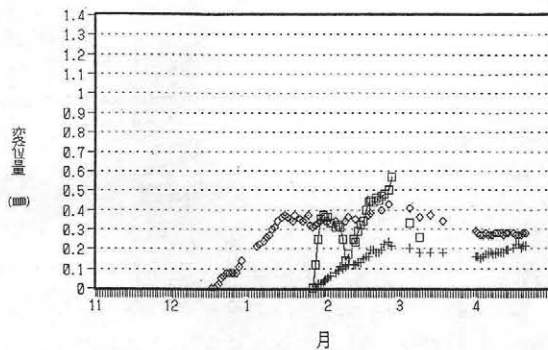
表一 5 応力測定結果 (4番アーチ)

(単位: kg/cm²)

応力計設置位置	設置標高 (m)	設置日	貯水開始前		貯水位WL=175付近		貯水位WL=185付近		満水位WL=192.88m	
			観測値	観測日	観測値	観測日	観測値	観測日	観測値	観測日
アーチ端部 (左)	182.53	H3.12.25	0.72	H4. 3.31	0.93	H4. 4. 6	1.66	H4. 6. 6	1.98	H4. 8.26
			2.28	H5. 3.31	2.34	H5. 4.28	3.70	H5. 6.24	3.38	H5. 8.16
キーストン部	182.53	H4. 2. 8	-0.16	H4. 3.31	0.13	H4. 4. 6	0.11	H4. 6. 6	0.19	H4. 8.26
			0.20	H5. 3.31	0.18	H5. 4.28	0.34	H5. 6.24	0.40	H5. 8.16
アーチ端部 (右)	182.53	H3.12.25	0.30	H4. 3.31	0.28	H4. 4. 6	0.07	H4. 6. 6	0.23	H4. 8.26
			0.61	H5. 3.31	0.09	H5. 4.28	0.21	H5. 6.24	0.25	H5. 8.16
アーチ端部 (左)	190.03	H4.11.10	2.10	H5. 3.31	2.19	H5. 4.28	3.98	H5. 6.24	4.03	H5. 8.16
キーストン部	190.03	H4.12.15	2.54	H5. 3.31	3.12	H5. 4.28	5.19	H5. 6.24	5.58	H5. 8.16
アーチ端部 (右)	190.03	H4.11.10	0.84	H5. 3.31	0.68	H5. 4.28	0.83	H5. 6.24	0.71	H5. 8.16

表一 6 収縮歪測定結果

継目計設置位置	計算値の開き (mm)	設置高 EL. 172.03	設置高 EL. 181.03	設置高 EL. 189.03
キーストン (左)	0.66	0.55mm	0.20mm	0.58mm
キーストン (右)	0.66	0.20	0.45	0.20
アーチ端バットレス	0.90	0.35	0.30	0.20

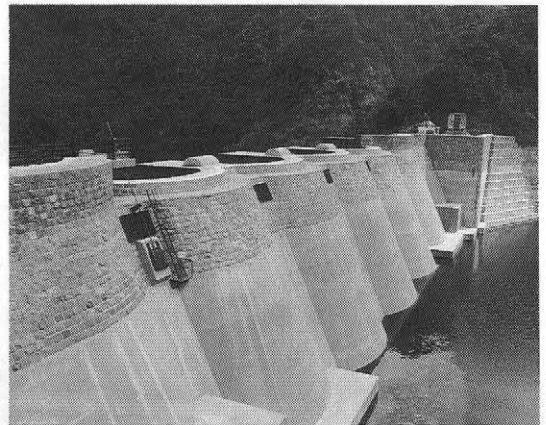


図一 12 収縮歪測定図

いずれも計算値より低くなっており、満足する結果となった。

おわりに

豊稔池のマルチプルアーチ部の補修工法について事例紹介したが、補修工法の決定にあたって、三重大学生物資源学部浅井教授、京都大学農学部長谷川教授をはじめ中国四国農政局等関係機関の



写真一 5 補修後の堤体全景 (前法面側)

御指導をいただき、本体工事は事故もなく、本年3月31日竣工した。

この豊稔池は、ため池王国香川の誇りでもあることから、景観を損なうことのないよう年間9ヶ月以上湛水している標高188.03m以上の前法面及び裏法面全体の堤体表面に石積を施工した。

現在、平成6年度の完成を目指して、防災ダム等利活用保全施設整備工事により、ため池周辺の緑あふれる自然環境の保全及び、維持管理の向上を図るための管理用道路、植生等の工事を実施中である。

今後は、豊稔池の管理主体である豊稔池土地改良区との連携のもと、適正な管理と保全に努めていきたいと考えている。

大規模な濁水処理を行う場合の検討について

—大穴ダム湖水の濁水処理—

戸 澤 浩 幸*
(Hiroyuki TOZAWA)

目 次	目 次
1. はじめに63	4. 施工 (処理) 結果69
2. 経緯63	5. まとめ69
3. 大穴ダム湖水の濁水処理計画65	

1. はじめに

近年、生活環境・地域環境に対する国民意識の高揚 (めざめ) により自然のバランス保持が注目されている。

とくに、土木工事は施工規模の大小にかかわらず直接、住民の生活環境に影響を与える (一時的なものであるが……振動, 騒音, etc) ことが多いため現場技術者は、日夜苦心していることと思う。

ここに紹介する大穴ダム湖水の濁水処理は、一般的な手法で大規模な施工を行った事例である。

2. 経緯

事業地区の概要は次のとおりである。

【事業地区の概要】—浅瀬石川地区—

事業地域：青森県黒石市他 9 市町村

事業種別：国営かんがい排水事業 (用排水改良)

受益面積：8,590ha 工期：1975～1995

総事業費：55,000百万円 進捗率86%

ダム 1ヶ所 堤高86m 堤長431m

有効貯水量15,000千 m^3

頭首工 3ヶ所 揚水機場 2ヶ所 用水路43km

排水機場 3ヶ所 排水路18km

旧施設の撤去 1) 大穴ダム (1929年完成)

2) 頭首工 1ヶ所

国営浅瀬石川農業水利事業 (以下国営事業) は、平成 7 年度の完了をひかえ、平成 6 年度に大穴ダムの撤去工事を施工する。

大穴ダムは、県営かんがい排水事業により岩木川水系浅瀬石川支流二庄内川に、均一型フィルダム (堤高22m 堤長294m 貯水量1,299千 m^3) として1929年に完成した農業用水専用ダムである。

国営事業で新規に築造している二庄内ダムは、既設大穴ダムの上流約 2 kmに位置する。1988年から基礎掘削等本格的な施工を開始し、1993年に堤体盛立終了、1994年10月から試験湛水を予定している。

浅瀬石川及び支流の二庄内川は、図-1 のとおり現在建設中の二庄内ダムを含め 3ヶ所のダムがある。

浅瀬石川ダム—建設省、重力式、1988年完成 (以下浅ダム) 多目的 (治水, 上水, 発電)



位置図

*東北農政局浅瀬石川農業水利事業所

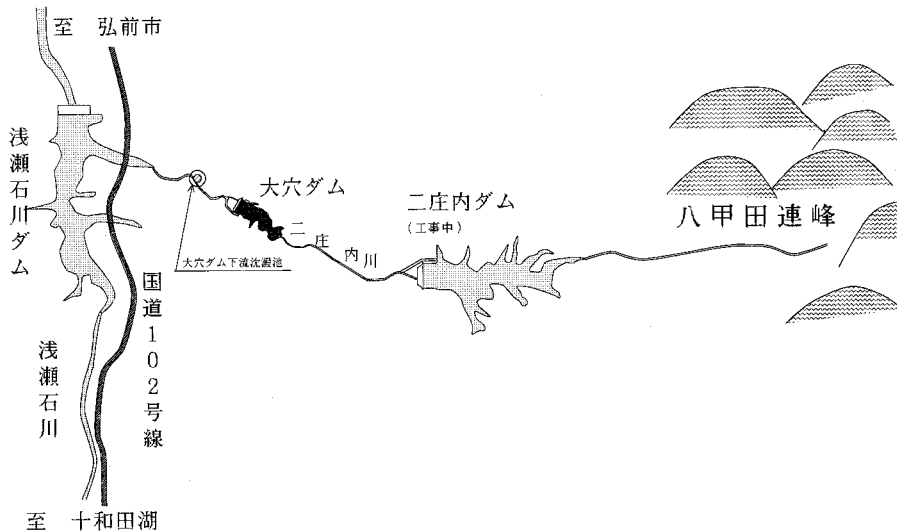


図-1

大穴ダム 一青森県，均一フィル1929年完成
農業

二庄内ダム 一農水省，ロックフィル工事中
農業

二庄内ダム施工期間中，工事施工に伴い発生する濁水は，発生ヶ所別にできるかぎり沈澱処理，機械処理を行っていたが，降雨の状況によっては十分な沈澱をおこなえないまま流下せざるを得ない場合があった。結果的に下流の大穴ダムは二庄内ダム工事の大規模な沈澱池として機能することとなった。

しかし，大穴ダムで自然沈降による濁度の改善は，80～50ppm程度までしか期待できず，浅ダム地点に設定されている環境基準25ppm（県条例）

を満足することが出来ない状況であった。試行錯誤の末，大穴ダム下流に薬品添加による沈澱池を（以下大穴沈澱池）設けることで1989年解決をみた。（図-1，図-2）

【大穴沈澱池処理能力】

最大処理能力

処理水量 $Q = 0.36 \text{ m}^3/\text{s}$

濁度改善実績

通常50～150ppm → 5 ppm程度

最大1,000ppm → 20ppm程度

【運転方法】

河川水（原水）の一部（max0.36m³/s）を取入口から導水し，沈澱池下流にて未処理水（河川水（原水））と合流し，約25ppm程度に改善する。

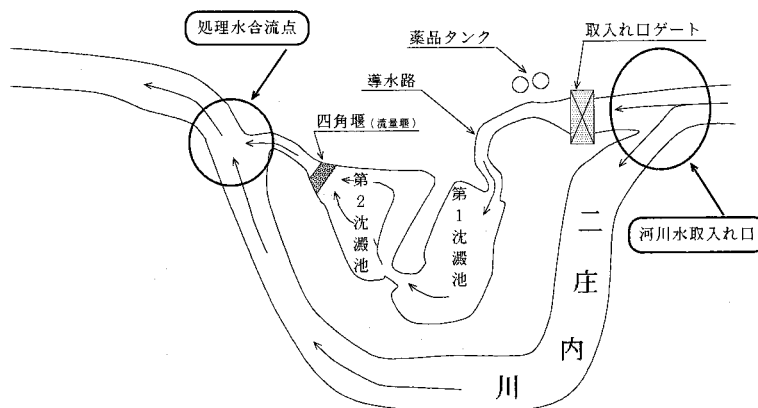


図-2 『大穴ダム下流沈澱池』

なお、河川水の流量は、大穴ダム取水ゲートの開度により調整した。

【運転状況】

運転が必要となった期間とその稼働状況

毎年8月～10月

稼働状況：1ヶ月に約20日ほど運転

1ヶ月に約10日は運転の必要がなかった。

使用薬品

PAC、高分子

大穴ダム放流量

$Q = 0.3 \sim 1.0 \text{ m}^3/\text{s}$

1993年、大穴ダム水位がほぼ満水となり、湖水濁度160ppm程度の状態で、大穴沈澱池の処理能力を超える4～5 m³/sの放流が必要となり、新たな濁水対策を行うこととなった。

二庄内川は、両岸が急峻な山地のため新たな沈澱施設を造成することが出来ないため、大穴ダム湖に直接薬品を投入し、濁度改善を行い放流する

こととした。

3. 大穴ダム湖水の濁水処理計画

放流にあたり、浅ダム管理事務所及び上水の管理事務所と放流手順について「大穴ダム放流フロー」のとおり調整を図った。

【濁水処理検討のため行った試験】

(1)原水のpH及びアルカリ度測定

目的：原水に対し薬品が、有効に作用するか確認する。

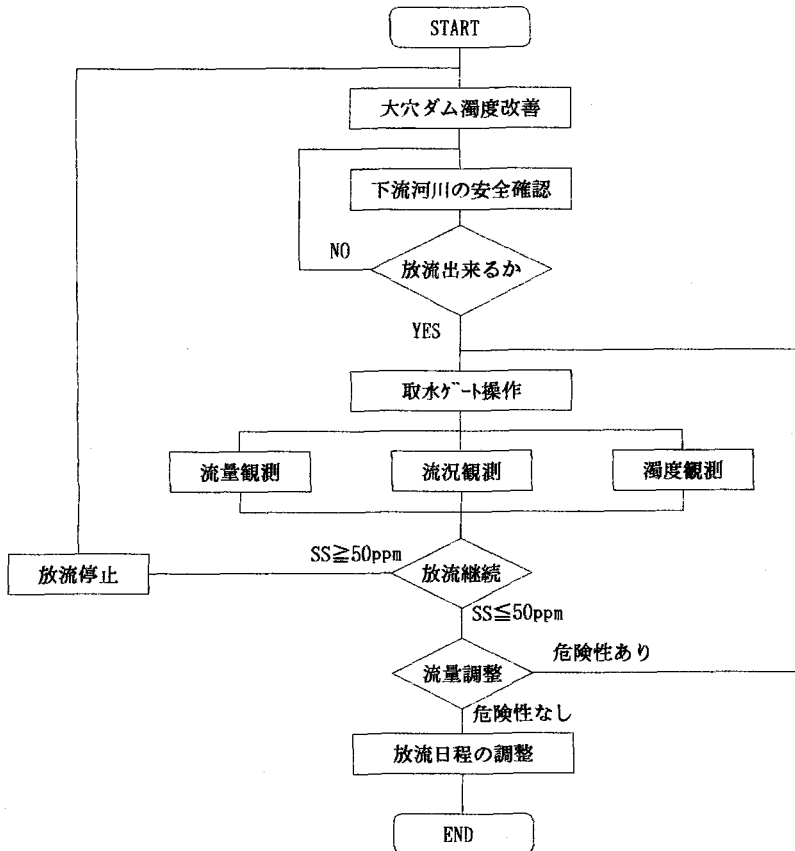
pH及びアルカリ度を測定し、薬品処理の際、原水のpH、アルカリ度の調整(アルカリ補助剤の有無)が必要か判定する。

(2)ジャーテスト《資料-1》

目的：薬品の適正添加量を求める。

試験は、最適添加量を求めることができるが、経済性とその効果から適正添加量を求める。

(3)薬品添加放置テスト《資料-2》



大穴ダム放流フロー

目的：薬品添加後カクハンをしない場合（ジャーテストは、薬品反応促進のためカクハンを行う）の適正添加量を求める。

10lの原水の表面に薬品を均一に散布し、カクハンせずそのままの状態に放置し濁度の変化を確認した。

実際に大穴ダムに薬品を添加した場合、ジャーテストのような状態でのカクハンが困難（水深約2～12m）なため、カクハンをしない場合の薬品反応状況を確認

する。ジャーテスト同様に、経済性とその効果から適正添加量を求める。

以上の検討から、十分なカクハンをしない場合の薬品添加量は、50～60ppmの範囲が適量と判断したが、最終決定は大穴ダムの貯水位と推定堆砂量から貯水量（濁度改善対象水量）を求め、薬品の添加量が適正範囲を越える（薬品の過添加）ことがないように検討し定めることとした。

《資料—1》

【ジャーテスト】

原水種類 大穴ダム放流水
 試験者氏名 山岡捷男
 試験目的 P A C単独処理の場合の適正注入量の測定
 原水水質 P H 7.35
 Mアルカリ度 24
 濁度 176ppm

— 試験結果 —

P A C 50ppm が適正注入量

	薬品注入量	フロックの状態			評価	備考
	PACppm	生成速度	大きさ	沈降順位		
1	30	一秒	微細	—	×	
2	40	70	1 mm	3	△	
3	50	50	1～1.5	2	○	上澄水 清澄
4	60	60	1～1.5	1	◎	上澄水 清澄

《資料—2》

【P A C注入後放置試験】

原水種類 大穴ダム放流水
 試験者氏名 佐藤真孝, 橋本敬一
 試験目的 P A C単独処理の場合の適正注入量の確認
 試験方法 10lの濁水にP A Cを注入し放置
 原水水質 濁度 160ppm

— 試験結果 —

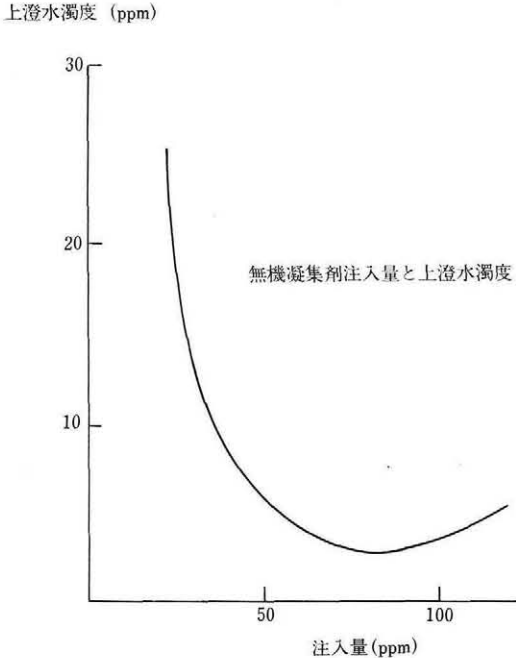
P A C 60, 70ppm が、適正である。
 P A C 50ppm で35ppm が期待できる。

	薬品注入量	濁度 (ppm)			評価	備考
	PACppm	原水	6時間	24時間		
1	40	160	70	70	×	水温
2	50	160	38	35	△	6hr—12°C
3	60	160	18	18	◎	24hr—10°C
4	70	160	15	8	◎	

参考：薬品の過添加とは？

薬品の添加量と上澄濁度のグラフ《資料-3》に示すように、ある適正添加量を越えると濁度が上昇する状態。(結果、薬品のムダになる。)

《資料-3》



【貯水量の推定と薬品添加量の決定】

(1)貯水量の推定

堆砂量は、1985年の調査結果(約20万 m^3)及び現地調査結果から25万~30万 m^3 程度と見込まれた。貯水量は、水位(ほぼ満水)から堆砂量を考慮し、約90万~100万 m^3 と推定した。

(2)薬品添加量の決定

処理水量を100万 m^3 、薬品添加量を50tonとした(50ppm)場合、処理水量が90万 m^3 であった場合に過添加の状態になるか以下のとおり検討した。

$$50\text{ton} \div 900,000\text{m}^3 = 55\text{ppm}$$

となり、ジャーテスト及び放置テストからも過添加とならないと判断し、経済性等から薬品量を50tonと決定した。

【薬品の散布(添加)方法】

薬品は、堤頂に8 m^3 タンクを設置し、10tonローリーにて供給した。(薬品の比重=1.2)

散布は、作業船に500 l タンクを据え付け、タンク

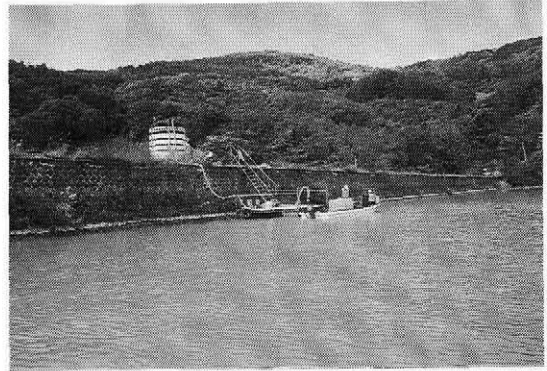


写真-1 仮設備 (PAC貯蔵タンク, 浮棧橋)

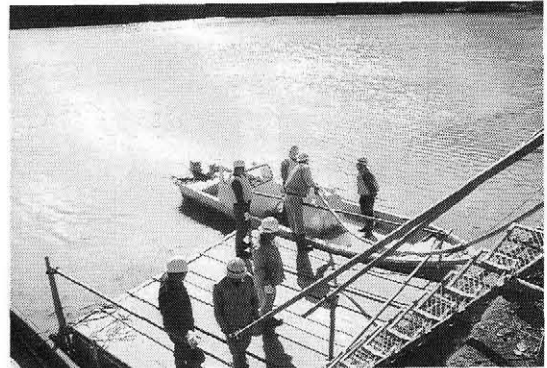


写真-2 薬品積込状況



写真-3 無機凝集剤散布・攪拌状況

から $\phi 25$ の水中ポンプで汲みあげ、ホースにてスクリュ-部から水中散布した。スクリュ-によるカクハン作用で薬品の均一な散布を期待した。また、タンクから水中ポンプで薬品を汲みあげることにより、ホースからの吐出量を安定させたため、船の速度を一定とした作業が可能となり、均一な散布となったと思う。

船着場は、上流からの流入により貯水位の変化に追従できる16 m^2 の浮棧橋《資料-4》を設置した。

【作業のサイクルタイムとタイムテーブル】
作業サイクルは《資料-5》のとおりとした。

作業船は2隻、2日間で湖面13ha全面に薬品の散布を行う計画とした。

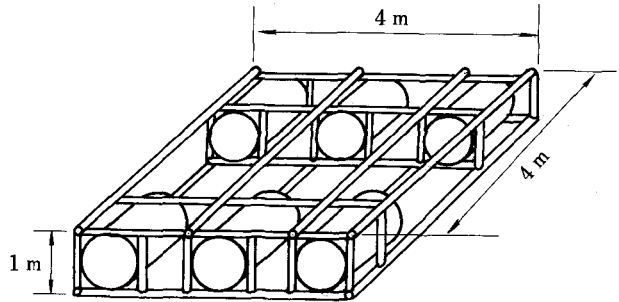
《資料-4》

【船着場】

ドラム缶、単管パイプ、足場板で船着場を作成する。4 m × 4 m = 16 m²の広さとする。昇降階段を設ける。

資機材

ドラム缶		6缶
単管パイプ	4 m	24本
単管パイプ	2 m	12本 (手摺含)
単管パイプ	1 m	4本
足場板		16m ²
階段	単管 4 m	4本
	単管 1 m	8本
	ステップ	16個

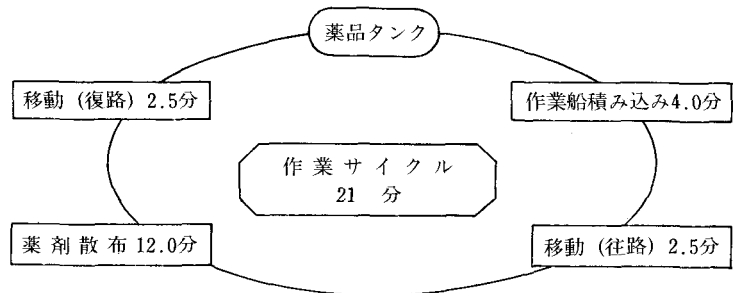


《資料-5》

【タイムテーブル】

作業時間《8:00~17:00》

作業内容	時間
準備	8:00~8:30
散布作業 (10回)	8:30~12:00
昼食	12:00~13:00
散布作業 (11回)	13:00~16:10
後片付け	16:10~17:00



1. 作業船積み込み時間の算出

2分で500ℓを積み込むためポンプ選定表からφ50; 1.5kWの水中ポンプとした。準備その他として、2分見込み計4分とした。

2. 移動時間の算定

貯水池は、長さ1.0kmのため平均距離の500mを移動距離とした。作業船の速度を12km/hrと仮定し2.5分と見込んだ。

3. 薬剤散布時間の算定

貯水池面積=13ha 作業船の速度=12km/hr 作業幅=2.0m
貯水池全面に3回の散布を行うとして1回当たりの作業時間を下記のとおり求めた。

$$130,000\text{m}^2 \div (2\text{m} \times 12,000\text{m/ha}) = 5.42\text{時間}$$

$$5.42\text{hr} \times 3\text{回} \div 2\text{艇} = 8.13\text{時間} / 1\text{艇}$$

$$8.13\text{hr} \div (21\text{回} \times 2\text{日}) = 0.149\text{時間} / 1\text{艇}$$

$$= 12\text{分} / 1\text{回}$$

4. 施工（処理）結果

処理前の原水は、160ppm程度であった。処理開始約1時間後には、浮遊土粒子の凝集（フロック）を確認した。施工2日目の朝は、湖水の色が土色系から緑色系に一夜にして変わっていた。しかし、船のスクリーンのカクハンで、フロックが水面に現れる事もあり深部の改善までには至っていないようであった。

施工は、作業の効率が良好な状態であったため、2日目の14時頃に終了した。その後、同日16時に行った水深別の濁度観測では、水深2mまでは10～20ppmに改善され、10m深度においても80ppm程度の改善が確認された。

施工終了後の濁度観測結果から、さらに深部の改善が期待されたため放流開始を24時間後とした。施工後7日目に同地点の深度別濁度を観測した結果、湖水全体にわたり40ppm程度の濁度であった。（深いところまで改善効果が確認されたが、1～2mの深度では濁度の上昇がみられた。）

5. まとめ

今回の施工は、短時間で大量の濁水の改善処理（約100万 m^3 、160ppm）を行うものである。

薬品に期待したところは、水面から約1mの深さに均一に散布し、薬品が反応しながら自重（比重1.2）により深部まで到達することで、濁りを改善しようとした。

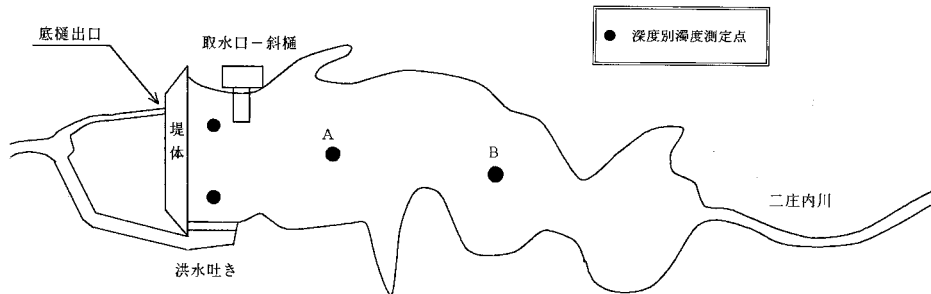
湖水の処理前後の濁度（水深別の濁度）は、《大穴ダム濁度測定位置図》及び《水深別濁度のグラフ（濁水処理経過グラフ）》に示すとおりである。

深度別濁度の測定結果から、水深1～2mの範囲は、スクリーンのカクハン作用により早期に10ppm程度に改善される良好な結果が得られた。水深4mを越える深さでは、時間の経過にしたがい改善の度合いが進むようである。

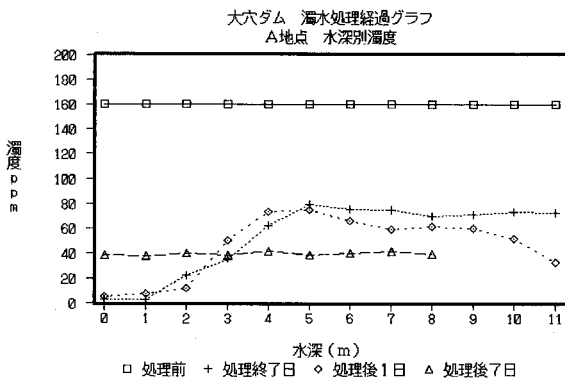
さらに、濁度は、時間の経過により水深に無関係にある一定の値となる傾向がみられた。

これは、次のような事が考えられる。

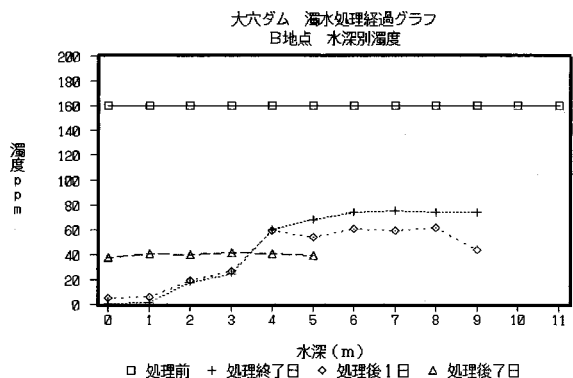
- 1) 日射により水面温度が上昇し、対流の発生



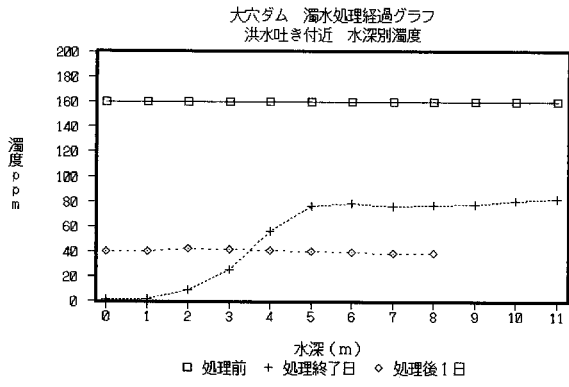
大穴ダム濁度測定位置図



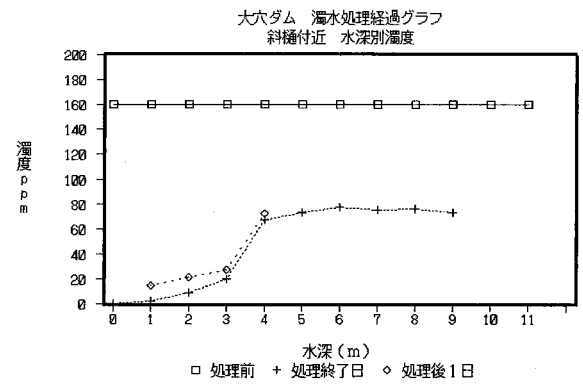
グラフー1



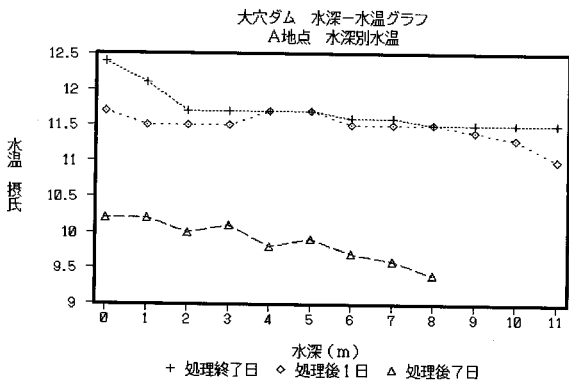
グラフー2



グラフー 3



グラフー 4



グラフー 5

により均一化した。

水温に1°C以上の差がでた場合に対流現象が発生するといわれている。濁度を測定したA地点における濁度測定時の水深と水温は、グラフー5のとおりである。水面と最深部では、約1度の差が認められるが、水温は観測日によりばらつきがある。

2) 上流河川からの流入水による新たな濁水の混入により均一化した。

施工後4日目に降雨(22mm/day)があり150ppm程度の濁水が約20万m³/日流入した。

3) 放流による水位の低下。

水際の後退により堆積土砂及び沈澱したフロックを巻き込みながら河川水が流下する。など、考えられる。

今回の施工で確認されたことは、

1. 160ppm (100万m³) を40ppm程度に濁度改善できる。
2. カクハンを行えば、10ppm程度まで改善される。(160ppm→10ppm)
3. 土粒子がコロイド状になり発生する濁水の改善は、適当な薬品処理が有効である。(早急な対応が必要な場合は、薬品処理が有効、しかし、金が掛かる!)

また、濁度がある程度低下した時点で高分子の散布により、より大きく安定したフロックを形成させ、対流やまき込み等による濁度の上昇(フロックの破壊)をおさえることが出来ると思われた。(大穴ダム下流の浅ダムは上水の水源地であるため、今回は高分子の使用を避けた。)

4. キレイな水、キレイにした水は、濁水と混ぜない。

と、一般的な点である。

貯水量100万m³、貯水面積13haの貯水池において、湖面に薬品を散布することで濁度改善を行ったという点について報告し、終わりとする。

使用薬品：PAC250A 多木化学(株)
 濁度計：FN-5TD型 (株)東邦電探
 ケーブル長30m 水温測定機能有り
 pH計：HM-10P 東亜電波工業(株)

環境に配慮した浚渫工法について — 県立自然公園「南湖」の農業用水源確保 —

引 地 清 三*
(Seizo Hikichi)

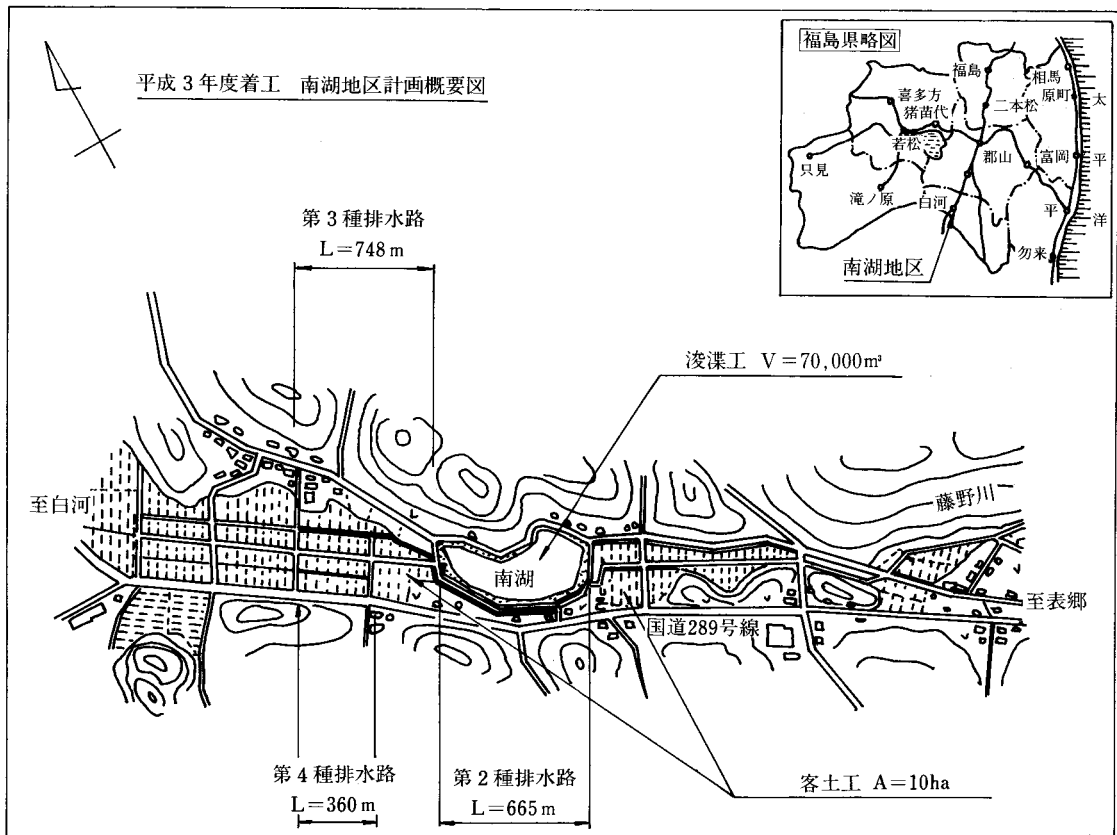
目 次

1. はじめに	71	6. 浚渫土量の把握	73
2. 地区の概要	72	7. 取り除き工法の検討 (1次選定)	74
3. 事業の概要	72	8. 取り除き工法の検討 (2次選定)	74
4. 南湖の築造とその目的	72	9. 仮設計画	75
5. 浚渫工事を必要とする理由	73	10. おわりに	76

1. はじめに

農業農村整備事業を進めるにあたり現在ほど自然にやさしく、環境や生態系に配慮した設計施工が望まれている時はない。このような状況を踏え、

わが国最初の公園であり、また県立自然公園、都市公園、風致地区並びに史跡名勝として指定されている「南湖」の農業用水源回復のための浚渫工事の施工工法を紹介する。



図—1 南湖地区計画概要図

* 福島県南農地事務所整備課



写真一 南湖全景

2. 地区の概要

団体営土地改良総合整備事業一般土地総型「南湖」地区は、福島県中通り地方の最南端白河市のほぼ中央、東北新幹線新白河駅の南東約2.6kmに位置し、国道289号線及び1級河川藤乃川の沿線に広がる面積126haの水田地帯である。

3. 事業の概要

本地区の基盤整備は、昭和44年度～昭和52年度に実施した県営ほ場整備事業「白河南」地区とし

て完了しているが、幹線排水路及び小排水路は、吸出し、洗堀等により脆弱化しており、また地区の主水源である南湖は、近年の社会情勢の急激な変化に伴う流域内開発により、土砂等が流入して貯水能力が著しく低下した結果、用水不足をきたし、農業用水の供給に多大なる支障が生じる事態となった。

4. 南湖の築造とその目的

南湖公園は、周囲2.5kmの南湖を中心とした水と緑の豊富な公園で、1801年(享和元年)、ときの白

◎全体計画の事業概要					
総事業費(概算)		525,300千円(採択時456,000千円)			
施工期間		平成3年度～平成7年度			
浚渫工 (工法, 浚渫圧送船)		V=70,000m ³			
排水路工(実施延長)		L=1,773m			
客土工		A=10ha			
種別	年度	平成3年度	平成4年度	平成5年度	平成6年度以降
事業費		16,000千円	177,000千円	304,000千円	28,300千円
工種		排水路工 (底盤舗装) L=738m " (U字溝布設600型) L=362m	浚渫工 V=30,000m ³ 排水路工 L=78m	浚渫工 V=40,000m ³ 排水路工 L=200m	客土工 A=10ha 排水路工 L=395m

河藩主松平定信公が回遊式自然公園として荒沼を改修し、“四民（士農工商）共楽の地”を目的に開放した。公園は、西の那須連峰と東南の関山を借景とし、湖畔には吉野桜、嵐山の楓、赤松が移植され、その影を映し出す豊かな湖水をたたえるわが国最初の公園である。

南湖は、元々「大沼」と呼ばれる貯水池であったが、堤が壊れ荒沼となっていたものを、堤を修築し（千代の堤）、農業用水の貯水及び魚介の養殖目的とした人造湖として甦らせたものである。

“南湖”の名称は城下の南方にあることから、中国の詩人李太白の詩句「南湖秋水夜無煙」にちなんで命名されたものでありその規模は、流域面積2.86km²、かんがい面積103.7haに対する、貯水量181,000m³、満水面積16.2haの農業用ため池である。

5. 浚渫工事を必要とする理由

近年の流域内開発（工場用地、住宅団地用地、球場用地等の造成）により、過去2回（S10年、S39～40年）の浚渫にもかかわらず、土砂流入が著しく、現在の貯水量は111,000m³と、70,000m³も減少し、下流域域に著しい用水不足を来している。

これを解消するため、次のような経過で事業を計画した。

- (1)南湖は、河川法指定の1級河川でもあるため、河川管理者による施工を白河市として要請し

たが、河川管理者側では施工計画がなくまた他省庁関係でも、全く計画がなかった。

- (2)農業用水源の回復を早急に図る必要があるため、検討の結果、基幹事業を農業用排水施設（浚渫含む）とし、あわせ行う事業を客土として、団体営土地改良総合整備事業の枠内で、流入土砂の取り除きを計画・実施し、用水量の安定的確保を図ることとした。
- (3)南湖は県立自然公園で、年間を通じて観光客が訪れることから、自然保護及び景観維持を最優先とする必要があり、かつ表一のように諸法令の規制があり、特に文化財保護法に基づく史跡名勝天然記念物指定区域内の工事にあたっては、水棲動植物の保全及び保護を図る必要があるため、現水位を確保しながら土砂を取り除くこととした。

6. 浚渫土量の把握

- ①現況の土砂流入量を把握するため25mメッシュを組んで堆砂面標高を測定し、現況貯水量を求めた。（V=111,000m³）
- ②かんがい水量の把握にあたり、計画基準年（昭和48年）の南湖下流受益地について、半旬毎の水収支計算を行ない、水源必要量を求めた。（V=181,000m³）
- ③上記の結果により水源必要水量と現況貯水可能量の差が不足量70,000m³を得た。

表一 協議関係一覧表

協議事項	根拠法令	協議機関	協議内容及び経過
農業振興地域との関連	農 振 法	福島県白河農政事務所 白河市農政課	事業と農振法との整合性について承認
水 利	水 利 権	杜川沿岸土地改良区	浚渫工事について異義なし（貯水量の確保）
一級河川内の工事施工	河 川 法	福島県白河建設事務所	河川法第20条（河川管理者以外の者が施工する工事）許可……浚渫工事 ” 第26条（河川区域内の工作物の新築）……浚渫船組立ヤード設置
県立自然公園内の工事	県立自然公園法	福島県県南行政事務所	条例第13条第3項（県立自然公園特別地域内鉱物の掘採（土石の採取）許可）……浚渫工事
都市公園内の工事	都市公園法	白河市都市計画課	許可及び届け出不要
風致地区内の工事	風致地区内における建築等の規制に関する条例	福島県白河建設事務所	条例第3条第3項第18号（風致地区内建築等）による通知 ……浚渫工事・浚渫土砂仮置に伴う土地形質の変更
史跡名勝天然記念物指定区域内の工事	文化財保護法	福島県教育庁文化課	文化財保護法第80条第1項（現状変更）許可……浚渫工事 1. 浚渫、水路整備については過去の実績があり問題なし 2. 水棲植物、護岸の保護に努めること 3. 現水位を確保できる工法とすること
所有地内の工事		大蔵省福島財務事務所	所有地内における工事の実施について協議……浚渫工事
所有地内への捨土		農林水産省家畜改良センター	所有地内における工事の実施について協議……浚渫土砂捨土工事
観光地内の工事		南湖共楽会（地元業者）	事業実施時期について協議……浚渫工事

表一 2 水棲動植物表

水棲動植物の保全及び保護について	
保護対象動植物	保全及び保護の方法
すいれん (浮葉植物)	分布状況を調査し、区域を特定し一部保護する。 (但し、北東湖岸に最小限にする)
じゅんさい (浮葉植物)	分布状況を調査し、一部保護する。
コウホネ (挺水植物)	調査し、分布状況を把握後保全保護する (目印、分布図、写真等の記録) 関係機関の立ち会い、確認、報告 (市教育委員会、県教育庁文化課)
コイ ヘラ鮒 (脊椎動物)	浚渫工法として現水位を確保 (減水しない)



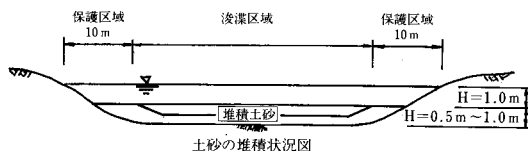
コウホネ [コウホネ属]

Nuphar japonicum DC.

北海道西南部から九州、および朝鮮の温帯から暖帯に分布。小川、溝、池沼にはえる多年生の水草。根茎は水底の泥中を横にはう。葉は柄があり水上をぬき出て、長さ20~30cm。花は夏、径5cm位の黄花を上向きに開く。がく片5は花弁状。花弁は多数で小形。和名河骨^{カノボネ}は河にはえ根茎が白骨のように見えるのでいう。葉屋でこれを川骨^{カノボネ}と呼んでいる。漢名萍蓬草。 (* 1)

なお、南湖の最低取水位は、EL361.60m (満水位EL363.33m、現況堆砂高EL362.30m)となっており、土砂取り除き厚より求めた容量も約70,000m³となり、水収支の検討結果とも合致した。

取り除き範囲は既設構造物や水棲植物の群生区域等に悪影響を与えないよう考慮して、これから10m離れた位置からとした。また、現況有効水深が1.00m程度しかないため、貯水量の確保のために、全面積取り除きとした。(取り除き面積105,600m³)



7. 取り除き工法の検討 (1次選定)

上記理由により景観、群生する植物等への影響を考慮し、次のような検討をへて工法を決めた。

まず1次選定として、ドライ施工案、ウェット施工案、浚渫案の工法を比較選定し、その結果、①除水が無い事から、悪臭対策、公園の景観維持、水棲動植物の保護に有利である。②公園の周囲が水田であるため、これを借り入れる事でヤード確保が可能であり、また余水吐にろ過機能を持たせることにより余水問題への対応が可能である。③観光地なので、工期に制限がある、等の理由により浚渫案が最適と決定した。(表一 3 工法比較一覧表参照)

8. 取り除き工法の検討 (2次選定)

次に2次選定として、浚渫案は、ポンプ系、クラブ系およびその他工法とに分けられるが、ここでは、南湖浚渫に適した工法を選定することを目的にポンプ系浚渫とその他工法を比較検討した。

まず「ポンプ系浚渫工法」を「小型ポンプ船浚渫工法」および「小型浚渫空気圧送工法 (吸引タイプ)」とに分け、これとその他工法 (小型空気圧送船バックホウタイプ) の3者を、費用を含め比較検討した結果 (表一 4 参照)、南湖においては、沈埋木、ゴミ等が予想されること、及び自然公園であり短期間工事が望まれることから、小型空気

表-3 工法比較一覧表

工法比較一覧表			
	ドライ施工案	ウェット施工案	浚 渫 案
概 要	施工区域の水を排除し乾燥状態にした後、ダンプで搬出処理する方法である。この工法は、水面積が小さく水深の浅い場所に適している。	施工区域の水を排除した後、ダンプで搬出処理する方法である。この工法には、吸泥・掘削・現位置固化の3工法が含まれる。	施工区域に浚渫船を搬入、水上作業によって汚泥を浚渫除去し、処分地に運搬排土する方法である。処理地では、浚渫汚泥の沈澱濃縮、脱水、固化等の処理が施される。湖沼での浚渫工法は、ポンプ系とその他工法とに分けられる。
利 点	<ul style="list-style-type: none"> ・施工状況が目視可能であるから、汚泥の完全除去が期待できる。 ・障害物への対応が比較的容易。 ・掘削時の汚濁の心配がない。また余水処理が不要。 ・直接運搬が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> ・水を排除した後、直ちに汚泥除去作業にかかれる。 ・施工状況が目視可能であるから、汚泥の完全除去が期待できる。 ・障害物への対応が比較的容易。 ・掘削時の汚濁の心配がない。また余水処理が不要。 ・固化処理により直接運搬が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> ・広い範囲および水深の深い場所での施工が可能である。 ・水を除去せずに施工可能である。 ・湖水の除去作業がないので、他工法と比べて短工期である。 ・施工範囲を汚濁防止膜を布設する事により、水棲動植物への影響を最小限に押さえることができる。 ・他工法に比べて、公園としての美観を損ねない。
欠 点	<ul style="list-style-type: none"> ・施工区域の水を排除したことによる悪臭発生の問題がある。 ・水を排除したことにより、墜落転落等の災害の問題が生じ安全対策が重要となる。 ・排出土の処理問題。 ・施工規模が大きき乾燥状態までに時間がかかり、長い工期を必要とする。 ・公園としての、景観を損ねる。 ・水棲動植物への影響が多大である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・施工区域の水を排除したことによる悪臭発生の問題がある。 ・水を排除したことにより、墜落転落等の災害の問題が生じ安全対策が重要となる。 ・排出土の処理問題。 ・吸泥ポンプ使用時、人力作業が主で施工能力が小さい。 ・固化により普通ダンプでの運搬が可能となるが、固化処理費が高くつく。 ・公園としての、景観を損ねる。 ・水棲動植物への影響が多大である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・浚渫土をストックするためのヤードの確保および維持管理する必要がある。 ・作業船の喫水に十分な水深が必要となる。 ・水中施工であるため、施工精度が他工法に比べてやや劣る。 ・工法によっては、汚泥を攪拌してしまう。 ・汚泥の処理地への直送が出来ない。 ・余水処理問題
現 地 適 応 性	<ul style="list-style-type: none"> ・南湖は農業用ため池の役割も兼ねており、また除水する場合下流側用水路の流量が著しく増大する。 ・南湖への流入水を全て切り回ししなければならぬ。 ・南湖は観光地であり景観を損ねることは許されない。 ・水棲動植物保護には不向きである。 ・この工法を用いるには、施工範囲が広い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ドライ施工案に加えて ・吸泥方式の場合：人力作業が主で施工能力が小さく、工期・経費・景観の全てに不向きである。 ・掘削方式の場合：湿地用ブルドーザーによる作業が主となるが、集土・搬出に困難を強いられる。 ・現地固化の場合：南湖全域を固化させる為に膨大な費用がかかる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・除水が無い事から、悪臭対策、公園の美観維持水棲動植物の保護に有効である。 ・公園周囲が水田であり、これを借り入れる事でヤード確保は可能である。また、余水吐に濾過機能を持たす事で余水問題への対応可能である。 ・観光地であるので、工期は短い方が好まれる。
判 定	×	×	○
以上のことから、本工事に際しては浚渫案を採用する。			

圧送船（バックホウタイプ）を採用した。

9. 仮設計画

①ストック・ヤードの場所選定にあたっては、南湖下流部に選定するのが一般的であるが、下流部には国史跡名勝に指定されている「千代の堤」があり、また食堂や宅地等が多いことから、悪臭等の影響が懸念されるため、南湖上流部の

水田に設定することとした。

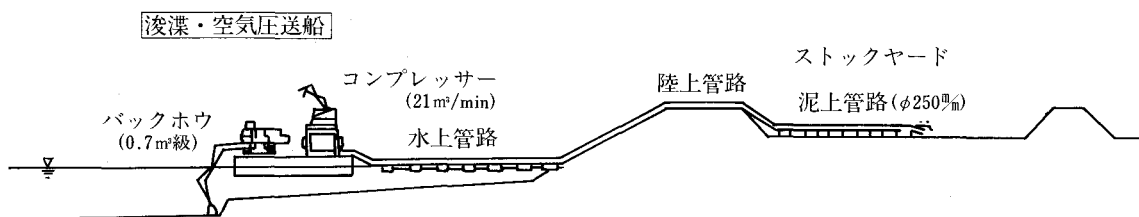
(ストック・ヤード面積25,460m²)

②ストック・ヤードの規模及び工期の決定については、浚渫土量が70,000m³であり、ストック・ヤードの規模は第1号ストック・ヤード浚渫土量19,000m³、第2号ストック・ヤード24,450m³で、合計43,450m³となり、よって浚渫工事は70,000/43,450=1.6≒2ヵ年となる。また浚渫圧送

表一 4 浚渫工法の比較検討表 (* 2)

南湖地区浚渫工の比較検討			
(平均水深1.0m 浚渫平均0.6m)			
	小型ポンプ船浚渫工法 (D-250ps)	小型浚渫空気圧送機 (吸引式) 浚渫工法	小型空気圧送船 (T2-250) 浚渫工法
浚渫機の概要 (工法)	<ul style="list-style-type: none"> ポンプのサクシオンパイプを取付けたラダーを水底に降ろして、船尾のスパットを左右に振って掘削し、水と共に吸引し圧送する方法である。 大きな礫や沈埋木がある場合は吸引不可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 小型圧送機のバックホウのバケットの代わりに吸引ポンプに替え水底土砂を吸い取り、その土砂をパイプラインを使用してストックヤードまで空気圧送する工法である。 大きな礫や沈埋木がある場合は吸引不可。 	<ul style="list-style-type: none"> 圧送船自体にバックハウスを載せて水底の掘削積み込みし、その土砂をパイプラインを使用してコンプレッサーにより、ストックヤードまで空気圧送する工法である。 スクリーン選別機により沈埋木や礫を取除可能。
含泥率	<ul style="list-style-type: none"> 泥土を水と共に吸引しポンプ圧送するため10%~13%しか圧送できない 体積率1.8 	<ul style="list-style-type: none"> 泥土を水と共に吸引するが、吸引圧送タンク内で水抜きをするため、80%~90%圧送可能。 体積率1.3 	<ul style="list-style-type: none"> バックホウでの掘削であるから、他の工法に比べて浚渫量が多く含水も少ない。80%~90%圧送可能。 体積率1.2
汚泥の拡散	ポンプ船のスクリー・ラダー先端のカッター等により汚泥の拡散が甚だしい。	吸引式であり、汚泥の拡散は比較的少ない。	バックホウで掘削のため、バケットの出し入れによって局部的に汚濁が生じる。
築堤工 (ストックヤード)	含泥率が低いためストックヤードに多量の水量が入るため浚渫量の2~3倍のヤードが必要となる。また、築堤保護も考慮する必要がある。	空気圧送で行うため余水が少ないので、浚渫量に相当するヤードを確保する必要がある。	空気圧送で行うため余水が少ないので、浚渫量に相当するヤードを確保する必要がある。
作業能力	63m ³ /hr×6.5hr=410m ³ /日	36m ³ /hr×6.5hr=234m ³ /日	42m ³ /hr×6.5hr=273m ³ /日
工事日数	(70,000m ³ ×1.8) ÷ 410m ³ /日=370日	(70,000m ³ ×1.3) ÷ 234m ³ /日=389日	(70,000m ³ ×1.2) ÷ 273m ³ /日=308日
浚渫単価 3者比較順位	高い	やや安い	安い
評価	×	△	○
南湖においては、沈埋木・ゴミ等が予想され自然公園であり短工期が望まれることから、小型空気圧送船浚渫工法を採用した。			

◎工法、浚渫圧送船の仕組



図一 2 浚渫空気圧送船の仕組図 (* 3)

船作業量から検討した場合、浚渫のみの工事日数308日、1ヵ月実働25日の場合、12ヵ月を要し、その他に準備、仮設、乾燥の日数をも必要となるため、2ヵ年工期とした。

③浚渫土投入工法としては、築堤した第1号ストック・ヤードに浚渫土を投入し、上水を第2号ストック・ヤードに排水しながら計画浚渫土量高(盛土高)2.4mになるまで投入し乾燥させる。次に第2号ストック・ヤードに浚渫土を投入し上水は排水路に流下させて乾燥させる。なお、浚渫土投入期間は、10月~3月までの6ヵ月とし、乾燥期間は4月~9月までの6ヶ月間

とする計画とした。

④残土処理計画については、浚渫土砂を、ドライ運搬可能まで乾燥させ、一部客土用土(面積10ha、客土厚10cm、10,000m³)へ流用し、他の残土分は、本地区より南方約2.0km地点の採草地に処理する計画とした。

10. おわりに

今回の報告は、県立自然公園等の規制区域での浚渫工法を紹介したが、現在、施工継続中であり、浚渫の出来形確認、水棲植物への影響、湖水の水質・濁度及び客土利用状況など、現在、検討調査

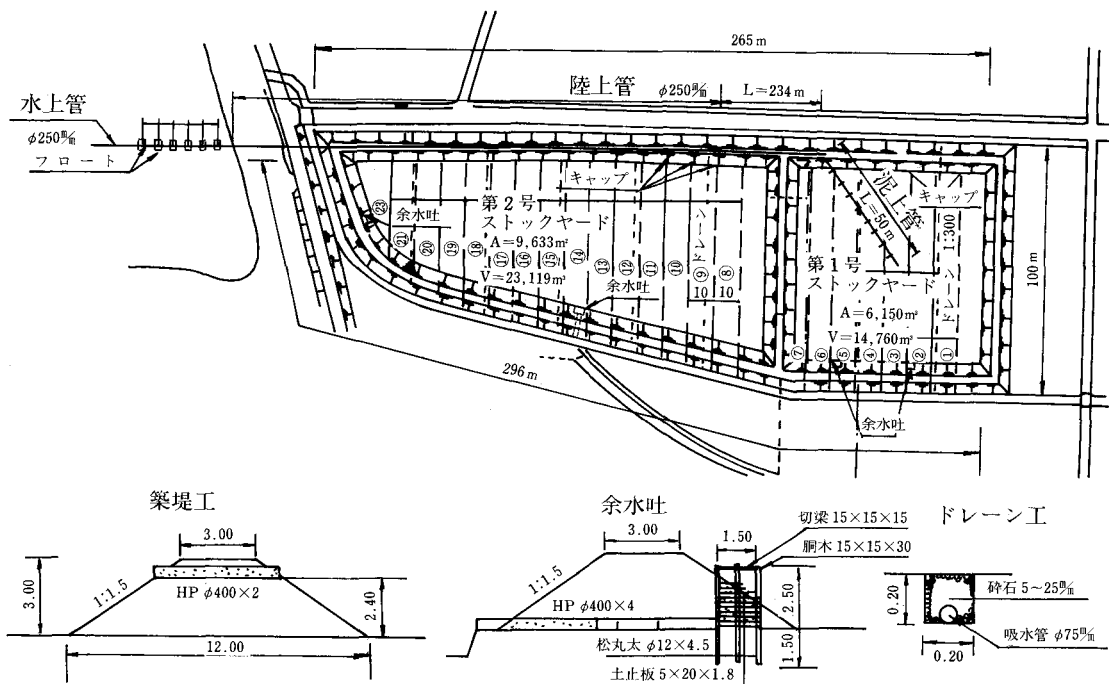


図-3 スtockヤード図

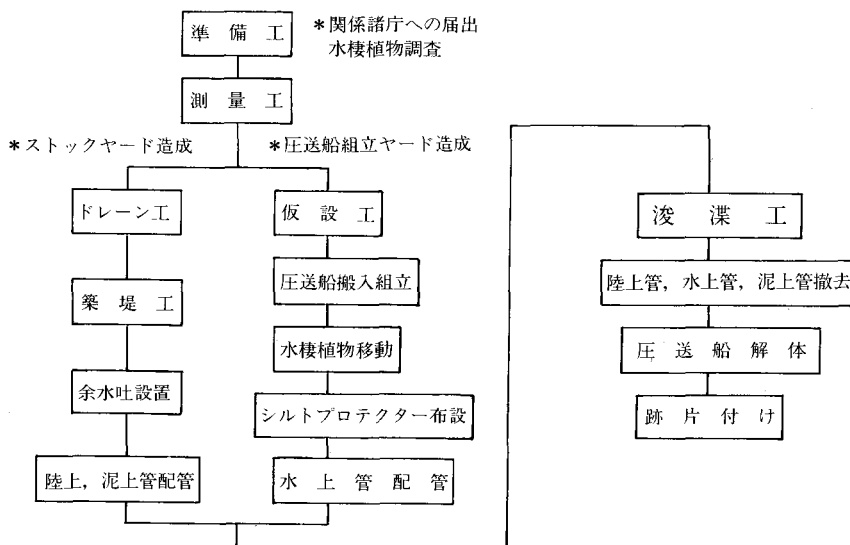


図-4 施工フローチャート

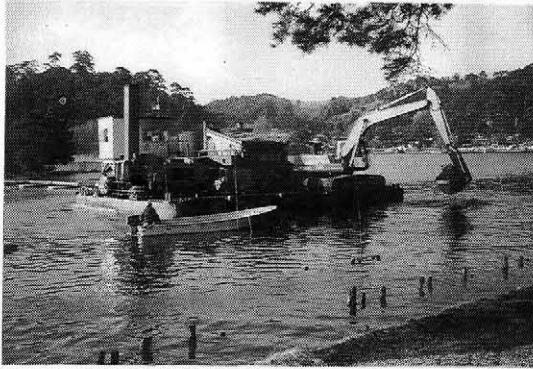


写真-2 浚渫状況

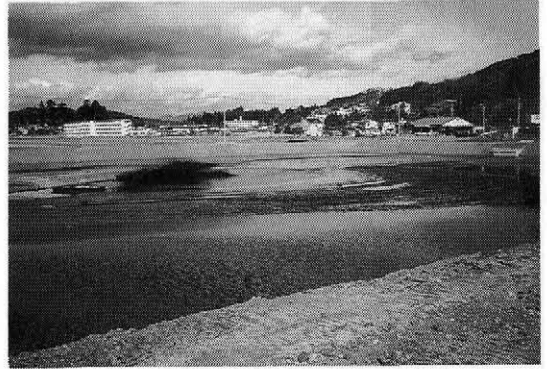


写真-3 排泥状況

中であるが、平成5年度までの施工結果を下記のとおり示し、本報告を結ぶ。

①浚渫の出来形

25mメッシュの測点ごとに行い、浚渫計画高に対して $-0.01\sim-0.41\text{m}$ の範囲となっており、平均で -0.21m であった。

〔平成4年度施工面積 $A=53,000\text{m}^2$ 〕
〔平成5年度施工面積 $A=52,000\text{m}^2$ 〕

②水棲植物への影響

コウホネについては、分布調査の結果、広範囲に散在していることから、泥上機で掘削し保護区域に人力等で移植し、スイレンについては、生育場所が限られていたので、施工区域を一部変更して、保護区域を含め現状のままの位置に残したが、生育状況については、今後の推移を

見守ることになっている。

③水質・濁度

施工区域内9ヶ所、施工区域外4ヶ所で濁度を測定した結果SS値が $8\sim58\text{ppm}$ を示し、施工区域内平均値 23.6ppm と、目標上限値(100ppm)を下回った。また湖水pH値については、施工区域で6ヶ所測定した結果、 $6.6\sim6.9$ で水質基準($6.0\sim7.5\text{pH}$)内であった。

参考文献

- * 1 牧野富太郎：原色牧野植物大図鑑，1982
- * 2, * 3 日本浚渫・空気圧送協会：浚渫・空気圧送船小型浚渫・空気圧送機 積算マニュアル，1988

ふるさとの豊かな資源保全対策

—ふるさと水と土基金—

1. 事業の背景

中山間地域は、農業生産に対する自然的・経済的・社会的条件が不利であるとはいえ、わが国において大きな役割を担っています。そこには豊かな自然や多くの美しい景観があるだけでなく、郷土芸能、伝統文化といった文化的資源が豊かに保存されています。また単に地域住民の生活の場としてだけでなく、都市住民にとってもやすらぎを求める憩いの場、教育の場としても大きな役割を果たしています。

そして、中山間地域に存在するこれらの資源は、主として集落の住民が共同で行う活動によって保全され、育まれてきたのです。

しかしながら中山間地域では、過疎化・高齢化の著しい進行により地域の活力が低下し、今まで保全されてきた地域資源に対する集落共同活動も滞りがちとなっています。

このため、これらの大切な資源を保全し、育んでいくためには、地域の原動力である集落共同活動を積極的に支援していく必要があります。

とりわけ土地改良施設(ため池、用排水路など)



写真1 集落共同活動の状況

は、農業生産のみならず国土の保全や自然的、文化的資源として、地域住民の生活と深く関わってきた貴重な財産です。よってこれらの施設に対する集落共同活動を支援し強化していくことは、農業生産の向上だけでなく、国土・環境の保全にも役立ち、強いては地域の維持・発展につながるものと考えられます。

「中山間ふるさと・水と土保全対策事業(ふるさと水と土基金)」は、こういった集落共同活動を支援し、活動を担う人材の育成・確保を図るため、全国的な活動として平成5年度に創設された事業です。

2. 事業の概要

ふるさと水と土基金は、都道府県基金と市町村単独基金とからなっています。基金事業はあくまでソフト面からの支援であります。これをハード面から支援するためのふるさと・水と土保全モデル事業も同時に創設されており、これらが連携することによって集落共同活動の推進を図っていくことにしています。

①都道府県基金(国庫補助事業)

都道府県に総額150億円(うち50億円が国庫補助)の基金を5年間で造成します。この運用益により、都道府県内の中山間地域に位置する土地改良施設の機能を適正に発揮させるための集落共同活動、及びこれを効率的に推進するために必要な施設整備に関するマスタープランを作成するとともに、これに基づく集落共同活動の活性化に関する推進指導・助言を行う人材(ふるさと保全指導員)の育成等を行います。

②市町村基金(地方単独事業)

1市町村当たり1千万円を目標とし、基金造成を行います。この運用益により、主に集落共同活動の市町村計画を作成するとともに、実際の活動に対する助成を行う事としています。

③ふるさと・水と土保全モデル事業

本事業は、基金事業と一体的に、土地改良施設の有する多面的機能の維持増進を総合的に図るため、モデル的に実施するハード事業です。

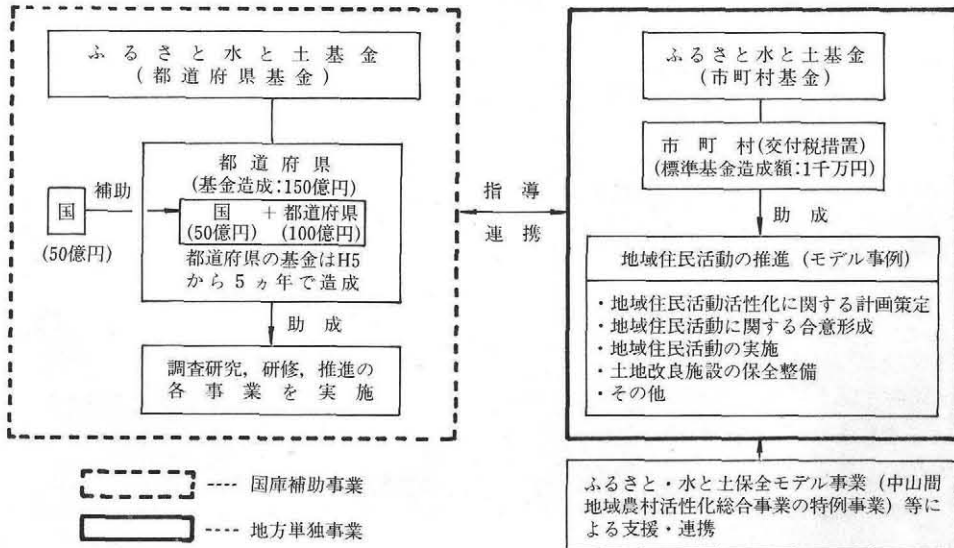


図-1 ふるさと水と土基金の体系

3. 活動状況

平成5年度は、各都道府県、市町村が基金の設置を進めてきました。平成6年3月には第1回ふるさと水と土基金全国大会が開催されるとともに、情報誌「新田舎人(創刊号)」の発刊、ポスター製作などにより全国的な活動としてスタートしました。

4. 今後の課題と方向

平成5年度から始まったこの制度は、基本的に



写真-3 情報誌新田舎人

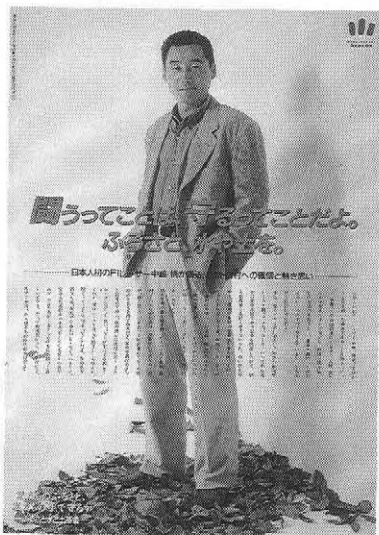


写真-2 ふるさと・水と土基金のポスター

は「ふるさとの貴重な資源を保全することを通じて、農業農村整備を広く一般の方々に理解していただく運動である」と認識しており、現在各県、各市町村で委員会を組織し、その活動も着々と成果を上げているところであります。

今後は、委員会組織の活動のみならず、ふるさと指導員等の育成、各種研修、情報の交換等を通じてより一層の定着を図るべく、活動を行う予定です。このためには、各地域の活動と併せて、情報誌新田舎人、ポスター、各種手引きの作成等を通じた全国的な活動の充実を図ってまいりたいと考えており、農業土木技術者各位のご理解とご支援をお願いする次第であります。

問い合わせ先

農林水産省構造改善局建設部開発課
(tel) 03-3502-8111 (内線3882)

「CEAD/II」に代わる新しい事業支援システムの開発について

構造改善局設計課施工企画調整室

農林水産省では平成6年度より、現在の土地改良工事標準積算システム「CEAD/II」に代わる新しい事業支援システムの開発に着手します。新たなシステムはCEAD/IIの積算機能だけでなく、事業所等の業務全体を総合的に支援するシステムとして、新しい設計思想のもとで開発を行います。

1. 積算システム (CEAD/II) の現況

現在の積算システム「CEAD/II」は、昭和50年代から開発を始め、全国の土地改良工事の積算業務に活用されるようになってから、もうすでに10年余りの実績があります。全国の国営事業所での工事費の積算処理を行うほか、そのプログラムは、都道府県や土地改良事業団体連合会等でも広く利用されています。これまでに、オンライン処理の導入や日本語入力の実現等の改良も重ねられ、利用者には広く定着したシステムとなっています。

しかしながら、CEAD/IIが電算機普及の比較的初期に開発され、システムが固有のハードウェアをターゲットとしていたこと、また関連団体等における利用までは考慮されていなかったこと等により、システムの改良や積算基準等の改定に対して、速やかな対応が困難となっているのが現状です。

2. 情報処理分野における技術進歩

最近の情報処理分野における技術進歩は非常に早く、CEAD/IIが開発、運用開始された当時と比較して、ソフトウェア並びにハードウェアは格段に進歩しました。性能は倍になり、価格は半分となるような高性能化、低価格化の現象が毎年のように進んでいる状況です。

また近年のパソコンやワークステーションなど小型コンピュータの著しい機能アップにより、従来の大型汎用コンピュータから、パソコンやワークステーションへの「ダウンサイジング」と呼ばれる移行が盛んになってきています。これにより大型コンピュータにかかっていた高い経費を削減

するとともに、ネットワークで結ぶことで、各部署が持っている情報をみんなで共有し、情報の流れをよくできます。

3. 新しいシステム環境への移行

このようなコンピュータの進歩、さらには積算を含めた業務の省力化が求められる状況のなか、積算システムの課題について整理した結果、CEAD/IIの管理運営が年々頻雑になっている現状に加え、現行の枠組みの中ではコンピュータシステムの高性能化に対応した効率的なシステムの構築が難しいと判断され、次期積算システムの構築について新しい視点から検討することになりました。

4. 新しい事業支援システムの基本構想

平成5年度に、国、県、土地連等の積算システム担当者および専門家を含めた作業部会を設けて、新しいシステムの考え方を「次期積算システム基本構想」として取りまとめました。平成6年度からは、新しい事業支援システム（次期積算システム）の構築の必要性や、新しいシステム環境について、利用者に対して広く理解を得ながら、具体的な作業を進めることとしています。

利用者側からみた新システムの基本概念は「業務環境の改善」であり、単なる積算をするシステムから業務全体を支援するシステムへの発展を目標としています。積算業務についても、各種参考資料の提供や、積算資料の作成機能、チェック機能の充実等、これまでにない業務環境を提供できるシステムを考えています。

5. 積算上における主な変更点

新しい事業支援システムではメンテナンス等情報管理は技術事務所等からネットワークを通して行いますが、計算処理自体は事業所にあるパソコン本体でも処理できるようなシステムを目指しています。これによりいつでもすばやく積算結果を

得る事が出来るようになります。

また昔のコンピュータは数字や記号しか扱えませんでした。そのためCEAD/IIにおいても、分厚い使用手引き書等を参考にしながら、一旦コンピュータが理解出来るように、設計の条件等を数字や記号に置き換えて入力しています。しかし、最近のコンピュータでは、画像等も扱えるようになり、キーボードから入力してやらなくても、マウスなどの入力装置によって、画面上の選びたい項目等を指し示してやれば入力できるように進歩してきています。

そのため次期積算システムでは、今までのように数字や記号に一旦翻訳してからコンピュータに入力するという手間を挟まず、直接画面上に示された設計条件等を選択していく方法で積算出来るようなシステムを目指しています。

6. 業務支援システム

今回のシステムでは、積算だけでなく事業所の業務全体を支援できるシステムを目指しています。

これまで、契約台帳、工事成績書、執行状況報告書、予算管理など各種帳票の作成は個別に行っていたため同一項目（工事件名、契約金額等の工事関連情報）でも、その度に記入す必要がありました。今回工事関連情報、予算執行状況等をデータベース化し、庶務課、企画設計課、工事課等各課をLANで結ぶことにより、データを互いに利用出来るようになるとともに、各種帳票・文書の作成に必要なデータが自動的に引用出来るようになります。

また、差引簿、支払簿、物品管理簿に関しても電算化をすることが考えられ、事務関係・業務の省力化が期待されます。

本格的な着手は今年度からですので、皆さんの御意見・御要望等を施工企画調整室設計基準班まで送ってください。

データベース化の確立

業務に応じ多くのデータを有効に利用することができます。



- ・積算書を作るだけでなく関連する情報をも管理します。
- ・工事情報を蓄積し利用できます。
- ・情報が発生したところで入力、入力者も利用できます。

システムの構成
設計システム
積算システム
工事管理システム
事務管理システム

投 稿 規 定

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

農業土木技術研究会入会の手引

1. 入会手続

- ① 入会申込みは研究会事務局へ直接又は職場連絡員へ申し込んで下さい。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……フエルダムを含めてダム研究会に拡大

『土とコンクリート』に変更

- ・ S36年……水路研究会の発足

『水路』の発刊

- ・ S45年……両研究会の合併

農業土木技術研究会の発足←

『水と土』

入 会 申 込 書

平成 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

農業土木技術研究会役員名簿（平成6年度）

会 長	谷山 重孝	水資源開発公団理事
副 会 長	上田 一美	構造改善局建設部長
理 事	志村 博康	日本大学農獣医学部教授
	岡本 芳郎	構造改善局設計課長
	近藤 勝英	水利課長
	江頭 輝	首席農業土木専門官
	の場 泰信	関東農政局建設部長
	川尻裕一郎	農業工学研究所長
	嶋田 誠	北海道開発庁農林水産課長
	古賀 清司	茨城県農地局長
	風間 彰	水資源開発公団第二工務部長
	坂根 勇	㈱土地改良建設協会専務理事
	中島 哲生	㈱農業土木事業協会専務理事
	北村 純一	㈱三祐コンサルタンツ常務取締役
	伊東 久彌	西松建設㈱常務取締役
	塚原 真市	大豊建設㈱専務取締役
監 事	金蔵 法義	関東農政局設計課長
	池田 実	㈱日本農業土木コンサルタンツ 社長
常任顧問	黒沢 正敬	構造改善局次長
	内藤 克美	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	〃
	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	江頭 輝	構造改善局設計課
常任幹事 編集委員	大澤 賢修	〃 事業計画課
	〃 米山 元紹	〃 設計課
	〃 土岐 昭義	〃 整備課
	〃 永嶋 善隆	〃 設計課
総務部長	久郷 徳壽	全国農業土木技術連盟総務部長
幹 事 編集委員	西野 徳康	構造改善局地域計画課
	〃 瀬戸 太郎	〃 資源課
	〃 親泊 安次	〃 事業計画課
	〃 村岡 宏	〃 施工企画調整室
	〃 高田 進	〃 水利課
	〃 馬場 範雪	〃 〃
	〃 加藤 公平	〃 総合整備推進室
	〃 川村 文洋	〃 開発課
	〃 岡野 光男	〃 〃

幹 事
編集委員

馬籠 剛一	〃 防災課
〃 吉池 一孝	関東農政局設計課
〃 田中 秀明	農業工学研究所地域資源工学部
〃 佐藤 具揮	国土庁調査課
〃 坂野 一平	水資源開発公団第2工務部設計課
〃 尾崎 保雄	農用地整備公団業務部業務課
〃 室本 隆司	㈱日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

㈱ 荏原製作所	3口
㈱ 大 林 組	〃
㈱ 熊 谷 組	〃
佐 藤 工 業 ㈱	〃
㈱三祐コンサルタンツ	〃
大 成 建 設 ㈱	〃
玉野総合コンサルタント㈱	〃
太陽コンサルタンツ㈱	〃
㈱電業社機械製作所	〃
㈱ 西島製作所	〃
西 松 建 設 ㈱	〃
日 本 技 研 ㈱	〃
㈱日本水工コンサルタント	〃
㈱日本農業土木コンサルタンツ	〃
㈱日本農業土木総合研究所	〃
㈱ 間 組	〃
㈱ 日立製作所	〃
Fe石灰工業技術研究所	〃
	(18社)
㈱ 青 木 建 設	2口
㈱ 奥 村 組	〃
勝 村 建 設 ㈱	〃
株 木 建 設 ㈱	〃
㈱ 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業㈱	〃
住 友 建 設 ㈱	〃
住友金属工業㈱	〃
大 豊 建 設 ㈱	〃
㈱ 竹 中 土 木	〃
田 中 建 設 ㈱	〃
日石合樹製品㈱	〃
前田建設工業㈱	〃
三 井 建 設 ㈱	〃
	(14社)

㈱アイ・エヌ・エー	1口	ジオスター ㈱	〃
アイサワ工業㈱	〃	日本舗道 ㈱	〃
青葉工業 ㈱	〃	西日本調査設計㈱	〃
旭コンクリート工業㈱	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
旭測量設計 ㈱	〃	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	〃
アジアプランニング㈱	〃	㈱ 婦 中 興 業	〃
茨城県農業土木研究会	〃	古郡建設㈱	〃
上田建設㈱	〃	㈱ 豊 蔵 組	〃
㈱ウォーター・エンジニアリング	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
梅林建設㈱	〃	㈱北海道農業近代化コンサルタント	〃
エスケー産業㈱	〃	堀内建設 ㈱	〃
㈱ 大 本 組	〃	前田製管 ㈱	〃
大野建設コンサルタント㈱	〃	前沢工業 ㈱	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	真柄建設 ㈱	〃
技研興業㈱	〃	㈱ 舩 ノ 内 組	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	丸伊工業 ㈱	〃
㈱ クボタ建設	〃	丸か建設 ㈱	〃
㈱ クボタ (大阪)	〃	㈱丸島アクアシステム	〃
㈱ クボタ (東京)	〃	丸誠重工業㈱東京支社	〃
㈱ 古 賀 組	〃	水資源開発公団	〃
㈱ 後 藤 組	〃	水資源開発公団沼田総合管理所	〃
小林建設工業㈱	〃	〃 三重用水管理所	〃
五洋建設 ㈱	〃	宮本建設 ㈱	〃
佐藤企業 ㈱	〃	ミサワ・ホーバス ㈱	〃
㈱ 佐 藤 組	〃	㈱水建設コンサルタント	〃
㈱ 塩 谷 組	〃	㈱峰測量設計事務所	〃
昭栄建設 ㈱	〃	山崎ヒューム管 ㈱	〃
新光コンサルタンツ ㈱	〃	菱和建設 ㈱	〃
須崎工業 ㈱	〃	若鈴コンサルタンツ ㈱	〃
世紀東急工業 ㈱	〃		(76社)
大成建設 ㈱四国支店	〃	(アイウエオ順)	計 108社 158口
大和設備工事 ㈱	〃		
高橋建設 ㈱	〃		
高弥建設 ㈱	〃		
㈱ 田原製作所	〃		
中国四国農政局土地改良技術事務所	〃		
㈱チェリーコンサルタンツ	〃		
中央開発 ㈱	〃		
東急建設 ㈱	〃		
東邦技術 ㈱	〃		
東洋測量設計 ㈱	〃		
㈱土木測器センター	〃		
中川ヒューム管工業 ㈱	〃		
日兼特殊工業 ㈱	1口		
日本国土開発 ㈱	〃		
日本大学生産工学部図書館	〃		
日本ヒューム管 ㈱	〃		

農業土木技術研究会会員数

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員								
	県	農水省 関係	公団 等	学校	個人	法人	外国		県	農水省 関係	公団 等	学校	個人	法人	外国		
北海道	99	376	21	7	26			近畿	滋賀	37	5	1	1	4			
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	森手	38	14	2	4		大阪	京都	42	44	1	1	3			
		城田	35		1				5	5							
		形山	76		5				5	5							
		形島	5		1				4	3							
			27		4				1	4							
	59	36	1	1			和歌山	44	27	3	1	4					
							小計	204	87	2	16	19					
北	小計	374	194	14	10	33		中国	鳥取	24	6	1	2	4			
関	茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	城木	41	8	3	12		四国	岡山	66	6	5	5	1	5		
		馬場	20	1	2	2											
		玉葉	17	8	7	19											
		千葉	20	7	2	19											
		東京	14	11	10	20											
		神奈川	167	83	4	18											
		山梨	3		10	20											
		長野	28		4	18											
		静岡	36		1	1											
			52	10	2	6											
	81	14															
							小計	478	105	9	23	22					
東	小計	472	303	119	21	98		九州	福岡	38	19	26	7	15			
北	新潟 富山 石川 福井	鴻山	60		3	3		九州	佐賀	35	11	6	1	3			
		川井	6		1	3											
			42	56	1	8											
			40	8	1	1											
							小計	313	114	35	12	23					
陸	小計	200	130		5	15		合計	2,321	1,432	247	98	259	740	19		
東	岐阜 愛三	阜知	7		2	7		九州	福岡	22	30	3	4	1			
		重	116	44	1	11											
		11		3	1	5		小計	313	114	35	12	23				
海	小計	181	123	47	4	23		総合計	5,116名								

編集後記

「厚生省人口問題研究所」は、2010年には、子供のいない30代前半の夫婦は現在の2倍の約30%に上り、ますます少子化に拍車が掛かる。

また、未婚率（独身率）についても30代前半の女性は2000年までに20%台に急上昇、男性も2005年には37%台と2.7人に1人の割合まで増える。

このように、結婚しない、あるいは結婚しても子供を産まない夫婦がますます増えるのは確実である。との「配偶関係と家族類型の将来推計」を発表した。

このような少子化傾向が続く中で、農業・農村を取り巻く状況は、担い手の不足・高齢化及びこれらに伴う耕作放棄地の増大等安定的な農業生産力の維持に重大な影響を及ぼしかねない状況になっている。

このため、今後とも農業生産力の維持・強化を図るためには、このような少子化傾向に的確に対応した農業の担い手対策を早急に行う必要があり、農業農村整備事業の実施に当たって、最重要課題として取り組むことが必要と考える。

整備課 土岐 昭義

水と土 第97号

平成6年6月20日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL03 (3436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL03 (3952) 5651